

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0600-40-41_改1

補足-600-40-41 埋込金物プレートの耐震評価方法に係る  
補足説明資料

## 目 次

1. はじめに .....	1
2. 埋込金物プレートの評価方法 .....	1
3. 両端固定支持はりの適用性の検討 .....	3
3.1 評価手順及び評価結果 .....	4
3.2 評価方法の保守性 .....	4
4. まとめ .....	4
別紙 1 埋込金物プレート評価に用いる引張荷重の算定手法	
別紙 2 女川原子力発電所第 2 号機と先行プラントとの埋込金物プレート評価の差異	
別紙 3 埋込金物代表タイプの評価内容	

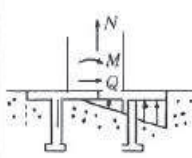
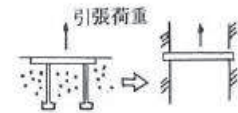
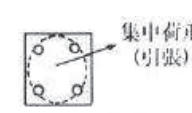
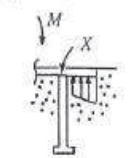


1. はじめに

女川原子力発電所第2号機において埋込金物のプレートの評価は、原子力発電所耐震設計技術指針（JEAG 4601-1987）（以下「JEAG 4601」という。）に記載された埋込板（プレート）の評価方法を参照し、プラント建設時からプレートを両端固定支持はりとして評価しているが、先行プラントのプレートの評価計算式と差異があることを踏まえて、女川原子力発電所第2号機における埋込金物のプレートの評価方法について説明する。

2. 埋込金物プレートの評価方法

女川原子力発電所第2号機のプレート評価においては、JEAG 4601を参照しプレートを両端固定支持はりとした評価を実施している。以下にJEAG 4601「表6.6.4-2 埋込金物の評価方法（その1）」を示す。

表6.6.4-2 埋込金物の評価方法（その1）

項目	設計基準	評価方法		
荷重伝達	<ul style="list-style-type: none"> <li>柱脚設計</li> <li>(標・機-7)</li> </ul>	 <p>軸力<math>N</math>(引張,圧縮),せん断力<math>Q</math>,曲げモーメント<math>M</math>の荷重に対して左記設計基準にしたがい荷重伝達を評価する。この時標準埋込金物各構成要素の強度評価を下記たて二重線左側に示し,(<math>N, Q</math>のみ考慮),右側に特殊金物について追加検討する事項を示す。( <math>N, Q, M</math>を考慮)但し,特殊金物にて板の設計は③にて検討している。</p>		
埋込板	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼構造設計規準</li> <li>JEAG 4601・補-1984 (許容応力編)</li> <li>「告示501号」</li> <li>建築基準法</li> </ul>	<p>①サポートの大きい場合(広い面積にかかる荷重)  <u>スタッド部を固定とし,集中荷重を作用させ,中央部の曲げ応力をチェックする。</u></p> 	<p>②サポートの小さい場合(中央の一点にかかる荷重)            スタッドを結ぶ円周に固定されているとし,中央部の曲げ応力をチェックする。</p> 	<p>③コンクリート文圧反力による曲げ応力をX点でチェック</p> 
スタッドシベル		<p>①丸棒部            引張荷重+せん断荷重</p> 	<p>②頂部            左図のように引張荷重がはたらいた時の頂部せん断強度を破線部でチェックする。</p> 	<p>③溶接部            丸棒部の荷重が丸棒部の許容荷重の50%以内ならOK。(溶接部はスタッド材の80%以上の強度を確保している。)</p>

プレートを両端固定支持はりとした強度計算式を以下に示す。

a. 記号の定義

記号	定義	単位
P	引張荷重	N
b	プレート幅	mm
t	プレート厚さ	mm
A	プレート断面積	mm <sup>2</sup>
Z	プレートの断面係数	mm <sup>3</sup>
c	スタッドの間隔	mm
$\sigma$	プレートの曲げ・せん断共存時の応力	MPa
$f_t$	許容引張応力	MPa

b. プレートの強度計算式

この時、引張荷重Pは曲げモーメントを考慮しており、その算定方法を別紙1に示す。

なお、先行プラントにおいては、埋込金物プレートを  とみなして強度計算を行っていることと推察されることから、評価方法の差異を別紙2に示す。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

3. 両端固定支持はりの適用性の検討

両端固定支持はりと想定した場合、

[Redacted]

[Redacted]

[Redacted] プレート  
 のコンクリート支持 (=両端固定支持) の説明は有効と考えられるため、 [Redacted]

[Redacted]

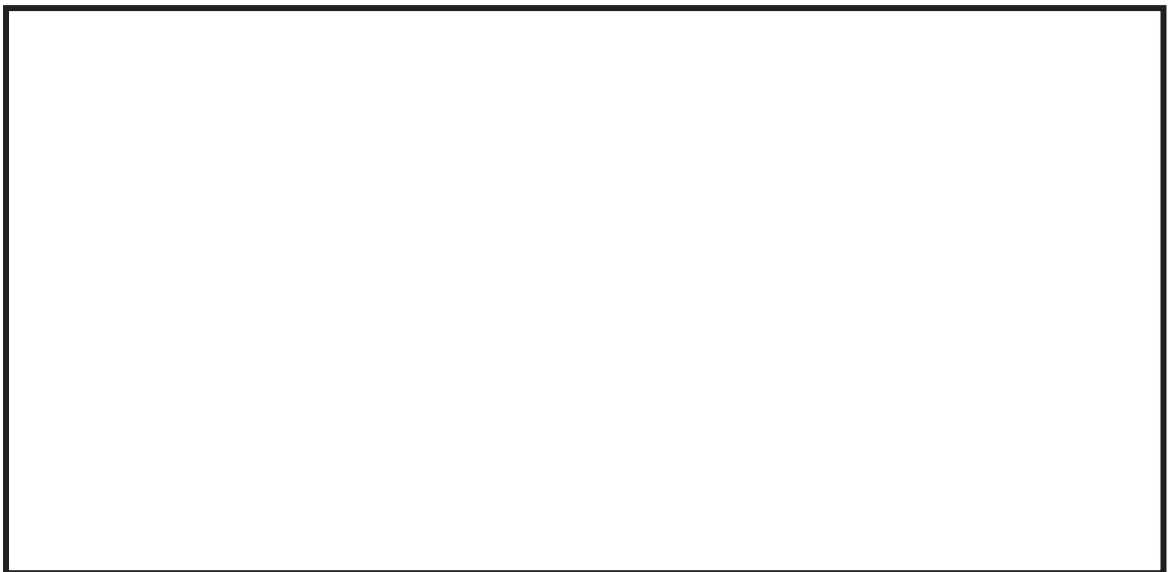


図 3-1 スタッド～プレート端部におけるコンクリート面の載荷範囲

記号	定義	単位
P	引張荷重	N
$\ell$	スタッド間距離	mm
t	プレート厚さ	mm
a	スタッドからプレート端部までの距離	mm
S	スタッドからプレート端部までの面積	mm <sup>2</sup>

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

### 3.1 評価手順及び評価結果

埋込金物に作用する使用荷重を [ ]  
 [ ] コンクリートの健全性について確認した。評価結果一覧を表 3-1 に、個別の評価内容を別紙 3 にそれぞれ示す。なお、評価対象の金物は 4 本スタッドタイプで最もプレート幅が小さい金物 [ ] 4 本スタッドタイプで使用荷重が最も大きい金物 [ ] スタッド本数によらず使用荷重が最も大きい金物 [ ] とした。

表 3-1 評価結果一覧

金物タイプ	発生応力： $\sigma_1$	*	評価結果 $\sigma_1 < [ ] : \bigcirc$
	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	
[ ]	[ ]	[ ]	$\bigcirc$
			$\bigcirc$
			$\bigcirc$

注記\* : [ ] [kg/cm<sup>2</sup>]を SI 単位系に換算した値を適用

### 3.2 評価方法の保守性

3.1 項の評価において、コンクリート面で負担する荷重は [ ]  
 [ ]  
 [ ] と考えられることから、保守性を有した評価といえる。

## 4. まとめ

女川原子力発電所第 2 号機において埋込金物のプレートは、J E A G 4 6 0 1 に基づき両端固定支持はりとして評価しているが、その前提となるコンクリートの健全性を確認するため代表タイプ [ ] を計算した結果、[ ]  
 [ ] コンクリート許容応力以下であることを確認した。

以上により、使用荷重に対するコンクリートの健全性を確認されることから、J E A G 4 6 0 1 に基づく両端固定支持はりの考え方は適用性があると判断する。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

## 埋込金物プレート評価に用いる引張荷重の算定手法

## 1. はじめに

埋込金物は、発生荷重と使用荷重を比較することにより、評価を実施している。このうち、発生荷重としての引張荷重  $P$  は、支持架構下端部の引張力そのものではなく、下端部に発生する反力 6 成分（各方向に生じる荷重： $F_x$ ,  $F_y$ ,  $F_z$ , 各方向に生じる曲げモーメント： $M_x$ ,  $M_y$ ,  $M_z$ ）のうち、曲げモーメントにより発生する引張成分を足し合わせたものである。以降に、引張荷重  $P$  算定の手法について述べる。

2. 埋込金物評価用の引張荷重  $P$  の算定手法

埋込金物評価時の発生荷重は、支持架構下端部に発生する引張力に、曲げモーメントにより発生する等価引張力を加味して算定する。

等価引張力の算定フローの例を図 1 に示す。

また、埋込金物ごとの使用荷重（引張） $P_a$  の算定に当たっては、以下に示す応力又は荷重が許容値以内に収まっている事を確認する。

- ・ベースプレートの曲げ・せん断共存時の応力
- ・スタッドの引張応力
- ・コンクリートのコーン状破壊荷重
- ・コンクリートの支圧破壊荷重

埋込金物評価時は、上記手順にて算定した埋込金物評価用の引張荷重  $P$  と、埋込金物ごとの使用荷重（引張） $P_a$  を用いて、 $P \leq P_a$  となることを確認する。したがって、埋込金物ベースプレートの評価においては、支持架構下部に発生する引張力と曲げモーメントの両者を考慮した評価になっている。

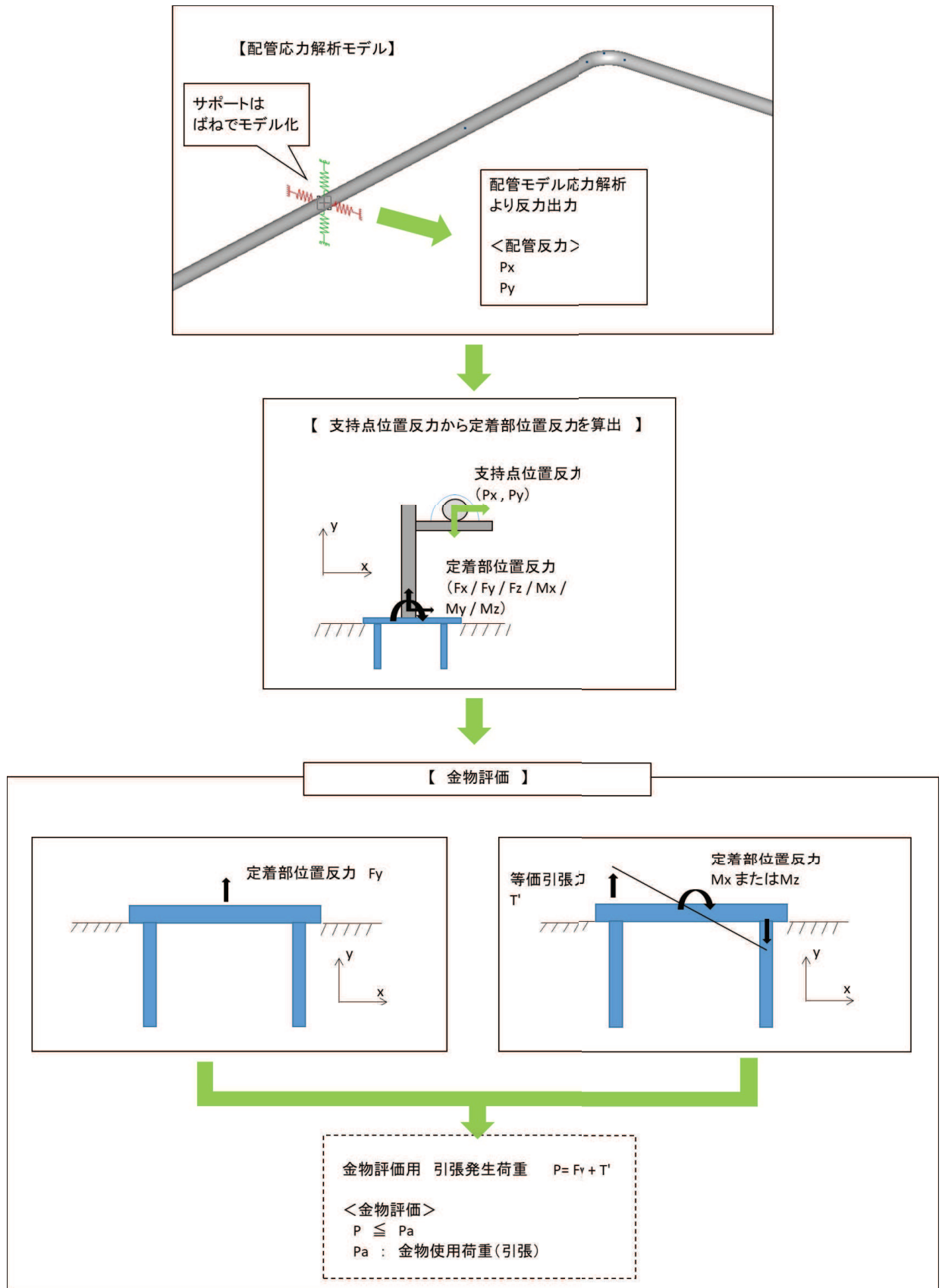


図 1 埋込金物評価用引張荷重 P 算定フロー



## 女川原子力発電所第 2 号機と先行プラントとの埋込金物プレート評価の差異

女川原子力発電所第 2 号機において埋込金物プレートに対する引張力は J E A G 4 6 0 1 を踏まえ、図 1 に示すとおり [ ] 両端固定支持はり [ ] の中心に作用するものとしている。

一方、先行プラントの評価式を参照すると、埋込金物プレートを [ ] とみなして強度計算を行っている と推察される。

表 1 に女川原子力発電所第 2 号機と先行プラントとの埋込金物プレート評価の差異を示す。先行プラントとの差異は、プレートの支持の考え方の違いによる応力算出時の評価式の係数の違いである。

女川原子力発電所第 2 号機の両端固定支持はりとしての評価は、その前提となるコンクリートの健全性を確認し、妥当性を確認している。さらに、埋込金物への取付け部材の大半はボックス鋼などが使用され、 [ ] [ ] として評価しているが、実際には埋込金物全体で分散して負担すると考えられることから、保守性を有した評価といえる。



図 1 プレートを両端固定支持はりとみなす概念図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表1 女川原子力発電所第2号機と先行プラントとの埋込金物プレート評価の差異 (1/2)

	女川原子力発電所第2号機 (両端固定支持はり)	先行プラント <span style="border: 2px solid black; padding: 2px;"> </span>	
評価式	記号の定義		
	記号	定義	単位
	P	引張荷重	N
	b	プレート幅	mm
	t	プレート厚さ	mm
	A	プレート断面積	mm <sup>2</sup>
	Z	プレートの断面係数	mm <sup>3</sup>
	c	スタッドの間隔	mm
	$\sigma$	プレートの曲げ・せん断共存時の応力	MPa
	$f_t$	許容引張応力	MPa

表1 女川原子力発電所第2号機と先行プラントとの埋込金物プレート評価の差異 (2/2)

	女川原子力発電所第2号機 (両端固定支持はり)	先行プラント <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;"> </span>															
プレートのモデル式の考え方	<div style="border: 2px solid black; width: 100%; height: 100%;"></div> <p style="text-align: center;">(女川原子力発電所第2号機における考え方の例)</p>	<p>記号の定義</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="width: 15%;">記号</th> <th style="width: 60%;">定義</th> <th style="width: 25%;">単位</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>P</td> <td>引張荷重</td> <td>N</td> </tr> <tr> <td><math>\varnothing</math></td> <td>スタッド間距離</td> <td>mm</td> </tr> <tr> <td>t</td> <td>プレート厚さ</td> <td>mm</td> </tr> <tr> <td>b</td> <td>プレート幅</td> <td>mm</td> </tr> </tbody> </table>	記号	定義	単位	P	引張荷重	N	$\varnothing$	スタッド間距離	mm	t	プレート厚さ	mm	b	プレート幅	mm
記号	定義	単位															
P	引張荷重	N															
$\varnothing$	スタッド間距離	mm															
t	プレート厚さ	mm															
b	プレート幅	mm															

## 埋込金物代表タイプの評価内容

## 1. 記号の定義

記号	定義	単位
P	使用荷重	N
S	スタッドからプレート端部までの面積	mm <sup>2</sup>
$\sigma_1$	発生応力	N/mm <sup>2</sup>
F <sub>c</sub>	コンクリートの設計基準強度	N/mm <sup>2</sup>

## 2. 評価結果

(1)



形状・寸法

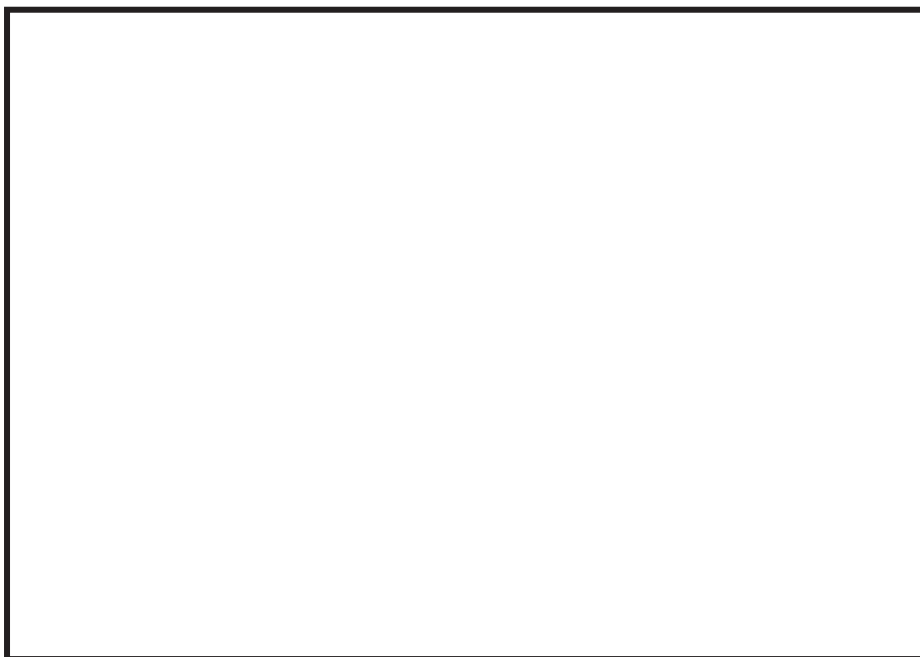


枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(2)

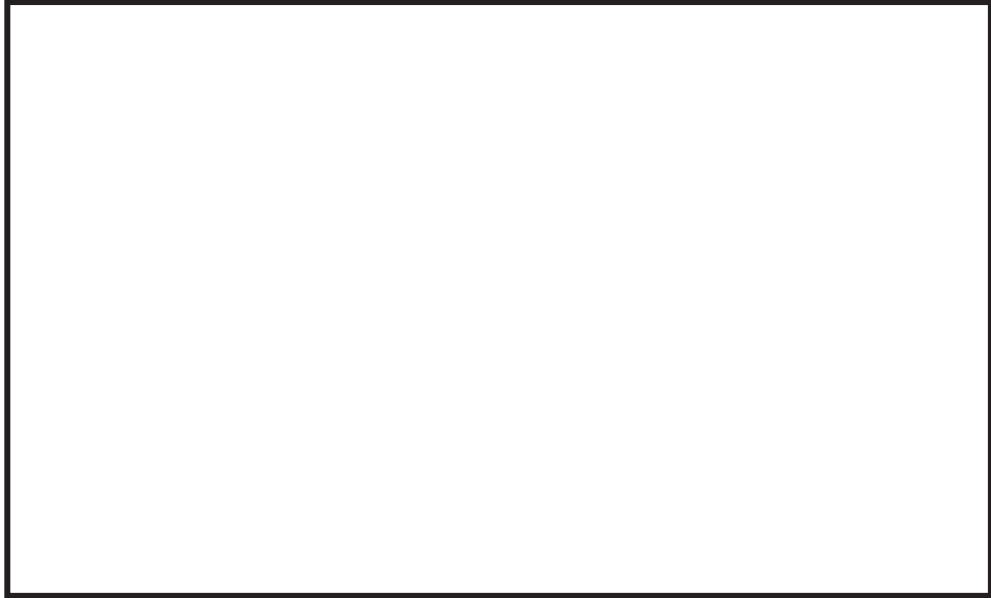


形状・寸法



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(3)



形状・寸法



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0600-40-42_改3

補足-600-40-42 【サプレッションチェンバ内設備に対する  
スロッシング荷重等の影響評価について】

## 1. 概要

女川2号機の今回工認では、サプレッションチェンバ内部水に対して有効質量を適用し、水平方向の地震荷重を算出するとともに、スロッシング荷重を個別評価し、耐震評価に考慮することとしている。

本書では、これに関連して、サプレッションチェンバに関連する設備に対する有効質量の適用の有無及びスロッシング影響について、個別に検討した結果について示すものである。

なお、本資料が関連する工認図書は以下のとおり。

- ・VI-2-5-3-1-2 管の耐震性についての計算書（主蒸気系）
- ・VI-2-5-4-1-3 残留熱除去系ストレーナの耐震性についての計算書
- ・VI-2-5-4-1-5 ストレーナ部ティーの耐震計算書（残留熱除去系）
- ・VI-2-5-5-1-2 高压炉心スプレイ系ストレーナの耐震性についての計算書
- ・VI-2-5-5-1-4 ストレーナ部ティーの耐震計算書（高压炉心スプレイ系）
- ・VI-2-5-5-2-2 低压炉心スプレイ系ストレーナの耐震性についての計算書
- ・VI-2-5-5-2-4 ストレーナ部ティーの耐震計算書（低压炉心スプレイ系）
- ・VI-2-5-6-1-3 管の耐震性についての計算書（原子炉隔離時冷却系）
- ・VI-2-9-4-1 ダウンカマの耐震性についての計算書
- ・VI-2-9-4-2 ベント管の耐震性についての計算書
- ・VI-2-9-4-3-1 原子炉格納容器スプレイ冷却系の耐震性についての計算書
- ・VI-3-3-6-2-6 ベント管ベローズの強度計算書

## 2. 対象設備の整理

対象設備の整理に当たっては、サプレッションチェンバに関連する設備を抽出し、抽出された設備に対して、有効質量適用の有無及びスロッシング影響検討の要否を整理する。サプレッションチェンバの断面概要図を図1に示す。

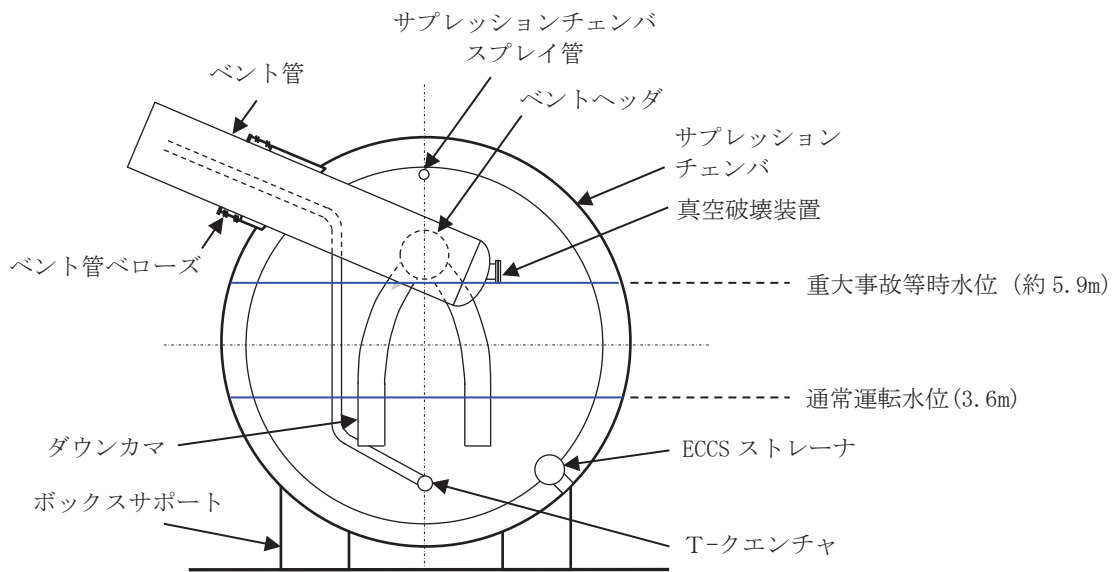


図1 サプレッションチェンバ断面概要図



(1) 有効質量適用の有無

より実態に応じた地震荷重を算定するために有効質量を適用する設備は、サプレッションチェンバ、ボックスサポートである。また、ベント管ベローズについては、有効質量を適用したサプレッションチェンバの地震応答解析から得られる変位を用いて評価を行っているため、有効質量を適用する設備とする。

有効質量を適用することで、地震による発生応力が低減すると考えられる。

(2) スロッシング影響検討の要否

サプレッションチェンバ内部水によるスロッシング影響検討の要否は、水位（水位変動含む）と設備の設置位置との関係、設備の構造及び運転状態と地震との組合せの観点から判断し、スロッシング影響は、応力評価と要求機能（圧力抑制機能、蒸気凝縮機能）が維持されることについて検討する。

なお、サプレッションチェンバ、ボックスサポート、ベント管ベローズは、スロッシング荷重を考慮した耐震評価を行っているため、本検討の対象外としている。

(3) 整理結果

(1) 及び (2) を踏まえた有効質量適用の有無及びスロッシング影響検討の要否の整理結果を表 1 に示す。

表1 有効質量適用の有無及びスロッシング影響検討の要否の整理結果

対象設備	評価項目	耐震クラス	重大事故等対処設備の設備分類	有効質量適用の有無 (○：適用， －：適用外)		スロッシング影響 検討の要否 (○：要，－：否)		スロッシング影響検討 を否とする理由
				DB	SA	DB	SA	
サブプレッションチェンバ	応力評価	S	常設耐震重要重大事故防止設備 常設重大事故緩和設備	○	○	－	－	スロッシング荷重を耐震評価に考慮している
ボックスサポート	応力評価	S	常設耐震重要重大事故防止設備 常設重大事故緩和設備	○	○	－	－	スロッシング荷重を耐震評価に考慮している
真空破壊装置	応力評価	S	常設耐震重要重大事故防止設備 常設重大事故緩和設備	－	－	－	○	DB 条件では真空破壊装置の設置位置に比べ水位が十分低いことからスロッシング影響はない
ダウンカメラ	応力評価	S	常設耐震重要重大事故防止設備 常設重大事故緩和設備	－	－	○	○	* 2, * 3
	圧力抑制機能					－* 2	－* 3	
ベントヘッダ	応力評価	S	常設耐震重要重大事故防止設備 常設重大事故緩和設備	－	－	－	○	水位条件から DB 時のスロッシング影響はない
ベント管	応力評価	S	常設耐震重要重大事故防止設備 常設重大事故緩和設備	－	－	－	○	水位条件から DB 時のスロッシング影響はない
サブプレッションチェンバ スプレイ管	応力評価	S	常設耐震重要重大事故防止設備 常設重大事故緩和設備	－	－	－	－	水位条件から DB/SA 時のスロッシング影響はない
ECCS ストレーナ*1	応力評価	S	常設重大事故防止設備 (設計基準拡張) 常設重大事故緩和設備	－	－	－	－	ストレーナがメッシュ構造であり，ストレーナに接続するティー配管面積が十分に小さいことからスロッシング影響は小さい
T-クエンチャ (サブプレッションチェンバ 内配管を含む)	応力評価	B	常設耐震重要重大事故防止設備 常設重大事故緩和設備	－	－	－	○	* 3
	蒸気凝縮機能					○	－* 3	
ベント管ベローズ	応力評価 (疲労評価)	S	常設耐震重要重大事故防止設備 常設重大事故緩和設備	○	○	－	－	スロッシング荷重を耐震評価に考慮している

\* 1 ストレーナ部ティーを含む。また，耐震 S クラスの原子炉隔離時冷却系配管も含む。

\* 2 機能要求時(運転状態 IV (S))において，独立事象として地震との組合せの発生確率が  $10^{-7}$ /年以下となるため，地震時の圧力抑制機能の検討が不要

\* 3 機能要求時(運転状態 V (S))において，独立事象として地震との組合せの発生確率が  $10^{-8}$ /年以下となるため，地震時の圧力抑制機能及び蒸気凝縮機能の検討が不要

### 3. スロッシング影響検討

#### 3.1 スロッシング影響検討方針

スロッシング影響検討が必要な設備及びその影響検討方針について表 2 に示す。各設備の応力評価では、流体解析から得られるスロッシング荷重に対する影響を確認する。また、T-クエンチャの要求機能である蒸気凝縮機能は、流体解析結果から得られる T-クエンチャ位置でのスロッシングによる水位と既往知見\*で機能確認された水位との比較によりスロッシングによる影響を確認する。

注記\* : NUREG-0783 “Suppression Pool Temperature Limits for BWR Containment” (試験の詳細は、補足-370-1 重大事故等時における原子炉格納容器の放射性物質閉じ込め機能健全性について 別紙 20 に記載。)

表 2 スロッシング影響検討設備及びその影響検討方針

対象設備	評価項目	スロッシング影響検討の要否 (○:要, -:否)		影響検討方針
		DB	SA	
真空破壊装置	応力評価	—	○	スロッシング荷重による発生応力 (ダウンカマ, ベントヘッド, ベント管の最大値) を真空破壊装置の地震荷重による発生応力に加えて評価する。
ダウンカマ	応力評価	○	○	スロッシング荷重 (ダウンカマ, ベントヘッド, ベント管に対する最大荷重の合算値) をダウンカマの下端に負荷させて応力評価を実施する。
ベントヘッド	応力評価	—	○	
ベント管	応力評価	—	○	
T-クエンチャ	応力評価	—	○	スロッシング荷重による応力評価を実施する。
	蒸気凝縮機能	○	—	既往知見で機能確認された水位との比較を実施する。

### 3.2 影響検討に用いるスロッシング荷重及び水位

スロッシング荷重及び水位は、流体解析により算出する。流体解析の詳細を別紙に示し、流体解析により算出したスロッシング荷重を表 3 に、スロッシングによるT-クエンチャ位置の最低水位を表 4 に、水位コンター図を図 2 に示す。

なお、スロッシングによる水位変動によってT-クエンチャ位置の水位がT-クエンチャに求められる蒸気凝縮機能に必要な水位（没水高さ）を下回らないことを確認するため、流体解析によりT-クエンチャ位置の最低水位を求めている。

表 3 スロッシング荷重

対象設備	スロッシング荷重*1	
	通常運転水位条件*2	耐震評価用重大事故等時水位条件*3
真空破壊装置		*4
ダウンコマ	2.58kN	5.17kN
ベントヘッド		1.25kN
ベント管		2.64kN
T-クエンチャ		3.76kN

注記\*1：スロッシング荷重の絶対値を示す。

\*2：DBの水位条件（3.6m）

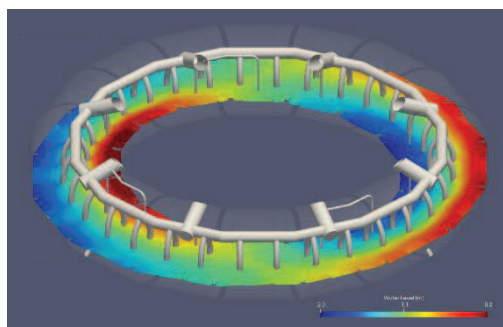
\*3：SAの水位条件（約5.9m）

\*4：スロッシング荷重による発生応力（ダウンコマ、ベントヘッド、ベント管の最大値）を真空破壊装置の地震荷重による発生応力に加えて評価

表 4 スロッシングによる最低水位（通常運転水位条件\*1）

対象設備	最低水位
T-クエンチャ	3.0m

注記\*1：DBの水位条件（3.6m）



注記\*：色の違いは、水面高さの違いを表す。また、高さは、サブプレッションチェンバセル中心位置を0mとしたものを表しており、初期水位は、約-1.1mである。

図 2 水位コンター図（水平1方向入力，S s - D 1，最低水位時点 52 秒）

### 3.3 影響検討結果

#### (1) 応力評価

今回工認の耐震評価結果とスロッシング荷重を考慮した影響検討結果との比較を表5に、疲労評価の詳細を表6に示す。応力評価部位は、裕度最小部位としている。比較結果から、スロッシング影響による応力の増分は保守的な評価として最大で13%程度であり、いずれの設備も許容値を満足することを確認した。

なお、表3に示すスロッシング荷重を水平2方向の各方向に入力することで保守的にスロッシング荷重を考慮している。また、ベント系（ダウンカマ、ベントヘッド、ベント管）の評価にあたっては、ベント系の拘束点が設備の上端位置（ドライウェルとベント管の接続位置）であることを踏まえ、保守的にダウンカマ、ベントヘッド、ベント管のスロッシング荷重の総和をダウンカマの下端に入力している。また、T-クエンチャ（接続配管を含む）の評価にあたっては、荷重算定領域毎に個別のスロッシング荷重（別紙 表4参照）を入力している。なお、水平2方向の考慮方法は、図3の評価フローの通り。

表5 スロッシング荷重による影響評価結果

対象設備	運転状態	応力評価部位	応力分類	今回工認		スロッシング荷重考慮		応力比 (②/①)
				①算出 応力	許容 応力	②算出 応力	許容 応力	
真空破壊装置	SA	真空破壊装置スリーブ	一次+二次応力	309	393	348	393	1.13
ダウンカマ	DB	ダウンカマ (一般部以外)	一次+二次応力	457	458	472	458	1.03
			疲労評価	—	—	0.300	1	—
	SA		一次+二次応力	481*	473	518*	473	1.08
			疲労評価	0.320	1	0.444	1	—
ベントヘッド	DB	ベントヘッド (一般部以外)	一次+二次応力	516*	458	528*	458	1.02
			疲労評価	0.284	1	0.307	1	—
	SA		一次+二次応力	592*	473	620*	473	1.05
			疲労評価	0.547	1	0.715	1	—
ベント管	DB	ベント管 (一般部以外)	一次+二次応力	371	393	387	393	1.04
	SA		一次+二次応力	418*	393	457*	393	1.09
			疲労評価	0.489	1	0.710	1	—
T-クエンチャ	SA	配管本体	一次+二次応力	408*	386	410*	386	1.00
			疲労評価	0.5960	1	0.5995	1	—

\* 一次+二次応力評価は許容値を満足しないが、設計・建設規格 PVB-3300 に基づいて疲労評価を行い、十分な構造強度を有していることを確認している。

表6 疲労評価結果の詳細

対象設備	評価部位	運転状態	スロッシング荷重の考慮の有無	$S_n$ (MPa)	$K_e$	$S_p$ (MPa)	$S_\ell$ (MPa)	$S'_\ell$ (MPa)	$N_a$ (回)	$N_c$ (回)	疲労累積係数 $N_c/N_a$
ダウン カマ	ダウンカマ (一般部以外)	DB	有	472	1.29	803	518	545	1137	340	0.300
		SA	無	481	1.29	818	528	559	1063	340	0.320
		SA	有	518	1.34	881	591	626	766	340	0.444
ベント ヘッド	ベントヘッド (一般部以外)	DB	無	516	1.31	774	507	534	1201	340	0.284
			有	528	1.32	792	523	550	1110	340	0.307
		SA	無	592	1.43	888	635	672	622	340	0.547
			有	620	1.5	930	698	739	476	340	0.715
ベント管	ベント管 (一般部以外)	SA	無	418	1.39	878	611	647	696	340	0.489
			有	457	1.45	960	696	737	479	340	0.710
T-クエン チャ	配管本体	SA	無	408	1.54	1015	782	862	332	198*	0.5960
			有	410	1.54	1017	783	864	330	198*	0.5995

注記\* : T-クエンチャを含む配管モデル (MS-004) の評価で用いる個別に設定する等価繰返し回数を適用している。

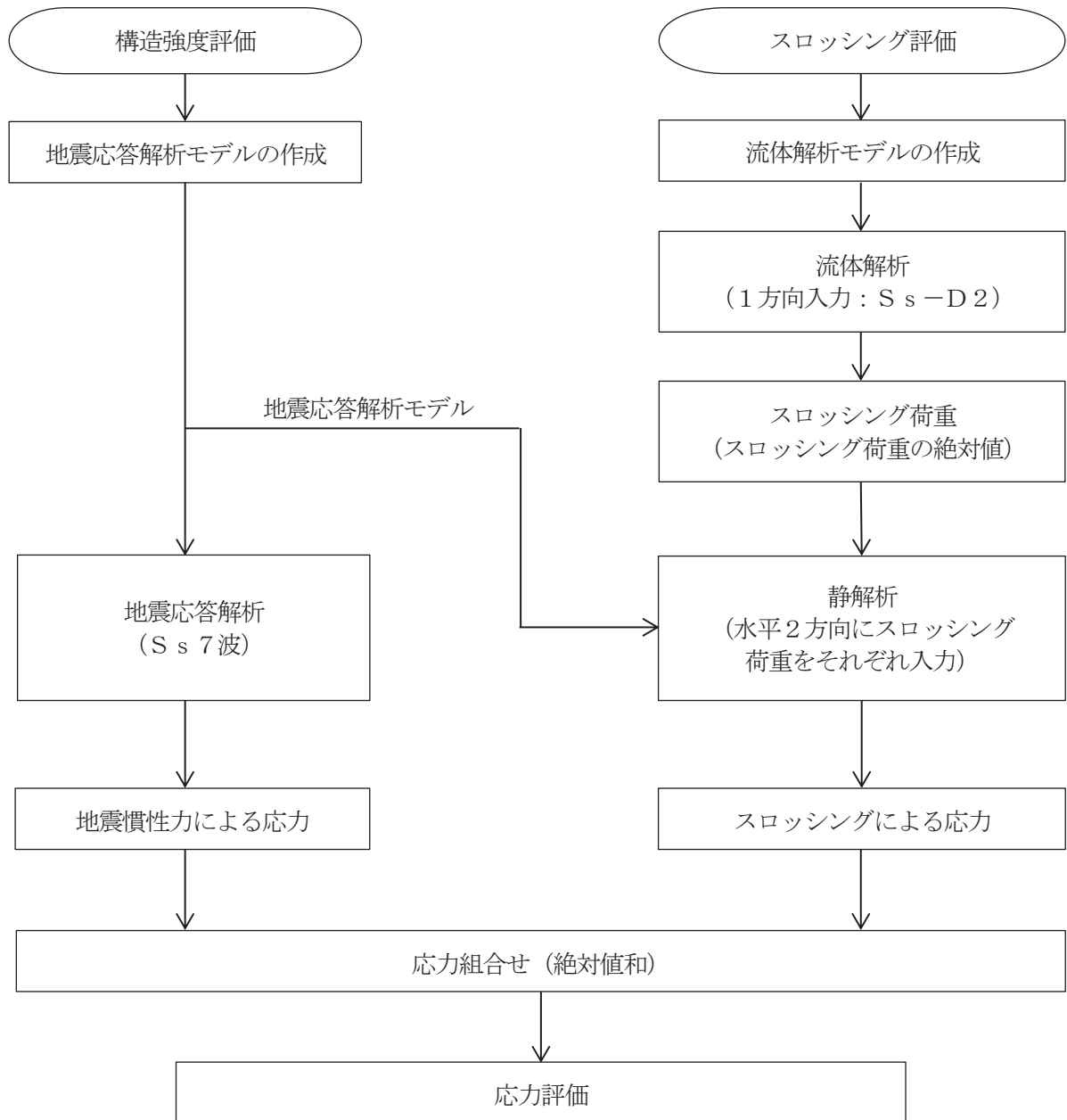


図3 スロッシング影響評価フロー (水平2方向考慮)

(2) 蒸気凝縮機能

既往知見では、サブマージェンス（水面からT-クエンチャ上端位置までの没水高さ）が  m 以上あれば蒸気凝縮機能が確保できることが確認されている。

スロッシングによる最低水位が3.0mに対してT-クエンチャ上端位置が約1.5mであることからサブマージェンスは約1.5mとなり、既往知見を踏まえると蒸気凝縮機能が確保される。

また、スロッシング評価に水平2方向入力した場合の水位を考慮した場合でも、サブマージェンスに余裕があることを確認した。

表5 スロッシングによる最低水位（通常運転水位条件\*1）

対象設備	水平地震動の 入力方向	最低水位	サブマ ージェ ンス
T-クエンチャ	水平1方向	3.0m	1.5m
	水平2方向	2.84m*2	1.34m

注記\*1：DBの水位条件（3.6m）

\*2：「補足-600-11 サプレッションチェンバの耐震評価における内部水質量の考え方の変更等についで補足説明資料 別紙15 サプレッションチェンバ内部水によるスロッシング荷重及び有効質量の影響評価 4. 水平2方向入力による影響」にて実施した流体解析における水位評価結果を示す。なお、水平2方向入力による影響検討で用いた解析モデルでは、サプレッションチェンバ補強（強め輪補強）を考慮していない違いがあるが、補強の有無による水位への影響は軽微である（別紙参照）。



## サプレッションチェンバ内部水によるスロッシング荷重等の算定

## 1. はじめに

サプレッションチェンバ内部水によるスロッシング影響を評価するため、流体解析を行い、各設備に加わるスロッシング荷重及び T-クエンチャ位置の水位について算定する。本書では、流体解析の詳細について説明する。なお、本解析内容は、補足説明資料「補足-600-11 サプレッションチェンバの耐震評価における内部水質量の考え方の変更等についての補足説明資料別紙6」の解析モデル及び解析条件と同様である。

## 2. 流体解析方法

## 2.1 解析モデル

解析モデルを図1に、解析諸元を表1に示す。



a. 外観



b. 内部構造物

図1 解析モデル図

表1 解析諸元

項目	解析諸元
格子数	約 1200 万
格子幅	約 0.1cm～22cm

## 2.2 解析条件

解析条件を表2、基準地震動S<sub>s</sub>におけるサプレッションチェンバ設置床の応答加速度スペクトルを図2に示す。

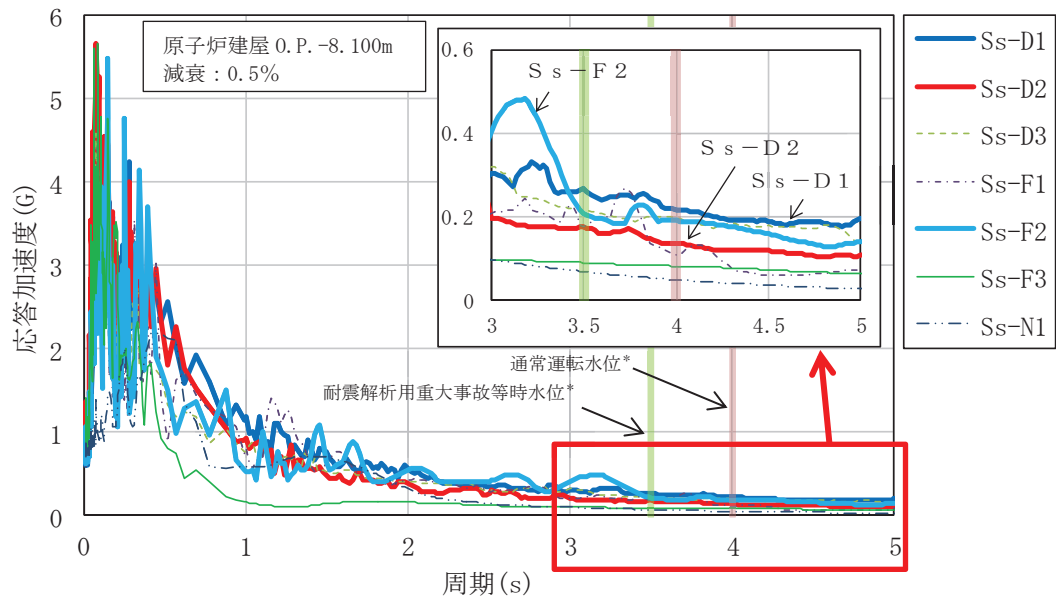
表2 解析条件

項目	内容
モデル化範囲	サプレッションチェンバ内
水位	通常運転水位 (H. W. L : O. P. -3, 800) 耐震解析用重大事故等時水位 (真空破壊装置下端水位 : O. P. -1, 514) *1
評価用地震動	スロッシング荷重の卓越周期帯で応答加速度が大きい基準地震動S <sub>s</sub> -D1 (水平方向と鉛直方向) *2に対する原子炉建屋O. P. -8. 100mにおける建屋床応答
解析コード	OpenFOAM Ver. 4. 1 (汎用流体解析コード) VOF法を用いた流体解析
その他	内部構造物のモデル化範囲 : 強め輪, ベントヘッド, ダウンカメラ, T-クエンチャ及びその配管, ECCS ストレーナ取付配管
解析条件	気相物性*3 動粘度 : $1.51 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$ 密度 : $1.205 \text{ kg}/\text{m}^3$ 液相物性*3 動粘度 : $1.0038 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ 密度 : $998.2 \text{ kg}/\text{m}^3$ 境界条件 : 全境界面で不透過滑りなし条件

注記\*1 : 重大事故等時水位よりも高い水位

\*2 : 「補足-600-11 サプレッションチェンバの耐震評価における内部水質量の考え方の変更等についての補足説明資料 別紙15 サプレッションチェンバ内部水によるスロッシング荷重及び有効質量の影響評価」における地震動による影響検討結果においてもS<sub>s</sub>-D1の条件でサプレッションチェンバに対するスロッシング荷重が最大となることを確認している。なお、地震動による影響検討で用いた解析モデルでは、サプレッションチェンバ補強(強め輪補強)をモデル化していないところに違いがあるが、地震動の違いによるスロッシング荷重の大小関係には、影響を与えない。

\*3 : 理科年表 2008 (20℃, 1気圧の値)



注記\* : 各水位条件におけるサプレッションチェンバ内部水のスロッシングの卓越周期を表す。

図2 サプレッションチェンバ設置床の応答加速度スペクトル (水平方向, 拡幅無し)

### 2.3 スロッシング荷重算定方法

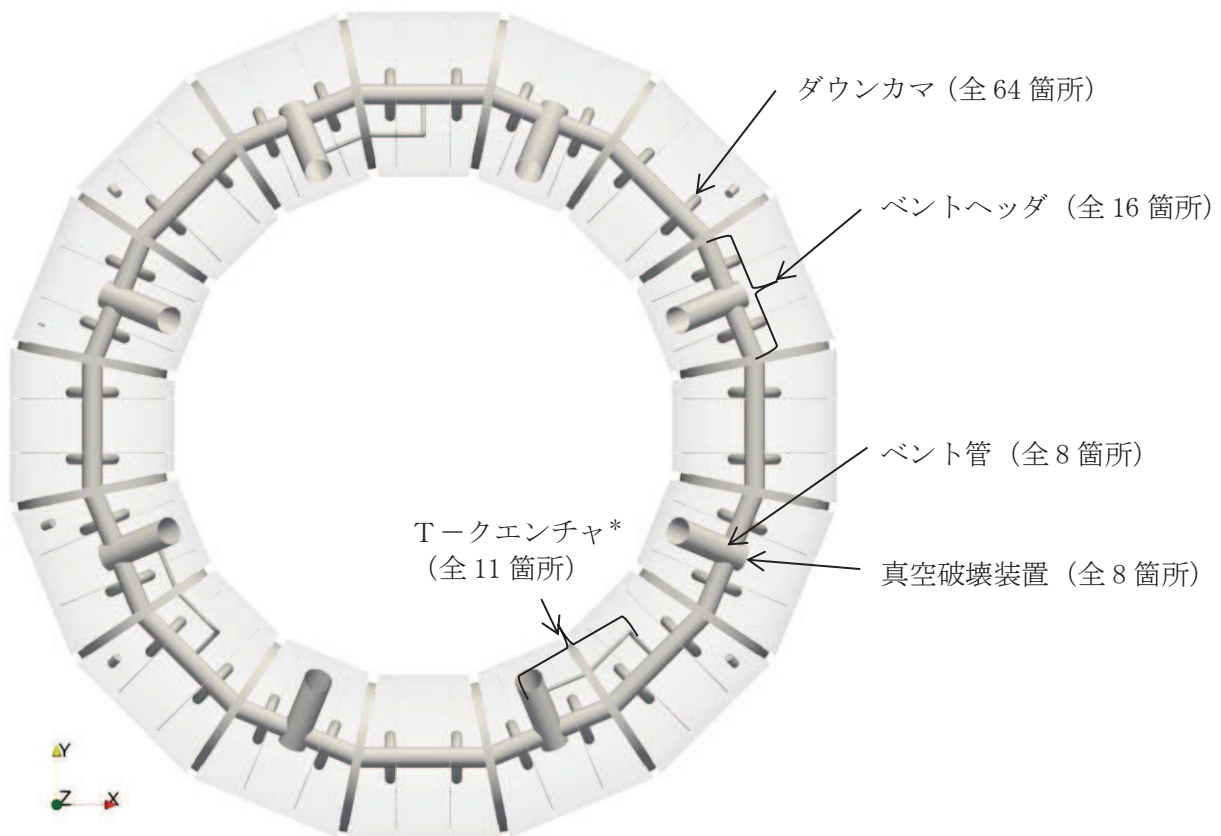
流体解析から求めるスロッシング荷重 $F$ は、影響検討を行う設備の表面 $S$ について、圧力 $p$ と表面の法線ベクトル $n$ の積を積分したものをを用い、下式で表される。

$$F = \oint_S npdS$$

ここで、上式の荷重 $F$ は、スロッシング荷重とサプレッションチェンバ内部水の有効質量による荷重が含まれるが、ここでは簡便に両者の荷重をスロッシング荷重として扱い、それに対する影響を検討する。

### 2.4 スロッシング荷重算定位置

スロッシング荷重算定位置について、図3に示す。



注記\*：Tークエンチャの荷重算定領域の詳細を図4に示す。

図3 スロッシング荷重算定位置

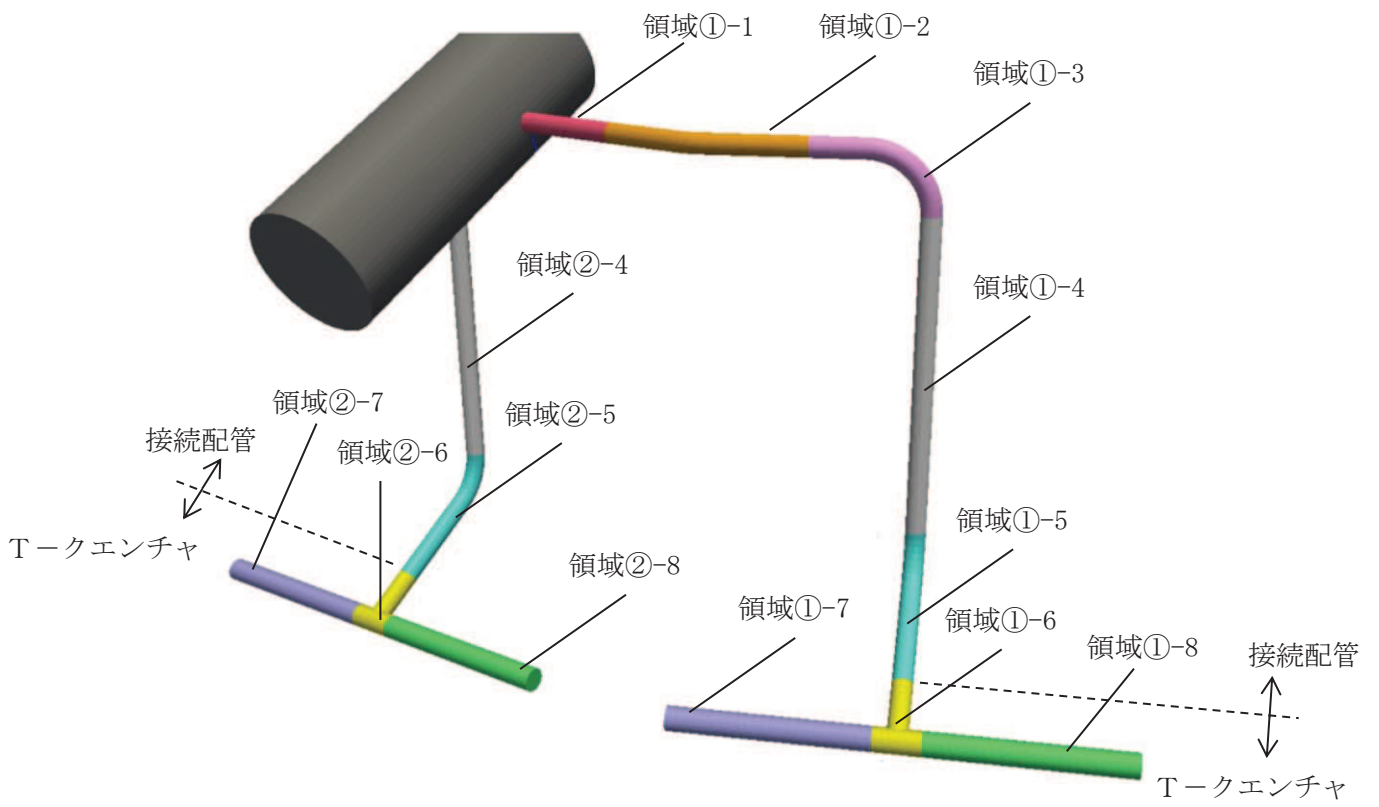


図4 T-クエンチャ（接続配管含む）の荷重算定領域

### 3. 解析結果

スロッシング解析から求めたスロッシング荷重の最大値を表3に、T-クエンチャの荷重算定領域毎の荷重を表4に、T-クエンチャ位置でのスロッシングによる最小水位を表5に、スロッシング荷重時刻歴及びT-クエンチャ位置での水位時刻歴を図5～11に示す。スロッシング荷重は、いずれもベクトルの絶対値で表す。また、水平2方向入力によるT-クエンチャ位置の最低水位も表5に合わせて示す。

表3 スロッシング荷重

対象設備	スロッシング荷重*1	
	通常運転水位条件*2	耐震解析用 重大事故等時水位条件*3
真空破壊装置（1箇所）		1.72kN*4
ダウンカマ（1本）	2.58kN	5.17kN
ベントヘッダ（1ベイ分）		1.25kN
ベント管（1本）		2.64kN
T-クエンチャ（1本）		3.76kN

注記\*1：スロッシング荷重のベクトルの絶対値を示す。

\*2：DBの水位条件（3.6m）

\*3：SAの水位条件（約5.9m）

\*4：真空破壊装置を詳細にモデル化していないため、ベント管先端部における最大圧力と、真空破壊装置（取付部のスリーブを含む）の表面積から簡便に算出。

表4 T-クエンチャの荷重算定領域毎の荷重値

荷重算定領域*1 （領域位置は、図4参照）	荷重 kN
領域①-1	0
領域①-2	0
領域①-3	0
領域①-4	0.16
領域①-5	1.17
領域①-6	1.38
領域①-7	2.09
領域①-8	2.06
総和	3.76*2

注記\*1：T-クエンチャ（接続配管含む）に加わるスロッシング荷重が最大となる配管について、代表評価をしており、図4の領域①の配管を評価対象としている。

\*2：荷重算定領域毎の最大値の合計値と荷重算定領域毎の荷重を各時刻で総和したものの最大値は、最大荷重発生時刻のずれ等により、値が異なるが、領域毎に荷重を入力しているため、総和値を影響評価に用いていない。

表5 スロッシングによる最低水位（通常運転水位条件\*1）

対象設備	解析モデルへの強め輪補強の考慮の有無	水平地震動の入力方向	最低水位
T-クエンチャ	無*2	水平1方向	3.08m
	無*2	水平2方向	2.84m
	有	水平1方向	3.0m

注記\*1：DBの水位条件（3.6m）

\*2：「補足-600-11 サプレッションチェンバの耐震評価における内部水質量の考え方の変更等についての補足説明資料 別紙15 サプレッションチェンバ内部水によるスロッシング荷重及び有効質量の影響評価 4. 水平2方向入力による影響」にて実施した流体解析における水位評価結果を示す。なお、水平2方向入力による影響検討で用いた解析モデルでは、サプレッションチェンバ補強（強め輪補強）を考慮していない違いがあるが、補強の有無による水位への影響は軽微である。

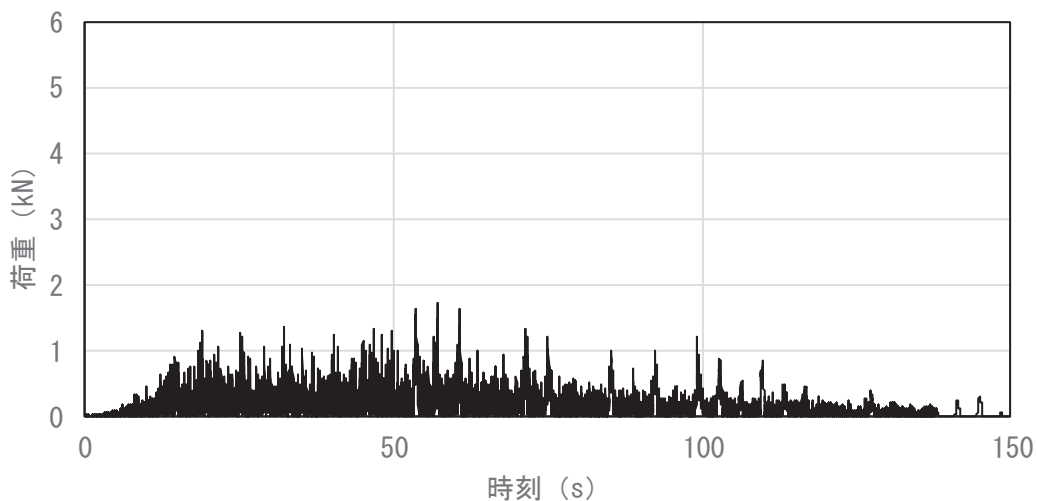


図5 真空破壊装置のスロッシング荷重時刻歴（耐震解析用重大事故等時水位）

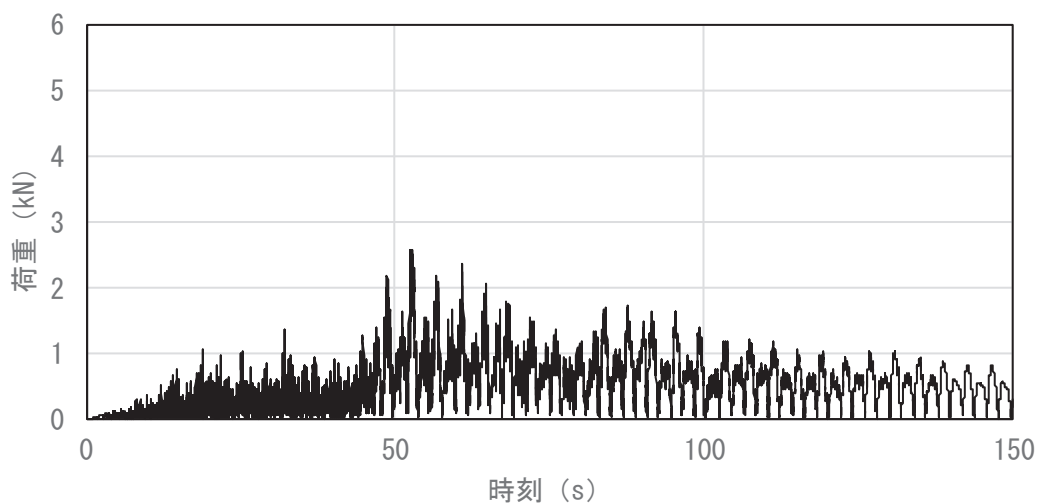


図6 ダウンカマのスロッシング荷重時刻歴（通常運転時水位）

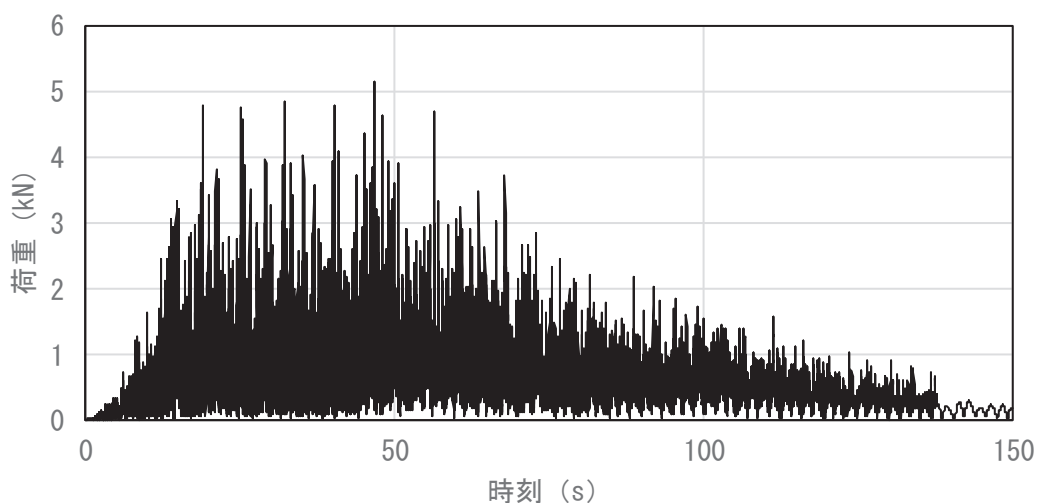


図7 ダウンカマのスロッシング荷重時刻歴（耐震解析用重大事故等時水位）



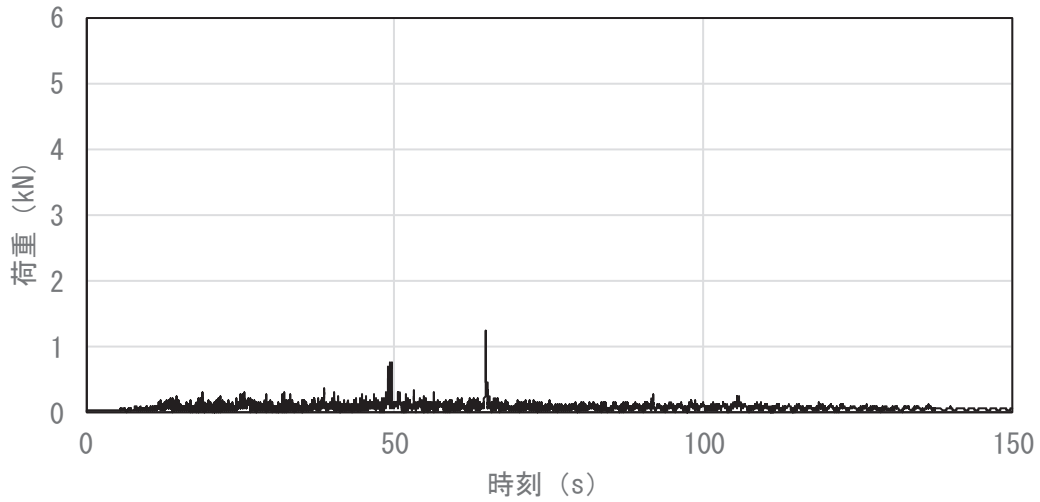


図8 ベントヘッドのスロッシング荷重時刻歴（耐震解析用重大事故等時水位）

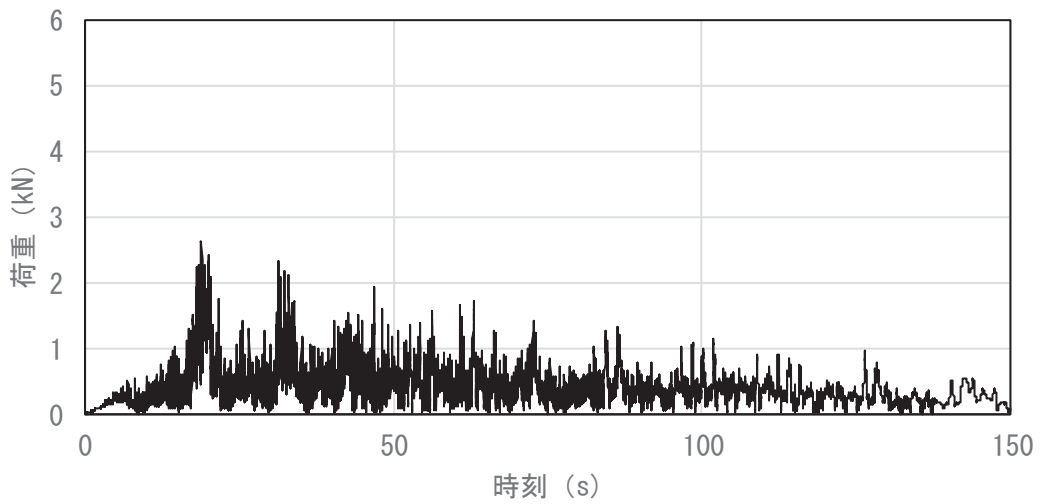


図9 ベント管のスロッシング荷重時刻歴（耐震解析用重大事故等時水位）

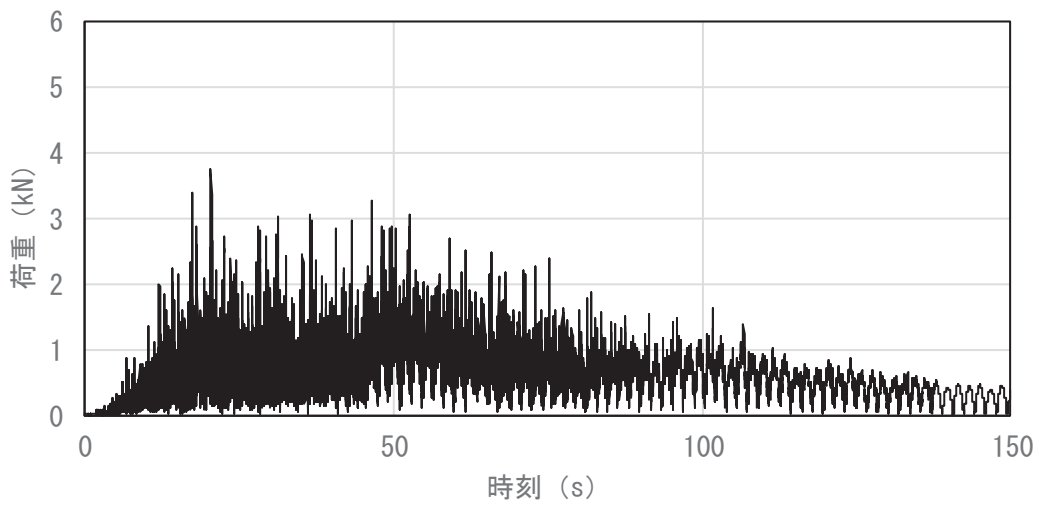


図10 T-クエンチャのスロッシング荷重時刻歴（耐震解析用重大事故等時水位）

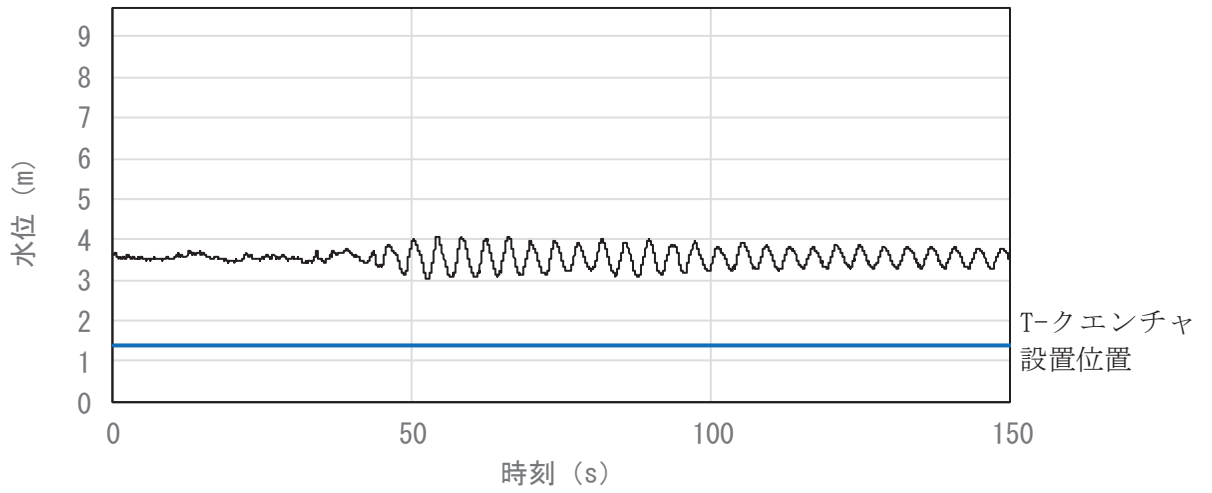


図 11 T-クエンチャ位置の水位時刻歴 (通常運転水位)

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0600-40-43_改1

補足-600-40-43 フィルタ装置架台を剛構造として扱うことの根拠  
について

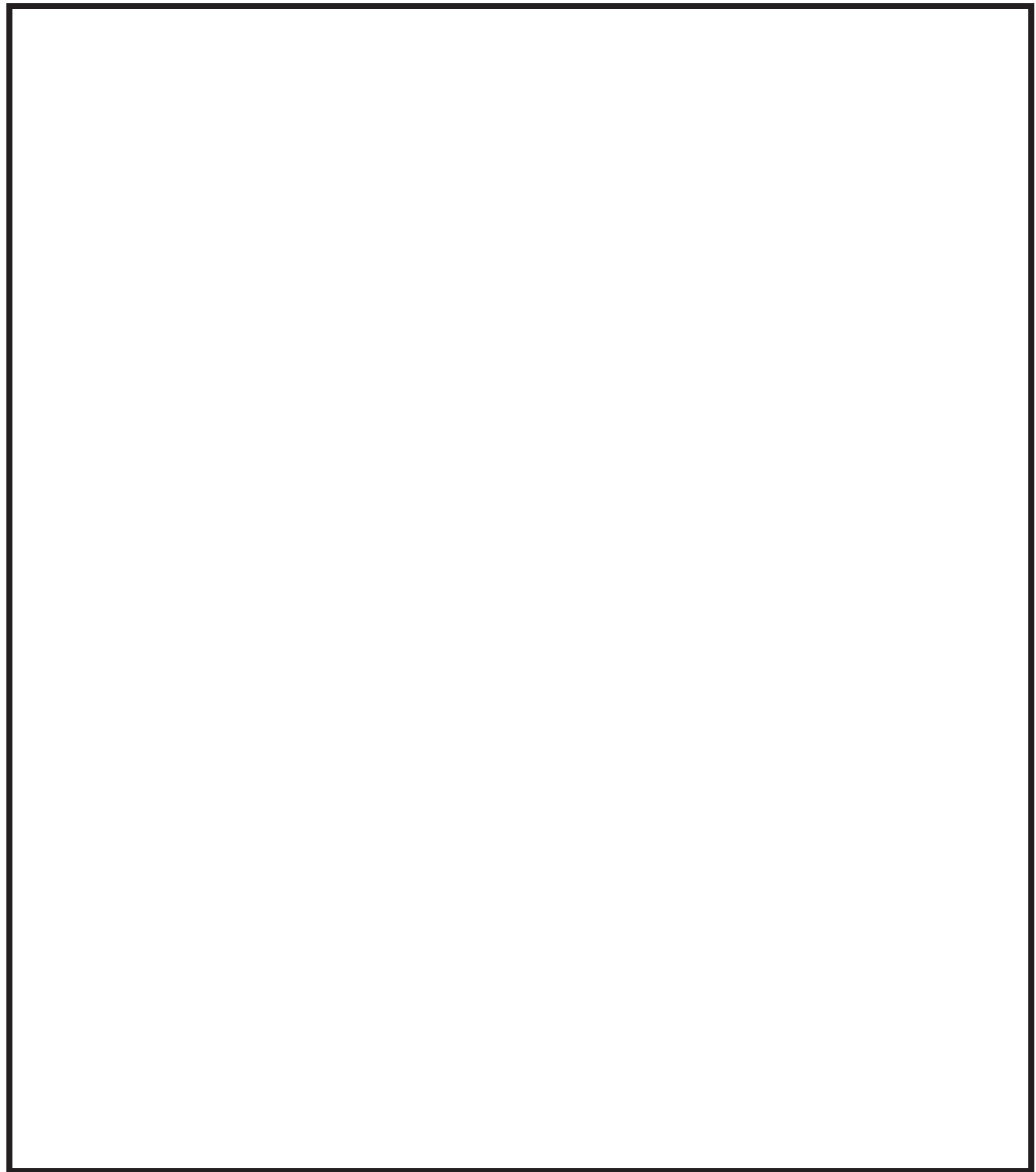
## フィルタ装置架台を剛構造として扱うことの根拠について

### 1. はじめに

原子炉格納容器フィルタベント系のフィルタ装置は3台を並列に設置することとしており、原子炉建屋原子炉棟内のフィルタ装置室の壁に固定されたフィルタ装置架台に取付ボルトで固定されている。本資料は、フィルタ装置を支持する架台が剛構造であることを説明するものである。

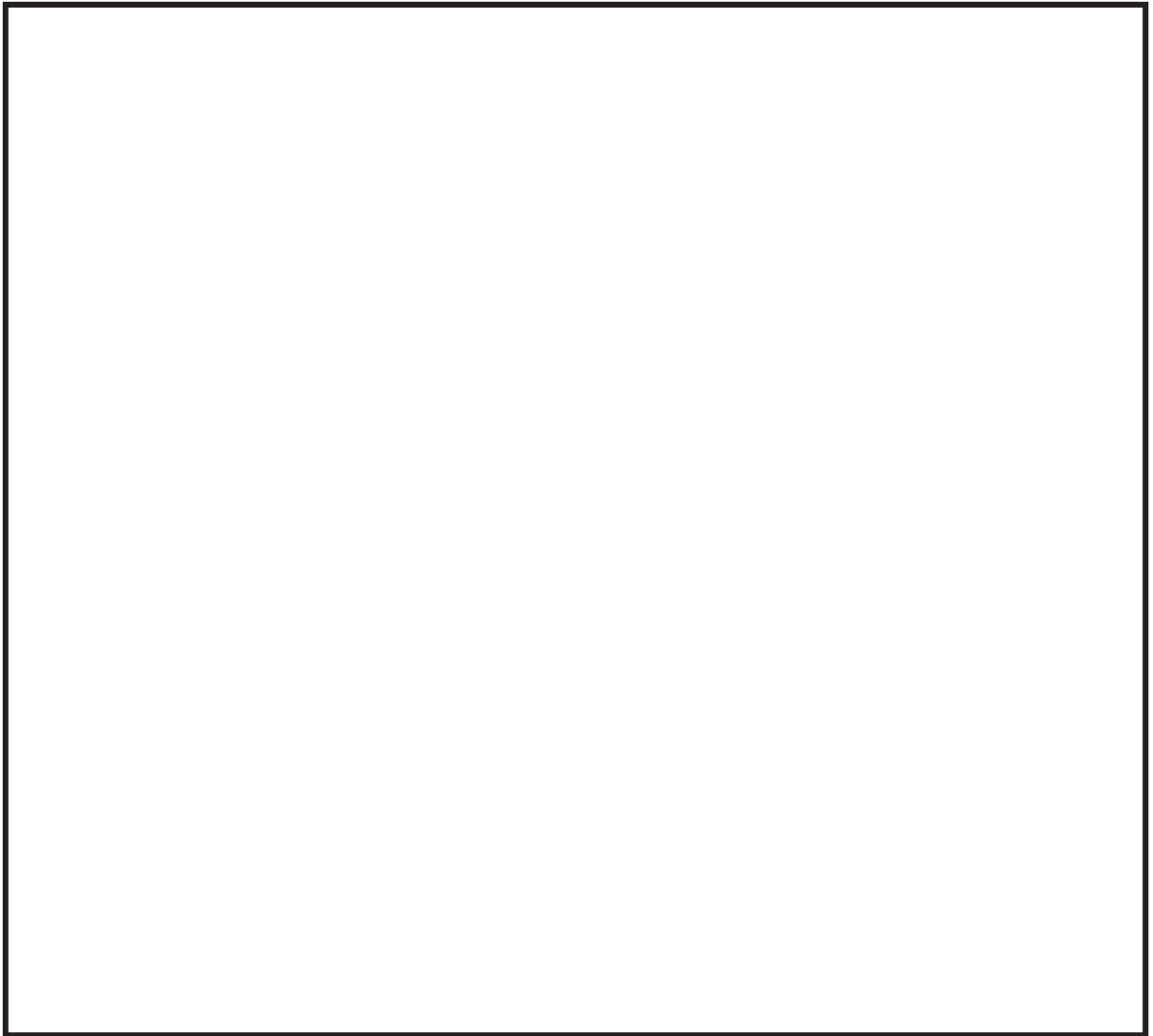
### 2. 構造図

フィルタ装置架台の構造図を第1図及び第2図に示す。



第1図 フィルタ装置架台構造図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



第2図 フィルタ装置架台構造図 (A 矢視)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

### 3. 解析条件

フィルタ装置架台の解析条件を第1表に示す。

第1表 フィルタ装置架台 解析条件

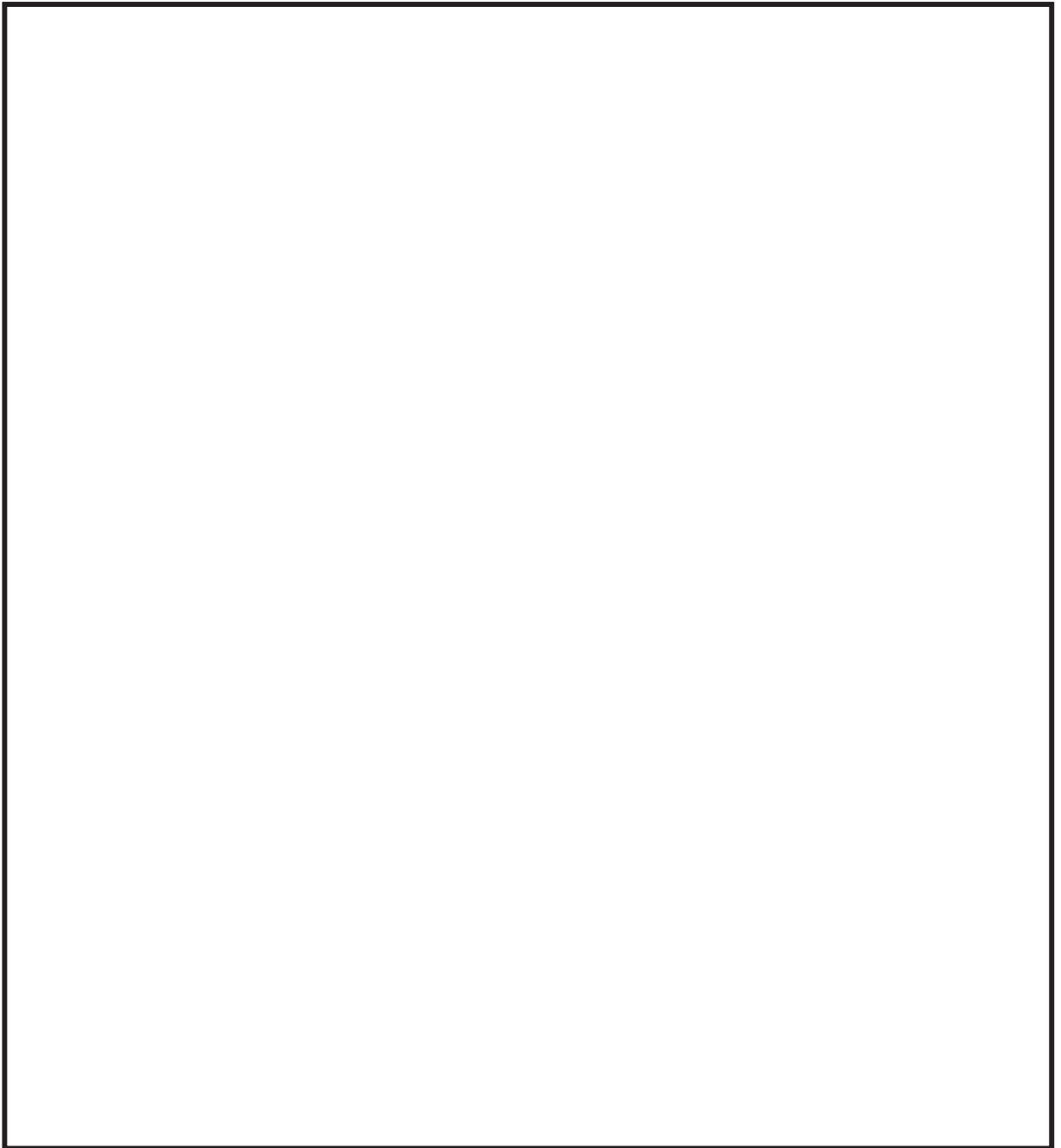
項目		記号	単位	値
設計条件	フィルタ装置質量*	M	t	29
物性値	鋼材 ヤング率	E	MPa	
	鋼材 ポアソン比	$\nu$	-	0.3
	鋼材 質量密度	$\lambda$	kg/mm <sup>3</sup>	$7.85 \times 10^{-6}$

注記\*：スクラバ溶液（約  t）及び保温材を考慮した1台あたりの値。

#### 4. 解析モデル

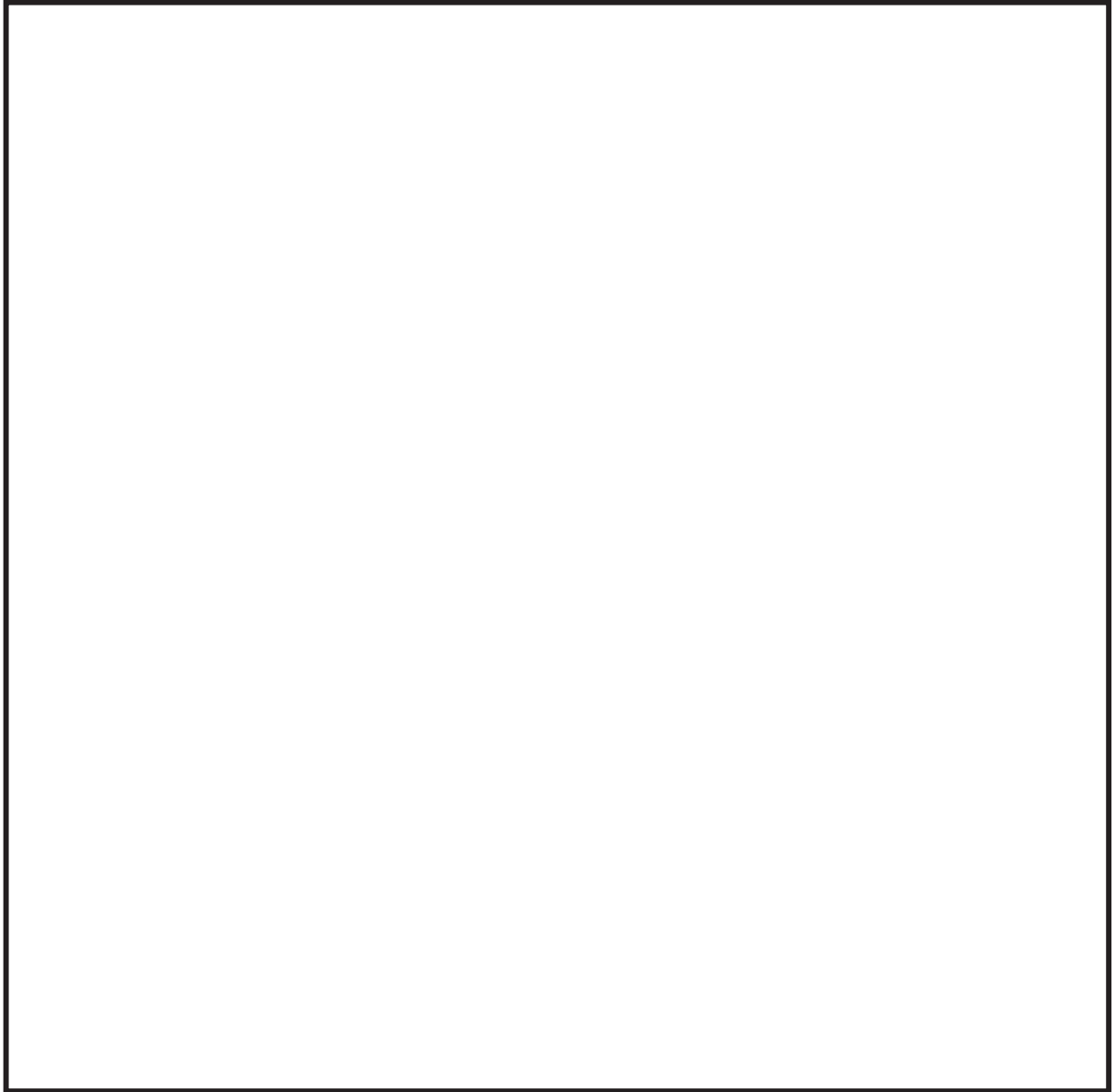
フィルタ装置架台の解析モデルを第3図及び第4図に、解析モデルの概要を以下に示す。フィルタ装置架台は第3図に示すように、断面が異なる複数の鋼材から構成されている。

- (1) フィルタ装置架台をはり要素で、フィルタ装置を集中質量としてモデル化する。
- (2) 拘束条件として、フィルタ装置架台とフィルタ装置室壁の接合部を完全拘束とする。  
なお、フィルタ装置架台は、フィルタ装置室の壁に後打ちアンカで固定する。
- (3) 解析コードは「ABAQUS」を使用し、固有値を求める。



第3図 フィルタ装置架台 解析モデル

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



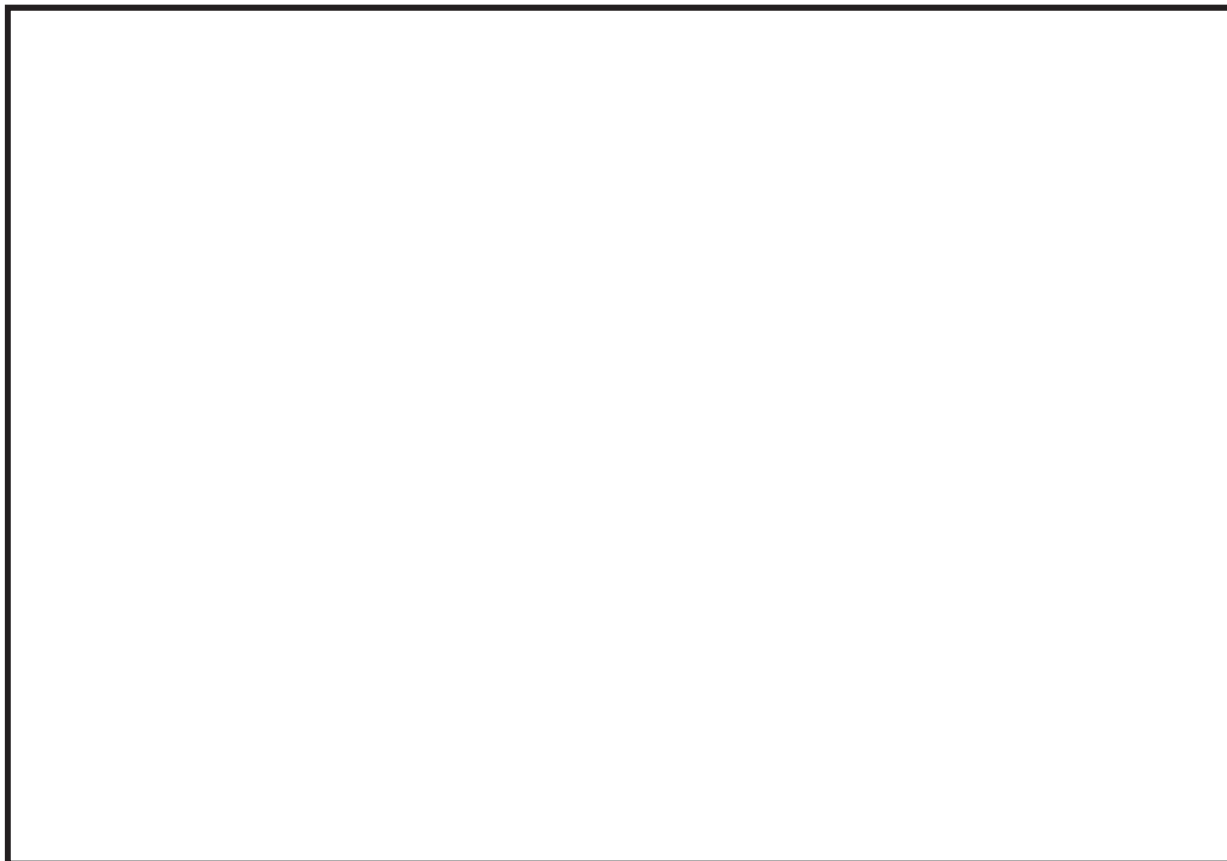
第4図 フィルタ装置架台 解析モデル（上面から見た図）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



5. 固有値解析結果

固有値解析結果を第 5 図に示す。固有周期は 0.05 秒以下であり、剛であることを確認した。



第 5 図 固有値解析結果

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0600-40-44_改3

補足-600-40-44 原子炉格納容器ベント系設備の  
地震応答解析モデルの精緻化等に関する補足説明資料

## 目 次

1. はじめに .....	1
2. 原子炉格納容器ベント系設備等.....	3
2.1 原子炉格納容器ベント系設備等の構造.....	3
2.2 原子炉格納容器ベント系設備等の耐震補強対策.....	5
2.2.1 耐震補強対策の目的.....	5
2.2.2 耐震補強対策の内容.....	5
3. 耐震評価に係る原子炉格納容器ベント系設備等の既工認からの相違点の詳細.....	10
4. 地震応答解析及び応力解析モデルの詳細.....	15
5. 既工認からの相違点に関する女川2号機への適用性のまとめ.....	22

## 1. はじめに

本書は、女川原子力発電所第2号機（以下、女川2号機という。）の添付書類「VI-2-9-4-1 ダウンカマの耐震性についての計算書」、「VI-2-9-4-2 ベント管の耐震性についての計算書」及び「VI-2-9-2-1-4 ドライウェルベント開口部の耐震性についての計算書」における既工認からの相違点を説明する資料である。ここでは、ベント管、ベントヘッド、ダウンカマ及びその付属構造物を原子炉格納容器ベント系設備という。

女川2号機の既工認及び今回工認における原子炉格納容器ベント系設備等に係る耐震評価フローを図1に示す。耐震評価フローの比較結果から、①地震応答解析モデルの設定、②地震応答解析手法、③解析手法に応じた設計用地震力、④応力解析モデルの設定及び⑤耐震補強対策の観点で既工認からの相違点が整理される。また、ベント管等は、既工認において3次元シェルモデルを用いた応力解析で応力を算定しているが、今回工認において3次元シェルはりモデルを用いた地震応答解析で当該部位のシェル要素に発生する応力を算定している。

なお、原子炉格納容器ベント系設備のうち原子炉格納容器バウンダリを構成するベント管を除くベントヘッド及びダウンカマの耐震重要度分類が耐震AクラスからSクラスに見直されたため、今回工認の耐震評価としては、弾性設計用地震動 $S_d$ による評価（許容応力Ⅲ<sub>A</sub>S）に加え、基準地震動 $S_s$ による評価（許容応力Ⅳ<sub>A</sub>S）が求められる。また、重大事故等対処設備であるため、重大事故等時の耐震評価が求められることも既工認からの相違点となる。

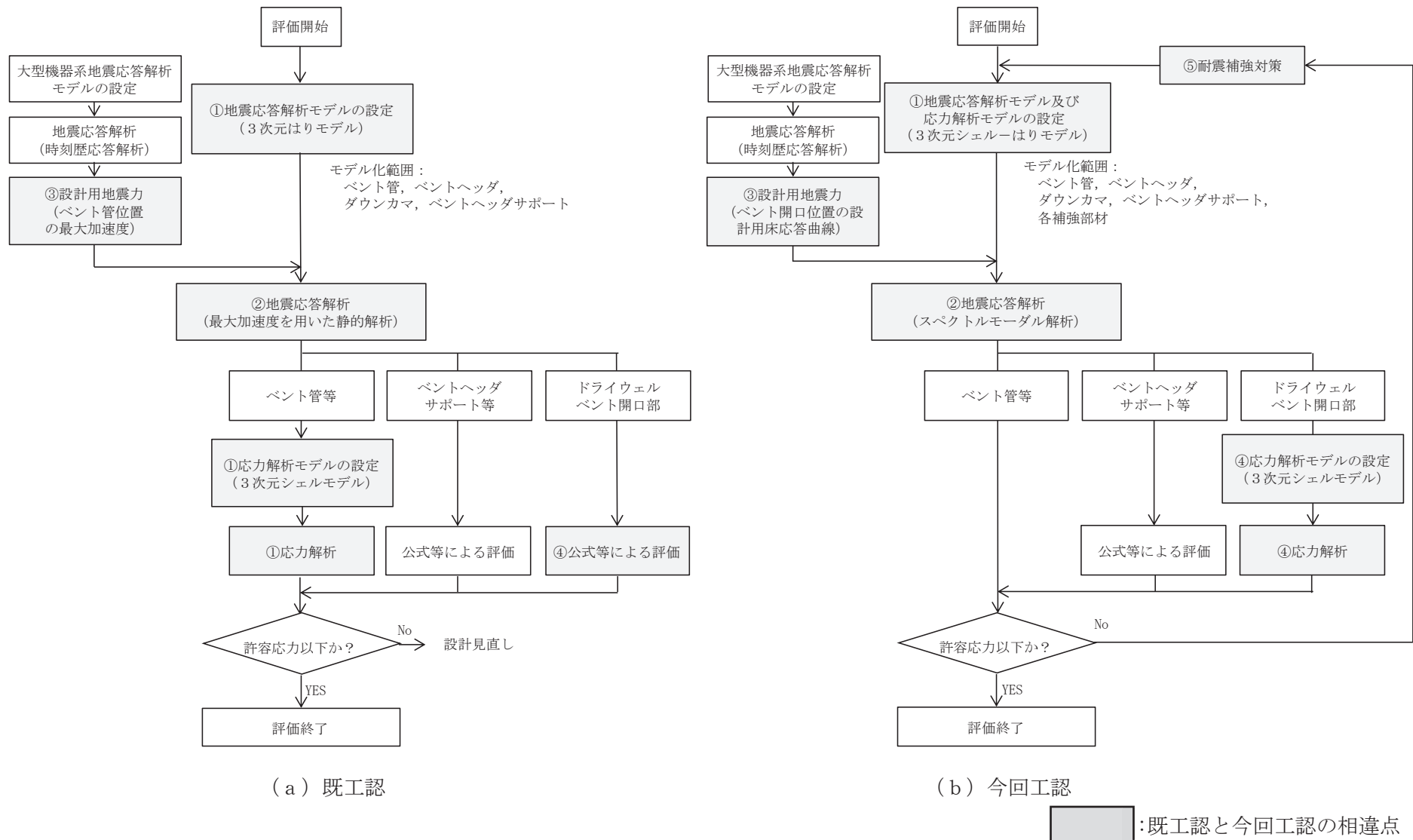


図1 原子炉格納容器ベント系設備等に係る耐震評価フロー

## 2. 原子炉格納容器ベント系設備等

### 2.1 原子炉格納容器ベント系設備等の構造

原子炉格納容器ベント系設備は、ドライウエル空間とサプレッションチェンバ水中部とを接続し、ベント管、ベントヘッドより分岐してサプレッションチェンバ内の水中に開口する一連のダウンコマにより構成される。また、原子炉格納容器ベント系設備は、ドライウエルに設けられたドライウエルベント開口部で支持される。

ベント管はドライウエルとサプレッションチェンバの間に等間隔に 8 本設けられた内径  mm、板厚  mm 及び  mm の鋼製円筒構造物である。ベントヘッドは 16 本の内径  mm、板厚  mm の鋼製円筒構造物を円環状に接合した構造物でベント管に接続する。ベントヘッドの各接合部近傍にはベントヘッドサポートを備える。ダウンコマはサプレッションチェンバ全周にわたって出来るだけ一様に分布するよう 64 本配置した外径  mm、板厚  mm の鋼製管状構造物であり、ベントヘッドに接続する。

ドライウエルベント開口部を構成するベントノズルは内径  mm 及び板厚  mm の円筒に内径  mm 及び板厚  mm の円すいを接続した構造物である。

各ベント管のドライウエル開口部には、ジェット力等がベント系設備に直接作用するのを防ぐためにジェットデフレクタを設ける。

原子炉格納容器ベント系設備及びドライウエルベント開口部の構造を図 2、3 に示す。

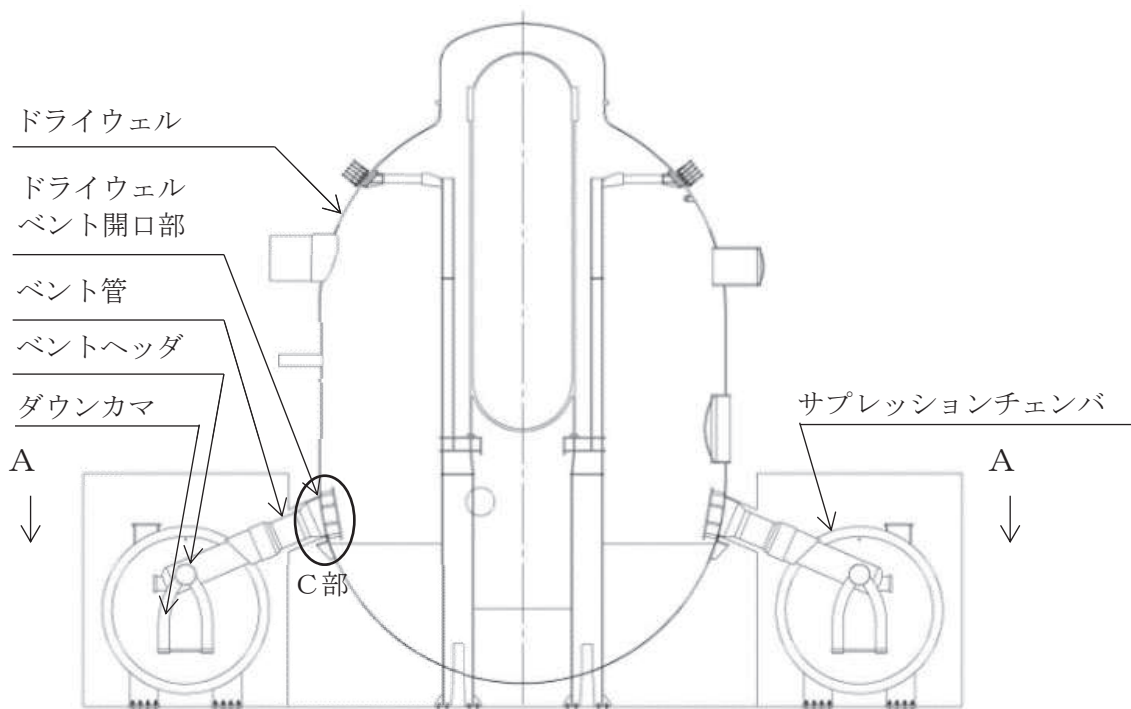


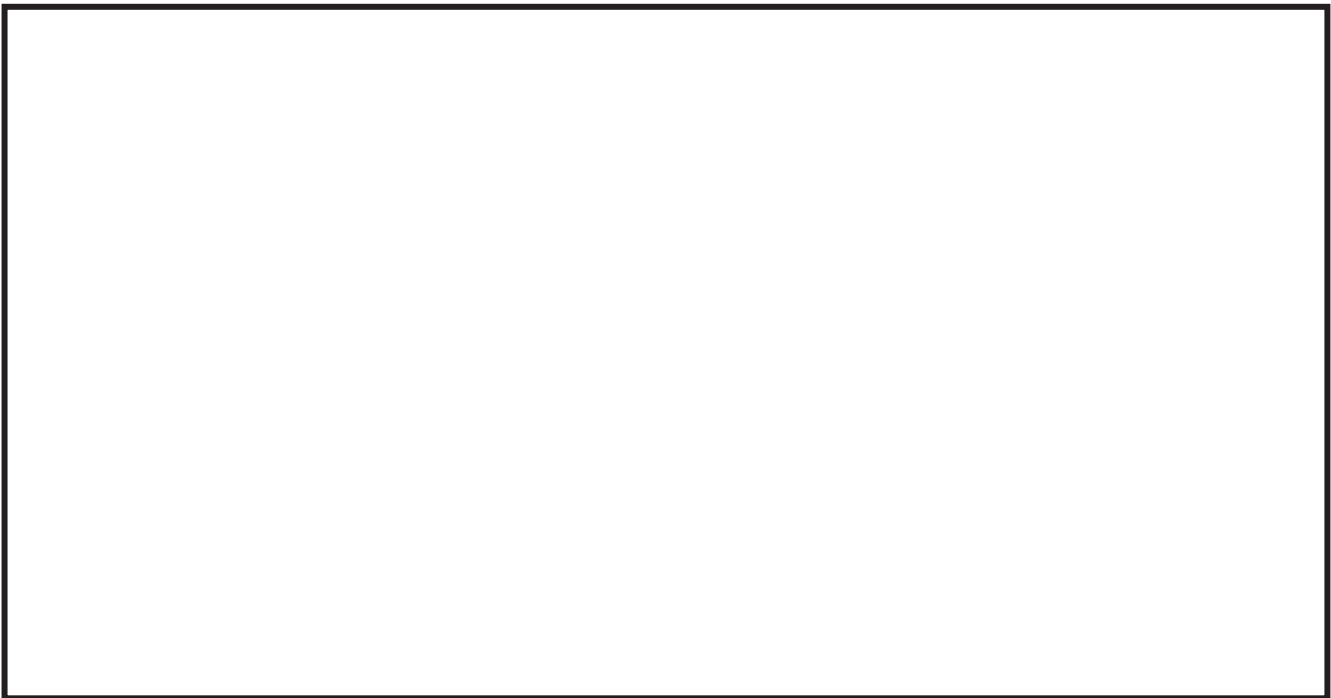
図 2 原子炉格納容器ベント系設備及びドライウエルベント開口部構造図 (その 1)

B部



A-Aから見る

B部詳細



C部詳細

D-Dから見る

E-Eから見る

図3 原子炉格納容器ベント系設備及びドライウェルベント開口部構造図（その2）

## 2.2 原子炉格納容器ベント系設備等の耐震補強対策

### 2.2.1 耐震補強対策の目的

原子炉格納容器バウンダリを構成するベント管を除く原子炉格納容器ベント系設備の耐震重要度分類の変更（AクラスからSクラス）、重大事故等時のサプレッションチェンバの水位上昇に伴う付加質量の増加、基準地震動の増大等を踏まえ、原子炉格納容器ベント系設備の耐震性を向上させるための耐震補強対策を実施し、必要な強度を確保することを目的としている。また、原子炉格納容器ベント系設備からの反力も増大することを踏まえ、ドライウェルベント開口部の耐震性を向上させるための補強対策も実施し、必要な強度を確保することを目的としている。

### 2.2.2 耐震補強対策の内容

#### (1) 原子炉格納容器ベント系設備

耐震評価の結果を踏まえた耐震性を向上させるための補強対策について、補強の目的とその内容について、表1に示し、ベント管の補強構造及びベントヘッド及びダウンカマの補強構造を図4及び図9に示す。

表1 補強の目的とその内容

補強の目的	内容
①ベント管，ベントヘッド及びダウンカマの応力を抑制	<ul style="list-style-type: none"><li>・ベント管とベントヘッドの接続部へのベント管ガセットの追加</li><li>・ベントヘッドとダウンカマの接続部へのベントヘッドリングの追加</li><li>・ベントヘッドエビ継手部へのエビ接ぎ部リング及びエビ接ぎ部ガセットの追加</li><li>・ダウンカマへの下部支持サポート及び筋交いの追加</li></ul> なお、下部支持サポート、筋交いはベントヘッドサポートとの干渉を避ける構造とし、ベント系設備全体として対称な構造としている。
②ベント管，ベントヘッド一般部に発生する局所的な応力を抑制	<ul style="list-style-type: none"><li>・ベント管とベントヘッドの接続部への補強パッドの追加</li><li>・ベントヘッドとダウンカマの接続部への補強パッドの追加</li></ul>
③ベントヘッドサポート（下側）の応力を抑制	<ul style="list-style-type: none"><li>・ベントヘッドサポート（上側）を追加</li><li>・ベントヘッドサポート（下側）を取替</li></ul>



A部

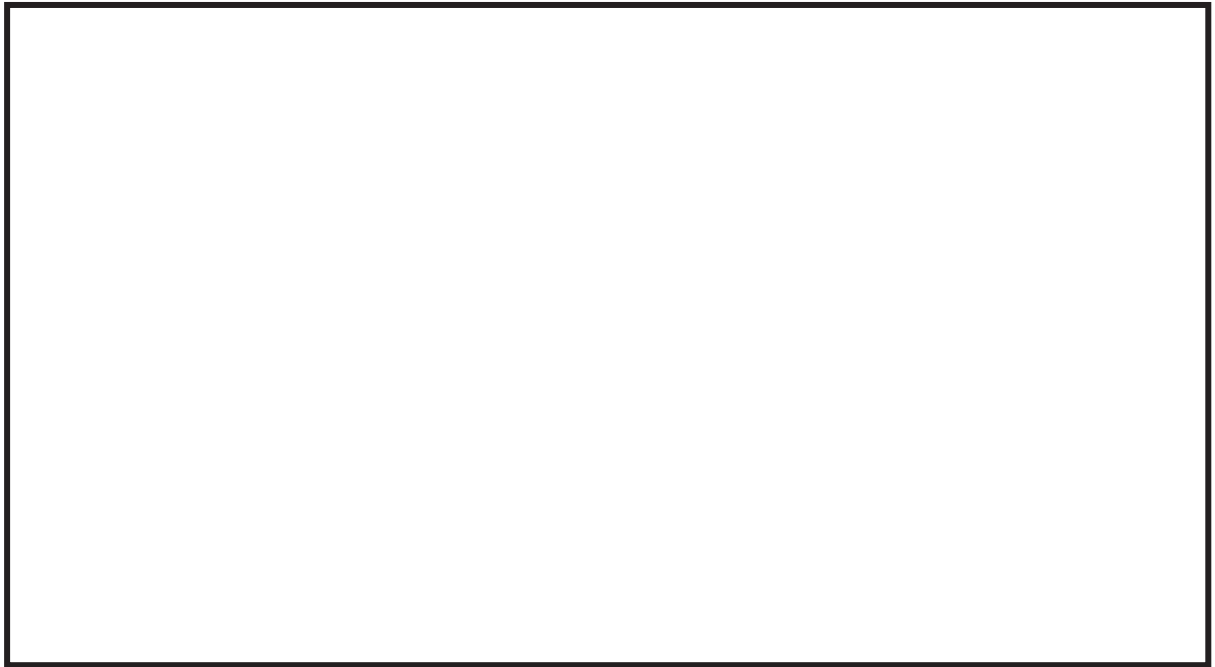


図4 ベント系設備平面図

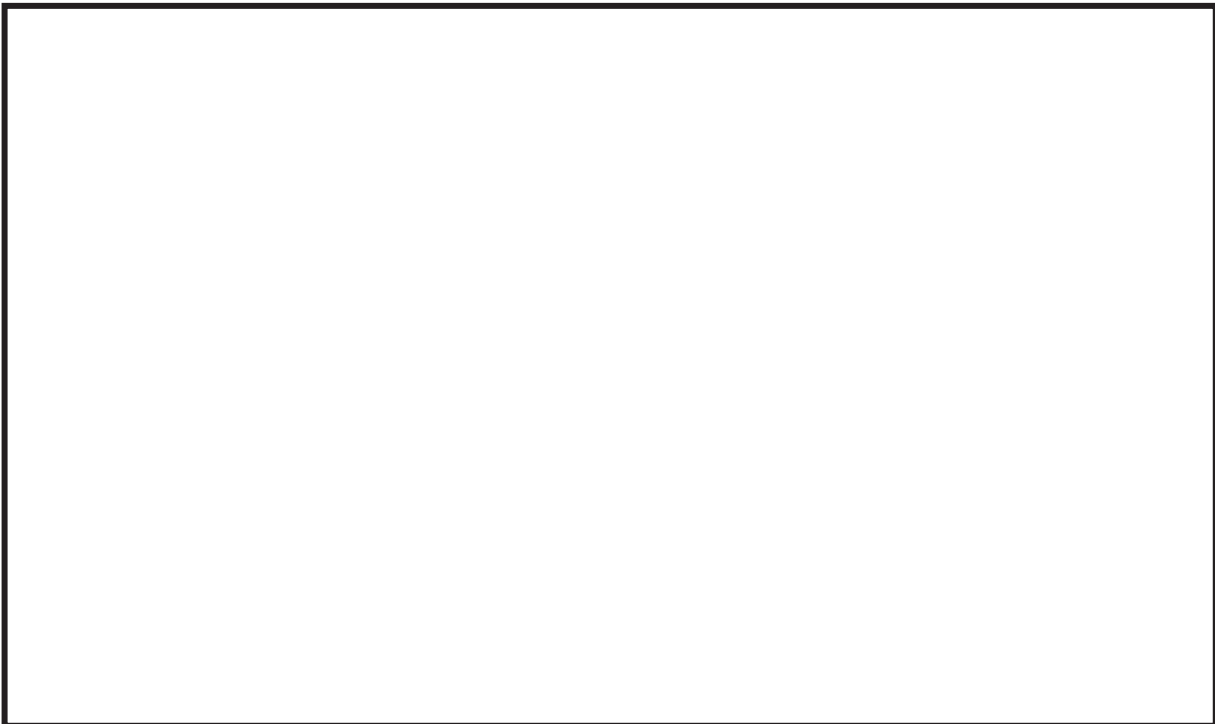


図5 ベント管の補強構造  
【図4のB部（ベント管部分を拡大）】

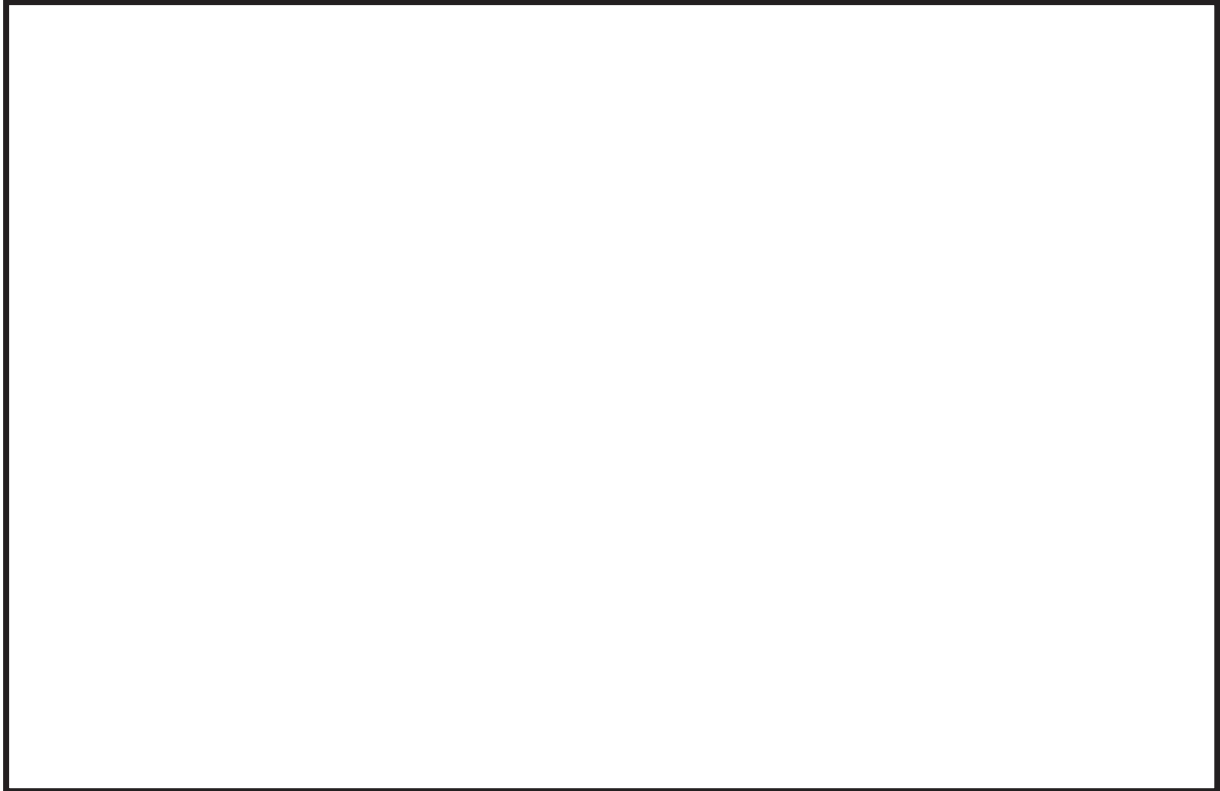


図6 ベントヘッダ及びダウンカマの補強構造  
【図4のC-C矢視（ベント系設備を外側から見た構造）】

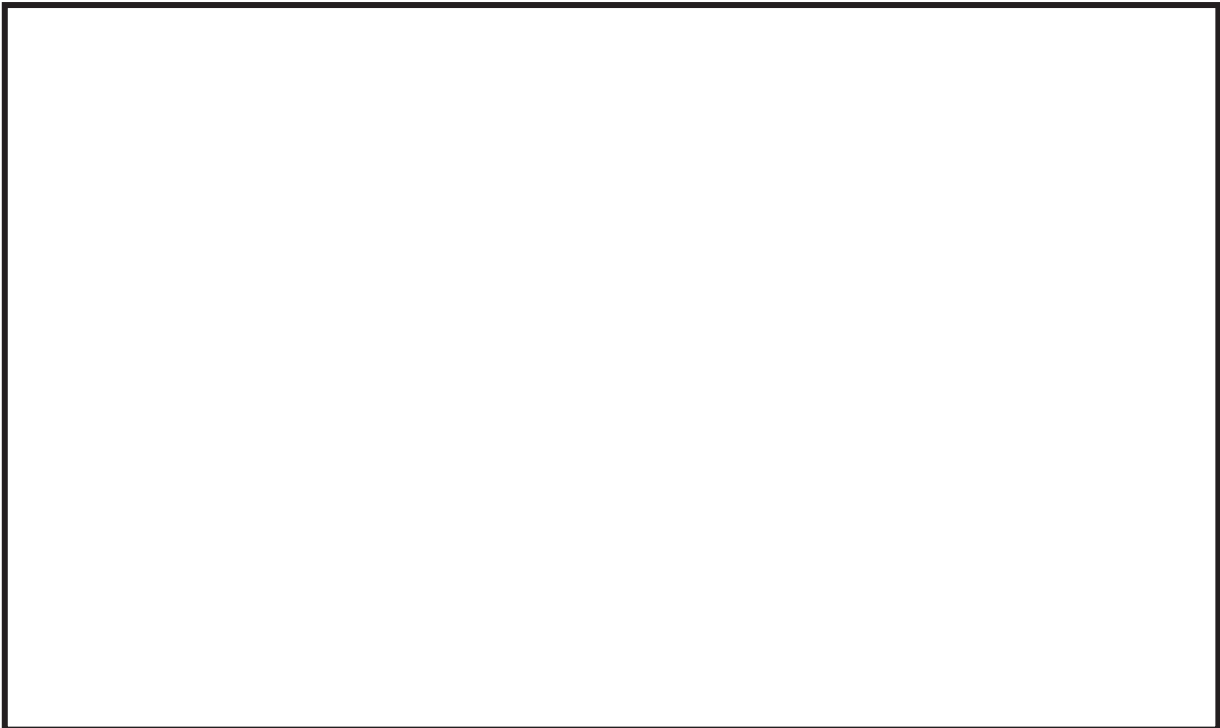


図7 ベントヘッダ及びダウンカマの補強構造  
【図4のD-D矢視（ベント系設備を内側から見た構造）】



図8 ベントヘッド及びダウンカマの補強構造  
【図7のF-F矢視（ベント系設備を上側から見た構造）】



図9 ベントヘッド及びダウンカマの補強構造  
【図7のG-G矢視（ベント系設備を下側から見た構造）】

(2) ドライウェルベント開口部

耐震評価結果を踏まえ、ドライウェルベント開口部の応力を抑制するため、ドライウェルベント開口部に補強リブ及び補強パッドを追加する。ドライウェルベント開口部の補強構造を図 10 に示す。



図 10 ドライウェルベント開口部の補強構造

### 3. 耐震評価に係る原子炉格納容器ベント系設備等の既工認からの相違点の詳細

今回工認では、重大事故等時のサプレッションチェンバの水位上昇に伴う付加質量の増加、基準地震動の増大等を踏まえ、耐震補強対策を実施し、その効果を考慮した精緻な耐震評価を実施するため、地震応答解析モデル及び応力解析モデルの精緻化、それを踏まえた解析手法の精緻化等を実施する。

#### (1) 原子炉格納容器ベント系設備

表2に原子炉格納容器ベント系設備の既工認及び今回工認における地震応答解析及び応力解析の比較結果を示す。

既工認における原子炉格納容器ベント系設備の地震応答解析は、ベント系設備をモデル化した大型機器系地震応答解析モデルを用いて時刻歴応答解析を実施し、ベント系設備に加わる最大加速度をベント管、ベントヘッド及びダウンカマ等をはり要素でモデル化した地震応答解析モデル（3次元はりモデル）の各要素に考慮した静的解析を行っている。

応力解析は、ベント管、ベントヘッド、ダウンカマ等をシェル要素等でモデル化した応力解析モデル（3次元部分シェルモデル）を作成し、その解析モデルと地震応答解析により算定した地震荷重を用いて応力を算定していた。また、ベントヘッドサポートは、はり要素の地震荷重から公式等による評価で応力を算定していた。

今回工認における原子炉格納容器ベント系設備の地震応答解析は、ベント管、ベントヘッド及びダウンカマをシェル要素で、ベントヘッドに取り付けられるベントヘッドサポート、ダウンカマ等に取り付けられる下部支持サポート及び筋交いをはり要素でモデル化した地震応答解析モデル及び応力解析モデル（3次元シェルはりモデル）を作成し、スペクトルモーダル解析を行っている。解析に用いた地震力は、大型機器系地震応答解析モデルのドライウエルベント開口部位置の設計用床応答曲線を用いた。

ベント管、ベントヘッド、ダウンカマ等のシェル要素でモデル化した部位の応力は、3次元シェルはりモデルを用いた地震応答解析からシェル要素に発生する応力を算定し、ベントヘッドサポート等のはり要素でモデル化した部位の応力は、地震応答解析からはり要素に発生する地震荷重を算定し、公式等による評価により応力を算定した。

今回工認におけるスペクトルモーダル解析に適用する減衰定数は、溶接構造物の1%とし、解析コードは既工認のI-SAPからシェル要素の解析が実施可能なANSYSに見直した。また、地震応答解析では、解析モデル全体に設計用床応答曲線を入力している。入力する設計用床応答曲線は、ベントヘッドサポートよりもベント管の剛性が大きいことから、ベントノズル部（ベント管開口部位置）のものを用いている。参考として、ベントノズル部とベントヘッドサポートの地震荷重比較を表3に、ベント系設備の地震荷重のイメージを図11に示す。荷重比較からベント管側の剛性が十分に高いことから、ベント系設備は、ベントノズル部からの地震荷重が支配的となる。

表2 原子炉格納容器ベント系設備の地震応答解析及び応力解析の比較結果

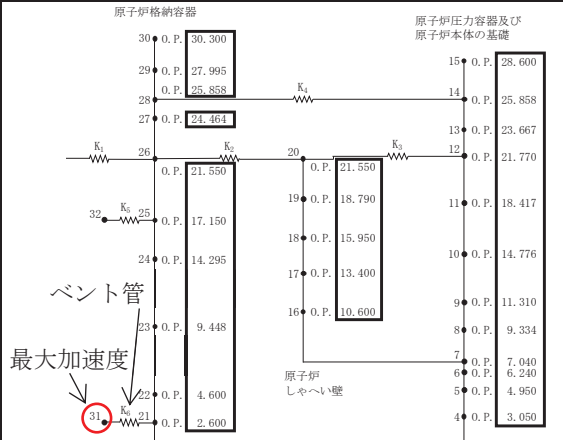
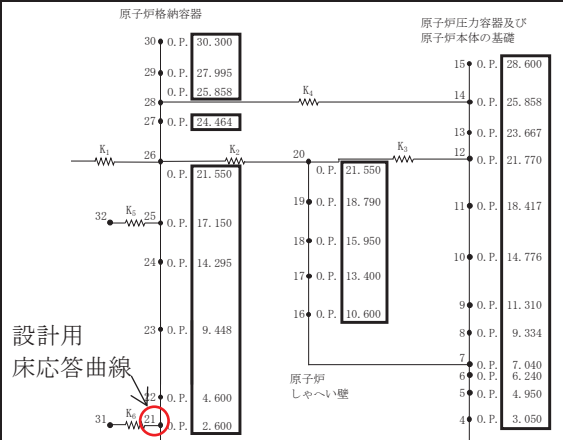
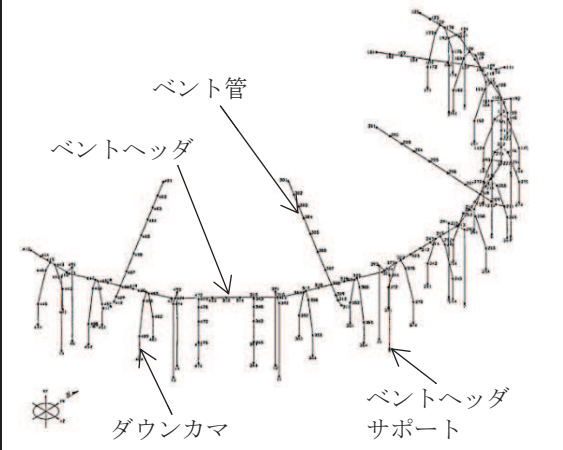
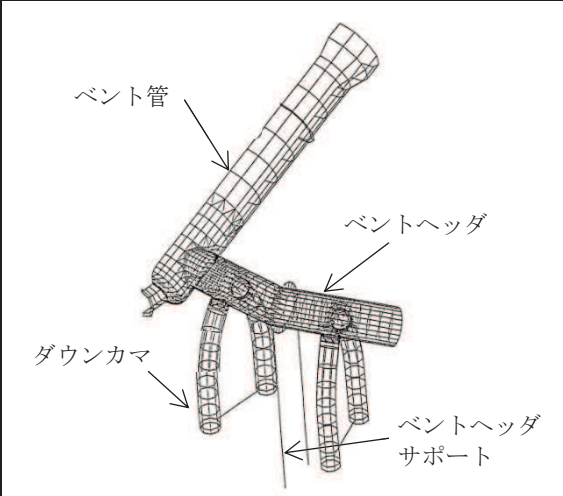
評価	既工認	今回工認
地震 応答 解析	 <p>原子炉格納容器</p> <p>原子炉圧力容器及び 原子炉本体の基礎</p> <p>ベント管</p> <p>最大加速度</p> <p>原子炉 しゃへい壁</p> <p>大型機器系地震応答解析モデル 【大型機器部分を抜粋】(時刻歴応答解析)</p>	 <p>原子炉格納容器</p> <p>原子炉圧力容器及び 原子炉本体の基礎</p> <p>設計用 床応答曲線</p> <p>原子炉 しゃへい壁</p> <p>大型機器系地震応答解析モデル 【大型機器部分を抜粋】(時刻歴応答解析)</p>
	 <p>ベント管</p> <p>ベントヘッド</p> <p>ダウンカマ</p> <p>ベントヘッド サポート</p> <p>* : 解析モデル全体に最大加速度を入力 3次元はりモデル (静的解析)</p>	
応力 解析	 <p>ベント管</p> <p>ベントヘッド</p> <p>ダウンカマ</p> <p>ベントヘッド サポート</p> <p>3次元部分シェルモデル (ベントヘッドサポート：公式等による評価)</p>	

表3 ベントノズル部とベントヘッドサポートの地震荷重比較

荷重条件	方向		地震荷重		
			ベント ノズル部	ヘッドサ ポート (下側)	ヘッドサ ポート (上側)
運転状態 V (LL)	並進	半径方向(R)	( $\times 10^5$ N)		
		周方向( $\theta$ )	( $\times 10^5$ N)		
		上下/子午線方向(Z)	( $\times 10^5$ N)		
基準 地震動 Ss	回転	半径方向(R)まわり	( $\times 10^5$ N mm)		
		周方向( $\theta$ )まわり	( $\times 10^5$ N mm)		
		上下/子午線方向(Z)まわり	( $\times 10^5$ N mm)		

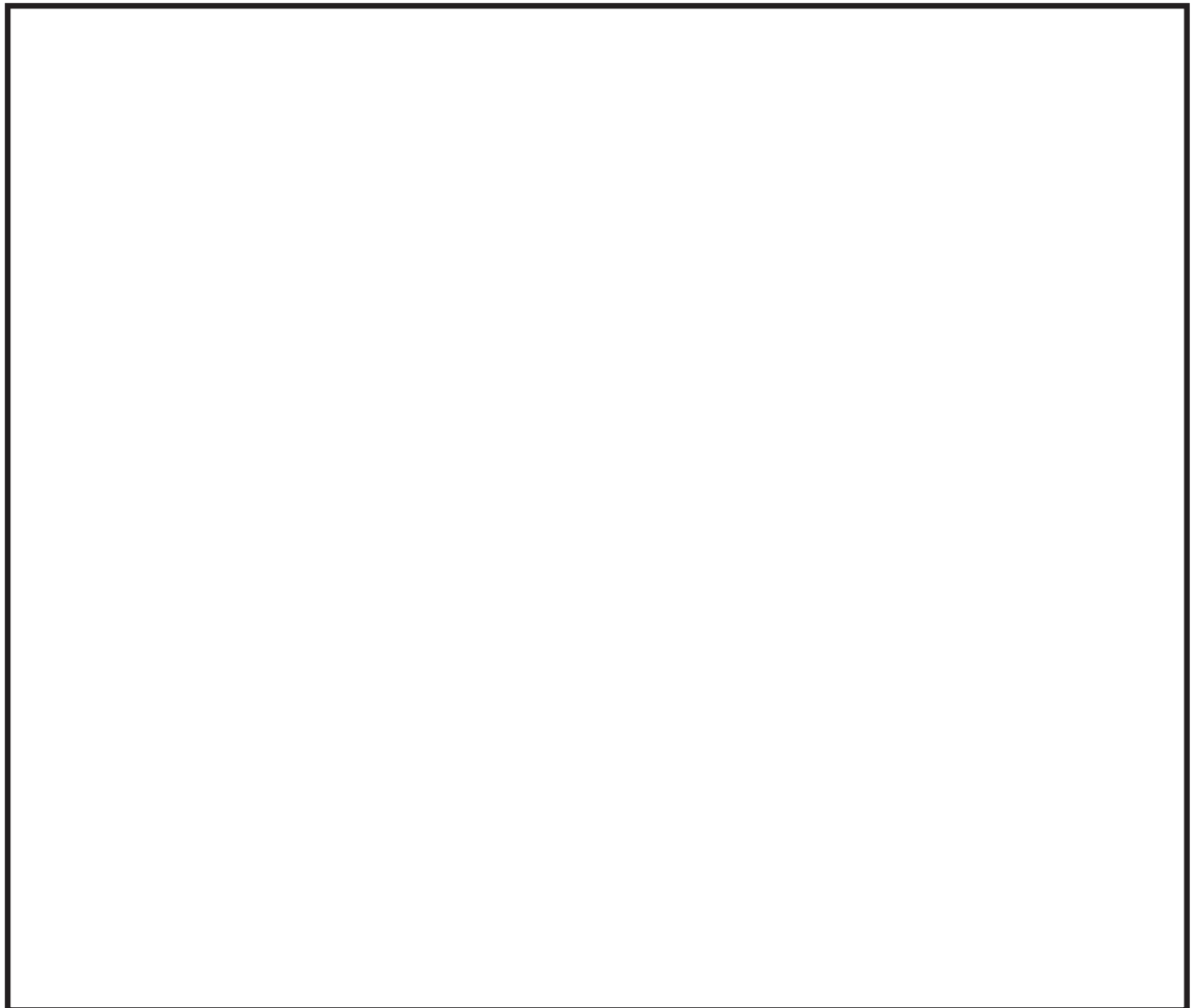


図11 ベント系設備の地震荷重のイメージ

(2) ドライウェルベント開口部

表4にドライウェルベント開口部の既工認及び今回工認における地震応答解析及び応力解析の比較結果を示す。

既工認では、原子炉格納容器ベント系設備の地震応答解析（詳細は3.(1)を参照）からドライウェルベント開口部に作用するベント管反力を算出し、その反力をを用いてBijlaardの方法で応力を算出した。

今回工認では、原子炉格納容器ベント系設備の地震応答解析（詳細は3.(1)を参照）からドライウェルベント開口部に作用するベント管反力を算出し、その反力をドライウェルベント開口部についてシェル要素でモデル化した3次元シェルモデルに入力し、応力解析により応力を算出した。応力解析モデルは、基準地震動の増大等によるベント管反力の増大を踏まえた耐震補強対策の効果も考慮した精緻な耐震評価を行うため、ドライウェル、ベント管、ジェットデフレクタ、補強リブ及び補強パッドをモデル化している。



表4 ドライウェルベント開口部の地震応答解析及び応力解析の比較結果

評価	既工認	今回工認
地震応答解析	<p>大型機器系地震応答解析モデル 【大型機器部分を抜粋】(時刻歴応答解析)</p>	<p>大型機器系地震応答解析モデル 【大型機器部分を抜粋】(時刻歴応答解析)</p>
	<p>* : 解析モデル全体に最大加速度を入力 3次元はりモデル(静的解析)</p>	
応力解析	<p>地震応答解析で算出したベント管反力を用いて ドライウェルベント開口部に対して Bijlaardの方法により応力を算出 (公式等による評価)</p>	

#### 4. 地震応答解析及び応力解析モデルの詳細

##### (1) 原子炉格納容器ベント系設備

ベント管、ベントヘッド及びダウンカマは、その径に対して板厚が比較的薄く、また、ダウンカマ取付部等の補強によって構造が複雑となったことを考慮し、各部位の地震応答及び発生応力を詳細にみるため、ベント管、ベントヘッド、ダウンカマをシェル要素でモデル化し、構造が単純なサポート類は、はり要素でモデル化した。

ベント系設備のモデル化詳細を表5に、原子炉格納容器ベント系設備の地震応答解析モデル図を図12に、地震応答解析モデルの拘束条件を図13に、ベント管とドライウエルのばね剛性算定方法を表6に示す。ここで、ベントヘッドサポート（上側）とサブプレッションチェンバ強め輪の結合部については、熱膨張を吸収する構造としているため、地震応答解析モデルとしては、熱膨張する方向に自由となる拘束条件を与えている（図14参照）。

表5 ベント系設備のモデル化詳細

モデル化項目		内容	備考
シェル要素			
はり要素			
拘束条件	①ベントヘッドサポートとサブプレッションチェンバ強め輪の結合部		
	②ベント管とドライウエル		
水の付加質量		付加質量算定に用いた水位条件： <ul style="list-style-type: none"> <li>・ダウンカマ外側 DB条件：0.P. -3, 800mm SA条件：0.P. -1, 514mm</li> <li>・ダウンカマ内側 DB条件：0.P. -3, 800mm SA条件：0.P. -1, 514mm</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ダウンカマ外側 機械工学便覧に示される付加質量算定方法（無限水中の円柱構造物と見なして算出した付加質量）により算出</li> <li>・ダウンカマ内側 ダウンカマに内包する水の重量を考慮</li> </ul>
減衰定数		・JEAG4601-1991における溶接構造物に対する減衰1%を準用	

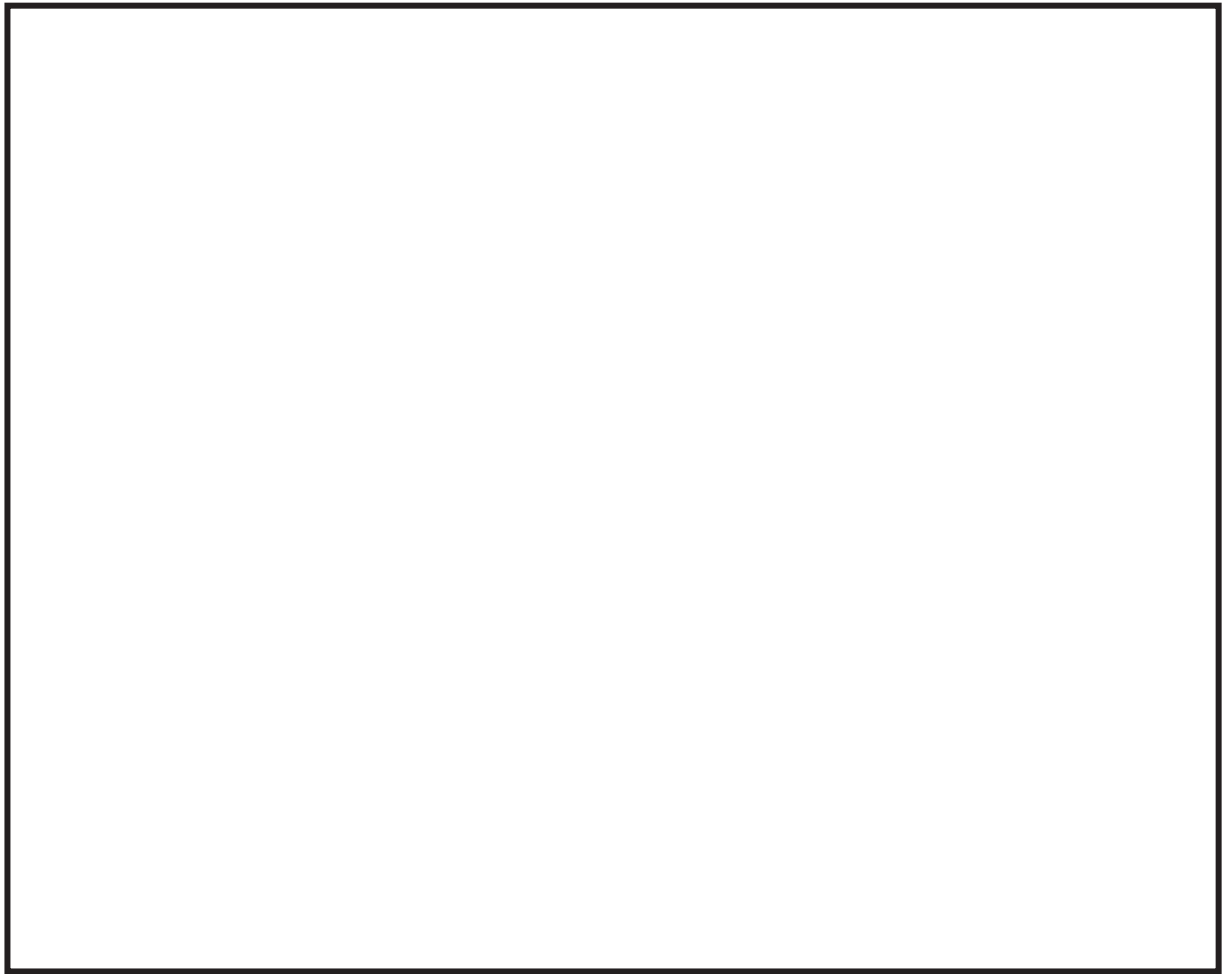


図 12 原子炉格納容器ベント系設備の地震応答解析モデル図

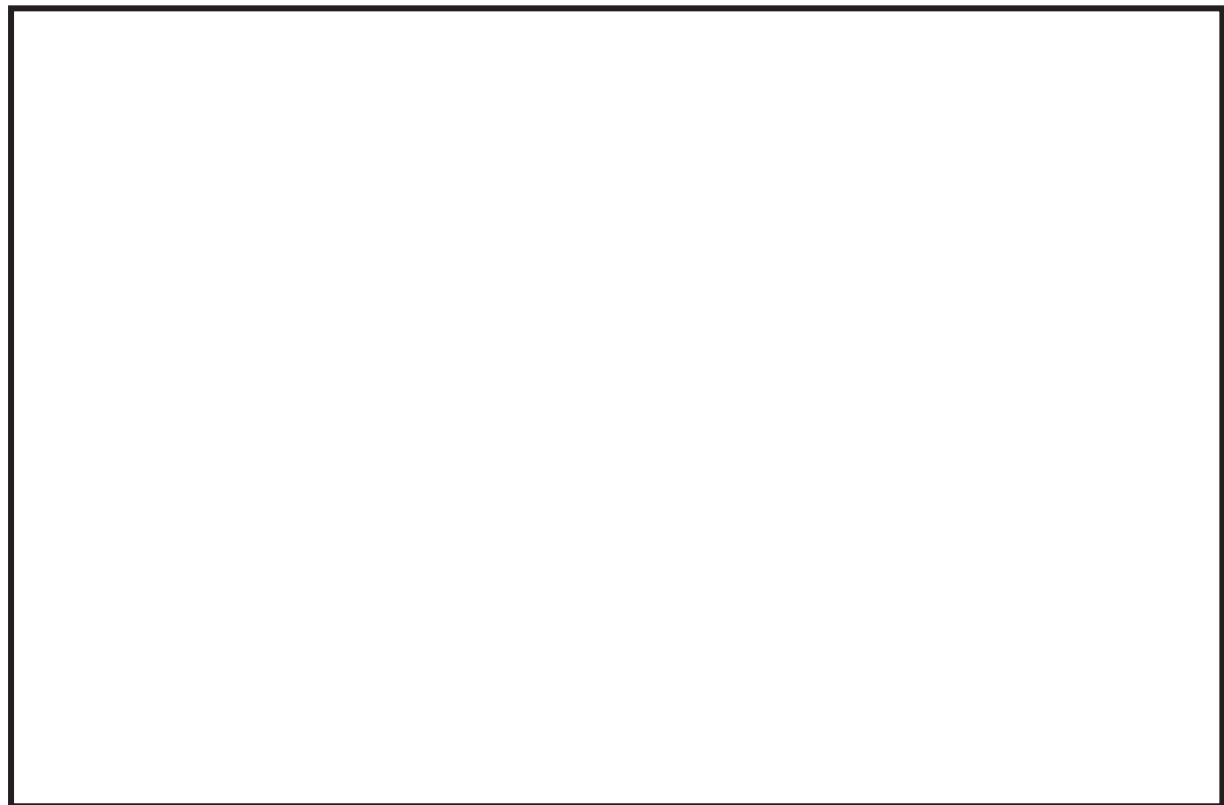


図 13 地震応答解析モデルの拘束条件

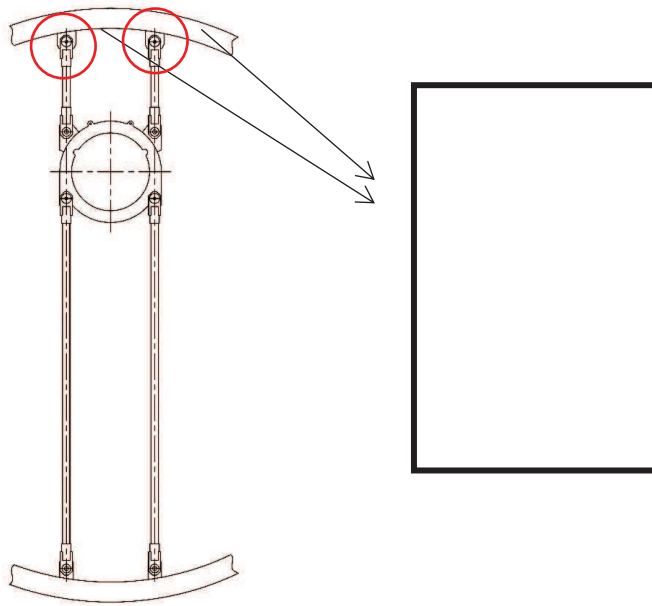


図 14 ベントヘッダサポート（上側）取付部の構造

表 6 ベント管とドライウェルのばね剛性算定方法

項目	ばね剛性算定方法
並進方向のばね剛性 $K_P$ (半径 (R) 方向)	
回転方向のばね剛性 $K_C, K_L$ (周 ( $\theta$ ) 方向周り ( $K_C$ ), 鉛直 (Z) 方向 周り ( $K_L$ ))	

(2) ドライウェルベント開口部

ドライウェルベント開口部の耐震評価では、より精緻な評価を実施するためドライウェル、ベント管、ジェットデフレクタ、補強リブ及び補強パッドをモデル化している。

ドライウェルベント開口部のモデル化詳細を表7に、ドライウェルベント開口部の解析モデル図を図15～19に示す。

表7 ドライウェルベント開口部のモデル化詳細

モデル化項目		内容	備考
シェル要素 (図15～19参照)			
拘束条件	① ドライウェル円筒部 (上端部)		
	② ドライウェル円筒部 (モデル側端部)		
	③ サンドクッション部 下端 (下鏡部)		

