

原子炉本体基礎の復元力特性について

目次

- 1 はじめに
- 2 RPV ペDESTALの設計概要
 - (1) RPV ペDESTALの構造
 - (2) RPV ペDESTALの設計フロー及び今回工認の変更点
 - (3) 地震応答解析
 - (4) RPV ペDESTALの構造強度評価
- 3 詳細化の目的と効果
 - 3.1 詳細化の目的
 - 3.2 詳細化の効果
- 4 詳細化の検討方針
 - (1) 概要
 - (2) 今回工認の検討範囲
 - (3) スケルトンカーブの評価方針
 - (4) 妥当性確認が必要な評価上の仮定
 - (5) 妥当性の確認方針
- 5 復元力特性の設定方法
 - 5.1 SC 規程を参考にした設定方針
 - (1) SC 規程を参考にした設定方針
 - (2) SC 規程を参考にした RPV ペDESTALの復元力特性の検討手順
 - 5.2 RPV ペDESTALの構造の特徴の抽出及び構造に応じた追加検討事項
 - 5.3 スケルトンカーブの設定方法
 - (1) 地震応答解析における RPV ペDESTALのモデル化
 - (2) 曲げに対する非線形特性を考慮したスケルトンカーブ設定方法
 - (3) せん断に対する非線形特性を考慮したスケルトンカーブ設定方法
 - 5.4 構造の特徴に応じた追加検討事項の妥当性
 - (1) 妥当性の確認対象
 - (2) 確認方法
 - (3) 確認結果
- 6 スケルトンカーブの作成
- 7 履歴特性の設定
 - (1) 検討目的
 - (2) 検討方法
 - (3) 検討ケース
 - (4) 検討結果

8 まとめ

9 参考文献

添付資料-1：RPV ペDESTALの復元力特性に用いるコンクリート強度の取り扱い

添付資料-2：地震応答解析モデルにおけるRPV ペDESTALの減衰定数

添付資料-3：SC 規程を参考にしたRPV ペDESTALのスケルトンカーブ導出過程

添付資料-4：SC 規程を参考に作成したスケルトンカーブに基づく試験体の荷重変位特性の作成方法

添付資料-5：既往試験の概要，信頼性及び実機への適用性

添付資料-6：復元力特性の設定における温度に応じた材料物性値の設定方法

添付資料-7：コンクリートせん断ひび割れ後のRPV ペDESTALの支持性能

添付資料-8：RPV ペDESTAL円筒部の構造強度評価

添付資料-9：スケルトンカーブの近似方法

添付資料-10：RPV ペDESTAL復元力特性の折線近似の影響検討

添付資料-11：コンクリートせん断ひび割れ後の剛性評価の理論式

参考資料-1：隔壁方式の鋼板コンクリート構造に関する理論式と試験結果の比較

参考資料-2：圧縮ストラット角度の変化による地震荷重への影響

1 はじめに

柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉の原子炉本体基礎（以下、「RPV ペDESTAL」という）は、鋼板とコンクリートで構成されており、構造強度上は、鋼板によって地震等の荷重に耐える鋼構造として設計している。コンクリートは放射線の遮蔽を目的として内部に充填しており、構造強度部材として期待していない。

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

地震応答解析は、原子炉建屋と RPV ペDESTALを連成させて行っている。6 号及び 7 号炉の建設時工認（以下、「既工認」という）で用いた基準地震動のレベルは小さく、地震応答は概ね弾性領域に入っていたことから、原子炉建屋及び RPV ペDESTALともに剛性一定の線形仮定としていた。

しかしながら、今回工認では基準地震動のレベルが増大し、地震応答が弾性領域を超えることから、原子炉建屋の地震応答解析モデルは、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を採用することとしている。

そのため、仮に RPV ペDESTALを既工認のまま線形仮定として地震応答解析を実施すると、本来は RPV ペDESTALも原子炉建屋と同様に剛性が変化するものであるが、計算上は剛性一定として扱うことになるため、連成させている原子炉建屋と RPV ペDESTALの荷重分担のバランスが実態と大きく異なることとなる。

従って、より現実に近い適正な地震応答解析を実施する観点から、原子炉建屋と連成させる RPV ペDESTALについても原子炉建屋と同様に、従来の既工認で用いていた線形解析モデルを詳細化した非線形解析モデルを導入することとする。

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

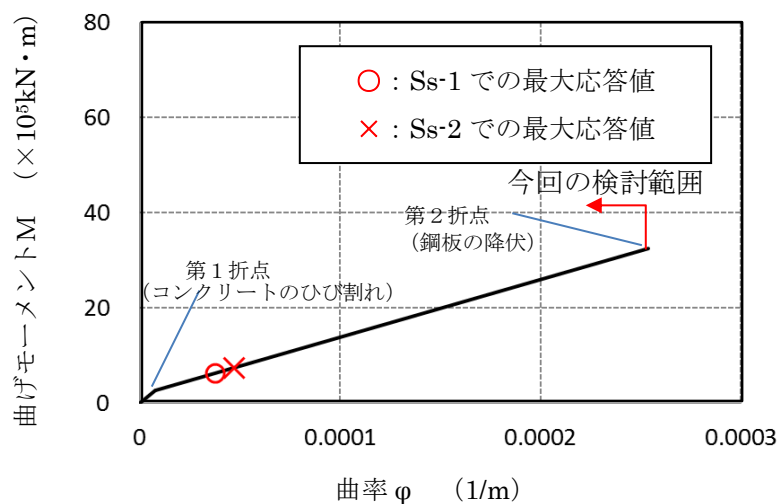
構造強度設計は、今回工認においても既工認と同様に、鋼板のみで地震等の荷重に耐える設計とする。なお、基準地震動 S_s による RPV ペDESTALの応答は鋼板の降伏点に対して大きな余裕を有する範囲にとどまる。

また、6 号及び 7 号炉の RPV ペDESTALの構造上の特徴は同一であることから、本手法を両号炉の地震応答解析に適用する。

第 1-1 表 RPV ペDESTALの耐震設計に関する 6 号及び 7 号炉の既工認と今回工認の比較

	6 号及び 7 号炉の既工認	今回工認
地震応答解析	原子炉建屋と連成しモデル化	同左
	剛性は鋼板及びコンクリートとともに考慮	同左
	線形解析	非線形解析*
構造強度評価	鋼構造として、鋼板のみで耐えるよう設計	同左

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



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

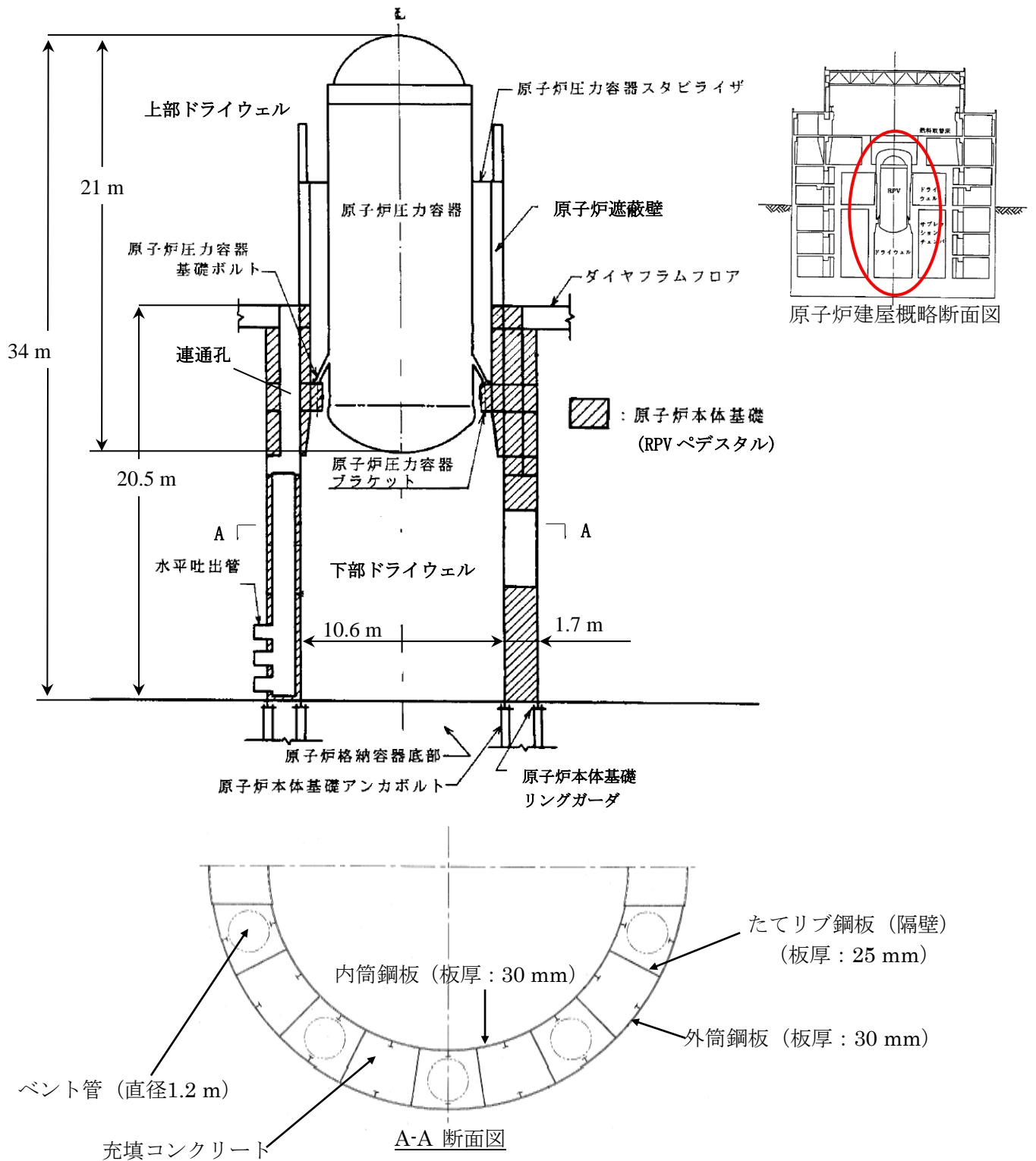
2 RPV ペデスタルの設計概要

(1) RPV ペデスタルの構造

RPV ペデスタルは、原子炉圧力容器を支持する他、原子炉遮蔽壁、ダイヤフラムフロアを支持する円筒状の構造物である。(RPV ペデスタルの概略図は第 2.1-1 図参照)

RPV ペデスタルの構造は、内外の円筒鋼板とそれらを一体化するための放射状のたてリブ鋼板(隔壁)、及び原子炉圧力容器ブラケットの支持部である水平配置の鋼板で構成され、内部にコンクリートを充填している※。RPV ペデスタル内には、上部ドライウェルと下部ドライウェルを連絡する連通孔を設けており、ベント管を内蔵している。

※RPV ペデスタルは当社 BWR プラントの初期では鉄筋コンクリート構造としていたが、柏崎刈羽原子力発電所においては施工性改善の観点から、内外の円筒鋼板の間にコンクリートを充填した構造を採用している。



第 2.1-1 図 RPV ペデスタル概略図

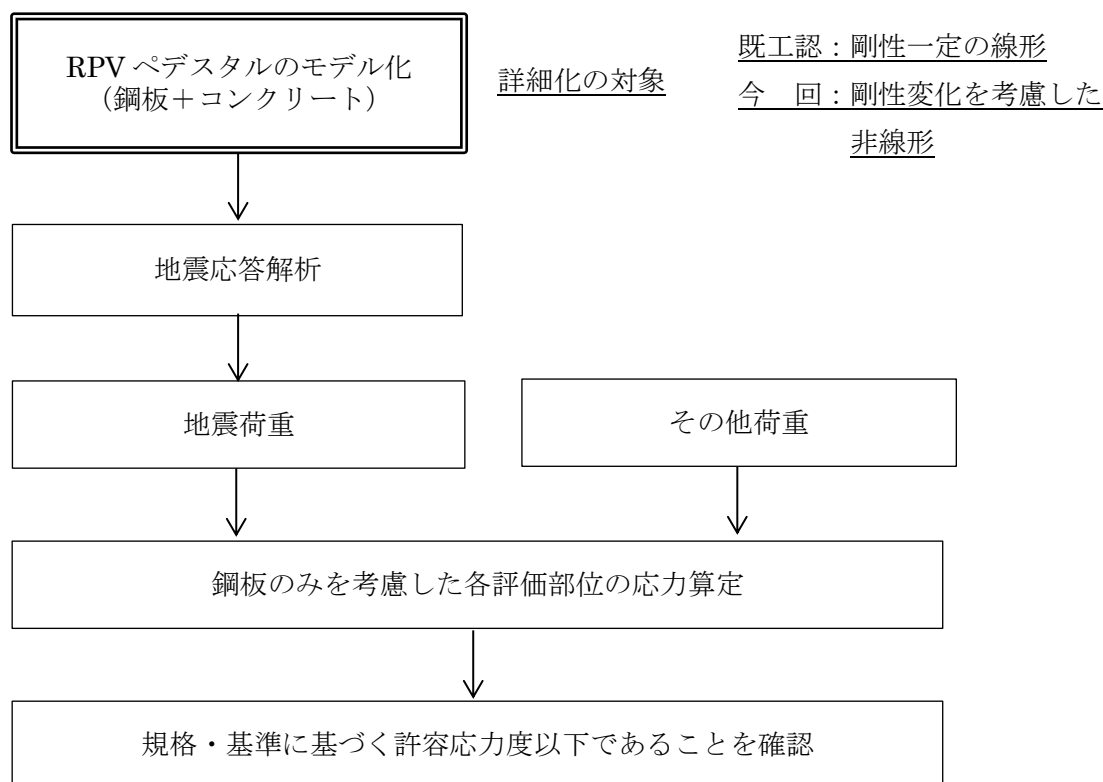
(2) RPV ペDESTALの設計フロー及び今回工認の変更点

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

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

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

構造強度評価では、地震力及びその他の荷重に対して鋼板内部に充填されたコンクリートの強度には期待せず、鋼板のみで概ね弾性状態で耐えるような設計とし、既工認からの変更はない。(第 2.1-2 図)

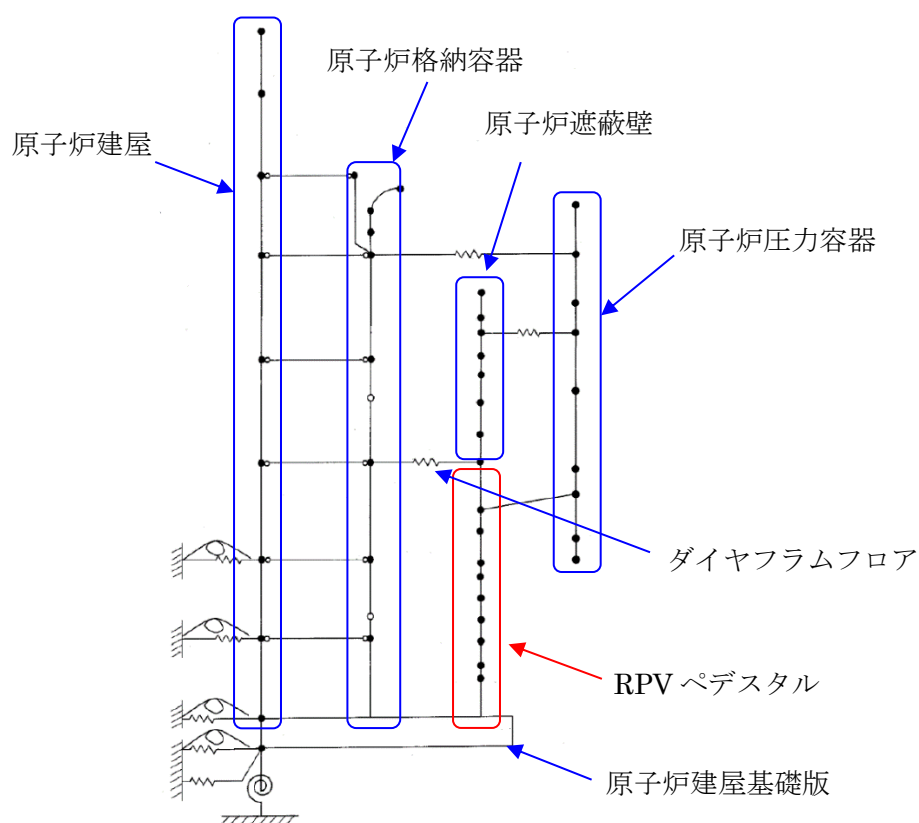


第 2.1-2 図 RPV ペDESTALの設計フロー

(3) 地震応答解析

RPV ペDESTALの地震応答解析モデルは、原子炉建屋基礎版やダイヤフラムフロアを介して原子炉建屋から地震の入力があることを考慮して、建屋と RPV ペDESTALを連成させている。(第 2.1-3 図)

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

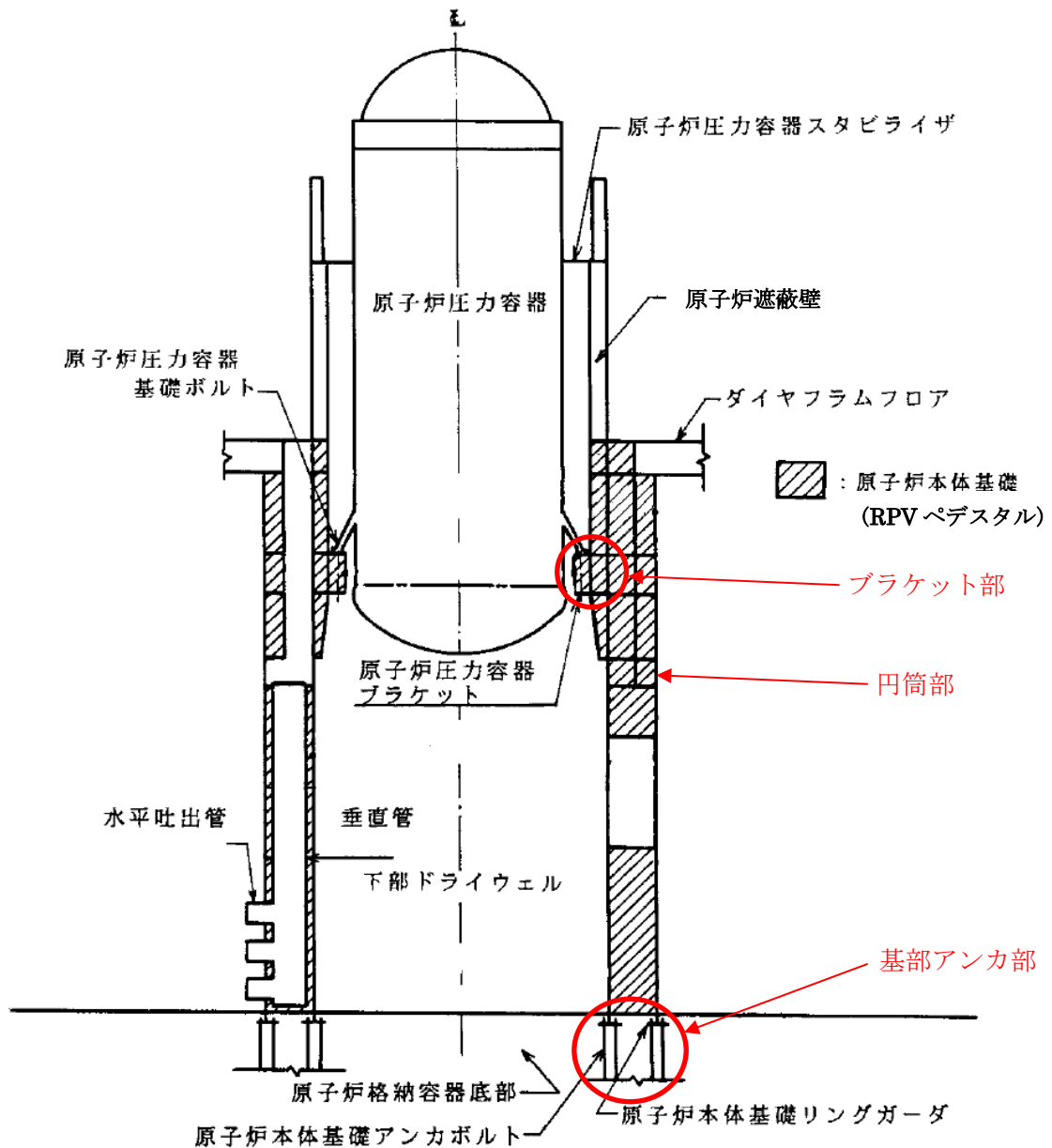


第 2.1-3 図 地震応答解析モデルの例

(4) RPV ペDESTALの構造強度評価

RPV ペDESTALの構造強度評価は、(3)で述べた地震応答解析により得られた地震荷重を用いて行っており、評価部位は円筒部、ブラケット部及び基部アンカ部である。(第 2.1-4 図)

このうち、円筒部とブラケット部については、鋼構造設計規準に準拠し鋼板のみで概ね弾性状態で耐えるように設計する。アンカ部は他プラントの工認で認可実績のある許容値により定着部コンクリート及びアンカボルト等が許容値を満足することを確認する。



第 2.1-4 図 RPV ペDESTALの構造強度評価部位

3 詳細化の目的と効果

3.1 詳細化の目的

既工認では地震動レベルが小さく、地震応答は概ね弾性領域と考えられたことから、原子炉建屋及び RPV ペデスタルともに剛性一定の線形仮定としていた。

今回工認では既工認に比べ地震動レベルが増大していることから、原子炉建屋の地震応答解析モデルに他プラントの工認で認可実績のある非線形解析モデルを採用する予定である。

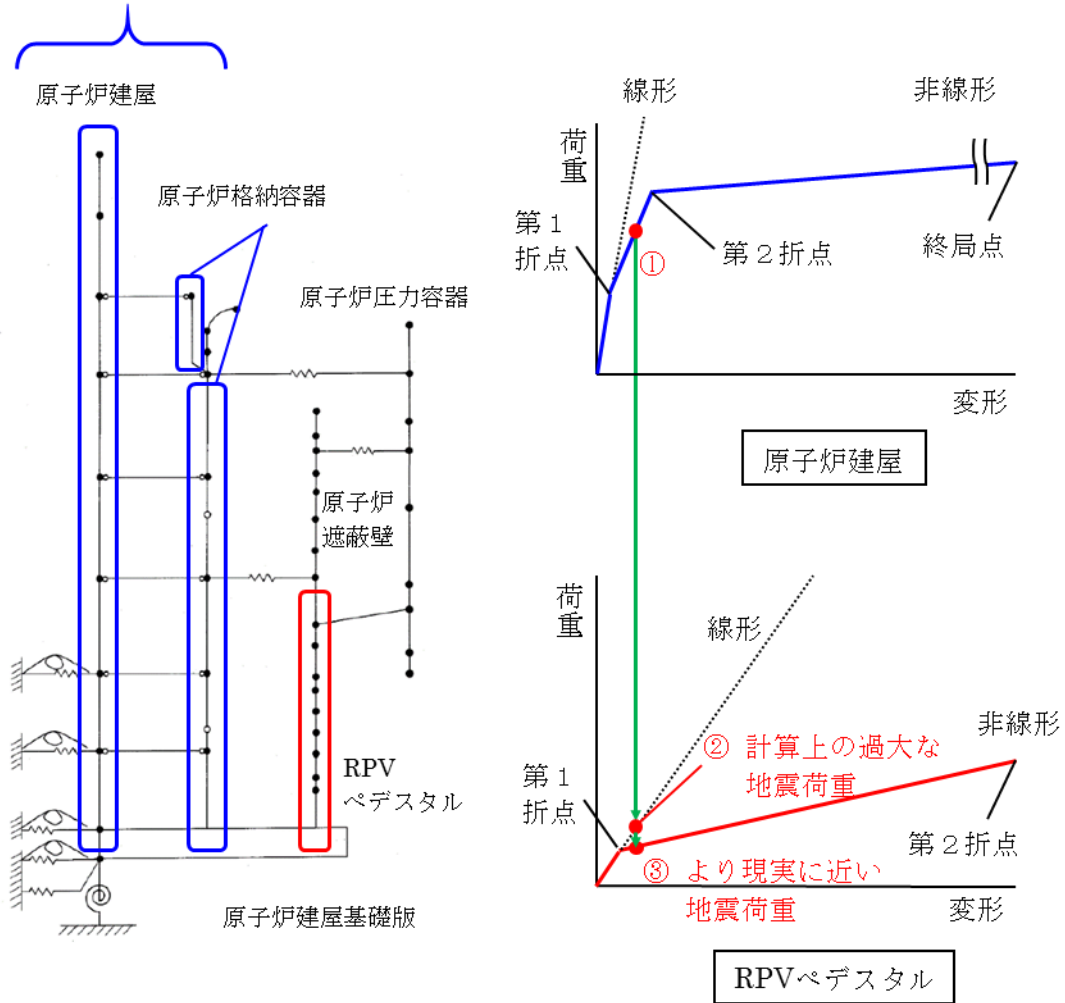
RPV ペデスタルを既工認のまま変更せず線形とする場合、原子炉建屋がコンクリートのひび割れ点である第 1 折点を超え剛性低下した際（第 3.1-1 図中の①）に、原子炉建屋と並列ばねを構成する RPV ペデスタルが過大な地震荷重を計算上受け持つこととなり、原子炉建屋と RPV ペデスタルの荷重分担のバランスが実態と大きく異なることとなる。（第 3.1-1 図中の②）

このように原子炉建屋を非線形、RPV ペデスタルを線形とした実態と大きく異なる条件を設計に取り入れることは、プラントの安全性向上に資するものとはならないと考えられる。

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

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

原子炉建屋モデルの範囲



第1折点：コンクリートのひび割れ点
 第2折点：鋼板の降伏点

第3.1-1図 地震力の増大に伴うRPVペデスタルの応答増加の概念図

3.2 詳細化の効果

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

この地震荷重を用いて、既工認で許容値に対する裕度が最も小さいアンカボルトのコンクリート定着部の構造強度評価を実施する場合、発生値が大きく低減する見通しである。(第 3.2-2 表)

第 3.2-1 表 原子炉建屋と RPV ペデスタルの荷重分担の比較

モデル化方法	原子炉建屋 ^{※1} ：非線形 RPV ペデスタル： <u>線形</u>		原子炉建屋 ^{※1} ：非線形 RPV ペデスタル： <u>非線形</u> (今回工認)	
地震動	基準地震動 Ss		基準地震動 Ss	
部位	原子炉建屋 (原子炉格納容器 部の荷重を含む)	RPV ペデスタル	原子炉建屋 (原子炉格納容器 部の荷重を含む)	RPV ペデスタル
モーメント [×10 ³ kN・m]	28,400	2,000	28,900	1,270
モーメントの 分担割合 ^{※2}	93.4 %	<u>6.6 %</u>	95.8 %	<u>4.2 %</u>
せん断力 [×10 ³ kN]	993	101	1,010	65
せん断力の 分担割合 ^{※2}	90.8 %	<u>9.2 %</u>	93.9 %	<u>6.1 %</u>

(7号炉の例、暫定値)

※1：原子炉建屋の地震応答解析モデルは、既工認と同様にコンクリート強度は設計基準強度とし、補助壁は剛性の算定に含めていない。

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

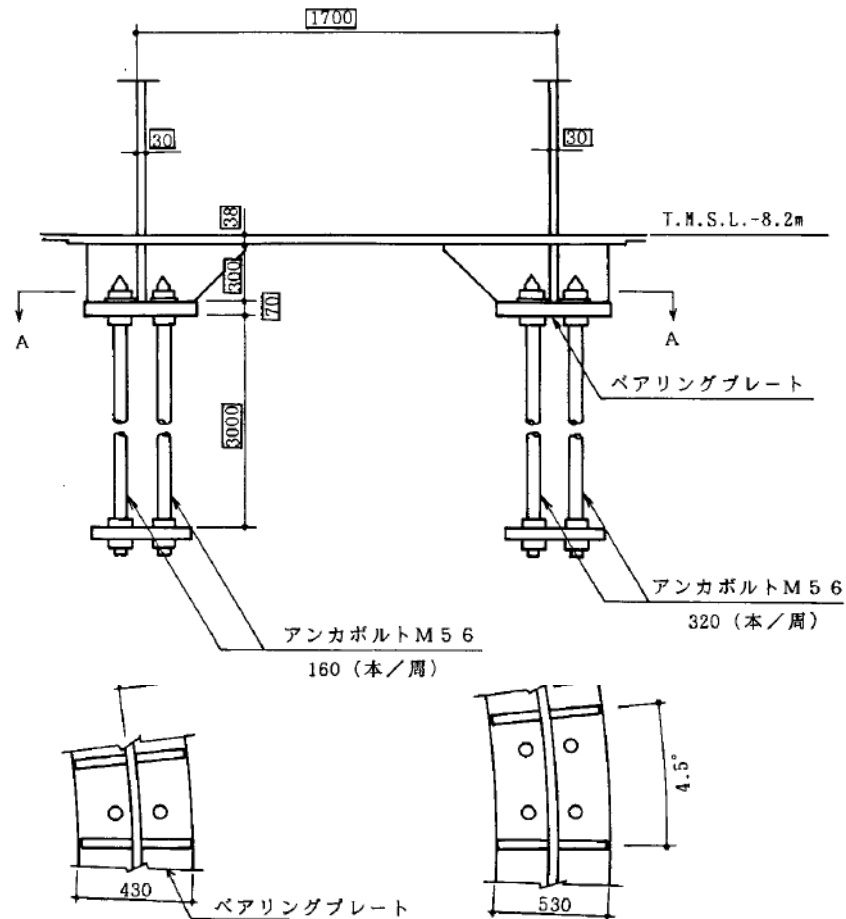
第 3.2-2 表 基準地震動 S_s に対するアンカボルトの評価結果

評価部位	評価項目	モデル化方法	発生値 [kN/4.5°] ^{※2}	許容値 ^{※1} [kN/4.5°] ^{※2}
コンクリート 定着部	シアコーン 強度	原子炉建屋：非線形 RPV ペDESTAL：線形	7,389	5,907
		原子炉建屋：非線形 RPV ペDESTAL：非線形	4,862	5,907

(7号炉の例, 暫定値)

※1 : 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991 追補版に規定されるコンクリート定着部の許容応力状態IV_{AS}に該当する許容値

※2 : アンカボルトは全周 360° のベアリングプレートに, 内側 160 本, 外側 320 本配置されており, 最小ユニットである内側 2 本, 外側 4 本に該当する角度が 4.5° となる。ここでは, 4.5° あたりの引き抜き力を評価している。



第 3.2-1 図 RPV ペDESTAL のアンカ部構造

4 詳細化の検討方針

(1) 概要

詳細化の検討は、RPV ペDESTALの地震応答解析における復元力特性を非線形とすることのみ行い、復元力特性の設定以外の項目については、既工認と同様の考え方にに基づき評価を行う。(第 4-1 表)

第 4-1 表 RPV ペDESTALの耐震設計に関する既工認と今回工認の比較

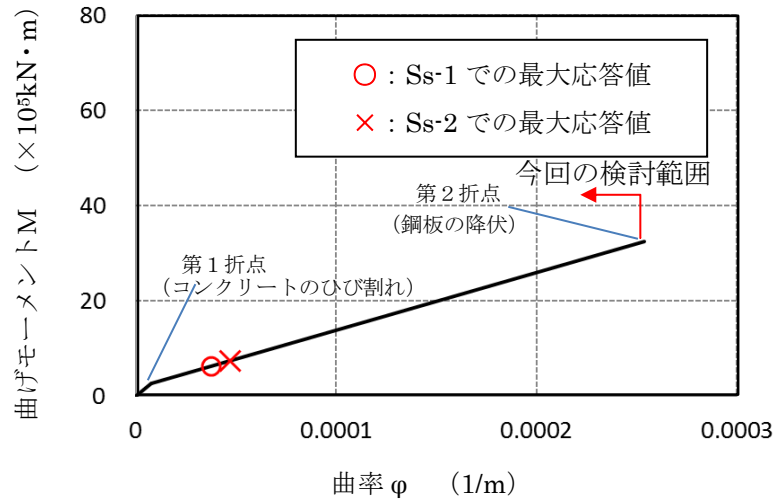
	既工認	今回工認
地震応答解析	原子炉建屋と連成しモデル化	同左
	剛性は鋼板及びコンクリートをともに考慮	同左
	線形解析	非線形解析*
構造強度評価	鋼構造として、鋼板のみで耐えるよう設計	同左

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

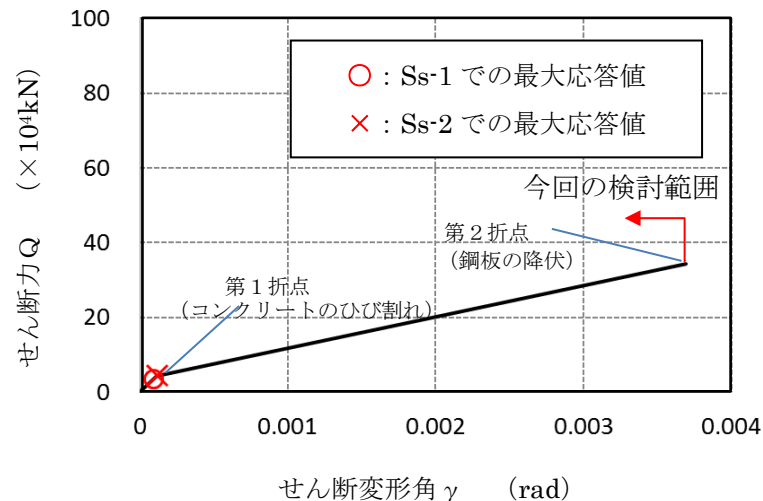
(2) 今回工認の検討範囲

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

RPV ペデスタルに弾塑性解析モデルを適用する場合、最大の地震荷重はコンクリートのひび割れを表す第1折点を少し超える程度であり、鋼板の降伏を表す第2折点に対しては大きな余裕を有している。



(a) 曲げモーメントー曲率関係



(b) せん断力ーせん断変形角関係

第4-1図 曲げ及びせん断に対するスケルトンカーブの概念図

(3) スケルトンカーブの評価方針

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

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

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

a. 曲げの第1折点

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

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

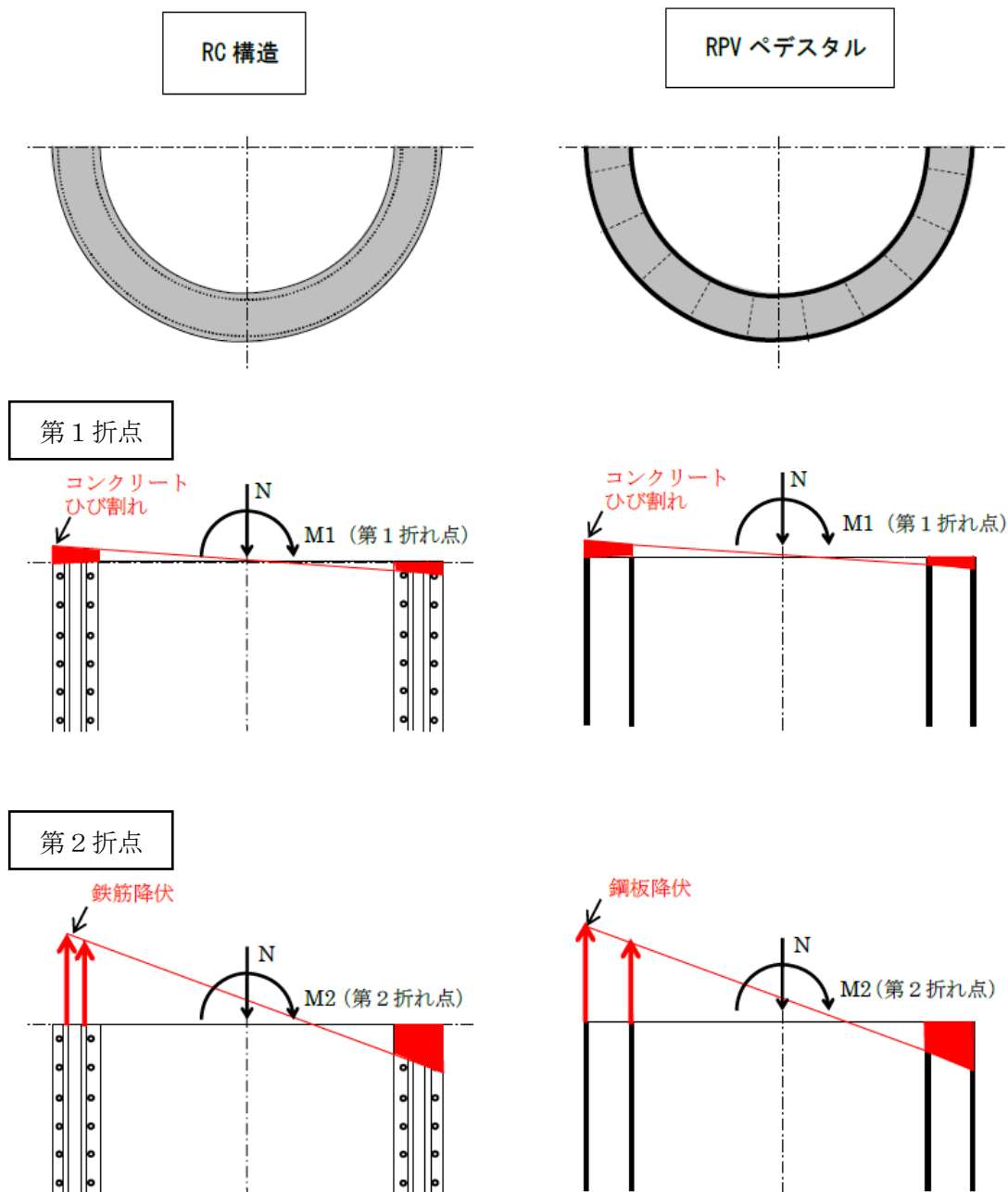
RC 構造の第1折点の評価は、コンクリートと鉄筋の断面性能を用いて算出しているのみであるため、RPV ペデスタルについても同様にコンクリートと鋼板の断面性能に応じて計算することが可能である。

b. 曲げの第2折点

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

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

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



第4-2図 RC構造とRPVペDESTALの曲げに対する抵抗機構

c. せん断の第1折れ点

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

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

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

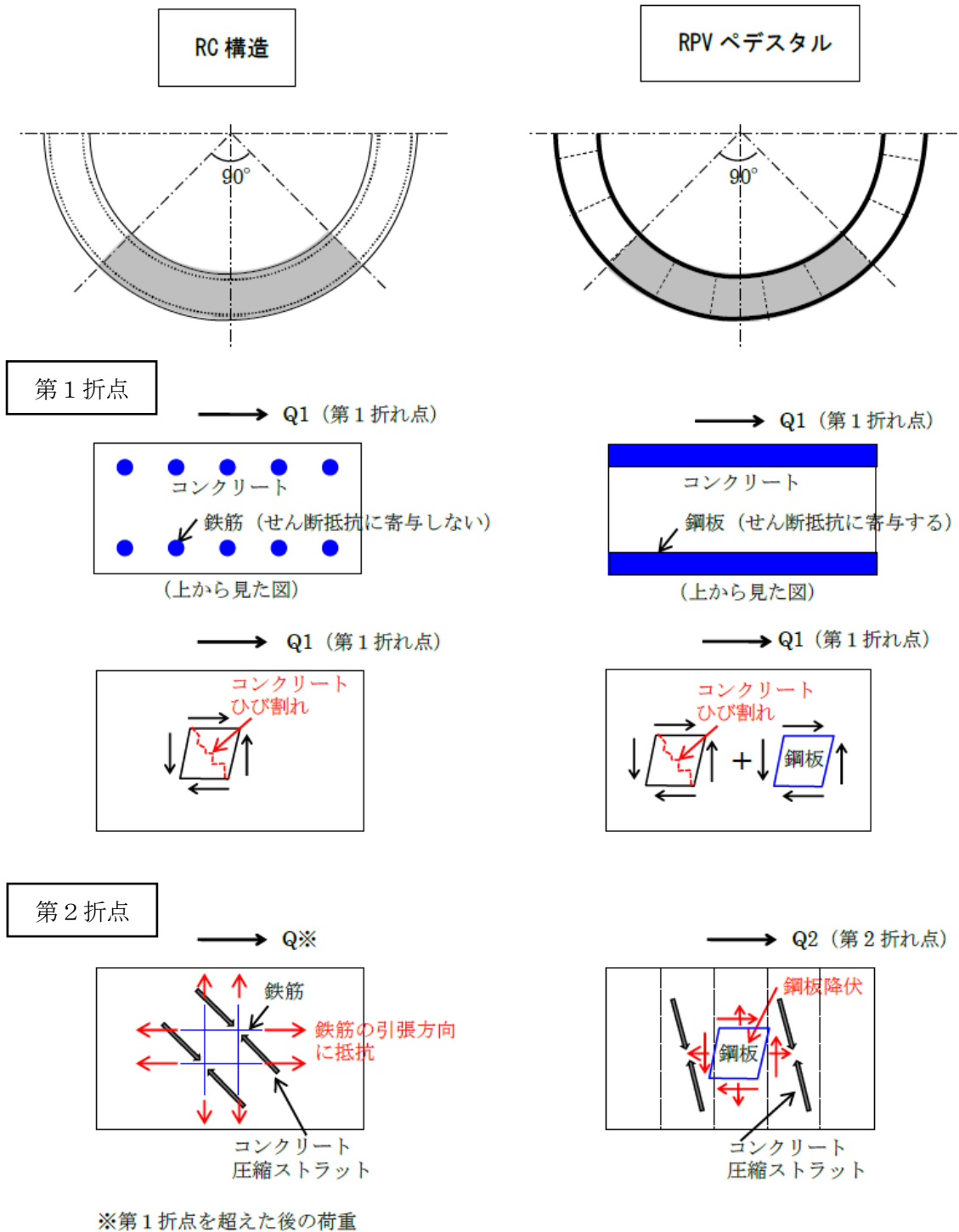
d. せん断の第2折点

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

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

RPVペデスタルについては、構造に応じたひび割れ角度を考慮する必要があり、この角度を仮定することで、鋼板及びコンクリートで構成された複合構造物に関する既往知見⁽³⁾に示されたコンクリートひび割れ後の荷重変形関係の理論式で評価可能である。

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



第4-3図 RC構造とRPVペDESTALのせん断に対する抵抗機構

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

一方、d.に示したせん断の第2折点については、RC 構造とはコンクリートひび割れ後の鋼材及びコンクリートの抵抗機構が異なることから、鋼板及びコンクリートで構成された複合構造物に関する既往知見⁽³⁾に基づきスケルトンカーブを評価する。

なお、これらの考え方を踏まえた鋼板及びコンクリートで構成された複合構造物に関するスケルトンカーブの評価方法が、鋼板コンクリート構造耐震設計技術規程

(JEAC4618-2009, 以下「SC 規程」という)にまとめられていることから、RPV ペデスタルの非線形挙動を考慮した復元力特性の評価は、便宜上 SC 規程を参考に行うこととする。

第 4-2 表 RC 構造と RPV ペDESTAL のスケルトンカーブ評価式一覧 (凡例は次ページ)

		RC 構造 (JEAG4601-1991, SI 換算)	RPV ペDESTAL (SC 規程に同様の記載あり)
曲げ	第 1 折点	$M_1 = Z_e(f_t + \sigma_v)$ $\Phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$	RC 構造と同様の考え方で評価が可能 $M_1 = Z_e(f_t + \sigma_v)$ $\Phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$
	第 2 折点	$M_2 = M_y$ $\Phi_2 = \Phi_y$	RC 構造と同様の考え方で評価が可能 $M_2 = M_y$ $\Phi_2 = \Phi_y$
せん断	第 1 折点	τ_1 $= \sqrt{0.31\sqrt{F_c}(0.31\sqrt{F_c} + \sigma_v)}$ $\gamma_1 = \tau_1 / G$	鋼板のせん断剛性の寄与分を考慮して同様の考え方で評価が可能 $\tau_{cr} = \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}$ ただし, σ_B は F_c を用いて良い $\gamma_1 = \tau_{cr} / G_c$ $Q_1 = \left(A_c + \left(\frac{G_s}{G_c} \right) \cdot A_s \right) \cdot \tau_{cr}$ 鋼板の面積を考慮
	第 2 折点	$\tau_2 = 1.35\tau_1$ $\gamma_2 = 3\gamma_1$	鋼板及びコンクリートで構成された複合構造物に関する既往知見 ⁽³⁾ に基づき, コンクリートのせん断ひび割れ角度 θ に応じたせん断ひび割れ後のコンクリート剛性 K_β を求めることで評価が可能 $Q_2 = \frac{(K_\alpha + K_\beta)}{\sqrt{(3K_\alpha^2 + K_\beta^2)}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$ $\gamma_2 = \frac{Q_2}{(K_\alpha + K_\beta)}$ $K_\alpha = A_s \cdot G_s$ $K_\beta = \frac{(\cos \theta)^2 \cdot H}{2 \left[\frac{1 - \nu_c^2}{E_c' \cdot t_c \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot E_s} (C1 + C2) \right]}$ ここで, C1 及び C2 は寸法とせん断ひび割れ角度 θ から定まる係数である。(詳細は 5.3(3)項参照)

<RC 構造>

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

<RPV ペDESTAL>

- σ_v : 鋼板を考慮した鉛直方向軸応力度 (圧縮を正, N/mm²)
 I_e : 鋼板を考慮した断面二次モーメント (mm⁴)
 Z_e : 鋼板を考慮した断面係数 (mm³)
 f_t : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²)
 E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)
 M_y : 鋼板降伏時モーメント (N・mm)
 ϕ_y : 鋼板降伏時曲率 (1/mm)
 A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm²)
 A_c : コンクリートのせん断断面積 (mm²)
 G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm²)
 G_c : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm²)
 E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm²)
 E_c' : コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数で、コンクリートのヤング係数に
0.7 を乗じた値を用いてよい (N/mm²)
 K_α : 鋼板のせん断剛性
 K_β : ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性
 σ_y : 鋼板の降伏点強度 (N/mm²)
 σ_B : コンクリートの圧縮強度で設計基準強度 F_c を用いてよい (N/mm²)
 F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
 ν_c : コンクリートのポアソン比
 H : コンクリートの高さ (mm)
 t_c : コンクリート板厚 (mm)

(4) 妥当性確認が必要な評価上の仮定

RPV ペデスタルの非線形挙動を考慮した復元力特性の評価の参考とする SC 規程の曲げの第 1, 第 2 折点及びせん断の第 1 折点の評価方法は, 他プラントの工認で認可実績のある RC 構造と同様の考え方に基づいている。

従って, 基本的な評価方法に関する論点は無いと言えるものの, RPV ペデスタルは一般的な壁と比較すると複雑な構造であることから, その構造の特徴を踏まえて設定した以下の仮定について妥当性を確認することとする。

- ・ ベント管による開口に対する評価上の仮定
- ・ 複雑な形状によるコンクリートの不連続部に対する評価上の仮定

また, せん断の第 2 折点の評価方法については, SC 規程の参考文献となっている鋼板及びコンクリートで構成された複合構造物に関する既往知見⁽³⁾に示された理論式を活用する際に設定する, 構造に応じたコンクリートのひび割れ角度に対する評価上の仮定について妥当性を確認することとする。

(5) 妥当性の確認方針

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

5. 復元力特性の設定方法

5.1 SC 規程を参考にした設定方針

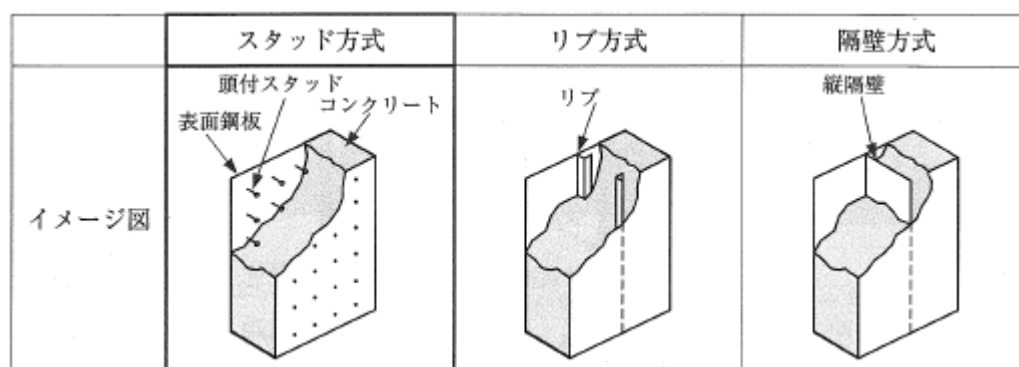
(1) SC 規程を参考にした設定方針

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

今回工認で採用する RPV ペデスタルの非線形特性を考慮した復元力特性は、SC 構造の耐震設計に関する民間規格である SC 規程に定められた復元力特性の評価方法を参考にすることにより設定する。

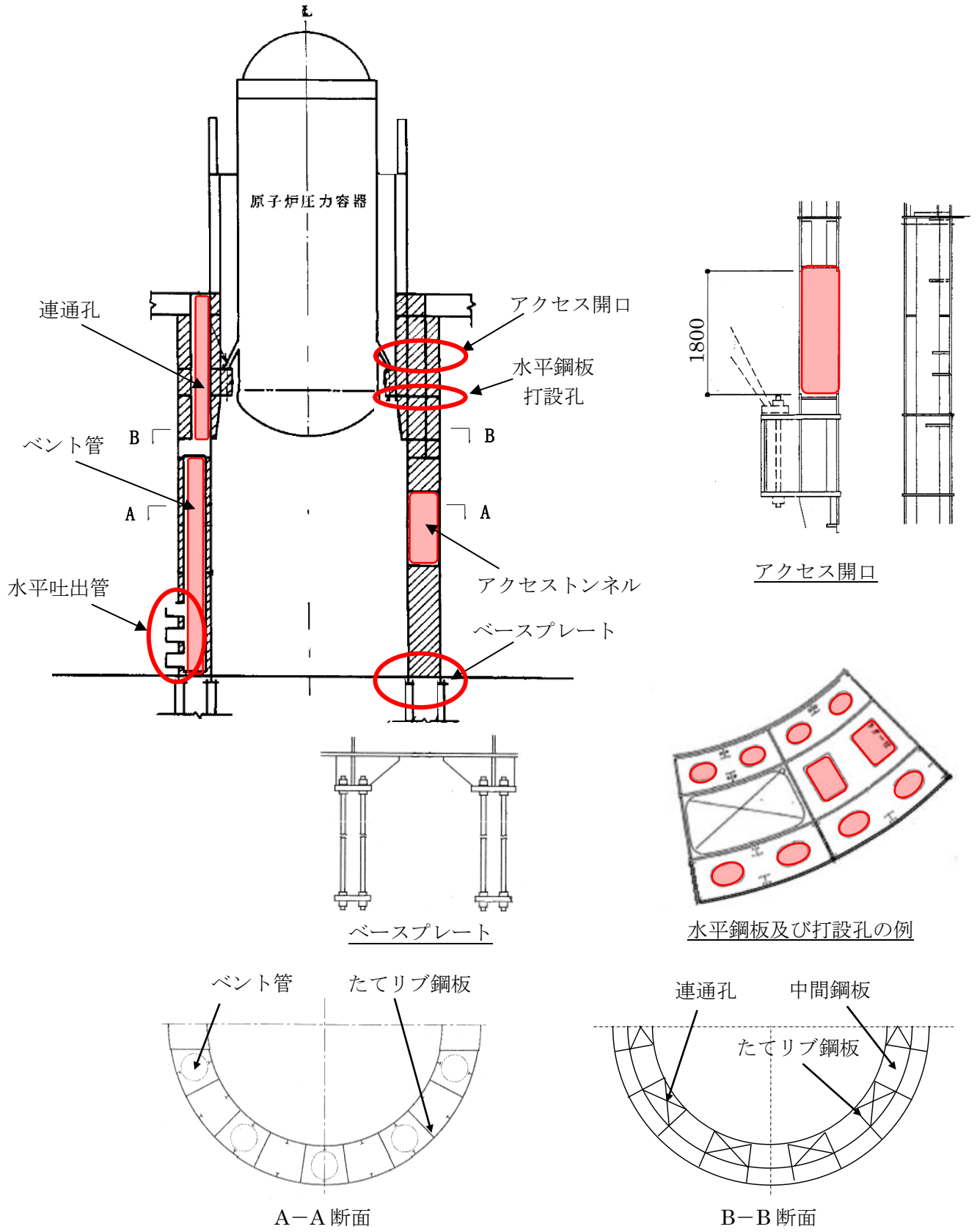
なお、SC 規程はスタッド方式を前提としており、規程で取り扱われていない方式に対しては調査・検討を行うことで準用できるとされている。

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



((1)より引用)

第 5.1-1 図 SC 構造の各種構造形式 (例)

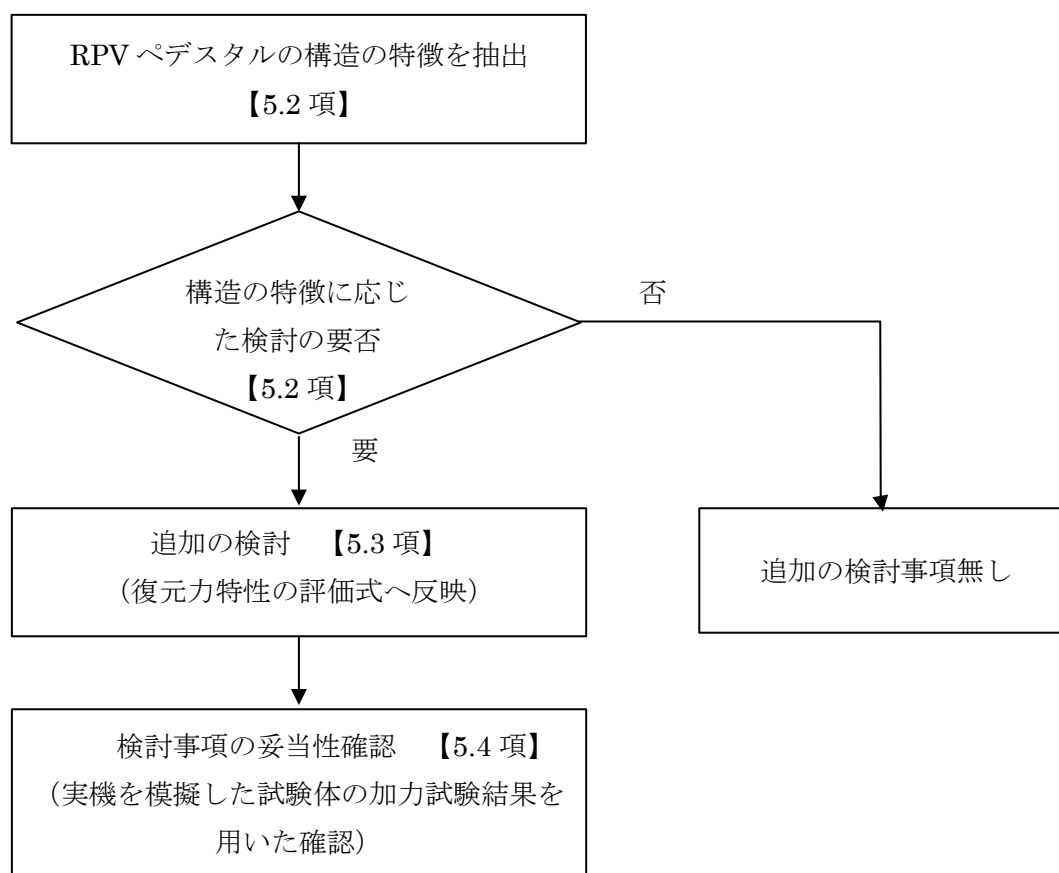


第 5. 1-2 図 RPV ペデスタルの構造概要

(2) SC 規程を参考にした RPV ペDESTAL の復元力特性の検討手順

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

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



第 5.1-3 図 RPV ペDESTAL の復元力特性評価方法の検討手順

5.2 RPV ペデスタルの構造の特徴の抽出及び構造に応じた追加検討事項

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

RPV ペデスタルの構造の特徴のうち、以下の 5 点が構造に応じた追加検討が必要な項目であることから、5.3 項では、これらの特殊構造を復元力特性の評価方法へ反映する方法を検討する。

- ①隔壁方式の SC 構造に近い構造であり、SC 規程の前提としているスタッド方式と異なる。
- ②円筒型の SC 構造に近い構造であり、SC 規程の根拠としている試験結果に含まれていない。
- ③ベント管を内蔵しており、コンクリートに大きな断面欠損がある。
- ④コンクリート底面が、鋼製のベースプレートにより基礎マットと分断されている。
- ⑤水平鋼板内に、施工用のコンクリート打設孔が設けてある。

第 5.2 表 RPV ペDESTAL の構造の特徴及び追加検討の要否

RPV ペDESTAL の構造の特徴		構造の特徴に応じた追加検討の要否	
		○：要 ×：否	理由
共通	隔壁方式	○	SC 規程（スタッド方式）とは一体化方式が異なる。
	円筒型	○	SC 規程は円筒型への適用を排除するものではないが、規程の根拠となっているデータが矩形断面であることから、念のため追加検討を行う。
下部 ペDESTAL	ベント管	○	RPV ペDESTAL の内外円筒鋼板及び縦リブ間に充填されたコンクリートに埋め込んだベント管による大きな開口欠損がある。
	水平吐出管	×	SC 規程の開口の取り扱いに関する規定に準じることで追加の検討は不要である※ 1
	ベースプレート	○	基礎マットとの接続部がベースプレートにより分断されている。
	アクセストンネル	×	※ 1 と同じ
上部 ペDESTAL	連通孔	×	※ 1 と同じ
	ベント取入孔	×	※ 1 と同じ
	中間鋼板	○	一体化方式の違いによる相違
	水平鋼板	○	一体化方式の違いによる相違
	水平鋼板のコンクリート打設孔	○	打設孔部分のコンクリートの取り扱いについては、SC 規程に特に規定されていない。
	アクセス開口	×	※ 1 と同じ

5.3 スケルトンカーブの設定方法

(1) 地震応答解析における RPV ペDESTAL のモデル化

RPV ペDESTAL は隔壁方式の SC 構造に近い構造であり、第 5.3(1)-1 図に示すように下部ペDESTAL と上部ペDESTAL に大別できる。さらに、上部ペDESTAL は中間鋼板を含む断面形状の違いから、以下に示す 3 部位に細分類できる。なお、下部ペDESTAL にはベント管を内蔵している。

① 下部ペDESTAL

② 上部ペDESTAL

- ・ RPV 支持点上部
- ・ RPV 支持点下部
- ・ ベント取入孔部

地震応答解析モデルにおいて RPV ペDESTAL は第 5.3(1)-1 図に示す質点を繋いだものとしてモデル化される。(RPV ペDESTAL の各断面における主要寸法は第 5.3(1)-1 表参照。)

下部ペDESTAL は、質点番号 1～7 の各質点を繋ぐ曲げ変形及びせん断変形を考慮した 6 要素でモデル化している。

上部ペDESTAL は、質点番号 7～11 の各質点を繋ぐ曲げ変形及びせん断変形を考慮した 4 要素から構成され、RPV 支持点上部では 2 要素、RPV 支持点下部では 1 要素及びベント取入孔部では 1 要素でモデル化している。

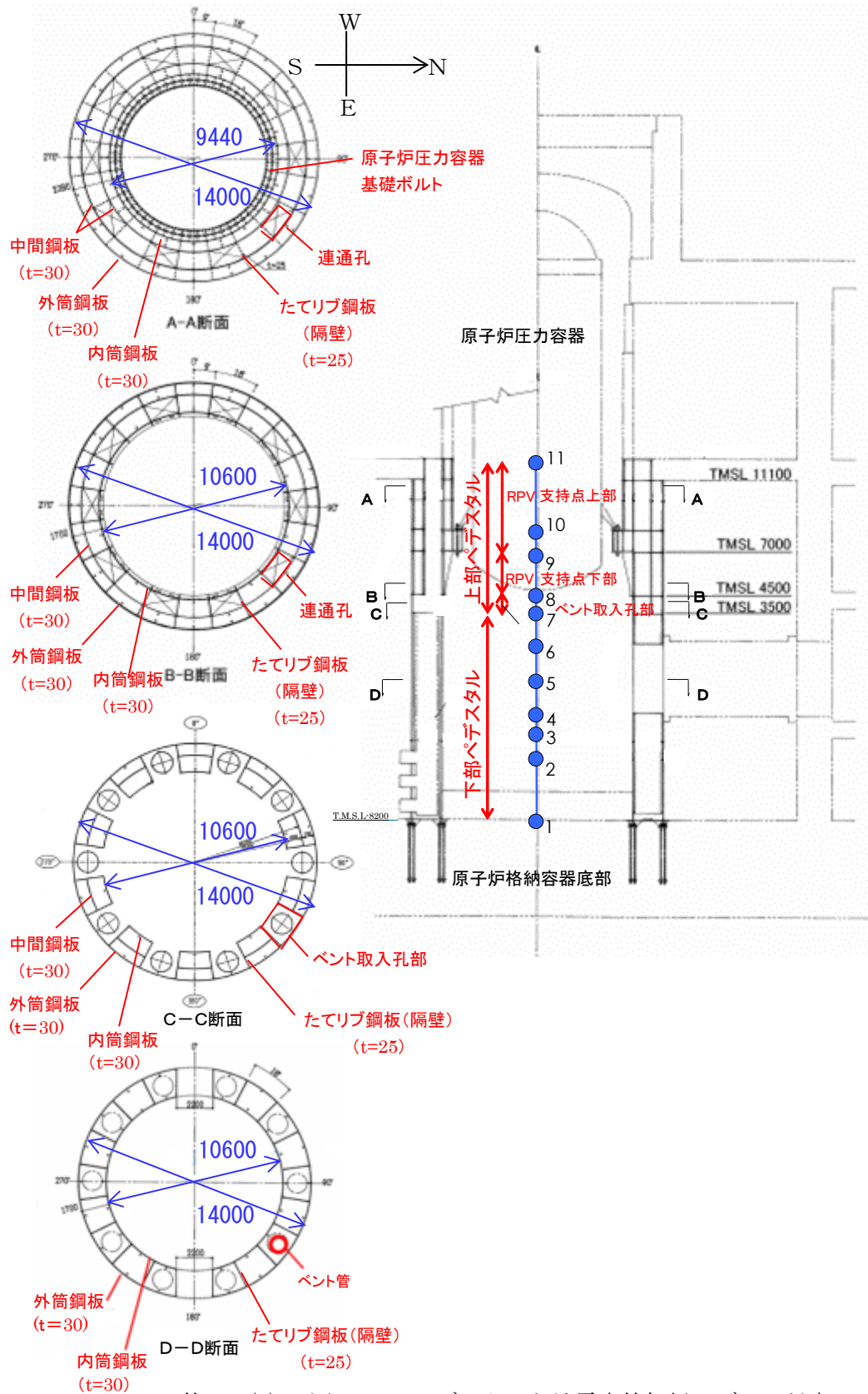
スケルトンカーブは、これらの要素ごとに曲げ及びせん断について設定する。

RPV ペDESTAL は各断面で中間鋼板の有無やベント管による開口の有無といった構造の差異があるが、既工認では構造の差異について各要素で個別に考慮し剛性を算定している。

今回の非線形特性を考慮したスケルトンカーブの設定においても既工認同様に各断面の構造の差異を考慮し、複雑な断面形状を有する実機 RPV ペDESTAL に対して、構造に応じた検討を行った上で SC 規程を参考にしてスケルトンカーブを求める。(既工認と今回工認の剛性設定の比較表は第 5.3(1)-2 表参照。)

SC 規程を参考にした RPV ペDESTAL 実機の構造特性を踏まえた評価式を第 5.3(1)-3 表に示す。また、曲げ及びせん断に対するスケルトンカーブ設定方法について本項(2)及び(3)に示す。

なお、スケルトンカーブ設定に用いるコンクリート強度は、既工認と同様に設計基準強度を用いることとするが、実強度を用いた影響評価も合わせて実施する。地震応答解析モデルに用いる減衰は既工認と同様に 5%とする。(添付資料-1,2)



第 5.3(1)-1 図 RPV ペDESTAL と地震応答解析モデルの対応

第 5.3(1)-1 表 RPV ペDESTAL各断面における主要寸法まとめ（6号及び7号炉）

項目				個数(配置)	寸法
上部 ペDESTAL	RPV 支持点 上部	連通孔なし	円筒鋼板	4（中間鋼板含む）	内径：9440mm 外径：14000mm 板厚：30mm
			隔壁	20（18°）	板厚：25mm
		連通孔あり	円筒鋼板	4（中間鋼板含む）	内径：9440mm 外径：14000mm 板厚：30mm
			隔壁	20（18°）	板厚：25mm
			連通孔	10（18° おきに開口部（連通孔）と無開口部が連続する構造）	—
		RPV 支持点 下部	連通孔なし	円筒鋼板	3（中間鋼板含む）
	隔壁			20（18°）	板厚：25mm
	連通孔あり		円筒鋼板	3（中間鋼板含む）	内径：10600mm 外径：14000mm 板厚：30mm
			隔壁	20（18°）	板厚：25mm
			連通孔	10（18° おきに開口部（連通孔）と無開口部が連続する構造）	—
	ベント 取入孔部	ベント取入 孔なし	円筒鋼板	3（中間鋼板含む）	内径：10600mm 外径：14000mm 板厚：30mm
			隔壁	20（18°）	板厚：25mm
		ベント取入 孔あり	円筒鋼板	1（外筒のみ）	外径：14000mm 板厚：30mm
			隔壁	20（18°）	板厚：25mm
			ベント 取入孔部	10（18° おきに開口部（ベント取入孔）と無開口部が連続する構造）	—
下部 ペDESTAL	円筒鋼板		2	内径：10600mm 外径：14000mm 板厚：30mm	
	隔壁		20（18°）	板厚：25mm	
	ベント管		10（36°）	内径：1200mm	

第 5.3(1)-2 表 RPV ペDESTAL 剛性設定の既工認及び今回工認の比較

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

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

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

第 5.3(1)-3 表 RPV ペデスタル実機の構造特性を踏まえた評価式

変形特性	RC 構造 (JEAG4601-1991, SI 換算)	SC 規程 (JEAC4618-2009)	構造を踏まえた RPV ペデスタルの評価式		設定理由	試験で妥当性確認する範囲
			下部ペデスタル	上部ペデスタル		
曲げ変形	第 1 折点	$M_1 = Z_e(f_t + \sigma_v)$ $\Phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$	$M_1 = Z_e(f_t + \sigma_v)$ ただし, $f_t=0$ とする 同左 (構造特性の反映点無し)	$M_1 = Z_e(0.5f_t + \sigma_v)$ 同左 (構造特性の反映点無し)	注 2, 注 3	評価式は RC 構造と同様の考え方で適用可能。
	第 2 折点	$M_2 = M_y$ $\Phi_2 = \Phi_y$	同左 (構造特性の反映点無し)	同左 (構造特性の反映点無し)		
せん断変形	第 1 折点	$\tau_1 = \sqrt{0.31\sqrt{F_c}(0.31\sqrt{F_c} + \sigma_v)}$	同左 (構造特性の反映点無し)	同左 (構造特性の反映点無し)	注 4	RC 構造とはせん断力に対する抵抗機構が異なる。 構造に応じたコンクリートのひび割れ角度 θ に関する評価上の仮定について, 試験で妥当性確認を行う。
		ただし, $\tau_{cr} = \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}$	ただし, $\tau_{cr} = 0.5 \times \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}$	SC 規程式と同じ (構造特性の反映点無し)		
		$\gamma_1 = \tau_1 / G$	同左 (構造特性の反映点無し)	同左 (構造特性の反映点無し)		
	第 2 折点	$\tau_2 = 1.35\tau_1$ $\gamma_2 = 3\gamma_1$	$Q_2 = \frac{(K_\alpha + K_\beta)}{\sqrt{(3K_\alpha^2 + K_\beta^2)}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$ $\gamma_2 = \frac{Q_2}{(K_\alpha + K_\beta)}$ ただし, $K_\alpha = A_s \cdot G_s$	同左 (構造特性の反映点無し)	同左 (構造特性の反映点無し)	注 5
	$K_\beta = \frac{1}{\frac{4}{(A_c \cdot E'_c)} + \frac{2(1-\nu_s)}{(A_s \cdot E_s)}}$	K_β : SC 規程の附属書 2.1 解説を参考に設定 $K_\beta = \frac{(\cos \theta)^2 \cdot H}{2 \left[\frac{1-\nu_c^2}{E'_c \cdot t_c \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot E_s} (C1 + C2) \right]}$	K_β : SC 規程の附属書 2.1 解説を参考に設定 $K_\beta = \frac{(\cos \theta)^2 \cdot H}{2 \left[\frac{1-\nu_c^2}{E'_c \cdot t_c \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot E_s} (C1 + C2) \right]}$			

注:

1. 記号の凡例は次ページに示す。
2. 下部ペデスタルはコンクリート部がベースプレートにて完全に分断されておりコンクリート部の引張による抵抗が期待できないため $f_t=0$ とした。
3. 上部ペデスタルはコンクリート部断面積のうち約 1/2 がコンクリート打設孔により連続しているためコンクリート部の引張による抵抗は $0.5f_t$ を考慮した。
4. 下部ペデスタルはベント管開口の平均的な応力集中を考慮し, せん断ひび割れ強度 τ_{cr} に 0.5 を乗じた。
5. SC 規程における K_β (=ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性) はコンクリートの圧縮ストラット角度を $\theta = 45^\circ$ と仮定して簡略化された評価式を記載している。RPV ペデスタルの構造特性を踏まえ, SC 規程の附属書 2.1 解説に示される釣り合い式を用い, 実際の θ に合わせた値を設定した。

<RC 構造 (JEAG4601-1991, SI 換算) >

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

<RPV ペDESTAL (JEAC4618-2009) >

- σ_v : 鋼板を考慮した鉛直方向軸応力度 (圧縮を正, N/mm²)
 I_e : 鋼板を考慮した断面二次モーメント (mm⁴)
 Z_e : 鋼板を考慮した断面係数 (mm³)
 f_t : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²)
 E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)
 M_y : 鋼板降伏時モーメント (N・mm)
 ϕ_y : 鋼板降伏時曲率 (1/mm)
 A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm²)
 A_c : コンクリートのせん断断面積 (mm²)
 G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm²)
 G_c : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm²)
 E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm²)
 E_c' : コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数で, コンクリートのヤング係数に
0.7 を乗じた値を用いてよい (N/mm²)
 K_α : 鋼板のせん断剛性
 K_β : ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性
 σ_y : 鋼板の降伏点強度 (N/mm²)
 σ_B : コンクリートの圧縮強度で設計基準強度 F_c を用いてよい (N/mm²)
 F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
 ν_c : コンクリートのポアソン比
 H : コンクリートの高さ (mm)
 t_c : コンクリート板厚 (mm)
 $C1, C2$: 寸法とせん断ひび割れ角度 θ から定まる係数 (詳細は 5.3(3)項参照)

(2) 曲げに対する非線形特性を考慮したスケルトンカーブ設定方法

a. SC 規程の曲げ変形に対するスケルトンカーブ

SC 規程に示された曲げ変形に対するスケルトンカーブは、曲げモーメント M と曲率 ϕ との M - ϕ 関係を以下に示す状態を考慮して算定する (第 5.3(2)-1 図参照)。

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

SC 規程記載内容の抜粋を以下に示す。

第 1 折点 コンクリートの曲げひび割れにより剛性が変化する点

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

第 2 折点 鋼板の降伏により剛性が変化する点

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

終局点 曲げ終局強度及び曲げ終局曲率を示す点

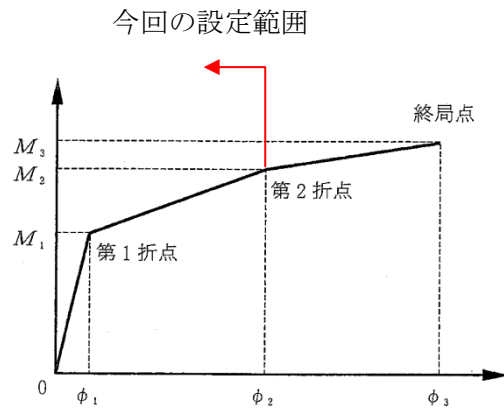
$$\left[\begin{array}{l} M_3 = M_u \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad \dots\dots\dots (\text{附 2.1-11}) \\ \phi_3 = \frac{0.004}{X_{nu}} \quad (1/\text{mm}) \quad \dots\dots\dots (\text{附 2.1-12}) \end{array} \right.$$

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

ここで、

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

今回の
設定範囲

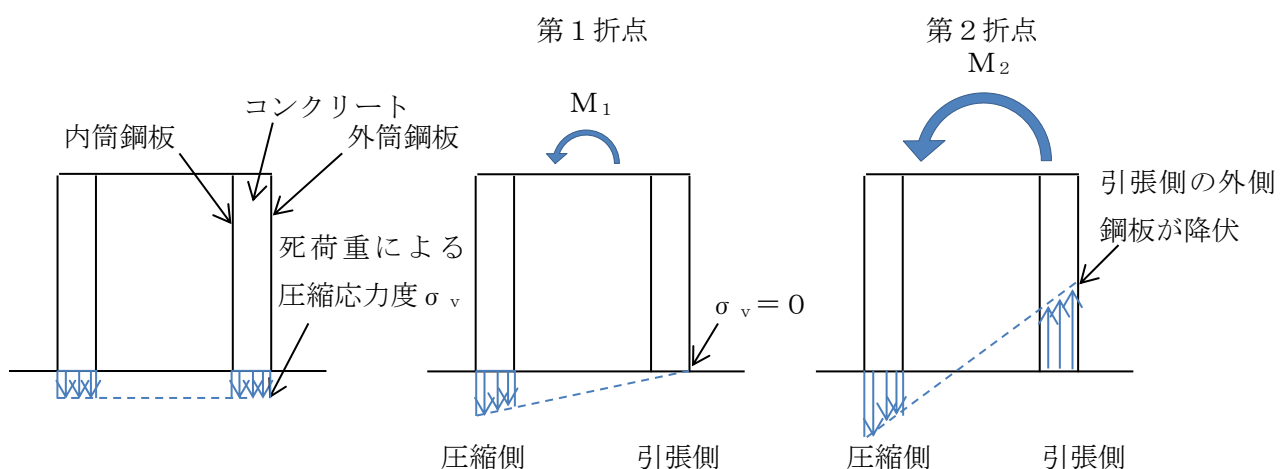


第 5.3(2)-1 図 曲げ変形に対するスケルトンカーブ
(1)に加筆)

b. 下部ペDESTALの曲げ変形に対するスケルトンカーブ

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

第 5.3(2)-2 図に示すとおり，下部ペDESTALの曲げモーメントが大きくなると引張側の死荷重による圧縮応力度がゼロとなり（第 1 折点），さらに大きくなると圧縮側のコンクリートと鋼板及び引張側の鋼板が曲げに抵抗し，引張側の鋼板が降伏することで第 2 折点に到達する。



第 5.3(2)-2 図 下部ペDESTAL曲げ変形の各状態（概念図）

(i) RPV ペDESTAL固有の構造特性を反映した点

(第 1 折点)

- RPV ペDESTALの地震応答解析モデルにおける部材断面性能は，コンクリートの剛性はベント管等の開口欠損を考慮した断面積に基づき性能評価する。
- 下部ペDESTALは，第 5.3(2)-3 図（赤破線囲み）に示すようにコンクリート部がベースプレートにて完全に分断されていることから，コンクリートの引張強度 f_t は無視する。

(第 2 折点)

構造特性の反映点無し。

(ii) 反映後の評価式

(第1折点)

- $M_1 = Z_e \cdot (f_t + \sigma_v)$ ただし、 $f_t = 0$ とする

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

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

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

$D / 2$: 中心から最外縁までの距離 (D は最外直径)

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

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

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

σ_v : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 (N/mm^2)

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

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)

E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm^2)

I_e : 鋼板を考慮したコンクリートの断面二次モーメント (mm^4)

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

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

(第2折点)

- $M_2 = M_y$

- $\phi_2 = \phi_y$

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

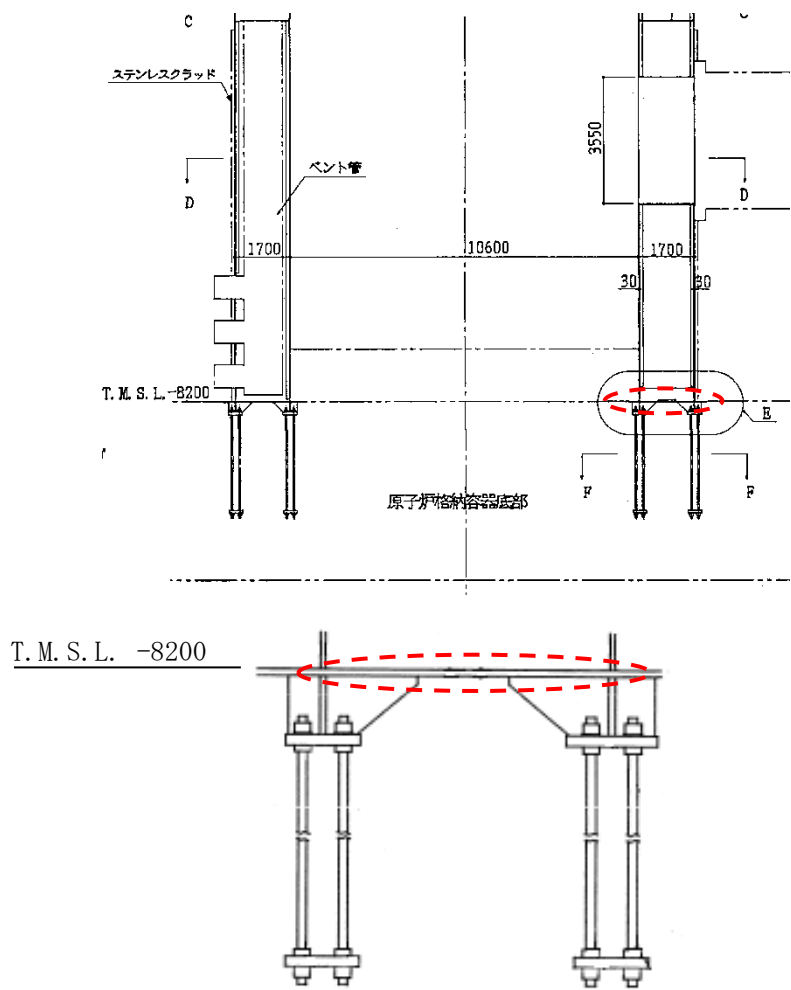
ϕ_y : 鋼板降伏時曲率 ($1/\text{mm}$)

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

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

第 5.3(2)-1 表 曲げに対する実機下部ペデスタルの構造特性を踏まえた評価式

変形特性		SC 規程	構造特性を踏まえた評価式	RPV ペデスタル固有の構造特性を反映した点
曲げ変形	第 1 折点	$M_1 = Z_e \cdot (f_t + \sigma_v)$	$M_i = Z_e \cdot (f_t + \sigma_v)$	下部ペデスタルはコンクリート部がベースプレートにて完全に分断されておりコンクリート部の引張による抵抗が期待できないため $f_t = 0$ とした。
		$\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$	同左 (構造特性の反映点無し)	
	第 2 折点	$M_2 = M_y$ $\phi_2 = \phi_y$	同左 (構造特性の反映点無し)	

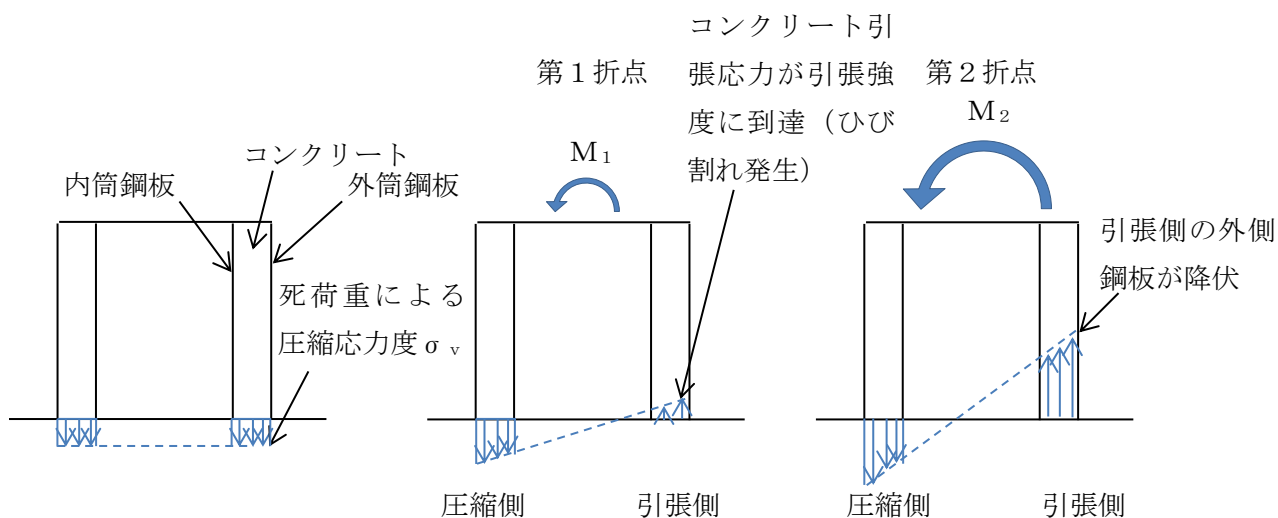


第 5.3(2)-3 図 RPV ペDESTAL の脚部
 [コンクリートがベースプレートにて分断されている箇所を赤破線で示す]

c. 上部ペDESTALの曲げ変形に対するスケルトンカーブ

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

第 5.3(2)-4 図に示すとおり，上部ペDESTALの曲げモーメントが大きくなると引張側のコンクリートは引張側の死荷重による圧縮応力度がゼロとなった後も引張に抵抗し，コンクリート引張応力が引張強度に到達してひび割れが発生する（第 1 折点）。さらに大きくなると圧縮側のコンクリートと鋼板及び引張側の鋼板が曲げに抵抗し，引張側の鋼板が降伏することで第 2 折点に到達する。



第 5.3(2)-4 図 上部ペDESTAL曲げ変形の各状態（概念図）

(i) RPV ペDESTAL固有の構造特性を反映した点

(第 1 折点)

- RPV ペDESTALの地震応答解析モデルにおける部材断面性能は，コンクリートの剛性は連通孔等の開口欠損を考慮した断面積に基づき性能評価する。
- 水平鋼板によるコンクリートの分断を考慮するが，コンクリート断面積のうち約 1/2 がコンクリート打設孔により連続していると仮定する。第 5.3(2)-5 図及び第 5.3(2)-6 図にコンクリート打設孔の概念図を示す。

(第 2 折点)

構造特性の反映点無し。

(i) 反映後の評価式

(第1折点)

- $M_1 = Z_e \cdot (0.5f_t^{*1} + \sigma_v)$
- ϕ_1 は初期剛性と M_1 の交点 ($\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$)

注) *1: 水平鋼板がコンクリートを分断するように設置されるが、水平鋼板面積のうち約 1/2 はコンクリート打設孔による開口があり、コンクリートが連続していることから、コンクリートの曲げ引張強度 f_t に 0.5 を乗じる。

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

$D/2$: 中心から最外縁までの距離 (D は最外直径)

σ_v : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 (N/mm^2)

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

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

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

ペDESTALコンクリートの設計基準強度 = 29.4 (N/mm^2)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)

E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm^2)

I_e : 鋼板を考慮したコンクリートの断面二次モーメント (mm^4)

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

第1折点は、ペDESTAL円筒の曲げ引張側のコンクリート部にひび割れが生じる点の M 及び ϕ を表している。

(第2折点)

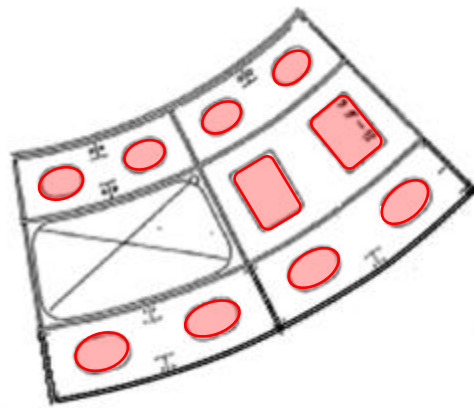
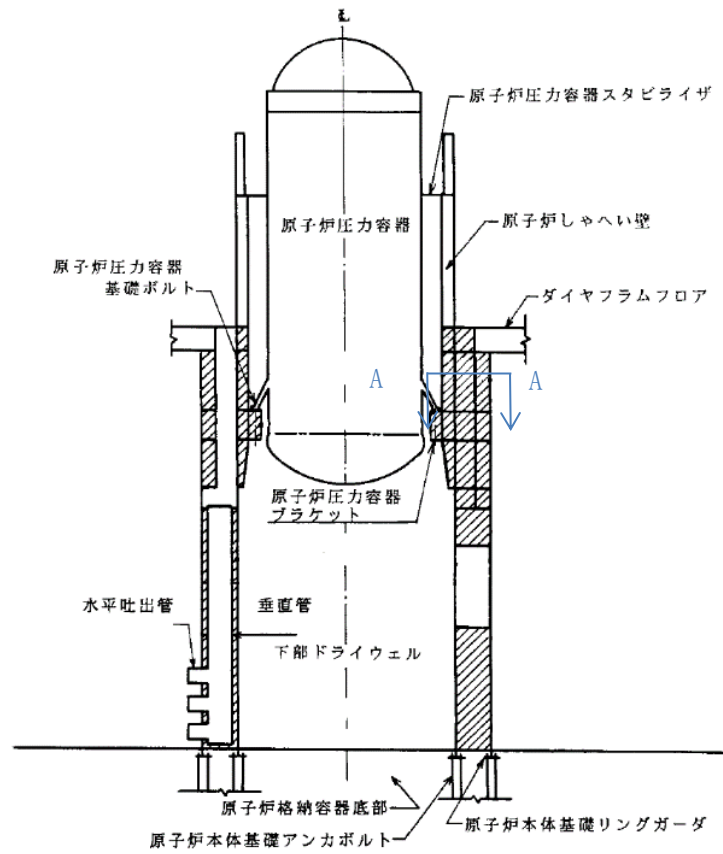
- $M_2 = M_y$
 - $\phi_2 = \phi_y$
- M_y : 鋼板降伏時モーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)
- ϕ_y : 鋼板降伏時曲率 ($1/\text{mm}$)

第2折点は、ペDESTAL円筒の曲げ引張側の鋼板が降伏する時点の M 及び ϕ を表している。

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

第 5.3(2)-2 表 曲げに対する実機上部ペデスタル円筒の構造特性を踏まえた評価式

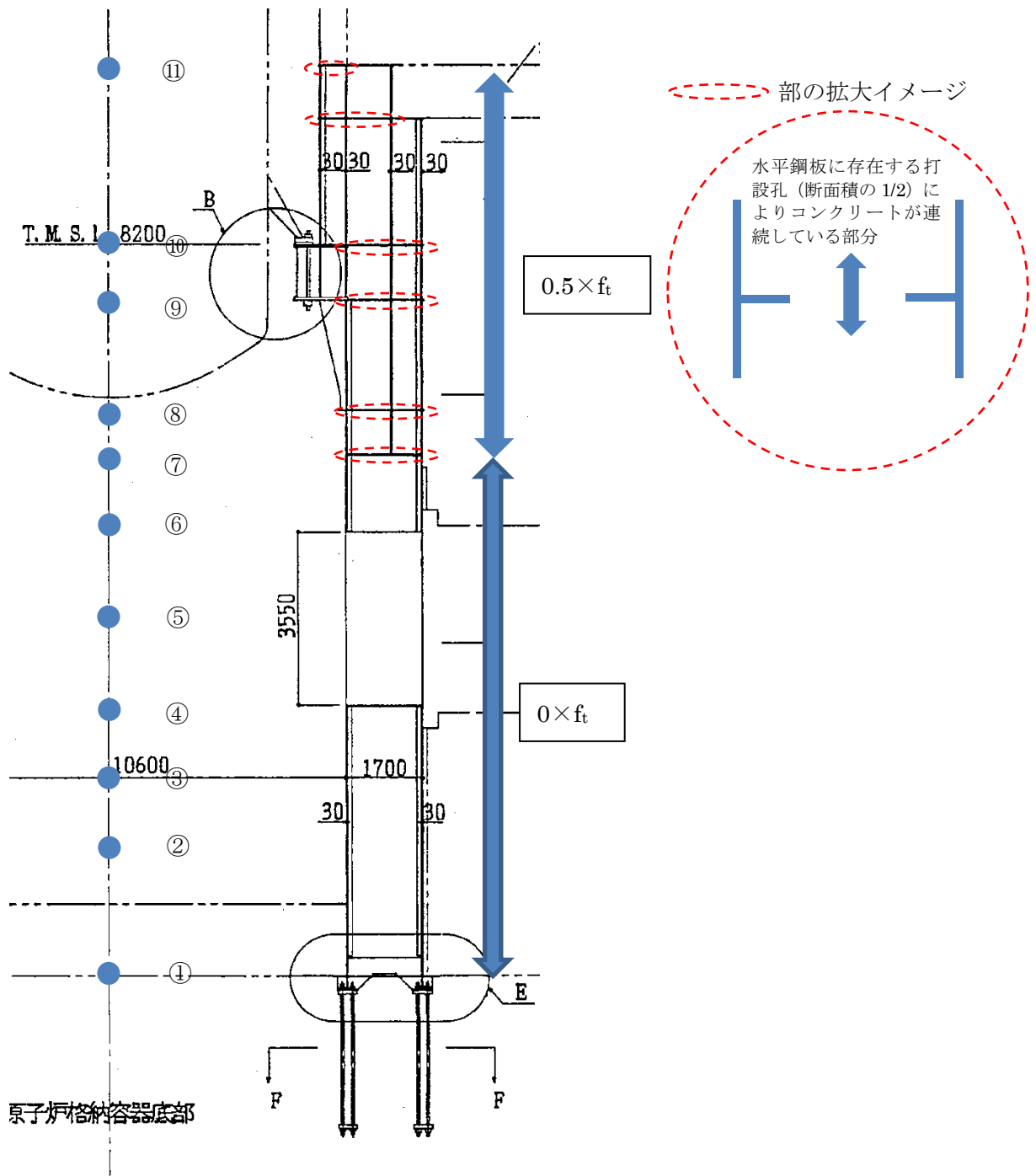
変形特性		SC 規程	構造特性を踏まえた評価式	RPV ペデスタル固有の構造特性を反映した点
曲げ変形	第 1 折点	$M_1 = Z_e \cdot (f_t + \sigma_v)$	$M_1 = Z_e \cdot (0.5f_t + \sigma_v)$	上部ペデスタルはコンクリート部断面積のうち約 1/2 が打設孔により連続しているためコンクリート部の引張による抵抗は $0.5f_t$ を考慮した。
		$\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$	同左 (構造特性の反映点無し)	
	第 2 折点	$M_2 = M_y$ $\phi_2 = \phi_y$	同左 (構造特性の反映点無し)	



A-A 断面

第 5.3(2)-5 図 上部ペDESTALの断面 (一部)

[赤線部がコンクリート打設孔を示す]



第 5.3(2)-6 図 RPV ペDESTAL 立面図
 (コンクリート打設用開口部を赤破線部で示す)

(3) せん断に対する非線形特性を考慮したスケルトンカーブ設定方法

a. SC 規程のせん断変形に対するスケルトンカーブ

SC 規程に示されたせん断変形に対するスケルトンカーブは、せん断力 Q とせん断ひずみ γ との Q- γ 関係を以下に示す状態を考慮して算定する（第 5.3(3)-1 図参照）。

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

以下、SC 規程記載内容の抜粋。

第 1 折点 コンクリートのせん断ひび割れにより剛性が変化する点

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

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

第 2 折点 鋼板の降伏により剛性が変化する点

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

ただし、 $K_\alpha = A_s \cdot G_s$

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

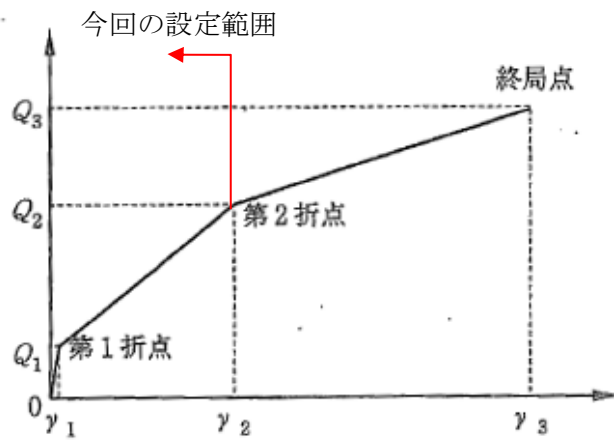
終局点 せん断終局強度及びせん断終局ひずみ度を示す点

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

ここで、

- A_s : 鋼板のせん断面積 (mm²)
- A_c : コンクリートのせん断面積 (mm²)
- G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm²)
- G_c : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm²)
- E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm²)
- E_c' : コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数で、コンクリートのヤング係数に 0.7 を乗じた値を用いてよい (N/mm²)
- ν_s : 鋼板のポアソン比
- σ_v : 鋼板を考慮した鉛直方向軸応力度 (圧縮を正, N/mm²)
- K_α : 鋼板のせん断剛性
- K_β : ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性
- σ_y : 鋼板の降伏点強度 (N/mm²)
- σ_B : コンクリートの圧縮強度で設計基準強度 F_c を用いてよい (N/mm²)
- ν_1 : コンクリート圧縮強度の有効係数で、 $0.7 - \frac{\sigma_B}{200}$ を用いてよい

今回の
設定範囲

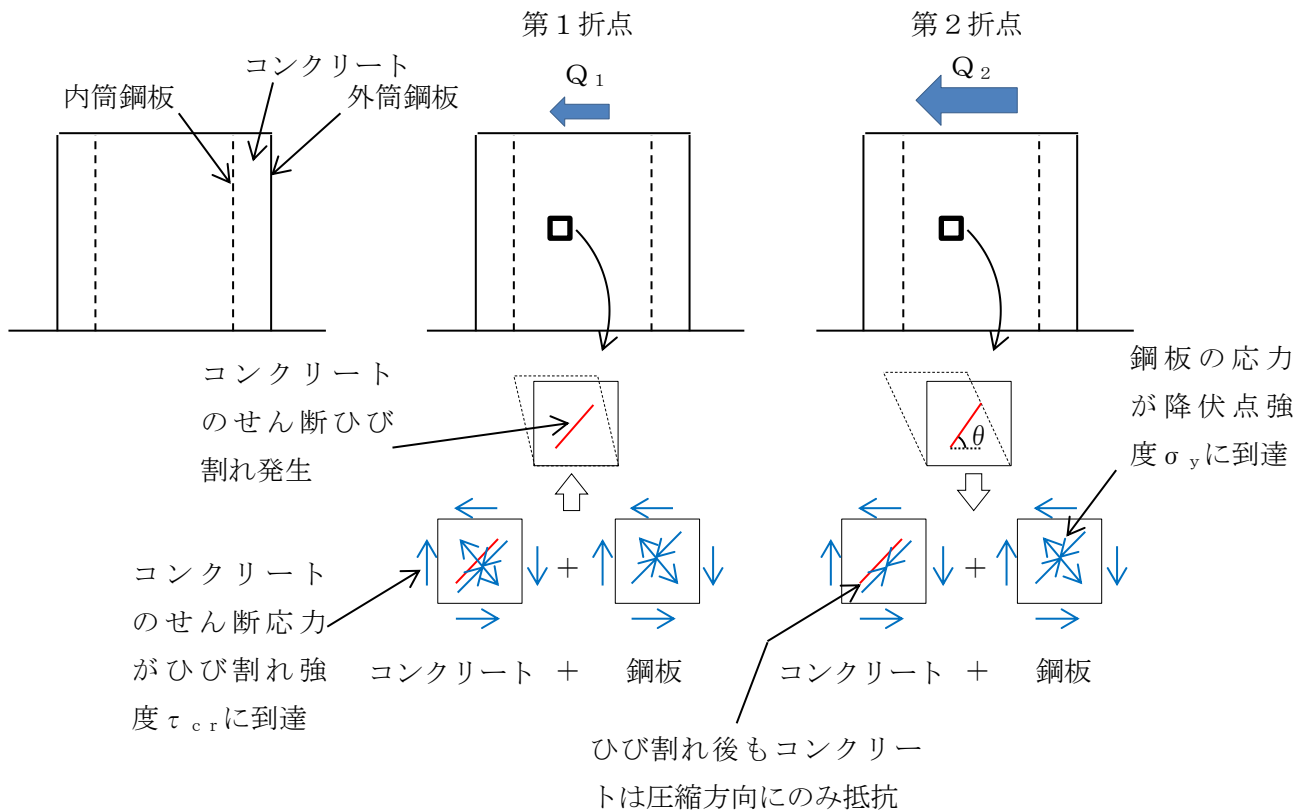


第 5.3(3)-1 図 せん断変形に対するスケルトンカーブ
 ((1)に加筆)

b. 下部ペDESTALのせん断変形に対するスケルトンカーブ

上記 a. 項に示す SC 規程の内容から RPV ペDESTAL固有の構造特性を反映した点及び反映後の評価式を以下に示す。

第 5.3(3)-2 図に示すとおり，下部ペDESTALのせん断力が大きくなるとコンクリートのせん断応力がひび割れ強度 τ_{cr} に到達してせん断ひび割れが発生する（第 1 折点）。第 1 折点でコンクリートにひび割れが発生した後もコンクリートは圧縮方向（ひび割れ角度 θ の方向，コンクリートのひび割れの方向は圧縮方向と同じ）にのみ抵抗する弾性体（異方性弾性体）として挙動し，ひび割れたコンクリートを鋼板が拘束し，コンクリートと鋼板が一体となってせん断力に抵抗する。さらに大きくなると鋼板の応力が降伏点強度 σ_y に到達し第 2 折点に到達する。



第 5.3(3)-2 図 下部ペDESTALせん断変形の各状態（概念図）

(i) RPV ペDESTAL固有の構造特性を反映した点

(第1折点)

- せん断ひび割れ強度については、RPV ペDESTALの内外円筒鋼板及び縦リブ間に充填されたコンクリートにベント管を埋め込んだ特殊な構造であり、コンクリートに大きな開口欠損がある。ベント管周りのコンクリート部は実際には複雑な応力状態を形成していると考えられるため、その影響を考慮して、せん断ひび割れ強度 τ_{cr} の0.5倍の値を仮定し用いる。仮定の妥当性は、5.4項に示す試験結果との整合性により確認する。

(第2折点)

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

(ii) 反映後の評価式

(第1折点)

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

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

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

注) *1: せん断ひび割れ強度については、RPV ペDESTALの内外円筒鋼板及び縦リブ間に充填されたコンクリートにベント管を埋め込んだ特殊な構造であり、コンクリートに大きな開口欠損がある。ベント管周りのコンクリート部は実際には複雑な応力状態を形成していると考えられるため、その影響を考慮して、せん断ひび割れ強度 τ_{cr} の0.5倍の値を仮定し用いる。仮定の妥当性は、5.4項に示す試験結果との整合性により確認する。

A_c : コンクリートのせん断断面積 (mm^2)

A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm^2)

G_c : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm^2)

G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm^2)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)

E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm^2)

τ_{cr} : コンクリートのせん断ひび割れ強度 (N/mm^2)

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

ペDESTALコンクリートの設計基準強度 = 29.4 (N/mm^2)

σ_v : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 (N/mm^2)

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

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

(第2折点)

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

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

ただし, $K_\alpha = A_s \cdot G_s$

A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm²)

G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm²)

K_α : 鋼板のせん断剛性

K_β : ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性

σ_y : 鋼板の降伏点強度 (N/mm²)

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

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

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

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

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

ここで、

Q_c : コンクリートの受け持つせん断力 (N)

δ : 水平変位 (mm)

γ : せん断ひずみ度

E_c' : コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数で、コンクリートのヤング係数に 0.7 を乗じた値を用いる。 (N/mm²)

E_s : 鋼材のヤング係数 (N/mm²)

t_c : コンクリート板厚 (mm)

ν_c : コンクリートのポアソン比

ν_s : 鋼材のポアソン比

L : 隔壁の間隔(mm)

H : 隔壁の高さ(mm)

sAy : 鋼材の水平断面の断面積(mm²)

sAx : 鋼材の鉛直断面の断面積(mm²)

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

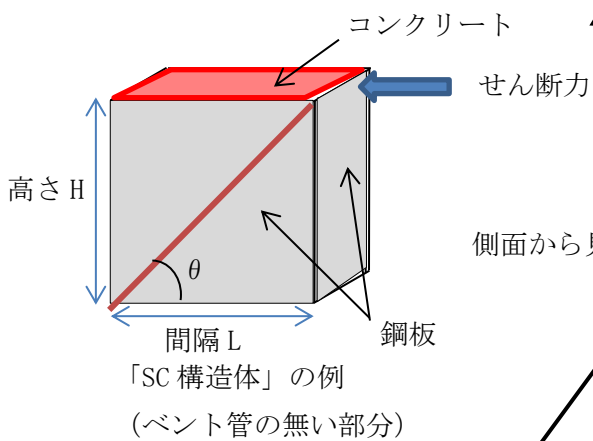
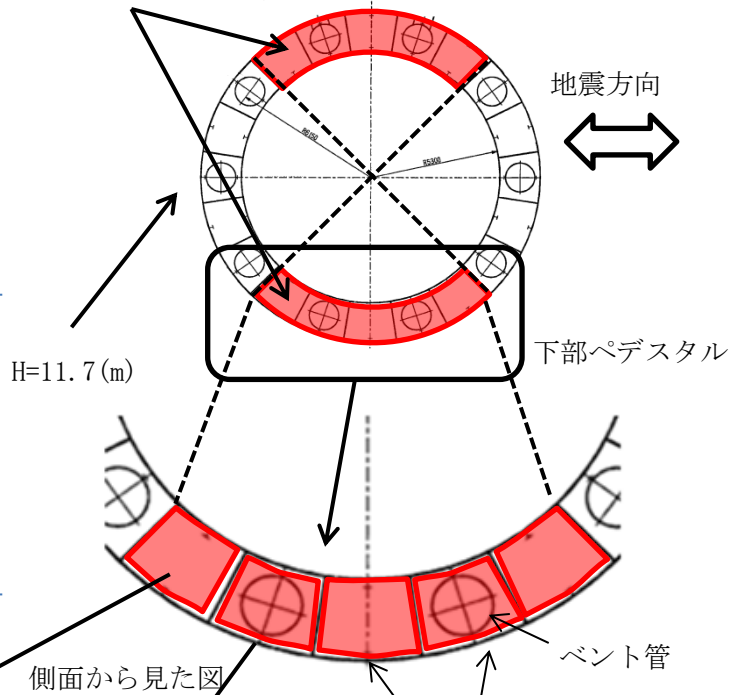
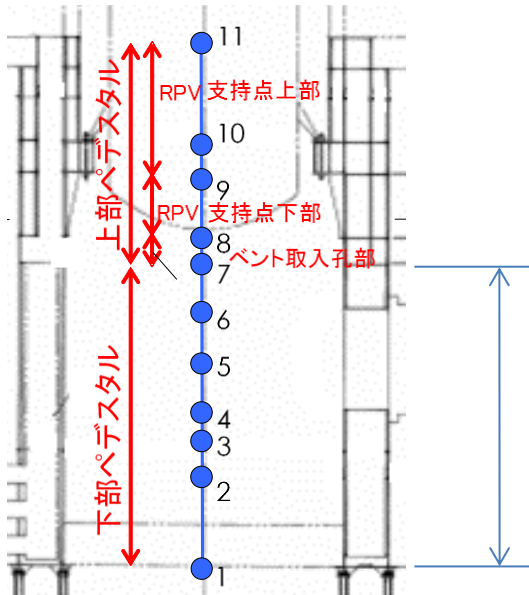
($\theta=45^\circ$ とした場合の評価式が SC 規程に例示されている。)

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

下部ペDESTALのコンクリートの圧縮ストラット角度 θ は、たてリブ及び円筒鋼板に囲まれた各々の隔壁及び隔壁に囲まれたコンクリートを一つの SC 構造体として、その寸法（隔壁の高さ及び間隔）の対角線にコンクリートひび割れが発生すると仮定し、コンクリートの圧縮ストラット角度 θ を設定する。ベント管内蔵部については、コンクリート断面が最も小さい箇所を起点としてひび割れが発生すると仮定し、たてリブ端部からベント管中心までの寸法を間隔 L として設定する。（第 5.3(3)-3 図参照。）

各々の θ を用いて K_β （ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性）を算出し、それぞれ足し合わせることで各層の K_β を算出し、上に示した SC 規程式に代入し、 Q_2 、 γ_2 を求める。

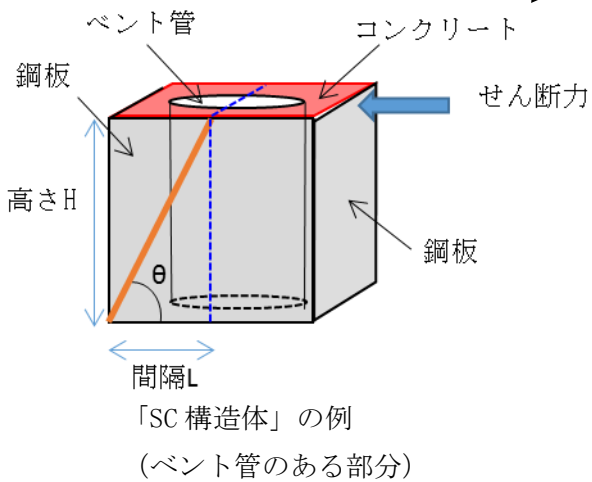
地震方向に対して有効と見なす範囲を対象とする



側面から見た図

隔壁と隔壁に囲まれたコンクリートで一つの SC 構造体を構成

K_{β} = 当該層における「SC 構造体」※の K_{β} の和
※地震方向に対して有効と見なす範囲を対象とする



第 5.3(3)-3 図 下部ペデスタルの隔壁構造の概念図

第 5.3(3)-1 表 せん断に対する実機下部ペデスタルの構造特性を踏まえた評価式

変形特性		SC 規程	構造特性を踏まえた評価式	RPV ペデスタル固有の構造特性を反映した点
せん断 変形	第 1 折点	$Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr}$ $\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c$	同左 (構造特性の反映無し)	
		<p>ただし,</p> $\tau_{cr} = \frac{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}{\sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}}$	<p>ただし,</p> $\tau_{cr} = \frac{0.5 \times \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}}{\sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}}$	下部ペデスタルはベント管開口の平均的な応力集中を考慮し、せん断ひび割れ強度 τ_{cr} に 0.5 を乗じた。
	第 2 折点	$Q_2 = \frac{(K_\alpha + K_\beta)}{\sqrt{(3K_\alpha^2 + K_\beta^2)}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$ $\gamma_2 = \frac{Q_2}{(K_\alpha + K_\beta)}$ <p>ただし, $K_\alpha = A_s \cdot G_s$</p>	同左 (構造特性の反映無し)	
	$K_\beta = \frac{1}{\frac{4}{(A_c \cdot E_c)} + \frac{2(1-\nu_s)}{(A_s \cdot E_s)}}$	K_β : SC 規程の附属書 2.1 解説を参考に設定	下部ペデスタルのコンクリートの圧縮ストラット角度 θ は、たてリブ及び円筒鋼板に囲まれた各々の隔壁及び隔壁に囲まれたコンクリートを一つの SC 構造体として、その寸法（隔壁の高さ及び間隔）の対角線にコンクリートひび割れが発生すると仮定し、コンクリートの圧縮ストラット角度 θ を設定する。ベント管内蔵部は、たてリブ端部からベント管中心までの寸法を間隔 L として仮定する。 SC 規程の附属書 2.1 及び既往知見 ⁽³⁾ に示される理論式を用い、実際の θ に合わせた値を設定した。	

c. 上部ペデスタルのせん断変形に対するスケルトンカーブ

上記 a. 項に示す SC 規程の内容から RPV ペデスタル固有の構造特性を反映した点及び反映後の評価式を以下に示す。

上部ペデスタルのせん断変形における第 1 折点, 第 2 折点の各状態については, 下部ペデスタルと同様である (第 5.3(3)-2 図参照)。

(i) RPV ペデスタル固有の構造特性を反映した点

(第 1 折点)

構造特性の反映点無し

(第 2 折点)

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

(ii) 反映後の評価式

(第1折点)

- Q_1 , γ_1 評価式は下部ペデスタルと同様。

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

注) 上部ペデスタルはベント管の開口もなく, コンクリートは4面を鋼板で囲まれた閉鎖断面のために, せん断ひび割れ強度 τ_{cr} は SC 規程に従う。

(第2折点)

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

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

ただし, $K_\alpha = A_s \cdot G_s$

A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm^2)

G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm^2)

K_α : 鋼板のせん断剛性

K_β : ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性

σ_y : 鋼板の降伏点強度 (N/mm^2)

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

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

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

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

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

ここで、

Q_c : コンクリートの受け持つせん断力(N)

δ : 水平変位(mm)

γ : せん断ひずみ度

E_c' : コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数で、コンクリートのヤング係数に 0.7 を乗じた値を用いる。(N/mm²)

E_s : 鋼材のヤング係数(N/mm²)

t_c : コンクリート板厚(mm)

ν_c : コンクリートのポアソン比

ν_s : 鋼材のポアソン比

L : 隔壁の間隔(mm)

H : 隔壁の高さ(mm)

sAy : 鋼材の水平断面の断面積(mm²)

sAx : 鋼材の鉛直断面の断面積(mm²)

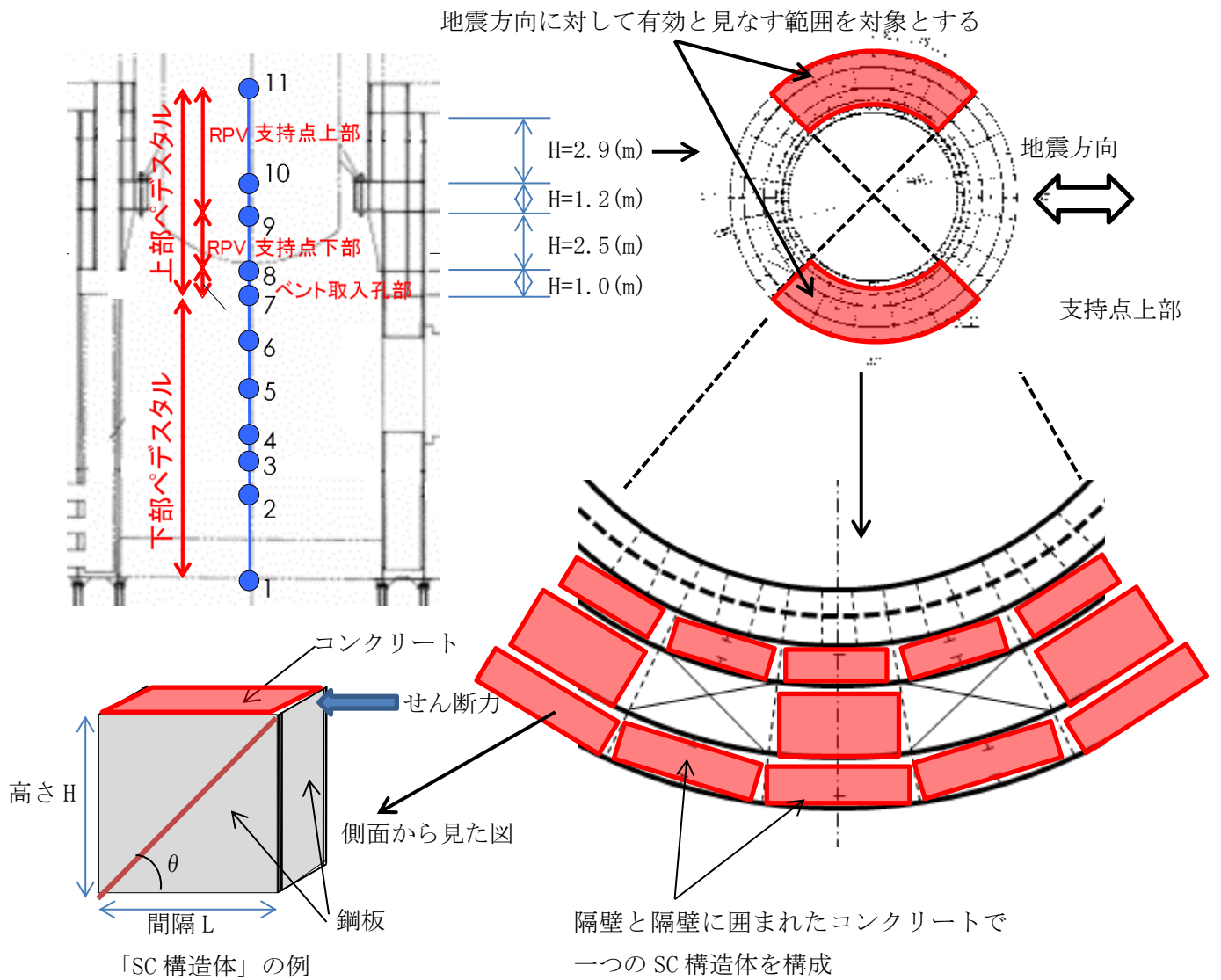
θ : 圧縮ストラット角度 ($\theta = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L}\right)$)

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

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

上部ペDESTALのコンクリートの圧縮ストラット角度 θ は、水平隔壁が設置されている層を考慮し、RPV 支持点上部(2層(質点番号 10~11, 9~10)), RPV 支持点下部(1層(質点番号 8~9))及びベント取入孔部(1層(質点番号 7~8))に分けて、たてリブ及び円筒鋼板に囲まれた各々の隔壁及び隔壁に囲まれたコンクリートを一つの SC 構造体として、その寸法(隔壁の高さ及び間隔)の対角線にコンクリートひび割れが発生すると仮定し、コンクリートの圧縮ストラット角度 θ を設定する。

各々の θ を用いて K_β (ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性)を算出し、それぞれ足し合わせることで上記の各層の K_β を算出し、上に示した SC 規程式に代入し、 Q_2 、 γ_2 を求める。



K_{β} = 当該層における「SC 構造体」※の K_{β} の和

※地震方向に対して有効と見なす範囲を対象とする

第 5.3(3)-4 図 上部ペDESTアルの隔壁構造の概念図 (RPV 支持点上部を例示)

第 5.3(3)-2 表 せん断に対する実機上部ペデスタルの構造を踏まえた評価式

変形特性		SC 規程	構造特性を踏まえた 評価式	RPV ペデスタル固有の 構造特性を反映した 点
せん断 変形	第 1 折点	$Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr}$ $\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c$	同左 (構造特性の反映無し)	
		ただし, $\tau_{cr} = \frac{1}{\sqrt{0.31\sqrt{\sigma_b} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_b} + \sigma_v)}}$	同左 (構造特性の反映無し)	
	第 2 折点	$Q_2 = \frac{(K_\alpha + K_\beta)}{\sqrt{(3K_\alpha^2 + K_\beta^2)}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$ $\gamma_2 = \frac{Q_2}{(K_\alpha + K_\beta)}$ ただし, $K_\alpha = A_s \cdot G_s$	同左 (構造特性の反映無し)	
		$K_\beta = \frac{1}{\frac{4}{(A_c \cdot E_c')} + \frac{2(1-\nu_s)}{(A_s \cdot E_s)}}$	K_β : SC 規程の附属書 2.1 解説を参考に設定	上部ペデスタルのコンクリートの圧縮ストラット角度 θ は, たてリブ及び円筒鋼板に囲まれた各々の隔壁及び隔壁に囲まれたコンクリートを一つの SC 構造体として, その寸法 (隔壁の高さ及び間隔) の対角線にコンクリートひび割れが発生すると仮定し, コンクリートの圧縮ストラット角度 θ を設定する。ベント管内蔵部は, たてリブ端部からベント管中心までの寸法を間隔 L として仮定する。 SC 規程の附属書 2.1 及び既往知見 ⁽³⁾ に示される理論式を用い, 実際の θ に合わせた値を設定した。

5.4 構造の特徴に応じた追加検討事項の妥当性

(1) 妥当性の確認対象

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

第 5.4(1)表 追加検討事項の妥当性確認対象

RPV ペDESTALの構造の特徴		追加検討事項の妥当性確認	
		○：要 ×：不要	内容 (検証不要の場合はその理由)
共通	隔壁方式	○	構造を模擬した試験体の加力試験結果を用いて、以下に示す構造に応じた追加検討事項の妥当性を確認する。
	円筒型	○	<ul style="list-style-type: none"> せん断の第2折点を求める際の構造に応じたコンクリートひび割れ角度の仮定 せん断力に対して有効と見なす範囲を全断面の半分と仮定
下部 ペDESTAL	ベント管	○	<ul style="list-style-type: none"> せん断の第1折点を求める際のコンクリートのせん断ひび割れ強度を0.5倍と仮定
	ベースプレート	○	<ul style="list-style-type: none"> 曲げの第1折点を求める際、コンクリートの引張に対する抵抗を無視
上部 ペDESTAL	中間鋼板	×※1	※1：隔壁方式の構造の一部を成すものであるため、隔壁方式の妥当性確認に包絡される。
	水平鋼板	×※1	
	水平鋼板のコンクリート打設孔	×	断面積の減少を反映したものであり妥当性の確認は不要。