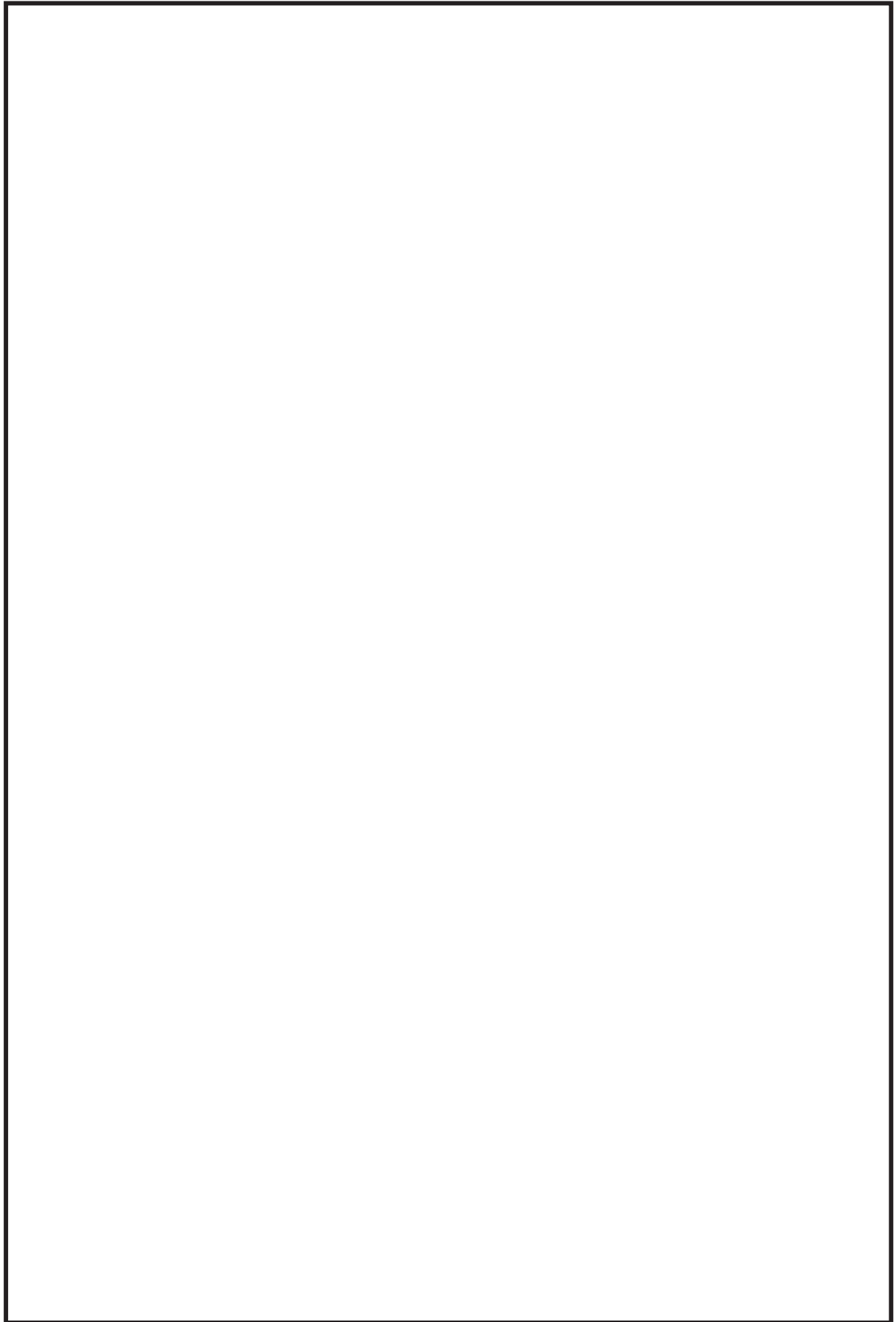


図 15 ドライウェルベント開口部の解析モデル図（全体）

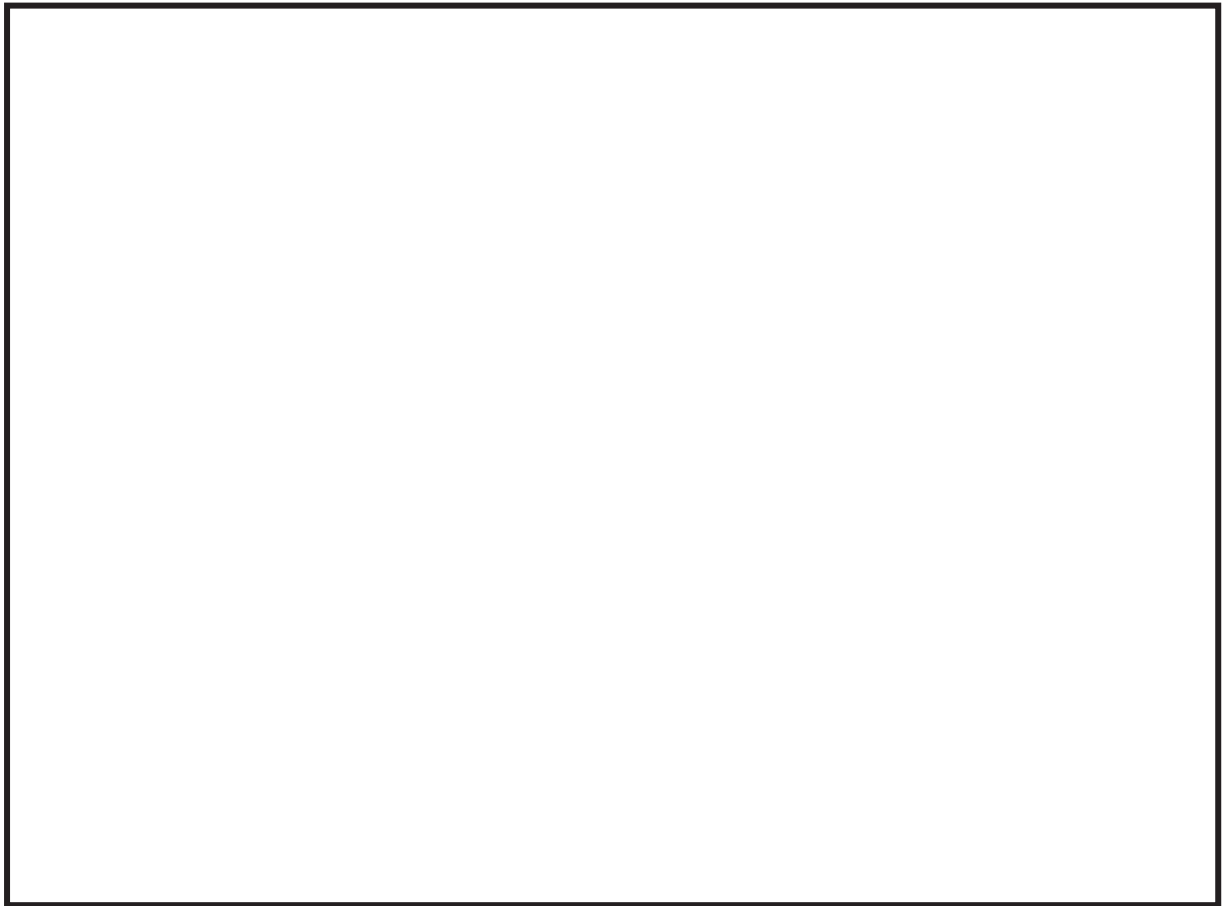


図 16 ドライウェルベント開口部の解析モデル (A部拡大)

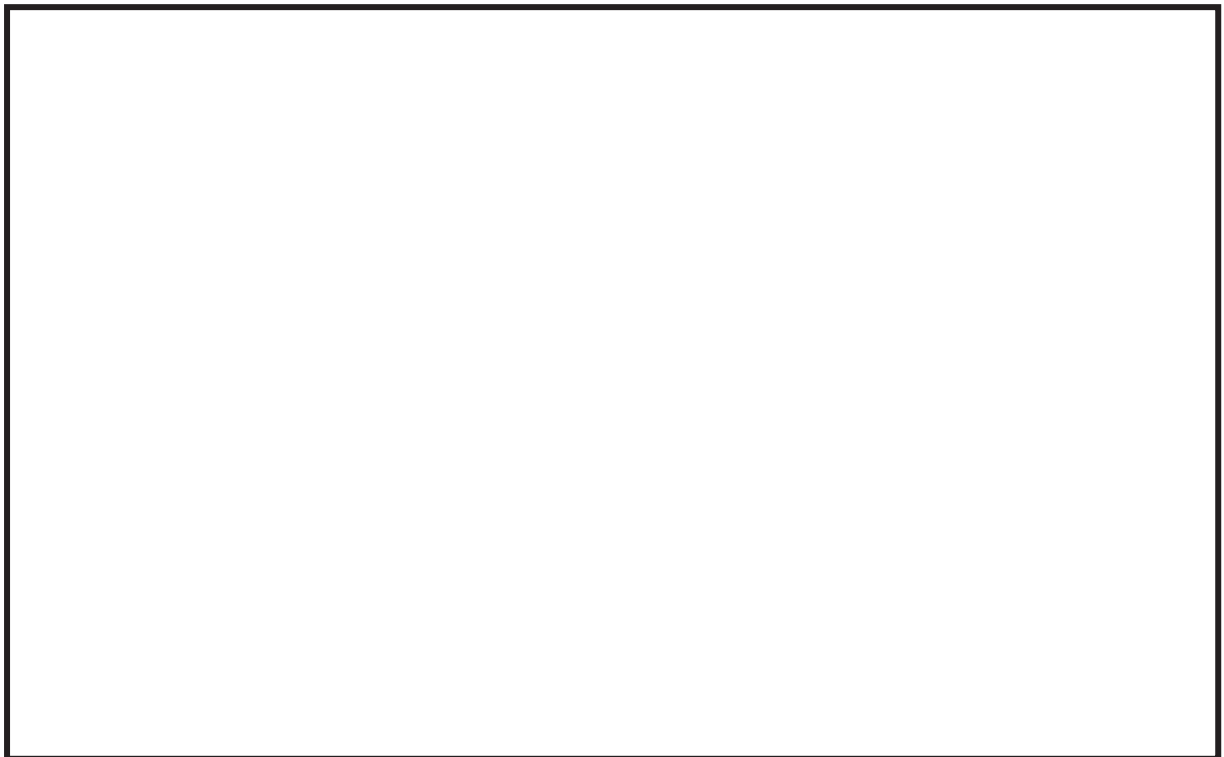


図 17 ドライウェルベント開口部の解析モデル (B部拡大)

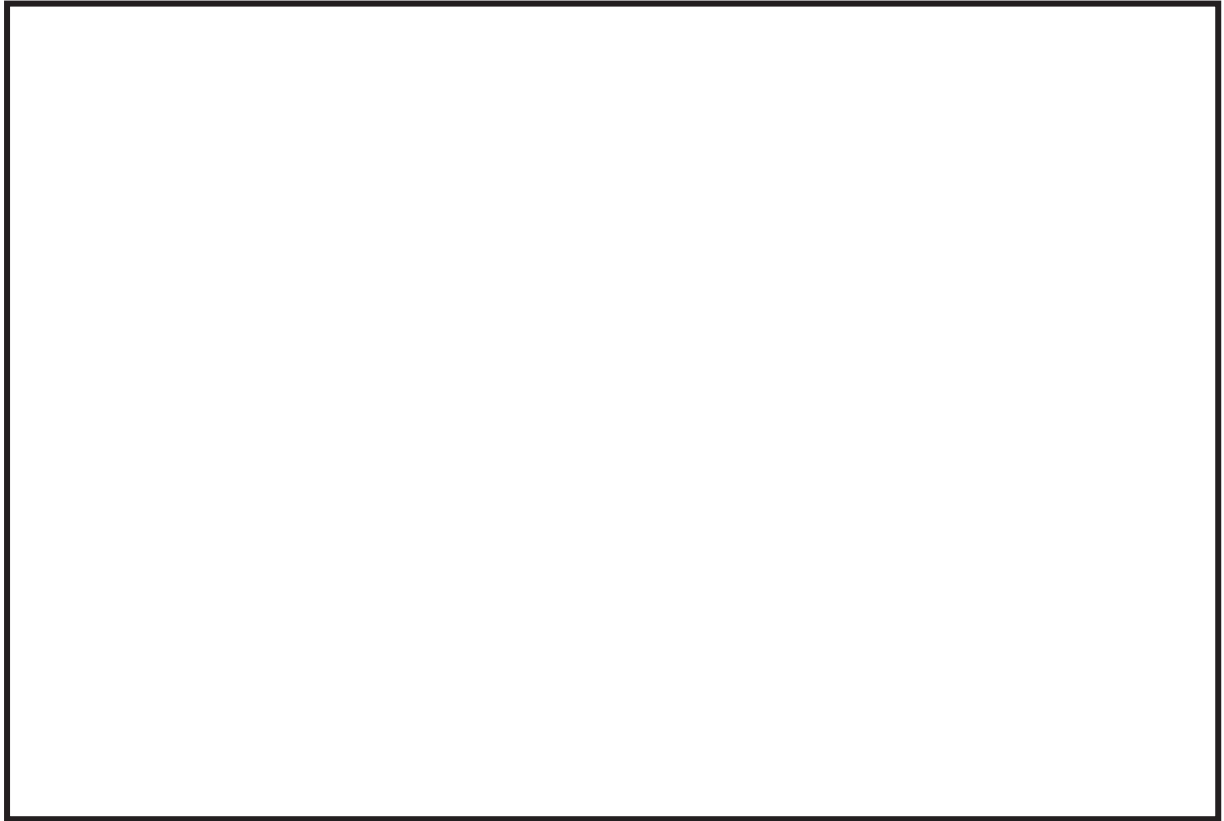


図 18 ドライウェルベント開口部の解析モデル (C-Cから見る)

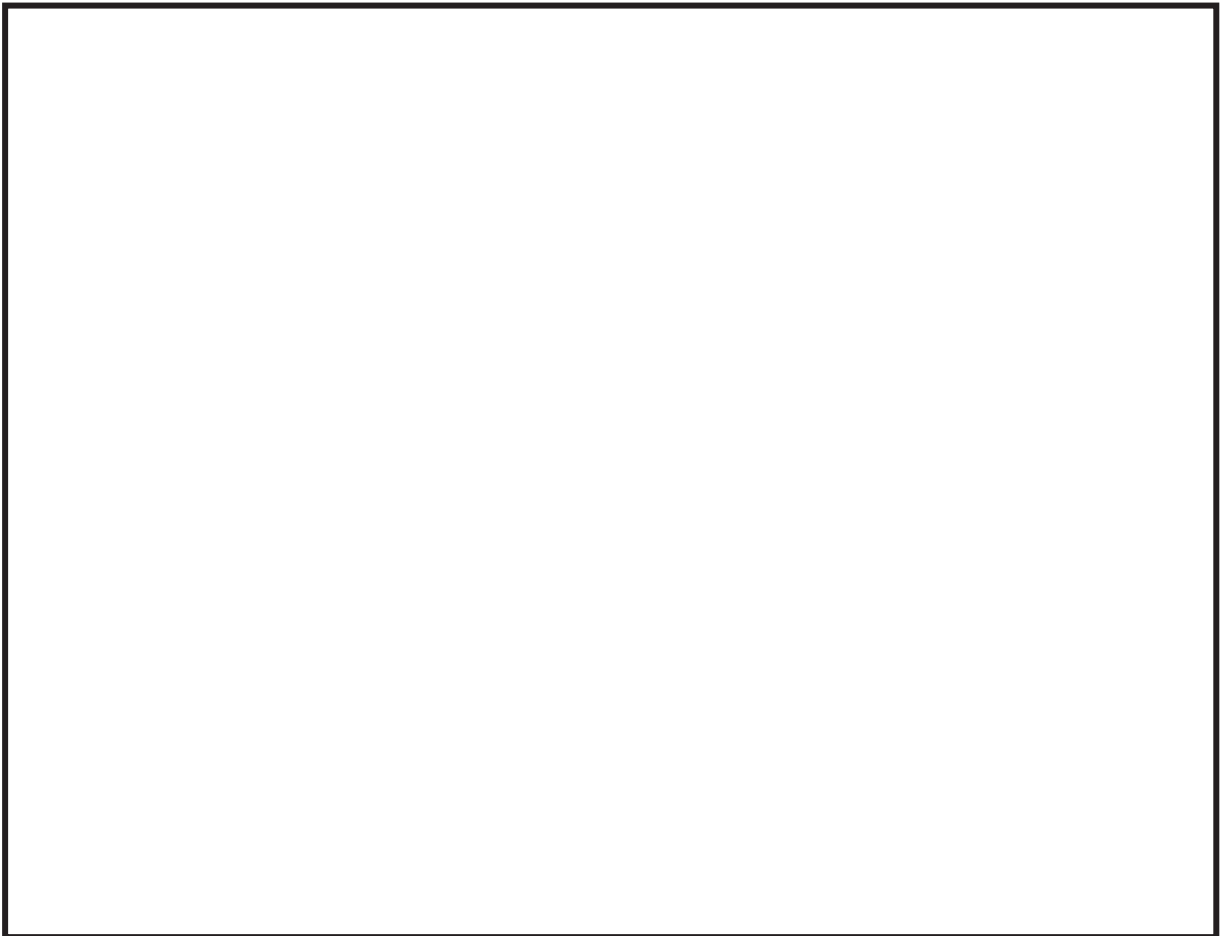


図 19 ドライウェルベント開口部の解析モデル (D/W 内側から見る)



5. 既工認からの相違点に関する女川2号機への適用性のまとめ

女川2号機の原子炉格納容器ベント系設備等の今回工認における耐震評価は、地震応答解析モデルの設定、地震応答解析手法、解析手法に応じた設計用地震力、応力解析モデルの設定及び耐震補強対策の観点で既工認からの相違点がある。既工認からの相違点及び既工認等での適用実績等の整理結果を表8、9に示す。

整理結果から、既工認からの相違点は、既工認での適用実績があること及び耐震評価・対策における標準的な手法であることから、今回工認に適用する方法として問題ないと判断している。

表8 原子炉格納容器ベント系設備の既工認からの相違点及び既工認での適用実績等

項目	既工認	今回工認	既工認での適用実績等
地震応答解析モデル	3次元はりモデル	3次元シェルーはりモデル	使用済燃料ラックで3次元シェルーはりモデルを適用
地震応答解析手法	静的解析	スペクトルモーダル解析	配管等で地震応答解析にスペクトルモーダル解析を適用
解析手法に応じた設計用地震力	ベント管位置の最大加速度	ドライウエルベント開口部の設計用床応答曲線	全般設備で設備の設置位置及び解析手法に応じて設計用地震力(最大加速度, 設計用床応答曲線)を適切に設定
耐震補強対策	—	発生応力を抑制するための部材追加(各ガセット, リング, 補強パッド)	既工認での構造設計や先行プラントの耐震対策と同等

表9 ドライウエルベント開口部の既工認からの相違点及び既工認での適用実績等

項目	既工認	今回工認	既工認での適用実績等
地震応答解析モデル <sup>*1</sup>	3次元はりモデル	3次元シェルーはりモデル	使用済燃料ラックで3次元シェルーはりモデルを適用
地震応答解析手法 <sup>*1</sup>	静的解析	スペクトルモーダル解析	配管等で地震応答解析にスペクトルモーダル解析を適用
解析手法に応じた設計用地震力 <sup>*1</sup>	ベント管位置の最大加速度	ドライウエルベント開口部の設計用床応答曲線	全般設備で設備の設置位置及び解析手法に応じて設計用地震力(最大加速度, 設計用床応答曲線)を適切に設定
応力解析モデルの設定	Bijslaardの方法で評価	3次元シェルモデル	原子炉格納容器ベント系設備で3次元シェルモデルを適用
耐震補強対策	—	発生応力を抑制するための部材追加(補強リブ, 補強パッド)	既工認での構造設計や先行プラントの耐震対策と同等

注記\*1：原子炉格納容器ベント系設備の地震応答解析と同一

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0600-40-45_改7

補足-600-40-45 炉心シュラウド支持ロッドの構造及び耐震評価に関する補足説明資料

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-3-3-2-4 炉心シュラウド支持ロッドの耐震性についての計算書」及び添付書類「VI-3-別添-6-3 炉心シュラウド支持ロッドの強度計算書」において耐震評価及び強度評価の対象としている、炉心シュラウド支持タイロッドの各部材の機能及び構造と、耐震解析モデルの考え方について説明するものである。

また、解析モデルにおけるばね定数等の考え方については以下の参照図書による。

### 参照図書

- (1) VI-2-3-2 炉心，原子炉圧力容器及び原子炉内部構造物並びに原子炉格納容器及び原子炉本体の基礎の地震応答計算書
- (2) 補足-600-8-2 建屋－機器連成解析における解析モデルの設定に係る補足説明資料
- (3) 補足-600-2 耐震評価対象の網羅性，既工認との手法の相違点の整理について
- (4) 補足-600-40-40 耐震評価における水中構造物の付加質量及び応答低減効果の考慮

## 2. 炉心シュラウド支持ロッドの各部材の機能について

炉心シュラウド支持ロッドは、機能として以下の2つに大別される。

### (1) 炉心シュラウド鉛直方向拘束

炉心シュラウド上部胴とシュラウドサポートを連結し、鉛直方向の荷重に対し炉心シュラウドを拘束（浮上りを防止）する。

本機能の構成部材は上部サポート，上部タイロッド，下部スタビライザ，下部タイロッド及びトグルである。

### (2) 炉心シュラウド水平方向拘束

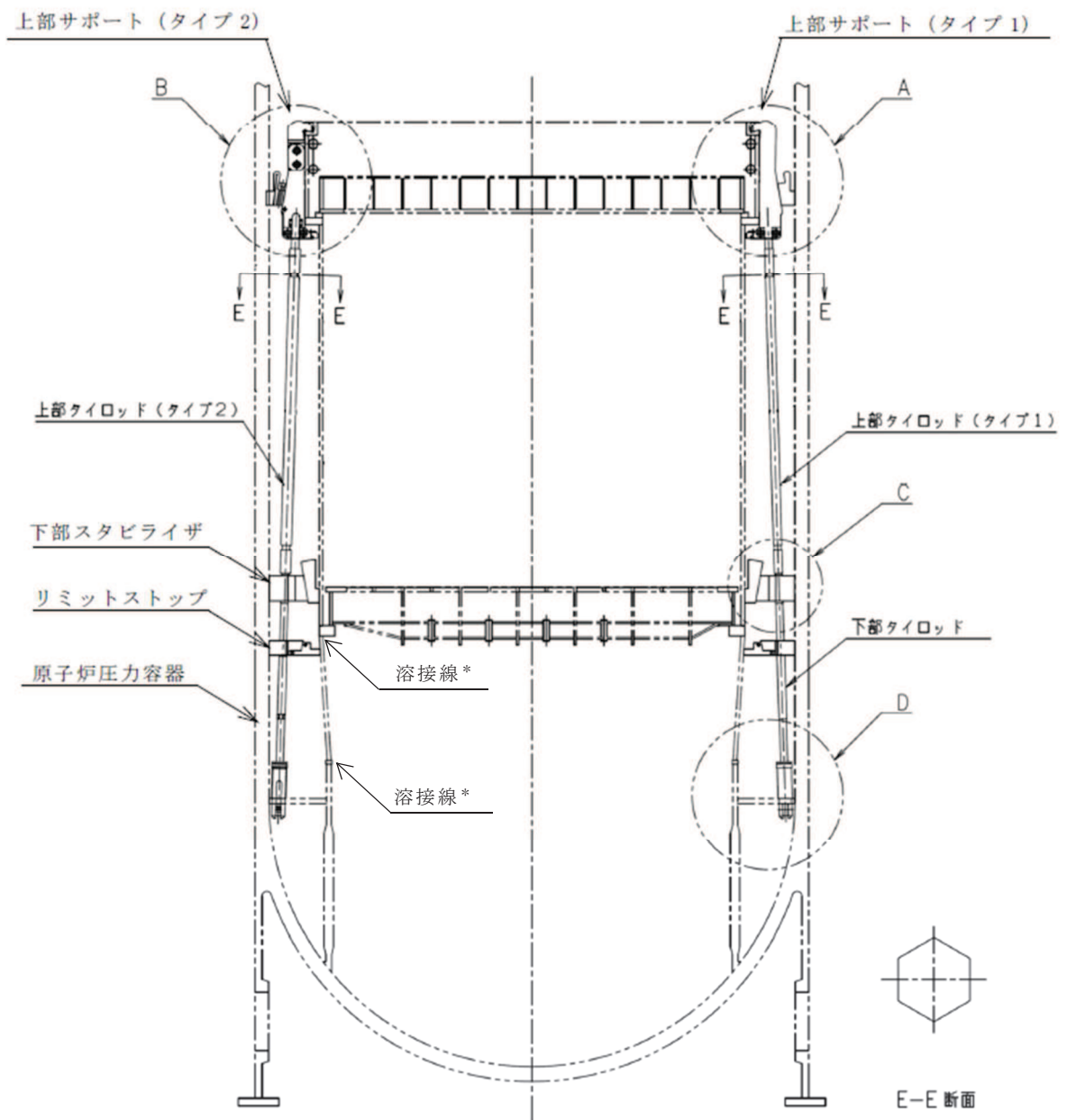
炉心シュラウドと原子炉圧力容器の間に設置し、水平方向の荷重に対し炉心シュラウドを拘束（横ずれを防止）する。

本機能の構成部材は上部サポート，上部ウェッジ，下部スタビライザ及び下部ウェッジである。

炉心シュラウド支持ロッドの各部材は本機能を満足するように設計されており，その機能を表1に示す。また，構造説明図を図1に示す。

表 1 炉心シュラウド支持ロッドの各 부품の機能

部品名称	機能
上部サポート	<p>炉心シュラウド上部リングに設けられた溝に設置され, 炉心シュラウド溶接部の全周破断時の浮上り荷重及び地震発生時の炉心シュラウドの倒れ荷重を上部タイロッドに伝達する。</p> <p>また, 上部ウェッジと組み合わせることで, 炉心シュラウド上部胴に接触し, 水平荷重を上部ウェッジを介して原子炉圧力容器に伝達する。</p> <p>なお, 上部サポートの炉心シュラウド上部胴との取り合い部には凸部が設けられ, 水平荷重を上部ウェッジの設置高さで炉心シュラウド上部胴に伝達できるようにしている。</p>
上部ウェッジ	<p>上部サポートと組み合わせることで, 原子炉圧力容器に接触し, 水平荷重を原子炉圧力容器に伝達する。</p> <p>また, 炉心シュラウド全周破断時における炉心シュラウドの水平方向を支持する。</p>
上部タイロッド	<p>炉心シュラウドの浮上り荷重及び地震発生時の炉心シュラウドの倒れ荷重を下部スタビライザに伝達する。</p>
下部スタビライザ	<p>下部スタビライザと下部ウェッジを組み合わせることで, シュラウド中間胴と原子炉圧力容器に接触し, 炉心支持板及び炉心シュラウド中間胴の水平荷重を原子炉圧力容器に伝達するとともに, 炉心シュラウドの浮上り荷重及び地震発生時の炉心シュラウドの倒れ荷重を下部タイロッドに伝達する。</p>
下部ウェッジ	<p>また, 下部スタビライザ及び下部ウェッジを設置することにより, 上部タイロッドと下部タイロッドの振動を抑制するとともに, 炉心シュラウド全周破断時における炉心シュラウドの水平方向を支持する。</p>
リミットストップ	<p>炉心シュラウド全周破断時におけるシュラウド下部胴の位置ずれを防止する。なお, 炉心シュラウド上部胴の位置ずれは上部サポート及び上部ウェッジにより防止し, 炉心シュラウド中間胴の位置ずれは上部を上部サポートの下端にあるブロックにより, 下部を下部スタビライザ及び下部ウェッジにより防止する。</p>
下部タイロッド	<p>炉心シュラウドの浮上り荷重及び地震発生時の炉心シュラウドの倒れ荷重をトグルに伝達する。</p>
トグル	<p>トグルバーによりシュラウドサポートプレートに設置され, 炉心シュラウドの浮上り荷重及び地震発生時の炉心シュラウドの倒れ荷重をシュラウドサポートプレートに伝達する。</p>



注記\*：リミットストップの機能において全周破断時を想定する溶接線である。

図 1(1) 炉心シュラウド支持ロッドの構造

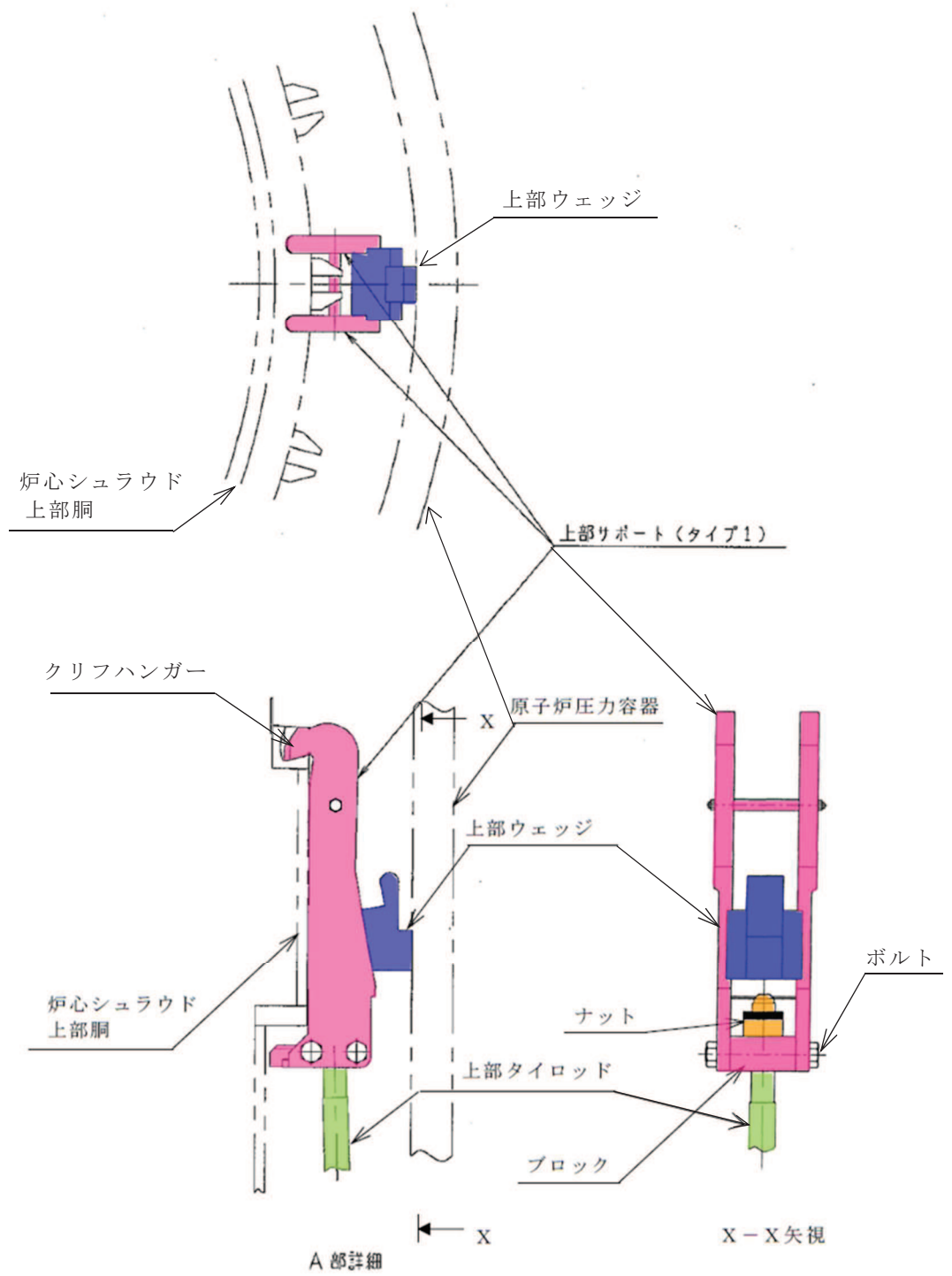


図 1(2) 炉心シュラウド支持ロッドの構造

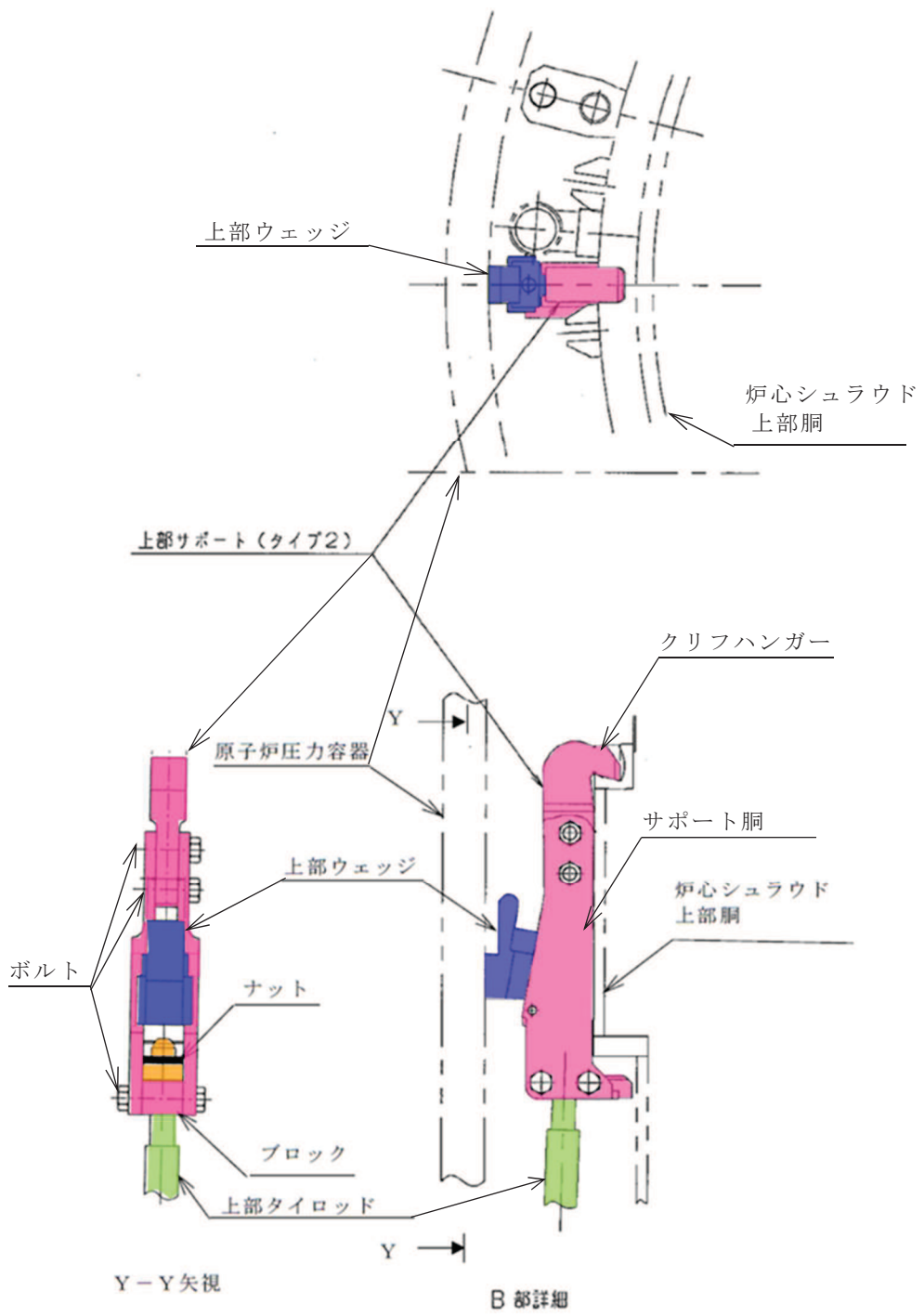
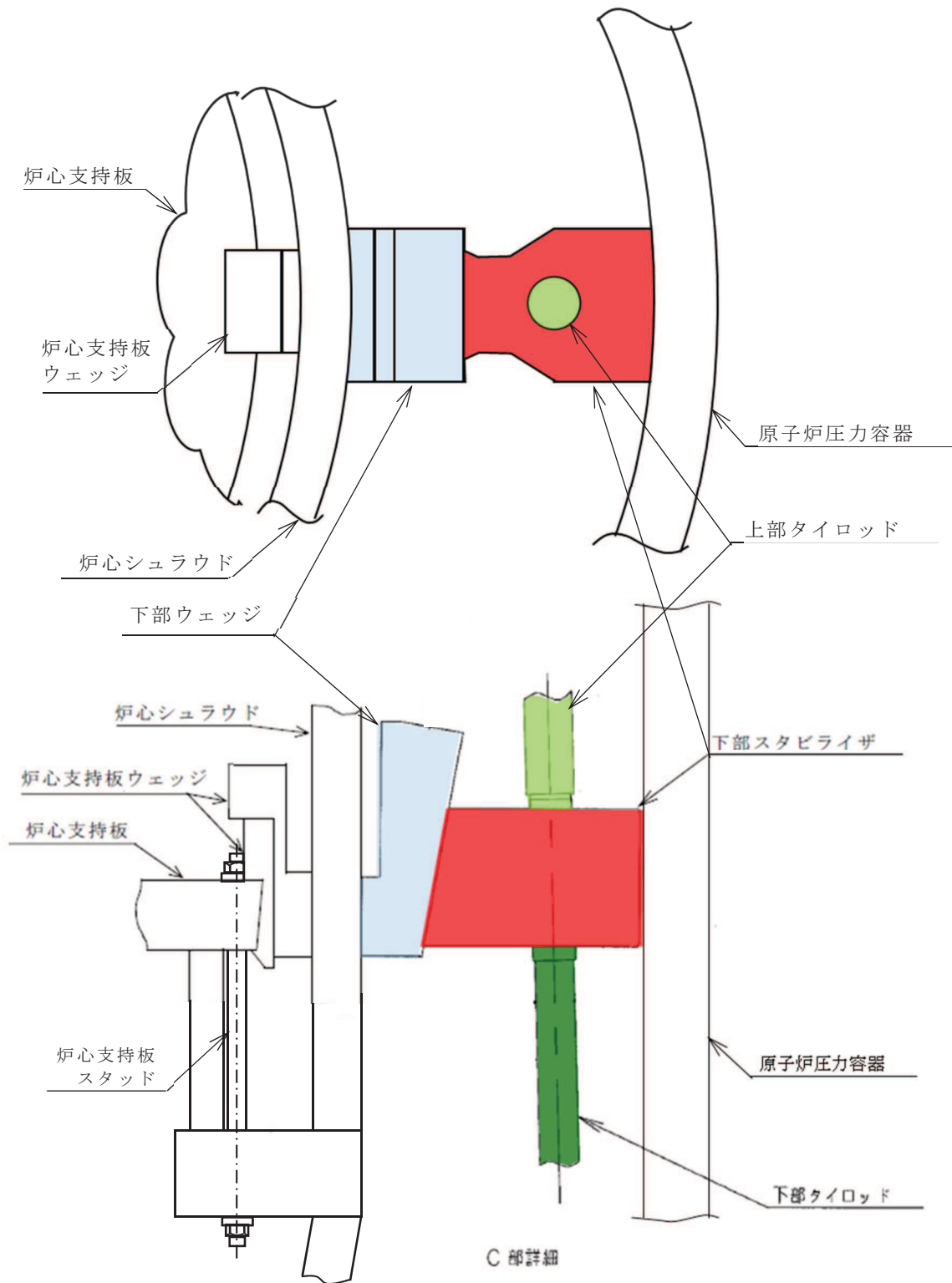


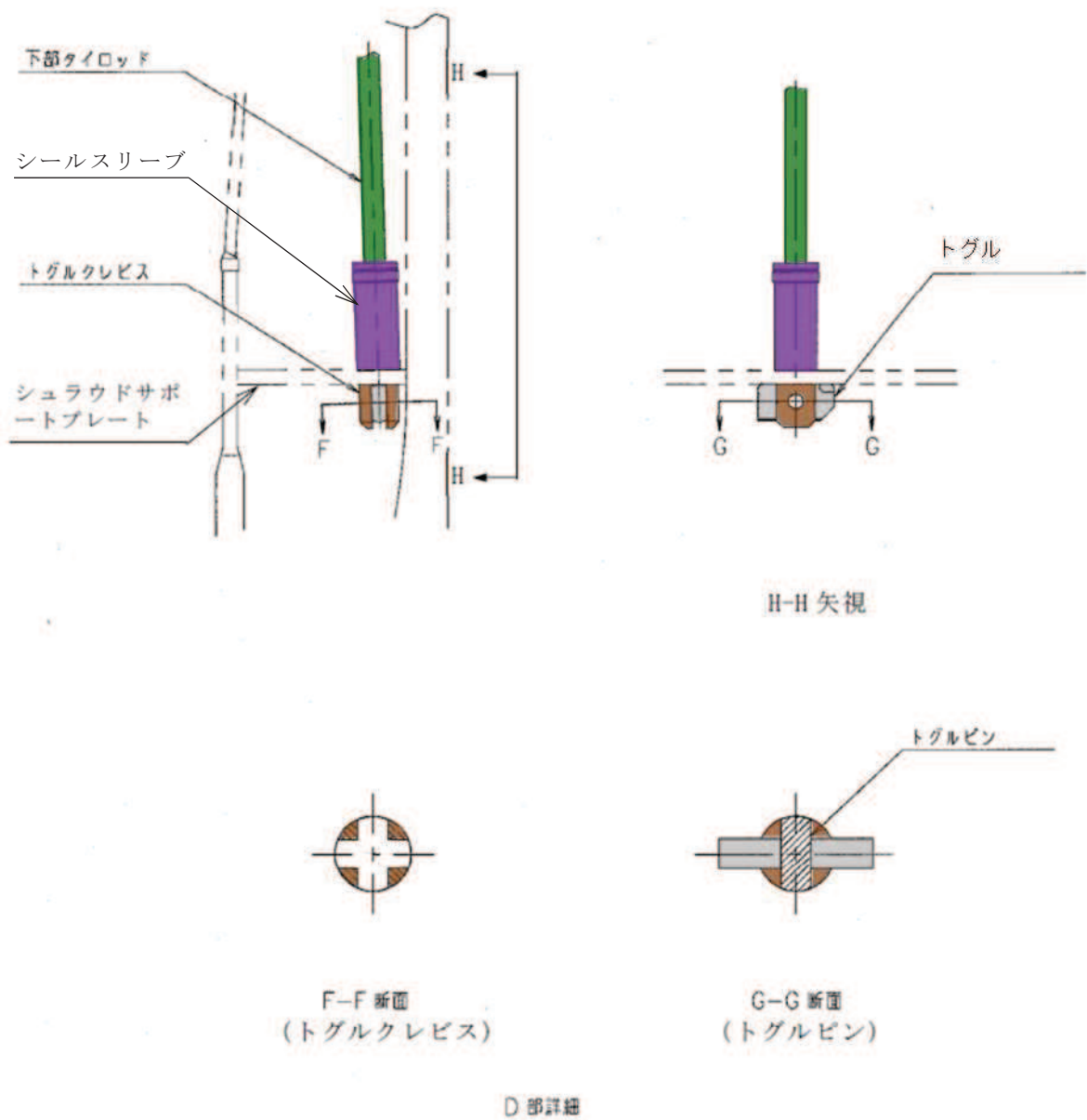
図 1(3) 炉心シュラウド支持ロッドの構造



注記\*：炉心支持板ウェッジは炉心シュラウド支持ロッド据付時に併せて設置している。炉心支持板は従来炉心支持板スタッドの締付力による摩擦力で水平方向荷重を下部リングに伝達するが、炉心シュラウド溶接部全周破断を想定して、炉心支持板、炉心支持板ウェッジ、炉心シュラウド、下部スタビライザ及び原子炉压力容器の順の荷重伝達パスを形成している。

図 1(4) 炉心シュラウド支持ロッドの構造





注：斜線部はトグルクレビス及びトグルピンの評価対象部を示す。

図 1(5) 炉心シュラウド支持ロッドの構造

### 3. 解析モデルの考え方について

炉心シュラウド支持ロッドの耐震評価において、水平方向地震荷重（せん断力及びモーメント）は炉心シュラウド支持ロッドの解析モデルにより求める。炉心シュラウド支持ロッドの解析モデルの考え方を表 2 に示す。また、構造及び解析モデルの比較を図 2 に示す。

炉心シュラウド支持ロッドの解析モデルにおいては、上部タイロッド、下部タイロッドの振動により発生する応答荷重を求めるため、剛性の高い上部サポート及び上部ウェッジについては炉心シュラウドと一体とみなしている。

炉心シュラウド支持ロッドの解析モデルは上部タイロッド及び下部タイロッドの軸直交方向への入力により生じるせん断力とモーメントを算出するためのものであり、上部タイロッド及び下部タイロッドの実機長の 1 次元多質点系モデルとしている。したがって、解析モデルの固有周期は、実機の軸直交方向の固有周期となる。炉心シュラウド支持ロッドは鉛直方向に対して [ ] の傾きをもって取り付けられているが、図 3 に示すように、水平方向の地震動及び鉛直方向の地震動の上部タイロッド及び下部タイロッドの軸直交方向成分は水平方向の地震動による成分が支配的となり、鉛直方向の地震動による成分は小さいことから、鉛直方向に対する傾きを考慮しない解析モデルとし、水平方向の地震動をそのまま入力している。

炉心シュラウド支持ロッドの傾きを考慮した場合と考慮しない場合に炉心シュラウド支持ロッド軸直交方向に入力する加速度時刻歴の床応答スペクトルの比較を参考資料-3 に示す。炉心シュラウド支持ロッドの 1 次固有周期 [ ] での床応答スペクトルの値の差は 0.1% 以下であり、ほぼ同じと言える。したがって、炉心シュラウド支持ロッドを鉛直方向に対する傾きを考慮しない、1 次元多質点系モデルとし、水平方向の地震動をそのまま入力することで、炉心シュラウド支持ロッドの応答を適切に評価できている。

なお、建屋-大型機器連成解析モデル\*のうち、水平方向地震応答解析モデルでは、炉心シュラウドと原子炉圧力容器の相互作用の影響を考慮するため、炉心シュラウド支持ロッド全体を回転ばねとしてモデル化し、上部サポート及び下部スタビライザは炉心シュラウドと原子炉圧力容器間の水平荷重を伝達する水平ばねとしてモデル化している。また、鉛直方向地震応答解析モデルでは、炉心シュラウド支持ロッド全体を軸方向のばねとしてモデル化している。ばね剛性の算出においては、炉心シュラウド支持ロッドの実機長を用いている。

\*注記：添付書類「VI-2-3-2 炉心，原子炉圧力容器及び原子炉内部構造物並びに原子炉格納容器及び原子炉本体の基礎の地震応答計算書」における炉内構造物系地震応答解析モデルを示す。

#### 4. 解析モデルの精微化に伴う地震荷重の設定について

参照図書(3)に示すように、炉心シュラウド支持ロッドの解析モデルは、地震応答解析による荷重を精緻に算出するため、既工認における簡略的なモデル化から実機形状を考慮した解析モデルへ変更している。図4に示すように、既工認ではタイロッド部を鉛直方向に等分割したモデルとしていたが、今回工認ではタイロッドの断面性状に合わせて断面形状が変化する位置で分割したモデルとしている。また、モデルの断面性状(断面二次モーメント、せん断断面積)についても、既工認では簡略的に最小断面での一様な設定にしていたが、今回工認では実機の形状に合わせた断面性状へ変更している。なお、今回工認の解析においては、実際の振動現象を模擬するため、参照図書(4)に示すように炉水の付加質量及び排除水による応答低減効果を考慮している。

既工認では、簡略的に最小断面での一様な断面性状の解析モデルとしていたことから、最大の地震荷重が全ての評価部位に作用するものとして、耐震評価に適用する地震荷重を設定していたが、今回工認では断面性状に合わせた解析モデルへ変更していることから、地震応答解析により算出された荷重においても断面性状ごとにグループ分けを行い、耐震評価に適用する地震荷重を設定している。表3に既工認及び今回工認のモデル化及び耐震評価に適用する地震荷重の考え方を示す。表3に示すように、今回工認では   耐震評価に適用する地震荷重を設定している。各グループの考え方を表4に示し、具体的なグループ分け(図5参照)及び解析モデルの断面性状(タイプ1及び2)を表5及び表6に示す。

表7及び表8に地震応答解析結果(せん断力及びモーメント)及び各グループの最大荷重位置を示す。炉心シュラウド支持ロッドの評価に用いる設計用地震力は、上記で示したグループごとに最大となる地震荷重、若しくはそれらの条件を包絡する様に定めた保守的な荷重とし、添付書類「VI-2-3-3-2-1 炉心支持構造物の応力解析の方針」(1)耐震評価編の表4-1(3)に示している。

#### 5. 荷重の組合せ及び応力評価

初期締付力及び炉心シュラウドと原子炉压力容器との相対変位による応力は、自己拘束により生じる応力であり、このような応力は二次応力に分類されることから、添付書類「VI-2-3-3-2-1 炉心支持構造物の応力解析の方針」(1)耐震評価編4.4節に示すように荷重として考慮していない。

#### 6. 応力評価点の選定の考え方

評価すべき応力評価点は、厳しい荷重作用点、断面性状の比較から応力が高くなる部位、さらに応力と許容値との関係から厳しくなる部位の中から選定している。例えば上部サポートのボルト部には高い純せん断応力が発生するものの、同じ材質であり許容値が同じになるトグルピンは、上部サポートのボルト部よりも断面性状が小さく応力が高

くなることから、トグルピンを応力評価の代表点としている。  
表 9 に各部の応力評価点の選定の考え方を示す。

表2 炉心シュラウド支持ロッドのモデル化の考え方

部品名称	モデル化方法	モデル化の考え方
上部サポート	モデル範囲外	上部サポート及び上部ウェッジは、上部タイロッドに比べて剛性が高いため、炉心シュラウドと一体とみなしている。
上部ウェッジ		
上部タイロッド	はり要素としてモデル化 (質点：□)	上部タイロッドは、棒状構造物であるため、はりとしてモデル化する。 上端は、上部サポート下端のブロックにナットで締結されていることから、ナット下端をピン支持としている。
下部スタビライザ	ばね要素としてモデル化	下部スタビライザ及び下部ウェッジは、上部タイロッド及び下部タイロッドの振動を抑制する構造物であるため、水平ばねとしてモデル化する。 水平ばねは、補足-600-8-2「建屋-機器連成解析における解析モデルの設定に係る補足説明資料」に則って設定している。 また、上部タイロッド、下部タイロッドと機械的に締結されているが、断面性状は上部タイロッド、下部タイロッドで代表してモデル化している。
下部ウェッジ		
リミットストップ	質量のみを質点□へ考慮	リミットストップは、原子炉圧力容器及び炉心シュラウドに接触しておらず、下部タイロッドに取り付けられているため、質量のみを質点□に考慮してモデル化している。
下部タイロッド	はり要素としてモデル化 (質点：□)	下部タイロッドは、棒状構造物であるため、はりとしてモデル化する。 下端は、シュラウドサポートプレートの下面に接触するようにトグルを設置していることから、トグルバー上面をピン支持としている。
トグル	質量のみを質点□へ考慮	トグルは、下部タイロッドに機械的に締結されているが、断面性状は下部タイロッドで代表しているため、質量のみを質点□に考慮してモデル化している。

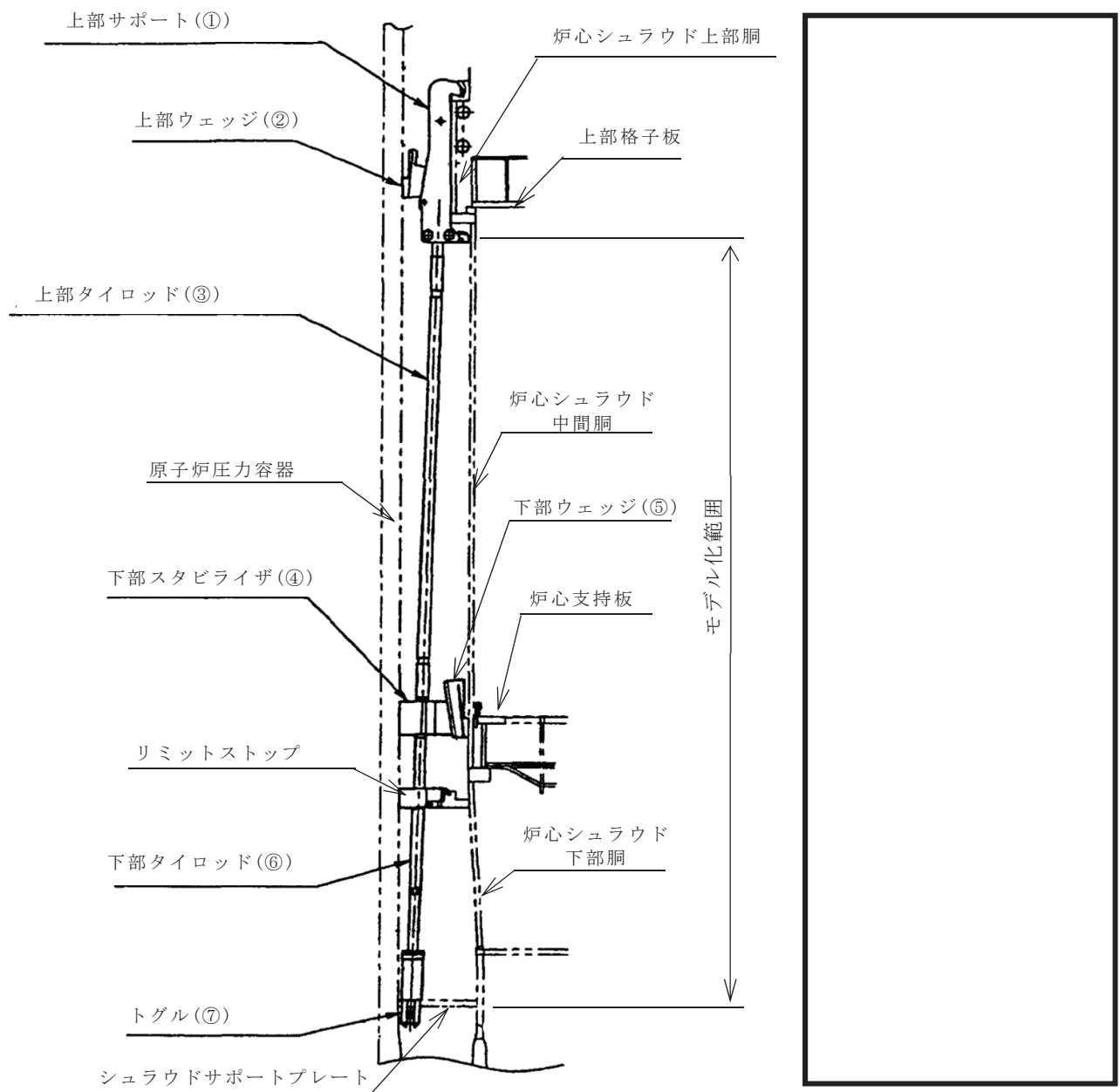
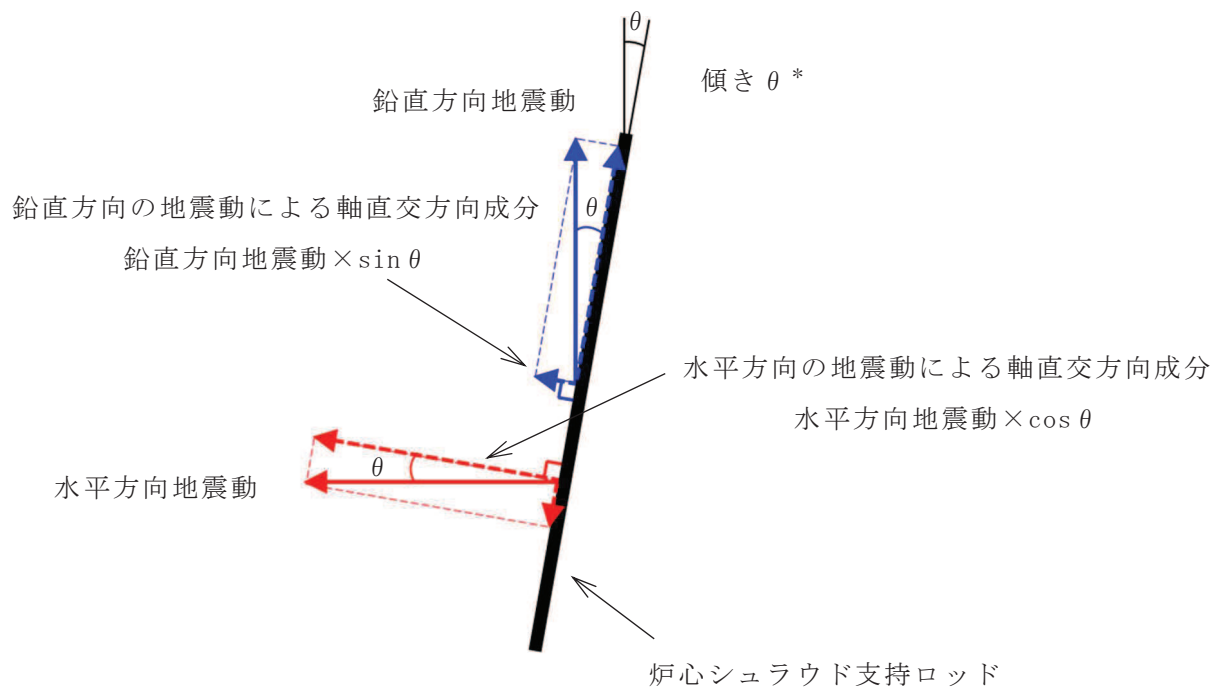
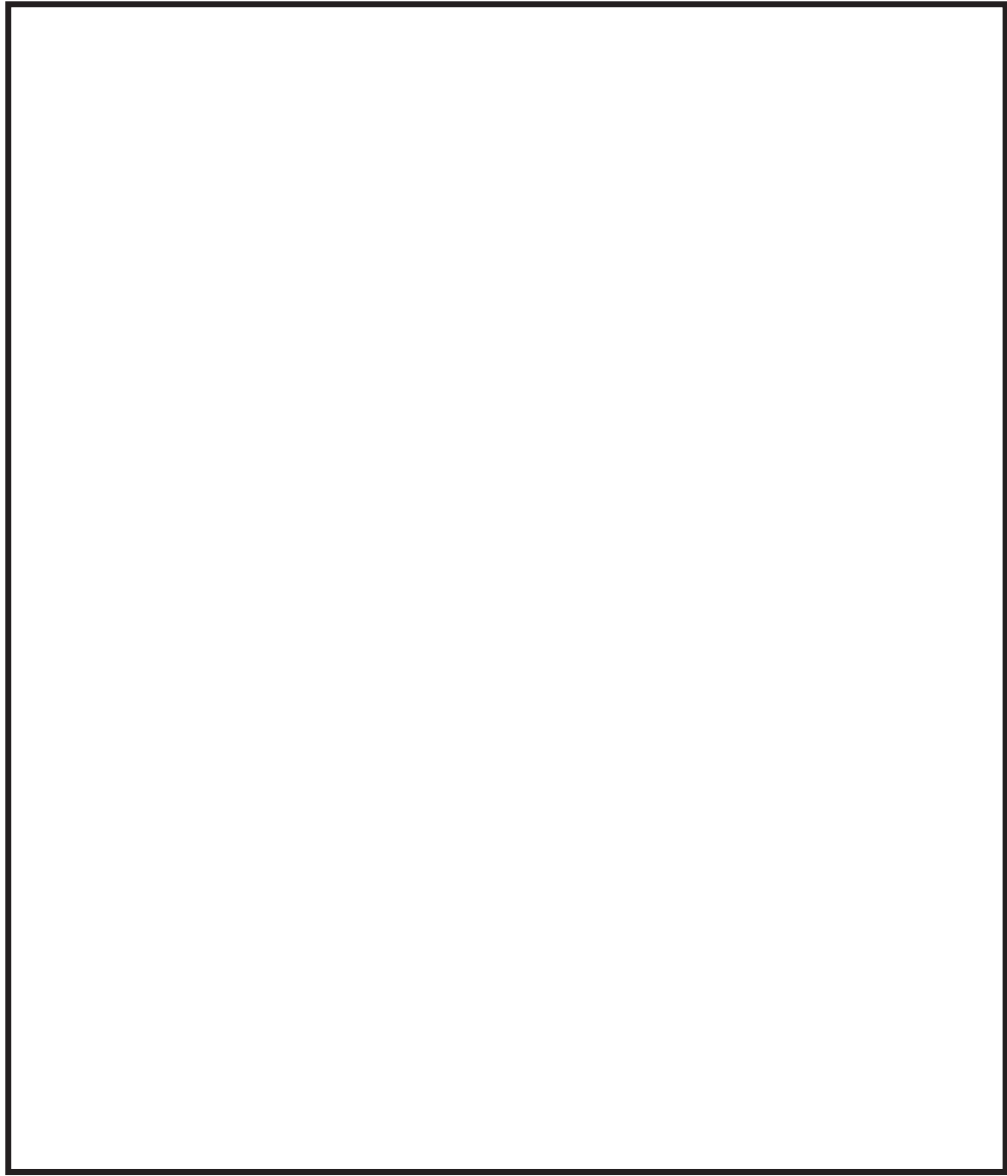


図2 炉心シュラウド支持ロッドの構造及び解析モデルの比較



注記\*：炉心シュラウド支持ロッドの傾き  $\theta$  は  であり，図に示した傾きとは異なる。なお， $\cos \theta \doteq$   及び  $\sin \theta \doteq$   となる。

図3 炉心シュラウド支持ロッドの軸直交方向成分の概要



既工認の解析モデル

今回工認の解析モデル

図 4 炉心シュラウド支持ロッド（タイプ 2）の解析モデル図



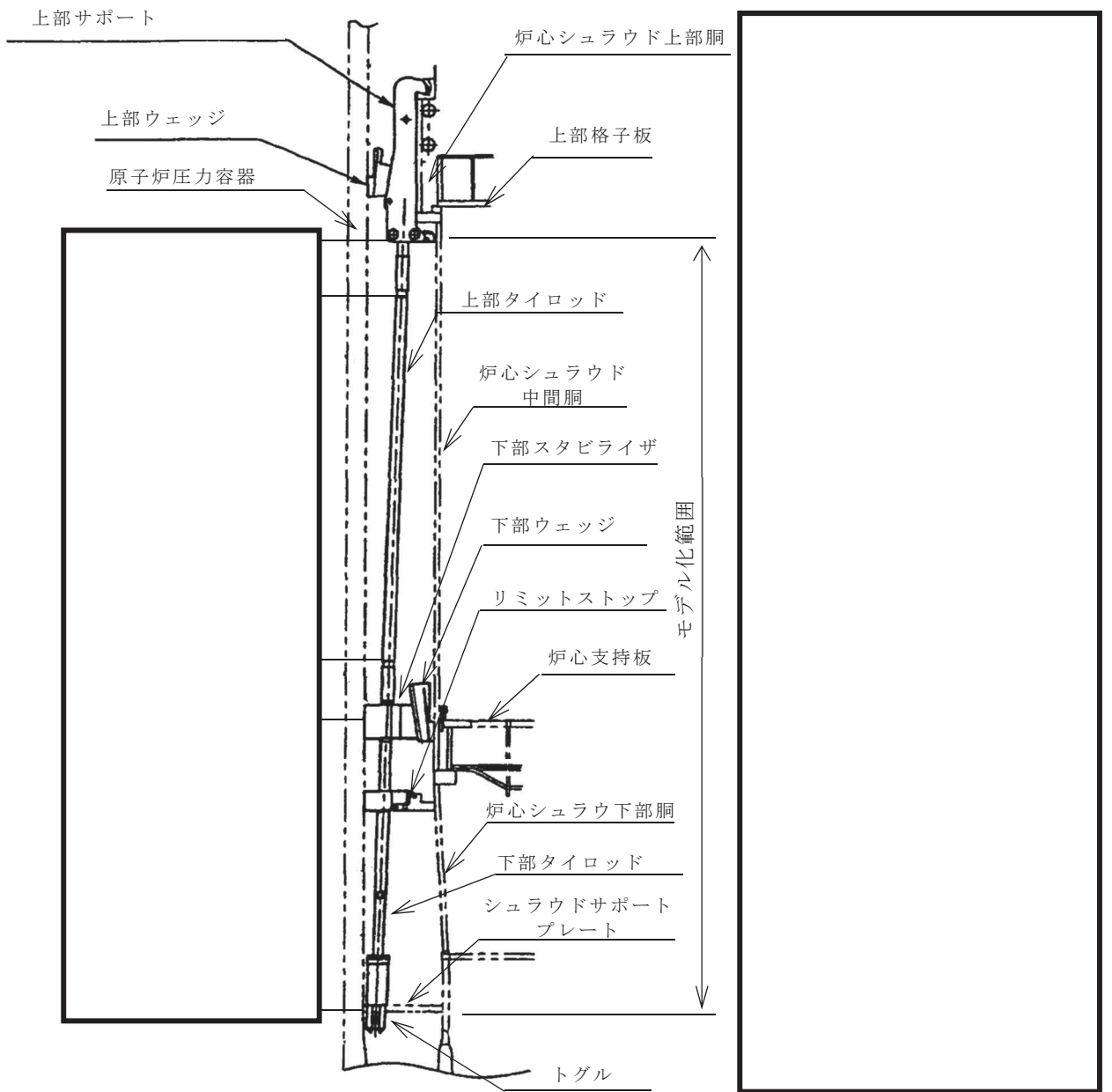


図5 炉心シュラウド支持ロッドのグループ分け

表 3 炉心シュラウド支持ロッドのモデル化及び耐震評価に適用する地震荷重の考え方

	モデルの断面性状	地震荷重の考え方
既工認	最小断面での一様な断面性状に設定	
今回工認	実機の形状に合わせた断面性状に設定	

表 4 炉心シュラウド支持ロッドのグループ分けの考え方

部材	グループ	質点番号	グループ分けの考え方
上部タイロッド			
下部タイロッド			

表 5 炉心シュラウド支持ロッドの解析モデルの断面性状（タイプ 1）及び地震荷重のグループ分け

部材	グループ	質点番号	部材長 (m)	断面二次モーメント (m <sup>4</sup> )	有効せん断断面積 (m <sup>2</sup> )	各グループの最小断面位置
上部タイロッド		T1				
		T2				
		T3				
		T4				
		T5				
		T6				
		T7				
		T8				
		T9				
		T10				
		T11				
		T12				
		T13				
		T14				
		T15				
下部タイロッド		T16				
		T17				
		T18				
		T19				
		T20				
		T21				
		T22				

注記\*1：上部タイロッドのグループ a における応力評価点位置である。

\*2：上部タイロッドのグループ b における応力評価点位置である。

\*3：下部タイロッドにおける応力評価点位置である。

表 6 炉心シュラウド支持ロッドの解析モデルの断面性状（タイプ 2）及び  
地震荷重のグループ分け

部材	グループ	質点 番号	部材長 (m)	断面二次 モーメント (m <sup>4</sup> )	有効せん断 断面積 (m <sup>2</sup> )	各グループ の最小断面 位置
上部 タイ ロッド		T1				
		T2				
		T3				
		T4				
		T5				
		T6				
		T7				
		T8				
		T9				
		T10				
		T11				
		T12				
		T13				
		T14				
		T15				
下部 タイ ロッド		T16				
		T17				
		T18				
		T19				
		T20				
		T21				
		T22				

注記\*1：上部タイロッドのグループ a における応力評価点位置である。

\*2：上部タイロッドのグループ b における応力評価点位置である。

\*3：下部タイロッドにおける応力評価点位置である。

表7 炉心シュラウド支持ロッドの地震応答解析結果（せん断力）及び  
各グループの最大荷重位置

部材	グループ	質点 番号	静的地震力(N)	弾性設計用地震動 S <sub>d</sub> により定まる 地震力(N)	基準地震動 S <sub>s</sub> に より定まる地震力 (N)
上部 タイロッド		T1	1140	3190	10300
		T2	1120	3180	10200
		T3	1090	3160	10200
		T4	976	3060	9820
		T5	890	2930	9430
		T6	652	2530	8200
		T7	204	1240	4040
		T8	187	450	1110
		T9	576	1900	6090
		T10	966	3090* <sup>2</sup>	9920* <sup>2</sup>
		T11	1180	3430	11000
		T12	1270	3560	11400
		T13	1350	3630	11600
		T14	1380	3650* <sup>1</sup>	11700* <sup>1</sup>
		下部 タイロッド		T15	885
T16	800			1750	2710
T17	542			1180	1790
T18	223			588	1490
T19	93.4			577	1900
T20	9.5			646	2190
T21	230			981	2930* <sup>3</sup>
T22					

注：タイプ1及びタイプ2の解析モデルの地震応答解析結果の包絡値を示す。

注記\*1：グループaの地震力のうち，最大荷重を示す。

\*2：グループbの地震力のうち，最大荷重を示す。

\*3：グループcの地震力のうち，最大荷重を示す。

表 8 炉心シュラウド支持ロッドの地震応答解析結果（モーメント）及び  
各グループの最大荷重位置

部材	グループ	質点 番号	静的地震力 (N・m)	弾性設計用地震動 S <sub>d</sub> により定まる 地震力(N・m)	基準地震動 S <sub>s</sub> により定まる地 震力(N・m)
上部 タイ ロッド		T1	0	0	0
		T2	90.8	256	818
		T3	106	297	950
		T4	257	739	2370
		T5	442	1320	4240
		T6	499	1510* <sup>1</sup>	4840* <sup>1</sup>
		T7	878	2980	9600
		T8	996	3700* <sup>2</sup>	12000* <sup>2</sup>
		T9	887	3500	11400
		T10	553	2400	7780
		T11	179	603	2080
		T12	230	522	1490
		T13	431	1070	1780
		T14	442	1100	1840
下部 タイ ロッド		T15	588	1460* <sup>3</sup>	3190
		T16	442	1220	3180
		T17	137	973	3210* <sup>3</sup>
		T18	56.3	940	3140
		T19	89.3	720	2400
		T20	95.3	690	2270
		T21	96.6	412	1230
		T22	0	0	0

注：タイプ 1 及びタイプ 2 の解析モデルの地震応答解析結果の包絡値を示す。

注記\*1：グループ a の地震力のうち，最大荷重を示す。

\*2：グループ b の地震力のうち，最大荷重を示す。

\*3：グループ c の地震力のうち，最大荷重を示す。

表 9 炉心シュラウド支持ロッドの応力評価点の選定の考え方(1/2)

部品名称	構成部材	選定の考え方
上部サポート (タイプ 1)	クリフハンガー	炉心シュラウド上部リングへの設置部に高い応力が発生するため応力評価点に選定している。 接触する炉心シュラウド上部胴の許容応力 (Ⅲ <sub>A</sub> S:157MPa, IV <sub>A</sub> S:210MPa)の方が上部サポートの許容応力 (Ⅲ <sub>A</sub> S:870MPa, IV <sub>A</sub> S:1160MPa)よりも低くなることから、炉心シュラウド上部胴側を支圧応力評価の代表点としている。
	ブロック	ブロックのせん断断面積( [ ] mm <sup>2</sup> )は同じ荷重が作用するトグルピンのせん断断面積( [ ] mm <sup>2</sup> )よりも大きく、応力が小さくなることからトグルピン側を純せん断応力評価の代表点としている。
	ボルト	ボルトのせん断断面積( [ ] mm <sup>2</sup> )は同じ荷重が作用するトグルピンのせん断断面積( [ ] mm <sup>2</sup> )よりも大きく、応力が小さくなることからトグルピン側を純せん断応力評価の代表点としている。
上部サポート (タイプ 2)	クリフハンガー	炉心シュラウド上部リングへの設置部に高い応力が発生するため応力評価点に選定している。 接触する炉心シュラウド上部胴の許容応力 (Ⅲ <sub>A</sub> S:157MPa, IV <sub>A</sub> S:210MPa)の方が上部サポートの許容応力 (Ⅲ <sub>A</sub> S:870MPa, IV <sub>A</sub> S:1160MPa)よりも低くなることから、炉心シュラウド上部胴側を支圧応力評価の代表点としている。
	サポート胴	サポート胴のせん断断面積( [ ] mm <sup>2</sup> )は同じ荷重が作用するトグルピンのせん断断面積( [ ] mm <sup>2</sup> )よりも大きく、応力が小さくなることからトグルピン側を純せん断応力評価の代表点としている。
	ブロック	ブロックのせん断断面積( [ ] mm <sup>2</sup> )は同じ荷重が作用するトグルピンのせん断断面積( [ ] mm <sup>2</sup> )よりも大きく、応力が小さくなることからトグルピン側を純せん断応力評価の代表点としている。
	ボルト	ボルトのせん断断面積( [ ] mm <sup>2</sup> )は同じ荷重が作用するトグルピンのせん断断面積( [ ] mm <sup>2</sup> )よりも大きく、応力が小さくなることからトグルピン側を純せん断応力評価の代表点としている。

表9 炉心シュラウド支持ロッドの応力評価点の選定の考え方(2/2)

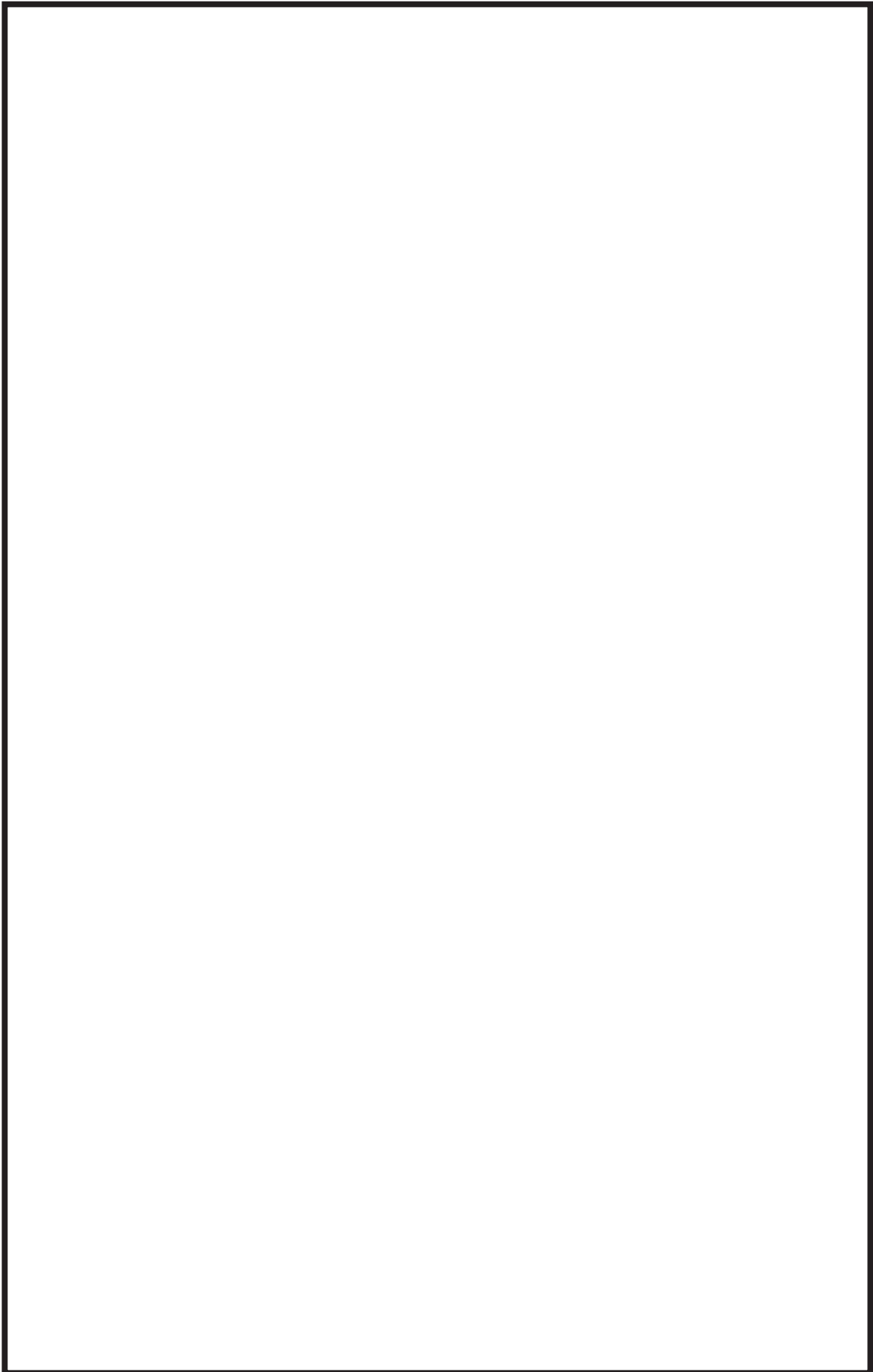
部品名称	構成部材	選定の考え方
上部ウェッジ	—	水平荷重の伝達経路であるが、接触する原子炉圧力容器の胴板側の許容応力（Ⅲ <sub>A</sub> S:303MPa, IV <sub>A</sub> S:481MPa）の方が上部ウェッジの許容応力（Ⅲ <sub>A</sub> S:390MPa, IV <sub>A</sub> S:521MPa）よりも低いことから、胴板側を支圧応力の応力評価の代表点としている。
上部タイロッド	—	主要な荷重伝達経路であり、最も断面性状が小さい六角断面部と主要な円柱部を応力評価の代表点としている。
下部スタビライザ	—	接触する原子炉圧力容器の胴板側の許容応力（Ⅲ <sub>A</sub> S:303MPa, IV <sub>A</sub> S:481MPa）の方が下部スタビライザの許容応力（Ⅲ <sub>A</sub> S:390MPa, IV <sub>A</sub> S:521MPa）よりも低いことから、胴板側を支圧応力の応力評価の代表点としている。
下部ウェッジ	—	接触する炉心シュラウド中間胴の許容応力（Ⅲ <sub>A</sub> S:157MPa, IV <sub>A</sub> S:210MPa）の方が下部ウェッジの許容応力（Ⅲ <sub>A</sub> S:390MPa, IV <sub>A</sub> S:521MPa）よりも低くなることから、下部ウェッジ側は支圧応力の応力評価点から除外する。なお、耐震評価において、炉心シュラウド中間胴側の支圧応力（S <sub>d</sub> *:46MPa, S <sub>s</sub> :84MPa）は、上部サポートの炉心シュラウド支持面の支圧応力（S <sub>d</sub> *:95MPa, S <sub>s</sub> :160MPa）よりも小さいことから炉心シュラウドの上部サポート支持面側を代表点にしている。
リミットストップ	—	荷重の伝達経路にはなっていないことから、応力評価の選定から除外している。
下部タイロッド	—	主要な荷重伝達経路であり、断面性状の小さい細径部を応力評価の代表点とする。
トグル	トグルクレビス	主要な荷重伝達経路であり、断面性状が最も小さくなるトグル取付け部を応力評価点とする。
	トグル	トグルのせん断断面積（ <span style="border: 1px solid black; padding: 0 10px;"> </span> mm <sup>2</sup> ）は同じ荷重が作用するトグルピンのせん断断面積（ <span style="border: 1px solid black; padding: 0 10px;"> </span> mm <sup>2</sup> ）よりも大きく、応力がトグルピンよりも小さくなることから、トグルピンを応力評価の代表点としている。
	トグルピン	最も厳しい純せん断応力の発生部位であり応力評価点としている。
	シールスリーブ	荷重の伝達経路になっていないことから、応力評価の選定から除外している。



## 炉心シュラウド支持ロッド据付の概要

## 1. 炉心シュラウド支持ロッドの機能及び配置

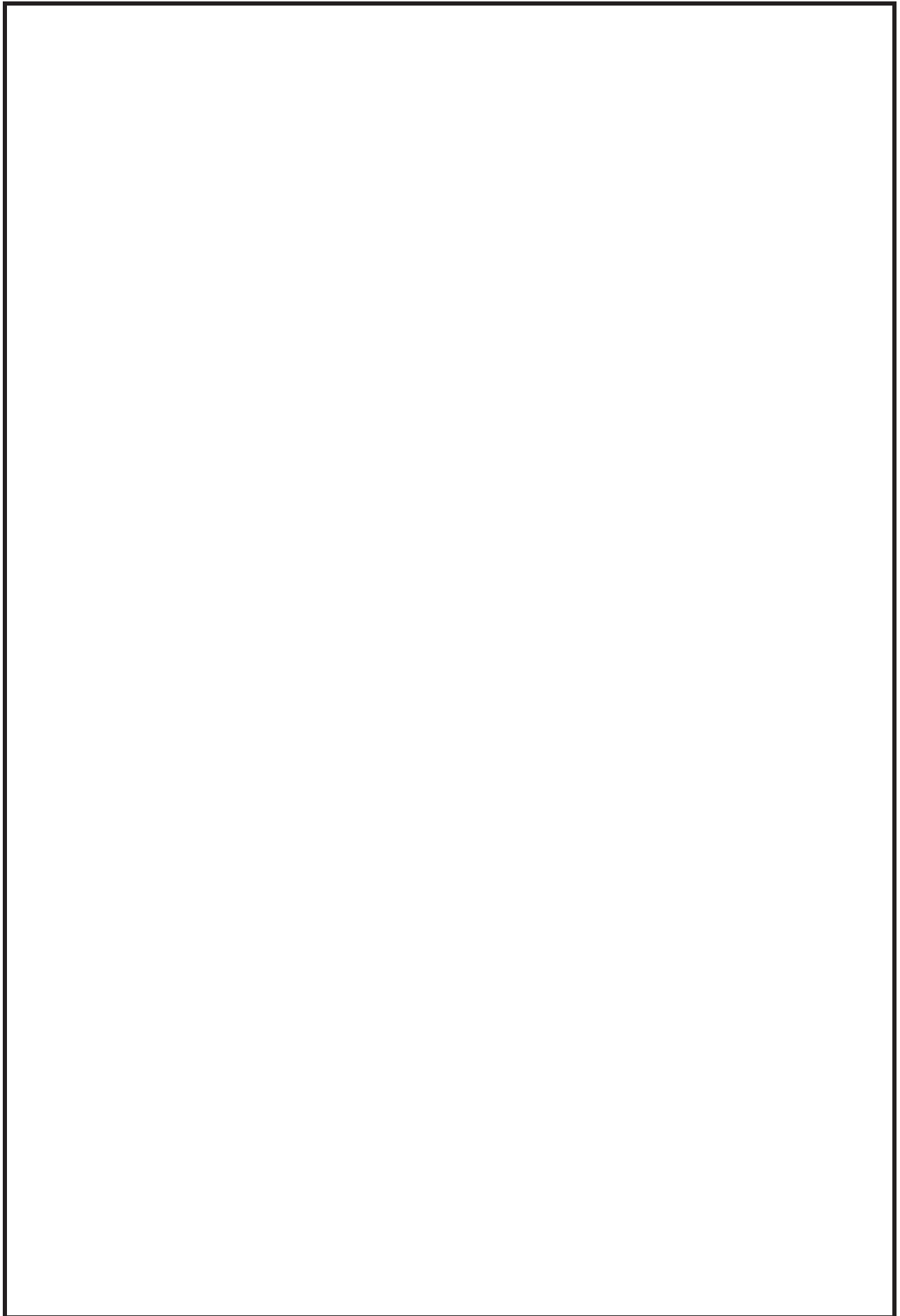
炉心シュラウド支持ロッドは、炉心シュラウド上部胴とシュラウドサポートを連結し、鉛直方向の荷重に対し炉心シュラウドを拘束（浮上りを防止）する機能及び炉心シュラウドと原子炉圧力容器の間に設置し、水平方向の荷重に対し炉心シュラウドを拘束（横ずれを防止）する機能を有する。原子炉圧力容器内部の構造物との取り合いを考慮し、据付方位は  であり、上部サポートの構造が異なる2種類（タイプ1及びタイプ2）の炉心シュラウド支持ロッドが据え付けられている。炉心シュラウド支持ロッドの詳細図を参考図-1-1に、配置図を参考図-1-2に示す。



参考図-1-1 炉心シュラウド支持ロッド詳細

参考-1-2

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



参考図-1-2 炉心シュラウド支持ロッド配置図

参考-1-3

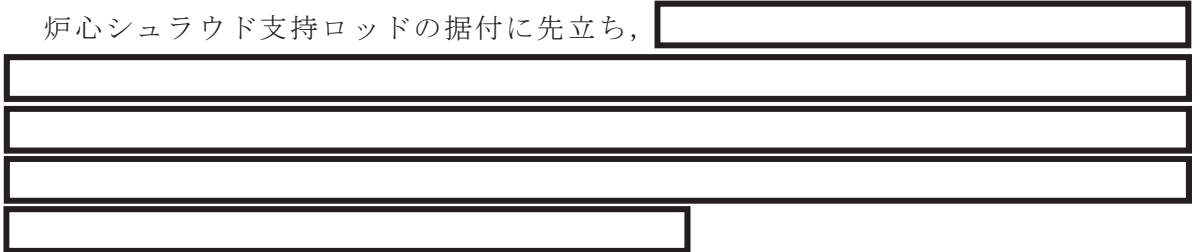
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

2. 炉心シュラウド支持ロッド据付手順

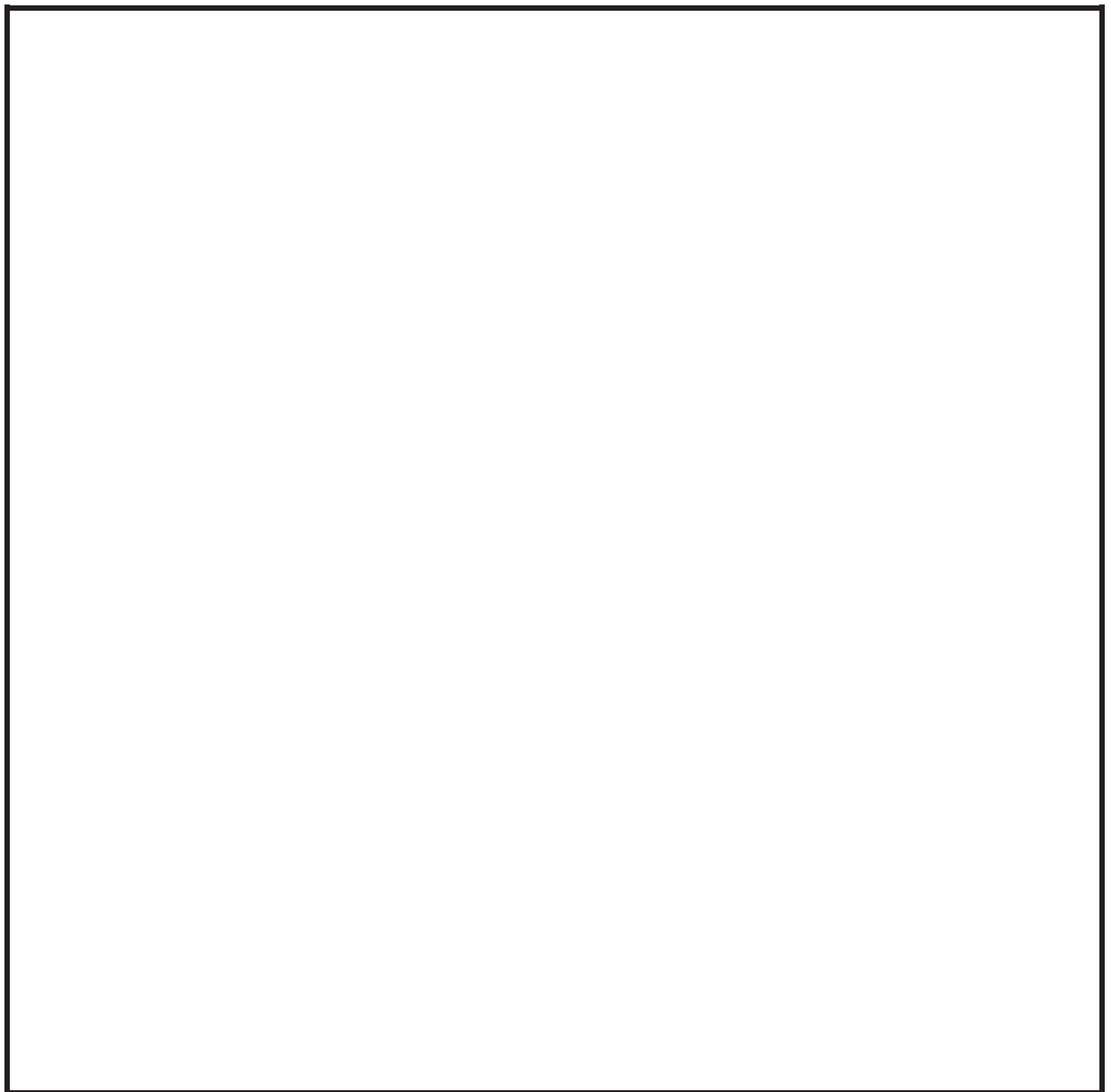
炉心シュラウド支持ロッドの据付手順は以下の通りである。

(1) 炉心シュラウド支持ロッド据付前の加工

炉心シュラウド支持ロッドの据付に先立ち、



なお、これらの荷重は、炉心シュラウド及びシュラウドサポートの応力計算において支圧荷重として考慮される。加工部位について参考図-1-3 に示す。



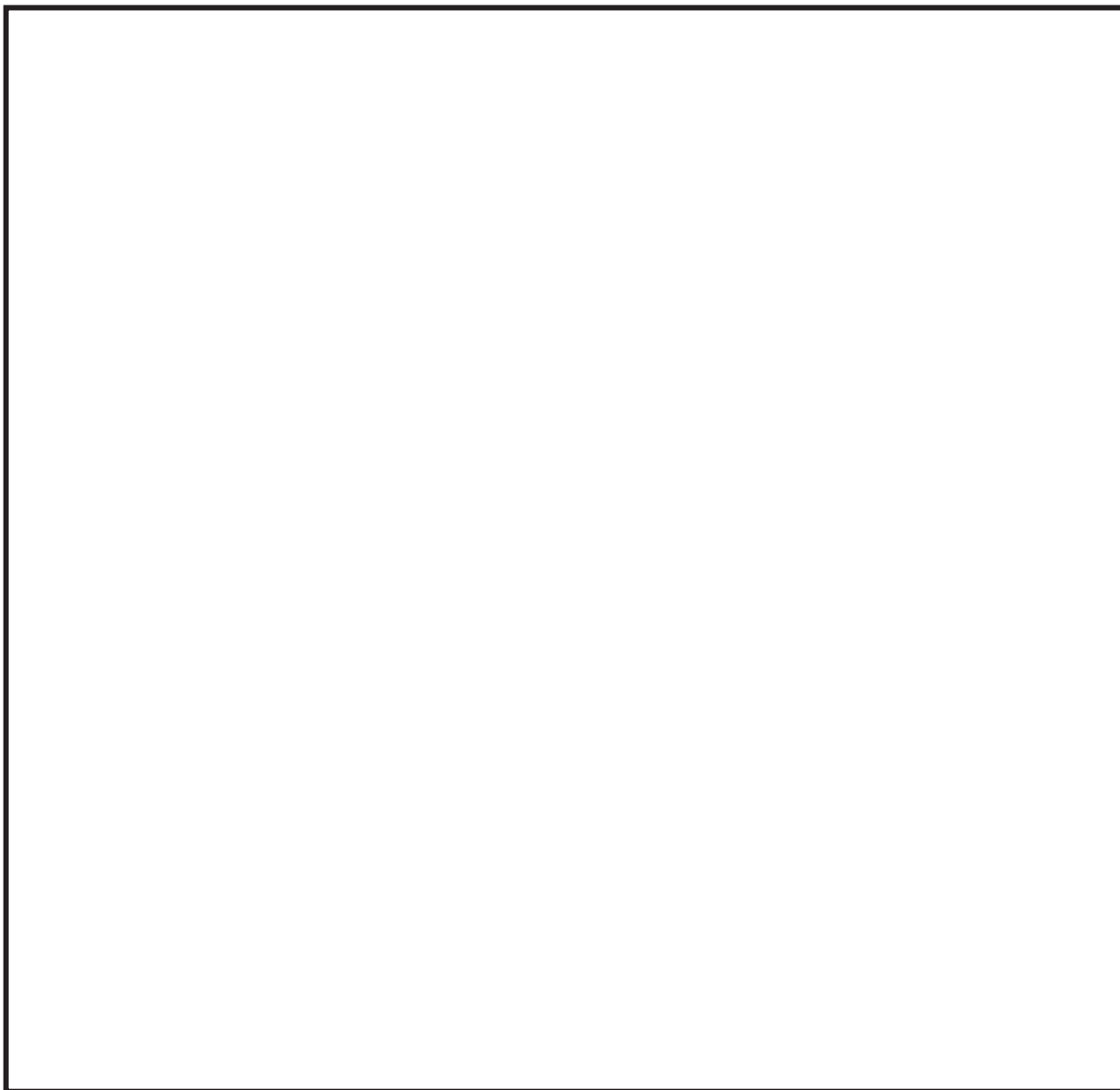
参考図-1-3 炉心シュラウド及びシュラウドサポートの加工部位

(2) 炉心支持板への炉心支持板ウェッジの設置

炉心シュラウド内の炉心支持板に炉心支持板ウェッジを設置する。炉心シュラウド支持ロッドの据付方位  に対応する位置に炉心支持板ウェッジを設置し、下部スタビライザ部における水平方向の荷重伝達経路の一部※となる。

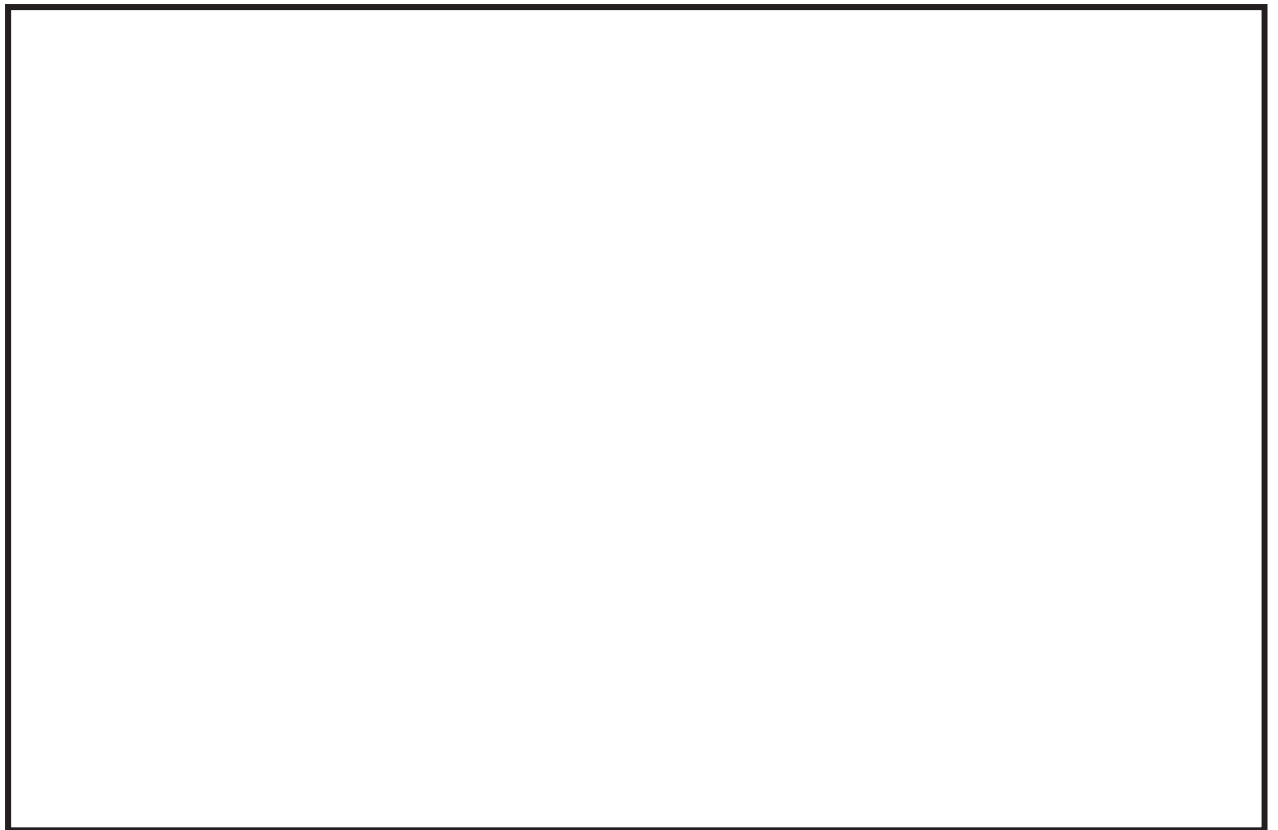
なお、下部スタビライザ部は、炉心シュラウド支持ロッドの解析モデル及び水平方向の炉内構造物系地震応答解析モデルにおいて水平ばね  として考慮される。下部スタビライザ部の構造概要を参考図-1-4 に示す。

※：下部スタビライザ部は、原子炉圧力容器に接触し荷重伝達を担う下部スタビライザ、炉心シュラウドに接する下部スタビライザウェッジ、さらに炉心シュラウドと炉心支持板との間に設置される炉心支持板ウェッジにより構成する。

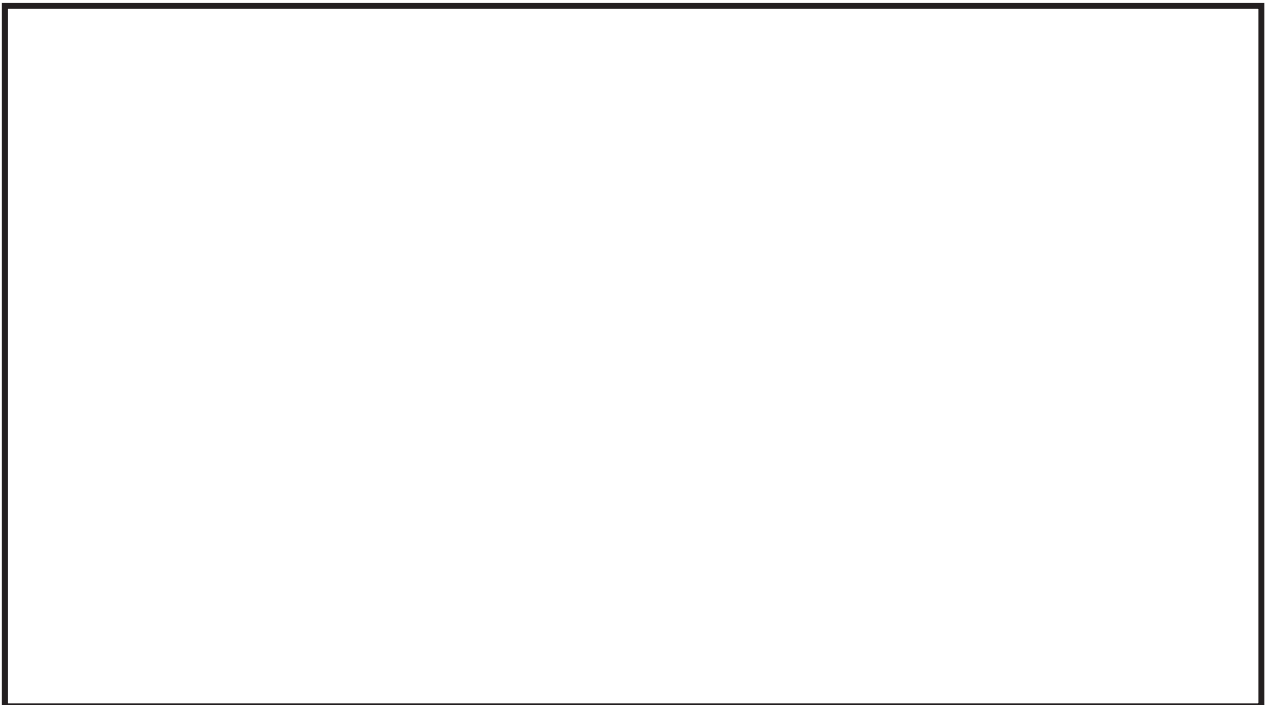


参考図-1-4 下部スタビライザ部の構造概要

(3) 炉心シュラウド支持ロッドの組み立て及び設置



以上の手順により設置される炉心シュラウド支持ロッドの据付手順概要を参考図-1-5に示す。



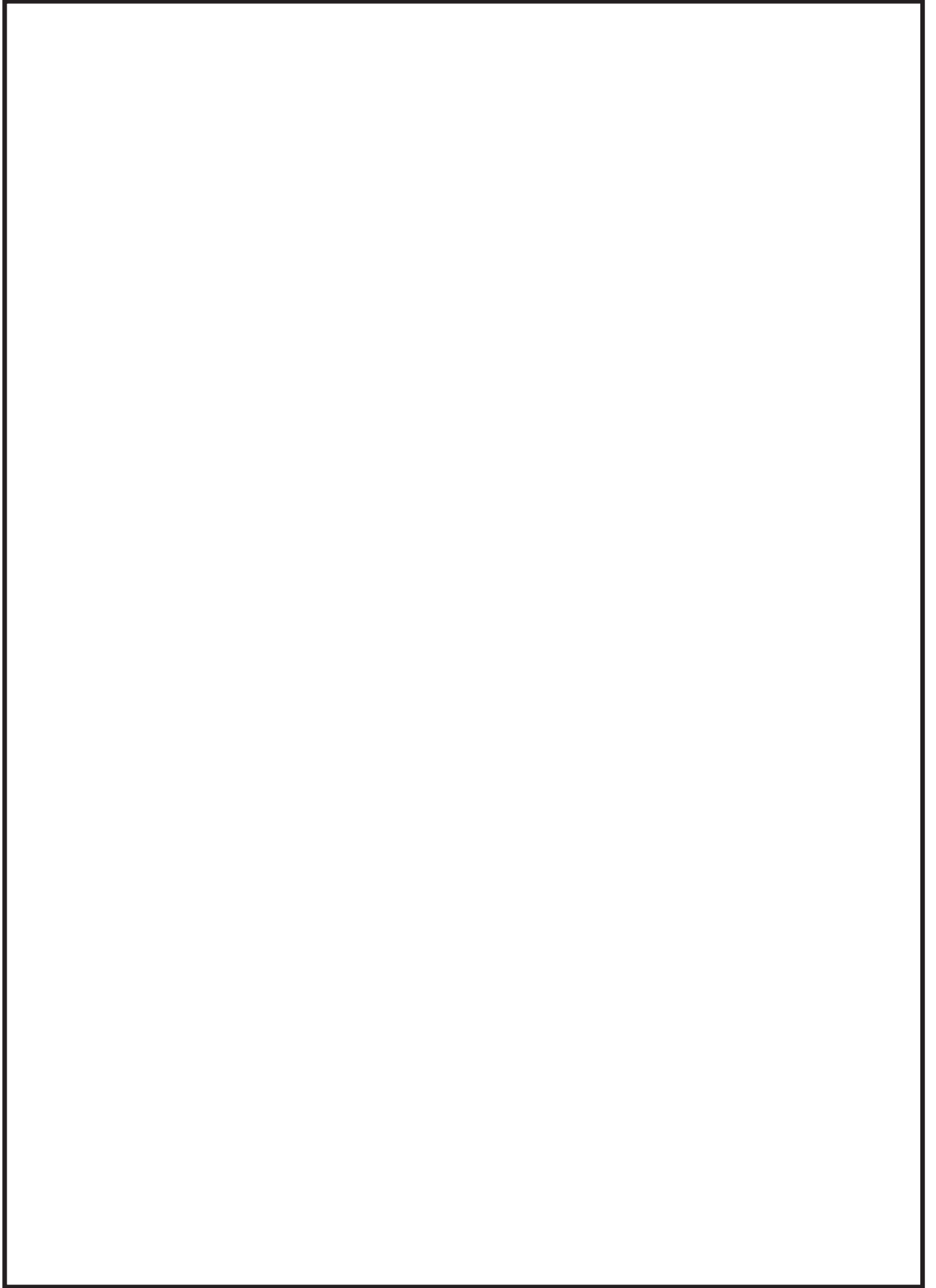
参考図-1-5 炉心シュラウド支持ロッド据付手順概要

炉心シュラウド支持ロッドの締結部の脱落防止対策等

炉心シュラウド支持ロッドは、設計上の考慮事項として据付時に適切な脱落防止対策等を実施している。炉心シュラウド支持ロッド各 부품の締結部に対する脱落防止対策等は参考表-2-1 に示す通りである。また、各対策に対応する部位を図示した図を参考図-2-1 に示す。

参考表-2-1 炉心シュラウド支持ロッド締結部の脱落防止対策及び緩み防止対策

対策	対象部品	位置	目的	対策概要



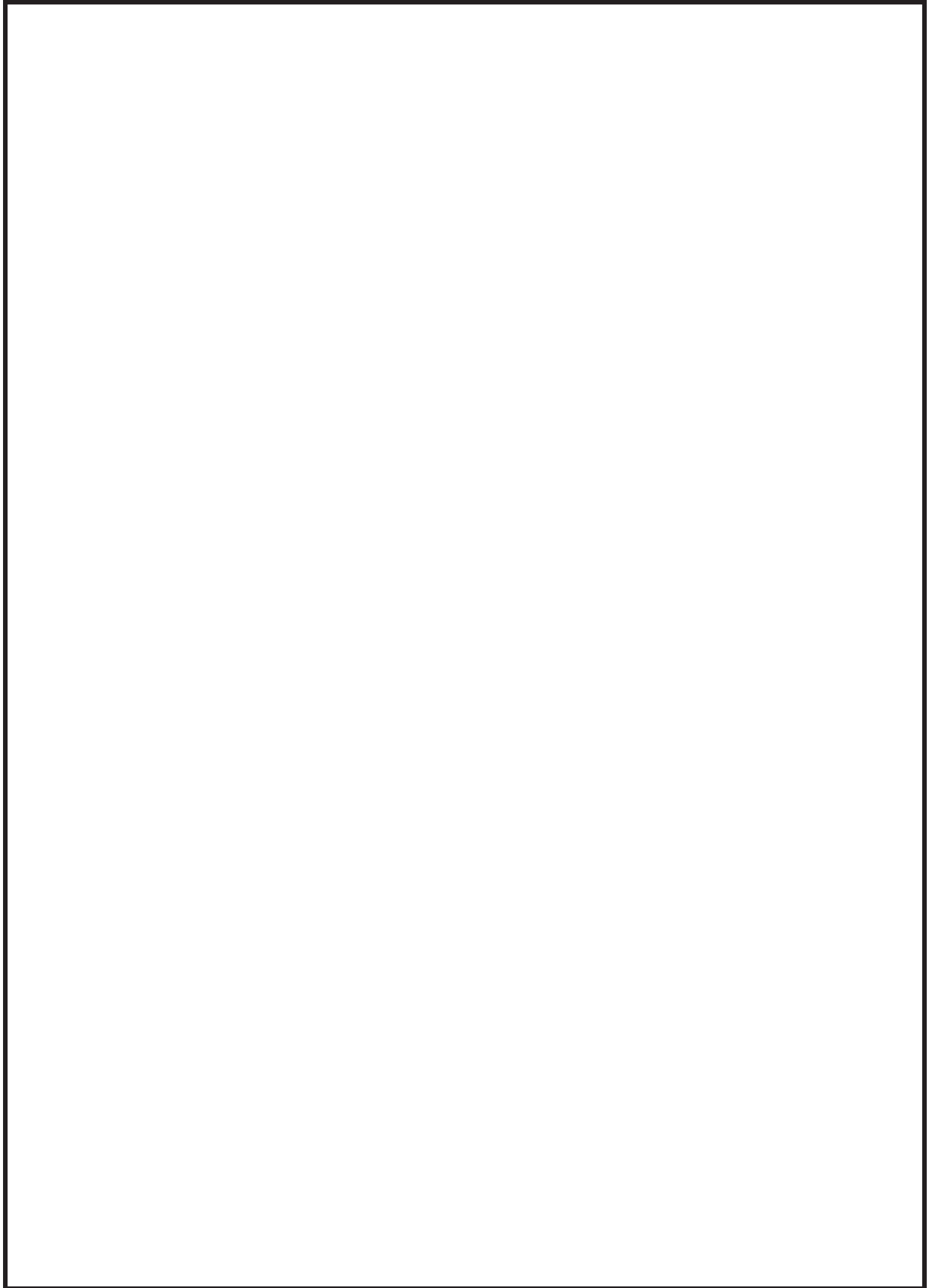
参考図-2-1(1/4)

炉心シュラウド支持ロッド締結部の脱落防止対策及び緩み防止対策部位

参考-2-2

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



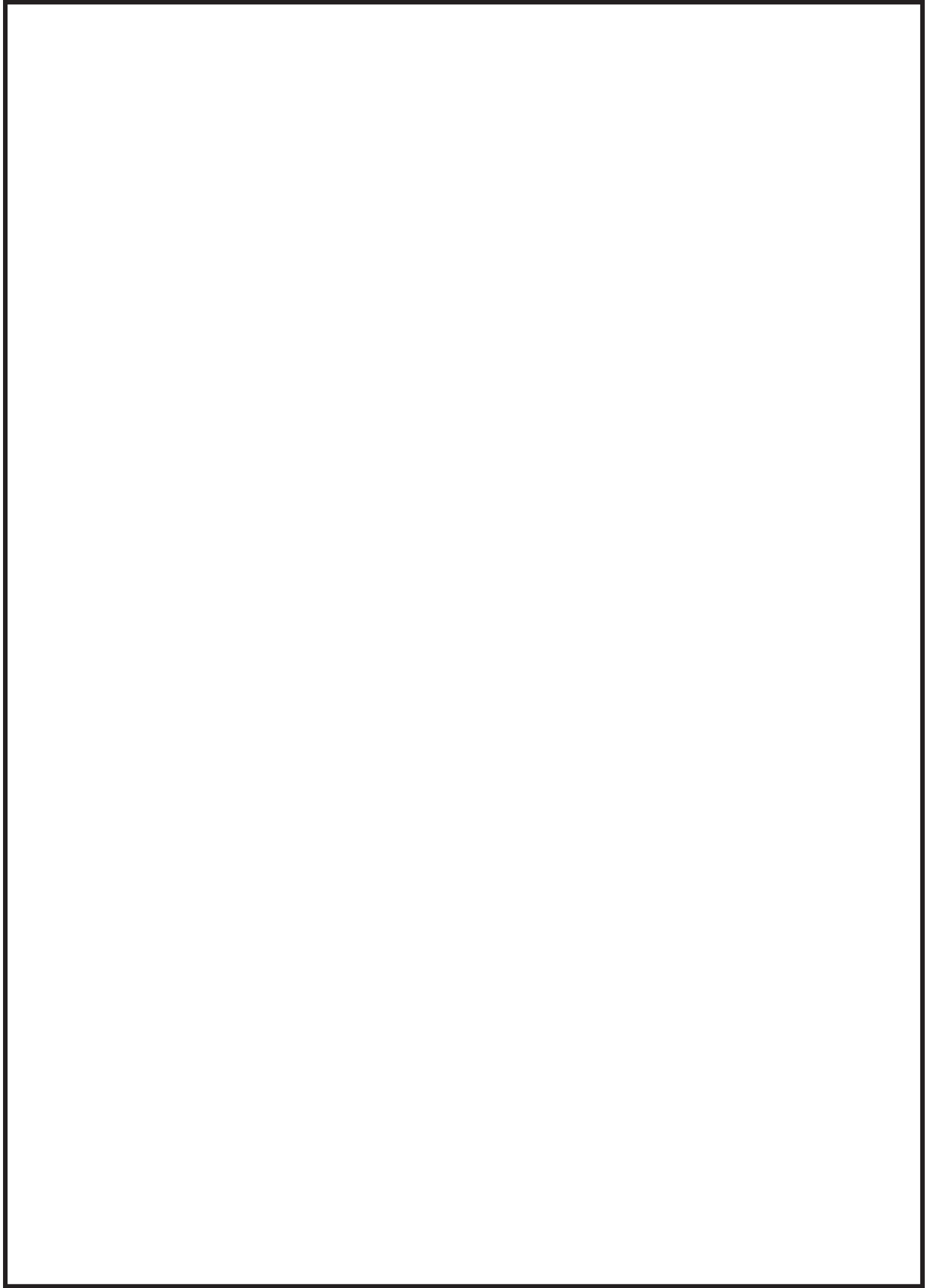


参考図-2-1(2/4)

炉心シュラウド支持ロッド締結部の脱落防止対策及び緩み防止対策部位

参考-2-3

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

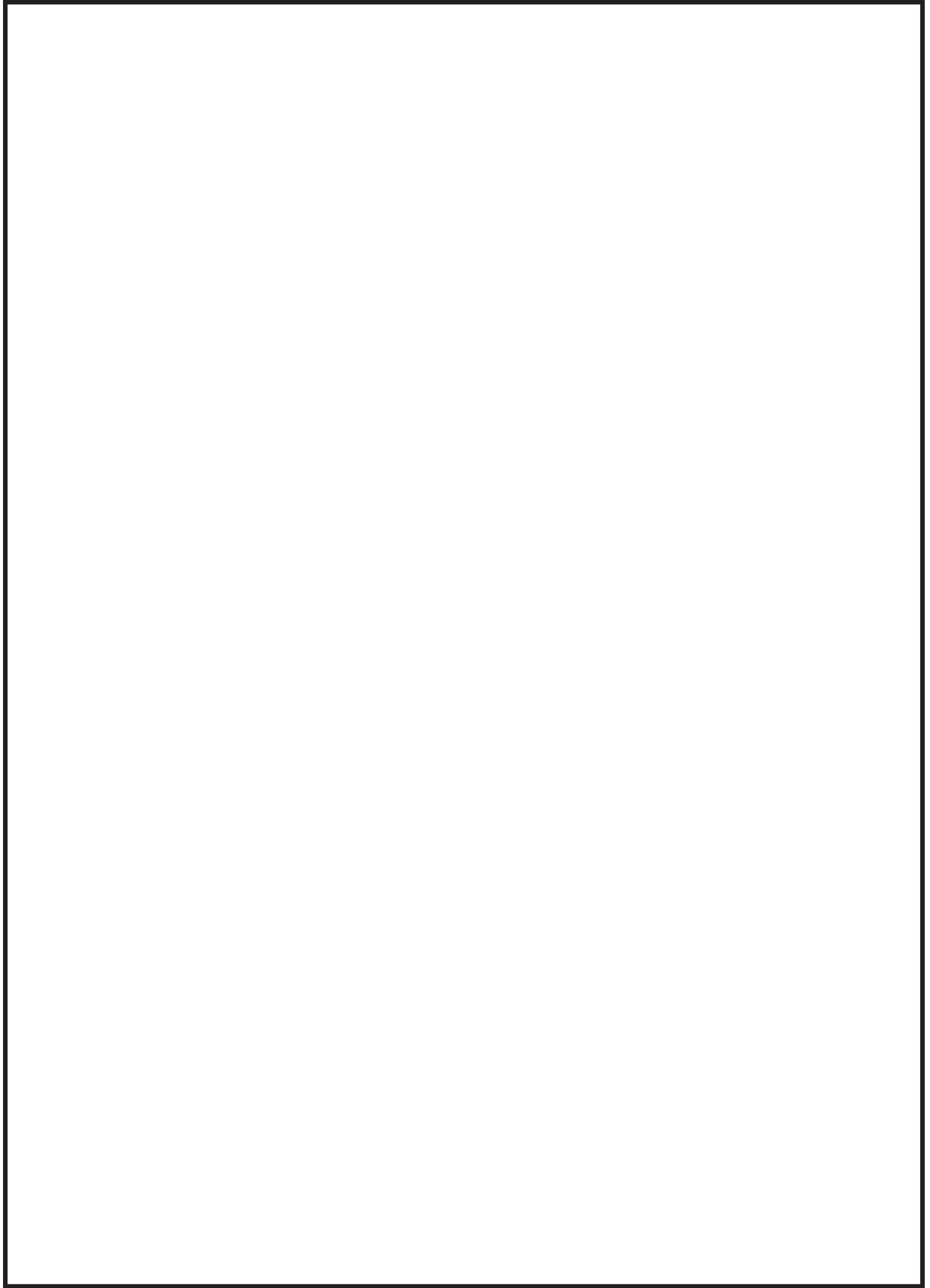


参考図-2-1(3/4)

炉心シュラウド支持ロッド締結部の脱落防止対策及び緩み防止対策部位

参考-2-4

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



参考図-2-1(4/4)

炉心シュラウド支持ロッド締結部の脱落防止対策及び緩み防止対策部位

参考-2-5

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

## 炉心シュラウド支持ロッド解析モデルへの入力と比較

鉛直方向に対する傾きを考慮しない炉心シュラウド支持ロッド解析モデルに水平方向の地震動を入力する場合と、傾きを考慮した炉心シュラウド支持ロッドの軸直交方向に水平方向の地震動及び鉛直方向の地震動の軸直交方向成分を入力する場合の入力を比較した。炉心シュラウド支持ロッドは時刻歴解析を行っており加速度時刻歴を入力しているが、応答目安値の比較として、入力する O.P. [ ] における加速度時刻歴の床応答スペクトル（以下「FRS」という。）に対して炉心シュラウド支持ロッドの 1 次固有周期における値を比較した。

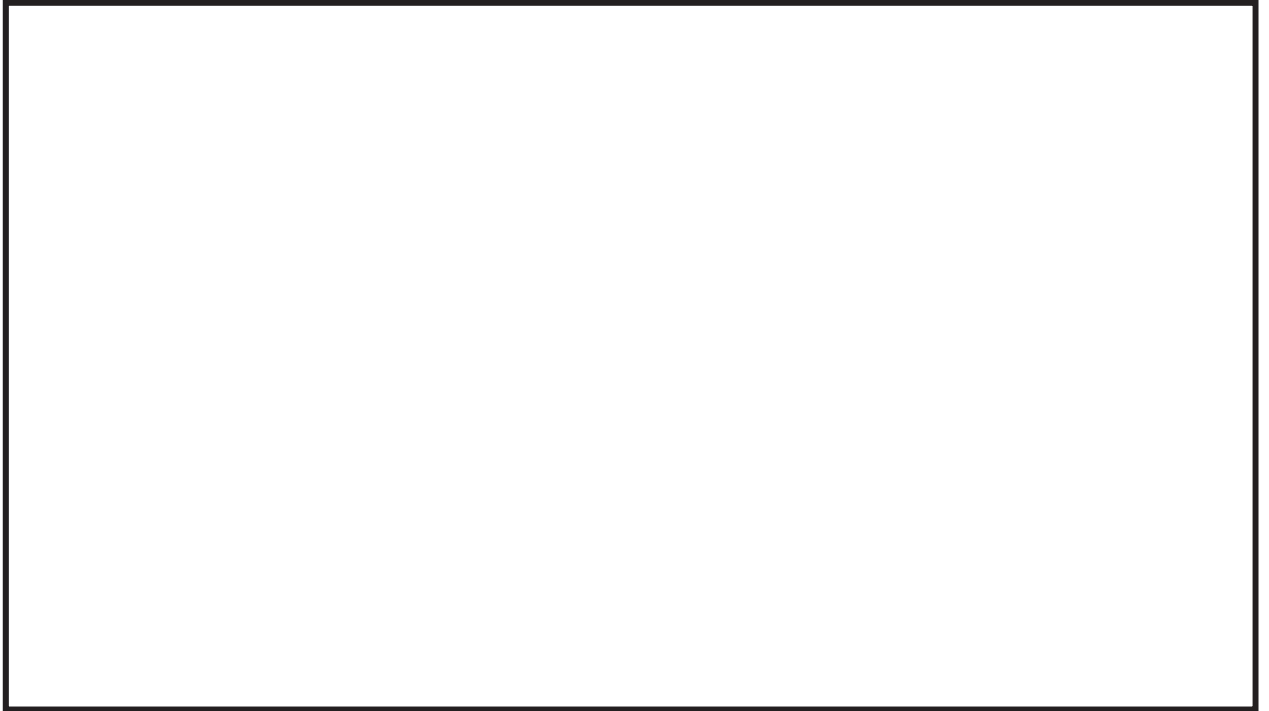
対象とするケースは、「補足-600-8-1 建屋-機器連成解析モデルの時刻歴応答解析における材料物性の不確かさ等を考慮した設計用地震力の設定について」の表 2-9 から、炉心シュラウド支持ロッドタイプ 2 の応答が大きくなるケース 1 の S<sub>s</sub>-D 2（NS 方向）における H1 分離ケースとし、UD 方向も同じくケース 1 の S<sub>s</sub>-D 2 とした。

炉心シュラウド支持ロッドは鉛直方向に対して [ ] の傾きをもって取り付けられることから、炉心シュラウド支持ロッドの固定点の 1 つである炉心シュラウド上部胴上端における次の 2 つの加速度時刻歴の FRS を比較した。

①水平方向地震動

②水平方向地震動 × cos [ ] + 鉛直方向地震動 × sin [ ]

FRS の比較結果を参考図-3-1 に示す。炉心シュラウド支持ロッドタイプ 2 の 1 次固有周期 [ ] での①と②の FRS の値の差は 0.1% 以下であり、ほぼ同じと言える。したがって、炉心シュラウド支持ロッドを鉛直方向に対する傾きを考慮しない、1 次元多質点系モデルとし、水平方向の地震動をそのまま入力することで、炉心シュラウド支持ロッドの応答を適切に評価できている。



参考図-3-1 床応答スペクトルの比較

(シュラウド O.P.  ケース 1, Ss-D2 (水平方向 : NS 方向, H1 分離))

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0600-40-46_改2

補足-600-40-46 原子炉格納容器シヤラグの鉛直地震荷重の考慮  
について

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-9-2-1-3 原子炉格納容器シヤラグの耐震性についての計算書」において、鉛直方向地震荷重を考慮していないことについて、鉛直地震時においても、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。）の構成部品である内側マイルシヤラグと原子炉格納容器シヤラグ（以下「PCV シヤラグ」という。）の構成部品である内側フィメールシヤラグとの間、並びに外側マイルシヤラグと外側フィメールシヤラグとの間が鉛直方向に接触しないことを示し、その妥当性を説明するものである。

## 2. 検討内容

PCV シヤラグの構造概要を、図 1 に示す。

水平方向の荷重は、PCV スタビライザの内側マイルシヤラグから内側フィメールシヤラグ、外側マイルシヤラグの順に伝えられ、外側フィメールシヤラグを介して、原子炉建屋に伝達される。

内側マイルシヤラグ、内側フィメールシヤラグ、外側マイルシヤラグ及び外側フィメールシヤラグの位置関係を示した模式図を図 2 に示す。内側マイルシヤラグが差し込まれる内側フィメールシヤラグの幅と内側マイルシヤラグの幅、並びに外側マイルシヤラグが差し込まれる外側フィメールシヤラグの幅と外側マイルシヤラグの幅はほぼ同じであり、内側マイルシヤラグの水平方向の荷重を内側フィメールシヤラグで、並びに外側マイルシヤラグの水平方向の荷重を外側フィメールシヤラグで受ける構造になっている。一方、内側フィメールシヤラグ、並びに外側フィメールシヤラグの高さは鉛直方向に荷重が作用しない構造となっており、内側フィメールシヤラグと内側マイルシヤラグ及び外側フィメールシヤラグと外側マイルシヤラグとは鉛直方向に間隙を有して接触しない構造となっている。

本検討においては、以下に示すとおり、ドライウエルの各荷重の組合せにおける圧力及び熱膨張による変位、地震時における相対変位、PCV スタビライザの熱膨張による変位、PCV スタビライザの地震時変位より、内側シヤラグ及び外側シヤラグの鉛直方向間隙変化量を確認することにより、内側マイルシヤラグと内側フィメールシヤラグ、並びに外側マイルシヤラグと外側フィメールシヤラグとが鉛直方向に接触しないことを確認する。

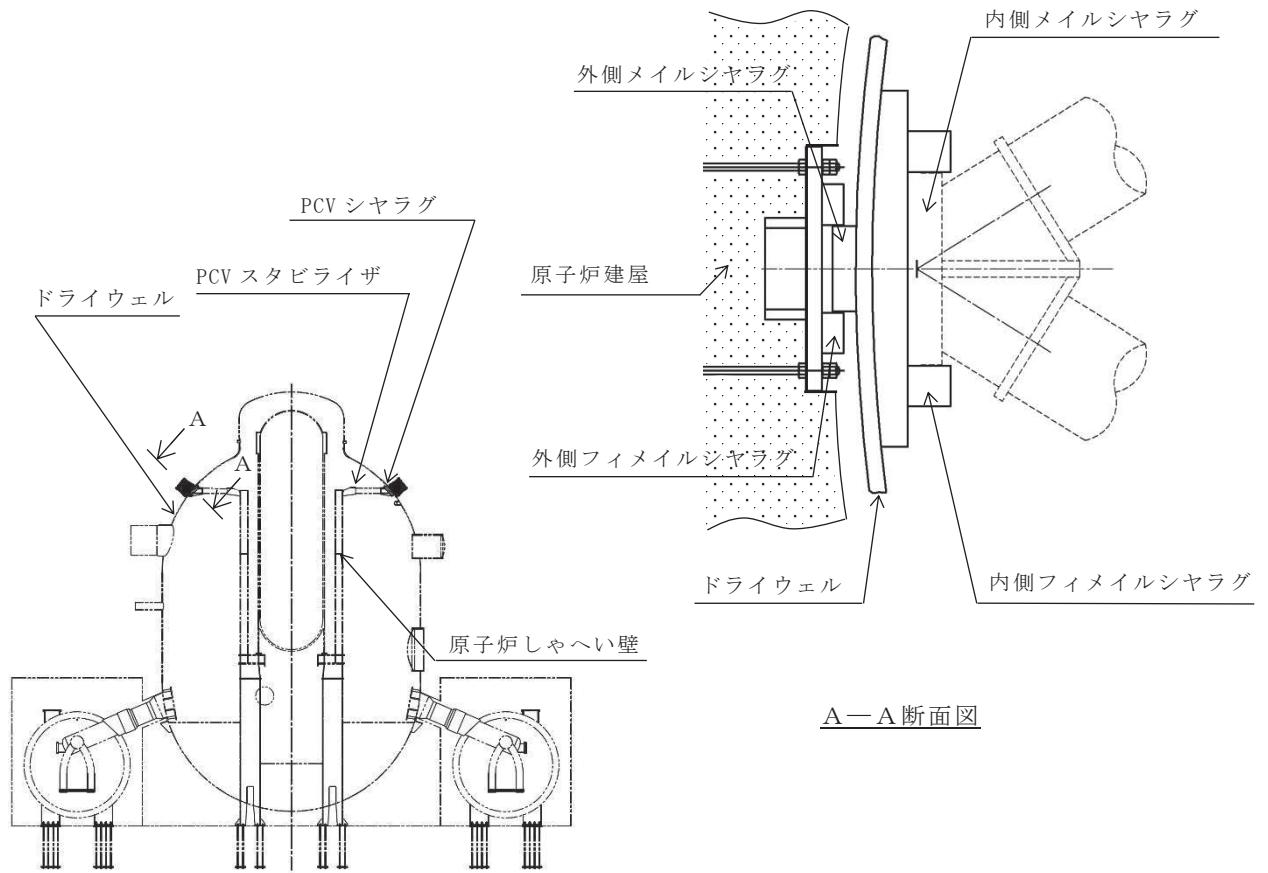


図 1 PCV シヤラグの構造概要

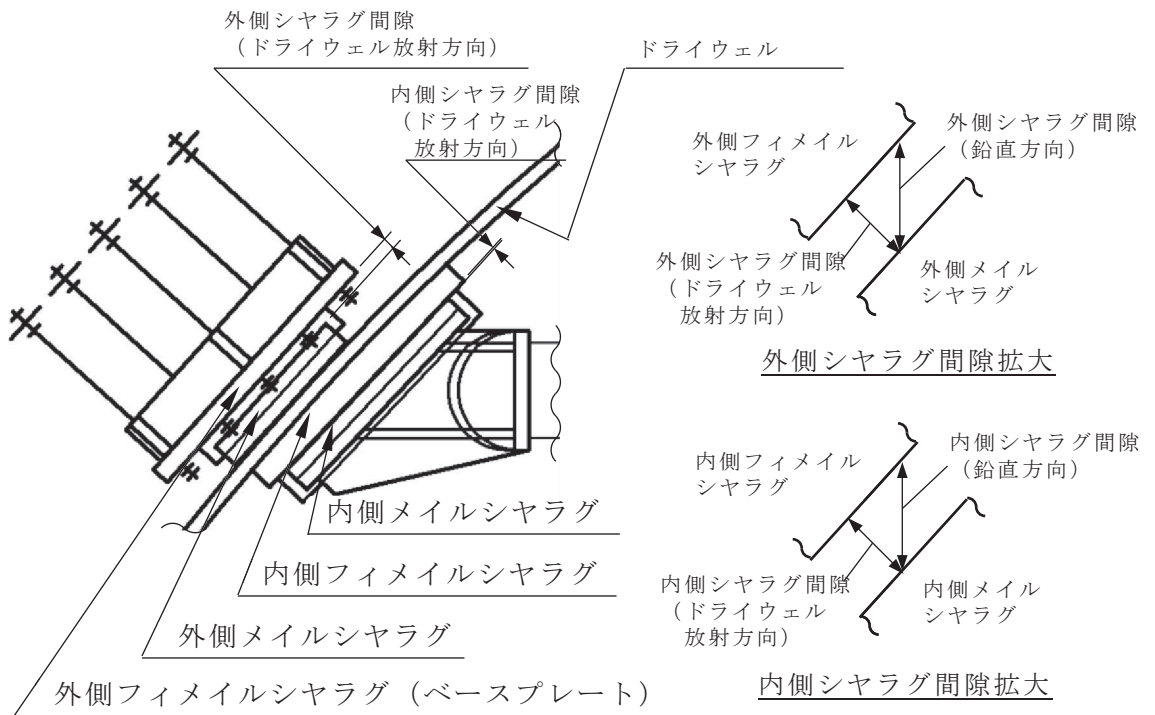


図 2 内側シヤラグ及び外側シヤラグの間隙の定義



## 2.1 図面寸法におけるシヤラグ間隙

図面寸法におけるメイルシヤラグとフィメイルシヤラグの鉛直方向間隙(図 2 参照)は、内側シヤラグで  mm, 外側シヤラグで  mm である。

## 2.2 圧力・熱膨張によるドライウェルの変位に伴うシヤラグ間隙変化

ドライウェルの各荷重の組合せにおける圧力及び熱膨張による変位に伴うシヤラグ部の鉛直方向間隙変化量は表 1 に示すとおりである。ドライウェルは鉛直上向き, 水平外向きに変位し, 内側シヤラグの間隙増加, 外側シヤラグの間隙減少を生じさせる。荷重の組合せに示す記号は, 添付書類「VI-2-9-2-1-3 原子炉格納容器シヤラグの耐震性についての計算書」にて定義している記号と同一である。

なお, 表 1 の間隙変化量のうち, 荷重の組合せ(1)及び(2)は熱膨張によるものであり, それ以外の荷重の組合せでは熱膨張の割合が約 8~9 割を占める。

表 1 ドライウェルの圧力・熱膨張による変位に伴うシヤラグ部の鉛直方向間隙変化量

(単位 : mm)

荷重の組合せ		内側シヤラグ	外側シヤラグ
(1)	$D + P + M + S d^*$	<input type="text"/>	<input type="text"/>
(2)	$D + P + M + S s$	<input type="text"/>	<input type="text"/>
(3)	$D + P_L + M_L + S d^*$	<input type="text"/>	<input type="text"/>
(4)	$D + P_{SAL} + M_{SAL} + S d$	<input type="text"/>	<input type="text"/>
(5)	$D + P_{SALL} + M_{SALL} + S s$	<input type="text"/>	<input type="text"/>

備考 : 正の値は間隙の増加, 負の値は間隙の減少を示す。

### 2.3 地震時における相対変位に伴うシヤラグ間隙変化

今回工認における地震時相対変位によるシヤラグ部の鉛直方向間隙変化量は、添付書類「V1-2-3-2 炉心，原子炉圧力容器及び原子炉内部構造物並びに原子炉格納容器及び原子炉本体の基礎の地震応答計算書」に記載の解析モデルから算出し，表2のとおりである。内側シヤラグは，原子炉しゃへい壁と原子炉格納容器との相対変位を考慮する。外側シヤラグは，原子炉格納容器と原子炉建屋との相対変位を考慮する。

表2 地震時相対変位によるシヤラグ部の鉛直方向間隙変化量

(単位：mm)

荷重の組合せ		内側シヤラグ	外側シヤラグ
(1)	$D + P + M + S d^*$		
(2)	$D + P + M + S s$		
(3)	$D + P_L + M_L + S d^*$		
(4)	$D + P_{SAL} + M_{SAL} + S d$		
(5)	$D + P_{SALL} + M_{SALL} + S s$		

備考：負の値は間隙の減少を示す。

### 2.4 PCV スタビライザの熱膨張によるシヤラグ間隙変化

PCV スタビライザの熱膨張によるシヤラグ部の鉛直方向間隙変化量は表3に示すとおりである。PCV スタビライザが水平外向きに熱膨張するとき，内側シヤラグの間隙減少を生じさせる。

表3 PCV スタビライザの熱膨張によるシヤラグ部の鉛直方向間隙変化量

(単位：mm)

荷重の組合せ		内側シヤラグ	外側シヤラグ
(1)	$D + P + M + S d^*$		該当無し
(2)	$D + P + M + S s$		
(3)	$D + P_L + M_L + S d^*$		
(4)	$D + P_{SAL} + M_{SAL} + S d$		
(5)	$D + P_{SALL} + M_{SALL} + S s$		

備考：負の値は間隙の減少を示す。

## 2.5 地震時における PCV スタビライザのたわみによるシヤラグ間隙変化

今回工認における地震時の PCV スタビライザの鉛直方向へのたわみによるシヤラグ部の鉛直方向間隙変化量は表 4 に示すとおりである。PCV スタビライザは、原子炉しゃへい壁側を固定端とし、パイプの質量を分布荷重、内側マイルシヤラグの質量を集中荷重とした片持はり（図 3 参照）を仮定し、内側シヤラグの間隙を減少させる鉛直上向きの変位を考慮する。図 3 の計算モデルにより求めた自重によるたわみに、PCV スタビライザの震度を乗じたものを鉛直方向の間隙変化量とした。

表 4 地震時の PCV スタビライザの鉛直方向へのたわみによるシヤラグ部の鉛直方向間隙変化量

(単位：mm)

荷重の組合せ		内側シヤラグ	外側シヤラグ
(1)	$D + P + M + S d^*$	[図 3 の計算モデルによるたわみ]	該当無し
(2)	$D + P + M + S s$		
(3)	$D + P_L + M_L + S d^*$		
(4)	$D + P_{SAL} + M_{SAL} + S d$		
(5)	$D + P_{SALL} + M_{SALL} + S s$		

備考：負の値は間隙の減少を示す。

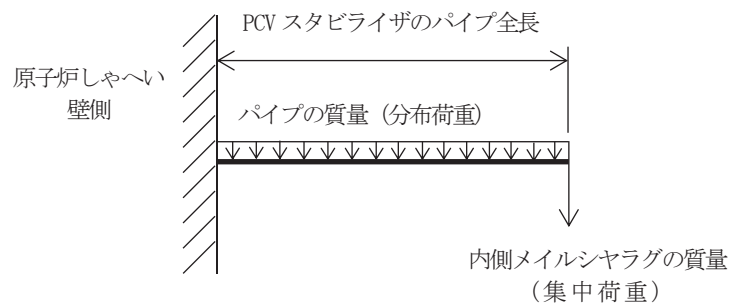


図 3 PCV スタビライザのたわみの計算モデル（片持はり）

### 3. 結論

2章の内容をまとめると表5及び表6のとおりであり、熱膨張を考慮した際の地震時鉛直方向間隙は、内側シヤラグの最小値で  mm、外側シヤラグの最小値で  mm となる。

すなわち、鉛直地震時であっても、内側メイルシヤラグと内側フィメイルシヤラグとの間、並びに外側メイルシヤラグと外側フィメイルシヤラグとの間において、鉛直方向に接触しないことが確認できることから、PCV シヤラグの応力計算において、鉛直方向地震荷重を考慮していないことは問題なく、妥当である。

なお、表5及び表6の間隙は図2に示す鉛直方向の間隙を算出したものであるが、鉛直方向の間隙を算出する際、水平方向変位による鉛直方向の間隙変化も考慮した値であるため、図2に示す放射方向も接触しない。

ここで、ドライウエルの水平方向荷重はPCVシヤラグ及び基部(サンドクッション部)を、鉛直方向荷重は基部を介して原子炉建屋に伝達される設計である。すなわち、PCVシヤラグは、原子炉圧力容器及び原子炉しゃへい壁に生じる水平方向の荷重を受け、原子炉格納容器の変位を拘束するが、鉛直方向には拘束せずに荷重を受けない構造である。原子炉格納容器と原子炉建屋間の間隙は、冷却材喪失事故時、原子炉格納容器に熱及び圧力変位が生じた際にも、原子炉格納容器が原子炉建屋に接触しないように、施工公差等を考慮して設定しており、鉛直地震時にもPCVシヤラグが接触しないことを本書で確認している。

表5 内側シヤラグの地震時鉛直方向間隙算出結果

(単位：mm)

	荷重の組合せ番号	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
①	図面寸法における間隙（据付時）					
②	圧力・熱膨張によるドライウエル変位に伴う間隙変化					
③	地震時相対変位に伴う間隙変化					
④	PCVスタビライザの熱膨張に伴う間隙変化					
⑤	地震時PCVスタビライザのたわみに伴う間隙変化					
結果	地震時鉛直方向間隙 (①+②+③+④+⑤)					

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 6 外側シヤラグの地震時鉛直方向間隙算出結果

(単位：mm)

	荷重の組合せ番号	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
①	図面寸法における間隙（据付け時）					
②	圧力・熱膨張によるドライウェル変位に伴う間隙変化					
③	地震時相対変位に伴う間隙変化					
結果	地震時鉛直方向間隙 (①+②+③)					

備考 1：正の値は間隙の増加，負の値は間隙の減少を示す。

2：荷重の組合せと組合せ番号の対応は以下のとおり。

(1)： $D + P + M + S d^*$

(2)： $D + P + M + S s$

(3)： $D + P_L + M_L + S d^*$

(4)： $D + P_{SAL} + M_{SAL} + S d$

(5)： $D + P_{SALL} + M_{SALL} + S s$

補足-600-40-47 ガスタービン発電設備燃料移送系主配管の地震相対変位  
に対する考慮について

## 1. はじめに

ガスタービン発電設備燃料移送系主配管のうち、ガスタービン発電設備軽油タンク室上部（以下「屋外」という。）に敷設されている配管については、緊急用電気品建屋と屋外間の地震相対変位を吸収する目的でフレキシブルホースを設置している。

本資料では、ガスタービン発電設備燃料移送系主配管に使用するフレキシブルホースが地震相対変位を吸収可能であることを説明するものである。フレキシブルホースの設置箇所を図 1-1 に示す。

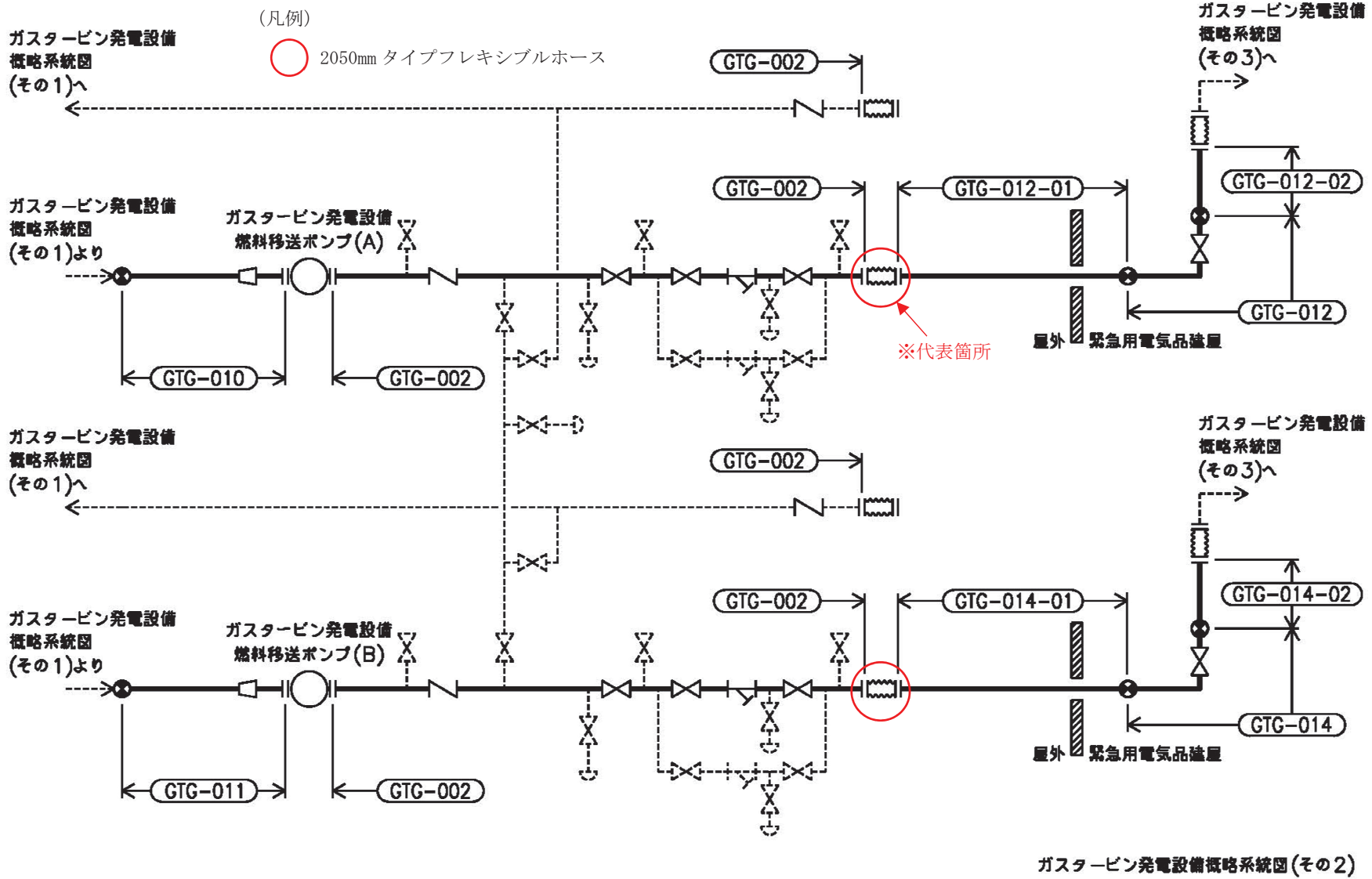


図 1-1 ガスタービン発電設備概略系統図 (抜粋)



## 2. フレキシブルホースの構造

フレキシブルホースの構造図を図 2-1、材質を表 2-1、代表箇所を鳥瞰図を図 2-2 に示す。

ガスタービン発電設備燃料移送系主配管で使用するフレキシブルホースは消防法（昭和 23 年 7 月 24 日法律第 186 号）に適合する必要があるため、消防法性能評定可撓管継手（消防危第 20 号油配管用）を使用する。消防危第 20 号「可撓管継手の設置等に関する運用基準について」では、5(1)で「可撓管継手は、圧縮又は伸長して用いないこと。」と定められている。そのため、ここで用いるフレキシブルホースは、フレキシブルホースの圧縮又は伸長方向ではなく、軸直角方向で 3 方向の地震相対変位を吸収できるよう、図 2-2 の鳥瞰図に示すとおり設置する。