(2) 確認方法

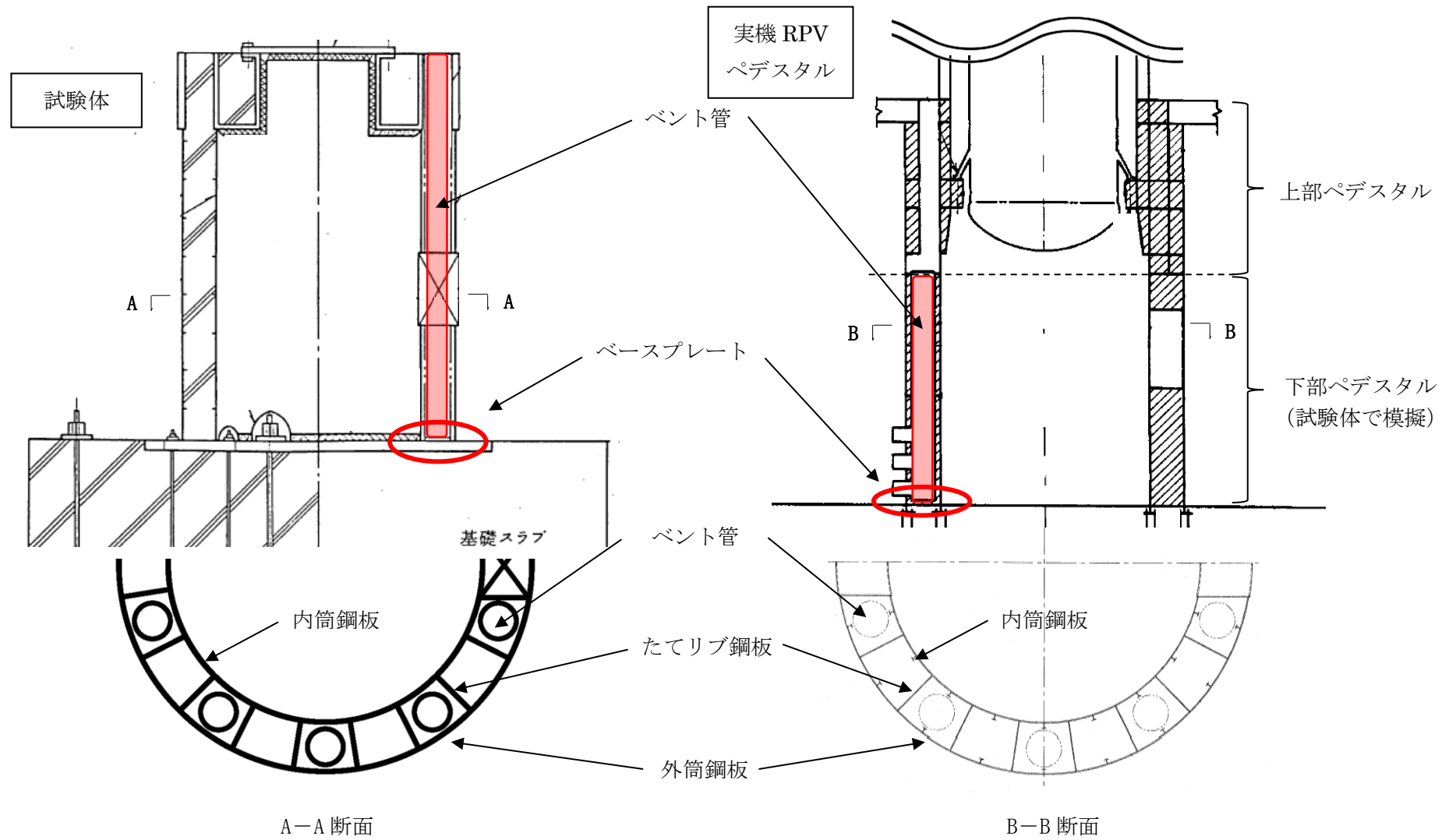
追加検討事項を反映した復元力特性の評価式を用いて作成した既往の試験体の荷重－変位特性と、試験で実測された試験体の荷重－変位特性の整合性を確認することにより、追加検討事項の妥当性を判断する。(スケルトンカーブの作成方法，荷重－変位特性の作成方法は，それぞれ添付資料-3, 4 参照)

既往の加力試験結果を用いた妥当性の確認が必要な構造は，下部ペDESTALの構造が該当することから，参照する既往の加力試験は，下部ペDESTALの構造を適切に模擬したものとする。(第 5.4(2)表，第 5.4(2)図，加力試験の内容は添付資料-5 参照)

第 5.4(2)表 RPV ペDESTALと試験体の構造の比較

RPV ペDESTALの構造の特徴		追加検討事項の妥当性確認の要否 (第 5.4(1)表再掲)	実機と試験体の差異	
		○：対象 ×：対象外	○：差異なし ×：差異あり	差異ありの理由
共通	隔壁方式	○	○	—
	円筒型	○	○	—
下部ペDESTAL※	ベント管	○	○	—
	ベースプレート	○	○	—

※ RPV ペDESTAL及び試験体ともにアンカー方式を採用している。



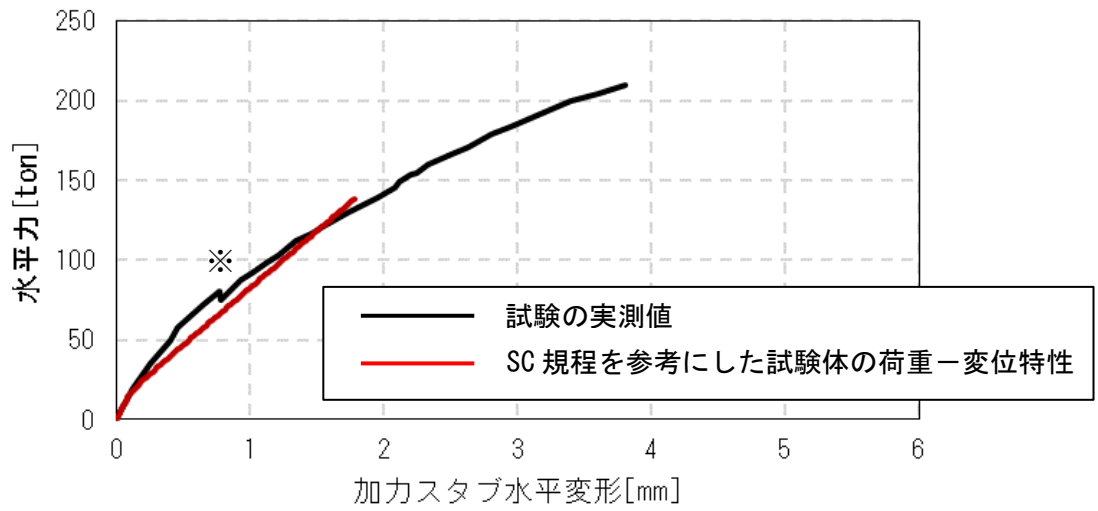
第 5.4(2) 図 試験体と実機 RPV ペDESTAL の構造

(3) 確認結果

5.3 項で設定した SC 規程を参考にした試験体の曲げ及びせん断のスケルトンカーブを用いた荷重－変位特性を作成し，試験で実測された荷重－変位特性との比較を行った結果を第 5.4(3) 図に示す。

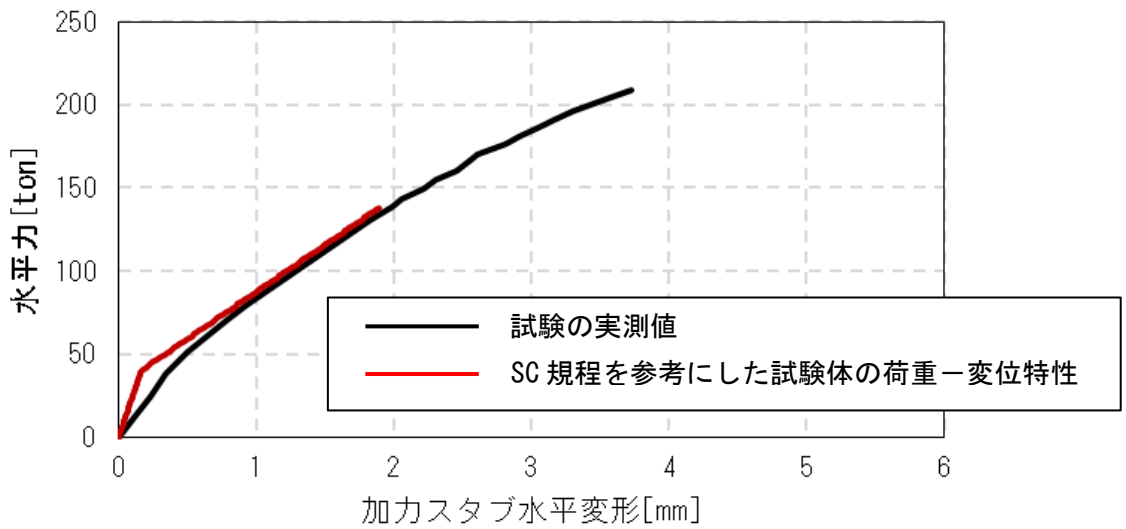
今回適用範囲としている鋼板降伏までの範囲において，SC 規程を参考にした試験体の荷重－変位特性は試験結果とよく一致していることから，SC 規程の評価式に対し，RPV ペDESTAL の構造の特徴を踏まえて追加検討して設定した以下の仮定の妥当性を確認した。

- ・ ベント管による開口に対する評価上の仮定
(せん断の第 1 折点を求める際のコンクリートのせん断ひび割れ強度を 0.5 倍と仮定)
- ・ 複雑な形状によるコンクリートの不連続部に対する評価上の仮定
(曲げの第 1 折点を求める際，コンクリートの引張に対する抵抗を無視)
- ・ せん断力に対して有効と見なす範囲を全断面の半分と仮定
- ・ せん断の第 2 折点を求める際の構造に応じたコンクリートひび割れ角度の仮定
(鋼板に囲まれたコンクリートの対角上にひび割れが発生すると仮定。ベント管内蔵部については，コンクリート断面が最も小さい箇所を起点としてひび割れが発生すると仮定)



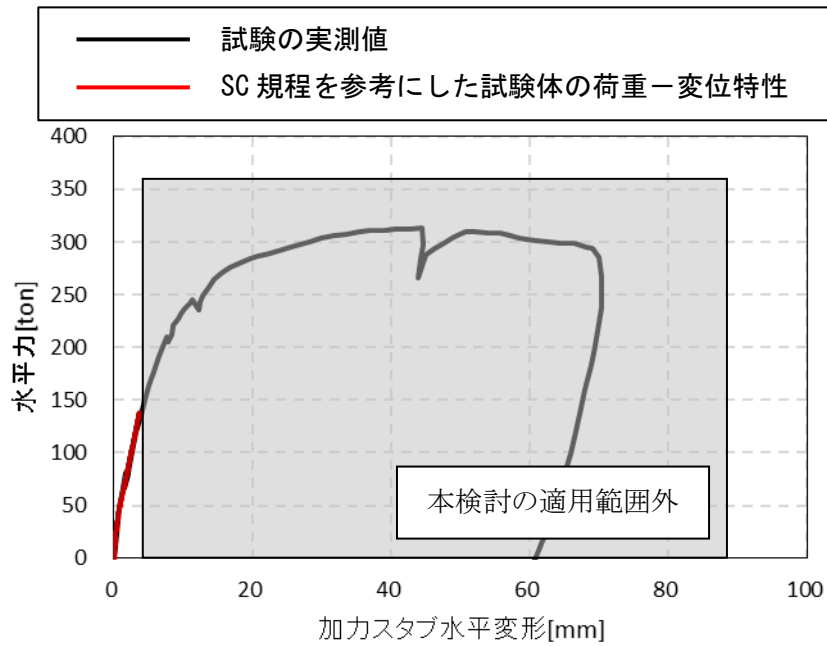
(a) 曲げ変形の比較

※繰り返し载荷した試験結果を包絡したことによる不連続点

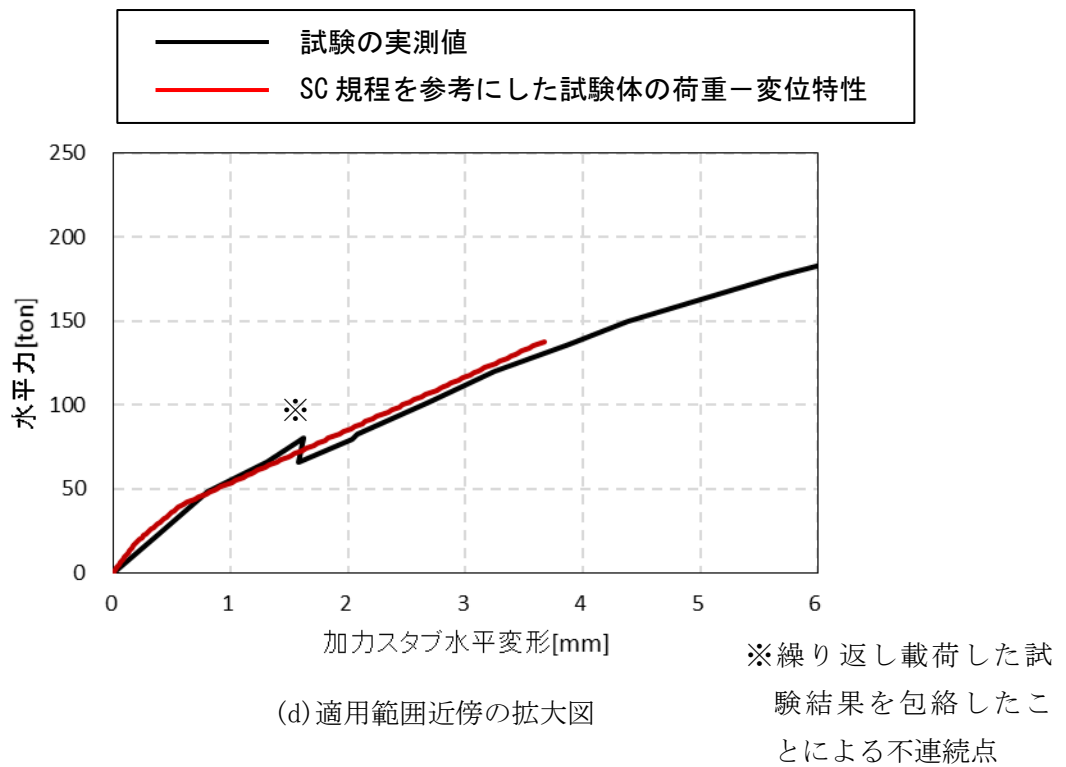


(b) せん断変形の比較

第 5.4(3) 図 荷重-変形関係の比較 (1 / 2)



(c) 荷重-変位関係の比較 (試験結果全体での比較)



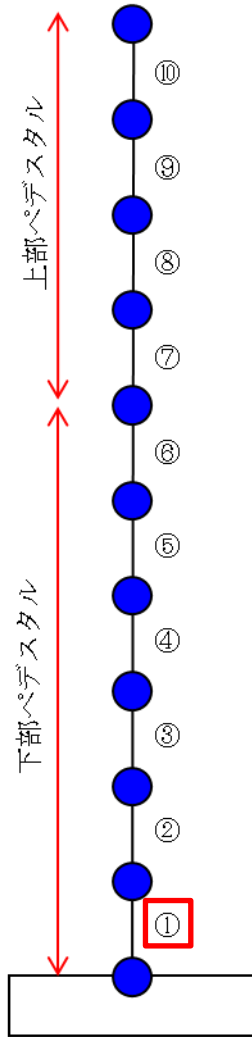
(d) 適用範囲近傍の拡大図

第 5.4(3) 図 荷重-変形関係の比較 (2 / 2)

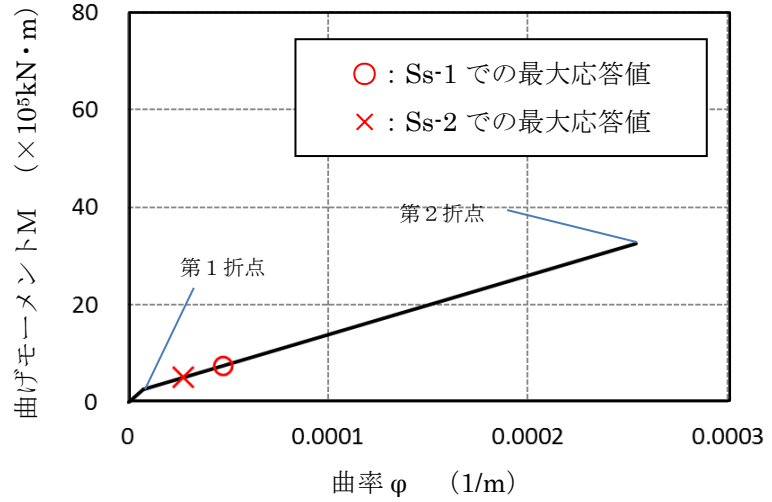
6 スケルトンカーブの作成

5 項で妥当性が確認された方法に基づき, RPV ペDESTALのスケルトンカーブを作成した。RPV ペDESTALの各要素に対する曲げ変形及びせん断変形に対するスケルトンカーブに, 暫定条件を用いて $S_s-1, 2$ による地震応答解析を実施した際の応答レベルをプロットしたものを第 6 図に示す。(スケルトンカーブの導出過程は添付資料-3 参照)

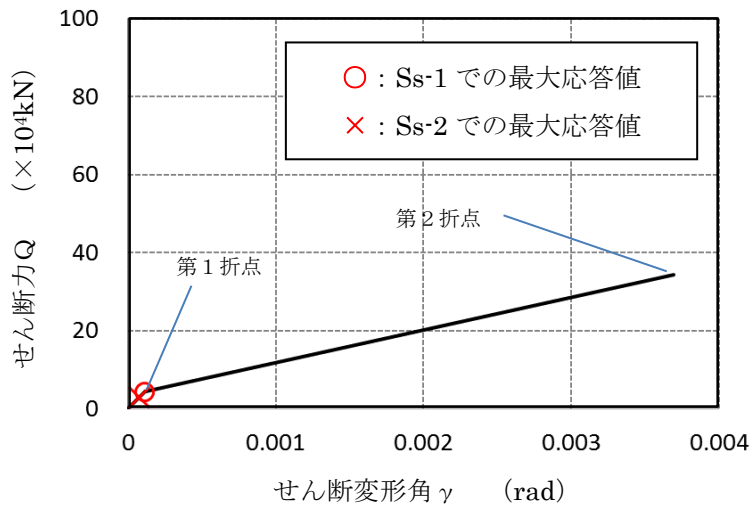
要素①のスケルトンカーブ (NS方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメント-曲率関係

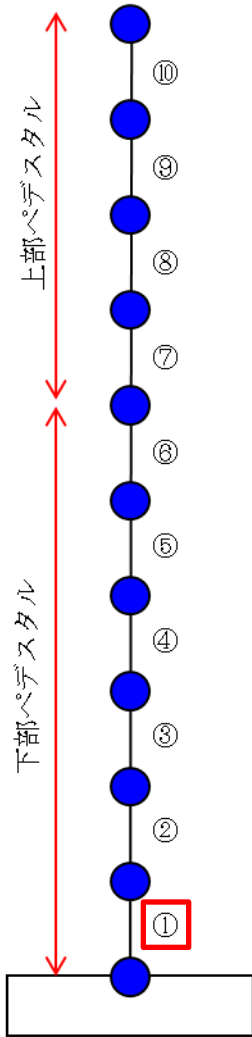


(b) せん断力-せん断変形角関係

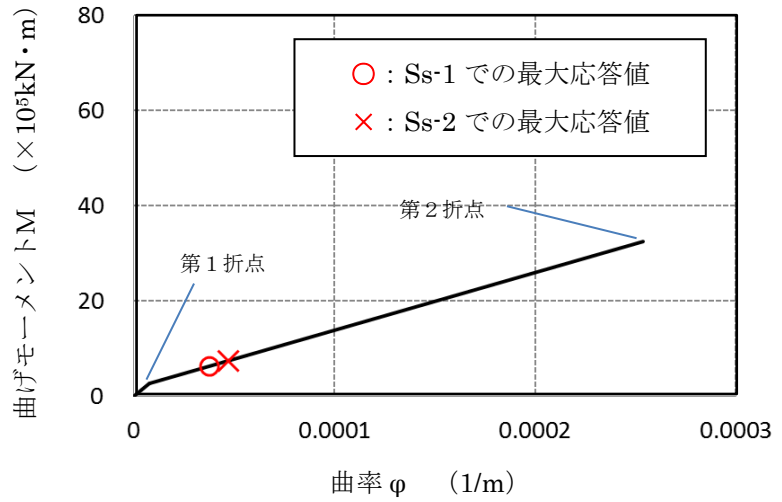
※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTALのスケルトンカーブ (1/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

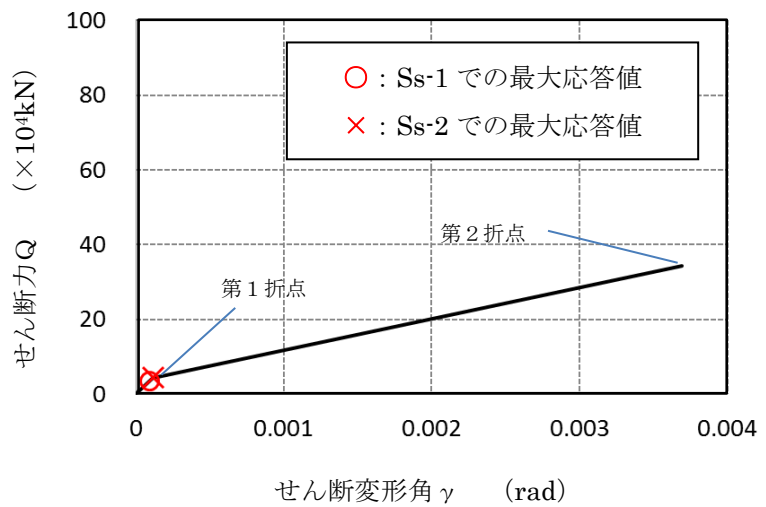
要素①のスケルトンカーブ（EW方向）



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

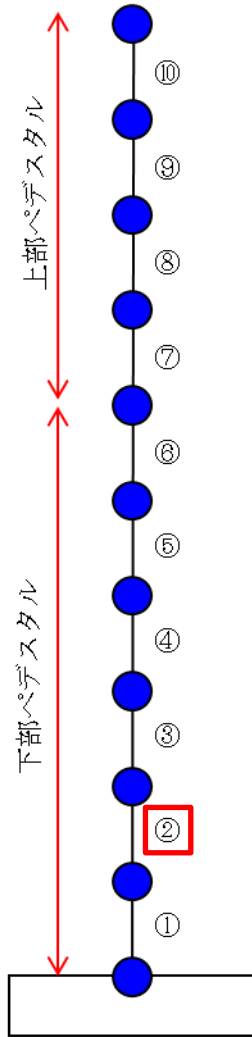


(b) せん断力ーせん断変形角関係

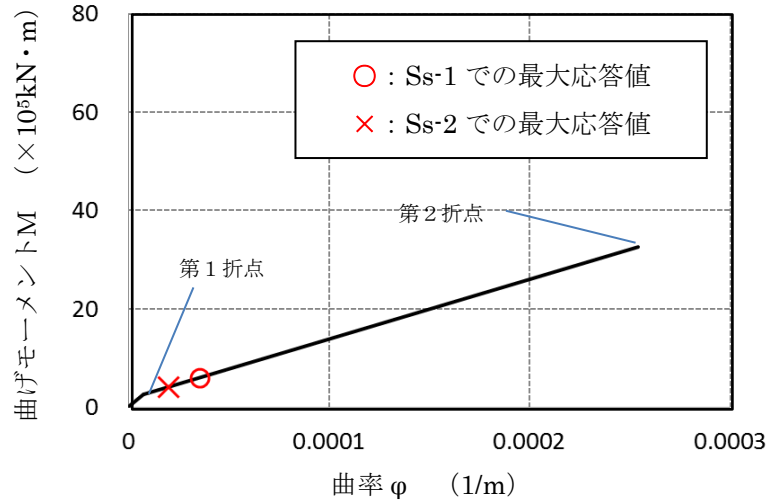
※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTALのスケルトンカーブ（2/20）
（鋼板降伏点である第2折点までを算定）

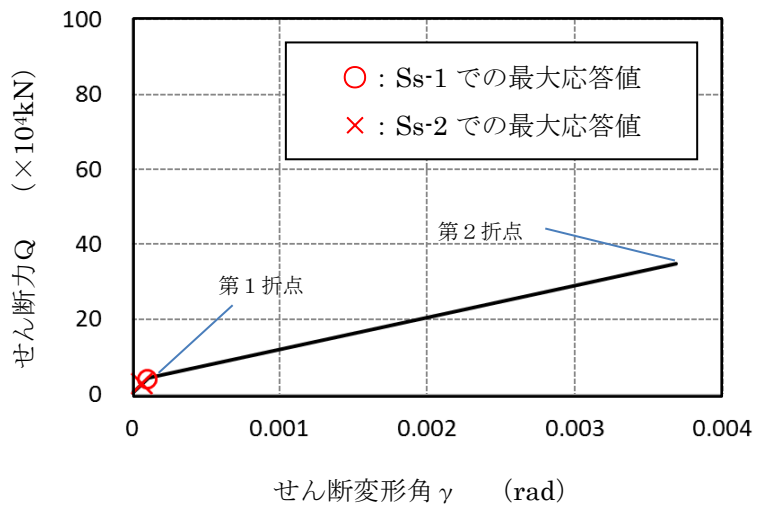
要素②のスケルトンカーブ (NS方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

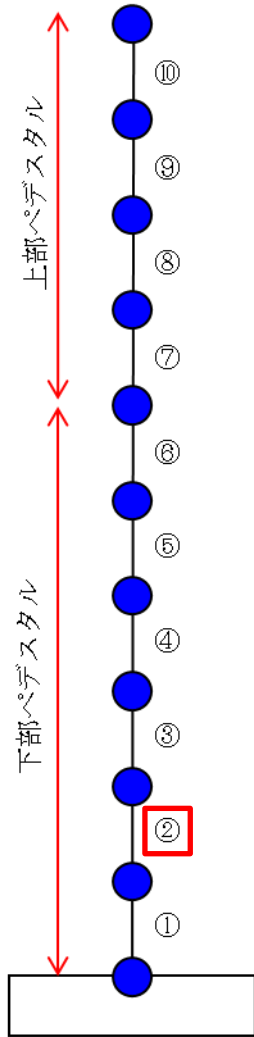


(b) せん断力ーせん断変形角関係

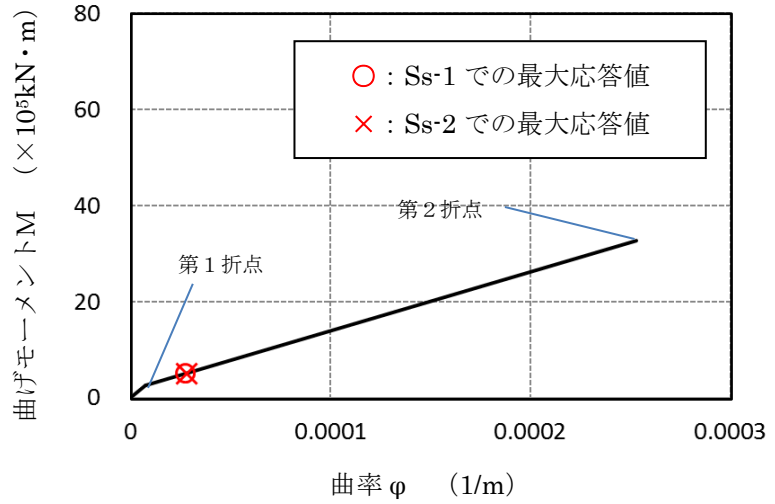
※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTALのスケルトンカーブ (3/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

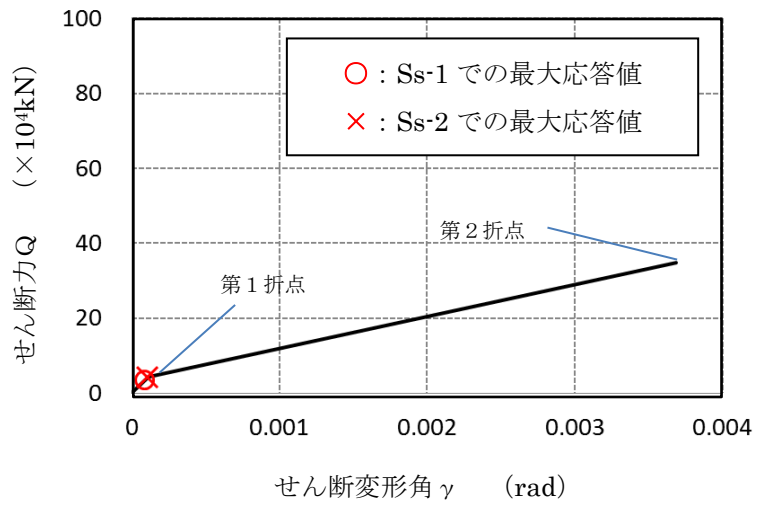
要素②のスケルトンカーブ (EW方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

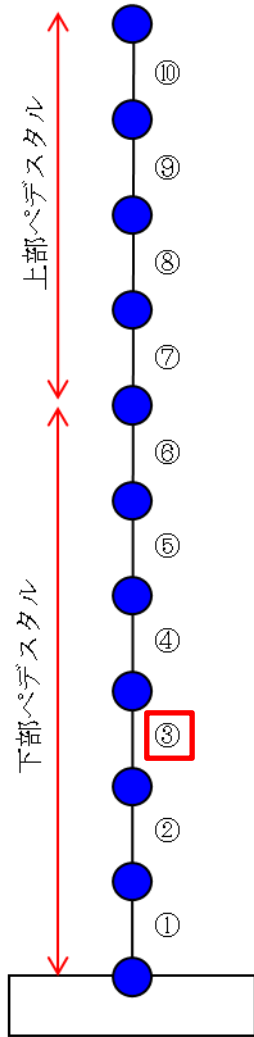


(b) せん断力ーせん断変形角関係

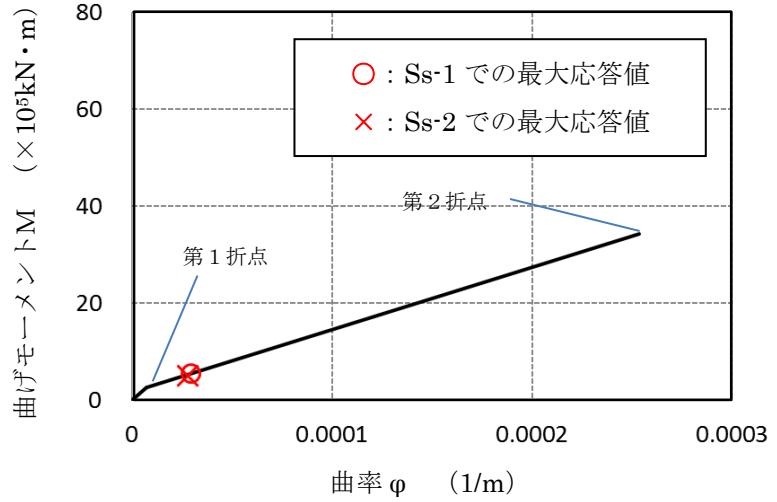
※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTALのスケルトンカーブ (4/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

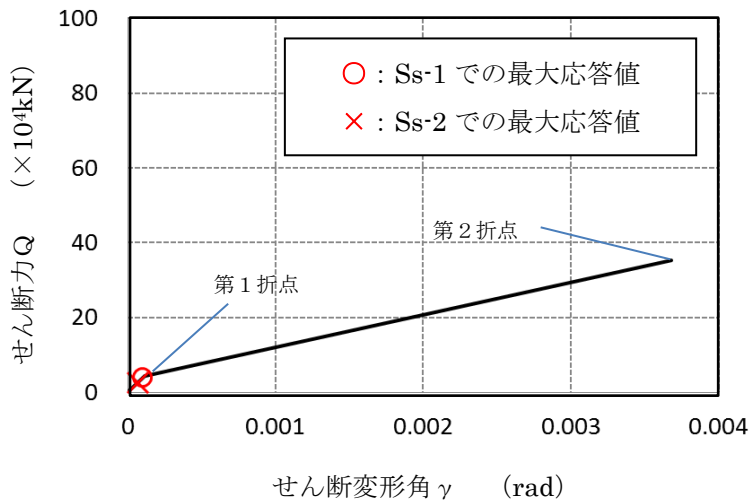
要素③のスケルトンカーブ (NS方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

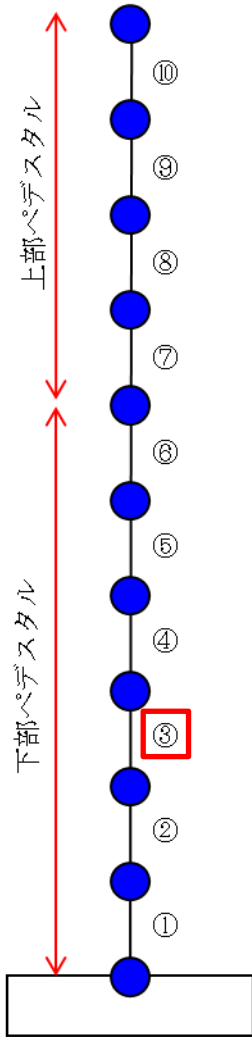


(b) せん断力ーせん断変形角関係

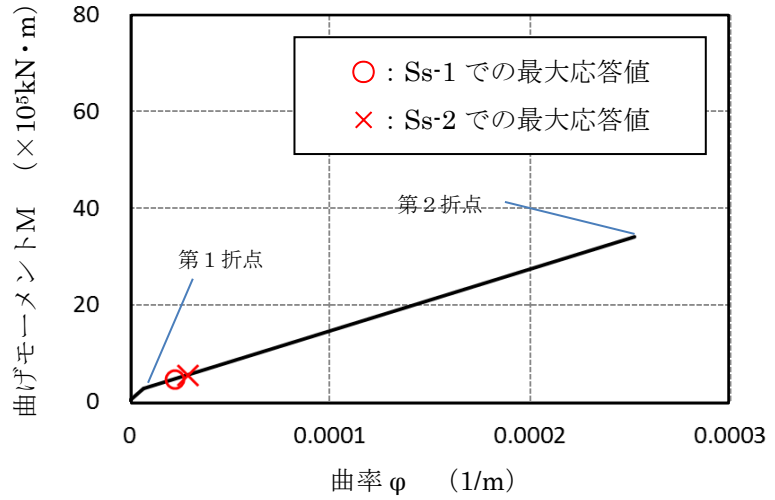
※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTALのスケルトンカーブ (5/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

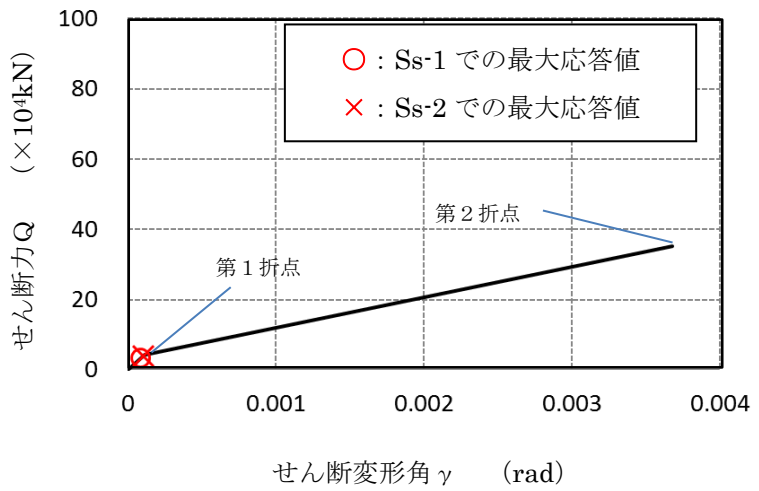
要素③のスケルトンカーブ（EW方向）



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

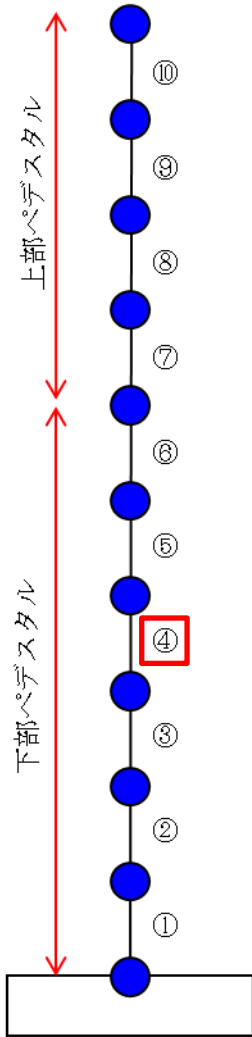


(b) せん断力ーせん断変形角関係

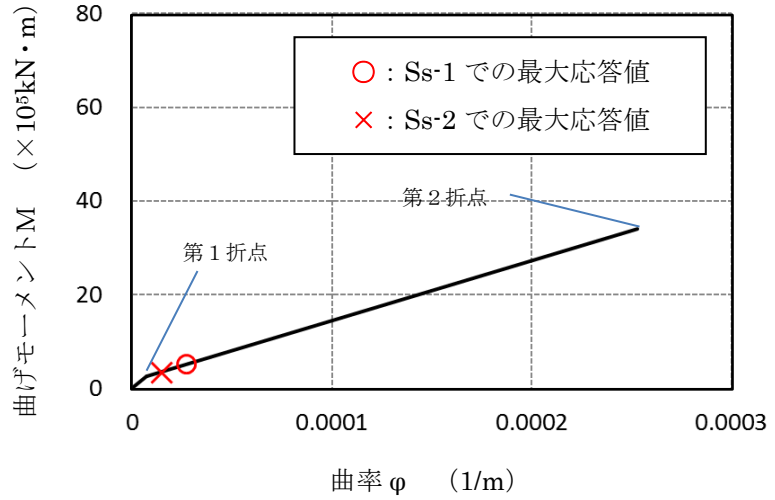
※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTアルのスケルトンカーブ（6/20）
（鋼板降伏点である第2折点までを算定）

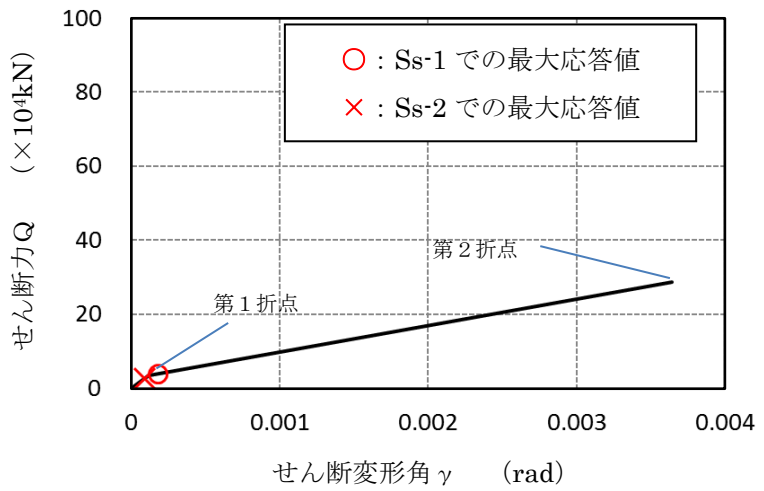
要素④のスケルトンカーブ (NS方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

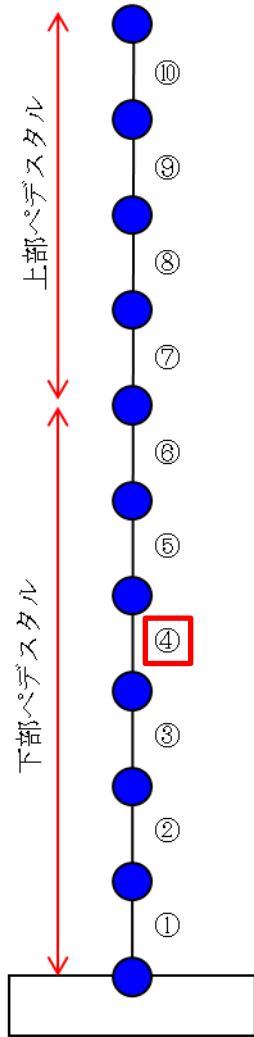


(b) せん断力ーせん断変形角関係

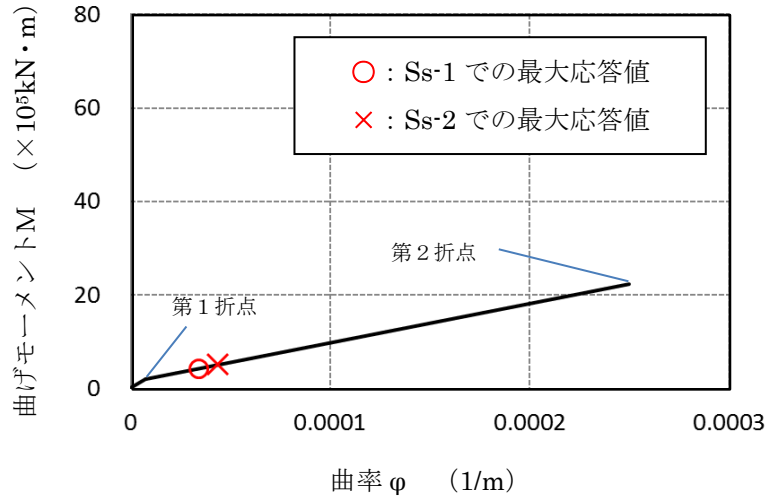
※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTALのスケルトンカーブ (7/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

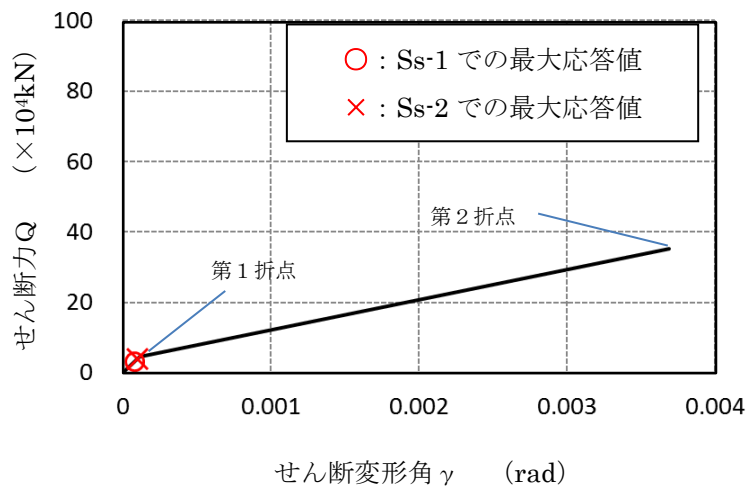
要素④のスケルトンカーブ（EW方向）



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

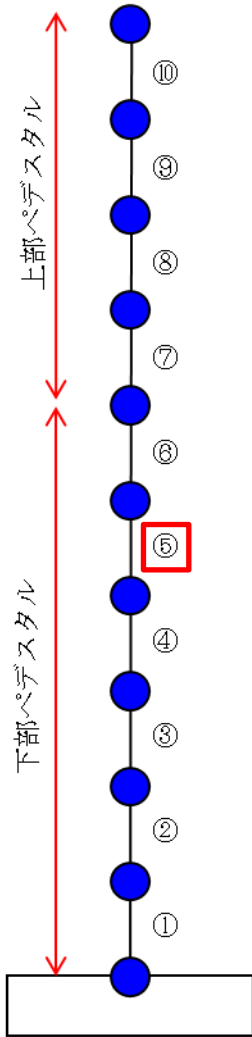


(b) せん断力ーせん断変形角関係

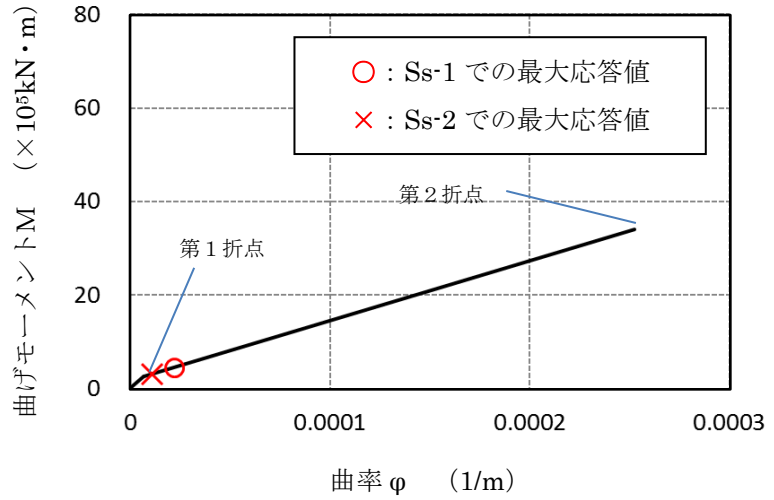
※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTALのスケルトンカーブ（8/20）
（鋼板降伏点である第2折点までを算定）

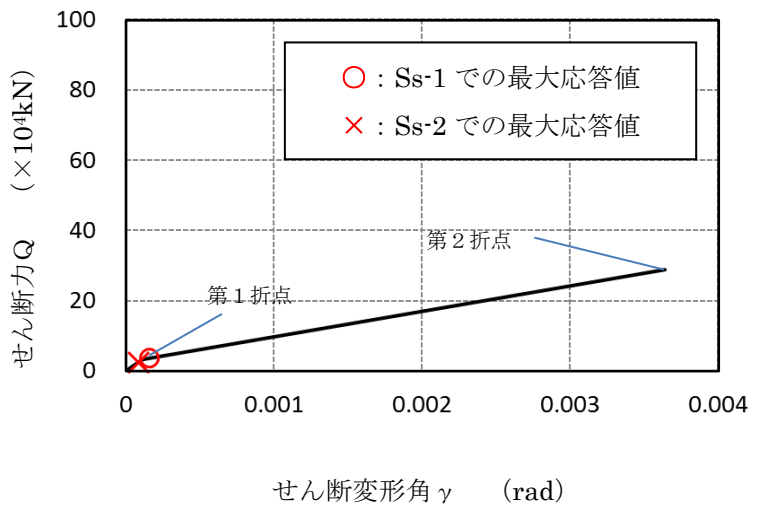
要素⑤のスケルトンカーブ (NS方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメント-曲率関係

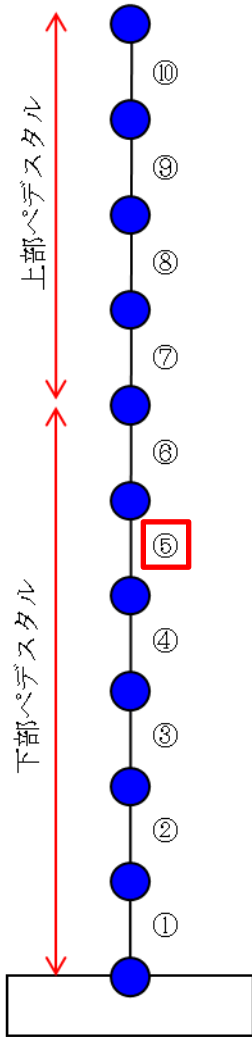


(b) せん断力-せん断変形角関係

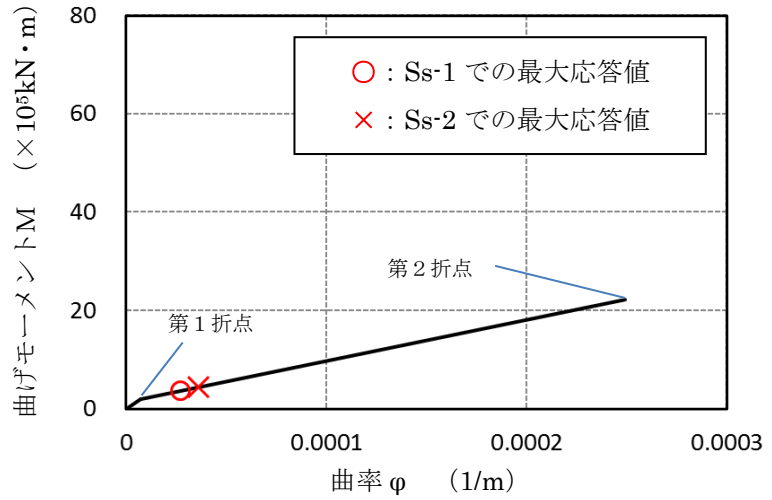
※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTALのスケルトンカーブ (9/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

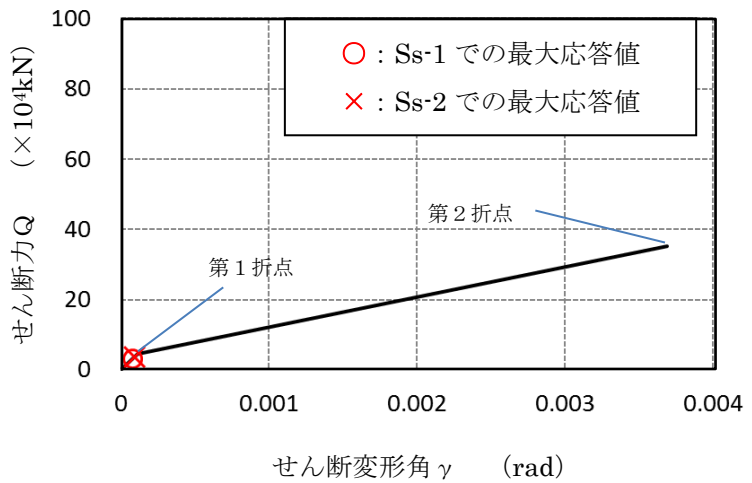
要素⑤のスケルトンカーブ (EW方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメント-曲率関係

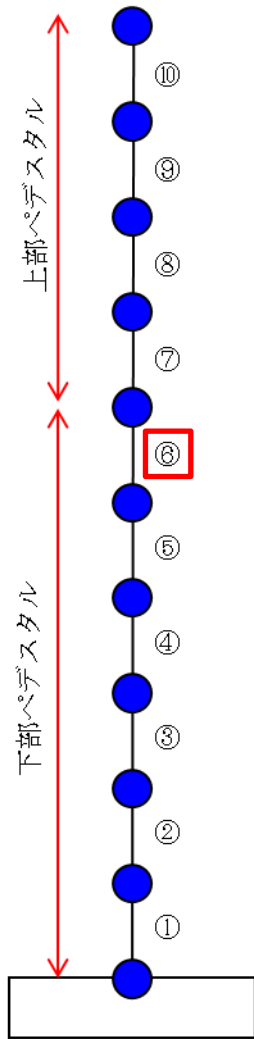


(b) せん断力-せん断変形角関係

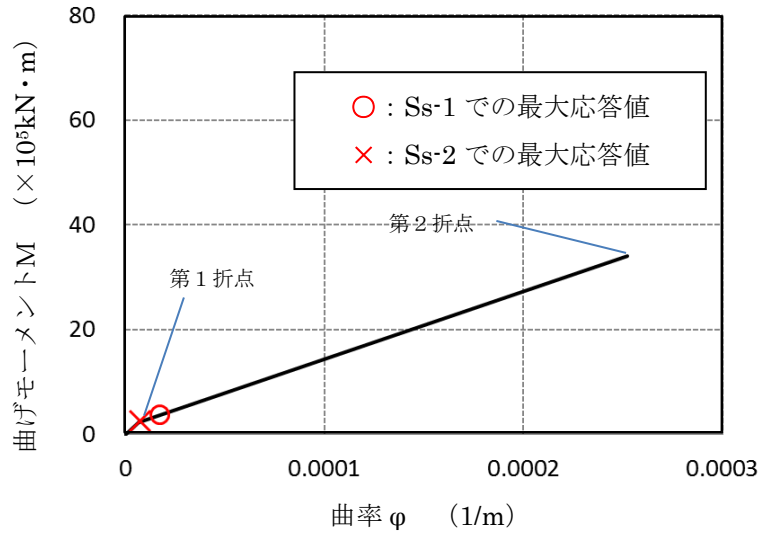
※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTALのスケルトンカーブ (10/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

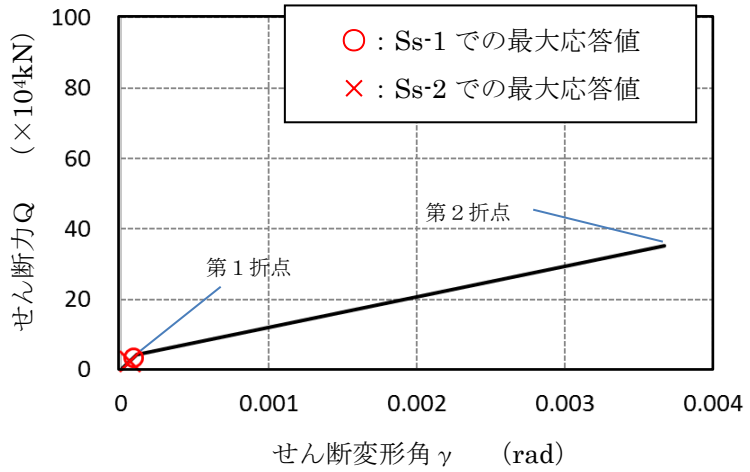
要素⑥のスケルトンカーブ (NS方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

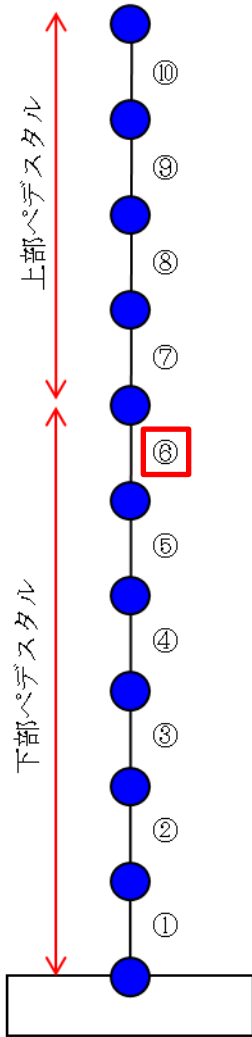


(b) せん断力ーせん断変形角関係

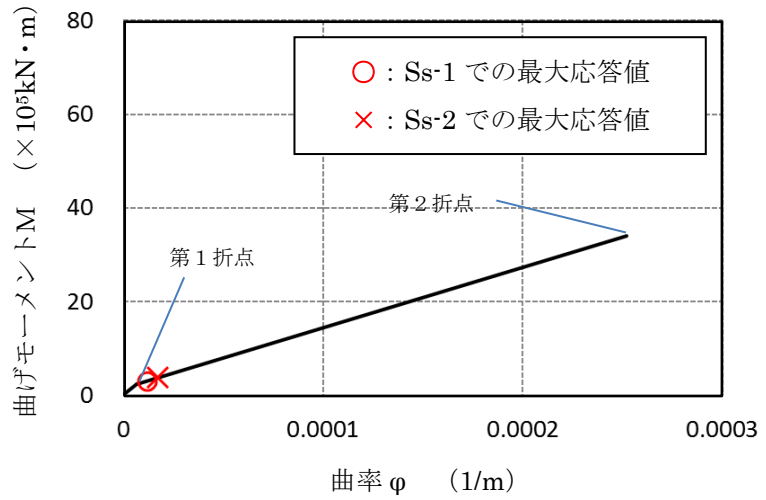
※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTALのスケルトンカーブ (11/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

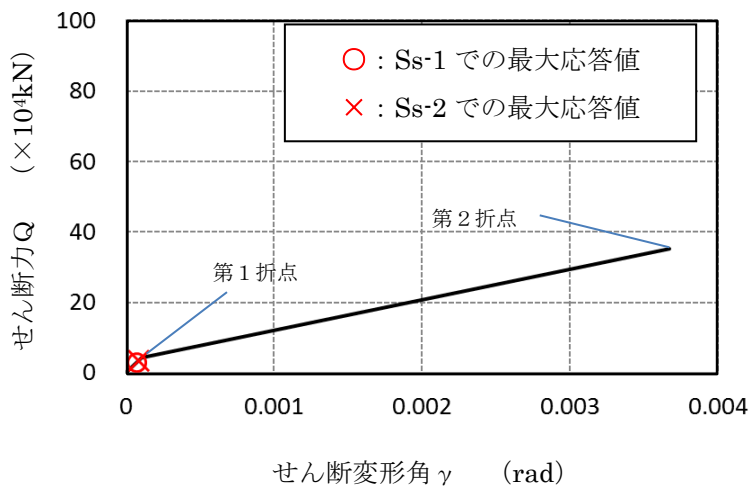
要素⑥のスケルトンカーブ (EW方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメント-曲率関係

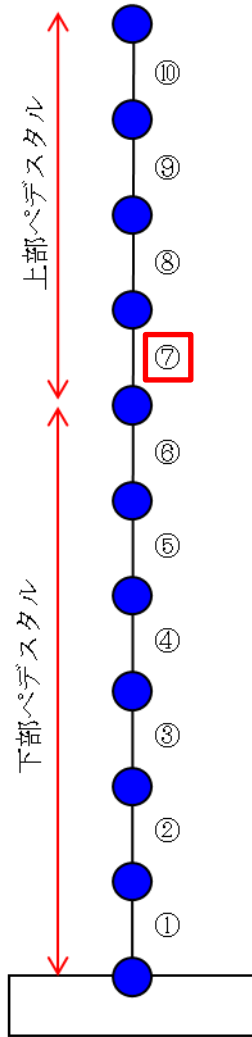


(b) せん断力-せん断変形角関係

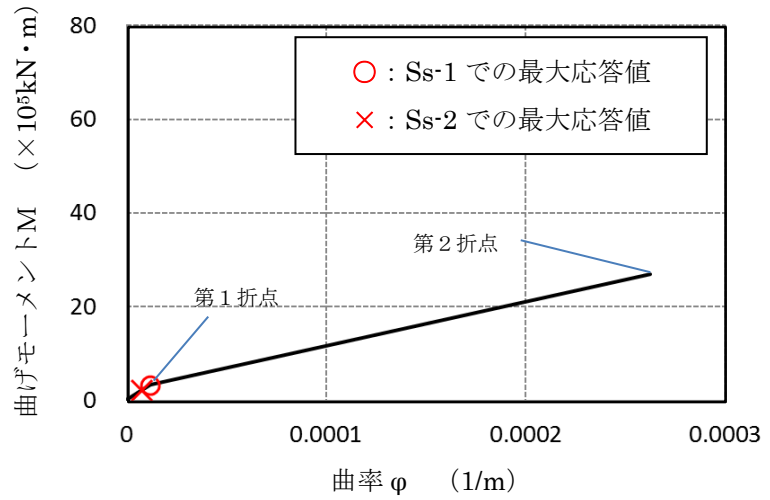
※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTALのスケルトンカーブ (12/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

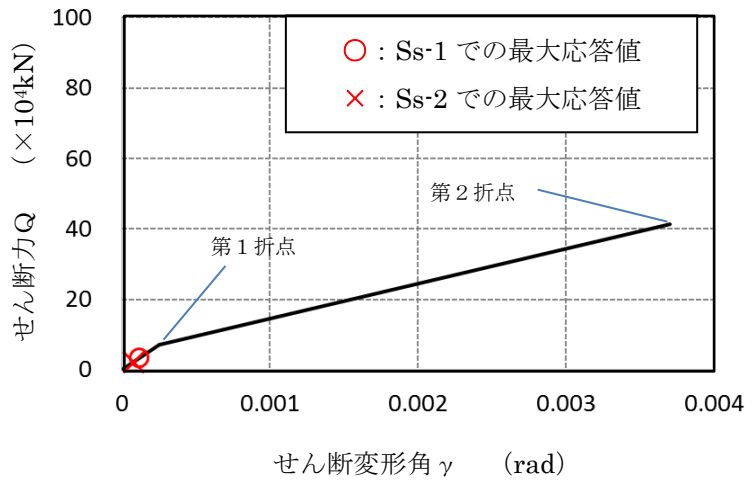
要素⑦のスケルトンカーブ (NS方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

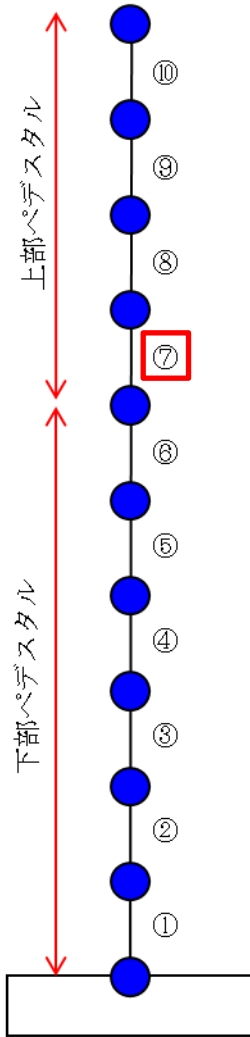


(b) せん断力ーせん断変形角関係

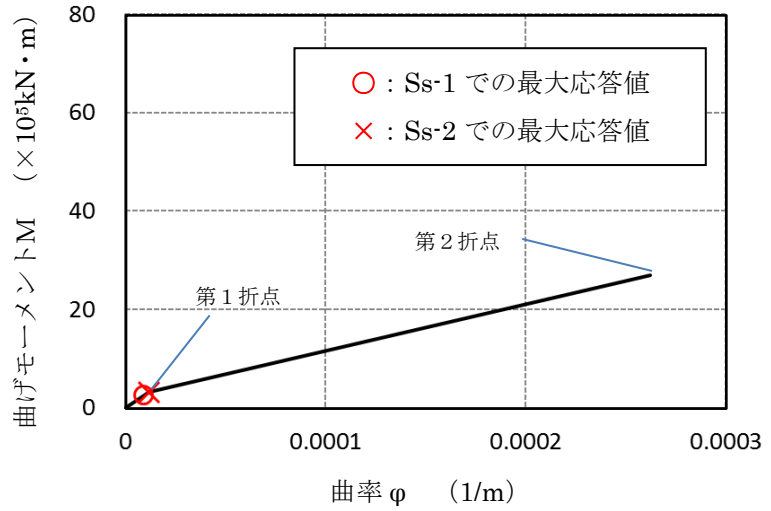
※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTアルのスケルトンカーブ (13/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

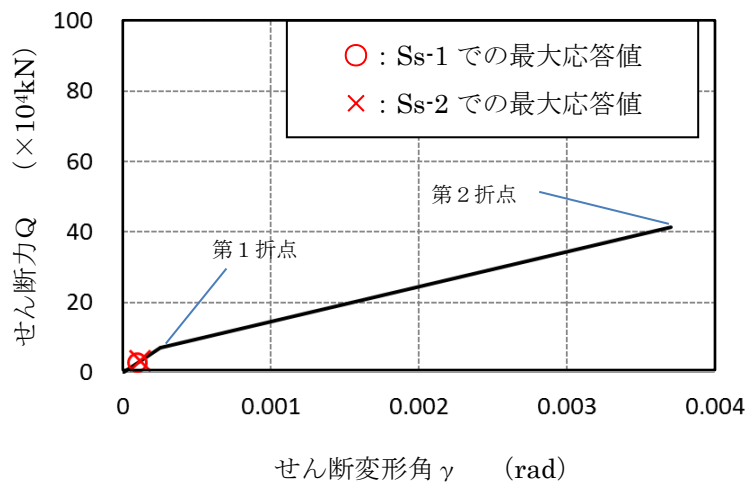
要素⑦のスケルトンカーブ (EW方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

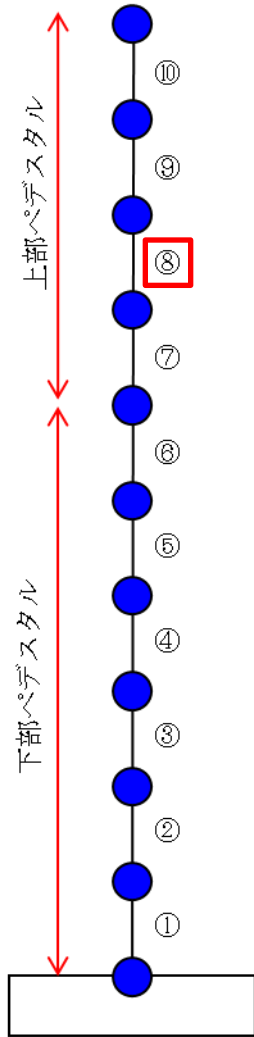


(b) せん断力ーせん断変形角関係

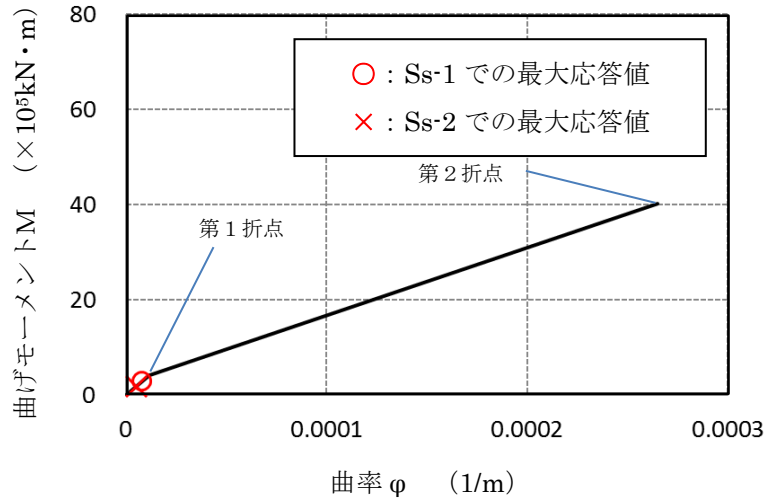
※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTアルのスケルトンカーブ (14/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

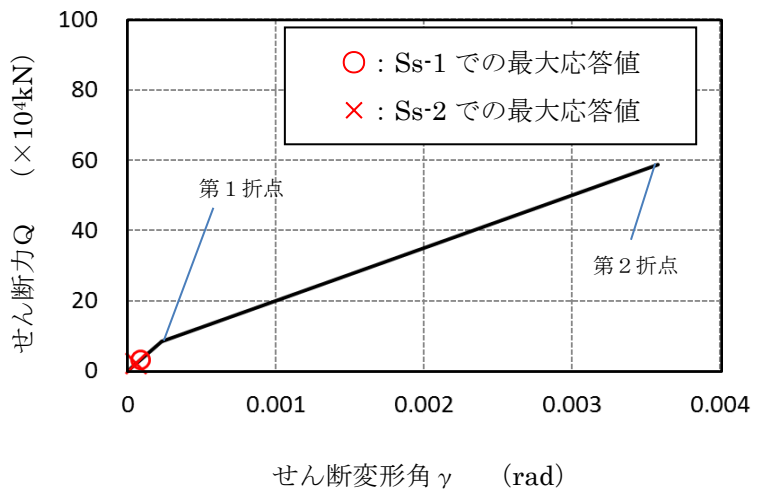
要素⑧のスケルトンカーブ (NS方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメント-曲率関係

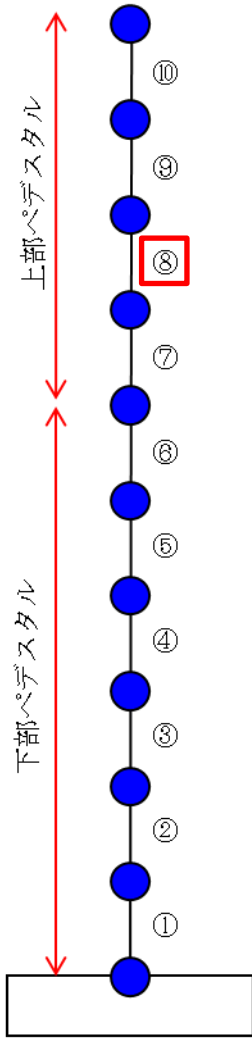


(b) せん断力-せん断変形角関係

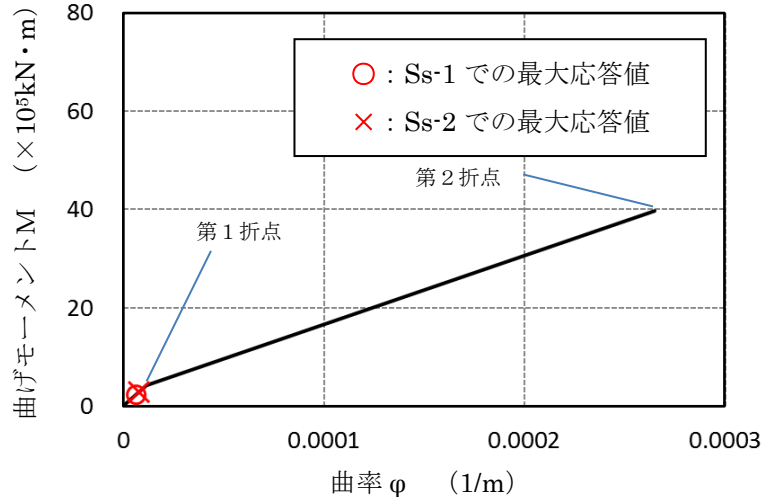
※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTアルのスケルトンカーブ (15/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

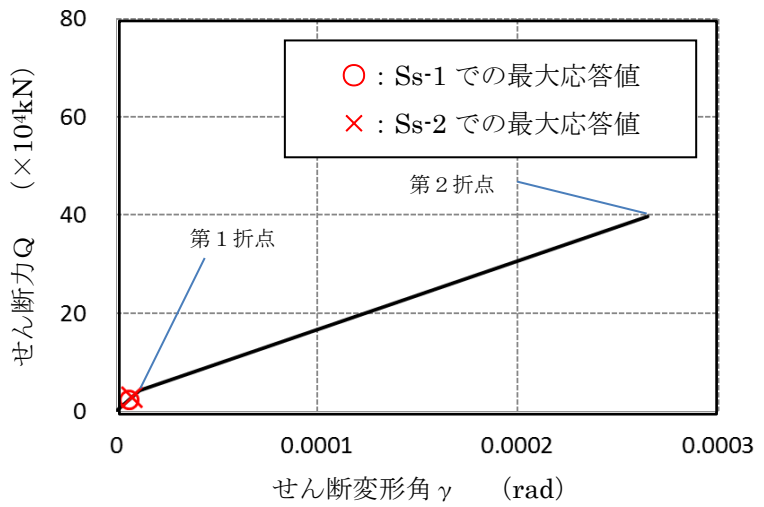
要素⑧のスケルトンカーブ (EW方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

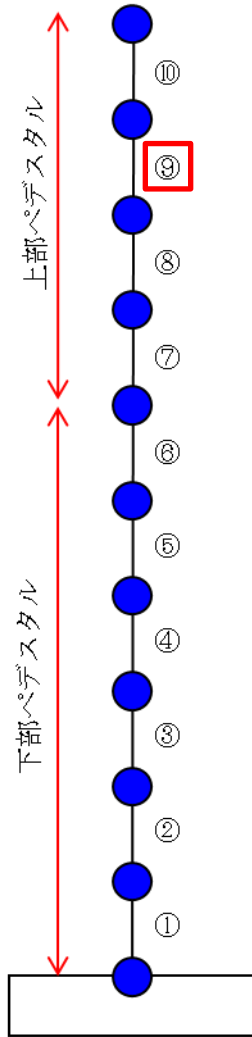


(b) せん断力ーせん断変形角関係

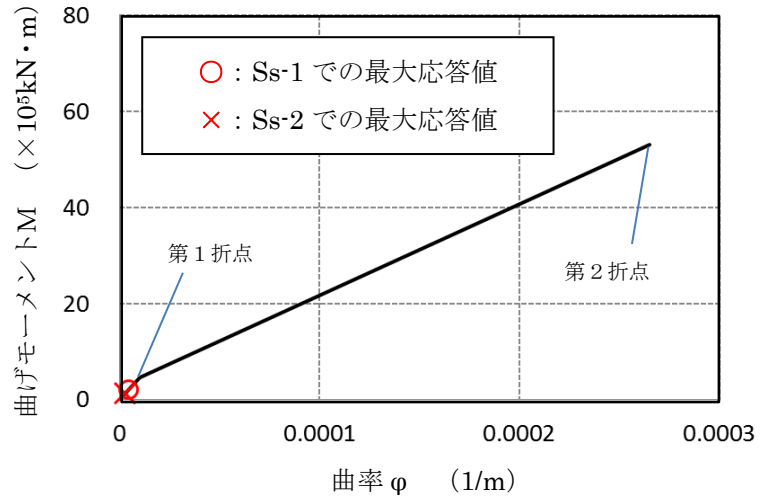
※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTアルのスケルトンカーブ (16/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

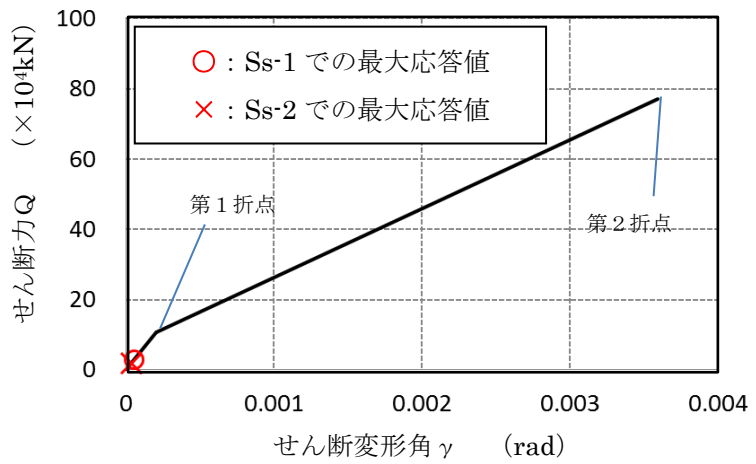
要素⑨のスケルトンカーブ (NS方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

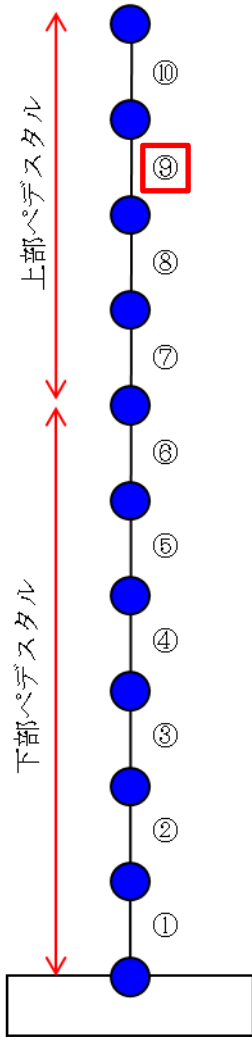


(b) せん断力ーせん断変形角関係

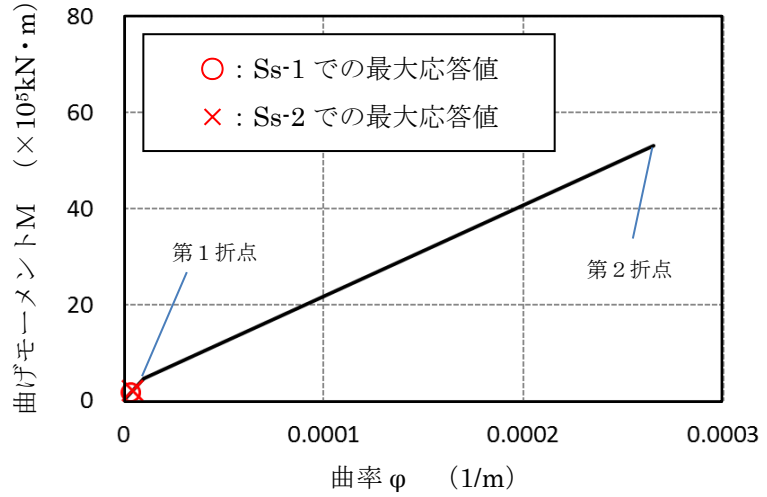
※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTアルのスケルトンカーブ (17/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

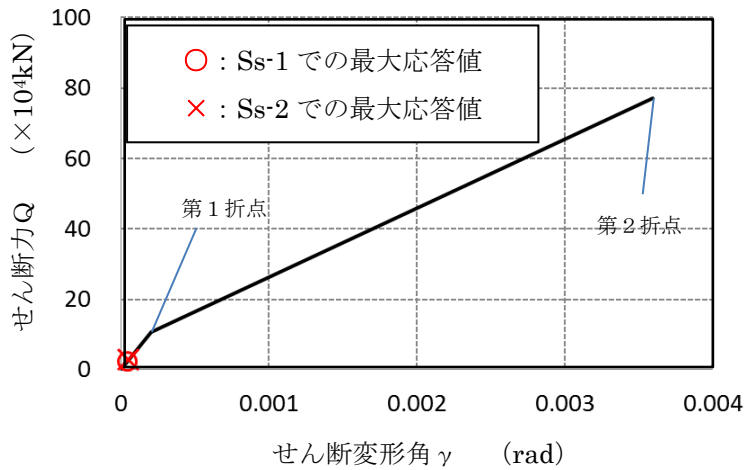
要素⑨のスケルトンカーブ (EW方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

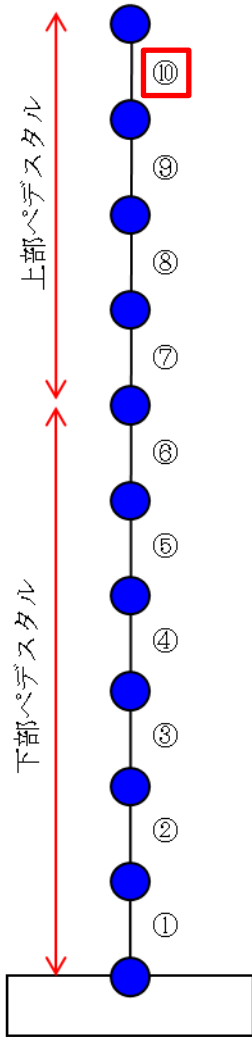


(b) せん断力ーせん断変形角関係

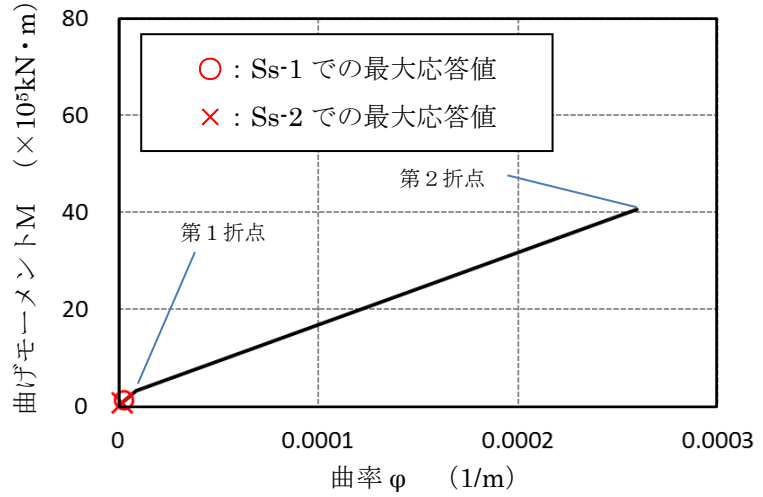
※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTアルのスケルトンカーブ (18/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

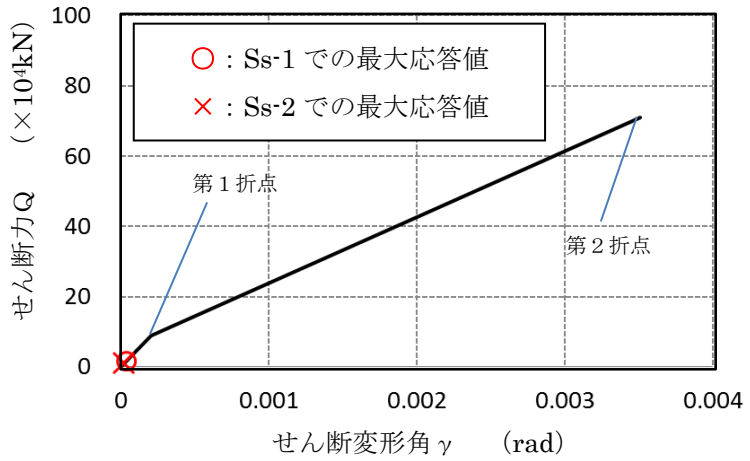
要素⑩のスケルトンカーブ (NS方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

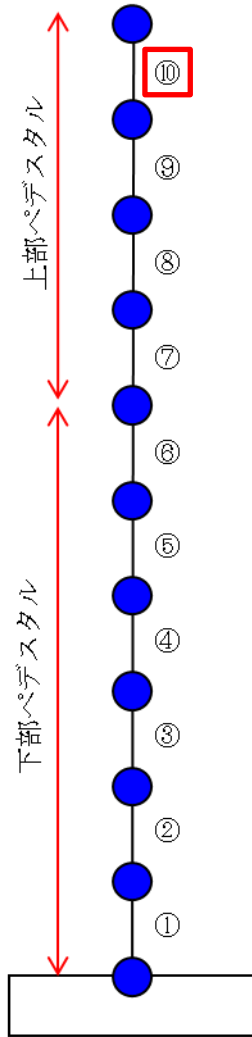


(b) せん断力ーせん断変形角関係

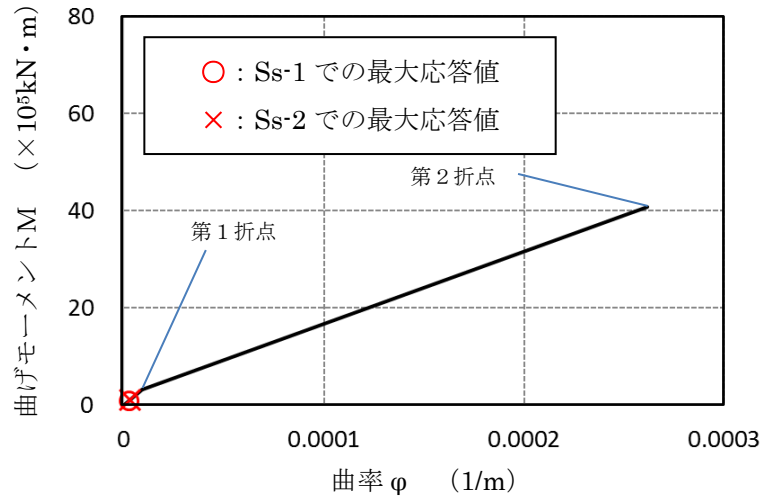
※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTアルのスケルトンカーブ (19/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

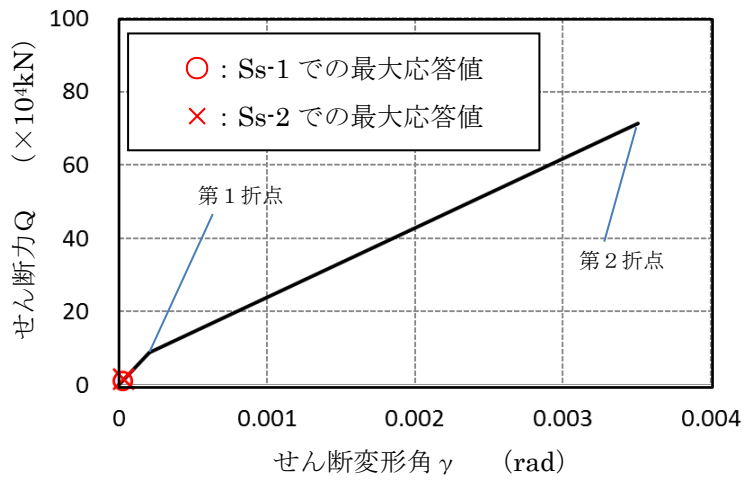
要素⑩のスケルトンカーブ（EW方向）



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係



(b) せん断力ーせん断変形角関係

※暫定条件に基づく概算値

第6図 SC規程を参考にしたRPVペDESTアルのスケルトンカーブ（20/20）
（鋼板降伏点である第2折点までを算定）

7 履歴特性の設定

(1) 検討目的

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

RPV ペデスタルについても復元力特性を実機に適用するにあたり、履歴特性を設定する必要がある。設定する履歴特性に応じて履歴減衰が異なることから、保守性に配慮し、履歴減衰による消費エネルギーがより小さくなる履歴特性を設定する。

(2) 検討方法

試験結果に近い履歴特性と、SC 規程で定められている履歴特性をそれぞれ適用した地震応答解析を実施し、各々の消費エネルギー、即ち履歴減衰の大きさを比較する。

(3) 検討ケース

履歴特性に関するパラメータスタディの検討ケースを第7(3)-1表に示す。

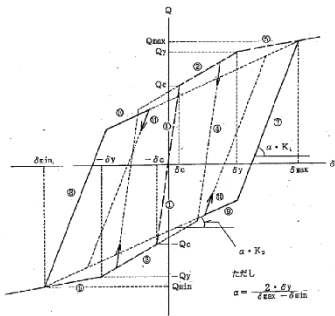
ケース A は、SC 規程を踏まえて、曲げとせん断の双方ともに最大点指向型の履歴特性を採用したケースである。

ケース B は、曲げ変形の履歴特性については、試験で得られた曲げ変形及びせん断変形の履歴特性（第7(3)-2図参照）より、ディグレイディングトリリニア型に近い紡錘型の安定したループ形状が得られていることを踏まえ、曲げに対する履歴特性に試験結果に近いディグレイディングトリリニア型を採用し、せん断に対しては消費エネルギーがより小さな原点指向型の履歴特性を採用したケースである。

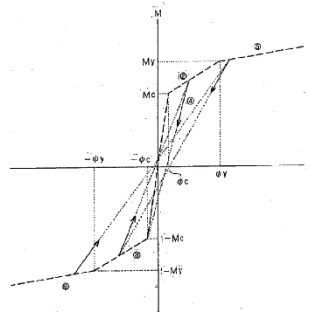
参考として、最大点指向型、ディグレイディングトリリニア型及び原点指向型の履歴特性のイメージを第7(3)-1図に示す。

第7(3)-1表 履歴特性に関するパラメータスタディ

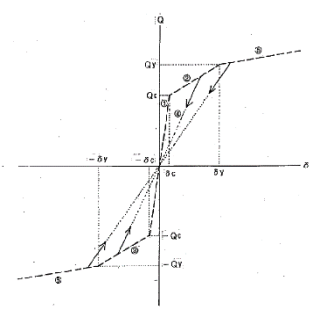
ケース	曲げ	せん断
ケース A (SC 規程準拠)	最大点指向型	最大点指向型
ケース B	ディグレイディング トリリニア型	原点指向型



(a)ディグレイディングトリリニア型

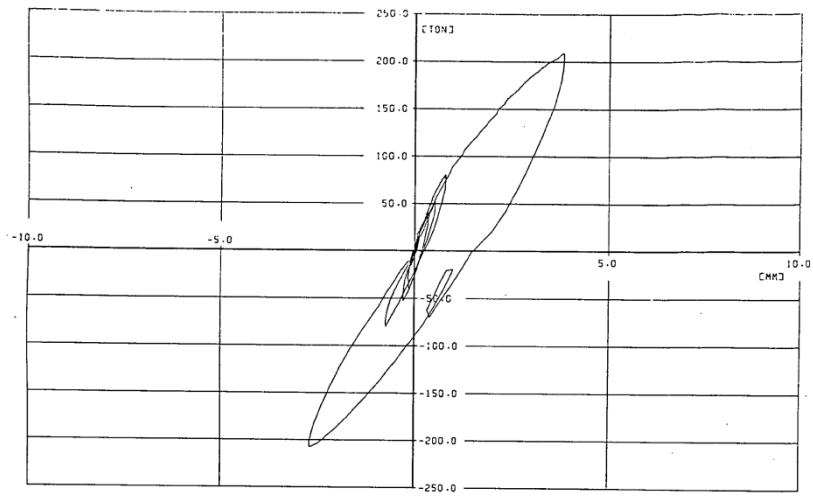


(b)最大点指向型

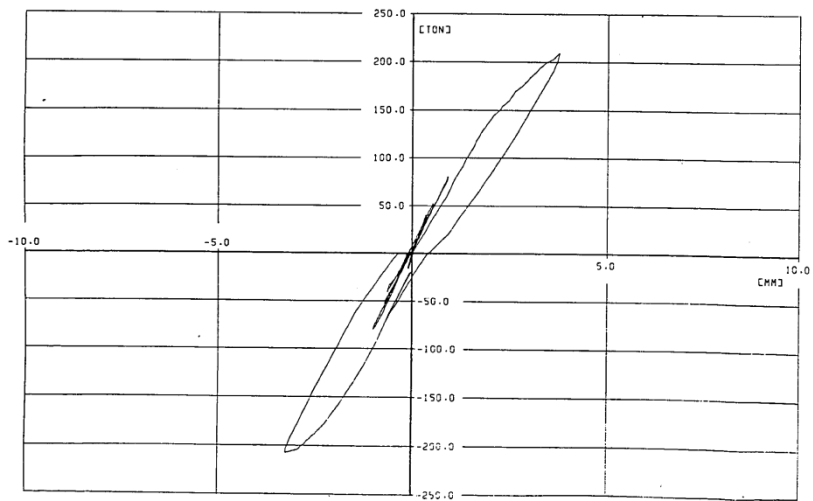


(c)原点指向型

第7(3)-1図 履歴特性のイメージ



(a) 水平力-曲げ変形関係



(b) 水平力-せん断変形関係

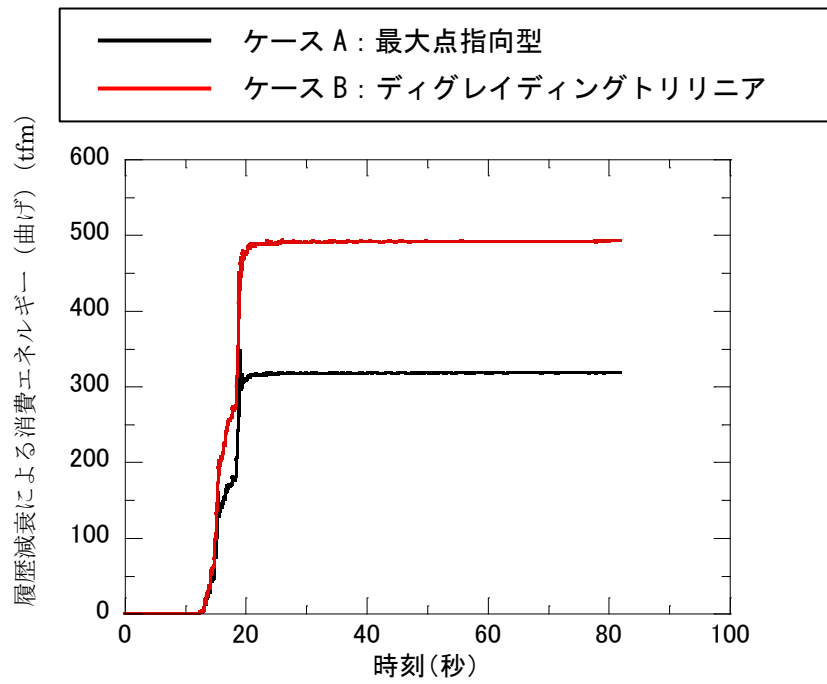
第7(3)-2図 実験における曲げ及びせん断の履歴特性
(2)より引用)

(4) 検討結果

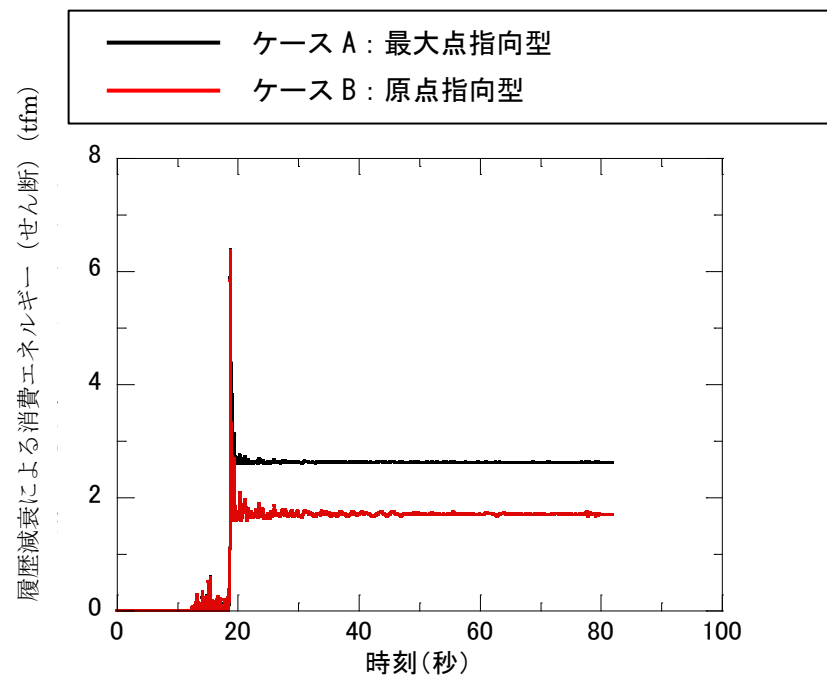
履歴減衰による消費エネルギーの累積値を比較したものを第7(4)-1図に示す。曲げによる消費エネルギーは、せん断による消費エネルギーと比べると2桁大きいオーダーの値を示しており、消費エネルギーの観点からは曲げによる影響が大きく支配的であると言える。

さらに、曲げによる消費エネルギーは、試験結果に近いディグレイディングトリニア型を採用したケース B は、ケース A の 1.5 倍以上のエネルギーが消費されていることが示された。

以上より、RPV ペDESTALの弾塑性特性を考慮した復元力特性の履歴特性としては、消費エネルギーが小さく保守的な応答を与えると考えられるケース A の最大点指向型を採用することとした。



(a) 曲げ



(b) せん断

第 7(4)-1 図 履歴特性のパラメータスタディによる消費エネルギーの比較

8 まとめ

基準地震動の増大により原子炉建屋の地震応答解析モデルを建設時工認の線形解析モデルからコンクリートの剛性変化を考慮した非線形解析モデルを採用することに合わせ、RPV ペデスタルについても原子炉建屋と同様に非線形解析モデルとした復元力特性を適用し、より現実に近い適正な地震応答解析が可能になるようにした。

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

9 参考文献

- (1) 社団法人日本電気協会 原子力規格委員会：電気技術規程原子力編 鋼板コンクリート構造耐震設計技術規程 JEAC4618-2009
- (2) 東京電力株式会社，東北電力株式会社，中部電力株式会社，北陸電力株式会社，中国電力株式会社，日本原子力発電株式会社，株式会社 東芝，株式会社 日立製作所：共同研究報告書「コンクリート PCV の構造評価および基準確立のための実証実験」，昭和 62 年度上半期（最終報告書），昭和 62 年 9 月
- (3) 松尾 他：鋼板コンクリート耐震壁に関する研究 その 3 セン断荷重-変形関係の解析 日本建築学会大会学術講演梗概集（1992 年）
- (4) 菊地 他：原子炉本体基礎の弾塑性モデル化手法に関する研究 その 1 復元力特性評価法の妥当性検討 日本建築学会大会学術講演梗概集（2010 年）
- (5) 肱岡 他：原子炉本体基礎の弾塑性モデル化手法に関する研究 その 2 復元力特性評価法の適用性検討 日本建築学会大会学術講演梗概集（2010 年）
- (6) 吉崎 他：原子炉建屋の復元力特性試験（その 6）スケール・イフェクト試験 日本建築学会大会学術講演梗概集（昭和 61 年）
- (7) 有限責任中間法人 日本原子力技術協会 中越沖地震後の原子炉機器の健全性評価委員会：中越沖地震後の原子炉機器の健全性評価平成 20 年度中間報告，JANTI-SANE-02，平成 21 年 4 月
- (8) 社団法人日本電気協会 電気技術基準調査委員会：電気技術指針原子力編 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991 追補版

添付資料-1：RPV ペDESTALの復元力特性に用いるコンクリート強度の取り扱い

1. コンクリート強度の取り扱い方針

今回工認における RPV ペDESTALの復元力特性の設定に用いるコンクリート強度は、原子炉建屋（以下、「R/B」という）等のような施工時の「91日強度データ」がないこと及びプラント運転開始後にコア採取を実施していないことから、既工認と同様に設計基準強度を用いている。

しかしながら、RPV ペDESTALについても R/B 等と同様に、現実のコンクリート強度は設計基準強度を上回ると考えられることから、コンクリート実強度を考慮した復元力特性を設定し影響評価を行う方針とする。

2. RPV ペDESTALで想定するコンクリート実強度

RPV ペDESTALは実測したコンクリート強度がないことから、R/B 等で実測値をもとに設定したコンクリート強度を参照し、実強度を想定する。

具体的には、R/B のコンクリート実強度（440kg/cm²）に、RPV ペDESTALの設計基準強度（300kg/cm²）と R/B の設計基準強度（330kg/cm²）の比率を乗じることにより、影響評価に用いる RPV ペDESTALの実強度を 400kg/cm² と想定する。

$$\begin{aligned} \text{RPV ペDESTALの実強度} &= \text{R/B の実強度} \times \frac{\text{RPV ペDESTALの設計基準強度}}{\text{R/B の設計基準強度}} \\ &= 440 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \times \frac{300 \text{ (kg/cm}^2\text{)}}{330 \text{ (kg/cm}^2\text{)}} \\ &= 400 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

添付資料-2：地震応答解析モデルにおける RPV ペDESTAL の減衰定数

1. 地震応答解析における RPV ペDESTAL の減衰定数

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

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

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

ここで

$[m]$: 質量マトリックス

$[k]$: 剛性マトリックス

$[c]$: 減衰マトリックス

$\{u\}$: 変位マトリックス

$\{H\}$: 入力ベクトル

$\Delta\ddot{a}$: 地震加速度

固有円振動数と固有モードは次式により求める。

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

ここで

ω_i : i 次の固有円振動数

$\{\phi_i\}$: i 次振動モードの固有ベクトル

この時の減衰マトリックス $[c]$ は次式により求められる。

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

ここで

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

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

M_i : i 次のモード換算質量

h_i : i 次のモード減衰定数

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

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

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

E_i^j : i 次振動モードにおける j 部材のひずみエネルギー

h^j : j 部材の減衰定数

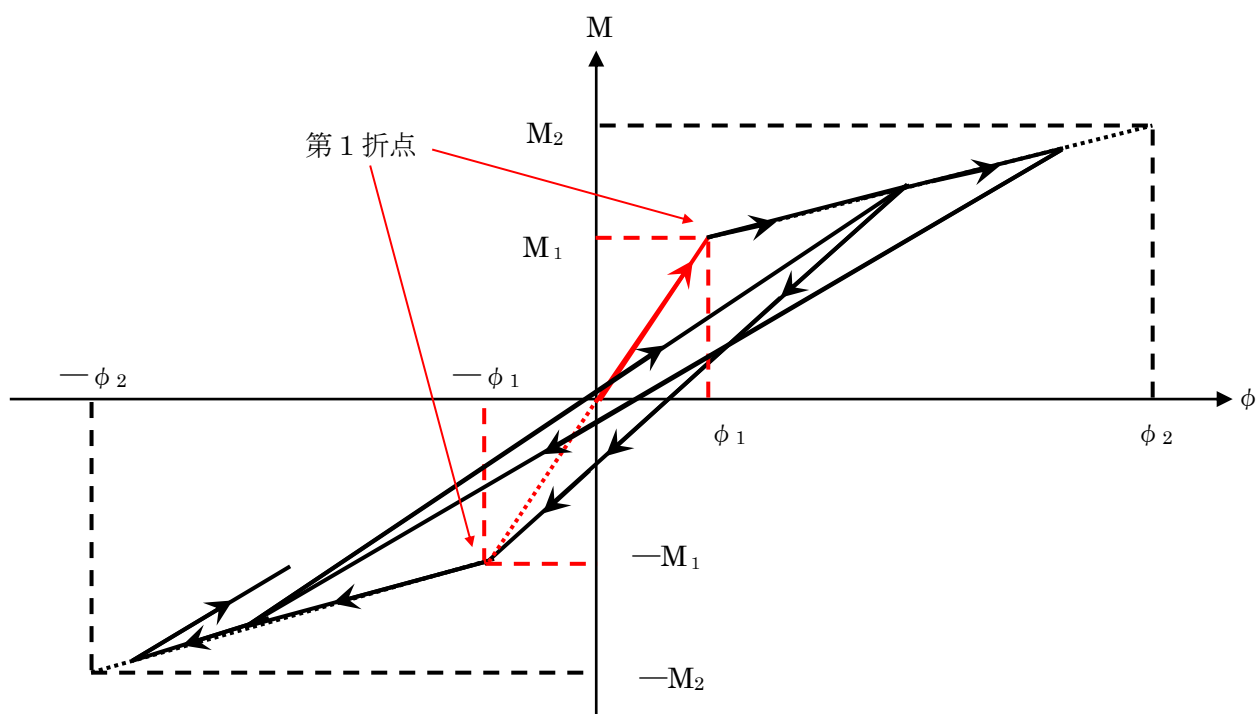
$[k^j]$: j 部材の初期剛性マトリックス

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

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

2. RPV ペDESTALの履歴特性による減衰効果

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



第1図 最大点指向型の履歴特性の例（曲げモーメント）

添付資料-3 : SC 規程を参考にした RPV ペDESTALのスケルトンカーブ導出過程

目次

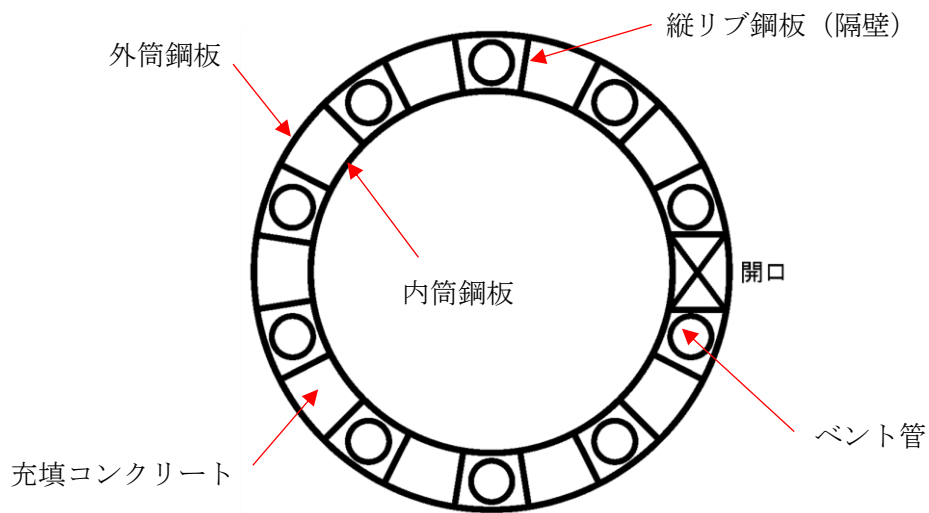
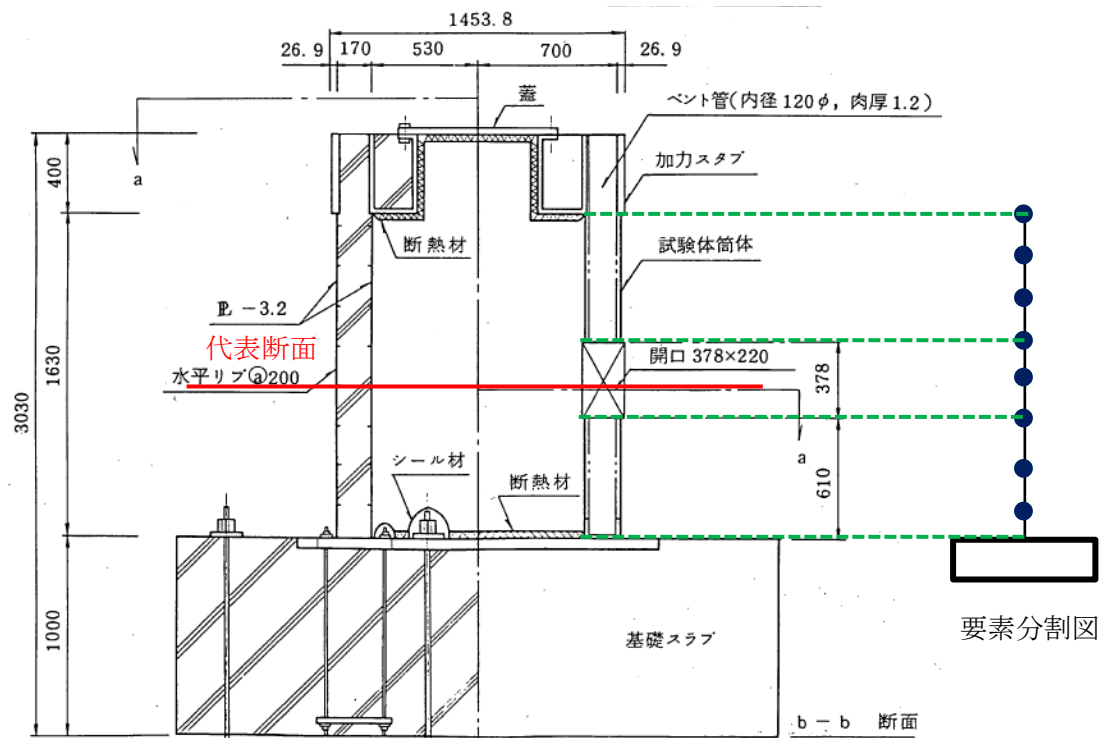
1. SC 規程を参考にした試験体のスケルトンカーブ導出過程
2. 試験体の計算過程
 - (1) 曲げのスケルトンカーブ導出過程
 - (2) せん断のスケルトンカーブ導出過程
3. SC 規程を参考にした実機 RPV ペDESTALのスケルトンカーブ導出過程
4. 下部ペDESTALの計算過程
 - (1) 曲げのスケルトンカーブ導出過程
 - (2) せん断のスケルトンカーブ導出過程
5. 上部ペDESTALの計算過程
 - (1) 曲げのスケルトンカーブ導出過程
 - (2) せん断のスケルトンカーブ導出過程

1. SC 規程を参考にした試験体のスケルトンカーブ導出過程

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

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

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



第 1-1 図 スケルトンカーブ設定の具体的計算過程提示の代表断面

2. 試験体の計算過程

(1) 曲げのスケルトンカーブ導出過程

a. 試験体の構造特性を踏まえた評価式

(第1折点)

- $M_1 = Z_e \cdot (f_t + \sigma_v)$ ただし、 $f_t = 0$ とする

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

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

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

$D/2$: 中心から最外縁までの距離 (D は最外直径)

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

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

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

σ_v : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 (N/mm^2)

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

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)

E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm^2)

I_e : 鋼板を考慮したコンクリートの断面二次モーメント (mm^4)

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

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

(第2折点)

- $M_2 = M_y$

- $\phi_2 = \phi_y$

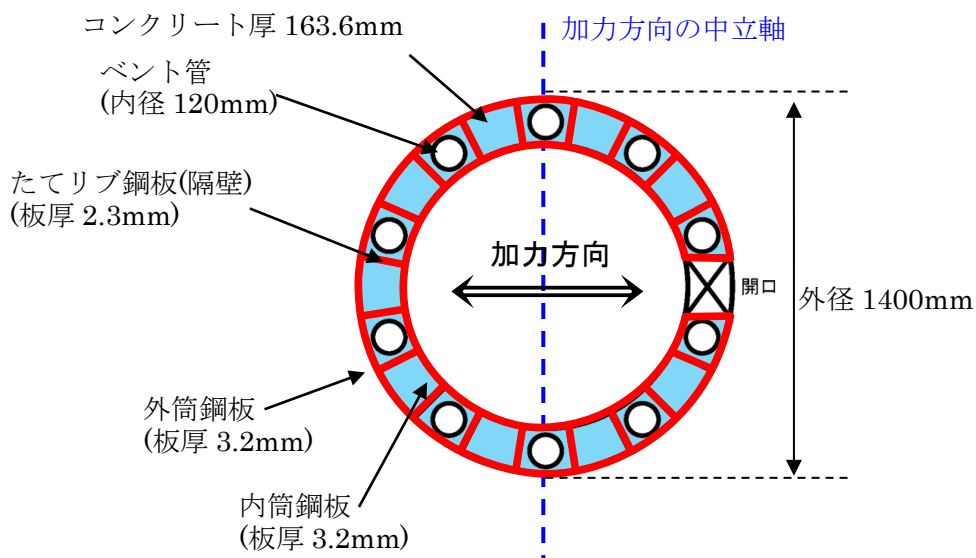
M_y : 鋼板降伏時モーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)

ϕ_y : 鋼板降伏時曲率 ($1/\text{mm}$)

b. 具体的計算過程

(第1折点)

ベント管及びアクセストンネルを模擬した開口による断面欠損を考慮し算出する。(第2(1)-1図)



第2(1)-1図 断面二次モーメント及び断面積の算出に考慮する各部材断面
(赤：鋼板, 水色：コンクリート)

●計算過程

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

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

$$E_c = 2.1 \times 10^5 \times \left(\frac{\gamma}{2.3} \right)^{1.5} \times \sqrt{\frac{F_c}{200}}$$

$$= 2.6 \times 10^5 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$= 2.55 \times 10^4 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \dots \text{(式 2 (1)-1)}$$

第2(1)-1表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

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

第 2(1)-2 表 各部材断面の断面二次モーメント及び断面積

項目	値	対象箇所
コンクリート部の断面二次モーメント I_c	9.91886×10^{10} (mm ⁴)	第 2(1)-1 図の水色部分
各鋼板の断面二次モーメントの和 I_s	5.0359×10^9 (mm ⁴)	第 2(1)-1 図の赤線部分
コンクリート部の断面積 $A_{n,c}$	5.19×10^5 (mm ²)	第 2(1)-1 図の水色部分
各鋼板の断面積の和 $A_{n,s}$	2.85×10^4 (mm ²)	第 2(1)-1 図の赤線部分

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

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

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

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

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

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

以上より、第 1 折点の曲げモーメント M_1 及び曲率 ϕ_1 を算出する。

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

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

(第2折点)

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

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

●モデル化方法

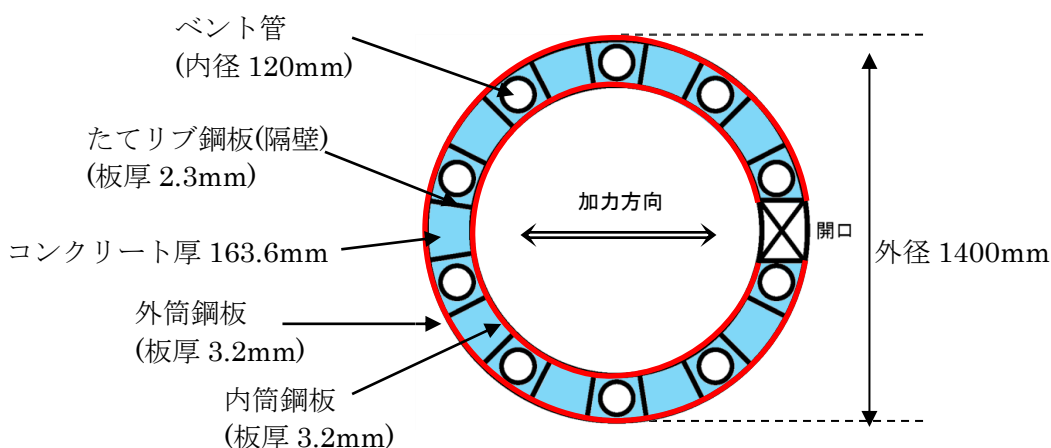
RPV ペDESTALの断面をファイバーモデルとしてモデル化する際は、ベント管及びアクセストンネルを模擬した開口によるコンクリート及び鋼板の断面欠損を考慮した等価板厚を用いる。（第2(1)-2,3 図参照）

本計算に用いるコンクリートの応力度 σ とひずみ ε の関係は、パラボラ型の応力ひずみ曲線を採用し、CEB-FIP⁽¹⁾モデルに基づき設定し、圧縮強度到達以降はフラットとする。なお、引張側の強度は無視する。

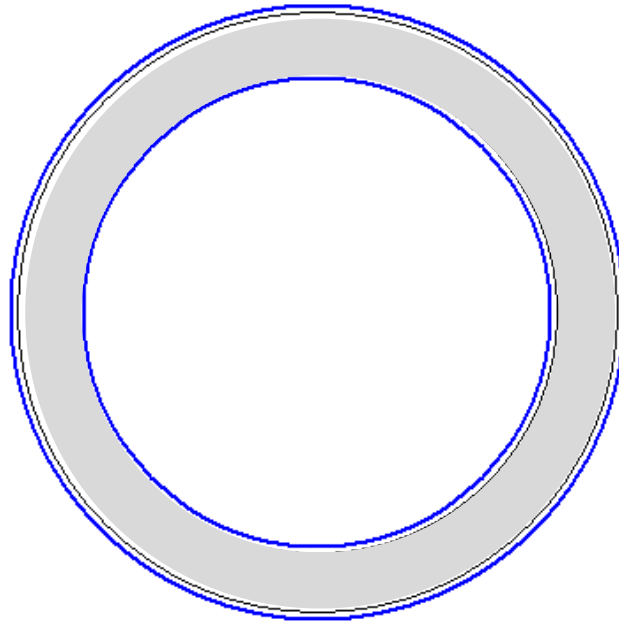
また、鋼板の応力ひずみ関係は、完全弾塑性（バイリニア）を採用する。

●第2折点のモーメント M_2 及び曲率 ϕ_2 の算出方法

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

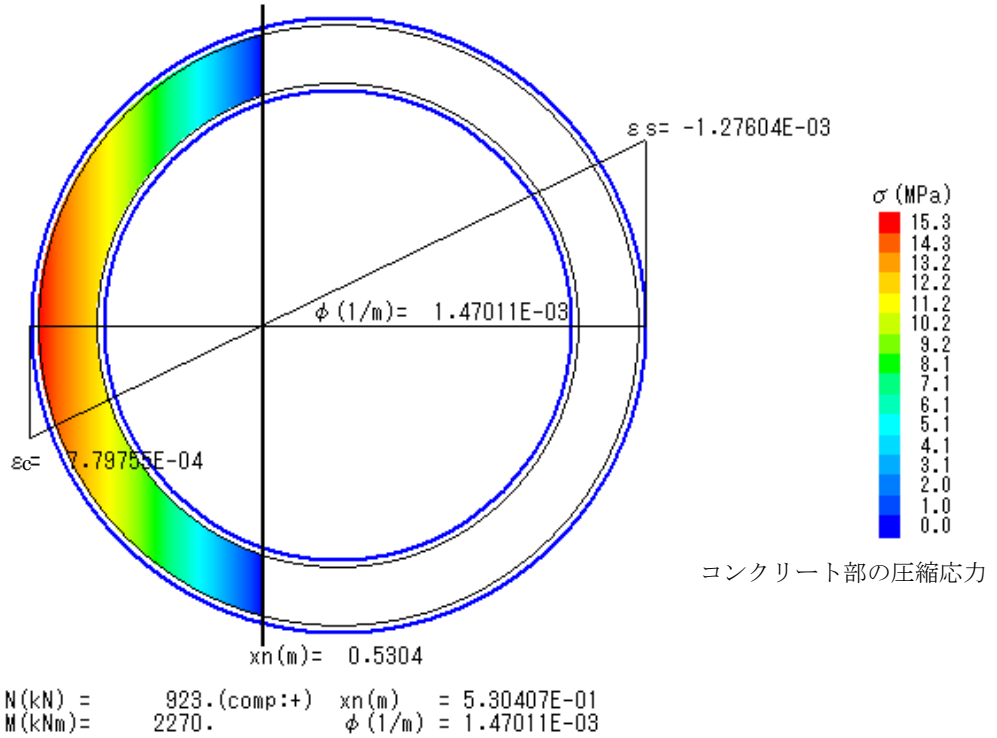


第2(1)-2 図 ファイバーモデルに考慮する各部材断面
(赤：鋼板， 水色：コンクリート)

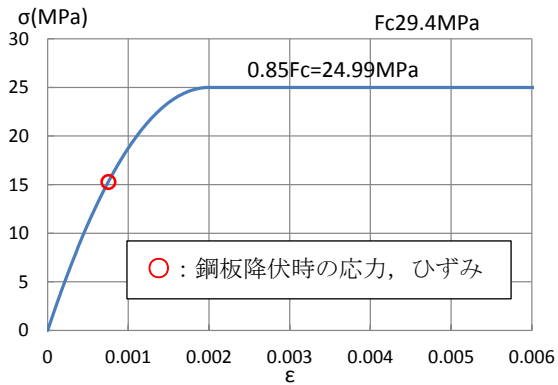


第 2(1)-3 図 ファイバーモデル構造図(黒線の間がコンクリート，青線が鋼板)

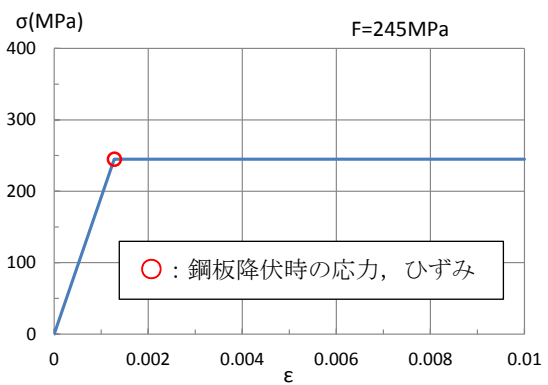
N : 軸力	ϕ : 曲率
M : モーメント	ε_c : 圧縮側最大ひずみ
xn : 中立軸の位置 (モデル左端からの距離)	ε_s : 鋼板の圧縮ひずみ



第 2(1)-4 図 ファイバーモデルによる解析結果



(a) コンクリート



(b) 鋼板

第 2(1)-5 図 コンクリート及び鋼板の応力ひずみ関係

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

(2) せん断のスケルトンカーブ導出過程

a. 評価式

(第1折点)

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

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

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

A_c : コンクリートのせん断断面積 (mm^2)

A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm^2)

G_c : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm^2)

G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm^2)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)

E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm^2)

τ_{cr} : コンクリートのせん断ひび割れ強度 (N/mm^2)

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

ペDESTALコンクリートの設計基準強度 = 29.4 (N/mm^2)

σ_v : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 (N/mm^2)

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

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

(第2折点)

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

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

ただし, $K_\alpha = A_s \cdot G_s$

A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm²)

G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm²)

K_α : 鋼板のせん断剛性

K_β : ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性

σ_y : 鋼板の降伏点強度 (N/mm²)

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

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

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

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

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

ここで、

Q_c : コンクリートの受け持つせん断力 (N)

δ : 水平変位 (mm)

γ : せん断ひずみ度

E_c' : コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数で、コンクリートのヤング係数に 0.7 を乗じた値を用いる。 (N/mm²)

E_s : 鋼材のヤング係数 (N/mm²)

t_c : コンクリート板厚 (mm)

ν_c : コンクリートのポアソン比

ν_s : 鋼材のポアソン比

L : 隔壁の間隔(mm)

H : 隔壁の高さ(mm)

sAy : 鋼材の水平断面の断面積(mm²)

sAx : 鋼材の鉛直断面の断面積(mm²)

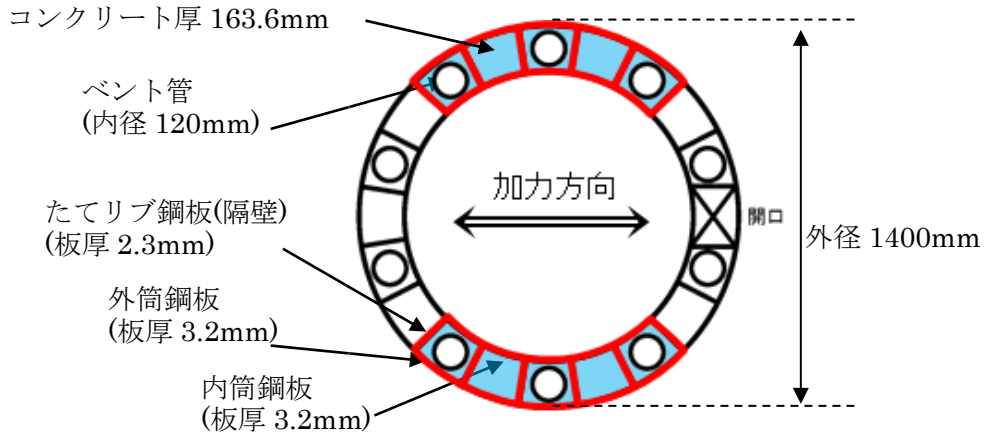
θ : 圧縮ストラット角度 ($\theta = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L}\right)$)

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

b. 具体的計算過程

(第1折点)

ベント管による断面欠損を考慮し算出する。(第2(2)-1図)



第2(2)-1図 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面
(赤：鋼板, 水色：コンクリート)

●計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値は、試験体の規格値を用いる。また、各部材のせん断断面積は、実機 RPV ペデスタルと同様に求める。(第2(2)-1表, 第2(2)-2表)

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

$$G_c = \frac{E_c}{2(1+\nu_c)} = 10900 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \text{ (式 2(2)-1)}$$

$$G_s = \frac{E_s}{2(1+\nu_s)} = 73900 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \text{ (式 2(2)-2)}$$

第 2(2)-1 表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

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

第 2(2)-2 表 各部材断面のせん断断面積

項目	値	対象箇所
コンクリートのせん断断面積 A_c	2.595×10^5 (mm ²)	第 2(2)-1 図の水色部分
鋼板のせん断断面積 A_s	1.425×10^4 (mm ²)	第 2(2)-1 図の赤線部分