なお、フレキシブルホースは原子力発電所の主蒸気系（高圧窒素ガス供給配管）の配管で使用実績を有する。

表 2-1 フレキシブルホースの材質

部品名称	材質
端管	SUS304
ベローズ	SUS304

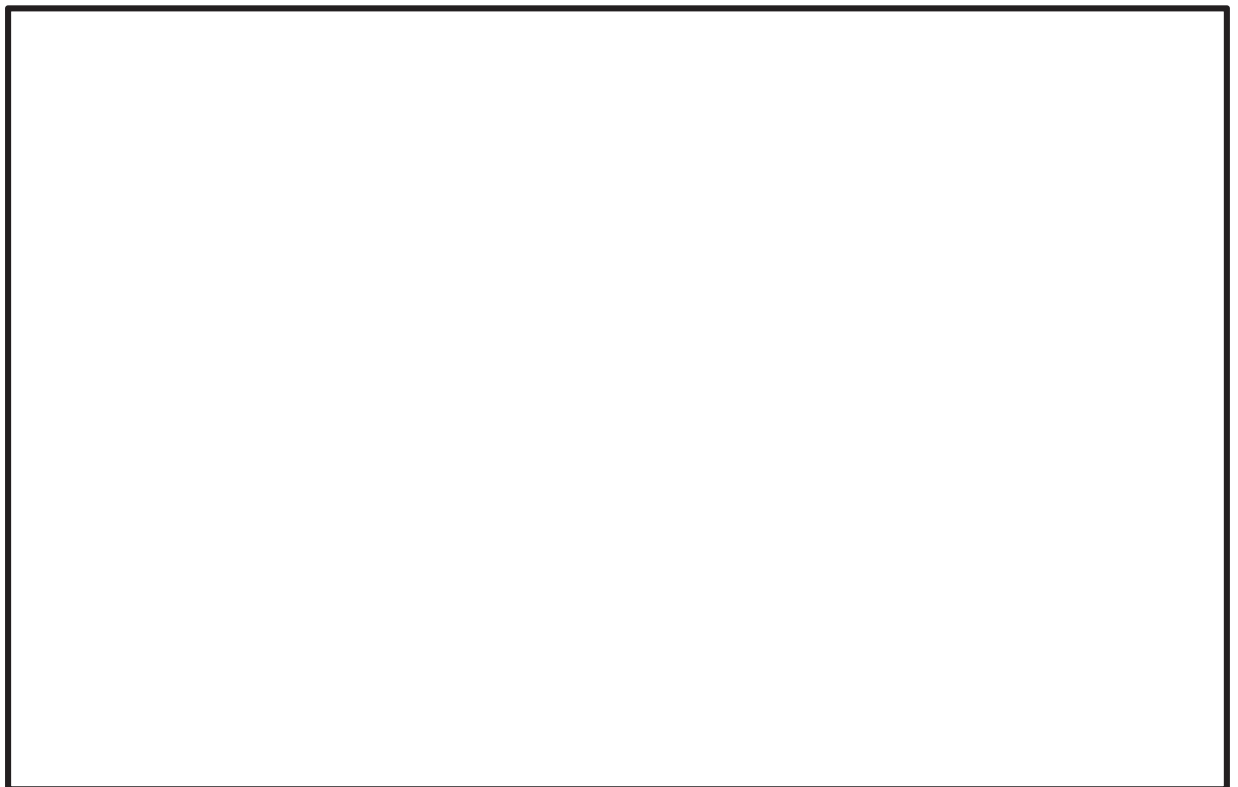


図 2-1 フレキシブルホース構造図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

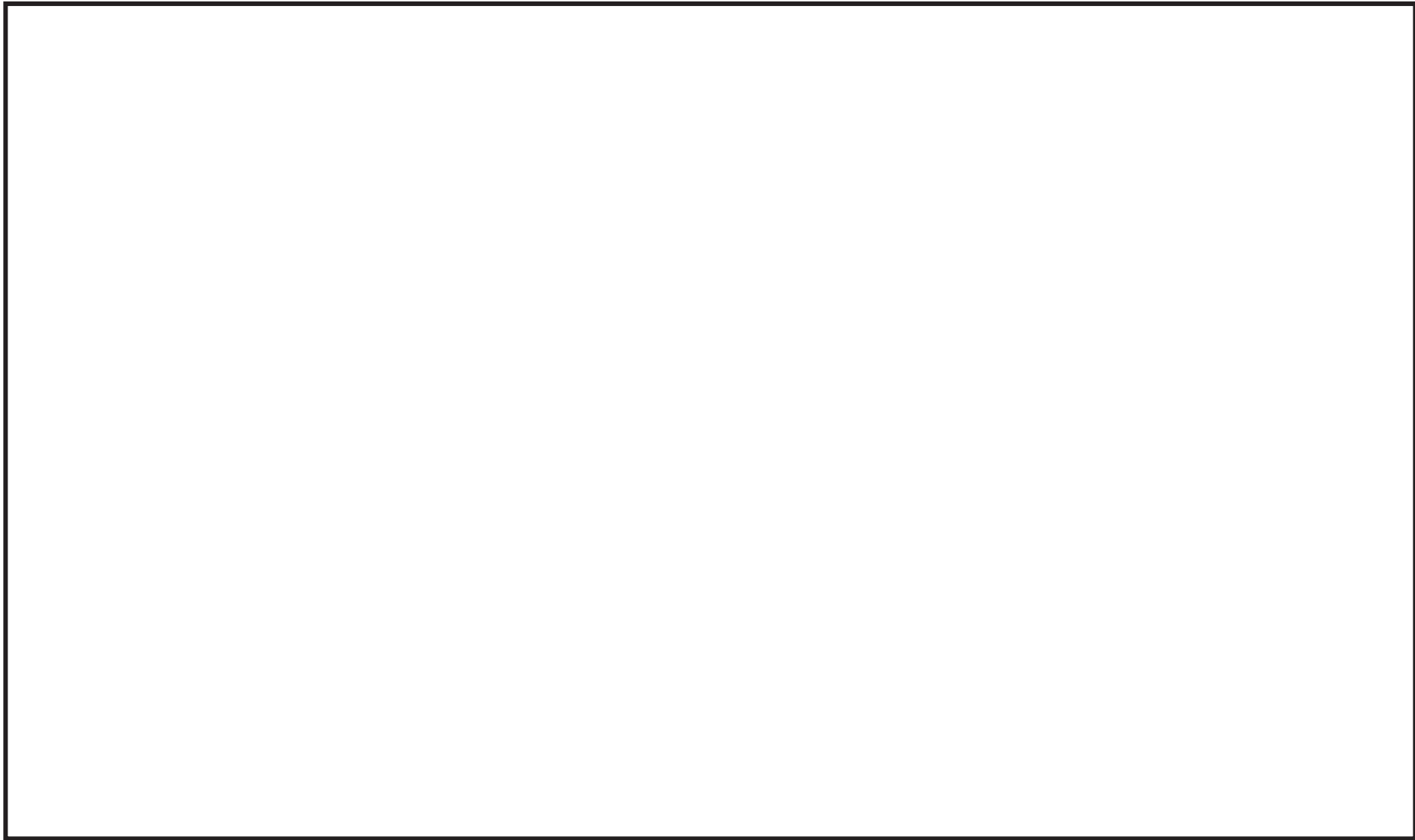


図 2-2 フレキシブルホース代表箇所の鳥瞰図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

### 3. 地震相対変位を吸収可能であることの確認

屋外-緊急用電気品建屋間の地震相対変位は、各構築物（ガスタービン発電設備軽油タンク室、緊急用電気品建屋）の地震応答解析により得られた最大応答変位同士の絶対値和により算定したもとなるように表 3-1 のとおり設定している。

フレキシブルホースの設計に用いる地震相対変位は、屋外（ガスタービン発電設備軽油タンク室頂版）で支持されるモデル（GTG-002）と緊急用電気品建屋で支持されるモデル（GTG-012-01）に対して各構築物の設計用床応答曲線を入力した解析と運転状態（熱+自重）の解析により得られたフレキシブルホース取合フランジ部の最大応答変位同士の絶対値和により算定したものに、屋外-緊急用電気品建屋間の地震相対変位を加算した地震相対変位を用いる。フレキシブルホース取合フランジ部の最大応答変位及び絶対値和を表 3-2 に、フレキシブルホースの設計に用いる地震相対変位を表 3-3 に示す。

フレキシブルホースの設計に用いる地震相対変位に対し、フレキシブルホースの変位可能量は表 3-4 に示すとおりであり、フレキシブルホースが地震相対変位を十分に吸収可能であることを確認した。

フレキシブルホースの疲労評価は、表 3-3 に示すフレキシブルホースの設計に用いる地震相対変位を用いて評価を行う。

表 3-1 屋外一緊急用電気品建屋間の地震相対変位（基準地震動 S s）

O.P. [m]	地震相対変位 [mm]		
	X方向 (E W方向)	Y方向 (鉛直方向)	Z方向 (N S方向)
62.30	1.20*	0.40	1.20*

注記\*：包絡値を示す。

表 3-2 フレキシブルホース取合フランジ部の最大応答変位及び絶対値和（基準地震動 S s）

解析モデル	地震相対変位 [mm]		
	X方向 (E W方向)	Y方向 (鉛直方向)	Z方向 (N S方向)
GTG-002	1.09	0.91	1.53
GTG-012-01	1.98	0.17	1.13
絶対値和	3.07	1.08	2.66

表 3-3 フレキシブルホースの設計に用いる地震相対変位（基準地震動 S s）

O.P. [m]	地震相対変位 [mm]		
	X方向 (E W方向)	Y方向 (鉛直方向)	Z方向 (N S方向)
62.30	4.27	1.48	3.86

表 3-4 フレキシブルホースの変位可能量

地震相対変位 [mm]		
X方向 (E W方向)	Y方向 (鉛直方向)	Z方向 (N S方向)
20.00	5.00	20.00

#### 4. 地震相対変位に対する疲労評価

地震相対変位に対する疲労評価に使用する記号の説明を表 4-1 に、評価結果を表 4-2 に示す。  
 なお、評価方法は設計・建設規格 PPC-3416 を準用した。

評価の結果、実際の繰返し回数 ( $N_r$ ) と許容繰返し回数 ( $N$ ) の比 ( $U = N_r / N$ ) は 1 以下であり、伸縮継手の強度は十分であることを確認した。

なお、伸縮継手の地震慣性力による影響は、配管側については VI-2-10-1-2-3-5「ガスタービン発電設備 管の耐震性についての計算書」において、解析モデルに伸縮継手の質量を付加質量として考慮した上で評価しており、十分な構造強度を有していることを確認している。また、伸縮継手側についてはフレキシブルホースの伸縮量に地震慣性力による配管変位と地震相対変位を考慮して疲労評価を行った。

表 4-1 記号の説明

記号	表示内容	単位
b	継手部の波のピッチの 2 分の 1	mm
c	継手部の層数	—
E	材料の縦弾性係数 設計・建設規格 付録材料図表 Part6 表 1 による。	MPa
h	継手部の波の高さ	mm
N	許容繰返し回数	—
$N_r$	実際の繰返し回数	—
n	継手部の波数の 2 倍の値	—
t	継手部の板の厚さ	mm
U	実際の繰返し回数 ( $N_r$ ) / 許容繰返し回数 (N)	—
$\delta$	全伸縮量	mm
$\sigma$	継手部応力	MPa

表 4-2 フレキシブルホースの疲労評価結果

No.	最高使用 圧力 P (MPa)	最高 使用 温度 (°C)	材料	E (MPa)	t (mm)	δ (mm)	b (mm)	h (mm)	n	c	σ *2 (MPa)	N ×10 <sup>3</sup> *3	N <sub>r</sub> ×10 <sup>3</sup>	U
1	0.95	50	SUS304	193000	0.80	5.00*1	6.50	13.00	290	1	159	2790.93	1.0*4	0.0004

注記\*1：フレキシブルホースの設計に用いる地震相対変位（EW方向：4.27mm，鉛直方向：1.48mm，NS方向：3.86mm）から，補足説明資料「補足-700-12 重大事故等クラス2管のうち，伸縮継手の全伸縮量算出について」に基づき，換算した全伸縮量。

\*2：継手部応力は以下の計算式による。

$$\sigma = \frac{1.5 \cdot E \cdot t \cdot \delta}{n \cdot \sqrt{b \cdot h^3}} + \frac{P \cdot h^2}{2 \cdot t^2 \cdot c}$$

\*3：許容繰返し回数は以下の計算式による。

$$N = \left( \frac{11031}{\sigma} \right)^{3.5}$$

\*4：基準地震動S<sub>s</sub>による繰返し回数として，設備ごとに個別に設定した等価繰返し回数264回に余裕を持たせ1000回とする。

評価：U ≤ 1，よって十分である。

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0600-40-48_改3

補足-600-40-48 原子炉格納容器貫通部の代表性について

## 1. はじめに

本資料は、添付書類「VI-2-9-4-1 原子炉格納容器配管貫通部の耐震性についての計算書」、「VI-2-9-4-2 原子炉格納容器電気配線貫通部の耐震性についての計算書」、「VI-3-3-6-1-4-2 原子炉格納容器配管貫通部の強度計算書」及び「VI-3-3-6-1-4-5 原子炉格納容器電気配線貫通部の強度計算書」の補足として、各計算書において評価結果を記載している代表貫通部の選定方法についてまとめたものである。

## 2. 選定方針

### 2.1 配管貫通部

配管貫通部の形式を図 2-1 に示す。

貫通部形式において、形式 1 は管口径が大きく反力の大きい配管類の貫通部に用いている。この形式の貫通部は、原子炉格納容器外側で原子炉建屋にアンカされ、ベローズによって建屋とドライウエルの相対変位を吸収する構造となっている。このため貫通部への反力は極めて小さい。したがって、貫通部の強度計算は省略する。なお、形式 1 の貫通部はドライウエルのみで使用されている。

形式 2 及び 3 は、中程度の管口径の配管に対して用いている。この形式の貫通部は、配管の反力が直接作用する。したがって、貫通部の強度を評価する。

小口径の配管は、貫通部に加わる反力が小さいため、貫通部の強度計算は省略する。

形式 2 及び 3 の配管貫通部のうち、構造強度評価における評価部位は、端板、管台及び貫通部管台取付部がある。端板に関しては、従来、貫通部管台取付部の評価に包絡されるものと整理しており評価を省略している。そのため、計算書に記載する代表貫通部の選定にあたっては、端板以外の評価部位に対する代表貫通部を選定する。代表貫通部の評価結果のうち、裕度（許容値／発生値）が最も厳しい評価結果を計算書に記載している。

### 2.2 電気配線貫通部

電気配線貫通部の形式を図 2-2 に示す。

電気配線貫通部の構造強度評価における評価部位は、アダプタとスリーブの継手（原子炉格納容器内側）、スリーブとアダプタの継手（原子炉格納容器外側）、アダプタとヘッダの継手及び貫通部管台取付部がある。計算書に記載する代表貫通部の選定にあたっては、高電圧用と低電圧用のそれぞれについて、格納容器バウンダリである原子炉格納容器外側の固有振動数が最も低く、かつ重量が重いものを代表貫通部として選定する。



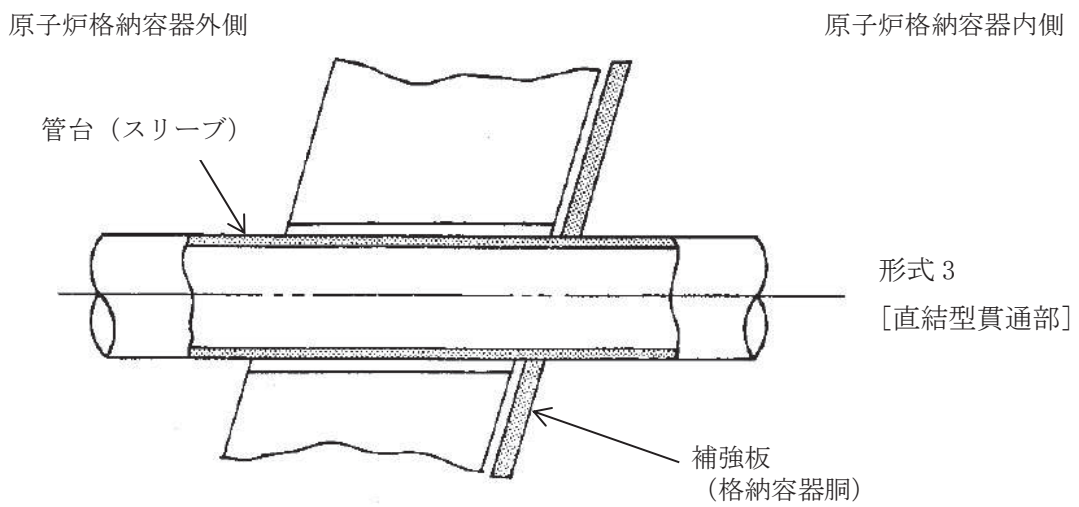
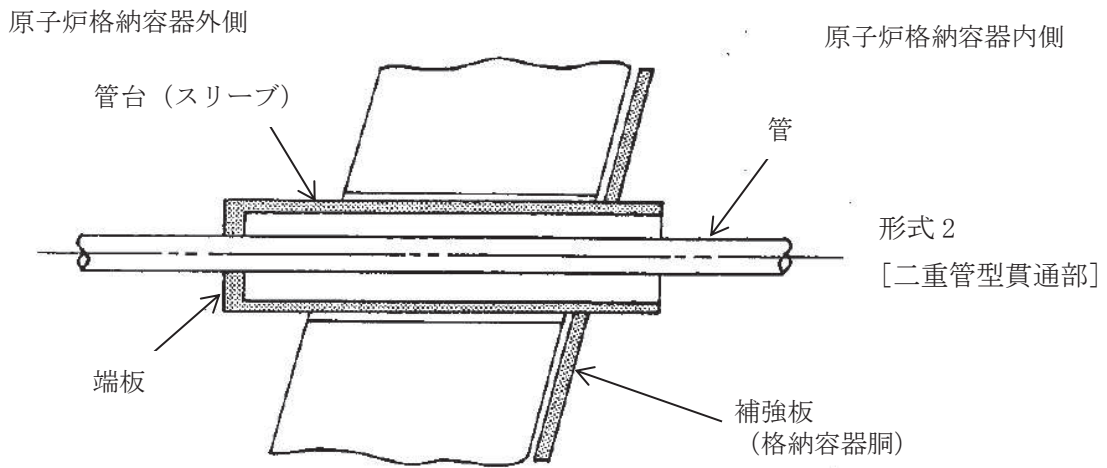
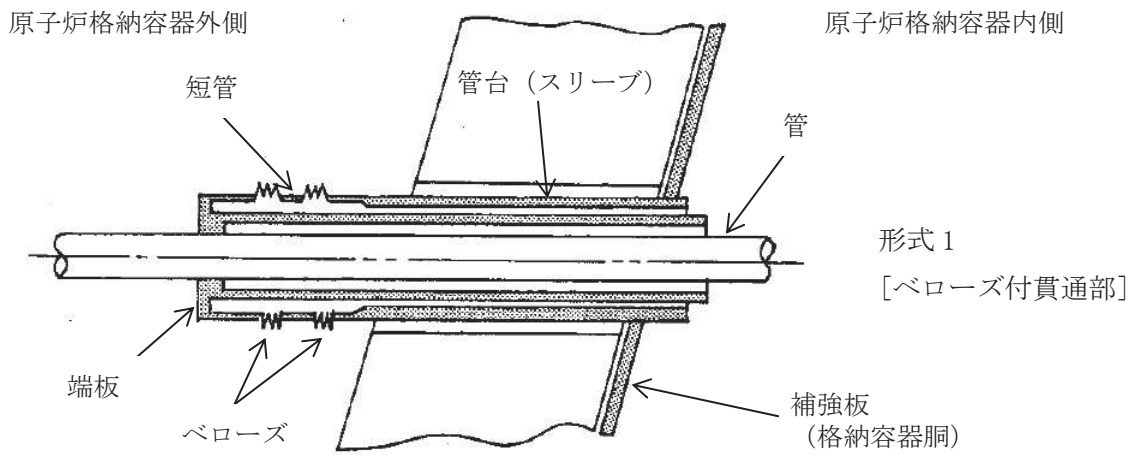


図 2-1 配管貫通部の形式

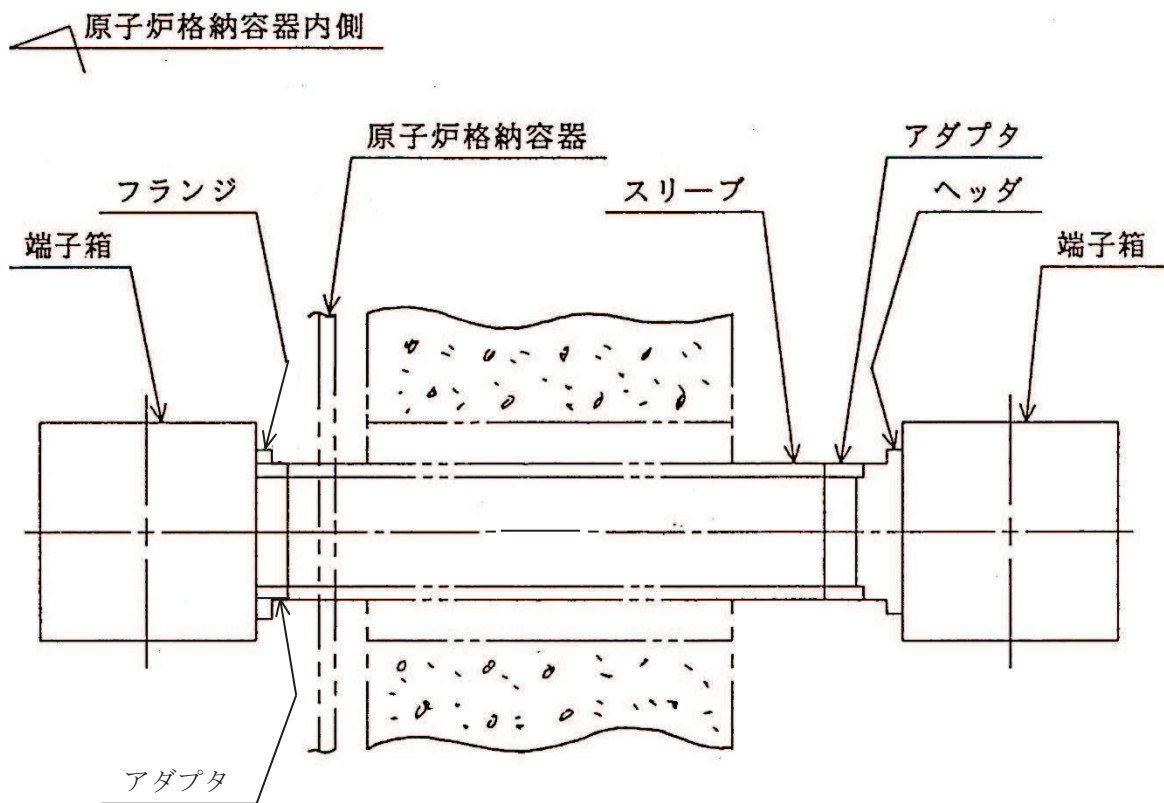


図 2-2 電気配線貫通部の形式

### 3. 代表貫通部の選定

#### 3.1 配管貫通部

すべての配管貫通部（151 個）（表 3-1 参照）から、構造、設置位置等の観点から有意な荷重が加わらないと考えられる貫通部を代表選定対象から除外する（除外理由は「4. 除外する貫通部及び部位の除外理由」参照）。残った貫通部（36 個）（表 3-1 参照）に対して、系統の設計条件（温度・圧力条件）の影響が小さいと考えられる貫通部を除外する。なお、系統の温度・圧力の大きい原子炉冷却材圧力バウンダリの貫通部はすべてベローズ付貫通部であり、系統の設計条件（温度・圧力）は貫通部の設計条件に直接反映されない。

残った貫通部（33 個）（表 3-1 参照（④を引いた数））をスリーブ外径毎に 8 のグループ（スリーブ外径：89.1mm, 114.3mm, 165.2mm, 267.4mm, 318.5mm, 457.2mm, 508.0mm, 609.6mm）に分類する。8 グループに対して、最大外径であるグループを選定し、ドライウエル及びサプレッションチェンバそれぞれにおいて、貫通部設置位置の最も高い貫通部を選定する（X-81, X-230 及び X-231）。

ドライウエル及びサプレッションチェンバそれぞれにおいて、選定した貫通部が複数ある場合は、選定した貫通部に対して詳細評価（一次応力評価）を行い、裕度（許容値／発生値）が最も厳しい貫通部を代表貫通部とする。

配管貫通部の一覧表を表 3-1、具体的な選定フローを図 3-1 に示す。また、代表配管貫通部の諸元を表 3-2、評価結果を表 3-3 に示す。

表 3-1 配管貫通部一覧表 (1/6)

No.	貫通部 番号	貫通部形式	設置場所	設置高さ [O.P.] (mm)	貫通配管 外径 (mm)	スリーブ 外径 (mm)	除外 理由	選定対象 貫通部	
1	X-10A	ベローズ付	ドライウエル		609.6	1066.8	①		
2	X-10B	ベローズ付	ドライウエル		609.6	1066.8	①		
3	X-10C	ベローズ付	ドライウエル		609.6	1066.8	①		
4	X-10D	ベローズ付	ドライウエル		609.6	1066.8	①		
5	X-12A	ベローズ付	ドライウエル		457.2	914.4	①		
6	X-12B	ベローズ付	ドライウエル		457.2	914.4	①		
7	X-33A	ベローズ付	ドライウエル		355.6	762.0	①		
8	X-33B	ベローズ付	ドライウエル		355.6	762.0	①		
9	X-32A	ベローズ付	ドライウエル		318.5	711.2	①		
10	X-32B	ベローズ付	ドライウエル		318.5	711.2	①		
11	X-31A	ベローズ付	ドライウエル		267.4	660.4	①		
12	X-31B	ベローズ付	ドライウエル		267.4	660.4	①		
13	X-31C	ベローズ付	ドライウエル		267.4	660.4	①		
14	X-34	ベローズ付	ドライウエル		267.4	660.4	①		
15	X-35	ベローズ付	ドライウエル		267.4	660.4	①		
16	X-50	ベローズ付	ドライウエル		216.3	609.6	①		
17	X-36	ベローズ付	ドライウエル		114.3	508.0	①		
18	X-37	ベローズ付	ドライウエル		114.3	508.0	①		
19	X-11	ベローズ付	ドライウエル		89.1	457.2	①		
20	X-80	直結型	ドライウエル		609.6	609.6	—		1
21	X-81	直結型	ドライウエル		609.6	609.6	—		2
22	X-230	直結型	サプレッション チェンバ		609.6	609.6	—		3
23	X-231	直結型	サプレッション チェンバ		609.6	609.6	—		4
24	X-214A	直結型	サプレッション チェンバ		508.0	508.0	—		5
25	X-214B	直結型	サプレッション チェンバ		508.0	508.0	—		6
26	X-214C	直結型	サプレッション チェンバ		508.0	508.0	—		7
27	X-217	直結型	サプレッション チェンバ		508.0	508.0	—		8
28	X-219	直結型	サプレッション チェンバ		508.0	508.0	—		9
29	X-90	直結型	ドライウエル		406.4	406.4	②		
30	X-5	直結型	ドライウエル		318.5	318.5	(②)*		
31	X-215A	直結型	サプレッション チェンバ	318.5	318.5	—		10	

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 3-1 配管貫通部一覧表 (2/6)

No.	貫通部 番号	貫通部形式	設置場所	設置高さ [O.P.] (mm)	貫通配管 外径 (mm)	スリーブ 外径 (mm)	除外 理由	選定対象 貫通部
32	X-215B	直結型	サプレッション チェンバ		318.5	318.5	—	11
33	X-222	直結型	サプレッション チェンバ		318.5	318.5	—	12
34	X-30A	直結型	ドライウエル		267.4	267.4	—	13
35	X-30B	直結型	ドライウエル		267.4	267.4	—	14
36	X-218	直結型	サプレッション チェンバ		267.4	267.4	—	15
37	X-220	直結型	サプレッション チェンバ		267.4	267.4	—	16
38	X-205A	直結型	サプレッション チェンバ		216.3	216.3	(2)*	
39	X-205B	直結型	サプレッション チェンバ		216.3	216.3	(2)*	
40	X-61A	直結型	ドライウエル		165.2	165.2	—	17
41	X-61B	直結型	ドライウエル		165.2	165.2	—	18
42	X-62A	直結型	ドライウエル		165.2	165.2	—	19
43	X-62B	直結型	ドライウエル		165.2	165.2	—	20
44	X-221	直結型	サプレッション チェンバ		165.2	165.2	—	21
45	X-232A	直結型	サプレッション チェンバ		165.2	165.2	—	22
46	X-232B	直結型	サプレッション チェンバ		165.2	165.2	—	23
47	X-241	直結型	サプレッション チェンバ		165.2	165.2	(2)	
48	X-242	直結型	サプレッション チェンバ		165.2	165.2	(2)	
49	X-82A	直結型	ドライウエル		114.3	114.3	—	24
50	X-82B	直結型	ドライウエル		114.3	114.3	—	25
51	X-213A	直結型	サプレッション チェンバ		114.3	114.3	—	26
52	X-213B	直結型	サプレッション チェンバ		114.3	114.3	—	27
53	X-233	直結型	サプレッション チェンバ		114.3	114.3	(2)	
54	X-240	直結型	サプレッション チェンバ		114.3	114.3	(2)	
55	X-243	直結型	サプレッション チェンバ		114.3	114.3	—	28

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 3-1 配管貫通部一覧表 (3/6)

No.	貫通部 番号	貫通部形式	設置場所	設置高さ [O.P.] (mm)	貫通配管 外径 (mm)	スリーブ 外径 (mm)	除外 理由	選定対象 貫通部
56	X-51	直結型	ドライウエル		89.1	89.1	—	29
57	X-60	直結型	ドライウエル		89.1	89.1	—	30
58	X-70	直結型	ドライウエル		89.1	89.1	—	31
59	X-212	直結型	サプレッション チェンバ		60.5	60.5	③	
60	X-223	直結型	サプレッション チェンバ		60.5	60.5	③	
61	X-20	直結型	ドライウエル		42.7	42.7	③	
62	X-21	直結型	ドライウエル		34.0	34.0	③	
63	X-281	直結型	サプレッション チェンバ		34.0	34.0	③	
64	X-63	二重管型	ドライウエル		216.3	457.2	—	32
65	X-64	二重管型	ドライウエル		216.3	457.2	—	33
66	X-91	二重管型	ドライウエル		60.5	406.4	③	
67	X-92	二重管型	ドライウエル		114.3	318.5	④	(36)
68	X-93	二重管型	ドライウエル		76.3	318.5	④	(34)
69	X-106B	二重管型	ドライウエル		60.5	318.5	③	
70	X-14	二重管型	ドライウエル		27.2	216.3	③	
71	X-13A	二重管型	ドライウエル		27.2	165.2	③	
72	X-13B	二重管型	ドライウエル		27.2	165.2	③	
73	X-22	二重管型	ドライウエル		48.6	165.2	③	
74	X-52	二重管型	ドライウエル		76.3	165.2	④	(35)
75	X-71	二重管型	ドライウエル		60.5	165.2	③	
76	X-72A	二重管型	ドライウエル		60.5	165.2	③	
77	X-72B	二重管型	ドライウエル		60.5	165.2	③	
78	X-73	二重管型	ドライウエル		60.5	165.2	③	
79	X-130A	計装用	ドライウエル		—	406.4	③	
80	X-130B	計装用	ドライウエル		—	406.4	③	
81	X-130C	計装用	ドライウエル		—	406.4	③	
82	X-130D	計装用	ドライウエル		—	406.4	③	
83	X-135A	計装用	ドライウエル		—	406.4	③	
84	X-135B	計装用	ドライウエル		—	406.4	③	
85	X-135C	計装用	ドライウエル		—	406.4	③	
86	X-135D	計装用	ドライウエル		—	406.4	③	
87	X-139A	計装用	ドライウエル	—	406.4	③		
88	X-139B	計装用	ドライウエル	—	406.4	③		
89	X-140A	計装用	ドライウエル	—	406.4	③		
90	X-140B	計装用	ドライウエル	—	406.4	③		
91	X-136A	計装用	ドライウエル	—	406.4	③		

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 3-1 配管貫通部一覧表 (4/6)

No.	貫通部 番号	貫通部形式	設置場所	設置高さ [O.P.] (mm)	貫通配管 外径 (mm)	スリーブ 外径 (mm)	除外 理由	選定対象 貫通部
92	X-136B	計装用	ドライウエル		—	406.4	③	
93	X-137A	計装用	ドライウエル		—	406.4	③	
94	X-137B	計装用	ドライウエル		—	406.4	③	
95	X-137C	計装用	ドライウエル		—	406.4	③	
96	X-137D	計装用	ドライウエル		—	406.4	③	
97	X-138	計装用	ドライウエル		—	406.4	③	
98	X-190A	計装用	ドライウエル		—	406.4	②	
99	X-190B	計装用	ドライウエル		—	406.4	②	
100	X-191A	計装用	ドライウエル		—	406.4	②	
101	X-191B	計装用	ドライウエル		—	406.4	②	
102	X-150	計装用	ドライウエル		—	318.5	③	
103	X-153	計装用	ドライウエル		—	318.5	③	
104	X-152A	計装用	ドライウエル		—	318.5	③	
105	X-152B	計装用	ドライウエル		—	318.5	③	
106	X-152C	計装用	ドライウエル		—	318.5	③	
107	X-152D	計装用	ドライウエル		—	318.5	③	
108	X-155	計装用	ドライウエル		—	318.5	③	
109	X-151A	計装用	ドライウエル		—	267.4	③	
110	X-151B	計装用	ドライウエル		—	267.4	③	
111	X-131	計装用	ドライウエル		—	114.3	③	
112	X-132A	計装用	ドライウエル		—	114.3	③	
113	X-132B	計装用	ドライウエル		—	114.3	③	
114	X-132C	計装用	ドライウエル		—	114.3	③	
115	X-132D	計装用	ドライウエル		—	114.3	③	
116	X-133A	計装用	ドライウエル		—	114.3	③	
117	X-133B	計装用	ドライウエル		—	114.3	③	
118	X-133C	計装用	ドライウエル		—	114.3	③	
119	X-133D	計装用	ドライウエル		—	114.3	③	
120	X-134A	計装用	ドライウエル		—	114.3	③	
121	X-134B	計装用	ドライウエル	—	114.3	③		
122	X-134C	計装用	ドライウエル	—	114.3	③		
123	X-134D	計装用	ドライウエル	—	114.3	③		
124	X-154	計装用	ドライウエル	—	114.3	③		
125	X-160A	計装用	ドライウエル	—	48.6	48.6	③	
126	X-160B	計装用	ドライウエル	—	48.6	48.6	③	
127	X-160C	計装用	ドライウエル	—	48.6	48.6	③	
128	X-160D	計装用	ドライウエル	—	48.6	48.6	③	
129	X-161	計装用	ドライウエル	—	48.6	48.6	③	

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 3-1 配管貫通部一覧表 (5/6)

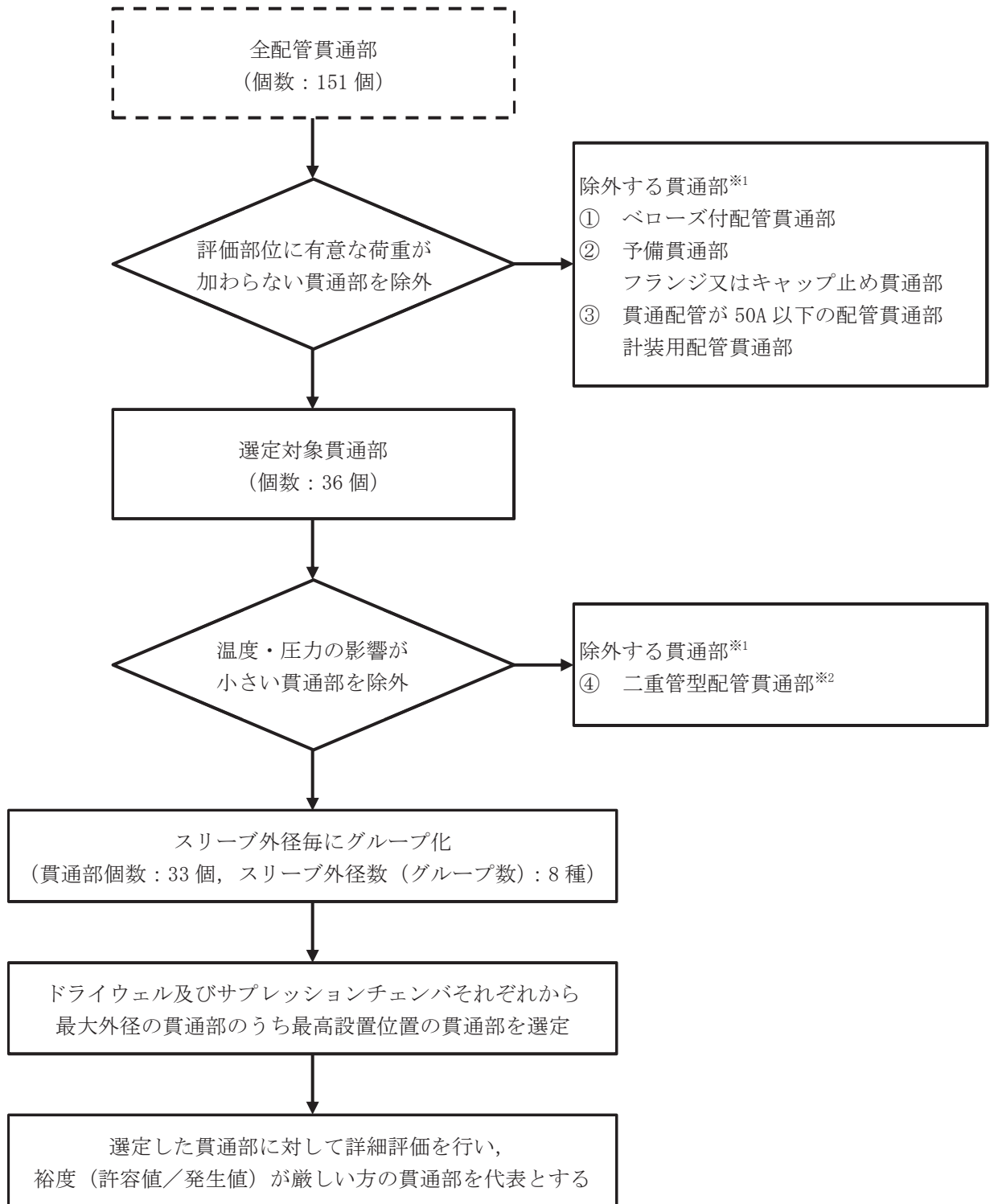
No.	貫通部 番号	貫通部形式	設置場所	設置高さ [O.P.] (mm)	貫通配管 外径 (mm)	スリーブ 外径 (mm)	除外 理由	選定対象 貫通部
130	X-272A	計装用	サブプレッション チェンバ		34.0	34.0	③	
131	X-272C	計装用	サブプレッション チェンバ		34.0	34.0	③	
132	X-272E	計装用	サブプレッション チェンバ		34.0	34.0	③	
133	X-280	計装用	サブプレッション チェンバ		34.0	34.0	③	
134	X-260A	計装用	サブプレッション チェンバ		27.2	27.2	③	
135	X-260B	計装用	サブプレッション チェンバ		27.2	27.2	③	
136	X-261A	計装用	サブプレッション チェンバ		27.2	27.2	③	
137	X-261B	計装用	サブプレッション チェンバ		27.2	27.2	③	
138	X-271A	計装用	サブプレッション チェンバ		27.2	27.2	③	
139	X-271B	計装用	サブプレッション チェンバ		27.2	27.2	③	
140	X-272B	計装用	サブプレッション チェンバ		27.2	27.2	③	
141	X-272D	計装用	サブプレッション チェンバ		27.2	27.2	③	
142	X-272F	計装用	サブプレッション チェンバ		27.2	27.2	③	
143	X-262A	計装用	サブプレッション チェンバ		27.2	27.2	③	
144	X-262B	計装用	サブプレッション チェンバ		27.2	27.2	③	
145	X-263	計装用	サブプレッション チェンバ		27.2	27.2	③	
146	X-270A	計装用	サブプレッション チェンバ		27.2	27.2	③	
147	X-270B	計装用	サブプレッション チェンバ		27.2	27.2	③	
148	X-270C	計装用	サブプレッション チェンバ		27.2	27.2	③	
149	X-270D	計装用	サブプレッション チェンバ		27.2	27.2	③	



表 3-1 配管貫通部一覧表 (6/6)

No.	貫通部 番号	貫通部形式	設置場所	設置高さ [O.P.] (mm)	貫通配管 外径 (mm)	スリーブ 外径 (mm)	除外 理由	選定対象 貫通部
150	X-270E	計装用	サプレッション チェンバ		27.2	27.2	③	
151	X-270F	計装用	サプレッション チェンバ		27.2	27.2	③	

注記\*：予備貫通部ではないが、通常運転時は閉止していることから②に整理



※1：除外理由は 4. 項参照

※2：同径に直結型がある場合

図 3-1 代表配管貫通部選定フロー

表 3-2(1) 代表配管貫通部諸元 (ドライウエル)

貫通部 番号	用途	スリーブ主要寸法 (mm)			材料	設置位置 [O.P.] (mm)	選定理由
		外径	長さ	厚さ			
X-81	ドライウエル換 気 (排気)	609.6	3205		STS42		最大外径及び 最高設置位置

表 3-2(2) 代表配管貫通部諸元 (サプレッションチェンバ)

貫通部 番号	用途	スリーブ主要寸法 (mm)			材料	設置位置 [O.P.] (mm)	選定理由
		外径	長さ	厚さ			
X-230	サプレッション チェンバ換気 (排 気)	609.6	529		STS42		最大外径及び 最高設置位置
X-231	サプレッション チェンバ換気 (送 気)	609.6	684		STS42		最大外径及び 最高設置位置

表 3-3(1) 代表配管貫通部の評価結果 (ドライウエル)

貫通部 番号	応力評価点	応力分類	発生値	許容値	裕度	備考*
			MPa	MPa		
X-81	管台取付部	一次膜応力+ 一曲げ応力	133	490	3.68	(1)
	管台	一次膜応力+ 一曲げ応力	11	363	33.00	(2)

注記\* : (1)  $D + P_{SAL} + M_{SAL} + S d$  / (2)  $D + P_{SALL} + M_{SALL} + S s$

表 3-3(2) 代表配管貫通部の評価結果 (サプレッションチェンバ)

貫通部 番号	応力評価点	応力分類	発生値	許容値	裕度	備考*
			MPa	MPa		
X-230	管台取付部	一次膜応力+ 一曲げ応力	180	379	2.10	(1)
	管台	一次膜応力+ 一曲げ応力	9	363	40.33	(2)
X-231	管台取付部	一次膜応力+ 一曲げ応力	183	379	2.07	(1)
	管台	一次膜応力+ 一曲げ応力	14	363	25.92	(2)

注記\* : (1)  $D + P_{SAL} + M_{SAL} + S d$  / (2)  $D + P_{SALL} + M_{SALL} + S s$

### 3.2 電気配線貫通部

すべての電気配線貫通部（27 個）（表 3-4 参照）から、構造の観点から有意な荷重が加わらないと考えられる貫通部を代表選定対象から除外する（除外理由は 4. 項参照）。

残った貫通部（26 個）に対して、高電圧用と低電圧用のそれぞれにおいて、格納容器バウンダリである原子炉格納容器外側の固有振動数が最も低く、かつ重量が重い貫通部を選定する（X-101A（高電圧用）、X-105A（低電圧用））。

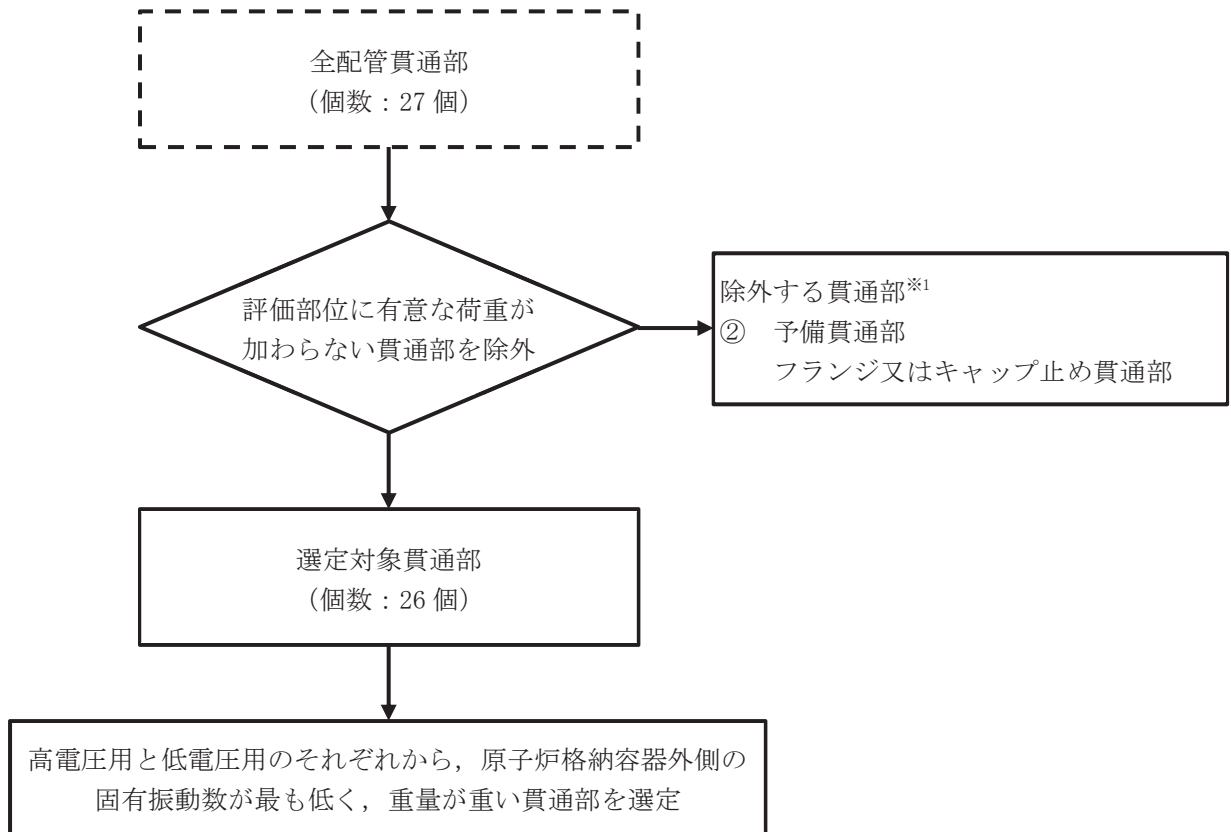
なお、ドライウェルの低電圧用電気配線貫通部の設置位置高さは、O. P. 9600mm～O. P. 11700mm間に設置されており大きな差はなく、設置位置高さを包絡する O. P. 9448mm～O. P. 14295mm間の評価用震度の最大値を使用しており、設置位置高さによる評価条件に相違がないことから、代表貫通部の選定にあたり各電気配線貫通部の設置位置高さは考慮していない。また、高電圧用の電気配線貫通部は、同一高さに設置されている。

電気配線貫通部の一覧表を表 3-4、具体的な選定フローを図 3-2 に示す。また、代表電気配線貫通部の諸元を表 3-5、評価結果を表 3-6 に示す。

表 3-4 電気配線貫通部一覧表

No.	貫通部番号	貫通部形式	設置場所	固有振動数 (Hz)	貫通部重量 (kg)	除外 理由	選定対象 貫通部
1	X-101A	高電圧用	ドライウエル			—	1
2	X-101B	高電圧用	ドライウエル			—	2
3	X-101C	高電圧用	ドライウエル			—	3
4	X-101D	高電圧用	ドライウエル			—	4
5	X-100A	低電圧用	ドライウエル			—	5
6	X-100B	低電圧用	ドライウエル			—	6
7	X-100C	低電圧用	ドライウエル			—	7
8	X-100D	低電圧用	ドライウエル			—	8
9	X-102A	低電圧用	ドライウエル			—	9
10	X-102B	低電圧用	ドライウエル			—	10
11	X-102C	低電圧用	ドライウエル			—	11
12	X-102D	低電圧用	ドライウエル			—	12
13	X-102E	低電圧用	ドライウエル			—	13
14	X-103A	低電圧用	ドライウエル			—	14
15	X-103B	低電圧用	ドライウエル			—	15
16	X-103C	低電圧用	ドライウエル			—	16
17	X-104A	低電圧用	ドライウエル			—	17
18	X-104B	低電圧用	ドライウエル			—	18
19	X-104C	低電圧用	ドライウエル			—	19
20	X-104D	低電圧用	ドライウエル			—	20
21	X-105A	低電圧用	ドライウエル			—	21
22	X-105B	低電圧用	ドライウエル			—	22
23	X-105C	低電圧用	ドライウエル			—	23
24	X-105D	低電圧用	ドライウエル			—	24
25	X-106A	低電圧用	ドライウエル			②	
26	X-250A	低電圧用	サプレッション チェンバ			—	25
27	X-250B	低電圧用	サプレッション チェンバ			—	26

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



※1：除外理由は 4. 項参照

図 3-2 代表電気配線貫通部選定フロー

表 3-5 代表電気配線貫通部諸元

貫通部 番号	用途	スリーブ主要寸法 (mm)			材料	設置位置 [O.P.] (mm)	選定理由
		外径	長さ	厚さ			
X-101A	再循環ポンプ動力	457.2	2834		STS42		高電圧用
X-105A	低圧動力	318.5	2607		STS42		低電圧用

表 3-6 代表電気配線貫通部の評価結果

貫通部 番号	応力評価点	応力分類	発生値	許容値	裕度	備考*
			MPa	MPa		
X-101A	アダプタとスリーブの継手 (原子炉格納容器内側)	一次膜応力+ 一曲げ応力	2	316	158.00	(1)
	スリーブとアダプタの継手 (原子炉格納容器外側)	一次膜応力+ 一曲げ応力	13	363	27.92	(3)
	アダプタとヘッダの継手	一次膜応力+ 一曲げ応力	13	361	27.76	(3)
	貫通部管台取付部	一次膜応力+ 一曲げ応力	166	490	2.95	(3)
X-105A	アダプタとスリーブの継手 (原子炉格納容器内側)	一次膜応力+ 一曲げ応力	13	363	27.92	(2), (4)
	スリーブとアダプタの継手 (原子炉格納容器外側)	一次膜応力+ 一曲げ応力	21	363	17.28	(4)
	アダプタとヘッダの継手	一次膜応力+ 一曲げ応力	17	361	21.23	(4)
	貫通部管台取付部	一次膜応力+ 一曲げ応力	209	490	2.34	(3)

注記\* : (1)  $D + P + M + S d^*$  / (2)  $D + P + M + S s$  / (3)  $D + P_{SAL} + M_{SAL} + S d$  /  
 (4)  $D + P_{SALL} + M_{SALL} + S s$

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

#### 4. 除外する貫通部及び部位の除外理由

代表選定対象から除外する貫通部の除外理由を下記に示す。

##### ① ベローズ付配管貫通部

ベローズにより、系統の設計条件（温度・圧力）による変位、建屋間相対変位及び地震による変位が吸収されるため、配管から作用する荷重は固定式に比べ小さくなる。なお、ベローズ付配管貫通部のベローズについては、別手法にて健全性の確認を行っている（評価結果については、添付書類「VI-3-3-6-1-4-3 原子炉格納容器配管貫通部ベローズの強度計算書」参照）。

##### ② 予備貫通部及びフランジ又はキャップ止め貫通部

予備貫通部、フランジ又はキャップ止め貫通部については接続配管がないこと及び重量物が取り付く構造でないことから、貫通部に有意な反力が生じないため評価対象外とする。

##### ③ 貫通配管が 50A 以下の配管貫通部、計装用配管貫通部

小口径配管からの荷重は、大口径配管の荷重と比較して相対的に小さくなる。また、計装用配管は大口径の配管貫通部であっても小口径の配管の集合であり、相対変位により発生する配管貫通部への荷重は有意でないと考えられる。

##### ④ 二重管型配管貫通部（同径に直結型がある場合）

二重管型配管貫通部については、スリーブ外径が等しい直結型配管貫通部に比べ配管内の流体による温度・圧力の影響が小さくなるため、同径に直結型配管貫通部がある場合は評価対象外とする。

#### 5. 耐震計算書及び強度計算書に記載する代表貫通部について

配管貫通部については、表 3-3 の結果から X-81 及び X-231 を評価配管貫通部に選定する。

電気配線貫通部については、表 3-6 の結果から X-101A 及び X-105A を評価電気配線貫通部に選定する。

以上の選定結果に基づき、貫通部番号 X-81 及び X-231 の管台及び貫通部スリーブ取付部の評価結果を添付書類「VI-2-9-2-4-1 原子炉格納容器配管貫通部の耐震性についての計算書」及び「VI-3-3-6-1-4-2 原子炉格納容器配管貫通部の強度計算書」、貫通部番号 X-101A 及び X-105A のアダプタとスリーブの継手（原子炉格納容器内側）、スリーブとアダプタの継手（原子炉格納容器外側）、アダプタとヘッドの継手及び貫通部管台取付部の評価結果を添付書類「VI-2-9-2-4-2 原子炉格納容器電気配線貫通部の耐震性についての計算書」及び「VI-3-3-6-1-4-5 原子炉格納容器電気配線貫通部の強度計算書」に記載している。

なお、配管貫通部の設計手法及び抽出した貫通部のうち代表貫通部以外の健全性について、添付資料に示す。



6. 添付資料

- (1) 配管貫通部の設計手法について
- (2) 配管貫通部の耐震評価における代表貫通部以外の健全性について

## 配管貫通部の設計手法について

### 1. 概要

本添付資料は、配管貫通部の設計手法についてまとめるとともに、代表貫通部の選定における接続配管の反力の扱いを示すものである。

### 2. 建設時の配管貫通部の評価手法

原子炉格納容器の配管貫通部の設計においては、J E A G 4 6 0 1 -1987 6.6.2項(3)に記載のある貫通部の強度評価の考え方にに基づき、許容荷重設定法を用いて配管貫通部の設計荷重を許容荷重領域として定め、この領域内に配管の地震荷重が収まるように配管のルート及びサポート設計を行う手法を建設時には採用している。

これは、原子炉格納容器の設計時点で、多数ある接続配管のルート及びサポートの詳細設計が完了しておらず、個々の配管の地震応答解析結果を揃えることが出来ないこと、また、それらすべてを配管貫通部の入力地震荷重として考慮するのが現実的に困難なためである。

建設時工認における配管貫通部の耐震評価では、口径や設置位置等の観点から配管系の反力により評価上厳しくなると予想される貫通部を代表に選出し、優先的に当該貫通部に接続される配管の詳細設計（サポート設計含む）及び耐震解析を行った上で、得られた配管の地震荷重に基づく貫通部の評価結果を代表的に記載するものとしている。

その他の配管貫通部については、前述した許容荷重設定法に基づき、配管側の地震荷重が許容荷重領域内に収まるよう設計を行うことで、貫通部側の健全性を確保している。なお、設計段階で配管側の地震荷重が許容荷重領域に収まりきらないことが確認される場合は、配管ルートまたはサポートの再設計を行うか、貫通部側の詳細評価を追加で行うことで健全性を確保している。

### 3. 補正工認の評価手法

代表貫通部の選定を行い、建設時と同様に代表貫通部について工認の耐震計算書を作成した。

また、その他の貫通部についても、裕度が小さい結果を与えるものと考えられる荷重の組合せについて、代表貫通部と同様に配管からの地震荷重に基づく評価を実施し健全性を確認している。ここで、貫通部の耐震評価に用いる配管からの地震荷重には、当該貫通部の接続配管について、その接続配管の耐震計算書と同じモデルを用いて、貫通部と配管との取り付け部の反力及びモーメントを算出して用いている。

### 4. 補正工認の代表貫通部の選定における接続配管の反力の扱い

以上の背景から、本補正工認の配管貫通部の代表選定においては、代表選出段階で接続配管の反力が全て揃わないため、反力の値を検討項目としていない。そのため、接続配管の反力が大きくなる傾向にある口径及び設置高さを検討項目としている。

## 配管貫通部の耐震評価における代表貫通部以外の健全性について

### 1. 概要

本添付資料は、配管貫通部の耐震評価において、代表貫通部以外の貫通部の健全性について説明するものである。また、応力評価点としていない二重管型配管貫通部の端板と補強板取付部に対する健全性について確認したものである。

### 2. 詳細評価

代表貫通部及びその他の貫通部においては、別途詳細評価（応力評価）を実施し、健全性を確認する。詳細評価による確認結果を表1に示す。

### 3. 端板評価

原子炉格納容器配管貫通部の耐震計算書による応力評価点は、配管反力による応力と格納容器本体（胴）から受ける応力の合算値により比較的厳しい評価となる貫通部管台取付部を既工認から応力評価点としているが、図1に示す二重管型配管貫通部の端板については貫通部管台取付部と比較した評価結果から包絡されると整理し評価を省略している。ここでは、端板に対する応力評価を実施し、貫通部管台取付部の評価に包絡されることを説明する。なお、端板評価にあたっては代表貫通部を選定し評価を実施する。代表貫通部を選定として、端板を有する二重管型配管貫通部のうち、有意な荷重が加わらないと考えられる貫通配管が50A以下の配管貫通部を除外し、スリーブ外径が最大かつ、貫通部設置位置の最も高い貫通部を選定する。これらの結果からX-63及びX-64を端板評価の代表貫通部とする。また、端板の評価は、端板が円板形状であることから、参照図書(1)に記載の円板へ生じる応力算出式を用いて応力評価を実施した。代表貫通部による端板の評価結果を表2に示す。

表2に示す端板の評価結果から、いずれの貫通部についても裕度があることを確認した。また、応力評価点である貫通部管台取付部より裕度が高く包絡されることから、既工認同様、原子炉格納容器配管貫通部の耐震計算書において端板評価は省略する。なお、原子炉格納容器配管貫通部において、貫通部管台取付部が最も裕度が厳しく、貫通部管台取付部の評価により他の部位についても包絡できると考えるが、既工認同様、貫通部管台取付部と管台を応力評価点とする。

### 4. 補強板取付部評価

配管貫通部の応力評価点は、建設時においてモデルプラントと同様に管台及び管台取付部を応力評価点としており、図2に示す補強板取付部を応力評価点としていない。ただし、設計評価において、建設時より補強板取付部を評価し、健全性を確認している。今回工認の代表貫通部であるX-81及びX-231についても健全性を確認しており、その補強板取付部に対する確認結果を表3に示す。

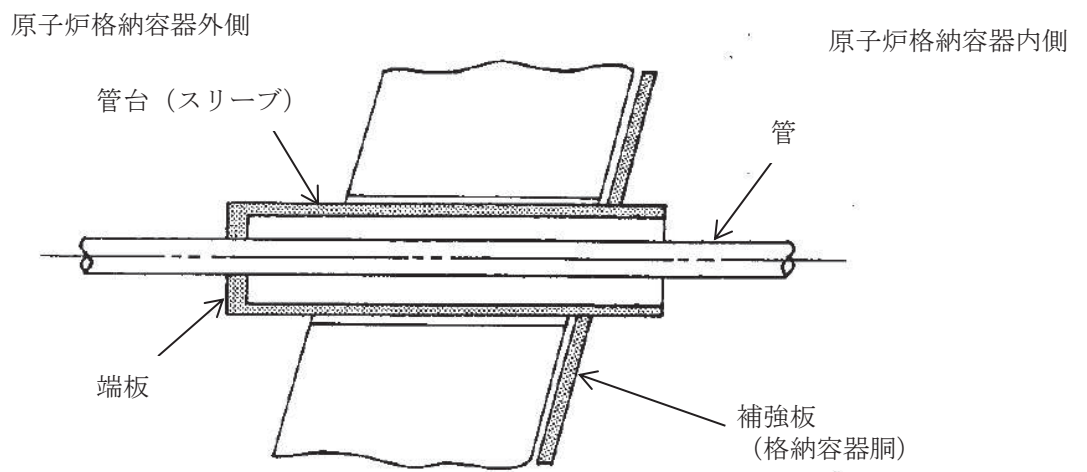


図1 二重管型配管貫通部の形状

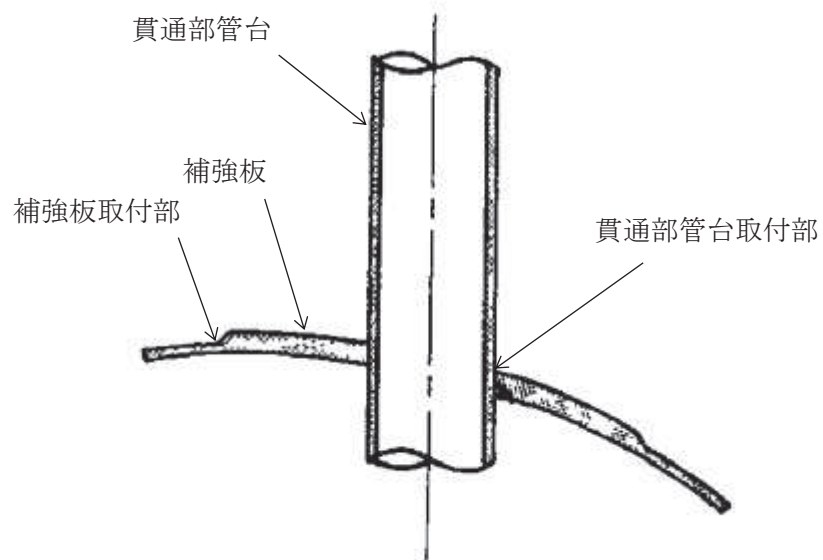


図2 直結型配管貫通部の形状

表 1(1) 詳細評価による確認結果

貫通部番号	設置高さ [O.P.] (mm)	スリーブ 外径 (mm)	応力評価点	応力分類	IV <sub>A</sub> S			判定	備考
					発生値	許容値	裕度		
					MPa	MPa	—		
X-81		609.6	管台取付部	一次+二次応力	258	501	1.94	○	代表貫通部
X-231		609.6			246	393	1.59	○	代表貫通部
X-230		609.6			208	393	1.88	○	代表貫通部 (候補)
X-80		609.6			222	501	2.25	○	
X-214A		508.0			312	393	1.25	○	
X-214B		508.0			284	393	1.38	○	
X-214C		508.0			262	393	1.50	○	
X-217		508.0			294	393	1.33	○	
X-219		508.0			282	393	1.39	○	
X-215A		318.5			162	393	2.42	○	
X-215B		318.5			150	393	2.62	○	
X-222		318.5			140	393	2.80	○	
X-30A		267.4			324	501	1.54	○	
X-30B		267.4			312	501	1.60	○	
X-218		267.4			254	393	1.54	○	
X-220		267.4			220	393	1.78	○	
X-61A		165.2			266	501	1.88	○	
X-61B		165.2			270	501	1.85	○	
X-62A		165.2			314	501	1.59	○	
X-62B		165.2			326	501	1.53	○	

表 1(2) 詳細評価による確認結果

貫通部番号	設置高さ [O.P.] (mm)	スリーブ 外径 (mm)	応力評価点	応力分類	IV <sub>A</sub> S			判定	備考
					発生値	許容値	裕度		
					MPa	MPa	—		
X-221		165.2	管台取付部	一次+二次応力	180	393	2.18	○	
X-232A		165.2			118	393	3.33	○	
X-232B		165.2			110	393	3.57	○	
X-82A		114.3			180	393	2.18	○	
X-82B		114.3			210	393	1.87	○	
X-213A		114.3			110	393	3.57	○	
X-213B		114.3			120	393	3.27	○	
X-243		114.3			106	393	3.70	○	
X-51		89.1			348	501	1.43	○	
X-60		89.1			148	501	3.38	○	
X-70		89.1			178	501	2.81	○	
X-63		457.2			166	501	3.01	○	
X-64		457.2			160	501	3.13	○	

表2 X-63及びX-64の端板評価結果

貫通部番号	設置高さ [O.P.] (mm)	スリーブ 外径 (mm)	応力評価点	応力分類	IV <sub>A</sub> S			判定	備考
					発生値	許容値	裕度		
					MPa	MPa	—		
X-63		457.2	管台取付部	一次+二次応力	166	501	3.01	○	
			端板		90	360	4.00	○	
X-64		457.2	管台取付部		160	501	3.13	○	
			端板		54	360	6.66	○	

表3 X-81 及び X-231 の補強板取付部の評価結果

貫通部番号	設置高さ [O.P.] (mm)	スリーブ 外径 (mm)	応力評価点	応力分類	IV <sub>A</sub> S			判定	備考
					発生値	許容値	裕度		
					MPa	MPa	—		
X-81		609.6	補強板取付部	一次+二次応力	210	501	2.38	○	代表貫通部
X-231		609.6			312	393	1.25	○	代表貫通部



## 5. 結論

2項の詳細評価により，代表貫通部同様に代表貫通部以外の貫通部について耐震性を有することを確認した。

また，3項及び4項により，応力評価点としていない二重管型配管貫通部の端板と補強板取付部に対する健全性について確認した。

## 6. 参照図書

- (1) Raymond J. Roark, Warren C. Young and Richard G. Budynas, “Roark’s Formulas for Stress and Strain”, Seventh Edition (2002)

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0600-40-49_改1

補足-600-40-49 原子炉圧力容器のノズル外荷重に関する補足説明資料

## 1. 適用

本資料は、添付書類「VI-2-3-4-1-1 原子炉圧力容器の応力解析の方針」において設定している女川原子力発電所第2号機 原子炉圧力容器（以下「RPV」という。）のノズル外荷重について説明するものである。

## 2. ノズルの限界荷重の設定方法

### 2.1 限界荷重の適用について

限界荷重とは、RPV ノズルの耐震評価において裕度が確認できる最大の地震荷重であり、耐震裕度の大きいノズルについて、配管解析の途中経過の反力値にマージンを加えて配管解析結果の反力値を上回るように設定した荷重を示す。

ノズル荷重として、配管解析結果を直接使用せずにノズルの耐震評価を進めることが可能となるため、配管解析結果が算出される前に限界荷重を設定する。なお、耐震裕度の小さいノズルについては、配管解析結果の反力値以上の値として、ノズル荷重を設定する。

### 2.2 記号の説明

計算書の 記号	記号の説明	単位
H	ノズル先端に作用する水平方向荷重	kN
Fz	ノズル先端に作用する軸方向荷重	kN
M	ノズル先端に作用するモーメント荷重	kN・m
Mz	ノズル先端に作用するねじり荷重	kN・m
S d	弾性設計用地震動 S d による地震力	—
S d *	弾性設計用地震動 S d により定まる地震力又は S クラス設備に適用される静的地震力のいずれか大きい方の地震力	—
S s	基準地震動 S s による地震荷重力	—
U <sub>f</sub>	疲労累積係数 (U <sub>n</sub> +U <sub>Sd</sub> 又は U <sub>n</sub> +U <sub>Ss</sub> )	—
U <sub>n</sub>	運転状態 I 及び II における疲労累積係数	—
U <sub>Sd</sub>	地震荷重 S d * による疲労累積係数	—
U <sub>Ss</sub>	地震荷重 S s による疲労累積係数	—
β	目標裕度を満たす荷重の比例係数の最大値	—

## 2.3 限界荷重設定方法

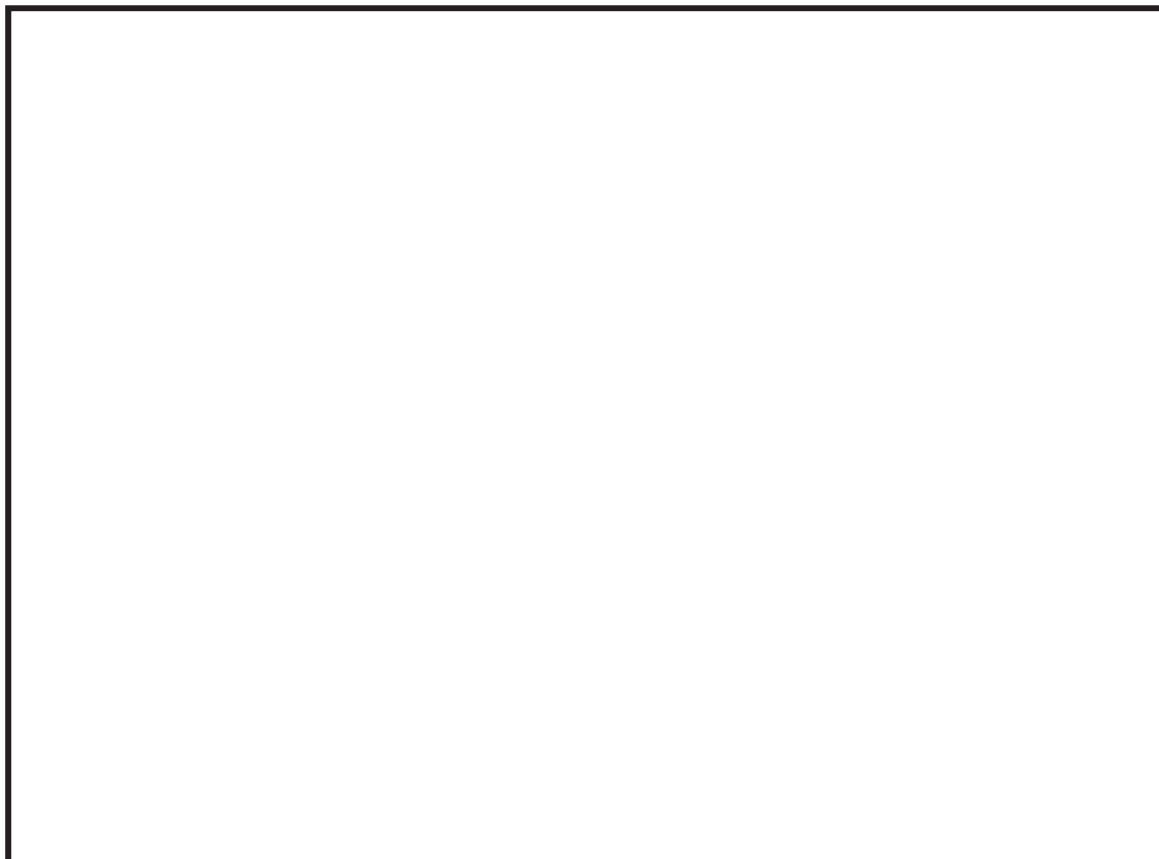
### 2.3.1 前提条件

限界荷重を設定するための前提条件を以下に示す。

- 限界荷重設定にあたり、ノズル毎の荷重成分 (H, Fz, M, Mz) の比を設定するため、配管解析の途中経過の反力値を限界荷重設定の単位荷重とする (この荷重を本書ではベース荷重と呼ぶ)。表 2-1 にサーマルスリーブが接続しないノズルの再循環水出口ノズル (N1) とサーマルスリーブ付きノズルの給水ノズル (N4) を例にベース荷重を示す。
- サーマルスリーブ荷重は、原子炉压力容器内部構造物から伝達される荷重である。中性子束計測案内管を除く原子炉压力容器内部構造物はすべて剛構造であるため、建設時と今回工認の原子炉压力容器または原子炉压力容器内部構造物の加速度の比の最大値を用いて建設時のサーマルスリーブ荷重を比例倍した値で設定する。表 2-2 に給水ノズル (N4) を例にサーマルスリーブの荷重を示す。すなわち、ベース荷重を比例倍し限界荷重を設定するのはノズル先端に負荷する荷重のみとする。
- 地震の等価繰り返し回数は、弾性設計用地震動  $S_d$  を 590 回、基準地震動  $S_s$  を 340 回とする。
- 建設時の地震荷重  $S_1$ ,  $S_2$  が地震荷重  $S_d$ ,  $S_s$  を上回った時は建設時の  $S_1$ ,  $S_2$  荷重の値を用いる。

### 2.3.2 限界荷重設定手順

以下のフローに従って、限界荷重を設定する。



なお、下記項目のように上記フローによらない場合は、個別に検討を行うものとする。

- ・ 裕度が厳しく、十分大きい $\beta$ を設定できない場合。
- ・ 一次+二次応力+ピーク応力 ( $P_L+P_b+Q+F$ ) が補足-600-9「耐震評価における等価繰返し回数の妥当性確認について」において一律に設定する等価繰返し回数の判定基準 1471MPa を超過する場合。

以上の条件を元にしたフロー図を、図 2-1 に示す。再循環水出口ノズル (N1) を例にとり、計算のプロセスを図 2-2 に示す。

## 2.4 検討結果

### 2.4.1 限界荷重の係数 $\beta$ の検討結果

フローに従い RPV ノズルについて、限界荷重を決める $\beta$ の算出結果を表 2-3 に示す。

一次一般膜応力 ( $P_m$ )、一次膜+一次曲げ応力 ( $P_L+P_b$ )、一次+二次応力 ( $P_L+P_b+Q$ )、疲労累積係数 ( $U_f$ ) のうち、いずれかが目標裕度に達したとき $\beta$ が決まるが、 $\beta$ を決定する制限となった応力評価の種別を表 2-3 に併せて示す。

なお、は、耐震裕度が小さいため、表 2-4 に示すように、配管解析結果の反力値以上の値としてノズル外荷重を設定している。

### 2.4.2 ノズル外荷重の設定

2.4.1 節で設定した限界荷重の係数 $\beta$ をベース荷重に乗ずることで限界荷重を設定した。設定したノズル外荷重を添付書類「VI-2-3-4-1-1 原子炉圧力容器の応力解析の方針」(1) 耐震評価編の表 4-1(4)の外荷重としている。

また、最終的に配管解析結果の反力値が限界荷重に収まっていることを確認する。

表 2-1 限界荷重設定のベース荷重の例

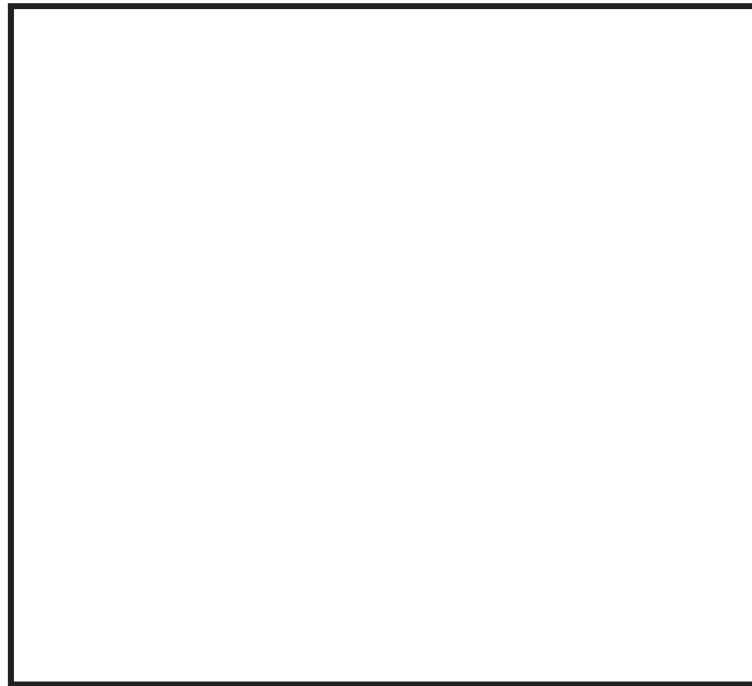
機器	地震荷重	条件	力 (kN)		モーメント (kN・m)	
			H	Fz	M	Mz
再循環水出口ノズル (N1)	S d	一次				
		二次				
	S s	一次				
		二次				
給水ノズル (N4) *	S d	一次				
		二次				
	S s	一次				
		二次				

注記\* : サーマルスリーブ付きノズルである。



表 2-2 サーマルスリーブ荷重の例

機器	地震荷重	条件	力 (kN)		モーメント (kN・m)	
			H	Fz	M	Mz
給水ノズル (N4)	S d	一次				
		二次				
	S d	一次				
		二次				



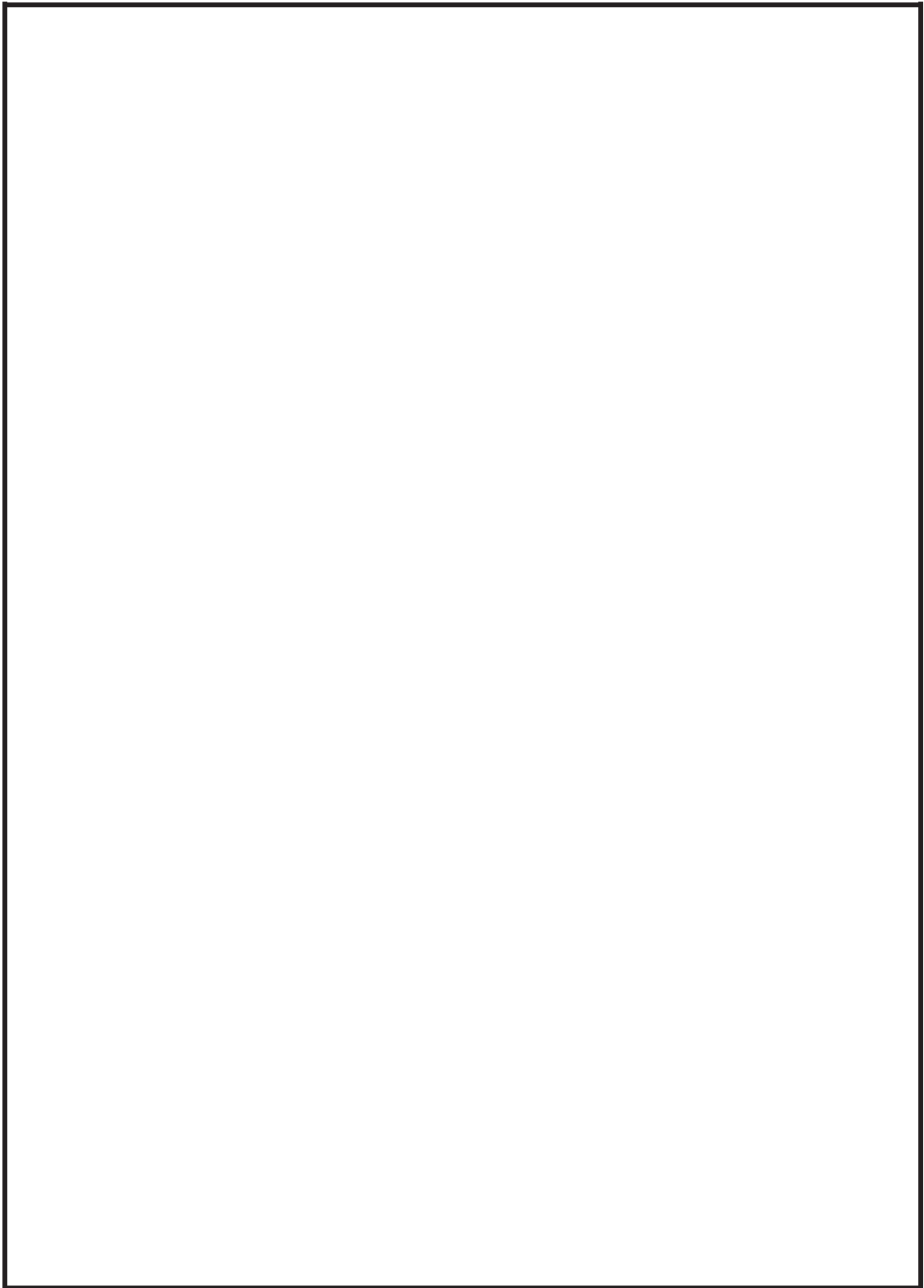


図 2-1 ノズル限界荷重設定フロー



【ベース荷重 (S d : )】

荷重 名称	力 (kN)		モーメント (kN・m)	
	H	Fz	M	Mz
一次	<input type="text"/>			
二次				

(荷重値) ×

↓  
【仮の限界荷重値 (S d : )】

荷重 名称	力 (kN)		モーメント (kN・m)	
	H	Fz	M	Mz
一次	<input type="text"/>			
二次				

↓ 応力計算

応力分類	評価点	応力値 (MPa)	許容応力 (MPa)	応力値/許容応力 (-)
P <sub>m</sub> 一次一般膜	P01-P02	<input type="text"/>		
	P05-P06			
P <sub>L</sub> +P <sub>b</sub> 一次膜+一次曲げ	P01' -P02'			
	P03' -P04'			
	P05-P06			
P <sub>L</sub> +P <sub>b</sub> +Q 一次+二次	P02			
	P06			

<input type="text"/>
----------------------

↓  
【設定した限界荷重】

荷重 名称	力 (kN)		モーメント (kN・m)	
	H	Fz	M	Mz
一次	<input type="text"/>			
二次				

注：目標裕度を満足するように限界荷重は切り捨てし整数位で設定する。

図 2-2 限界荷重計算の例 (再循環水出口ノズル(N1)の S d \*荷重の場合)

表 2-3 限界荷重の係数検討結果

ノズル	地震動	係数 $\beta$	限界荷重の係数設定の根拠または個別の検討結果
再循環水出口 ノズル (N1)	S d *		
	S s		
再循環水入口 ノズル (N2) *	S d *		
	S s		
主蒸気出口ノズル (N3)	S d *		
	S s		
給水ノズル (N4) *	S d *		
	S s		
低圧炉心スプレイ ノズル (N5) */ 高圧炉心スプレイ ノズル (N16) *	S d *		
	S s		
低圧注水ノズル (N6) *	S d *		
	S s		
上蓋スプレイ ノズル (N7)	S d *		
	S s		
ベントノズル (N8)	S d *		
	S s		
ジェットポンプ計 測管貫通部ノズル (N9)	S d *		
	S s		
差圧検出・ほう酸 水注入ノズル (N11)	S d *		
	S s		
計装ノズル (N12, N13, N14)	S d *		
	S s		
ドレンノズル (N15)	S d *		
	S s		

注記\*：サーマルスリーブ付きノズルである。

表 2-4 耐震裕度の小さいノズルのノズル外荷重の比較

機器	地震荷重		分類	力 (kN)		モーメント (kN・m)	
				H	Fz	M	Mz
[ ]	S d *	一次	設定荷重*	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]
			配管解析結果				
		二次	設定荷重*				
			配管解析結果				
	S s	一次	設定荷重*				
			配管解析結果				
		二次	設定荷重*				
			配管解析結果				
[ ]	S d *	一次	設定荷重*				
			配管解析結果				
		二次	設定荷重*				
			配管解析結果				
	S s	一次	設定荷重*				
			配管解析結果				
		二次	設定荷重*				
			配管解析結果				

注記\*：添付書類「VI-2-3-4-1-1 原子炉压力容器の応力解析の方針」(1)耐震評価編の表 4-1(4)に記載の数値である。

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0600-40-50_改2

補足-600-40-50 ほう酸水注入系テストタンクの重心位置に関する  
補足説明資料

## 1. はじめに

女川2号機のほう酸水注入系テストタンク（Cクラス施設）は、近傍に設置された上位クラス施設であるほう酸水注入系ポンプ出口圧力（Sクラス施設）に対して、波及的影響を及ぼさないことを確認する必要があるため、添付書類「VI-2-11-2-6 ほう酸水注入系テストタンクの耐震性についての計算書」において耐震評価結果を示している。

本書は、添付書類「VI-2-11-2-6 ほう酸水注入系テストタンクの耐震性についての計算書」に関する補足説明資料として、タンク底板の傾斜による耐震評価への影響まとめたものである。

## 2. タンク底板の傾斜による耐震評価への影響

### 2.1 概略構造

ほう酸水注入系テストタンクの概略構造図を図1に示す。

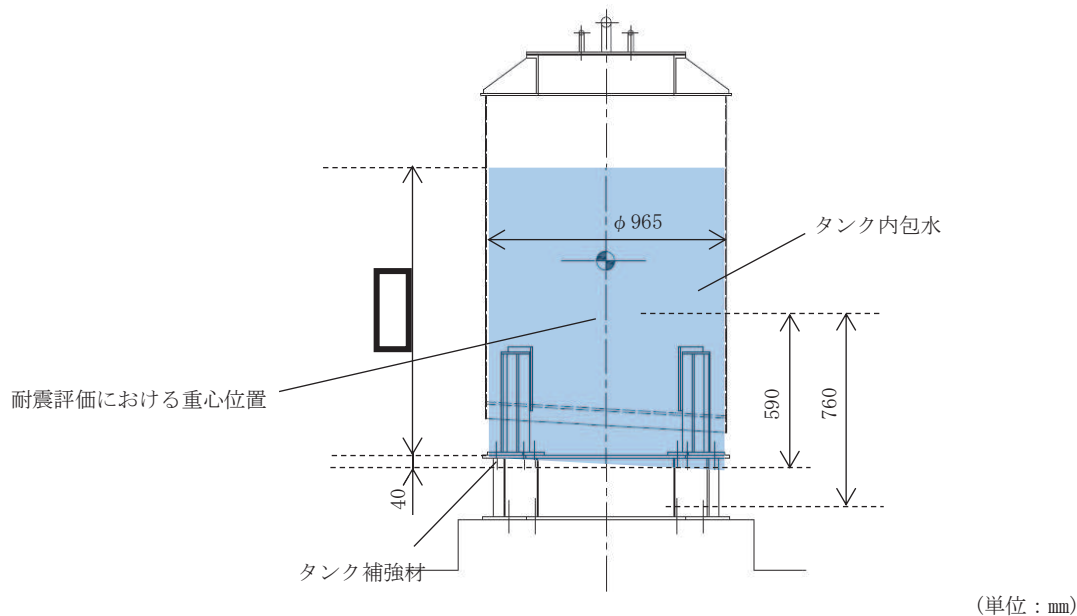


図1 ほう酸水注入系テストタンク概略構造図

### 2.2 タンク底板の傾斜を考慮した場合のタンク重心位置

タンク底板の傾斜を考慮した重心位置は、タンク質量の約8割がタンク内包水であることからタンク内包水に着目し影響を検討する。なお、タンク水位は満水位置（タンクオーバーフローライン下端）とする。

まず、図2のとおりタンク内包水を円柱部  $W_1$ 、円柱の傾斜部  $W_2$  に分割し、以下のとおり、それぞれの重心位置、質量を求める。

#### (1) $W_1$ の重心位置および質量

$W_1$  は直円柱であるため、タンク中心軸とタンク最低部高さの交わる点を原点とすると、重心位置  $(X_1, Y_1)$  は  $(0, \text{[ ]})$  となる。

また、質量  $M_1$  は以下のとおり、 $\text{[ ]}$  kg となる。

$$M_1 = 482.5^2 \times \pi \times \text{[ ]} \times 1.0 \times 10^{-6}$$
$$= \text{[ ]} = \text{[ ]} \text{ kg}$$

(2)  $W_2$ の重心位置および質量

$W_2$ の鉛直断面（タンク中心軸と最底部を通る平面で垂直に分断）は三角形であるため、重心位置（ $X_2$ ,  $Y_2$ ）は頂点位置（-482.5, 40）、（482.5, 40）、（482.5, 0）より、三角形の重心の公式を用いて以下のとおり算出する。

$$X_2 = \frac{-482.5 + 482.5 + 482.5}{3} = 160.83 = 160.9$$

$$Y_2 = \frac{40 + 40 + 0}{3} = 26.66 = 26.7$$

$W_2$ の重心位置は（ $X_2$ ,  $Y_2$ ）は（160.9, 26.7）となる。

また、質量 $M_2$ は以下のとおり、14.7kgとなる。

$$\begin{aligned} M_2 &= 482.5^2 \times \pi \times 40 \times 1.0 \times 10^{-6} \div 2 \\ &= 14.63 = 14.7\text{kg} \end{aligned}$$

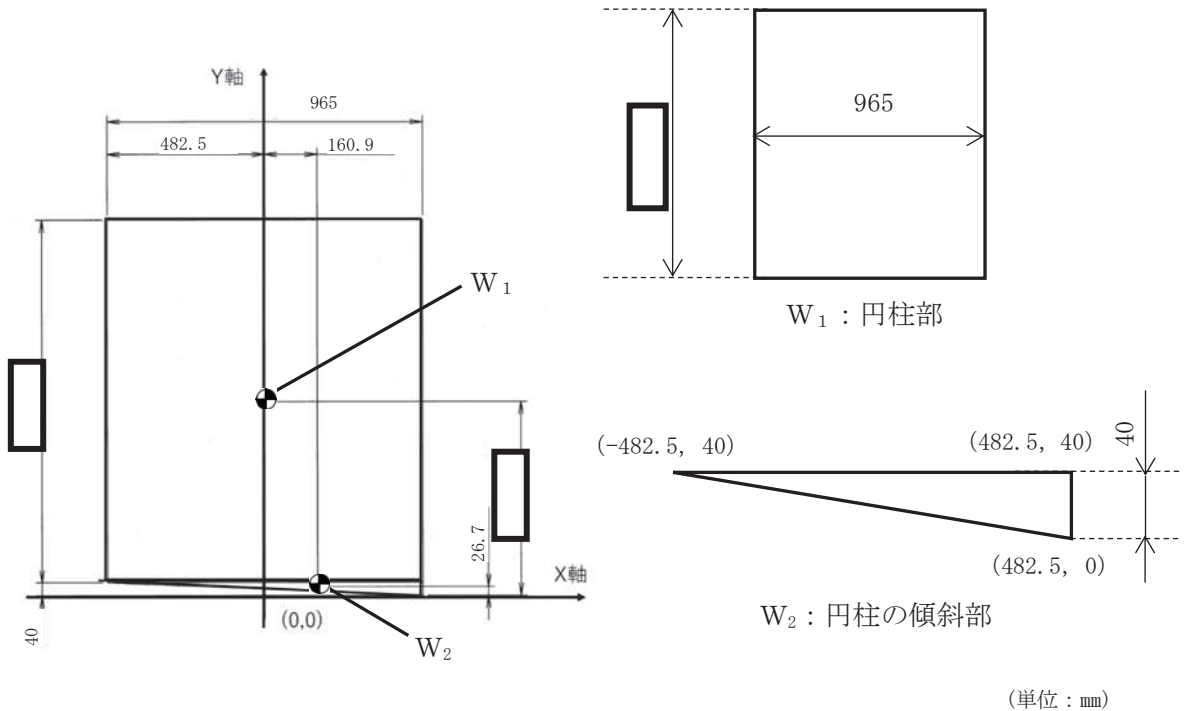


図2 タンク内包水の分割

(3) タンク全体の重心位置

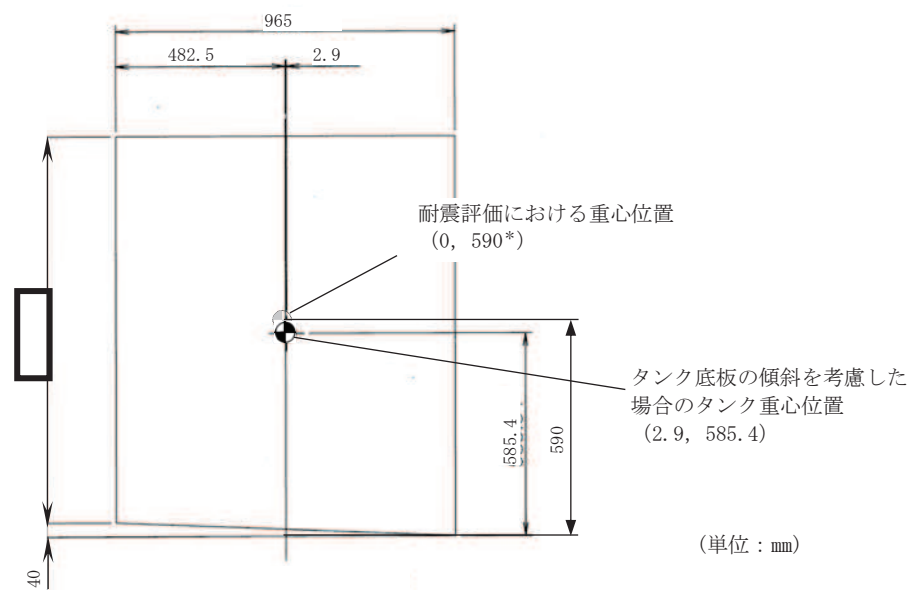
$W_1$ ,  $W_2$ の重心を合成し、タンク全体の重心位置（ $X$ ,  $Y$ ）を算出する。

$$\begin{aligned} X &= (M_1 \times X_1 + M_2 \times X_2) / (M_1 + M_2) \\ &= 2.9\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y &= (M_1 \times Y_1 + M_2 \times Y_2) / (M_1 + M_2) \\ &= 585.4\text{mm} \end{aligned}$$

タンク重心位置（ $X$ ,  $Y$ ）は図3に示すとおり（2.9, 585.4）となる。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



注記\* : タンク底板の傾斜も考慮した上で、  
脚、蓋も含めたタンク全体の構造より算出した 588.5mm から設定した値

図3 タンク底板の傾斜を考慮した場合のタンク重心位置

### 2.3 タンク底板の傾斜による耐震評価への影響

タンク底板の傾斜を考慮した場合の水平方向重心位置は、耐震評価における水平方向重心位置から水平方向右側に 2.9mm ずれた位置となるが、これはタンク寸法と比較して十分小さい値であり、タンク底板の傾斜を考慮せず、水平方向重心位置をタンク中心としても耐震評価において有意な影響を及ぼさないと判断する。

なお、耐震計算書における重心高さ 590mm はタンク底板の傾斜も考慮した上で、脚、蓋も含めたタンク全体の構造より算出した 588.5mm を保守的に切り上げて設定したものであるため、タンク底板の傾斜による耐震評価への影響はない。

補足-600-40-51 建物・構築物として取り扱う原子炉格納容器内設備の  
機器分類と許容応力について



## 1. はじめに

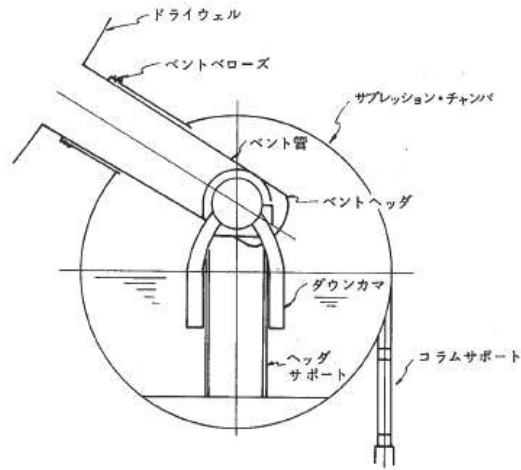
原子炉格納容器の構造強度評価のうち、添付書類「VI-2-9-4-1 ダウンカマの耐震性についての計算書」において、ベントヘッドサポートについて機器区分を「建物・構築物」として取り扱い、「鋼構造設計規準」に従った構造強度評価を行っている。

ベントヘッドサポートは、サプレッションチェンバ内に設置された構造物であり、サプレッションチェンバ内は、今回工認において重大事故等時の評価温度を SA 後長期 (L) では 178℃、SA 後長期 (LL) では 111℃としている。一方、鋼構造設計規準に従った許容応力度は、J I S 規格による -30~40℃の常温における最小降伏点を用いた評価としていることから、本書では、建物・構築物として取り扱う原子炉格納容器内設備の機器分類と許容応力についての妥当性を説明するものである。

## 2. 機器分類の整理

ベントヘッドサポートは、「第3種容器」に整理されているベントヘッドに対して原子炉冷却材喪失時に作用するブローダウン反力、プールスウェル荷重等の上向き荷重を支持し、サプレッションチェンバ（強め輪）に伝達させる構造物であるが、ベントヘッドが原子炉格納容器の耐圧部ではないことから、ベントヘッドを支持するベントヘッドサポートは告示第501号に定める「第3種支持構造物」には該当せず、告示第501号の質疑応答集（5年改訂版）においてもベントヘッドサポートは内部構造物として、告示対象外に整理されている（図1参照）。また、図2に示すとおり、ベントヘッドサポートはベントヘッドサポートリングとサプレッションチェンバ強め輪にピンで支持され溶接で取り付けられたものではないことから、ベントヘッドを直接支持するものではなく J E A G 4 6 0 1 ・ 補 - 1 9 8 4 に定める「その他の支持構造物」に該当しない。

以上より、ベントヘッドサポートは、機器分類として告示第501号に定める「第3種支持構造物」、J E A G 4 6 0 1 ・ 補 - 1 9 8 4 に定める「その他の支持構造物」には該当しないことから「建物・構築物」として取り扱っている。



名 称	旧 告 示	告 示	備 考
ベント管	第2種容器	第2種容器	工学的安全施設の 直接系と考える
ベントヘッド		第3種容器	
ダウンカマ		第3種管	
ベントベローズ		第2種容器	
ヘッドサポート	対象外	対象外	内部構造物であるため
コラムサポート	対象外	第2種支持構造物	

図1 MARK-I (MARK-I改良形を含む。) 格納容器内の機器区分

〔注：告示第501号 質疑応答集（5年改訂版） 第1-2図 MARK-I (MARK-I改良形を含む。) 格納容器内の機器区分 より引用〕

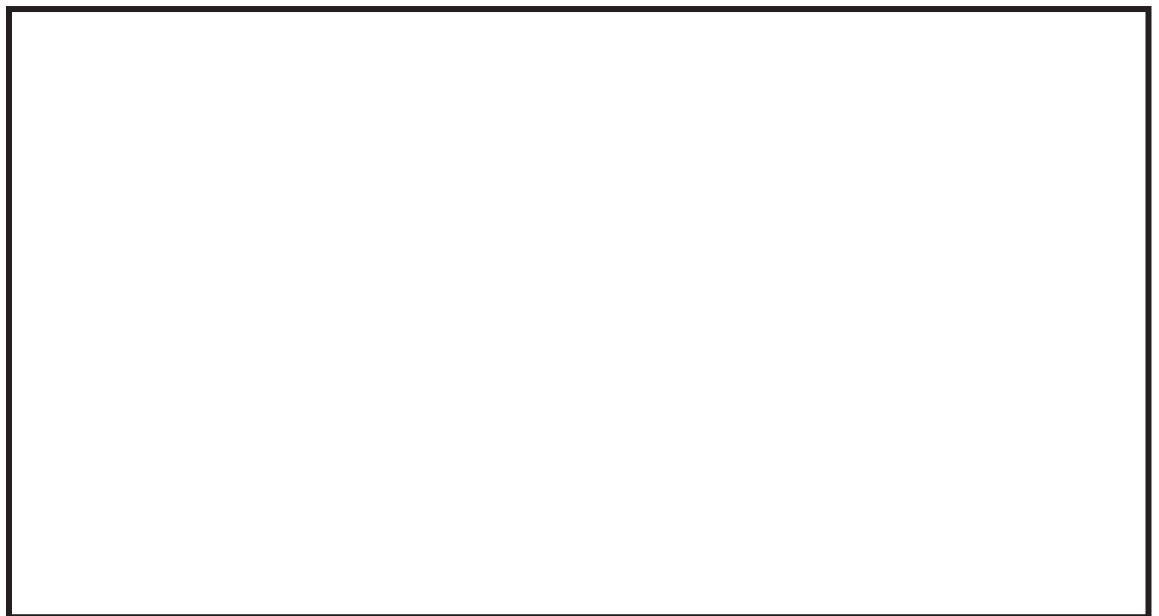


図2 ベントヘッドサポート構造図

また、上記は告示第501号における整理を示したものであるが、設計・建設規格においてもベントヘッドサポートは同様の整理である。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

### 3. ベントヘッダサポートの許容応力度

これまで既工認では、告示第501号、J E A G 4 6 0 1・補-1984において対象外として整理された設備については、それぞれの設備が有する安全機能に対して合理的な評価手法を用いた構造強度評価を行っており、ベントヘッダサポートは、添付書類「IV-3-1-3-4 ベントヘッダの強度計算書」において、日本建築学会「鋼構造設計規準」で定められた許容応力度に基づき評価を行っている。また、今回工認においても「鋼構造設計規準」の許容応力度に基づき評価を行うこととしている。

### 4. ベントヘッダサポートに対する評価温度に基づく考慮の要否

「鋼構造設計規準」での許容応力度は、各応力分類において用いる許容応力度の基準値（F）について、J I S規格による-30~40℃の常温における降伏点又は引張強さに0.7倍を乗じた値のいずれか小さい方をF値とすることと規定されている。

なお、第2種支持構造物では、J E A G 4 6 0 1・補-1984に基づき、各応力分類において用いる許容応力度の基準値（F）について、各評価温度に対する告示第501号 別表第9（設計・建設規格では付録材料図表 Part5 表8）の設計降伏点 $S_y$ 又は告示第501号 別表第10（設計・建設規格では付録材料図表 Part5 表9）の設計引張強さ $S_u$ を0.7倍した値のいずれか小さい方をF値として規定している。

以上より、原子炉格納容器の構造強度評価において、機器分類として建物・構築物として取り扱っている構築物は、設置されている評価温度に基づく評価は要求されていないことから、評価温度に基づく考慮は不要と考える。

5. 建物・構築物として取り扱う原子炉格納容器内設備の許容応力について

原子炉格納容器内に設置された設備で建物・構築物として取り扱っている構築物とその組合せ許容応力度は、表 5-1 に示すとおりである。いずれの構築物についても「鋼構造設計規準」に基づく常温による評価としている。なお、降伏点及び引張強さは、JIS規格を基本とするが、告示第501号 別表第9及び別表第10（設計・建設規格では付録材料図表 Part5 表8及び表9）に記載の最小降伏点及び最小引張強さとの比較により、安全側の数値を用いている。

また、表 5-1 に示す構築物は既工認から「建物・構築物」として鋼構造設計規準を適用した常温による評価としている。

いずれも原子炉格納容器内に設置される構築物であり温度上昇による許容応力値の低下は無視できないことから、設計確認として評価温度を考慮した評価を実施した。評価結果を表 5-2 に示す。

表 5-1 建物・構築物として取り扱う原子炉格納容器内設備の組合せ許容応力度

書類番号	書類名称	構築物	F	降伏点	引張強さ	組合せ許容応力	既工認適用規格
VI-2-9-4-1	ダウンカマの耐震性についての計算書						鋼構造設計規準
VI-1-2-1	原子炉本体の基礎に関する説明書						鋼構造設計規準
VI -2-11-2-10	原子炉しゃへい壁の耐震性についての計算書						鋼構造設計規準
VI-3-3-6-1-1-5	ジェットデフレクタの強度計算書						鋼構造設計規準
							鋼構造設計規準

表 5-2 許容応力に温度補正を考慮した評価結果

機器名称	荷重の組合せ	評価用温度(°C)	応力評価点	発生応力(MPa)	許容応力(MPa)
ダウンカマ	V(LL)	111	P8		
原子炉本体の基礎	V(L)	178	P1		
原子炉しゃへい壁	V(LL)	111	P2		
ジェットデフレクタ	V(S)	200	P3		

## 6. まとめ

以上のとおり、原子炉格納容器内設備の構造強度評価において、告示第501号、J E A G 4 6 0 1・補-1984に該当しない設備を建物・構築物の機器分類として取り扱うことは妥当であり、また、建物・構築物として取り扱う原子炉格納容器内設備の許容応力を「鋼構造設計規準」に基づいた常温による評価を行うことは妥当であると考えます。なお、いずれの構築物についても設計確認として評価温度を考慮した評価で許容値を満足することを確認している。

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0600-40-52_改0

補足-600-40-52 原子炉圧力容器及び原子炉格納容器の構造強度評価における形状係数の設定について

## 1. 概要

原子炉圧力容器及び原子炉格納容器の耐震計算における構造強度評価のうち、一次膜応力＋一次曲げ応力に対する許容応力を算出する際、設計・建設規格 PVB-3111 に基づき、純曲げによる全断面降伏荷重と初期降伏荷重の比または 1.5 のいずれか小さい方の値（ $\alpha$ ）（以下「形状係数」という。）を用いて評価する部位がある。

本書は、原子炉圧力容器及び原子炉格納容器の耐震計算の構造強度評価において、形状係数を適用する部位と部位ごとの形状係数の設定についてまとめたものである。

## 2. 設計・建設規格 解説 PVB-3111 に基づく形状係数について

設計・建設規格 解説 PVB-3111 より、管状断面形状の場合、形状係数は下式で求められる。ただし、管状断面形状において下式の計算結果が 1.5 を上回る場合は、形状係数として 1.5 を用いる。

$$\alpha = \frac{32(1 - Y^3)}{6\pi(1 - Y^4)}$$

ただし、 $Y = d_i/d_o$

$d_i$ ：管の内径

$d_o$ ：管の外径

なお、この形状係数はノズルと配管の接続部のような部材断面全体が外部荷重による曲げモーメントを受ける箇所に適用すべき係数であり、中空円形断面であっても軸力、水平力等、断面積で応力が決定されるような箇所には適用する必要がなく、この場合は 1.5 を用いてよい。

上記は管状断面形状の場合であり、中実円形及び三角形断面では、1.5 を超えるが、この場合は形状係数として 1.5 を用いる。

中実矩形断面の場合、形状係数は 1.5 である。

## 3. 適用する部位と形状係数の設定

### (1) 原子炉圧力容器

添付書類「VI-2-3-4-1-2 原子炉圧力容器の耐震性についての計算書」の構造強度評価において、形状係数を適用する部位及び部位ごとの形状係数を表 3-1 に示す。また、各部位の概要図及び形状係数を設定するための諸元を図 3-1 から図 3-18 に示す。

原子炉圧力容器の評価部位は、基本的に中空円筒断面であるため、2 項に示す管状断面形状として形状係数を設定し、全断面降伏荷重と初期降伏荷重の比が 1.5 を上回る部位については 1.5 を用いる。ただし、制御棒駆動機構ハウジング貫通孔の応力評価面 、計装ノズル（N12、N13 及び N14）の応力評価面  及びブラケット類は、応力評価上の断面が中実矩形断面であるため、中実矩形断面の形状係数である 1.5 を用いる。

表 3-1 原子炉圧力容器の耐震計算における形状係数適用部位 (1/2)

適用部位	応力評価面	形状係数	備考
胴板	P01-P02		
下部鏡板	P01-P02, P03-P04		
	P05-P06		
制御棒駆動機構ハウジング貫通孔	P01-P02, P03-P04		
	P05-P06		
	P07-P08		
	P09-P10		
再循環水出口ノズル (N1)	P01-P02		
	P03-P04		
	P05-P06		
再循環水入口ノズル (N2)	P01-P02, P05-P06, P07-P08		
	P03-P04		
主蒸気出口ノズル (N3)	P01-P02		
	P03-P04, P05-P06		
給水ノズル (N4)	P01-P02		
	P03-P04, P05-P06		
	P07-P08		
	P09-P10		
低圧炉心スプレイノズル (N5) 及び高圧炉心スプレイノズル (N16)	P01-P02		
	P03-P04, P05-P06, P11-P12		
	P07-P08		
	P09-P10		
低圧注水ノズル (N6)	P01-P02		
	P03-P04, P05-P06, P09-P10		
	P07-P08		
上蓋スプレイノズル (N7)	P01-P02		
	P03-P04, P05-P06		
ベントノズル (N8)	P01-P02		
	P03-P04, P05-P06		

注記\*1：中実矩形断面の 1.5 を用いる。

\*2：全断面降伏荷重と初期降伏荷重の比が 1.5 を上回るため 1.5 を用いる。



表 3-1 原子炉圧力容器の耐震計算における形状係数適用部位 (2/2)

適用部位	応力評価面	形状係数	備考
ジェットポンプ計測管貫通部 ノズル (N9)	P01-P02		
	P03-P04		
	P05-P06		
差圧検出・ほう酸水注入ノズル (N11)	P01-P02, P03-P04		
	P05-P06, P07-P08		
計装ノズル (N12 及び N13)	P01-P02, P03-P04, P05-P06		
	P07-P08		
計装ノズル (N14)	P01-P02		
	P03-P04, P05-P06		
	P07-P08		
ドレンノズル (N15)	P01-P02		
	P03-P04		
ブラケット類 (原子炉圧力容器スタビライ ザブラケット, 蒸気乾燥器支 持ブラケット, 給水スパー ジャブラケット, 炉心スプレ イブラケット)	—		
原子炉圧力容器支持スカート	P01-P02		

注記\*1：中実矩形断面の 1.5 を用いる。

\*2：全断面降伏荷重と初期降伏荷重の比が 1.5 を上回るため 1.5 を用いる。

## (2) 原子炉格納容器

原子炉格納容器の耐震計算の構造強度評価において、形状係数を適用する部位及び部位ごとの形状係数を表 3-2 に示す。

原子炉格納容器は、2 項に示す管状断面形状としての形状係数の影響を考慮し、中空円筒にモーメントが作用して生じる応力を膜応力として分類し評価している。これは、2 項に示す中空円形断面であっても軸力、水平力等、断面積で応力が決定されるような箇所に対応し、この場合の形状係数は 1.5 を用いてよいとされている。このため、応力評価上の断面を板厚部分の中実矩形断面とし、中実矩形断面の形状係数である 1.5 を用いる。

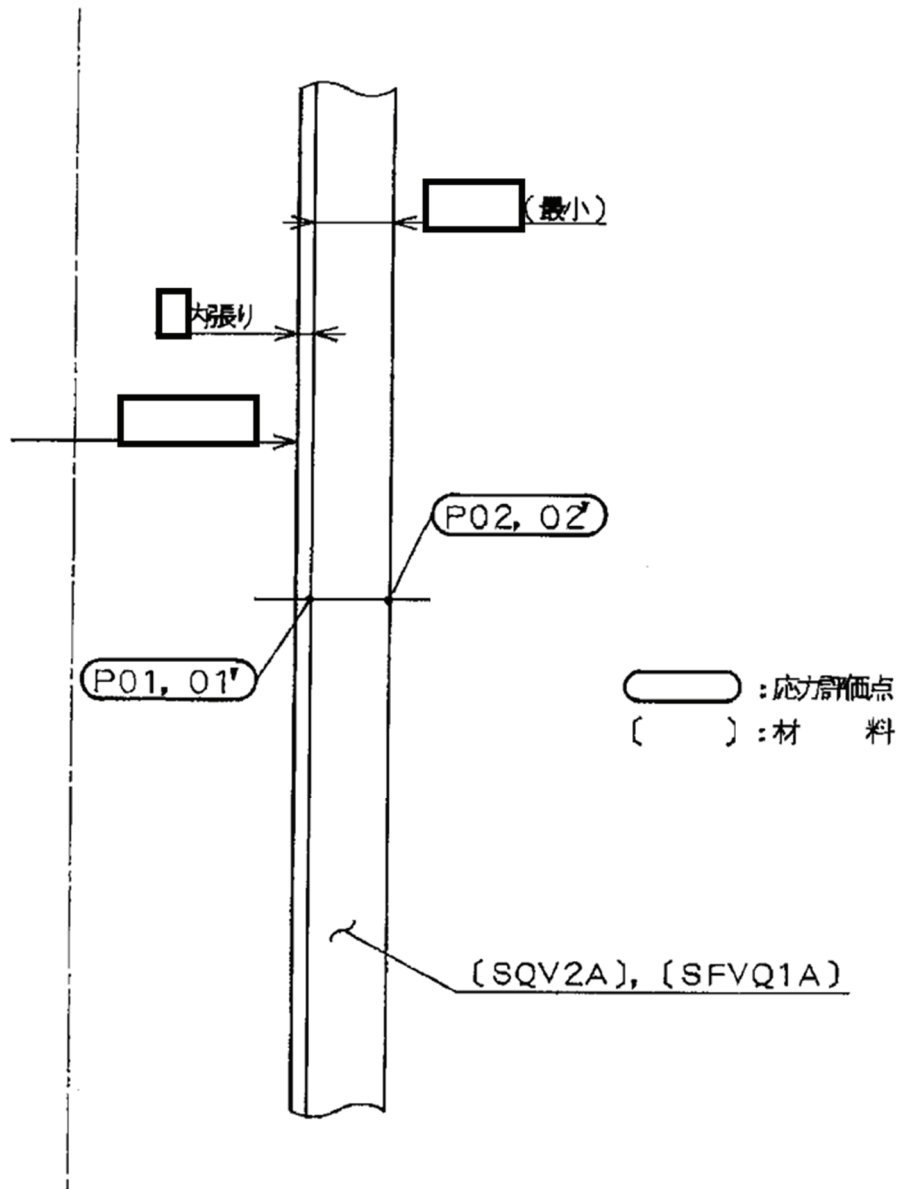
表 3-2 原子炉格納容器の耐震計算における形状係数適用部位

図書番号	図書名称	適用する評価部位	応力評価点番号	形状係数
VI-2-9-2-1-1	ドライウエルの耐震性についての計算書	ドライウエル	P1～P11	1.5
VI-2-9-2-1-2	サブプレッションチェンバの耐震性についての計算書	サブプレッションチェンバ	P1～P10	1.5
VI-2-9-2-1-3	原子炉格納容器シヤラグの耐震性についての計算書	原子炉格納容器シヤラグ取付部	P11	1.5
VI-2-9-2-1-4	ドライウエルベント開口部の耐震性についての計算書	ベントノズル	P1	1.5
		補強板	P2	1.5
VI-2-9-2-2-1	機器搬出入用ハッチの耐震性についての計算書	補強板	P3～P5	1.5
VI-2-9-2-2-2	逃がし安全弁搬出入口の耐震性についての計算書	補強板	P9～P11	1.5
VI-2-9-2-2-3	制御棒駆動機構搬出入口の耐震性についての計算書	補強板	P3～P5	1.5
VI-2-9-2-2-4	サブプレッションチェンバ出入口の耐震性についての計算書	円筒胴	P4	1.5
		補強板	P5	1.5
VI-2-9-2-3-1	所員用エアロックの耐震性についての計算書	補強板	P6～P8	1.5
VI-2-9-2-4-1	原子炉格納容器配管貫通部の耐震性についての計算書	貫通部管台	P3, P4	1.5
		補強板	P1, P2	1.5
VI-2-9-2-4-2	原子炉格納容器電気配線貫通部の耐震性についての計算書	ヘッド, アダプタ及びスリーブ	P1～P3	1.5
		原子炉格納容器 (ドライウエル)	P4	1.5
VI-2-9-4-2	ベント管の耐震性についての計算書	ベント管	P1～P3	1.5

#### 4. 結論

以上のとおり、原子炉圧力容器及び原子炉格納容器の耐震計算の構造強度評価において、形状係数を適用する部位と部位ごとに設計・建設規格 解説 PVB-3111 に基づき設定した形状係数についてまとめた。原子炉圧力容器は、基本的には管状断面形状として形状係数を設定し、制御棒駆動機構ハウジング貫通孔の応力評価面 [ ] 計装ノズル (N12, N13 及び N14) の応力評価面 [ ] 及びブラケット類については、中実矩形断面の形状係数を設定している。原子炉格納容器は、応力評価上の断面を板厚部分の中実矩形断面とし、中実矩形断面の形状係数を設定している。

胴板

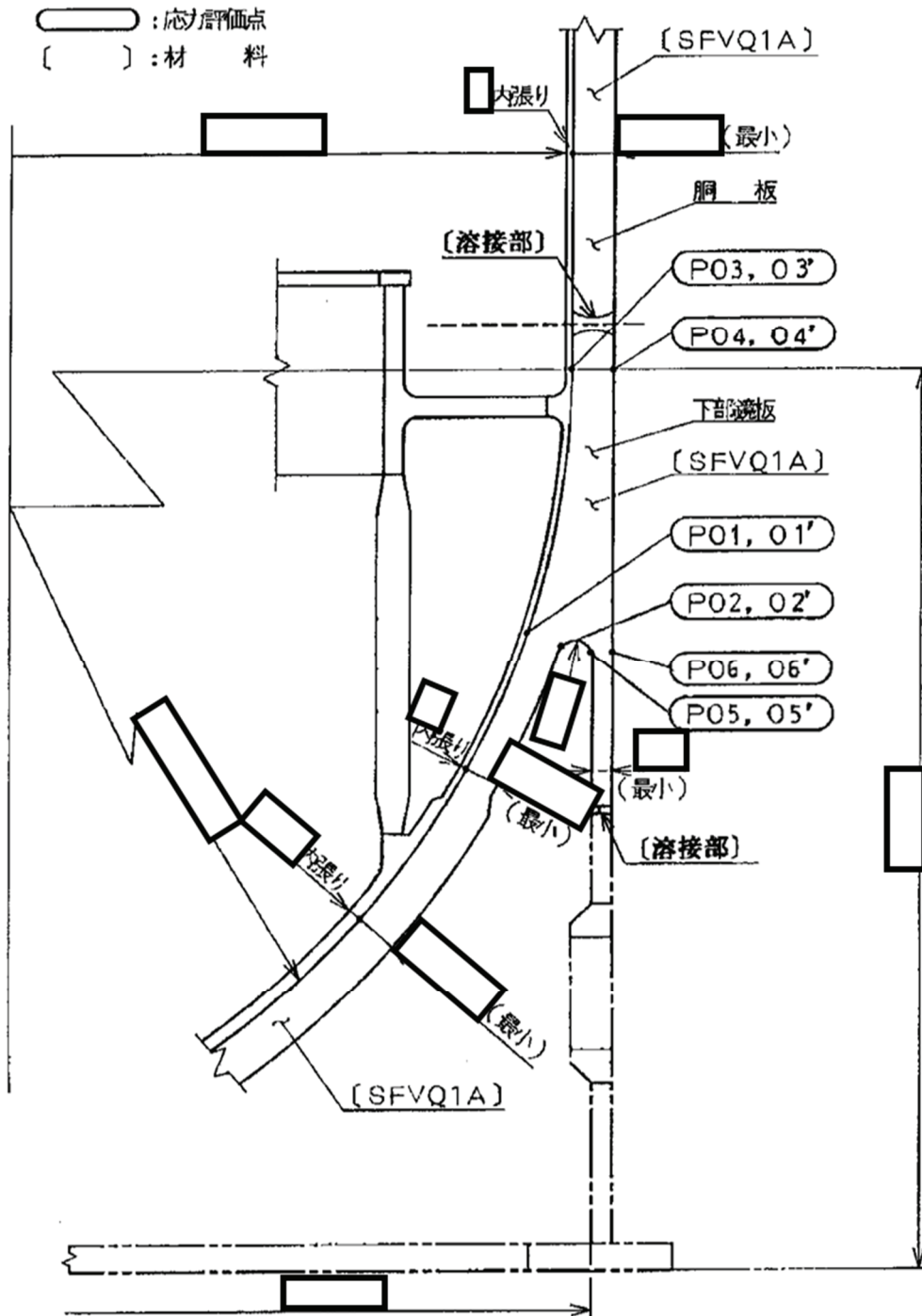


応力評価面	形状係数*	内径 $d_i$ (mm)	外径 $d_o$ (mm)	備考
P01-P02				

注記\* : 形状係数は小数点以下第 3 位を切り捨て、小数点以下第 2 位までの値とする。

図 3-1 胴板の概要図及び諸元

下部鏡板

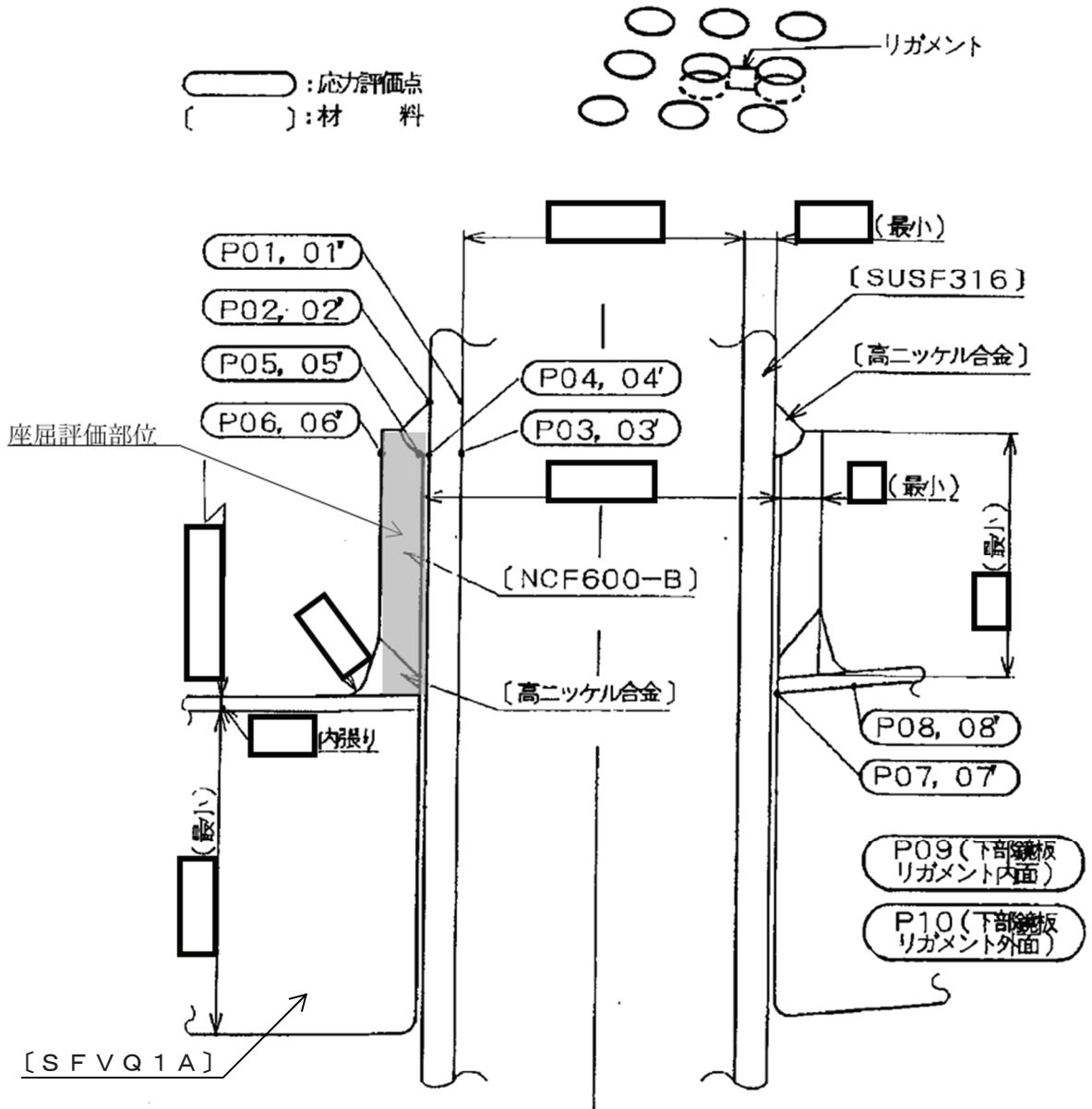


応力評価面	形状係数*	内径 $d_i$ (mm)	外径 $d_o$ (mm)	備考
P01-P02				
P03-P04				
P05-P06				

注記\*：形状係数は小数点以下第3位を切り捨て、小数点以下第2位までの値とする。

図 3-2 下部鏡板の概要図及び諸元

制御棒駆動機構ハウジング貫通孔



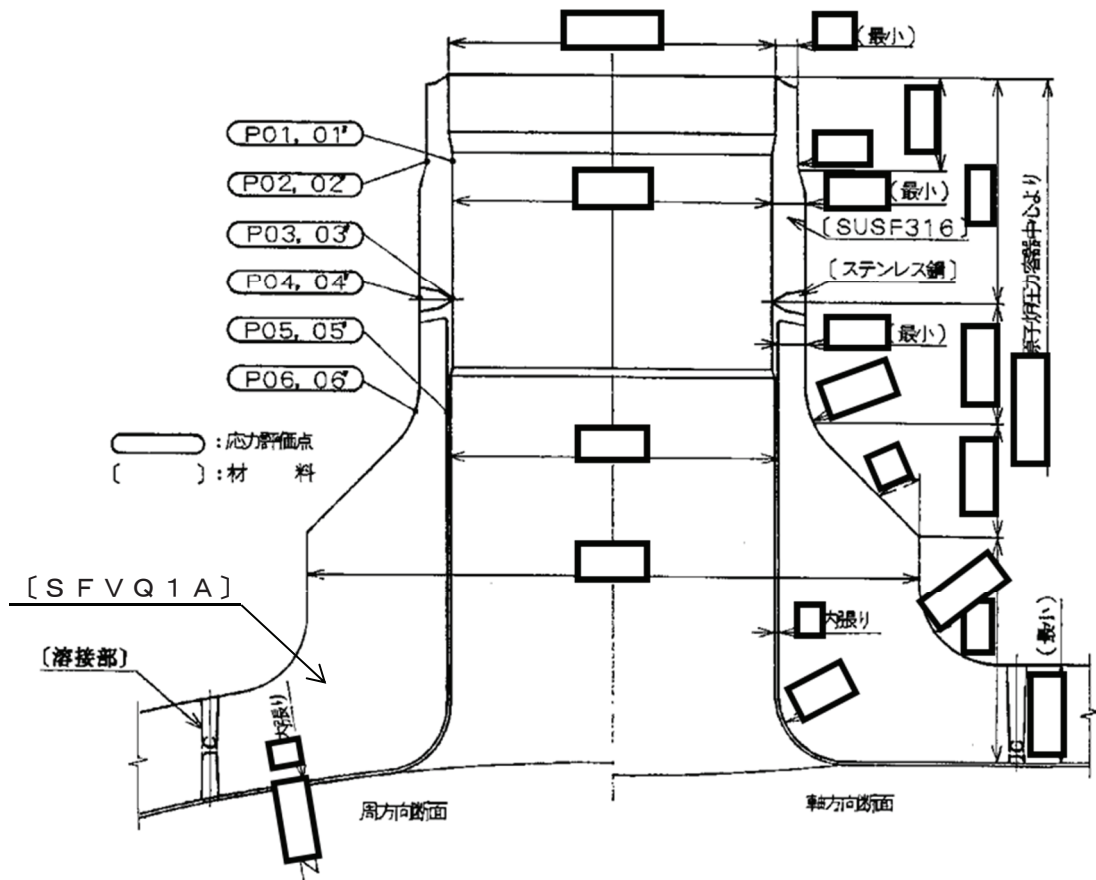
応力評価面	形状係数*1	内径 d <sub>i</sub> (mm)	外径 d <sub>o</sub> (mm)	備考
P01-P02				
P03-P04				
P05-P06				
P07-P08				
P09-P10				

注記\*1：形状係数は小数点以下第3位を切り捨て、小数点以下第2位までの値とする。

\*2：中実矩形断面の1.5を用いる。

図 3-3 制御棒駆動機構ハウジング貫通孔の概要図及び諸元

再循環水出口ノズル (N1)



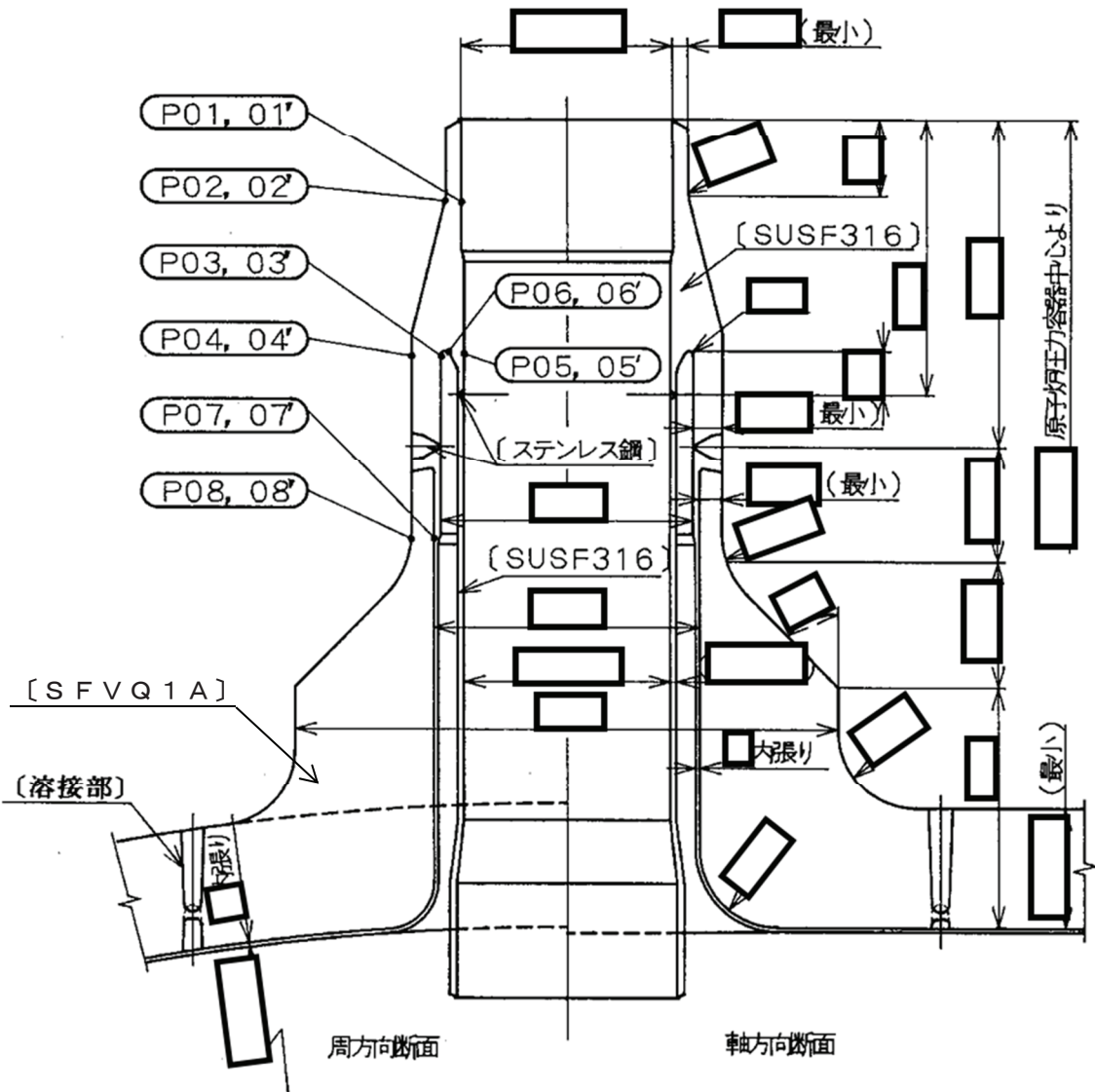
応力評価面	形状係数*	内径 $d_i$ (mm)	外径 $d_o$ (mm)	備考
P01-P02				
P03-P04				
P05-P06				

注記\* : 形状係数は小数点以下第3位を切り捨て、小数点以下第2位までの値とする。

図 3-4 再循環水出口ノズル (N1) の概要図及び諸元

再循環水入口ノズル (N2)

○ : 応力評価点  
 [ ] : 材 料



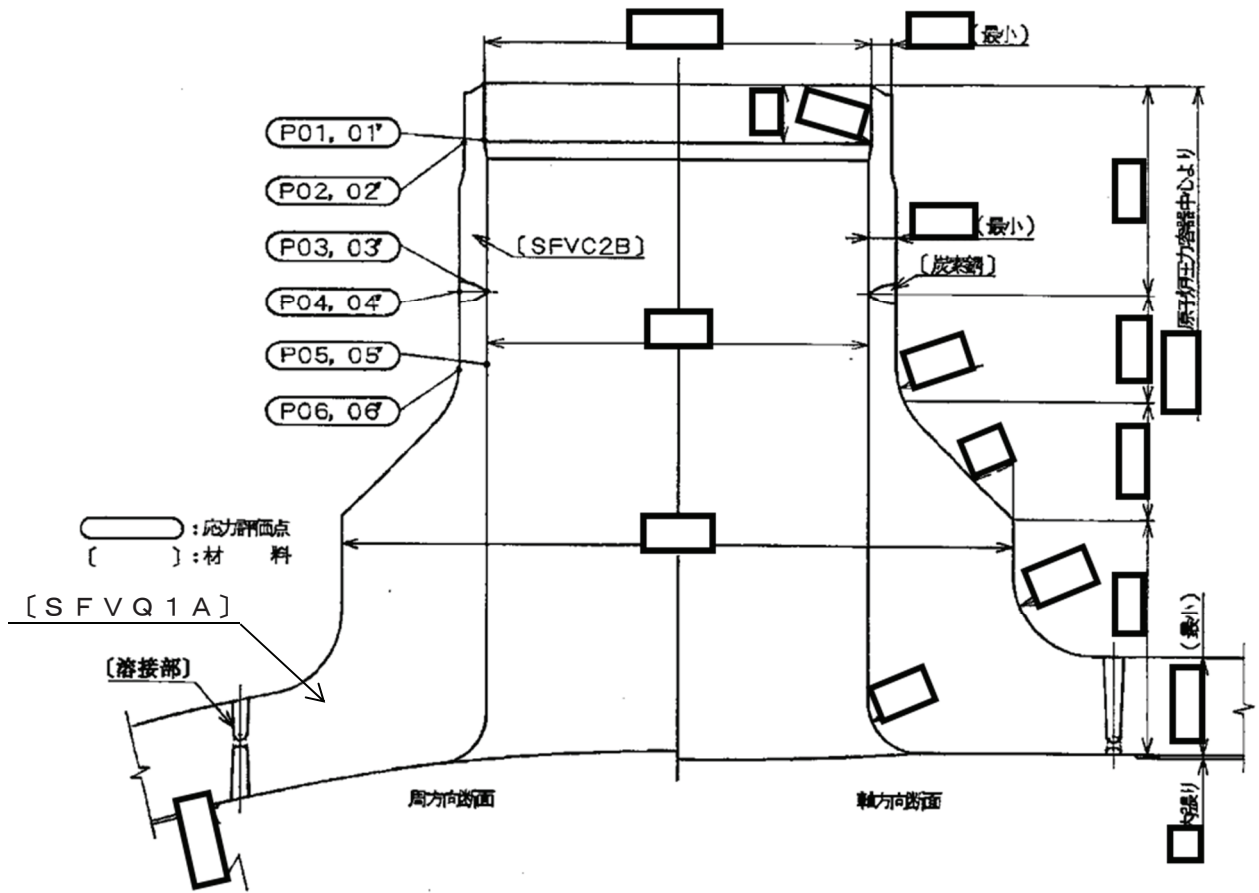
応力評価面	形状係数*	内径 $d_i$ (mm)	外径 $d_o$ (mm)	備考
P01-P02				
P03-P04				
P05-P06				
P07-P08				

注記\* : 形状係数は小数点以下第3位を切り捨て、小数点以下第2位までの値とする。

図 3-5 再循環水入口ノズル (N2) の概要図及び諸元



主蒸気出口ノズル (N3)



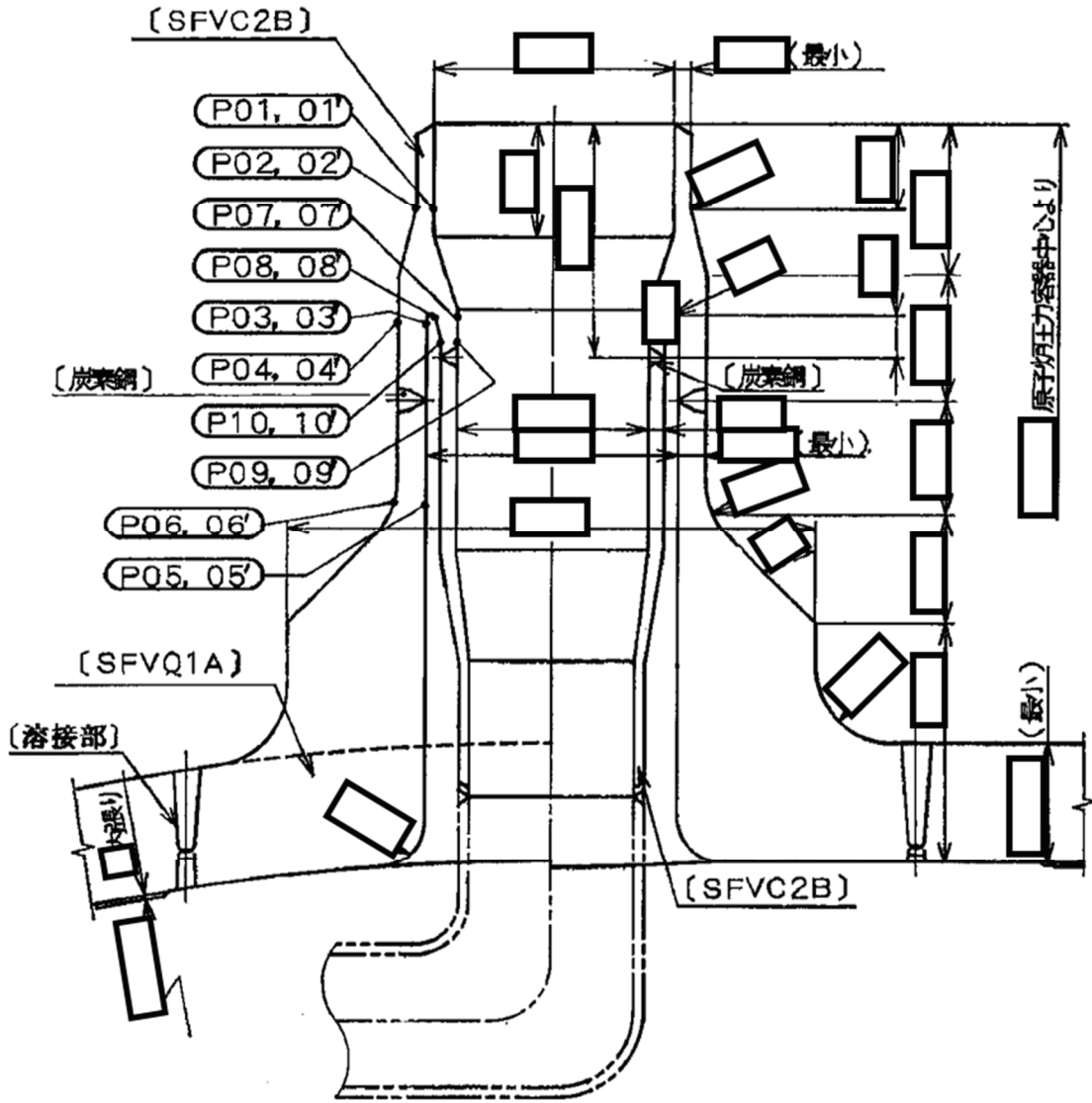
応力評価面	形状係数*	内径 $d_i$ (mm)	外径 $d_o$ (mm)	備考
P01-P02				
P03-P04				
P05-P06				

注記\* : 形状係数は小数点以下第 3 位を切り捨て、小数点以下第 2 位までの値とする。

図 3-6 主蒸気出口ノズル (N3) の概要図及び諸元

給水ノズル (N4)

○ : 応力評価点  
 [ ] : 材 料



周方向断面

軸方向断面

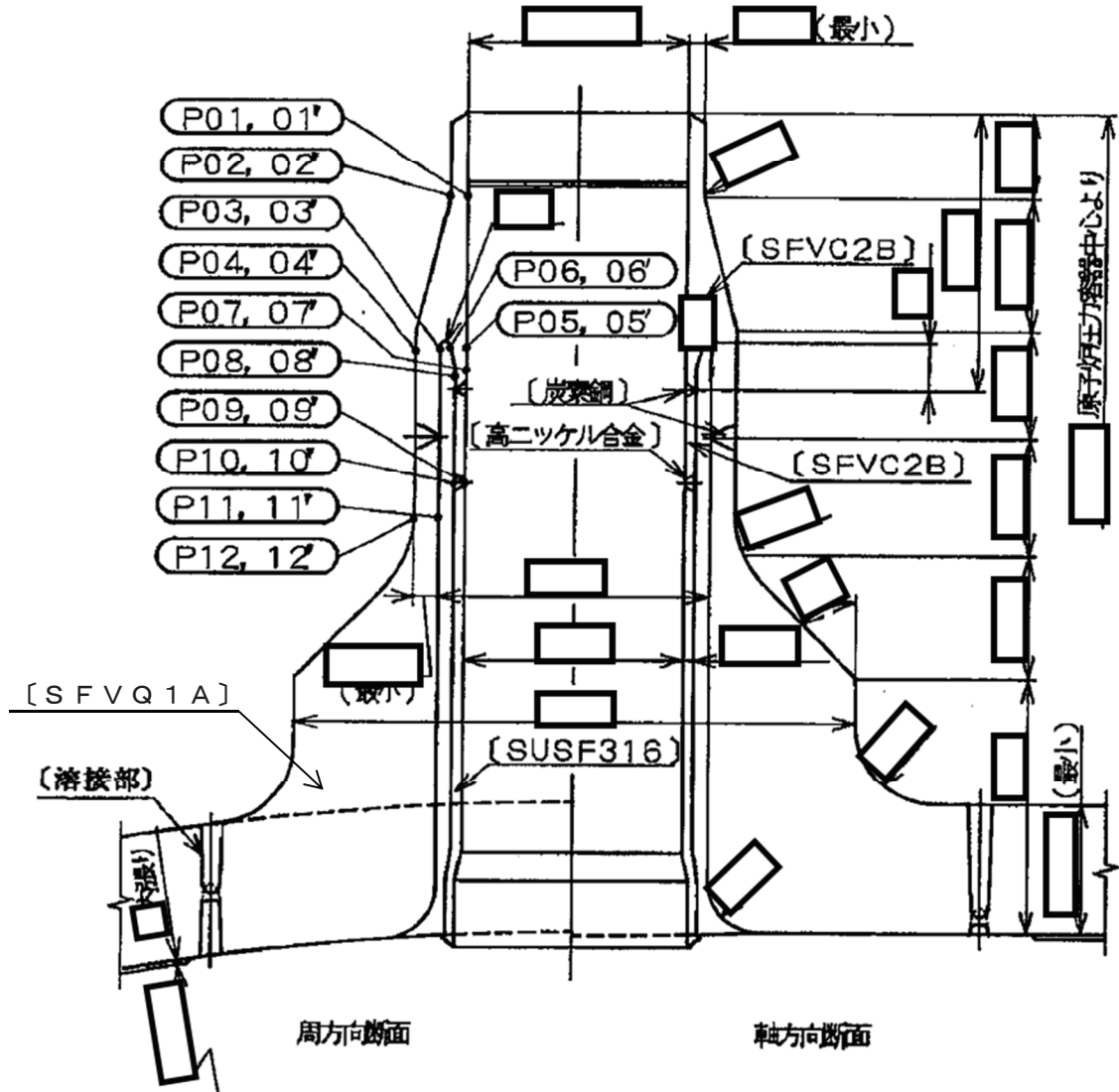
応力評価面	形状係数*	内径 $d_i$ (mm)	外径 $d_o$ (mm)	備考
P01-P02				
P03-P04				
P05-P06				
P07-P08				
P09-P10				

注記\* : 形状係数は小数点以下第3位を切り捨て、小数点以下第2位までの値とする。

図 3-7 給水ノズル (N4) の概要図及び諸元

低圧炉心スプレインズル (N5)

○ : 応力評価点  
 [ ] : 材 料

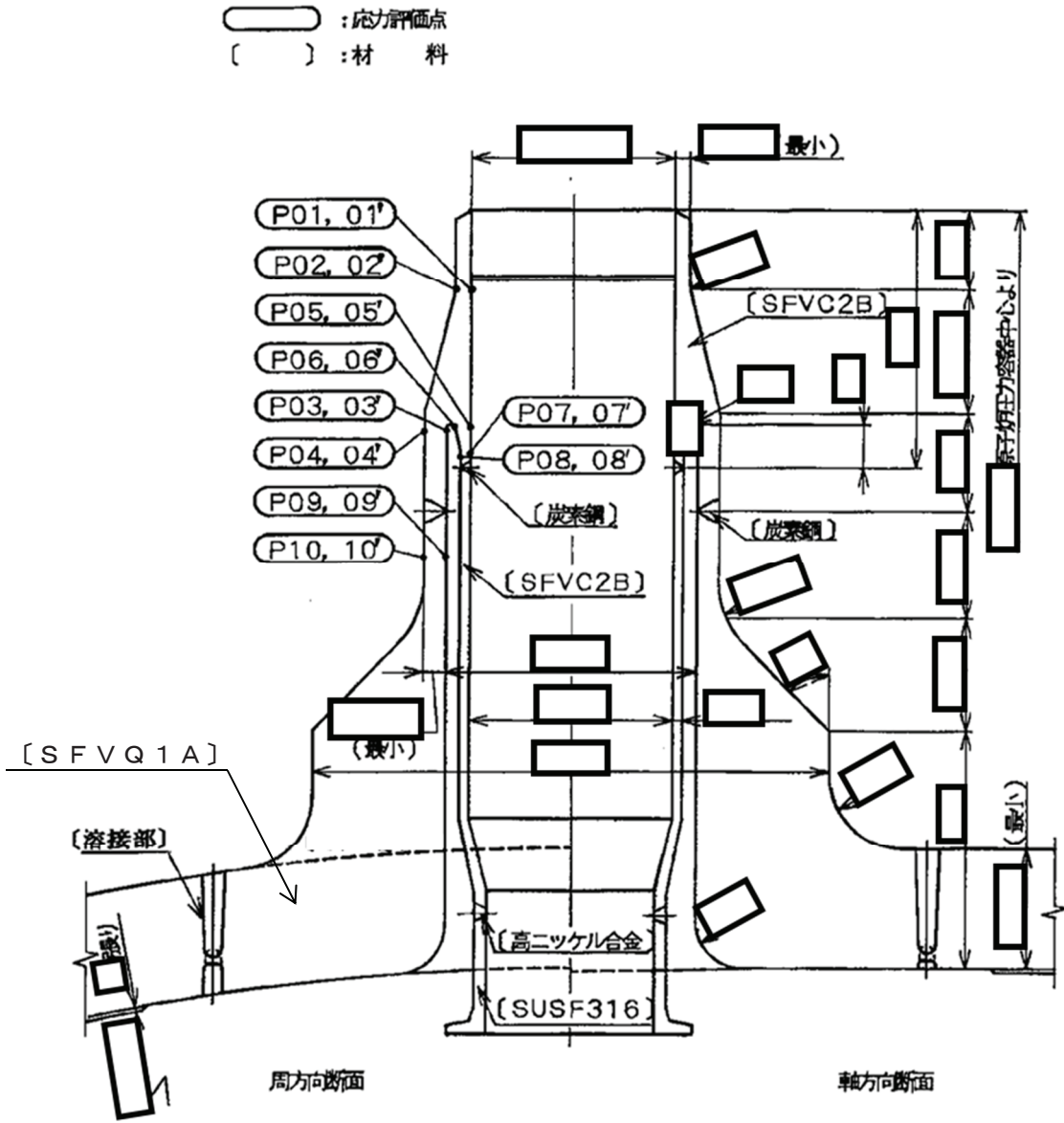


応力評価面	形状係数*	内径 $d_i$ (mm)	外径 $d_o$ (mm)	備考
P01-P02				
P03-P04				
P05-P06				
P07-P08				
P09-P10				
P11-P12				

注記\* : 形状係数は小数点以下第3位を切り捨て、小数点以下第2位までの値とする。

図 3-8 低圧炉心スプレインズル (N5) の概要図及び諸元

低圧注水ノズル (N6)

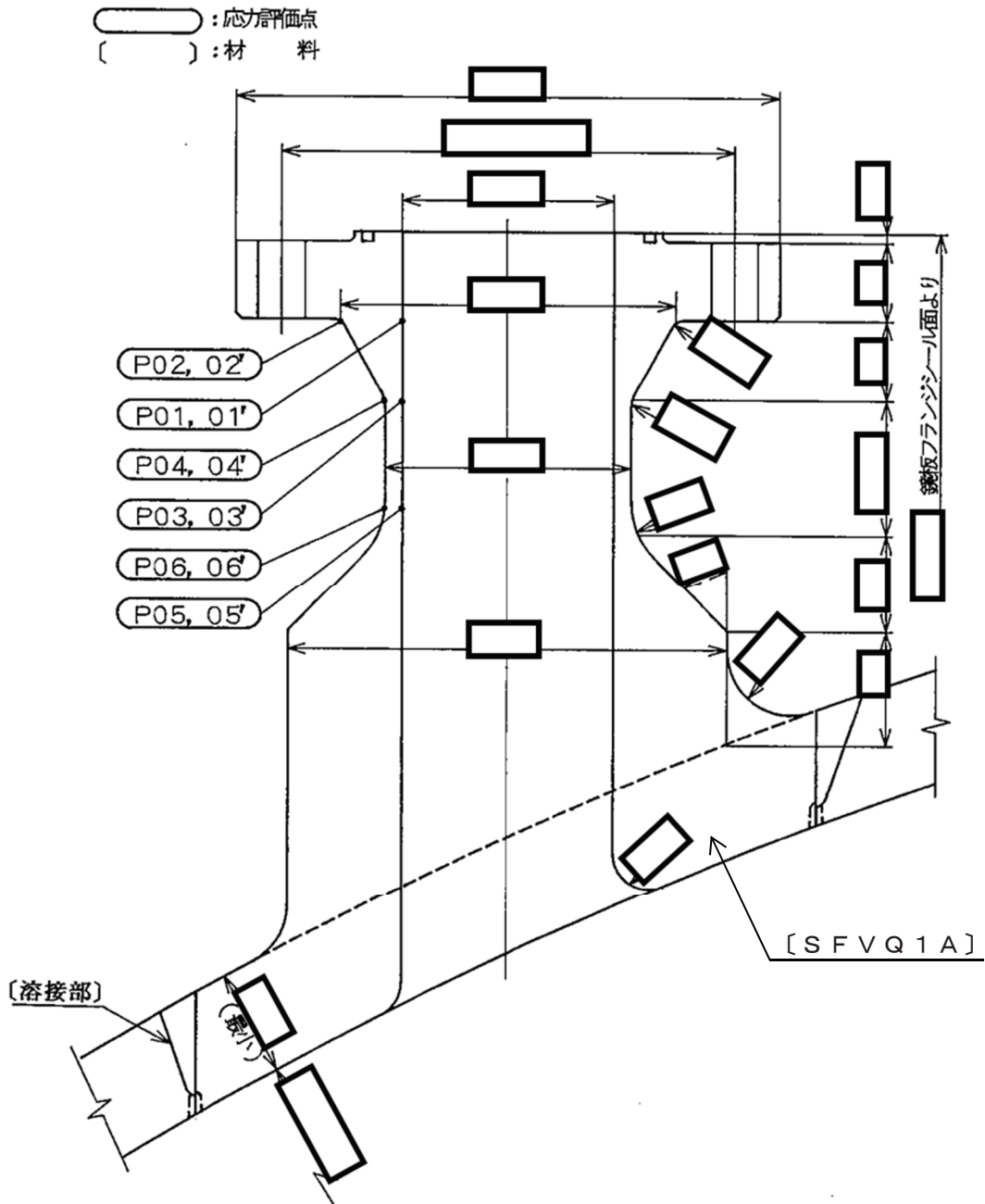


応力評価面	形状係数*	内径 $d_i$ (mm)	外径 $d_o$ (mm)	備考
P01-P02				
P03-P04				
P05-P06				
P07-P08				
P09-P10				

注記\* : 形状係数は小数点以下第3位を切り捨て、小数点以下第2位までの値とする。

図 3-9 低圧注水ノズル (N6) の概要図及び諸元

上蓋スプレインズル (N7)



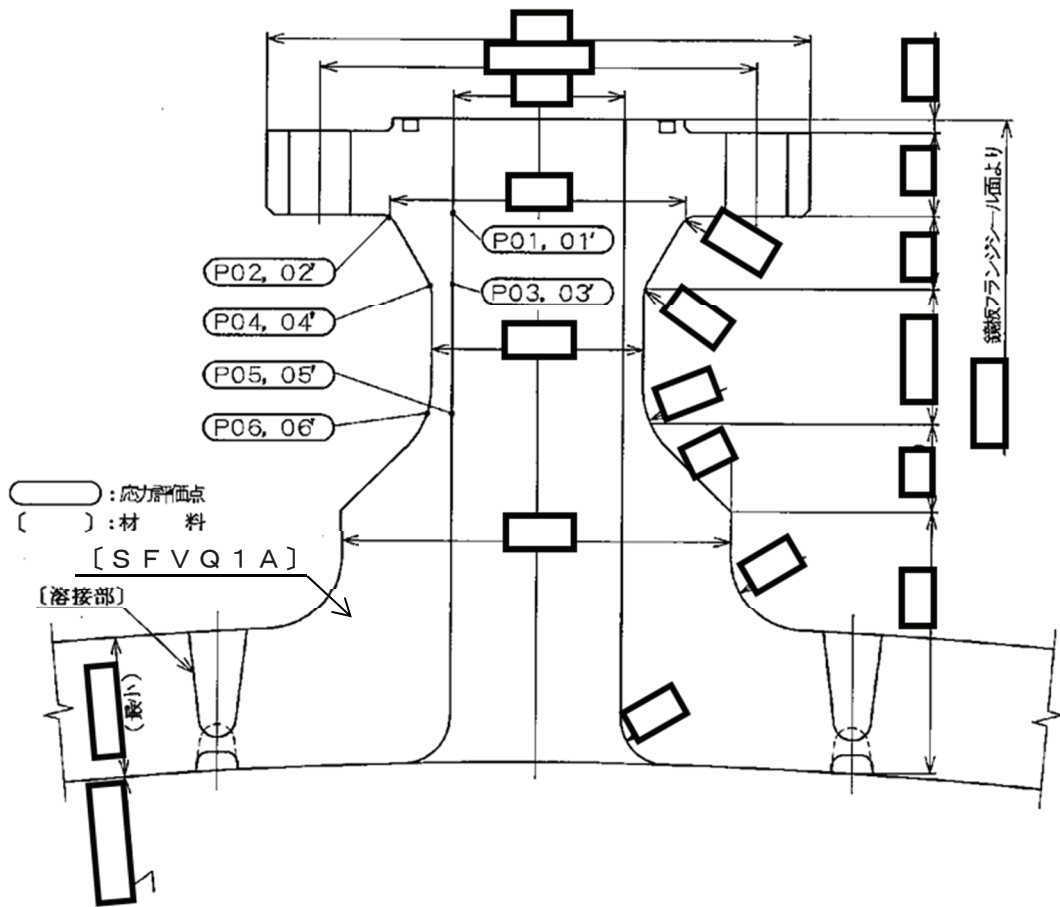
応力評価面	形状係数*1	内径 $d_i$ (mm)	外径 $d_o$ (mm)	備考
P01-P02				
P03-P04				
P05-P06				

注記\*1：形状係数は小数点以下第3位を切り捨て、小数点以下第2位までの値とする。

\*2：全断面降伏荷重と初期降伏荷重の比が1.5を上回るため1.5を用いる。

図 3-10 上蓋スプレインズル (N7) の概要図及び諸元

ベントノズル (N8)



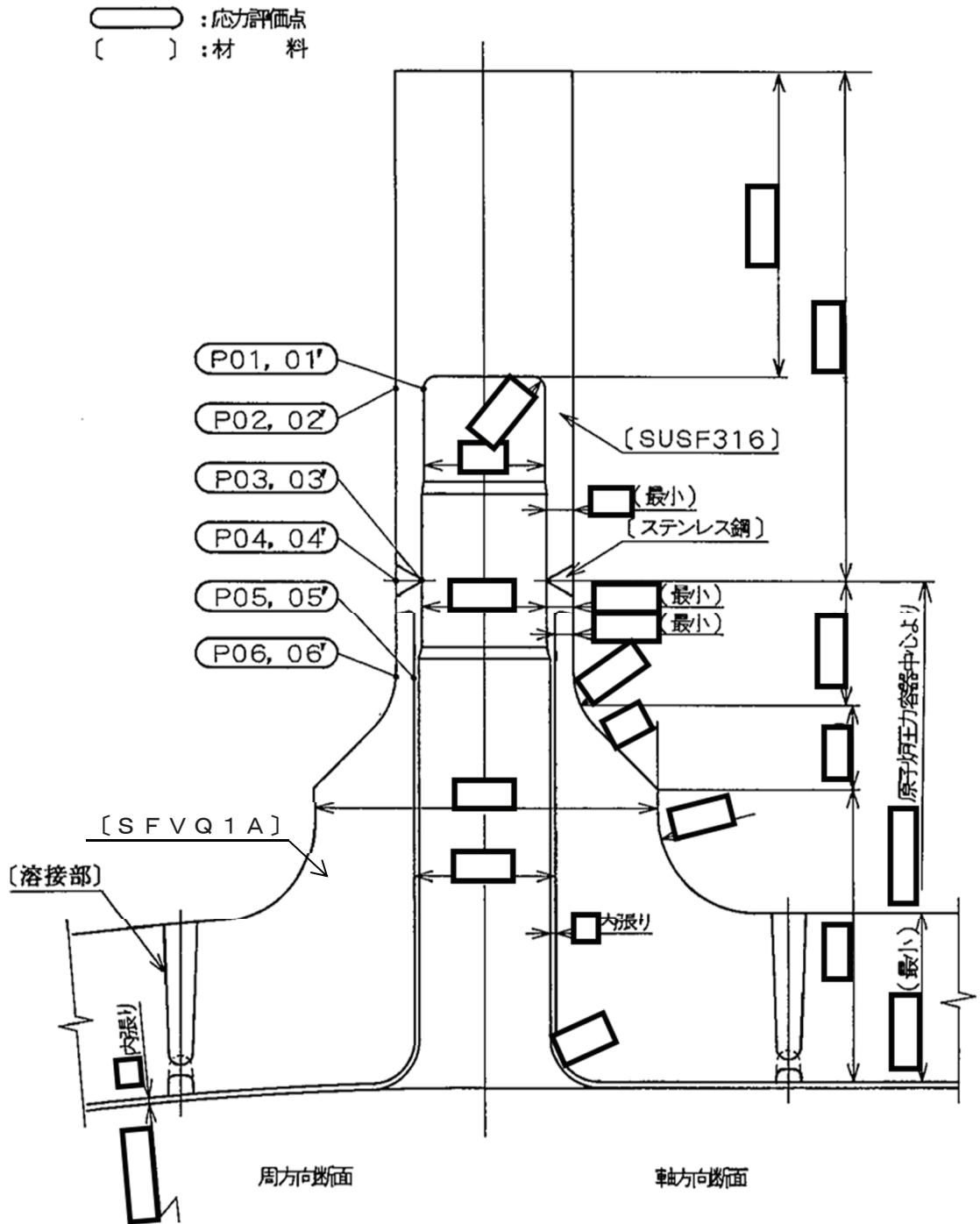
応力評価面	形状係数 <sup>*1</sup>	内径 $d_i$ (mm)	外径 $d_o$ (mm)	備考
P01-P02				
P03-P04				
P05-P06				

注記\*1：形状係数は小数点以下第3位を切り捨て、小数点以下第2位までの値とする。

\*2：全断面降伏荷重と初期降伏荷重の比が1.5を上回るため1.5を用いる。

図 3-11 ベントノズル (N8) の概要図及び諸元

ジェットポンプ計測管貫通部ノズル (N9)

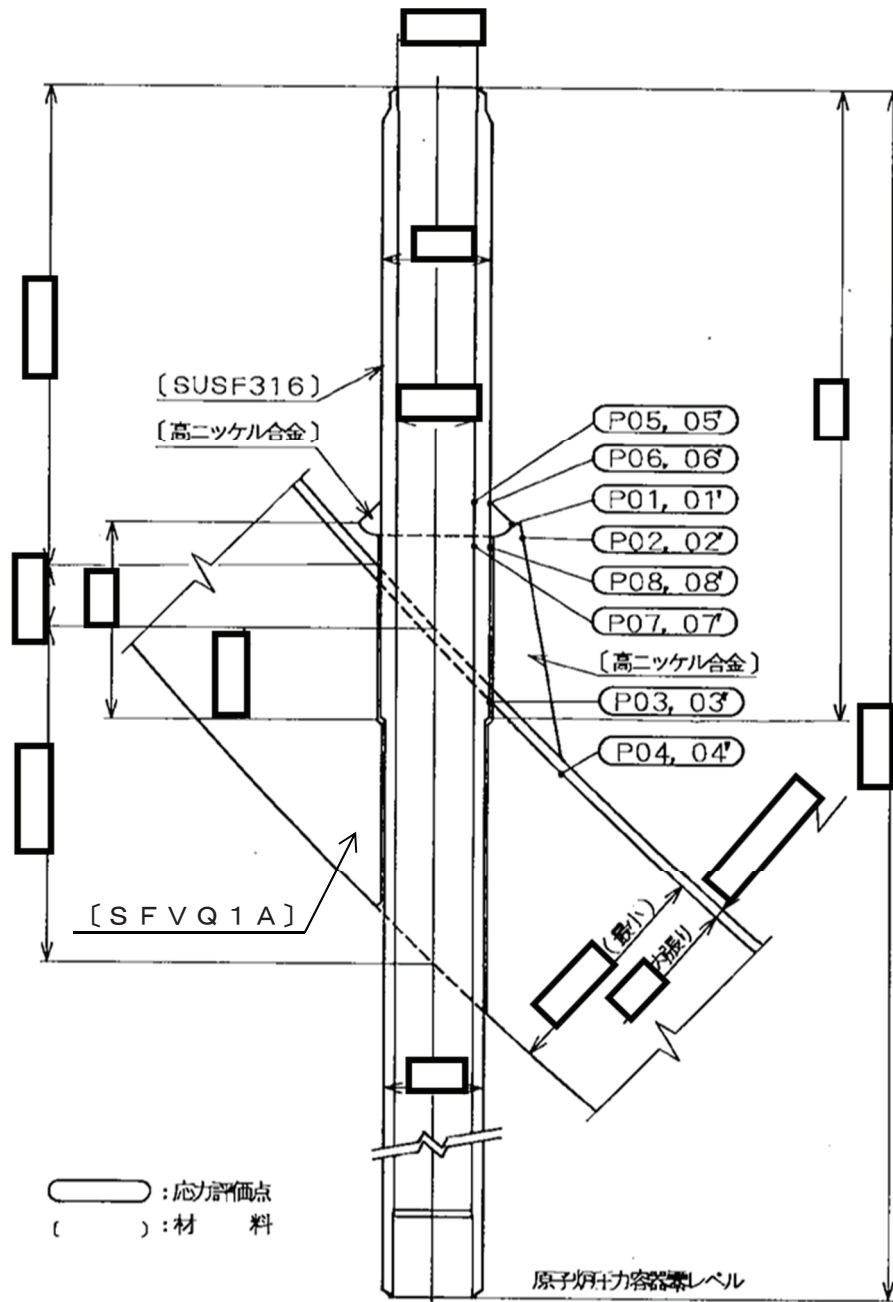


応力評価面	形状係数*	内径 $d_i$ (mm)	外径 $d_o$ (mm)	備考
P01-P02				
P03-P04				
P05-P06				

注記\* : 形状係数は小数点以下第3位を切り捨て、小数点以下第2位までの値とする。

図 3-12 ジェットポンプ計測管貫通部ノズル (N9) の概要図及び諸元

差圧検出・ほう酸水注入ノズル (N11)



応力評価面	形状係数*1	内径 $d_i$ (mm)	外径 $d_o$ (mm)	備考
P01-P02				
P03-P04				
P05-P06				
P07-P08				

注記\*1: 形状係数は小数点以下第3位を切り捨て、小数点以下第2位までの値とする。

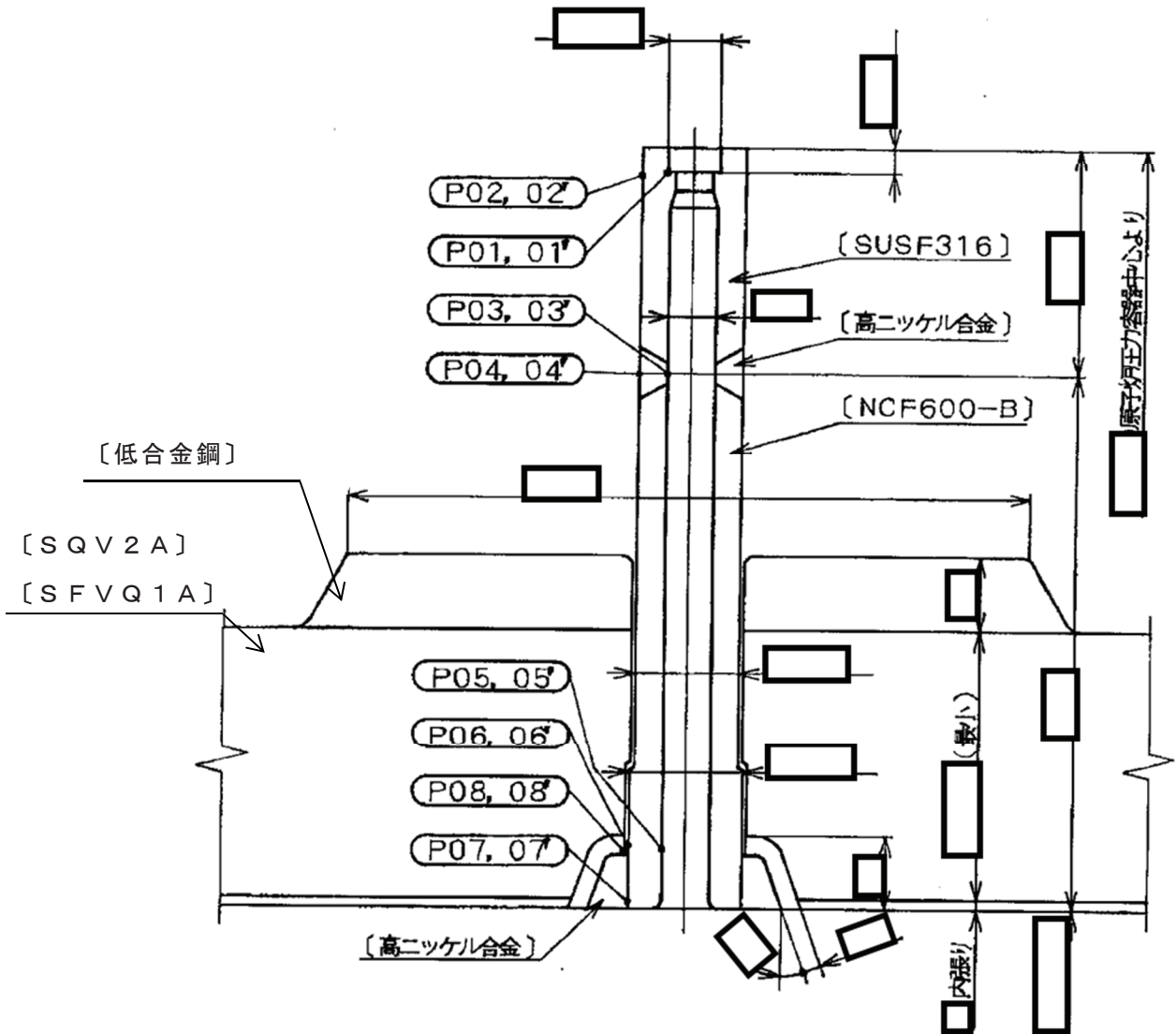
\*2: 全断面降伏荷重と初期降伏荷重の比が1.5を上回るため1.5を用いる。

図 3-13 差圧検出・ほう酸水注入ノズル (N11) の概要図及び諸元



計装ノズル (N12 及び N13)

○ : 応力評価点  
 [ ] : 材 料



応力評価面	形状係数*1	内径 $d_i$ (mm)	外径 $d_o$ (mm)	備考
P01-P02				
P03-P04				
P05-P06				
P07-P08				

注記\*1: 形状係数は小数点以下第3位を切り捨て、小数点以下第2位までの値とする。

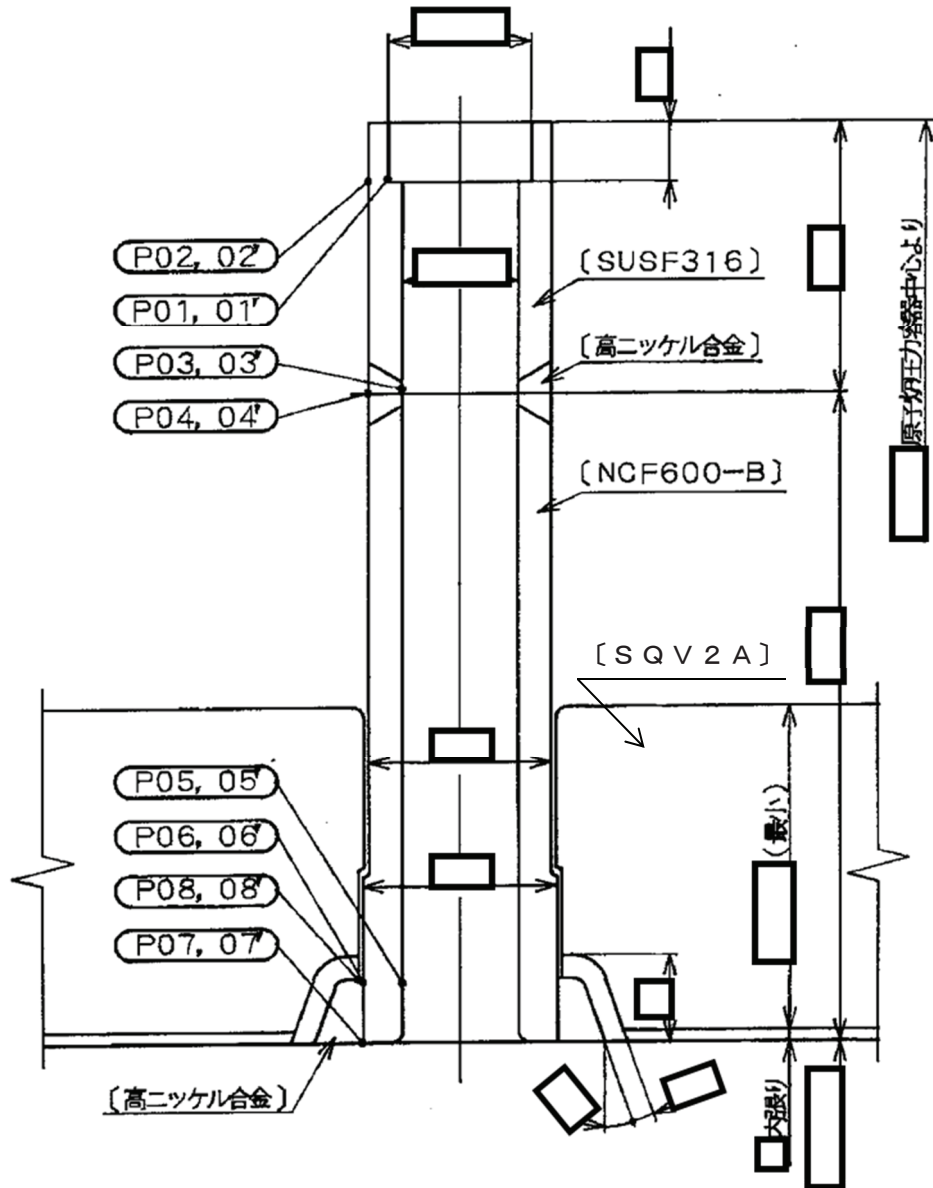
\*2: 全断面降伏荷重と初期降伏荷重の比が1.5を上回るため1.5を用いる。

\*3: 中実矩形断面の1.5を用いる。

図 3-14 計装ノズル (N12 及び N13) の概要図及び諸元

計装ノズル (N14)

○ : 応力評価点  
 { } : 材 料



応力評価面	形状係数*1	内径 $d_i$ (mm)	外径 $d_o$ (mm)	備考
P01-P02				
P03-P04				
P05-P06				
P07-P08				

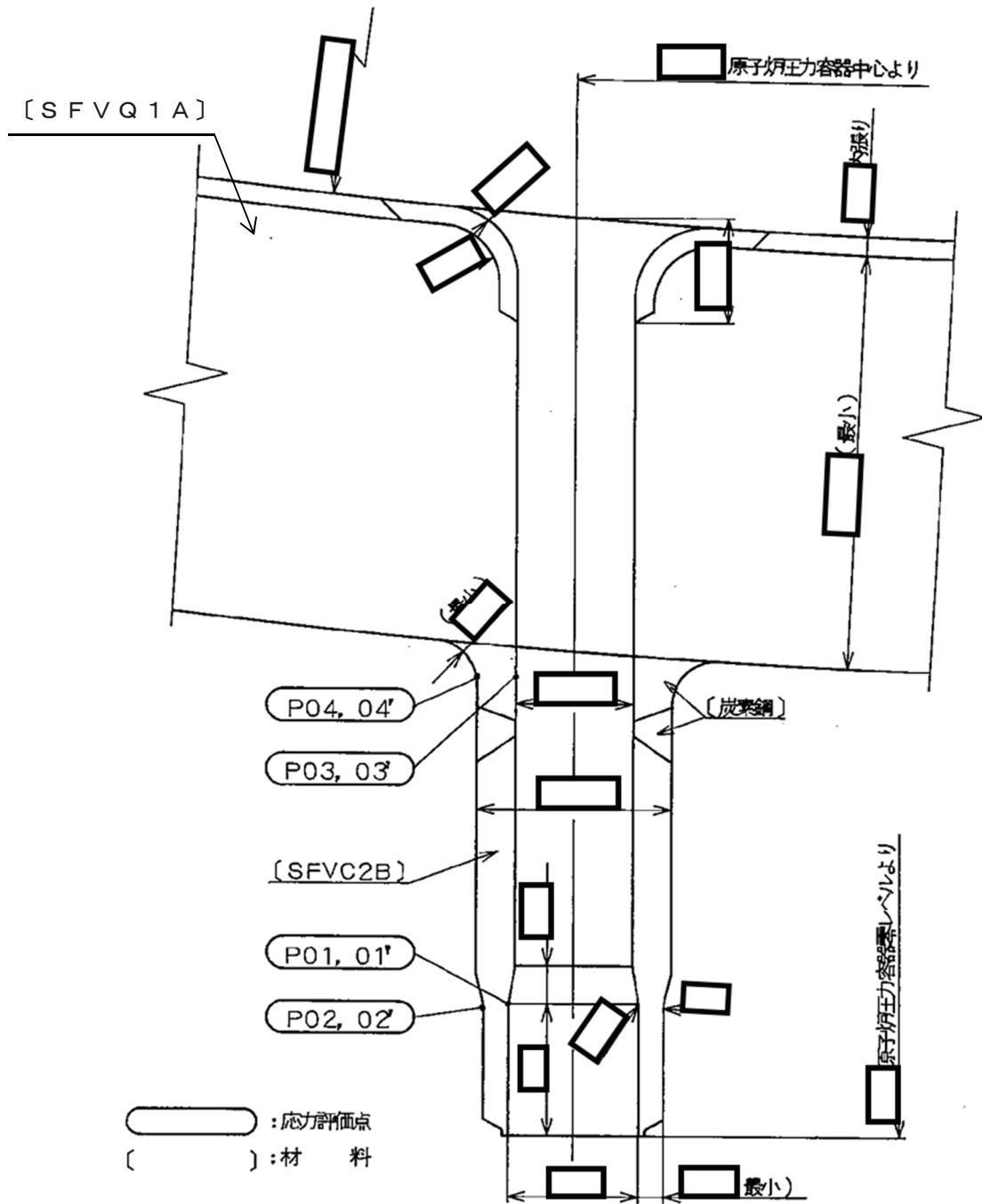
注記\*1：形状係数は小数点以下第3位を切り捨て、小数点以下第2位までの値とする。

\*2：全断面降伏荷重と初期降伏荷重の比が1.5を上回るため1.5を用いる。

\*3：中実矩形断面の1.5を用いる。

図 3-15 計装ノズル (N14) の概要図及び諸元

ドレンノズル (N15)



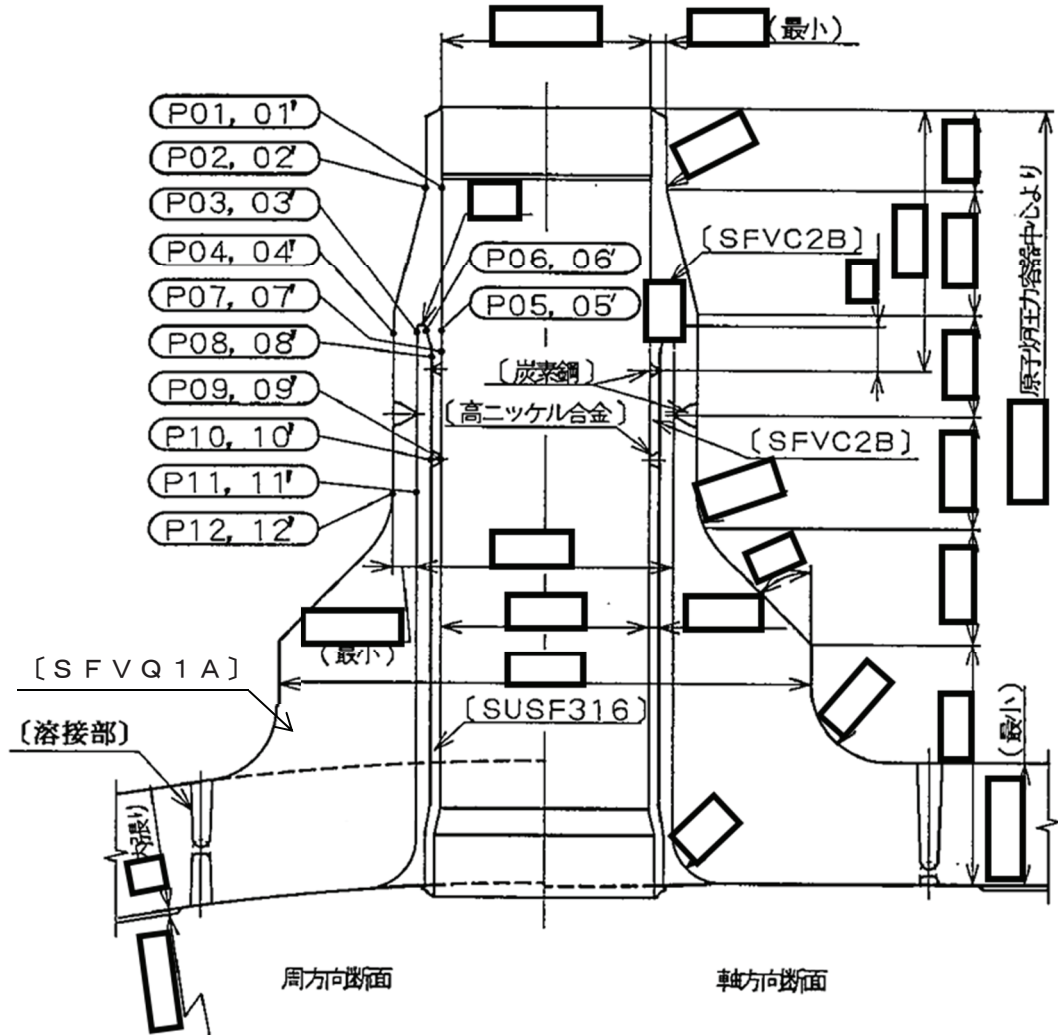
応力評価面	形状係数*	内径 $d_i$ (mm)	外径 $d_o$ (mm)	備考
P01-P02				
P03-P04				

注記\* : 形状係数は小数点以下第3位を切り捨て、小数点以下第2位までの値とする。

図 3-16 ドレンノズル (N15) の概要図及び諸元

高圧炉心スプレインズル (N16)

○ : 応力評価点  
 [ ] : 材 料



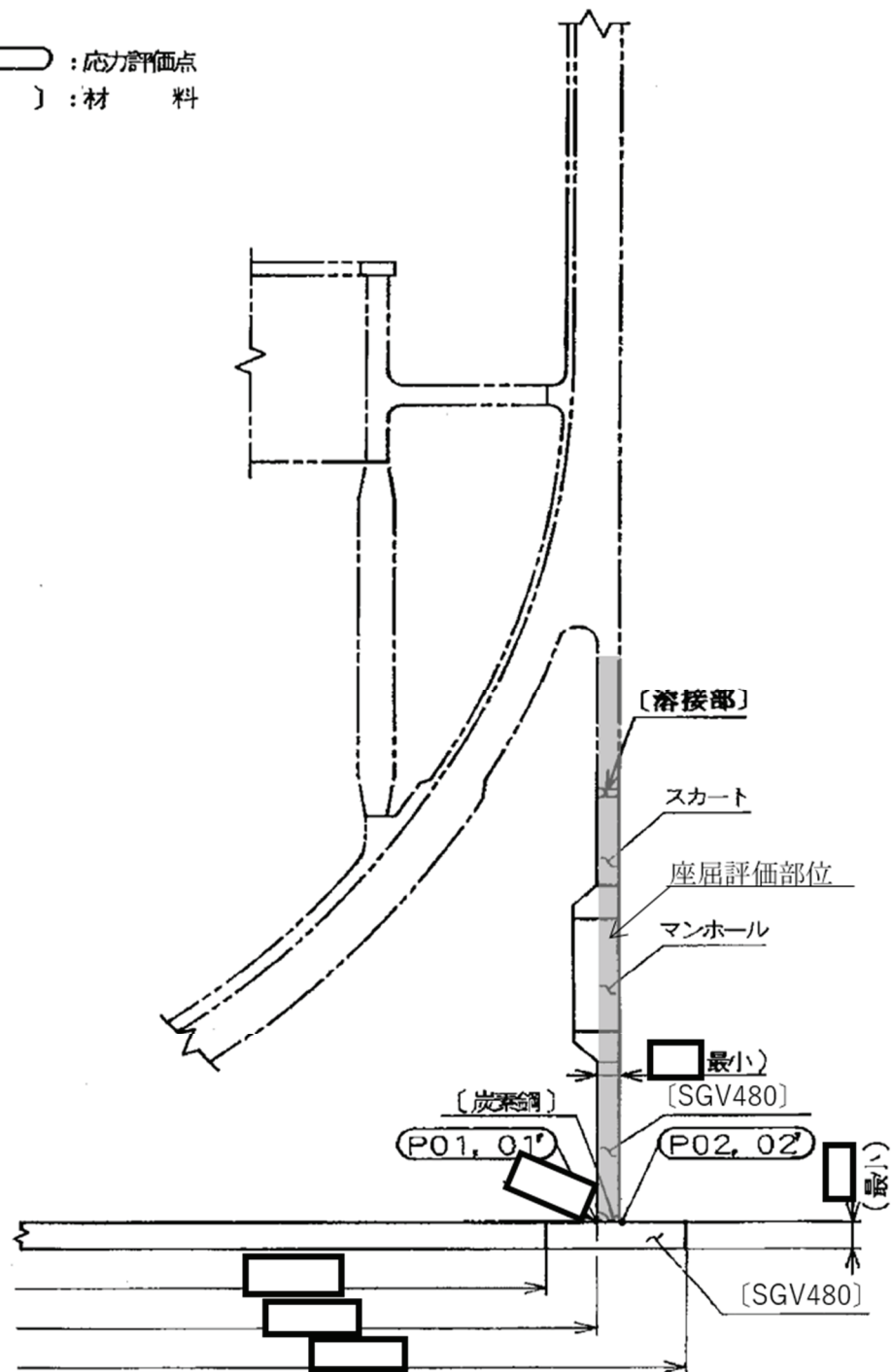
応力評価面	形状係数*	内径 $d_i$ (mm)	外径 $d_o$ (mm)	備考
P01-P02				
P03-P04				
P05-P06				
P07-P08				
P09-P10				
P11-P12				

注記\* : 形状係数は小数点以下第3位を切り捨て、小数点以下第2位までの値とする。

図 3-17 高圧炉心スプレインズル (N16) の概要図及び諸元

原子炉压力容器支持スカート

○ : 応力評価点  
 [ ] : 材 料



応力評価面	形状係数*	内径 $d_i$ (mm)	外径 $d_o$ (mm)	備考
P01-P02				

注記\* : 形状係数は小数点以下第3位を切り捨て、小数点以下第2位までの値とする。

図 3-18 原子炉压力容器支持スカートの概要図及び諸元

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0600-40-53_改6

補足-600-40-53 サプレッションチェンバ接続配管に適用する  
床応答スペクトルに関する補足説明資料

## 目 次

1. はじめに .....	1
2. 今回工認における配管の耐震評価方法 .....	3
3. 今回工認におけるサブプレッションチェンバ接続配管の耐震評価方法 .....	3
4. サブプレッションチェンバ接続配管の耐震評価に対するサブプレッションチェンバの地震応答に関する影響確認 .....	7
5. 影響確認結果 .....	33

別紙1 サブプレッションチェンバ接続配管の解析モデル図

別紙2 主蒸気系配管（MS-001～004）に対するサブプレッションチェンバの地震応答加速度の影響

別紙3 サブプレッションチェンバの床応答スペクトル

別紙4 高圧炉心スプレイ系配管（HPCS-002）の算出値に対する考察

別紙5 サブプレッションチェンバの地震応答加速度を包絡した設計用床応答曲線を用いたスペクトルモーダル解析による影響確認

参考1 確認対象配管の固有値解析結果

参考2 時刻歴応答解析とスペクトルモーダル解析との比較

参考3 サブプレッションチェンバ接続配管の時刻歴解析に用いた応力算出方法

## 1. はじめに

配管の耐震評価にあたっては、添付書類「VI-2-1-13-6 管の耐震性についての計算書作成の基本方針」に記載された以下の方針に基づく設計用床応答曲線を適用している。

「設計用床応答曲線は、配管系が設置されている位置を包絡する設計用床応答曲線を適用する。また、異なる建物・構築物を渡る配管系については、配管系が設置されている位置を包絡する設計用床応答曲線を適用する。ただし、設計用床応答曲線の運用において合理性が示される場合には、その方法を採用できるものとする。」

サプレッションチェンバに接続する配管については、上記基本方針の前半の記載「配管系が設置されている位置を包絡する設計用床応答曲線を適用する」ではなく、ただし書き「設計用床応答曲線の運用において合理性が示される場合には、その方法を採用できるものとする」を踏まえた設計用床応答曲線を適用した耐震評価を実施している。その経緯は以下のとおり。

- ・既工認では、サプレッションチェンバ全体を剛構造と見做していたため、サプレッションチェンバに接続する配管の耐震評価は、サプレッションチェンバの設置床及び評価対象配管の設置床を包絡した床応答スペクトルを適用していた。
- ・一方今回工認では、重大事故等時におけるサプレッションチェンバ内部水質量の増加及び基準地震動の増大に伴い、サプレッションチェンバが柔構造となって地震応答が大きくなったことから、より実態に応じた耐震評価とするため、サプレッションチェンバに接続する配管の耐震評価に適用する床応答スペクトルは、JEAG4601 の考え方等を踏まえ、評価対象配管の重心位置を確認した上で、重心位置の上階の床応答スペクトルを適用している。なお、評価対象配管が複数の床に設置される場合は、それらを包絡した床応答スペクトルを適用している。

本資料では、サプレッションチェンバに接続する配管の耐震評価に対して適用する設計用床応答曲線及びこれを用いた耐震評価方法が基本方針に則っており合理的なものであることについて説明する。



本資料が関連する工認図書は以下の通り。

- VI-2-5-3-1-2 管の耐震性についての計算書（主蒸気系）
- VI-2-5-4-1-4 管の耐震性についての計算書（残留熱除去系）
- VI-2-5-4-1-5 ストレーナ部ティーの耐震計算書（残留熱除去系）
- VI-2-5-5-1-3 管の耐震性についての計算書（高圧炉心スプレイ系）
- VI-2-5-5-1-4 ストレーナ部ティーの耐震計算書（高圧炉心スプレイ系）
- VI-2-5-5-2-3 管の耐震性についての計算書（低圧炉心スプレイ系）
- VI-2-5-5-2-4 ストレーナ部ティーの耐震計算書（低圧炉心スプレイ系）
- VI-2-5-6-1-3 管の耐震性についての計算書（原子炉隔離時冷却系）
- VI-2-9-4-4-2-1 管の耐震性についての計算書（可燃性ガス濃度制御系）
- VI-2-9-4-4-4-1 管の耐震性についての計算書（可搬型窒素ガス供給系）
- VI-2-9-4-5-1-1 管の耐震性についての計算書（原子炉格納容器調気系）

## 2. 今回工認における配管の耐震評価方法

今回工認の配管の耐震評価に当たっては、添付書類「VI-2-1-13-6 管の耐震性についての計算書作成の基本方針」（以下、「基本方針」という。）において以下の通り方針を設定している。

設計用床応答曲線は、配管系が設置されている位置を包絡する設計用床応答曲線を適用する。また、異なる建物・構築物を渡る配管系については、配管系が設置されている位置を包絡する設計用床応答曲線を適用する。ただし、設計用床応答曲線の運用において合理性が示される場合には、その方法を採用できるものとする。

一方今回工認においては、重大事故等時におけるサプレッションチェンバ内部水質量の増加及び基準地震動の増大に伴ってサプレッションチェンバが柔構造となり、既工認時に比べてサプレッションチェンバの地震応答が大きくなった。そのため、サプレッションチェンバに接続する配管（以下、「S C接続配管」という。）の耐震評価に当たっては、工認添付書類の基本方針に則ったうえで、より実態に応じたサプレッションチェンバ地震応答を考慮する必要がある。

ここで、原子炉圧力容器に接続する配管及びS C接続配管を除く工認対象配管は、工認添付書類の基本方針（前半部分）の記載「配管系が設置されている位置を包絡する設計用床応答曲線を適用する」に従って、配管系が設置されている位置を包絡した設計用床応答曲線を適用した耐震評価を行っている。

原子炉圧力容器に接続する配管については、既工認と同じ方法として、重心位置を個別に算定した上で重心位置の設計用床応答曲線を適用している。

S C接続配管については、前述の通り、重大事故等時におけるサプレッションチェンバ内部水質量の増加及び基準地震動の増大に伴ってサプレッションチェンバが柔構造となり、既工認時に比べて地震応答が大きくなったため、より実態に応じたサプレッションチェンバ地震応答の考慮として既工認とは異なる方法で設計用床応答曲線を設定している。

なお、主蒸気系の配管の一部（原子炉圧力容器及びサプレッションチェンバの両方に接続する配管：解析モデルMS-001～004）については、配管の重心が原子炉圧力容器に近い位置にあることを踏まえ、原子炉圧力容器に接続する配管と同様に、既工認と同じ方法として、重心位置を個別に算定した上で重心位置の設計用床応答曲線を適用している。

## 3. 今回工認におけるサプレッションチェンバ接続配管の耐震評価方法

S C接続配管については、既工認では、サプレッションチェンバ全体を剛構造と見做していたため、サプレッションチェンバの設置床及び評価対象配管の設置床を包絡した床応答スペクトルを適用していた。

一方、今回工認においては、重大事故等時におけるサプレッションチェンバ内部水質量の増加及び基準地震動の増大に伴ってサプレッションチェンバが柔構造となり、既工認時に比べて地震応答が大きくなり、サプレッションチェンバの応答を用いて作成する設計用床応答曲線は、全質点のNS方向及びEW方向の地震応答を包絡するなど保守的に設定されている（図1, 2参照）。この状況で、S C接続配管の耐震評価を既工認と同じ方法で行うと、設計用床応答曲線に

サプレッションチェンバの設計用床応答曲線が包絡され、配管のサポート設置状況や重心位置が適切に加味されない過度に保守的な結果となることから、S C接続配管の耐震評価は、より実態に応じた耐震評価を実施する必要がある。

これを踏まえて、今回工認におけるS C接続配管の耐震評価にあたっては、より実態に応じたサプレッションチェンバ地震応答を考慮するため、適用する設計用床応答曲線の設定方法等に配慮し、既工認とは異なる方法で耐震評価を行う。

#### (1) 設計用床応答曲線の設定方法

女川2号機の工認対象のS C接続配管は全16モデル（別紙1参照）である。いずれの配管モデルもサプレッションチェンバとの接続部を含み、原子炉建屋内の広範囲に設置されており、配管の重心位置は原子炉建屋側にあるとともに、原子炉建屋に多くサポートが設置されている。

JEAG4601-1987では、配管の耐震評価に適用する床応答スペクトルについては、「機器・配管系の重心位置に近い或いは耐震支持点の最も多い床面のもの等最も適切な床のものを採用することを基本」と記載されている。

また、女川2号機の今回工認では、配管の耐震評価に適用する設計用床応答曲線の設定に当たり、基本方針（前半部分）には「配管系が設置されている位置を包絡する設計用床応答曲線を適用する」に加えて、基本方針（ただし書き）には「設計用床応答曲線の運用において合理性が示される場合には、その方法を採用できるものとする」と記載している。

ここで、女川2号機のS C接続配管の設置状況に対して、上記基本方針（前半部分）の「配管系が設置されている位置を包絡する設計用床応答曲線を適用する」に則った場合、設計用床応答曲線は原子炉建屋の地震応答及び柔構造となった影響で大きくなったサプレッションチェンバの地震応答の両者を包絡したものとなる。この設計用床応答曲線を用いた耐震評価では、柔構造となった影響で大きくなったサプレッションチェンバの地震応答がサプレッションチェンバから離れた配管に対しても解析上の入力条件となって影響を及ぼすこととなり、配管のサポート設置状況や重心位置が適切に加味されず、過度に保守的な評価となる。

こうした状況を踏まえ、今回の耐震評価におけるS C接続配管に対する設計用床応答曲線は、基本方針（ただし書き）「設計用床応答曲線の運用において合理性が示される場合には、その方法を採用できるものとする」の記載に則って設定する。

具体的には、JEAG4601に従って、女川2号機の工認対象のS C接続配管全16モデルについて、重心位置が原子炉建屋側にあること及び多くのサポートが原子炉建屋に設置されていることを確認した上で、重心位置の上階の床応答スペクトルを適用するよう配慮している。なお、評価対象配管が複数の床に設置される場合は、それらを包絡した床応答スペクトルを適用するよう配慮している。これは、原子炉圧力容器に接続する配管及びS C接続配管を除く工認対象配管が、配管系が設置されている位置を包絡した設計用床応答曲線を適用した耐震評価を行っていることを考慮して、S C接続配管に対する設計上の更なる保守性への配慮として実施するものである。

(2) サプレッションチェンバの地震応答に対する設計配慮

サプレッションチェンバの地震応答に対する配慮として、サプレッションチェンバとの接続位置にサプレッションチェンバの変位を考慮した評価を行っている。

前述(1)、(2)の設計用床応答曲線の設定方法等は、既工認と同様に重心位置を個別に算定した上で重心位置の設計用床応答曲線を適用し、大型機器の接続位置に大型機器の変位を考慮した評価を行っている原子炉圧力容器に接続する配管についても同様である（「補足 600-40-11 配管解析における重心位置スペクトル法の適用について」参照）。

以上のことから、今回工認におけるS C接続配管の耐震評価は、基本方針に則って配管のサポート設置状況や重心位置を適切に加味した原子炉建屋の設計用床応答曲線を適用しており、より実態に応じた合理的な評価を行っていると言える。

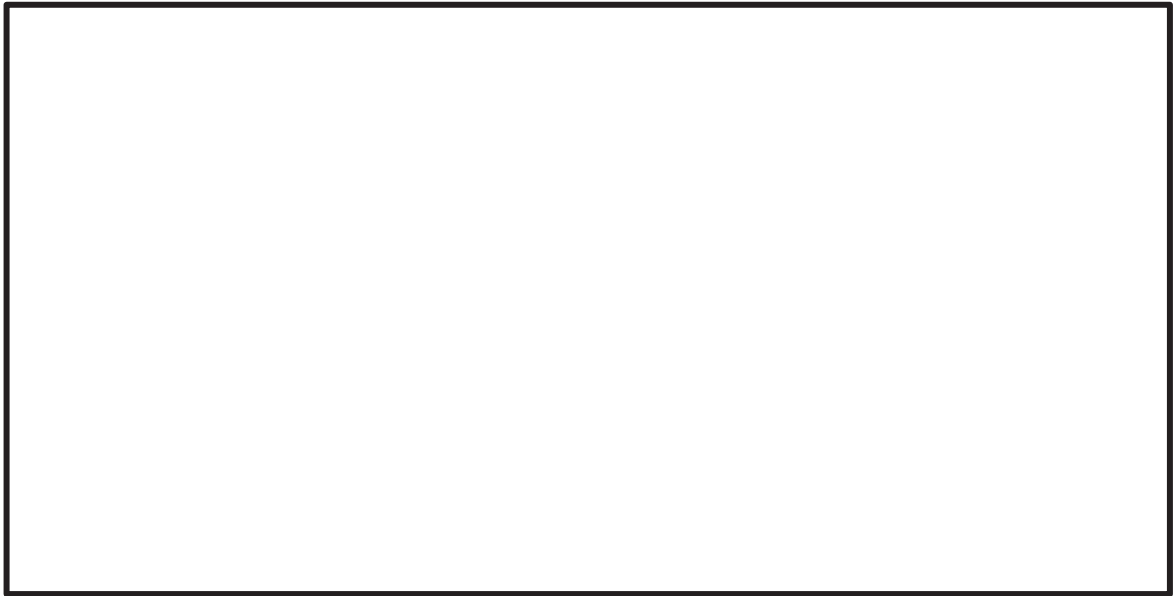
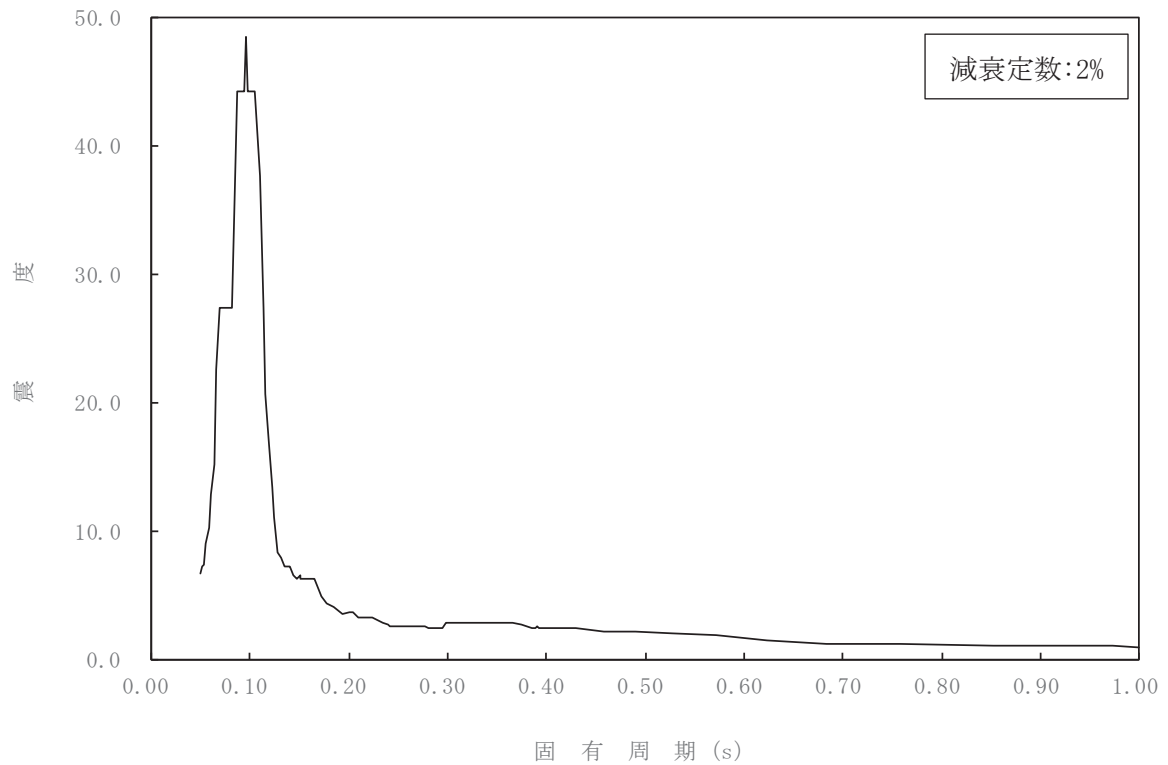


図1 サプレッションチェンバの地震応答解析モデル



注\*：添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」より引用

図2 サプレッションチェンバの設計用床応答曲線  
(基準地震動  $S_s$ , 水平方向 (NS/EW 包絡), 減衰 2%, SA 時水位)

#### 4. サプレッションチェンバ接続配管の耐震評価に対するサプレッションチェンバの地震応答に関する影響確認

SC接続配管の耐震評価に対するサプレッションチェンバの地震応答の影響に関して、今回工認におけるSC接続配管の耐震評価方法がより実態に応じた合理的な評価方法であることを定量的に補足するため、サプレッションチェンバの地震応答の影響が考えられる配管モデルに対し、より実態に応じた精緻な耐震評価としての多入力時刻歴応答解析及び過度に保守的な耐震評価としてのスペクトルモーダル解析（配管系が設置されている位置（サプレッションチェンバを含む）を包絡する設計用床応答曲線を適用）による影響確認を行う。ここで、サプレッションチェンバの地震応答のうち、変位はSC接続配管の耐震評価にすでに考慮していることから、地震応答加速度の影響について確認する。

また、SC接続配管上のサプレッションチェンバ内に設置された重量物であるストレーナの耐震評価に対するサプレッションチェンバの地震応答加速度による影響確認を行う。

なお、主蒸気系の配管の一部（原子炉圧力容器及びサプレッションチェンバの両方に接続する配管：解析モデルMS-001～004）については、配管のサポート設置状況や重心位置、今回工認における耐震評価結果（振動モード及び許容値に対する裕度等）を踏まえると、サプレッションチェンバの地震応答加速度がこれらの配管の耐震性に影響を与えないものと判断した。（別紙2参照）

##### a. 確認対象配管モデル

SC接続配管の耐震評価に対するサプレッションチェンバの地震応答加速度の影響は、地震慣性力の増加として現れる。これを踏まえて確認対象配管モデルは、サプレッションチェンバの地震応答加速度の影響の観点から、地震慣性力に着目し一次応力評価で裕度が最小の配管モデルを選定する。

ここで、別紙1に示すSC接続配管の解析モデルを確認すると、重量物（ストレーナ）を有しない配管モデルとサプレッションチェンバ内部にストレーナを有する配管モデルに分類されるため、サプレッションチェンバ内部のストレーナによる地震慣性力の影響の観点から、サプレッションチェンバ内部にストレーナを有する配管モデルのうち一次応力評価で裕度が最小となる配管モデルを選定する。

表1に、今回工認で原子炉建屋の設計用床応答曲線を用いているSC接続配管モデルの一次応力評価の裕度整理結果を示す。この結果から一次応力評価で裕度が最小となる配管モデルとしてRHR-010及びストレーナを有する配管モデルとして一次応力評価で裕度が最小となるHPCS-002を選定した。

なお、RHR-010（別図1-2）については、他のストレーナを有しない配管モデルに比べて、サプレッションチェンバ付近にまとまった小さな配管モデルとなっており、他のストレーナを有しない配管モデルよりもサプレッションチェンバの地震応答加速度の影響を受けやすいと考えられる。また、HPCS-002（別図1-6）については、他のストレーナを有する配管モデルと配管設置条件及び接続位置が類似であることから、サプレッションチェンバの地震応答加速度の影響は他のストレーナを有する配管モデルと同等であると考えられる。

今回工認の耐震計算書におけるRHR-010及びHPCS-002の耐震評価の入力

条件を表 2 に、解析モデルを図 3, 4 に示す。

表 1 原子炉建屋の設計用床応答曲線を用いている S C 接続配管モデルの裕度整理結果

配管モデル	一次応力評価の裕度 (許容応力/算出応力)		確認対象	解析 モデル図	備考
	設計基準 対象施設	重大事故等 対処設備			
RHR-006	2.18	2.24	—	別図 1-1	ストレーナ有り
RHR-010	1.76	1.72	○	別図 1-2	
RHR-011	2.36	2.22	—	別図 1-3	ストレーナ有り
RHR-015	1.83	1.86	—	別図 1-4	
RHR-016	2.30	2.55	—	別図 1-5	ストレーナ有り
HPCS-002	1.93	1.94	○	別図 1-6	ストレーナ有り
HPCS-003	3.37	2.31	—	別図 1-7	
LPCS-002	2.43	2.22	—	別図 1-8	ストレーナ有り
LPCS-003	3.79	3.83	—	別図 1-9	
RCIC-001	4.11	3.10	—	別図 1-10	ストレーナ有り
RCIC-005	5.58	5.67	—	別図 1-11	
FCS-002	4.84	—	—	別図 1-12	重大事故等対処設 備ではない
FCS-004	6.98	—	—	別図 1-13	重大事故等対処設 備ではない
AC-014	—	2.50	—	別図 1-14	設計基準対象 施設ではない
AC-001	3.13	4.65	—	別図 1-15	
AC-002	3.15	2.97	—	別図 1-16	

表 2 工認耐震計算書の入力条件

配管モデル	減衰定数	標高
RHR-010		
HPCS-002		

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

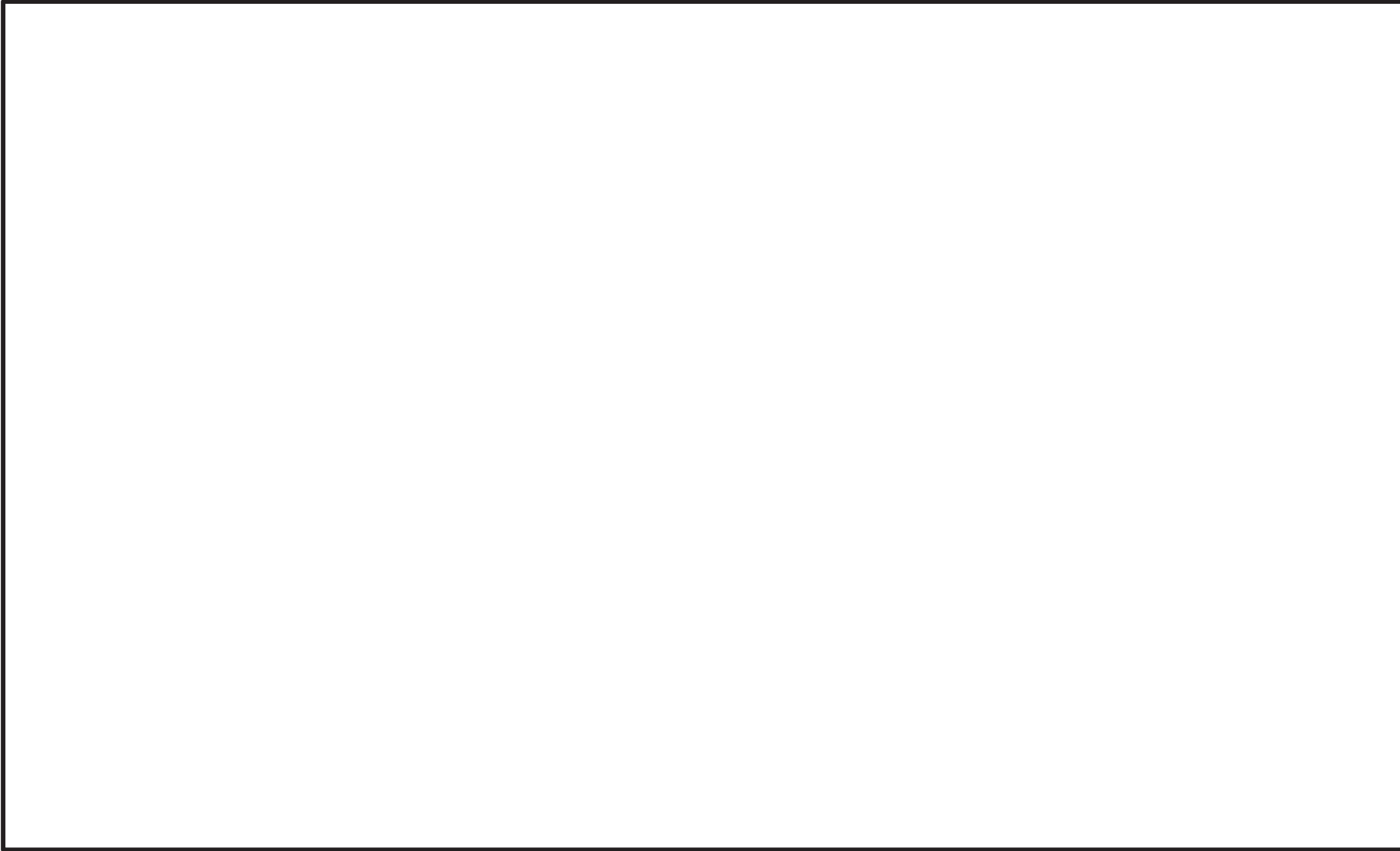


図3 解析モデル図 (RHR-010)



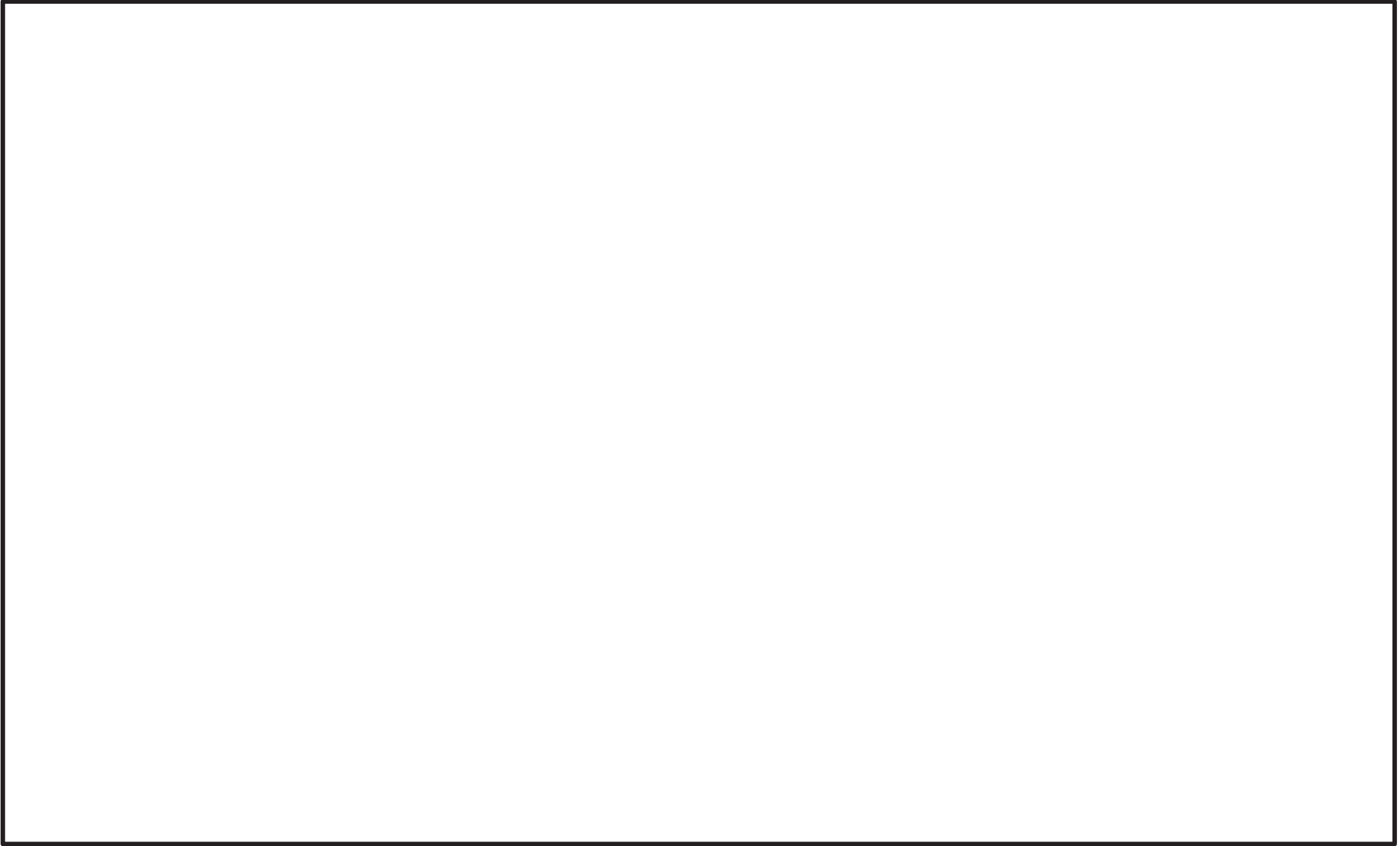


図4 解析モデル図 (H P C S - 0 0 2)

## b. 地震応答解析方法

今回工認におけるS C接続配管の耐震評価方法（重心位置が原子炉建屋側にあること及び多くのサポートが原子炉建屋に設置されていることを確認した上で、重心位置の上階の床応答スペクトルを適用したスペクトルモーダル解析）に対し、①サプレッションチェンバと原子炉建屋の時刻歴応答加速度を用いた多入力時刻歴応答解析（以下、「サプレッションチェンバの地震応答加速度を考慮した多入力時刻歴応答解析」という。）及び②サプレッションチェンバの地震応答加速度と原子炉建屋の地震応答加速度を包絡した設計用床応答曲線を用いたスペクトルモーダル解析を行う。

なお、地震応答解析モデルにおいて複数の入力点に地震応答加速度を考慮することができる地震応答解析手法として、多入力時刻歴応答解析に加えて多入力スペクトルモーダル解析があるが、より実態に応じた精緻な解析を行う観点で、多入力時刻歴応答解析を用いた。

## c. 入力地震動

### i) ①サプレッションチェンバの地震応答加速度を考慮した多入力時刻歴応答解析

#### a) 入力地震動と入力位置

サプレッションチェンバの地震応答加速度を考慮した多入力時刻歴応答解析に用いる入力地震動は、配管の固有周期で応答加速度が大きく全周期帯において安定した応答を生じさせる基準地震動S s - D 2とし、配管とサプレッションチェンバとの接続位置及びサプレッションチェンバで支持するサポートの位置には、サプレッションチェンバの時刻歴加速度、原子炉建屋で支持するサポートの位置には、その設置位置に応じた原子炉建屋の時刻歴加速度を入力する。原子炉建屋の地震応答解析モデルは多軸モデルであるため、近接する原子炉建屋の中心軸の時刻歴加速度を用いる。

サプレッションチェンバの地震応答解析モデルに対する確認対象配管モデル（RHR-010）の接続位置及び多入力時刻歴応答解析における時刻歴加速度の入力位置を図5, 6に、原子炉建屋の地震応答解析モデルにおける時刻歴加速度の取り出し位置を図7に示す。評価に用いるサプレッションチェンバ（質点9を代表）の時刻歴加速度及びその床応答スペクトルを図8, 9に、原子炉建屋の時刻歴加速度及びその床応答スペクトルを図10, 11に、解析モデルと時刻歴加速度入力位置の関係を図12に示す。

また、サプレッションチェンバに対する配管モデル（HPCS-002）の接続位置及び多入力時刻歴応答解析における時刻歴加速度の入力位置を図13, 14に、原子炉建屋地震応答解析モデルに対する時刻歴加速度の取り出し位置を図15に示す。評価に用いるサプレッションチェンバ（質点31）の時刻歴加速度及びその床応答スペクトルを図16, 17に、原子炉建屋（標高0.P.6.0mを代表）の時刻歴加速度及びその床応答スペクトルを図18, 19に、解析モデルと時刻歴加速度入力位置の関係を図20に示す。

なお、サプレッションチェンバの地震応答加速度は、サプレッションチェンバの形状（円環形状）及びサプレッションチェンバを支持するボックスサポートの拘束条件（大円半径方向に自由、円周方向に拘束）が影響し、質点（方位）によってNS及びEW方向の床応答スペクトルの大きさが異なる（別紙3参照）。また、サプレッションチェンバの

地震応答解析の入力地震動である原子炉建屋の NS 及び EW 方向の床応答スペクトルが異なることによっても, NS 及び EW 方向の床応答スペクトルの大きさが異なるものである。

b) 時刻歴応答解析に対する床応答スペクトルの拡幅相当の検討

本評価では, サプレッションチェンバの地震応答加速度を考慮した多入力時刻歴応答解析を行っており, 設計用床応答曲線に考慮している応答加速度の周期方向へ $\pm 10\%$ の拡幅が考慮されないため, 基準となる時刻歴加速度波(固有周期シフトを考慮していないもの)による解析に加えて, ASME Boiler Pressure Vessel Code SECTION III, DIVISION 1-NONMANDATORY APPENDIX N-1222.3 Time History Broadening の規定をもとに時刻歴加速度波を時間軸方向に $\pm 10\%$ シフトさせた時刻歴加速度波による解析も実施する。さらに,  $\pm 10\%$ シフトさせた床応答スペクトルのピークに配管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を考慮した評価も行うが, 今回の評価では, 配管の 1 次固有周期と水平の応答スペクトルのピークが比較的近接していることから, ピーク位置を考慮した評価は行わない。

また, 配管が 3 次元的な広がりをもつ非対称な設備であることを踏まえ, 位相を反転させた時刻歴加速度を用いた評価も行う。



図5 サプレッションチェンバの地震応答解析モデルに対する確認対象配管モデル  
(RHR-010)の接続位置

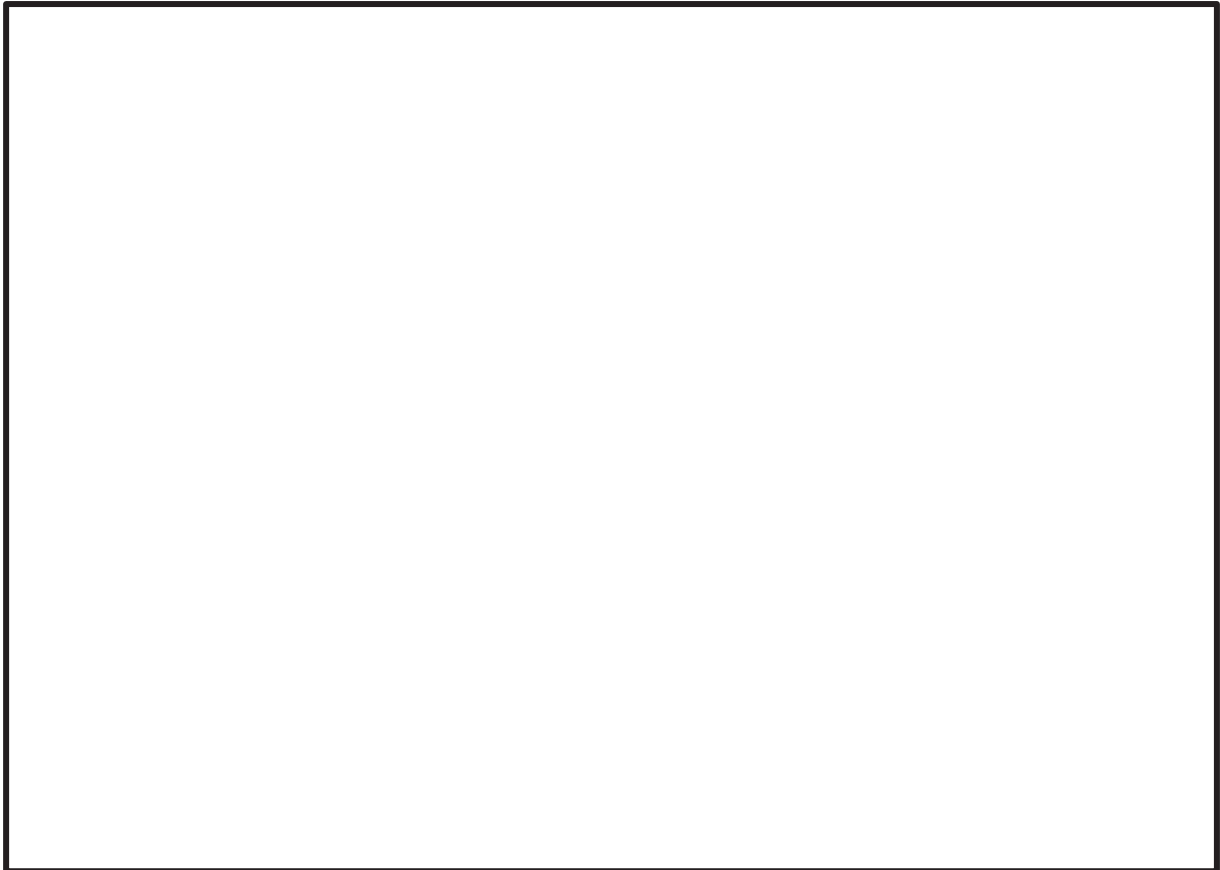
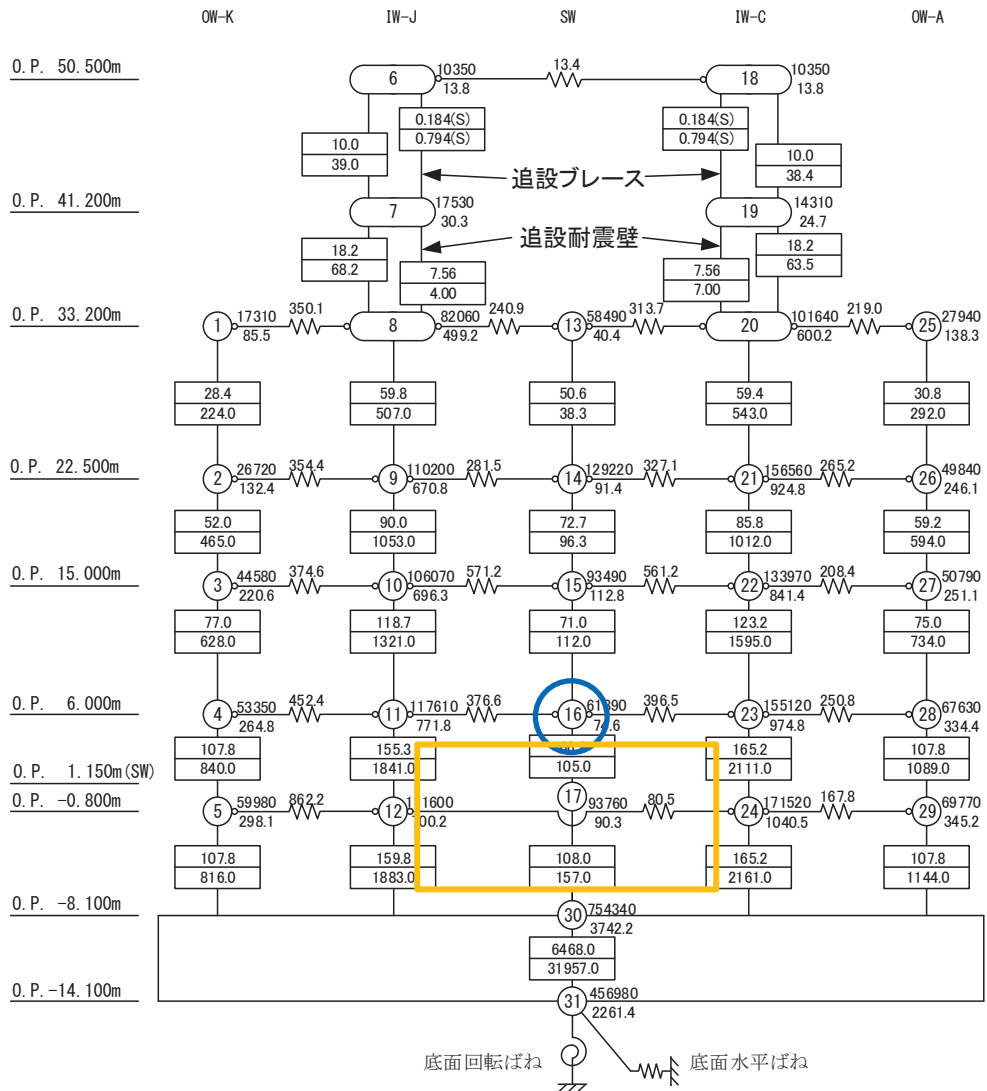
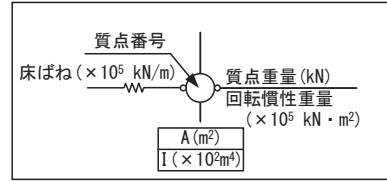


図6 多入力時刻歴応答解析における時刻歴加速度の入力位置 (RHR-010)

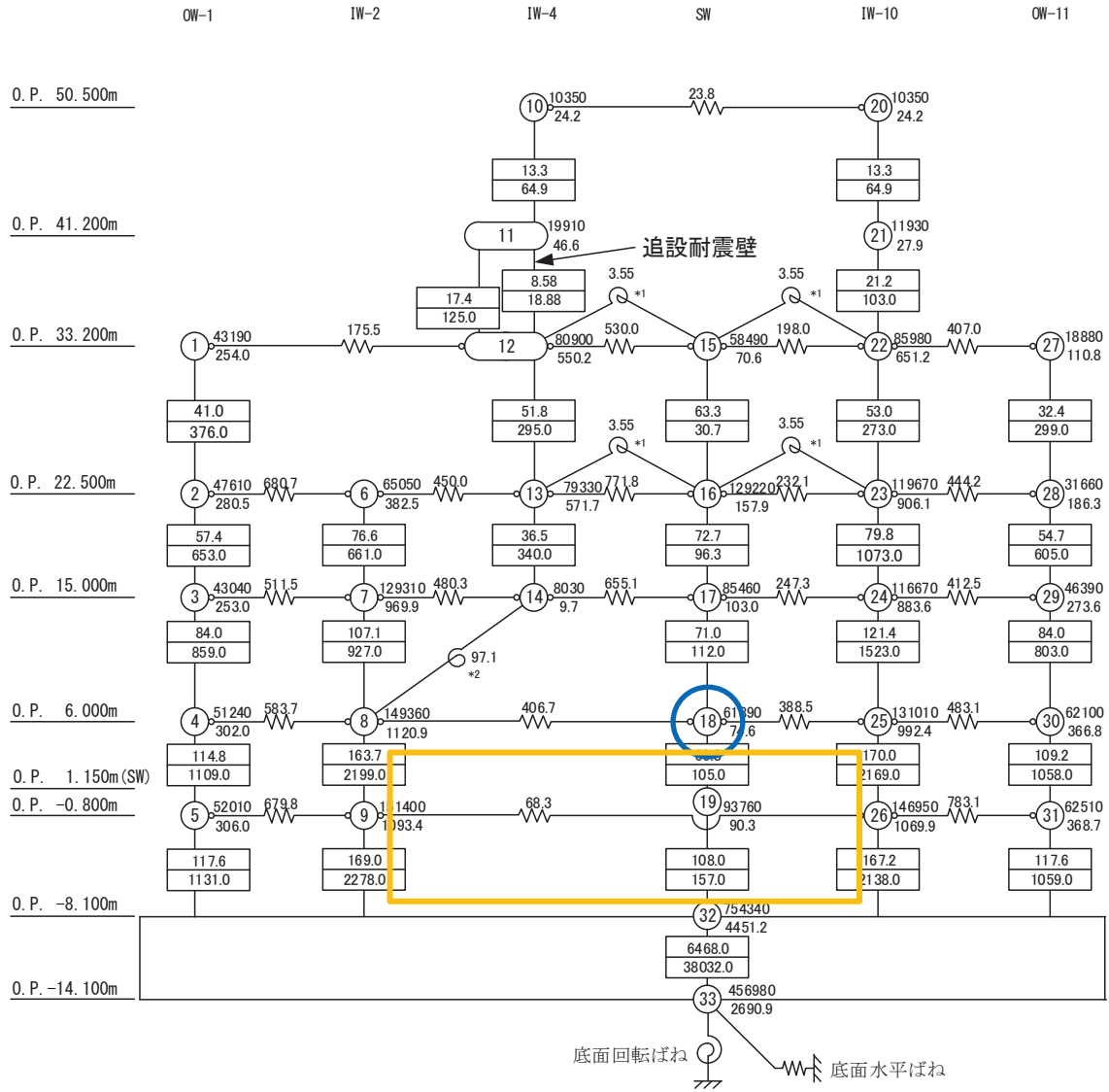
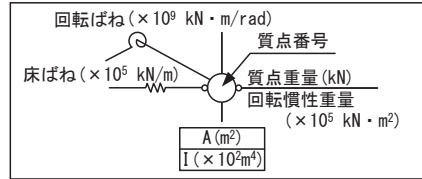
$E_c = 1.99 \times 10^4$	N/mm <sup>2</sup>
$7.94 \times 10^3$	N/mm <sup>2</sup> (燃料取替床上部)
$2.52 \times 10^4$	N/mm <sup>2</sup> (追設耐震壁)
$G_c = 8.53 \times 10^3$	N/mm <sup>2</sup>
$3.41 \times 10^3$	N/mm <sup>2</sup> (燃料取替床上部)
$1.05 \times 10^4$	N/mm <sup>2</sup> (追設耐震壁)
$E_s = 2.05 \times 10^5$	N/mm <sup>2</sup> (追設ブレース)
$G_s = 7.90 \times 10^4$	N/mm <sup>2</sup> (追設ブレース)



- : 時刻歴加速度の取り出し位置
- : サプレッションチェンバ設置位置

図7 原子炉建屋の地震応答解析モデルにおける時刻歴加速度の取り出し位置 (RHR-010, NS方向)

$E_c = 2.12 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$   
 $1.32 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$  (燃料取替床上部)  
 $2.52 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$  (追設耐震壁)  
 $G_c = 9.10 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$   
 $5.69 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$  (燃料取替床上部)  
 $1.05 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$  (追設耐震壁)



○ : 時刻歴加速度の取り出し位置  
 : サプレッションチェンバ設置位置

図7 原子炉建屋の地震応答解析モデルにおける時刻歴加速度の取り出し位置  
 (RHR-010, EW方向)

$$E_c = 2.65 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$$

$$G_c = 1.14 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$$

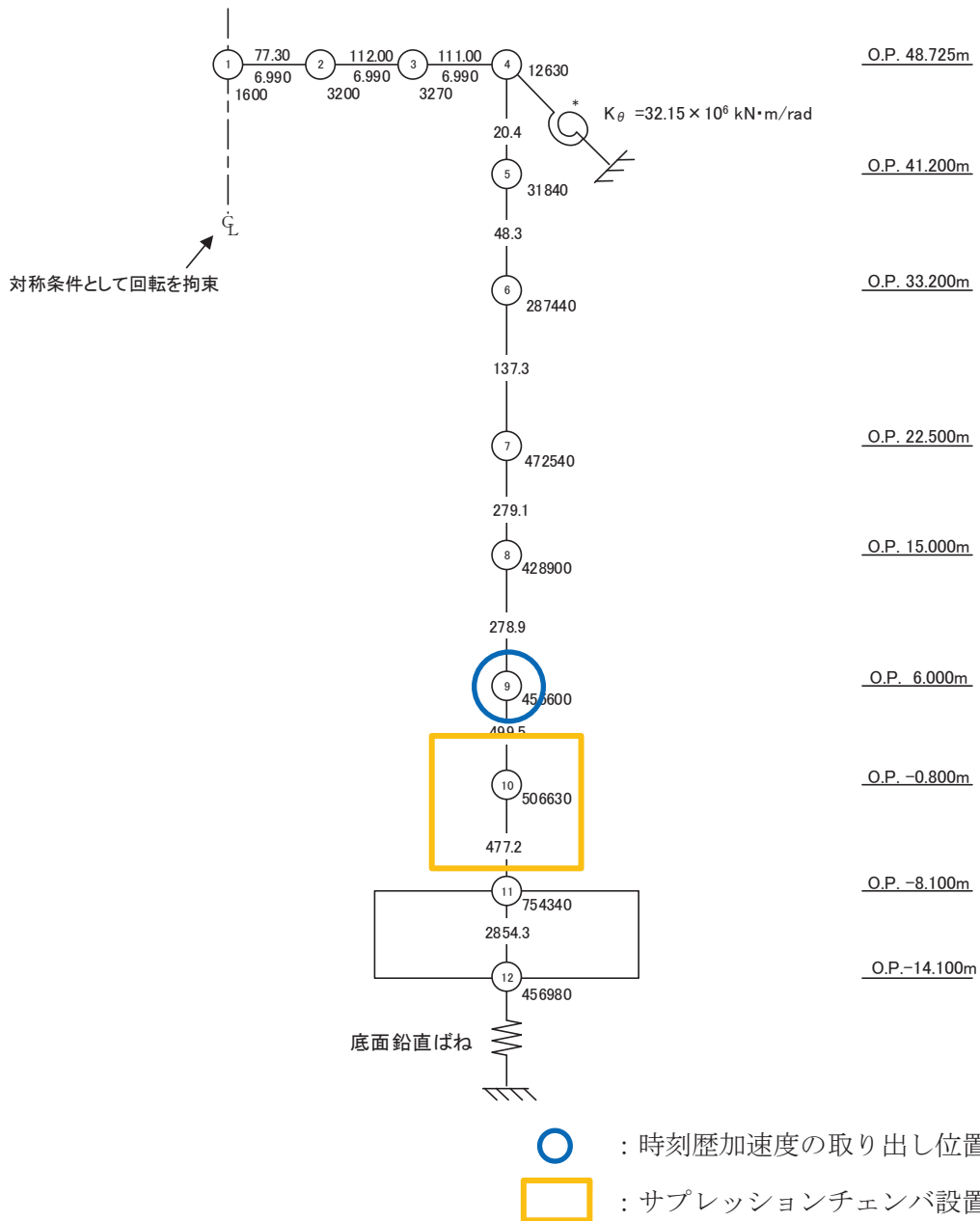
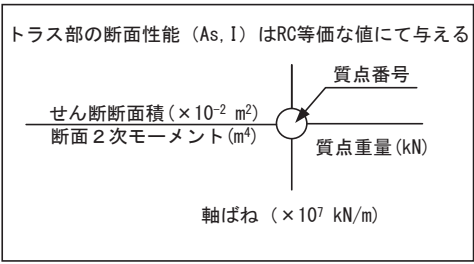


図7 原子炉建屋の地震応答解析モデルにおける時刻歴加速度の取り出し位置 (RHR-010, UD方向)

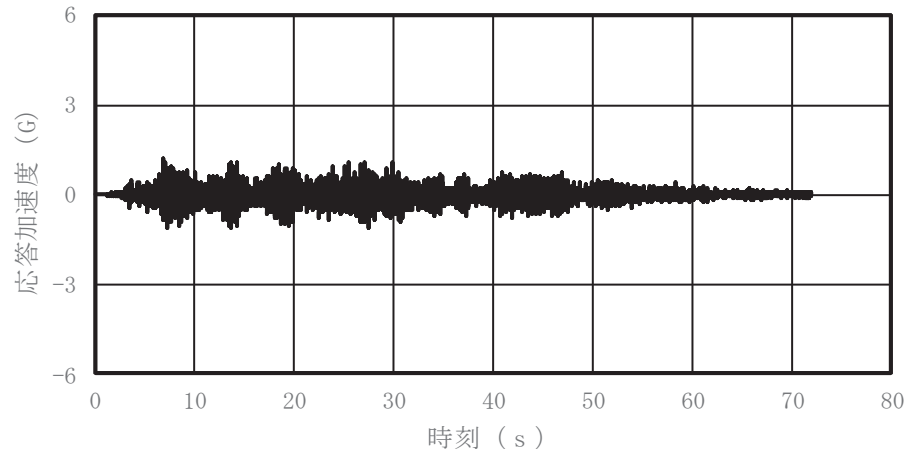


図8 時刻歴加速度 (1/3)

(RHR-010, 基準地震動S<sub>s</sub>-D2, サプレッションチェンバ, NS方向, 質点9)

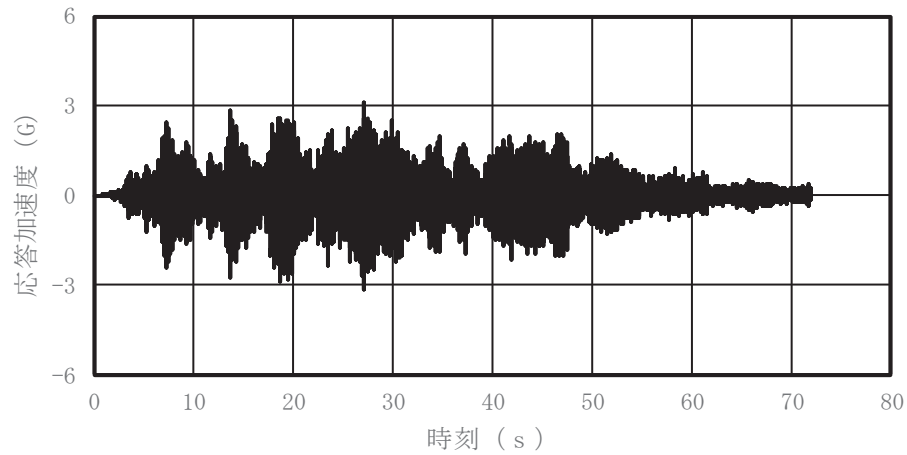


図8 時刻歴加速度 (2/3)

(RHR-010, 基準地震動S<sub>s</sub>-D2, サプレッションチェンバ, EW方向, 質点9)

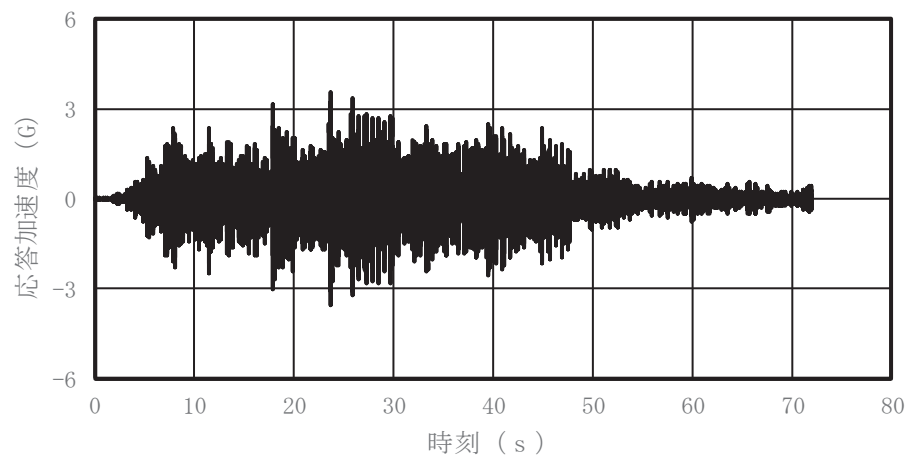


図8 時刻歴加速度 (3/3)

(RHR-010, 基準地震動S<sub>s</sub>-D2, サプレッションチェンバ, UD方向, 質点9)



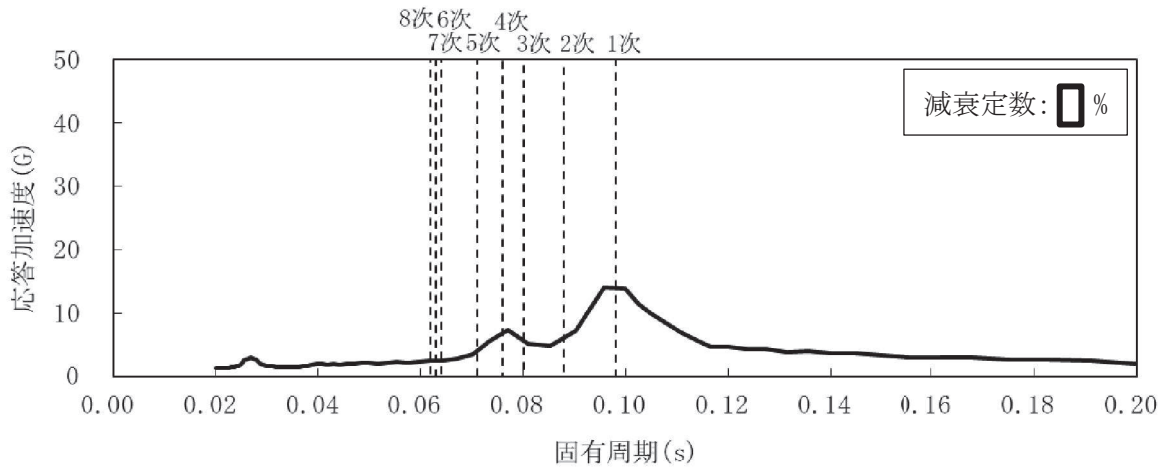


図9 床応答スペクトル (1/3)

(RHR-010, 基準地震動 S<sub>s</sub>-D2, サプレッションチェンバ, NS 方向, 質点9)

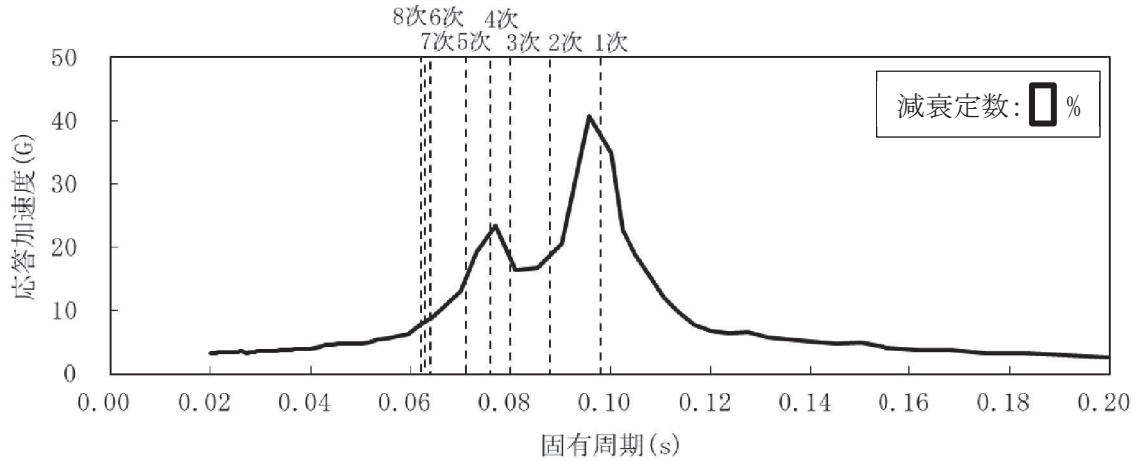


図9 床応答スペクトル (2/3)

(RHR-010, 基準地震動 S<sub>s</sub>-D2, サプレッションチェンバ, EW 方向, 質点9)

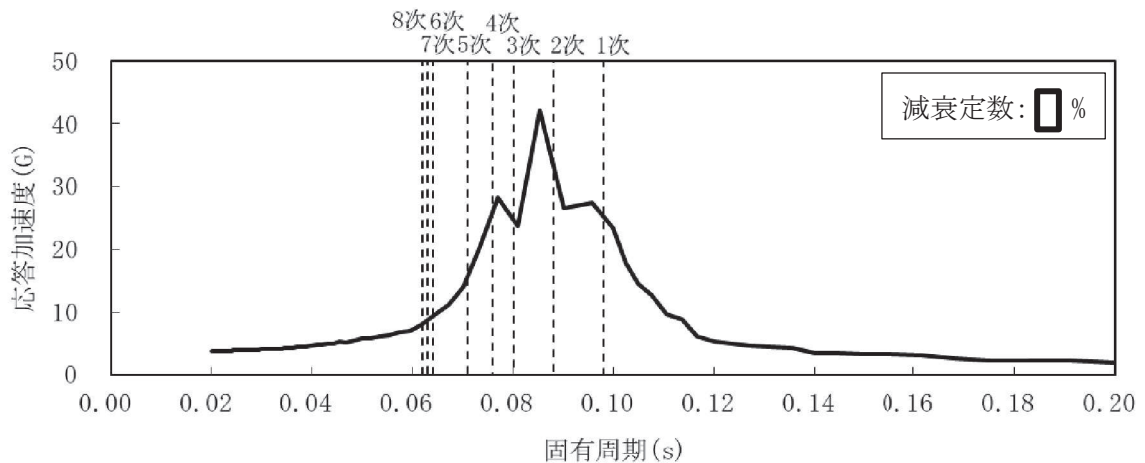


図9 床応答スペクトル (3/3)

(RHR-010, 基準地震動 S<sub>s</sub>-D2, サプレッションチェンバ, UD 方向, 質点9)

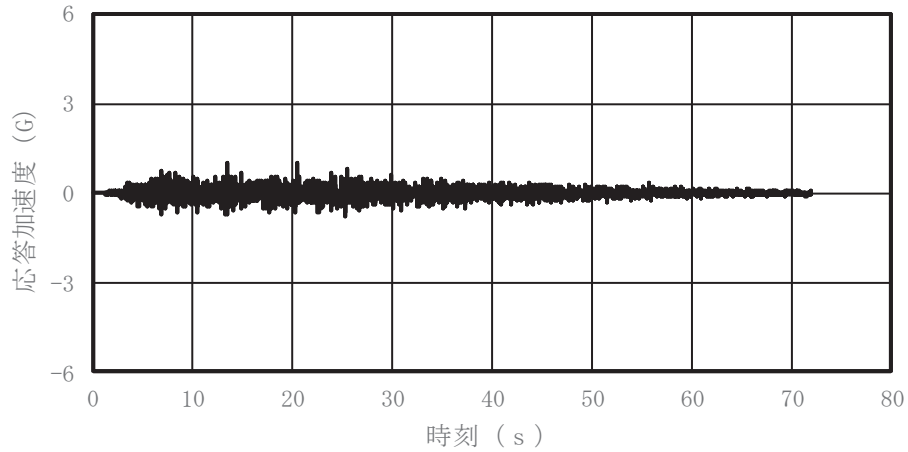


図 10 時刻歴加速度 (1/3)

(RHR-010, 基準地震動 S s-D 2, 原子炉建屋: 0.P.   m, NS 方向)

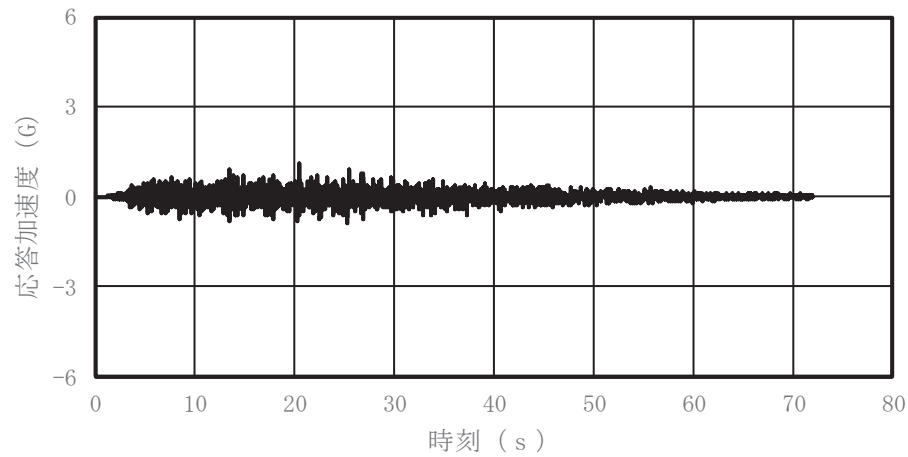


図 10 時刻歴加速度 (2/3)

(RHR-010, 基準地震動 S s-D 2, 原子炉建屋: 0.P.   m, EW 方向)

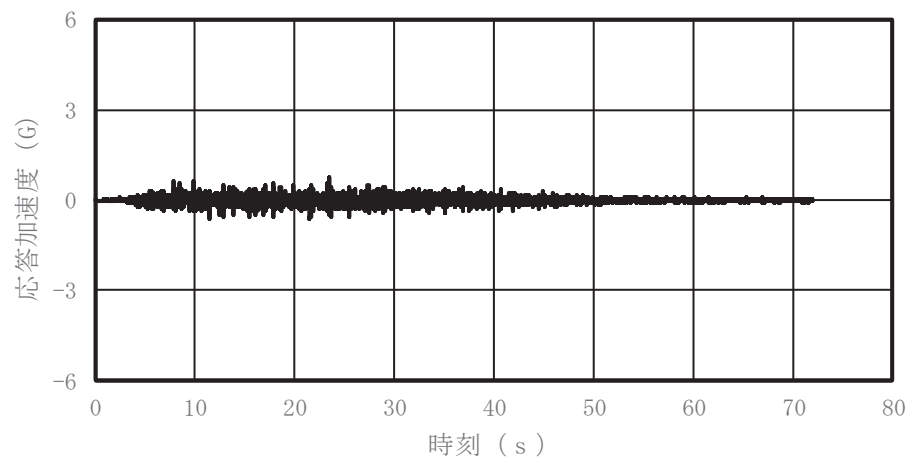


図 10 時刻歴加速度 (3/3)

(RHR-010, 基準地震動 S s-D 2, 原子炉建屋: 0.P.   m, UD 方向)

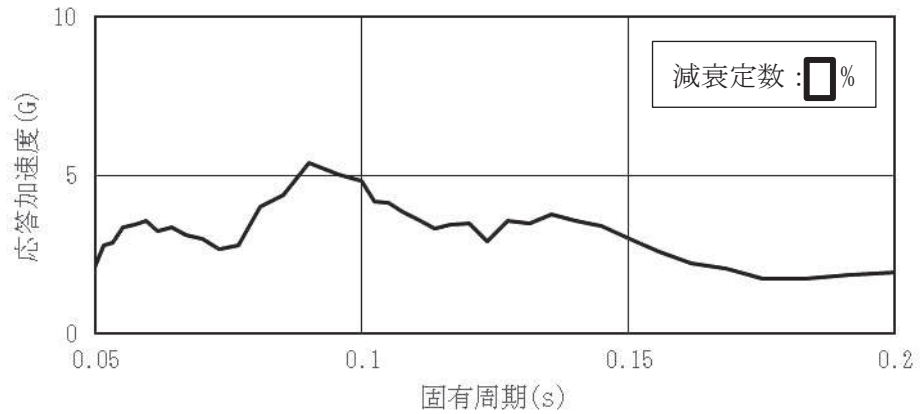


図 11 床応答スペクトル (1/3)

(RHR-010, 基準地震動 S s-D2, 原子炉建屋: O.P. [ ] m, NS 方向)

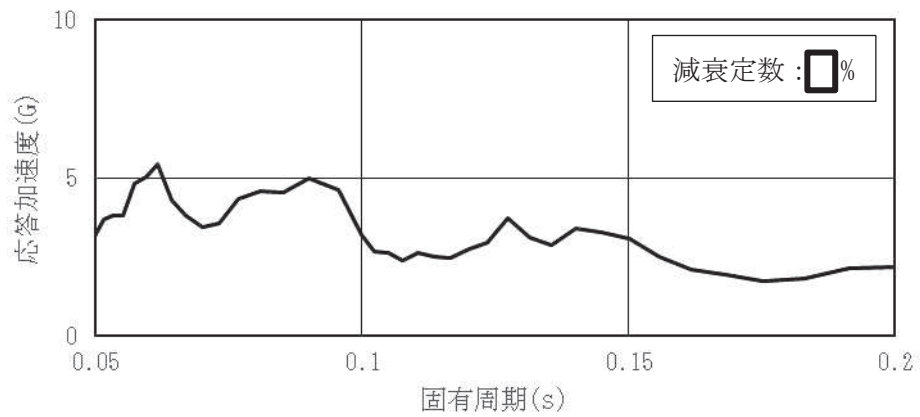


図 11 床応答スペクトル (2/3)

(RHR-010, 基準地震動 S s-D2, 原子炉建屋: O.P. [ ] m, EW 方向)

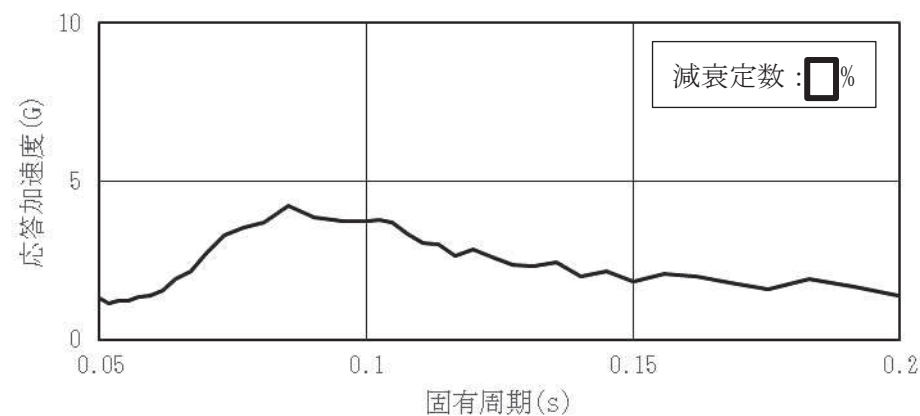


図 11 床応答スペクトル (3/3)

(RHR-010, 基準地震動 S s-D2, 原子炉建屋: O.P. [ ] m, UD 方向)

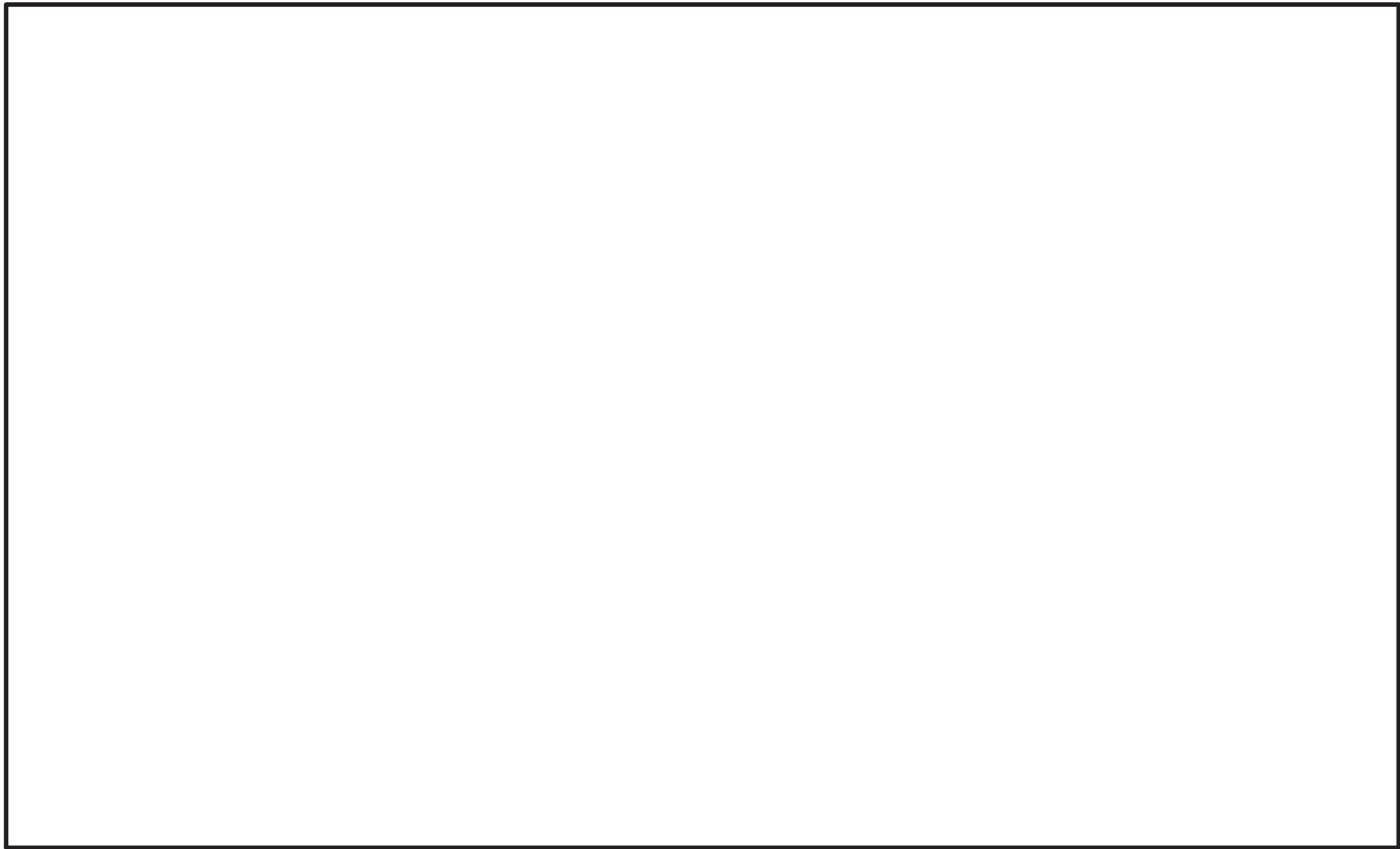


図 12 解析モデルと時刻歴加速度入力位置の関係 (RHR-010)

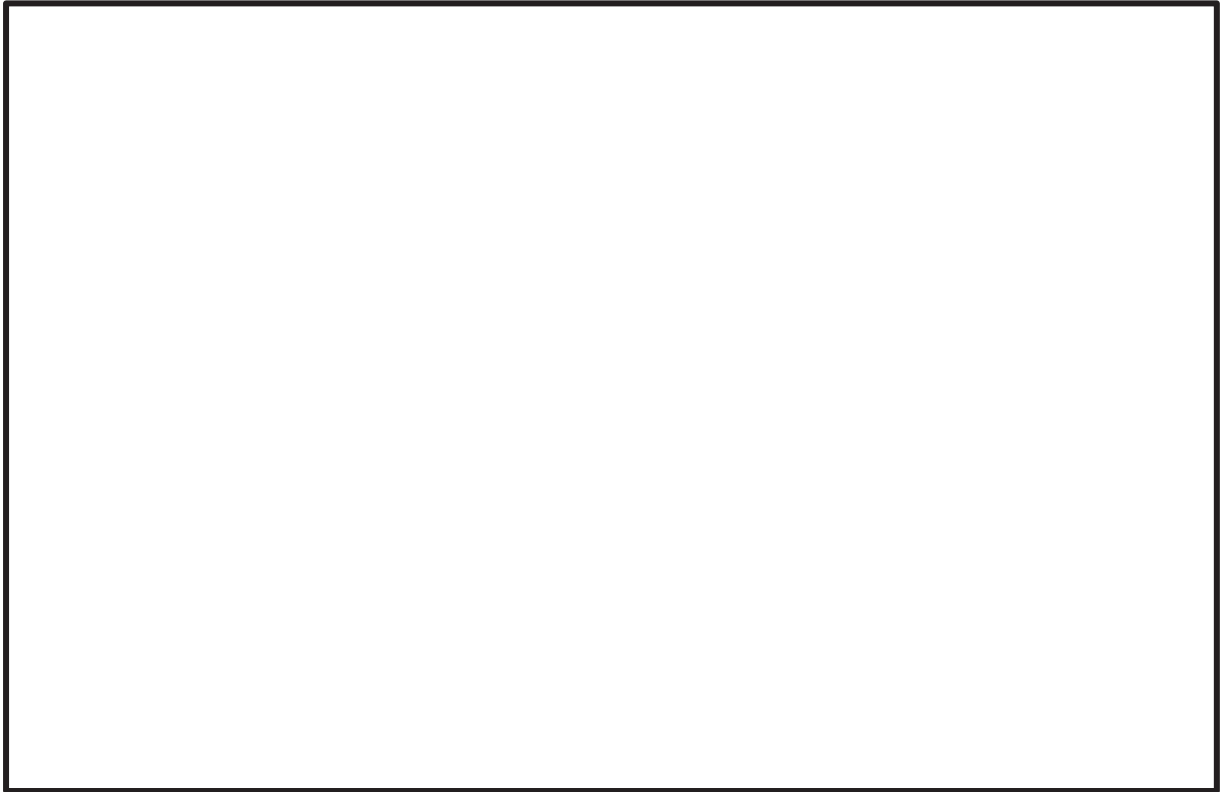


図 13 サプレッションチェンバの地震応答解析モデルに対する確認対象配管モデル  
(HPCS-002) の接続位置

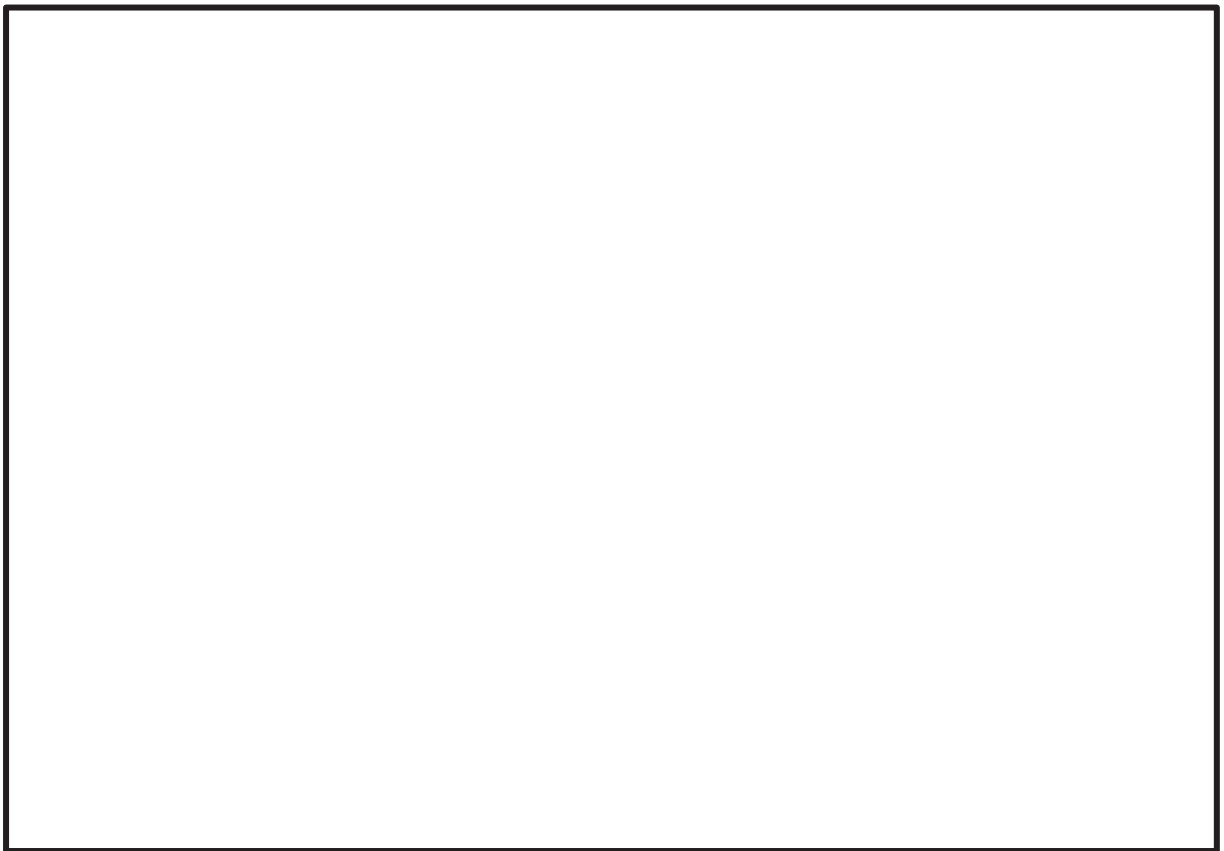
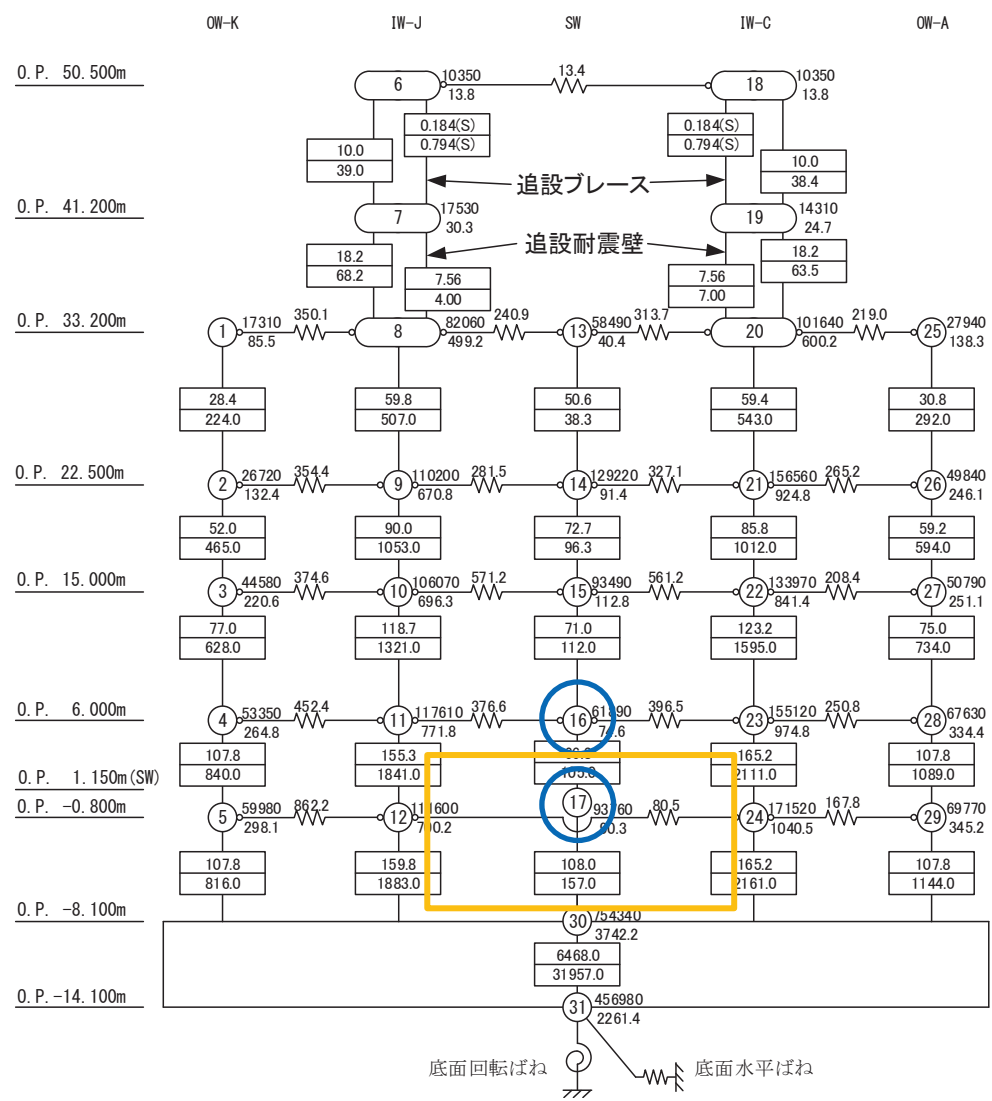
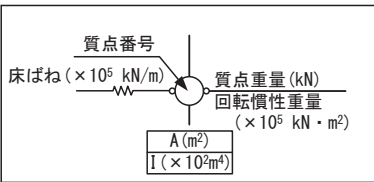


図 14 多入力時刻歴応答解析における時刻歴加速度の入力位置 (HPCS-002)

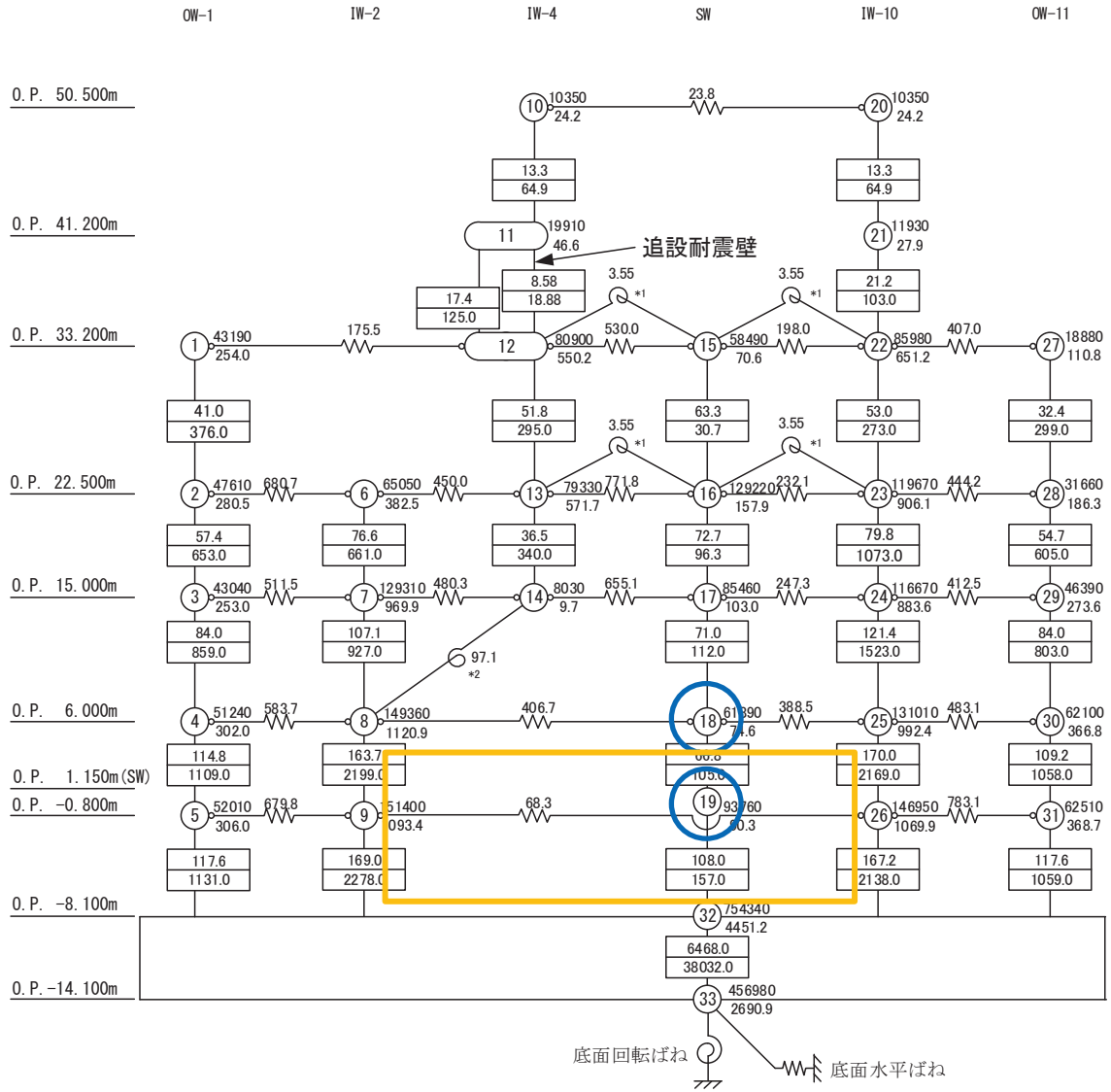
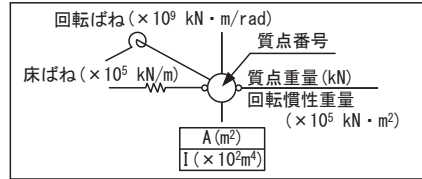
$E_c = 1.99 \times 10^4$	N/mm <sup>2</sup>
$7.94 \times 10^3$	N/mm <sup>2</sup> (燃料取替床上部)
$2.52 \times 10^4$	N/mm <sup>2</sup> (追設耐震壁)
$G_c = 8.53 \times 10^3$	N/mm <sup>2</sup>
$3.41 \times 10^3$	N/mm <sup>2</sup> (燃料取替床上部)
$1.05 \times 10^4$	N/mm <sup>2</sup> (追設耐震壁)
$E_s = 2.05 \times 10^5$	N/mm <sup>2</sup> (追設ブレース)
$G_s = 7.90 \times 10^4$	N/mm <sup>2</sup> (追設ブレース)



- : 時刻歴加速度の取り出し位置
- : サプレッションチェンバ設置位置

図 15 原子炉建屋の地震応答解析モデルにおける時刻歴加速度の取り出し位置  
(HPCS-002, NS方向)

$E_c = 2.12 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$   
 $1.32 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$  (燃料取替床上部)  
 $2.52 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$  (追設耐震壁)  
 $G_c = 9.10 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$   
 $5.69 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$  (燃料取替床上部)  
 $1.05 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$  (追設耐震壁)

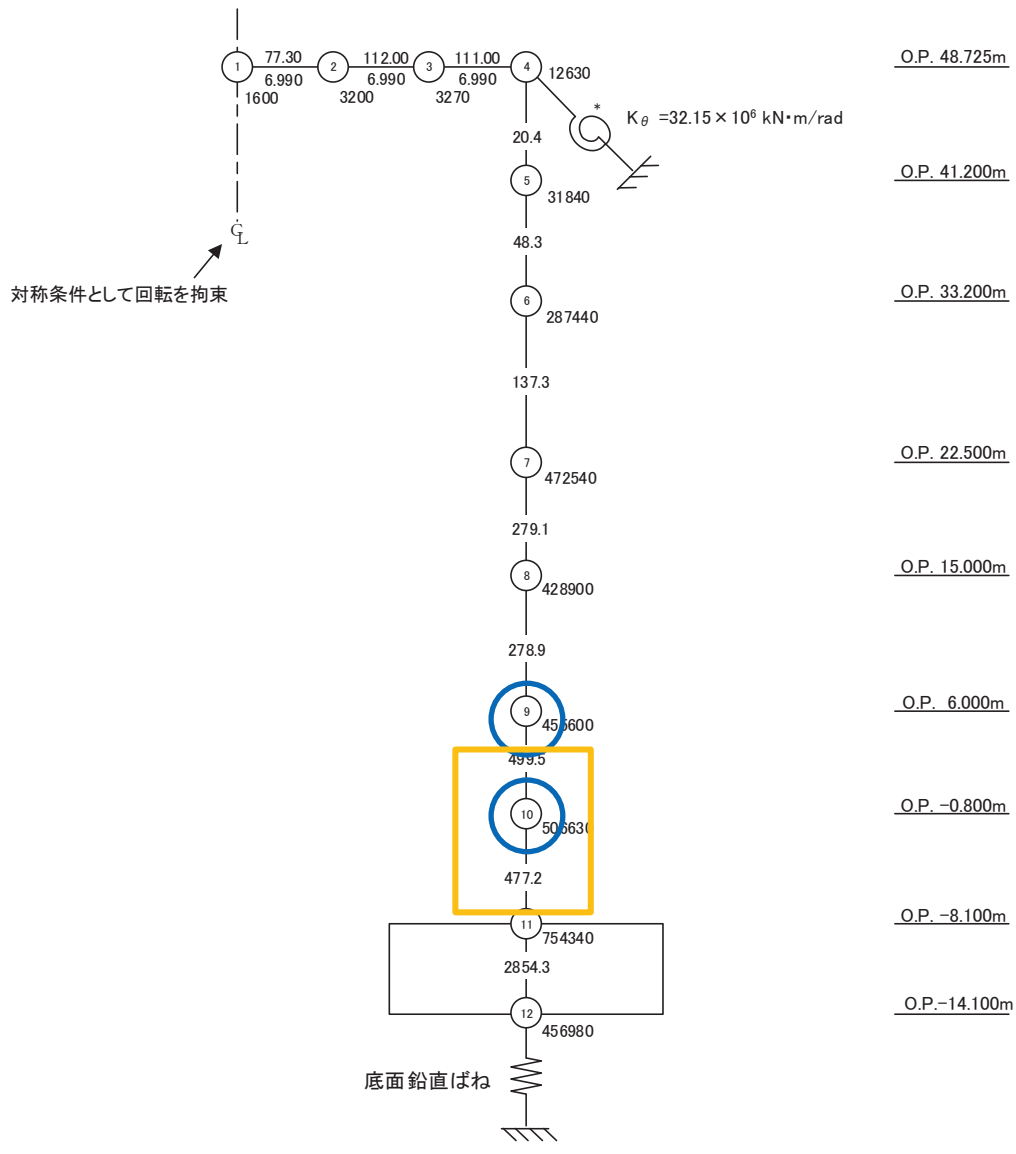


- : 時刻歴加速度の取り出し位置
- : サプレッションチェンバ設置位置

図 15 原子炉建屋の地震応答解析モデルにおける時刻歴加速度の取り出し位置  
 (HPCS-002, EW 方向)

$E_c = 2.65 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$   
 $G_c = 1.14 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$

トラス部の断面性能 ( $A_s, I$ ) はRC等価な値にて与える  
 せん断断面積 ( $\times 10^{-2} \text{ m}^2$ )  
 断面二次モーメント ( $\text{m}^4$ )  
 質点番号  
 質点重量 (kN)  
 軸ばね ( $\times 10^7 \text{ kN/m}$ )



- : 時刻歴加速度の取り出し位置
- : サプレッションチェンバ設置位置

図 15 原子炉建屋の地震応答解析モデルにおける時刻歴加速度の取り出し位置  
 (HPCS-002, UD方向)



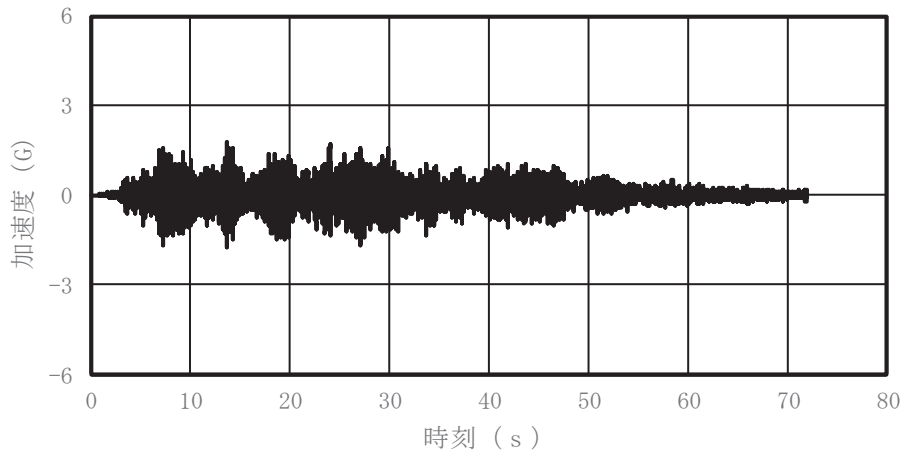


図 16 時刻歴加速度 (1/3)

(HPC S-002, 基準地震動 S s-D2, サプレッションチェンバ, NS 方向, 質点 31)

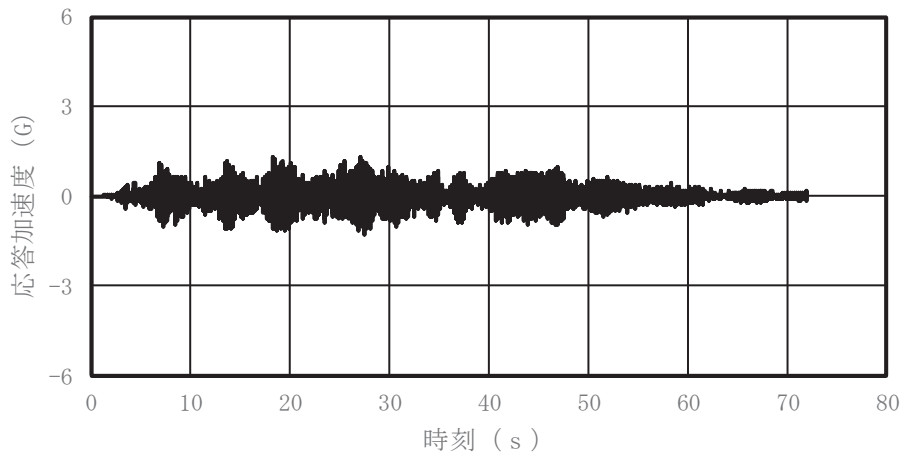


図 16 時刻歴加速度 (2/3)

(HPC S-002, 基準地震動 S s-D2, サプレッションチェンバ, EW 方向, 質点 31)

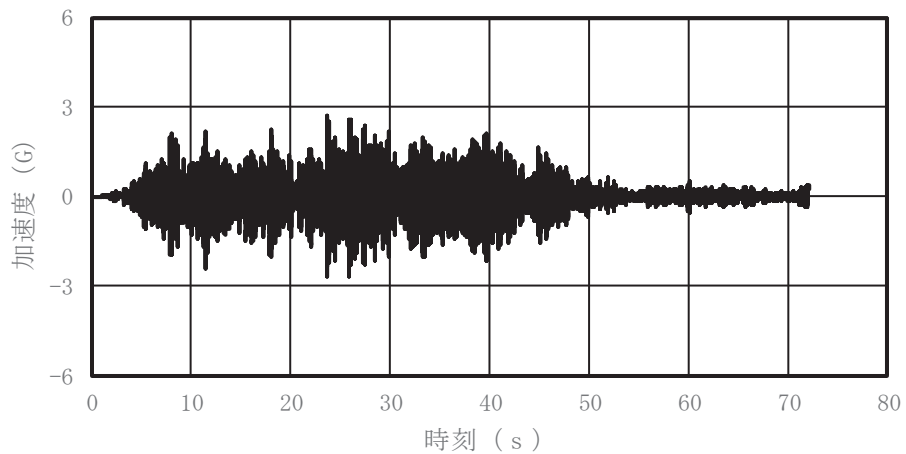


図 16 時刻歴加速度 (3/3)

(HPC S-002, 基準地震動 S s-D2, サプレッションチェンバ, UD 方向, 質点 31)

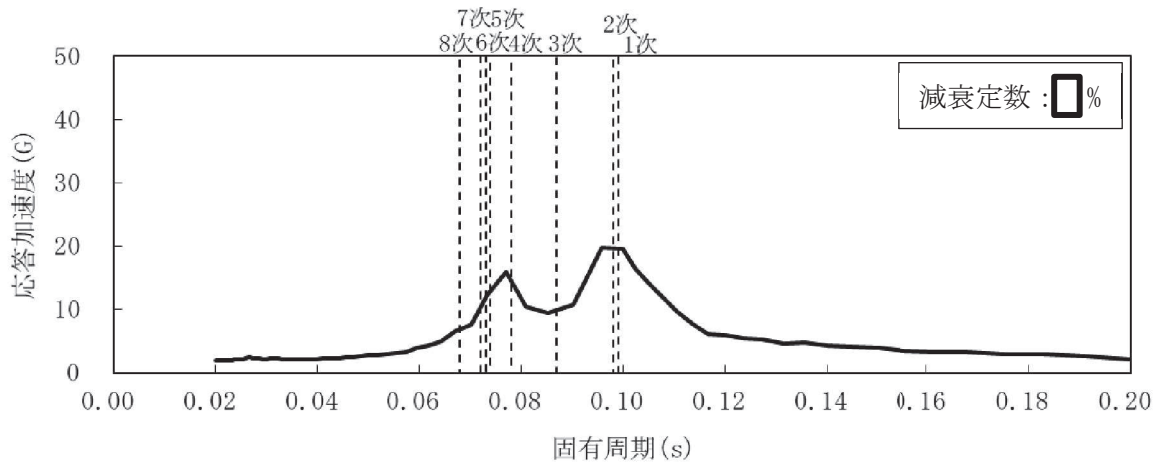


図 17 床応答スペクトル (1/3)

(HPC S-002, 基準地震動 S s-D2, サプレッションチェンバ, NS 方向, 質点 31)

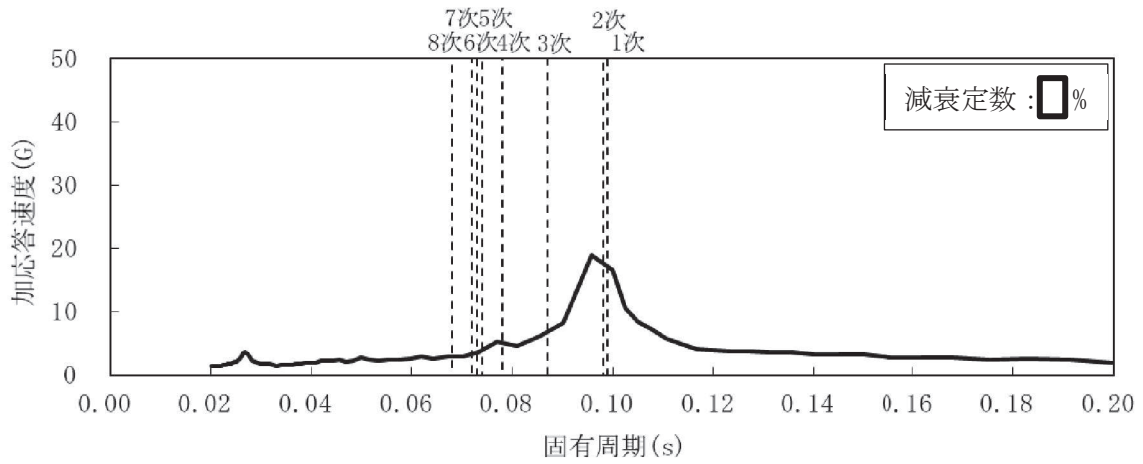


図 17 床応答スペクトル (2/3)

(HPC S-002, 基準地震動 S s-D2, サプレッションチェンバ, EW 方向, 質点 31)

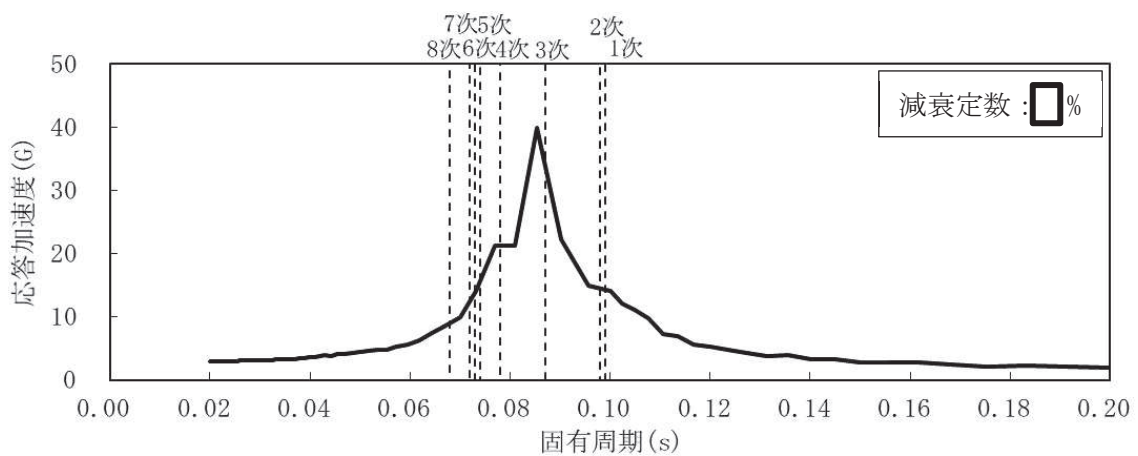


図 17 床応答スペクトル (3/3)