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

コンクリートの圧縮強度 σ_B (第 2(2)-1 表) と σ_v を用いて、コンクリートのせん断ひび割れ強度 τ_{cr} を求める。

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

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

以上より、第 1 折点のせん断力 Q_1 及びせん断変形角 γ_1 を算出する。

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

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

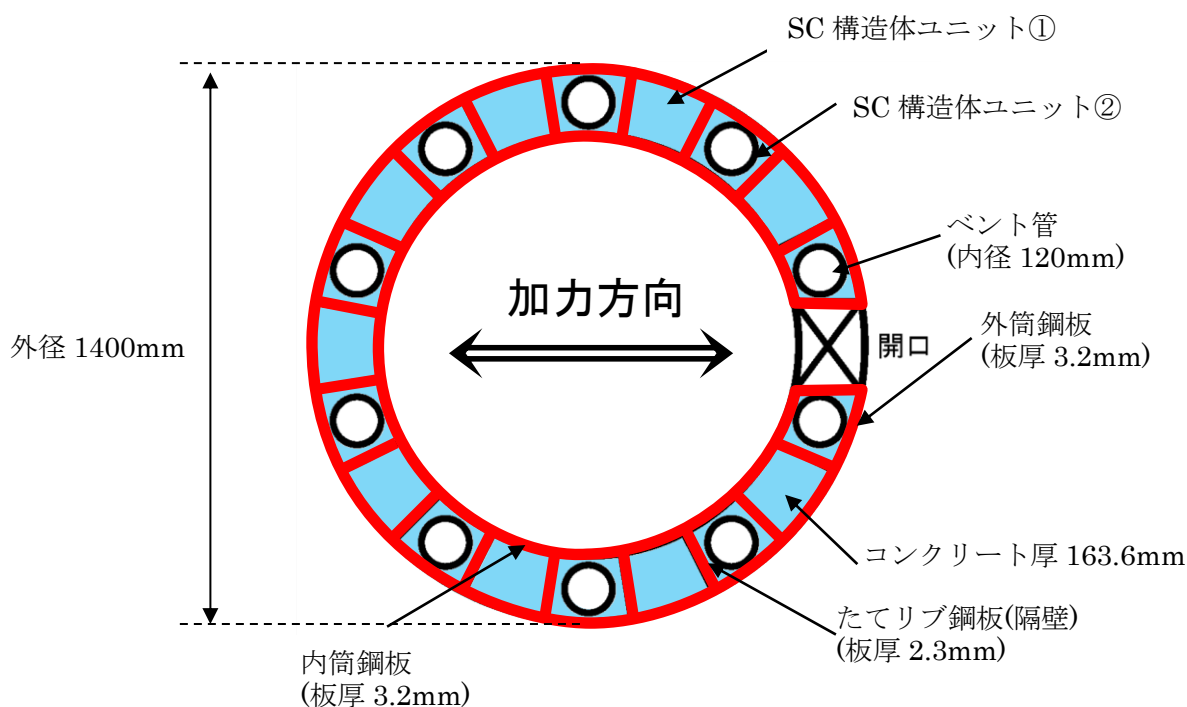
(第2折点)

コンクリートひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性 K_{β} を算出する際は、断面全体のうち半分がせん断力に対して有効な領域と仮定し、SC構造体ユニット①、②それぞれについて、全10箇所の中の半分に相当する5箇所分の剛性を評価する。

具体的には、次に示す手順で層全体の K_{β} を求める。

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

$$(\text{層全体の } K_{\beta} = \text{SC構造体ユニット①の } K_{\beta} \times 5 + \text{SC構造体ユニット②の } K_{\beta} \times 5)$$

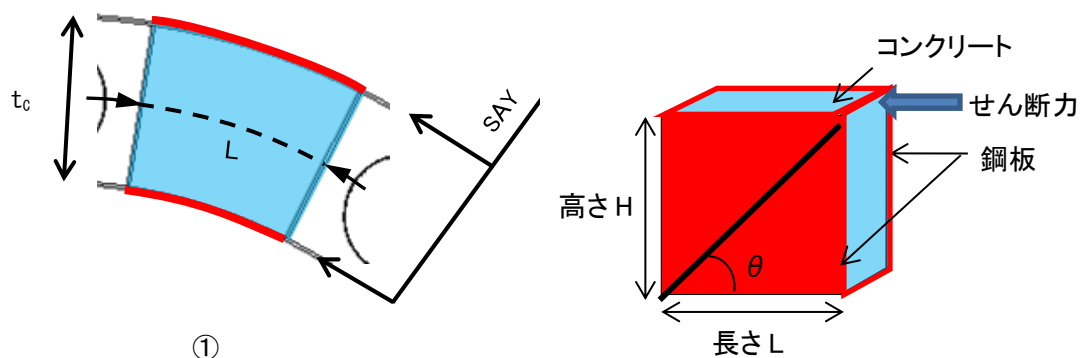


第2(2)-2図 SC構造体ユニット (赤が鋼板, 青がコンクリート)

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

● K_β の算出方法 (SC 構造体ユニット①)

コンクリート及び鋼板の材料物性値は、試験体の規格値を用いる。 K_β の算出は、実機試験体の構造 (寸法) に応じた値を用いて行う。(第 2(2)-3 図, 第 2(2)-3 表, 第 2(2)-4 表)



第 2(2)-3 図 SC 構造体ユニット① (赤が鋼板, 水色がコンクリート)

第 2(2)-3 表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

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

第 2(2)-4 表 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
SC 構造体ユニットの高さ H	1,630 (mm)	第 2(2)-3 図の高さ H
SC 構造体ユニットの長さ L	193.2 (mm)	第 2(2)-3 図の長さ L
コンクリート板厚 t_c	163.6 (mm)	第 2(2)-3 図の t_c
鋼材の水平断面の断面積 s_{Ay}	1,236 (mm ²)	-
鋼材の鉛直断面の断面積 s_{Ax}	10,432 (mm ²)	-

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

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

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

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

以上より、SC 構造体ユニット①ひとつあたりの K_{β} を求める。

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left(\frac{\cos\theta}{sAx} - \frac{\sin\theta}{sAy} v_s \right) = -0.00525 \quad \dots \dots \dots \text{(式 2(2)-8)}$$

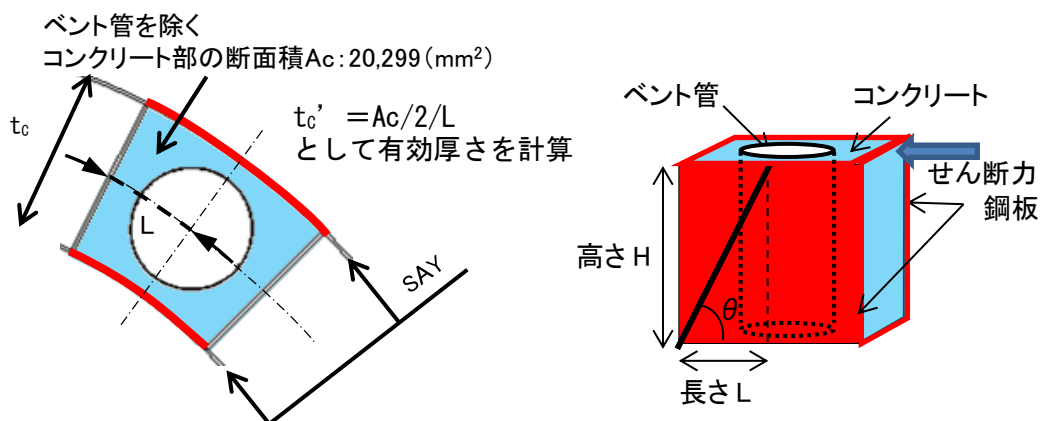
$$C2 = H \cdot \sin\theta \left(\frac{\sin\theta}{sAy} - \frac{\cos\theta}{sAx} v_s \right) = 1.29477 \quad \dots \dots \dots \text{(式 2(2)-9)}$$

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

$$= \underline{2.39 \times 10^6 \text{ (N)}} \quad \dots \dots \dots \text{(式 2(2)-10)}$$

● K_β の算出方法 (SC 構造体ユニット②)

コンクリート及び鋼板の材料物性値は、試験体の規格値を用いる。 K_β の算出は、実機試験体の構造 (寸法) に応じた値を用いて行う。(第 2(2)-4 図, 第 2(2)-5 表, 第 2(2)-6 表)



第 2(2)-4 図 SC 構造体ユニット② (赤が鋼板, 水色がコンクリート)

第 2(2)-5 表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

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

第 2(2)-6 表 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
SC 構造体ユニットの高さ H	1,630 (mm)	第 2(2)-4 図の高さ H
SC 構造体ユニットの長さ L	96.6 (mm)	第 2(2)-4 図の長さ L
コンクリート板厚 t_c	163.6 (mm)	第 2(2)図-4 の t_c
鋼材の水平断面の断面積 sAy	618 (mm ²)	-
鋼材の鉛直断面の断面積 sAx	10,432 (mm ²)	-

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

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

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

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

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

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

以上より、SC 構造体ユニット②ひとつあたりの K_{β} を求める。

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left(\frac{\cos\theta}{s_{Ax}} - \frac{\sin\theta}{s_{Ay}} v_s \right) = -0.00274 \quad \dots \dots \dots \text{(式 2(2)-14)}$$

$$C2 = H \cdot \sin\theta \left(\frac{\sin\theta}{s_{Ay}} - \frac{\cos\theta}{s_{Ax}} v_s \right) = 2.62549 \quad \dots \dots \dots \text{(式 2(2)-15)}$$

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

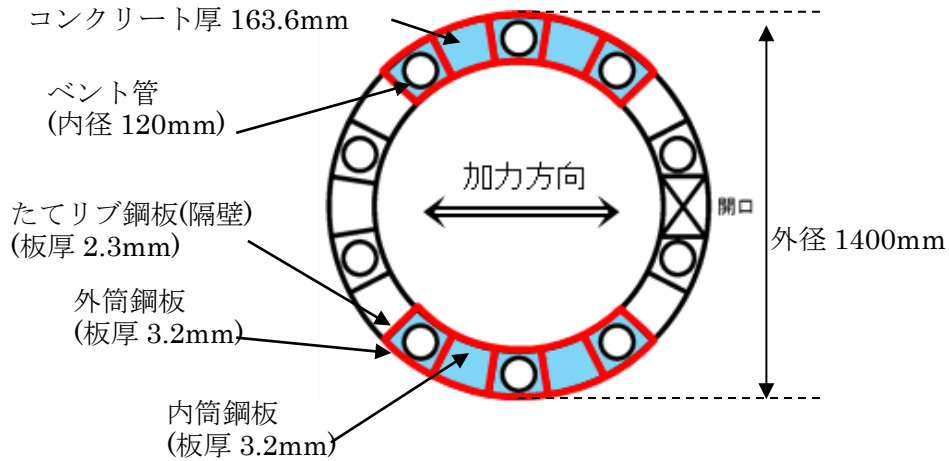
$$= \underline{2.56 \times 10^5 \text{ (N)}} \quad \dots \dots \dots \text{(式 2(2)-16)}$$

●層全体の K_{β}

層全体の K_{β} は、 $=$ SC 構造体ユニット①の $K_{\beta} \times 5 +$ SC 構造体ユニット②の $K_{\beta} \times 5$
 $= \underline{1.32 \times 10^7 \text{ (N)}} \quad \dots \dots \dots \text{(式 2(2)-17)}$

● K_α の算出方法

ベント管による断面欠損を考慮し算出する。(第 2(2)-5 図)



第 2(2)-5 図 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面
(赤：鋼板, 水色：コンクリート)

● 計算過程

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

第 2(2)-7 表 鋼板の材料物性値

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

第 2(2)-8 表 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
鋼板のせん断断面積 A_s	1.425×10^4 (mm ²)	第 2(2)-5 図の赤線部分

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

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

以上より，式 2(2)-17 で求めた，ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性 K_β を用いて，第 2 折点のせん断力 Q_2 及びせん断変形角 γ_2 を算出する。

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

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

・第 2 折点のせん断力 Q_2

$$Q_2 = \frac{K_\alpha + K_\beta}{\sqrt{3K_\alpha^2 + K_\beta^2}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$$
$$= \underline{2.04 \times 10^3 \text{ (kN)}} \quad \dots \dots \text{(式 2(2)-19)}$$

・第 2 折点のせん断変形角 γ_2

$$\gamma_2 = \frac{Q_2}{K_\alpha + K_\beta}$$
$$= \underline{1.92 \times 10^{-3} \text{ (rad)}} \quad \dots \dots \text{(式 2(2)-20)}$$

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

RPV ペDESTAL は各断面で中間鋼板の有無やベント管による開口の有無といった構造の差異があるが、既工認では構造の差異について各要素で個別に考慮し剛性を算定している。

今回の非線形特性を考慮したスケルトンカーブの設定においても既工認同様に各断面の構造の差異を考慮し、複雑な断面形状を有する実機 RPV ペDESTAL に対して、構造に応じた検討を行った上で SC 規程を参考にスケルトンカーブを設定する。

本項では、曲げ及びせん断のスケルトンカーブの具体的導出過程を示す。

上部ペDESTAL は、各層で連通路の有無、ベント取入孔の有無及び中間鋼板の個数という点で構造上の特徴が異なる。(第 3-1 表)

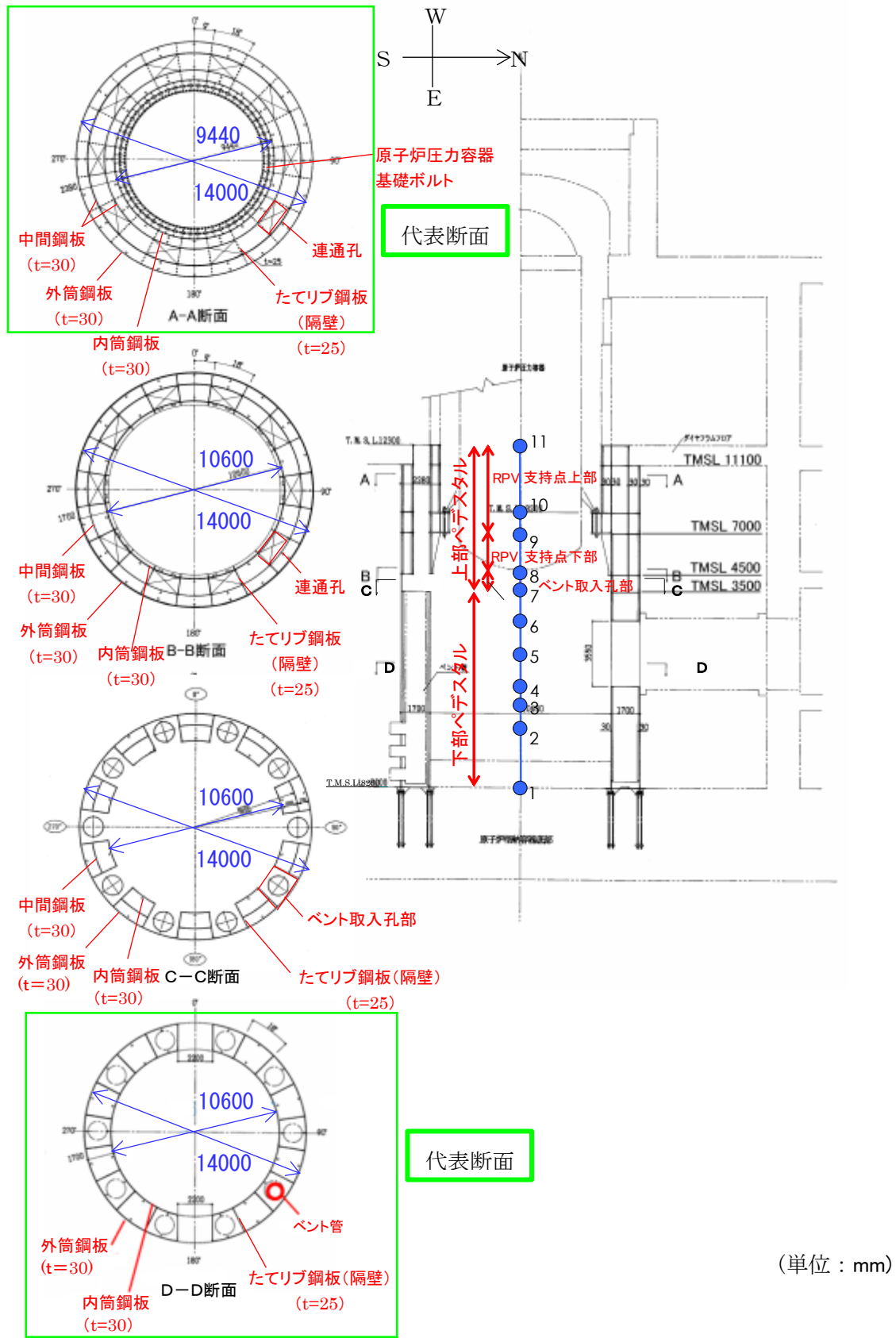
スケルトンカーブの設定においては、いずれの層においても、中間鋼板を断面積等の算定に含め、連通路及びベント取入孔による開口分の断面欠損を考慮するという点は共通で、計算過程も同一であることから、ここでは一例として RPV 支持点上部の計算過程を示す。

第 3-1 表 上部ペDESTAL の構造上の特徴

	連通路	ベント取入孔	中間鋼板の個数
RPV 支持点上部	あり	無し	2
RPV 支持点下部	あり	無し	1
ベント取入孔部	無し	あり	1

下部ペDESTAL は、各層共通してベント管を内蔵していることから、ベント管以外の構造物を含む下部ドライウェルアクセストンネルを有する断面を代表として計算過程を示す。

代表として計算過程を示す断面を第 3-1 図に示す。



第3-1図 スケルトンカーブ設定の具体的計算過程提示の代表断面

4. 下部ペDESTALの計算過程

(1) 曲げのスケルトンカーブ導出過程

a. RPV ペDESTALの構造特性を踏まえた評価式

(第1折点)

- $M_1 = Z_e \cdot (f_t + \sigma_v)$ ただし、 $f_t = 0$ とする

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

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

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

$D / 2$: 中心から最外縁までの距離 (D は最外直径)

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

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

ペDESTALコンクリートの設計基準強度 = $29.4 (\text{N}/\text{mm}^2)$

σ_v : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 (N/mm^2)

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

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)

E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm^2)

I_e : 鋼板を考慮したコンクリートの断面二次モーメント (mm^4)

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

第1折点は、ペDESTAL円筒の曲げ引張側の死荷重による圧縮応力 (σ_v) がゼロとなる時点の M 及び ϕ を表している。

(第2折点)

- $M_2 = M_y$

- $\phi_2 = \phi_y$

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

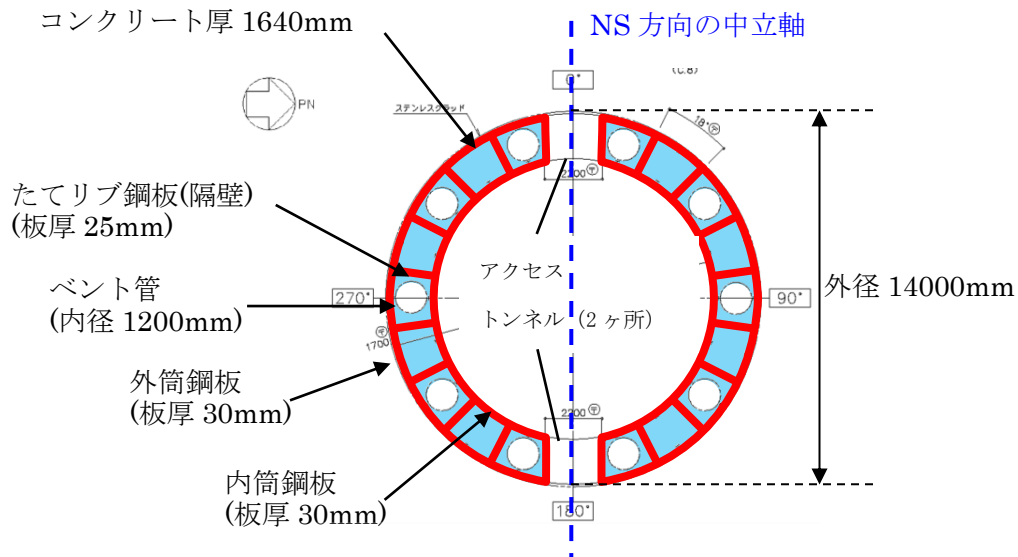
ϕ_y : 鋼板降伏時曲率 ($1/\text{mm}$)

b. 具体的計算過程

(第1折点)

●NS 方向

ベント管及び下部ドライウェルアクセストンネル (以下「アクセストンネル」という) による断面欠損を考慮し算出する。(第4(1)-1図)



第4(1)-1図 断面二次モーメント及び断面積の算出に考慮する各部材断面
(赤：鋼板， 水色：コンクリート)

●計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値，各部材断面の断面二次モーメント及び断面積は，既工認と同様の値を用いる。(第4(1)-1表，第4(1)-2表)

第4(1)-1表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

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

第4(1)-2表 各部材断面の断面二次モーメント及び断面積

項目	値	対象箇所
コンクリート部の断面二次モーメント I_c	9.93430×10^{14} (mm ⁴)	第4(1)-1図の水色部分
各鋼板の断面二次モーメントの和 I_s	5.3917×10^{13} (mm ⁴)	第4(1)-1図の赤線部分
コンクリート部の断面積 $A_{n,c}$	4.4807×10^7 (mm ²)	第4(1)-1図の水色部分
各鋼板の断面積の和 $A_{n,s}$	2.463×10^6 (mm ²)	第4(1)-1図の赤線部分

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

$$I_e = I_s \times (E_s / E_c) + I_c = 4.05963 \times 10^{14} + 9.93430 \times 10^{14} \\ = 1.39939 \times 10^{15} (\text{mm}^4) \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(1)-1)}$$

中心から最外縁までの距離 $D/2 = 7,000\text{mm}$ (D は最外直径)を用いて、鋼板を考慮したコンクリートの断面係数 Z_e を求める。

$$Z_e = I_e / (D/2) = 1.99913 \times 10^{11} (\text{mm}^3) \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(1)-2)}$$

ペDESTAL及びペDESTALが支持する機器の死荷重によるペDESTAL鉛直方向の軸力 N ($=7.50 \times 10^7 (\text{N})$)を用いて、鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 σ_v を求める。

$$\sigma_v = N / (A_{n,s} \times (E_s / E_c) + A_{n,c}) = 1.18 (\text{N/mm}^2) \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(1)-3)}$$

以上より、第1折点の曲げモーメント M_1 及び曲率 ϕ_1 を算出する。

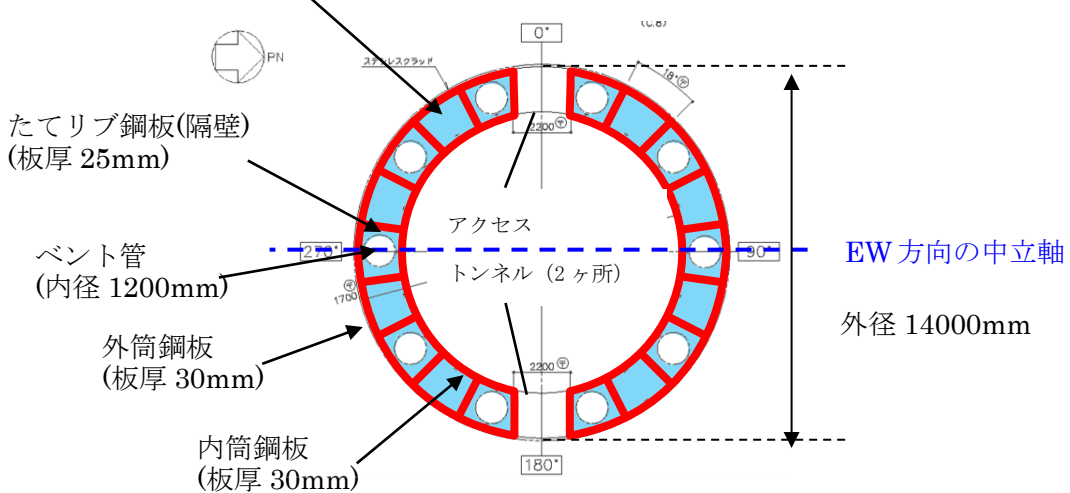
$$M_1 = Z_e \cdot \sigma_v = \underline{2.36 \times 10^5 (\text{kN} \cdot \text{m})} \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(1)-4)}$$

$$\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e) = \underline{6.61 \times 10^{-6} (1/\text{m})} \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(1)-5)}$$

●EW 方向

ベント管及びアクセストンネルによる断面欠損を考慮し算出する。(第 4(1)-2 図)

コンクリート厚 1640mm



第 4(1)-2 図 断面二次モーメント及び断面積の算出に考慮する各部材断面
(赤：鋼板， 水色：コンクリート)

●計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値，各部材断面の断面二次モーメント及び断面積は，既工認と同様の値を用いる。(第 4(1)-3 表，第 4(1)-4 表)

第 4(1)-3 表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのヤング係数 E_c	25,500 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(1)-1)
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示 501 号

第 4(1)-4 表 各部材断面の断面二次モーメント及び断面積

項目	値	対象箇所
コンクリート部の断面二次モーメント I_c	7.2490×10^{14} (mm ⁴)	第 4(1)-2 図の水色部分
各鋼板の断面二次モーメントの和 I_s	4.3908×10^{13} (mm ⁴)	第 4(1)-2 図の赤線部分
コンクリート部の断面積 $A_{n,c}$	4.4807×10^7 (mm ²)	第 4(1)-2 図の水色部分
各鋼板の断面積の和 $A_{n,s}$	2.463×10^6 (mm ²)	第 4(1)-2 図の赤線部分

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

$$I_e = I_s \times (E_s / E_c) + I_c = 3.30601 \times 10^{14} + 7.24900 \times 10^{14} \\ = 1.05550 \times 10^{15} (\text{mm}^4) \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(1)-6)}$$

中心から最外縁までの距離 $D/2 = 7,000\text{mm}$ (D は最外直径)を用いて、鋼板を考慮したコンクリートの断面係数 Z_e を求める。

$$Z_e = I_e / (D/2) = 1.50786 \times 10^{11} (\text{mm}^3) \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(1)-7)}$$

ペDESTAL及びペDESTALが支持する機器の死荷重によるペDESTAL鉛直方向の軸力 N ($=7.50 \times 10^7 (\text{N})$)を用いて、鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 σ_v を求める。

$$\sigma_v = N / (A_{n,s} \times (E_s / E_c) + A_{n,c}) = 1.18 (\text{N/mm}^2) \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(1)-8)}$$

以上より、第1折点の曲げモーメント M_1 及び曲率 ϕ_1 を算出する。

$$M_1 = Z_e \cdot \sigma_v = \underline{1.78 \times 10^5 (\text{kN} \cdot \text{m})} \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(1)-9)}$$

$$\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e) = \underline{6.61 \times 10^{-6} (1/\text{m})} \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(1)-10)}$$

(第2折点)

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

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

●モデル化方法

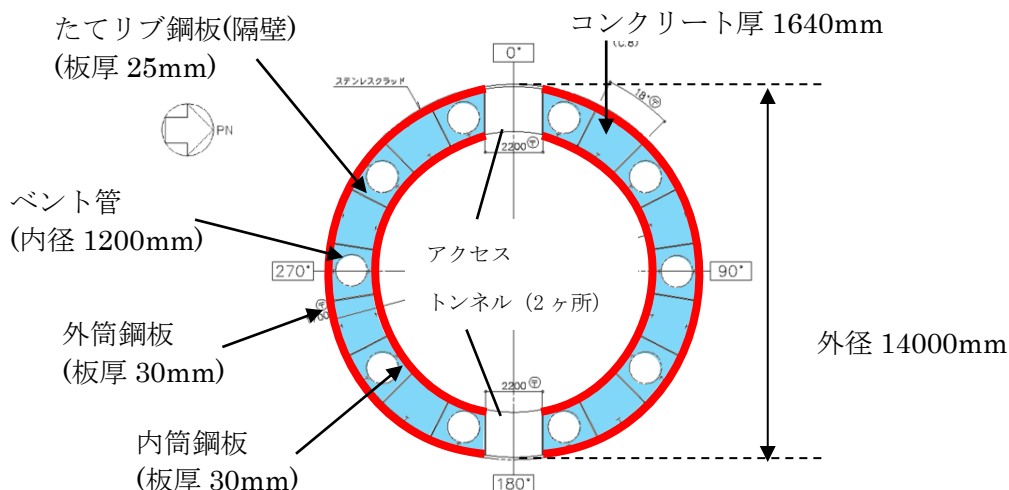
RPV ペデスタルの断面をファイバーモデルとしてモデル化する際は、ベント管及びアクセストンネルによるコンクリート及び鋼板の断面欠損を考慮した等価板厚を用いる。（第4(1)-3～5 図参照）

本計算に用いるコンクリートの応力度 σ とひずみ ε の関係は、パラボラ型の応力ひずみ曲線を採用し、CEB-FIP⁽¹⁾モデルに基づき設定し、圧縮強度到達以降はフラットとする。なお、引張側の強度は無視する。

また、鋼板の応力ひずみ関係は、完全弾塑性（バイリニア）を採用する。

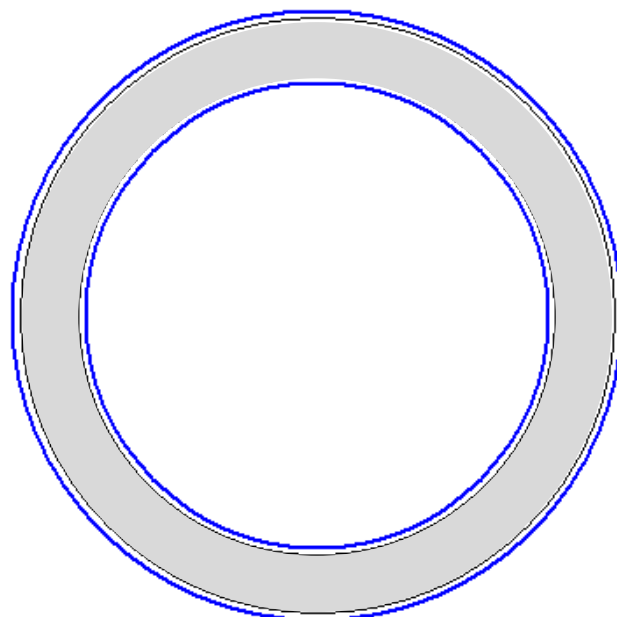
●第2折点のモーメント M_2 及び曲率 ϕ_2 の算出方法

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



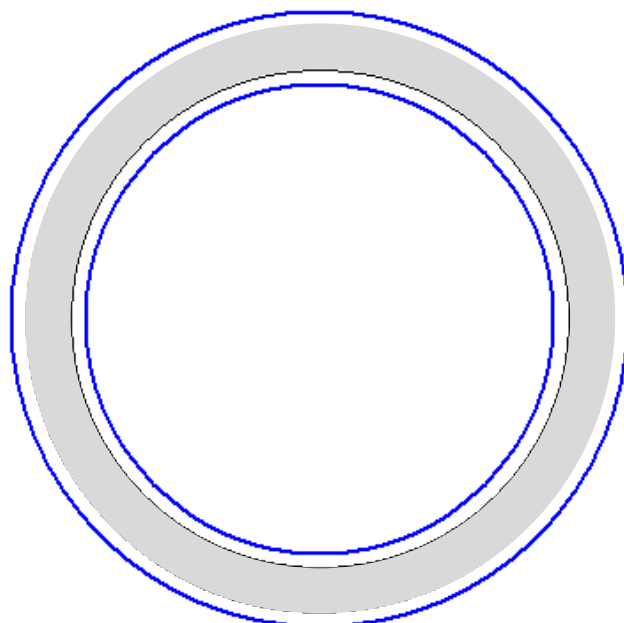
第4(1)-3 図 ファイバーモデルに考慮する各部材断面
(赤：鋼板， 水色：コンクリート)

●NS 方向



第 4(1)-4 図 ファイバーモデル構造図(黒線の間がコンクリート，青線が鋼板)
【NS 方向】

●EW 方向

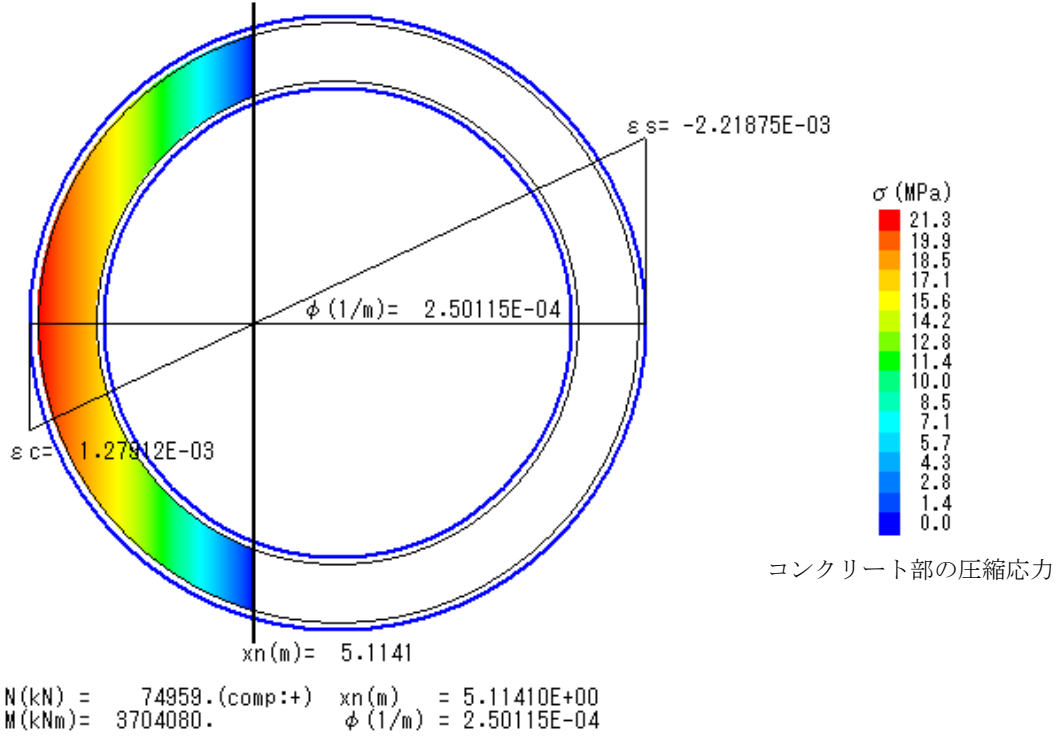


第 4(1)-5 図 ファイバーモデル構造図(黒線の間がコンクリート，青線が鋼板)
【EW 方向】

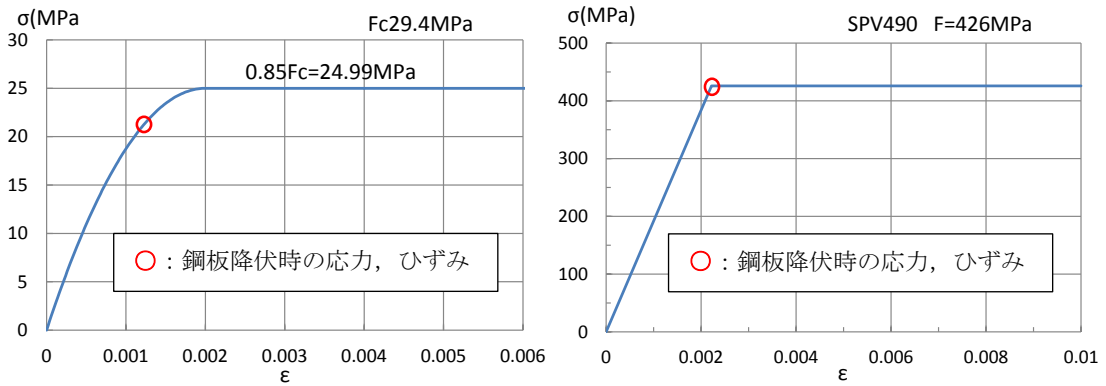
●NS 方向

N : 軸力
 M : モーメント
 xn : 中立軸の位置
 (モデル左端からの距離)

φ : 曲率
 εc : 圧縮側最大ひずみ
 εs : 鋼板の圧縮ひずみ



第 4(1)-6 図 ファイバーモデルによる解析結果 【NS 方向】



(a) コンクリート

(b) 鋼板

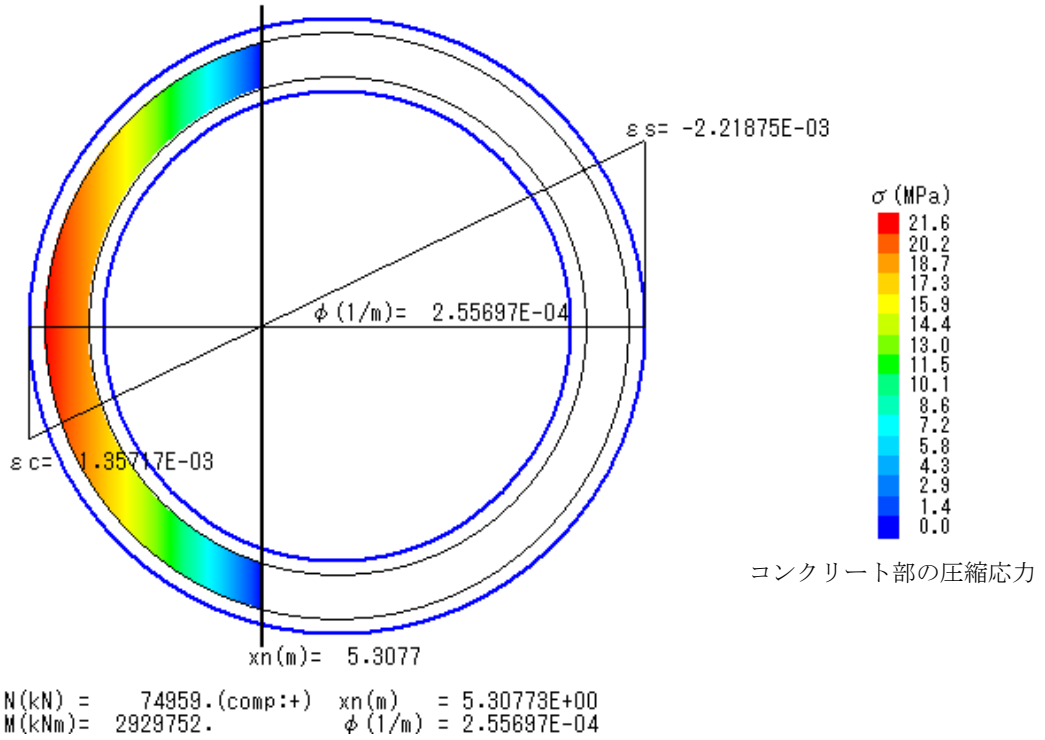
第 4(1)-7 図 コンクリート及び鋼板の応力ひずみ関係 【NS 方向】

- 第 2 折点の曲げモーメント $M_2 = 3.70 \times 10^6 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
- 第 2 折点の曲率 $\phi_2 = 2.50 \times 10^{-4} \text{ (1/m)}$

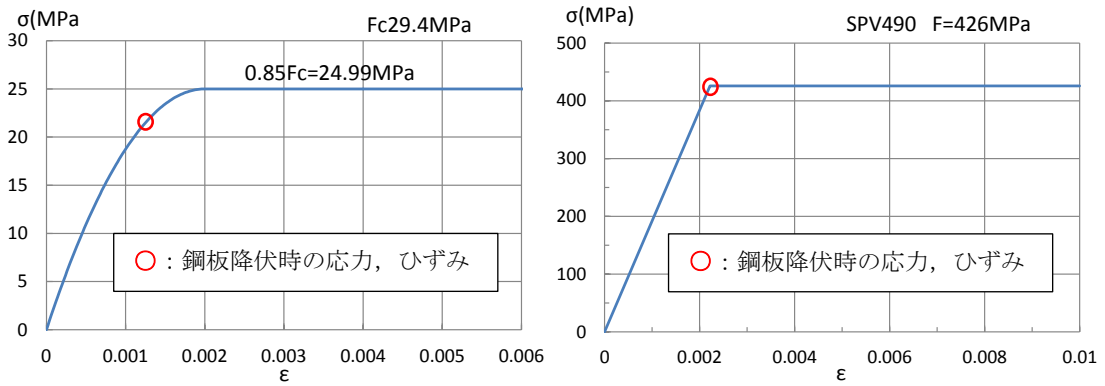
●EW 方向

N : 軸力
 M : モーメント
 xn : 中立軸の位置
 (モデル左端からの距離)

φ : 曲率
 ε c : 圧縮側最大ひずみ
 ε s : 鋼板の圧縮ひずみ



第 4(1)-8 図 ファイバーモデルによる解析結果 【EW 方向】



(a) コンクリート

(b) 鋼板

第 4(1)-9 図 コンクリート及び鋼板の応力ひずみ関係 【EW 方向】

- 第 2 折点の曲げモーメント $M_2 = 2.93 \times 10^6 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
- 第 2 折点の曲率 $\phi_2 = 2.56 \times 10^{-4} \text{ (1/m)}$

(2) せん断のスケルトンカーブ導出過程

a. 評価式

(第1折点)

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

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

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

A_c : コンクリートのせん断断面積 (mm^2)

A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm^2)

G_c : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm^2)

G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm^2)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)

E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm^2)

τ_{cr} : コンクリートのせん断ひび割れ強度 (N/mm^2)

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

ペDESTALコンクリートの設計基準強度 = 29.4 (N/mm^2)

σ_v : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 (N/mm^2)

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

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

(第2折点)

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

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

ただし, $K_\alpha = A_s \cdot G_s$

A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm²)

G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm²)

K_α : 鋼板のせん断剛性

K_β : ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性

σ_y : 鋼板の降伏点強度 (N/mm²)

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

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

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

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

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

ここで,

Q_c : コンクリートの受け持つせん断力 (N)

δ : 水平変位 (mm)

γ : せん断ひずみ度

E_c' : コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数で, コンクリートのヤング係数に 0.7 を乗じた値を用いる。 (N/mm²)

E_s : 鋼材のヤング係数 (N/mm²)

t_c : コンクリート板厚 (mm)

ν_c : コンクリートのポアソン比

ν_s : 鋼材のポアソン比

L : 隔壁の間隔(mm)

H : 隔壁の高さ(mm)

sAy : 鋼材の水平断面の断面積(mm²)

sAx : 鋼材の鉛直断面の断面積(mm²)

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

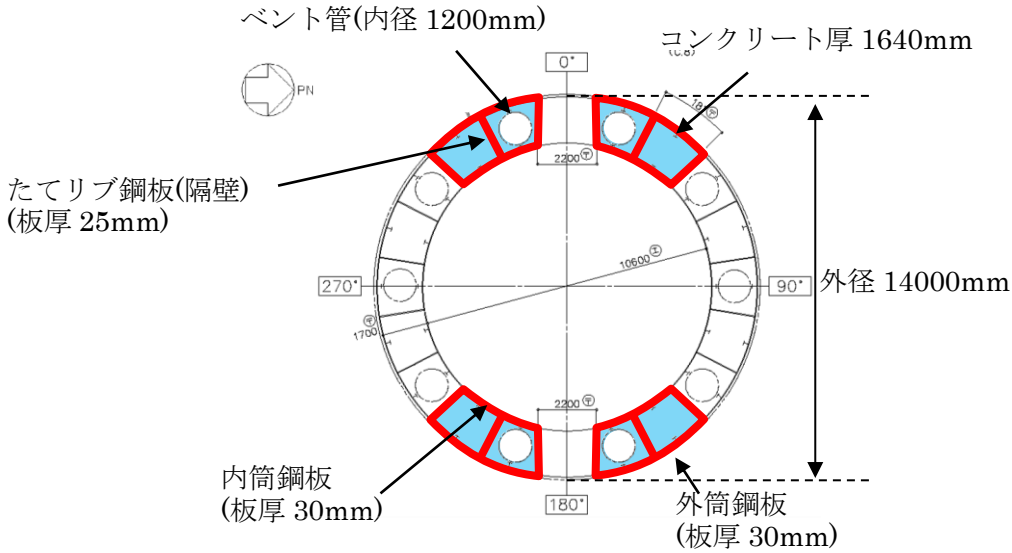
($\theta = 45^\circ$ とした場合の評価式が SC 規程に例示されている。)

b. 具体的計算過程

(第1折点)

●NS方向

ベント管及びアクセストンネルによる断面欠損を考慮し算出する。(第4(2)-1図)



第4(2)-1図 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面

(赤：鋼板， 水色：コンクリート)

●計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値，各部材断面のせん断断面積は，既工認と同様の値を用いる。(第4(2)-1表，第4(2)-2表)

第4(2)-1表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

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

第4(2)-2表 各部材断面のせん断断面積

項目	値	対象箇所
コンクリートのせん断断面積 A_c	1.8776×10^7 (mm ²)	第4(2)-1図の水色部分
鋼板のせん断断面積 A_s	1.099×10^6 (mm ²)	第4(2)-1図の赤線部分

鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 σ_v は、曲げのスケルトンカーブ算出に用いた値と同一であり、 $\sigma_v = 1.18$ (N/mm²) となる。

コンクリートの圧縮強度 σ_B (第4(2)-1表) と σ_v を用いて、コンクリートのせん断ひび割れ強度 τ_{cr} を求める。

$$\tau_{cr} = 0.5^{*1} \times \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)} = 1.10 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \dots \text{(式4(2)-1)}$$

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

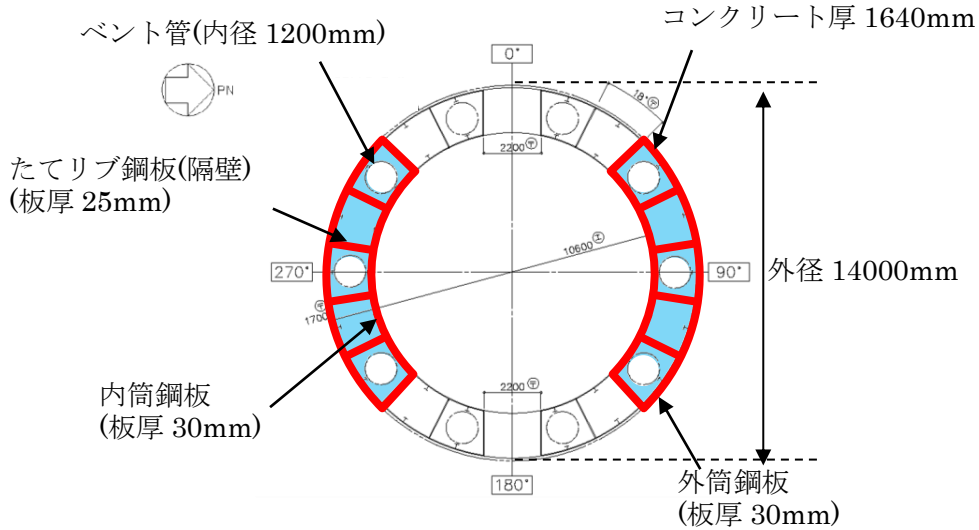
以上より、第1折点のせん断力 Q_1 及びせん断変形角 γ_1 を算出する。

$$Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr} = \underline{2.88 \times 10^4 \text{ (kN)}} \quad \dots \dots \text{(式4(2)-2)}$$

$$\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c = \underline{1.01 \times 10^{-4} \text{ (rad)}} \quad \dots \dots \text{(式4(2)-3)}$$

●EW 方向

ベント管による断面欠損を考慮し算出する。(第 4(2)-2 図)



第 4(2)-2 図 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面
(赤：鋼板， 水色：コンクリート)

●計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値，各部材断面のせん断断面積は，既工認と同様の値を用いる。(第 4(2)-3 表，第 4(2)-4 表)

第 4(2)-3 表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

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

第 4(2)-4 表 各部材断面のせん断断面積

項目	値	対象箇所
コンクリートのせん断断面積 A_c	$2.6031 \times 10^7 \text{ (mm}^2\text{)}$	第 4(2)-2 図の水色部分
鋼板のせん断断面積 A_s	$1.364 \times 10^6 \text{ (mm}^2\text{)}$	第 4(2)-2 図の赤線部分

鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 σ_v は、曲げのスケルトンカーブ算出に用いた値と同一であり、 $\sigma_v = 1.18 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ となる。

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

$$\tau_{cr} = 0.5^{*1} \times \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)} = 1.10 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \dots \text{(式 4(2)-4)}$$

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

以上より、第 1 折点のせん断力 Q_1 及びせん断変形角 γ_1 を算出する。

$$Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr} = \underline{3.88 \times 10^4 \text{ (kN)}} \quad \dots \dots \text{(式 4(2)-5)}$$

$$\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c = \underline{1.01 \times 10^{-4} \text{ (rad)}} \quad \dots \dots \text{(式 4(2)-6)}$$

(第2折点)

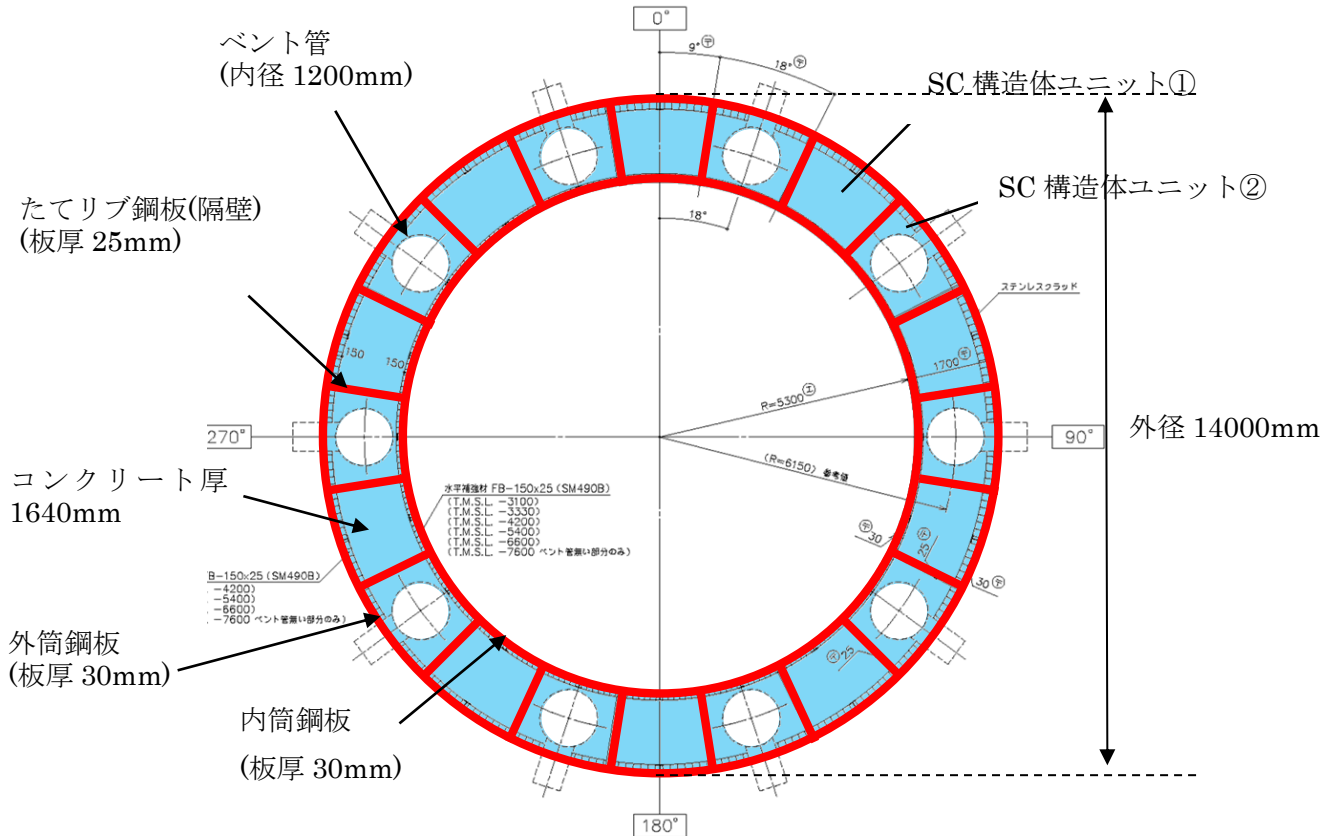
下部ペデスタルは、各層を通じて概ね均一な断面であることから、コンクリートひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性 K_β を算出する際は、平均的な断面として基部の断面を用いる。また、試験体を用いて妥当性を確認した手法と同様に、断面全体のうち半分がせん断力に対して有効な領域とし、SC構造体ユニット①、②それぞれについて、全10箇所の中の半分に相当する5箇所分の剛性を評価する。

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

具体的には、次に示す手順で層全体の K_β を求める。

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

$$(\text{層全体の } K_\beta = \text{SC構造体ユニット①の } K_\beta \times 5 + \text{SC構造体ユニット②の } K_\beta \times 5)$$

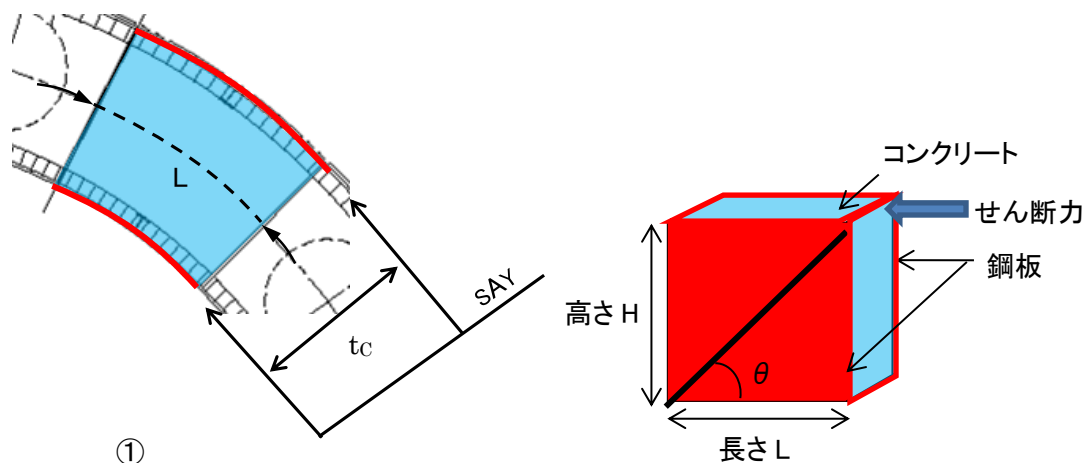


第4(2)-3図 SC構造体ユニット (赤：鋼板、水色：コンクリート)

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

● K_β の算出方法 (SC 構造体ユニット①)

コンクリート及び鋼板の材料物性値は、既工認と同様の値を用い、 K_β の算出は、実機RPVペDESTALの構造(寸法)に応じた値を用いて行う。(第4(2)-4図、第4(2)-5表、第4(2)-6表)



①

第4(2)-4図 SC 構造体ユニット① (赤が鋼板, 水色がコンクリート)

第4(2)-5表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

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

第4(2)-6表 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
SC 構造体ユニットの高さ H	11,700 (mm)	第4(2)-4図の高さ H
SC 構造体ユニットの長さ L	1,932 (mm)	第4(2)-4図の長さ L
コンクリート板厚 t_c	1,640 (mm)	第4(2)-4図の t_c
鋼材の水平断面の断面積 s_{Ay}	115,920 (mm ²)	-
鋼材の鉛直断面の断面積 s_{Ax}	702,000 (mm ²)	-

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

$$\theta = \tan^{-1}(H/L) = 80.6(^{\circ}) \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(2)-7)}$$

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

$$E_c' = 0.7 \times E_c = 17,850 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(2)-8)}$$

以上より、SC 構造体ユニット①ひとつあたりの K_{β} を求める。

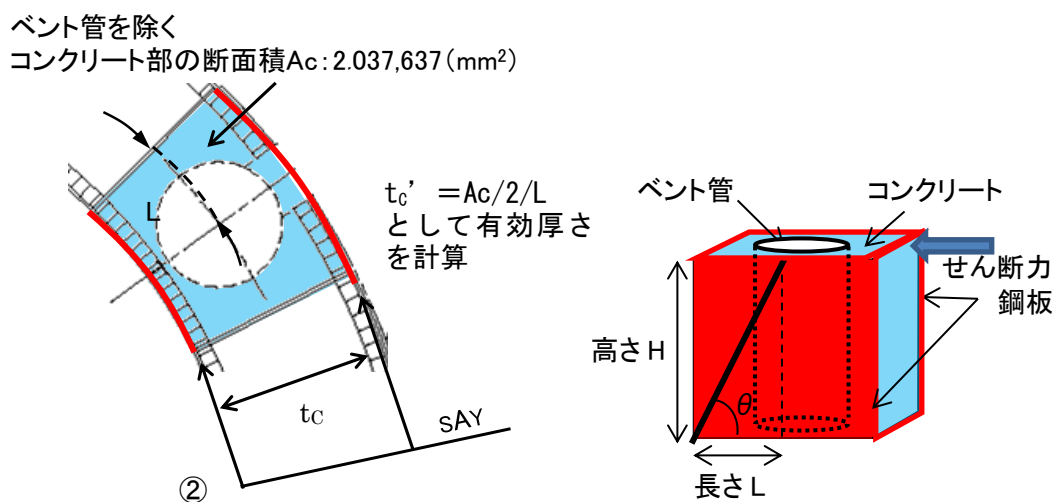
$$C1 = L \cdot \cos\theta \left(\frac{\cos\theta}{s_{Ax}} - \frac{\sin\theta}{s_{Ay}} \nu_s \right) = -0.00073 \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(2)-9)}$$

$$C2 = H \cdot \sin\theta \left(\frac{\sin\theta}{s_{Ay}} - \frac{\cos\theta}{s_{Ax}} \nu_s \right) = 0.09743 \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(2)-10)}$$

$$K_{\beta} = \frac{(\cos\theta)^2}{2 \left[\frac{1 - \nu_c^2}{E_c' \cdot t_c \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot E_s} (C1 + C2) \right]} \cdot H$$
$$= \underline{4.40 \times 10^8 \text{ (N)}} \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(2)-11)}$$

● K_{β} の算出方法 (SC 構造体ユニット②)

コンクリート及び鋼板の材料物性値は、既工認と同様の値を用い、 K_{β} の算出は、実機RPVペDESTALの構造(寸法)に応じた値を用いて行う。(第4(2)-5図、第4(2)-7表、第4(2)-8表)



第4(2)-5図 SC 構造体ユニット② (赤が鋼板, 水色がコンクリート)

第4(2)-7表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

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

第4(2)-8表 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
SC 構造体ユニットの高さ H	11,700 (mm)	第4(2)-5図の高さ H
SC 構造体ユニットの長さ L	966 (mm)	第4(2)-5図の長さ L
コンクリート板厚 t_c	1,640 (mm)	第4(2)-5図の t_c
鋼材の水平断面の断面積 s_{Ay}	57,960 (mm ²)	-
鋼材の鉛直断面の断面積 s_{Ax}	702,000 (mm ²)	-

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

$$\theta = \tan^{-1}(H/L) = 85.3(^{\circ}) \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(2)-12)}$$

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

$$E_c' = 0.7 \times E_c = 17,850 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(2)-13)}$$

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

$$t_c' = A_c/2/L = 1,055 \text{ (mm)} \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(2)-14)}$$

以上より、SC 構造体ユニット②ひとつあたりの K_{β} を求める。

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left(\frac{\cos\theta}{sAx} - \frac{\sin\theta}{sAy} v_s \right) = -0.00040 \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(2)-15)}$$

$$C2 = H \cdot \sin\theta \left(\frac{\sin\theta}{sAy} - \frac{\cos\theta}{sAx} v_s \right) = 0.20010 \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(2)-16)}$$