(HPC S-002, 基準地震動 S s-D2, サプレッションチェンバ, UD 方向, 質点 31)

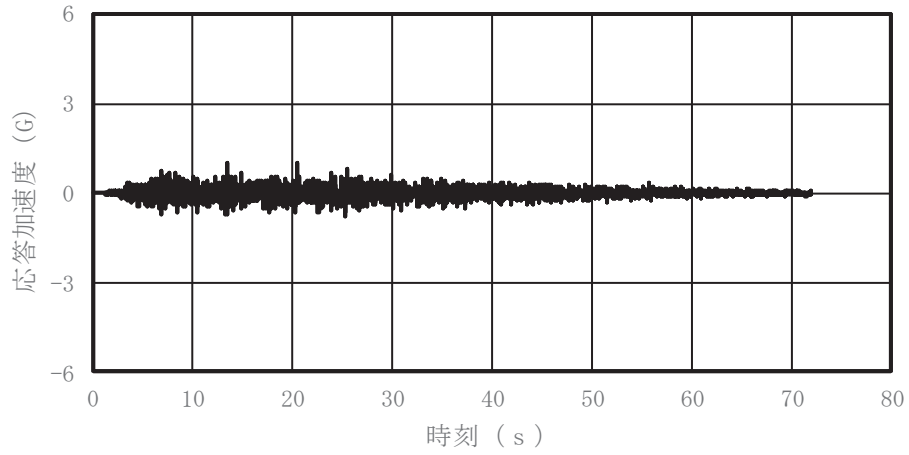


図 18 時刻歴加速度 (1/3)

(HPCS-002, 基準地震動 S s-D 2, 原子炉建屋 : 0.P.   m, NS 方向)

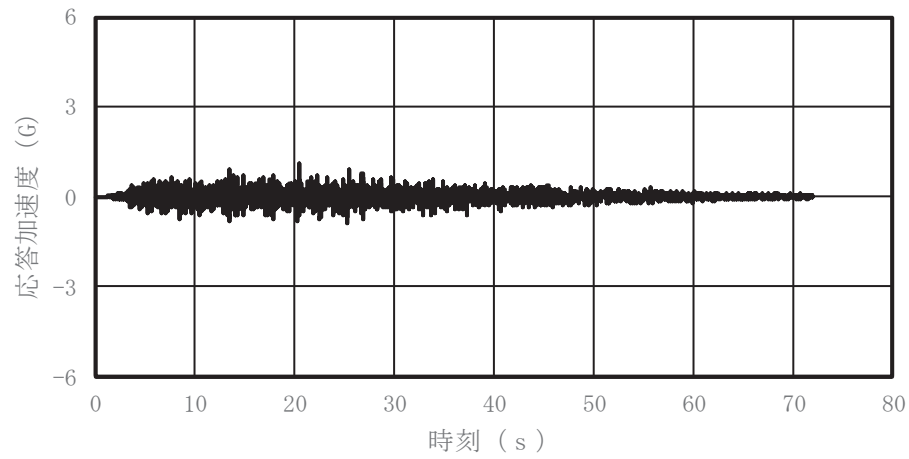


図 18 時刻歴加速度 (2/3)

(HPCS-002, 基準地震動 S s-D 2, 原子炉建屋 : 0.P.   m, EW 方向)

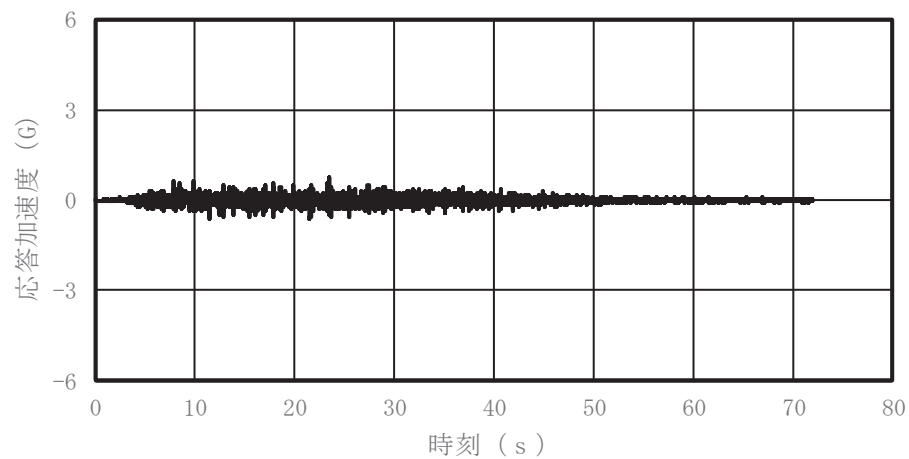


図 18 時刻歴加速度 (3/3)

(HPCS-002, 基準地震動 S s-D 2, 原子炉建屋 : 0.P.   m, UD 方向)

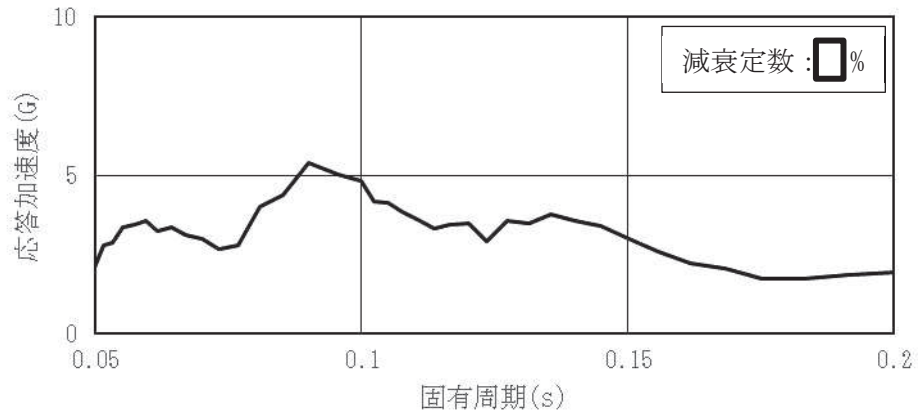


図 19 床応答スペクトル (1/3)

(HPCS-002, 基準地震動 S s-D2, 原子炉建屋: 0.P.  m, NS 方向)

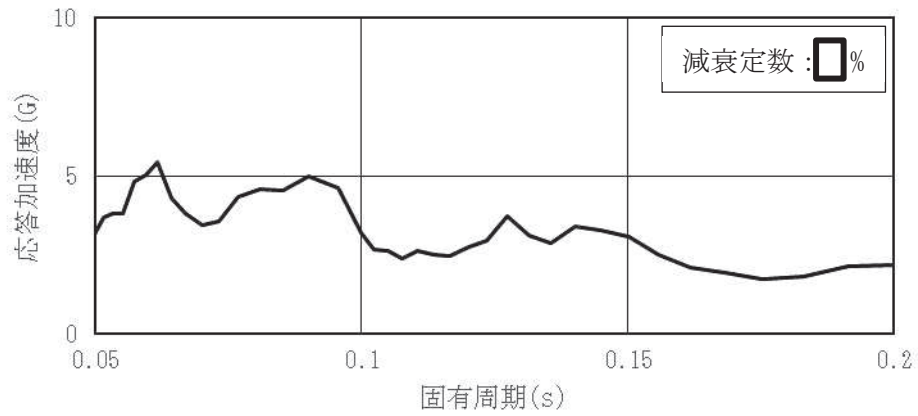


図 19 床応答スペクトル (2/3)

(HPCS-002, 基準地震動 S s-D2, 原子炉建屋: 0.P.  m, EW 方向)

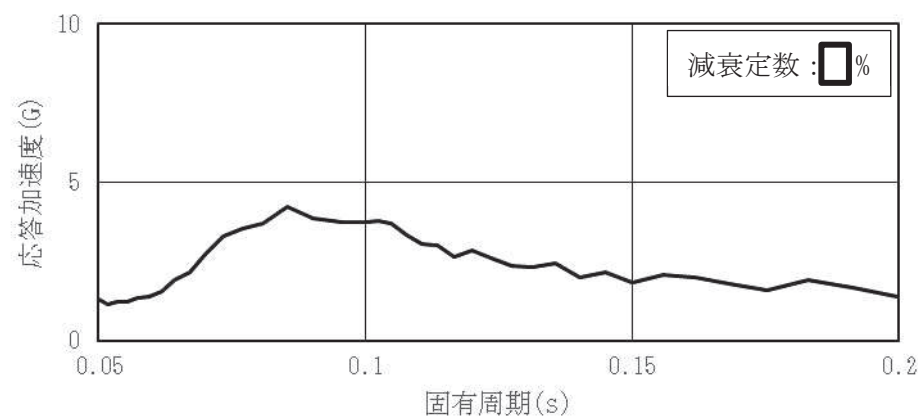


図 19 床応答スペクトル (3/3)

(HPCS-002, 基準地震動 S s-D2, 原子炉建屋: 0.P.  m, UD 方向)

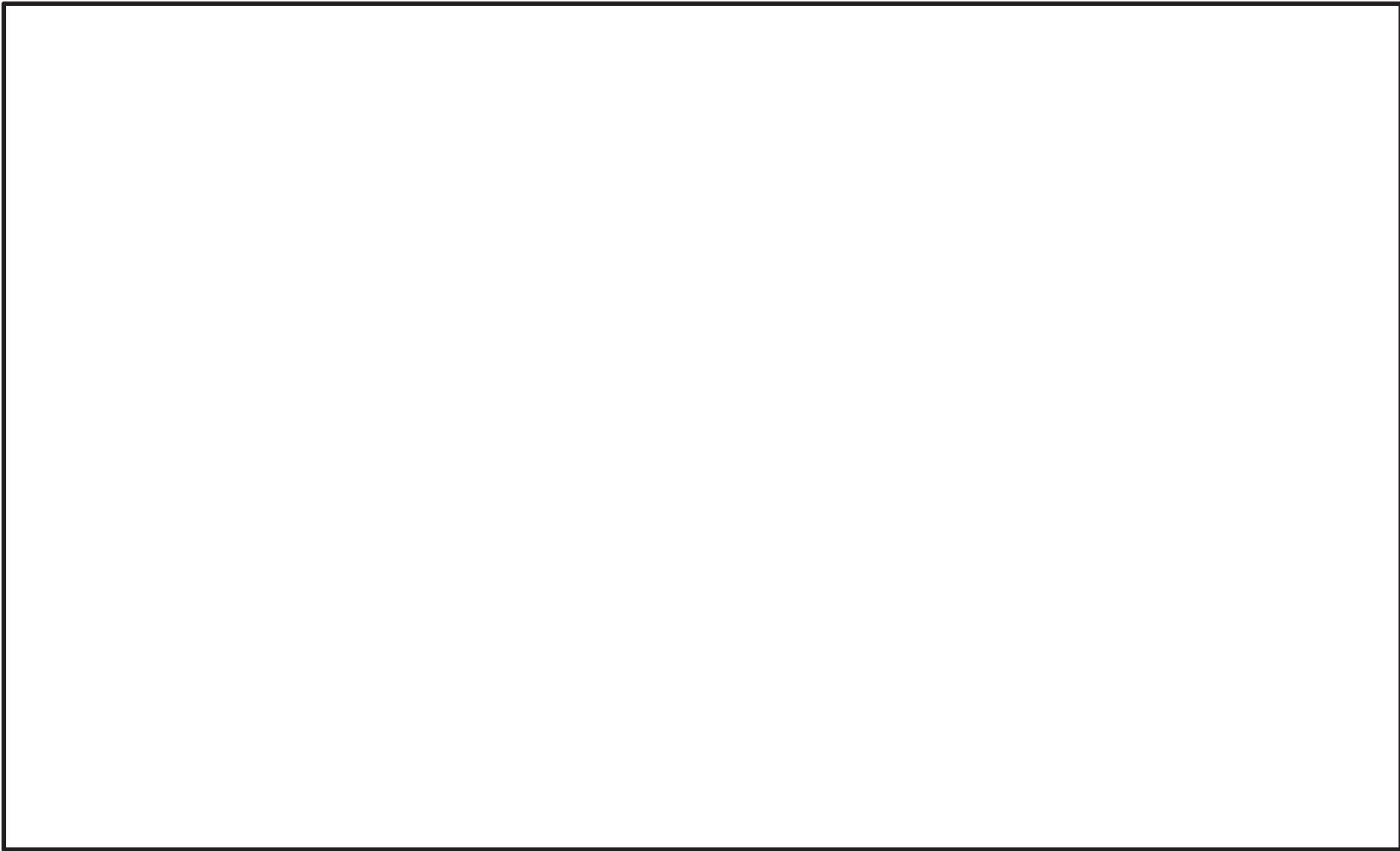


図 20 解析モデルと時刻歴加速度入力位置の関係 (H P C S - 0 0 2)

ii) ②サプレッションチェンバと原子炉建屋の地震応答加速度を包絡した設計用床応答曲線を用いたスペクトルモーダル解析

スペクトルモーダル解析に用いる入力地震動は、サプレッションチェンバと原子炉建屋の地震応答加速度を包絡した設計用床応答曲線を用いる。

RHR-010及びHPCS-002に対する応答スペクトルを図21に示す。

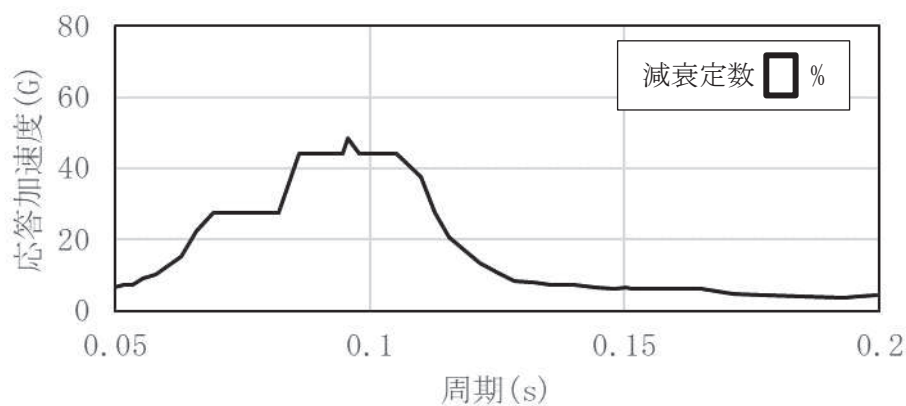


図21 床応答スペクトル (1/2)

(サプレッションチェンバ及び原子炉建屋：O.P. [ ] m, 水平方向 (NS/EW 包絡))

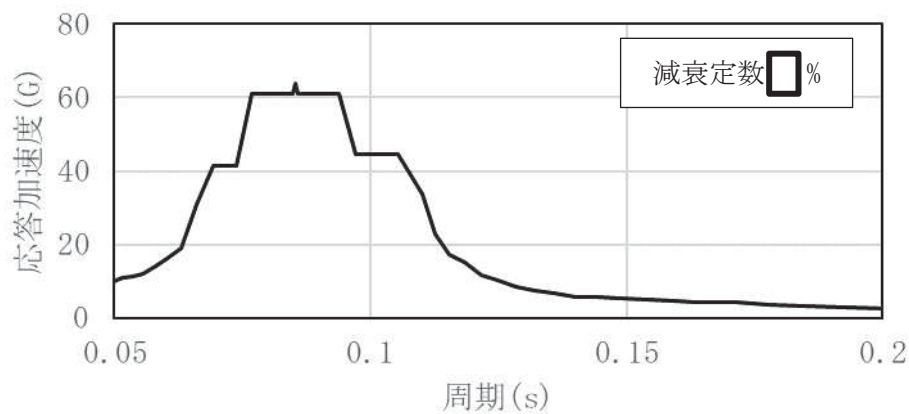


図21 床応答スペクトル (2/2)

(サプレッションチェンバ及び原子炉建屋：O.P. [ ] m, UD 方向)

d. 評価条件の比較

影響確認に適用する評価条件を表3示す。

表3 影響確認に適用する評価条件の比較

項目	今回工認 (配管の重心位置等を考慮した原子炉建屋の設計用床応答曲線を適用したスペクトルモーダル解析)	比較対象	
		①サプレッションチェンバの地震応答加速度を考慮した多入力時刻歴応答解析	②サプレッションチェンバと原子炉建屋の地震応答加速度を包絡した設計用床応答曲線を用いたスペクトルモーダル解析
解析モデル	構造に基づき設定	同左	同左
地震応答解析方法	スペクトルモーダル解析	多入力時刻歴応答解析*1	スペクトルモーダル解析
入力地震動	設計用床応答曲線 (周期方向に10%拡幅, 基準地震動S s 7波)  ・原子炉建屋 (O.P. <input type="text"/> m)	時刻歴応答加速度 (基準地震動S s - D 2)  ・サプレッションチェンバ ・原子炉建屋 (O.P. <input type="text"/> m) *2	設計用床応答曲線 (周期方向に10%拡幅, 基準地震動S s 7波)  ・サプレッションチェンバ ・原子炉建屋 (O.P. <input type="text"/> m)
地震動入力方向	水平2方向+鉛直方向	水平2方向+鉛直方向 (同時入力)	水平2方向+鉛直方向
減衰定数	設計用減衰定数 <input type="text"/> %	同左	同左

注記\*1: 設計用床応答曲線に含まれる保守性を考慮するため、基準となる時刻歴加速度波（固有周期シフトを考慮していないもの）による解析に加えて、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も実施する。また、時刻歴加速度の位相を反転させた評価も行う。

\*2: RHR-010は、O.P.  m, HPCS-002は、O.P.  mを適用。

5. 影響確認結果

a. SC接続配管

i) ①サブプレッションチェンバの地震応答加速度を考慮した多入力時刻歴応答解析

SC接続配管（RHR-010及びHPCS-002）の耐震評価に対するサブプレッションチェンバの地震応答加速度に関する影響確認として、サブプレッションチェンバの地震応答加速度を考慮した多入力時刻歴応答解析（裕度最小の値）と今回工認の評価結果を表4に示す。また、多入力時刻歴応答解析に対する床応答スペクトルの振幅相当の検討結果の詳細を表5に示す。

サブプレッションチェンバの地震応答加速度を考慮した多入力時刻歴応答解析によるSC接続配管（RHR-010及びHPCS-002）の算出値は、今回工認の評価結果に比べて増減があるものの大きな差はなく、いずれも許容値を十分に満足することを確認したことから、サブプレッションチェンバの地震応答加速度による耐震性への影響はない。

ここで、RHR-010以外のストレーナを有しない配管モデルについては、別紙1に示す通り、確認対象配管モデルであるRHR-010よりも地震応答加速度の影響を受けにくい配管設置条件であること及び今回工認の裕度が大きいことから、RHR-010の評価結果を踏まえ、サブプレッションチェンバの地震応答加速度による耐震性への影響はないと判断した。

また、HPCS-002以外のストレーナを有する配管モデルについては、別紙1に示す通り、配管設置条件及びサブプレッションチェンバ接続位置が類似であって今回工認の裕度も大きいことから、HPCS-002の評価結果を踏まえ、サブプレッションチェンバの地震応答加速度による耐震性への影響はないと判断した。なお、HPCS-002の算出値（サブプレッションチェンバ外の評価点）が今回工認の評価結果よりも大きくなった要因については、別紙4に示す通り、サブプレッションチェンバ内に設置されたストレーナが振動する固有周期帯のサブプレッションチェンバの応答影響加速度がサブプレッションチェンバ外に伝達したことによるものと考えられる。

表4 評価結果（裕度最小の値）

解析モデル	①サブプレッションチェンバの地震応答加速度を考慮した多入力時刻歴応答解析*1			今回工認 (配管の重心位置等を考慮した原子炉建屋の設計用床応答曲線を適用したスペクトルモーダル解析)		
	算出値*2 (MPa)	許容値 (MPa)	裕度*3	算出値*2 (MPa)	許容値 (MPa)	裕度*3
RHR-010	191 (29)	363	1.90	210 (29)	363	1.72
HPCS-002	216 (75)	335	1.55	172 (75)	335	1.94

注記\*1：入力時刻歴の時間シフト（±10%）及び時刻歴の位相反転を考慮した時刻歴応答解析の結果のうち裕度最小の値を記載。詳細は、表5参照

\*2：括弧内は応力評価点を表す。

\*3：許容値/算出値を表す。



表5 サプレッションチェンバの地震応答加速度を考慮した多入力時刻歴応答解析結果

解析モデル	検討ケース*1	発生値 (MPa)	許容値(MPa)	裕度
RHR-010	基本ケース(+, +, +)	171(29)	363	2.12
	時間シフト+10%	153(29)	363	2.37
	時間シフト-10%	187(29)	363	1.94
	位相反転(-, +, -)	150(17)	363	2.42
	位相反転(-, +, +)	163(29)	363	2.22
	位相反転(+, +, -)	191(29)	363	1.90
	位相反転(-, -, +)*2	191(29)	363	1.90
HPCS-002	基本ケース(+, +, +)	180(75)	335	1.86
	時間シフト+10%	153(75)	335	2.18
	時間シフト-10%	132(75)	335	2.53
	位相反転(-, +, -)	160(75)	335	2.09
	位相反転(-, +, +)	216(75)	335	1.55
	位相反転(+, +, -)	185(75)	335	1.81

注記\*1：括弧内の符号は、地震動の位相を表しており、「+」を基準の位相、「-」を基準の位相から反転された位相を表す。

\*2：配管解析に用いる解析モデルは、線形モデルであり、各要素及び拘束条件に対称性を持っていることから、地震慣性のモーメントに対称性がある。したがって、地震動の位相の組合せは、以下の通り、実質的には4ケースとなる。なお、対称性があることの確認として、発生値が最大となった位相反転ケース(+, +, -)とその全位相反転ケース(-, -, +)の応力値が一致していることも確認した。

± (+x, +z, +y)

± (+x, +z, -y)：対称性があることの確認を実施

± (-x, +z, +y)

± (-x, +z, -y)

ii) ②サプレッションチェンバと原子炉建屋の地震応答加速度を包絡した設計用床応答曲線を用いたスペクトルモーダル解析

SC接続配管（RHR-010及びHPCS-002）の耐震評価に対するサプレッションチェンバの地震応答加速度に関する影響確認として、サプレッションチェンバと原子炉建屋の地震応答加速度を包絡した設計用床応答曲線を用いたスペクトルモーダル解析及び今回工認の評価結果を表6に示す。

サプレッションチェンバと原子炉建屋の地震応答加速度を包絡した設計用床応答曲線を用いたスペクトルモーダル解析によるSC接続配管（RHR-010及びHPCS-002）の算出値は、いずれも今回工認の評価結果に比べて大きな評価結果となっている。

なお、このような評価結果となった要因は、別紙5に示すより実態に応じた精緻な多入力時刻歴解析とサプレッションチェンバと原子炉建屋の地震応答加速度を包絡した設計用床応答曲線を用いたスペクトルモーダル解析との比較から、サプレッションチェンバから離れた配管に対してもサプレッションチェンバの地震応答加速度が解析上の入力条件となって影響を及ぼした結果であり、過度に保守的な（合理性のない）評価結果となっている。

表6 評価結果

解析モデル	②サプレッションチェンバと原子炉建屋の地震応答加速度を包絡した設計用床応答曲線を用いたスペクトルモーダル解析			今回工認 (配管の重心位置等を考慮した原子炉建屋の設計用床応答曲線を適用したスペクトルモーダル解析)		
	算出値*1 (MPa)	許容値 (MPa)	裕度*2	算出値*1 (MPa)	許容値 (MPa)	裕度*2
RHR-010	1473 (29)	363	0.24	210 (29)	363	1.72
HPCS-002	606 (75)	335	0.55	172 (75)	335	1.94

注記\*1：括弧内は応力評価点を表す。

\*2：許容値/算出値を表す。

前述のi), ii) の評価結果から、今回工認の評価結果は、より実態に応じた精緻な耐震評価である多入力時刻歴応答解析と大きな差はなく許容値を十分に満足するものであり、サプレッションチェンバの地震応答加速度がSC接続配管へ影響を与えないことを確認した。

b. SC接続配管上のストレーナ

SC接続配管上のストレーナに対するサプレッションチェンバの地震応答加速度の影響確認として、SC接続配管上のストレーナ取付部の応力に着目した検討を実施した。本検討では、SC接続配管（HPCS-002）上のHPCSストレーナ取付部の応力について、サプレッションチェンバの地震応答加速度を考慮した多入力時刻歴応答解析の評価結果と今回工認の評価結果を表7に示す。

サプレッションチェンバの地震応答加速度を考慮した多入力時刻歴応答解析の評価結果、HPCSストレーナ取付部の応力は、いずれの検討ケースにおいても今回工認とほぼ同等であることから、サプレッションチェンバの地震応答加速度によるHPCSストレーナの耐震性（今回工認の最小裕度：2.21）への影響はない。

また、HPCS系以外のストレーナを有する配管モデルのサプレッションチェンバ接続位置やその構造を考慮すると、HPCS系以外のストレーナについても同様にサプレッションチェンバの地震応答加速度による耐震性への影響はないと判断した。

表7 ストレーナ取付部の応力比較結果

評価部位	工認耐震計算 (MPa) (A)	多入力時刻歴応答解析 (MPa)						包絡 (B)	応力比 B/A
		基本	時間シフト +10%	時間シフト -10%	位相反転 (-+-)	位相反転 (-++)	位相反転 (++-)		
HPCS ストレーナ 取付部	31	26	23	29	29	30	32	32	1.04

ストレーナを有する配管モデル：RHR-006

参照した確認対象配管モデル	影響確認結果
HPCS-002	配管モデルの最小裕度部位は、サブプレッションチェンバの周辺であるが、ストレーナの振動モードは、確認対象配管モデルと同様で、サブプレッションチェンバ廻りの裕度も十分ある。 よって、確認対象配管モデルの評価結果を踏まえ、サブプレッションチェンバの地震応答加速度による耐震性への影響はないと判断した。

サブプレッションチェンバ接続配管の解析モデル図

別図 1-1 解析モデル図(RHR-006)

**【確認対象配管モデル】**

ストレナを有しない配管モデル：RHR-010

## 評価結果

より実態に応じた精緻な耐震評価として、多入力時刻歴応答解析による算出値が今回工認の評価結果に比べて増減があるものの大きな差はなく、いずれも許容値を十分に満足することを確認したことから、サブプレッションチェンバの地震応答加速度による耐震性への影響はない。

別図 1-2 解析モデル図(RHR-010)

## ストレーナを有する配管モデル：RHR-011

参照した確認対象 配管モデル	影響確認結果
HPCS-002	配管モデルの最小裕度部位は、サブプレッ ションチェンバの周辺であるが、ストレ ーナの振動モードは、確認対象配管モデ ルと同様で、サブプレッションチェンバ廻 りの裕度も十分ある。 よって、確認対象配管モデルの評価結果 を踏まえ、サブプレッションチェンバの地 震応答加速度による耐震性への影響はな いと判断した。

別図 1-3 解析モデル図(RHR-011)

## ストレーナを有しない配管モデル：RHR-015

参照した確認対象 配管モデル	影響確認結果
RHR-010	配管モデルの最小裕度部位は、サプレッションチェンバより離れており、確認対象配管モデルよりも地震応答加速度の影響を受けにくい配管設置条件であること及び今回工認の裕度が大きいことから、確認対象配管モデルの評価結果を踏まえ、サプレッションチェンバの地震応答加速度による耐震性への影響はないと判断した

別図 1-4 解析モデル図(RHR-015)

## ストレーナを有する配管モデル：RHR-016

参照した確認対象 配管モデル	影響確認結果
HPCS-002	配管モデルの最小裕度部位は、サプレッションチェンバの周辺であるが、ストレーナの振動モードは、確認対象配管モデルと同様で、サプレッションチェンバ廻りの裕度も十分ある。 よって、確認対象配管モデルの評価結果を踏まえ、サプレッションチェンバの地震応答加速度による耐震性への影響はないと判断した。

別図 1-5 解析モデル図(RHR-016)



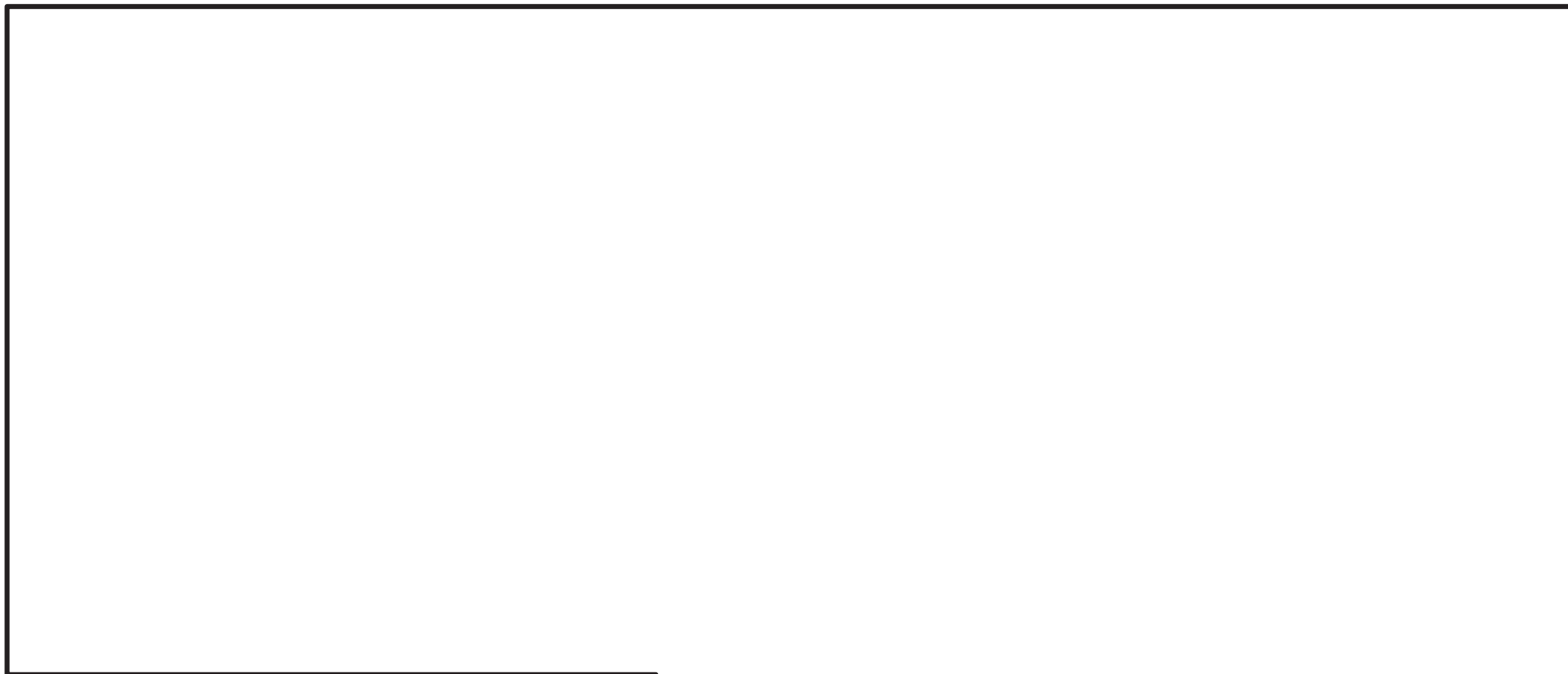
**【確認対象配管モデル】**

ストレーナを有する配管モデル：H P C S - 0 0 2

## 評価結果

より実態に応じた精緻な耐震評価として、多入力時刻歴応答解析による算出値が今回工認の評価結果に比べて増減があるものの大きな差はなく、いずれも許容値を十分に満足することを確認したことから、サプレッションチェンバの地震応答加速度による耐震性への影響はない。

別図 1-6 解析モデル図(H P C S - 0 0 2)



## ストレーナを有しない配管モデル：HPCS-003

参照した確認対象 配管モデル	影響確認結果
RHR-010	配管モデルの最小裕度部位は、サブプレッションチェンバより離れており、確認対象配管モデルよりも地震応答加速度の影響を受けにくい配管設置条件であること及び今回工認の裕度が大きいことから、確認対象配管モデルの評価結果を踏まえ、サブプレッションチェンバの地震応答加速度による耐震性への影響はないと判断した

別図 1-7 解析モデル図(HPCS-003)

参照した確認対象配管モデル	確認対象配管モデルの影響確認結果
HPCS-002	<p>配管モデルの最小裕度部位は、サブプレッションチェンバの周辺であるが、ストレナーナの振動モードは、確認対象配管モデルと同様で、サブプレッションチェンバ廻りの裕度も十分ある。</p> <p>よって、確認対象配管モデルの評価結果を踏まえ、サブプレッションチェンバの地震応答加速度による耐震性への影響はないと判断した。</p>

別図 1-8 解析モデル図(LPCS-002)

## ストレナーを有しない配管モデル：LPCS-003

参照した確認対象 配管モデル	影響確認結果
RHR-010	配管モデルの最小裕度部位は、サブプレッションチェンバより離れており、確認対象配管モデルよりも地震応答加速度の影響を受けにくい配管設置条件であること及び今回工認の裕度が大きいことから、確認対象配管モデルの評価結果を踏まえ、サブプレッションチェンバの地震応答加速度による耐震性への影響はないと判断した

別図 1-9 解析モデル図(LPCS-003)

## ストレーナを有する配管モデル：RCIC-001

参照した確認対象 配管モデル	影響確認結果
HPCS-002	<p>配管モデルの最小裕度部位は、サブプレッションチェンバから離れており、ECCSストレーナに比べてストレーナの質量が小さく、サブプレッションチェンバ廻りの裕度も十分ある。</p> <p>よって、確認対象配管モデルの評価結果を踏まえ、サブプレッションチェンバの地震応答加速度による耐震性への影響はないと判断した。</p>

別図 1-10 解析モデル図(RCIC-001)

## ストレーナを有しない配管モデル：RCIC-005

参照した確認対象 配管モデル	影響確認結果
RHR-010	配管モデルの最小裕度部位は、サプレッションチェンバより難れており、確認対象配管モデルよりも地震応答加速度の影響を受けにくい配管設置条件であること及び今回工認の裕度が大きいことから、確認対象配管モデルの評価結果を踏まえ、サプレッションチェンバの地震応答加速度による耐震性への影響はないと判断した

別図 1-11 解析モデル図(RCIC-005)



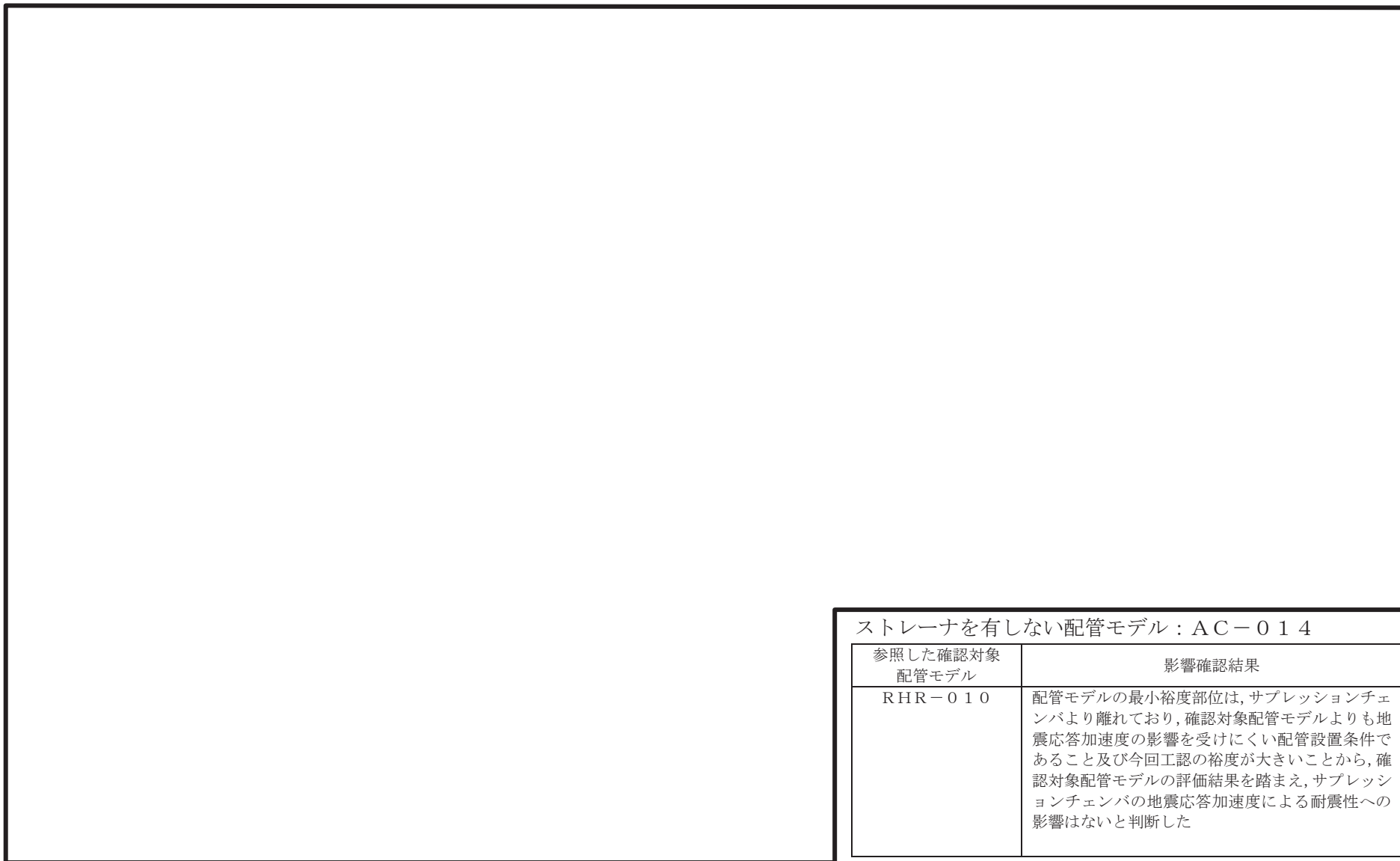
別図 1-12 解析モデル図(FCS-002)

## ストレーナを有しない配管モデル：FCS-004

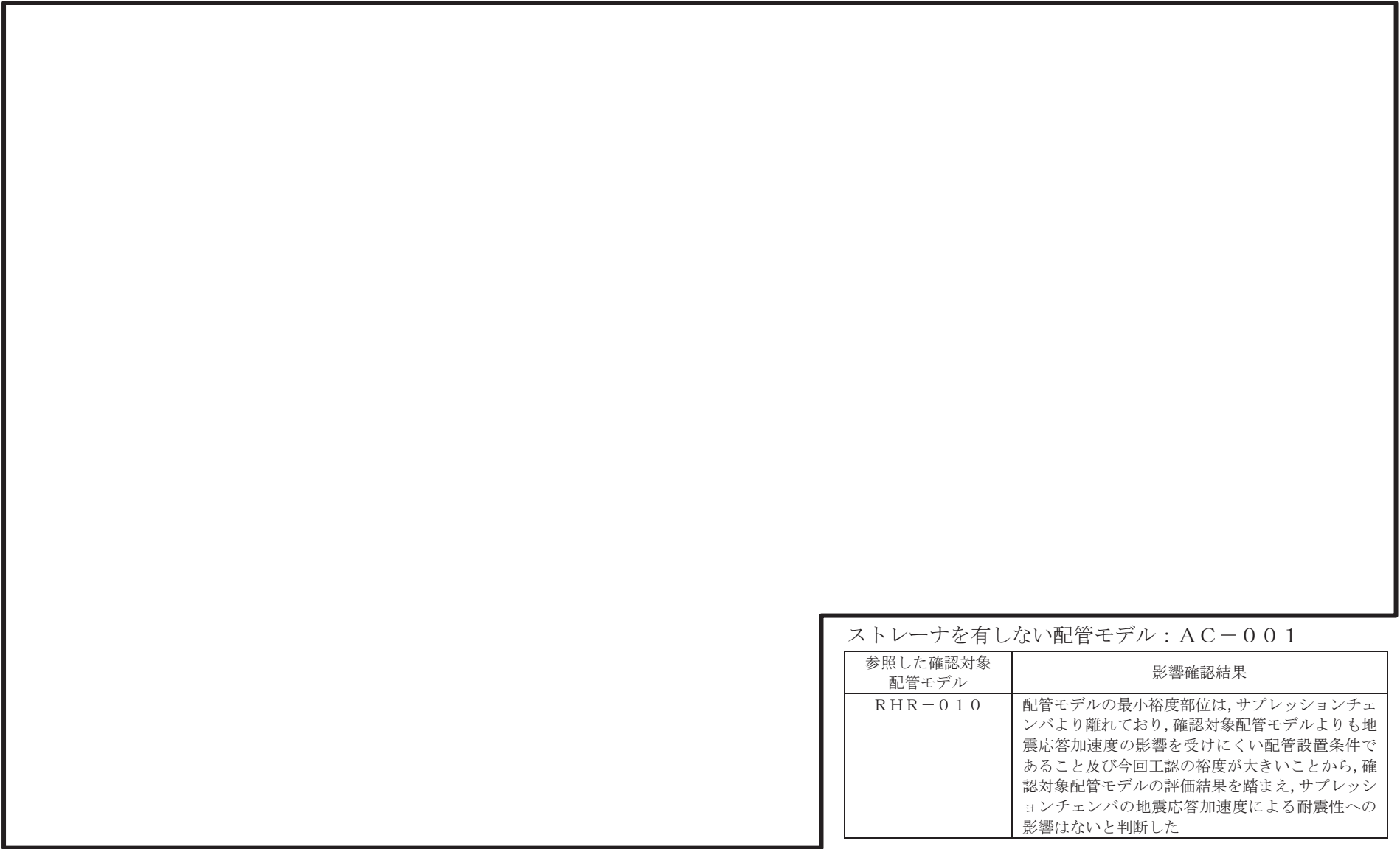
参照した確認対象 配管モデル	影響確認結果
RHR-010	配管モデルの最小裕度部位は、サプレッションチェンバより離れており、確認対象配管モデルよりも地震応答加速度の影響を受けにくい配管設置条件であること及び今回工認の裕度が大きいことから、確認対象配管モデルの評価結果を踏まえ、サプレッションチェンバの地震応答加速度による耐震性への影響はないと判断した

別図 1-13 解析モデル図(FCS-004)





別図 1-14 解析モデル図(AC-014)



別図 1-15 解析モデル図(AC-001)



## ストレーナを有しない配管モデル：AC-002

参照した確認対象 配管モデル	影響確認結果
RHR-010	配管モデルの最小裕度部位は、サブプレッションチェンバより離れており、確認対象配管モデルよりも地震応答加速度の影響を受けにくい配管設置条件であること及び今回工認の裕度が大きいことから、確認対象配管モデルの評価結果を踏まえ、サブプレッションチェンバの地震応答加速度による耐震性への影響はないと判断した

別図 1-16 解析モデル図(AC-002)

主蒸気系配管（MS-001～004）に対する  
サプレッションチェンバの地震応答加速度の影響

1. はじめに

主蒸気系配管（主蒸気隔離弁，主蒸気逃がし安全弁等を含み，原子炉圧力容器及びサプレッションチェンバの両方に接続する配管モデル：MS-001～004）の一部である主蒸気逃がし安全弁の排気ライン（主蒸気逃がし安全弁～サプレッションチェンバ内のT-クエンチャ）については，配管のサポート設置状況や重心位置，今回工認における耐震評価結果（振動モード及び許容値に対する裕度等）を踏まえると，サプレッションチェンバの地震応答加速度がこれらの配管の耐震性に影響を与えないものと判断した。

本資料は，主蒸気系配管（MS-001～004）のサポート設置状況や重心位置等の配管の諸元及び今回工認における耐震評価結果等を踏まえ，サプレッションチェンバの地震応答加速度による影響をまとめたものである。

2. 主蒸気系配管の諸元及び今回工認における耐震評価結果

主蒸気系配管（MS-001～004）に対する今回工認の耐震評価における一次応力評価（主蒸気逃がし安全弁の排気ライン）の裕度整理結果を別表 2-1 に示す。また，主蒸気系配管（MS-001～004）の解析モデル（最小裕度位置，重心位置及びサプレッションチェンバの支持範囲）を別図 2-1～4 に示す。

主蒸気系配管（MS-001～004）の一次応力評価（主蒸気逃がし安全弁の排気ライン）で裕度最小（1.41）となる配管モデルは，MS-001 であり，サプレッションチェンバ内の裕度に着目した場合にもMS-001 が裕度最小（2.22）となっている。

主蒸気系配管（MS-001～004）の配管設置状況は，配管モデルによらず類似な構成となっており，配管の重心位置及びサポート位置の多くはドライウェル側にある。ただし，配管モデルによっては主蒸気逃がし安全弁の排気ライン（主蒸気逃がし安全弁～サプレッションチェンバ内のT-クエンチャ）の接続数（2～4ライン）が異なり，MS-001 の接続数（4ライン）が最も多くなっている。

別表 2-1 主蒸気系配管の裕度一覧

配管モデル	一次応力評価の裕度（許容応力／算出応力）	
	設計基準対象設備	重大事故等対処設備
MS-001	1.42	1.41
MS-002	4.33	2.32
MS-003	2.38	2.16
MS-004	1.74	1.41

### 3. 主蒸気系配管に対するサプレッションチェンバの地震応答加速度の影響

上記2を踏まえて、主蒸気系配管（MS-001～004）に対するサプレッションチェンバの地震応答加速度の影響について検討・考察した結果を別表2-2に示す。なお、サプレッションチェンバの地震応答加速度の影響の検討・考察にあたっては、裕度最小の配管モデル（MS-001）への影響を検討した上で、その他の配管モデル（MS-002～004）に対する考察を行った。

MS-001に対する固有値解析結果を別表2-3に、振動モード（1～3次）及びサプレッションチェンバ側（以下、「SC側」という。）の裕度最小位置に関連する振動モード（4次、7次、27次）を別図2-5～10に示す。

サプレッションチェンバ内におけるMS-001のTークエンチャの位置関係を別図2-11に、今回工認の耐震評価に適用した設計用床応答曲線（O.P. 10.600m）とサプレッションチェンバの床応答スペクトル（SC側の裕度最小位置：質点30）との比較図を別図2-12に示す。

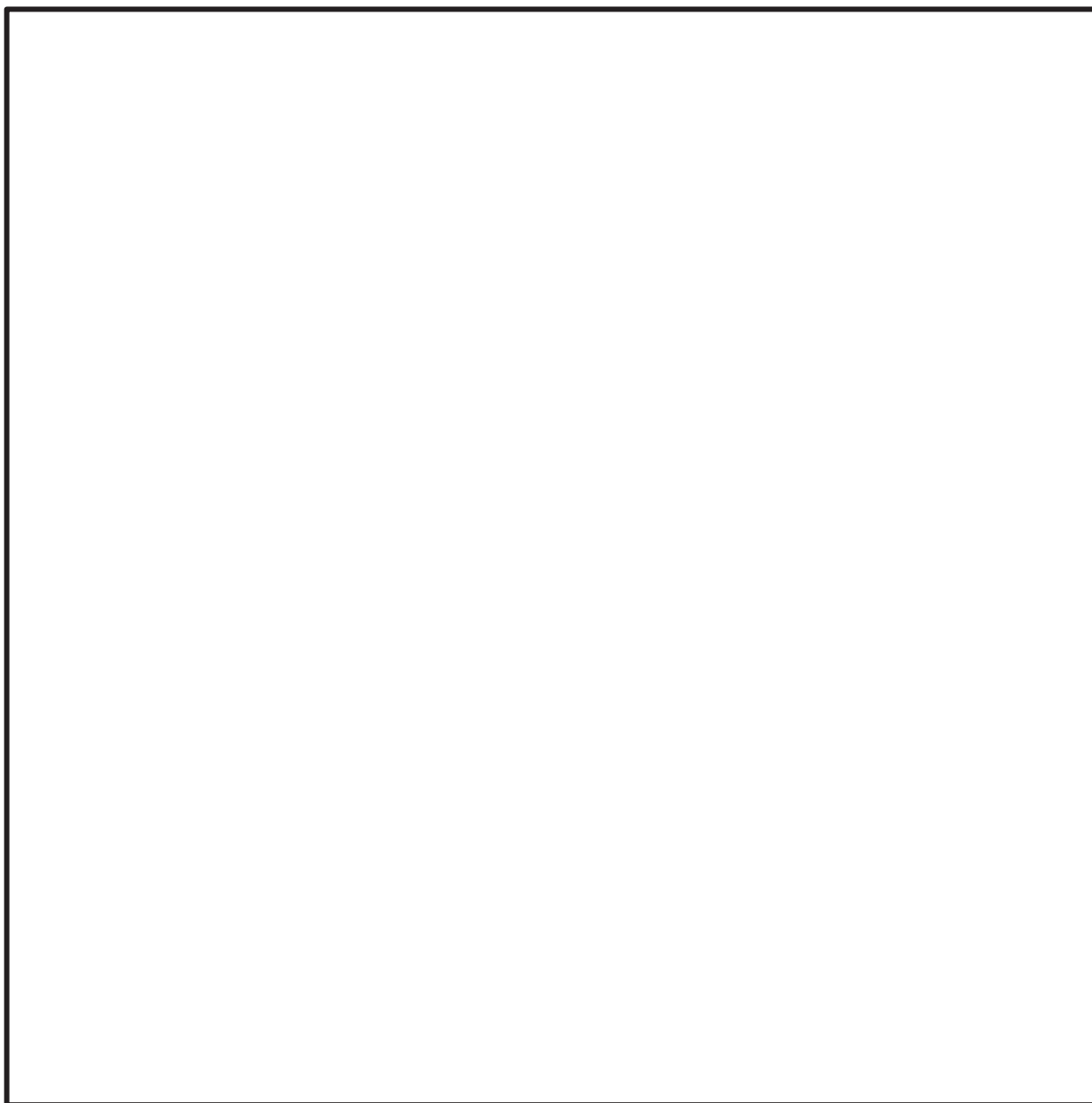
振動モード（1～3次）及びSC側の裕度最小位置に関連する振動モード（4次、7次、27次）における応答比の最大値（2.1：7次）は、SC側の最小裕度（2.22）よりも小さい。また、DW側の最小裕度は、サプレッションチェンバから離れた重心位置に近い位置にあり、重心位置の地震応答の影響が支配的となるため、サプレッションチェンバの地震応答の影響は小さい。

以上の検討・考察の結果、ドライウエル側（以下、「DW側」という。）及びベント管付け根部よりSC側における今回工認の耐震評価の最小裕度、配管やサポートの設置条件、振動モード、今回工認における設計用床応答曲線とサプレッションチェンバの床応答スペクトルとの比較結果等を踏まえると、サプレッションチェンバの地震応答加速度が主蒸気系配管（MS-001～004）の耐震性に影響を及ぼさないものと判断した。

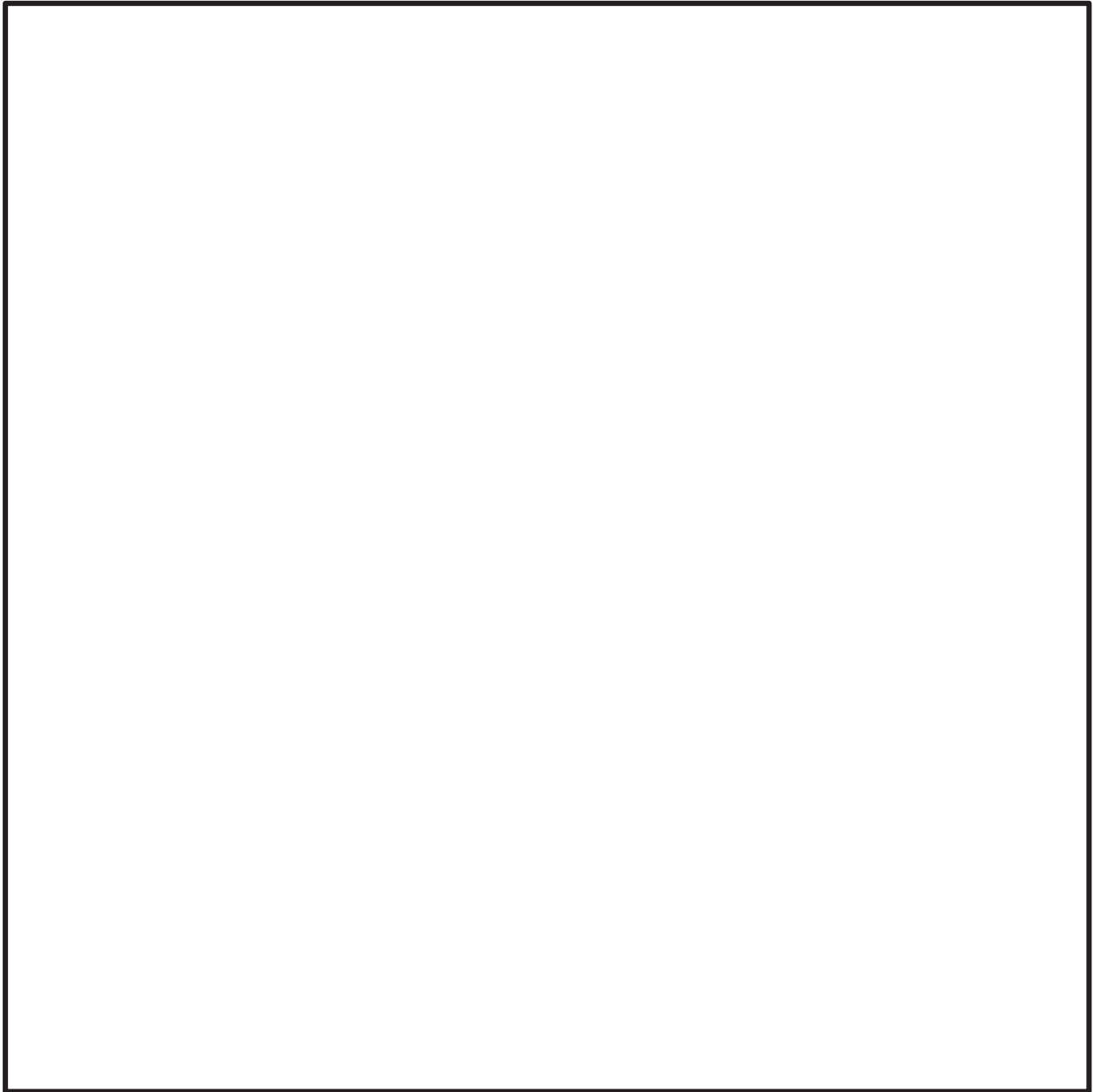
なお、今回工認の耐震評価に適用した設計用床応答曲線（O.P.  m）とサプレッションチェンバの設計用床応答曲線との比較図を別図2-13に示す。本文5.a.ii)の影響確認結果に記載の通り、サプレッションチェンバの設計用床応答曲線を耐震評価に適用すると、MS-001のサプレッションチェンバから離れた配管部に対してもサプレッションチェンバの地震応答加速度が解析上の入力条件となり、過度に保守的な評価結果となる。

別表 2-2 主蒸気系配管に対するサプレッションチェンバの地震応答加速度の影響検討結果

影響検討の観点	配管モデル	
	MS-001	MS-002~004
今回工認の一次応力評価の最小裕度（主蒸気逃がし安全弁の排気ライン：DW側及びSC側）	DW側の最小裕度：1.41 SC側の最小裕度：2.22	DW側の最小裕度：MS-001の値以上（1.41~2.88） SC側の最小裕度：MS-001の値以上（2.32~4.22）
配管設置条件（主蒸気逃がし安全弁の排気ライン数）	主蒸気隔離弁，主蒸気逃がし安全弁等を含み，原子炉压力容器及びサプレッションチェンバの両方に接続する配管ライン。主蒸気逃がし安全弁の排気ライン数は，最も多い(4ライン)。	配管設置状況はMS-001と類似な構成。 主蒸気逃がし安全弁の排気ライン数はMS-001よりも少ない（2~3ライン）。
サポート設置位置	サポートは主にDW側に設置	同左
配管の重心位置	配管の重心位置はDW側	同左
配管モデルの振動モード（固有周期）	SC側の裕度最小位置に関連する振動モードは，4次，7次，27次である。	配管設置条件が類似であるため，同様な振動モードがある。

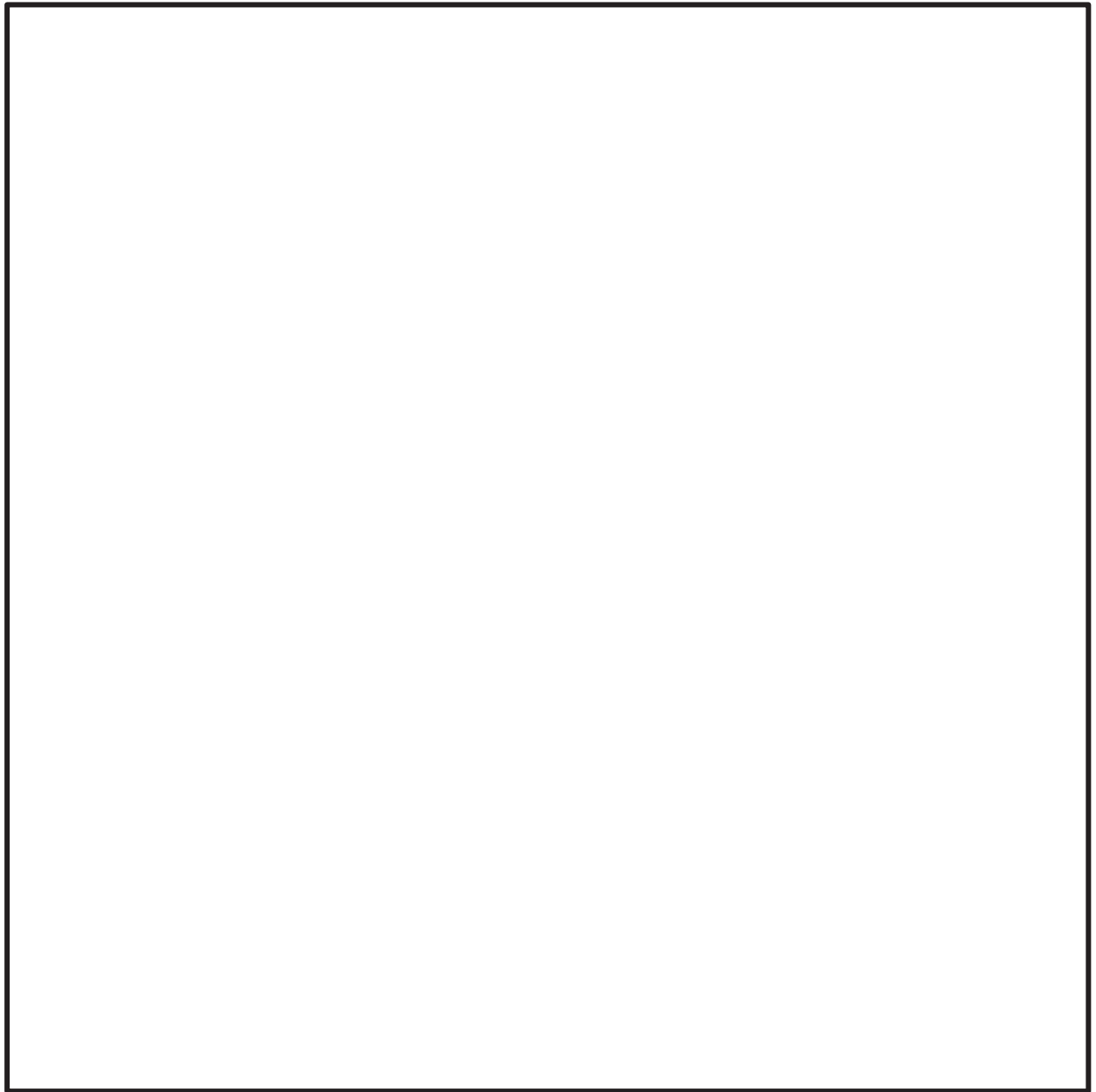


別図 2-1 解析モデル図 (MS - 0 0 1)

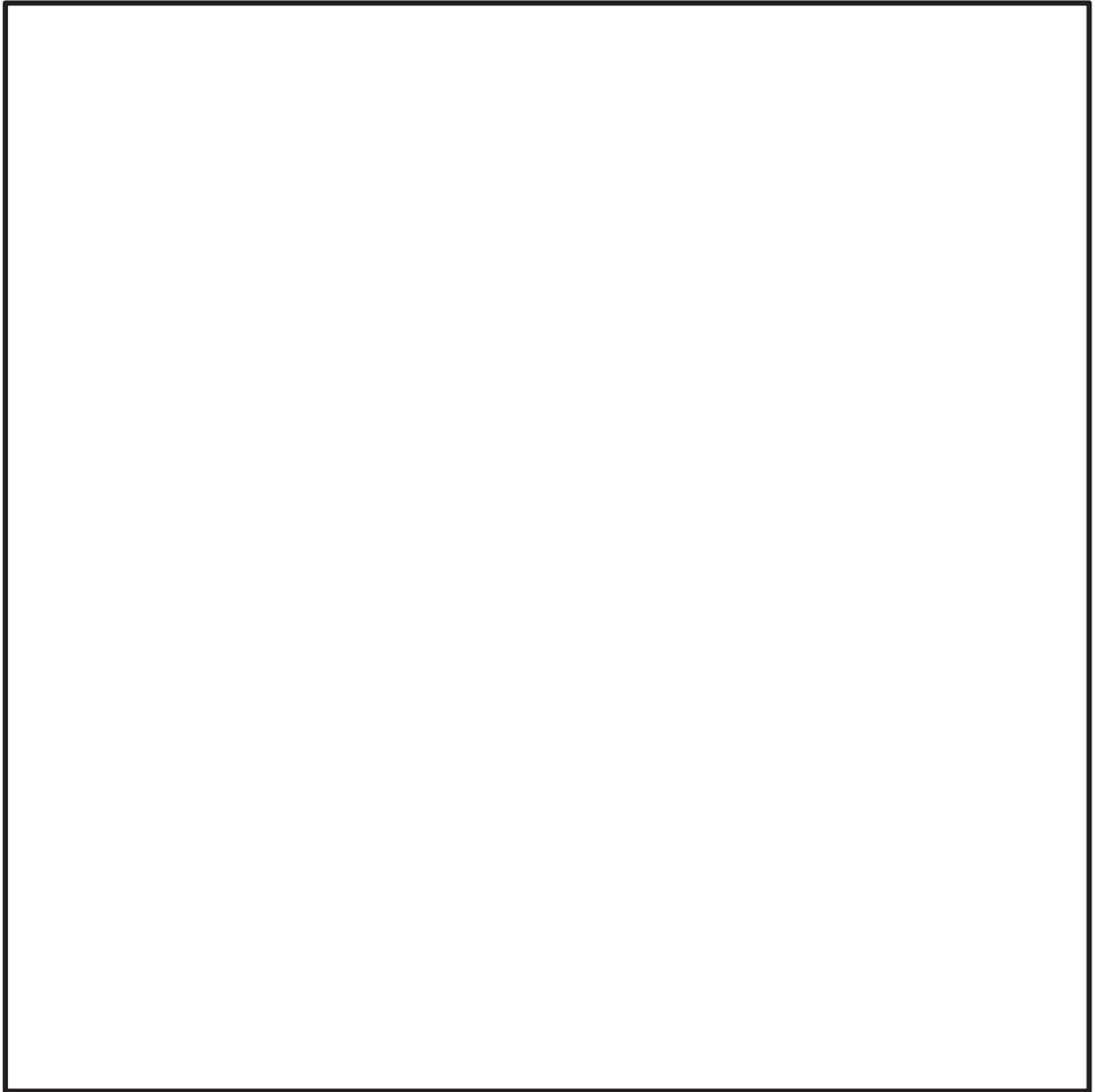


別図 2-2 解析モデル図 (MS-002)





別図 2-3 解析モデル図 (MS-003)

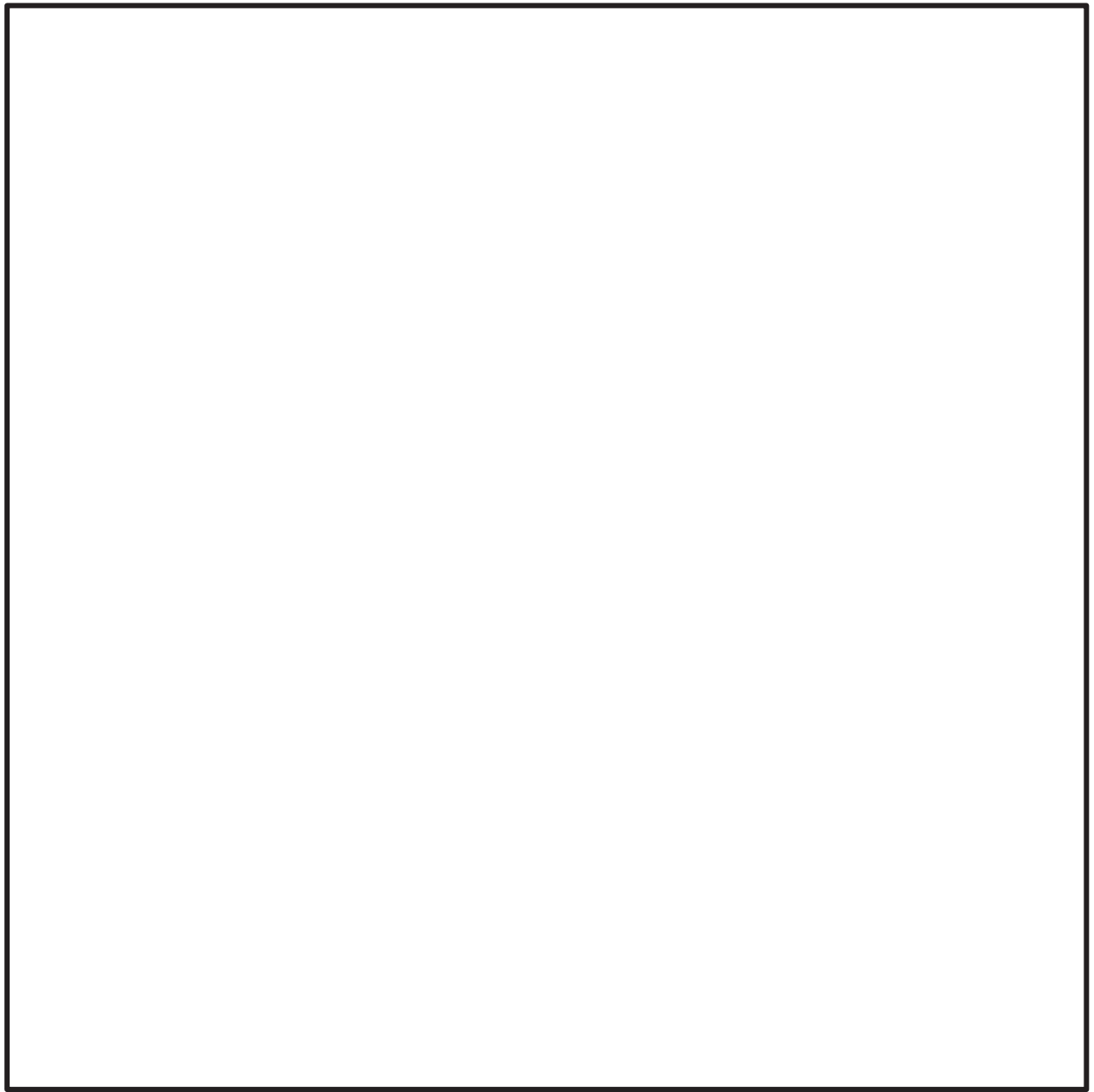


別図 2-4 解析モデル図 (MS-004)

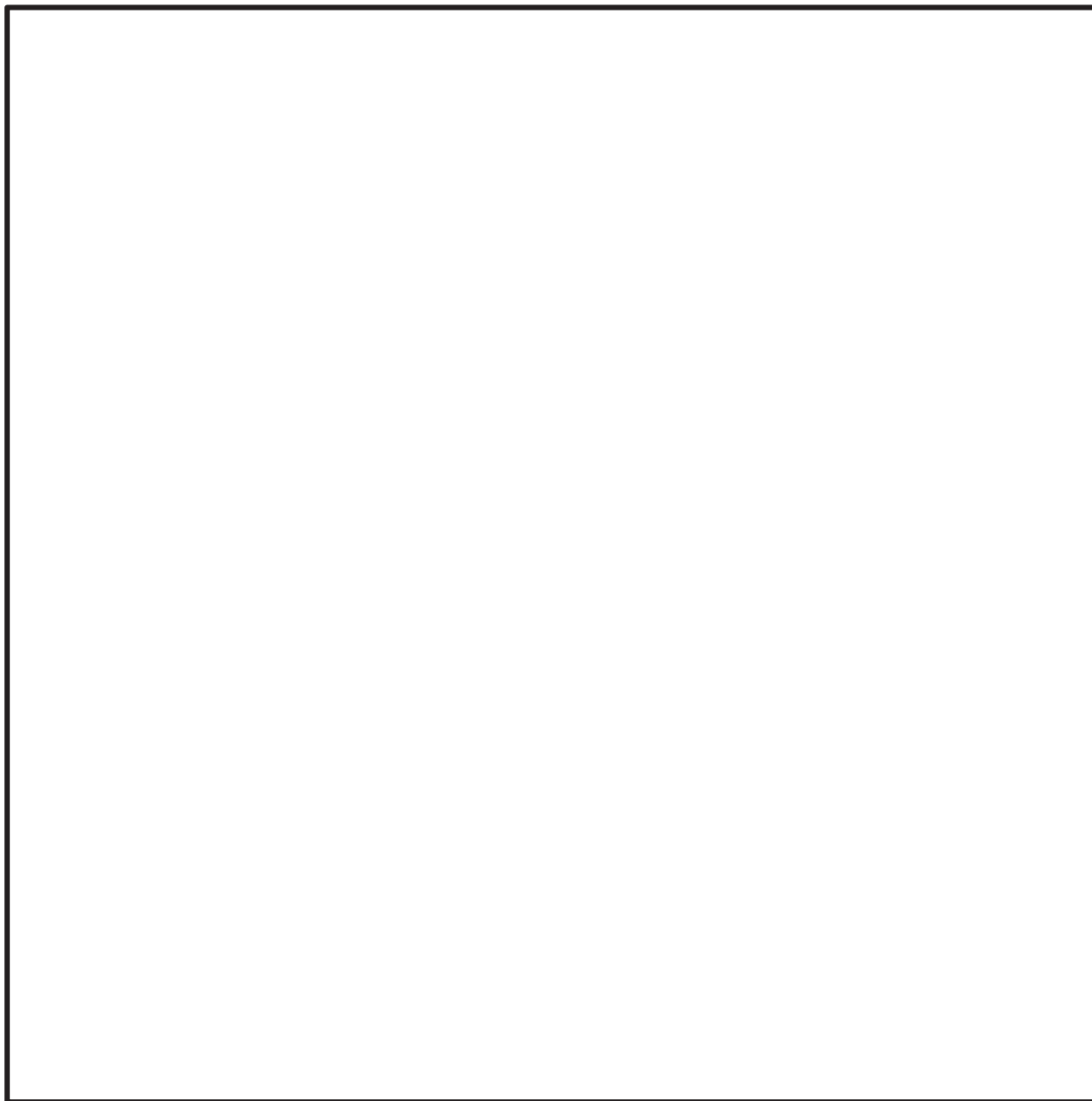
別表 2-3 固有値解析結果 (MS-001)

モード	固有周期 (s)	刺激係数*		
		X 方向	Y 方向	Z 方向
1 次				
2 次				
3 次				
4 次				
5 次				
6 次				
7 次				
8 次				
9 次				
10 次				
11 次				
12 次				
13 次				
14 次				
15 次				
16 次				
17 次				
18 次				
19 次				
20 次				
21 次				
22 次				
23 次				
24 次				
25 次				
26 次				
27 次				
28 次				
29 次				

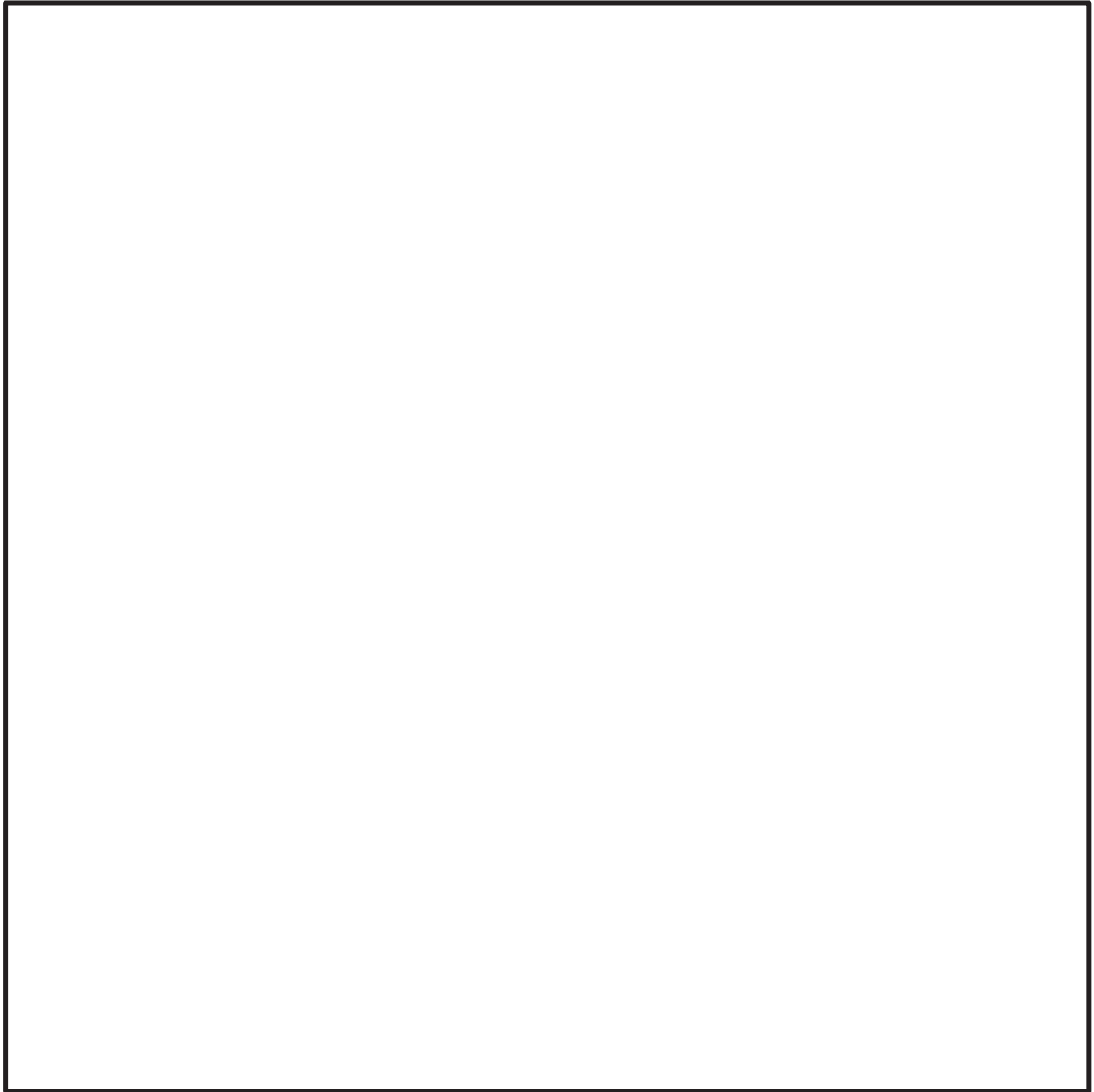
注記\*：刺激係数は、モード質量を正規化し、固有ベクトルと質量マトリックスの積から算出した値を示す。



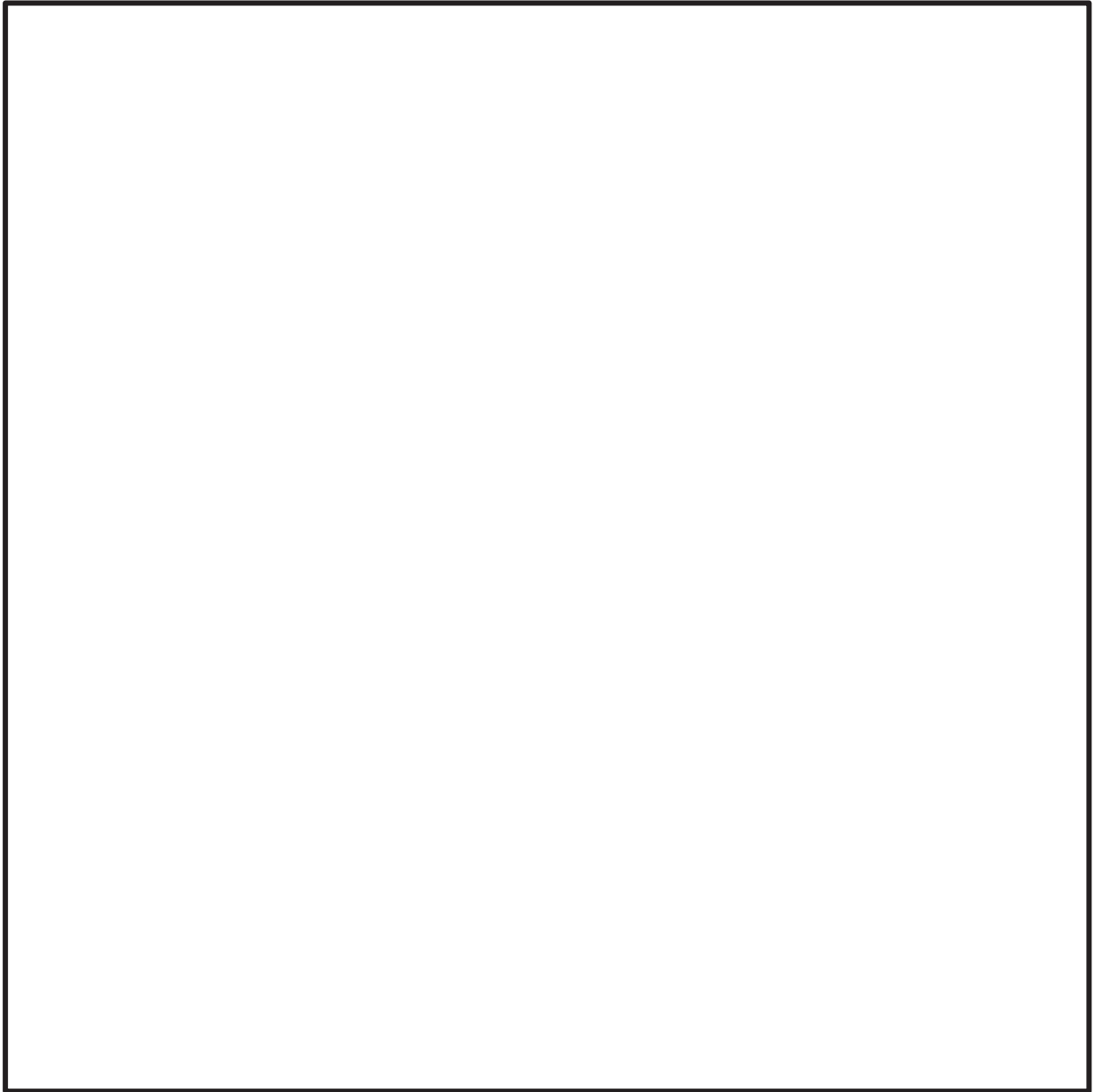
別図 2-5 振動モード図 (MS-001, 1次モード)



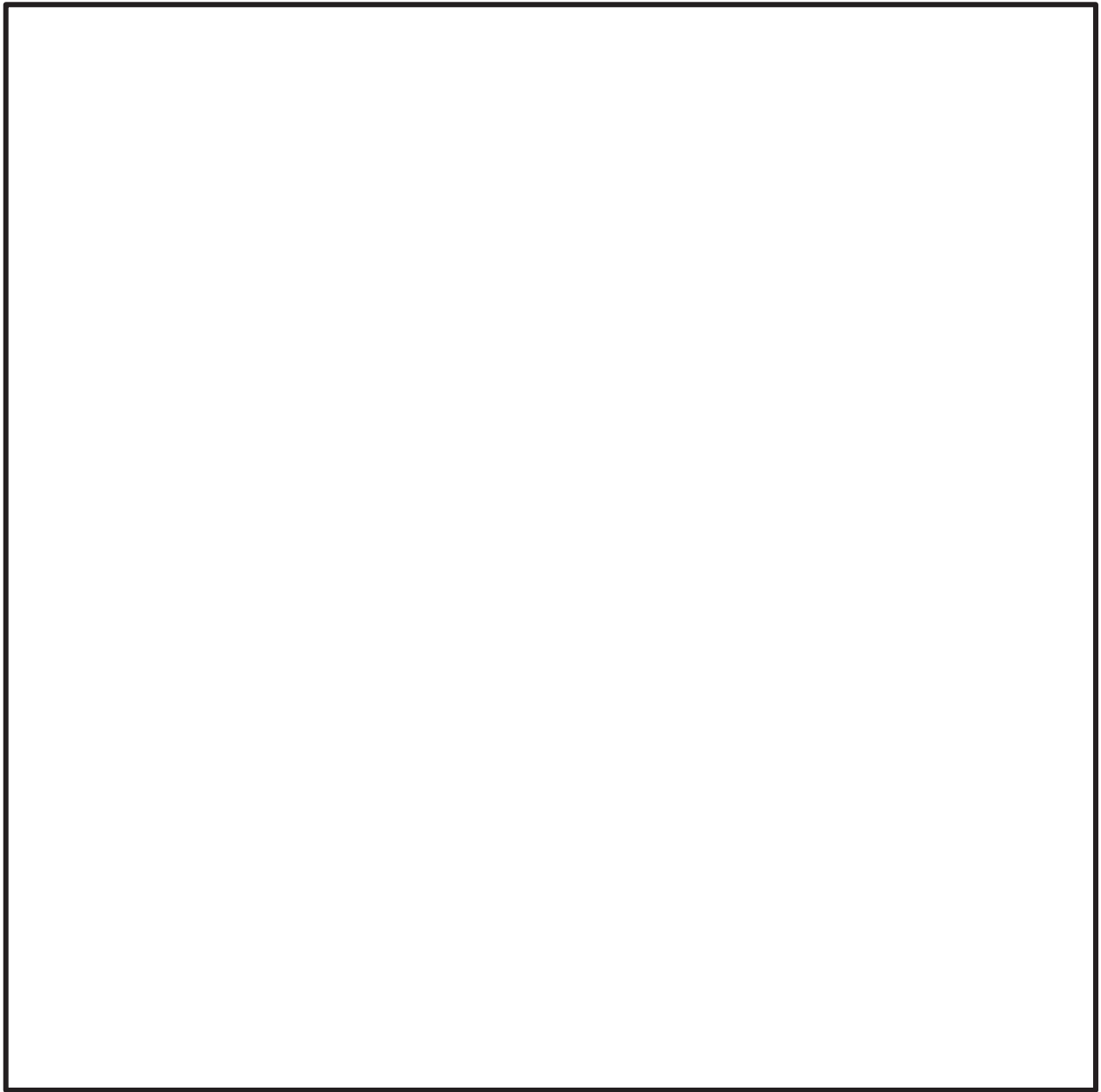
別図 2-6 振動モード図 (MS-001, 2次モード)



別図 2-7 振動モード図 (MS-001, 3次モード)

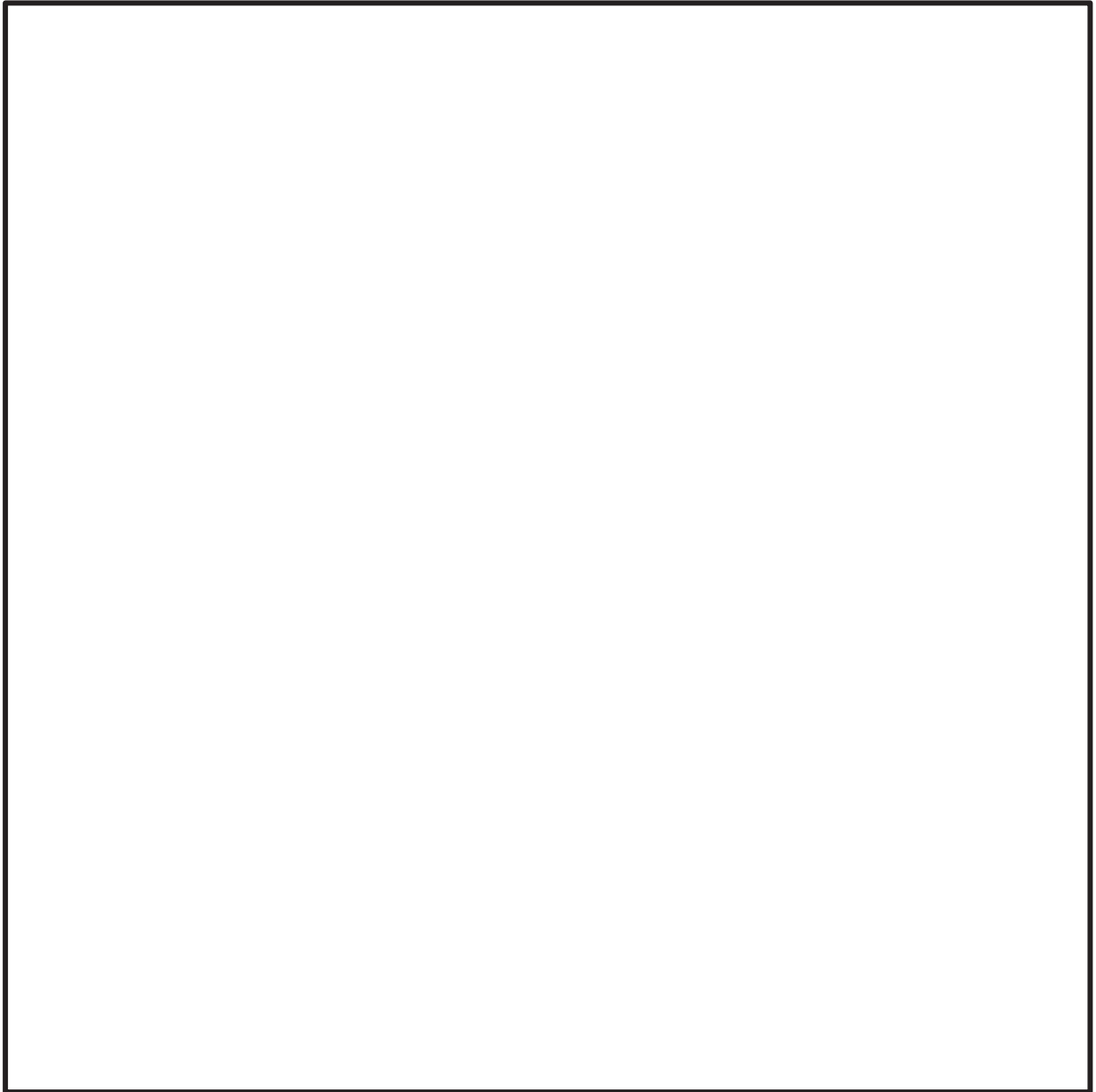


別図 2-8 振動モード図 (MS-001, 4次モード)

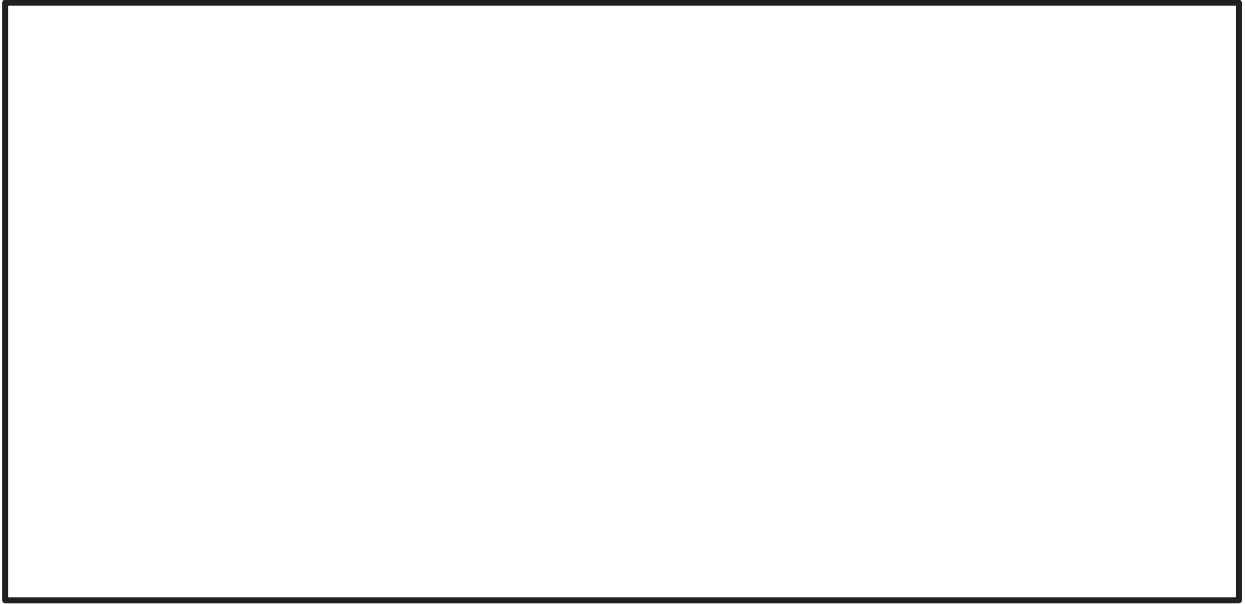


別図 2-9 振動モード図 (MS-001, 7次モード)

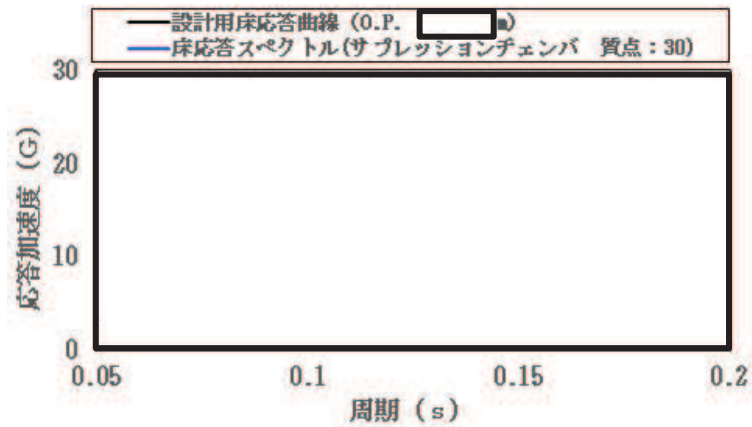




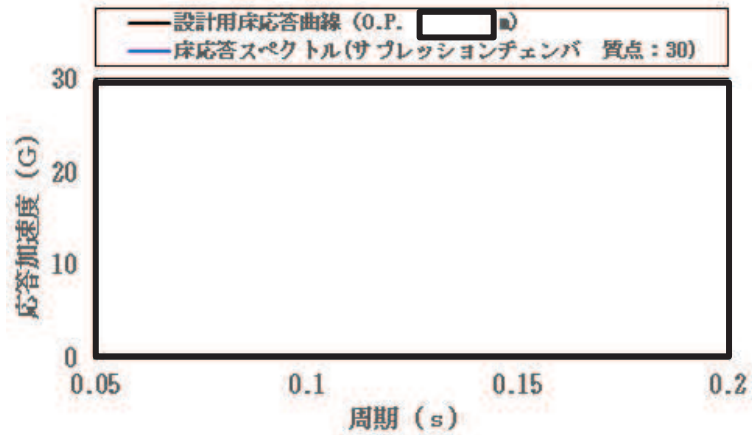
別図 2-10 振動モード図 (MS-001, 27次モード)



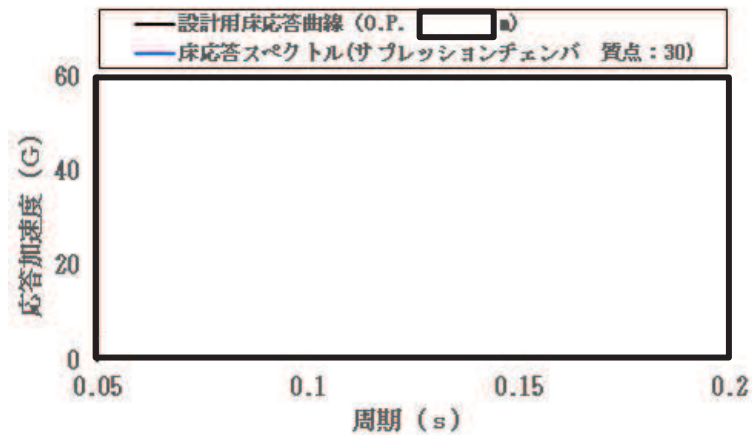
別図 2-11 MS-001のトークエンチャの位置関係



(a) N S方向



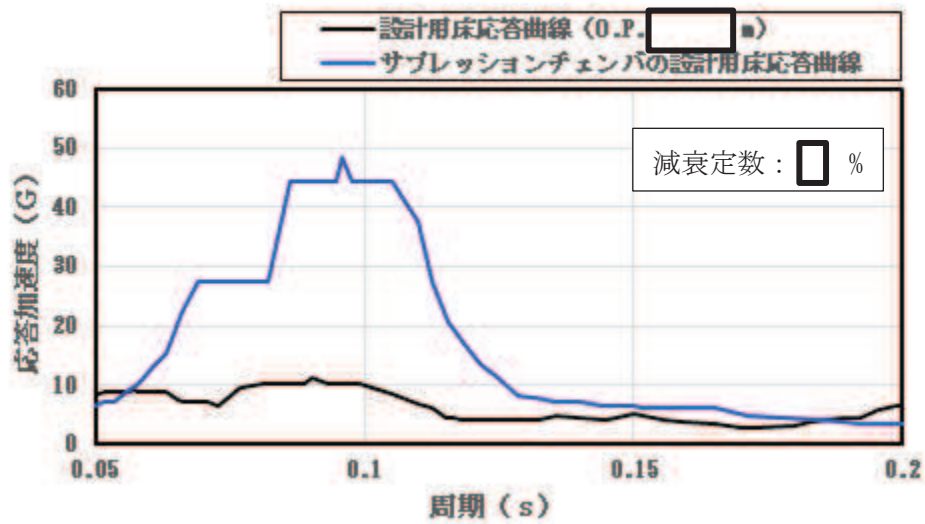
(b) E W方向



(c) U D方向

応答比=サプレッションチェンバの床応答スペクトル/設計用床応答曲線

別図 2-12 今回工認の耐震評価に適用した設計用床応答曲線 (O.P. 10.600 m) とサプレッションチェンバの床応答スペクトル(S C側の裕度最小位置: 質点 30)との比較図



別図 2-13 今回工認の耐震評価に適用した設計用床応答曲線 (0.P. [redacted] m) とサプレッションチェンバの設計用床応答曲線との比較結果

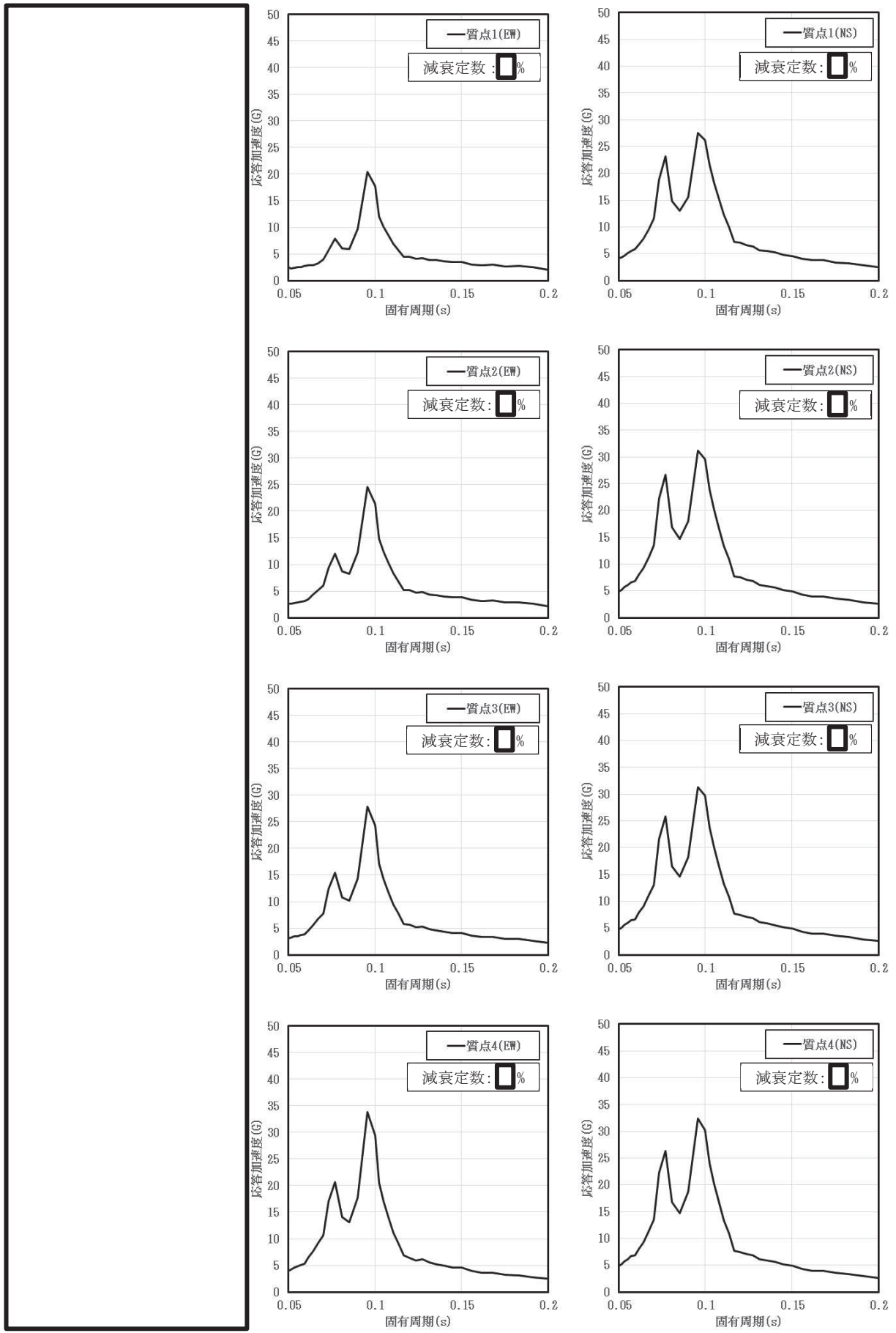
## サプレッションチェンバの床応答スペクトル

## 1. サプレッションチェンバの床応答スペクトルの特徴

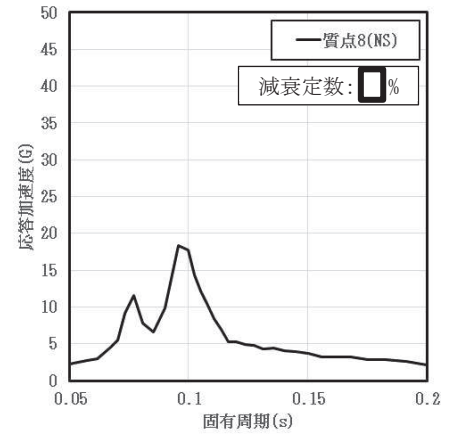
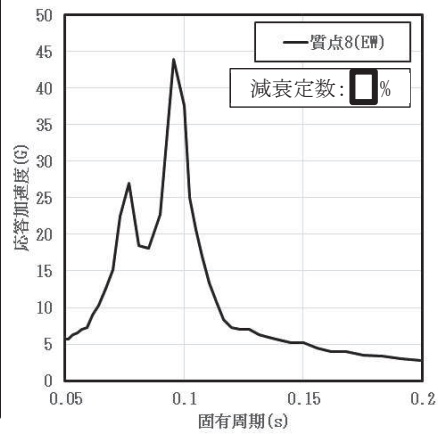
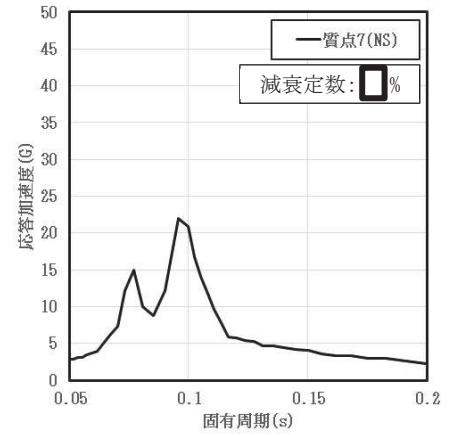
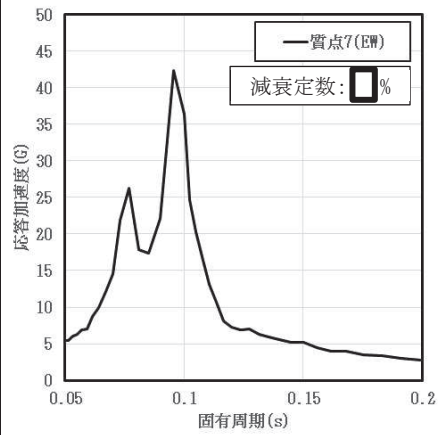
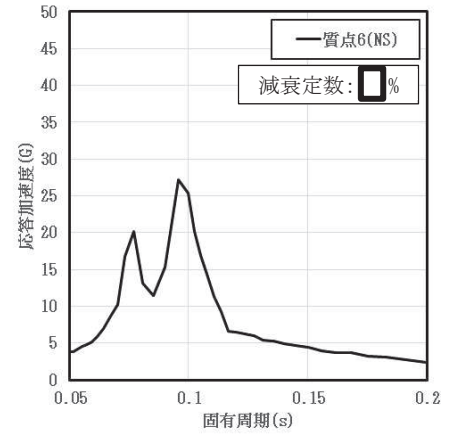
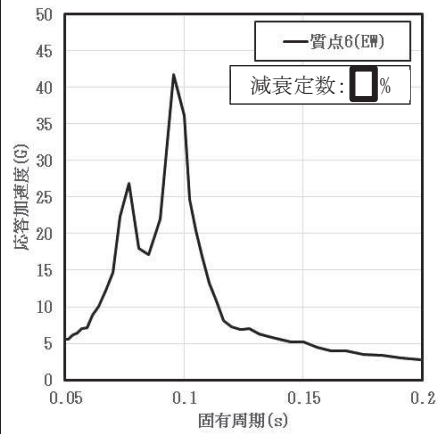
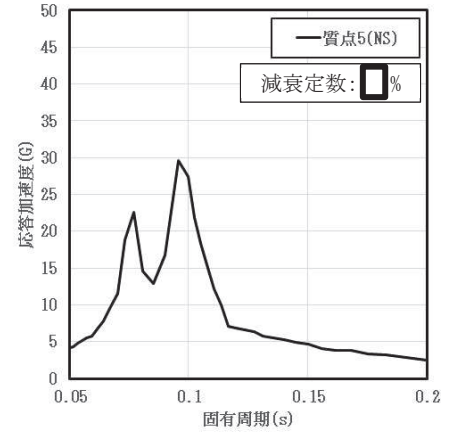
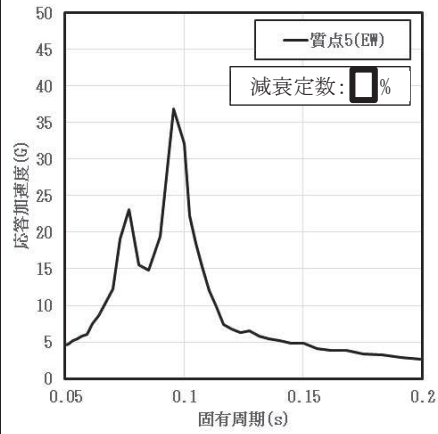
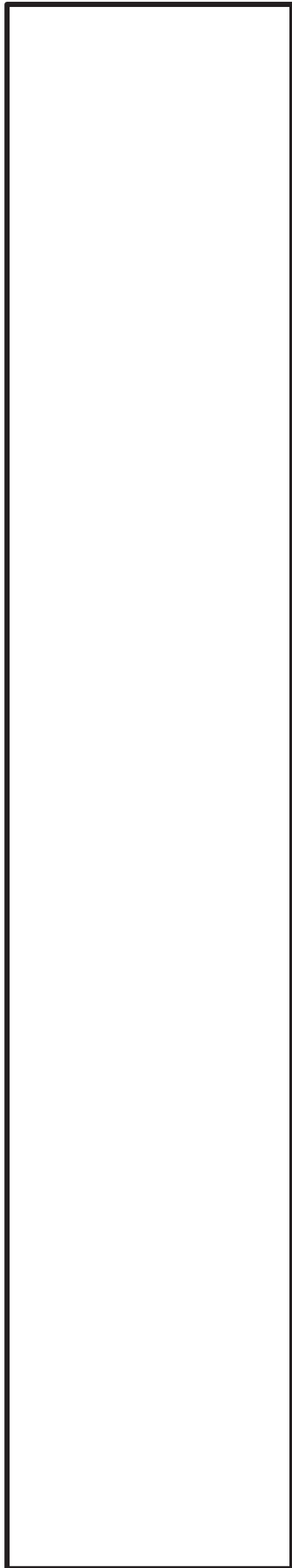
サプレッションチェンバの各質点に対する床応答スペクトル（NS 方向及び EW 方向）を別図 3-1 に示す。サプレッションチェンバの地震応答解析モデルは、NS 方向及び EW 方向に対称系となるため（例えば、質点 1 と質点 17、質点 9 と質点 25 が対称となる。）、質点 1～16 までの応答を示している。

サプレッションチェンバのボックスサポートは、大円半径方向に可動、大円周方向に固定される構造となっており、別図 3-1 の床応答スペクトルの結果から、可動可能な方向に床応答スペクトルが大きくなる傾向が確認できる。

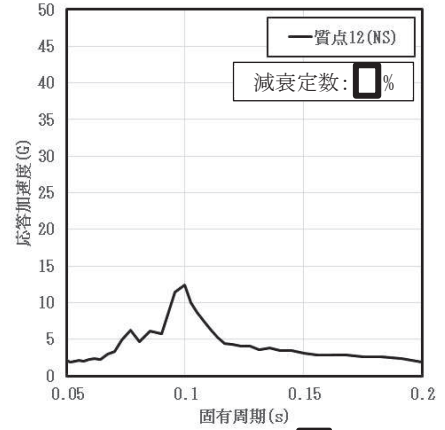
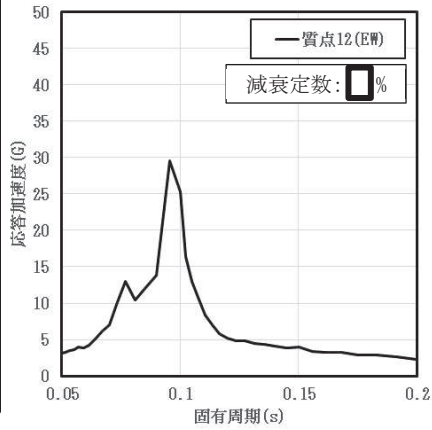
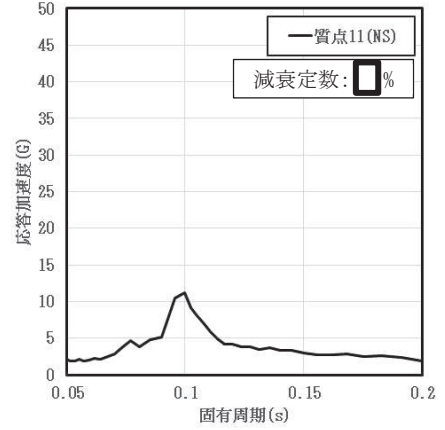
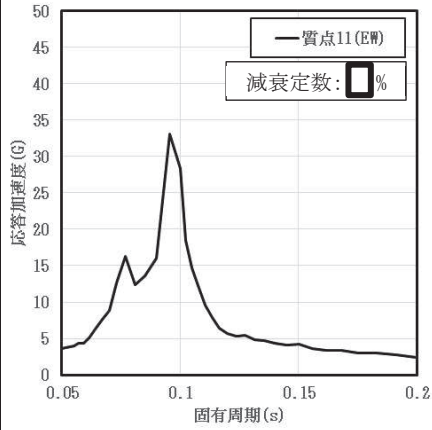
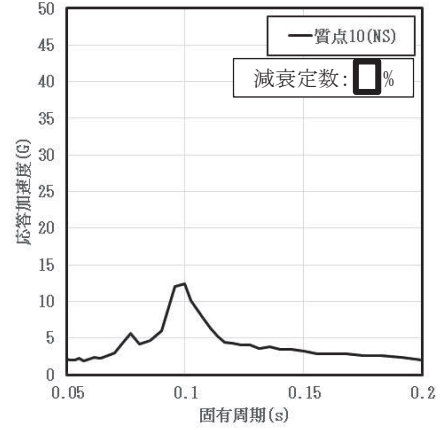
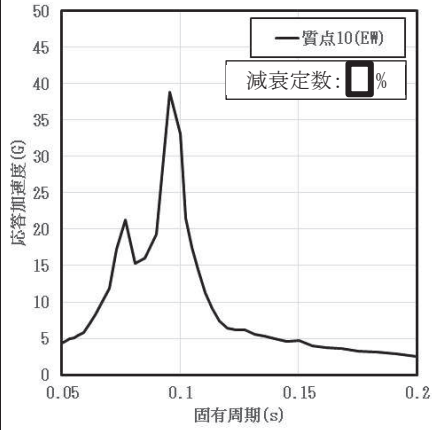
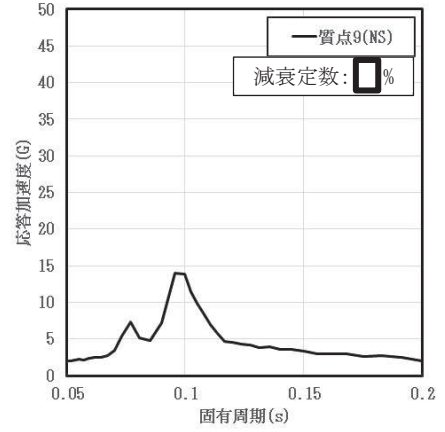
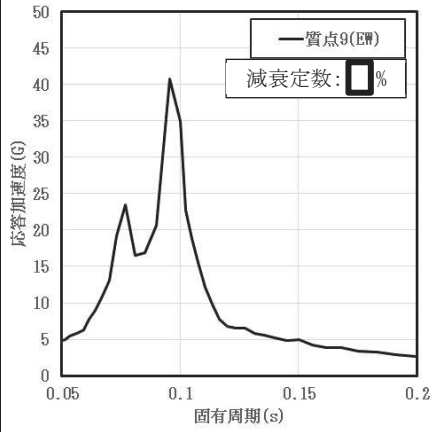
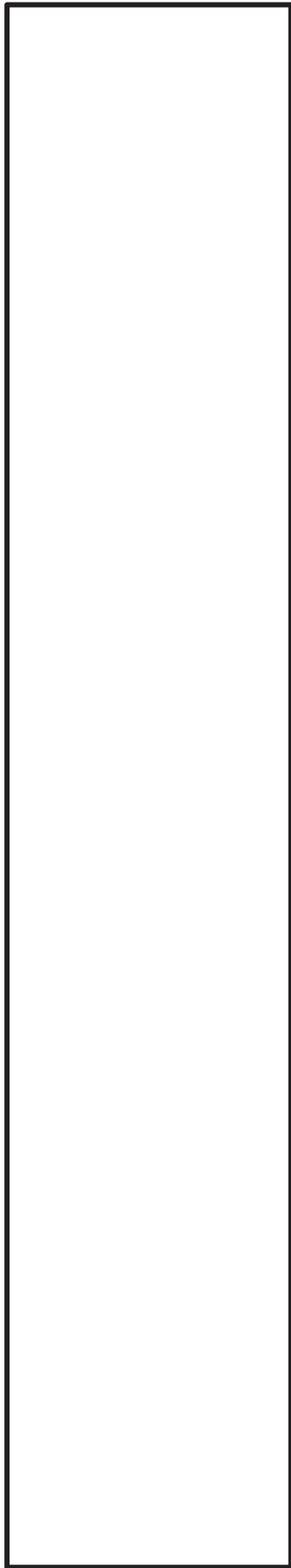
また、サプレッションチェンバの NS 及び EW 方向の床応答スペクトルの大小関係は、別図 3-2 に示すサプレッションチェンバの地震応答解析に用いた入力地震動の床応答スペクトルの比較結果から、入力地震動の大小関係が反映されたものと考えられる。



別図 3-1 サプレッションチェンバの床応答スペクトル (質点 1~4, 減衰定数: 0%)

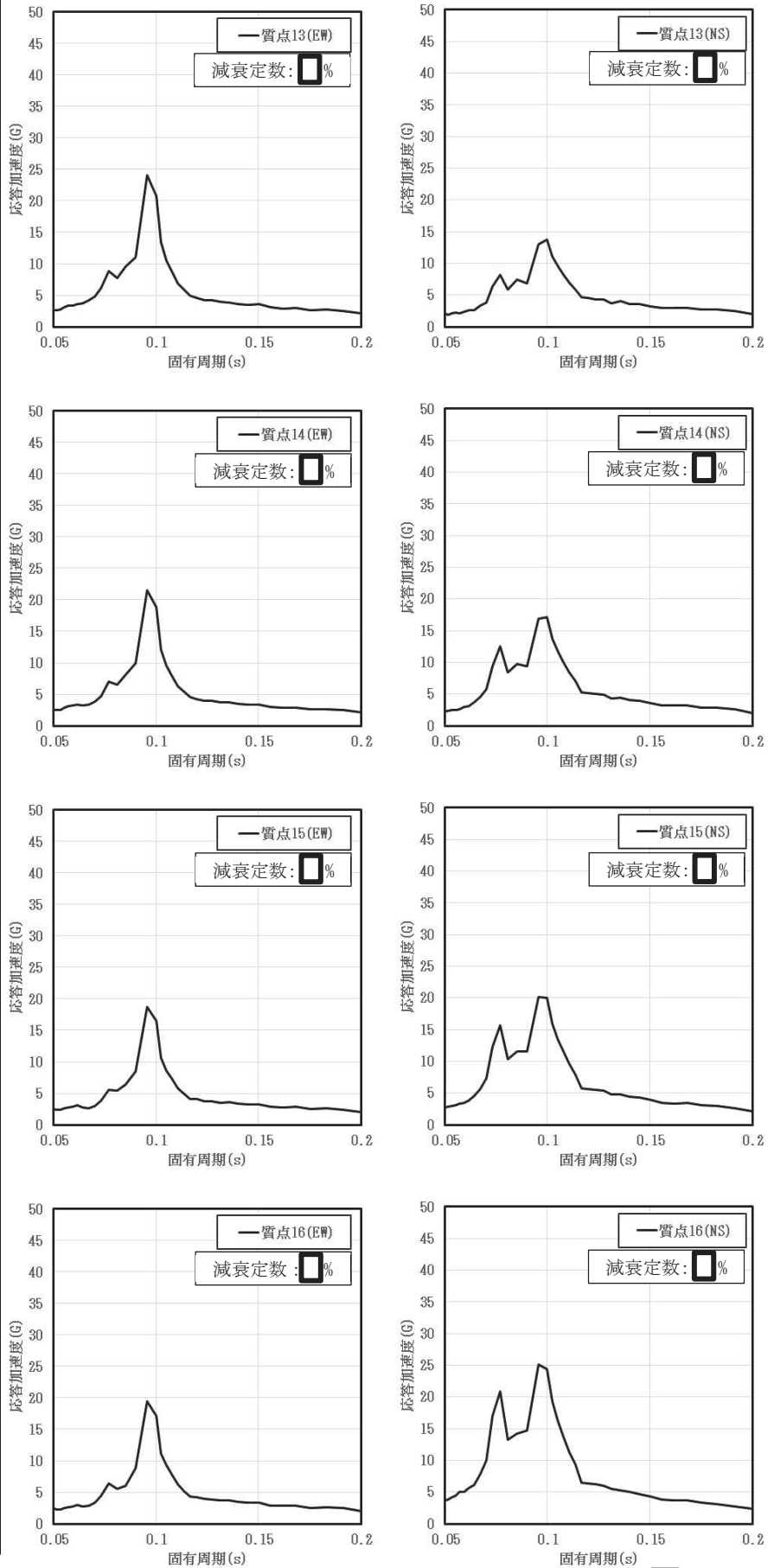
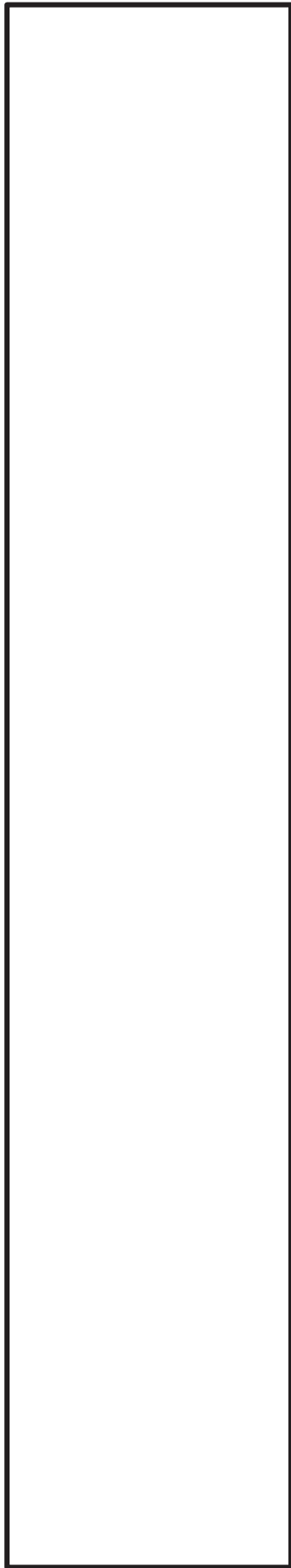


別図 3-1 サプレッションチェンバの床応答スペクトル (質点 5~8, 減衰定数: □%)

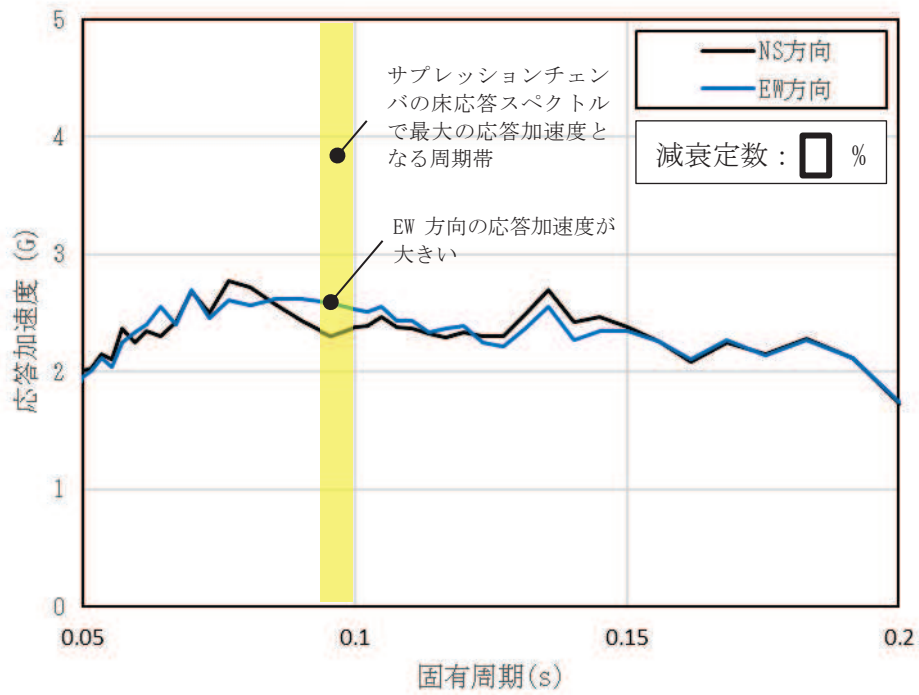


別図 3-1 サプレッションチェンバの床応答スペクトル (質点 9~12, 減衰定数: □%)





別図 3-1 サプレッションチェンバの床応答スペクトル (質点 13~16, 減衰定数: [ ]%)



別図 3-2 原子炉建屋の床応答スペクトル (O.P. -8.100m, 減衰定数  %)

## 2. 床応答スペクトルの特徴を踏まえたストレーナを有する配管モデルへの影響

### (1) 影響を考察する対象配管

サプレッションチェンバ内部にストレーナを有する配管の接続位置を別図 3-3 に示す。

別図 3-2 に示すサプレッションチェンバの床応答スペクトルでは、サプレッションチェンバの質点によっては、NS方向及びEW方向の応答加速度が増減するため、ストレーナを有する配管モデルのうちストレーナ接続位置の応答加速度が最も大きい質点 5 に接する配管モデル（LPCS-002）への影響を考察する。なお、LPCS-002は、ストレーナを有する配管モデルの中では確認対象配管モデルとしたHPCS-002の次に裕度が小さい配管モデルである。



別図 3-3 サプレッションチェンバと配管の接続位置の関係

## (2) 影響検討

LPCS-002に対する今回工認の耐震評価に適用した設計用床応答曲線とサブプレッションチェンバの床応答スペクトル(質点5)の比較及びサブプレッションチェンバ周りに関連する振動モード(3次, 6次)の固有周期を別図3-4に示す。

サブプレッションチェンバ周りに関連する振動モードにおける応答比(設計用床応答曲線に対するサブプレッションチェンバの床応答スペクトルの応答加速度の比)の最大値(2.67:3次)は、LPCS-002の今回工認の耐震評価の最小裕度(2.22)を上回る。しかし、配管の地震応答解析では、振動モード毎の影響度合いと入力地震動の関係から応力が算定されるため、その算定応力は、ある特定の振動モードでの応答比(最大値)を用いて簡易的に算出した応力(今回工認の耐震評価結果×応答比)よりも小さい値となる。

そこで、LPCS-002と同様、ストレーナを有する配管モデルで配管設置条件及び接続位置が類似である確認対象配管モデル(HPCS-002)の多入力時刻歴解析結果を参照し、LPCS-002に対するサブプレッションチェンバの地震応答の影響を検討した。

HPCS-002の「今回工認」及び「多入力時刻歴応答解析」の評価結果( $A_H \sim G_H$ )、「設計用床応答曲線に対するサブプレッションチェンバの床応答スペクトルの応答比」( $H_H$ )を別表3-1に示す。また、LPCS-002の「今回工認」の評価結果( $A_L \sim C_L$ )、「設計用床応答曲線に対するサブプレッションチェンバの床応答スペクトルの応答比」( $H_L$ )を別表3-2に示す。

別表 3-1 HPCS-002 の今回工認と多入力時刻歴応答解析の評価結果

モデル	応力 評価点	今回工認			多入力時刻歴応答解析			算出 応力の 倍率 ( $D_H/A_H$ )	設計用床応答曲 線に対するサブ プレッションチェ ンバの床応答ス ペクトルの応答 比*1
		算出 応力	許容 応力	裕度 ( $B_H/A_H$ )	算出 応力	許容 応力	裕度 ( $E_H/D_H$ )		
		( $A_H$ )	( $B_H$ )	( $C_H$ )	( $D_H$ )	( $E_H$ )	( $F_H$ )		
HPCS- 002	HPCS ポン プノズル 部：75	172	335	1.94	216	335	1.55	1.26	2.21
	サプレッ ションチェ ンバ周り のエル ボ部：59	121	348	2.87	135	348	2.57	1.12	2.21

注記\*1：サプレッションチェンバ周りに関連する振動モードは、4,7 次のモードであり、4 次モードの応答比率が 2.21、7 次モードの応答比率が 3.63 であり、影響評価に用いる観点から保守的に 2.21 を用いた評価を行う。

別表 3-2 LPCS-002 の今回工認の評価結果

モデル	応力 評価点	今回工認			設計用床応答曲線に対するサブ プレッションチェンバの床応 答スペクトルの応答比*1
		算出 応力	許容 応力	裕度 ( $B_L/A_L$ )	
		( $A_L$ )	( $B_L$ )	( $C_L$ )	
LPCS-002	サプレッション チェンバ周り のエルボ部：3	146	325	2.22	2.67

注記\*1：サプレッションチェンバ周りに関連する振動モードは、3,6 次のモードであり、3 次モードの応答比率が 2.67、3 次モードの応答比率が 1.66 であり、影響評価に用いる観点から保守的に 2.67 を用いた評価を行う。

これらの諸元を用いて、LPCS-002の多入力時刻歴応答解析の見込みの算出応力及び裕度（ $D_L$ 及び $F_L$ ）を以下の計算式で算出した結果を別表3-3に示す。ここで、LPCS-002における最小裕度部位がサプレッションチェンバ周りのエルボ部であることを踏まえ、HPCS-002における最小裕度部位（HPCSポンプノズル部：質点75）に加え、HPCS-002における類似部位（サプレッションチェンバ周りのエルボ部：質点59）の評価結果を用いた検討も実施した。

$$D_L = A_L \times (H_L / H_H) \times G_H$$

ここで、式中の記号の説明は、以下の通り。

$D_L$ ：LPCS-002の多入力時刻歴応答解析の算出応力（見込み値）

$A_L$ ：LPCS-002の今回工認の算出応力

$H_L$ ：LPCS-002の設計用床応答曲線に対するサプレッションチェンバの床  
応答スペクトルの応答比

$H_H$ ：HPCS-002の設計用床応答曲線に対するサプレッションチェンバの床  
応答スペクトルの応答比

$G_H$ ：HPCS-002の算出応力の倍率

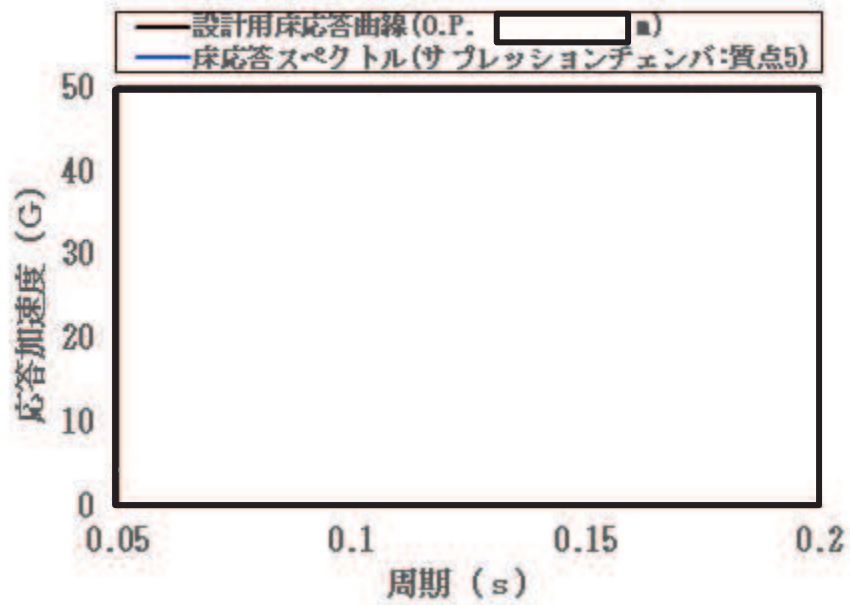
別表3-3 LPCS-002の多入力時刻歴応答解析の見込み値の算出応力及び裕度

モデル	応力 評価点	今回工認			多入力時刻歴応答解析 (見込み値)			参照した HPCS-002 の評価点
		算出 応力	許容 応力	裕度 ( $A_L/B_L$ )	算出 応力	許容 応力	裕度 ( $D_L/E_L$ )	
		( $A_L$ )	( $B_L$ )	( $C_L$ )	( $D_L$ )	( $E_L$ )	( $F_L$ )	
LPCS -002	サプレッシ ョンチェン バ周りの エルボ部：3	146	325	2.22	222	325	1.46	75*
					197	325	1.65	59*

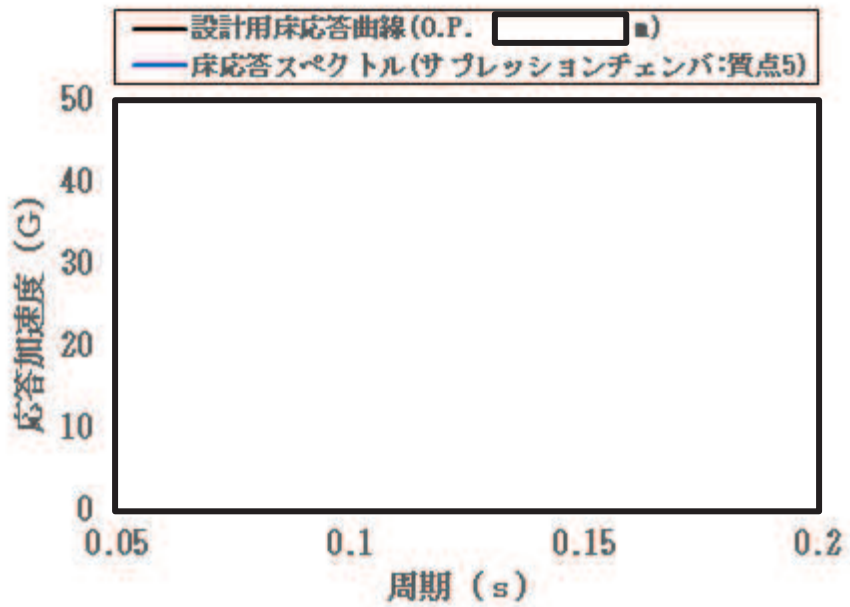
注記\*1：HPCSポンプノズル部

\*2：サプレッションチェンバ周りのエルボ部

以上のLPCS-002に対する影響検討の結果、サプレッションチェンバの地震応答の影響によって裕度が小さくなる（最小で1.46）と見込まれるが、本検討に用いた応答比は保守的に設定しており、実際には更に余裕がある。また、許容値に対して十分な裕度があることから、LPCS-002の耐震性への影響はないと判断できる。



(a) NS方向



(b) EW方向

別図 3-4 LPCS-002 に対する今回工認の耐震評価に適用した設計用床応答曲線とサプレッションチェンバの床応答スペクトル (質点5) の比較

## 高圧炉心スプレイ系配管（HPC S-002）の算出値に対する考察

高圧炉心スプレイ系配管（HPC S-002）に対する影響確認の結果（本文表 4 記載），サブプレッションチェンバの地震応答加速度を考慮した多入力時刻歴応答解析の一次応力の算出値（216MPa）が今回工認の算出値（172MPa）よりも大きくなった要因について考察する。

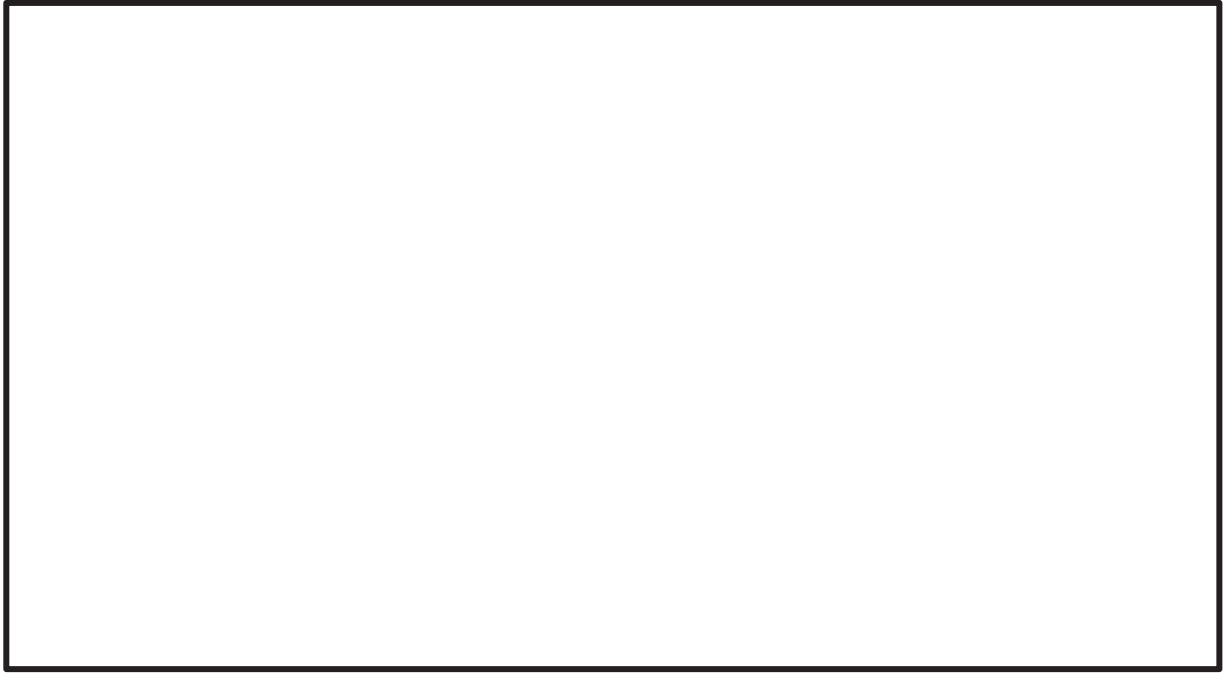
HPC S-002 の評価の結果，一次応力が最小裕度となった評価点（質点 75）は，サブプレッションチェンバから比較的近い位置にある HPC S 系ポンプノズル部（アンカー点）である。（別図 4-1 参照）

当該評価点の応力に対して支配的な振動モードは 4 次及び 7 次モードである。ここで，多入力時刻歴応答解析に入力したサブプレッションチェンバの時刻歴加速度から作成した床応答スペクトルでは，特に 4 次モードにおいて NS 方向の地震応答加速度が大きくなっている。振動モード図を別図 4-2 に，各モードに対応する刺激係数を別表 2-1 に，床応答スペクトルを別図 4-3 に示す。

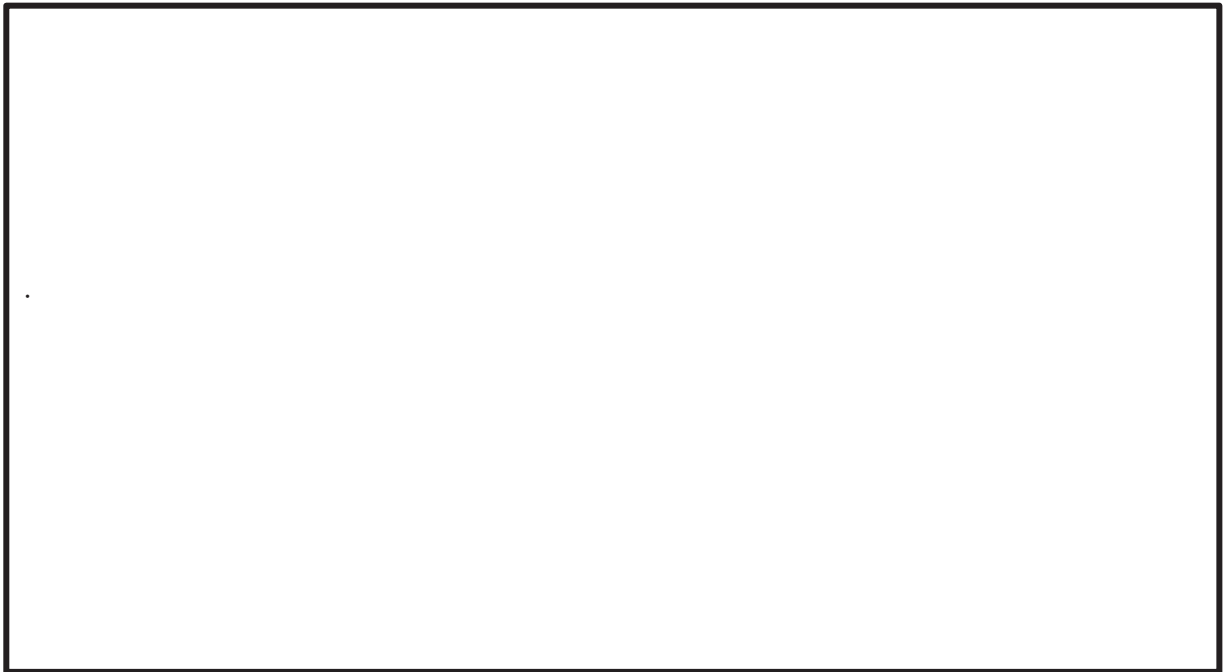
上記を踏まえると，サブプレッションチェンバ内に設置されたストレーナが振動する固有周期帯（特に 4 次モード）の地震応答加速度の影響がサブプレッションチェンバ外に伝達し，サブプレッションチェンバに比較的近い HPC S 系ポンプノズル部（アンカー点）の応力が発生したものと考えられる。

以上のことから，HPC S-002 に対する影響確認の結果，サブプレッションチェンバの地震応答加速度を考慮した多入力時刻歴応答解析の算出値（216MPa）が今回工認の算出値（172MPa）よりも大きくなったのは，サブプレッションチェンバ内に設置されたストレーナが振動することによる地震応答加速度の影響がサブプレッションチェンバ外に伝達し，当該評価点の地震応答加速度が大きくなったことによるものと考えられる。なお，サブプレッションチェンバの地震応答加速度を考慮した多入力時刻歴応答解析における算出値及び今回工認の算出（本文表 5 参照）のいずれも許容値（335MPa）を十分満足するものである。





別図 4-1 解析モデル図 (質点 75 の位置周辺を抜粋)

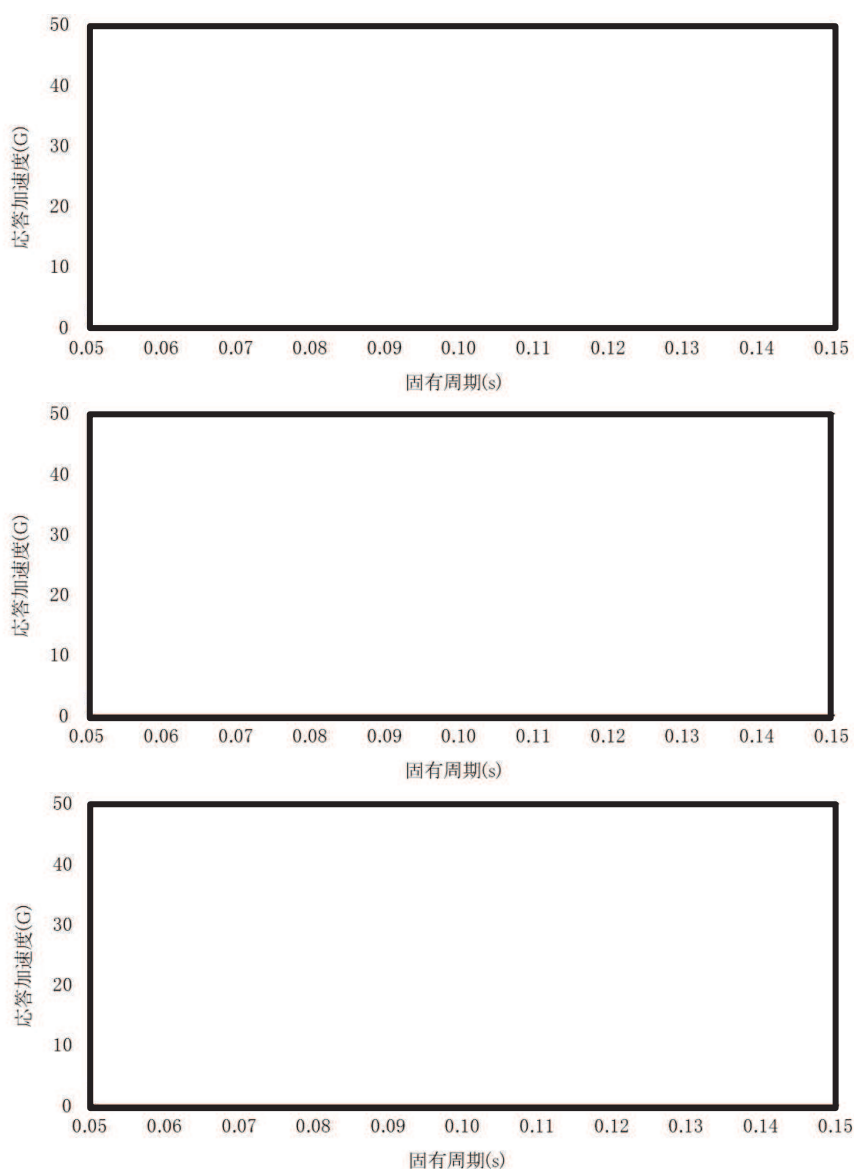


別図 4-2 振動モード図 (4 次モード)

別表 4-1 各モードに対応する刺激係数

モード	固有周期 (s)	刺激係数*		
		X 方向	Y 方向	Z 方向
1 次				
2 次				
3 次				
4 次				
5 次				
6 次				
7 次				
8 次				
14 次				

注記\*：刺激係数は、モード質量を正規化し、固有ベクトルと質量マトリックスの積から算出した値を示す。



別図 4-3 当該評価点の入力となる加速度時刻歴から作成した床応答スペクトルと固有周期との関係（上段：NS 方向, 中段：EW 方向, 下段：UD 方向）

サプレッションチェンバの地震応答加速度を包絡した  
設計用床応答曲線を用いたスペクトルモーダル解析による影響確認

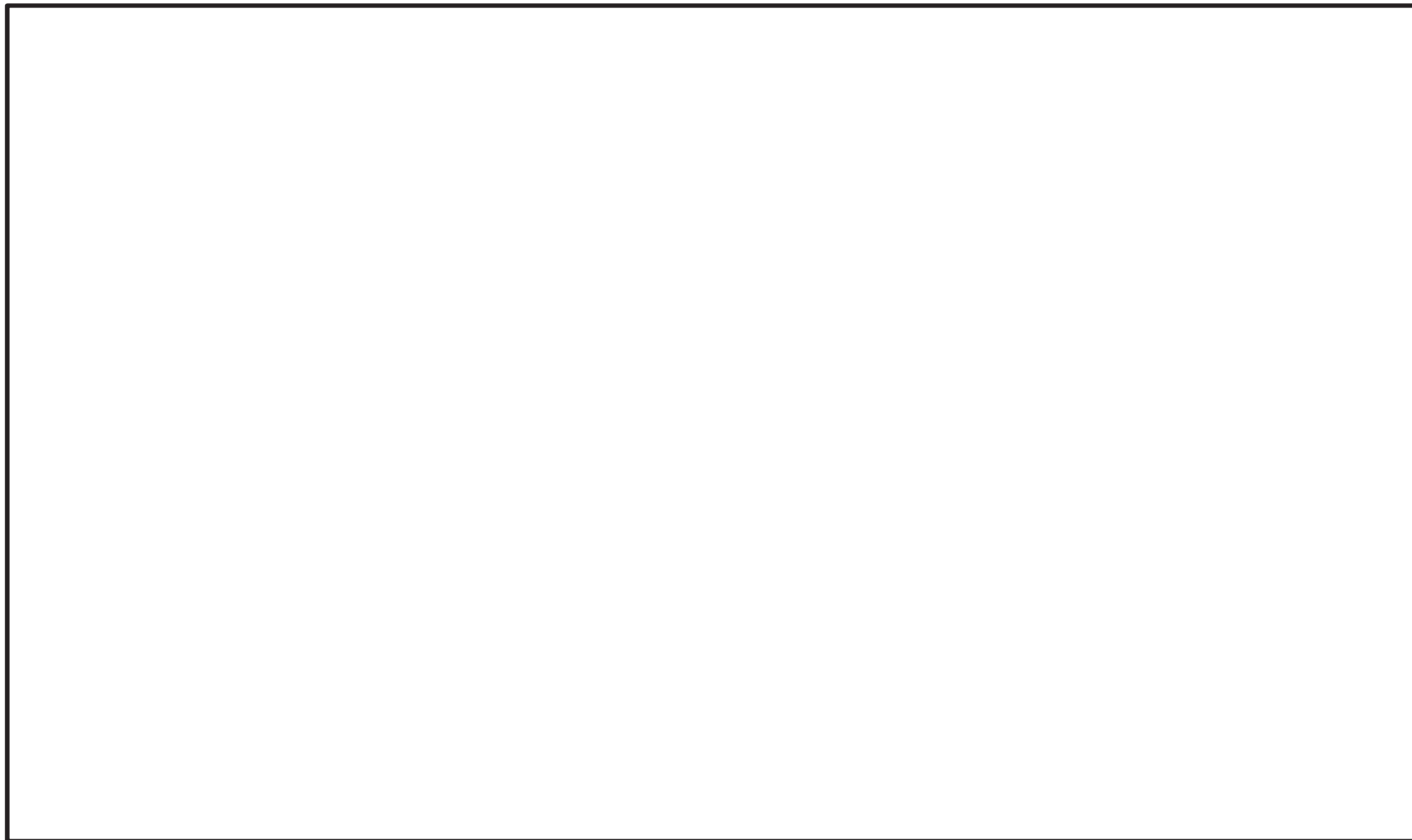
本書は、サプレッションチェンバに接続する配管に対して、サプレッションチェンバの地震応答加速度と原子炉建屋の地震応答加速度を包絡した設計用床応答曲線を用いたスペクトルモーダル解析（以下「包絡スペクトル解析」という）による影響確認結果を纏める。

影響確認としては、サプレッションチェンバの地震応答加速度の影響を確認するために選定したSC接続配管（RHR-010及びHPCS-002）を確認対象配管モデルとして、SC接続配管に対する包絡スペクトル解析による評価結果と、より実態に応じた精緻な耐震評価としての多入力時刻歴応答解析による評価結果（本文4項記載）を応力比として比較した。ここで、応力比は、包絡スペクトル解析による応力／多入力時刻歴解析による応力である。

RHR-010及びHPCS-002に対する応力比の結果を別図5-1, 2に示す。

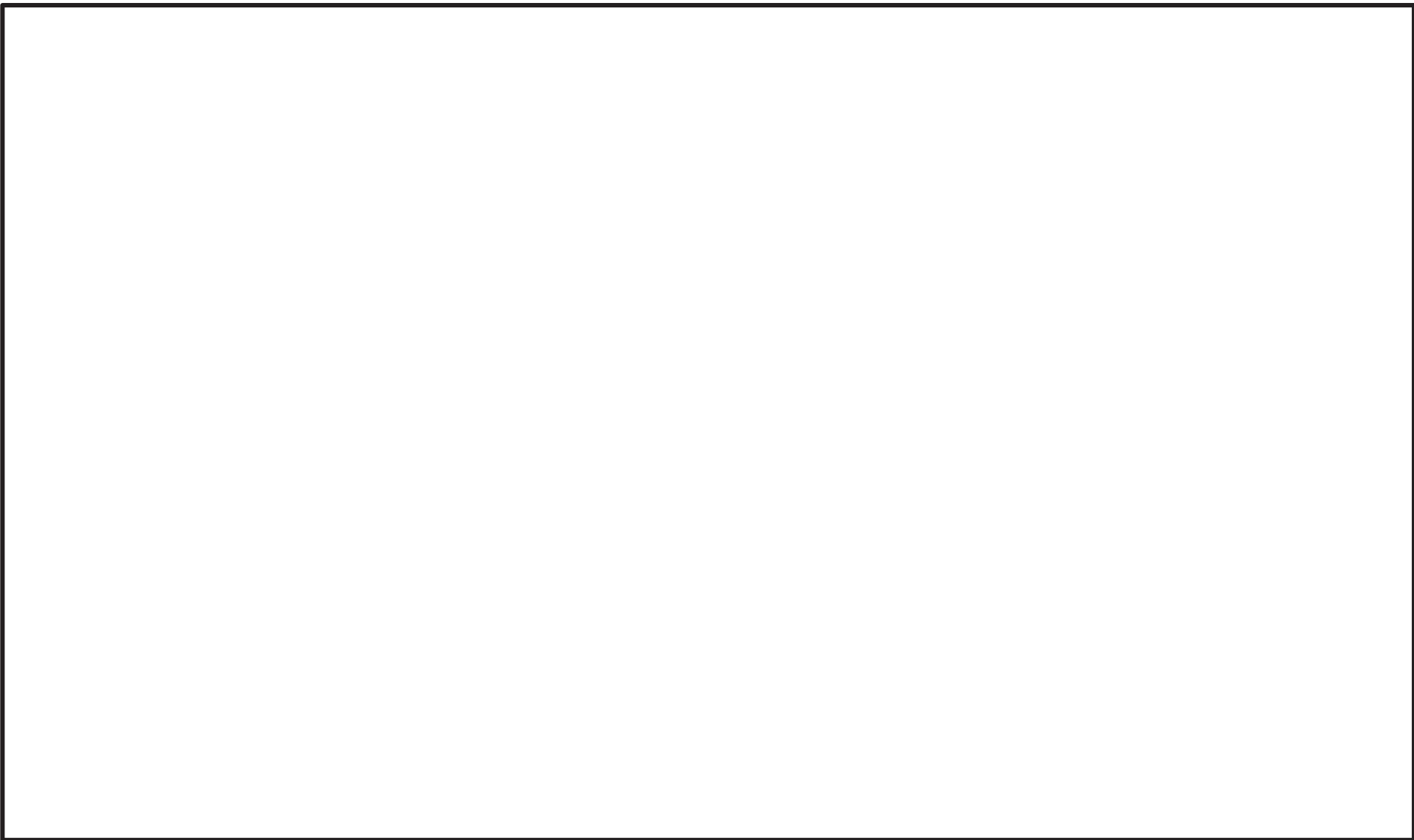
別図5-1, 2に示す応力比の結果から、いずれもサプレッションチェンバの地震応答加速度の影響が小さいと考えられるサプレッションチェンバから離れた評価位置において、包絡スペクトル解析による評価結果が、解析上、サプレッションチェンバの地震応答加速度が考慮されることになるため、より実態に応じた精緻な多入力時刻歴解析による評価結果よりも応力が大きくなっていることが分かる。

このことは、サプレッションチェンバの地震応答加速度と原子炉建屋の地震応答加速度を包絡した設計用床応答曲線を用いたスペクトルモーダル解析は、サプレッションチェンバの地震応答加速度がサプレッションチェンバから離れた配管に対しても解析上の入力条件となって影響を及ぼした結果であり、過度に保守的な（合理性のない）評価結果になっていることを示すものである。



別図 5-1 RHR-010 の応力比の結果

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



別図 5-2 H P C S - 0 0 2 の応力比の結果

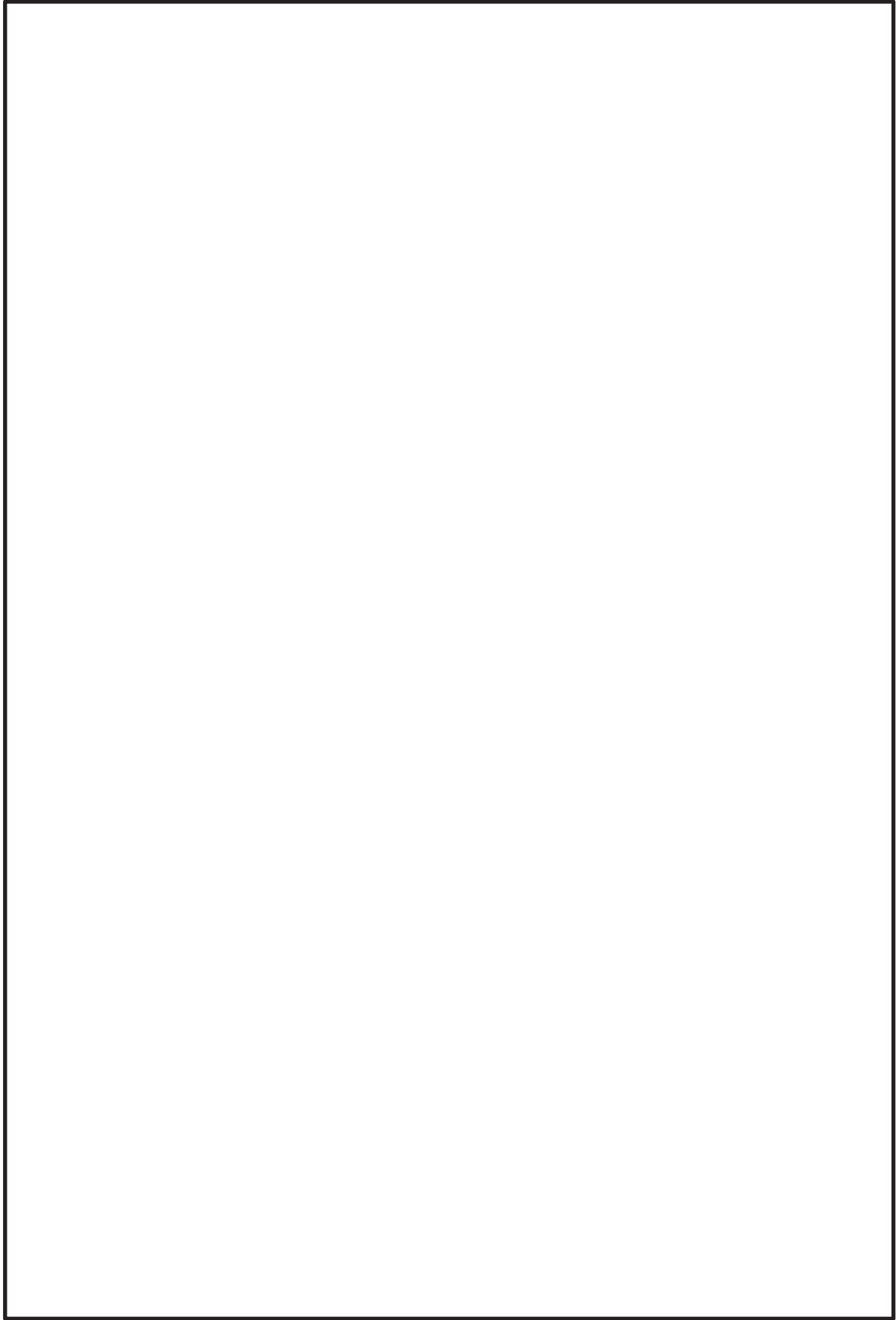
確認対象配管の固有値解析結果

配管モデル（RHR-010）に対する固有値解析結果を参表 1-1 に、振動モード図（1次～4次モード）を参図 1-1, 2 に示す。また、配管モデル（HPCS-002）に対する固有値解析結果を参表 2-2 に、振動モード図（1次～4次モード）を参図 1-3, 4 に示す。

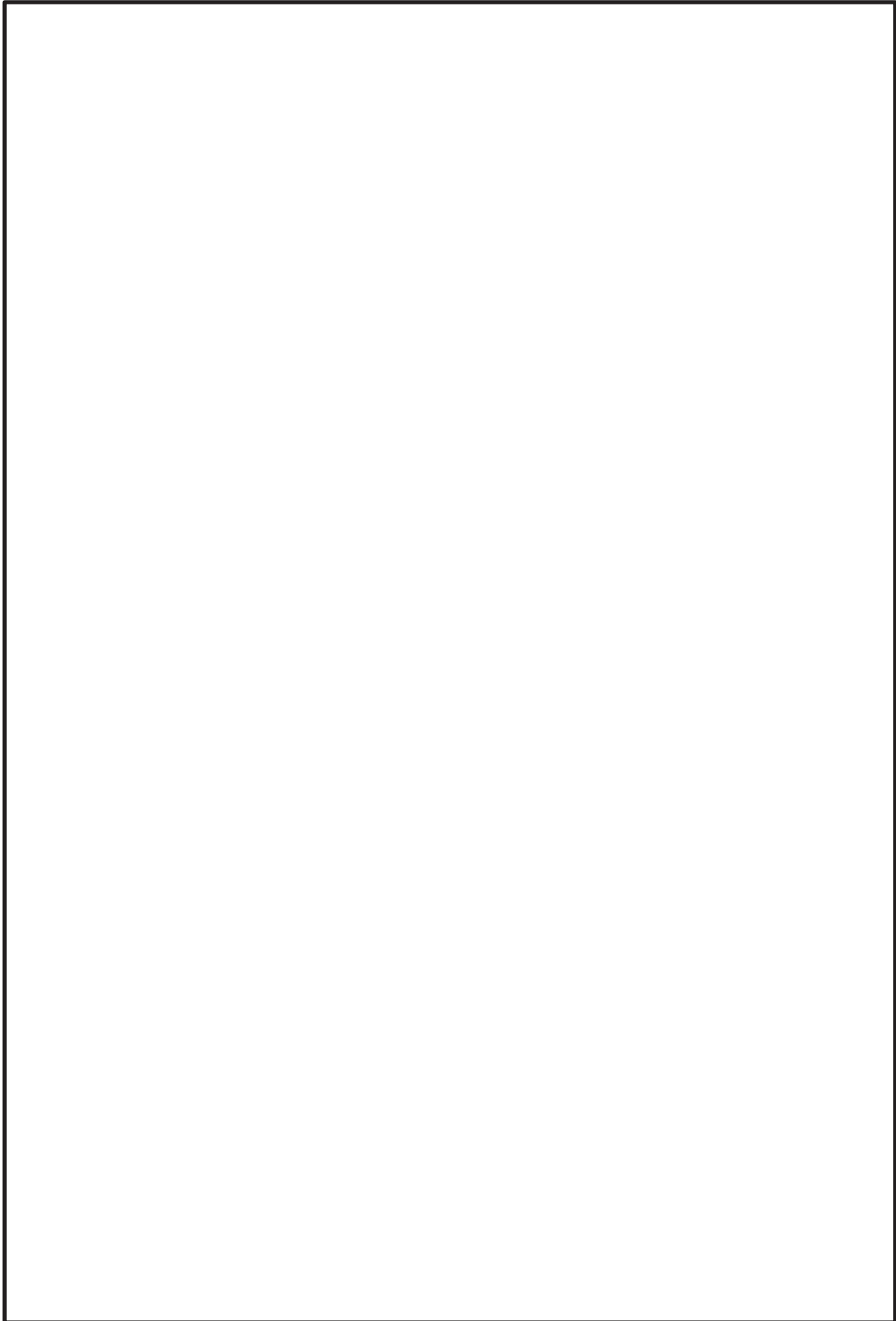
参表 1-1 固有値解析結果（RHR-010）

モード	固有周期 (s)	刺激係数*		
		X 方向	Y 方向	Z 方向
1 次				
2 次				
3 次				
4 次				
5 次				
6 次				
7 次				
8 次				
14 次				

注記\*：刺激係数は、モード質量を正規化し、固有ベクトルと質量マトリックスの積から算出した値を示す。



参図 1-1 振動モード図 (RHR-010, 上段:1次モード, 下段:2次モード)



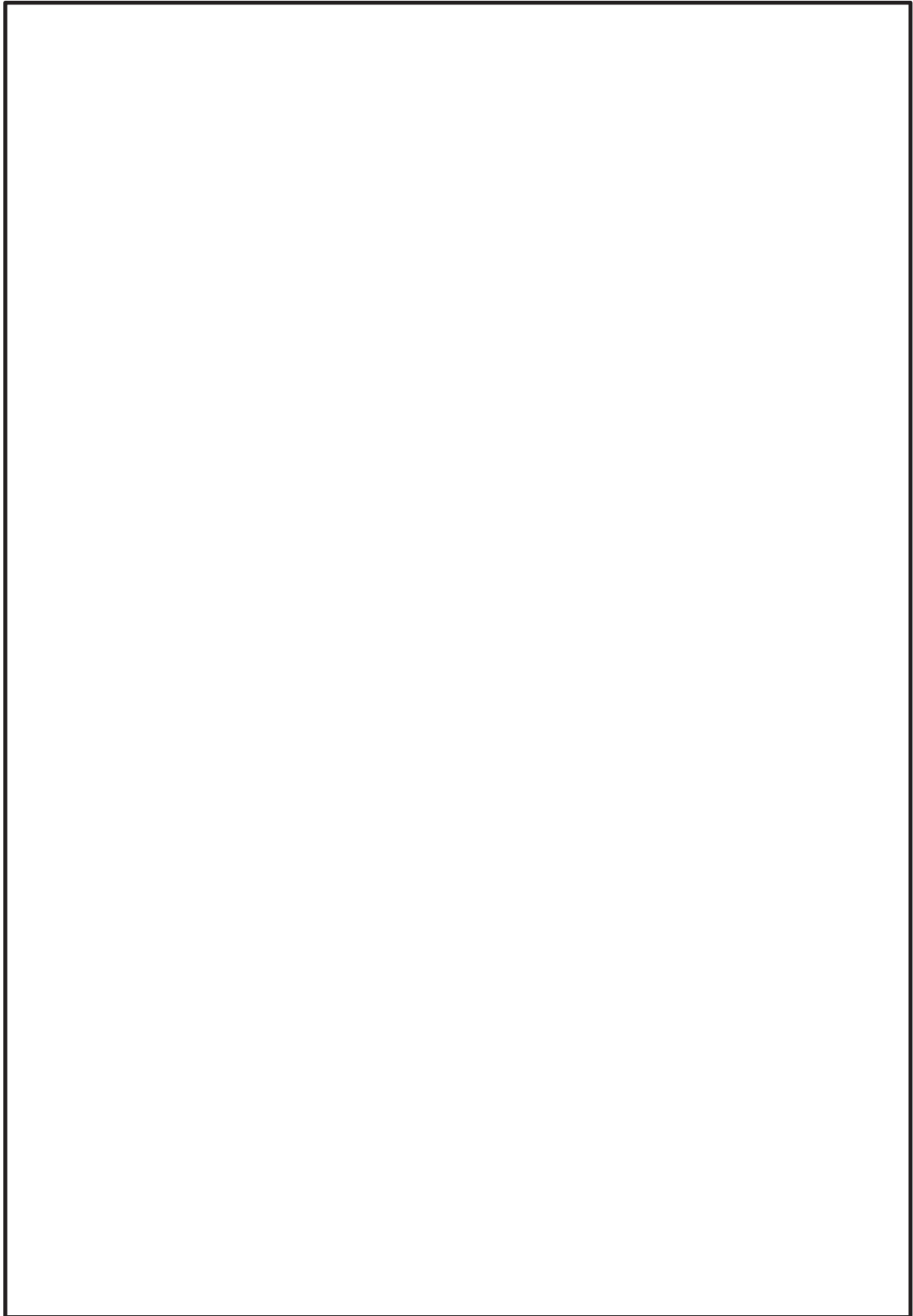
参図 1-2 振動モード図 (RHR-010, 上段:3次モード, 下段:4次モード)



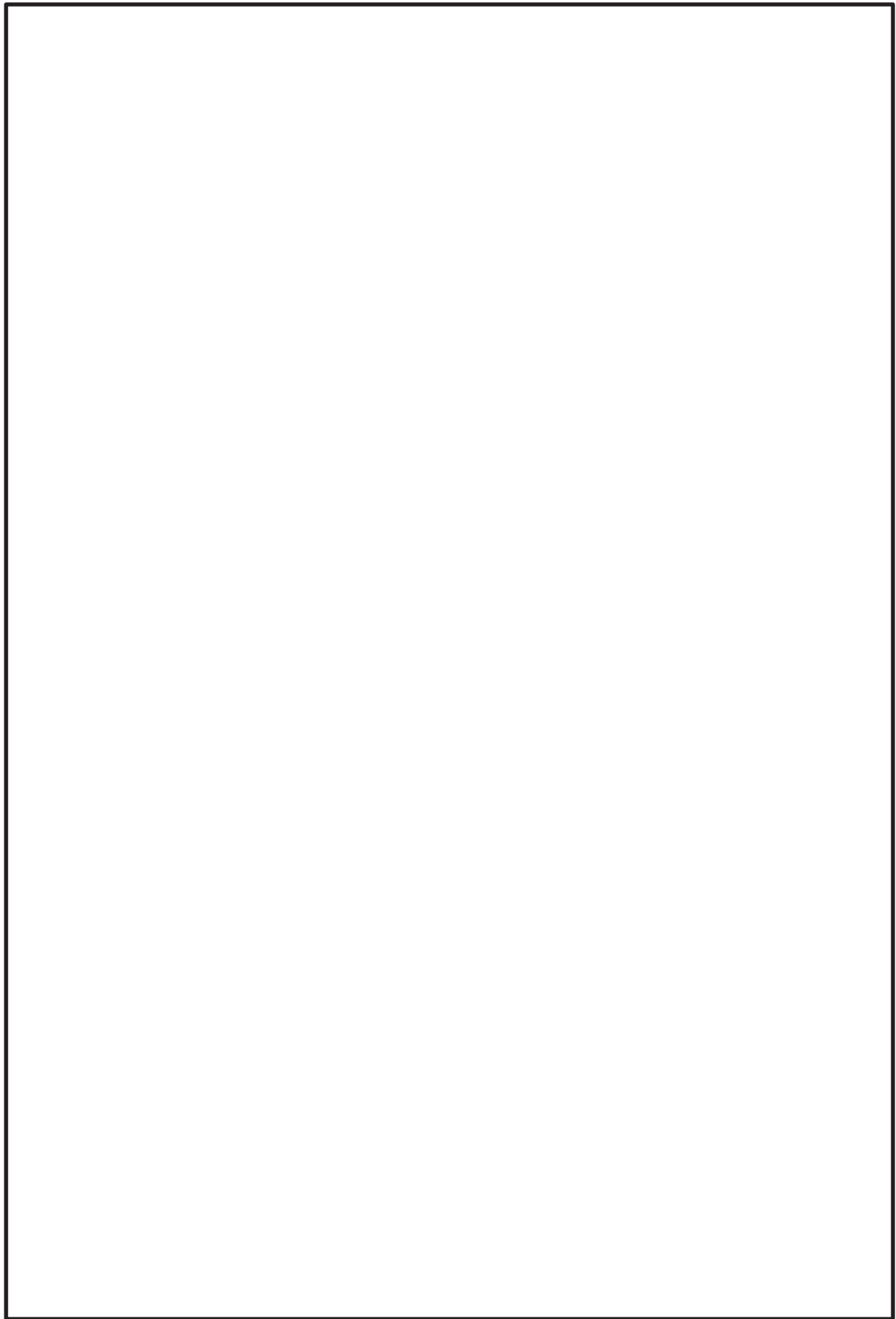
参表 1-2 固有値解析結果 (H P C S - 0 0 2)

モード	固有周期 (s)	刺激係数*		
		X 方向	Y 方向	Z 方向
1 次				
2 次				
3 次				
4 次				
5 次				
6 次				
7 次				
8 次				
14 次				

注記\* : 刺激係数は、モード質量を正規化し、固有ベクトルと質量マトリックスの積から算出した値を示す。



参図 1-3 振動モード図 (HPCS-002, 上段:1次モード, 下段:2次モード)



参図 1-4 振動モード図 (HPCS-002, 上段:3次モード, 下段:4次モード)

## 時刻歴応答解析とスペクトルモーダル解析との比較

サブプレッションチェンバの地震応答加速度を考慮した多入力時刻歴応答解析の結果と原子炉建屋の床応答スペクトル（拡幅無し）のスペクトルモーダル解析の結果との比較を行った。

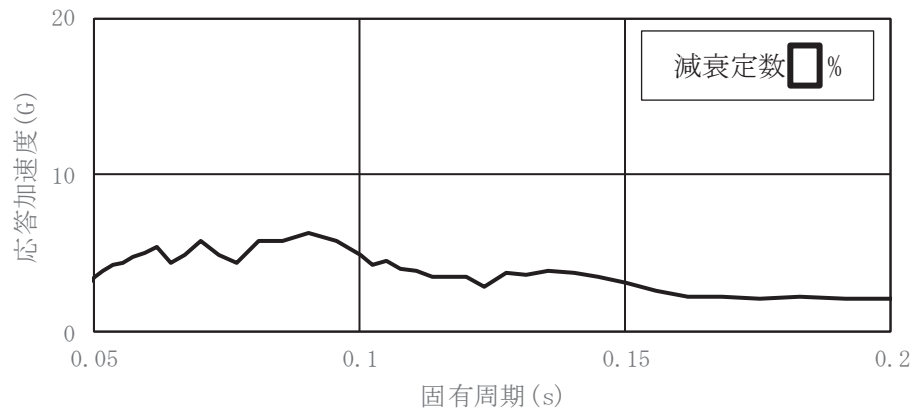
## (1) 検討対象配管

検討に用いた対象配管は、本文 4. a. と同様、S C 接続配管（RHR-010 及び HPCS-002）とする。

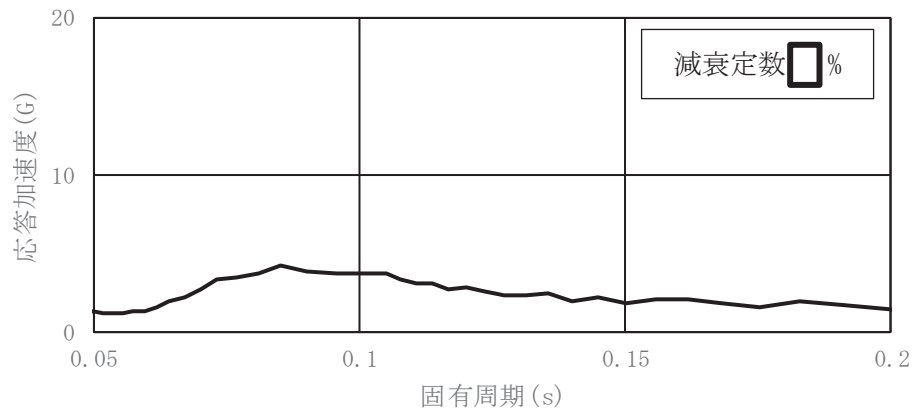
## (2) 入力地震動

多入力時刻歴応答解析及びスペクトルモーダル解析に用いる入力地震動は、S s-D 2 とする。また、スペクトルモーダル解析では、配管設置位置の標高を包絡した床応答スペクトルを入力する。ここで、原子炉建屋の床応答スペクトルは、時刻歴応答解析の応答結果との比較の観点から、応答加速度を周期方向に拡幅しない。

RHR-010 及び HPCS-002 のスペクトルモーダル解析に用いる床応答スペクトルを参図 2-1, 2 に示す。なお、多入力時刻歴応答解析に用いた時刻歴加速度は、本文 4. c. と同じものを用いる。



参図 2-1 床応答スペクトル (1/2)  
 (基準地震動 S s - D 2, 原子炉建屋 : 0.P. [ ] m, 水平方向 (NS/EW 包絡))



参図 2-2 床応答スペクトル (2/2)  
 (基準地震動 S s - D 2, 原子炉建屋 : 0.P. [ ] m, UD 方向)

(3) 評価条件の比較

評価条件を参表 2-1 示す。

参表 2-1 評価条件の比較

項目	今回工認 (配管の重心位置等を考慮した原子炉建屋の設計用床応答曲線を適用したスペクトルモーダル解析)	比較対象	
		①-1 サプレッションチェンバの地震応答加速度を考慮した多入力時刻歴応答解析	①-2 スペクトルモーダル解析
解析モデル	構造に基づき設定	同左	同左
地震応答解析方法	スペクトルモーダル解析	多入力時刻歴応答解析*1	スペクトルモーダル解析
入力地震動	設計用床応答曲線 (周期方向に 10% 拡幅, 基準地震動 S s 7 波)  ・原子炉建屋 (O. P. <input type="text"/> m)	時刻歴応答加速度 (基準地震動 S s - D 2)  ・サプレッションチェンバ ・原子炉建屋 (O. P. <input type="text"/> m) *2	床応答スペクトル (基準地震動 S s - D 2, 周期方向への拡幅なし)  ・原子炉建屋 (O. P. <input type="text"/> m)
地震動入力方向	水平 2 方向 + 鉛直方向	水平 2 方向 + 鉛直方向 (同時入力)	水平 2 方向 + 鉛直方向
減衰定数	設計用減衰定数 <input type="text"/> %	同左	同左

注記\*1：設計用床応答曲線に含まれる保守性を考慮するため、基準となる時刻歴加速度波（固有周期シフトを考慮していないもの）による解析に加えて、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等も実施する。また、時刻歴加速度の位相を反転させた評価も行う。

\*2：RHR-010は、O. P.  m、HPCS-002は、O. P.  mを適用。

(4) 確認結果

SC接続配管に対するサプレッションチェンバの地震応答加速度を考慮した評価結果を参表 2-2 に示す。

評価結果から、RHR-010については、①-1 サプレッションチェンバの地震応答加速度を考慮した多入力時刻歴応答解析による算出値が①-2 スペクトルモーダル解析による算出値と同程度となることを確認した。

また、HPCS-002については、①-1 サプレッションチェンバの地震応答加速度を考慮した多入力時刻歴応答解析の算出値が②スペクトルモーダル解析による算出値を上回っているが、許容値に対して余裕があることを確認した。さらに、その比率（①-1/①-2=1.48）を今回工認の算出値に乗じた場合（1.48×172=255）であっても、許容値に対して余裕（335/255=1.31）がある。

参表 2-2 評価結果

解析 モデル	①-1 サプレッションチェンバの地震応答加速度を考慮した多入力時刻歴応答解析 *1			①-2 スペクトルモーダル解析			今回工認 (配管の重心位置等を考慮した原子炉建屋の設計用床応答曲線を適用したスペクトルモーダル解析)		
	算出値 (MPa) *2	許容値 (MPa)	裕度 *3	算出値 (MPa) *2	許容値 (MPa)	裕度 *3	算出値 (MPa) *2	許容値 (MPa)	裕度 *3
RHR-010	191 (29)	363	1.90	185 (29)	363	1.96	210 (29)	363	1.72
HPCS-002	216 (75)	335	1.55	146 (75)	335	2.29	172 (75)	335	1.94

注記\*1：入力時刻歴の時間シフト（±10%）及び時刻歴の位相反転を考慮した時刻歴応答解析の結果のうち裕度最小の値を記載。

\*2：括弧内は応力評価点を表す。

\*3：許容値/算出値を表す。

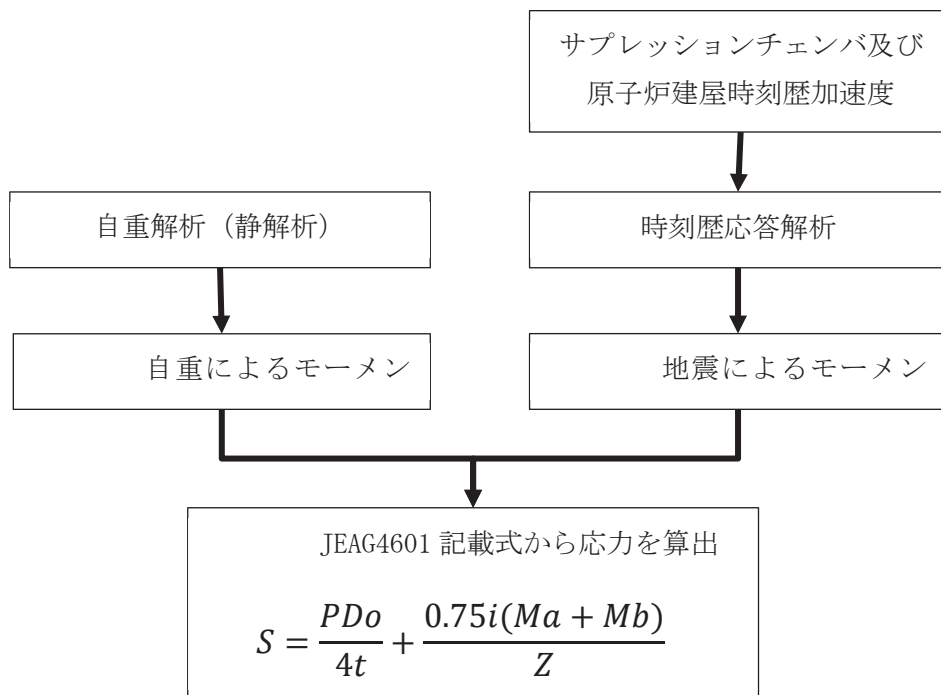
サプレッションチェンバ接続配管の時刻歴応答解析に用いた応力算出方法

1. はじめに

本書は、サプレッションチェンバ接続配管の影響評価として用いた時刻歴応答解析方法をまとめたものである。

2. 評価概要

SC接続配管の耐震評価に対するサプレッションチェンバの地震応答の影響に関して、今回工認におけるSC接続配管の耐震評価方法がより実態に応じた合理的な評価方法であることを定量的に補足するため、サプレッションチェンバの地震応答の影響が考えられる配管モデルに対し、より実態に応じた精緻な耐震評価としての多入力時刻歴応答解析による影響確認を行う。ここで、サプレッションチェンバの地震応答加速度の影響の観点から、地震慣性力に着目し一次応力評価を行う。以下に評価概要を示す。



$S$  : 一次応力

$P$  : 圧力

$Do$  : 管外径

$t$  : 管の厚さ

$i$  : 応力係数

$Ma$  : 自重により生じるモーメント

$Mb$  : 地震を含めた短期荷重により生じるモーメント

$Z$  : 管の断面係数



### 3. 時刻歴応答解析の概要

配管の時刻歴応答解析（モーダル解析）の理論式を以下に示す。

減衰は、を用いる。

解析コードは、「MSC NASTRAN」を用いる。

#### 3.1 理論

##### 3.1.1 つり合い方程式

NUREG/CR-1677（4. 参考文献を参照）を参照し、多点入力を受ける配管のつり合い方程式を次に示す。

$$\begin{bmatrix} m_p & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u} \\ \ddot{z} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_p & c_{ps} \\ c_{ps}^T & c_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u} \\ \dot{z} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_p & k_{ps} \\ k_{ps}^T & k_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ z \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ F_s \end{Bmatrix} \cdot \cdot \cdot (1)$$

$[m_p]$  : 配管系の質量マトリクス

$[c_p]$  : 配管系の減衰マトリクス

$[k_p]$  : 配管系の剛性マトリクス

$[c_s]$  : 拘束具の減衰マトリクス

$[k_s]$  : 拘束具の剛性マトリクス

$[c_{ps}]$  : 配管系と支持具の連成減衰マトリクス

$[k_{ps}]$  : 配管系と支持具の連成剛性マトリクス

$\{\ddot{u}\}$ ,  $\{\dot{u}\}$ ,  $\{u\}$  : 配管の応答加速度, 速度, 変位

$\{\ddot{z}\}$ ,  $\{\dot{z}\}$ ,  $\{z\}$  : 拘束具の応答加速度, 速度, 変位

$\{F_s\}$  : 支持具からの荷重ベクトル

配管の応答変位は慣性応答と相対変位成分を有するため下式で表記する。

$$\{u\} = \{u_D\} + \{u_s\} \cdot \cdot \cdot (2)$$

$\{u_D\}$  : 慣性力による応答変位

$\{u_s\}$  : 拘束点間の相対変位による応答変位

ここで、支持具の減衰が配管応答に及ぼす影響は十分小さいことから、(1)式と(2)式を用いて $\{u_s\}$ の静的なつり合い関係は以下となる。

$$[k_p]\{u_s\} + [k_{ps}]\{z\} = 0 \cdot \cdot \cdot (3)$$

(3)式を変換すると、以下のとおりとなる。

$$\{u_s\} = -[k_p]^{-1}[k_{ps}]\{z\} \cdot \cdot \cdot (4)$$

(2), (4)式を(1)式に当てはめ、多点入力の影響下にある配管の慣性応答に対する評価 (一)

次応力)として、以下のモーダル解析に用いる運動方程式が得られる。

$$[m_p]\ddot{u}_D + [c_p]u_D + [k_p]u_D = [m_p][k_p]^{-1}[k_{ps}]\ddot{z} \cdots (5)$$

なお、本評価では、サプレッションチェンバの地震応答加速度による影響を確認するため、一次応力に着目した評価を行っており、(5)式の時刻歴加速度を入力とした運動方程式を用いてモーダル解析を行っている。一方で、一次+二次応力に着目した評価を行う場合は、慣性力に加えて拘束点間の相対変位を考慮した運動方程式を用いた直接積分法等による時刻歴応答解析を行う必要がある。

### 3.1.2 固有値解析

固有値解析は、次の固有方程式の解を求めることで固有値の算出を行う。

$$[k_p]\{\phi\} = \omega^2[m_p]\{\phi\} \cdots (6)$$

$\omega$  : 固有角振動数

$\{\phi\}$  : 固有ベクトル

p 次までのみの固有値及び固有ベクトルを定義することで、(6)式は次のごとく表される。

$$[k_p][\Phi] = [m_p][\Phi]\Omega^2 \cdots (7)$$

$$\Omega^2 = \text{diag}(\omega^2)$$

$[\Phi]$  : 直交する固有ベクトル  $\{\phi_1, \phi_2, \cdots, \phi_P\}$  を列にもつマトリクス

(7)式を解くことで固有値の算出を行う。

### 3.1.3 モーダル解析法による時刻歴応答解析

モーダル解析法では、構造物の応答は、配管の変位がモードマトリクスとモード変位の重ね合わせにより表現される。

$$\{u_D\} = [\Phi]\{x\} \cdots (8)$$

$[\Phi]$  : モードマトリクス

$\{x\}$  : モード変位ベクトル

上記に基づき、配管の i 次モードにおける、拘束点 j の入力に対するモード座標系上の力のつり合いは以下で表される。

$$\ddot{x}_i^{(j)} + 2\xi_i\omega_i\dot{x}_i^{(j)} + \omega_i^2x_i^{(j)} = [\Phi]^T[m_p][k_p]^{-1}[k_{ps}]\ddot{z}^{(j)} \cdots (9)$$

$\omega_i$  : i 次モードの固有角振動数

$\xi_i$  : i 次モードの減衰比

$z_j^{\ddot{}}$ : 拘束点 j の加速度入力

モーダル時刻歴解析では, 時間ステップごとにつり合い式を解くことで, 配管応答を求め, 各部材にはたらく内力 (モーメント) を求める。

#### 4. 参考文献

P. Bezler, M. Subudhi, and M. Hartzman, PIPING BENCHMARK PROBLEMS DYNAMIC ANALYSIS INDEPENDENT SUPPORT MOTION RESPONSE SPECTRUM METHOD, NUREG/CR-1677 BNL-NUREG-51267 Vol. II.

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0600-40-54_改1

補足-600-40-54 横置一胴円筒形容器の耐震評価における  
応力分類に関する補足説明資料

## 1. はじめに

横置一胴円筒形容器は、J E A G 4 6 0 1-1987 及び女川 2 号機の既工認を踏まえて作成した添付書類「VI-2-1-13-2 横置一胴円筒形容器の耐震性についての計算書作成の基本方針」に基づき、胴（脚つけ根部）、脚及び基礎ボルトのそれぞれに対して耐震評価を行っている。

そのうち、胴（脚つけ根部）については、鉛直方向地震によって発生する脚反力による応力、静水頭による応力及び長手方向曲げモーメントによる応力が発生する。鉛直方向地震によって発生する脚反力による応力は、脚つけ根部（胴）に発生する周方向及び軸方向の膜応力及び曲げ応力であり、各規格を踏まえ、膜応力を一次応力、曲げ応力を二次応力に分類している。また、鉛直方向地震によって発生する静水頭による応力及び長手方向曲げモーメントによる応力は、一次応力に分類している。

本資料は、横置一胴円筒形容器の応力評価における上記応力分類の考え方をまとめたものである。

なお、本資料が関連する工認図書は以下のとおり。

- ・「VI-2-1-13-2 横置一胴円筒形容器の耐震性についての計算書作成の基本方針」

## 2. 応力分類

### 2.1 既工認及び今回工認における鉛直方向地震による脚つけ根部の応力分類

横置一胴円筒形容器の概要図を図 1 に示す。鉛直方向地震により胴の脚つけ根部に作用する反力によって、胴の脚つけ根部に発生する応力は、Bijlaard 文献\*<sup>1</sup>から読み取った値と反力から周方向及び軸方向に発生する膜応力及び曲げ応力が算出（(1) 式～ (4) 式）され、それぞれ一次応力に膜応力を、二次応力に曲げ応力を分類している。この分類の考え方については、次項で整理する。また、鉛直方向地震が静水頭に加わり胴に生じる周方向の応力（ $\sigma_{\phi 2}$ ）（(5) 式）及び鉛直方向地震による長手方向曲げモーメントにより胴の脚つけ根部に生じる軸方向の応力（ $\sigma_{x 6}$ ）（(6) 式）は、一次応力として分類している。

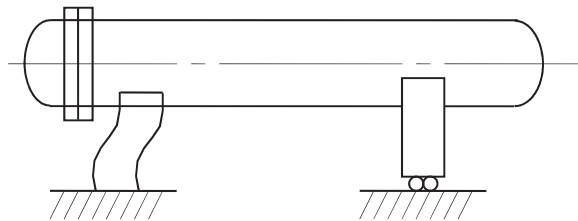


図 1 横置一胴円筒形容器の概要図

①鉛直方向地震により胴の脚つけ根部に作用する反力によって、胴の脚つけ根部に発生する応力

一次応力

$$\sigma_{\phi 71} = \left( \frac{N_{\phi}}{P_e / r_m} \right) \cdot \left( \frac{P_e}{r_m \cdot t_e} \right) \quad (1)$$

$$\sigma_{x 71} = \left( \frac{N_x}{P_e / r_m} \right) \cdot \left( \frac{P_e}{r_m \cdot t_e} \right) \quad (2)$$

二次応力

$$\sigma_{\phi 72} = \left( \frac{M_{\phi}}{P_e} \right) \cdot \left( \frac{6 \cdot P_e}{t_e^2} \right) \quad (3)$$

$$\sigma_{x 72} = \left( \frac{M_x}{P_e} \right) \cdot \left( \frac{6 \cdot P_e}{t_e^2} \right) \quad (4)$$

ここで,

- $N_{\phi}$  : 胴に生じる周方向の膜力
- $N_x$  : 胴に生じる軸方向の膜力
- $M_{\phi}$  : 胴に生じる周方向の曲げモーメント
- $M_x$  : 胴に生じる軸方向の曲げモーメント
- $P_e$  : 鉛直方向地震により胴の脚つけ根部に作用する反力
- $r_m$  : 脚つけ根部における胴の平均半径
- $t_e$  : 脚つけ根部における胴の有効板厚
- $\sigma_{x71}, \sigma_{x72}$  : 鉛直方向地震により胴の脚つけ根部に生じる軸方向一次応力及び二次応力
- $\sigma_{\phi71}, \sigma_{\phi72}$  : 鉛直方向地震により胴の脚つけ根部に生じる周方向一次応力及び二次応力

②鉛直方向地震が静水頭に加わり胴に生じる周方向の応力 (一次応力)

$$\sigma_{\phi2} = \frac{\rho' \cdot g \cdot H \cdot D_i \cdot C_V}{2 \cdot t} \quad (5)$$

ここで,

- $\rho'$  : 液体の密度 (=比重 $\times 10^{-6}$ )
- $g$  : 重力加速度 (=9.80665m/s<sup>2</sup>)
- $H$  : 水頭
- $D_i$  : 胴の内径
- $C_V$  : 鉛直方向設計震度
- $t$  : 脚側胴板の厚さ

③鉛直方向地震による長手方向曲げモーメントにより胴の脚つけ根部に生じる軸方向の応力 (一次応力)

$$\sigma_{x6} = \frac{M_i}{Z} \cdot C_V \quad (6)$$

ここで,

- $M_i$  : 各脚つけ根部における胴の運転時質量によるモーメント
- $Z$  : 引用文献\*<sup>2</sup>による胴の断面係数
- $C_V$  : 鉛直方向設計震度

注記\*1:Wichman, K.R. et al. :Local Stresses in Spherical and Cylindrical Shells due to External Loadings, Welding Research Council bulletin, March 1979 revision of WRC bulletin 107 / August 1965.

\*2:Stresses in Large Horizontal Cylindrical Pressure Vessels on Two Saddle Supports, Welding Research Supplement, Sep. 1951.

## 2.2 J E A G 4 6 0 1における応力分類の考え方

原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1987）における応力分類の考え方を以下に示す。J E A G 4 6 0 1において一次応力は、単純な平衡の法則を満足する一般膜応力，曲げ応力又は局部膜応力に分類され，二次応力は，隣接部分の拘束又は自己拘束による不連続応力と分類されている。



解析、骨組構造解析等、大型計算機を利用した計算から、単純な形状のものでは材料力学の基本的な式による計算から求める場合もある。

また、容器類の局部応力を求める場合は、Bijlaard の方法あるいは有限要素法が用いられる。

応力評価以外の強度評価法としては、荷重による評価があり、これは、あらかじめ計算により標準荷重あるいは限界荷重を求めておく場合、試験により許容荷重を確認しておく場合などがある。

### 6.6.2 As 及び A クラス機器

#### (1) 応力解析の基本事項

##### a. 応力強さ

第1種容器の耐震設計では、応力解析を行い、内圧荷重等の他の荷重による応力と組合せて評価を行う。この応力解析については「告示501号」に細目が定められている。

「告示501号」における圧力容器設計の基本的な考え方は、破壊基準として「最大せん断応力説」を採り、評価は「応力強さ」で行う。

最大せん断応力説では、部材内の主応力が、 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  ( $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ ) であるとき、最大せん断応力  $\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$  が、引張試験の降伏点におけるせん断応力と同じになった時降伏することになる。単軸引張試験では、 $\sigma_1 = S_y, \sigma_2 = \sigma_3 = 0$  であるので降伏条件は  $\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{1}{2}S_y$  となる。設計評価では最大せん断応力の2倍、 $\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \times 2 = \sigma_1 - \sigma_3$  ( $\sigma_2 - \sigma_1, \sigma_3 - \sigma_2$  も同様) を「応力強さ」と定義することにより、これと材料試験から得られる強度とを直接比較することができる。なお、応力強さによる評価は、第1種管、第2種容器にも適用される。

##### b. 応力分類

応力解析では応力を次のように定義する。

1次応力： 「1次応力」とは、外力、内力及びモーメントに対して単純な平衡の法則を満足する垂直応力又はせん断応力をいう。

1次応力は、内圧や外荷重が作用している機器において、それらの力とのバランスのために機器部材内に発生する応力である。すなわち、その特性は自己制御性がないことである。換言すると、それは外荷重により発生する応力で、その応力が材料の肉厚全体にわたって降伏点を超過して増加すると、材料のひずみ硬化による抵抗力以外は持ち堪えることができず、遂には破断に至るものである。

なお、1次応力は、一般膜応力、曲げ応力又は局部膜応力に細分され、それぞれの応力に対して定めた応力強さの限界は異なっている。

2次応力： 「2次応力」とは、隣接部分の拘束又は自己拘束により生じる垂直応力又はせん断応力をいう。

すなわち、その特性は自己制御性があることである。換言すると、2次応力が発生し、部材が降伏を起こしたり、又はわずかにひずみを生じた場合、もはや異常の応力の増加はなく、応力の飽和状態に達する。したがって、2次応力のみによって破損を起こすことは考えられない。ただし、2次応力により生じるひずみが無制限に許されているのではなく、シェイクダウン特性を考慮して応力強さの限界を設けている。

2次応力の代表例として、熱応力と不連続応力がある。熱応力は、部材内部に温度差が発生することにより生じるものであり、この応力によって変形を生じるか又は応力の増加により塑性流れの状態を生じると、応力分布は全体として均等化する。

不連続応力は、部材の肉厚が一樣でない管台等において、変形が不連続になることにより発生する応力である。これは、内圧や外荷重の増減に伴い変化するが、容器全体からみると極めて限られた部分であり、1次応力のようにいつまでもその応力状態を維持しているわけではなく、応力が増加すれば局所的な塑性流れを発生し応力分布は均等化することになる。

ピーク応力：「ピーク応力」とは、局所的な不連続性、応力集中の影響又は局所的熱応力のために1次応力と2次応力に付加される応力である。その特徴は、それによって大きな変形は起こらないが、それが繰返されると疲労破壊の原因となることである。

耐震設計では、1次応力評価のみ他の荷重との組合せで行い、1次+2次応力評価及び1次+2次+ピーク応力評価は地震荷重のみで行う。

疲れ解析は、1次+2次+ピーク応力より疲れ累積係数を求めて評価するが、この手法には、地震動の等価繰返し回数を用いる方法あるいは機器の時刻歴応答から応力振幅の大きさの頻度分布を直接求める方法がある。

なお、地震動の等価繰返し数を求める場合にはピーク応力法（図6.6.2-1参照）あるいはエネルギー換算法（図6.6.2-2参照）が用いられている。

ここで「疲れ累積係数」とは、各応力サイクルにおける実際の繰返し回数と繰返しピーク応力強さに対応する許容繰返し回数との比をすべての応力サイクルについて加えたものをいう。

## (2) 第1種機器

### a. 容器

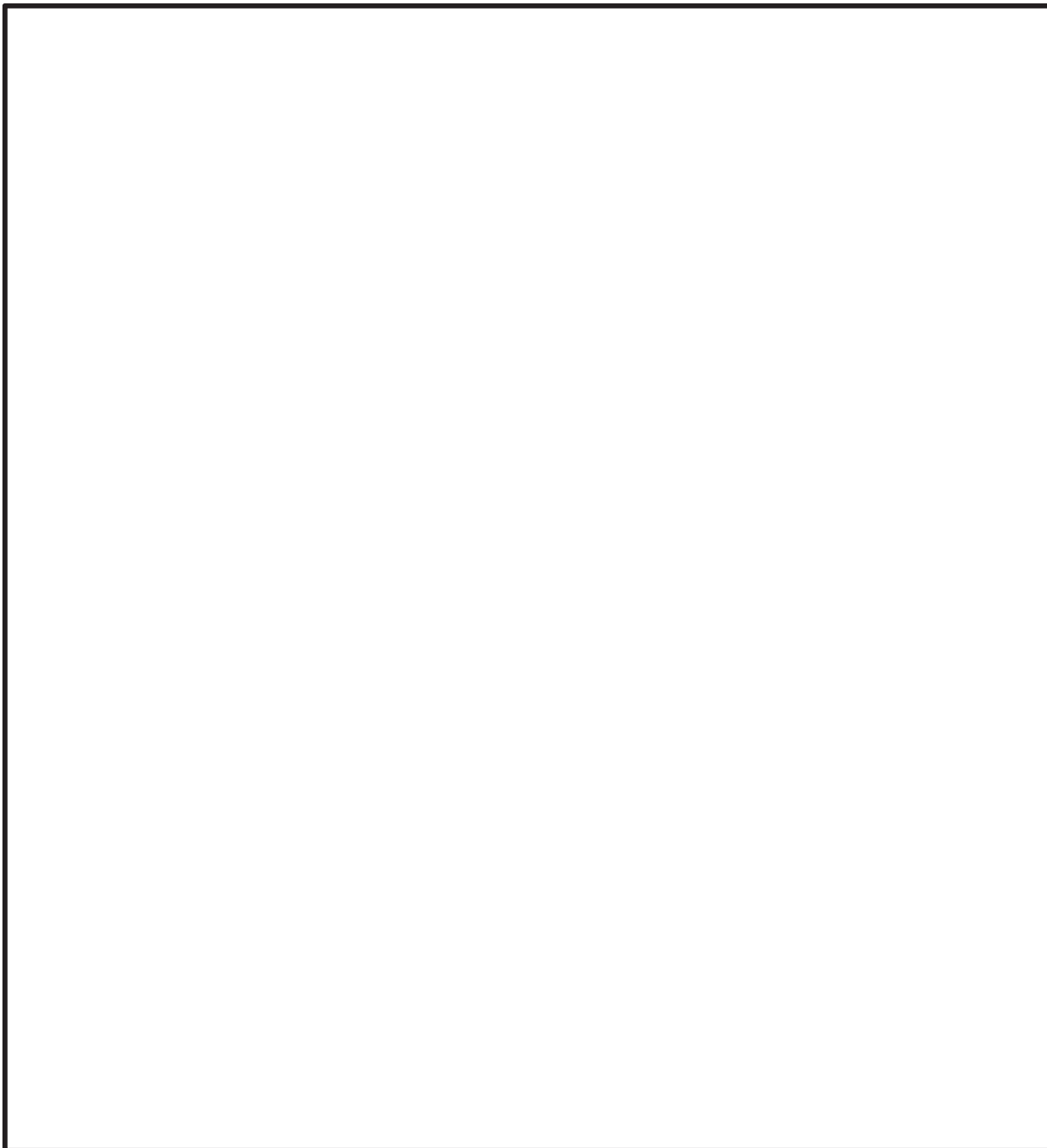
#### (a) 応力解析の流れ

第1種容器の地震荷重に対する構造設計は、単に地震応力評価のみではなく、内圧、熱、自重等を含め、プラントの運転状態に対応した全体の応力評価体系の一部として位置付けられる。

## 2.4 設計・建設規格における形状不連続部の応力に対する応力分類の考え方

設計・建設規格(J S M E S N C 1-2005/2007)の解説 PVA-3100 を以下に示す。

J S M E において形状不連続部の機械的外荷重による応力については、不連続による曲げ応力は二次応力(Q)に分類するものと整理されている。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

## 2.4 横置一胴円筒形容器の鉛直方向地震による脚つけ根部の応力分類の考え方

2.1～2.3の整理結果から、横置一胴円筒形容器の鉛直方向地震による脚つけ根部の反力によって発生する応力（式（1）～式（4））は、脚つけ根部と胴の構造的な不連続性に起因する膜応力及び曲げ応力であり、J E A G 4 6 0 1 及び J S M E の応力分類の考え方を踏まえると、当該の膜応力は一次応力に、曲げ応力は二次応力に分類することができる。また、鉛直方向地震が静水頭に加わり胴に生じる周方向の応力（ $\sigma_{\theta 2}$ ）及び鉛直方向地震による長手方向曲げモーメントにより胴の脚つけ根部に生じる軸方向の応力（ $\sigma_{x 6}$ ）は、鉛直方向地震力との平衡の法則を満足するために発生する応力であるため、一次応力として分類できる。

## 3. まとめ

既工認及び今回工認における横置一胴円筒形容器の鉛直方向地震による脚つけ根部の応力分類は、規格の考え方に準拠し、適切に設定されていることを確認した。

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0600-40-55_改2

補足-600-40-55 中性子束計測案内管の解析モデルの妥当性に関する補足説明資料

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-3-4-3-11 中性子束計測案内管の耐震性についての計算書」（以下「耐震計算書」という。）において中性子束計測案内管（以下「案内管」という。）の耐震計算に使用している解析モデル（以下「解析モデル」という。）の妥当性について説明するものである。

解析モデルを図1に示す。

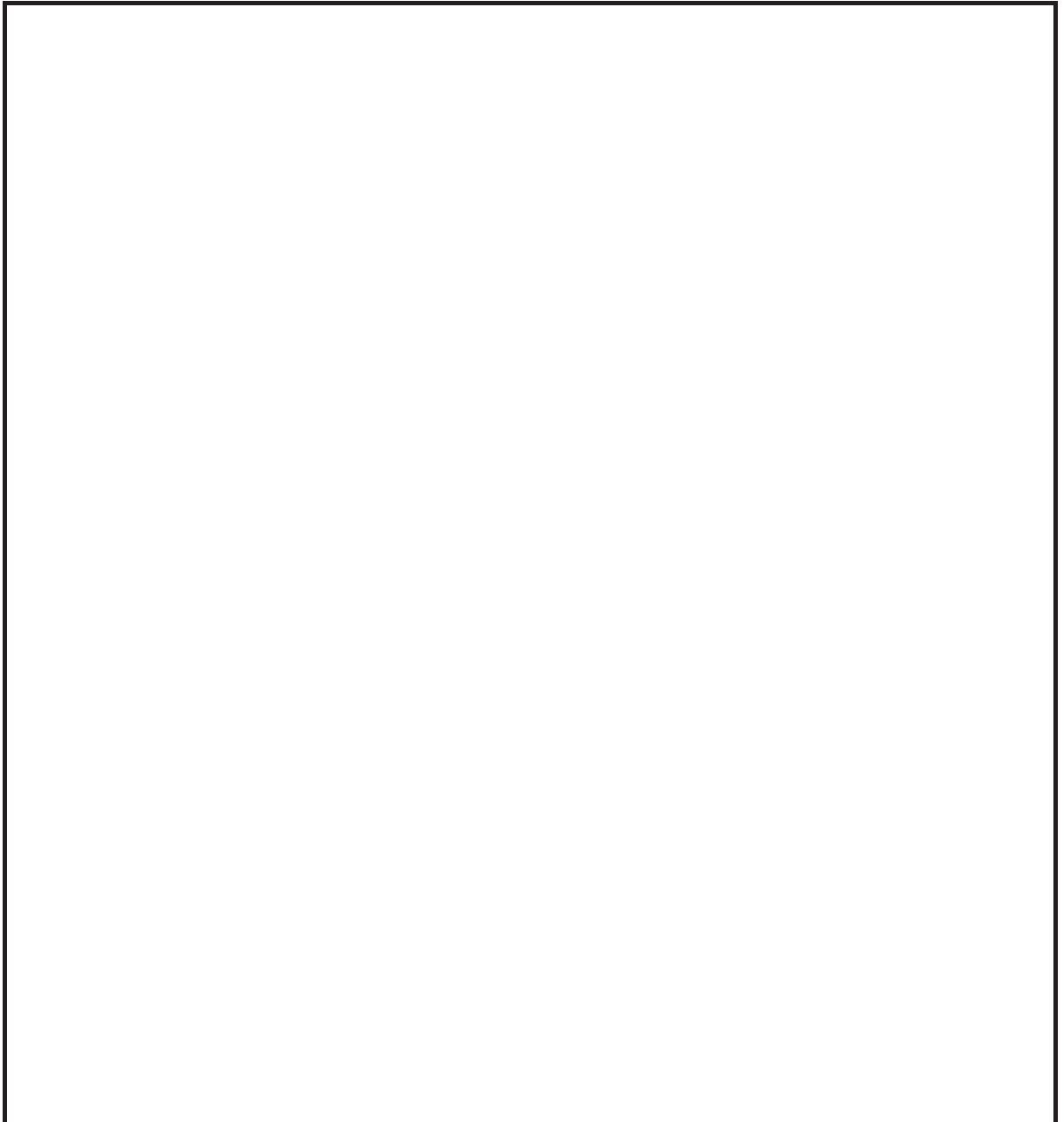


図1 解析モデル

## 2. 固有周期の計算

### 2.1 固有周期の計算方法

以下のように一様断面はりの固有振動数の公式<sup>[1]</sup>を用いて固有振動数  $f$  を計算し、固有周期を求める。

$$f = \frac{\lambda^2}{2\pi l^2} \cdot \sqrt{\frac{E I}{\rho A}}$$

$\lambda$  : 振動数係数

$l$  : 長さ (m)

$E$  : 縦弾性係数 ()

$I$  : 断面二次モーメント ( : 案内管の断面性状)

$\rho$  : 密度 ( : 1次モードの固有振動数の計算に用いる値)

( : 2次～4次モードの固有振動数の計算に用いる値)

$A$  : 断面積 ( : 案内管の断面性状)

### 2.2 計算モデル



図 2-1～図 2-4 に案内管の振動モード図を示す。

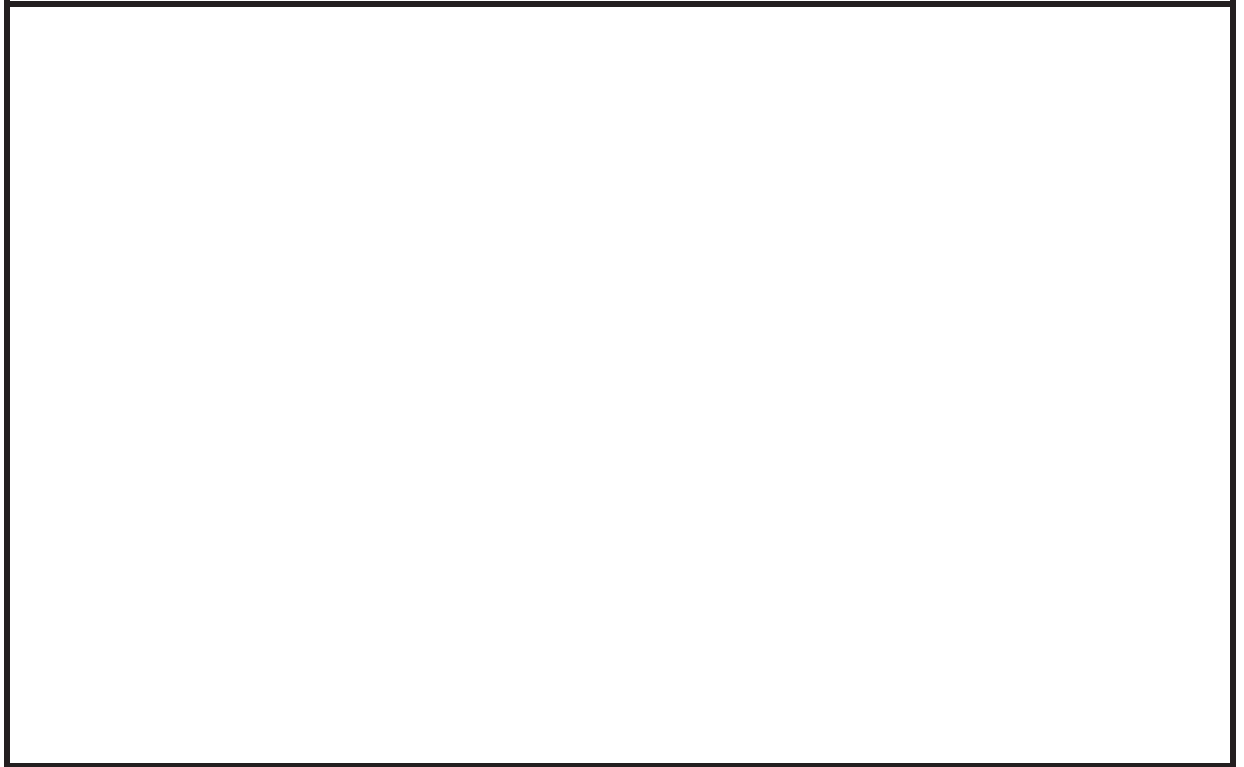


図 2-1 案内管の振動モード図（1次）

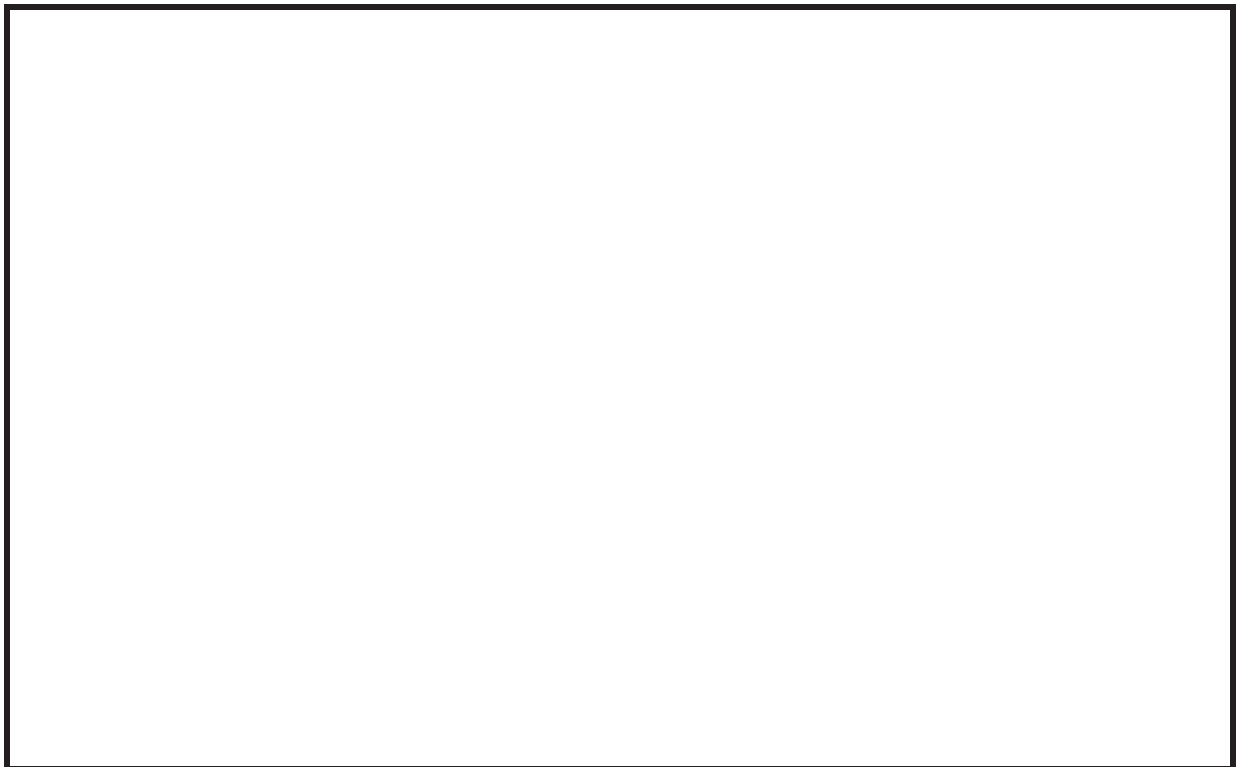


図 2-2 案内管の振動モード図（2次）



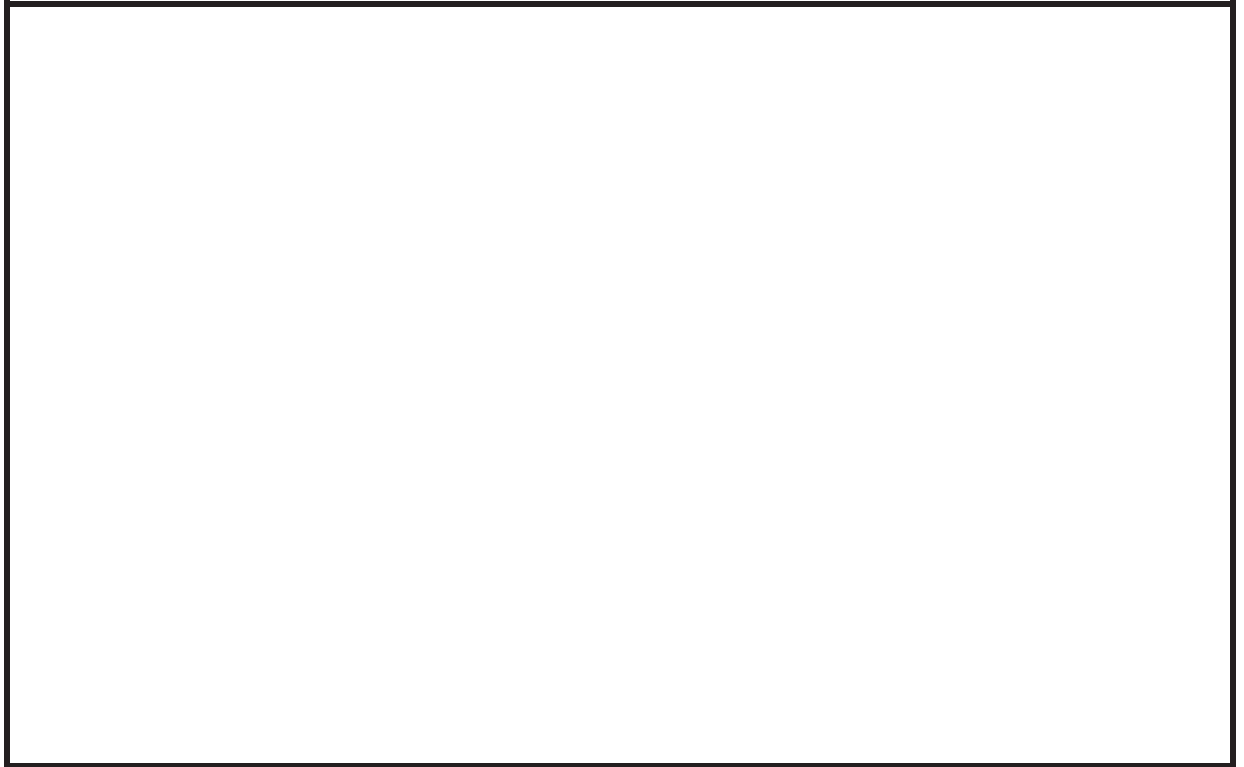


図 2-3 案内管の振動モード図 (3 次)

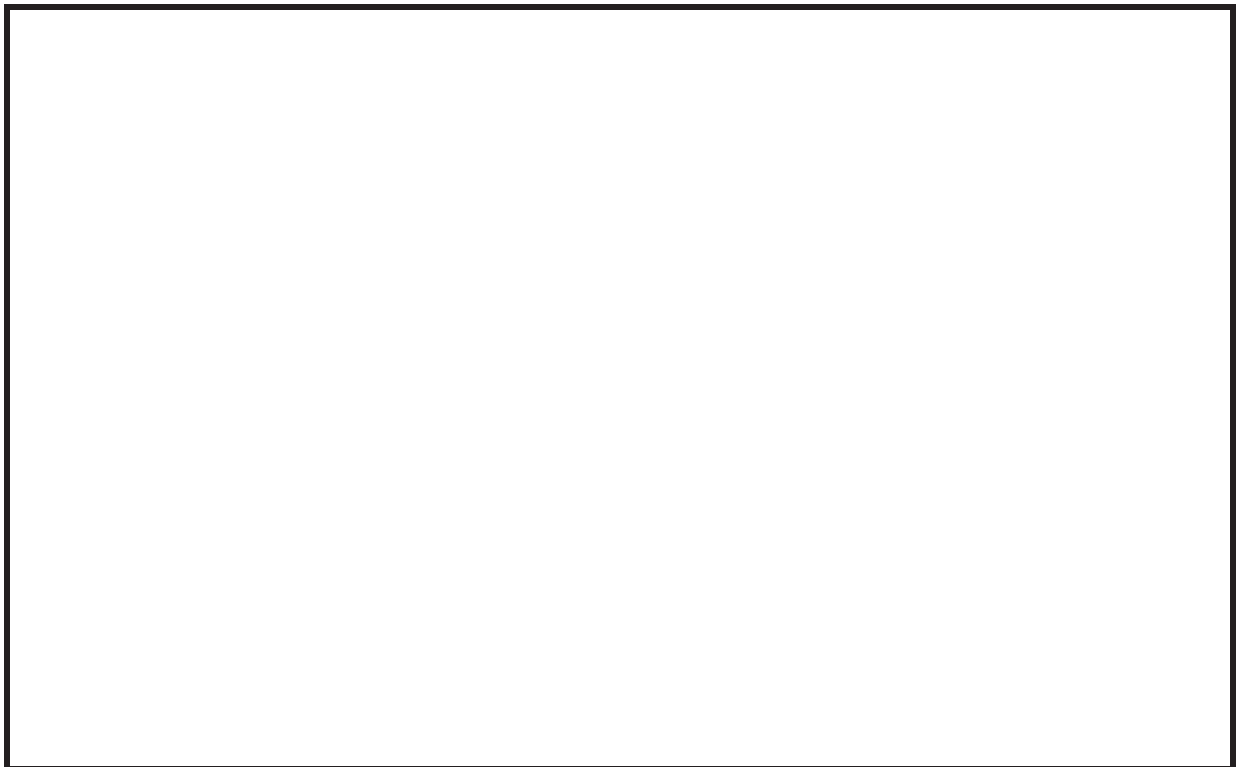


図 2-4 案内管の振動モード図 (4 次)

### 2.2.1 拘束条件

計算モデルにおける拘束条件は以下の通りとする。

#### 【1次】

下端（下部鏡板への取付溶接部）：

上端（炉心支持板への差込部）：

#### 【2次～4次】

下端（下部鏡板への取付溶接部）：

上端（インコアスタビライザ取付部）：

### 2.2.2 質量

2.1 の一様断面はりの固有振動数の公式では、はりの断面積と密度の積により、はりの質量が考慮される。

### 2.2.3 曲げ剛性

実機は、中性子束計測ハウジング（以下「ハウジング」という。）と案内管の2種類の断面をもつはりであるが、ことから、全長で案内管の断面性状をもつ一様断面はりとして、1次固有振動数を算出する。また、解析モデルにはハウジングの部分があることから、断面性状の影響を確認するために、全長でハウジングの断面性状をもつ一様断面はりの1次固有振動数を算出する。

（計算モデル） 全長で、案内管の断面性状をもつ一様断面はり

（影響確認モデル） 全長で、ハウジングの断面性状をもつ一様断面はり

#### 2.2.4 計算モデルの長さ

1次モードにおいては解析モデルの固有周期は、表 2-1 に示す全ての案内管の平均長さより算出する。参考のため、G1 及び G5 の平均長さより固有周期を算出する。

2～4 次モードにおいては表 2-2 に示す各モードで振動している各々のグループの当該部の平均長さより固有周期を算出する。

表 2-1 解析モデルの長さ（1次モード）（単位：mm）

	案内管	ハウジング (平均長さ)	全長 (平均長さ)
下部鏡板の中央部取付 G1 (最長グループ)			
下部鏡板の中央部取付 G5 (最短グループ)			
G1～G5 の全ての平均			

表 2-2 解析モデルの長さ（2次～4次モード）（単位：mm）

	案内管	ハウジング (平均長さ)	全長 (平均長さ)
G1 のインコアスタビライザ ～下部鏡板の長さ			
G2 のインコアスタビライザ ～下部鏡板の長さ			
G3 のインコアスタビライザ ～下部鏡板の長さ			

### 2.3 固有周期の計算結果

「2.1 固有周期の計算」及び「2.2 計算モデル」に基づき、固有振動数  $f$  を計算し、固有周期を算出し、解析モデルの固有周期と比較した結果を表 2-3 及び表 2-4 に示す。

表 2-3 固有周期の比較結果（1次モード）（単位：s）

次数	解析モデル	計算モデル (案内管の断面性状を使用)		影響確認モデル (ハウジングの断面性状を使用)	
	固有周期 (s)	固有周期 (s)	モデルの長さ (mm)	固有周期 (s)	モデルの長さ (mm)
1次					

\*1：参考記載

\*2：表 2-1 の G1～G5 の全ての平均の全長（平均長さ）

\*3：表 2-1 の下部鏡板の中央部取付 G1（最長グループ）の全長（平均長さ）

\*4：表 2-1 の下部鏡板の中央部取付 G5（最短グループ）の全長（平均長さ）

表 2-4 固有周期の比較結果（2次～4次モード）（単位：s）

次数	解析モデル	計算モデル（案内管の断面性状を使用）	
	固有周期 (s)	固有周期 (s)	モデルの長さ (mm)
2次			
3次			
4次			

\*1：表 2-2 の G1 のインコアスタビライザ～下部鏡板の長さの全長（平均長さ）

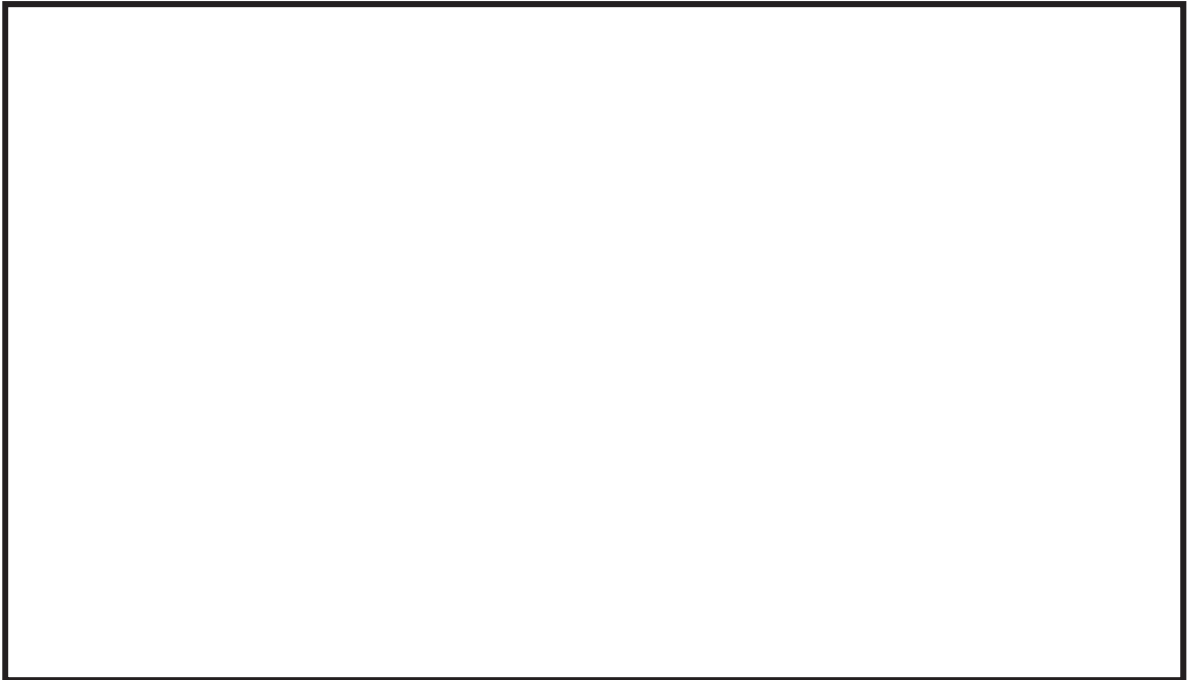
\*2：表 2-2 の G2 のインコアスタビライザ～下部鏡板の長さの全長（平均長さ）

\*3：表 2-2 の G3 のインコアスタビライザ～下部鏡板の長さの全長（平均長さ）

### 3. 地震荷重の計算

#### 3.1 地震荷重の計算方法

解析モデルによる地震荷重計算結果の妥当性確認のため、等分布荷重を受けるはりの公式<sup>[2]</sup>を用いた簡易計算による検証を行う。



#### 3.2 地震荷重の計算結果

計算の結果、当該部の曲げモーメントは [ ] と算出された。解析モデルによって算出された曲げモーメントは [ ] でありよく一致した。

### 4. 妥当性の確認

#### 4.1 固有周期の確認結果

解析モデルによる案内管の1次モードにおける固有周期は、全長で案内管の断面性状をもつ一様断面はりの計算モデルで算出された固有周期とよく一致していることが確認された。また、 [ ]



[ ] これは、断面が異なる案内管とハウジングの組合せはりである実機構造に対し、一様断面はりとした計算モデルで固有周期がよく一致していることの理由の一つと考えられる。

解析モデルによる案内管の2次～4次モードにおける固有周期は計算モデルにおける固有周期よりわずかに短くなった。これは、計算モデルではインコアスタビライザ位置までをモデル化し、固有周期の計算を行ったが、解析モデルにおいては、案内管の上部部分（炉心支持板～インコアスタビライザ）があり、上部部分の振動モードが

影響して、固有周期が短くなったものと考えられ、これを含めて考えれば、解析モデルによる固有周期は実機の評価として妥当と考えられる。

上記のように、固有周期の計算結果は一様断面はりの計算モデルによって解析モデルで算出される固有周期がよく再現でき、固有周期の面で解析モデルが妥当であることが確認された。

また、影響確認計算として実施した全長でハウジングの断面性状をもつ一様断面はりの計算モデルで算出された固有周期は、解析モデルの固有周期に対し、の差異にとどまり、当該部で使用した床応答スペクトル(図4参照)で震度を確認すると、が最大であった。さらに、床応答スペクトルは±10%拡幅して設定されていること、及び、を考慮すれば、耐震評価上問題ないといえる。

#### 4.2 地震荷重の確認結果

「3. 地震荷重の計算」に示すように、耐震計算書記載値は応答スペクトルから算出される加速度による等分布荷重を負荷したはりの公式計算結果によって、解析結果と同等の曲げモーメントが算出された。

結果として当該部の曲げモーメントが大きくなることが想定される。また、1次のモード以外の高次のモードの影響が加わる。はりの公式計算による曲げモーメントと解析結果のわずかな差異に関し、これらの影響を考慮すれば、解析モデルで算出される曲げモーメントは実機の評価として妥当と考えられる。

上記のように解析結果とはりの公式計算による地震荷重(曲げモーメント)がよく一致することから、解析モデルは耐震評価上問題ないといえる。

以上より、案内管耐震計算の解析モデルの妥当性が確認された。

#### 5. 参考文献

- [1]機械工学便覧 基礎編α2 (日本機械学会)
- [2]機械工学便覧 基礎編α3 (日本機械学会)

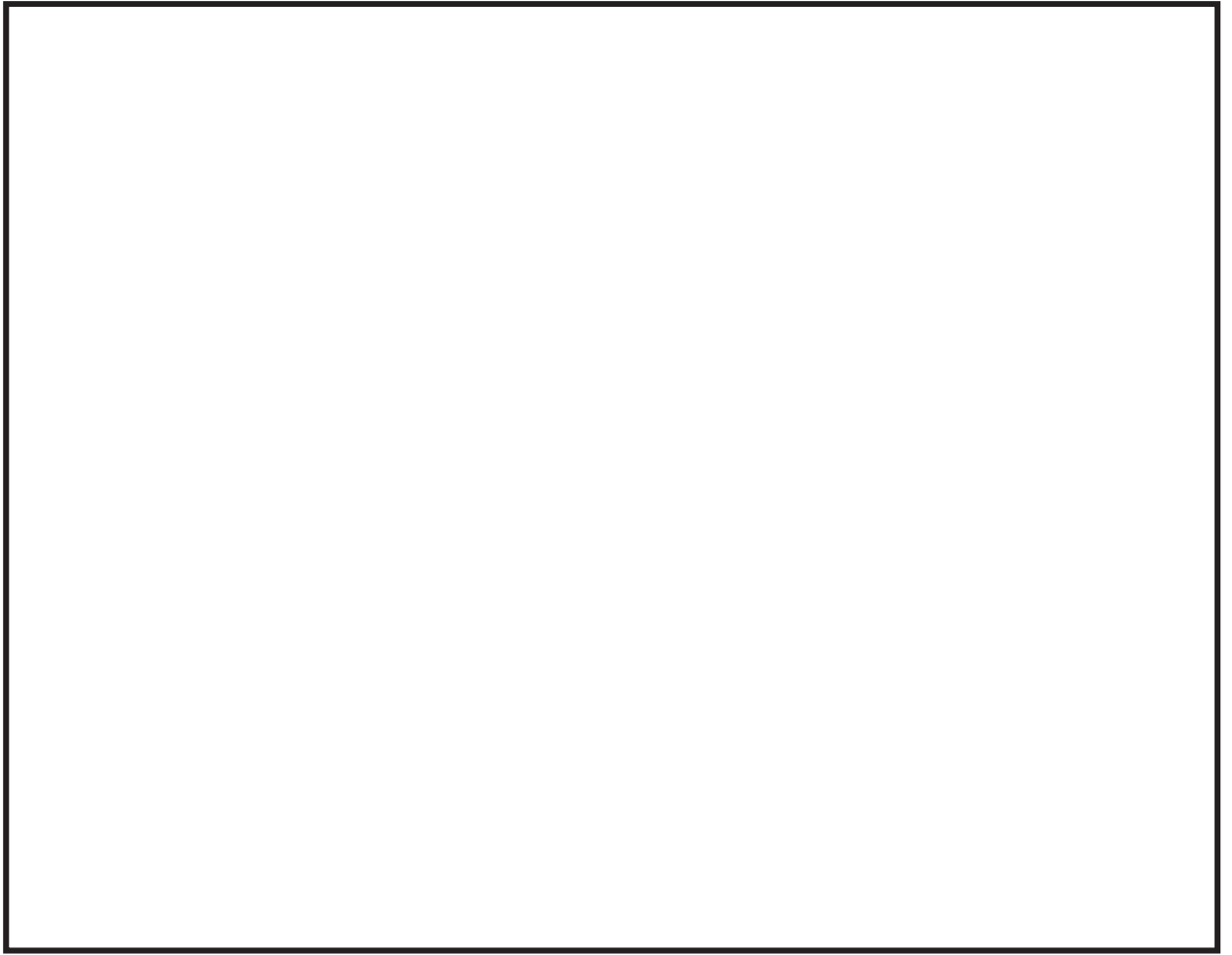


図 4 床応答スペクトル

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0600-40-56_改2

補足-600-40-56 使用済燃料貯蔵ラックのアンカー部評価



1. はじめに

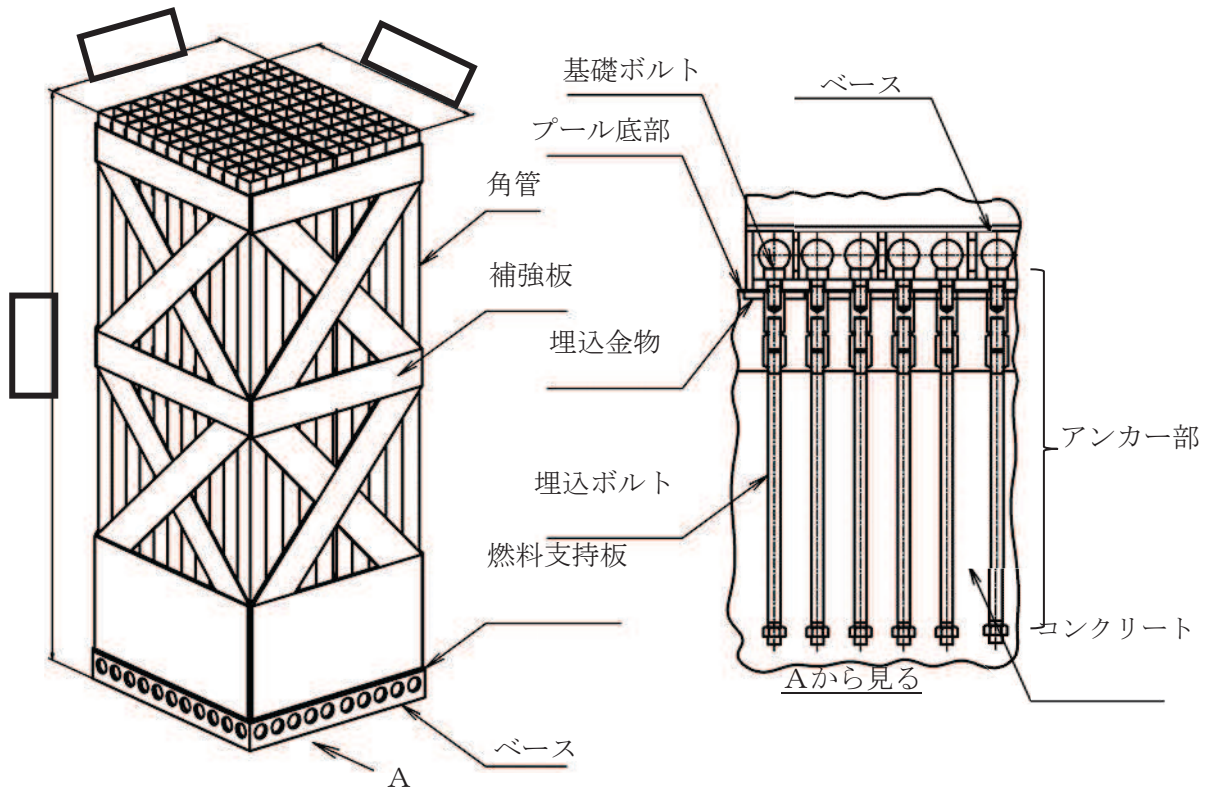
使用済燃料貯蔵ラック（以下「ラック」という。）は、設計基準対象施設においてSクラス施設に、重大事故等対処設備においては常設耐震重要重大事故防止設備及び重大事故緩和設備に分類され、添付書類「VI-2-4-2-2 使用済燃料貯蔵ラック（第1, 2号機共用）の耐震性についての計算書」にて基準地震動 $S_s$ に対する評価を行っている。

本書は、ラックのアンカー部が、基準地震動 $S_s$ に対して十分な構造強度を有していることを説明するものである。

2. 評価項目

耐震評価は、アンカー部の最小裕度評価項目であるコーン状破壊について行う。

ラックのアンカー部概略構造図を図1に示す。



寸法は110体ラックの値（単位：mm）

図1 アンカー部概略構造図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

### 3. 評価条件・評価方法

表1に耐震計算書\*1とアンカー部評価の評価条件・評価方法の比較を示す。

アンカー部評価にあたっては、より精緻な評価条件として、方向別のS s 7波のうち最大震度の地震波を用いて、ラックの据付レベルで線形補間した震度を適用する。また、ラックは水中に設置される構造物であることから排除水体積質量による応答低減効果を考慮する。

表1 耐震計算書とアンカー部評価の評価条件・評価方法の比較

項目	評価条件・評価方法	
	耐震計算書*1	アンカー部評価
評価に適用した地震動（水平）	原子炉建屋の0.P.22.50mと0.P.15.00mにおける設計用床応答曲線（S s 7波）から得られる震度のうち最大値を適用する。	原子炉建屋の0.P.22.50mと0.P.15.00mにおける地震波S s -D 2*2の方向別の床応答曲線を用いて、ラックの据付レベル（0.P.21.38m）で線形補間した震度を適用する。
評価に適用した地震動（鉛直）	原子炉建屋の0.P.22.50mと0.P.15.00mにおける設計条件（S s 7波）での1.2ZPAのうち最大値を適用する。	水平方向の地震波と合わせてS s -D 2*2の1.2ZPAを用いて、原子炉建屋の0.P.22.50mと0.P.15.00mの1.2ZPAをラックの据付レベル（0.P.21.38m）で線形補間した値を適用する。
解析手法	はり要素及びシェル要素を用いた有限要素法モデルによるスペクトルモーダル解析	同左
解析コード	「MSC NASTRAN」	同左
解析モデル	添付書類「VI-2-4-2-2 使用済燃料貯蔵ラック（第1,2号機共用）の耐震性についての計算書」の解析モデル	同左
固有周期	添付書類「VI-2-4-2-2 使用済燃料貯蔵ラック（第1,2号機共用）の耐震性についての計算書」の固有周期	同左
減衰定数	水平：7% 鉛直：-	同左
水の付加質量の考慮	有	同左
排除水体積質量の考慮	無	有

注記\*1：添付書類「VI-2-4-2-2 使用済燃料貯蔵ラック（第1,2号機共用）の耐震性についての計算書」を指す。

\*2: 添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」では、基準地震動 $S_s - D1, D2, D3, F1, F2, F3, N1$ から求めた応答スペクトル(ケース1)に対し、材料物性の不確かさ等を考慮(ケース2~6)して作成したものを設計用床応答曲線としている。本評価では、より詳細に評価を実施するため、以下の個別条件を適用する。

- 水平方向の地震動については、方向別の地震波のうち最大震度の $S_s - D2$  ケース5を用いる。
- 鉛直方向では建屋の初期剛性の不確かさを考慮しないので $S_s - D2$  ケース5の1.2ZPAは存在しない。そのため、地盤物性が同様の $S_s - D2$  ケース2の1.2ZPAを用いる。

#### 4. 評価用震度

アンカー部の評価は、各固有周期に対する応答加速度に排除水体积質量による応答低減効果を考慮した場合の低減係数（以下「低減係数」という。）を乗じた評価用震度を用いる。低減係数は、「補足-600-40-40 耐震評価における流体中の構造物に対する付加質量及び応答低減効果の考慮」に記載の無限水中を想定する場合の考え方を用いて、以下のように表される。なお、110体ラック及び170体ラック共に鉛直方向は剛であるため、鉛直方向については低減効果を考慮しない。

$$\text{低減係数} : \frac{M_1 - M_d}{M_1 + M_{11}}$$

$M_1$  : 質量

$M_{11}$  : 水の付加質量

$M_d$  : 排除水体积質量 (=水中での浮力と同等)

なお、水の付加質量 $M_{11}$ は表2（機械工学便覧の付加質量）の断面形状が長方形の場合の、単位長さ当たりの付加質量から以下のように表せる。

$$M_{11} = m_H \cdot N$$

$$m_H = \pi \cdot K_1 \cdot \rho_W \cdot (a_0/2)^2 \cdot L$$

$m_H$  : 角管一本当たりの水の付加質量

$N$  : 角管の本数

$K_1$  : 角管の断面形状から定まる係数 (=1.51,  $a=b$  のため)

$\rho_W$  : 水の密度

$a_0$  : 角管の辺の長さ

$L$  : 角管の全長

また、排除水体积質量 $M_d$ は以下のように表せる。

$$M_d = m_W + m_R \cdot \rho_W / \rho_{\text{sus304}} + V_F \cdot \rho_W \cdot N$$

$\rho_{\text{sus304}}$  : ボロン添加ステンレス鋼の密度

$\rho_W$  : 水の密度


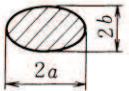
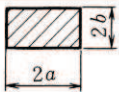
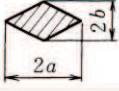

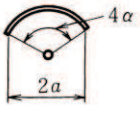

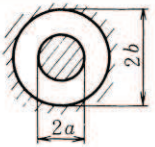
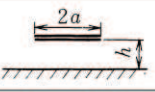
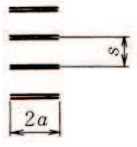
$m_W$  : ラックに含まれる水の質量

$m_R$  : ラックの質量

$V_F$  : 燃料の体積

$N$  : 燃料貯蔵本数 (110体又は170体)

表 2 柱状物体の単位当たりの付加質量 (機械工学便覧抜粋)

断面形状		付加質量
円		$\pi\rho a^2$
だ円		$\pi\rho a^2$ $\pi\rho b^2$
長方形		$\pi K_1\rho a^2$
ひし形		$\pi K_2\rho a^2$
平板		$\pi\rho a^2$
円弧翼		$\frac{\pi\rho a^2}{2}\left(1 + \frac{1}{\cos^2 a}\right)$ $\frac{\pi\rho a^2}{2}\tan^2 a$
ジェーコフスキー対称翼		$\frac{\pi\rho a^2}{4}\left(4 + \frac{k-2}{k+1}\right)$ $\frac{\pi\rho a^2}{4}(k-2)(k+1)$
同心固定同筒内の円		$\pi\rho a^2\left(\frac{b^2+a^2}{b^2-a^2}\right)$
固定壁近くの平板		$\pi\rho a^2 K_3$
平板列		$\frac{2\rho s^2}{\pi} \log \left\{ \cosh \left( \frac{\pi a}{s} \right) \right\}$

備考

$b/a$	0	0.1	0.2	0.5	1	2	5	10
$K_1$	1.00	1.14	1.21	1.36	1.51	1.70	1.98	2.23

$b/a$	0.5	1	2	5
$K_2$	0.85	0.76	0.67	0.61

$h/2a$	$\infty$	2.5	0.5
$K_3$	1.00	1.03	1.165



以上の低減係数を考慮した 110 体ラック及び 170 体ラックの評価用震度を表 4 に示す。また、適用する床応答曲線を図 2 に示す。

表 4 評価用震度

ラック種類	方向	地震力*		地震力（低減係数考慮）		低減係数
		水平方向	鉛直方向	水平方向	鉛直方向	
110 体ラック	短辺	4.51	1.46	2.80	1.46	0.62
	長辺	2.73	1.46	1.70	1.46	
170 体ラック	短辺	4.51	1.46	2.76	1.46	0.61
	長辺	2.58	1.46	1.58	1.46	

注記\*：原子炉建屋の O.P. 22.50m と O.P. 15.00m における地震波 S s - D 2 ケース 5 の方向別の床応答曲線を用いて、ラックの据付レベル(O.P. 21.38m) で線形補間した震度。

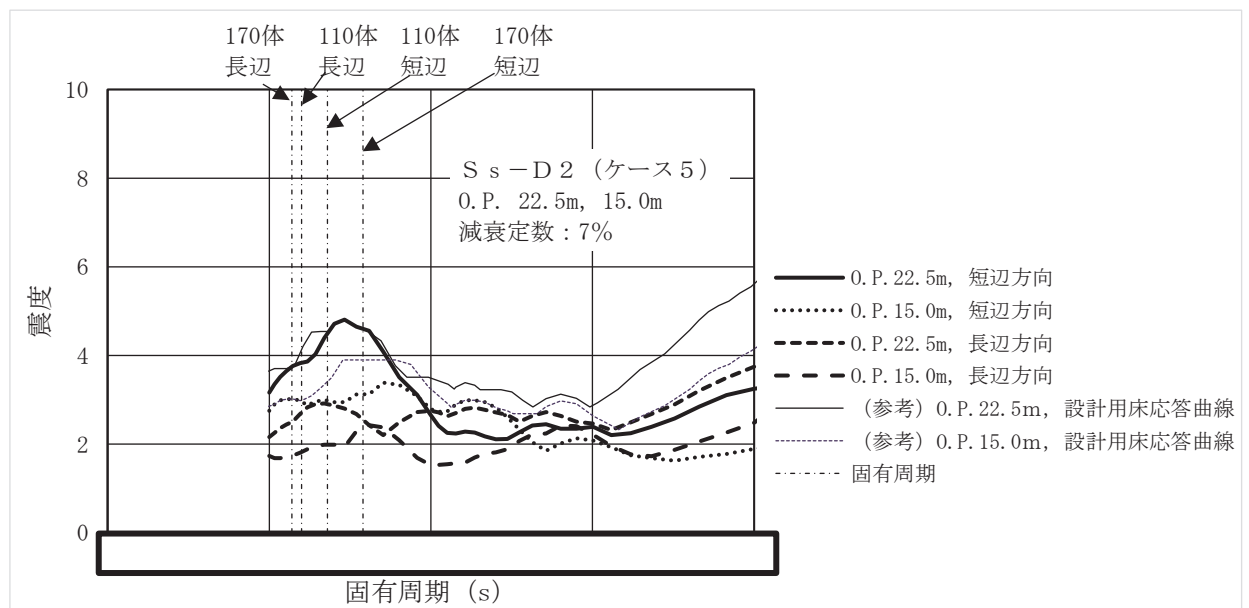


図 2 床応答曲線

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

## 5. アンカー部評価

原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版）に基づいたアンカー部の評価方法を以下に示す。また、アンカー部評価に用いる諸元を表 5 に示す。

$$p \leq p_a = \text{Min}(p_{a1}, p_{a2})$$

$$p_{a1} = 0.31 K_1 A_C \sqrt{F_C}$$

$$p_{a2} = K_2 \alpha A_O F_C$$

$p$  : 埋込ボルト 1 本当りの引張荷重(N)

$p_a$  : 埋込ボルト 1 本当りのコンクリート部の許容引張荷重(N)

$p_{a1}$  : コンクリート躯体がコーン状破壊する場合の埋込ボルト 1 本当りの許容引張荷重(N)

$p_{a2}$  : 埋込ボルト頭部に接するコンクリート部が支圧破壊する場合の埋込ボルト 1 本当りの許容引張荷重(N)

$K_1$  : コーン状破壊する場合の引張耐力の低減係数

$K_2$  : 支圧破壊する場合の引張耐力の低減係数

$F_C$  : コンクリート強度(設計基準強度)

$A_C$  : 埋込ボルト 1 本当りのコンクリートのコーン状破壊面の有効投影面積(mm<sup>2</sup>)

$\alpha$  : 支圧面積と有効投影面積から定まる係数 ( $=\sqrt{A_C/A_O}$ かつ 10 以下)

$A_O$  : 支圧面積(mm<sup>2</sup>)

なお、コンクリートのコーン状破壊面の有効投影面積を図 3 及び図 4 に示す。埋込ボルトは、使用済燃料貯蔵プール底部に密に設置されているため、コーン状破壊面の有効投影面積は隣接する燃料ラックの影響を考慮して、隣接するラックの境界までを設定する。

表 5 アンカー部評価に用いる諸元

記号	入力値	
	110 体ラック	170 体ラック
$p_{a1}$	89010 (N)	102500 (N)
$p_{a2}$	334700 (N)	356600 (N)
$K_1$	0.6	0.6
$K_2$	0.75	0.75
$F_C$	32.4 (N/mm <sup>2</sup> )	32.4 (N/mm <sup>2</sup> )
$A_C$		
$\alpha$		
$A_O$		

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



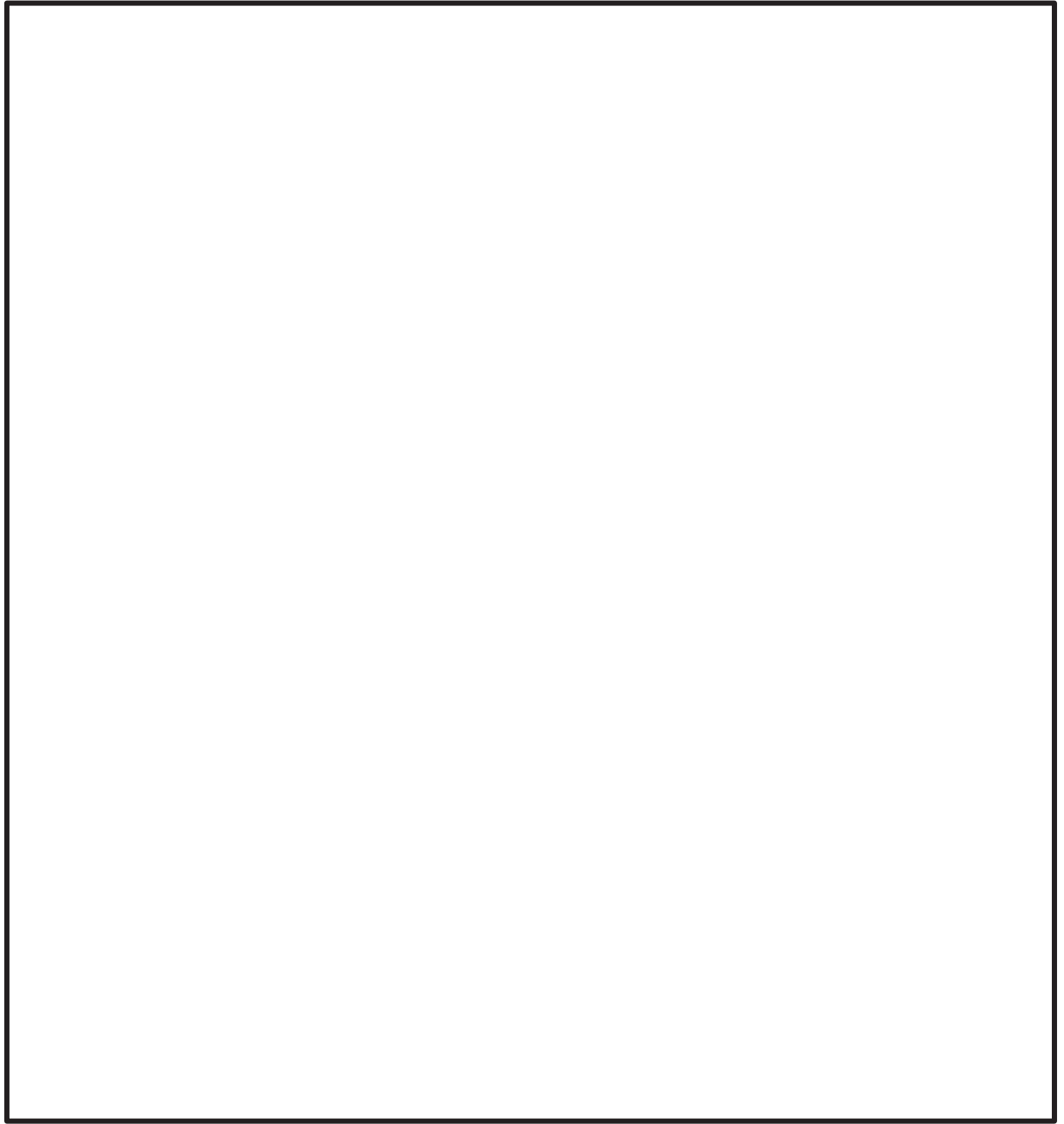


図3 110体ラックの有効投影面積

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

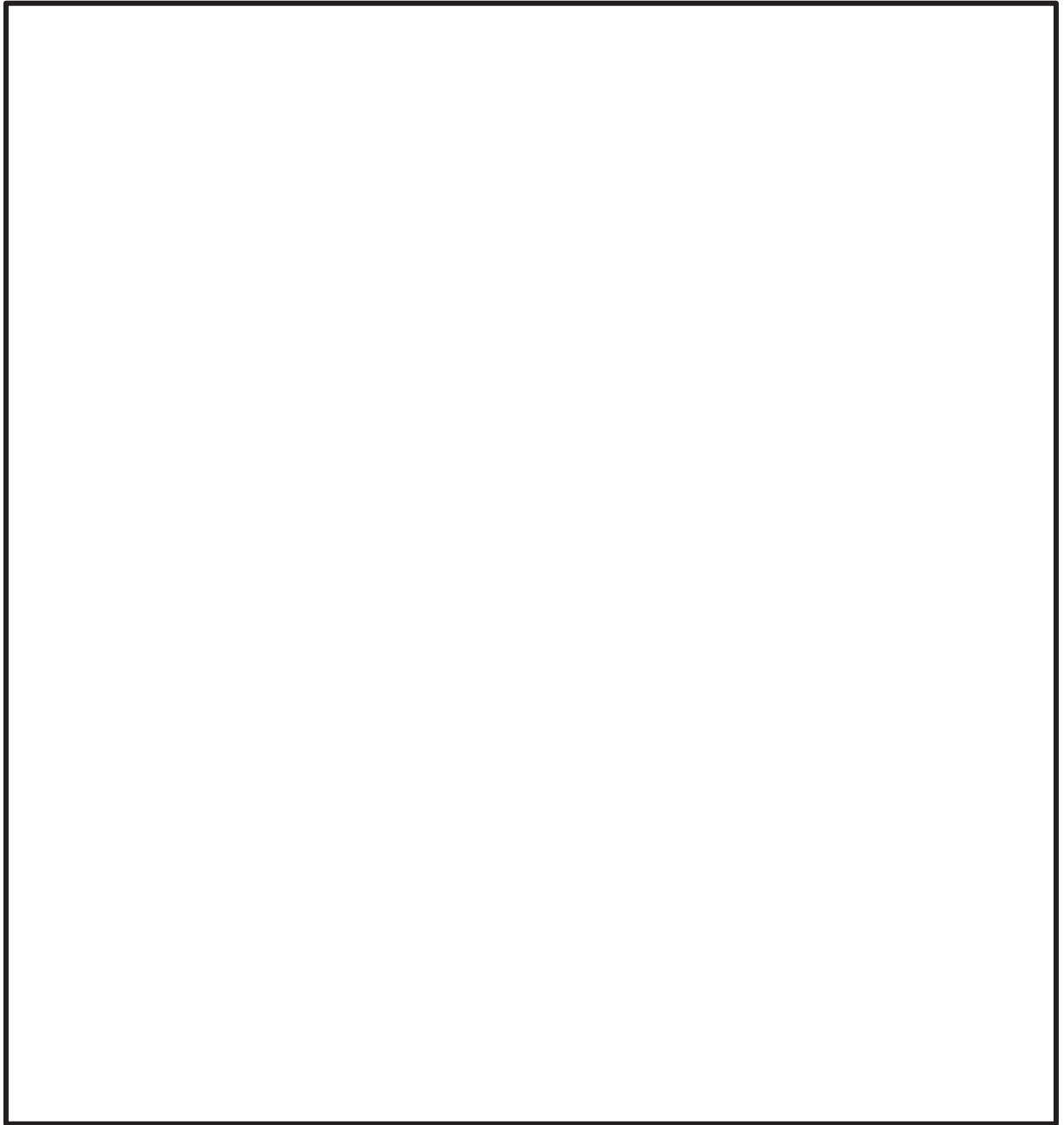


図 4 170 体ラックの有効投影面積

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

## 6. 評価結果

110体ラック及び170体ラックのアンカー部耐震評価結果を表6に示す。引張荷重は、許容引張荷重以下であり、十分な構造強度を有していることを確認した。

表6 アンカー部の評価結果

ラック種類	方向	引張荷重(N)	アンカー部のコーン状破壊 許容引張荷重(N)	
			許容荷重	裕度
110体ラック	短辺	80430	89010	1.10
	長辺	34500	89010	2.58
170体ラック	短辺	90580	102500	1.13
	長辺	26400	102500	3.88

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0600-40-57_改0

補足-600-40-57 管の疲労評価に用いる諸元について

## 管の疲労評価に用いる諸元について

### 1. はじめに

女川原子力発電所第2号機の今回工認の耐震評価における疲労評価結果は各耐震計算書の中で示している。

本資料は、管の疲労評価について、疲労累積係数算出に用いるピーク応力等の諸元を整理したものである。

### 2. 疲労評価結果

今回工認の管の疲労評価を表-1(クラス1管)及び表-2(クラス2以下の管)に示す。なお、表中に示す記号は以下のとおり。

$S_n$	:	一次＋二次応力 (MPa)
$K_e$	:	割増し係数
$S_p$	:	ピーク応力 (MPa)
$S_\theta$	:	繰返しピーク応力 (温度補正前) (MPa)
$S'_\theta$	:	繰返しピーク応力 (温度補正後) (MPa)
$N_i$	:	許容繰返し回数 (回)
$n_i$	:	地震による等価繰返し回数 (回)
$U_{S_s}$	:	地震による疲労累積係数
$U$	:	熱による疲労累積係数

表-1 疲労評価結果（クラス1管）

系統名	配管 モデル	評価点	運転 状態	$S_n$ (MPa)	$K_e$	$S_p$ (MPa)	$S_\theta$ (MPa)	$S_\theta'$ (MPa)	$N_i$ (回)	$n_i$ (回)	$U_{S_s}$ ( $n_i/N_i$ )	$U$	疲労累積係数 ( $U+U_{S_s}$ )
原子炉再循環系	PLR-001	106	DB					533.50	1204	185	0.1537	0.0554	0.2091
	PLR-002	222	DB					686.24	585	185	0.3161	0.0020	0.3181
主蒸気系	MS-001	19	DB					797.61	398	226	0.5676	0.0464	0.6140
	MS-002	19	DB					646.38	697	226	0.3238	0.0334	0.3572
	MS-003	19	DB					692.62	569	198	0.3476	0.0230	0.3706
	MS-004	119	DB					891.85	306	198	0.6466	0.0011	0.6477
復水給水系	FDW-001	36	DB					170.79	40098	226	0.0057	0.4029	0.4086
残留熱除去系	RHR-001	11	DB					526.49	1247	162	0.1299	0.0000	0.1299
	RHR-002	38	DB					480.99	1586	162	0.1021	0.0018	0.1039
	RHR-003	40	DB					913.43	289	162	0.5597	0.0023	0.5620
	RHR-004	903	DB					356.57	3942	340	0.0863	0.0024	0.0887
	RHR-005	112	DB					849.04	343	216	0.6284	0.0383	0.6667
高圧炉心 スプレイ系	HPCS-001	21	DB					563.04	1042	162	0.1554	0.0004	0.1558
低圧炉心 スプレイ系	LPCS-001	14	DB					561.43	1050	340	0.3236	0.0001	0.3237
原子炉冷却材 浄化系	CUW-001	16	DB					314.57	5814	340	0.0585	0.0030	0.0615

表-2 疲労評価結果（クラス2以下）

系統名	配管モデル	評価点	運転状態	$S_n$ (MPa)	$K_e$	$S_D$ (MPa)	$S_\ell$ (MPa)	$S_\ell'$ (MPa)	$N_i$ (回)	$n_i$ (回)	疲労累積係数 ( $n_i/N_i$ )
燃料プール冷却浄化系	FPC-002	12	DB/SA					280.38	101241	340	0.0034
	FPC-003	12	DB/SA					280.38	101241	340	0.0034
主蒸気系	MS-004	131	DB					977.34	246	198	0.8019
	MS-004	131	SA					1003.33	232	198	0.8529
残留熱除去系	RHR-010	29	SA					738.17	477	340	0.7118
ほう酸水注入系	SLC-003	50	DB					114.96	9030000	340	0.0001
	SLC-003	50	SA					119.30	7250000	340	0.0001
燃料プール代替注水系	FPC-014	88	SA					689.27	1806	340	0.1882
原子炉格納容器	FCVS-003	1	SA					1039.21	472	182	0.3849
フィルタベント系	FCVS-004	3	SA					1164.48	336	129	0.3833
可燃性ガス濃度制御系	FCS-006	11	DB					1205	304.4	174	0.5717
非常用ディーゼル発電設備燃料移送系	DGDO-008	61	DB/SA					696	561	225	0.4011
制御棒駆動水圧系	CRD-003-3	22	DB/SA					767	1255	340	0.2710
	CRD-007-3	16	DB/SA					742	1409	340	0.2414
	CRD-017-3	22	DB/SA					1107	392	340	0.8674

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0600-40-58_改0

補足-600-40-58 計器の機能維持評価の考え方について



## 目次

1. 概要 .....	1
2. 計器の構成 .....	1
3. 機能維持評価の考え方 .....	3

## 1. 概要

本資料は、計器及び制御盤の耐震評価における機能維持評価の考え方について補足するものである。

## 2. 計器の構成

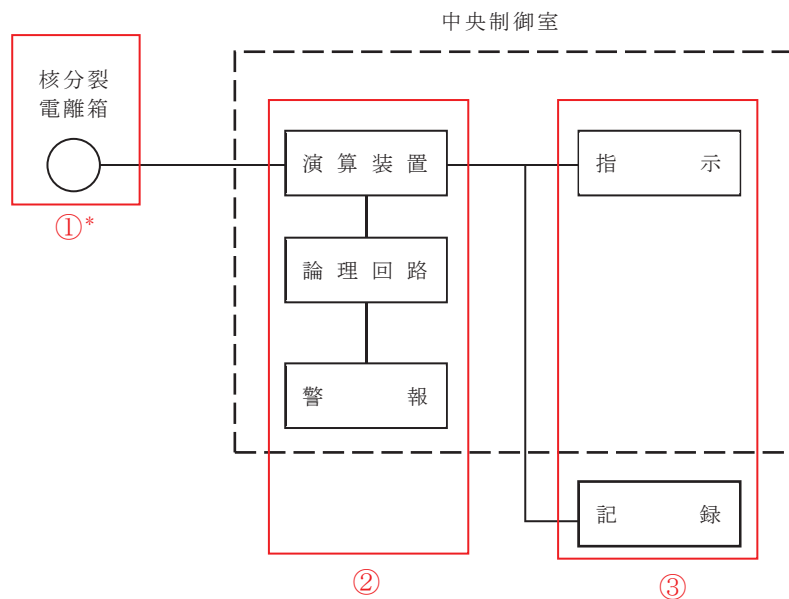
計器のループ構成を構成別に図 2-1 から図 2-4 示す。

①検出器…水位・圧力・温度等を検出

②演算装置等の中間計器…

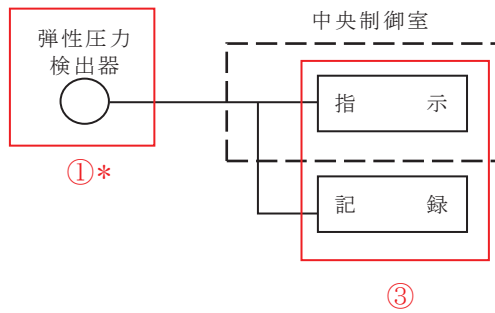
- ・検出器からの電気信号を演算処理。(例：水位検出器からの電気信号を、水位信号に換算して出力)
- ・検出器種類によっては演算処理部が不要なもの有り。  
(例：熱電対からの起電力を中央制御室の指示部にて指示値に変換)
- ・演算装置は基本的に中央制御室の制御盤に設置しているが、機器構成によっては現場に設置している場合がある。(例：使用済燃料プール水位／温度(ガイドパルス式))は、水位検出用のパルス信号を発信するため、パルス発信器を含めた演算装置を現場に設置)

③指示計等…中央制御室等に指示・記録・警報として出力



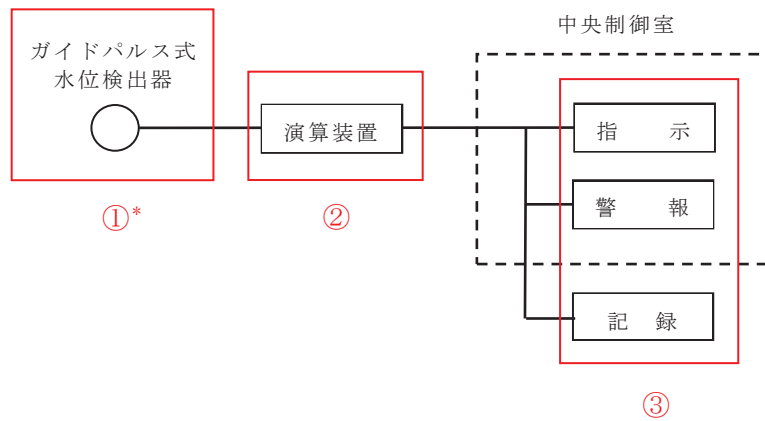
\*：「中間計器を中央制御室に設置している例」の検出器は以下のとおり。  
核分裂電離箱（出力領域モニタ用）、差圧式流量検出器、水素吸蔵材料式水素検出器

図 2-1 中間計器を中央制御室に設置している例  
(出力領域モニタ(核分裂電離箱)の場合)



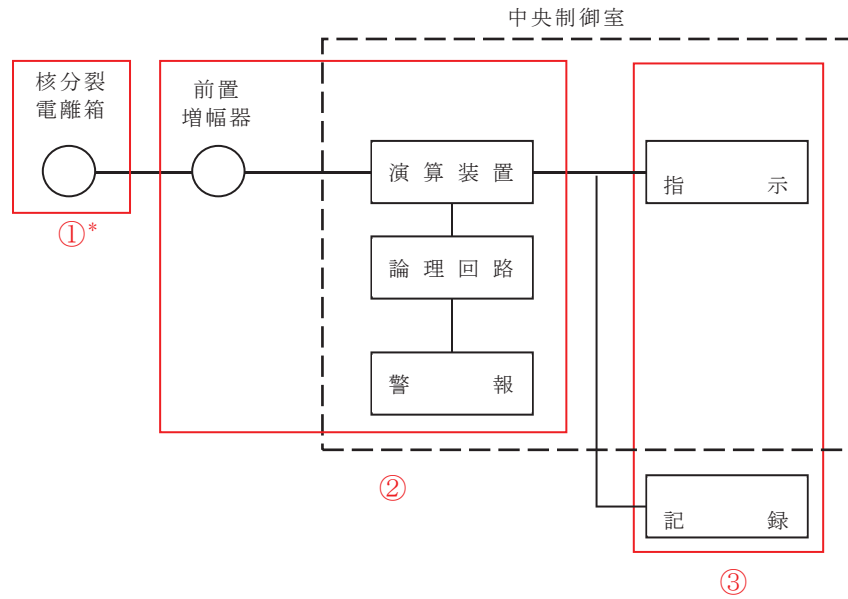
\* : 「中間計器が無い例」の検出器は以下のとおり。  
 弾性圧力検出器，差圧式水位検出器，電極式水位検出器（ドライウエル水位，原子炉格納容器下部水位用），測温抵抗体（サブプレッションプール水温度用），熱電対（ヒートサーモ水位/温度計用含む），気体熱伝導式水素検出器

図 2-2 中間計器が無い例  
 (原子炉隔離時冷却系ポンプ出口圧力(弾性圧力検出器)の場合)



\* : 「中間計器を現場に設置している例」の検出器は以下のとおり。  
 ガイドパルス式水位検出器，測温抵抗体（使用済燃料プール水位/温度（ガイドパルス式）用），触媒式水素検出器，電極式水位検出器（循環水系隔離システム，タービン補機冷却海水系隔離システム用），圧力式水位検出器

図 2-3 中間計器を現場に設置している例  
 (使用済燃料プール水位/温度(ガイドパルス式)の場合)



\* : 「中間計器を現場及び中央制御室に設置している例」の検出器は以下のとおり。  
核分裂電離箱（起動領域モニタ用），電離箱，熱磁気風式酸素検出器，熱伝導率式水素検出器

図 2-4 中間計器を現場及び中央制御室に設置している例  
(起動領域モニタの場合)

### 3. 機能維持評価の考え方

機能維持評価にあたっては，当該計器が所定の機能を発揮するために必要な部位を考慮した上で，構造強度評価及び電氣的機能維持評価を行っている。

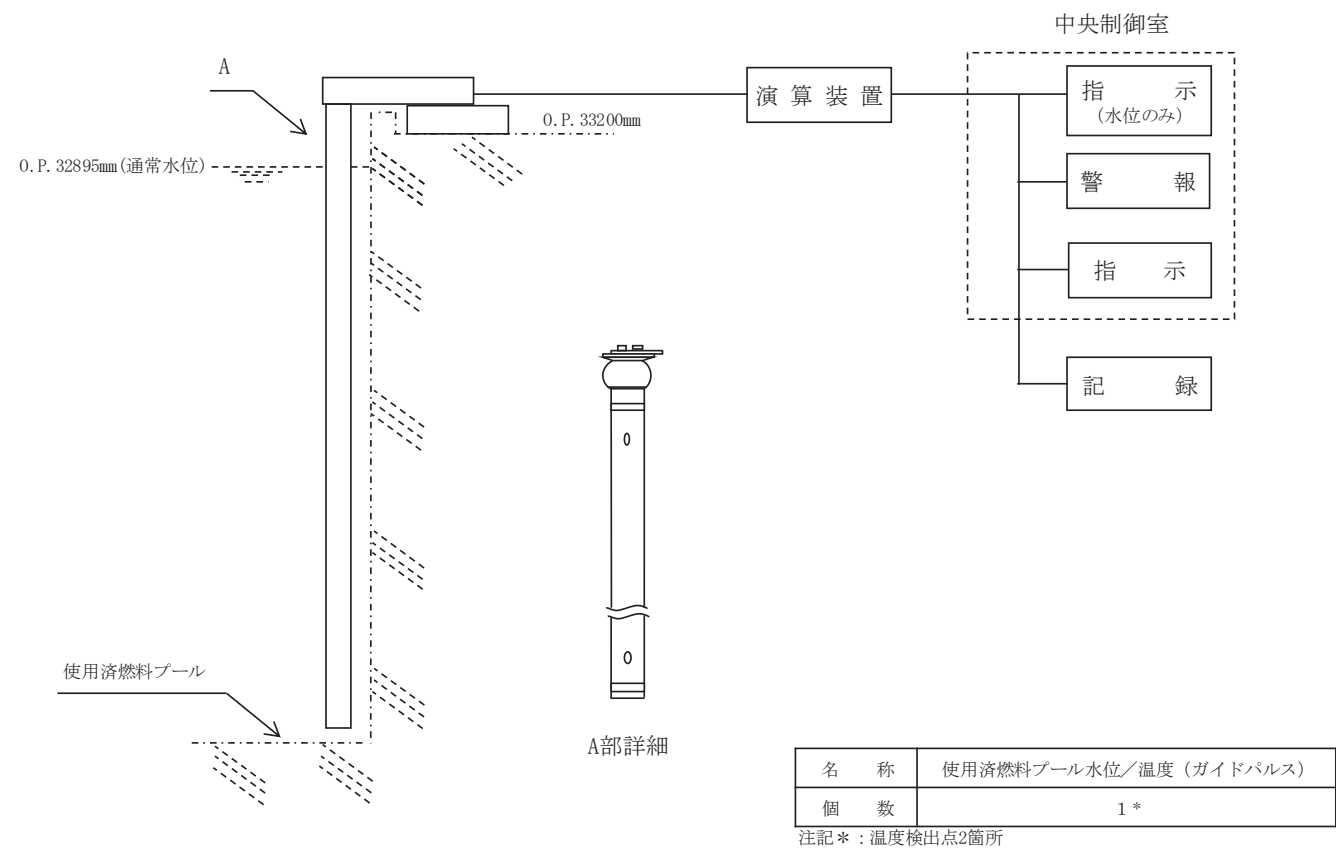
今回新規に設置する使用済燃料プール水位／温度（ガイドパルス式），使用済燃料プール水位／温度（ヒートサーモ式），取水ピット水位計及び地下水位低下設備水位計を例に，構造強度評価及び電氣的機能維持評価の考え方を表 3-1 に，各計器のループ構成を図 3-1 に示す。

表3-1 機能維持評価の考え方（使用済燃料プール水位／温度（ガイドパルス式）、使用済燃料プール水位／温度（ヒートサーモ式）、取水ピット水位計及び地下水水位低下設備水位計）（1/2）

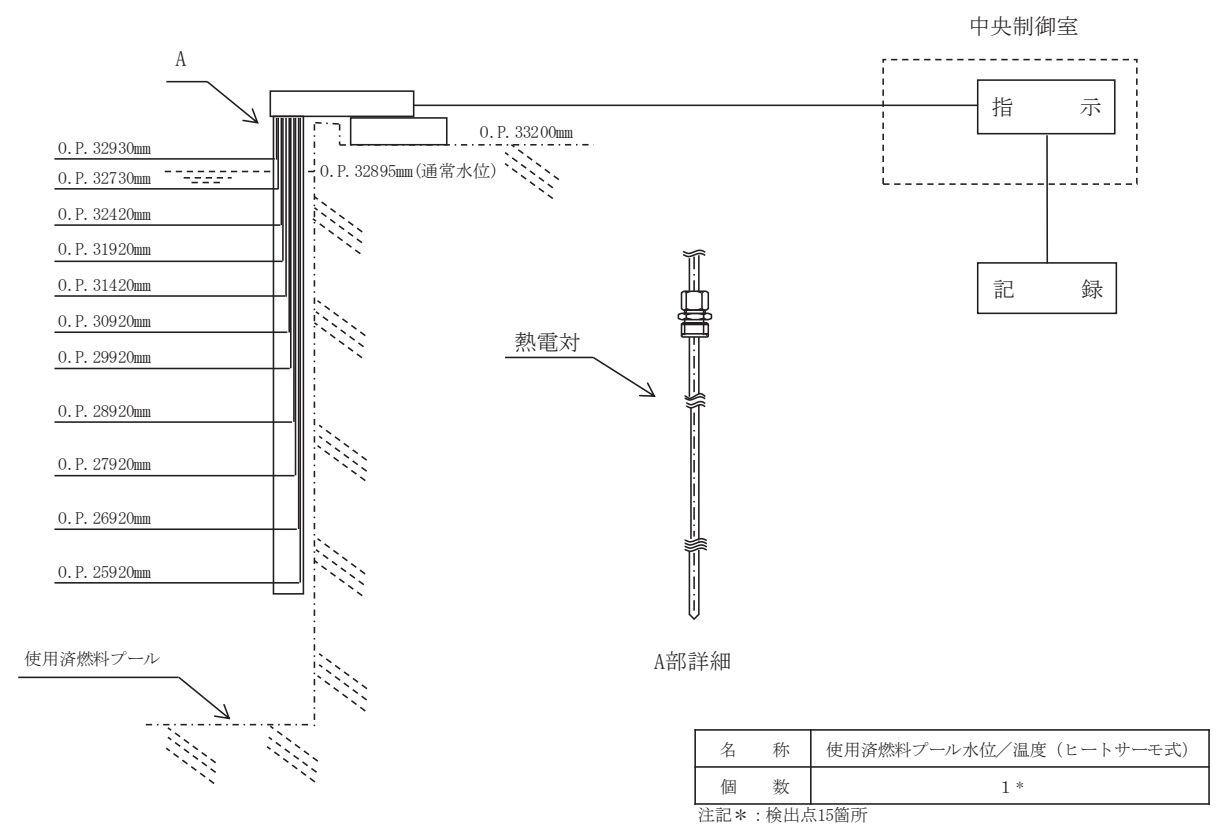
設備	構成	構造強度評価・電気的機能維持評価	構造強度評価における水の付加質量の考慮
<p>【使用済燃料貯蔵設備】 VI-2-4-2-4 使用済燃料プール水位／温度（ガイドパルス式）の耐震性についての計算書</p> <p>（水位検出器：ガイドパルス式）</p>	<p>【検出器の機能】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>別の場所に設置した演算装置（パルス発信器）からのパルス信号を検出器に伝搬させ、液面から反射したパルス信号を演算装置に返す。</li> <li>検出器はパルス信号を伝搬する構造体としての役割。</li> </ul> <p>【構成】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>水位検出器から返されたパルス信号の時間を演算装置にて測定して水位信号に変換、中央制御室に指示。</li> <li>検出器は使用済燃料プール内に設置。</li> </ul>	<p>【構造強度評価】</p> <p>検出器架台（基礎ボルト）、保護管に対し実施。</p> <p>【電気的機能維持評価】</p> <p>電気信号を伝搬する機能のみであり、検出器保護管が変形・破損しなければ、電気信号の伝搬に影響が無いことから、検出器保護管の構造強度評価により電気的機能維持評価とする。</p>	<p>考慮</p>
<p>（温度検出器：測温抵抗体）</p>	<p>【検出器の機能】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>温度に応じて検出器の抵抗値が変わることを利用して温度を検出。検出器自身が検出機能を持つ。</li> </ul> <p>【構成】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>検出器から発生した抵抗値を演算部にて温度信号に処理し、中央制御室にて温度表示。</li> <li>検出器は使用済燃料プール内に設置。</li> </ul>	<p>【構造強度評価】</p> <p>検出器架台（基礎ボルト）、保護管に対し実施。</p> <p>【電気的機能維持評価】</p> <p>温度に応じた抵抗を出力する検出原理なので、測温抵抗体の加振試験により正常に動作することを確認。</p>	<p>考慮</p>
<p>VI-2-4-2-5 使用済燃料プール水位／温度（ヒートサーモ式）の耐震性についての計算書</p> <p>（水位検出器：熱電対）</p>	<p>【検出器の機能】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>使用済燃料貯蔵ラック上端から上方に検出器（熱電対）を14個設置。</li> <li>熱電対の特性（温度に応じた起電力が発生*）を利用し温度検出。</li> <li>熱電対の各検出点にヒータを付設し、ヒータ加熱開始前後の熱電対の温度変化から水中／気中を判定することで水位を判断。</li> </ul> <p>*熱電対：2つの異なる金属をつなげて、両方の接点に温度差を与えると、金属の間に電圧が発生し、電流が流れることを利用</p> <p>【構成】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>検出器から発生した起電力を中央制御室指示計にて温度変換し表示。</li> <li>検出器は使用済燃料プール内に設置。</li> </ul>	<p>【構造強度評価】</p> <p>検出器架台（基礎ボルト、検出器架台）、保護管、ワーキングテーブルラグに対し実施。</p> <p>【電気的機能維持評価】</p> <p>温度に応じた起電力を出力する検出原理なので、熱電対の加振試験により正常に動作することを確認。</p>	<p>考慮</p>
<p>（温度検出器：熱電対）</p>	<p>温度測定用として15個の熱電対を設置。15個のうち、14個を水位検出器の熱電対と兼用しており、温度計測時はヒータを加熱しない状態で温度を計測。</p>	<p>（同上）</p>	<p>（同上）</p>

表3-1 機能維持評価の考え方（使用済燃料プール水位／温度（ガイドパルス式）、使用済燃料プール水位／温度（ヒートサーモ式）、取水ピット水位計及び地下水水位低下設備水位計）（2/2）

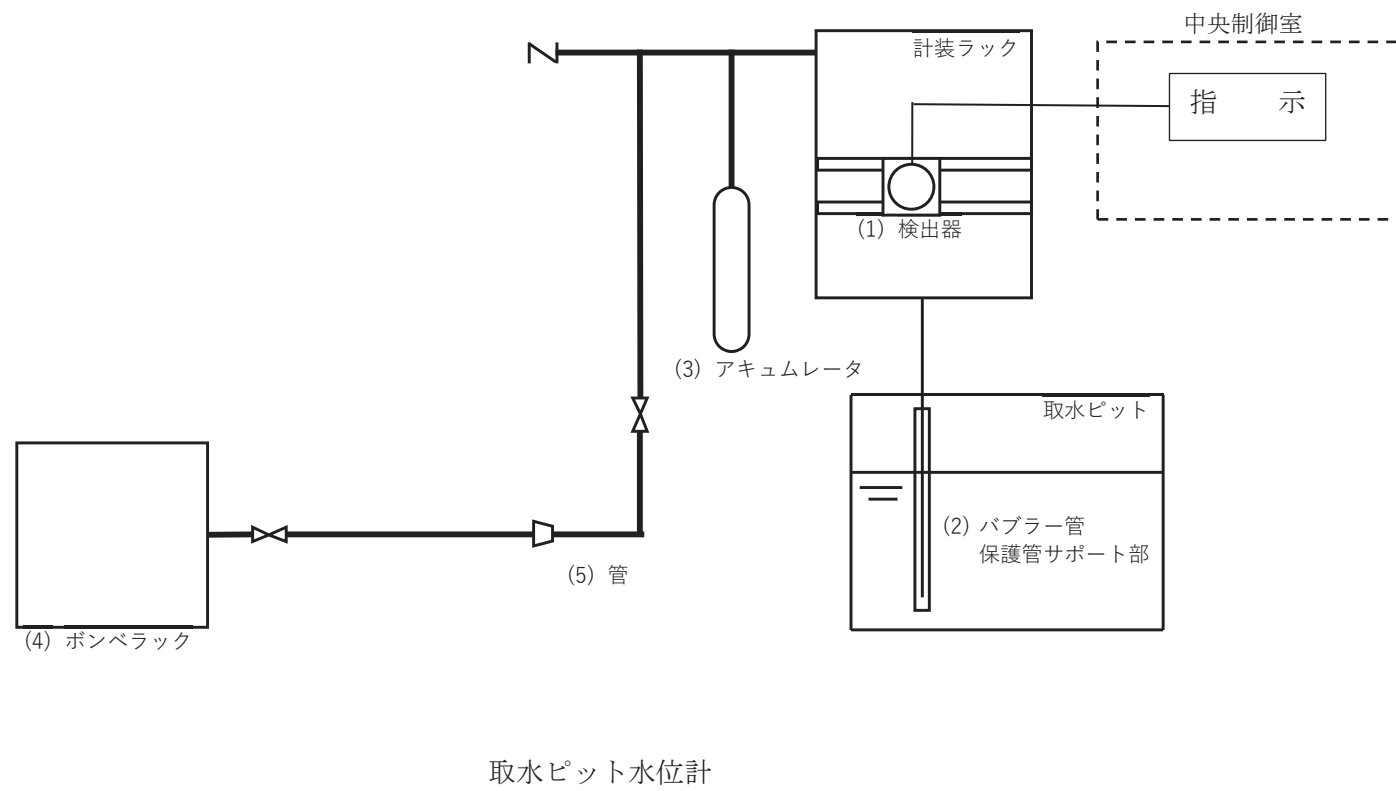
設備	構成	構造強度評価・電氣的機能維持評価	構造強度評価における水の付加質量の考慮
<p>【津波監視設備】 VI-2-10-2-13-2 取水ピット水位計の耐震性についての計算書（差圧式水位検出器）</p>	<p>【検出器の機能】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>バブラ管の先端から常に一定量のガスを放出することにより、気泡管先端にかかっている液体の圧力に相当する背圧を、差圧式水位検出器により測定することで水位を検出。</li> <li>検出器は、圧力検出部（受圧部）、電氣的信号変換部を内蔵しており、検出した圧力を電氣信号として出力。</li> </ul> <p>【構成】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>検出器から出力した電氣信号を、中央制御室指示計にて指示値に変換し表示。</li> <li>検出器は計装ラック内に設置。（水中設置ではない）</li> </ul>	<p>【構造強度評価】</p> <p>計装ラック、バブラ管、保護管サポート部、アキュムレータ、ボンベラック、管に対し実施。</p> <p>【電氣的機能維持評価】</p> <p>圧力に応じた電氣信号を出力する検出原理なので、差圧式水位検出器の加振試験により正常に動作することを確認。</p>	<p>考慮</p>
<p>【地下水水位低下設備】 VI-2-13-8 地下水水位低下設備水位計の耐震性についての計算書（圧力式水位検出器）</p>	<p>【検出器の機能】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>検出器は圧力検出部（受圧部）、電氣的信号変換部を内蔵しており、検出した圧力を電氣信号として出力。</li> <li>検出器は水中に設置し、水位に応じた水頭圧を受圧することで水位を検出。</li> </ul> <p>【構成】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>検出器から出力した電氣信号を、現場設置の現場制御盤にて揚水ポンプのインターロック信号に使用するとともに、水位信号に変換し指示値として現場制御盤及び中央制御室の監視制御盤の指示計に指示値として表示。</li> <li>検出器は水中に設置。</li> </ul>	<p>【構造強度評価】</p> <p>水位計架台（水位計架台と埋込金物の溶接部）に対し実施。</p> <p>【電氣的機能維持評価】</p> <p>圧力に応じた電氣信号を出力する検出原理なので、圧力式水位検出器の加振試験により正常に動作することを確認。</p>	<p>考慮</p>



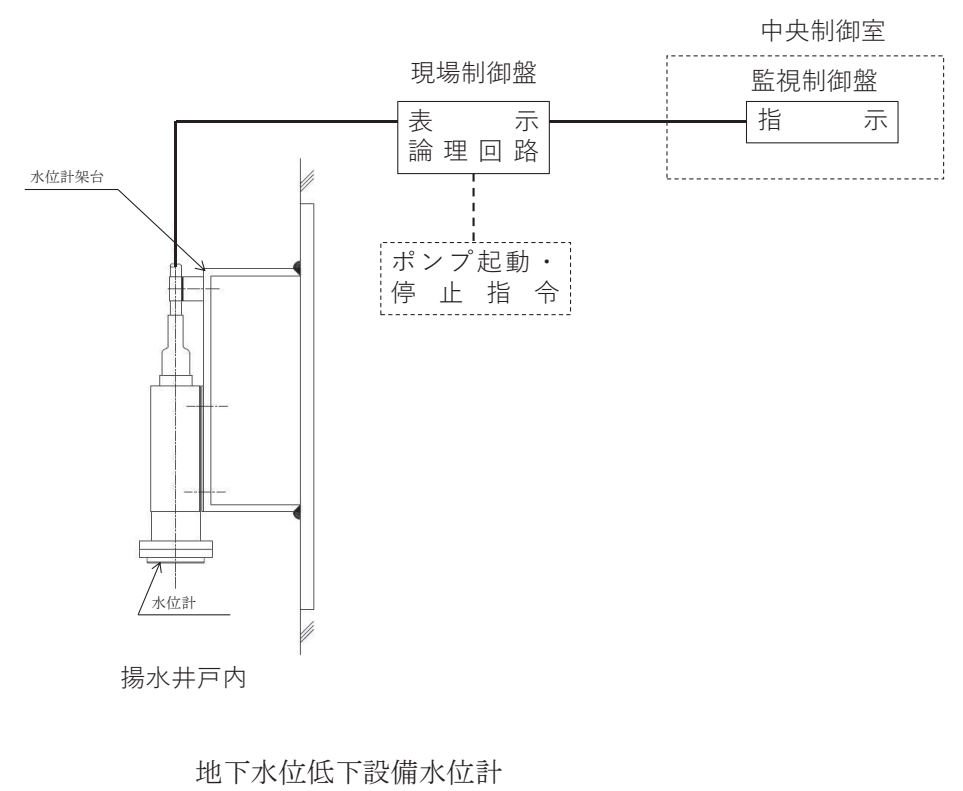
使用済燃料プール水位/温度 (ガイドパルス式)



使用済燃料プール水位/温度 (ヒートサーモ式)



取水ピット水位計



地下水位低下設備水位計

図3-1 計器のループ構成 (使用済燃料プール水位/温度 (ガイドパルス式), 使用済燃料プール水位/温度 (ヒートサーモ式), 取水ピット水位計及び地下水位低下設備水位計)

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0600-40-59_改1

補足-600-40-59 燃料交換機及びチャンネル着脱機の吊具荷重算出時  
における吊荷位置選定の考え方



## 1. はじめに

燃料交換機及び燃料チャンネル着脱機（以下「対象設備」という。）は、下部に設置された上位クラス施設である使用済燃料プール、使用済燃料貯蔵ラック等に対して波及的影響を及ぼさないことを目的として、基準地震動  $S_s$  に対する耐震性を評価しており、その結果を添付書類「VI-2-11-2-9 燃料交換機の耐震性についての計算書」及び添付書類「VI-2-11-2-14 燃料チャンネル着脱機の耐震性についての計算書」に示している。

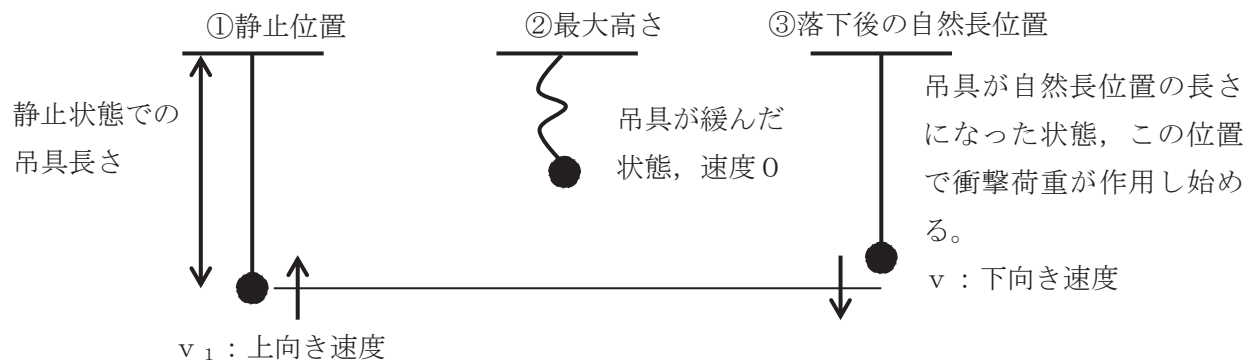
これらの対象設備では、耐震計算書において吊具に発生する荷重を算出しているが、吊荷位置によって吊具荷重が変動するため、吊具荷重算出時における吊荷位置選定の考え方について、本資料に整理するものである。