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

$$\underline{= 4.70 \times 10^7 \text{ (N)}} \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(2)-17)}$$

●層全体の K_{β}

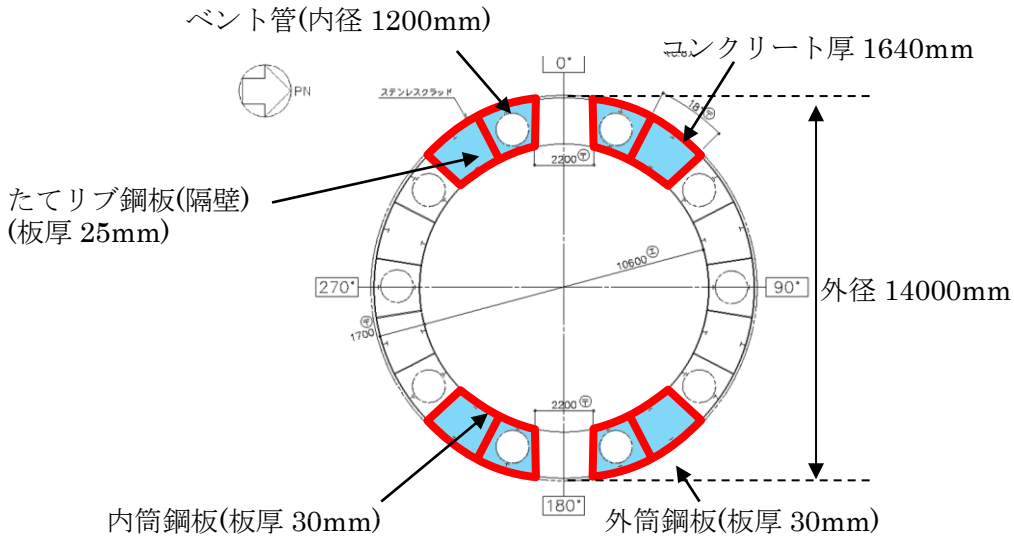
層全体の K_{β} は、 $=$ SC 構造体ユニット①の $K_{\beta} \times 5 +$ SC 構造体ユニット②の $K_{\beta} \times 5$

$$\underline{= 2.44 \times 10^9 \text{ (N)}} \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(2)-18)}$$

● K_a の算出方法

● NS 方向

ベント管及びアクセストンネルによる断面欠損を考慮し算出する。(第 4(2)-6 図)



第 4(2)-6 図 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面
(赤：鋼板， 水色：コンクリート)

● 計算過程

鋼板の材料物性値及び各部材断面のせん断断面積は、既工認と同様の値を用いる。(第 4(2)-9 表，第 4(2)-10 表)

第 4(2)-9 表 鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示 501 号
鋼板のせん断弾性係数 G_s	73,900 (N/mm ²)	式 2(2)-2
鋼板の降伏点強度 σ_y	426 (N/mm ²)	鋼構造設計規準，JIS G 3115

第 4(2)-10 表 鋼板のせん断断面積

項目	値	対象箇所
鋼板のせん断断面積 A_s	1.099×10^6 (mm ²)	第 4(2)-6 図の赤線部分

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

$$K_\alpha = A_s \cdot G_s = 81.2 \times 10^9 \text{ (N)} \quad \dots \dots \text{ (式 4(2)-19)}$$

以上より、式 4(2)-18 で求めた、ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性 K_β を用いて、第 2 折点のせん断力 Q_2 及びせん断変形角 γ_2 を算出する。

$$K_\alpha = 81.2 \times 10^9 \text{ (N)}$$

$$K_\beta = 2.44 \times 10^9 \text{ (N)}$$

・第 2 折点のせん断力 Q_2

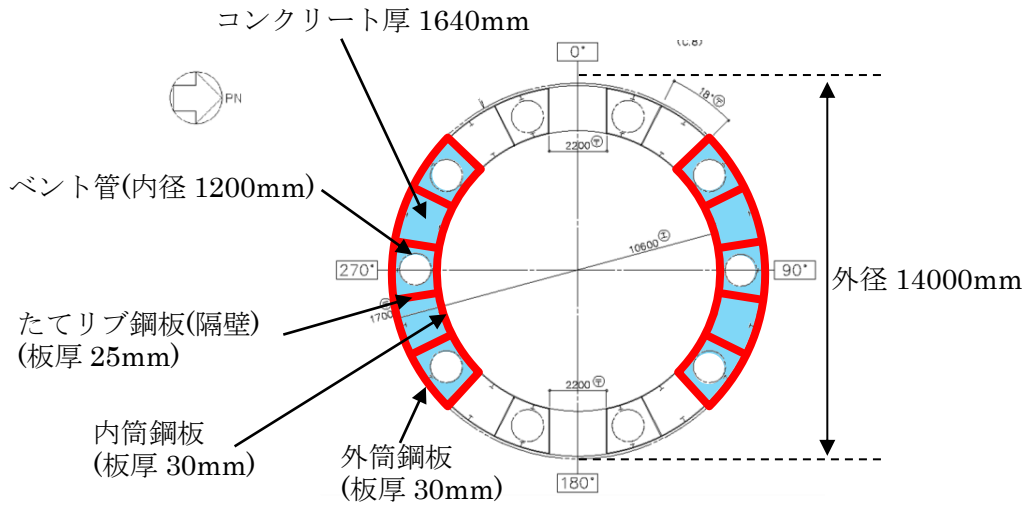
$$Q_2 = \frac{K_\alpha + K_\beta}{\sqrt{3K_\alpha^2 + K_\beta^2}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$$
$$\underline{= 2.78 \times 10^5 \text{ (kN)}} \quad \dots \dots \text{ (式 4(2)-20)}$$

・第 2 折点のせん断変形角 γ_2

$$\gamma_2 = \frac{Q_2}{K_\alpha + K_\beta}$$
$$\underline{= 3.32 \times 10^{-3} \text{ (rad)}} \quad \dots \dots \text{ (式 4(2)-21)}$$

●EW 方向

ベント管による断面欠損を考慮し算出する。(第 4(2)-7 図)



第 4(2)-7 図 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面
(赤：鋼板, 水色：コンクリート)

●計算過程

鋼板の材料物性値及び各部材断面のせん断断面積は、既工認と同様の値を用いる。(第 4(2)-11 表, 第 4(2)-12 表)

第 4(2)-11 表 鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示 501 号
鋼板のせん断弾性係数 G_s	73,900 (N/mm ²)	式 2(2)-2
鋼板の降伏点強度 σ_y	426 (N/mm ²)	鋼構造設計規準, JIS G 3115

第 4(2)-12 表 鋼板のせん断断面積

項目	値	対象箇所
鋼板のせん断断面積 A_s	1.364×10^6 (mm ²)	第 4(2)-7 図の赤線部分

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

$$K_\alpha = A_s \cdot G_s = 101 \times 10^9 \text{ (N)} \quad \dots \dots \text{ (式 4(2)-22)}$$

以上より，式 4(2)-18 で求めた，ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性 K_β を用いて，第 2 折点のせん断力 Q_2 及びせん断変形角 γ_2 を算出する。

$$K_\alpha = 101 \times 10^9 \text{ (N)}$$

$$K_\beta = 2.44 \times 10^9 \text{ (N)}$$

・第 2 折点のせん断力 Q_2

$$Q_2 = \frac{K_\alpha + K_\beta}{\sqrt{3K_\alpha^2 + K_\beta^2}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$$
$$\underline{= 3.44 \times 10^5 \text{ (kN)}} \quad \dots \dots \text{ (式 4(2)-23)}$$

・第 2 折点のせん断変形角 γ_2

$$\gamma_2 = \frac{Q_2}{K_\alpha + K_\beta}$$
$$\underline{= 3.33 \times 10^{-3} \text{ (rad)}} \quad \dots \dots \text{ (式 4(2)-24)}$$

5. 上部ペDESTALの計算過程

(1) 曲げのスケルトンカーブ導出過程

a. RPV ペDESTALの構造特性を踏まえた評価式

(第1折点)

- $M_1 = Z_e \cdot (0.5f_t^{*1} + \sigma_v)$
- ϕ_1 は初期剛性と M_1 の交点 ($\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$)

注) *1: 水平鋼板がコンクリートを分断するように設置されるが、水平鋼板面積のうち約 1/2 はコンクリート打設孔による開口があり、コンクリートが連続していることから、コンクリートの曲げ引張強度 f_t に 0.5 を乗じる。

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

$D/2$: 中心から最外縁までの距離 (D は最外直径)

σ_v : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 (N/mm^2)

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

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

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

ペDESTALコンクリートの設計基準強度 = 29.4 (N/mm^2)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)

E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm^2)

I_e : 鋼板を考慮したコンクリートの断面二次モーメント (mm^4)

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

第1折点は、ペDESTAL円筒の曲げ引張側のコンクリート部にひび割れが生じる点の M 及び ϕ を表している。

(第2折点)

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

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

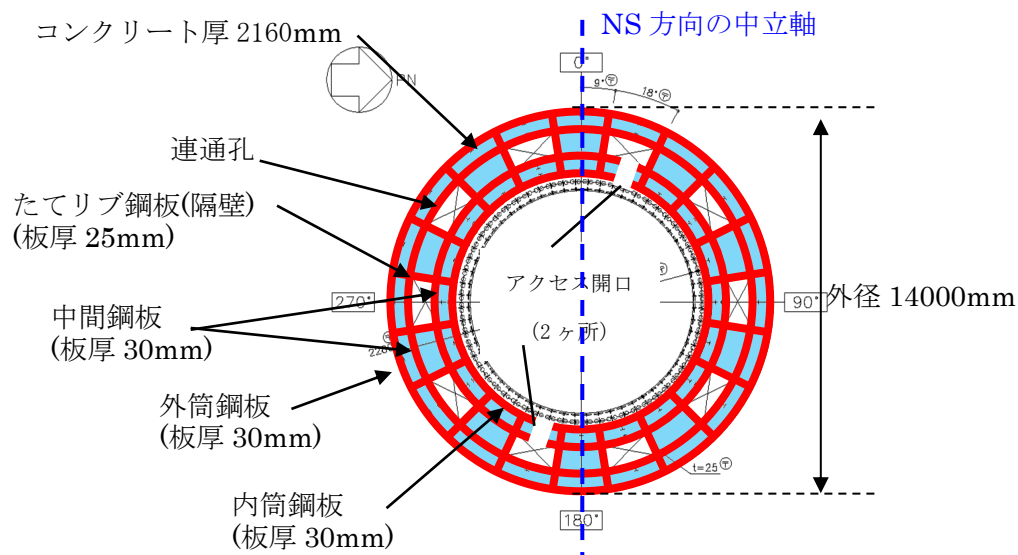
ϕ_y : 鋼板降伏時曲率 ($1/\text{mm}$)

b. 具体的計算過程

(第1折点)

●NS 方向

連通孔及びアクセス開口による断面欠損を考慮し算出する。(第5(1)-1 図)



第5(1)-1 図 断面二次モーメント及び断面積の算出に考慮する各部材断面
(赤：鋼板, 水色：コンクリート)

●計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値, 各部材断面の断面二次モーメント及び断面積は, 既工認と同様の値を用いる。(第5(1)-1 表, 第5(1)-2 表)

第5(1)-1 表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのヤング係数 E_c	25,500 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(1)-1)
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示 501 号

第5(1)-2 表 各部材断面の断面二次モーメント及び断面積

項目	値	対象箇所
コンクリート部の断面二次モーメント I_c	8.35811×10^{14} (mm ⁴)	第5(1)-1 図の水色部分
各鋼板の断面二次モーメントの和 I_s	7.5003×10^{13} (mm ⁴)	第5(1)-1 図の赤線部分
コンクリート部の断面積 $A_{n,c}$	5.0397×10^7 (mm ²)	第5(1)-1 図の水色部分
各鋼板の断面積の和 $A_{n,s}$	4.392×10^6 (mm ²)	第5(1)-1 図の赤線部分

各部材断面の断面二次モーメント（第5(1)-2表）を用いて、鋼板を考慮したコンクリートの断面二次モーメント I_e を求める。

$$I_e = I_s \times (E_s / E_c) + I_c = 5.64728 \times 10^{14} + 8.35811 \times 10^{14} \\ = 1.40054 \times 10^{15} (\text{mm}^4) \quad \dots \dots \dots \text{(式5(1)-1)}$$

中心から最外縁までの距離 $D/2 = 7,000\text{mm}$ (D は最外直径)を用いて、鋼板を考慮したコンクリートの断面係数 Z_e を求める。

$$Z_e = I_e / (D/2) = 2.00077 \times 10^{11} (\text{mm}^3) \quad \dots \dots \dots \text{(式5(1)-2)}$$

ペDESTAL及びペDESTALが支持する機器の死荷重によるペDESTAL鉛直方向の軸力 N ($= 3.53 \times 10^7 (\text{N})$)を用いて、鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 σ_v を求める。

$$\sigma_v = N / (A_{n,s} \times (E_s / E_c) + A_{n,c}) = 0.42 (\text{N/mm}^2) \quad \dots \dots \dots \text{(式5(1)-3)}$$

以上より、第1折点の曲げモーメント M_1 及び曲率 ϕ_1 を算出する。

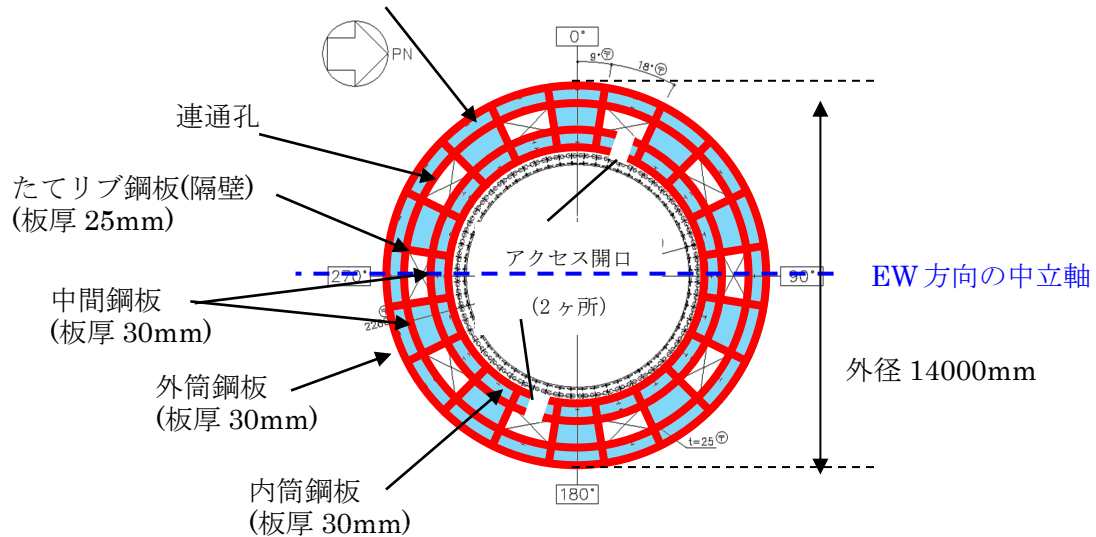
$$M_1 = Z_e \cdot (0.5f_t + \sigma_v) = \underline{2.90 \times 10^5 (\text{kN} \cdot \text{m})} \quad \dots \dots \dots \text{(式5(1)-4)}$$

$$\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e) = \underline{8.12 \times 10^{-6} (1/\text{m})} \quad \dots \dots \dots \text{(式5(1)-5)}$$

●EW 方向

連通孔及びアクセス開口による断面欠損を考慮し算出する。(第 5(1)-2 図)

コンクリート厚 2160mm



第 5(1)-2 図 断面二次モーメント及び断面積の算出に考慮する各部材断面

(赤：鋼板, 水色：コンクリート)

●計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値, 各部材断面の断面二次モーメント及び断面積は, 既工認と同様の値を用いる。(第 5(1)-3 表, 第 5(1)-4 表)

第 5(1)-3 表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのヤング係数 E_c	25,500 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(1)-1)
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示 501 号

第 5(1)-4 表 各部材断面の断面二次モーメント及び断面積

項目	値	対象箇所
コンクリート部の断面二次モーメント I_c	8.33523×10^{14} (mm ⁴)	第 5(1)-2 図の水色部分
各鋼板の断面二次モーメントの和 I_s	7.4655×10^{13} (mm ⁴)	第 5(1)-2 図の赤線部分
コンクリート部の断面積 $A_{n,c}$	5.0397×10^7 (mm ²)	第 5(1)-2 図の水色部分
各鋼板の断面積の和 $A_{n,s}$	4.392×10^6 (mm ²)	第 5(1)-2 図の赤線部分

各部材断面の断面二次モーメント（第5(1)-4表）を用いて、鋼板を考慮したコンクリートの断面二次モーメント I_e を求める。

$$I_e = I_s \times (E_s / E_c) + I_c = 5.62108 \times 10^{14} + 8.33523 \times 10^{14} \\ = 1.39563 \times 10^{15} (\text{mm}^4) \quad \dots \dots \text{(式 5(1)-6)}$$

中心から最外縁までの距離 $D/2 = 7,000\text{mm}$ (D は最外直径)を用いて、鋼板を考慮したコンクリートの断面係数 Z_e を求める。

$$Z_e = I_e / (D/2) = 1.99376 \times 10^{11} (\text{mm}^3) \quad \dots \dots \text{(式 5(1)-7)}$$

ペDESTAL及びペDESTALが支持する機器の死荷重によるペDESTAL鉛直方向の軸力 N ($=3.53 \times 10^7 (\text{N})$)を用いて、鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 σ_v を求める。

$$\sigma_v = N / (A_{n,s} \times (E_s / E_c) + A_{n,c}) = 0.42 (\text{N/mm}^2) \quad \dots \dots \text{(式 5(1)-8)}$$

以上より、第1折点の曲げモーメント M_1 及び曲率 ϕ_1 を算出する。

$$M_1 = Z_e \cdot (0.5f_t + \sigma_v) = \underline{2.89 \times 10^5 (\text{kN} \cdot \text{m})} \quad \dots \dots \text{(式 5(1)-9)}$$

$$\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e) = \underline{8.12 \times 10^{-6} (1/\text{m})} \quad \dots \dots \text{(式 5(1)-10)}$$

(第2折点)

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

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

●モデル化方法

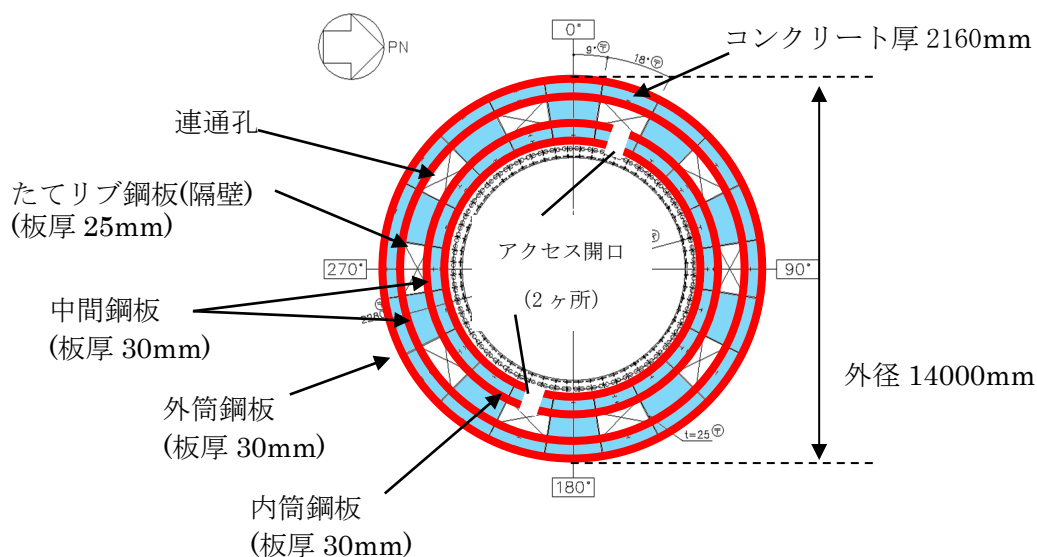
RPV ペデスタルの断面をファイバーモデルとしてモデル化する際は、連通路及びアクセス開口によるコンクリート及び鋼板の断面欠損を考慮した等価板厚を用いる。(第 5(1)-3~5 図参照)

本計算に用いるコンクリートの応力度 σ とひずみ ε の関係は、パラボラ型の応力ひずみ曲線を採用し、CEB-FIP⁽¹⁾モデルに基づき設定し、圧縮強度到達以降はフラットとする。なお、引張側の強度は無視する。

また、鋼板の応力ひずみ関係は、完全弾塑性（バイリニア）を採用する。

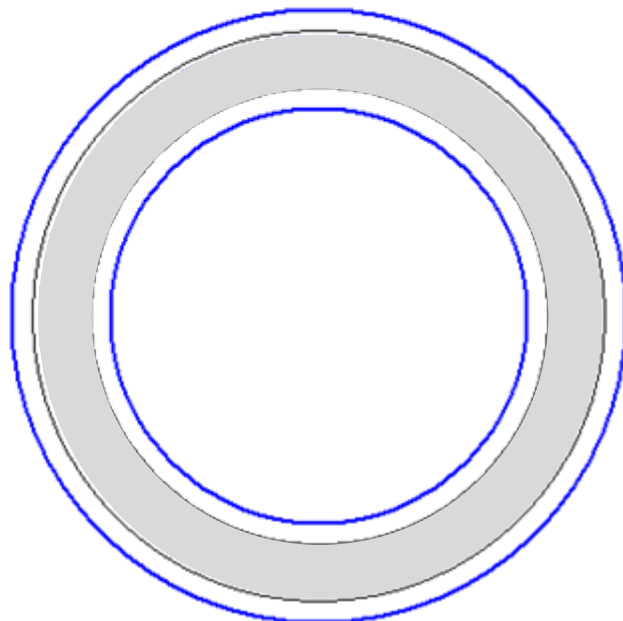
●第2折点のモーメント M_2 及び曲率 ϕ_2 の算出方法

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



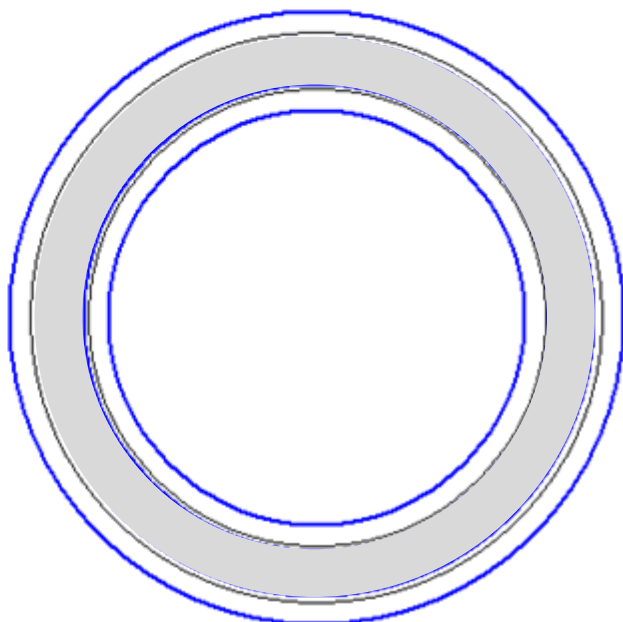
第 5(1)-3 図 ファイバーモデルに考慮する各部材断面
(赤：鋼板， 水色：コンクリート)

●NS 方向



第 5(1)-4 図 ファイバーモデル構造図(黒線の間がコンクリート，青線が鋼板)
【NS 方向】

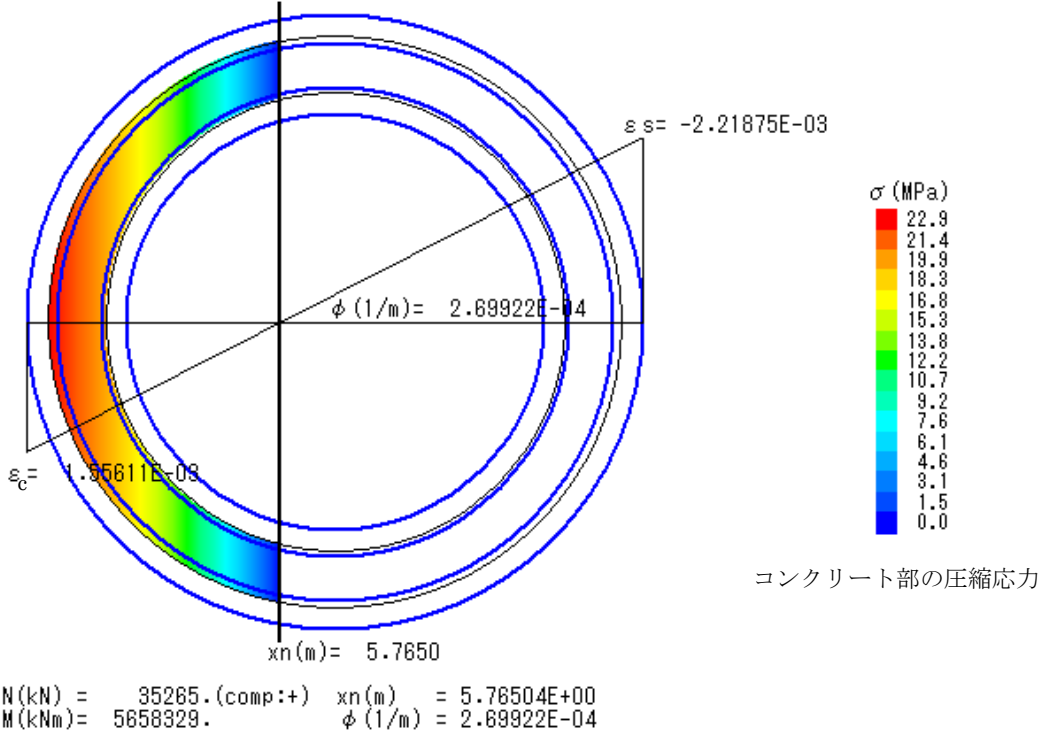
●EW 方向



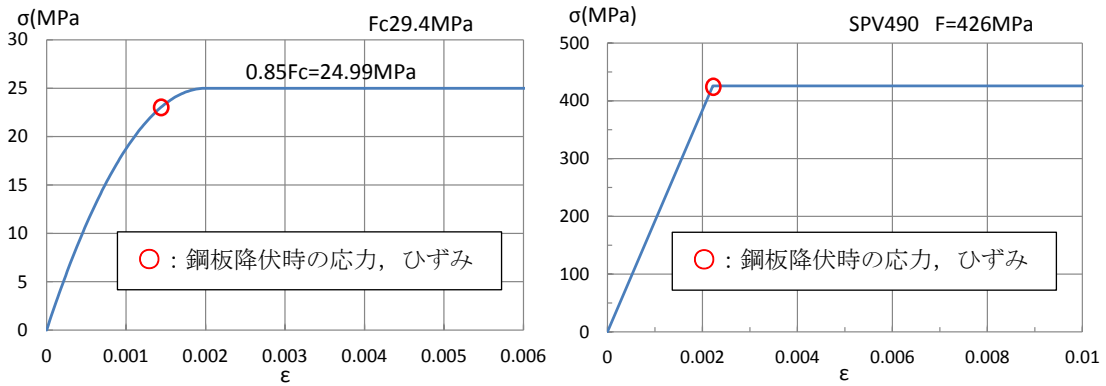
第 5(1)-5 図 ファイバーモデル構造図(黒線の間がコンクリート，青線が鋼板)
【EW 方向】

●NS 方向

N : 軸力	ϕ : 曲率
M : モーメント	ϵ_c : 圧縮側最大ひずみ
x_n : 中立軸の位置 (モデル左端からの距離)	ϵ_s : 鋼板の圧縮ひずみ



第 5(1)-6 図 ファイバーモデルによる解析結果 【NS 方向】



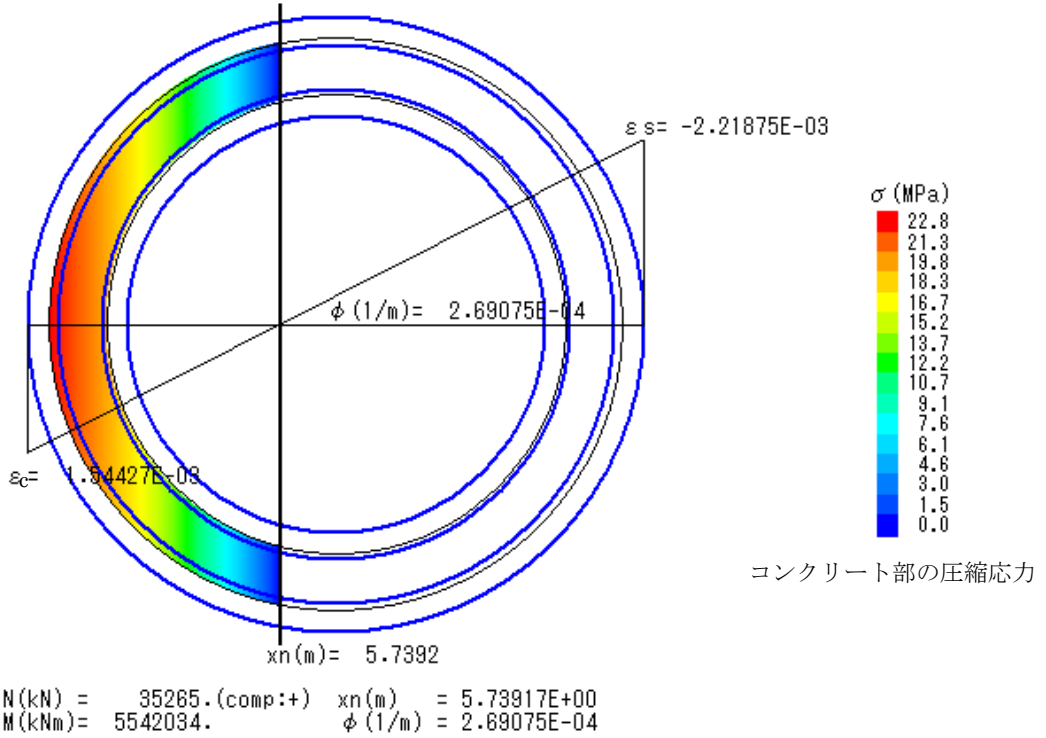
第 5(1)-7 図 コンクリート及び鋼板の応力ひずみ関係 【NS 方向】

- 第 2 折点の曲げモーメント $M_2 = 5.66 \times 10^6$ (kN・m)
- 第 2 折点の曲率 $\phi_2 = 2.70 \times 10^{-4}$ (1/m)

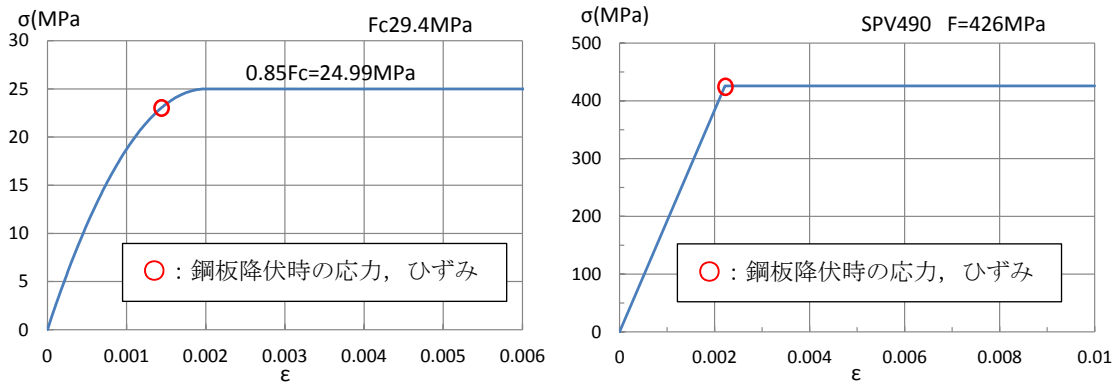
●EW 方向

N : 軸力
 M : モーメント
 xn : 中立軸の位置
 (モデル左端からの距離)

φ : 曲率
 ε_c : 圧縮側最大ひずみ
 ε_s : 鋼板の圧縮ひずみ



第 5(1)-8 図 ファイバーモデルによる解析結果 【EW 方向】



(a) コンクリート

(b) 鋼板

第 5(1)-9 図 コンクリート及び鋼板の応力ひずみ関係 【EW 方向】

- 第 2 折点の曲げモーメント $M_2 = 5.54 \times 10^6$ (kN・m)
- 第 2 折点の曲率 $\phi_2 = 2.69 \times 10^{-4}$ (1/m)

(2) せん断のスケルトンカーブ導出過程

a. 評価式

(第1折点)

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

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

注) 上部ペDESTALはベント管の開口もなく、コンクリートは4面を鋼板で囲まれた閉鎖断面のために、せん断ひび割れ強度 τ_{cr} はSC規程に従う。

A_c : コンクリートのせん断断面積 (mm^2)

A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm^2)

G_c : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm^2)

G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm^2)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)

E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm^2)

τ_{cr} : コンクリートのせん断ひび割れ強度 (N/mm^2)

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

ペDESTALコンクリートの設計基準強度 = 29.4 (N/mm^2)

σ_v : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 (N/mm^2)

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

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

(第2折点)

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

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

ただし, $K_\alpha = A_s \cdot G_s$

A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm²)

G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm²)

K_α : 鋼板のせん断剛性

K_β : ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性

σ_y : 鋼板の降伏点強度 (N/mm²)

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

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

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

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

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

ここで、

Q_c : コンクリートの受け持つせん断力 (N)

δ : 水平変位 (mm)

γ : せん断ひずみ度

E_c' : コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数で、コンクリートのヤング係数に 0.7 を乗じた値を用いる。 (N/mm²)

E_s : 鋼材のヤング係数 (N/mm²)

t_c : コンクリート板厚 (mm)

ν_c : コンクリートのポアソン比

ν_s : 鋼材のポアソン比

L : 隔壁の間隔 (mm)

H : 隔壁の高さ (mm)

sAy : 鋼材の水平断面の断面積 (mm²)

sAx : 鋼材の鉛直断面の断面積 (mm²)

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

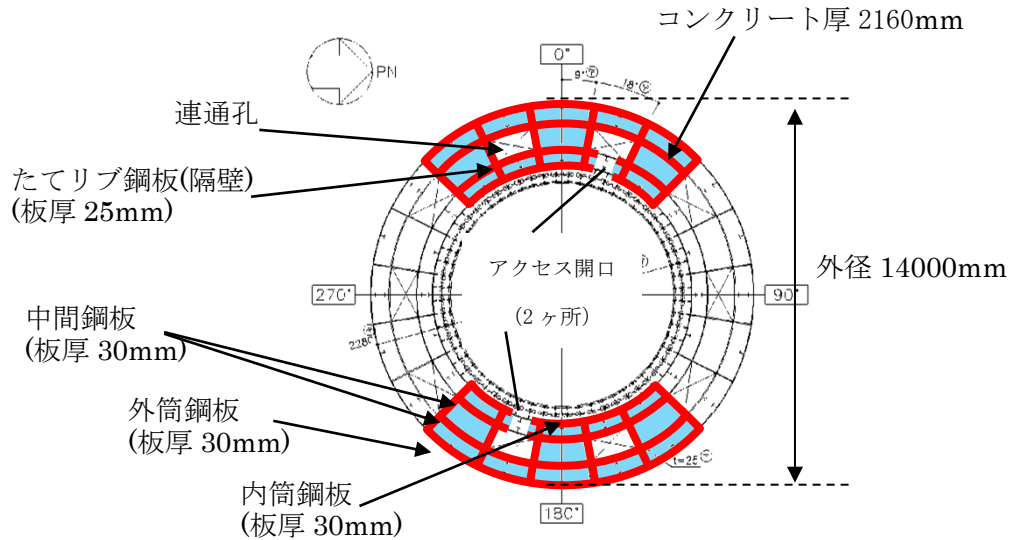
($\theta = 45^\circ$ とした場合の評価式が SC 規程に例示されている。)

b. 具体的計算過程

(第1折点)

●NS 方向

連通孔及びアクセス開口による断面欠損を考慮し算出する。(第5(2)-1 図)



第5(2)-1 図 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面

(赤：鋼板, 水色：コンクリート)

●計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値, 各部材断面のせん断断面積は, 既工認と同様の値を用いる。(第5(2)-1 表, 第5(2)-2 表)

第5(2)-1 表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

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

第5(2)-2表 各部材断面のせん断断面積

項目	値	対象箇所
コンクリートのせん断断面積 A_c	$2.5122 \times 10^7 \text{ (mm}^2\text{)}$	第5(2)-1図の水色部分
鋼板のせん断断面積 A_s	$2.186 \times 10^6 \text{ (mm}^2\text{)}$	第5(2)-1図の赤線部分

鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 σ_v は、曲げのスケルトンカーブ算出に用いた値と同一であり、 $\sigma_v = 0.42 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ となる。

コンクリートの圧縮強度 σ_B (第5(2)-1表) と σ_v を用いて、コンクリートのせん断ひび割れ強度 τ_{cr} を求める。

$$\tau_{cr} = \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)} = 1.88 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \dots \text{(式5(2)-1)}$$

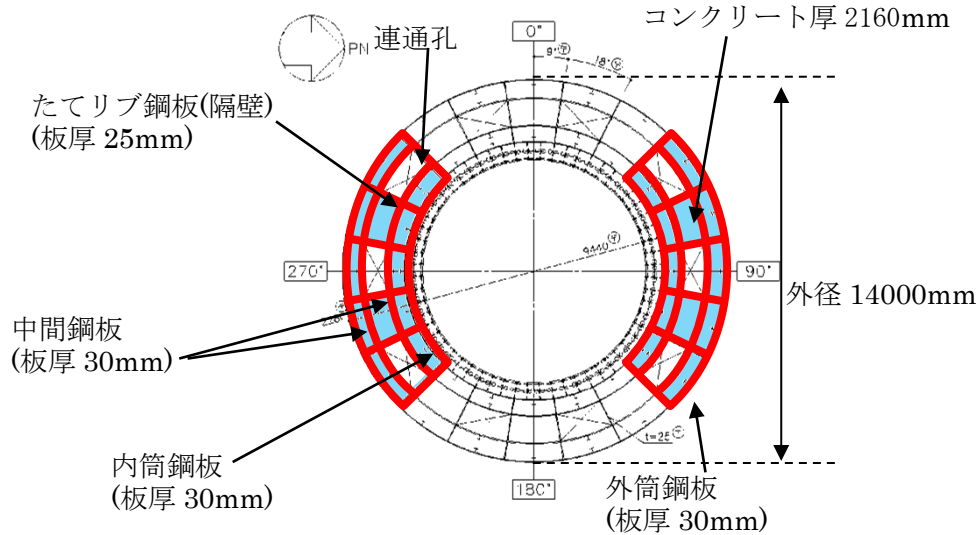
以上より、第1折点のせん断力 Q_1 及びせん断変形角 γ_1 を算出する。

$$Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr} = \underline{7.51 \times 10^4 \text{ (kN)}} \quad \dots \dots \text{(式5(2)-2)}$$

$$\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c = \underline{1.72 \times 10^{-4} \text{ (rad)}} \quad \dots \dots \text{(式5(2)-3)}$$

●EW 方向

連通孔の開口欠損を考慮し算出する。(第 5(2)-2 図)



第 5(2)-2 図 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面
(赤：鋼板， 水色：コンクリート)

●計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値，各部材断面のせん断断面積は，既工認と同様の値を用いる。(第 5(2)-3 表，第 5(2)-4 表)

第 5(2)-3 表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

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

第 5(2)-4 表 各部材断面のせん断断面積

項目	値	対象箇所
コンクリートのせん断断面積 A_c	2.5275×10^7 (mm ²)	第 5(2)-2 図の水色部分
鋼板のせん断断面積 A_s	2.206×10^6 (mm ²)	第 5(2)-2 図の赤線部分

鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 σ_v は、曲げのスケルトンカーブ算出に用いた値と同一であり、 $\sigma_v = 0.42$ (N/mm²) となる。

コンクリートの圧縮強度 σ_B (第 5(2)-3 表) と σ_v を用いて、コンクリートのせん断ひび割れ強度 τ_{cr} を求める。

$$\tau_{cr} = \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)} = 1.88 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \dots \text{(式 5(2)-4)}$$

以上より、第 1 折点のせん断力 Q_1 及びせん断変形角 γ_1 を算出する。

$$Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr} = \underline{7.56 \times 10^4 \text{ (kN)}} \quad \dots \dots \text{(式 5(2)-5)}$$

$$\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c = \underline{1.72 \times 10^{-4} \text{ (rad)}} \quad \dots \dots \text{(式 5(2)-6)}$$

(第2折点)

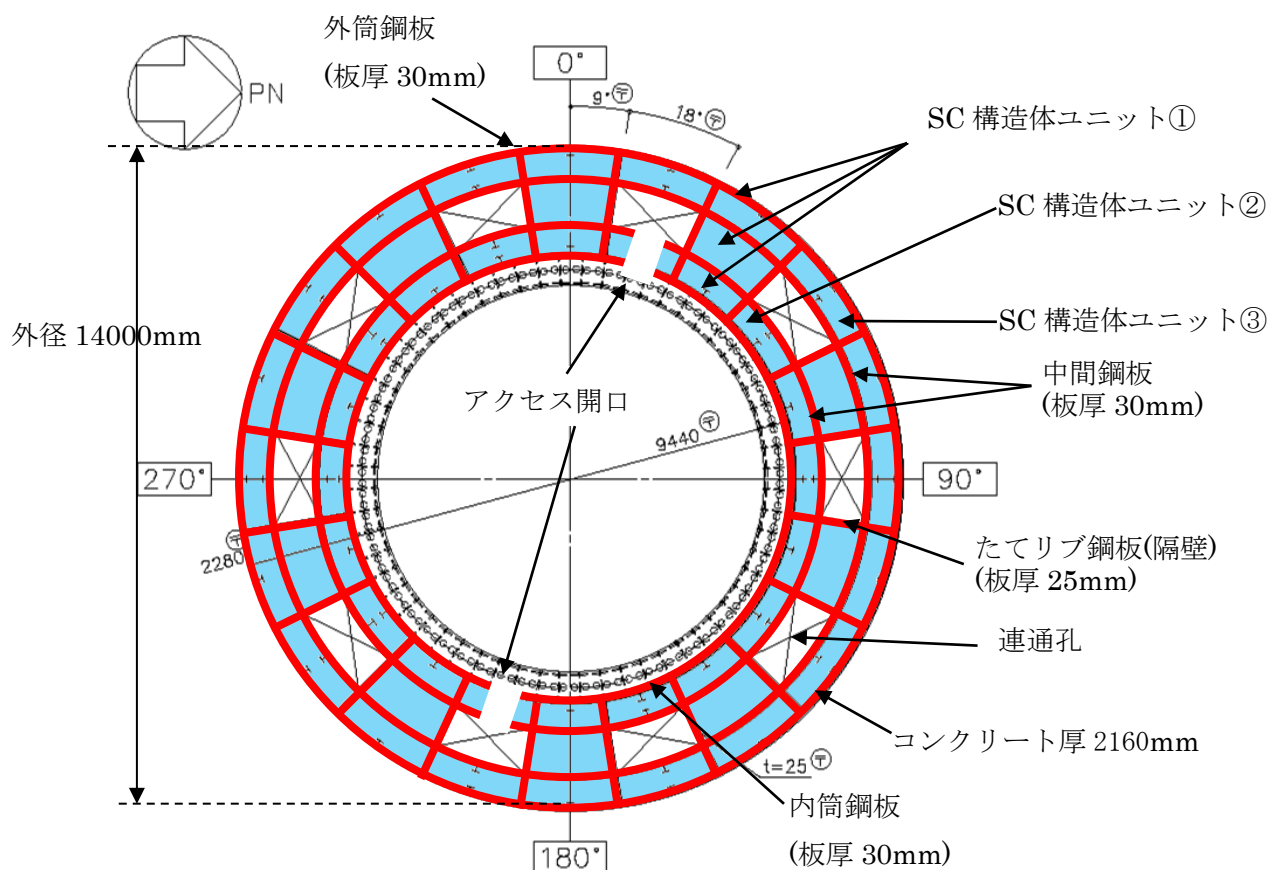
コンクリートひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性 K_β を算出する際は、試験体を用いて妥当性を確認した手法と同様に、断面全体のうち半分がせん断力に対して有効な領域とし、SC構造体ユニット①、②、③それぞれについて、全10箇所の半分に相当する5箇所分の剛性を評価する。

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

具体的には、次に示す手順で層全体の K_β を求める。

- ・SC構造体ユニット①、SC構造体ユニット②、SC構造体ユニット③それぞれの K_β を求める。
- ・層全体の K_β を求める。

(層全体の $K_\beta = \text{SC構造体ユニット①の} K_\beta \times 5 + \text{SC構造体ユニット②の} K_\beta \times 5 + \text{SC構造体ユニット③の} K_\beta \times 5$)

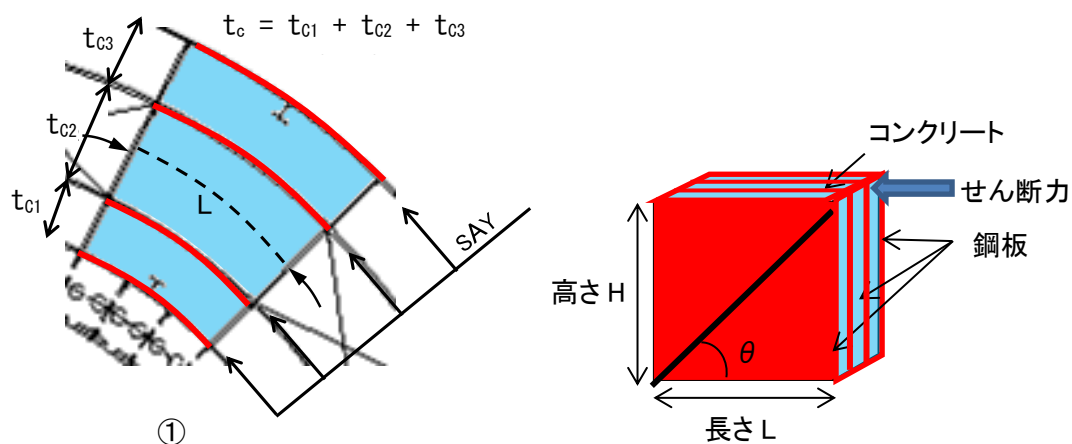


第5(2)-3図 SC構造体ユニット (赤：鋼板， 水色：コンクリート)

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

● K_β の算出方法 (SC 構造体ユニット①)

コンクリート及び鋼板の材料物性値は、既工認と同様の値を用い、 K_β の算出は、実機RPVペDESTALの構造(寸法)に応じた値を用いて行う。(第5(2)-4図、第5(2)-5表、第5(2)-6表)



第5(2)-4図 SC 構造体ユニット① (赤：鋼板， 水色：コンクリート)

第5(2)-5表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

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

第5(2)-6表 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
SC 構造体ユニットの高さ H	2,900 (mm)	第5(2)-4図の高さ H
SC 構造体ユニットの長さ L	1,841 (mm)	第5(2)-4図の長さ L
コンクリート板厚 t_c	2,160 (mm)	第5(2)-4図の t_c
鋼材の水平断面の断面積 s_{Ay}	220,920 (mm ²)	-
鋼材の鉛直断面の断面積 s_{Ax}	348,000 (mm ²)	-

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

$$\theta = \tan^{-1}(H/L) = 57.6(^{\circ}) \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-7)}$$

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

$$E_c' = 0.7 \times E_s = 17,850 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-8)}$$

以上より、SC 構造体ユニット①ひとつあたりの K_{β} を求める。

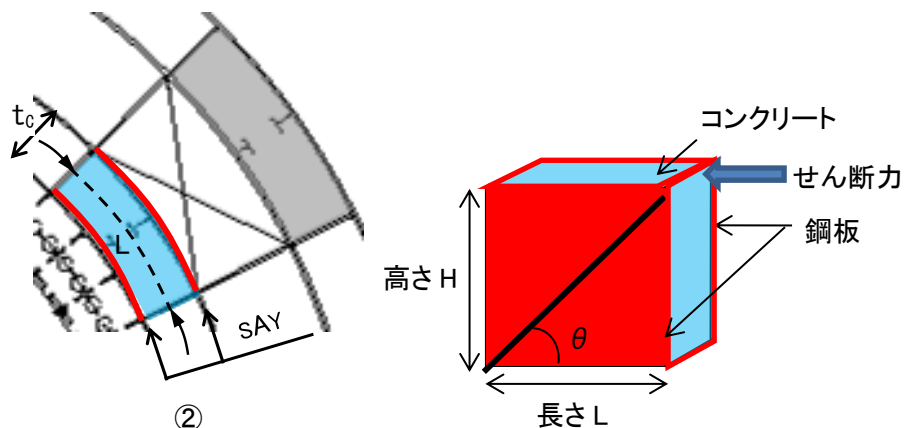
$$C1 = L \cdot \cos\theta \left(\frac{\cos\theta}{s_{Ax}} - \frac{\sin\theta}{s_{Ay}} \nu_s \right) = 0.00039 \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-9)}$$

$$C2 = H \cdot \sin\theta \left(\frac{\sin\theta}{s_{Ay}} - \frac{\cos\theta}{s_{Ax}} \nu_s \right) = 0.00823 \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-10)}$$

$$K_{\beta} = \frac{(\cos\theta)^2}{2 \left[\frac{1 - \nu_c^2}{E_c' \cdot t_c \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot E_s} (C1 + C2) \right]} \cdot H$$
$$\underline{= 8.27 \times 10^9 \text{ (N)}} \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-11)}$$

● K_β の算出方法 (SC 構造体ユニット②)

コンクリート及び鋼板の材料物性値は、既工認と同様の値を用い、 K_β の算出は、実機 RPV ペDESTALの構造 (寸法) に応じた値を用いて行う。(第 5(2)-5 図, 第 5(2)-7 表, 第 5(2)-8 表)



第 5(2)-5 図 SC 構造体ユニット② (赤：鋼板, 水色：コンクリート)

第 5(2)-7 表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

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

第 5(2)-8 表 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
SC 構造体ユニットの高さ H	2,900 (mm)	第 5(2)-5 図の高さ H
SC 構造体ユニットの長さ L	1,569 (mm)	第 5(2)-5 図の長さ L
コンクリート板厚 t_c	550 (mm)	第 5(2)-5 図の t_c
鋼材の水平断面の断面積 s_{Ay}	94,140 (mm ²)	-
鋼材の鉛直断面の断面積 s_{Ax}	174,000 (mm ²)	-

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

$$\theta = \tan^{-1}(H/L) = 61.6(^{\circ}) \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-12)}$$

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

$$E_c' = 0.7 \times E_c = 17,850 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-13)}$$

以上より、SC 構造体ユニット②ひとつあたりの K_{β} を求める。

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left(\frac{\cos\theta}{sAx} - \frac{\sin\theta}{sAy} v_S \right) = -0.00005 \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-14)}$$

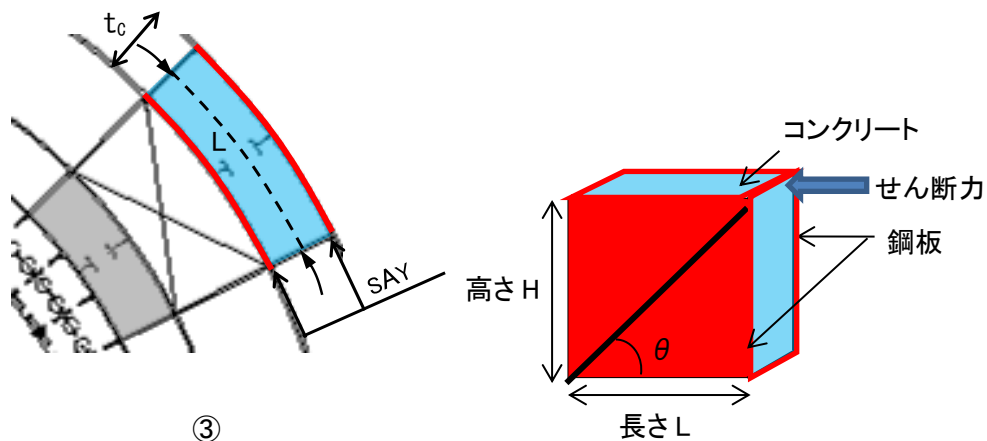
$$C2 = H \cdot \sin\theta \left(\frac{\sin\theta}{sAy} - \frac{\cos\theta}{sAx} v_S \right) = 0.02174 \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-15)}$$

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

$$\underline{= 1.88 \times 10^9 \text{ (N)}} \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-16)}$$

● K_β の算出方法 (SC 構造体ユニット③)

コンクリート及び鋼板の材料物性値は、既工認と同様の値を用い、 K_β の算出は、実機 RPV ペDESTALの構造 (寸法) に応じた値を用いて行う。(第 5(2)-6 図, 第 5(2)-9 表, 第 5(2)-10 表)



第 5(2)-6 図 SC 構造体ユニット③ (赤: 鋼板, 水色: コンクリート)

第 5(2)-9 表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

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

第 5(2)-10 表 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
SC 構造体ユニットの高さ H	2,900 (mm)	第 5(2)-6 図の高さ H
SC 構造体ユニットの長さ L	2,099 (mm)	第 5(2)-6 図の長さ L
コンクリート板厚 t_c	640 (mm)	第 5(2)-6 図の t_c
鋼材の水平断面の断面積 s_{Ay}	125,940 (mm ²)	-
鋼材の鉛直断面の断面積 s_{Ax}	174,000 (mm ²)	-

圧縮ストラット角度 θ は、SC 構造体ユニット③の高さ H 及び長さ L を用いて求める。

$$\theta = \tan^{-1}(H/L) = 54.1(^{\circ}) \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-17)}$$

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

$$E_c' = 0.7 \times E_c = 17,850 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-18)}$$

以上より、SC 構造体ユニット③ひとつあたりの K_{β} を求める。

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left(\frac{\cos\theta}{sAx} - \frac{\sin\theta}{sAy} v_S \right) = 0.00177 \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-19)}$$

$$C2 = H \cdot \sin\theta \left(\frac{\sin\theta}{sAy} - \frac{\cos\theta}{sAx} v_S \right) = 0.01273 \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-20)}$$

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

$$\underline{\underline{= 3.92 \times 10^9 \text{ (N)}}} \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-21)}$$

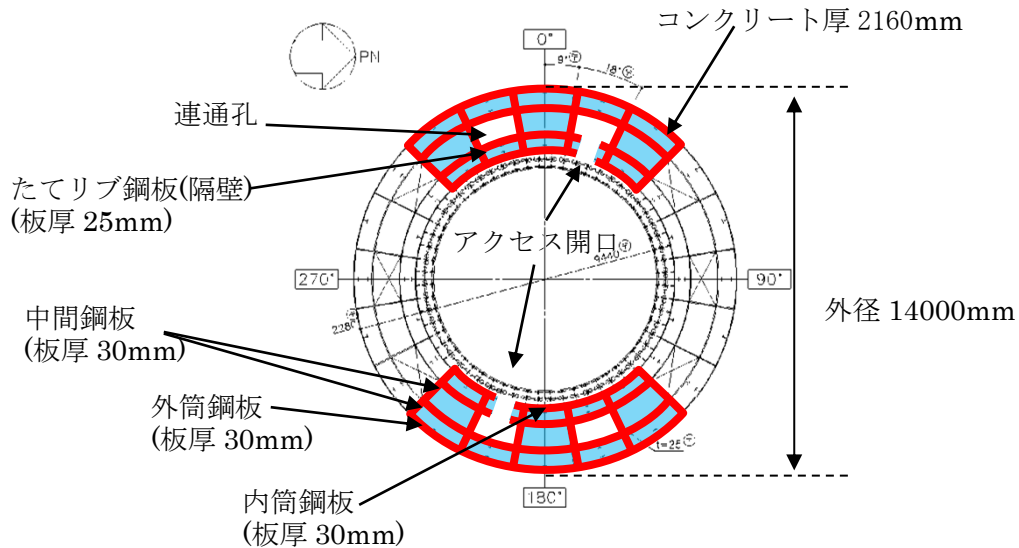
●層全体の K_{β}

$$\begin{aligned} \text{層全体の } K_{\beta} \text{ は、} &= \text{SC 構造体ユニット①の } K_{\beta} \times 5 + \text{SC 構造体ユニット②の } K_{\beta} \times 5 \\ &+ \text{SC 構造体ユニット③の } K_{\beta} \times 5 \\ &\underline{\underline{= 7.04 \times 10^{10} \text{ (N)}}} \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-22)} \end{aligned}$$

● K_α の算出方法

● NS 方向

連通孔及びアクセス開口による断面欠損を考慮し算出する。(第 5(2)-7 図)



第 5(2)-7 図 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面
(赤：鋼板, 水色：コンクリート)

● 計算過程

鋼板の材料物性値及び各部材断面のせん断断面積は、既工認と同様の値を用いる。(第 5(2)-11 表, 第 5(2)-12 表)

第 5(2)-11 表 鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示 501 号
鋼板のせん断弾性係数 G_s	73,900 (N/mm ²)	式 2(2)-2
鋼板の降伏点強度 σ_y	426 (N/mm ²)	鋼構造設計規準, JIS G 3115

第 5(2)-12 表 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
鋼板のせん断断面積 A_s	2.186×10^6 (mm ²)	第 5(2)-7 図の赤線部分

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

$$K_\alpha = A_s \cdot G_s = 16.2 \times 10^{10} \text{ (N)} \quad \dots \dots \text{ (式 5 (2)-23)}$$

以上より，式 5 (2)-22 で求めた，ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性 K_β を用いて，第 2 折点のせん断力 Q_2 及びせん断変形角 γ_2 を算出する。

$$K_\alpha = 16.2 \times 10^{10} \text{ (N)}$$

$$K_\beta = 7.04 \times 10^{10} \text{ (N)}$$

・第 2 折点のせん断力 Q_2

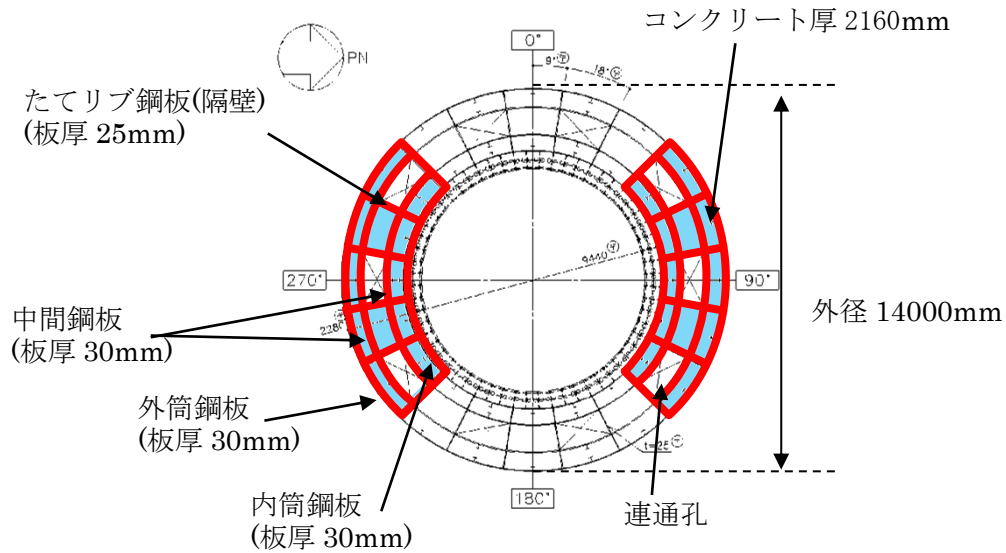
$$Q_2 = \frac{K_\alpha + K_\beta}{\sqrt{3K_\alpha^2 + K_\beta^2}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$$
$$\underline{= 7.48 \times 10^5 \text{ (kN)}} \quad \dots \dots \text{ (式 5 (2)-24)}$$