## 2. 吊具荷重の算出方法

対象設備の耐震計算書に示すとおり、吊具の荷重算出は対象設備本体の鉛直方向固有周期及び吊荷の固有周期に対応した震度を用いて速度を算出し、吊具に作用する衝撃荷重を求めている。荷重の算出手順を以下に示す。

### 2.1 吊荷の浮上り後の落下速度の算出

吊荷は、図1に示すように、鉛直方向に浮き上がり再び自然長位置に戻った瞬間から、吊具の衝撃荷重を与える。



○ 下向き速度  $v$

②, ③まではエネルギー保存則より

下向き速度  $v$  は

$$v < v_1$$

となるが、保守的に

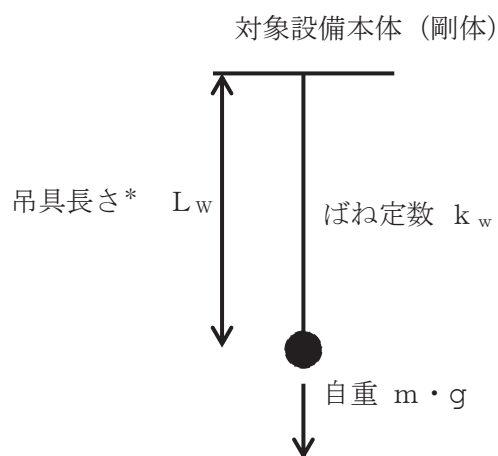
$$v = v_1$$

として評価を行う。

図1 吊荷の浮上りの様子

## 2.2 吊荷の固有周期

図 2 に示すとおり，対象設備本体を剛体としたときの吊荷の固有周期  $T_w$  を算出する。



注記\*：燃料交換機においてはワイヤロープ長さ，  
燃料チャンネル着脱機においてはチェーン長さをいう

$$\text{固有周期：} \quad T_w = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m}{k_w}}$$

ここで，

$T_w$ ：吊荷の固有周期

$m$ ：吊荷の質量

$k_w$ ：吊具のばね定数

図 2 吊荷の固有周期の算出

## 2.3 吊荷，対象設備本体の速度の算出

以下の式に従い，吊荷及び対象設備本体に作用する最大加速度による速度を算出する。

$$v_1 = a_w \cdot g \cdot T_w / (2 \cdot \pi)$$

$$v_2 = a_f \cdot g \cdot T_f / (2 \cdot \pi)$$

ここで，

$v_1$ ：吊荷の最大速度

$v_2$ ：対象設備本体の最大速度

$a_w$ ：吊荷に作用する震度

$a_f$ ：対象設備本体に作用する震度

$g$ ：重力加速度

$T_w$ ：吊荷の固有周期

$T_f$ ：対象設備本体の鉛直方向固有周期

## 2.4 吊具に作用する衝撃荷重

以下のとおり、吊具に作用する荷重Fを算出する。

図3及び図4に示すように、吊具の下端にある吊荷の運動量の変化は吊荷と対象設備本体の質量や固有値が異なることから $v_1$ と $v_2$ が同値にならないが、保守的に吊具の減衰がなく完全弾性衝突を仮定して反発係数を1とすれば以下となる。

$$(\text{力積}) : \int_0^{\frac{T_w}{4}} F \cdot \sin \left( 2 \cdot \pi \cdot \frac{t}{T_w} \right) \cdot dt$$

$$(\text{吊荷の運動量の変化}) : m \cdot (v_1 + v_2)$$

ここで、

F : 吊具に作用する荷重

$T_w$  : 吊荷の固有周期

m : 吊荷の質量

$v_1$  : 吊荷の最大速度

$v_2$  : 対象設備本体の最大速度

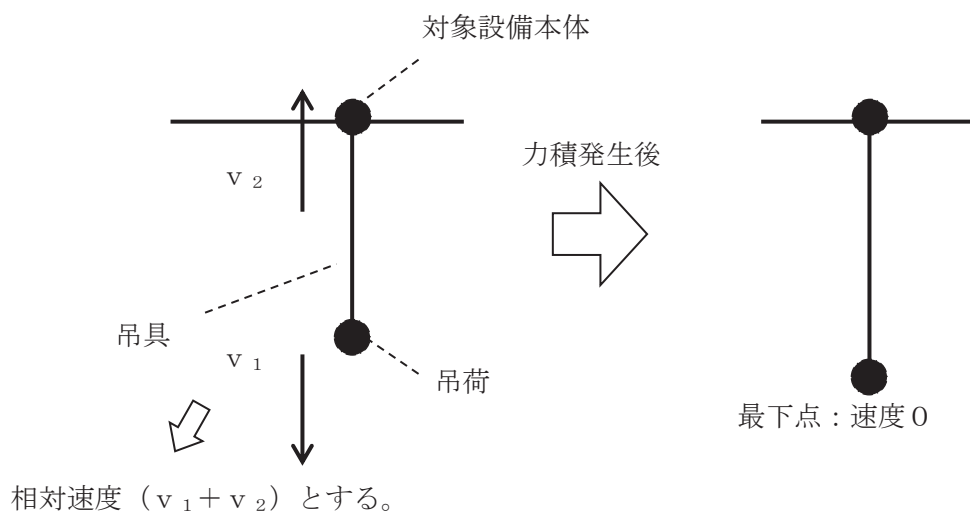


図3 吊荷落下後の速度変化

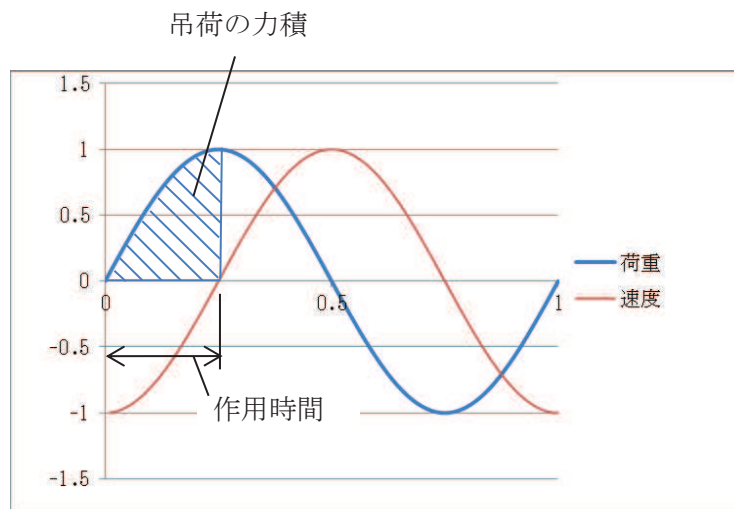


図4 吊荷の力積の概念図

吊荷の運動方向が変化する時間については，吊具が完全弾性体で，吊荷と対象設備本体の運動が自由振動系であることを仮定すれば，吊荷の固有周期 $T_w$ の4分の1となる。

以上から，運動量変化及び作用時間をもとに荷重は，自重分を追加して，吊具に作用する荷重を以下のとおり計算する。

$$F = \frac{2 \cdot \pi \cdot m \cdot (v_1 + v_2)}{T_w} + m \cdot g$$

ここで，

F : 吊具に作用する荷重

m : 吊荷の質量

$v_1$  : 吊荷の最大速度

$v_2$  : 対象設備本体の最大速度

$T_w$  : 吊荷の固有周期

g : 重力加速度

### 3. 吊荷位置選定の考え方

2 項に示す方法で吊具の評価を実施するに当たり、吊具の固有周期は吊荷の位置によって変動することから、固有周期と床応答曲線の関係から評価が厳しくなるように吊荷位置をする。それぞれの対象設備における吊荷位置選定の考え方を以下に示す。

#### 3.1 燃料交換機

燃料交換機においては、吊荷位置が吊上げ上端、常用上限及び燃料着床位置での検討を実施している。吊荷に作用する震度を求める際に用いる設計用床応答曲線を図 5 に、吊荷・燃料交換機本体の固有周期、震度、速度及び吊具に作用する荷重を表 1 に示す。

図 5 に示す通り震度が最大となる吊荷位置である吊上げ上端時において、表 1 に示す通り吊具に作用する荷重  $F$  が最大となることから、添付書類「VI-2-11-2-9 燃料交換機の耐震性についての計算書」においては、吊上げ上端のケースを代表として、吊具評価結果を記載する。



図 5 燃料交換機各吊荷位置における震度算出に用いた設計用床応答曲線

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 1 燃料交換機各吊荷位置における諸元整理表

吊荷位置	m (kg)	$L_w$ (mm)	$T_f$ (s)	$T_w$ (s)	$a_f$ (-)	$a_w$ (-)	$v_1$ (mm/s)	$v_2$ (mm/s)	F (N)
吊上げ上端									7.311 $\times 10^4$
常用上限									5.153 $\times 10^4$
燃料着床位置									4.148 $\times 10^4$

### 3.2 燃料チャンネル着脱機

燃料チャンネル着脱機においては、吊荷位置が新燃料搬入位置、常用上限、常用下限での検討を実施している。また、吊具評価においては、チェーン長さに応じて吊荷の固有周期が変化するため、吊荷に作用する震度を求める際に用いる設計用床応答曲線（図 6 に示す）より、震度が最大となる固有周期に相当する評価用吊荷位置（チェーン長さ：）での評価を行う。

吊荷・燃料チャンネル着脱機本体の固有周期、震度、速度及び吊具に作用する荷重を表 2 に示す。

図 6 に示す通り震度が最大となる吊荷位置である評価用吊荷位置時において、表 2 に示す通り吊具に作用する荷重 F が最大となることから、添付書類「VI-2-11-2-14 燃料チャンネル着脱機の耐震性についての計算書」においては、評価用吊荷位置を代表として、吊具評価結果を記載する。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

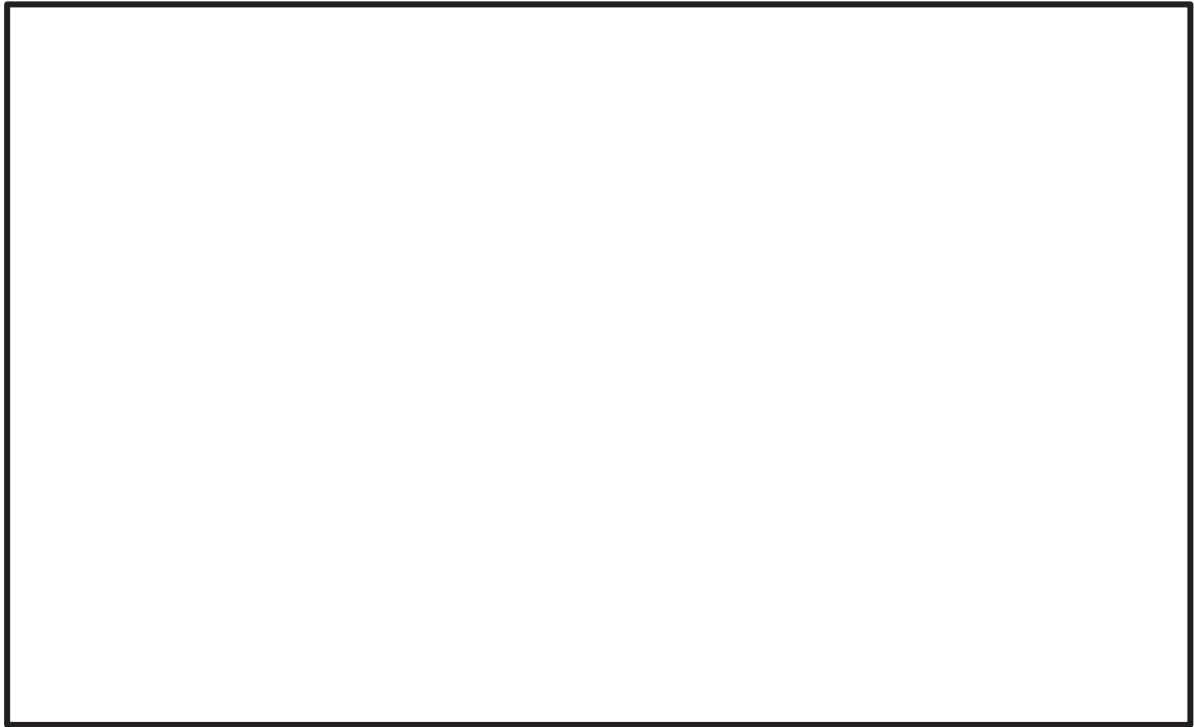


図 6 燃料チャンネル着脱機各吊荷位置における震度算出に用いた設計用床応答曲線

表 2 燃料チャンネル着脱機各吊荷位置における諸元整理表

吊荷位置	m (kg)	$L_w$ (mm)	$T_f$ (s)	$T_w$ (s)	$a_f$ (-)	$a_w$ (-)	$v_1$ (mm/s)	$v_2$ (mm/s)	F (N)
新燃料 搬入位置					1.77*1	1.77*1			2.000 $\times 10^4$
評価用 吊荷位置					1.77*1	5.000 $\times 10^4$			
常用上限					1.77*1	3.100 $\times 10^4$			
常用下限					1.77*1	1.800 $\times 10^4$			

注記\*1：燃料チャンネル着脱機本体の固有周期  $T_f$  及び新燃料搬入位置時の吊荷の固有周期  $T_w$  が 0.05 秒以下のため原子炉建屋 0. P. 33. 2m における鉛直方向の 1.2ZPA を適用

\*2：新燃料搬入位置及び常用上限の中間位置である事から速度の関係上より評価が厳しくなる新燃料搬入位置における固有周期を適用

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

補足-600-40-60 計算書において表示する数値の丸め方に関する補足説明資料



1. はじめに

今回工認において添付書類の「耐震性についての計算書」、「強度計算書」、「基本板厚計算書」及び「応力計算書」（以下「計算書」という。）に表示する数値の丸め方に関する基本的な考え方は、計算書作成に関する方針書等に規定されている（表 1-1 及び表 1-2）。

本書は、計算書の計算結果のうち許容応力等の数値の取り扱いについて説明するものである。

表 1-1 表示する数値の丸め方を規定する図書（「VI-2 耐震性に関する説明書」）

機器・配管系	
VI-2-1-13-1 ～ 9	機器・配管系（容器，ポンプ，管，計装品，電気品）の耐震性についての計算書作成の基本方針
原子炉圧力容器関係	
VI-2-3-3-2-1	炉心支持構造物の応力解析の方針
VI-2-3-4-1-1	原子炉圧力容器関係の応力解析の方針
VI-2-3-4-3-1	原子炉圧力容器内部構造物の応力解析の方針
VI-2-3-4-2-1 ～ 3	個別の計算書（原子炉圧力容器付属構造物）
原子炉格納容器関係	
VI-2-9-2-1-1 ～ VI-2-9-4-2	個別の計算書（原子炉格納容器関係）

表 1-2 表示する数値の丸め方を規定する図書（VI-3 強度に関する説明書）

機器・配管系	
VI-3-2-2 ～ 14	クラス 1 管～重大事故等クラス 3 機器の強度計算方法
原子炉圧力容器関係	
VI-2-3-3-2-1	炉心支持構造物の応力解析の方針
VI-2-3-4-1-1	原子炉圧力容器の応力解析の方針
VI-2-3-4-3-1	原子炉圧力容器内部構造物の応力解析の方針
原子炉格納容器関係	
VI-3-3-6-1-1-1 ～ VI-3-3-6-2-6	個別の計算書（原子炉格納容器関係）

## 2. 表示する数値の丸め方の例示

### (1)耐震性に関する説明書

添付書類「VI-2-1-13-1 スカート支持たて置円筒形容器の耐震性についての計算書作成の基本方針」に記載している表示する数値の丸め方を表 2-1 に例示する。ここで、耐震評価において数値の桁処理が重要となる項目として「算出応力」及び「許容応力」があるが、「算出応力」は切上げ処理、「許容応力」は切捨て処理を行うことにより評価の保守性を担保している。

許容応力の算出過程では中間的に取り扱う数値として、設計応力強さ  $S_m$ 、設計降伏点  $S_y$  及び設計引張強さ  $S_u$  等（以下「 $S_m$  値等」という。）があり、評価する温度の条件によっては比例法により直線補間した値を用いるため少数の位を持つ値となる場合がある。ここで、 $S_m$  値等を許容応力評価条件として表示する際には切捨て処理により表示するが、 $S_m$  値等を用いて許容応力の計算を進める際には、表示する桁より多い少数の位を持つ値として計算し、最後の許容応力を算出する際に切捨て処理を行う。実際の許容応力の計算過程においては「発電用原子力設備に関する構造等の技術基準 質疑応答集（5年改定版）」に関する質疑応答（別紙）と同じように計算を実施している。

上記の数値の取扱いは、機器・配管系、原子炉圧力容器関係及び原子炉格納容器関係で同じ取扱いとなっている。

表 2-1 表示する数値の丸め方（例：スカート支持たて置円筒形容器）

数値の種類	単位	処理桁	処理方法	表示桁
固有周期	s	小数点以下第4位	四捨五入	小数点以下第3位
震度	—	小数点以下第3位	切上げ	小数点以下第2位
最高使用圧力	MPa	—	—	小数点以下第2位
温度	℃	—	—	整数位
比重	—	小数点以下第3位	四捨五入	小数点以下第2位
質量	kg	—	—	整数位
長さ	下記以外の長さ	mm	—	整数位 <sup>*1</sup>
	胴板の厚さ	mm	—	小数点以下第1位
	スカートの厚さ	mm	—	小数点以下第1位
面積	mm <sup>2</sup>	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁 <sup>*2</sup>
モーメント	N・mm	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁 <sup>*2</sup>
算出応力	MPa	小数点以下第1位	切上げ	整数位
許容応力 <sup>*3</sup>	MPa	小数点以下第1位	切捨て	整数位

注記 \*1：設計上定める値が小数点以下の場合は、小数点以下表示とする。

\*2：絶対値が1000以上のときは、べき数表示とする。

\*3：設計・建設規格 付録材料図表に記載された温度の中間における引張強さ及び降伏点は、比例法により補間した値の小数点以下第1位を切り捨て、整数位までの値とする。

(2) 基本板厚計算書及び応力計算書

添付書類「VI-3-2-10 重大事故等クラス 2 ポンプの強度計算方法」に記載している表示する数値の丸め方を表 2-2 に例示する。ここで、強度評価において数値の桁処理が重要となる項目として「算出応力」、「計算上必要な厚さ」、「許容応力」及び「最小厚さ」があるが、「算出応力」及び「計算上必要な厚さ」は切上げ処理、「許容応力」及び「最小厚さ」は切捨て処理を行うことにより評価の保守性を担保している。また、許容応力の算出過程で中間的に取り扱う数値については、耐震評価と同様の考え方である。

強度評価では、告示第 5 0 1 号に基づく評価も行っている場合があるが、告示第 5 0 1 号別表に記載された許容応力の工学単位系から SI 単位系への変換は、各温度の値を SI 単位に換算し、SI 単位に換算した値の小数点以下第 1 位を四捨五入して整数位までの値としている。

一方、原炉圧力容器関係及び原子炉格納容器関係については許容応力の SI 単位換算において切捨て処理を行い、その後、設計・建設規格と同様の換算と桁処理を行う。

表 2-2 表示する数値の丸め方（例：重大事故等クラス 2 ポンプ）

数値の種類	単位	処理桁	処理方法	表示桁	
最高使用圧力	MPa	—	—	小数点以下第 2 位	
最高使用温度	℃	—	—	整数位	
許容応力* <sup>1</sup>	MPa	小数点以下第 1 位	切捨て	整数位	
算出応力	MPa	小数点以下第 1 位	切上げ	整数位	
長さ	下記以外の長さ	mm	小数点以下第 2 位	四捨五入	小数点以下第 1 位
	計算上必要な厚さ	mm	小数点以下第 2 位	切上げ	小数点以下第 1 位
	最小厚さ	mm	小数点以下第 2 位	切捨て	小数点以下第 1 位
	ボルト谷径	mm	—	—	小数点以下第 3 位
面積	mm <sup>2</sup>	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁* <sup>2</sup>	
力	N	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁* <sup>2</sup>	

注記\*1：設計・建設規格 付録材料図表に記載された温度の中間における許容引張応力は、比例法により補間した値の小数点以下第 1 位を切り捨て、整数位までの値とする。また、告示第 5 0 1 号別表に記載された許容引張応力は、各温度の値を SI 単位に換算し、SI 単位に換算した値の小数点以下第 1 位を四捨五入して、整数位までの値とする。その後、設計・建設規格と同様の換算と桁処理を行う。

\*2：絶対値が 1000 以上のときは、べき数表示とする。

### 3. 計算例

#### (1) 再循環水出口ノズル (N1)

耐震評価及び強度評価における許容応力の計算例として、原子炉压力容器のうち再循環水出口ノズル (N1) の形状・寸法・材料・応力評価点を図 3-1 に、許容応力評価条件を表 3-1 に、一次一般膜応力強さの応力強さの評価のまとめを表 3-2 に示す。また、応力評価面 P01-P02 における許容応力 (一次一般膜応力) について、計算した過程と結果を表 3-3 に示す。

再循環水出口ノズル (N1) は、耐震性についての計算書では設計・建設規格を適用し、強度計算書では昭和 55 年告示を適用している。また、再循環水出口ノズル (N1) の計算では、許容応力の計算過程において、許容応力評価条件の表中の記載を用いた場合の許容応力と実際の計算結果で最小桁の数値に差が生じる場合があるため、比較値を表 3-3 にあわせて示す。

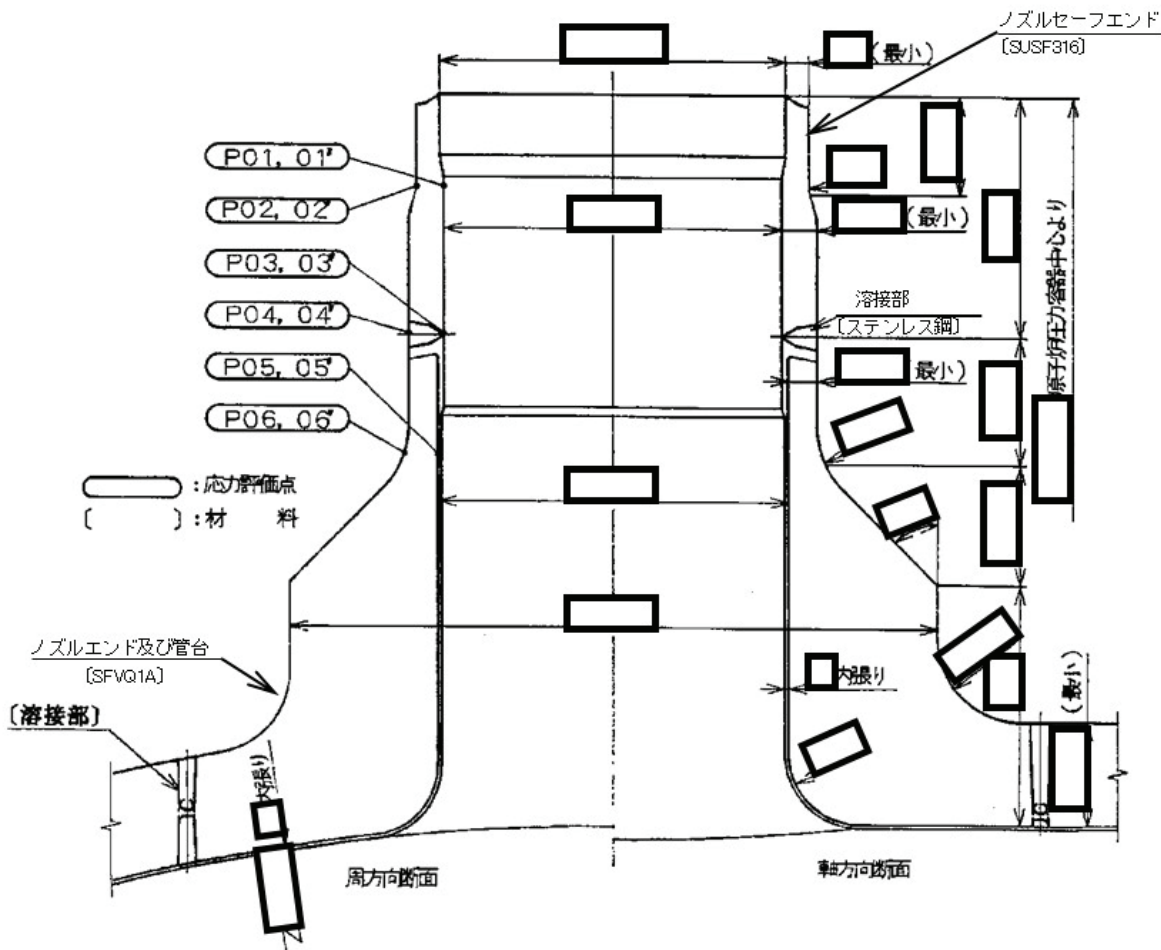


図 3-1 再循環水出口ノズル (N1) の形状・寸法・材料・応力評価点 (単位: mm)

表 3-1(1) 許容応力評価条件（設計基準対象施設）

評価部位 (応力評価面)	材料	温度条件 (°C)	$S_m$ (MPa)	$S_y$ (MPa)	$S_u$ (MPa)	$S_y$ (RT) (MPa)
再循環水出口ノズル (N1) (P01-P02)	SUSF316					

表 3-1(2) 許容応力評価条件（重大事故等対処設備）

評価部位 (応力評価面)	材料	温度条件 (°C)	$S_m$ (MPa)	$S_y$ (MPa)	$S_u$ (MPa)	$S_y$ (RT) (MPa)
再循環水出口ノズル (N1) (P01-P02)	SUSF316					

表 3-2 応力強さの評価のまとめ（一次一般膜応力強さ）

(単位：MPa)

評価部位 (応力評価面)	運転状態Ⅲ <sub>A</sub> S		運転状態Ⅳ <sub>A</sub> S		運転状態Ⅴ	
	応力強さ	許容応力	応力強さ	許容応力	応力強さ	許容応力
再循環水出口ノズル (N1) (P01-P02)	76	143	81	280	76	281

表 3-3 再循環水出口ノズル (N1) の一次一般膜応力の計算過程

手順		耐震性についての計算書 (設計・建設規格を適用)	強度計算書 (昭和 55 年告示を適用)
(1)	S <sub>m</sub> 値等の算出	設計・建設規格の付録材料図表に記載された値を比例法により直線補間し、 <u>その値の小数第 2 位を切り捨てし小数第 1 位にする。</u> S <sub>m</sub> 値 <input type="text"/> S <sub>u</sub> 値 <input type="text"/>	告示の別表に記載された値を比例法により直線補間し、 <u>その値の小数第 3 位を切り捨てし小数第 2 位にする。</u> S <sub>m</sub> 値 <input type="text"/> S <sub>u</sub> 値 <input type="text"/>
(2)	表 3-1 「許容応力評価条件」における S <sub>m</sub> 値等の表示	(1)の値の <u>小数第 1 位を切り捨てし整数位</u> として表示する。 S <sub>m</sub> 値 <input type="text"/> S <sub>u</sub> 値 <input type="text"/>	(1)の値を SI 単位に換算した値の <u>小数第 1 位を切り捨てし整数位</u> として表示する。 S <sub>m</sub> 値 <input type="text"/> S <sub>u</sub> 値 <input type="text"/>
(3)	各運転状態の許容応力の算出	(1)の値を基に各運転状態の許容値を算出する。 【許容応力状態IV <sub>A</sub> S】 = MIN [2.4 × S <sub>m</sub> , 2/3 × S <sub>u</sub> ] <input type="text"/>	(1)の値を基に各運転状態の許容値を算出する。 【運転状態 V】 = MIN [2.4 × S <sub>m</sub> , 2/3 × S <sub>u</sub> ] <input type="text"/>
(4)	表 3-2 「応力強さの評価のまとめ」における許容応力の表示	(3)の値の <u>小数第 1 位を切り捨てし整数位</u> として表示する。 【許容応力状態IV <sub>A</sub> S】 <input type="text"/>	(3)の値を SI 単位に換算した値の <u>小数第 1 位を切り捨てし整数位</u> として表示する。 【運転状態 V】 <input type="text"/>
比較値	(2)の値を用いて (3)及び(4)の計算を実施した場合の許容応力	<input type="text"/>	<input type="text"/>

(2) 制御棒駆動機構

強度評価における厚さの計算例として、制御棒駆動機構（インディケータチューブ）の概要図を図 3-2 に、平板の強度計算書を表 3-4 示す。

制御棒駆動機構は重大事故等クラス 2 管として強度評価を行っており、許容引張応力  $S$  の算出において、最高使用温度における告示第 5 0 1 号別表に規定する値を用いているため、SI 単位換算において四捨五入の桁処理を行っている。

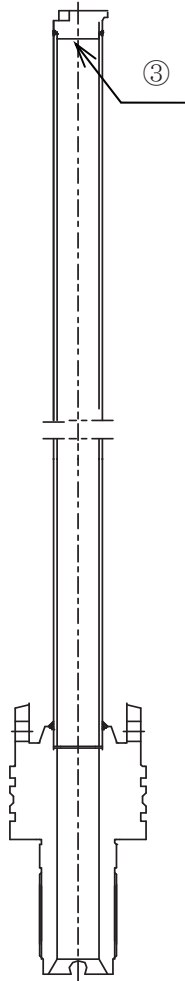


表 3-4 制御棒駆動機構の平板の強度計算書

			告示 第 5 0 1 号
NO.			3
設計条件			
平板の取付け方法			<input type="text"/>
平板の穴の有無			無し
最高使用圧力	P	(MPa)	10.34
最高使用温度		(°C)	315
平板の厚さ			
材 料			<input type="text"/>
許容引張応力	S	(MPa)	<input type="text"/>
取付け方法による係数	K		0.50
平 板 の 径	d	(mm)	<input type="text"/>
必 要 厚 さ	t	(mm)	<input type="text"/>
呼び厚さ	$t_{p0}$	(mm)	<input type="text"/>
最小厚さ	$t_p$	(mm)	<input type="text"/>
評価： $t_p \geq t$ ，よって十分である。			

図 3-2 インディケータ  
チューブ概要図



#### 4. まとめ

計算書に表示する数値の丸め方について、数値の桁処理が重要となる項目として「算出応力」、「計算上必要な厚さ」、「許容応力」及び「最小厚さ」があるが、「算出応力」及び「計算上必要な厚さ」は切上げ処理、「許容応力」及び「最小厚さ」は切捨て処理を行うことにより評価の保守性を担保している。

また、許容応力の算出過程では中間的に取り扱う数値については「発電用原子力設備に関する構造等の技術基準 質疑応答集（5年改定版）」に関する質疑応答（別紙）と同じように、保守的な値となるよう考慮されており、数値の取り扱いは適切である。

なお、強度評価では告示第501号別表を用いて許容応力計算する際に、工学単位系からSI単位系への変換においてSI単位に換算した値を四捨五入する場合と切捨てる場合があるが、その後の計算において最終的な許容応力を算出する際は切捨て処理を行うこととしており、評価の保守性を担保している。

以上



「発電用原子力設備に関する構造等の技術基準 質疑応答集（5年改定版）」

（抜粋）

## 2 1 - 4 中間温度の応力値（別表第 2）

### 質 問

別表第 2 に規定された温度の中間温度の応力値を比例法で求めるとき、値は切り捨てとするのか、四捨五入とするのか。また、1.5 Sm, 3 Sm 等を求めるとき中間の応力値を求めた後に係数倍するのか、係数倍した後に比例法で中間の応力値を求めるのか。

### 回 答

中間温度の応力値は比例法にて計算後、JIS Z 8401<sup>(注)</sup> に従って丸めることができる。

また、1.5 Sm, 3 Sm 等を求める場合は、上記計算値（丸める前の値）を各々 1.5 倍、3 倍した後 JIS Z 8401 に従って丸めることができる。ただし、安全側（必要な有効数字以下は全て切り捨てる等）にとることは差し支えない。

（計 算 例） 別表第 2 SGV 42 の 120℃ の Sm 値

$$\begin{array}{l} \textcircled{1} \left( \begin{array}{l} \text{別表第 2 より} \\ 100^\circ\text{C} \rightarrow 13.7 \\ 150^\circ\text{C} \rightarrow 13.3 \end{array} \right) \quad 120^\circ\text{C} \xrightarrow{\text{比例計算}} 13.54 \\ \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \downarrow \text{JIS Z 8401} \\ \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \boxed{13.5} \end{array}$$

② 1.5 Sm, 3 Sm 値の求め方

$$\begin{array}{l} 1.5 \text{ Sm} = 13.54 \times 1.5 = 20.31 \xrightarrow{\text{JIS Z 8401}} \boxed{20.3} \\ 3 \text{ Sm} = 13.54 \times 3 = 40.62 \xrightarrow{\qquad \qquad \qquad} \boxed{40.6} \end{array}$$

（注） 小数点以下 1 ケタに丸める場合、小数点以下 2 ケタ目の数値が 5 未満なら切り捨て、5 を超える場合は切り上げる。  
5 の場合は、小数点以下 1 ケタが 0, 2, 4, 6, 8 なら切り捨て、1, 3, 5, 7, 9 なら切り上げる。

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0600-41_改1

補足-600-41 基礎地盤の安定性評価について

## 目次

1. 概要	1
2. 解析条件	2
2.1 解析モデル	2
2.2 解析手法	4
2.3 解析用地盤物性値の設定	5
2.4 解析用建屋モデルの設定	10
2.5 原子炉建屋の建屋重量について	11
3. 評価内容及び評価結果	12
3.1 評価内容	12
3.2 評価結果	15
3.3 まとめ	16

## 1. 概要

原子炉建屋の基礎地盤の安定性評価においては、設置（変更）許可段階において、建屋の補強を考慮したモデルを用いて評価を実施している。本資料は、設置（変更）許可以降、原子炉建屋について設備の補強や追加等の補強仕様が確定したことから、その重量の増加（以下「増加重量」という。）を踏まえた基礎地盤の安定性評価について説明するものである。

設置（変更）許可における基礎地盤の安定性評価で用いたモデル（以下「設置（変更）許可モデル」という。）と、増加重量の影響を考慮したモデル（以下「補強反映モデル」という。）により評価結果を比較する。

増加重量を考慮した補強反映モデルに対して、原子炉建屋が基準地震動  $S_s$  による地震力に対する基礎地盤のすべり、基礎地盤の支持力及び基礎底面の傾斜に対して十分な安全性を有することを確認する。

## 2. 解析条件

### 2.1 解析モデル

解析条件は，設置（変更）許可申請に基づく条件を基本とする。評価対象断面位置図を図 2-1 に，解析用要素分割図を図 2-2 に示す。

評価は，設置（変更）許可モデルにおいて，基礎地盤のすべり安全率の評価結果が最も厳しい結果となった，原子炉建屋 EW 断面を対象に実施する。

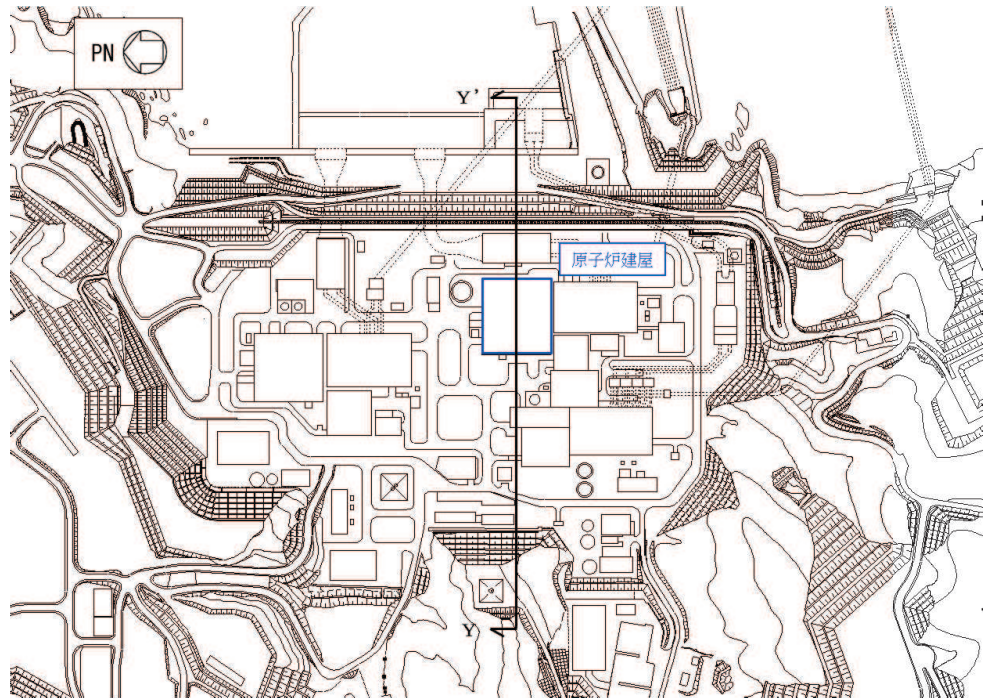


図 2-1 評価対象断面位置図

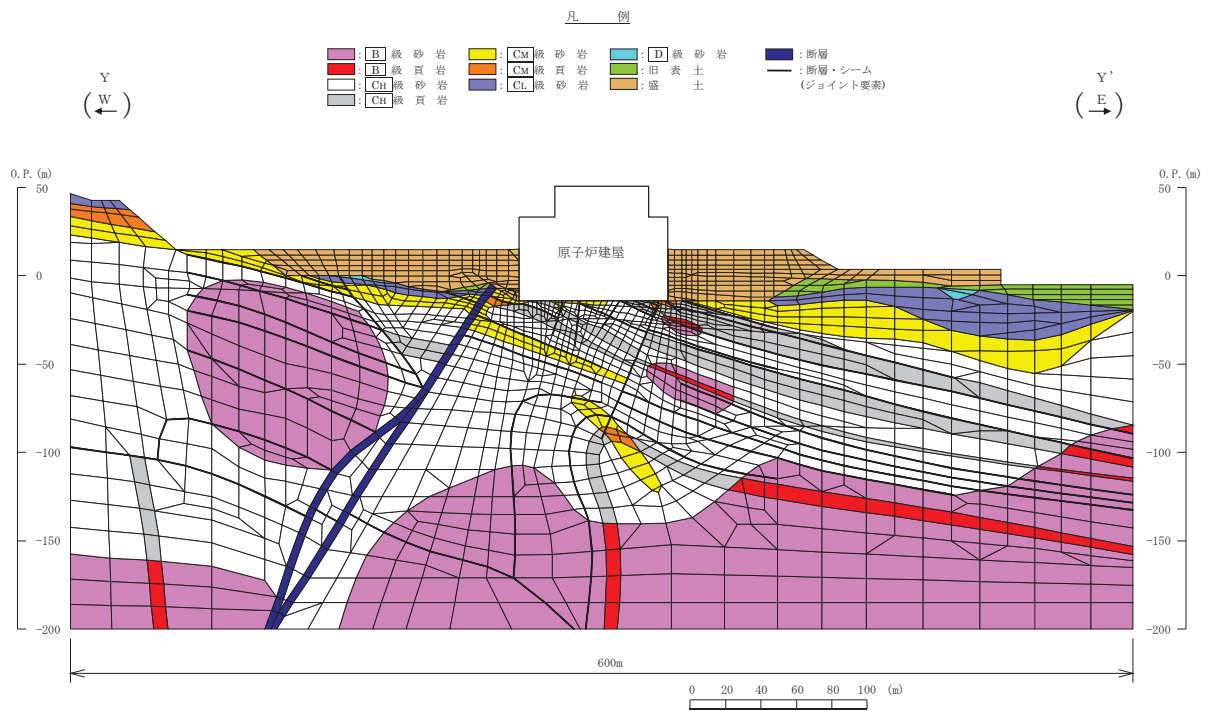


図 2-2 解析用要素分割図  
(原子炉建屋 EW 断面)

## 2.2 解析手法

基礎地盤のすべり，基礎地盤の支持力及び基礎底面の傾斜に関する安全性については，有限要素法に基づく二次元地震応答解析（以下「動的解析」という。）により検討した。

動的解析では，動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性を考慮するため，等価線形化法による周波数応答解析手法を用いた。なお，常時応力は，地盤の自重計算により求まる初期応力，建屋基礎掘削に伴う解放力及び建屋・埋戻土の荷重を考慮した有限要素法に基づく二次元静的解析により求めた。

基礎地盤のすべりに対する安全性については，動的解析により求まる地震時増分応力と常時応力を重ね合わせた地震時応力から検討した。基礎地盤の支持力に対する安全性については，岩盤支持力試験の結果に基づき，動的解析により求まる地震時増分応力と常時応力を重ね合わせた地震時応力から算出した建屋接地圧に対して検討した。基礎底面の傾斜に対する安全性については，動的解析により求まる地震時の原子炉建屋の相対変位及び傾斜に対する安全性を検討した。

### 2.3 解析用地盤物性値の設定

解析用物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき設定する。評価に用いる解析用物性値を表 2-1 及び表 2-2 に示す。



表 2-1(1) 解析用物性値一覧 (狐崎部層)

岩種・岩級		物理特性	強度特性			変形特性				
		単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	静的・動的特性			静的特性		動的特性		
			せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静ポアソン比 $\nu_s$	動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu_d$	減衰定数 h
B級	砂岩	26.4	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.25	第 2-1(2) 参照	0.03	
	頁岩	26.9	1.58	46.0	$1.36 \sigma^{0.62}$	2,160	0.28		0.03	
	ひん岩	28.7	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.31		0.03	
C <sub>H</sub> 級	砂岩	26.2	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.24		0.03	
	頁岩	26.6	1.58	46.0	$1.36 \sigma^{0.62}$	2,160	0.25		0.03	
	ひん岩	28.0	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.29		0.03	
C <sub>M</sub> 級	砂岩	25.2	0.49	47.0	$1.16 \sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03	
	頁岩	25.8	0.49	47.0	$1.16 \sigma^{0.62}$	980	0.20		0.03	
	ひん岩	25.2	0.49	47.0	$1.16 \sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03	
C <sub>L</sub> 級	砂岩	24.1	0.46	44.0	$0.73 \sigma^{0.76}$	400	0.31		0.03	
	頁岩	24.1	0.44	27.0	$0.58 \sigma^{0.31}$	400	0.31		0.03	
	ひん岩	24.1	0.46	44.0	$0.73 \sigma^{0.76}$	400	0.31		0.03	
D級	砂岩	20.2	0.10	24.0	$0.41 \sigma^{0.49}$	78	0.38		$G_0 = 255.4 \sigma^{0.26}$ $G_d / G_0 =$ $1 / (1 + 119 \gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085 \gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$
	頁岩	20.2	0.10	24.0	$0.12 \sigma^{0.21}$	39	0.38			
	ひん岩	20.2	0.10	24.0	$0.41 \sigma^{0.49}$	78	0.38			

表 2-1 (2) 解析用物性値一覧 (狐崎部層)

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d(N/mm^2)$	動ポアソン比 $\nu_d$
B級 及び C <sub>H</sub> 級	砂岩	第 2 速度層	$1.5 \times 10^3$	0.44
		第 3 速度層	$5.9 \times 10^3$	0.40
		第 4 速度層	$13.2 \times 10^3$	0.36
		第 5 速度層	$16.5 \times 10^3$	0.35
	頁岩	第 2 速度層	$1.6 \times 10^3$	0.44
		第 3 速度層	$6.0 \times 10^3$	0.40
		第 4 速度層	$13.5 \times 10^3$	0.36
		第 5 速度層	$16.7 \times 10^3$	0.35
	ひん岩	第 3 速度層	$6.4 \times 10^3$	0.40
		第 4 速度層	$14.2 \times 10^3$	0.36
		第 5 速度層	$17.6 \times 10^3$	0.35
	C <sub>M</sub> 級	砂岩	第 1 速度層	$0.2 \times 10^3$
第 2 速度層			$1.5 \times 10^3$	0.44
第 3 速度層			$5.7 \times 10^3$	0.40
第 4 速度層			$12.7 \times 10^3$	0.36
第 5 速度層			$15.8 \times 10^3$	0.35
頁岩		第 1 速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
		第 2 速度層	$1.5 \times 10^3$	0.44
		第 3 速度層	$5.9 \times 10^3$	0.40
		第 4 速度層	$13.0 \times 10^3$	0.36
		第 5 速度層	$16.2 \times 10^3$	0.35
ひん岩		第 2 速度層	$1.5 \times 10^3$	0.44
		第 3 速度層	$5.7 \times 10^3$	0.40
		第 4 速度層	$12.7 \times 10^3$	0.36
C <sub>L</sub> 級		第 1 速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
		第 2 速度層	$1.4 \times 10^3$	0.44
	第 3 速度層	$5.5 \times 10^3$	0.40	
D級	第 1 速度層	表 2-1(1) 参照	0.48	
	第 2 速度層		0.44	

表 2-2 (1) 解析用物性値一覧 (盛土ほか)

岩種・岩級	物理特性	強度特性				変形特性				
	単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	静的・動的特性				静的特性		動的特性		
		せん断 強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 $\phi$ (°)	引張 強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性 係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静ポア ソン比 $\nu_s$	動せん断 弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポア ソン比 $\nu_d$	減衰定数 $h$
盛土	20.6	0.06	30.0	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$	$198 \sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00036) *1$	0.48	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$
旧表土	19.0	0.08	26.2	—	$0.08 + \sigma \tan 26.2^\circ$	$302 \sigma^{0.80}$	0.40	$G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00087)$	0.46	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.020 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.0911 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
断層 及び シーム*2	18.6	0.067	22.2	—	$0.067 + \sigma \tan 22.2^\circ$	圧縮方向 $124.5 \sigma^{0.90}$ せん断方向 $44.43 \sigma^{0.90}$	0.40	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.0012) *1$	0.46	$\gamma < 1 \times 10^{-4}$ $h = 0.024$ $1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$ $h = 0.024 + 0.089 (\log \gamma + 4)$ $1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$

\*1: 残存剛性率 ( $G_d/G_0$ ) が小さい領域は次式で補間  $G_0 = E_s / 2(1 + \nu_s)$ ,  $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / \gamma_m)$ ,  $\gamma_m = \tau_f / G_0$

\*2: 断層及びシームの狭在物は、「粘土状」、「砂状」、「鱗片状」等の性状が確認されているが、そのうち最も強度の小さい粘土状物質にて試験を行い解析用物性値を設定している

表 2-2 (2) 解析用物性値一覧 (盛土ほか)

岩種・岩級	物理特性	強度特性				変形特性				
	単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	静的・動的特性				静的特性		動的特性		
		せん断 強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 $\phi$ (°)	引張 強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性 係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静ポア ソン比 $\nu_s$	動せん断 弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポア ソン比 $\nu_d$	減衰定数 $h$
セメント改良土	21.6	0.65	44.3	0.46	$0.21 + \sigma$ $\tan 40.9^\circ$	690	0.26	$G_0 = 1670$ $G_d/G_0 =$ $1 / (1 + \gamma / 0.00085)$	0.36	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.031 \log \gamma$
改良地盤	20.6	1.39	22.1	0.65	$0.51 + \sigma$ $\tan 34.6^\circ$	4,480	0.19	$G_0 = 1940$ $G_d/G_0 =$ $1 / (1 + \gamma / 0.00136)$	0.35	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.050 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$
背面補強工	24.0	—				28,000	0.2	11,667	0.2	0.05
置換コンクリート	22.5									

## 2.4 解析用建屋モデルの設定

原子炉建屋の建屋モデルは、質点系モデルを基にモデル化を行った。

図 2-3 にモデル化手法の概念図を示す。下端固定の多質点系モデルから建屋各層の水平剛性 $K_H$ 、鉛直剛性 $K_V$ 及び曲げ剛性 $K_\phi$ を用いて、せん断剛性 $G_i$ 、ヤング係数 $E_i$ 及びポアソン比 $\nu_i$ を求め、等価な有限要素モデルを作成し、水平及び鉛直地震動の同時入力に対応したモデル化を実施した。

モデル化は水平方向及び鉛直方向の1次モードの固有周期が、質点系モデルと有限要素モデルで一致するように実施している。表 2-3 に、原子炉建屋における質点系モデルと有限要素モデルの振動特性の比較を示す。

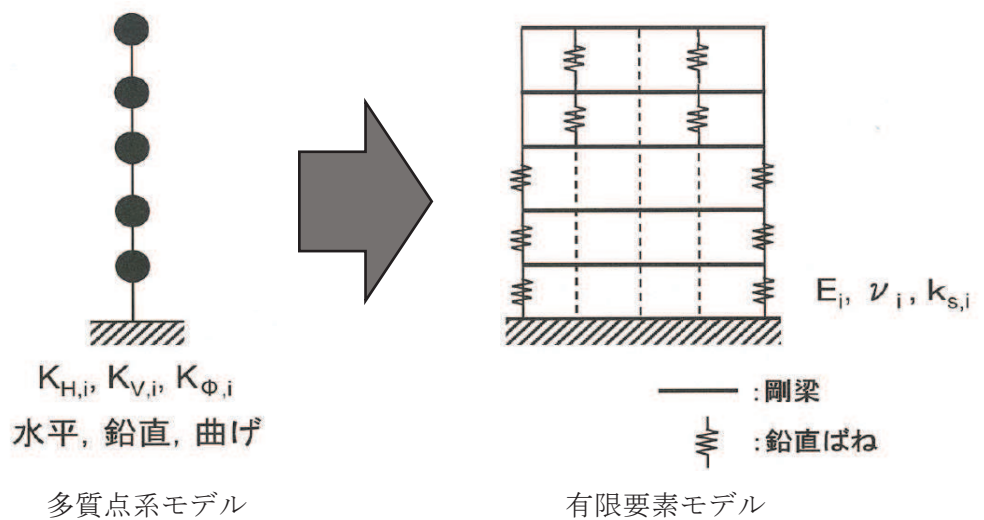


図 2-3 モデル化手法の概念図

表 2-3 原子炉建屋の振動特性比較 (固有周期)

方向	モード数	固有周期 (s)		固有周期誤差 (%)
		質点系モデル	有限要素モデル	
水平	1次	0.21	0.21	0.0
鉛直	1次	0.076	0.076	0.0

## 2.5 原子炉建屋の建屋重量について

設置（変更）許可モデル，補強反映モデルの建屋重量の比較及び設置（変更）許可モデルに対する重量の増加割合を表 2-4 に示す。

設置（変更）許可モデルと補強反映モデルの重量はほぼ同等であり，地盤安定性の評価に与える影響は小さい。念のため，以降で地盤の安定性評価に与える影響を定量的に確認する。

表 2-4 建屋モデルの重量比較

原子炉建屋モデル重量(kN)		
設置（変更）許可モデル(A)	補強反映モデル(B)	増加割合(B)/(A)
3,414,970	3,458,950	1.013

### 3. 評価内容及び評価結果

#### 3.1 評価内容

増加重量の影響を確認するため、原子炉建屋モデルを設置（変更）許可モデルから補強反映モデルに変更し、基礎地盤の安定性評価を実施する。

評価項目、評価対象断面及び地震動は、表 3-1 に示す設置（変更）許可の評価結果のうち、最も厳しい結果となる条件を対象とし、基礎地盤のすべりと基礎地盤の支持力に対して  $S_s - N1$ （++），基礎底面の傾斜に対して  $S_s - N1$ （-+）により確認する。

表 3-2 に基礎地盤支持力の評価基準値を示す。

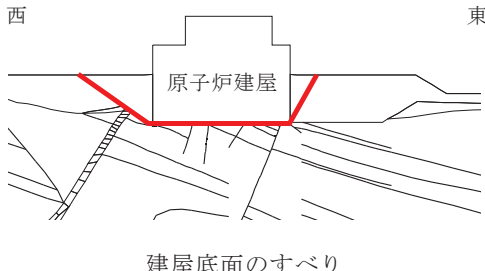
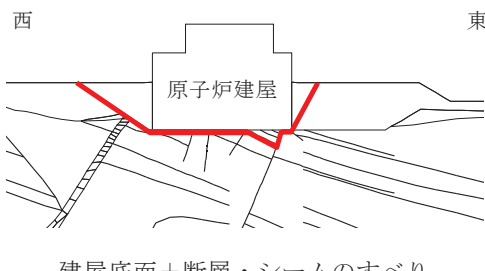
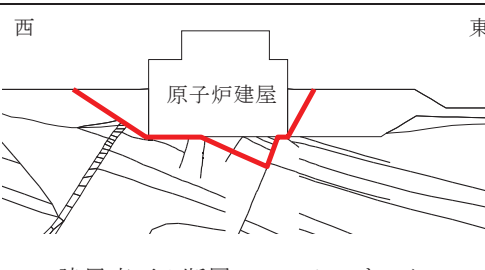
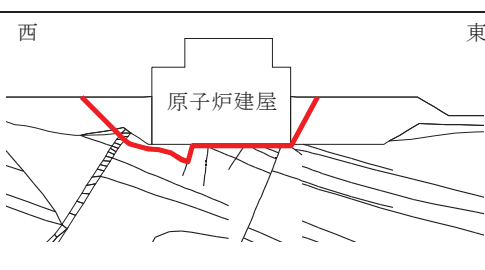

表 3-1 評価対象断面及び地震動

評価項目	評価対象地震動	備考
基礎地盤のすべり (すべり安全率)	$S_s - N1$ (++)	設置（変更）許可の すべり安全率評価一覧 (表 3-3 参照)
基礎地盤の支持力 (最大接地圧)	$S_s - N1$ (++)	設置（変更）許可の 基礎地盤の支持力評価一覧 (表 3-4 参照)
基礎底面の傾斜 (最大傾斜)	$S_s - N1$ (-+)	設置（変更）許可の 基礎底面の傾斜評価一覧 (表 3-5 参照)

表 3-2 基礎地盤支持力の評価基準値

対象施設	基礎地盤支持力の評価基準値 ( $N/mm^2$ )	備考
原子炉建屋	13.7	狐崎部層の岩盤 支持力試験の結果

表 3-3 設置（変更）許可のすべり安全率 評価結果一覧

	すべり面形状	基準地震動* (位相)	発生時刻 (秒)	最小すべり 安全率
1		S <sub>s</sub> -N1 (++)	7.56	2.5
2		S <sub>s</sub> -N1 (++)	7.56	2.0
3		S <sub>s</sub> -N1 (++)	7.57	<span style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 2px;">1.6</span> (1.54) [2.9]
4		S <sub>s</sub> -N1 (-+)	7.55	3.2
5		S <sub>s</sub> -N1 (++)	7.73	2.5

○ : すべり安全率の最小値    — (red) : すべり面    — (black) : 断層・シーム

( ) : 地盤物性のばらつきを考慮した安全率    [ ] : 静的非線形解析による安全率

※ : 基準地震動の (++) は正位相, (-+) は水平反転, (+-) は鉛直反転, (--) は水平反転かつ鉛直反転を示す。



表 3-4 設置（変更）許可の基礎地盤の支持力 評価結果一覧

基準地震動* (位相)	発生時刻 (秒)	最大接地圧 (N/mm <sup>2</sup> )	評価基準値 (N/mm <sup>2</sup> )
S s - N 1 (++)	7.62	3.9	13.7

\*注：基準地震動の（++）は正位相，（-+）は水平反転，（+-）は鉛直反転，（--）は水平反転かつ鉛直反転を示す。

表 3-5 設置（変更）許可の基礎底面の傾斜 評価結果一覧

基準地震動* (位相)	発生時刻 (秒)	最大相対変位量 (cm)	最大傾斜
S s - N 1 (-+)	7.80	0.56	1/15,000

\*注：基準地震動の（++）は正位相，（-+）は水平反転，（+-）は鉛直反転，（--）は水平反転かつ鉛直反転を示す。

### 3.2 評価結果

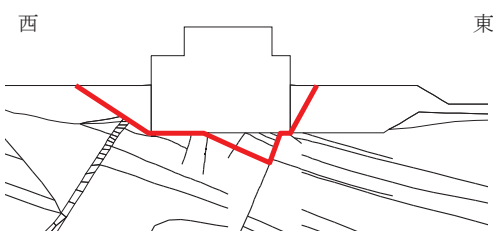
評価結果一覧を表 3-6 に示す。

基礎地盤の安定性評価について建屋モデル重量の影響を確認するため、設置（変更）許可モデルの地盤安定性評価結果と補強反映モデルの評価結果を比較する。

建屋モデル重量の影響について、設置（変更）許可モデルと補強反映モデルの評価結果を比較すると最小すべり安全率，最大接地圧及び最大傾斜とも変更はない。

以上より，増加重量による設置（変更）許可時の基礎地盤安定性評価への影響はないことを確認した。

表 3-6 評価結果一覧

評価項目	地震動	評価結果*	
		設置（変更） 許可モデル	補強反映 モデル
基礎地盤のすべり (すべり安全率)  建屋底面+断層・シームのすべり	S s - N 1 (++)	1.6 (1.62)	1.6 (1.61)
基礎地盤の支持力 (最大接地圧) (N/mm <sup>2</sup> )	S s - N 1 (++)	3.9 (3.87)	3.9 (3.93)
基礎底面の傾斜 (最大傾斜)	S s - N 1 (-+)	1/15,000 (1/15,058)	1/15,000 (1/15,032)

注\*：( )は，桁処理なしの値を示す。

### 3.3 まとめ

原子炉建屋が設置される基礎地盤の安定性に関して、建屋重量増加を踏まえた補強反映モデルに対して基礎地盤の安定性評価を実施した。その結果、原子炉建屋を設置する地盤が基準地震動  $S_s$  による地震力による基礎地盤のすべり、基礎地盤の支持力及び基礎底面の傾斜に対して十分な安全性を有することを確認した。

また、建屋モデルの重量変更の影響について、設置（変更）許可モデルと補強反映モデルの評価結果の比較により、基礎地盤の安定性評価結果に変更はないことから、設置（変更）許可時の基礎地盤安定性評価への影響はないことを確認した。

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0600-42_改4

補足-600-42 防護設備（防潮堤（鋼管式鉛直壁））の  
耐震性についての計算書に関する補足説明資料

## 目次

1. 概要 .....	1
2. 一般事項 .....	2
2.1 配置概要 .....	2
2.2 構造計画 .....	6
2.3 評価方針 .....	8
2.4 適用規格・基準等 .....	9
3. 評価部位 .....	10
4. 固有周期の評価 .....	13
4.1 鋼製ブラケット .....	13
4.2 L型擁壁 .....	15
4.3 防護柵 .....	17
4.4 歩廊支持材 .....	18
4.5 手摺 .....	19
5. 耐震評価 .....	21
5.1 荷重及び荷重の組合せ .....	21
5.2 設計用地震力 .....	22
5.3 使用材料 .....	33
5.4 許容限界 .....	34
5.5 評価方法 .....	46
6. 評価結果 .....	74
6.1 鋼製ブラケット .....	75
6.2 L型擁壁 .....	79
6.3 防護柵 .....	81
6.4 点検通路 .....	82

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定している耐震評価方針に基づき、下位クラス施設である防護設備（防潮堤（鋼管式鉛直壁））（以下、「防護設備」という。）が基準地震動 $S_s$ に対して十分な構造強度を有していることを確認することにより、近傍に設置された上位クラス施設である防潮堤、防潮壁、浸水防止壁及び海水ポンプ室に対して、波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

## 2. 一般事項

### 2.1 配置概要

防護設備は、図 2-1 の配置図及び図 2-2 の概要図に示すように、上位クラス施設である防潮堤と一体の構造であり、防潮壁等の上部又は近傍に位置していることから損傷又は落下により防潮堤等に対して波及的影響を及ぼすおそれがある。

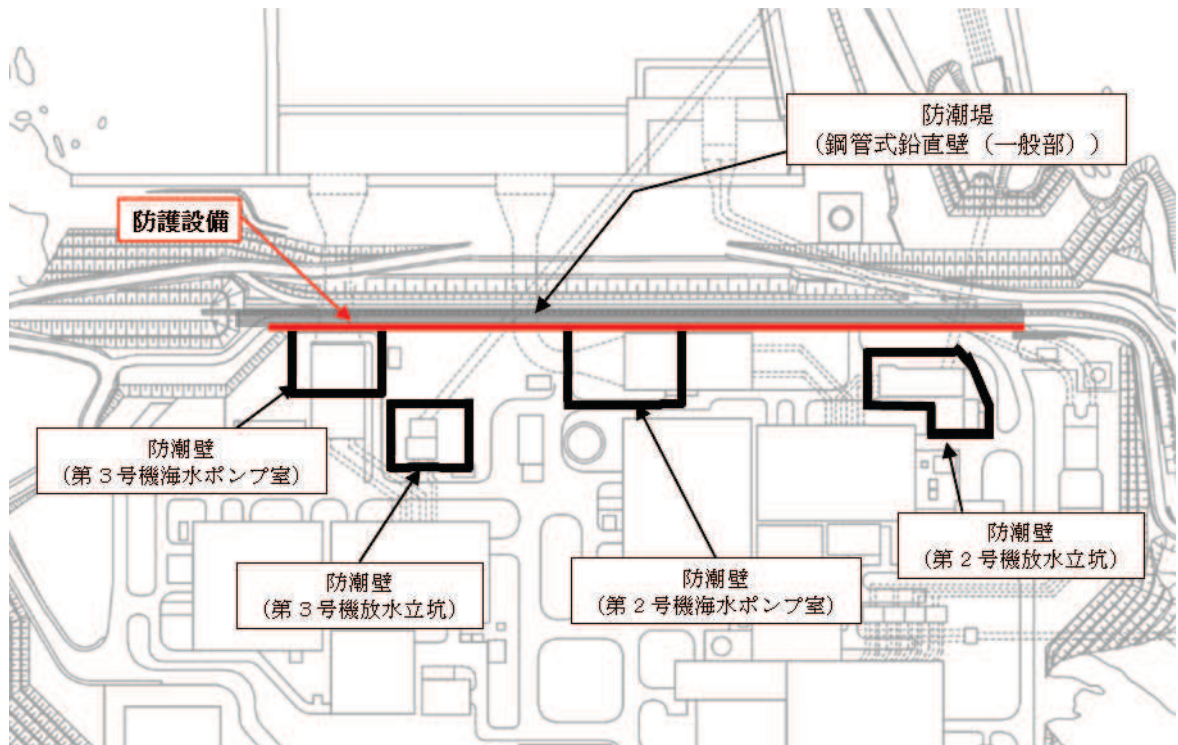
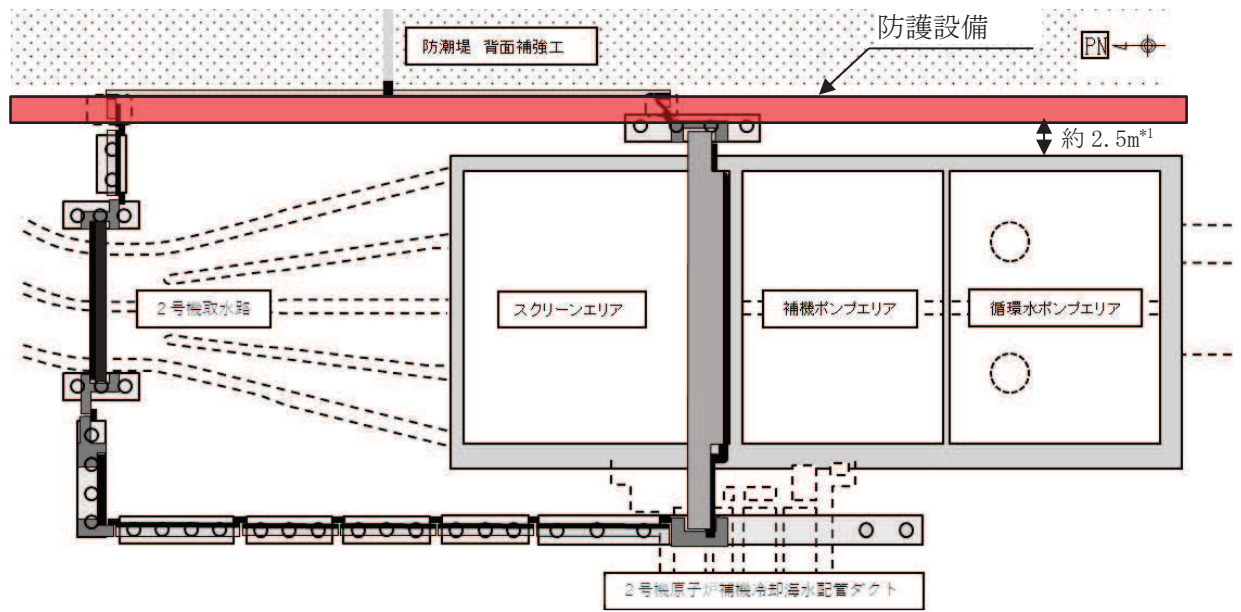
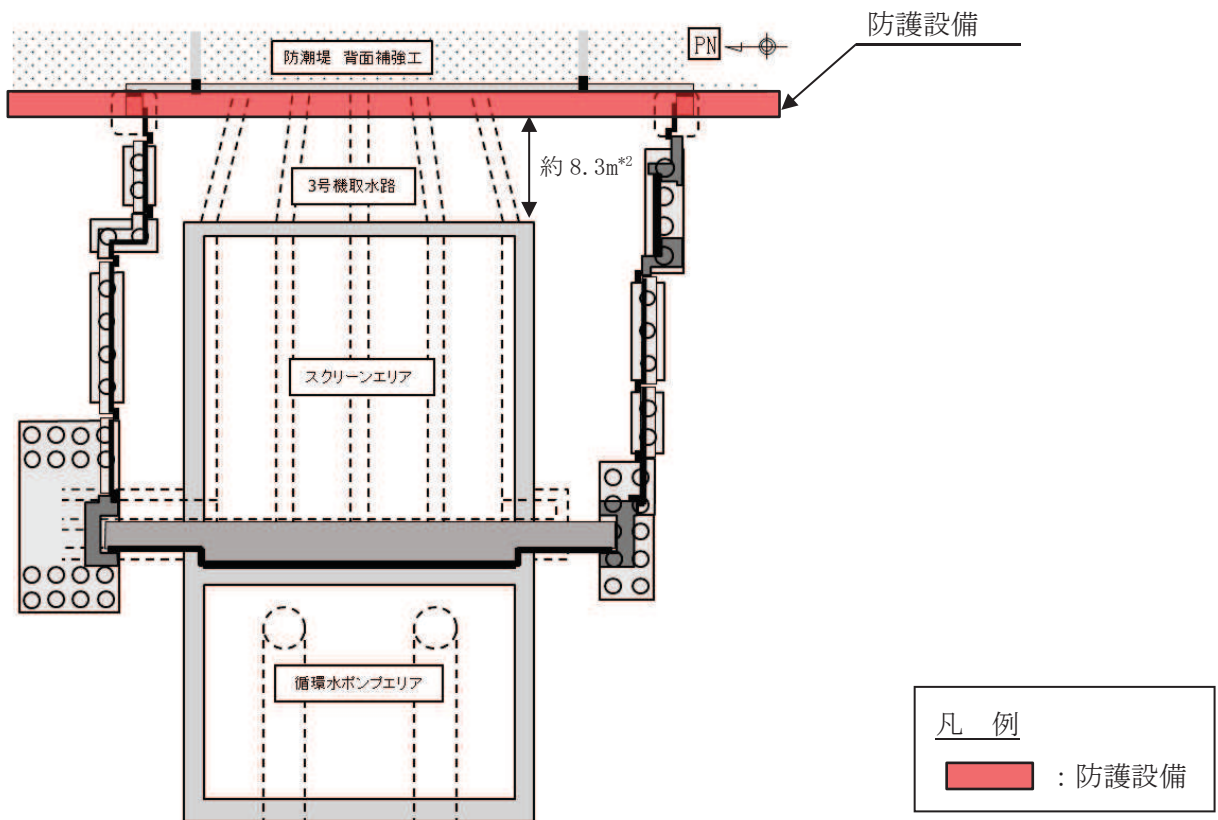


図 2-1 防潮堤に設置される防護設備の配置図



海水ポンプ室周辺



第3号機海水ポンプ室周辺

注記\*1：点検通路と海水ポンプ室の水平距離

\*2：点検通路と第3号機海水ポンプ室の水平距離

図 2-2(1) 防護設備の概要図（平面図）



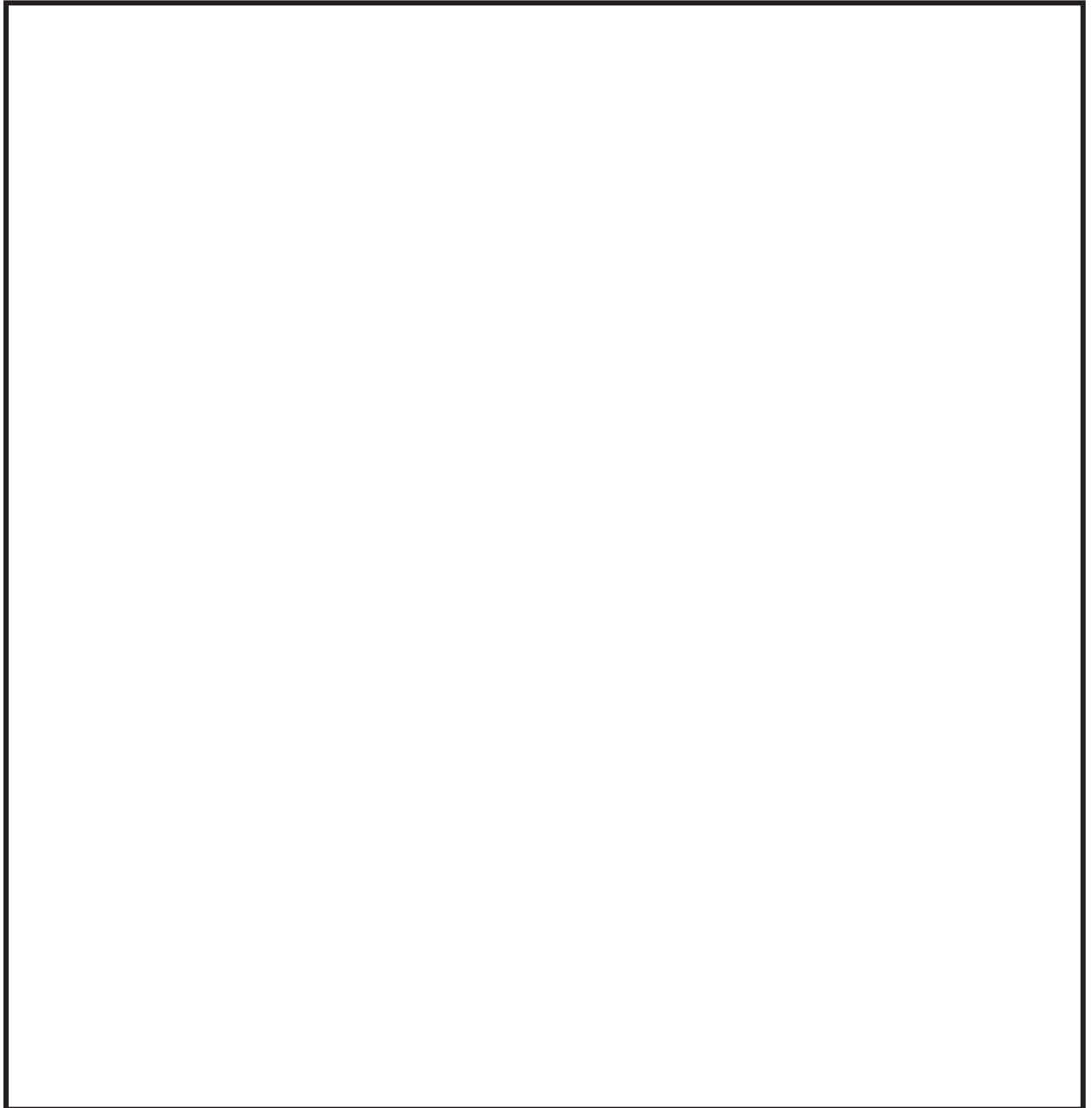


図 2-2(2) 防護設備の概要図（海水ポンプ室付近断面図）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

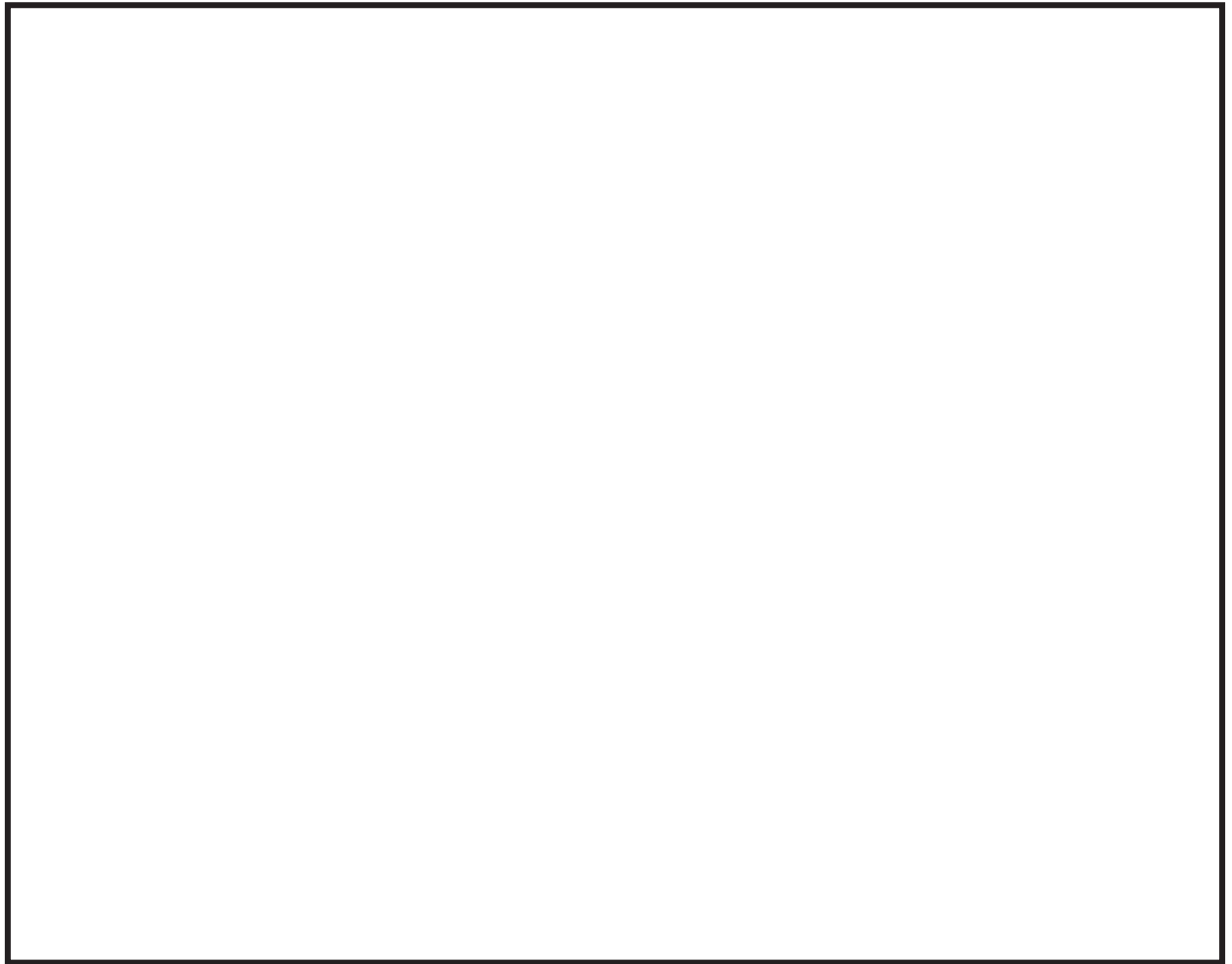


図 2-2(3) 防護設備の概要図 (L型擁壁配筋概要)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

## 2.2 構造計画

図 2-3 に防護設備の概要図を示す。防護設備の構造は、図 2-3 に示すとおり、防護柵はL型擁壁の天端に設置し、点検通路はL型擁壁の側部にアンカーボルトにより固定している。点検通路の端部には手摺支柱をボルト固定している。

L型擁壁は鋼製ブラケット2基により支持する構造としており、鋼製ブラケットに設置するスタッドジベル及び補強ボルトにより一体化している。補強ボルトは最大引張力が作用するスタッドジベル（1列目（陸側））を補強する目的で設置する。鋼製ブラケットは防潮堤背面補強工にアンカーボルトにより固定している。

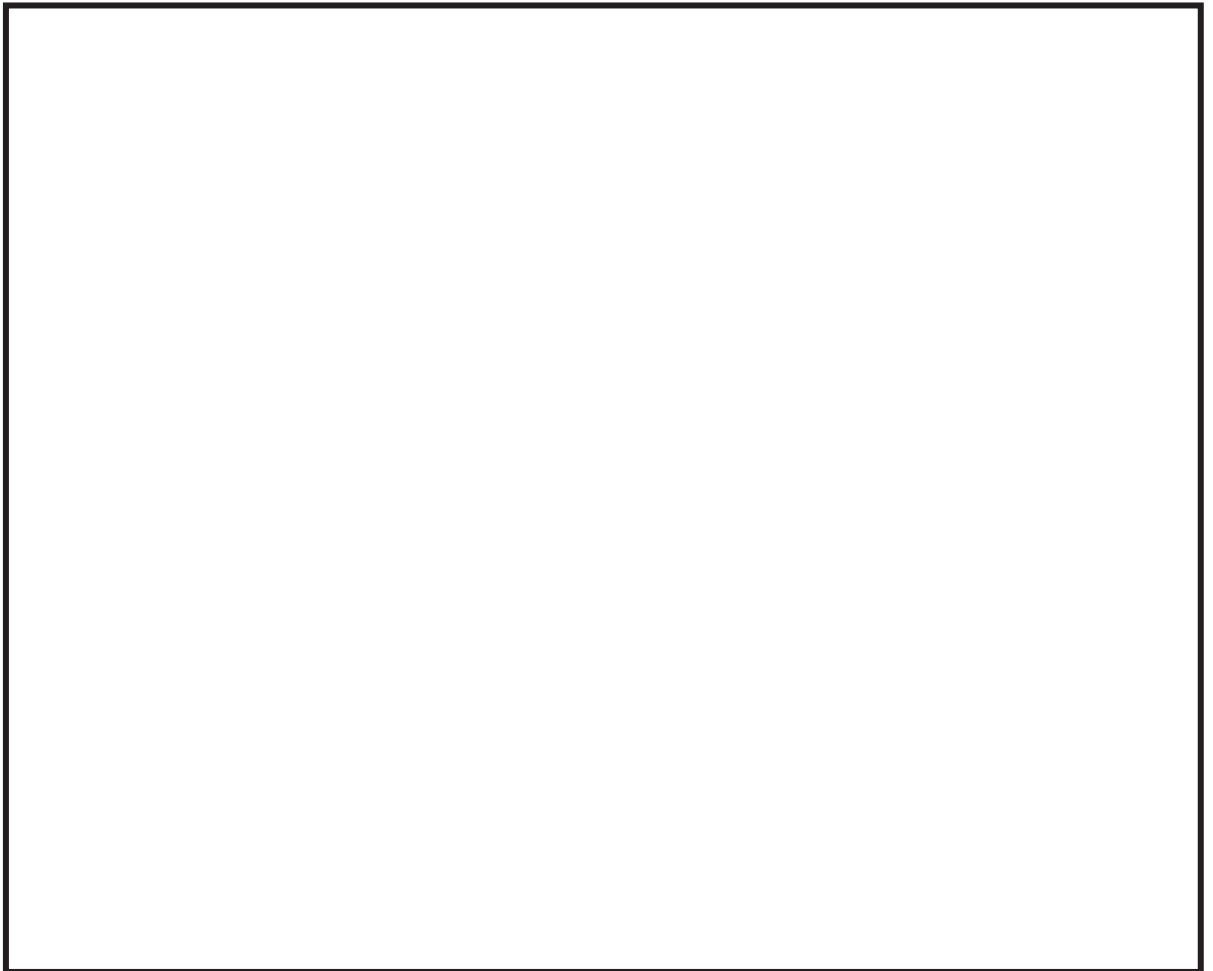


図 2-3(1) 防護設備の概要図（断面図）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

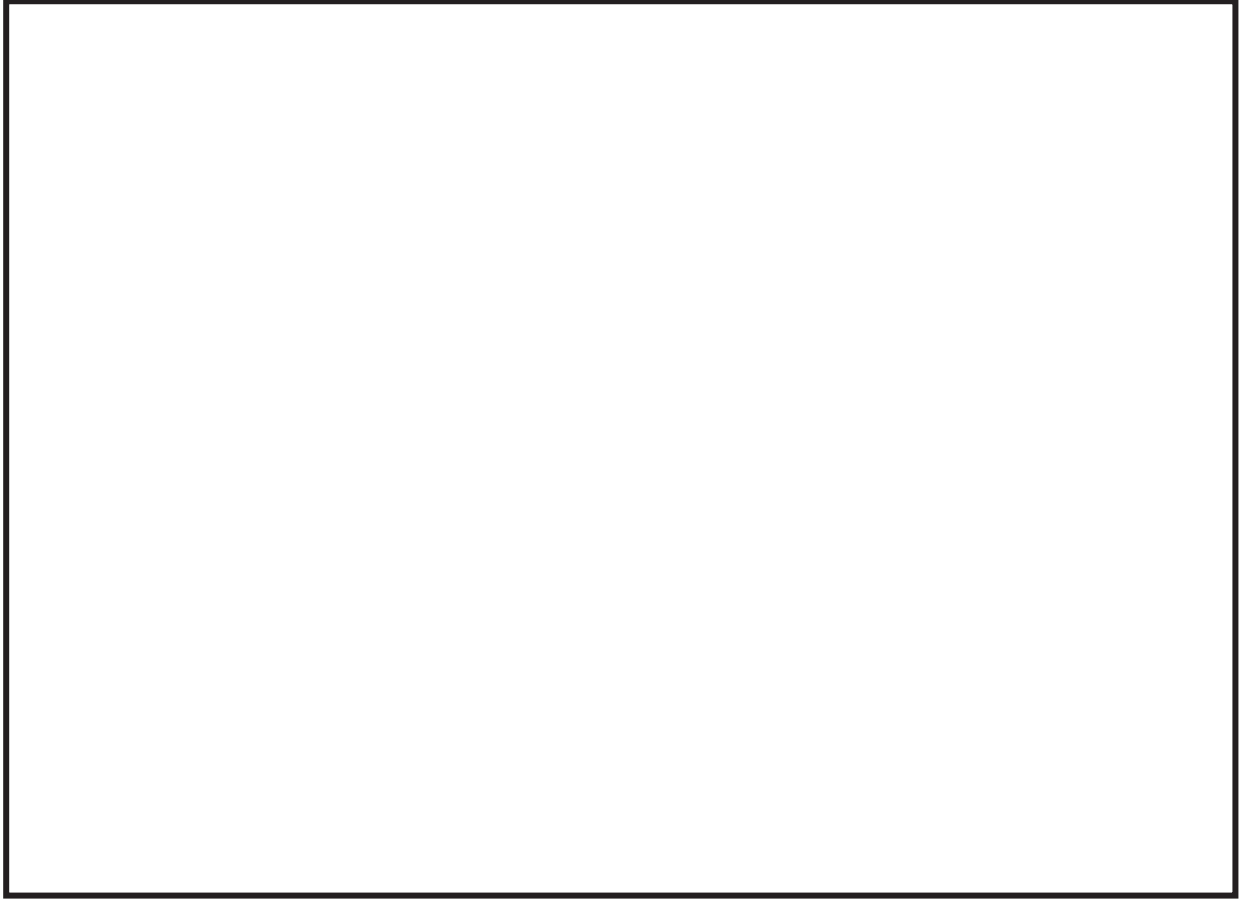


図 2-3(2) 防護設備の概要図 (A-A 断面図)

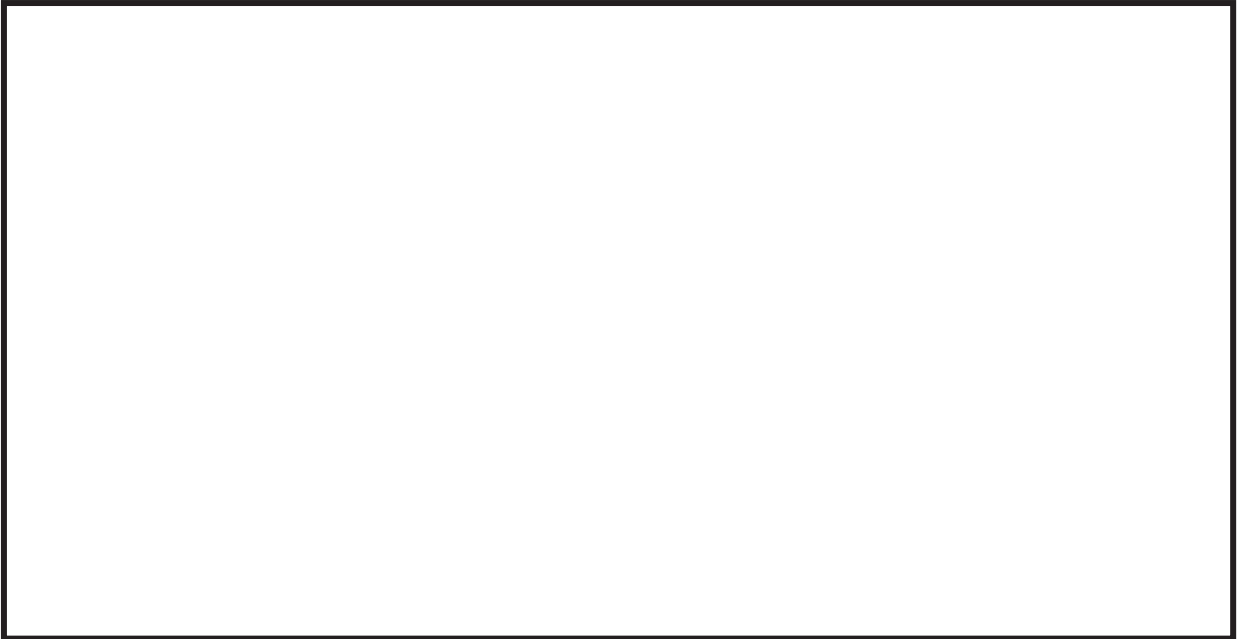


図 2-3(3) 防護設備の概要図 (B-B 断面図)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

### 2.3 評価方針

防護設備の応力評価は、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の「3. 耐震評価方針」に従い実施する。

評価については、「2.2 構造計画」にて示す防護設備の部位を踏まえ、「3. 評価部位」にて設定する箇所において、発生応力又は発生荷重が許容限界内に収まることを、「5. 耐震評価」にて示す方法にて確認することで実施する。確認結果を「6. 評価結果」に示す。地震荷重の設定については、添付書類「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書」に示す防潮堤（鋼管式鉛直壁）の背面補強工の地震応答解析結果を用いて設定する。

防護設備の耐震評価フローを図 2-4 に示す。

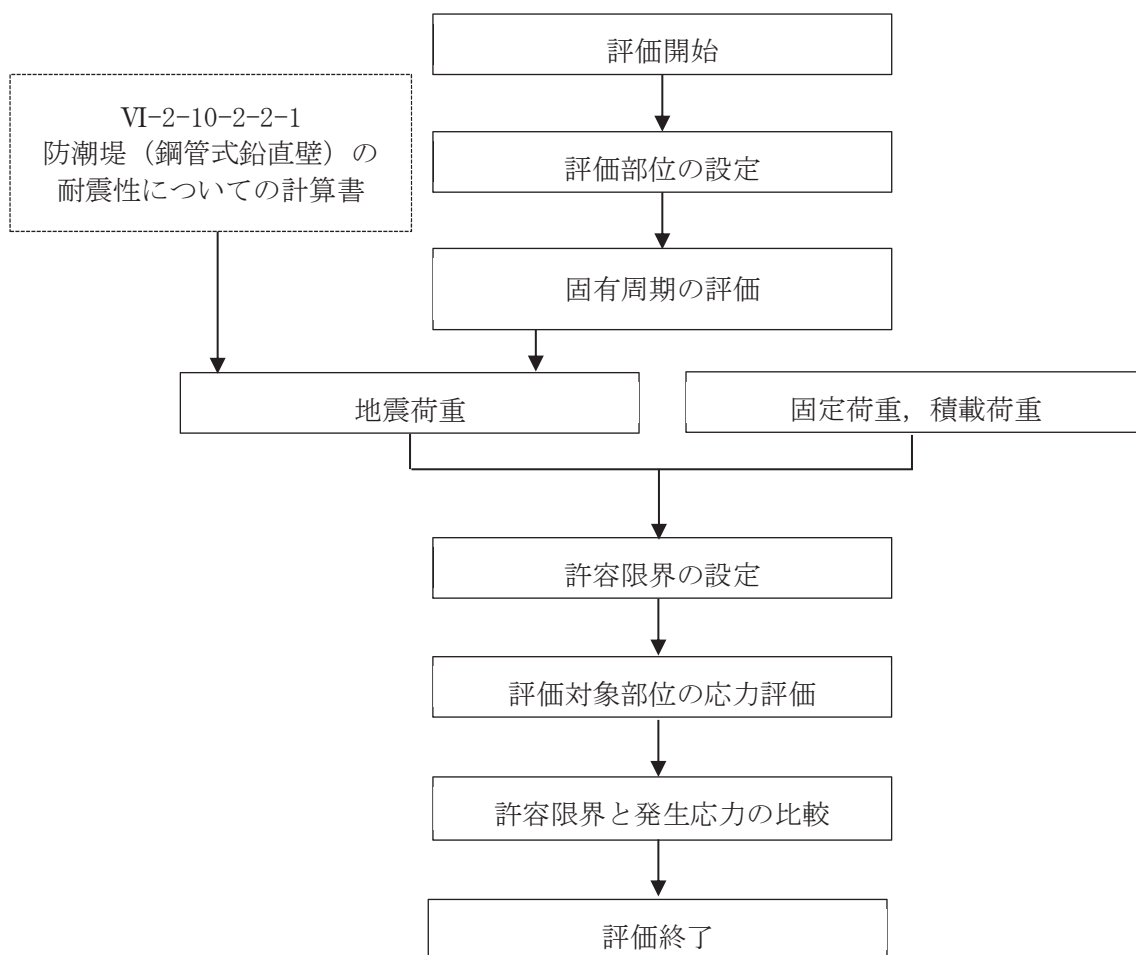


図 2-4 防護設備の耐震評価フロー

## 2.4 適用規格・基準等

適用規格・基準等を以下に示す。

- (1) 日本道路協会 平成 24 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編
- (2) 日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説
- (3) 土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]
- (4) 建築資料研究社 2006 年 基本建築基準法関係法令集
- (5) 建築基準法（昭和 25 年 5 月 24 日法律第 201 号）
- (6) 建築基準法施行令（昭和 25 年 11 月 16 日政令第 338 号）
- (7) 日本建築学会 2019 年 鋼構造許容応力度設計規準
- (8) 日本建築学会 2004 年 建築物荷重指針・同解説

### 3. 評価部位

防護設備が損傷又は落下することにより、波及的影響を及ぼさないことを確認する観点から、防護設備の構造及び荷重伝達を考慮し、鋼製ブラケット、L型擁壁、防護柵及び点検通路の評価を実施する。

各評価箇所の評価部位を表 3-1、図 3-1～図 3-4 に示す。

表 3-1 評価対象部位

評価箇所	評価部位
鋼製ブラケット	鋼製ブラケット本体
	アンカーボルト
	スタッドジベル
	補強ボルト
L型擁壁	側壁
	底版
防護柵	主柱
点検通路	歩廊支持材
	歩廊支持材の アンカーボルト
	手摺支柱
	手摺支柱の 固定ボルト

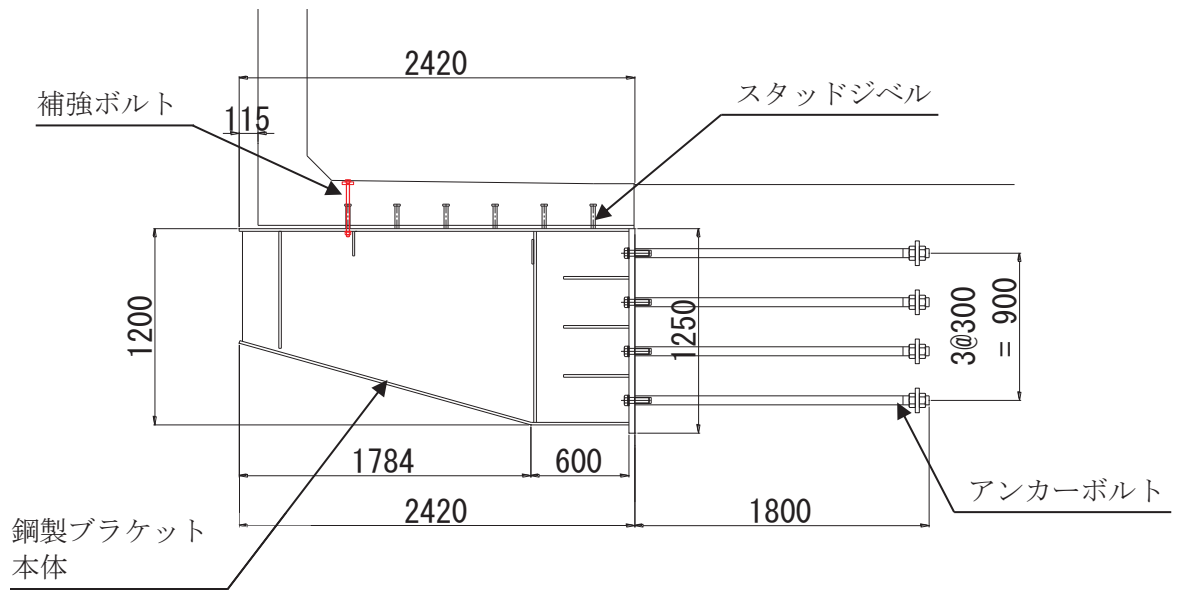


図 3-1 鋼製ブラケットの評価部位

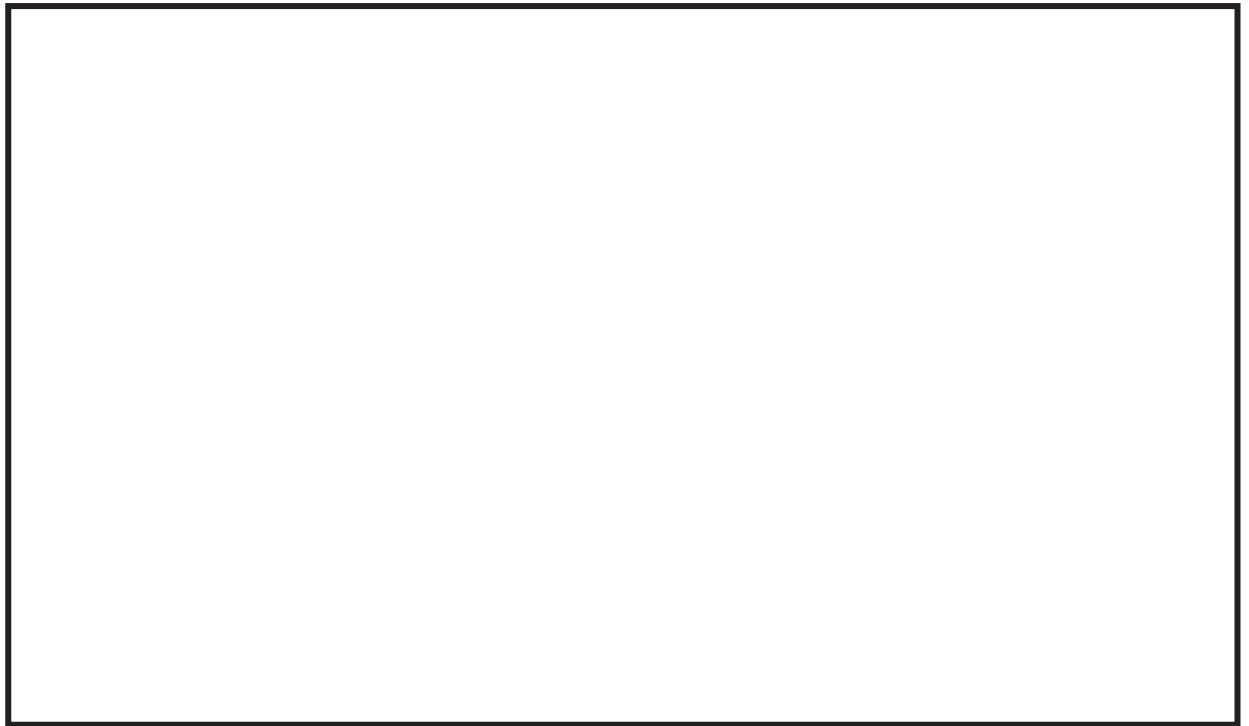


図 3-2 L型擁壁の評価部位

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。





図 3-3 防護柵の評価部位

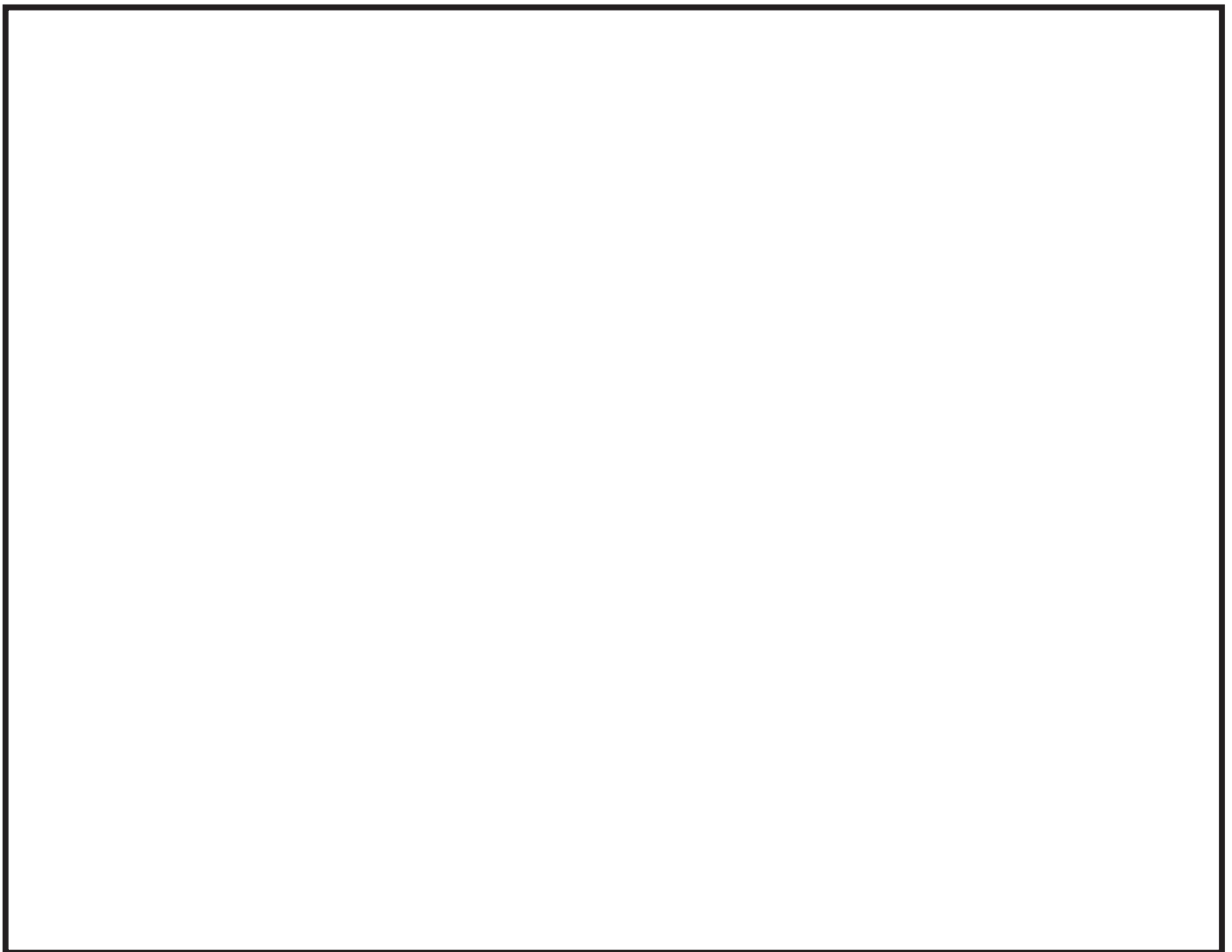


図 3-4 点検通路の評価部位

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

#### 4. 固有周期の評価

固有周期の評価は各部位が支持している重量を考慮した上で、部位ごと（鋼製ブラケット、L型擁壁、防護柵、歩廊支持材及び手摺）に分けて評価する。

##### 4.1 鋼製ブラケット

###### (1) 解析モデル

鋼製ブラケットはアンカーボルトによって背面補強工に固定されており、基部を支点とする片持ばりでモデル化する。

###### (2) 固有周期の計算

「構造力学公式集(1986年) 土木学会」より、集中質量をもつ片持ばりの一次固有振動数  $f$  及び固有周期  $T$  は次のとおり与えられる。

$$T = \frac{1}{f}$$

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{3 \cdot E \cdot I}{\rho A L^4 (\mu + 0.23)}}$$

$$\mu = \frac{m}{\rho A L}$$

(3) 固有周期の計算条件

固有周期の計算に必要な諸元を表4-1に示す。

表 4-1 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
E	弾性係数	200000	N/mm <sup>2</sup>
L	長さ	2420	mm
I	断面二次モーメント	4928434176	mm <sup>4</sup>
$\rho$	密度 (負担する分布荷重を換算)	79583.5	kg/m <sup>3</sup>
A	断面積	26688	mm <sup>2</sup>
m	自由端が負担する質量	4670.3	kg

(4) 評価結果

評価結果を表4-2に示す。固有周期は0.05s以下であることから、剛構造である。

表 4-2 固有周期の計算結果

	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
鋼製ブラケット	30.1	0.033

## 4.2 L型擁壁

### (1) 解析モデル

L型擁壁は鋼製ブラケットに底版が固定されており、L型擁壁の側壁を側壁の基部を支点とする片持ばりでモデル化し、固有周期を確認する。

### (2) 固有周期の計算

「構造力学公式集(1986年) 土木学会」より、集中質量をもつ片持ばりの一次固有振動数  $f$  及び固有周期  $T$  は次のとおり与えられる。

$$T = \frac{1}{f}$$

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{3 \cdot E \cdot I}{\rho A L^4 (\mu + 0.23)}}$$

$$\mu = \frac{m}{\rho A L}$$

### (3) 固有周期の計算条件

固有周期の計算に必要な諸元を表 4-3 に示す。

表 4-3 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
E	弾性係数	31000	N/mm <sup>2</sup>
L	長さ		mm
I	断面二次モーメント	2250000000	mm <sup>4</sup>
$\rho$	密度	2498.3	kg/m <sup>3</sup>
A	断面積		mm <sup>2</sup>
m	自由端が負担する質量	260.0	kg

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

(4) 評価結果

評価結果を表 4-4 に示す。

固有周期が 0.046 s と剛構造の判定閾値である 0.05s 付近であることを踏まえ、設計用床応答曲線を基に固有周期を考慮した最大応答加速度を算定する。

表 4-4 固有周期の計算結果

	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
L型擁壁	21.8	0.046

### 4.3 防護柵

#### (1) 解析モデル

防護柵はL型擁壁に固定されており、支柱を、基部を支点とする片持ばりでモデル化する。

#### (2) 固有周期の計算

「構造力学公式集(1986年) 土木学会」より、片持ばりの一次固有振動数  $f$  及び固有周期  $T$  は次のとおり与えられる。

$$T = \frac{1}{f}$$

$$f = \frac{\lambda^2}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{E \cdot I}{\rho A}}$$

#### (3) 固有周期の計算条件

固有周期の計算に必要な諸元を表 4-5 に示す。

表 4-5 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
$\lambda$	係数	1.8751	—
$E$	弾性係数	200000	N/mm <sup>2</sup>
$L$	長さ		mm
$I$	断面二次モーメント		mm <sup>4</sup>
$\rho$	密度 (負担する分布荷重を換算)		kg/m <sup>3</sup>
$A$	断面積		mm <sup>2</sup>

#### (4) 評価結果

評価結果を表 4-6 に示す。固有周期は 0.05s を超えることから、設計用床応答曲線を基に固有周期を考慮した最大応答加速度を算定する。

表 4-6 固有周期の計算結果

	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
防護柵	4.6	0.216

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

#### 4.4 歩廊支持材

##### (1) 解析モデル

歩廊支持材はL型擁壁に固定されており，基部を支点とする片持ばりでモデル化する。

##### (2) 固有周期の計算

「構造力学公式集(1986年) 土木学会」より，片持ばりの一次固有振動数  $f$  及び固有周期  $T$  は次のとおり与えられる。

$$T = \frac{1}{f}$$
$$f = \frac{\lambda^2}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{E \cdot I}{\rho A}}$$

##### (3) 固有周期の計算条件

固有周期の計算に必要な諸元を表 4-7 に示す。

表 4-7 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
$\lambda$	係数	1.8751	—
E	弾性係数	200000	N/mm <sup>2</sup>
L	長さ	1320	mm
I	断面二次モーメント	16200000	mm <sup>4</sup>
$\rho$	密度 (負担する分布荷重を換算)	64361.9	kg/m <sup>3</sup>
A	断面積	3965	mm <sup>2</sup>

(4) 評価結果

評価結果を表 4-8 に示す。固有周期は 0.05s 以下であることから、剛構造である。

表 4-8 固有周期の計算結果

	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
歩廊支持材	36.2	0.028

4.5 手摺

(1) 解析モデル

手摺は歩廊支持材に固定されており、手摺支柱を、基部を支点とする片持ばりでモデル化する。

(2) 固有周期の計算

「構造力学公式集(1986年) 土木学会」より、片持ばりの一次固有振動数  $f$  及び固有周期  $T$  は次のとおり与えられる。

$$T = \frac{1}{f}$$
$$f = \frac{\lambda^2}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{E \cdot I}{\rho A}}$$



(3) 固有周期の計算条件

固有周期の計算に必要な諸元を表 4-9 に示す。

表 4-9 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
$\lambda$	係数	1.8751	—
E	弾性係数	200000	N/mm <sup>2</sup>
L	長さ	1280	mm
I	断面二次モーメント	294000	mm <sup>4</sup>
$\rho$	密度 (負担する分布荷重を換算)	23590.3	kg/m <sup>3</sup>
A	断面積	752.7	mm <sup>2</sup>

(4) 評価結果

評価結果を表 4-10 に示す。固有周期は 0.05s を超えることから、設計用床応答曲線を基に固有周期を考慮した最大応答加速度を算定する。

表 4-10 固有周期の計算結果

	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
手摺	19.7	0.051

## 5. 耐震評価

### 5.1 荷重及び荷重の組合せ

#### 5.1.1 荷重

耐震評価に用いる荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重(G)

固定荷重として、防護設備の自重を考慮する。

(2) 積載荷重(P)

積載荷重として、積雪荷重を含めて  $9.8\text{kN/m}^2$  を考慮する。

(3) 積雪荷重( $P_s$ )

積雪荷重については、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1cm ごとに  $20\text{N/m}^2$  の積雪荷重が作用することを考慮する。

(4) 風荷重( $P_k$ )

風荷重については、設計基準風速を  $30\text{m/s}$  とし、建築基準法に基づき算定する。

なお、L型擁壁及び鋼製ブラケットは、地震荷重に比べて風荷重の影響が小さいため、地震荷重に余裕を含むことで考慮する。

(5) 地震荷重( $S_s$ )

地震荷重として、基準地震動  $S_s$  に伴う慣性力を考慮する。

#### 5.1.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 5-1 に示す。

表 5-1 荷重の組合せ

荷重の組合せ
$G + P + P_k + S_s$

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (点検通路を除く)

$P_k$  : 風荷重 (防護柵及び点検通路手摺で考慮)

$S_s$  : 地震荷重

## 5.2 設計用地震力

設計用地震力は、防潮堤背面補強工部の評価断面（弱軸方向である防潮堤横断方向）の応答加速度に基づき設定する。応答加速度は、「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書」に示す、断面①～断面③の二次元有限要素法解析に基づき算出する。地震応答解析の実施箇所を図5-1に、解析モデルを図5-2に、応答加速度抽出位置を図5-3に示す。

解析ケースを表5-2に示す。全ての基準地震動 $S_s$ に対して、解析ケース①（基本ケース）を実施する。全ての基準地震動 $S_s$ に対して実施した解析ケース①において、最大応答加速度となる地震動及び断面を用いて解析ケース②及びケース③を実施する。解析コードは「FLIP Ver. 7.3.0\_2」を使用する。

設計震度の設定に当たって、前述のとおり、各位置での地震力を包含する設計用地震力を用いて評価を代表させるために、各断面（防潮堤（鋼管式鉛直壁）断面①～断面③）における背面補強工敷地側天端の応答加速度を包含する設計震度を設定する。

地震応答解析の結果を表5-3に、断面②の包絡スペクトルを図5-4に示す。

固有周期が0.05sを超えることを確認した手摺及び防護柵については、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の算定方針」に基づき作成した設計用床応答曲線より固有周期を考慮した最大応答加速度を算定する。基準地震動 $S_s$ を包絡するよう作成した設計用床応答曲線を図5-5に示す。

L型擁壁の側壁については、固有周期が0.046sと剛構造の判定閾値である0.05s付近であることを踏まえ、「5.5.2 L型擁壁の評価」に示す汀線直角方向の照査には設計用床応答曲線を基に固有周期を考慮した最大応答加速度を算定する。汀線方向の照査については鋼製ブラケットと一体構造であることから、鋼製ブラケットと同じ設計震度を設定する。

設定した設計震度を表5-4に示す。

なお、防護設備（防潮堤（鋼管式鉛直壁））の設置範囲は、断面⑤（防潮堤（鋼管式鉛直壁）岩盤部）も含まれるが、図5-6に示すとおり、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼管杭の背面補強工交差部（O.P.+18.5m）において、断面⑤は、断面①～断面③と比較し、最大水平震度が有意に小さい（断面①～断面③が最大水平震度1.0～1.5に対し、断面⑤は最大水平震度1.0以下）。

設計用地震力算定のための応答加速度抽出位置は、背面補強工の同じ標高であることも踏まえ、断面⑤の応答加速度は断面①～③に包絡されると判断し、応答加速度抽出の対象外とする。

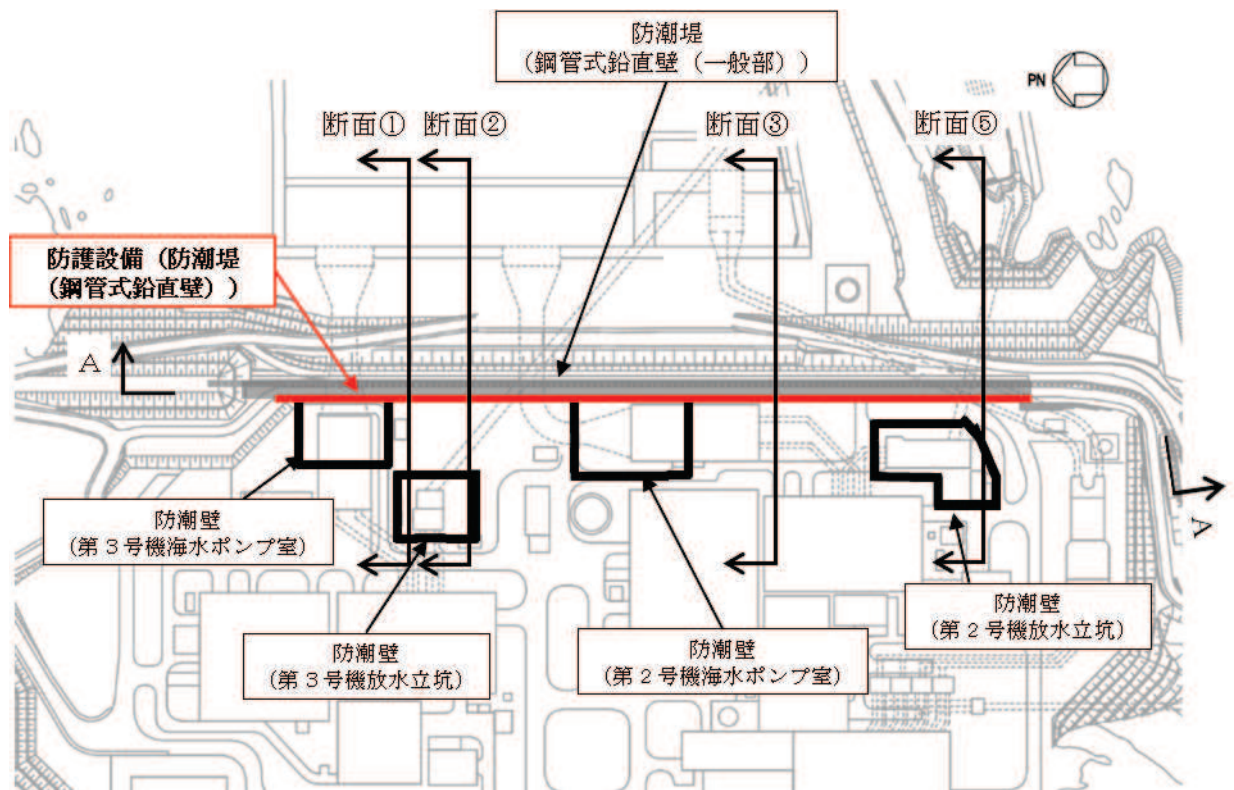
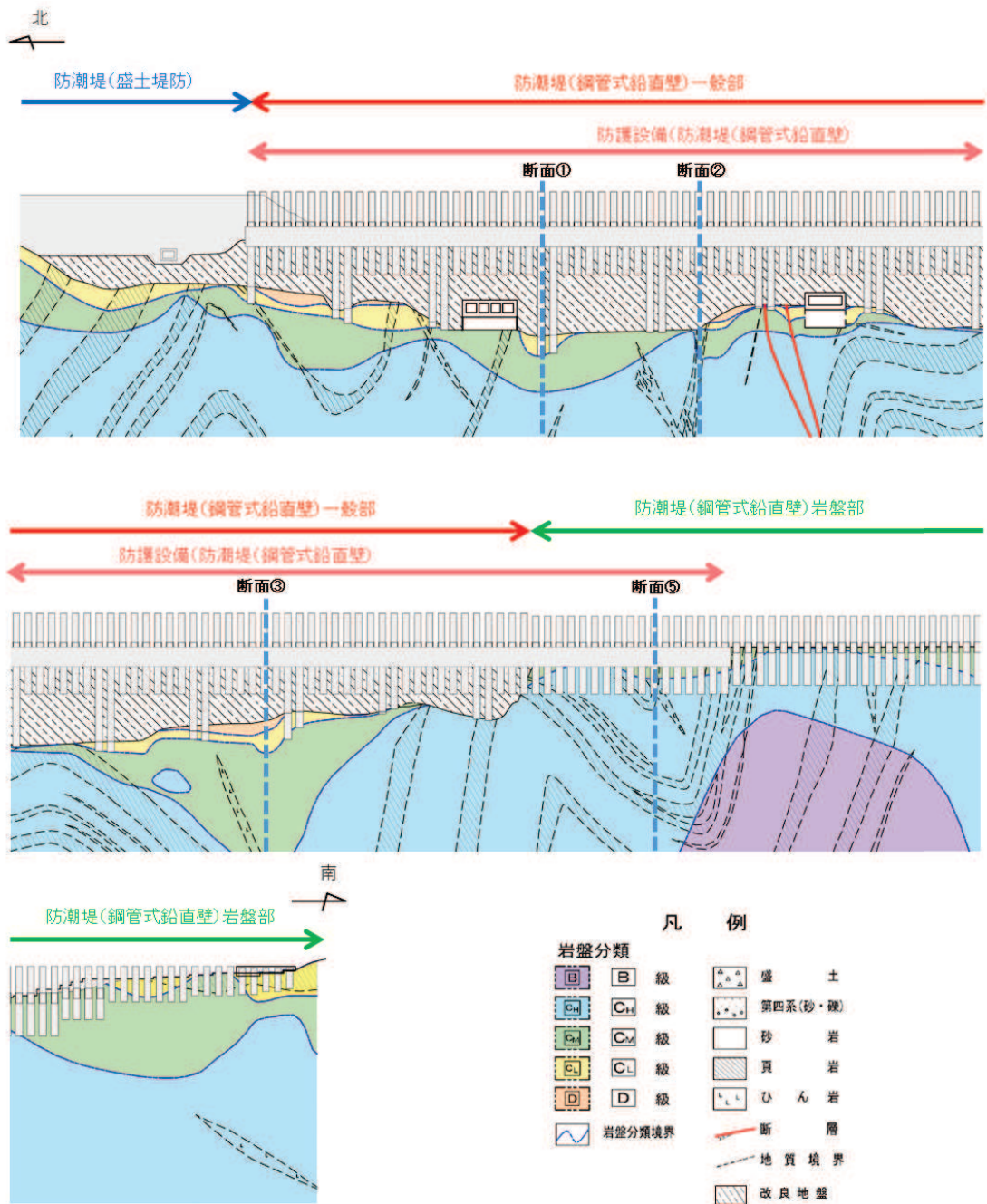


図 5-1(1) 地震応答解析の実施位置 (平面図)



注記\*: 鋼管杭下方のC<sub>L</sub>級岩盤部はMMRにより置換。

図 5-1(2) 地震応答解析の実施位置 (A-A断面図)

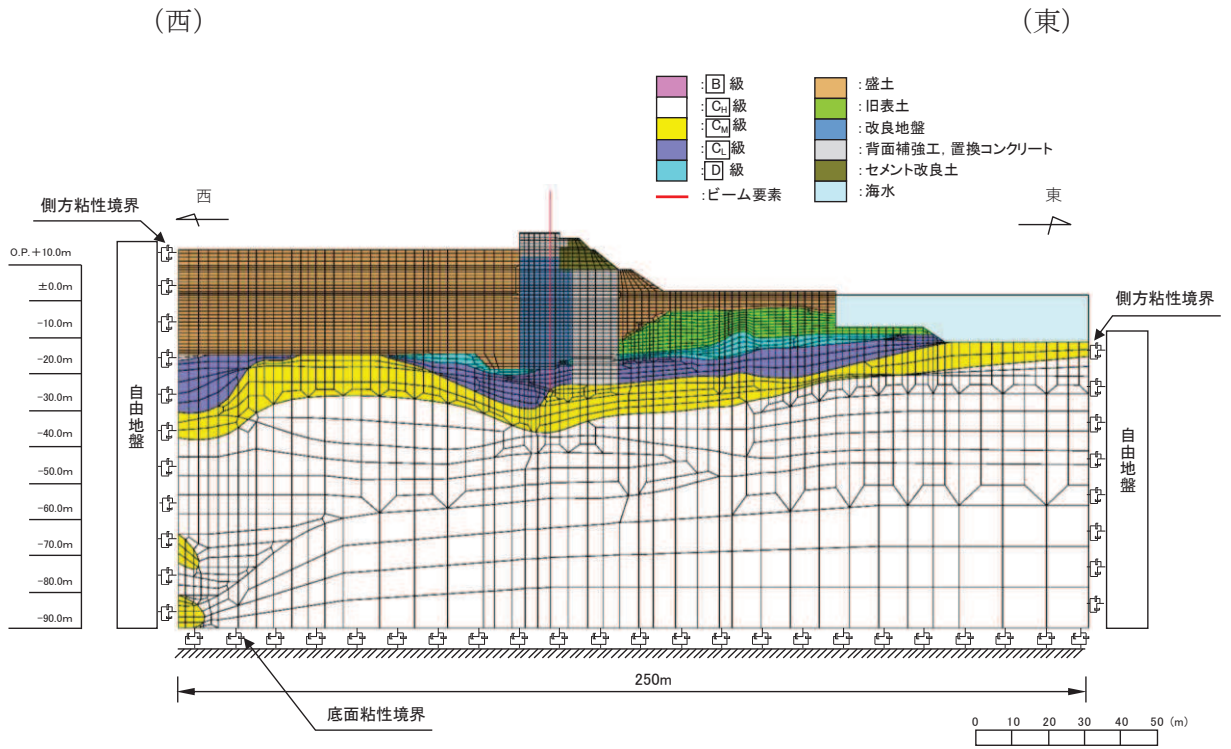


図 5-2(1) 解析モデル (防潮堤 (鋼管式鉛直壁) 断面①)

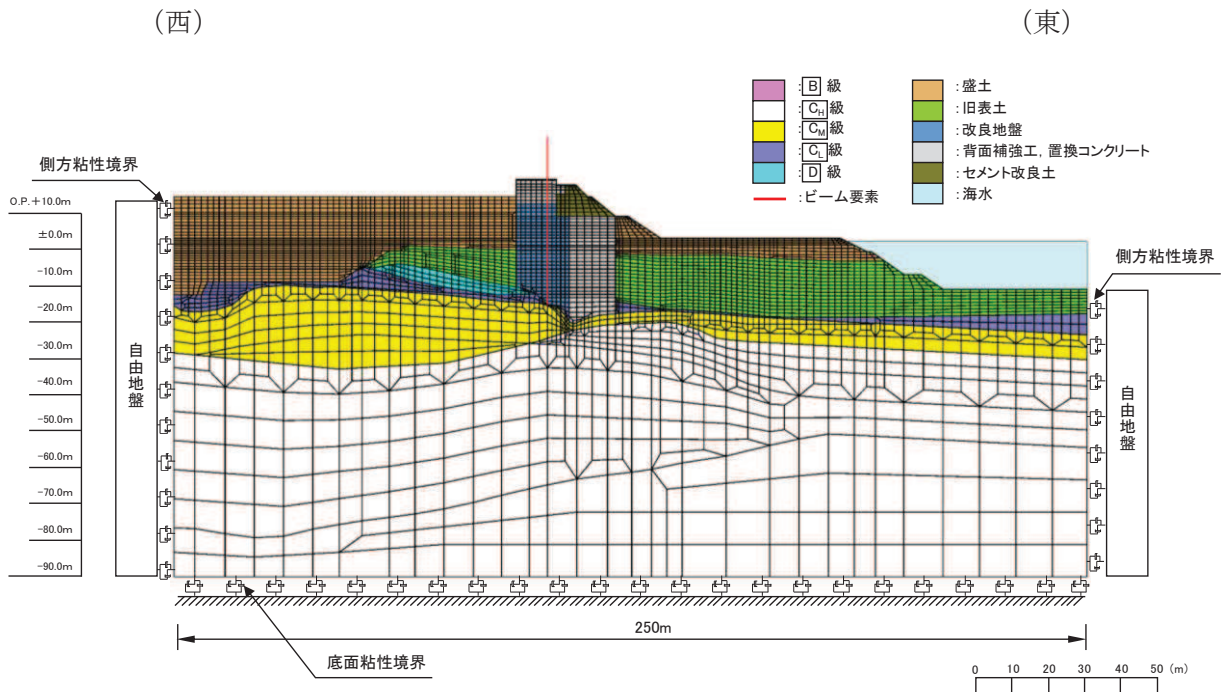


図 5-2(2) 解析モデル (防潮堤 (鋼管式鉛直壁) 断面②)

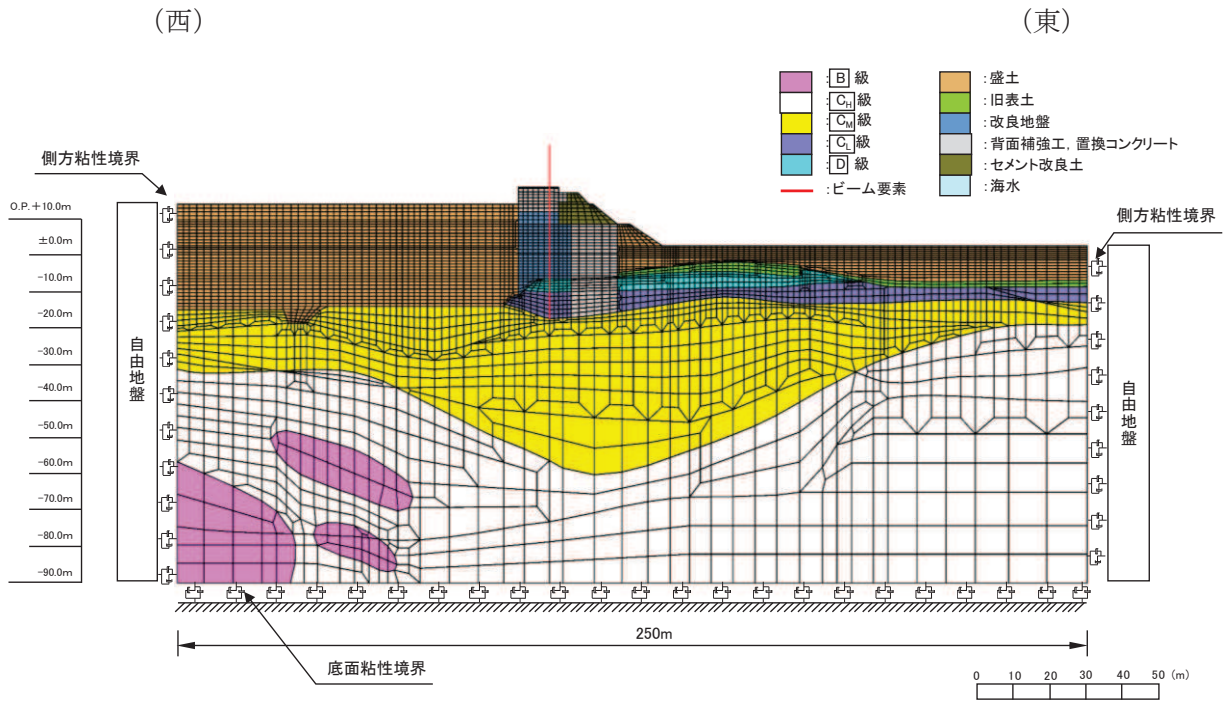


図 5-2(3) 解析モデル (防潮堤 (鋼管式鉛直壁) 断面③)

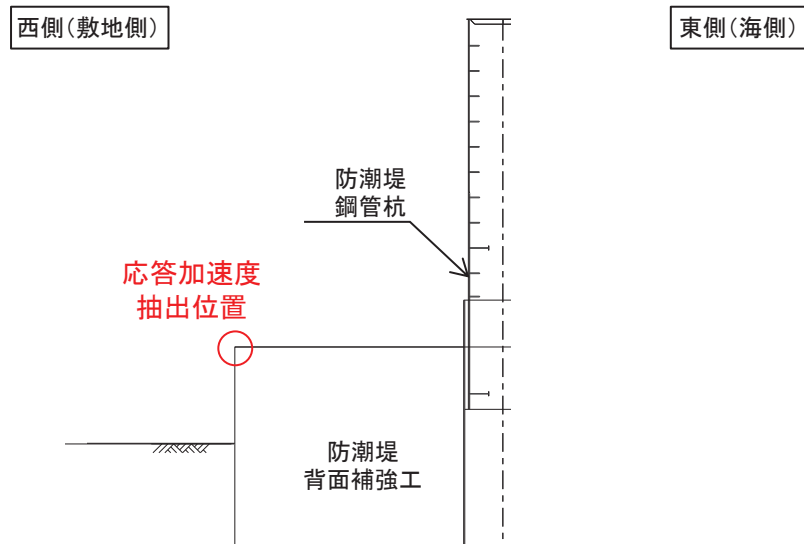


図 5-3 応答加速度の抽出位置

表 5-2 解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値 + 1σ	平均値 - 1σ
地震動 (位相)	S <sub>s</sub> -D 1	++* <sup>1</sup>	○	基準地震動 S <sub>s</sub> (7 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (13 波) を加えた全 20 波により照査を行ったケース①(基本ケース)の結果から、最大応答加速度となる地震動及び断面を用いてケース②~ケース③を実施する。
		-+* <sup>1</sup>	○	
		+-* <sup>1</sup>	○	
		--* <sup>1</sup>	○	
	S <sub>s</sub> -D 2	++* <sup>1</sup>	○	
		-+* <sup>1</sup>	○	
		+-* <sup>1</sup>	○	
		--* <sup>1</sup>	○	
	S <sub>s</sub> -D 3	++* <sup>1</sup>	○	
		-+* <sup>1</sup>	○	
		+-* <sup>1</sup>	○	
		--* <sup>1</sup>	○	
	S <sub>s</sub> -F 1	++* <sup>1</sup>	○	
		-+* <sup>1</sup>	○	
	S <sub>s</sub> -F 2	++* <sup>1</sup>	○	
		-+* <sup>1</sup>	○	
	S <sub>s</sub> -F 3	++* <sup>1</sup>	○	
		-+* <sup>1</sup>	○	
	S <sub>s</sub> -N 1	++* <sup>1</sup>	○	
		-+* <sup>1</sup>	○	

注記 \*1: 地震動の位相について (++) の左側は水平動, 右側は鉛直動を表し, 「-」は位相を反転させたケースを示す。



表 5-3 各断面における地震応答解析結果

断面位置		最大応答加速度 (地震時)	
		水平 ( $\text{cm/s}^2$ )	鉛直 ( $\text{cm/s}^2$ )
ケース①	断面①	1465 ( $S_s - F 2 (+ +)$ )	1491 ( $S_s - D 2 (- -)$ )
	断面②	1605 ( $S_s - F 2 (+ +)$ )	1545 ( $S_s - D 2 (- +)$ )
	断面③	1509 ( $S_s - F 2 (+ +)$ )	1317 ( $S_s - D 2 (- +)$ )
ケース②	断面②	1253 ( $S_s - F 2 (+ +)$ )	1456 ( $S_s - D 2 (- +)$ )
ケース③	断面②	1657 ( $S_s - F 2 (+ +)$ )	1629 ( $S_s - D 2 (- +)$ )

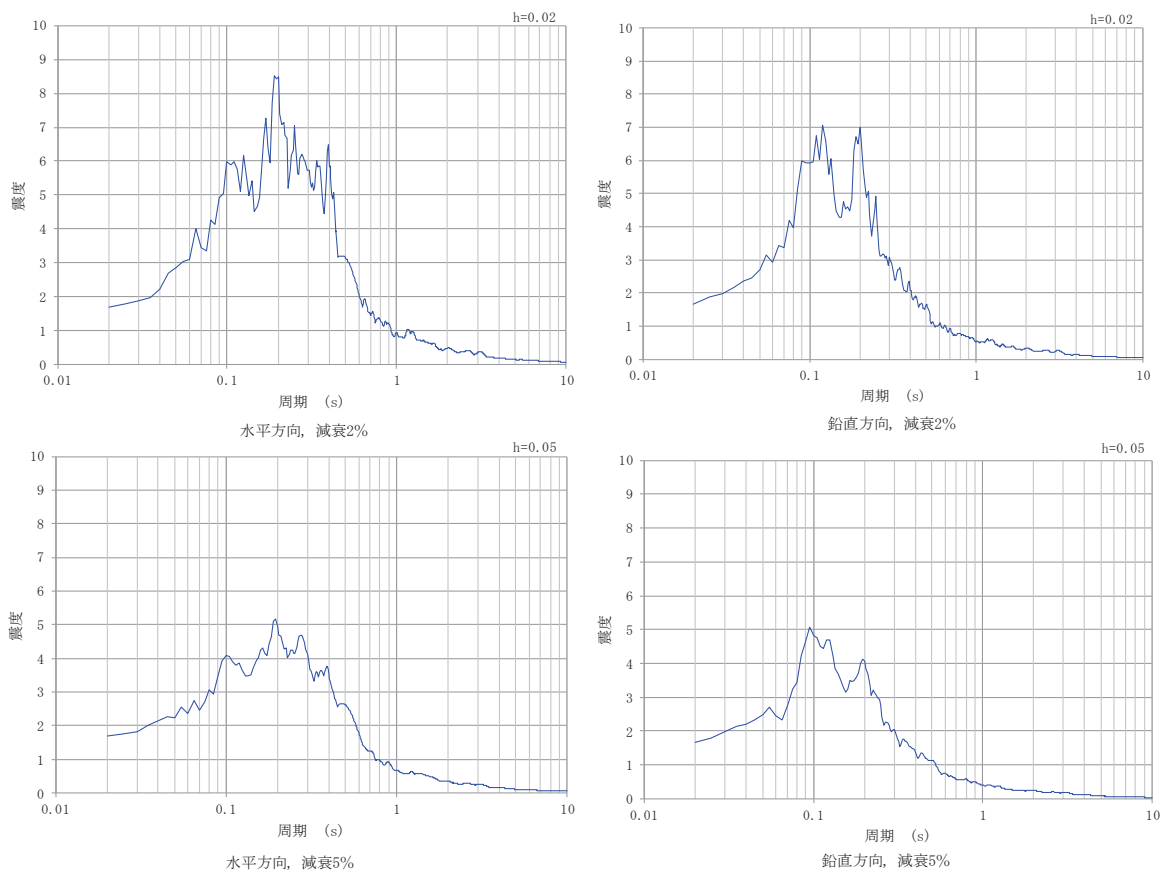


図 5-4 防潮堤 (鋼管式鉛直壁) 断面②の包絡スペクトル

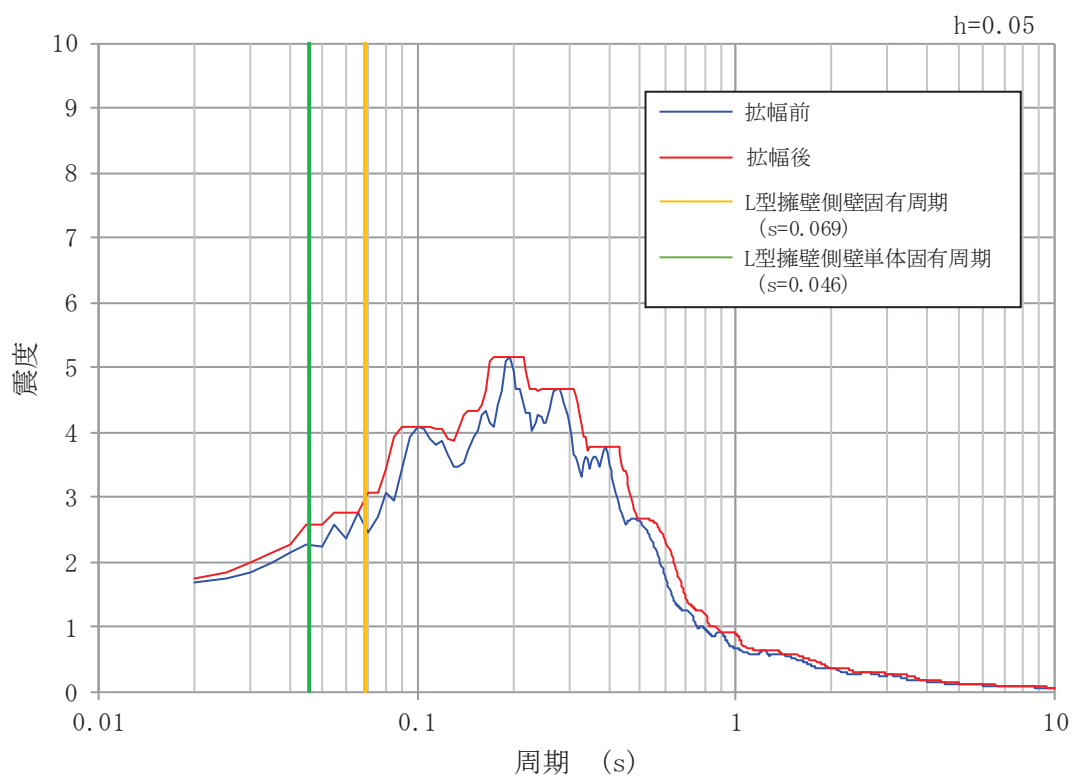


図 5-5(1) 設計用床応答曲線（水平方向，減衰 5%）

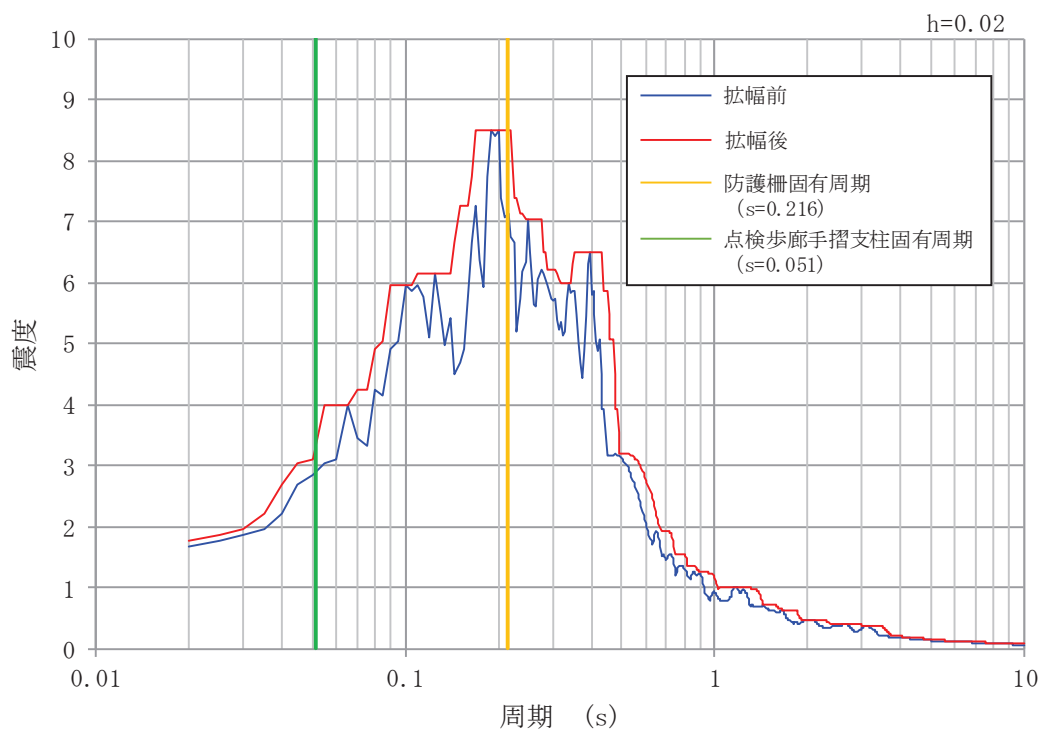


図 5-5(2) 設計用床応答曲線（水平方向，減衰 2%）

表 5-4(1) 設計震度（鋼製ブラケット，L型擁壁（汀線方向の照査時）及び歩廊支持材）

部位	地震動	解析ケース	設置場所及び 床面高さ (m)	設計震度 (最大応答加速度 (cm/s <sup>2</sup> ))	
鋼製ブラケット，L型 擁壁（汀線 方向の照査 時）及び歩 廊支持材	S <sub>s</sub> -F2 (++)	③	防護設備（防潮堤（鋼 管式鉛直壁）） 0.P.+18.5 （背面補強工天端部）	水平方向K <sub>H</sub>	2.0* <sup>1</sup> (1657)
	S <sub>s</sub> -D2 (-+)	③		鉛直方向K <sub>V</sub>	2.0* <sup>1</sup> (1629)

注記\*1：「4. 固有周期の評価」より，鋼製ブラケット及び歩廊支持材の固有周期が0.05s以下であることを確認したため，設置部の最大応答加速度を考慮した設計震度（最大応答加速度/980.665cm/s<sup>2</sup>）を設定した。

表 5-4(2) 設計震度 (L型擁壁 (汀線直角方向の照査時), 防護柵, 手摺)

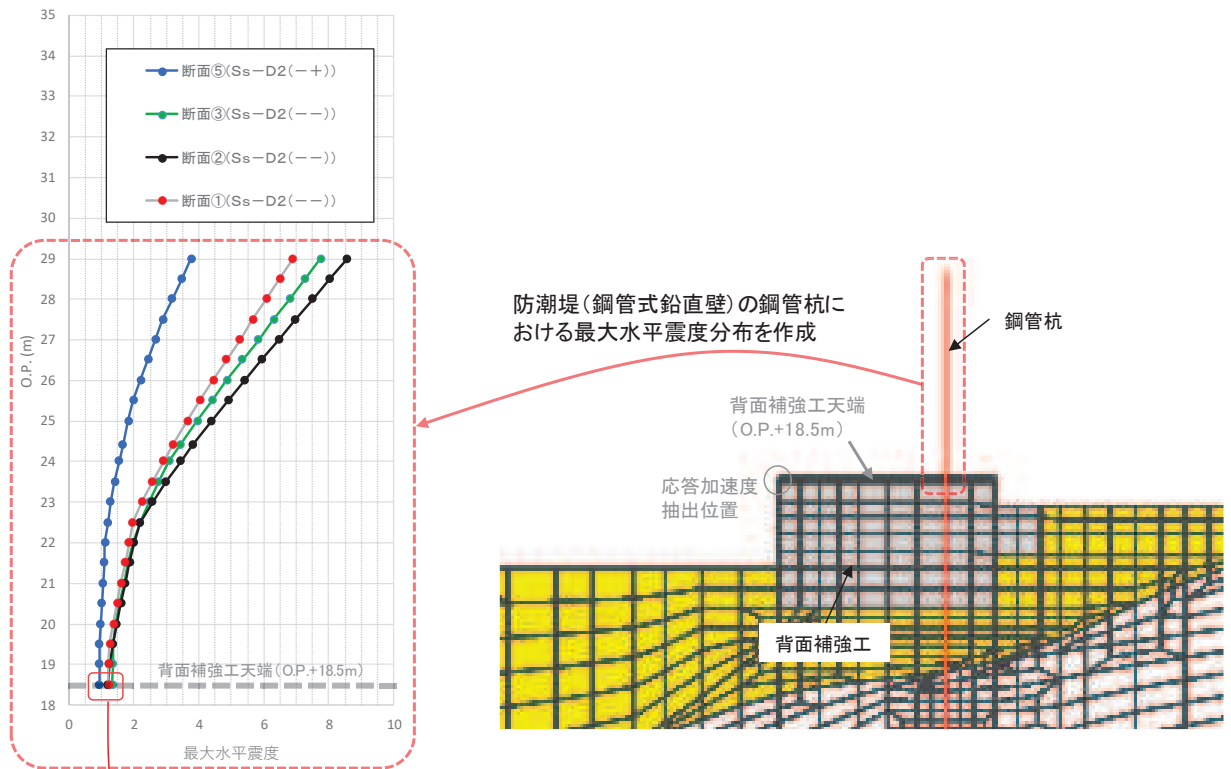
部位	設置場所及び 床面高さ (m)	固有周期 (s)	設計震度 (最大応答加速度 (cm/s <sup>2</sup> ))	
L型擁壁	0. P. +18. 50 (L型擁壁側壁下端)	0. 046	水平方向K <sub>H</sub>	3. 2* <sup>2</sup> (2516)
防護柵	0. P. +21. 02 (防護柵下端)	0. 216	水平方向K <sub>H</sub>	9. 0* <sup>3</sup> (8327)
手摺	0. P. +20. 84 (手摺支柱下端)	0. 051	水平方向K <sub>H</sub>	4. 0* <sup>3</sup> (3211)