・第 2 折点のせん断変形角 γ_2

$$\gamma_2 = \frac{Q_2}{K_\alpha + K_\beta}$$
$$\underline{= 3.22 \times 10^{-3} \text{ (rad)}} \quad \dots \dots \text{ (式 5 (2)-25)}$$

●EW 方向

連通孔による断面欠損を考慮し算出する。(第 5(2)-8 図)



第 5(2)-8 図 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面
(赤：鋼板， 水色：コンクリート)

●計算過程

鋼板の材料物性値及び各部材断面のせん断断面積は、既工認と同様の値を用いる。(第 5(2)-13 表， 第 5(2)-14 表)

第 5(2)-13 表 鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示 501 号
鋼板のせん断弾性係数 G_s	73,900 (N/mm ²)	式 2(2)-2
鋼板の降伏点強度 σ_y	426 (N/mm ²)	鋼構造設計規準, JIS G 3115

第 5(2)-14 表 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
鋼板のせん断断面積 A_s	2.206×10^6 (mm ²)	第 5(2)-8 図の赤線部分

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

$$K_\alpha = A_s \cdot G_s = 16.3 \times 10^{10} (\text{N}) \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-26)}$$

以上より、式 5(2)-22 で求めた、ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性 K_β を用いて、第 2 折点のせん断力 Q_2 及びせん断変形角 γ_2 を算出する。

$$K_\alpha = 16.3 \times 10^{10} (\text{N})$$

$$K_\beta = 7.04 \times 10^{10} (\text{N})$$

・第 2 折点のせん断力 Q_2

$$Q_2 = \frac{K_\alpha + K_\beta}{\sqrt{3K_\alpha^2 + K_\beta^2}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$$
$$\underline{= 7.54 \times 10^5 (\text{kN})} \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-27)}$$

・第 2 折点のせん断変形角 γ_2

$$\gamma_2 = \frac{Q_2}{K_\alpha + K_\beta}$$
$$\underline{= 3.23 \times 10^{-3} (\text{rad})} \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-28)}$$

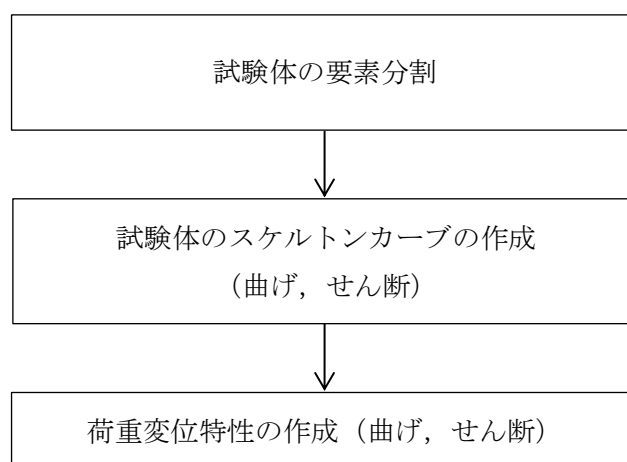
〈参考文献〉

- (1) Comite Euro-International du Beton : CEB-FIP MODEL CODE 1990 (DESIGN CODE),1993
- (2) 松尾 他:鋼板コンクリート耐震壁に関する研究 その3 せん断荷重-変形関係の解析
日本建築学会大会学術講演梗概集 (1992 年)

添付資料-4：SC 規程を参考に作成したスケルトンカーブに基づく
試験体の荷重変位特性の作成方法

1. 概要

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



第 1-1 図 SC 規程を参考にした試験体の荷重変位特性の作成フロー

2. 試験体の構造及びスケルトンカーブの作成

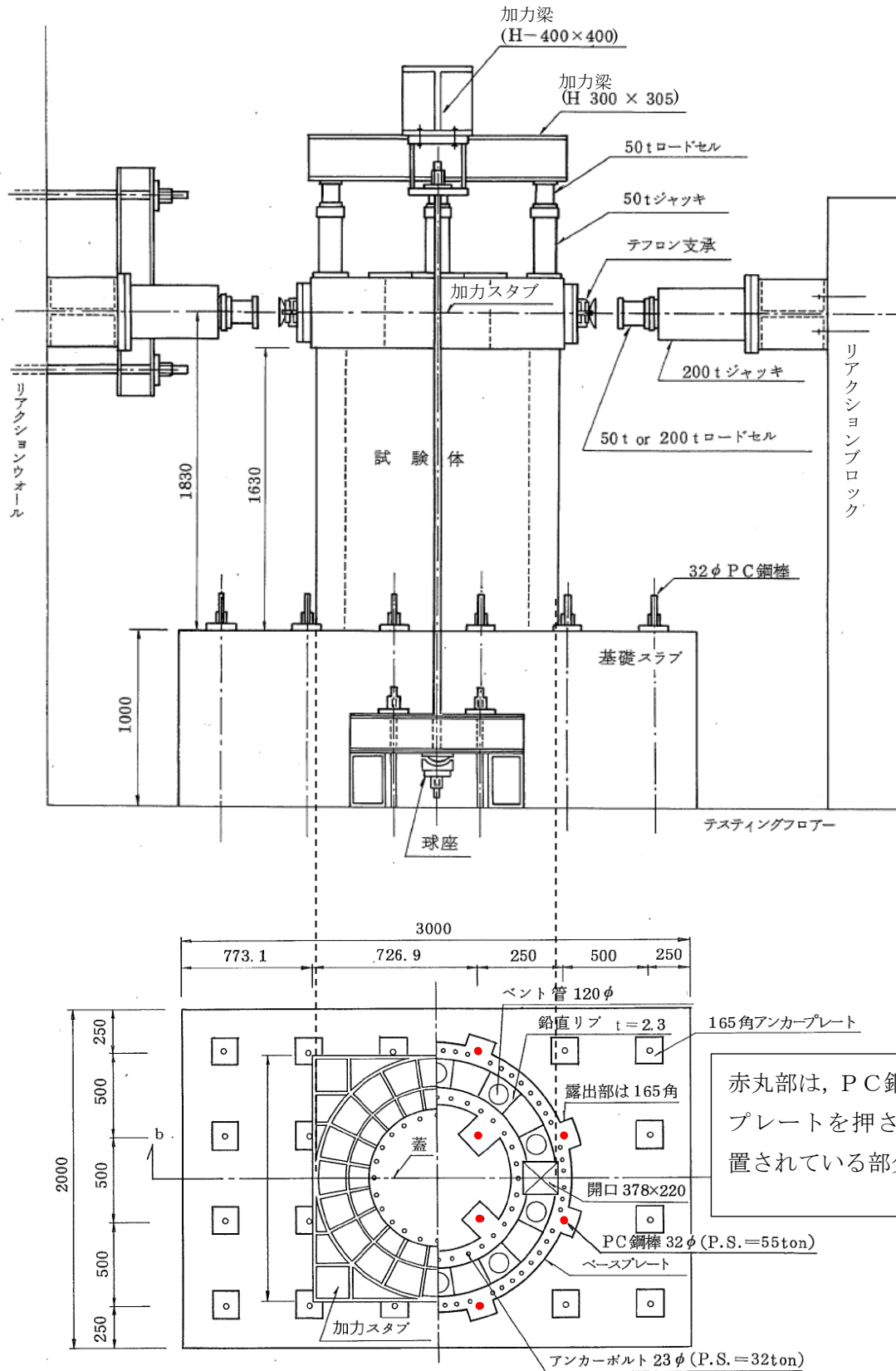
(1) 構造及び要素分割

試験体の構造は、実機 RPV ペDESTALと同様に内外の円筒鋼板とそれらを一体化する
ための放射状のたてリブ鋼板 (隔壁) で構成され、内部にコンクリートを充填している。
RPV ペDESTAL内にはベント管を内蔵している。(第 2-1 図)

試験体は、ほぼ一様断面の構造となっているものの、下部ドライウェルアクセストン
ネルを模擬した開口部を含んでいることから、当該部分については個別に要素分割を行
う。(第 2-2 図)

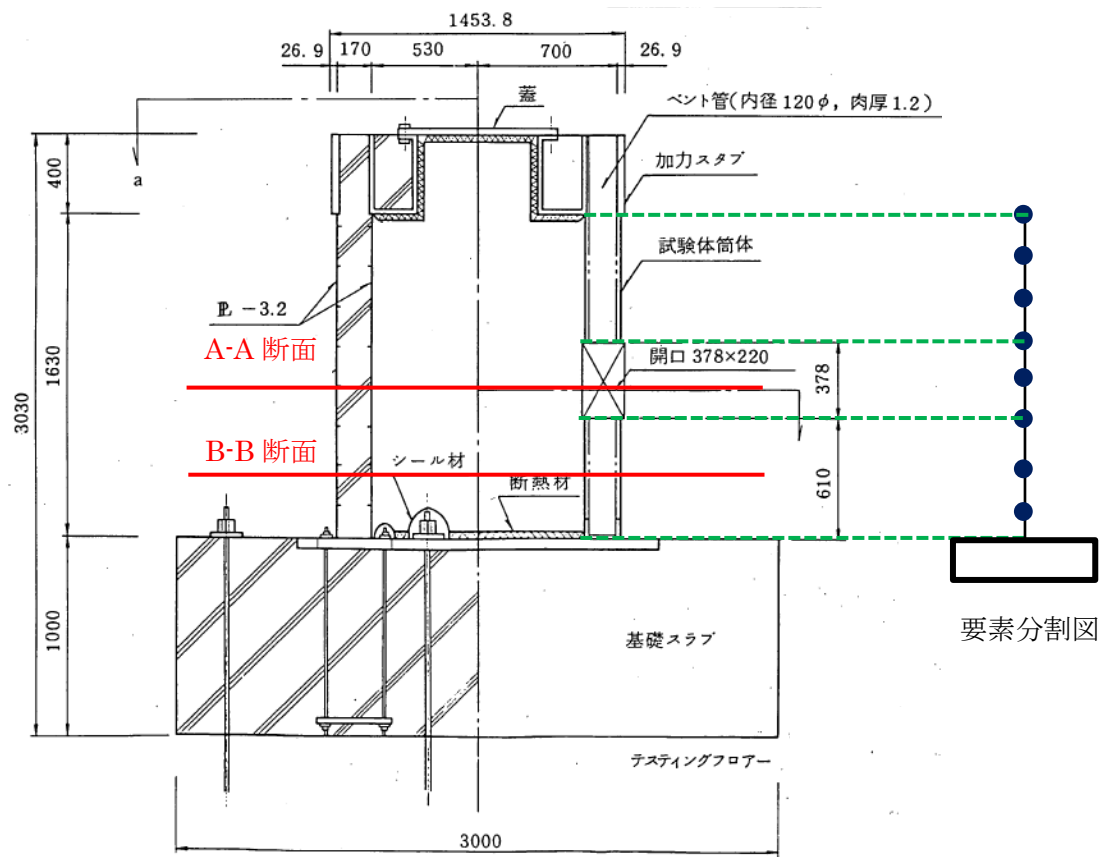
(2) 試験体のスケルトンカーブの作成

試験体は下部ペDESTALと類似の構造であることから、本文 5.3(2)a. 及び 5.3(3)a. 項
の設定方法に基づき曲げ及びせん断のスケルトンカーブを作成する。

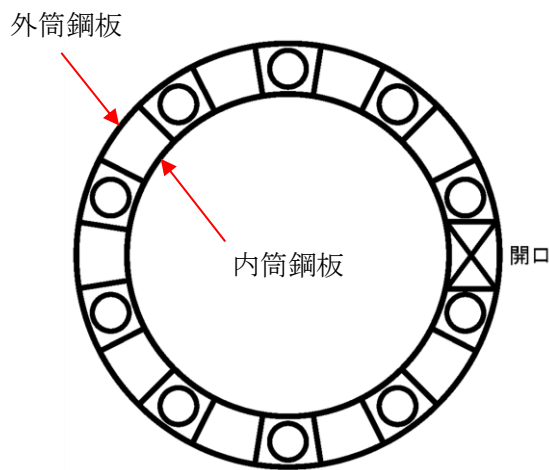


(単位 : mm)

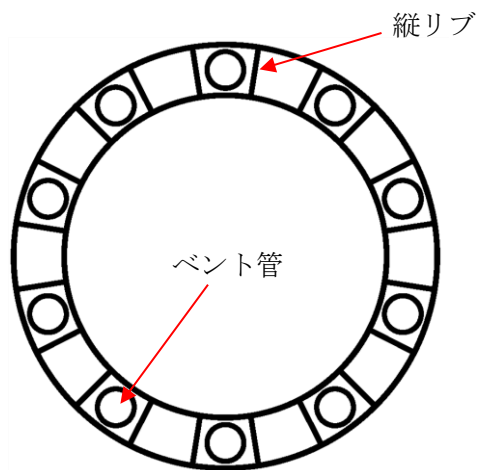
第2-1図 RPV ペダスタルの試験体と加力装置の概要
 ((1)より引用, 加筆)



(a) 試験体要素分割図



(b) A-A 断面概要図



(c) B-B 断面概要図

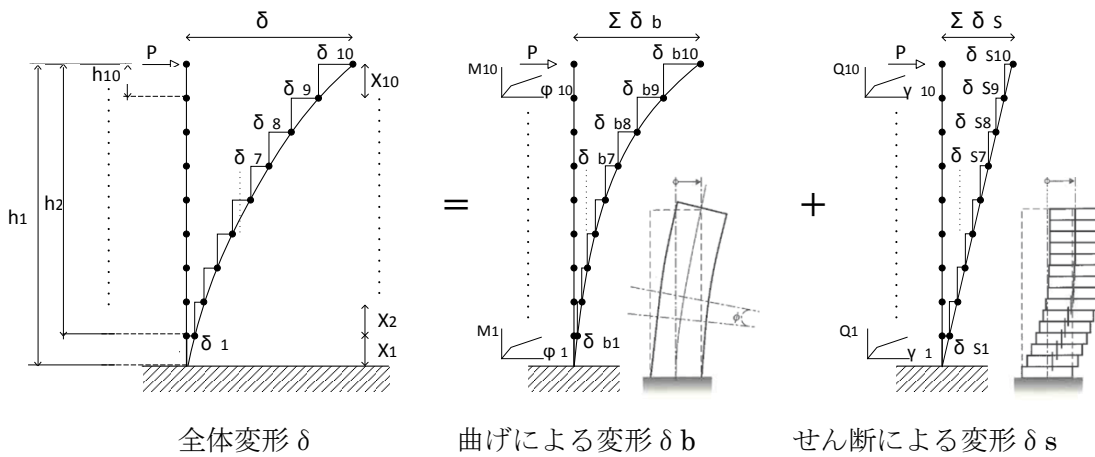
第 2-2 図 試験体の要素分割及び断面

3. 荷重変位特性の作成

(1) 作成方法

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

第 3-1 図に示す通り，頂部に荷重 P を作用させたときの全体変形 δ は曲げ変形 δ_b とせん断変形 δ_s の和で表され，曲げ変形 δ_b とせん断変形 δ_s を各層ごとに積み重ねることで，頂部における全体変位 δ を算出する。



第 3-1 図 算出方法のイメージ

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

- ① 頂部に荷重 P を作用させたときの，各層の曲げモーメント M ，せん断力 Q を求める。
各層の $M = P \times$ ペDESTAL 頂部から対象要素下端までの距離 h
各層の $Q = P$
- ② 各層の M ， Q から，スケルトンカーブの M — ϕ ， Q — γ 関係より，各層の ϕ ， γ を求める。
各層の $M \rightarrow$ スケルトンカーブ (M — ϕ 関係) \rightarrow 各層の ϕ
各層の $Q \rightarrow$ スケルトンカーブ (Q — γ 関係) \rightarrow 各層の γ
- ③ 各層の ϕ ， γ から，各層の曲げ変形 δ_b ，せん断変形 δ_s を求める。
 $\delta_b =$ 各層の回転角 $\theta \times$ ペDESTAL 頂部から対象要素下端までの距離 h
 $=$ 各層の $\phi \times$ 各層の要素長さ $X \times$ ペDESTAL 頂部から対象要素下端までの距離 h ※
 $\delta_s =$ 各層の $\gamma \times$ 各層の要素長さ X
- ④ 各層の δ_b ， δ_s を足し合わせ，全体の δ を求める。
 $\delta = \Sigma \delta_b + \Sigma \delta_s$

※ 曲げ変形 δ_b の算出について

曲げ変形 δ_b を算出するにあたり、第 3-2 図の様に以下を定義する。

X_i : 曲げ変形を算出しようとしている対象要素の長さ

h_i : ペDESTAL頂部から対象要素下端までの距離

θ_i : 曲げ変形により生じる要素の傾き

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

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

となるため、

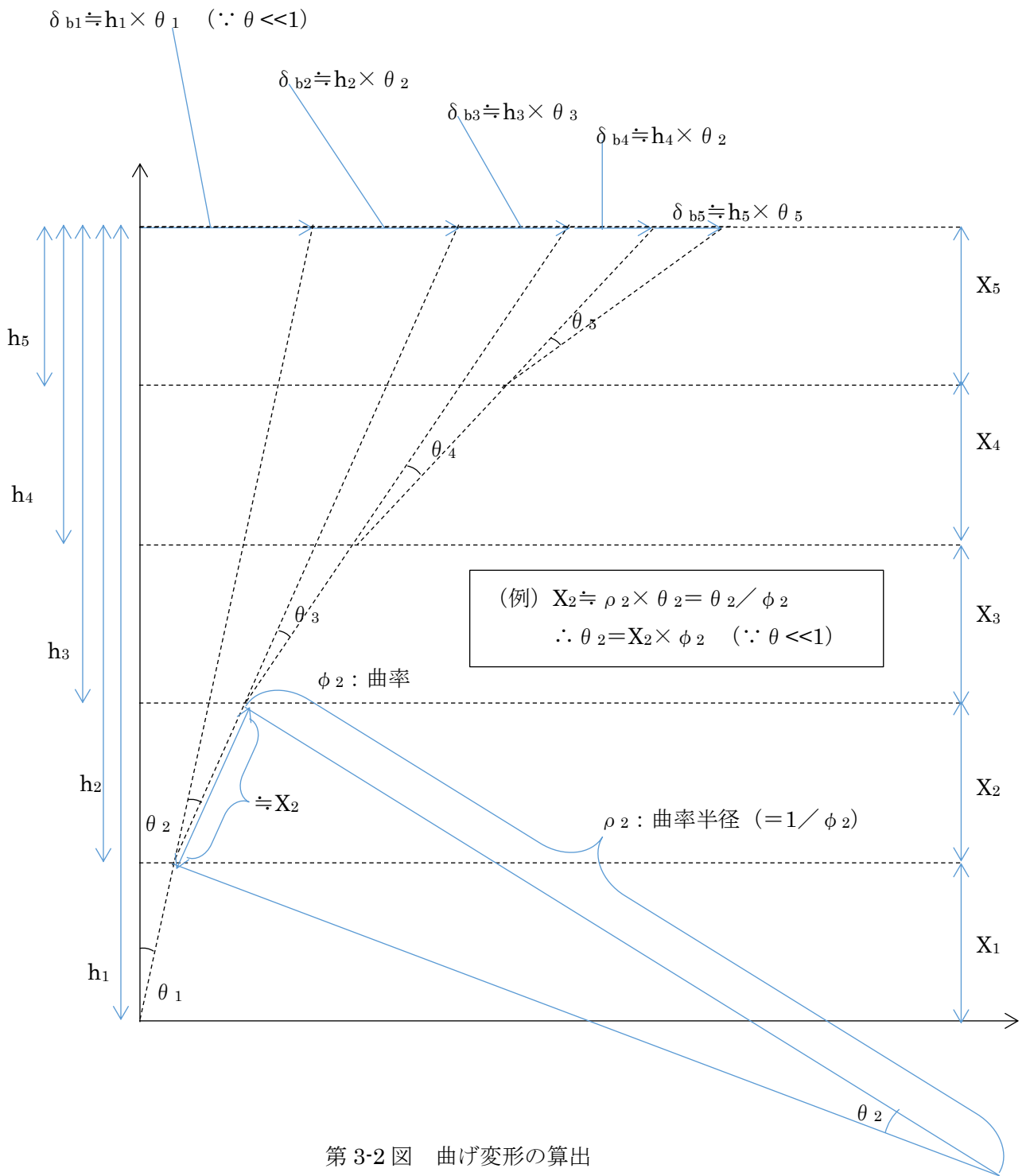
$$\theta_i = X_i \times \phi_i$$

となる。求めた回転角 θ より各層の曲げ変形 δ_{bi} を表すと

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

となる。そのため全体の曲げ変形 δ_b は以下の式で求めることができる。

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



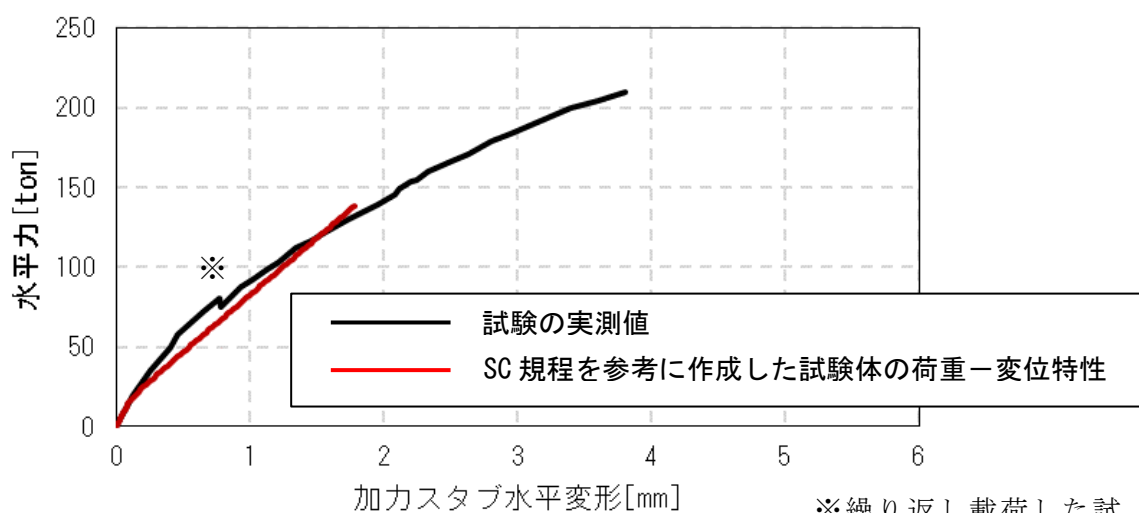
(2) 荷重変位特性

前項(1)に基づき作成した曲げ及びせん断の荷重変位特性を第3-3図に示す。

a. 曲げ変形

黒線：試験体へ水平力を付加した際に実測した試験体の曲率をもとに算出した曲げによる変形（添付資料-5のP.9~10参照）

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



(a) 曲げ変形の比較

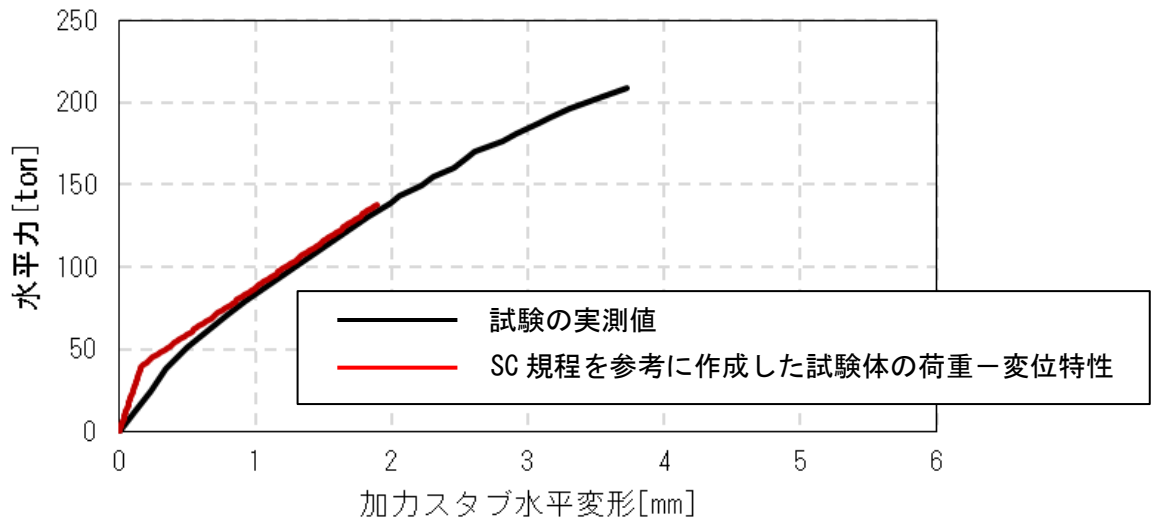
※繰り返し载荷した試験結果を包絡したことによる不連続点

第3-3図 荷重-変形関係の比較 (1 / 3)

b. せん断変形

黒線：試験体へ水平力を付加した際に実測した試験体頂部の全体変形から、曲げによる変形分を除いたもの（添付資料-5 の P. 10 参照）

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



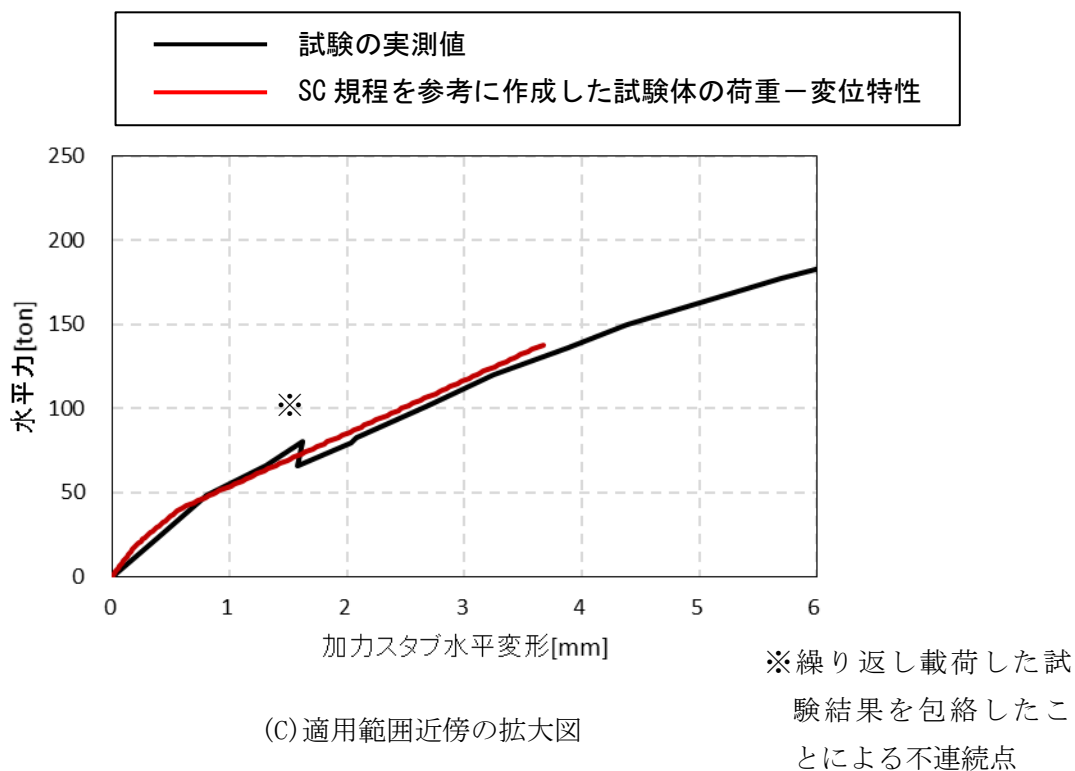
(b) せん断変形の比較

第 3-3 図 荷重-変形関係の比較（2 / 3）

c. 全体変形

黒線：試験体へ水平力を付加した際に実測した試験体頂部の全体変形（添付資料-5 の P. 8 参照）

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



第 3-3 図 荷重-変形関係の比較（3 / 3）

4. 参考文献

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

添付資料-5：既往試験の概要、信頼性及び実機への適用性

1. 既往の試験

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

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

(1) 試験体

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

試験体の模擬対象は、実機の構造のうち隔壁方式の鋼板コンクリート構造の特徴を有すると共に、地震時に比較的大きな荷重が作用して非線形挙動を示すRPVペDESTALの下部とした。試験体の内外筒鋼板の間に20枚の鉛直方向の隔壁を配置し、底部にはベースプレート⁽²⁾を配置することにより内部コンクリートが実機と同様に分断されている状態を模擬すると共に、10本のベント管による内部コンクリートの欠損状態を考慮している。

試験体の据付けは、加力の影響を受けない剛なテストングフローア⁽³⁾と試験体の基礎スラブを、PC鋼棒による軸力を介して緊結し固定した。

(2)加力方法

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

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

水平方向の荷重は、200t ジャッキ先端に設けたロードセル（荷重計）によって測定した。なお、試験体に設けたテフロン支承は、ジャッキとの摩擦力を緩和し、点荷重に近い状態とすることを目的に設置した。

水平力の载荷サイクルを第 1-3 図に示す。まず、コンクリートのひび割れが生じない力（弾性荷重）で繰返し载荷を行った。次に水平力が当時の設計荷重相当（第 1-3 図に示す $Q_0=52 \text{ ton}$ ）に至るまで载荷を行い、その後、設計荷重の 1.5 倍相当（ $1.5Q_0=80 \text{ ton}$ ）、鋼板曲げ降伏レベル（209 ton）のサイクルを経て、荷重降下に至るレベルまで加力した。（荷重変位特性は第 1-4 図参照）

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

(3) 計測方法

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

第 1-1 表 計測項目と計測方法のまとめ

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

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

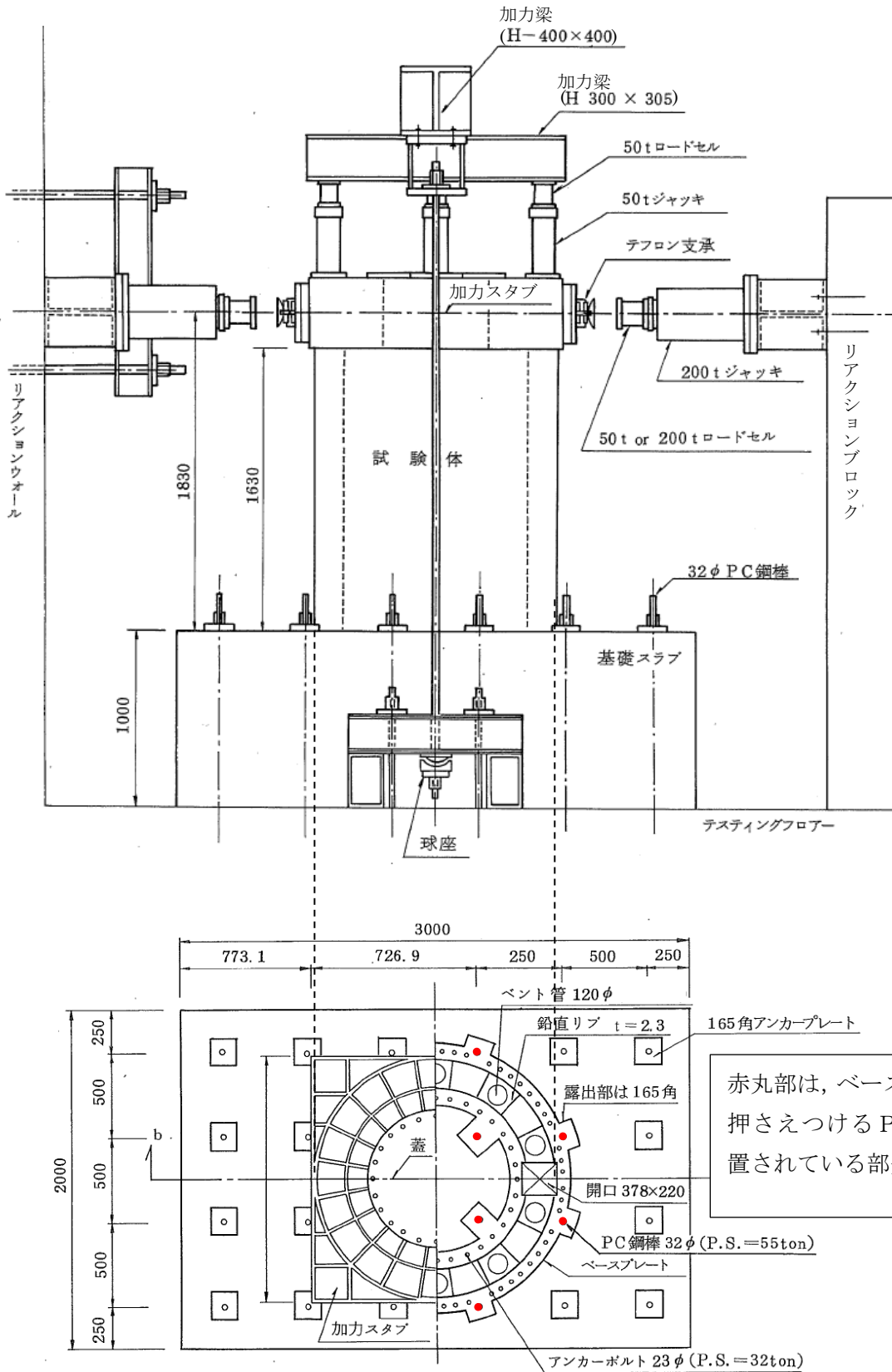
水平力載荷時の試験体各部の変形量は、不動点である基礎スラブに設置した計測フレームに取り付けた変位計にて計測を行った。また、試験体の曲げ変形を算出するため、試験体鉛直方向の相対変位を変位計にて計測した。（第 1-6 図）

全体変形 δ_T は基礎スラブを不動点として、試験体頂部の変位計により計測した。（試験体頂部の変位計は第 1-5 図の赤丸で図示）

曲げ変形 δ_B は、計測した鉛直方向の相対変位から定まる曲率を用いて算出し、せん断変形 δ_S は全体変形 δ_T から曲げ変形 δ_B を減算することにより算出した。（第 1-7 図）

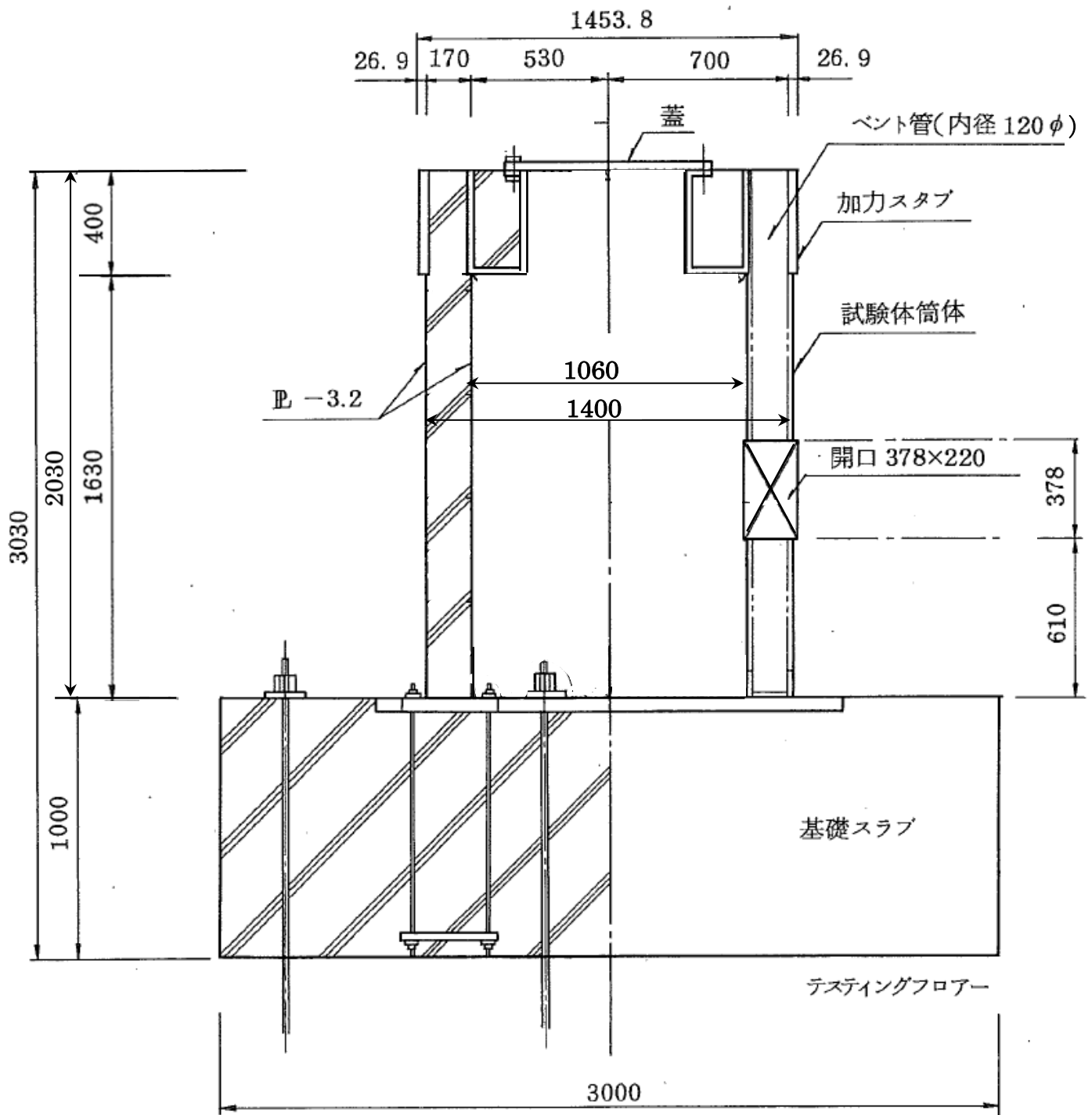
水平力載荷時の鋼板のひずみを、鋼板の側面に取り付けたひずみゲージにより計測し、鋼板の応力度を（ひずみ）×（鋼材のヤング係数）の関係から算出した。

試験体は、PC 鋼棒を介してベースプレートにプレストレス力（1 本あたり 55ton）を作用させており、測定データがベースプレートの変形の影響を受けないようにしており、測定される試験体の水平変形量の信頼性を確保している。



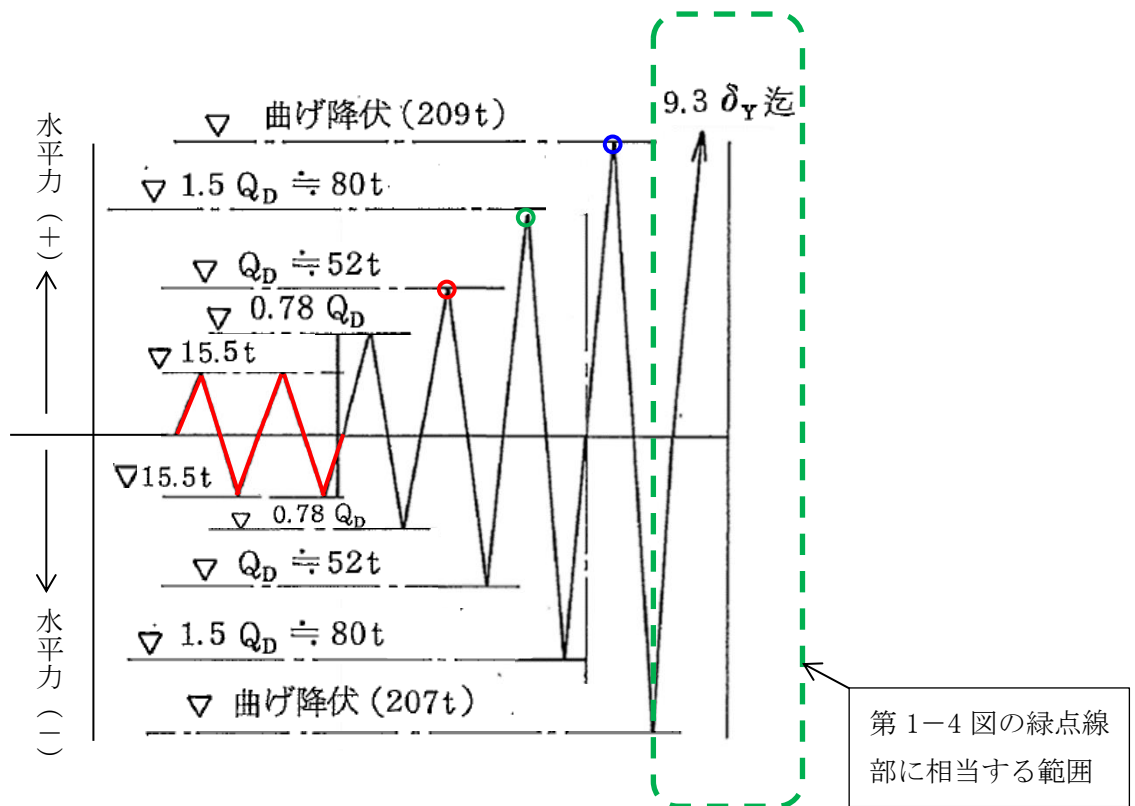
(単位 : mm)

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



(単位：mm)

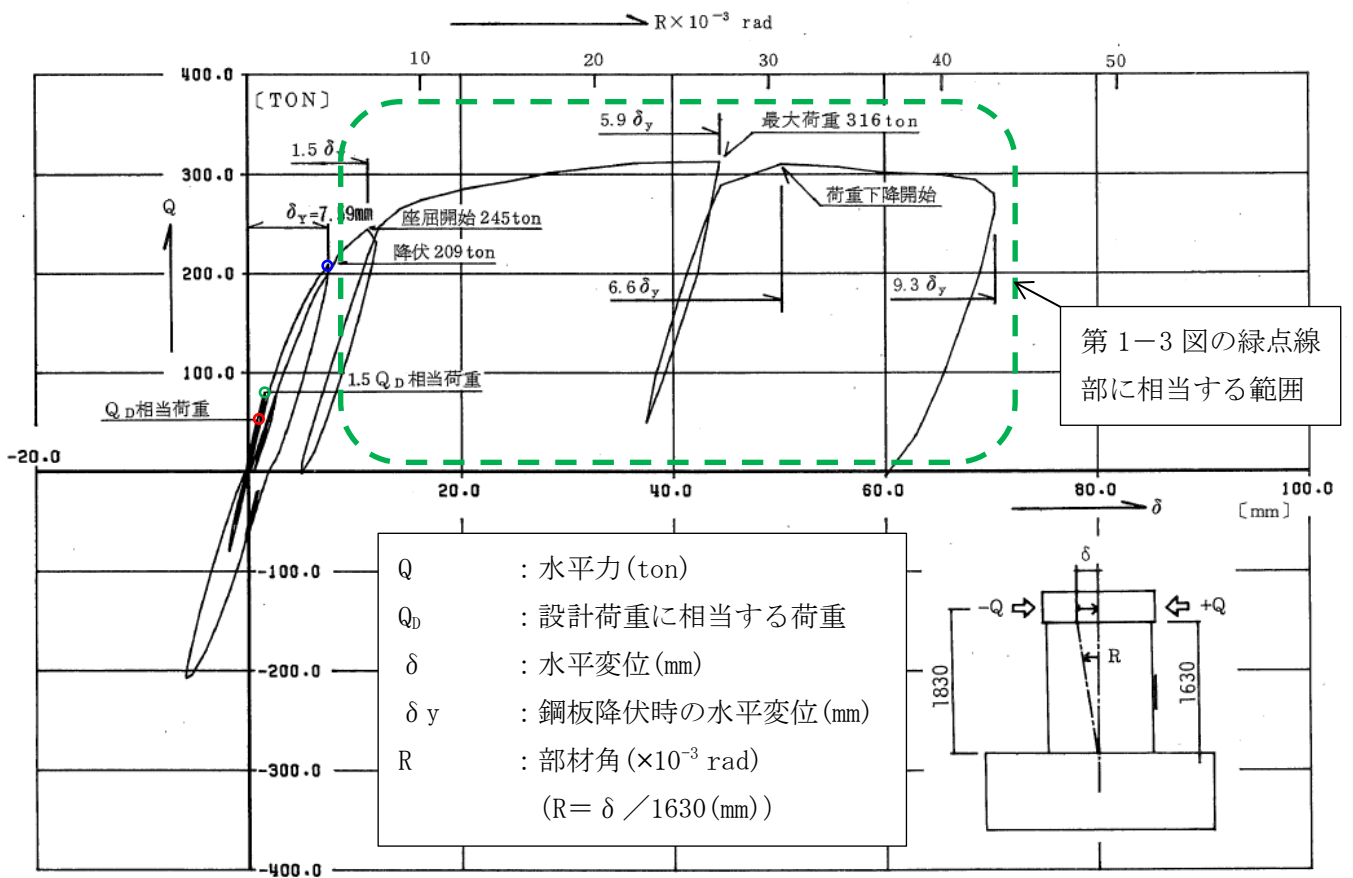
第 1-2 図 試験体の断面図
 ((1)より引用, 加筆)



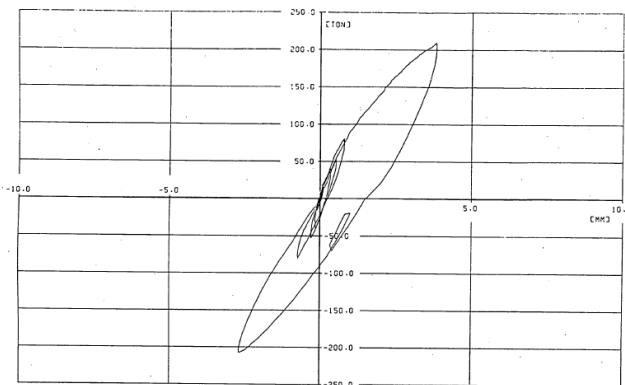
第1-3図 水平力の载荷サイクル
 ((1)より引用, 加筆)

<記号の説明>

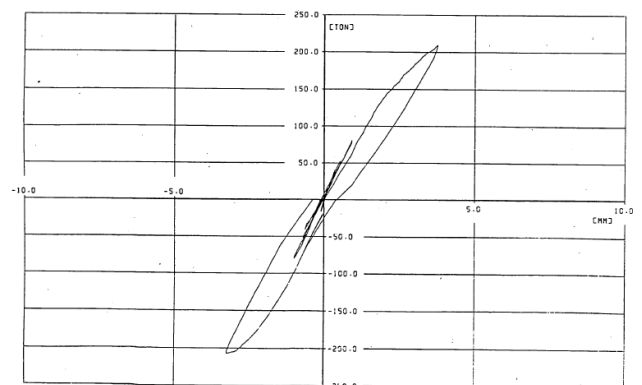
- Q_D : 設計荷重に相当する荷重
- δ_Y : 鋼板降伏時の水平変位
- 赤線 : コンクリートのひび割れが生じない程度の小さな荷重(弾性荷重)で载荷する範囲
- 赤丸 : 設計荷重に相当する荷重($Q_D = 52 \text{ ton}$) (第1-4図の赤丸に相当)
- 緑丸 : 設計荷重に相当する荷重の1.5倍の荷重($1.5Q_D = 80 \text{ ton}$) (第1-4図の緑丸に相当)
- 青丸 : 曲げ降伏時の荷重(209 ton) (第1-4図の青丸に相当)
- 緑点線 : 第1-4図の緑点線部に相当する範囲



(a) 水平力-水平変位特性 (曲げ+せん断)

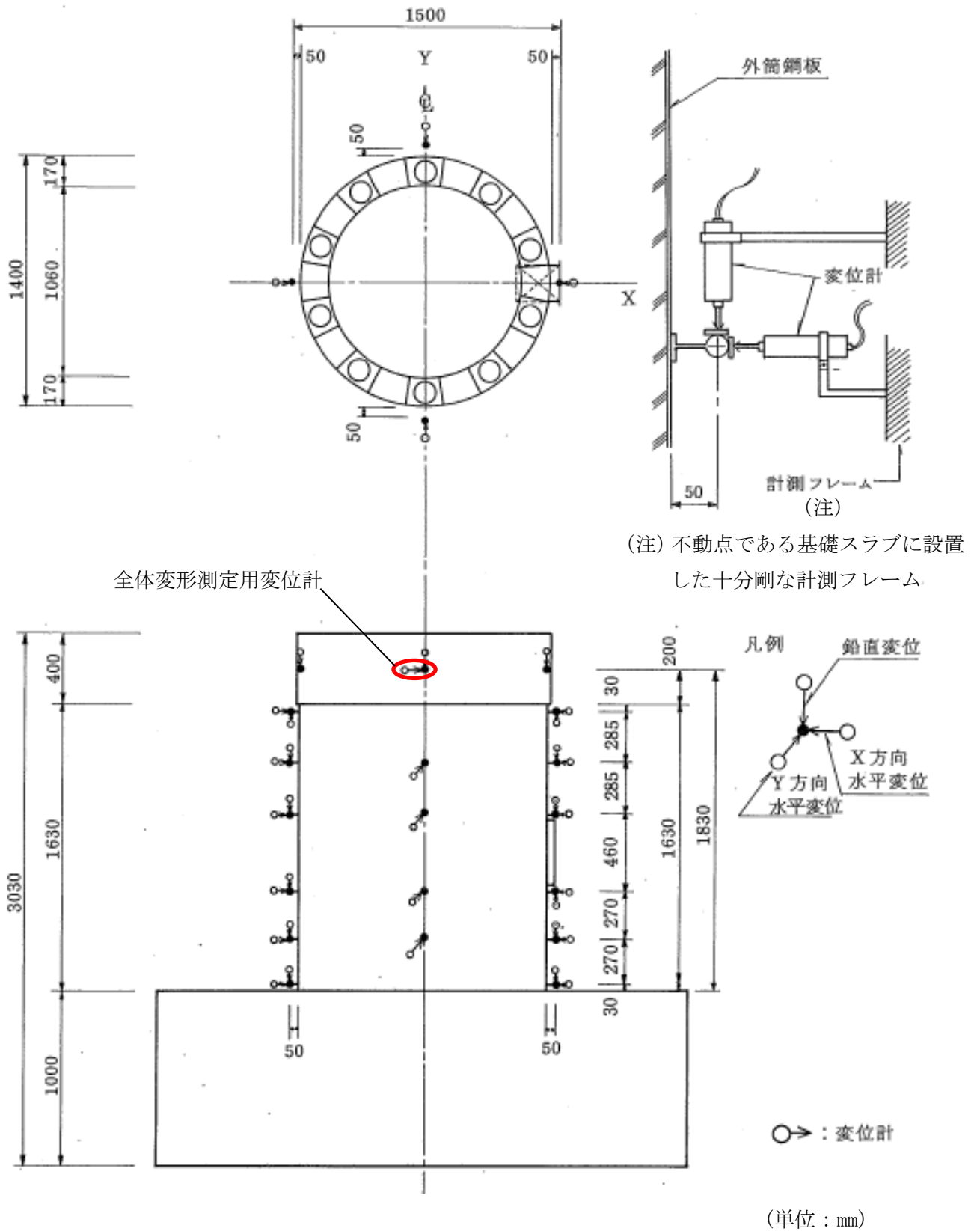


(b) 水平力-水平変位特性 (曲げ)

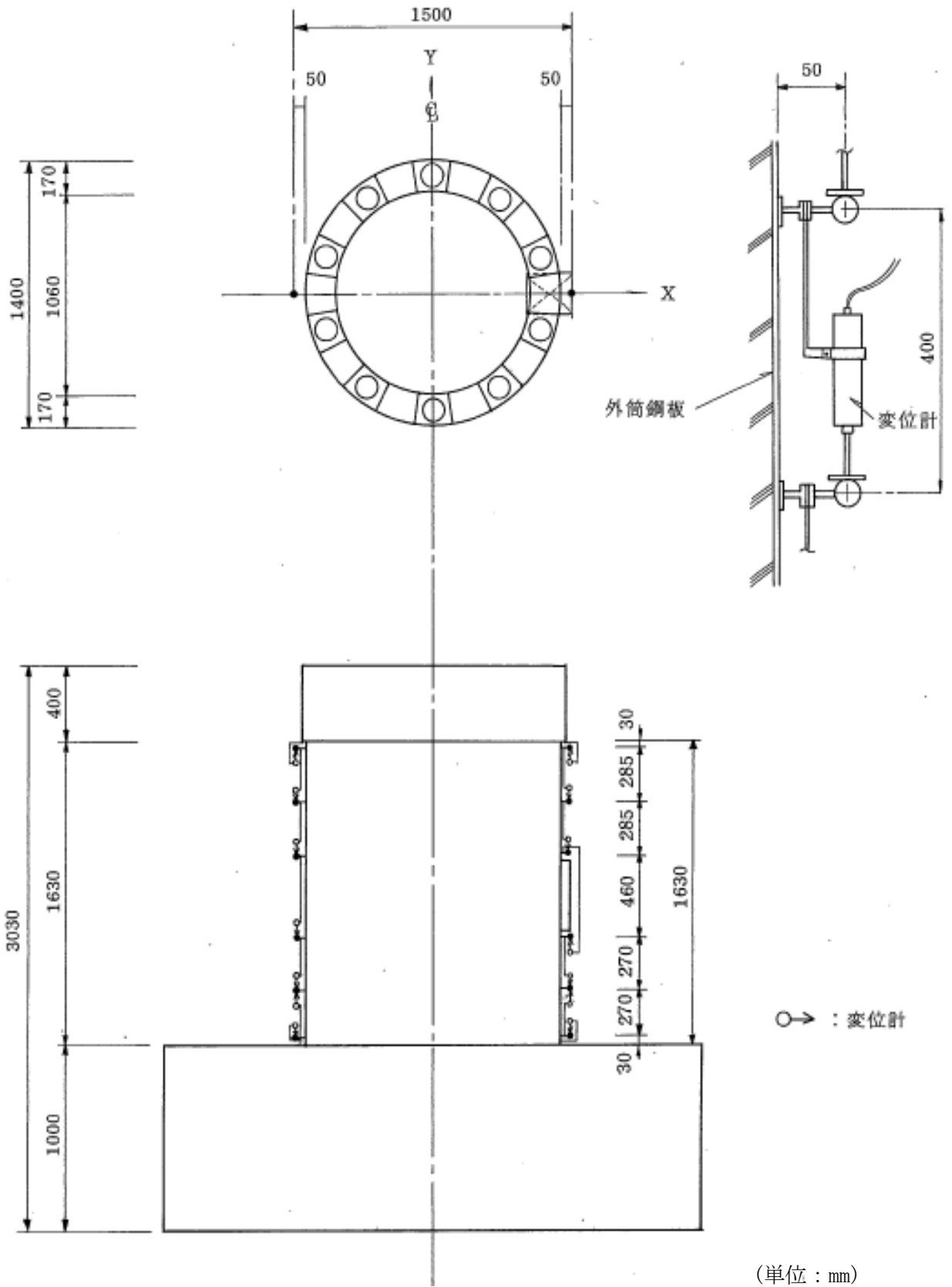


(c) 水平力-水平変位特性 (せん断)

第 1-4 図 試験で得られた荷重変位特性
 ((1)より引用, 加筆)



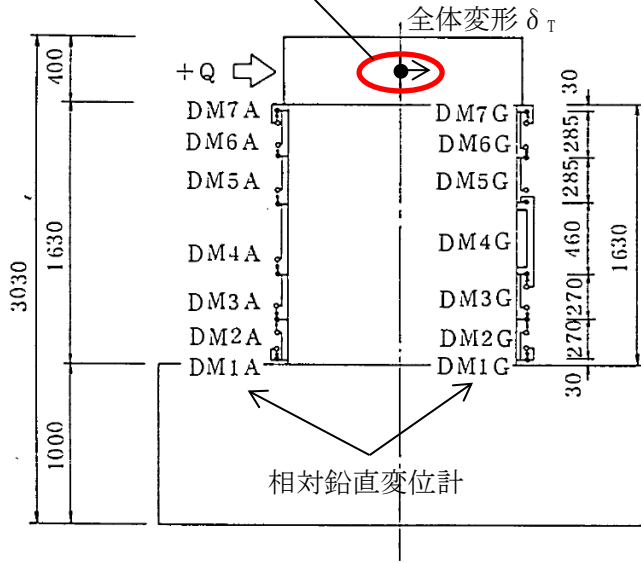
第 1-5 図 水平変位及び鉛直変位測定位置
(1)より引用, 加筆)



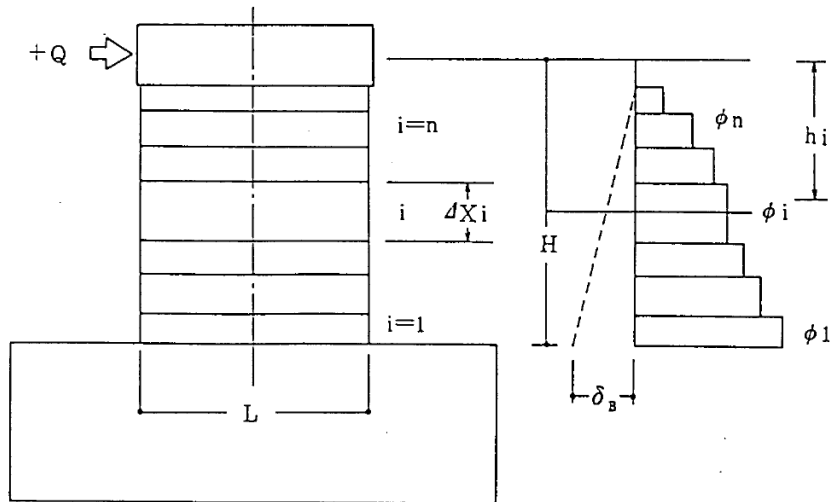
(単位 : mm)

第 1-6 図 曲げ変形算出用変位測定位置
((1)より引用, 加筆)

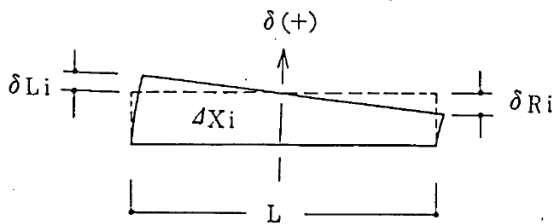
全体変形測定用変位計



(単位: mm)



$$\text{曲率: } \phi_i = \frac{\delta L_i - \delta R_i}{L} \cdot \frac{1}{\Delta X_i}$$