注記\* 2 : 防護柵及び点検通路のうち手摺はその固有周期が比較的長いですが, 設置されているL型擁壁との重量比はどちらも1:100程度と小さいため, 防護柵及び手摺の振動の影響がL型擁壁の振動に与える影響は小さいと判断される。

ここでは, 防護柵及び点検通路の振動の影響を保守的に考慮するため, 以下の手順で検討を行う。

- ① 通常は支持している重量をそのまま集中質量として考慮して固有周期を算定するが, 防護柵及び点検通路とL型擁壁が共振した状態を想定し, それぞれの設定震度分 (防護柵 : 9.0, 点検通路 : 4.0 (歩廊支持材は剛構造であるが, 保守的に手摺の設計震度を点検通路全体に適用)) 集中質量を割り増しする。
- ② 割り増した集中質量を用いてL型擁壁側壁の固有周期を算出し, 防護柵及び点検通路の振動の影響を考慮したL型擁壁側壁の固有周期を0.069sと評価する。
- ③ 固有周期0.069sのとき, 設計用床応答曲線 (図5-5(1)) から震度は約3.0となる。
- ④ ③で算出した震度3.0を上回るように裕度を設定することとし, L型擁壁側壁単体での固有周期0.046sから設計用床応答曲線 (図5-5(1)) を元に算定される震度2.6に1.2倍の裕度を考慮し, 設計震度は3.2と設定する。

注記\* 3 : 「4. 固有周期の評価」より, 防護柵及び手摺の固有周期が0.05sを超えることを確認したため, 設計用床応答曲線より固有周期を考慮した最大応答加速度を算定する。



防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼管杭と背面補強工交差部（O.P.+18.5m）において、断面⑤は、断面①～断面③と比較し、最大水平震度が有意に小さい（断面①～断面③が最大水平震度1.0～1.5に対し、断面⑤は最大水平震度1.0以下）。  
 設計用地震力算定のための応答加速度抽出位置は、背面補強工の同じ標高であることも踏まえ、断面⑤の応答加速度は断面①～③に包絡されると判断した。

図 5-6 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼管杭の最大震度分布

### 5.3 使用材料

防護設備を構成する各部材の使用材料を表 5-5 に示す。

表 5-5 防護設備を構成する各部材の使用材料

評価対象部位		材質・材料・区分	仕様
鋼製ブラケット	鋼製ブラケット本体	SM400	BH-1200×250×16×16
	アンカーボルト	強度区分 8.8	六角ボルト, M36
		S35CN	丸鋼, φ 55
	スタッドジベル	キルド鋼	φ 25×150
	補強ボルト	強度区分 8.8	M20
L型擁壁	側壁	コンクリート	$f'_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$
		鉄筋	SD345
	底版	コンクリート	$f'_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$
		鉄筋	SD345
防護柵	主柱	STK400	
点検通路	歩廊支持材	SS400	H-150×150
	歩廊支持材の アンカーボルト	強度区分 4.6	M12
	手摺支柱	SS400	L-65×65×6
	手摺支柱の 固定ボルト	強度区分 4.6	M16

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

#### 5.4 許容限界

許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

防護設備が設置されている防潮堤背面補強工は土木構造物に適用されている基準により設計していることから、同様の規格・基準を用いて許容限界を設定する。ただし、上記規格・基準に無い項目については、類似する部材の設計に用いられている日本建築学会等の規格・基準を用いて設定する。

表 5-6 に各部材の適用規格・基準を示す。

表 5-6 各部材の適用規格・基準

各部材		規格・基準
鋼製 ブラケット	鋼製ブラケット 本体	日本道路協会 平成 24 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編
	アンカーボルト	日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説
	スタッドジベル	日本道路協会 平成 24 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編 (せん断力) 日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説 (引張力)
	補強ボルト	日本道路協会 平成 24 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編
L 型擁壁	側壁・底版	土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書[構造性能照 査編]
防護柵	主柱	日本建築センター 時刻歴応答解析建築物性能評価業務 方法書 (変形量) 建築資料研究社 2006 年 基本建築基準法関係法令集 日本建築学会 2019 年 鋼構造許容応力度設計規準 (せん断力)
点検通路	歩廊支持材	日本道路協会 平成 24 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編
	歩廊支持材の アンカーボルト	
	手摺支柱	
	手摺支柱の 固定ボルト	

(1) 鋼製ブラケット

a. 鋼製ブラケット本体

鋼材の許容限界は「日本道路協会 平成 24 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」を踏まえて表 5-7 の値とする。

表 5-7 鋼製ブラケット本体の短期許容応力度

材料	短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
	曲げ	せん断
SM400	210	120

b. アンカーボルト

アンカーボルトの許容荷重は「日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説」に基づき算定する。

アンカーボルトは躯体に埋め込まれていることから、アンカーボルトが引張力を受ける場合においては、アンカーボルトの降伏により決まる許容荷重 ( $P_{a1}$ )、コンクリートのコーン状破壊により決まる許容荷重 ( $P_{a2}$ ) を比較して、いずれか小さい値を採用する。

また、アンカーボルトがせん断力を受ける場合においては、アンカーボルトのせん断強度により決まる許容荷重 ( $q_{a1}$ )、定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる許容荷重 ( $q_{a2}$ ) 及びコーン状破壊により決まる許容荷重 ( $q_{a3}$ ) を比較して、いずれか小さい値を採用する。

アンカーボルトは六角ボルトと丸鋼を接合する構造となっていることから、アンカーボルトの降伏により決まる許容荷重 ( $P_{a1}$ ) の算出に当たっては、六角ボルト及びアンカーボルト丸鋼ねじ切り部の短期許容荷重のうち、いずれか小さい値を採用することとする。アンカーボルトの詳細図を図 5-7 に示す。

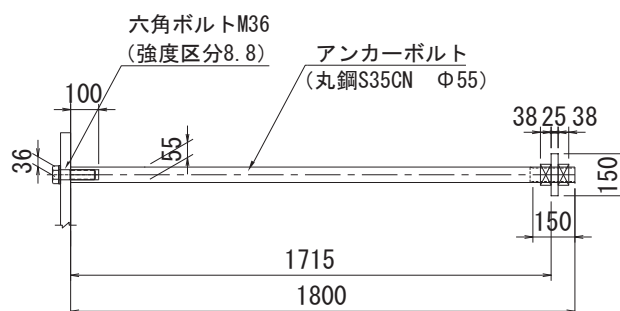


図 5-7 アンカーボルト詳細図



地震荷重を考慮する場合のアンカーボルトの許容荷重の設定に用いる入力値を表 5-8 に、許容荷重を表 5-9 に示す。

引張力を受ける場合

$$P_{a1} = \Phi_1 \cdot s \sigma_{pa} \cdot s c a$$

$$P_{a2} = \Phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_c$$

ここで、 $P_{a1}$  : アンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 (N)

$P_{a2}$  : 定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により定まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 (N)

$\Phi_1$  : 低減係数 (短期荷重用)

$\Phi_2$  : 低減係数 (短期荷重用)

$s \sigma_{pa}$  : アンカーボルトの引張強度 ( $= s \sigma_y$ ) (N/mm<sup>2</sup>)

$s c a$  : アンカーボルトの断面積 (mm<sup>2</sup>)

$c \sigma_t$  : コーン状破壊に対するコンクリートの

引張強度 (N/mm<sup>2</sup>) ( $= 0.31 \sqrt{F_c}$ )

$A_c$  : 有効投影面積 (mm<sup>2</sup>)

せん断力を受ける場合

$$q_{a1} = \Phi_1 \cdot s \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a2} = \Phi_2 \cdot c \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a3} = \Phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_{qc}$$

- ここで、
- $q_{a1}$  : アンカーボルトのせん断強度により決まる場合の固定ボルト1本当たりの許容せん断力 (N)
  - $q_{a2}$  : 定着した躯体の支圧強度により決まる場合のアンカーボルト1本当たりの許容せん断力 (N)
  - $q_{a3}$  : 定着した躯体のコーン状破壊により決まる場合のアンカーボルト1本当たりの許容せん断力 (N)
  - $\Phi_1$  : 低減係数 (短期荷重用)
  - $\Phi_2$  : 低減係数 (短期荷重用)
  - $s \sigma_{qa}$  : アンカーボルトのせん断強度 ( $=0.7 \cdot s \sigma_y$ ) (N/mm<sup>2</sup>)
  - $s c a$  : アンカーボルトの断面積 (mm<sup>2</sup>)
  - $c \sigma_{qa}$  : コンクリートの支圧強度 (N/mm<sup>2</sup>)  
( $=0.5 \sqrt{F_c \cdot E_c}$ )
  - $c \sigma_t$  : コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 (N/mm<sup>2</sup>) ( $=0.31 \sqrt{F_c}$ )
  - $A_{qc}$  : せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積 (mm<sup>2</sup>)

表 5-8 アンカーボルトの許容荷重の設定に用いる入力値

記号	単位	定義	数値
$\Phi_1$	—	低減係数（短期荷重用）	1.0
$\Phi_2$	—	低減係数（短期荷重用）	2/3
${}_s\sigma_{pa}$	N/mm <sup>2</sup>	六角ボルトの許容引張応力度	660
${}_s\sigma_y$	N/mm <sup>2</sup>	六角ボルトの規格降伏点強度	660
${}_s c a$	mm <sup>2</sup>	六角ボルトの断面積	816.7
${}_s\sigma_{pa}$	N/mm <sup>2</sup>	アンカーボルトの許容引張応力度	305
${}_s c a$	mm <sup>2</sup>	タップ部の断面積	1559.1
${}_c\sigma_t$	N/mm <sup>2</sup>	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度	1.70
$A_c$	mm <sup>2</sup>	有効投影面積	1047528
$d_a$	mm	アンカーボルトの径	36
${}_s\sigma_{qa}$	N/mm <sup>2</sup>	アンカーボルトのせん断応力度	213.5
${}_c\sigma_{qa}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの支圧強度	446.7
$A_{qc}$	mm <sup>2</sup>	せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積	277088

表 5-9 地震荷重を考慮する場合のアンカーボルトの短期許容荷重

短期許容荷重 (kN)			
引張			
$P_{a1}$ (固定ボルト部)	$P_{a1}$ (丸鋼ねじ切り部)	$P_{a2}$	設定値
539.0	475.5	1185.8	475.5

短期許容荷重 (kN)			
せん断			
$q_{a1}$	$q_{a2}$	$q_{a3}$	設定値
174.4	243.2	313.7	174.4

c. スタッドジベル

(a). せん断力を受ける場合

スタッドジベルの許容限界は「日本道路協会 平成 24 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」を踏まえて表 5-10 の値とする。

スタッドジベルの許容せん断力  $Q_a$  は以下の通り算出される。

$$Q_a = 9.4 \times d^2 \times \sqrt{\sigma_{ck}} = 37156.7$$

ここで  $Q_a$  : スタッドジベルの許容せん断力 (N/本)

$d$  : スタッド径 (mm)

$\sigma_{ck}$  : コンクリート強度 (N/mm<sup>2</sup>)

表 5-10 スタッドジベルの許容限界

スタッド径 $d$ (mm)	コンクリート強度 $\sigma_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容せん断力 $Q_a$ (kN/本)
25	40	37.1

(b). 引張力を受ける場合

引張力を受ける場合のスタッドジベルの許容限界は「日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説」に基づき算定する。

スタッドジベルは躯体に埋め込まれていることから、スタッドジベルが引張力を受ける場合においては、スタッドジベルの降伏により決まる許容荷重 ( $P_{a1}$ )、コンクリートのコーン状破壊により決まる許容荷重 ( $P_{a2}$ ) を比較して、いずれか小さい値を採用する。

なお、スタッドジベルは 1 箇所当たり 2 本設置されることから、評価においては 1 箇所当たりで評価を行う。

地震荷重を考慮する場合のスタッドジベルの許容荷重の設定に用いる入力値を表 5-11 に、許容荷重を表 5-12 に示す。

$$P_{a1} = \phi_1 \times c \sigma_{pa} \times s c a$$

$$P_{a2} = \phi_2 \times c \sigma_t \times A_c$$

$P_{a1}$  : スタッドジベルの降伏により決まる場合のスタッドジベル 1 箇所当たりの許容引張力 (kN)

$P_{a2}$  : 定着した躯体のコーン状破壊により決まるスタッドジベル 1 箇所当たりの許容引張力 (kN)

$\phi_1$  : 低減係数

$\phi_2$  : 低減係数

$c\sigma_{pa}$  : スタッドジベル引張強度 (kN/mm<sup>2</sup>)

$c\sigma_t$  : コーン状破壊に対するコンクリートの割裂強度 (kN/mm<sup>2</sup>)

$s_c a$  : スタッドジベルの断面積 (mm<sup>2</sup>)

$A_c$  : 有効投影断面積 (mm<sup>2</sup>)

$P_a$  : スタッドジベル 1 箇所当たりの許容引張力 (kN)

表 5-11 スタッドジベルの許容荷重の設定に用いる入力値

記号	単位	定義	数値
$\phi_1$	—	低減係数 (短期荷重用)	1.0
$\phi_2$	—	低減係数 (短期荷重用)	2/3
$s\sigma_{pa}$	N/mm <sup>2</sup>	スタッドジベル引張強度	235
$c\sigma_t$	N/mm <sup>2</sup>	コーン状破壊に対するコンクリートの割裂強度	1.96
$s_c a$	mm <sup>2</sup>	スタッドジベルの断面積	981.7
$A_c$	mm <sup>2</sup>	有効投影断面積	92623

表 5-12 地震荷重を考慮する場合のスタッドジベルの短期許容荷重

短期許容荷重 (kN)		
引張		
$P_{a1}$	$P_{a2}$	$P_a$
230.7	121.1	121.1

d. 補強ボルト

補強ボルトは作用する引張力及びせん断力も負担するが、評価では保守的にせん断力はスタッドジベルのみで負担すると仮定し、引張力に対して評価する。

補強ボルトの許容限界は「日本道路協会 平成 24 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」を踏まえて表 5-13 の値とする。

表 5-13 補強ボルトの短期許容応力度

対象	材質	有効断面積 (mm <sup>2</sup> )	許容引張応力度* (N/mm <sup>2</sup> )	許容引張力 (kN)
補強ボルト	強度区分 8.8	245	540	132.3

注記\* : 短期許容応力度は、許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

(2) L型擁壁

L型擁壁の評価に用いる許容限界は、「土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」に基づき、設定する短期許容応力度とする。

L型擁壁の許容限界を表 5-14 に示す。

表 5-14(1) L型擁壁の許容限界 (曲げ軸力系の破壊)

材料	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
コンクリート ( $f'_{ck}=40$ N/mm <sup>2</sup> )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	14	21
鉄筋 (SD345)	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	196	294

注記\* : 短期許容応力度は、許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 5-14(2) L型擁壁の許容限界 (せん断破壊)

項目	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )	
コンクリート ( $f'_{ck}=40$ N/mm <sup>2</sup> )	許容せん断応力度 $\tau_{a1}$	0.55	0.825

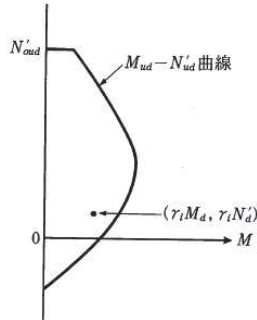
注記\* : 短期許容応力度は、許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

短期許容応力度による照査を満足しない場合の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] に基づく圧縮耐力及び曲げ耐力とする。圧縮耐力と曲げ耐力の関係を図 5-8 に示す。

また、設計断面耐力は、以下の仮定に基づき行うものとする。

- (1) 維ひずみは、断面の中立軸からの距離に比例する。
- (2) コンクリートの引張応力は無視する。

コンクリートおよび鋼材の応力-ひずみ曲線は図 5-9 に従う。



解説 図 6.2.1 軸方向耐力と曲げ耐力の関係

図 5-8 圧縮耐力と曲げ耐力の関係

(土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] 抜粋)

圧縮耐力の上限値 $N'_{oud}$ は、下式により算定する。

$$N'_{oud} = (k_1 f'_{cd} A_c + f'_{yd} A_{st}) / \gamma_b$$

ここに、

$k_1$  : 強度の低減係数 ( $=1-0.003f'_{ck} \leq 0.85$ )

$f'_{ck}$  : コンクリート強度の特性値

$f'_{cd}$  : コンクリートの設計圧縮強度

$A_c$  : コンクリートの断面積

$f'_{yd}$  : 軸方向鉄筋の設計圧縮降伏強度

$A_{st}$  : 軸方向鉄筋の全断面積

$\gamma_b$  : 部材係数 (=1.3)

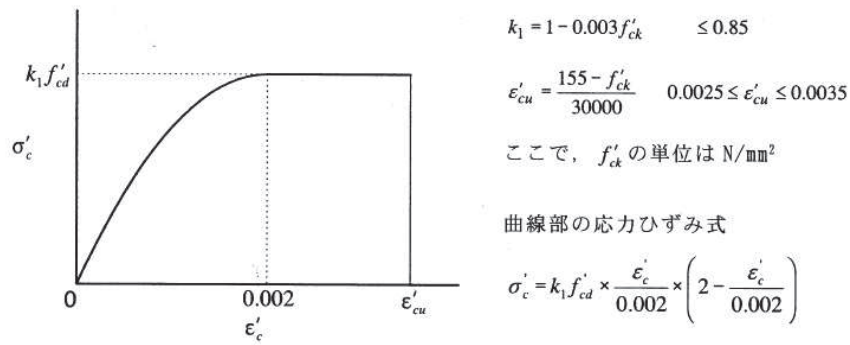


図 3.2.1 コンクリートの応力-ひずみ曲線

(コンクリート)

適用したモデル

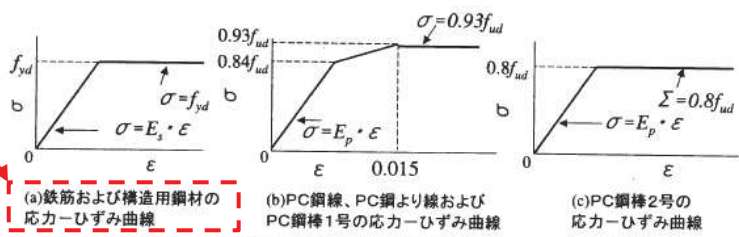


図 3.3.1 鋼材のモデル化された応力-ひずみ曲線

(鋼材)

図 5-9 コンクリートおよび鋼材の応力-ひずみ曲線

(土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] 抜粋)

なお、部材断面のひずみがすべて圧縮となる場合以外は、コンクリートの圧縮応力度の分布を図 5-10 に示す長方形圧縮応力度の分布（等価応力ブロック）と仮定する。

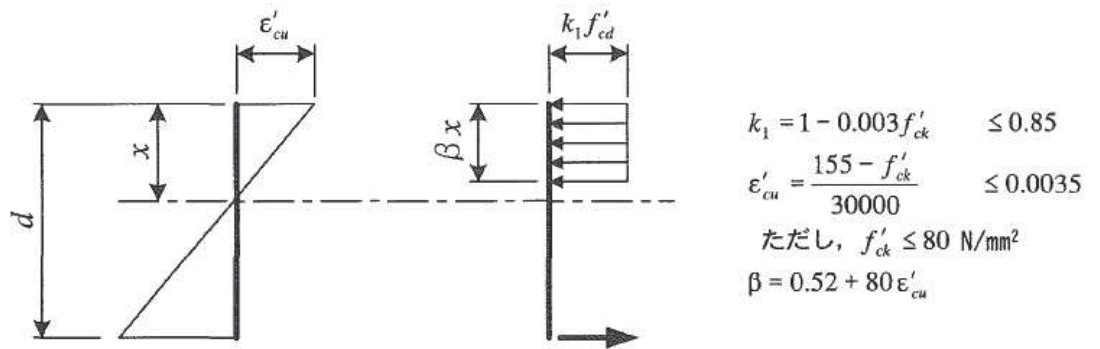


図 6.2.1 等価応力ブロック

図 5-10 等価応力ブロック

(「土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]」 抜粋)



(3) 防護柵

防護柵については、重量物を支持しておらず、防護柵自体が基準地震動  $S_s$  の地震力が作用した際に破断し落下することにより上位クラス施設に波及的影響を及ぼすことが考えられる。このため、支柱に大きな変形が生じ耐力が低下する前の変形量を許容限界とする。

「日本建築センター 時刻歴応答解析建築物性能評価業務方法書」において、倒壊、崩壊限界の評価判定クライテリアが部材の塑性率 4 以下とされていることを参照し、支柱の変形量の許容限界の指標として、許容塑性率を 4 と設定する。

また、松田ら<sup>\*1</sup>によると、支柱と類似する鋼管杭について実験を行い、塑性率が 4 程度までは直ちに耐力低下につながらないことが示されている（図 5-11）。

防護柵の許容塑性率を表 5-15 に示す。

注記\*1：高レベル地震動履歴を受けた鋼管杭の圧縮耐力について（松田ら，1999）

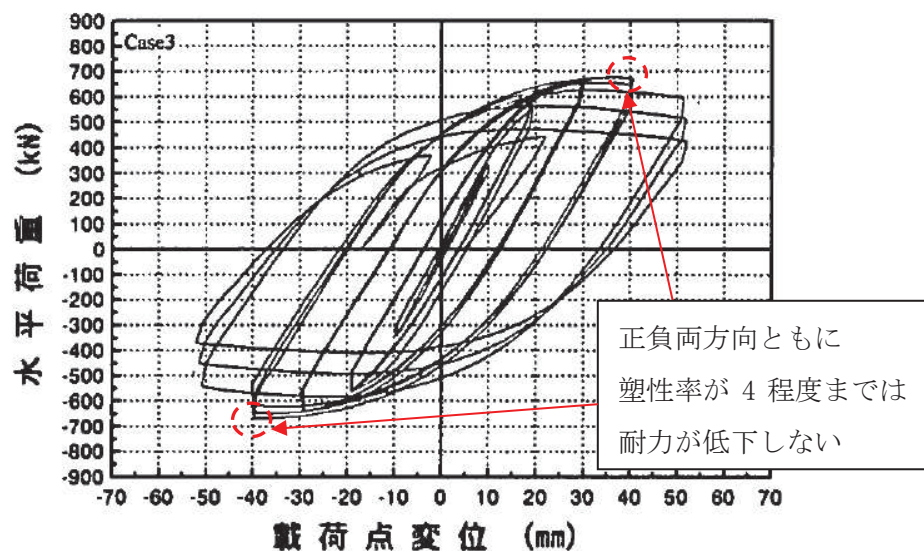


図 5-11 鋼管杭（コンクリート中詰めなし）の水平荷重と載荷点変位の関係

表 5-15 防護柵の許容塑性率

対象	材質	許容塑性率
支柱	STK400	4

せん断力に対する許容限界は、「基本建築基準法関係法令集 建築資料研究社 2006 年版」及び「日本建築学会 2019 年 鋼構造許容応力度設計規準」に基づき設定する。

防護柵のせん断力に対する短期許容応力度を表 5-16 に示す。

表 5-16 防護柵のせん断力に対する短期許容応力度

対象	材質	許容せん断応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
主柱	STK400	135

注記\*：短期許容応力度は，許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

(4) 点検通路

点検通路の許容限界は、「日本道路協会 平成 24 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」に基づき設定する。

点検通路の短期許容応力度を表 5-17 に示す。

表 5-17 点検通路の短期許容応力度

対象	材質	許容曲げ引張応力度* (N/mm <sup>2</sup> )	許容せん断応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
歩廊支持材	SS400	210	120
手摺支柱	SS400	210	120
アンカーボルト 固定ボルト	強度区分 4.6	210	135

注記\*：短期許容応力度は，許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

## 5.5 評価方法

防護設備を構成する鋼製ブラケット、L型擁壁、防護柵及び点検通路に発生する応力により算出する応力度が、各設備の許容限界以下であることを確認する。

### 5.5.1 鋼製ブラケット

#### (1) 鋼製ブラケット

鋼製ブラケットは、図 5-12 に示すとおり、アンカーボルト（8 本：2 本×4 列）により防潮堤背面補強工に固定されている。また、L型擁壁とはスタッドジベル（12 本：2 本×6 列）により一体化している。

鋼製ブラケットの評価は構造や荷重の伝達を考慮し、鋼製ブラケット本体、アンカーボルト及びスタッドジベルについて基準地震動  $S_s$  に対する耐震評価を行う。

鋼製ブラケット本体の設計は図 5-13 に示すとおり背面補強工を固定端とした片持ち梁モデルに鋼製ブラケット本体に作用する各荷重を載荷し、算出した断面力により照査を行う。

照査箇所は最も断面力が大きくなる鋼製ブラケット基部とする。検討ケースは汀線直角方向に地震時の水平力を考慮するケース（荷重ケース①）と汀線方向に地震時の水平力を考慮するケース（荷重ケース②）を行う。

荷重の組合せは表 5-18 のとおり、組合せ係数法（1.0 : 0.4）により評価する。

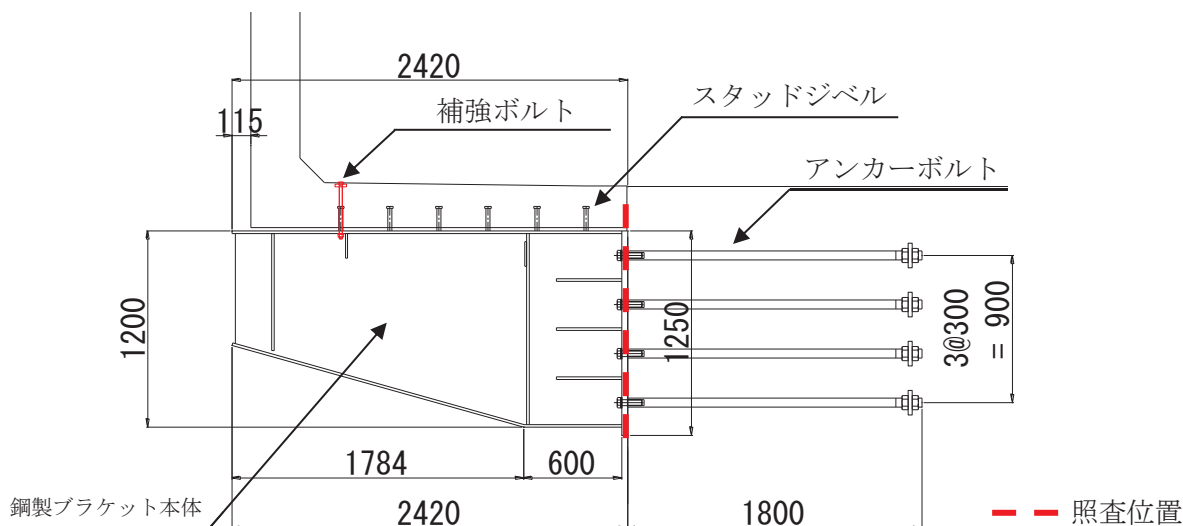


図 5-12 鋼製ブラケット断面図

汀線直角方向に地震時の水平力を考慮するケース

汀線方向に地震時の水平力を考慮するケース

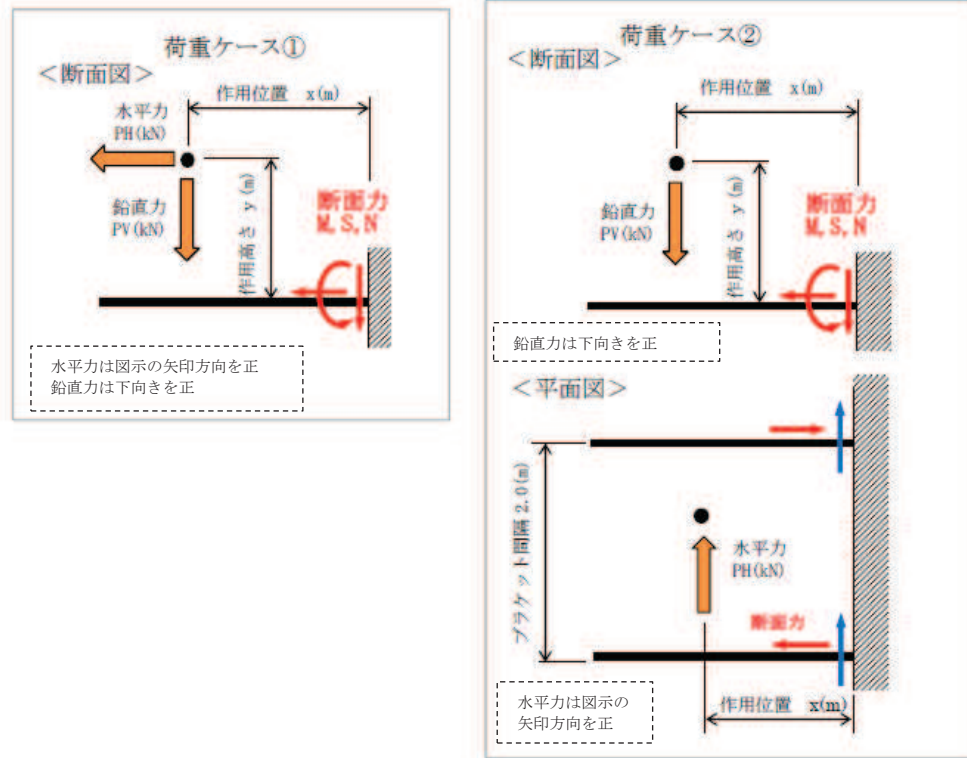


図 5-13 検討ケース

表 5-18 組合せ係数法による荷重ケース

荷重ケース		自重	積載荷重 (積雪荷重等)	地震荷重	
				水平	鉛直
組合せ (1)	荷重ケース① (汀線直角方向)	○	9.8kN/m <sup>2</sup>	1.0kh	0.4kv
	荷重ケース② (汀線方向)	○	9.8kN/m <sup>2</sup>	1.0kh	0.4kv
組合せ (2)	荷重ケース① (汀線直角方向)	○	9.8kN/m <sup>2</sup>	0.4kh	1.0kv
	荷重ケース② (汀線方向)	○	9.8kN/m <sup>2</sup>	0.4kh	1.0kv

a. 荷重ケース①（汀線直角方向）の断面力の算定方法

荷重ケース①の断面力算定の概要図を図 5-14 に示す。

断面力が最大となる基部の評価を実施するため、鋼製ブラケットの図心位置を荷重作用点とした片持ち梁としてモデル化する。

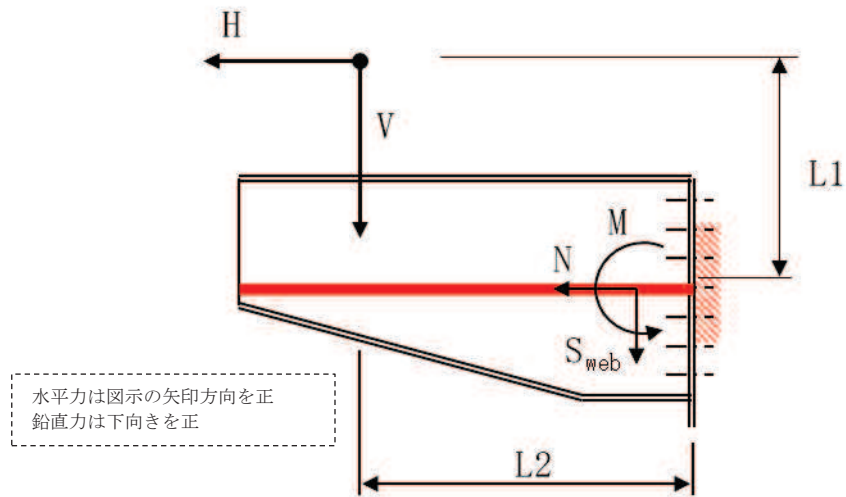


図 5-14 断面力算定概要図（荷重ケース①）

(a) ブラケット基部に発生する最大せん断応力度  $\tau$

$$\tau_{web} = S_{web} / A_{web}$$

$\tau_{web}$  : ブラケット基部に発生する最大せん断応力度 (kN/mm<sup>2</sup>)

$S_{web}$  : ブラケット基部に作用する最大せん断力 (kN)

$A_{web}$  : ブラケット基部のせん断断面積 (mm<sup>2</sup>)

(b) ブラケット基部に発生する最大曲げ応力度  $\sigma$

$$\sigma = N / A + M / Z$$

$N$  : ブラケット基部に作用する最大軸力 (kN)

$A$  : ブラケット基部の軸断面積 (mm<sup>2</sup>)

$M$  : ブラケット基部に作用する曲げモーメント (kN・m)

$Z$  : ブラケット基部の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

ここで,  $M = H \cdot L1 + V \cdot L2$

$H$  : 水平荷重 (kN)

$L1$  : 作用位置までの距離 (m)

$V$  : 鉛直荷重 (kN)

$L2$  : 作用位置までの距離 (m)

b. 荷重ケース②（汀線方向）の断面力の算定方法

荷重ケース②の断面力の概要図を図 5-15 に示す。

断面力が最大となる基部の評価を実施するため、鋼製ブラケットの図心位置を荷重作用点とした片持ち梁としてモデル化する。

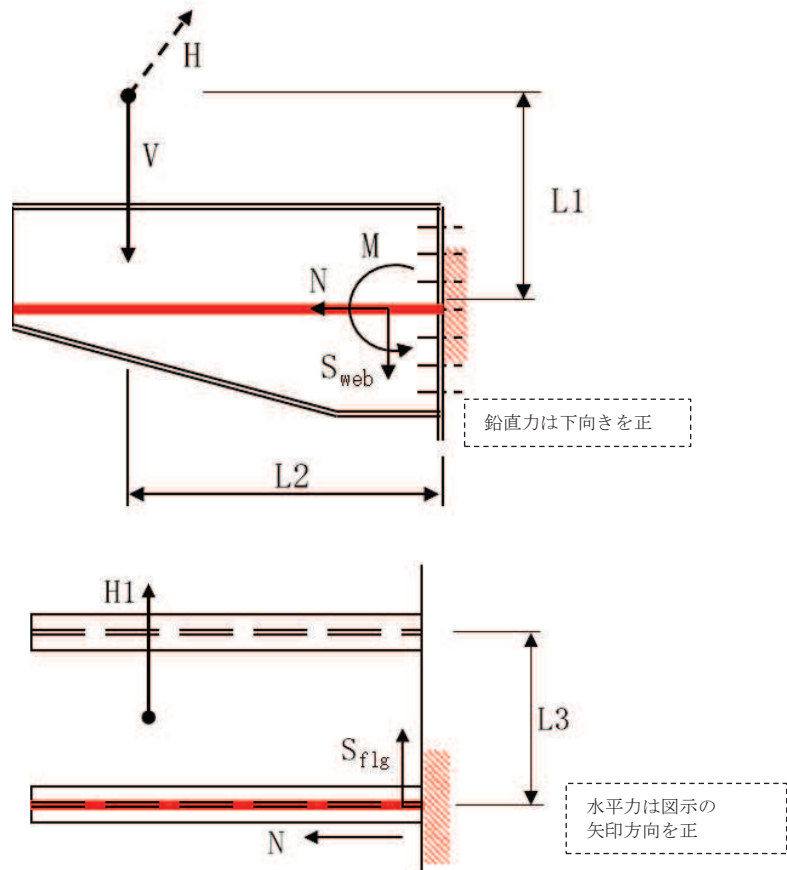


図 5-15 断面力算定概要図（荷重ケース②）

(a) ブラケット基部に発生する鉛直方向最大せん断応力度  $\tau_{web}$

$$\tau_{web} = S_{web} / A_{web}$$

$\tau_{web}$  : ブラケット基部に発生する最大せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$S_{web}$  : ブラケット基部に作用する最大せん断力 (kN)

$A_{web}$  : ブラケット基部のせん断断面積 (mm<sup>2</sup>)

(b) ブラケット基部に発生する水平方向最大せん断応力度  $\tau_{flg}$

$$\tau_{flg} = S_{flg} / A_{flg}$$

$\tau_{flg}$  : ブラケット基部に発生する最大せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$S_{flg}$  : ブラケット基部に作用する最大せん断力 (kN)

$A_{flg}$  : ブラケット基部のせん断断面積 (mm<sup>2</sup>)

(c) ブラケット基部に発生する最大曲げ応力度  $\sigma$

$$\sigma = N/A + M/Z$$

N : ブラケット基部に作用する最大軸力 (N/mm)

A : ブラケット基部の軸断面積 (mm<sup>2</sup>)

M : ブラケット基部に作用する最大曲げモーメント (kN・m)

Z : ブラケット基部の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

ここで,  $N = 2 \cdot H \cdot L_2 / L_3$

$$M = V \cdot L_2$$

H : 水平荷重 (kN)

L<sub>2</sub> : 作用位置までの距離 (m)

L<sub>3</sub> : ブラケット間隔 (m)

V : 鉛直荷重 (kN)

(2) アンカーボルト

アンカーボルトは「日本建築学会 2010年 各種合成構造設計指針・同解説」に準じて照査を行う。

鋼製ブラケットの耐震評価において得られる曲げモーメント、軸力（引張力）及びせん断力によりアンカーボルト1本当たりに作用する引張力及びせん断力を算出し、許容限界以下であることを確認する。なお、軸力の照査においては曲げモーメントによって生じる軸力を考慮するものとする。

アンカーボルトの概要図を図5-16に示す。

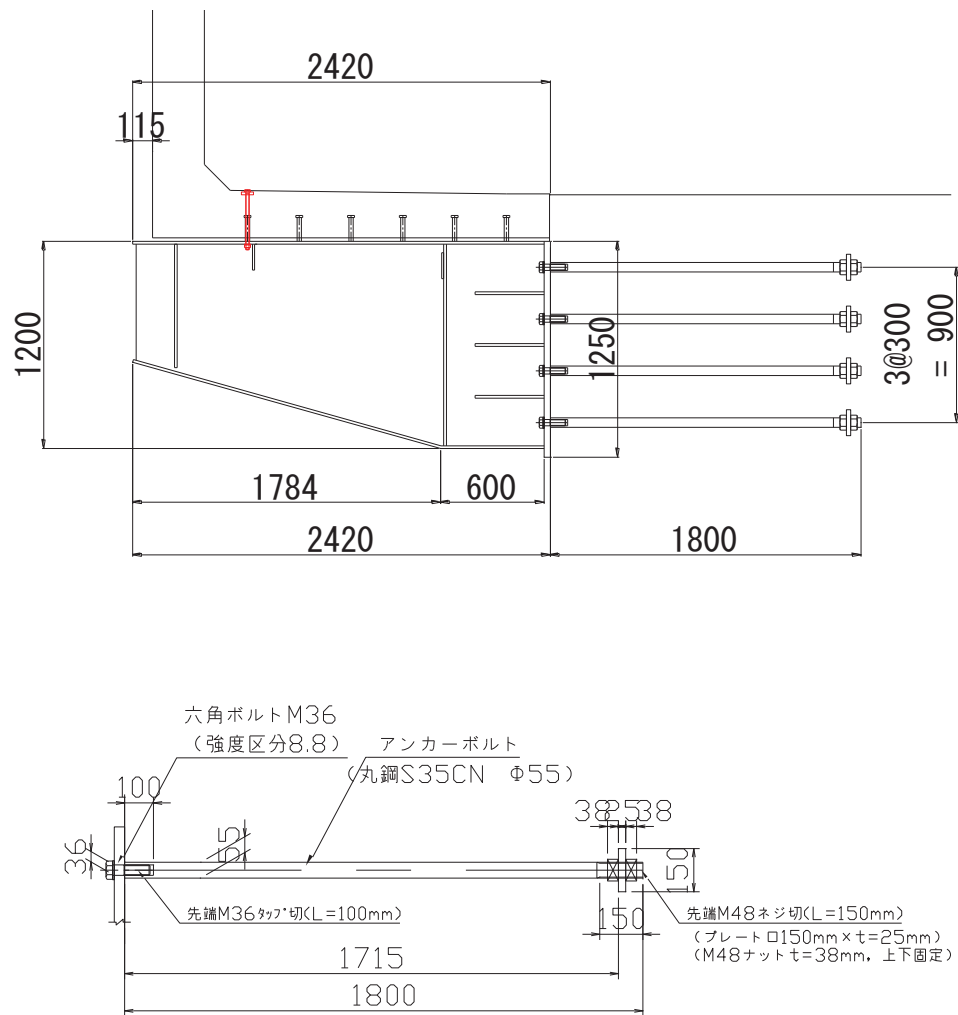


図5-16 アンカーボルト概要図



a. 荷重ケース①（汀線直角方向）

(a) アンカーボルトに作用するせん断力  $S_a$

$$S_a = S / n$$

$S_a$  : アンカーボルト 1 本あたりに作用するせん断力 (kN)

$S$  : 基準地震動  $S_s$  による鉛直方向の地震荷重 (kN)

$n$  : アンカーボルトの本数 (本)

(b) アンカーボルトに作用する引張力  $P$

$$P = N / n + P_3$$

$P$  : 固定ボルト 1 本あたりに作用する引張力 (kN)

$N$  : ブラケット基部に作用する最大軸力 (kN)

$n$  : アンカーボルトの本数 (本)

$P_3$  : 曲げモーメントによって生じるアンカー軸力 (kN)

b. 荷重ケース②（汀線方向）

(a) アンカーボルトに作用するせん断力  $S_a$

$$\text{ここで, } S_a = \sqrt{S_{\text{web}}^2 + S_{\text{flg}}^2} / n$$

$S_{\text{web}}$  : 鉛直方向のせん断力 (kN)

$S_{\text{flg}}$  : 水平方向のせん断力 (kN)

$n$  : アンカーボルトの本数 (本)

(b) アンカーボルトに作用する引張力  $P$

$$P = N / n + P_3$$

$P$  : 固定ボルト 1 本あたりに作用する引張力 (kN)

$N$  : ブラケット基部に作用する最大軸力 (kN)

$n$  : アンカーボルトの本数 (本)

$P_3$  : 曲げモーメントによって生じるアンカー軸力 (kN)

(3) スタッドジベル

図5-17に示すとおり，鋼製ブラケットとL型擁壁はスタッドジベル（12本）と補強ボルト（2本）により一体化を図っている。スタッドジベルのせん断に対する評価は「日本道路協会 平成24年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」に，引抜きに対する評価は「日本建築学会 2010年 各種合成構造設計指針・同解説」に準じて設計を行う。

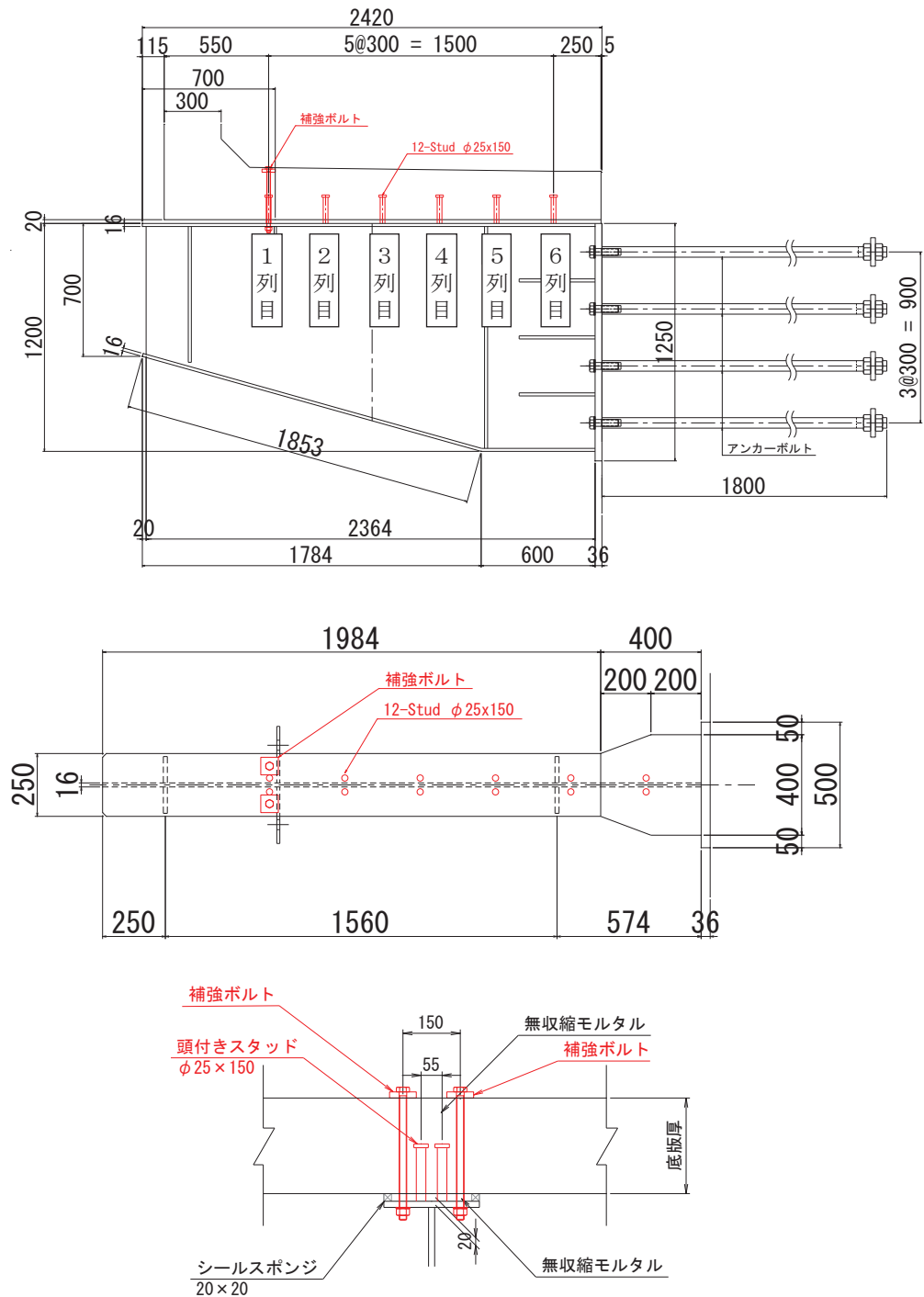


図5-17 スタッドジベル及び補強ボルト概要図

a. せん断に対する評価方法

せん断に対する評価については「(1) 鋼製ブラケット」に示す評価において算出される各ケースの地震時水平力を用いてスタッドジベル1本あたりに作用する最大せん断力を算出し、許容限界以下であることを確認する。

スタッドジベル1本あたりに作用する最大せん断力  $S_a$

$$S_a = H / n$$

$S_a$  : スタッドジベル1本あたりに作用する最大せん断力 (kN)

$H$  : ブラケットに作用する地震時水平力 (kN)

$n$  : スタッドジベルの本数 (本)

b. 引抜きに対する評価方法

引抜きに対する照査については、「5.4.2 L型擁壁の評価方法」におけるフレーム解析で得られるばね反力を用いてスタッドジベル1箇所当たりの最大引張力を算出し、スタッドジベルの降伏及びL型擁壁底版のコーン状破壊に対して許容限界以下であることを確認する。

なお、スタッドジベルは1箇所当たり2本設置されることから、評価においては1箇所当たりで評価を行う。

$$P \leq P_a$$

$P$  : スタッドジベル1箇所当たりに作用する引張力 (kN)

$P_a$  : スタッドジベル1箇所当たりの許容引張力 (kN)

(3) 補強ボルト

図 5-17 に示すとおり、補強ボルトは最大引張力が作用するスタッドジベル（1列目（陸側））を補強する目的で設置する。補強ボルトの引抜きに対する照査については、「5.4.2 L型擁壁の評価方法」におけるフレーム解析で得られるばね反力を用いて最大引張力を算出し、補強ボルトの許容限界以下であることを確認する。

なお、補強ボルトの設置箇所の引抜きに対する照査については、スタッドジベルは考慮せず補強ボルトのみで評価を行う。また、補強ボルトは1箇所当たり2本設置されることから、評価においては1本あたりで評価を行う。

$$P / 2 \leq P_a$$

$P$  : 補強ボルト1箇所当たり（補強ボルト2本あたり）に作用する引張力 (kN)

$P_a$  : 補強ボルト1本当たりの許容引張力 (kN)

### 5.5.2 L型擁壁の評価方法

L型擁壁の設計はL型擁壁1基(4m)が鋼製ブラケット2箇所により固定されている構造を踏まえ、汀線直角方向及び汀線方向のフレーム解析により地震時の断面力を算出する。図5-18に汀線直角方向のモデルを、図5-19に汀線方向のモデルを示す。

汀線方向モデルについては、L型擁壁が2基の鋼製ブラケットにより固定されていることから2点を支持点としたモデルにより解析を行う。

フレーム解析には解析コード「FRAME マネージャ Ver6.0.2」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

汀線直角方向の評価に用いる設計震度はL型擁壁側壁の地震動の増幅を考慮するため、「5.2 設計用地震力」に示す設計震度を用いる。汀線方向についてはL型擁壁底版の照査であり、底版は剛構造である鋼製ブラケットと一体構造であることを踏まえ、鋼製ブラケットと同じ設計震度とする(表5-19)。

地震方向は水平、鉛直とも2方向を考慮し、荷重の組合せは組合せ係数法(1.0:0.4)により評価する。検討ケースを表5-20に示す。

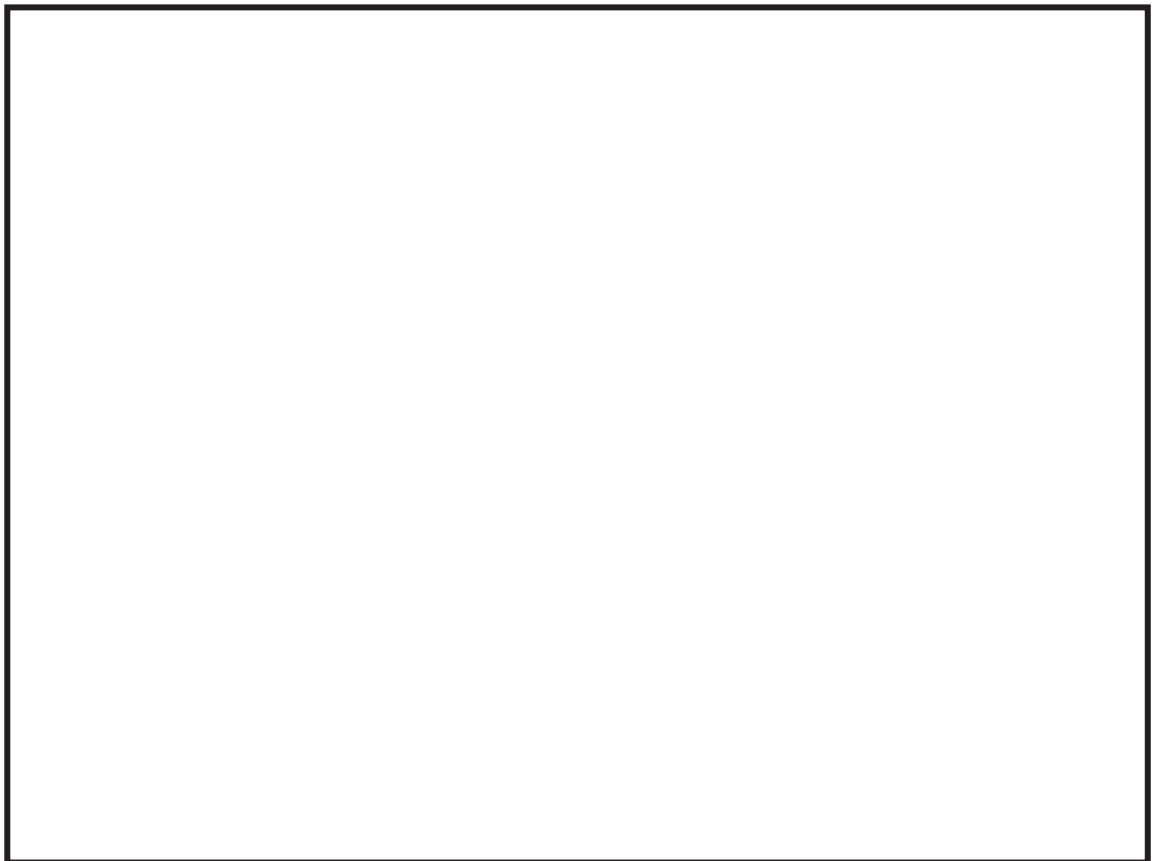


図5-18 汀線直角方向のモデル

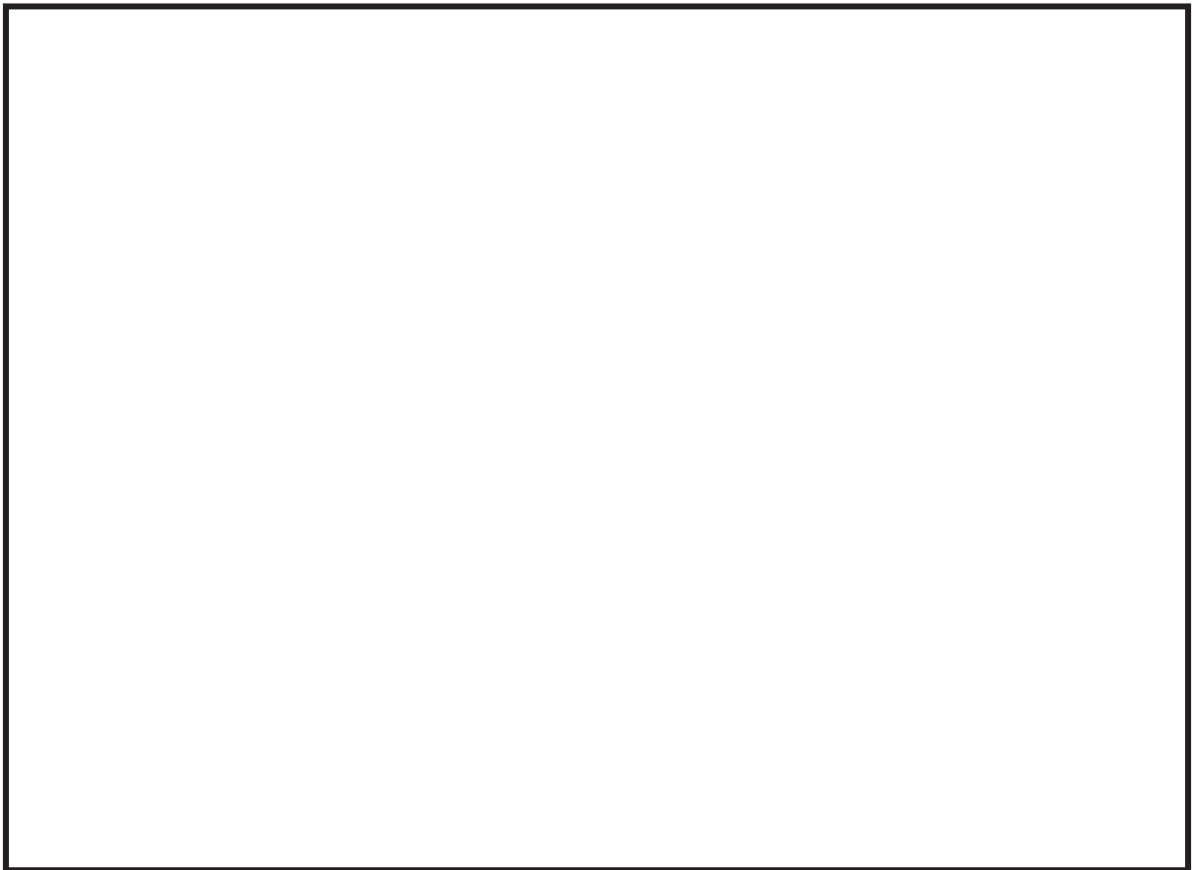


図 5-19 汀線方向のモデル

表 5-19 設計震度

汀線直角方向の設計震度	水平 3.2, 鉛直 2.0
汀線方向の設計震度	水平 2.0, 鉛直 2.0

表 5-20 検討ケース (汀線直角方向, 汀線方向共通)

ケース A	水平 1.0←+鉛直 0.4↑
ケース B	水平 1.0←+鉛直 0.4↓
ケース C	水平 1.0→+鉛直 0.4↑
ケース D	水平 1.0→+鉛直 0.4↓
ケース E	水平 0.4←+鉛直 1.0↑
ケース F	水平 0.4←+鉛直 1.0↓
ケース G	水平 0.4→+鉛直 1.0↑
ケース H	水平 0.4→+鉛直 1.0↓

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

(1) ばね定数の算定

L型擁壁は鋼製ブラケットとスタッドジベルにより一体構造で接していることから、汀線直角方向のモデルの底面には鋼製ブラケットの剛性を考慮したばねを配置して解析を行う。

L型擁壁のばね定数の算定に当たっては、L型擁壁及び鋼製ブラケットが一体構造であることを踏まえ、L型擁壁及び鋼製ブラケットの荷重作用時の鉛直変位が同一となるようにばね定数を算出する。具体的には、端部をピン支持とし、底版下部に分布ばねを配置したL型擁壁と、片持ち梁としてモデル化したブラケットの先端に荷重Pをかけた際の変位 $\delta$ が同一となるようにばね定数kを設定する。

ばね定数の算定概要図を図5-20に、ばね定数の算定結果を表5-21に示す。

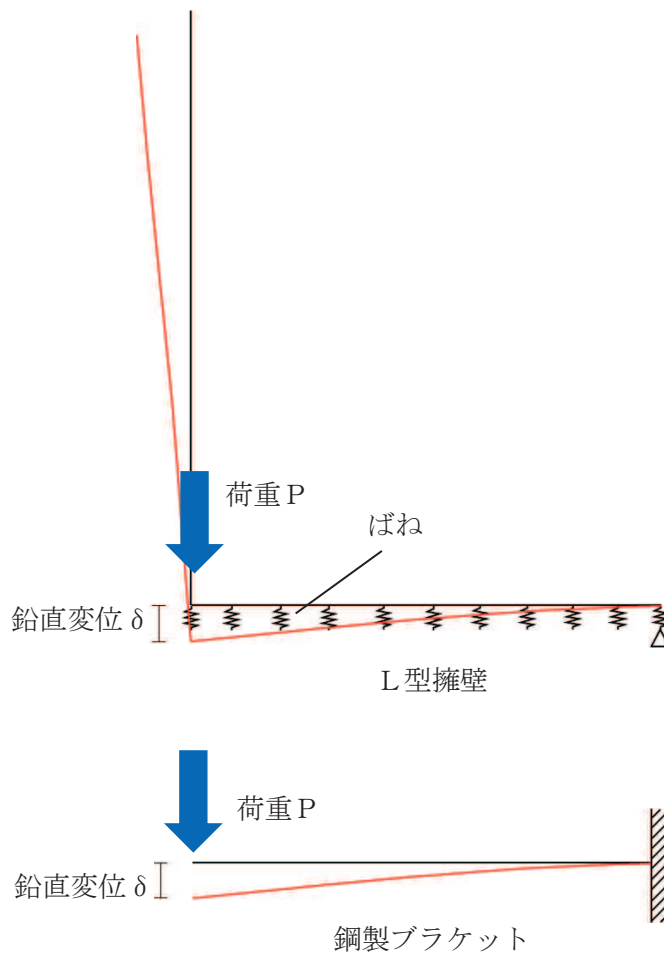


図 5-20 ばね定数算定概要図

表 5-21 ばね定数の算定結果

対象	荷重 P (kN)	鉛直変位 $\delta$ (m)	ばね定数 k (kN/m <sup>2</sup> )
L型擁壁	100	0.169	$1.82 \times 10^6$
鋼製ブラケット	100	0.169	—

(2) 曲げ・軸力に対する評価方法

フレーム解析で得られた断面力からコンクリートの曲げ圧縮応力及び鉄筋の引張応力を算出し、許容限界以下であることを確認する。応力度算定は、解析コード「RC 断面計算 Ver8.0.7」を使用する。

解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

a. コンクリート

$$\sigma_c \leq \sigma_{c a}$$

ここで、 $\sigma_c$  : コンクリートの発生曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{c a}$  : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

b. 鉄筋

$$\sigma_s \leq \sigma_{s a}$$

ここで、 $\sigma_s$  : 鉄筋の発生曲げ引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{s a}$  : 鉄筋の許容曲げ引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

(3) せん断力に対する評価方法

せん断応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\tau = \frac{Q}{b_w \cdot z} \quad \left( z = \frac{d}{1.15} \right)$$

$$\tau \leq \tau_{a 1}$$

ここで、 $\tau_{a 1}$  : 許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

Q : せん断力 (N)

$b_w$  : 単位幅 (mm)

d : 有効高さ (mm)

z : 圧縮合力の作用点から引張鉄筋断面の図心までの距離 (mm)

### 5.5.3 防護柵の評価方法

防護柵の設計は主柱の基部を固定端とした片持ち梁としてモデル化し，地震時慣性力と風荷重による断面力を算出し，断面照査を行う。

#### (1) 地震時慣性力による主柱基部の断面力の算出

自重及び地震時慣性力を等分布荷重として作用させる。慣性力による荷重の概念図を図5-21に示す。

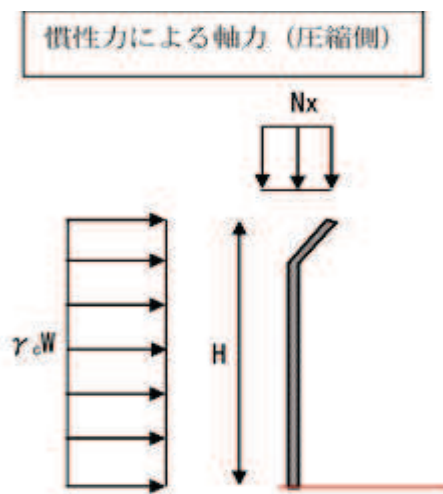


図 5-21 慣性力による荷重の概念図

#### a. 慣性力による主柱基部曲げモーメント

$$M_x = \frac{k_h \gamma_c W H^2}{2}$$

$M_x$  : 主柱基部曲げモーメント (kN・m)

$k_h$  : 設計水平震度

$\gamma_c$  : 自重 (kN/m)

$W$  : 負担幅 (m)

$H$  : 主柱高さ (m)

#### b. 慣性力による主柱基部軸力

$$N_x = k_v \gamma_c W H$$

$N_x$  : 主柱基部軸力 (kN)

$k_v$  : 設計鉛直震度

慣性力による主柱基部せん断力

$$S_x = k_h \gamma_c W H$$

$S_x$  : 主柱基部せん断力 (kN)



(2) 風荷重による支柱基部の断面力

風荷重による支柱基部の断面力を算出するための風荷重の算出方法を以下に示す。係数等は「日本建築学会 2004 年 建築物荷重指針・同解説」に基づき設定する。

$$P_k = C_f \times q \times A_k$$

$P_k$ : 風荷重 (kN)

$C_f$ : 風力係数

$q$ : 速度圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$A_k$ : 受風面積 (m<sup>2</sup>)

$$q = 0.6E \cdot V_0^2$$

$$E = E_r^2 \cdot G_f$$

$$E_r = 1.7 \left( \frac{Z_b}{Z_G} \right)^\alpha \quad (\text{H が } Z_b \text{ 以下の場合})$$

$$E_r = 1.7 \left( \frac{H}{Z_G} \right)^\alpha \quad (\text{H が } Z_b \text{ を超える場合})$$

ここで、 $E$ : 速度圧の高さ方向の分布を示す係数

$E_r$ : 平均風速の高さ方向の分布を示す係数 (表 5-22)

$V_0$ : 基準風速 (m/s)

$G_f$ : ガスト影響係数

$H$ : 建築物の高さと軒の高さとの平均 (m)

$Z_b, Z_G, \alpha$ : 地表面粗度区分に応じた係数

表 5-22 平均風速の高さ方向の分布を示す係数  $E_r$   
(建設省告示第 1 4 5 4 号)

HがZb以下の場合		$E_r=1.7(Z_b/Z_G)^\alpha$		
HがZbを超える場合		$E_r=1.7(H/Z_G)^\alpha$		
この表において、 $E_r$ 、 $Z_b$ 、 $Z_G$ 、 $\alpha$ 及びHは、それぞれ次の数値を表すものとする。				
$E_r$ 平均風速の高さ方向の分布を表す係数				
$Z_b$ 、 $Z_G$ 及び $\alpha$ 地表面粗度区分に応じて次の表に掲げる数値				
地表面粗度区分		$Z_b$ (単位 m)	$Z_G$ (単位 m)	$\alpha$
I	都市計画区域外にあって、極めて平坦で障害物がないものとして特定行政庁が規則で定める区域	5	250	0.10
II	都市計画区域外にあって地表面粗度区分Iの区域以外の区域(建築物の高さが13m以下の場合を除く。)又は都市計画区域内にあって地表面粗度区分IVの区域以外の区域のうち、海岸線又は湖岸線(対岸までの距離が1,500m以上のものに限る。以下同じ。)までの距離が500m以内の地域(ただし、建築物の高さが13m以下である場合又は当該海岸線若しくは湖岸線からの距離が200mを超え、かつ、建築物の高さが31m以下である場合を除く。)	5	350	0.15
III	地表面粗度区分I、II又はIV以外の区域	5	450	0.20
IV	都市計画区域内にあって、都市化が極めて著しいものとして特定行政庁が規則で定める区域	10	550	0.27
H 建築物の高さと軒の高さとの平均(単位 m)				

防護柵は、菱形金網とそれ以外の部材でそれぞれの風荷重を求める。両者に共通して使用する数値を表 5-23 に示す。また、充実率と風力係数の関係を表 5-24 に示す。

表 5-23 防護柵の風荷重算出に用いる値

設計基準風速	$V_0$	30.0	m/s
ガスト影響係数	$G_f$	1.0 *	-
建築物の高さ	H		m
地表面の粗度区分による係数	$\alpha$	0.2	-
地表面の粗度区分による係数	$Z_b$	5	m
地表面の粗度区分による係数	$Z_G$	450	m

注記\*：地震と風荷重の継続時間がともに短く、同時に発生する確率が低いことを踏まえ 1.0 とする

表 5-24 地上に建つフェンスの風力係数  $C_f$ \*

充実率 $\phi$	風力係数 $C_f$
0.0	1.2
0.2	1.5
0.6	1.7
$\geq 0.9$	1.2

注記\*：「日本建築学会 2004 年 建築物荷重指針・同解説」参照

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

a. 菱形金網に作用する風荷重  $P_{k1}$

菱形金網の充実率を表 5-25 に示す。表 5-22 より風力係数は 1.38 と求めることができる。

表 5-25 菱形金網の充実率

--

$$H \geq Z_b$$

$E_r$  : 平均風速の高さ方向の分布を表す係数

$$E_r = 1.7 \times (H/Z_G)^\alpha$$

$E_r$	
-------	--

$E$  : 速度圧の高さ方向の分布を表す係数

$$E = E_r^2 \times G_f$$

$E$	
-----	--

$q$  : 速度圧

$$q = 0.6 \times E \times V_0^2$$

$q$		$\text{kN/m}^2$
-----	--	-----------------

$C_f$  : 風力係数 (菱形金物)

$C_f$	1.38
-------	------

$P_{k1}$  : 風荷重

$$P_{k1} = C_f \times q$$

$P_{k1}$		$\text{kN/m}^2$
----------	--	-----------------

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

b. 菱形金網以外に作用する風荷重  $P_{k2}$

菱形金網以外は充実率 1.0 と考えることができるため、表 5-22 より風力係数は 1.2 とする。

$$H \geq Z_b$$

$E_r$  : 平均風速の高さ方向の分布を表す係数

$$E_r = 1.7 \times (H/Z_G)^\alpha$$

$E_r$	
-------	--

$E$  : 速度圧の高さ方向の分布を表す係数

$$E = E_r^2 \times G_f$$

$E$	
-----	--

$q$  : 速度圧

$$q = 0.6 \times E \times V_0^2$$

$q$		kN/m <sup>2</sup>
-----	--	-------------------

$C_f$  : 風力係数 (菱形金物以外)

$C_f$	1.20
-------	------

$P_{k2}$  : 風荷重

$$P_{k2} = C_f \times q$$

$P_{k2}$		kN/m <sup>2</sup>
----------	--	-------------------

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

c. 風荷重による支柱基部の断面力の算定

菱形金網に作用する風荷重  $P_{k1}$ 、菱形金網以外に作用する風荷重  $P_{k2}$  を用いて支柱基部の曲げモーメントとせん断力を算出する。風荷重の载荷概要図を図 5-22 に示す。

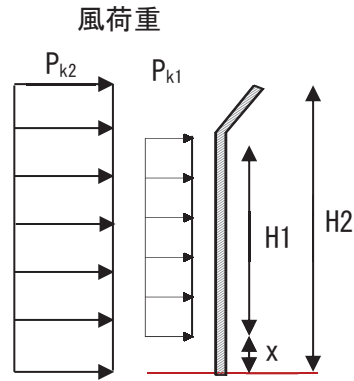


図 5-22 風荷重の载荷概要図

基部曲げモーメント

$$M_p = P_{k1} \cdot \phi \cdot A1 \cdot \left( x + \frac{H1}{2} \right) + P_{k2} \cdot A2 \cdot \frac{H2}{2}$$

基部せん断力

$$S_p = P_{k1} \cdot \phi \cdot A1 + P_{k2} \cdot A2$$

ここで、 $P_{k1}$ ：金網風荷重 (kN/mm<sup>2</sup>)

$\phi$ ：充実率

$A1$ ：金網負担面積 (mm<sup>2</sup>)

$x$ ：L型擁壁の天端から菱形金網の下端までの距離 (mm)

$H1$ ：金網高さ (mm)

$P_{k2}$ ：金網以外の風荷重 (kN/mm<sup>2</sup>)

$A2$ ：金網以外の負担面積 (mm<sup>2</sup>)

$H2$ ：支柱高さ (mm)

### (3) 評価方法

防護柵の照査は曲げモーメント及び軸力に対する評価については「日本道路協会 平成24年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV下部構造編」に基づき塑性率を算出し照査を行う。せん断力に対する評価については「基本建築基準法関係法令集 建築資料研究社 2006年版」及び「日本建築学会 2019年 鋼構造許容応力度設計規準」に基づく許容せん断応力度を許容限界とし、算出したせん断力が許容限界を超えないことを確認する。

#### a. 曲げモーメント及び軸力に対する評価

$$\text{塑性率} = \frac{M_1}{M_p} \leq \text{許容塑性率}$$

$$M_p = M_{p0} \cdot \cos\left(\frac{\alpha \cdot \pi}{2}\right)$$

$$\alpha = \frac{N}{N0}$$

$$N0 = \sigma_y \cdot A / 1000$$

$$M_{p0} = Z_p \cdot \sigma_y$$

$$Z_p = \frac{4}{3} \cdot r^3 \left\{1 - \left(\frac{1-t}{r}\right)^3\right\}$$

ここで、 $M_1$  : 防護柵支柱基部の曲げモーメント (kN・m)

$M_p$  : 全塑性モーメント (kN・m)

$M_{p0}$  : 軸力0の場合の全塑性モーメント (kN・m)

$\alpha$  : 軸力比

$N$  : 作用軸力 (kN)

$N0$  : モーメント0の場合の降伏軸力 (kN)

$\sigma_y$  : 降伏点 (N/mm<sup>2</sup>)

$Z_p$  : 塑性断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$r$  : 鋼管外径 (mm)

$t$  : 板厚 (mm)

$A$  : 断面積 (mm<sup>2</sup>)

#### b. せん断力に対する評価

$$\tau_1 = \frac{V_1}{A'_1}$$

$$\tau_1 \leq \tau_{1a}$$

ここで、 $\tau_1$  : 防護柵支柱の発生せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$V_1$  : 防護柵支柱のせん断力 (N)

$A'_1$  : 防護柵支柱のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>) (=  $A_1/2$ )

$\tau_{1a}$  : 防護柵支柱の短期許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

#### 5.5.4 点検通路の評価方法

点検通路は図 5-23 に示すとおり、歩廊支持材、歩廊桁、床材（グレーチング）及び手摺で構成されており、L型擁壁の側部に歩廊支持材（H-150×150）を溶接したベースプレートを用いて固定している。また、手摺は歩廊桁にボルト固定されている。

点検通路の設計は、構造及び荷重の伝達を考慮し、歩廊支持材について、背面補強工側面を固定端とした片持ち梁モデルに地震時荷重を載荷し断面力照査を行う。また、歩廊支持材を固定しているアンカーボルトについて引張応力度を算出し照査を行う。

手摺支柱は歩廊桁を固定端とした片持ち梁モデルに地震時荷重及び風荷重を載荷し算出した断面力により照査を行う。また、手摺支柱を固定している固定ボルトについて引張応力度を算出し照査を行う。

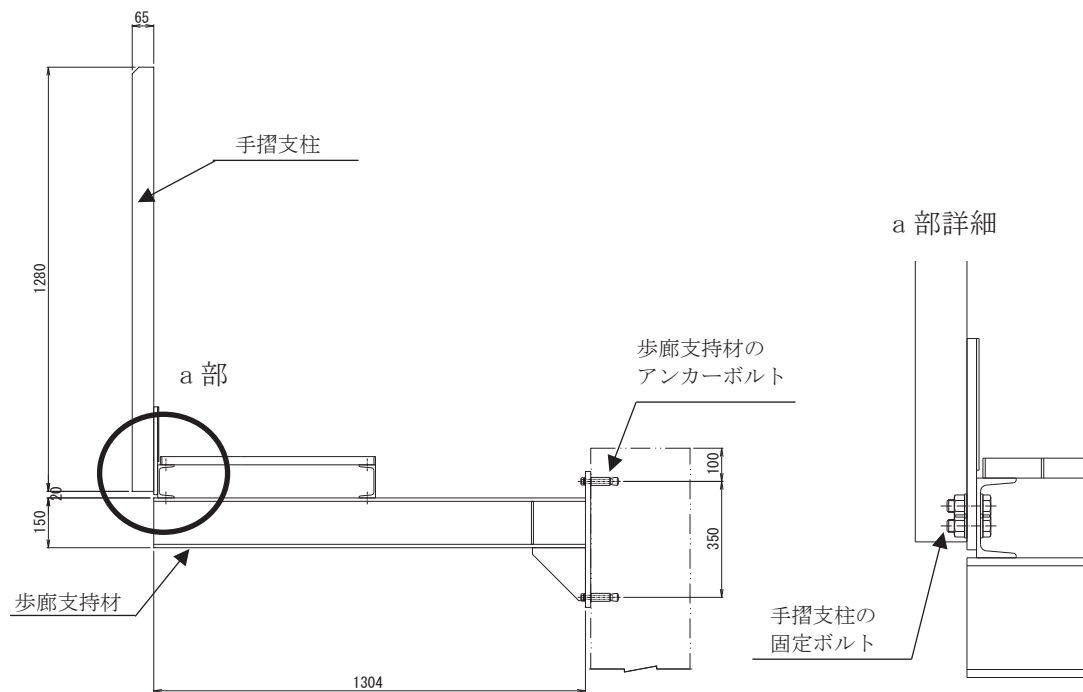


図 5-23 点検通路概要図



(1) 歩廊支持材の断面力の算出

a. 引張応力度 ( $\sigma$ ) の算出

$$\sigma = M / Z_x$$

$\sigma$  : 引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

M : 歩廊支持材に作用するモーメント (N・mm)

$Z_x$  : 歩廊支持材の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

b. せん断応力度 ( $\tau$ ) の算出

$$\tau = S / A_w$$

$\tau$  : せん断応力度 ( $\tau$ ) (N/mm<sup>2</sup>)

S : 歩廊支持材に作用するせん断力 (N)

$A_w$  : ウェブの断面積 (mm<sup>2</sup>)

(2) 手摺支柱の断面力の算出

a. 地震時の断面力

(a) 慣性力による基部曲げモーメント

$$M_x = \Sigma (k_h \cdot P_n \cdot W \cdot x_n)$$

$M_x$  : 慣性力による曲げモーメント (kN・m)

$k_h$  : 設計水平震度

$P_n$  : 各部材の自重 (kN/m)

W : 負担幅 (m)

$x_n$  : 基部から各部材の重心までの距離 (m)

(b) 慣性力による基部軸力

$$N_x = \Sigma (k_v \cdot P_n \cdot W)$$

$N_x$  : 鉛直方向慣性力 (kN)

$k_v$  : 設計鉛直震度

(c) 慣性力による基部せん断力

$$S_x = \Sigma (k_h \cdot P_n \cdot W)$$

$S_x$  : 慣性力によるせん断力 (kN)

b. 風荷重による断面力

風荷重による手摺支柱の断面力を算出するための風荷重の算出方法を以下に示す。係数等は「日本建築学会 2004 年 建築物荷重指針・同解説」に基づき設定する。

$$P_k = C_f \times q \times A_k$$

$P_k$ : 風荷重 (kN)

$C_f$ : 風力係数

$q$ : 速度圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$A_k$ : 受風面積 (m<sup>2</sup>)

$$q = 0.6 \times E \cdot V_0^2$$

$$E = E_r^2 \cdot G_f$$

$$E_r = 1.7 \left( \frac{Z_b}{Z_G} \right)^\alpha \quad (H \text{ が } Z_b \text{ 以下の場合})$$

$$E_r = 1.7 \left( \frac{H}{Z_G} \right)^\alpha \quad (H \text{ が } Z_b \text{ を超える場合})$$

ここで、 $E$ : 速度圧の高さ方向の分布を示す係数

$E_r$ : 平均風速の高さ方向の分布を示す係数 (表 5-26)

$V_0$ : 基準風速 (m/s)

$G_f$ : ガスト影響係数

$H$ : 建築物の高さと軒の高さとの平均 (m)

$Z_b, Z_G, \alpha$ : 地表面粗度区分に応じた係数

表 5-26 平均風速の高さ方向の分布を示す係数  $E_r$   
(建設省告示第 1 4 5 4 号)

HがZb以下の場合		$E_r=1.7(Z_b/Z_G)^\alpha$		
HがZbを超える場合		$E_r=1.7(H/Z_G)^\alpha$		
この表において、 $E_r$ 、 $Z_b$ 、 $Z_G$ 、 $\alpha$ 及びHは、それぞれ次の数値を表すものとする。				
$E_r$ 平均風速の高さ方向の分布を表す係数				
$Z_b$ 、 $Z_G$ 及び $\alpha$ 地表面粗度区分に応じて次の表に掲げる数値				
	地表面粗度区分	$Z_b$ (単位 m)	$Z_G$ (単位 m)	$\alpha$
I	都市計画区域外にあって、極めて平坦で障害物がないものとして特定行政庁が規則で定める区域	5	250	0.10
II	都市計画区域外にあって地表面粗度区分Iの区域以外の区域(建築物の高さが13m以下の場合を除く。)又は都市計画区域内にあって地表面粗度区分IVの区域以外の区域のうち、海岸線又は湖岸線(対岸までの距離が1,500m以上のものに限る。以下同じ。)までの距離が500m以内の地域(ただし、建築物の高さが13m以下である場合又は当該海岸線若しくは湖岸線からの距離が200mを超え、かつ、建築物の高さが31m以下である場合を除く。)	5	350	0.15
III	地表面粗度区分I、II又はIV以外の区域	5	450	0.20
IV	都市計画区域内にあって、都市化が極めて著しいものとして特定行政庁が規則で定める区域	10	550	0.27
H 建築物の高さと軒の高さとの平均(単位 m)				

手摺支柱の風荷重算出に用いる値を表 5-27 に示す。

表 5-27 手摺支柱の風荷重算出に用いる値

設計基準風速	$V_0$	30.0	m/s
ガスト影響係数	$G_f$	1.0 *	-
建築物の高さ	H	8.320	m
地表面の粗度区分 による係数	$\alpha$	0.2	-
地表面の粗度区分 による係数	$Z_b$	5	m
地表面の粗度区分 による係数	$Z_G$	450	m
風力係数	$C_f$	1.20	-

注記\*：地震と風荷重の継続時間がともに短く、同時に発生する確率が低いことを踏まえ 1.0 とする

(a) 手摺支柱に作用する風荷重  $P_k$

$$H \geq Z_b$$

$E_r$ ：平均風速の高さ方向の分布を表す係数

$$E_r = 1.7 \times (H/Z_G)^\alpha$$

$E_r$	0.765
-------	-------

E：速度圧の高さ方向の分布を表す係数

$$E = E_r^2 \times G_f$$

E	0.586
---	-------

q：速度圧

$$q = 0.6 \times E \times V_0^2$$

q	0.316	kN/m <sup>2</sup>
---	-------	-------------------

$P_k$ ：風荷重

$$P_k = C_f \times q$$

$P_k$	0.38	kN/m <sup>2</sup>
-------	------	-------------------

(b) 風荷重による手摺支柱基部の断面の算定

風荷重を用いて手摺支柱基部の曲げモーメントとせん断力を算出する。手摺支柱荷重の概要図を図 5-24 に示す。

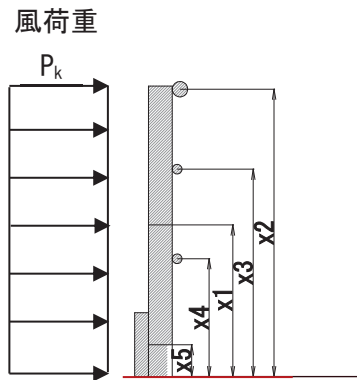


図 5-24 手摺支柱荷重 概要図

風荷重による基部モーメント

$$M_p = P_k \cdot (x_1 \cdot A_1 + x_2 \cdot A_2 + x_3 \cdot A_3 + x_4 \cdot A_4 + x_5 \cdot A_5)$$

風荷重による基部せん断力

$$S_p = P_k \cdot (A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5)$$

ここで,  $P_k$ : 風荷重 ( $\text{kN}/\text{mm}^2$ )

$A_n$ : 各部材の受風面積 ( $\text{m}^2$ )

$x_n$ : L型擁壁天端から各部材の中心までの距離 (mm)

(3) 評価方法

手摺の照査は許容応力度法により行い、照査は曲げ応力度照査とせん断応力度照査を実施する。

a. 曲げ応力度照査

$$\sigma_2 = \frac{M_2}{Z_2} + \frac{N_2}{A_2}$$

$$\sigma_2 \leq \sigma_{2a}$$

ここで、 $\sigma_2$ :手摺支柱の発生曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M_2$ :手摺支柱の曲げモーメント (N・m)

$Z_2$ :手摺支柱の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$N_2$ :手摺支柱の軸力 (N)

$A_2$ :手摺支柱の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{2a}$ :手摺支柱の短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

b. せん断応力度照査

$$\tau_2 = \frac{V_2}{A'_2}$$

$$\tau_2 \leq \tau_{2a}$$

ここで、 $\tau_2$ :手摺支柱の発生せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$V_2$ :手摺支柱のせん断力 (N)

$A'_2$ :手摺支柱のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\tau_{2a}$ :手摺支柱の短期許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

## 6. 評価結果

防護設備の各評価部位の発生断面力及び発生荷重は許容限界を下回っており、近傍に設置された上位クラス施設である防潮堤等に対して波及的影響を及ぼさないことを確認した。

## 6.1 鋼製ブラケット

### 6.1.1 鋼製ブラケット本体

鋼製ブラケット本体の照査結果を表 6-1 に示す。

発生応力度が許容限界以下であることから、構造部材が十分な健全性を有することを確認した。

表 6-1 鋼製ブラケット本体

評価部位	評価項目	荷重 ケース	発生 応力度 (a) (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (b) (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 (a / b)
鋼製ブラケット本体	曲げ + 軸力	荷重ケース① 1.0H+0.4V	85	210	0.41
		荷重ケース② 1.0H+0.4V	51	210	0.25
		荷重ケース① 0.4H+1.0V	82	210	0.40
		荷重ケース② 0.4H+1.0V	69	210	0.33
	せん断力	荷重ケース① 1.0H+0.4V	12	120	0.10
		荷重ケース② 1.0H+0.4V	31* <sup>1</sup>	120	0.26
			12* <sup>2</sup>	120	0.10
		荷重ケース① 0.4H+1.0V	20	120	0.17
		荷重ケース② 0.4H+1.0V	13* <sup>1</sup>	120	0.11
			20* <sup>2</sup>	120	0.17

注記\*1 ウェブのせん断応力

\*2 フランジのせん断応力



### 6.1.2 アンカーボルト

アンカーボルトの照査結果を表 6-2 に示す。

発生荷重が許容限界以下であることから、構造部材が十分な健全性を有することを確認した。

表 6-2(1) アンカーボルトの照査結果 (引張)

ケース	引張力 (kN)	許容限界 (kN)	照査値
荷重ケース① 1.0H+0.4V	339.4	475.5	0.72
荷重ケース② 1.0H+0.4V	198.2	475.5	0.42
荷重ケース① 0.4H+1.0V	332.2	475.5	0.70
荷重ケース② 0.4H+1.0V	275.7	475.5	0.58

表 6-2(2) アンカーボルトの照査結果 (せん断)

ケース	せん断力 (kN)	許容限界 (kN)	照査値
荷重ケース① 1.0H+0.4V	27.2	174.4	0.16
荷重ケース② 1.0H+0.4V	40.6	174.4	0.24
荷重ケース① 0.4H+1.0V	45.2	174.4	0.26
荷重ケース② 0.4H+1.0V	46.8	174.4	0.27

### 6.1.3 スタッドジベル

スタッドジベルの照査に用いた引張力の一覧を表 6-3 に示す。

スタッドジベルの照査結果を表 6-4 に示す。

発生応力度が許容限界以下であることから、構造部材が十分な健全性を有することを確認した。

表 6-3 スタッドジベルの照査に用いた引張力の一覧\*1, 2

1列目*3	2列目	3列目	4列目	5列目	6列目
kN/箇所	kN/箇所	kN/箇所	kN/箇所	kN/箇所	kN/箇所
-186.938	-25.640	-55.018	<u>-59.697</u>	-43.611	-21.860
(ケースC)	(ケースE)	(ケースA)	(ケースA)	(ケースA)	(ケースA)

注記\*1：表中の値は引張を示す。

\*2：スタッドジベルの照査（引張）に用いた値を下線部に示す。

\*3：1列目の値については補強ボルトの評価に用いる。

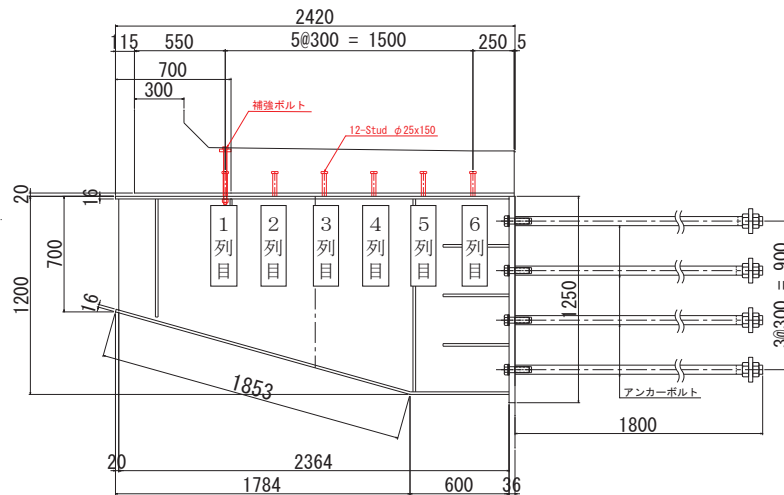


表 6-4(1) スタッドジベルの照査結果 (引張)

ケース	1 箇所あたりに作用する 最大引張力 (kN)	許容限界 (kN)	照査値
ケース A	59.7	121.1	0.50

表 6-4(2) スタッドジベルの照査結果 (せん断)

ケース	1 本あたりに作用する 最大せん断力 (kN)	許容限界 (kN)	照査値*
荷重ケース①	32.2	37.1	0.87

注記\* : 「日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説」による許容限界 80.7 kN (スタッドジベルのせん断強度により決まる許容せん断力。躯体の支圧強度及びコーン状破壊の許容せん断力と比較し最小値であることを確認した値。)を用いて照査した場合の照査値は 0.40 であり、裕度があることを確認。

#### 6.1.4 補強ボルト

補強ボルトの照査結果を表 6-5 に示す。

発生応力度が許容限界以下であることから、構造部材が十分な健全性を有することを確認した。

表 6-5 補強ボルトの照査結果 (引張)

ケース	1 本あたりに作用する 最大引張力 (kN)	許容限界 (kN)	照査値
ケース C	93.5	132.3	0.71

## 6.2 L型擁壁

### 6.2.1 汀線直角方向の評価結果

汀線直角方向の照査結果を表 6-6 に示す。

発生応力度が構造部材の許容限界以下であることを確認した。

表 6-6(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

評価箇所	ケース	発生断面力		圧縮 耐力 $N'_{oud}$ (kN)	曲げ 耐力 $M_{ud}^*$ (kN)	照査値	
		曲げ モーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)			圧縮 $N/N'_{oud}$	曲げ $M/M_{ud}$
側壁	C	190.6	-8.5	13743.8	250.8	0.01	0.76
底版	C	206.4	-152.0	12025.6	213.4	0.02	0.97

注記\*：終局状態時の荷重の釣り合いから、照査断面力比  $M/N$  が等しくなる中立軸位置を計算し、曲げ耐力  $M_{ud}$  を算出。

表 6-6(2) L型擁壁汀線直角方向の照査結果（せん断）

評価箇所	ケース	発生応力 ( $N/mm^2$ )	許容限界 ( $N/mm^2$ )	照査値
側壁	A, B, C, D	0.33	0.825	0.41
底版	B	0.68	0.825	0.83

### 6.2.2 汀線方向の評価結果

汀線方向の照査結果を表 6-7 に示す。

発生応力度が許容限界以下であることから、構造部材が十分な健全性を有することを確認した。

表 6-7(1) L型擁壁汀線方向の照査結果（曲げ軸力系\_コンクリート）

評価箇所	ケース	発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
底版（上側）	ケース B	10.7	21.0	0.51
底版（下側）	ケース A, C	6.7	21.0	0.32

表 6-7(2) L型擁壁汀線方向の照査結果（曲げ軸力系\_鉄筋）

評価箇所	ケース	発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
底版（上側）	ケース B	201	294	0.69
底版（下側）	ケース A, C	152	294	0.52

表 6-7(3) L型擁壁汀線方向の照査結果（せん断）

評価箇所	ケース	発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
底版	ケース B, D	0.72	0.825	0.87

### 6.3 防護柵

防護柵の照査結果を表 6-8 に示す。

防護柵支柱の変形量は、塑性率で評価したときの許容塑性率に対して十分な裕度があり、耐力低下に至らない領域であることを確認した。

また、せん断照査についても許容限界に対して十分な裕度があることを確認した。

表 6-8(1) 防護柵の照査結果 (変形量)

曲げモーメント ( $M_1$ ) (kN・m)	全塑性モーメント ( $M_p$ ) (kN・m)	塑性率 (a)	許容塑性率 (b)	照査値 (a / b)
3.84	1.83	2.1	4.0	0.53

表 6-8(2) 防護柵の照査結果 (せん断)

評価項目	発生 応力度 (a) (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (b) (N/mm <sup>2</sup> )	照査値* (a / b)
せん断応力度	14.4	135	0.11

注記\* : 「日本道路協会 平成 24 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」  
による許容限界 120 N/mm<sup>2</sup> を用いて照査した場合の照査値は 0.12 であり、大  
きな差異がないことを確認。

## 6.4 点検通路

### 6.4.1 歩廊支持材

歩廊支持材の照査結果を表 6-9 に示す。

発生応力度が許容限界以下であることから、構造部材が十分な健全性を有することを確認した。

表 6-9 歩廊支持材の照査結果

評価項目	発生 応力度 (a) (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (b) (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 (a / b)
曲げ応力度	34	210	0.17
せん断応力度	10.9	120	0.10

### 6.4.2 歩廊支持材のアンカーボルト

歩廊支持材のアンカーボルトの照査結果を表 6-10 に示す。

発生応力度が許容限界以下であることから、構造部材が十分な健全性を有することを確認した。

表 6-10 歩廊支持材のアンカーボルトの照査結果

評価項目	発生 応力度 (a) (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (b) (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 (a / b)
引張応力度	122	210	0.59

#### 6.4.3 手摺支柱

手摺支柱の照査結果を表 6-11 に示す。

発生応力度が許容限界以下であることから、構造部材が十分な健全性を有することを確認した。

表 6-11 手摺支柱の照査結果

評価項目	発生 応力度 (a) (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (b) (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 (a / b)
曲げ応力度	101.6	210	0.48
せん断応力度	3.1	120	0.03

#### 6.4.4 手摺部の固定ボルト

手摺部の固定ボルトの照査結果を表 6-12 に示す。

発生応力度が許容限界以下であることから、構造部材が十分な健全性を有することを確認した。

表 6-12 手摺部の固定ボルトの照査結果

評価項目	発生 応力度 (a) (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (b) (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 (a / b)
引張応力度	30.9	210	0.15



女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0600-43_改5

補足-600-43 地震応答に影響を及ぼす不確かさ要因の整理

## 目 次

1. はじめに .....	1
2. 基本ケースの考え方 .....	2
2.1 建屋 .....	2
2.2 機器・配管系（建屋－大型機器連成地震応答解析） .....	3
2.3 土木構造物 .....	3
3. 不確かさケースの考え方 .....	4
3.1 建屋 .....	4
3.2 機器・配管系（建屋－大型機器連成地震応答解析） .....	5
3.3 土木構造物 .....	5
4. 影響要因の抽出の考え方 .....	6
4.1 基本ケースへの影響要因の抽出の観点 .....	6
4.1.1 プラント供用時の条件を踏まえて基本ケースへの影響検討が必要な事項 ..	6
4.2 工認設計ケースへの影響要因の抽出の観点 .....	6
4.2.1 プラント供用時の条件を想定した検討が必要な事項 .....	6
4.2.2 工認設計ケースの妥当性確認が必要な事項 .....	7
5. 今回工認における申請上の位置付け .....	11

## 1. はじめに

本資料は、建屋、機器・配管系（建屋－大型機器連成地震応答解析）及び土木構造物の耐震設計にあたり、地震応答に影響を及ぼす不確かさ要因について「基本ケースの考え方」、「不確かさケースの考え方」、「影響要因の抽出の考え方」をそれぞれ整理した上で、「今回工認における申請上の位置付け」の考え方を示すものである。

それぞれの項目の基本的な方針は以下のとおり。

- (1) 「基本ケースの考え方」の整理にあたって、基本ケースについては、既工認モデルを基本として、3.11 地震等による知見等や先行サイトの審査実績による最新知見を反映して設定する方針としている。
- (2) 「不確かさケースの考え方」については、基本ケースへの不確かさ要因として、以下に示す「耐震設計に係る工認審査ガイド」における要求事項及び女川原子力発電所の特徴を踏まえて、地震応答解析結果へ影響を与える材料及び地盤の物性値について検討の上、ばらつきによる変動幅を考慮する項目を抽出する。
  - ・地震応答解析に用いる材料定数のうち解析モデルの剛性評価に用いる定数については、材料のばらつきによる定数の変動幅が適切に設定されていること
  - ・材料定数の変動が建物・構築物の振動性状（固有周期，固有モード等）や応答性状に及ぼす影響を検討し，必要に応じて，建物・構築物の地震力や機器・配管系の入力地震力に及ぼす影響を設計に考慮すること
- (3) 「影響要因の抽出の考え方」については、基本ケース及びその不確かさを踏まえた工認設計ケース（基本ケース及び不確かさケース）に分けて、以下の観点から影響要因（影響検討ケース）の抽出を行う。
  - a. 基本ケースへの影響要因の抽出の観点
    - ・プラント供用時の条件を踏まえて基本ケースへの影響検討が必要な事項
  - b. 工認設計ケースへの影響要因の抽出の観点
    - ・プラント供用時の条件を想定した検討が必要な事項
    - ・工認設計ケースの妥当性確認が必要な事項
- (4) 「今回工認における申請上の位置付け」の整理にあたっては、工認設計ケース（基本ケース及び不確かさケース）に対する各影響検討ケースの影響の程度に応じて、申請上の位置付けを整理する。

なお、建屋及び土木構造物の地震応答を用いて設計する機器・配管系は、建屋及び土木構造物の工認設計ケース（基本ケース及び不確かさケース）の応答を用いて今回工認の耐震評価を実施するため、建屋及び土木構造物に含めて整理を行うこととする。

## 2. 基本ケースの考え方

### 2.1 建屋

建屋の設計にあたって、既設建屋については 3.11 地震等の影響を踏まえて耐震設計方法に反映すべき事項を整理の上、地震応答解析モデルを策定している。一方、新設建屋は地震の影響を受けていないことから、設計の考え方の整理にあたっては、既設建屋及び新設建屋に分類して整理する。

なお、対象建屋は、今回工認において機能を有する建屋を対象として整理することとし、波及的影響評価対象の建屋はその考え方に準ずる。

#### (1) 既設建屋

既設建屋の地震応答解析モデルは、既工認モデル（SR モデル）をベースとして、3.11 地震等の地震観測記録を用いたシミュレーション解析結果を設計に反映する。

＜既工認モデルからの主な変更点＞

- a. 建屋初期剛性についてシミュレーション解析により補正した初期剛性を採用する。建屋初期剛性の設定にあたっては既工認モデルに対する補正係数を設定し、観測記録の再現性を確認していることから、コンクリート物性値は既工認時における RC 規準（1988）に基づき設定している。なお、準拠する RC 規準の年版によるコンクリート物性値の違いは補正係数の設定に含まれる。
- b. 地震応答解析モデルにおける床の柔性について、原子炉建屋については既工認時には多軸床剛モデルであったが、シミュレーション解析を踏まえて多軸床柔モデルを採用する。制御建屋については既工認時には 1 軸モデルであったが、3.11 地震後の目視点検結果も踏まえ、原子炉建屋と同様に多軸床柔モデルを採用する。床ばねはシミュレーション解析を踏まえて線形としてモデル化する。
- c. 原子炉建屋の建屋重量については、燃料取替床（以下「オペフロ」という。）上部の耐震補強による追設耐震壁を地震応答解析モデルに反映していることを踏まえ、その重量増加分も考慮する。

RC 造部の減衰定数については、シミュレーション解析で 5%を上回る減衰定数が得られている建屋もあるが、既工認モデルと同様に保守的に 5%を採用する。

地盤物性については、地盤調査結果の平均値をもとに設定する。

#### (2) 新設建屋

新設建屋は既設建屋での実績を踏まえて SR モデルを採用し、建屋初期剛性については地震の影響を受けていないことから、設計基準強度に基づく剛性を採用する。また、新設建屋については、基礎版高さまでマンメイドロックを打設することを踏

まえ、その高さまでは側面水平地盤ばねを考慮する。なお、側面回転地盤ばねは保守的に考慮しない。

新設建屋の RC 造部の減衰定数については、補足説明資料「補足-610-1 建屋耐震評価に関する補足説明資料 別紙 4 新設建屋の地震応答解析モデルに用いる鉄筋コンクリート部の減衰定数について」を踏まえ、既設建屋と同様に 5% と設定する。

地盤物性については、既設建屋と同様に地盤調査結果の平均値をもとに設定する。

## 2.2 機器・配管系（建屋－大型機器連成地震応答解析）

原子炉建屋内の原子炉格納容器，原子炉圧力容器，原子炉しゃへい壁，原子炉本体の基礎等の大型機器は，その支持構造上から建屋による影響が無視できないため，原子炉建屋と連成させて地震応答解析を実施している。

建屋－大型機器連成地震応答解析については，既工認モデル（SR モデル）をベースとして，原子炉建屋の基本ケースと同様，原子炉建屋の地震応答解析モデルに 3.11 地震等の地震観測記録を用いたシミュレーション解析を踏まえたコンクリート剛性及び多軸床柔モデル等を採用する。

また，原子炉本体の基礎の地震応答解析モデルには，適正な地震応答に基づく評価を行うため，コンクリートの剛性変化を考慮した非線形解析モデル（復元力特性）を採用する。原子炉本体の基礎のコンクリートの剛性については，原子炉本体の基礎の内部に充填されたコンクリートが鋼板で囲まれており，乾燥収縮の影響はないと考えられることから，基本ケースとして設計基準強度による復元力特性を採用する。

## 2.3 土木構造物

土木構造物は主に地中に埋設されているため，地震時の応答は構造物と周辺地盤の相互作用によることから，地震応答解析で周辺地盤の影響も評価可能な二次元有限要素法を用いている。

設計にあたっては，原子力発電所の屋外重要土木構造物を対象とした基準である「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 年）」（以下「土木学会マニュアル」という。）に準拠している。

土木構造物における基本ケースの設定は，「土木学会マニュアル」に基づき，構造物に係る物性値は設計基準強度に対応する物性値とし，周辺地盤に係る物性値は各種試験に基づく平均値とする。

断層については，断層をモデル化しないケースと，構造物と断層の交差位置を踏まえ，断層による耐震評価への影響が最も大きいケースを選定する。

### 3. 不確かさケースの考え方

不確かさ要因として、女川原子力発電所の特徴を踏まえて、地震応答解析結果へ影響を与える材料及び地盤の物性値について検討の上、ばらつきによる変動幅を考慮する項目を抽出する。

#### 3.1 建屋

##### (1) 既設建屋

材料物性の不確かさについては、応答に影響を与えると考えられる建屋初期剛性と地盤物性のばらつきを考慮する。

建屋初期剛性については、過去の中小地震も含めた記録では時間経過に伴い剛性が低下する傾向の他に、更新地震によっても剛性が低下する傾向が認められていることから、初期剛性低下の影響を保守的に反映するモデルを不確かさケースとして採用する。具体的には、更なる剛性低下として、基本モデルを用いた基準地震動  $S_s$  の応答結果として得られる剛性低下を考慮する。また、不確かさモデルへの適用にあたっては、この非線形化による剛性低下を初期剛性低下とみなし、全ての耐震壁におけるスケルトン曲線の初期剛性の低下として一律に考慮することにより保守性を確保する。

RC 造部の減衰定数については、弾性設計用地震動  $S_d$  と同等レベルの 3.11 地震シミュレーション解析において 5% 以上で再現できることが確認されていることから、不確かさは考慮しない。

地盤物性については、実測した地盤のせん断波速度のばらつきを考慮する。

##### (2) 新設建屋

材料物性の不確かさについては、既設建屋と同様の考え方で、建屋初期剛性及び地盤物性のばらつきを考慮する。

建屋初期剛性については、新設建屋の基準地震動  $S_s$  に対する地震応答解析結果及び同様の構造である原子炉建屋オペフロ下部の 3.11 地震時の剛性低下傾向を踏まえ、0.8 倍の剛性を採用する。

コンクリート剛性に実強度を採用することは建屋の耐力が向上する傾向となることから不確かさとして考慮しない。

地盤物性については、実測した地盤のせん断波速度のばらつきを考慮する。

RC 造部の減衰定数については、補足説明資料「補足-610-1 建屋耐震評価に関する補足説明資料 別紙 4 新設建屋の地震応答解析モデルに用いる鉄筋コンクリート部の減衰定数について」により、応答が小さい場合でも減衰 5% に設定することの保守性が確認されているため、不確かさを考慮しない。

### 3.2 機器・配管系（建屋－大型機器連成地震応答解析）

材料物性の不確かさについて、原子炉建屋の地震応答解析モデルは、原子炉建屋の不確かさケースと同様、建屋初期剛性及び地盤物性のばらつきを考慮する。

なお、原子炉本体の基礎のコンクリート剛性については、原子炉本体の基礎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。ただし、地震影響を踏まえた原子炉建屋に対する検討結果（初期剛性低下）を踏まえ、念のため建屋と同様に初期剛性低下を反映した復元力特性を工認設計ケースとして考慮する。

### 3.3 土木構造物

不確かさケースの設定について、材料物性に係るばらつきは、構造物の剛性に支配的となるコンクリートの初期剛性のばらつきを考慮する。ただし、コンクリートの剛性低下側のばらつきは、周辺地盤との剛性差が小さくなり、構造物に作用する土圧を小さく評価し、構造物の耐震裕度が上がるため考慮しない。

周辺地盤に係る不確かさは、地盤のせん断変形に支配的となるパラメータとして、初期せん断弾性係数のばらつきを考慮する。また、周辺地盤が構造物の左右で非対称であり地震時荷重の作用方向による影響を受けるため、地震動の位相の影響を考慮する。

#### 4. 影響要因の抽出の考え方

##### 4.1 基本ケースへの影響要因の抽出の観点

###### 4.1.1 プラント供用時の条件を踏まえて基本ケースへの影響検討が必要な事項

###### (1) 既設建屋

###### a. 建屋重量：改造工事を反映した影響（原子炉建屋）

原子炉建屋の建屋重量については、オペフロ上部の耐震補強による追設耐震壁を地震応答解析モデルに反映していることを踏まえ、その重量増加分も考慮しているが、プラント供用時の条件として、さらに設備の補強や追加等の改造工事に伴い重量が増加することから、その影響を考慮したモデルによる地震応答解析を実施しその影響を確認する。また、その応答による機器・配管系への影響を確認する。

###### (2) 機器・配管系（建屋－大型機器連成地震応答解析）

###### a. 建屋重量：改造工事を反映した影響

設備の補強や追加等の改造工事に伴う重量の増加を考慮した建屋－大型機器連成地震応答解析モデルを用いた地震応答解析を実施し、その応答による機器・配管系への影響を確認する。

##### 4.2 工認設計ケースへの影響要因の抽出の観点

###### 4.2.1 プラント供用時の条件を想定した検討が必要な事項

###### (1) 既設建屋

###### a. 3次元挙動の影響（原子炉建屋）

建屋の3次元応答性状の把握及び質点系モデルによる地震応答解析の妥当性の確認の観点から、原子炉建屋について3次元FEMモデルによる地震応答解析を行い、建屋の局所的な応答を検討する。また、3次元FEMモデルによる挙動が、建屋及び機器・配管系の有する耐震性に及ぼす影響について、以下の検討・考察により確認する。さらに、面外応答、質点系モデルでは見られない床応答への影響による機器・配管系への影響を確認する。

- ・基礎のロッキング
- ・建屋のねじれ
- ・水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せ
- ・面外応答
- ・質点系モデルでは見られない床応答への影響



## (2) 新設建屋

- a. コンクリート剛性：実強度適用の影響（緊急用電気品建屋，緊急時対策建屋）
- コンクリート剛性に実強度を採用することは建屋の耐力が向上する傾向となるものの，対象建屋が新設建屋であること，また，床応答への影響が考えられることから，コンクリート剛性に実強度を適用した地震応答解析を実施し，影響を確認する。また，その応答による機器・配管系への影響を確認する。

## (3) 機器・配管系（建屋－大型機器連成地震応答解析）

- a. 原子炉本体の基礎のコンクリート剛性：実強度による影響
- 原子炉本体の基礎のコンクリート剛性については，工認設計ケース（基本ケース）で設計基準強度を用いていることを踏まえ，実強度の影響を確認する。影響確認は，原子炉本体の基礎のコンクリート剛性に実強度を反映した地震応答解析モデルによる地震応答解析を実施し，その応答による影響について確認する。

### 4.2.2 工認設計ケースの妥当性確認が必要な事項

工認設計ケースの妥当性確認が必要な事項として，3.11 地震等の知見等により工認設計ケースの妥当性を確認している事項で，念のため影響検討を実施するパラメータを抽出する。

#### (1) 既設建屋

- a. 隣接建屋の影響（原子炉建屋，制御建屋）
- 女川原子力発電所第2号機は，耐震安全上重要な建物・構築物（原子炉建屋，制御建屋等）が隣接して配置される構成となっている。
- そこで，隣接建屋が耐震性評価に及ぼす影響について以下の検討・考察により確認する。また，その応答による機器・配管系への影響を確認する。
- ・ 既往の知見による検討結果の確認
  - ・ 地震観測記録を用いた検討
  - ・ 隣接建屋を考慮した応答検討

なお，上記の確認結果として，補足説明資料「補足-620-5 隣接建屋の影響に関する補足説明資料」に示すとおり，地震観測記録を用いた検討により隣接建屋による床応答への影響は無いものと判断しており，念のため実施する影響検討項目として整理する。

- b. コンクリート剛性：重大事故時（SA時）の高温による剛性低下の影響（原子炉建屋）
- 原子炉建屋において，SA時に高温状態が一定期間継続することを踏まえ，熱によるコンクリート部材の剛性低下を考慮した地震応答解析を実施し，その影響に

について確認する。また、その応答による機器・配管系への影響を確認する。

ここで、SA 時の事象としての不確かさ（原子炉格納容器が高温となる事故シーケンスの発生頻度、温度条件、継続時間）等を踏まえると、本検討で考慮した高温による剛性低下までには至らないと考えられ、本検討条件は、保守的な設定としてしている。また、基本ケースでは、3.11 地震等の地震やコンクリートの乾燥収縮によるひび割れ等に伴う初期剛性の低下を反映したモデルとしており、SA 時における熱の影響による剛性低下の要因と共通するところもあると考えられる。ただし、剛性低下の要因を分離して考慮することはできないため、保守的に基本ケースの剛性低下と SA 時における熱の影響による剛性低下を重畳させたモデルとしてしている。

以上のことから、高温影響による剛性低下の位置付けとしては、工認設計ケースの妥当性確認の観点から念のため実施する影響検討項目として整理する。

c. コンクリート剛性：RC 規準（年版）の違いによる影響（原子炉建屋）

地震応答解析モデルの既設部材については既工認モデルをベースとした初期剛性の補正係数を設定していることから既工認時の RC 規準（1988）に基づくコンクリート物性値を設定している。念のため、工認設計ケースの妥当性確認の観点から、RC 規準（1999）に従いコンクリートの物性値を設定した地震応答解析モデルを用いて今回工認モデルとの地震応答解析結果の差異について、機器・配管系への影響を含め、原子炉建屋を代表に影響を確認する。

d. 多軸床柔モデル：床ばねの非線形性の影響（原子炉建屋、制御建屋）

原子炉建屋、制御建屋については今回工認において多軸床柔モデルを採用しており、シミュレーション解析結果を踏まえて床ばねを線形モデルとしている。床ばねを線形モデルとしていることの妥当性確認の観点から床ばねの応答を確認し、応答が大きい場合には床ばねを非線形モデルとした場合の解析により、機器・配管系も含めてその影響を確認する。

(2) 新設建屋

a. 減衰定数：3%適用の影響（緊急用電気品建屋、緊急時対策建屋）

RC 造部の減衰定数については、補足説明資料「補足-610-1 建屋耐震評価に関する補足説明資料 別紙 4 新設建屋の地震応答解析モデルに用いる鉄筋コンクリート部の減衰定数について」により、応答が小さい場合でも減衰 5%に設定することの保守性が確認されているものの、対象建屋が新設建屋であること、また、特に緊急用電気品建屋については、基準地震動  $S_s$  に対する応答がスケルトンカーブの第 1 折れ点に対しても非常に小さい応答であることを踏まえ、念のため RC 造部の減衰定数に 3%を適用した地震応答解析を実施し、影響を確認する。また、そ

の応答による機器・配管系への影響を確認する。

- b. 地震応答解析モデル：側面回転地盤ばねの影響（緊急用電気品建屋，緊急時対策建屋）

新設建屋の地震応答解析モデルでは側面水平地盤ばねのみを考慮し，保守的に側面回転地盤ばねは考慮していない。一方で新設建屋の基礎版の応力解析モデルにおいては，基礎版側面をマンメイドロックで埋戻すことを踏まえ，側面水平地盤ばねに加えて，鉛直方向に対する拘束効果として側面回転地盤ばねを考慮している。そこで，基本ケースの妥当性確認の観点から，側面回転地盤ばねを考慮した解析により地震応答解析モデルの保守性を機器・配管系の観点も含めて確認する。

### (3) 機器・配管系（建屋－大型機器連成地震応答解析）

- a. 原子炉本体基礎のコンクリート剛性：重大事故時（SA 時）の高温による剛性低下の影響

SA 時の高温による剛性低下の影響を原子炉建屋（4.2.2(1)b. と同様なモデル）及び原子炉本体の基礎のコンクリート剛性に考慮したモデル（SA 時環境考慮連成モデル）による地震応答解析を実施し，その応答による機器・配管系への影響を確認する。

ここで，SA 時の事象としての不確かさ（原子炉格納容器が高温となる事故シーケンスの発生頻度，温度条件，継続時間）等を踏まえると，本検討で考慮した高温による剛性低下までには至らないと考えられ，本検討条件は，保守的な設定としてしている。そのため，高温影響による剛性低下の位置付けとしては，工認設計ケースの妥当性確認の観点から念のため実施する影響検討項目として整理する。

- b. 原子炉本体の基礎のコンクリート剛性：RC 規準（年版）の違いによる影響

原子炉本体の基礎のコンクリート剛性について，既工認時における RC 規準(1988)に基づき設定しているため，RC 規準（1999）に基づく剛性を算定し，工認設計ケースの剛性との比較により影響を確認する。

### (4) 土木構造物

- a. 土木構造物におけるコンクリートの初期剛性低下

土木構造物は，屋外かつ湿潤した地盤に接して地中に埋設されていることから，建物と異なり乾燥する環境にはない。また，3.11 地震等後の目視点検で有意なひび割れは確認されていないこと，地震応答解析により土木構造物がおおむね弾性応答範囲であることを確認していることから，土木構造物のコンクリートの初期剛性の低下は考慮しない。

ただし、建屋側では、乾燥収縮によるコンクリートの初期剛性低下を考慮していることを踏まえ、念のため機器・配管系の耐震評価に適用する床応答の観点から土木構造物のコンクリートの初期剛性低下による影響を確認する。

## 5. 今回工認における申請上の位置付け

今回工認における申請上の位置付けについては、図1に示すフローに基づき整理している。影響確認を実施する要因の位置付けを踏まえ、工認設計ケースの地震応答解析結果に対する各影響検討ケースの影響の程度に応じて、申請上の位置付けを整理する。

### (1) 基本ケースへの影響要因の抽出の観点

#### (1) 基本ケースへの影響要因の抽出の観点

##### a. プラント供用時の条件を踏まえて基本ケースへの影響検討が必要な事項

基本ケースへの影響要因の観点から抽出した項目については、地震応答解析を実施し、基本ケースとの応答比較結果に応じて、簡易評価<sup>\*1</sup>及び詳細評価<sup>\*2</sup>を実施する。詳細評価の結果が耐震計算結果（工認設計ケース）を上回る場合は、その検討結果を添付書類（本文又は別紙）に反映し、それ以外の検討結果については、補足説明資料に反映する。

### (2) 工認設計ケースへの影響要因の抽出の観点

##### a. プラント供用時の条件を想定した検討が必要な事項

地震応答解析を実施し、工認設計ケースとの応答比較結果に応じて、簡易評価<sup>\*1</sup>及び詳細評価<sup>\*2</sup>を実施する。詳細評価の結果が耐震計算結果（工認設計ケース）を上回る場合は、その検討結果を添付書類（本文又は別紙）に反映し、それ以外の検討結果については、補足説明資料に反映する。

##### b. 工認設計ケースの妥当性確認が必要な事項

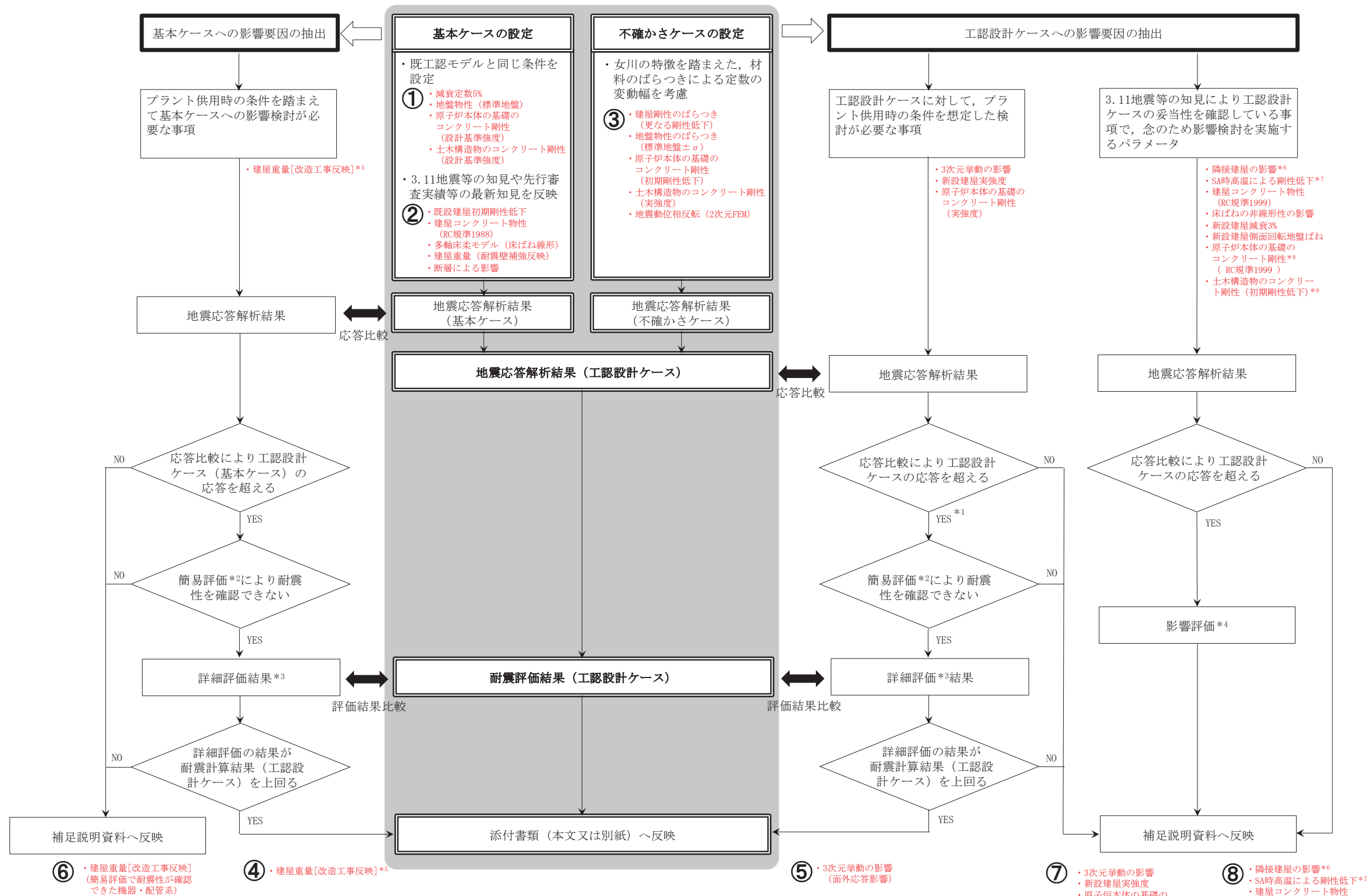
地震応答解析を実施し、工認設計ケースとの応答比較により工認設計ケースの応答を超えないことを確認した場合には、その検討結果を補足説明資料に反映する。

応答比較により工認設計ケースの応答を超えることを確認した場合は、影響評価を実施の上、その検討結果を補足説明資料に反映する。

上記の考え方にに基づき整理した結果について、検討内容及び検討結果を含めて表1～3に示す。

注記\*1：応答比率（検討対象ケース（最大応答加速度，設計用床応答曲線，地震力等）に対する工認設計ケースとの比率）と裕度の比較による評価。

\*2：工認設計と同等の評価手法による評価（モデルの精緻化等含む）。



注記\*1: 建屋における3次元挙動の影響のうち面外応答の影響については、質点系モデルでは評価できない応答のため、詳細評価を実施しその結果を添付書類に反映する方針とする。

\*2: 応答比率 (検討対象ケース (最大応答加速度, 設計用床応答曲線, 地震力等) に対する工認設計ケースとの比率) と裕度の比較による評価。

\*3: 工認設計と同等の評価手法による評価 (解析モデルの精緻化含む)

\*4: 応答比較, 簡易評価又は詳細評価により耐震性を確認する。

\*5: 建屋の地震応答解析モデルにおいて重量が重要な諸元であることを踏まえ、建屋への影響は簡易評価で許容値を下回ることを確認しているものの、その結果を添付書類の別紙に反映する方針とする。

\*6: 隣接建屋の影響については、観測記録を用いた検討により隣接建屋による床応答への影響は無いものと判断しており、念のため実施する影響検討項目として整理する。

\*7: SA時の事象の不確かさ及び剛性低下の重量等、より保守的な条件設定としていることから、工認設計ケースの妥当性確認の観点から念のため実施する影響検討項目として整理する。

\*8: 既工認時におけるRC規準 (1988) に基づき設定しているため、RC規準 (1999) に基づく剛性を算定し、工認設計ケースの剛性との比較により影響を確認する。

\*9: 土木建造物の耐震評価においては、コンクリートの初期剛性の低下は考慮しないが、念のため機器・配管系の耐震評価に適用する床応答の観点から、影響検討項目として整理する。

図1 女川2号機における地震応答に影響を及ぼす要因の抽出と今回工認における申請上の位置付けの整理フロー

表1 地震応答に影響を及ぼす不確かさの要因の整理（建屋）（1/5）

施設	地震応答に影響を及ぼす不確かさ要因			検討内容及び検討結果			申請上の位置付け	関連図書		
				工認設計ケース		影響検討ケース			機器・配管系への影響	
	大項目	中項目	小項目	基本ケース	不確かさケース					
建屋（既設建屋）	材料物性	コンクリート剛性	シミュレーション解析に基づく剛性	シミュレーション解析に基づく建屋初期剛性を工認設計ケースとして考慮する。	—	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	②	<ul style="list-style-type: none"> <li>添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」</li> <li>添付書類「VI-2-2-3 制御建屋の地震応答計算書」</li> <li>添付書類「VI-2-2-29 第3号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書」</li> <li>添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」</li> <li>各機器・配管系の耐震性についての計算書</li> </ul>	
			更なる剛性低下	—	基準地震動 S <sub>s</sub> 入力後の建屋全体の平均的な剛性低下を全ての基準地震動 S <sub>s</sub> について評価し、最も剛性低下するケースの低下後の剛性を初期剛性の不確かさとして考慮する。	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	③		
			RC 規準 (1988) に基づく物性値	シミュレーション解析にあたっては、既工認モデルをベースに建屋初期剛性の補正係数を設定したため、コンクリート物性値は既工認時における RC 規準 (1988) に基づき設定する。	—	—	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。		②
			RC 規準 (1999) に基づく物性値	—	—	—	現行規準である RC 規準 (1999) に基づく物性値とした場合の応答検討を実施した（原子炉建屋を代表に検討）。 工認設計ケースの応答をわずかに上回るものの、影響評価の結果、耐震性に影響が無いことを確認した。	⑧		<ul style="list-style-type: none"> <li>補足説明資料「補足-620-3 原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」別紙 1 原子炉建屋の地震応答解析における既工認と今回工認の解析モデル及び手法の比較</li> </ul>
			重大事故時の高温による剛性低下（原子炉建屋）	—	—	—	重大事故時の高温による剛性低下の影響を考慮したモデル（SA 時環境考慮モデル）による検討を実施し、工認設計ケースのせん断ひずみ及び接地率に、応答比率を乗じて許容値以下であることを確認した。  応答比率 = SA 時環境考慮モデルの応答 / 基本モデルの応答	<p>応答比率と裕度の比較による簡易評価及び SA 時環境考慮モデルによる地震力を用いた詳細評価の結果、発生値が許容値以下であることを確認した。</p> <p>応答比率 = SA 時環境考慮モデルによる 応答 / 工認設計ケースによる応答</p>		⑧
	地盤物性	標準地盤	標準地盤	地盤調査結果の平均値をもとに設定	—	—	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	①	<ul style="list-style-type: none"> <li>添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」</li> <li>添付書類「VI-2-2-3 制御建屋の地震応答計算書」</li> <li>添付書類「VI-2-2-29 第3号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書」</li> <li>添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」</li> <li>各機器・配管系の耐震性についての計算書</li> </ul>
			標準地盤 ± σ	—	地盤調査結果のばらつきを考慮	—	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	③	

表1 地震応答に影響を及ぼす不確かさの要因の整理(建屋)(2/5)

施設	地震応答に影響を及ぼす不確かさ要因			検討内容及び検討結果				申請上の位置付け	関連図書
				工認設計ケース		影響検討ケース	機器・配管系への影響		
	大項目	中項目	小項目	基本ケース	不確かさケース				
建屋(既設建屋)	地震応答解析モデル	多軸床柔モデル ・原子炉建屋 ・制御建屋	床ばね線形	シミュレーション解析に基づき、床柔モデルを採用する。床ばねのモデル化にあたっては、線形モデルとして設定する。	—	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	②	<ul style="list-style-type: none"> <li>添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」</li> <li>添付書類「VI-2-2-3 制御建屋の地震応答計算書」</li> <li>添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」</li> <li>各機器・配管系の耐震性についての計算書</li> </ul>
			床ばね非線形	—	—	床ばねを線形モデルとしていることの妥当性確認の観点から床ばねの応答を確認した結果、制御建屋では線形範囲であることを確認した。原子炉建屋においては一部の床ばねでは応答が大きいことを確認したため、床ばねを非線形モデルとした場合の解析を実施した結果、工認設計ケースの応答を超えないこと、設計用床応答曲線を超えないこと、床ばねの非線形性が二次格納施設のバウンダリとしての遮へい性、気密性の機能に影響が無いことを確認した。	—	⑧	<ul style="list-style-type: none"> <li>補足説明資料「補足-620-3 原子炉建屋の地震応答計算書」に関する補足説明資料」別紙1-1 原子炉建屋の地震応答解析モデルの各種ばねの算定について</li> <li>補足説明資料「補足-620-4 制御建屋の地震応答計算書」に関する補足説明資料」別紙2-1 制御建屋の地震応答解析モデルの床ばねの算定について</li> </ul>
	重量 ・原子炉建屋	既工認をベースにオペフロ上部耐震補強を反映	オペフロ上部の耐震補強による追設耐震壁を地震応答解析モデルに反映していることを踏まえ、その重量増加分も考慮する。	—	—	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	②	<ul style="list-style-type: none"> <li>添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」</li> <li>添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」</li> <li>各機器・配管系の耐震性についての計算書</li> </ul>
			改造工事を反映	—	—	<p>設備の補強や追加等の改造工事に伴う重量の増加を考慮した地震応答解析を実施し、影響を確認した。設計用地震力による部材評価の発生値に、応答比率を乗じて許容値以下であることを確認した。</p> <p>応答比率=補強反映モデルによる応答/基本ケースによる応答</p> <p>ただし、重量は設計条件の中で重要な諸元であることを踏まえ、添付書類の別紙に検討結果を記載する。</p>	<p>応答比率と裕度の比較による簡易評価及び設計用地震力×応答比率による床応答曲線等を用いた詳細評価の結果、発生値が許容値以下であることを確認した。</p> <p>応答比率=補強反映モデルによる応答/基本ケースによる応答</p> <p>ただし、詳細評価の結果が耐震計算結果(工認設計ケース)を上回った設備については、その検討結果を添付書類の別紙に記載する。</p>	④ (建屋) ④、⑥ (機器・配管系)	<ul style="list-style-type: none"> <li>添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」別紙 原子炉建屋における改造工事に伴う重量増加を反映した地震応答解析</li> <li>補足説明資料「補足-620-3 原子炉建屋の地震応答計算書」に関する補足説明資料」別紙6 原子炉建屋における改造工事に伴う重量増加を反映した地震応答解析</li> </ul>



表1 地震応答に影響を及ぼす不確かさの要因の整理（建屋）(3/5)

施設	地震応答に影響を及ぼす不確かさ要因			検討内容及び検討結果			申請上の位置付け	関連図書		
				工認設計ケース		影響検討ケース			機器・配管系への影響	
	大項目	中項目	小項目	基本ケース	不確かさケース					
建屋（新設建屋）	材料物性	コンクリート剛性	設計基準強度	設計基準強度に基づく剛性を工認設計ケースとして考慮する。	—	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	①	<ul style="list-style-type: none"> <li>添付書類「VI-2-2-21 緊急用電気品建屋の地震応答計算書」</li> <li>添付書類「VI-2-2-23 緊急時対策建屋の地震応答計算書」</li> <li>添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」</li> <li>各機器・配管系の耐震性についての計算書</li> </ul>	
			剛性低下	—	新設建屋は地震の影響を受けていないこと、また評価基準値に対して十分な余裕を有しているため、耐震安全性は基本ケースの解析で確認可能と考えるが、念のため初期剛性の不確かさとして0.8倍を考慮することで設計における保守性を確保する。	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	③		
			実強度	—	—	—	新設建屋であることを踏まえ、コンクリート実強度に基づく剛性による影響検討を実施した。工認設計ケースの応答をわずかに上回るものの、影響評価の結果、耐震性に影響が無いことを確認した。	⑦		<ul style="list-style-type: none"> <li>補足説明資料「補足-610-10 緊急用電気品建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」別紙1-5 建屋剛性を実強度に基づく剛性とした場合の影響検討</li> <li>補足説明資料「補足-610-11 緊急時対策建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」別紙1-5 建屋剛性を実強度に基づく剛性とした場合の影響検討</li> </ul>
	減衰定数（RC造部）		5%	建屋の減衰定数の設定にあたっては、既往の知見及び女川における地震観測記録を用いた検討結果を踏まえ、5%と設定する。	—	—	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	①	<ul style="list-style-type: none"> <li>添付書類「VI-2-2-21 緊急用電気品建屋の地震応答計算書」</li> <li>添付書類「VI-2-2-23 緊急時対策建屋の地震応答計算書」</li> <li>補足説明資料「補足-610-1 建屋耐震評価に関する補足説明資料」</li> <li>添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」</li> <li>各機器・配管系の耐震性についての計算書</li> </ul>
			3%	—	—	—	新設建屋であること、また、基準地震動S <sub>s</sub> に対する応答が小さいことを踏まえ、念のため減衰定数3%での影響検討を実施した。工認設計ケースの応答をわずかに上回るものの、影響評価の結果、耐震性に影響が無いことを確認した。	⑧	<ul style="list-style-type: none"> <li>補足説明資料「補足-610-10 緊急用電気品建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」別紙1-4 建屋減衰を3%とした場合の影響検討</li> <li>補足説明資料「補足-610-11 緊急時対策建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」別紙1-4 建屋減衰を3%とした場合の影響検討</li> </ul>	
			—	—	—	—	—	—	—	—

表1 地震応答に影響を及ぼす不確かさの要因の整理（建屋）（4/5）

施設	地震応答に影響を及ぼす不確かさ要因			検討内容及び検討結果				申請上の位置付け	関連図書
				工認設計ケース		影響検討ケース	機器・配管系への影響		
	大項目	中項目	小項目	基本ケース	不確かさケース				
建屋（新設建屋）	材料物性	地盤物性	標準地盤	地盤調査結果の平均値をもとに設定	—	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	①	<ul style="list-style-type: none"> <li>添付書類「VI-2-2-21 緊急用電気品建屋の地震応答計算書」</li> <li>添付書類「VI-2-2-23 緊急時対策建屋の地震応答計算書」</li> <li>添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」</li> <li>各機器・配管系の耐震性についての計算書</li> </ul>
			標準地盤±σ	—	地盤調査結果のばらつきを考慮	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	③	
地震応答解析モデル	側面地盤ばね	側面回転地盤ばね無し	新設建屋については、基礎版の高さまでマンメイドロックを打設することからそのレベルまでは側面地盤ばねを考慮しているが、側面回転地盤ばねは保守的に考慮しない。			—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	①	<ul style="list-style-type: none"> <li>添付書類「VI-2-2-21 緊急用電気品建屋の地震応答計算書」</li> <li>添付書類「VI-2-2-23 緊急時対策建屋の地震応答計算書」</li> <li>添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」</li> <li>各機器・配管系の耐震性についての計算書</li> </ul>
		側面回転地盤ばね有り	—	—	新設建屋の基礎版評価にあたっては、側面回転地盤ばねを考慮していることから、地震応答解析モデルに対しても側面回転地盤ばねを考慮した解析を実施した結果、工認設計ケースの応答を超えないことから、工認設計ケース（側面回転地盤ばね無し）の保守性を確認した。		⑧	<ul style="list-style-type: none"> <li>補足説明資料「補足-610-10 緊急用電気品建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」別紙 1-1-3 側面回転地盤ばねを考慮した解析結果について</li> <li>補足説明資料「補足-610-11 緊急時対策建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」別紙 1-1-2 側面回転地盤ばねを考慮した解析結果について</li> </ul>	

表1 地震応答に影響を及ぼす不確かさの要因の整理(建屋)(5/5)

施設	地震応答に影響を及ぼす不確かさ要因			検討内容及び検討結果			申請上の位置付け	関連図書	
				工認設計ケース		影響検討ケース			機器・配管系への影響
	大項目	中項目	小項目	基本ケース	不確かさケース				
原子炉建屋	隣接建屋の影響	—	—	—	—	隣接建屋が耐震性評価に及ぼす影響について以下の検討・考察により確認した。 ・既往の知見による検討結果の確認 ・地震観測記録を用いた検討 ・隣接建屋を考慮した応答検討 検討の結果、隣接建屋の影響が小さいことを確認した。	⑧	・補足説明資料「補足-620-5 隣接建屋の影響に関する補足説明資料」	
	3次元挙動の影響	—	—	—	—	以下の検討・考察により、3次元挙動の確認を実施し、その影響が小さいことを確認した。 ・基礎のロッキング ・建屋のねじれ ・水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せ	⑧	・補足説明資料「補足-600-5 水平2方向及び鉛直方向の適切な組合せに関する検討について」別紙3 原子炉建屋3次元FEMモデルによる地震応答解析	
		—	—	—	—	<p>&lt;面外応答の影響&gt; 建物・構築物における「面内方向の荷重に加え、面外慣性力の影響が大きい」という応答特性を踏まえ、3次元的な応答特性が想定される部位として原子炉建屋(燃料取替床レベル)の壁を抽出し、影響評価を実施し耐震性への影響が無いことを確認した。</p> <p>ただし、工認設計ケース(SRモデル)では面内評価を実施していることに対し、面外慣性力の影響が大きいことを踏まえ、面内方向荷重と面外応答荷重を組み合わせた場合の耐震壁の評価結果を添付書類の本文に記載する。</p>	<p>&lt;面外応答の影響&gt; 応答比率と裕度の比較による簡易評価及び影響評価条件による床応答曲線等を用いた詳細評価の結果、発生値が許容値以下であることを確認した。</p> <p>応答比率=3次元FEMモデルによる応答(面外)/質点系モデル(工認設計ケース)による応答 影響評価条件=基本ケース×応答比率</p> <p>ただし、詳細評価の結果が耐震計算結果(工認設計ケース)を上回った設備については、その検討結果を添付書類に記載する。</p>	⑤ (建屋) ⑤, ⑦ (機器・配管系)	・添付書類「VI-2-12-1_水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響評価結果」 ・補足説明資料「補足-600-5 水平2方向及び鉛直方向の適切な組合せに関する検討について」別紙2 原子炉建屋3次元FEMモデルを用いた精査 別紙4 機器配管系に関する検討
		—	—	—	—	<p>&lt;質点系モデルでは見られない床応答曲線への影響&gt; 基本ケースのせん断ひずみに、応答比率を乗じて許容値以下であることを確認した。</p> <p>応答比率=(3次元FEM/質点系)×(水平2方向鉛直方向/水平1方向)</p>	<p>&lt;質点系モデルでは見られない床応答曲線への影響&gt; 応答比率と裕度の比較による簡易評価及び影響確認条件による床応答曲線等を用いた詳細評価の結果、発生値が許容値以下であることを確認した。</p> <p>応答比率=3次元FEMモデルによる応答(面内)/質点系モデル工認設計ケースによる応答 影響確認条件=基本ケース×応答比率</p>	⑦	・補足説明資料「補足-600-5 水平2方向及び鉛直方向の適切な組合せに関する検討について」別紙3 原子炉建屋3次元FEMモデルによる地震応答解析 別紙4 機器配管系に関する検討

表2 地震応答に影響を及ぼす不確かさの要因の整理(機器・配管系)(1/2)

施設	地震応答に影響を及ぼす不確かさ要因			検討内容及び検討結果		申請上の位置付け	関連図書		
				工認設計ケース				影響検討ケース	
	大項目	中項目	小項目	基本ケース	不確かさケース				
機器・配管系* (建屋-大型機器連成地震応答解析の応答を適用する機器・配管系)	原子炉建屋	コンクリート剛性地盤物性 多軸床柔モデル 重量	—	原子炉建屋の考え方と同じ。		—	<ul style="list-style-type: none"> <li>添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」</li> <li>添付書類「VI-2-3-2 炉心, 原子炉圧力容器及び原子炉内部構造物並びに原子炉格納容器及び原子炉本体の基礎の地震応答計算書」</li> <li>各機器・配管系の耐震性についての計算書</li> </ul>		
	材料物性	原子炉本体の基礎 コンクリート剛性	設計基準強度	原子炉本体の基礎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ことから, 設計基準強度による復元力特性を工認設計ケースとして考慮する。	—	—		①	
			初期剛性低下	—	原子炉本体の基礎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反映した復元力特性を工認設計ケースとして考慮する。	—		③	
			実強度	—	—	—		<p>応答比率と裕度の比較による簡易評価の結果, 発生値が許容値以下であることを確認した。</p> <p>応答比率=実強度ケースによる応答/工認設計ケースによる応答</p> <p>なお, 原子炉建屋側の解析モデルは, 原子炉建屋モデルの基本ケースの地震応答解析モデルを用いた。</p>	⑦
			RC 規準 (年版) の違い	—	—	—		<p>RC 規準(1988)に基づくコンクリート剛性 (縦弾性係数及びせん断弾性係数) に対して RC 規準(1999)に基づくコンクリート剛性は, 小さい値となる。また, RC 規準(1999)に基づくコンクリート剛性に対して工認設計ケースの不確かさケースとして考慮する初期剛性低下を考慮したコンクリート剛性は, 小さい値となる。</p> <p>したがって, 工認設計ケースに RC 規準(1988)と初期剛性低下による剛性を考慮した地震応答を考慮することによって, RC 規準(1999)の応答が包絡される。</p>	⑧

注記\* : 建屋及び土木構造物の地震応答を用いて設計する機器・配管系は, 表1及び表3に含めて整理を行う。

表2 地震応答に影響を及ぼす不確かさの要因の整理(機器・配管系) (2/2)

施設	地震応答に影響を及ぼす不確かさ要因			検討内容及び検討結果		申請上の位置付け	関連図書
				工認設計ケース			
	大項目	中項目	小項目	基本ケース	不確かさケース		
機器・配管系* (建屋-大型機器連成地震応答解析の応答を適用する機器・配管系)	材料物性	原子炉本体の基礎 コンクリート剛性	重大事故時の高温による剛性低下	—	—	⑧	・補足説明資料「補足-620-3 原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」別紙 5 地震応答解析における原子炉建屋の重大事故等時の高温による影響
	地震応答解析モデル	重量	既工認をベースにオペフロ上部耐震補強を反映	原子炉建屋の考え方と同じ。	—		
			改造工事を反映		—	—	④, ⑥

注記\*：建屋及び土木構造物の地震応答を用いて設計する機器・配管系は、表1及び表3に含めて整理を行う。

表3 地震応答に影響を及ぼす不確かさの要因の整理（土木構造物）（1/2）

施設	地震応答に影響を及ぼす不確かさ要因			検討内容及び検討結果			申請上の位置付け	関連図書	
				工認設計ケース		影響検討ケース			機器・配管系への影響
	大項目	中項目	小項目	基本ケース	不確かさケース				
土木構造物	材料物性	コンクリート剛性	コンクリートの設計基準強度に相当する剛性	地震応答解析において、ベースとなる物性値であることから、工認設計ケースとして考慮する。	—	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	①	<ul style="list-style-type: none"> <li>各土木構造物の地震応答計算書及び耐震性についての計算書</li> <li>添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」</li> <li>各機器・配管系の耐震性についての計算書</li> </ul>
			コンクリートの実強度に相当する剛性	—	実強度に相当するコンクリート剛性は、土木構造物に支配的荷重である土圧が大きく作用するため工認設計ケースとして考慮する。	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	③	
			コンクリートの初期剛性低下	—	—	—	<p>コンクリートの初期剛性低下は土木構造物に支配的荷重である土圧が小さく作用するため工認設計ケースとして考慮しない。</p> <p>ただし、建屋側では、乾燥収縮によるコンクリートの初期剛性低下を考慮していることを踏まえ、念のため機器・配管系の耐震評価に適用する床応答の観点から影響を確認する。</p>	<p>応答比率と裕度の比較による簡易評価及び応答比率を乗じて算定した設計用地震力等による詳細評価の結果、発生値が許容値以下であることを確認した。</p> <p>応答比率＝コンクリート初期剛性低下ケースによる応答/工認設計ケースによる応答</p>	

表3 地震応答に影響を及ぼす不確かさの要因の整理（土木構造物）（2/2）

施設	地震応答に影響を及ぼす不確かさ要因			検討内容及び検討結果			申請上の位置付け	関連図書	
				工認設計ケース		影響検討ケース			機器・配管系への影響
	大項目	中項目	小項目	基本ケース	不確かさケース				
土木構造物	周辺地盤	初期せん断弾性係数	地盤の初期せん断弾性係数の平均値	地震応答解析において、ベースとなる物性値であることから、工認設計ケースとして考慮する。	—	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	①	<ul style="list-style-type: none"> <li>各土木構造物の地震応答計算書及び耐震性についての計算書</li> <li>添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」</li> <li>各機器・配管系の耐震性についての計算書</li> </ul>
			地盤の初期せん断弾性係数の平均値±1σ	—	土木構造物は主に地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物であり、構造物と地盤の相互作用により発生する土圧が耐震評価に影響を与える。そのため、土圧への影響を鑑みて、地盤の初期せん断弾性係数の不確かさを工認設計ケースとして考慮する。	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	③	
		地震動	基準地震動 S s	地震応答解析において、ベースとなる地震動であることから、工認設計ケースとして考慮する。	—	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	①	
			位相反転評価（水平動反転）	—	土木構造物は主に地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物であり、構造物の左右で周辺地盤や隣接構造物が非対称であるため、地震荷重の作用方向により構造物への荷重に差異が生じることを否定できないため工認設計ケースとして考慮する。	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	③	
	断層	岩盤トンネルへの断層影響	排気筒連絡ダクト（岩盤部）のように、構造物の周囲が岩盤に覆われており、周辺地盤と断層の剛性差が大きい場合は、断層が無い場合と、構造物の耐震性に最も影響が大きい位置に断層を想定した場合を工認設計ケースとして考慮する。	—	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	②		