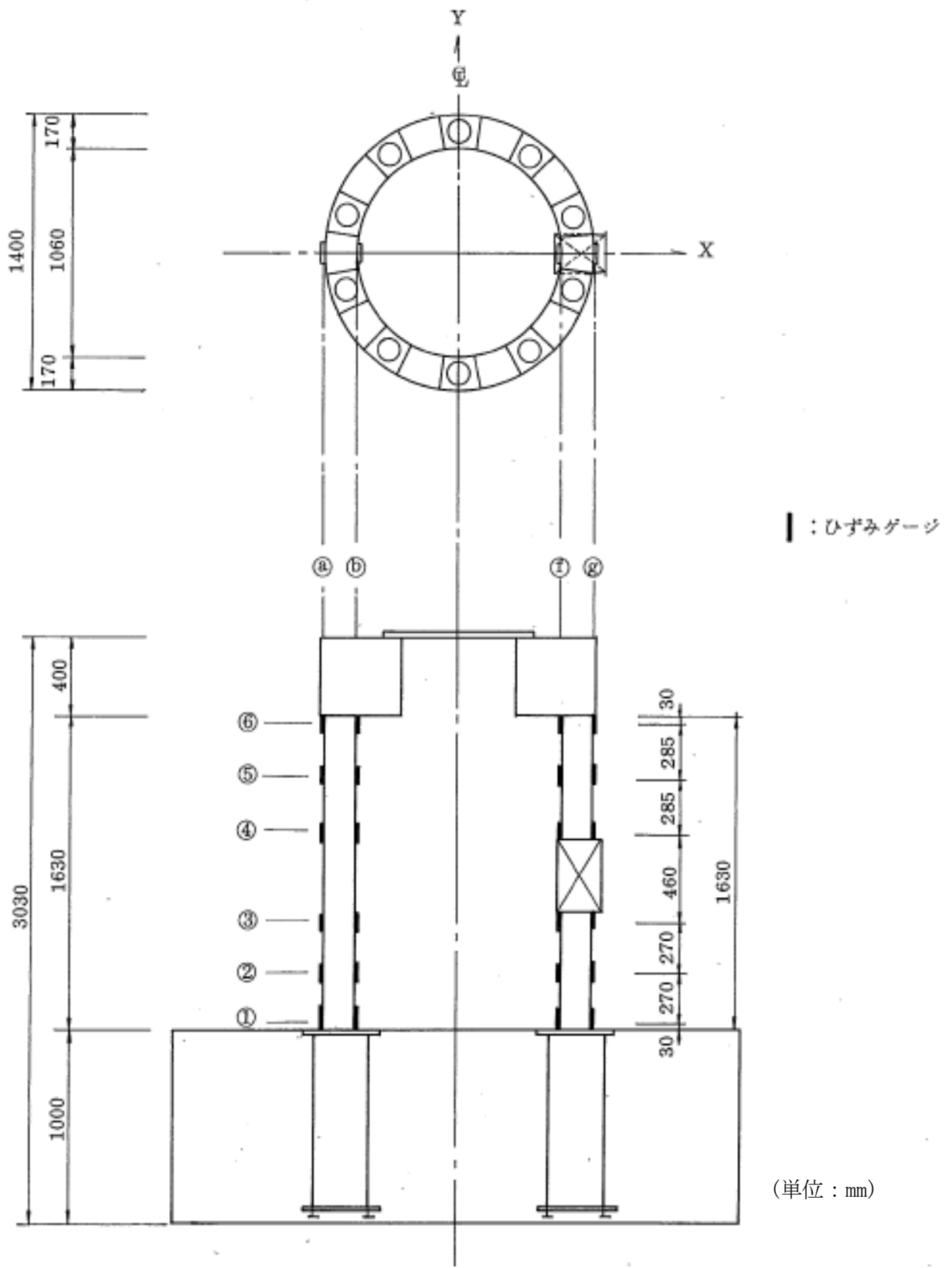
$$\text{曲げ変形: } \delta_B = \sum_{i=1}^n h_i (\phi_i \cdot \Delta X_i)$$

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

δ_T : 全体変形

(頂部水平変位計による)

第 1-7 図 変形成成分離手法
((1)より引用, 加筆)



第 1-8 図 内外鋼板応力度算出用ひずみ測定位置
((1)より引用, 加筆)

2. 試験結果の実機への適用性

試験体は、RPV ペDESTALの構造上の特徴を反映するため内外鋼板の間にコンクリートを充填した構造とし、ベント管を内蔵する部分と内蔵しない部分を含めたものである。柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉と試験体に関する RPV ペDESTALの仕様を第 2-1 表に示す。

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

従って、本試験体の試験結果は、隔壁構造及びベント管を有した構造といった SC 規程に対して追加検討に対する妥当性の確認に適用可能である。

また、スケール効果の観点では実機を縮小した場合の試験体に用いるコンクリートのうち骨材寸法の影響が考えられる。この影響については、参考文献(2)において骨材寸法の差が復元力特性に与える影響は少なく、実用上無視できることが確認されている。

3. 参考文献

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

第 2-1 表 実機 RPV ペデスタル及び試験体の構造概要

項目		柏崎刈羽原子力発電所 6号及び7号炉	試験体
構造	鋼板コンクリート構造の型式	隔壁方式 ^{※1}	同左
	断面形状	円筒型 ^{※1}	同左
	ベント管内蔵	あり ^{※2}	同左
	ベースプレート	あり ^{※1}	同左
(以下、参考)			
二重円筒部 (内筒及び 外筒鋼板)	高さ(mm)	20500	2030
	厚さ(mm)	1700	170
	内筒鋼板の内径(mm)	10600	1060
	外筒鋼板の外径(mm)	14000	1400
たてリブ	内筒及び外筒鋼板の板厚(mm)	30	3.2
	板厚(mm)	25	2.3
	個数	20	20
	配置(角度)	18°	18°
開口部	高さ×幅(mm)	3800×2200	378×220
ベント管 ^{※3}	内径(mm)	1200	120
	個数	10	10
	配置(角度)	36°	36°
材質	鋼材	SPV490	SS400
	コンクリート 設計基準強度(kg/cm ²)	300	300

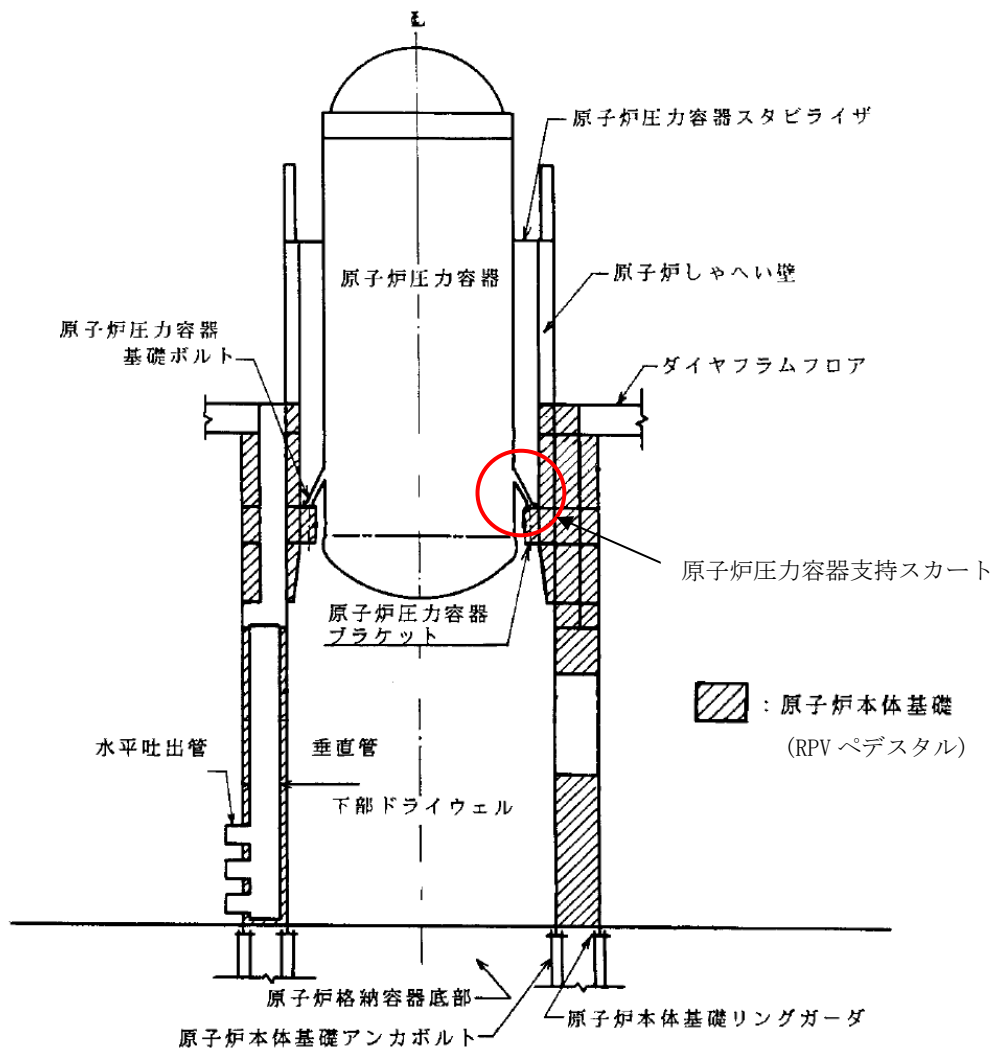
※1：柏崎刈羽原子力発電所の他号炉も含めて採用されている方式

※2：柏崎刈羽原子力発電所6号及び7号炉固有の構造（改良型沸騰水型原子炉）

※3：ベント管の断面積や断面二次モーメントはRPVペデスタル全体に対して小さいことから、既工認同様に復元力特性の設定においてベント管の板厚は考慮しない。

(参考1) 実機 RPV ペDESTALの荷重状態

実機 RPV ペDESTALは、上部ペDESTALに設けたブラケット部にて原子炉圧力容器を支持している。地震時に原子炉圧力容器へ作用する荷重は、原子炉圧力容器支持スカート及び原子炉圧力容器基礎ボルトを介して曲げモーメントとして RPV ペDESTALへ伝達されることから、実機 RPV ペDESTALへ作用する荷重は曲げが支配的となる。



参考第1図 RPV ペDESTAL概略図

(参考2) 試験体と実機 RPV ペDESTALの鉛直方向の圧縮応力度について

試験当時の設計荷重に基づく試験体の鉛直方向の圧縮応力度 (1.2N/mm²) に対し、実機の圧縮応力度 (約 1.0N/mm², 評価断面により異なる) は僅かに相違がある (参考第 1 表) もの、この差が試験体の終局変形に与える影響は小さい。

また、SC 規程を参考にしたスケルトンカーブの評価においては、試験体及び実機 RPV ペDESTALのそれぞれの圧縮応力度に応じた鉛直方向軸応力度 σ_v を用いることから、実機構造の再現性の観点でこの差による影響は無いと言える。

参考第 1 表 実機 RPV ペDESTAL及び試験体の鉛直方向の圧縮応力度

実機 RPV ペDESTAL ^{※1}	試験 ^{※2} (鉛直力として付加)
約 1.0 N/mm ²	1.2 N/mm ²

※1 : RPV ペDESTALが支持する RPV, 原子炉遮蔽壁, ダイヤフラムフロア等の総重量を、コンクリートと鋼板のヤング係数比から、鋼板部分をコンクリートの断面積相当に換算した鉛直方向圧縮応力度。

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

添付資料-6：復元力特性の設定における温度に応じた材料物性値の設定方法

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

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

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

第1表 温度に応じた材料物性値の設定に用いる規格・基準類

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

<略称の説明>

RC 規準	: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (日本建築学会 1988 改定)
告示 501	: 発電用原子力設備に関する構造等の技術基準 (告示第 501 号)
JSME	: 発電用原子力設備規格 (設計・建設規格 JSME S NC1-2005/2007)
Eurocode※	: EN 1992-1-1, Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings / EN 1992-1-2, Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-2: General rules. Structural fire design

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

添付資料-7：コンクリートせん断ひび割れ後の RPV ペDESTALの支持性能

1. RPV ペDESTALの構造強度設計

RPV ペDESTALは、地震力を含む荷重に対して鋼板のみで概ね弾性状態を保持する設計としており、コンクリートを強度部材として期待しない設計である。

2. コンクリートせん断ひび割れ後の支持性能

コンクリートにせん断ひび割れが生じたとしても、1. の通り RPV ペDESTALはコンクリートに期待せず鋼板のみで弾性状態を保持する設計であることから、ひび割れたコンクリートの横拘束効果は鋼板によって発揮される。

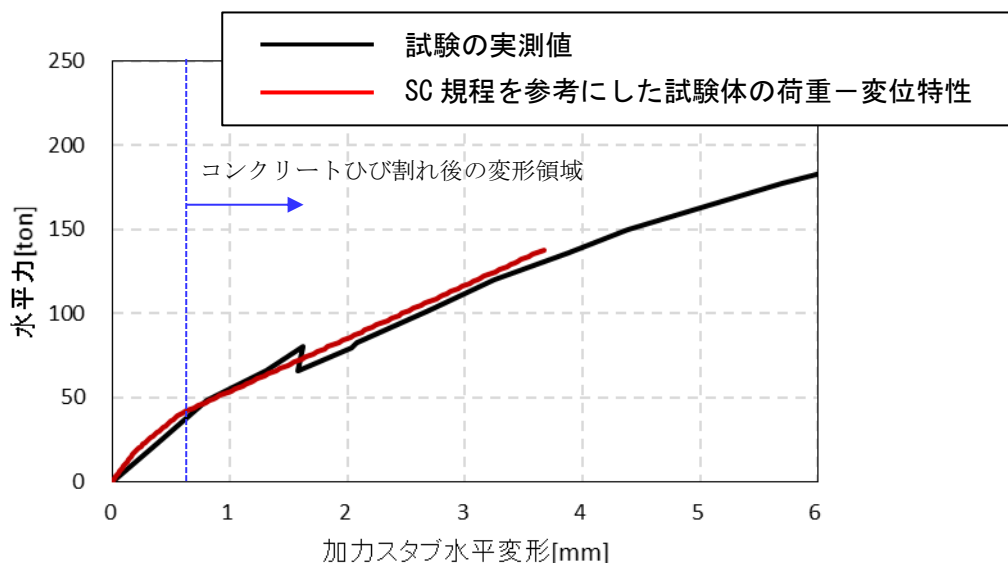
鋼板による横拘束効果が発揮されることにより、せん断力に対して鋼板とひび割れたコンクリートが一体となって荷重を分担することが可能となる。

従って、コンクリートせん断ひび割れ後においても RPV ペDESTALの支持機能は維持される。

3. 試験結果との対比

SC 規程のスケルトンカーブの評価式は、鋼板とコンクリートが一体となって荷重を分担することを前提としたものである。

SC 規程を参考に作成した試験体のスケルトンカーブを用いた荷重-変位特性と、試験で実測された荷重-変位特性を比較すると、コンクリートひび割れ後であっても両者は整合していることから、試験体においても SC 規程と同様に鋼板とコンクリートが一体となって挙動していることが確認できる。(第1図)



第1図 荷重-変形関係の比較

(参考) RPV ペDESTALへの圧縮荷重について

RPV ペDESTALは、鋼板のみでも十分な支持性能が発揮される設計であることから、コンクリートに高圧縮力が負荷される環境ではない。

実際に、実機や試験体の鉛直力は参考第1表の通りであって、実機 RPV ペDESTALコンクリートの圧縮強度 (29.4N/mm²) に比べて十分に小さく、コンクリートの圧縮強度に至るような荷重が負荷されることはない。

参考第1表 実機 RPV ペDESTAL及び試験体の鉛直方向の圧縮応力度

実機 RPV ペDESTAL ^{※1}	試験 ^{※2} (鉛直力)
約 1.0 N/mm ²	1.2 N/mm ²

※1 : RPV ペDESTALが支持する RPV, 原子炉遮蔽壁, ダイヤフラムフロア等の総重量を、コンクリートと鋼板のヤング係数比から、鋼板部分をコンクリートの断面積相当に換算した鉛直方向圧縮応力度。

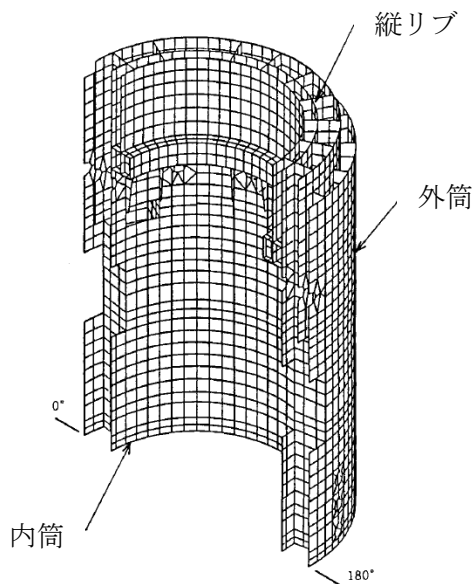
※2 : 試験当時の設計荷重相当の鉛直力 (軸力) を、※1と同様にコンクリート基準の鉛直方向圧縮応力度に換算したもの。

添付資料-8：RPV ペDESTAL円筒部の構造強度評価

RPV ペDESTALの内部にはコンクリートが充填されていることから、地震応答解析では鋼板と内部コンクリートをともに考慮した剛性を設定し、地震荷重を求める。

円筒部の評価は、鋼板のみを考慮した FEM 解析モデルを用いて応力算定を行い、各荷重による応力の組合せが鋼構造設計規準（日本建築学会）に基づく許容値以内に収まることを確認している。

なお、RPV ペDESTALの応力算定は、FEM 解析モデルを用いて行っており、構造不連続部の局所の効果を含んだ応力が許容値以内に収まることを確認している。また、実際には内部にコンクリートが充填されており円筒鋼板が座屈しにくい構造であることに加え、座屈補強材として円筒鋼板に鉛直方向に鉄骨、水平方向にスティフナープレートを設置し、鋼板の幅厚比制限を満足することにより、局部座屈を防止する設計としている。



第 1 図 RPV ペDESTAL円筒部の FEM 解析モデル

第 1 表 円筒部の許容応力度（鋼構造設計規準に基づき算定）

	長期	短期
面内せん断応力	$\frac{F}{1.5 \times \sqrt{3}}$	$\frac{F}{\sqrt{3}}$
組合せ応力	$\frac{F}{1.5}$	F

$$F = \text{Min}(\sigma_y, 0.7\sigma_u)$$

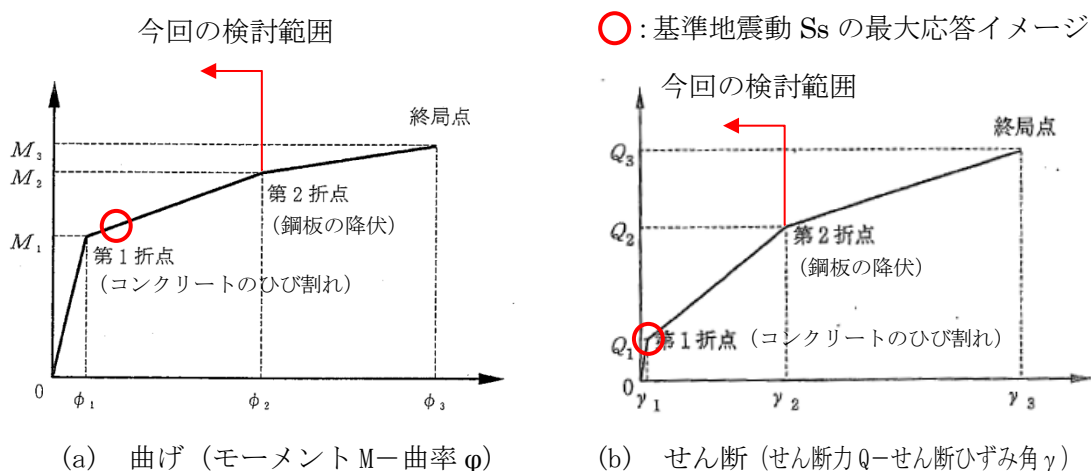
σ_y : JIS G 3115 に規定される鋼板の降伏点(N/mm²)

σ_u : JIS G 3115 に規定される鋼板の引張強さ(N/mm²)

添付資料-9： スケルトンカーブの近似方法

1. スケルトンカーブの近似方法

RPV ペDESTALのスケルトンカーブは、曲げ、せん断ともに第1折点を内部コンクリートのひび割れが生じる点、第2折点を鋼板が降伏する点として2直線で近似しており、スケルトンカーブを多折れ線で近似する方法は「原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991」（以下「JEAG」という。）に示される鉄筋コンクリート造耐震壁のスケルトンカーブの近似方法と同じである（第1-1図）。



第1-1図 スケルトンカーブの概念図

JEAGにおいては、スケルトンカーブは、応答解析上の取扱いが容易なものであると同時に、建屋が終局に至るまでの挙動をできるだけ忠実に表わすことが望ましいとされており、本評価法は、原子炉建屋の耐震壁を対象とした模型実験の結果ともよく適合したものとなっている⁽¹⁾。

2. 地震応答へ与える影響

建屋耐震壁のスケルトンカーブの変動が、地震応答に与える影響を調査した既往検討例では、折点のせん断力を25~30%変動させても、最大応答せん断力、最大応答加速度の変動は数%程度であり、スケルトンカーブの変動が、地震応答へ与える影響は小さいことが確認されている⁽²⁾。

<参考文献>

- (1) 古川茂, 他: 原子炉建屋鉄筋コンクリート耐震壁の復元力特性評価法 (その1~6)
日本建築学会大会学術講演梗概集 (昭和62年)
- (2) 株式会社大林組, 大成建設株式会社, 鹿島建設株式会社, 清水建設株式会社, 株式会社竹中工務店: 受託研究報告書「原子炉建屋耐震余裕の評価法の研究その4」, 昭和61年度下半期 (最終報告書), 昭和62年3月

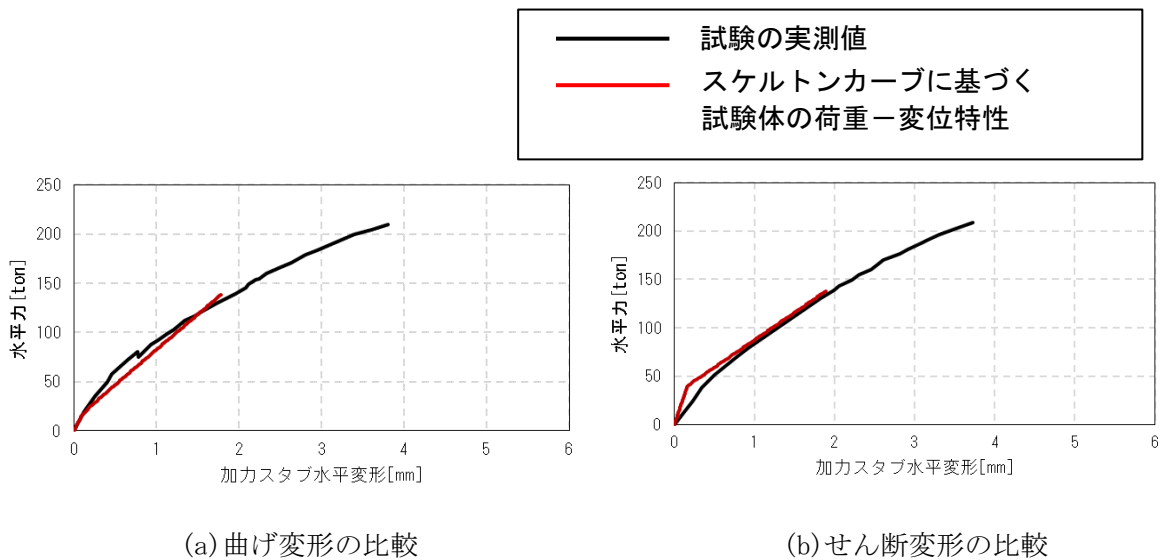
添付資料-10：RPV ペDESTAL 復元力特性の折線近似の影響検討

1. はじめに

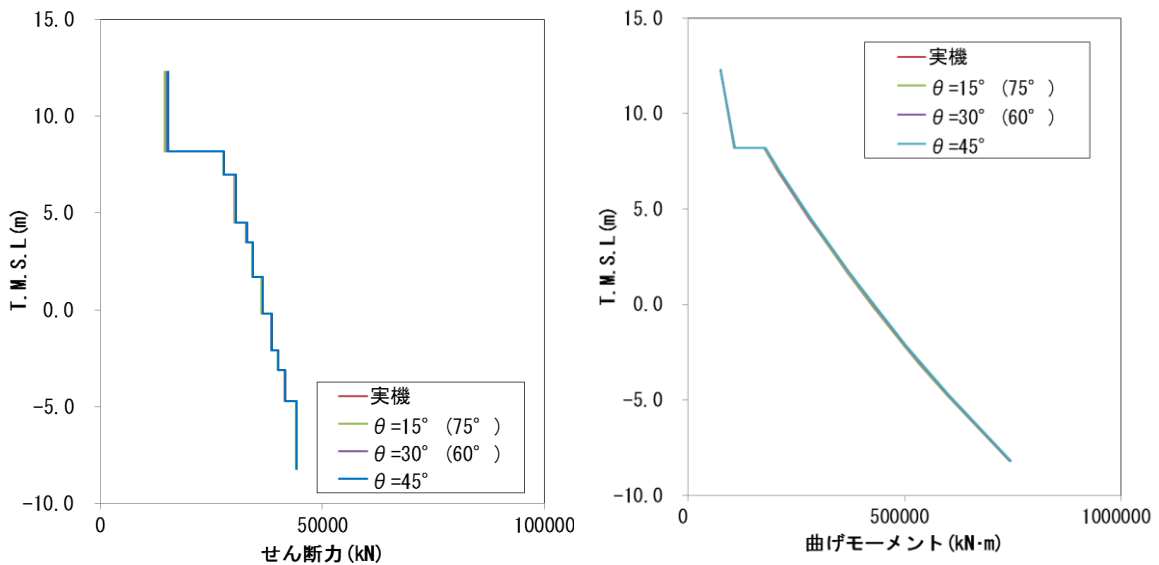
RPV ペDESTAL のスケルトンカーブは、曲げ、せん断ともに第1折点を内部コンクリートのひび割れが生じる点、第2折点を鋼板が降伏する点として2直線で近似しており、第1折点を超えた範囲では剛性が一定との仮定に基づいている。

一方、実現象としては第1折点で初期ひび割れが生じた後も、荷重の増加に伴い内部コンクリートのひび割れは徐々に増加していく。ひび割れの増加はコンクリートの剛性低下を意味することから、第1折点から第2折点の間の区間は直線で近似するよりも、徐々に剛性すなわちスケルトンカーブの勾配が低下する曲線で近似する方が実現象に近いと考えられる。

以上を踏まえ、RPV ペDESTAL について曲線近似したスケルトンカーブを作成し、折線近似との比較により影響検討を行うこととする。なお、曲げ及びせん断のうち、せん断変形については、折線近似したスケルトンカーブに基づく荷重-変位特性が加力試験の実測値を上回っていること（第1-1図）及び、せん断のスケルトンカーブの第1折点以降を変化させた場合でも地震応答解析結果から得られる最大せん断力及び最大モーメントに与える影響が小さいこと（第1-2図）から、影響検討は曲げ変形のみ実施する。



第1-1図 荷重-変形関係の比較



第 1-2 図 せん断力および曲げモーメントの応答分布図 (参考資料-2※より抜粋)

※：せん断第 2 折点の評価における圧縮ストラット角度 θ についてのパラメータスタディ

2. 曲線近似したスケルトンカーブの作成方法

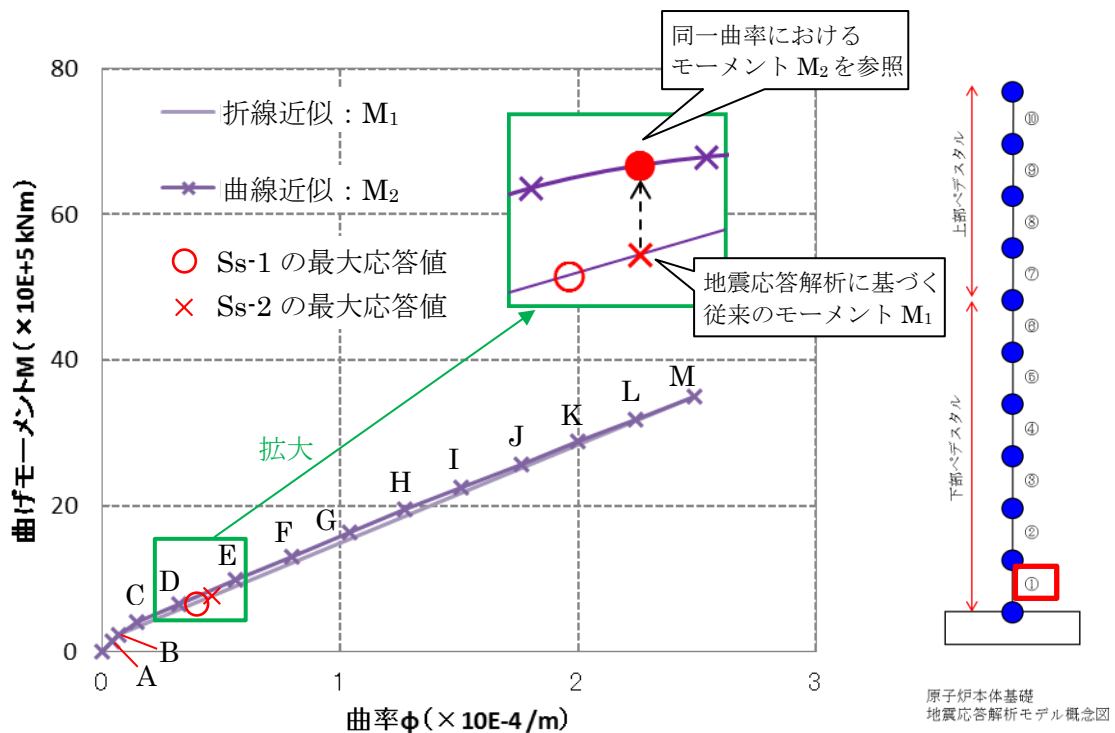
RPV ペDESTALの曲げの第 2 折点は、断面の鋼板及びコンクリートを等価断面に置き換えモデル化したファイバーモデルを用いて鋼板が降伏状態に至る際の曲げモーメント及び曲率を求めている。曲線近似したスケルトンカーブは、第 2 折点の算出と同様の手法で曲げモーメント及び曲率の関係を求め、プロットすることにより行う。

なお、RPV ペDESTALの構造強度評価は曲げモーメントの最大応答値を用いて実施することを踏まえ、影響検討は曲げモーメントの最大応答値が算出される EW 方向のスケルトンカーブに対して行うこととする。

3. 影響検討

第 1 折点を越えた範囲において、曲線近似として作成した RPV ペDESTALのスケルトンカーブは上に凸の形状で、直線近似のものに比べ曲げモーメントが大きく算出されることを確認した。(第 3-1 図)

最大応答値である基準地震動 Ss-2 の曲げモーメントを折線近似したスケルトンカーブ上にプロットし、同じ曲率のモーメントを曲線近似のスケルトンカーブから参照しその差を求めると、曲線近似による値は直線近似に比べ約 10.9%大きい値が得られた。(第 3-1 表)



第 3-1 図 下部ペダスタル (要素①) の連続カーブと直線近似との比較 (EW 方向) (暫定値)

第 3-1 表 曲線近似の折線近似からの差分 (要素①, EW 方向)

	単位	A	B	C	D	Ss-1	Ss-2	E	F
曲率 ϕ	$\times 10^{-4} /m$	0.05	0.07	0.15	0.32	0.38	0.47	0.56	0.80
モーメント(折線) M_1	$\times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{m}$	1.6	2.4	3.4	5.8	6.5	7.7	9.0	12.2
モーメント(曲線) M_2	$\times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{m}$	1.5	2.3	4.0	6.6	7.3	8.6	9.9	13.1
折線からの差分 (M_2-M_1)/ M_1	%	-8.4	-3.7	16.1	13.7	12.5	10.9	9.8	7.5

	単位	G	H	I	J	K	L	M
曲率 ϕ	$\times 10^{-4} /m$	1.04	1.27	1.51	1.76	2.00	2.24	2.49
モーメント(折線) M_1	$\times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{m}$	15.4	18.5	21.8	25.2	28.4	31.6	35.0
モーメント(曲線) M_2	$\times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{m}$	16.3	19.5	22.6	25.7	28.8	31.9	35.0
折線からの差分 (M_2-M_1)/ M_1	%	5.5	5.1	3.7	2.2	1.4	0.9	0.0

(暫定値)

4. 設計への反映方針

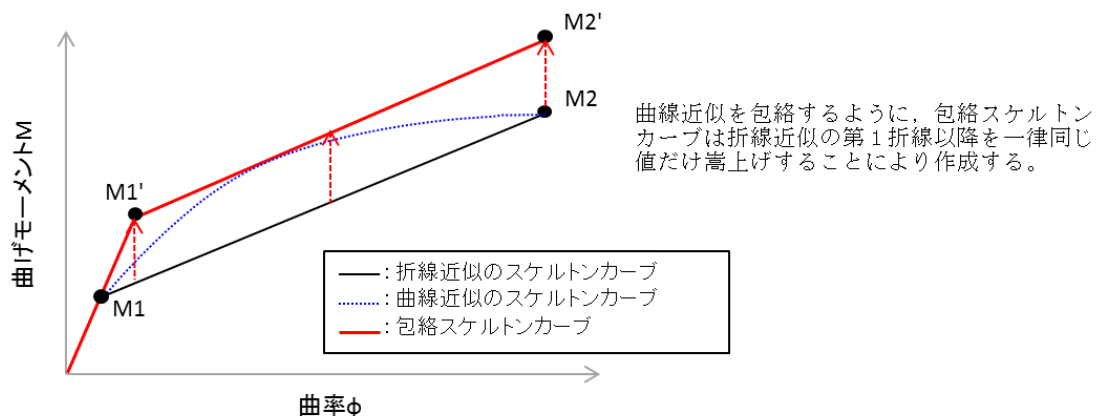
折線近似による変形量を設計に用いる場合は、同じ荷重レベルに対して大きい変形量を与えることになり安全側の設計となる。一方、荷重を設計に用いる場合は、同じ変形量に対して小さい荷重を与えることになる。

スケルトンカーブを曲線近似する場合の応答は地震応答解析により求まるため、ここでの曲線近似と折線近似の比は純粋な荷重比にはならないものの、折線近似では表現できていない不確実性を表すものと考えられる。

以上を踏まえ、RPV ペDESTALの構造強度評価は地震応答解析から得られる地震荷重に対して、折線近似による不確実性を考慮した設計を行うこととし、具体的には以下による。

(1) 折線近似の不確実性を考慮したスケルトンカーブの作成

RPV ペDESTALの地震応答解析モデルの各要素、各方向（NS, EW 方向）の曲げ変形に対するスケルトンカーブについて、曲線近似を包絡するように折線のスケルトンカーブ（以下「包絡スケルトンカーブ」という。）を作成する。



第 4-1 図 包絡スケルトンカーブの概念図

(2) 包絡スケルトンカーブを用いた地震応答解析結果に基づく機器への影響評価

包絡スケルトンカーブを用いて、原子炉格納容器・原子炉圧力容器の地震応答解析及び原子炉本体の地震応答解析を実施し、得られた地震荷重等を用いて機器・配管系への影響評価を行う。

添付資料-11：コンクリートせん断ひび割れ後の剛性評価の理論式

1. はじめに

本資料は鋼板コンクリート構造（以下「SC 構造」という。）のせん断ひび割れ後のコンクリート剛性に関する既往知見⁽¹⁾に示される理論式の概要を示すものである。

2. SC 構造のせん断抵抗挙動

SC 構造にせん断力 Q が作用する際、既往知見が参照している実験結果から鋼板が降伏するまでの範囲において SC 構造は以下の挙動を示す。本資料では②の状態におけるコンクリートのせん断剛性の算定について説明する。

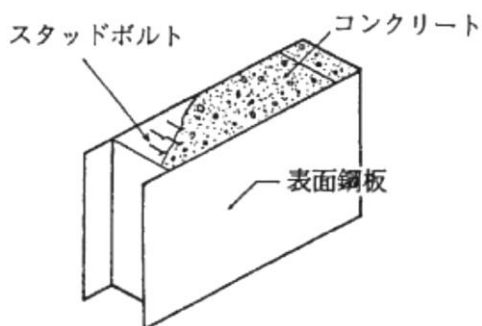
- ①鋼板 S とコンクリート C がともに等方性弾性状態で変形。
- ②コンクリート C の対角方向にひび割れが発生し、コンクリート C が異方性弾性状態として振る舞う。(C のひび割れは体積膨張を伴うため、 $S-C$ 間に内力 N が生じる。

第 2-1 図参照)

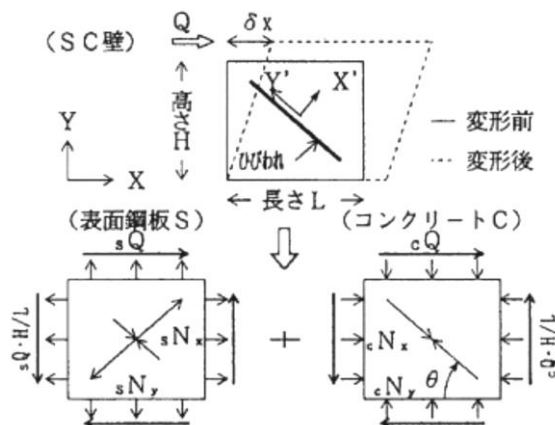
せん断力 Q は、鋼板 S 及びコンクリート C がそれぞれせん断力 sQ 及び cQ として分担する。また、コンクリートひび割れ後は、鋼板に内力 sN_x 及び sN_y 、コンクリートには内力 cN_x 及び cN_y が作用し、両者はそれぞれ釣り合う。

$$Q = sQ + cQ \tag{式 2-1}$$

$$sN_x + cN_x = 0, \quad sN_y + cN_y = 0 \tag{式 2-2}$$



第 1-1 図 SC 構造の例



第 2-1 図 ひび割れ後の荷重分担

3. ひび割れ発生後の応力-ひずみ状態の仮定

鋼板は等方性弾性材料とし、コンクリートはひび割れに沿った斜め圧縮力のみ抵抗する異方性弾性材料と仮定する。この場合の対角方向（コンクリートの圧縮ストラット方向）を Y' 軸とする X'-Y' 座標系における応力 $\{\sigma\}$ とひずみ $\{\varepsilon\}$ の関係は、一般的な応力とひずみの構成方程式より、D マトリクスを介して式 3-1～式 3-4 で表される。

[鋼板の応力ひずみ関係]

$$s \{\sigma\} = s [D] \cdot \{\varepsilon\} \quad (\text{式 3-1})$$

ここで,

$$s [D] = \frac{sE}{1-s\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & s\nu & 0 \\ s\nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & (1-s\nu)/2 \end{bmatrix} \quad (\text{式 3-2})$$

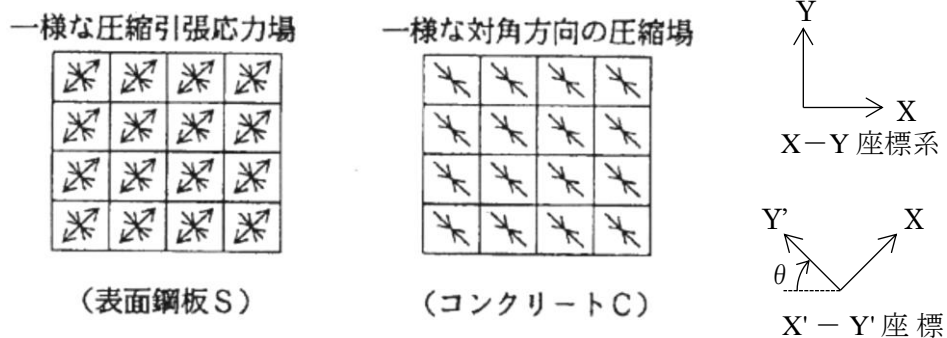
[コンクリートの応力ひずみ関係]

$$c \{\sigma\} = c [D] \cdot \{\varepsilon\} \quad (\text{式 3-3})$$

ここで,

$$c [D] = \frac{cE}{1-c\nu^2} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (\text{式 3-4})$$

E, ν はそれぞれヤング係数, ポアソン比であり, 各変数の添字 S 及び C は, それぞれ鋼板 S 及びコンクリート C を表している。



第 3-1 図 ひび割れ後の応力状態の仮定

4. ひび割れ後の荷重－変形関係式

壁長さ方向を X 軸とする X-Y 座標系に変換し、応力に有効断面積を乗じて鋼板とコンクリートに生じる内力 N 及びせん断力 Q を求める。

鋼板は等方性弾性材料の仮定であるため、座標変換後も式 3-2 と同じ D マトリクスを用いる。(式 4-1)

一方のコンクリートは異方性弾性材料の仮定であるため、圧縮ストラット方向で定義した式 3-4 の X'-Y'座標系の D マトリクスをそのまま用いることができないことから、 $\pi/2-\theta$ の応力変換マトリクス [T₁] 及びひずみ変換マトリクス [T₂] を用いて X-Y 座標系に変換する。(式 4-2)

$$s \begin{bmatrix} N_x \\ N_y \\ Q \end{bmatrix} = s \begin{bmatrix} A_x \\ A_y \\ A_{ys} \end{bmatrix} \cdot s [D] \cdot \{\varepsilon\}_{xy} \quad (\text{式 4-1})$$

$$c \begin{bmatrix} N_x \\ N_y \\ Q \end{bmatrix} = c \begin{bmatrix} A_x \\ A_y \\ A_y \end{bmatrix} \cdot [T_1]^{-1} \cdot c [D] \cdot [T_2] \cdot \{\varepsilon\}_{xy} \quad (\text{式 4-2})$$

ここで、内力の釣り合い条件より、

$$sN_x + cN_x = 0, \quad sN_y + cN_y = 0 \quad (\text{式 4-3})$$

式 4-1～式 4-3 を sQ および cQ について解くと、SC 構造が水平方向に $\delta_x (=H \cdot \gamma)$ せん断変形する際のせん断力 sQ, cQ は式 4-4～式 4-7 で表される。

$$sQ = \frac{sA_{ys} \cdot sE}{2(1 + s\nu) \cdot H} \cdot \delta_x \quad (\text{式 4-4})$$

$$cQ = \frac{(\cos\theta)^2}{2 \cdot \left[\frac{1 - c\nu^2}{cE \cdot ct \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot sE} (C1 + C2) \right]} \cdot \delta_x \quad (\text{式 4-5})$$

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left(\frac{\cos\theta}{sA_x} - \frac{\sin\theta}{sA_y} s\nu \right) \quad (\text{式 4-6})$$

$$C2 = H \cdot \sin\theta \left(\frac{\sin\theta}{sA_y} - \frac{\cos\theta}{sA_x} s\nu \right) \quad (\text{式 4-7})$$

ここで、 H, L : SC 構造の高さ, SC 構造の長さ
 ct : コンクリート板厚
 sA_x, sA_y : X, Y 方向の鋼板軸力有効断面積
 sA_{ys} : Y 方向の鋼板せん断有効断面積

式 4-5 に $\delta x = H \cdot \gamma$ を代入することにより、 $cQ = K_{\beta} \cdot \gamma$ の関係からひび割れ後のコンクリートの有効せん断剛性 K_{β} を求めることができる。(C1, C2 は式 4-6,7 により求める。)

$$cQ = \frac{(\cos \theta)^2}{2 \cdot \left[\frac{1 - c\nu^2}{cE \cdot ct \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot sE} (C1 + C2) \right]} \cdot \delta x \quad (\text{式 4-5})$$

ここで、 $\delta x = H \cdot \gamma$ を代入すると以下の式が得られる。

$$cQ = \frac{(\cos \theta)^2}{2 \cdot \left[\frac{1 - c\nu^2}{cE \cdot ct \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot sE} (C1 + C2) \right]} \cdot H \cdot \gamma \quad (\text{式 4-8})$$

K_{β}

5. 参考文献

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

参考資料-1：隔壁方式の鋼板コンクリート構造に関する理論式と試験結果の比較

1. はじめに

RPV ペデスタルのせん断第2折点の設定を行う際は、既往知見⁽¹⁾に記載のある鋼板コンクリート構造（以下「SC構造」という。）に関する理論式を用いて、コンクリートせん断ひび割れ後の鋼板及びコンクリートの剛性を算出している。

既往知見の理論式は、試験結果との対比により整合性が確認されているが、ここでは更なる確認として、既往知見に記載された試験以外の隔壁により鋼板とコンクリートを一体化したSC構造の試験結果を用いて、理論式との整合性を確認する。

2. 確認方法

実験結果の荷重変形関係と理論式に基づき算出する荷重変形関係の比較を行う。実験値として使用するデータは、以下に示す2つの論文から得られる荷重変形関係とする。解析で求める荷重変形関係は別紙1-4本文に記載の方法に基づいて設定し、鋼材の材料物性値は規格値、コンクリートの材料物性値は試験1については設計基準強度、試験2については論文中から設計基準強度が読み取れないため論文に記載のある実測値を用いた。

【試験1】加藤，遠山他：コンクリート充填鋼板耐力壁の実験的研究その3，日本建築学会大会学術講演梗概集（1985年）

【試験2】鋼板コンクリート構造に関する研究その1（大林組技術研究所報）

3. 参照する試験の概要

(1) 試験 1 コンクリート充填鋼板耐力壁の実験的研究その 3

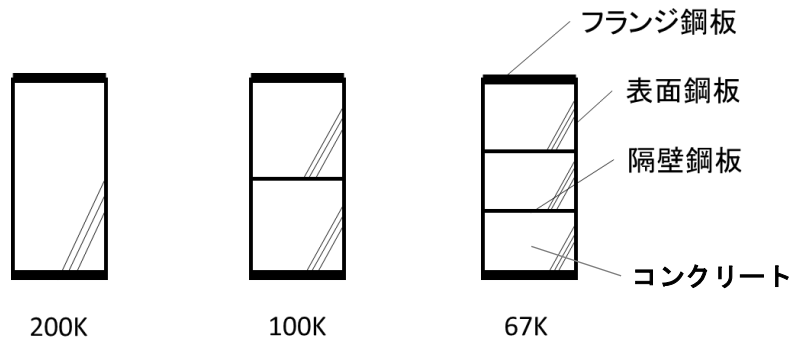
試験 1 の試験体諸元を第 3-1 表に示し、各試験体の断面を第 3-1 図に示す。

試験概要・方法は第 3-2 図に示しており、試験体には正負交番の漸増繰り返しで荷重を与える。

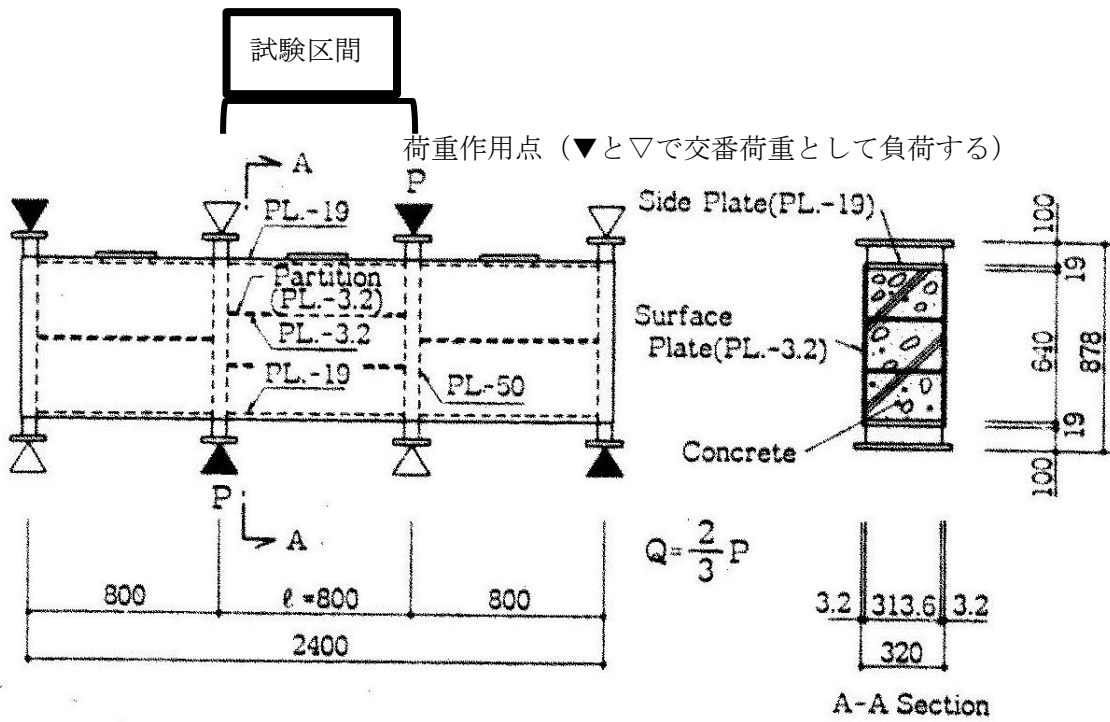
試験結果として得られた荷重変形関係を第 3-3 図に示す。なお、試験体にはせん断力と共に曲げモーメントも生じるため、荷重変形関係の評価にあたっては曲げによる変形も考慮する。

第 3-1 表 実験 1 の試験体及び諸元

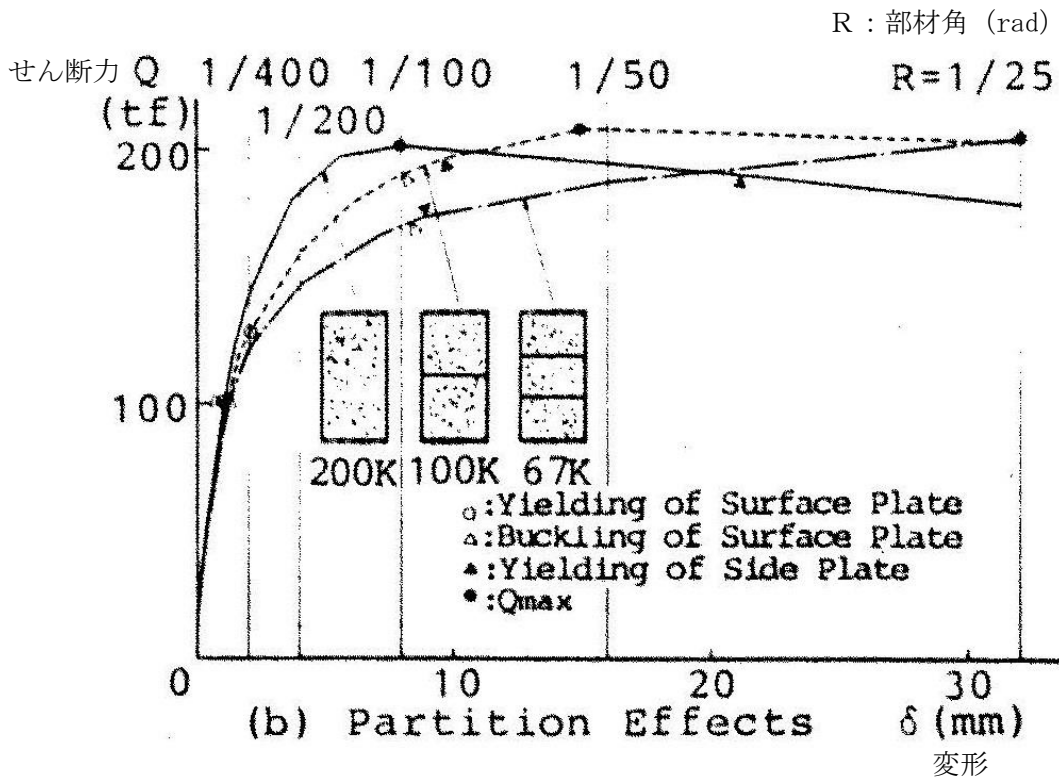
試験体名	隔壁枚数	鋼板板厚[mm]		鋼板材料		コンクリート 設計基準強度 [kgf/cm ²]
		表面・隔壁 板厚[mm]	フランジ 板厚[mm]	表面・隔壁	フランジ	
200K	0	3.2	19	SS41	SM50A	240
100K	1					
67K	2					



第 3-1 図 実験 1 の試験体断面



第3-2図 実験1の試験概要



第3-3図 実験1の試験結果

(2) 実験 2 鋼板コンクリート構造に関する研究その 1 (大林組技術研究所報)

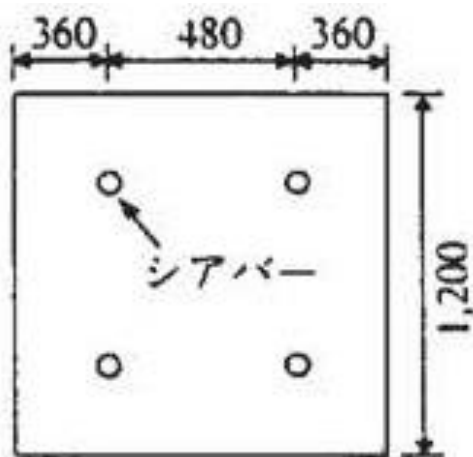
実験 2 で使用されている試験体及び諸元を第 3-2 表に示す。試験体の平断面、及び断面が、第 3-4 図、第 3-5 図である。

加力方法は、試験体各辺にそれぞれ 4 分割された加力治具を取り付け、各々の加力治具を PC 鋼棒によってまとめて引っ張り、試験体に純せん断応力を与える (第 3-6 図)。したがって、試験体にはせん断変形のみが生じるものとし、曲げによる変形は考慮しない。

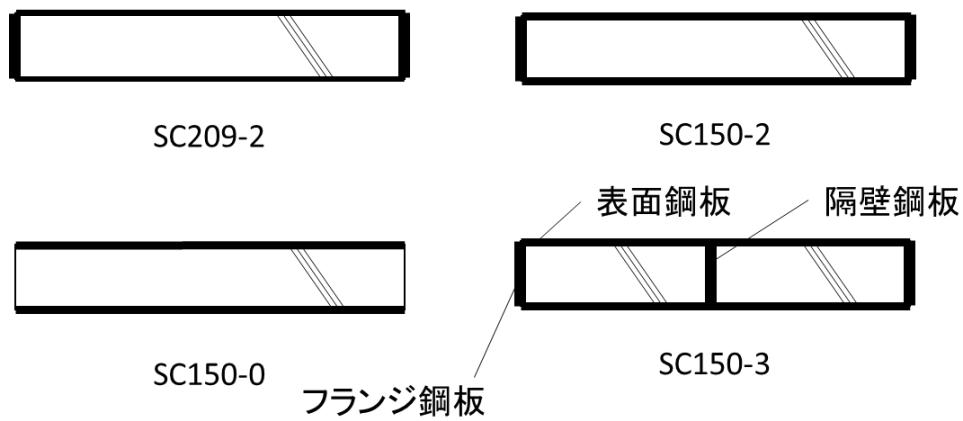
試験結果が第 3-7 図である。

第 3-2 表 実験 2 の試験体及び諸元

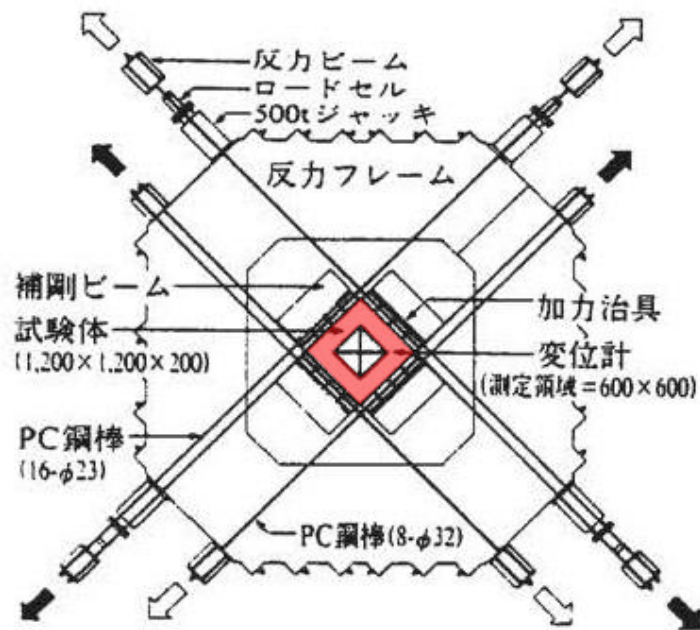
試験体	隔壁枚数	鋼材				コンクリート	
		表面鋼板板厚[mm]	隔壁板厚[mm]	フランジ鋼板板厚[mm]	材料	ヤング係数 [kgf/cm ²]	圧縮強度 [kgf/cm ²]
SC209-2	0	2.3	4.5	4.5	SS400	2.68	377
SC150-0	0	3.2		-		2.83	436
SC150-2	0	3.2		4.5		2.85	412
SC150-3	1	3.2		4.5		2.78	444



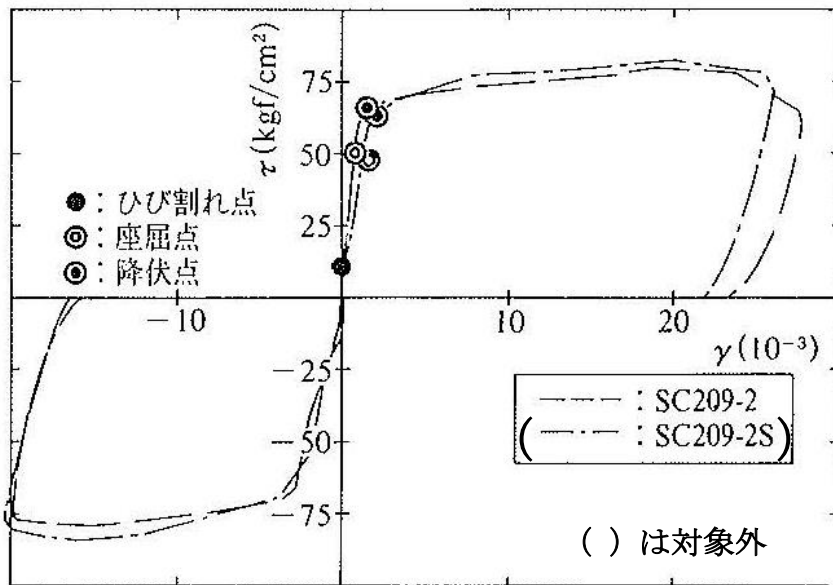
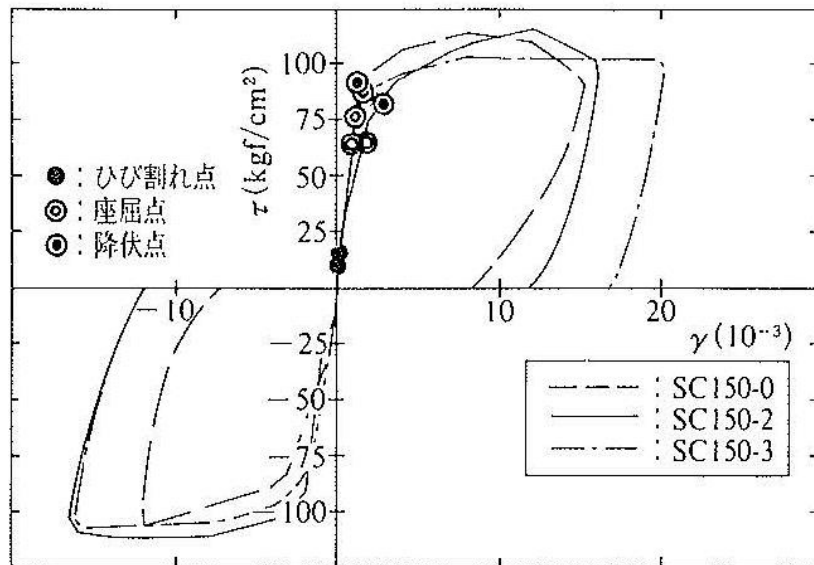
第 3-4 図 実験 2 の試験体縦断面



第 3-5 図 実験 2 の各試験体断面



第 3-6 図 実験 2 の加力装置概要



第3-7図 実験2の試験結果

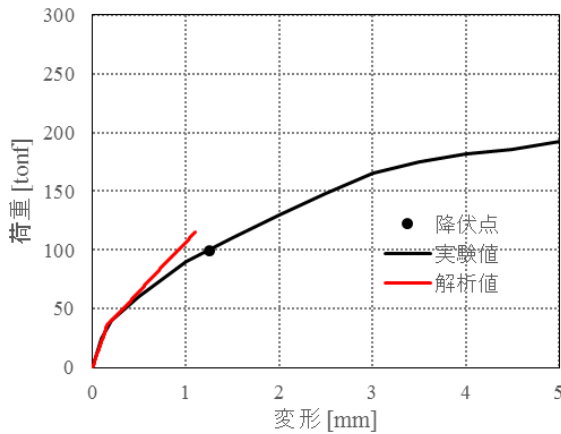
4. 荷重変形特性の比較

3. で示した計7体のケースに関して、実験結果と理論式に基づく算出結果を第4-1～3, 5～8図に示す。一般的にコンクリートの試験においては、コンクリート材料の不均一性、試験体の形状や加力方法等により、ある程度のばらつきが生じることが知られており、これらの試験についてもばらつきの範囲内にあると考えられる。

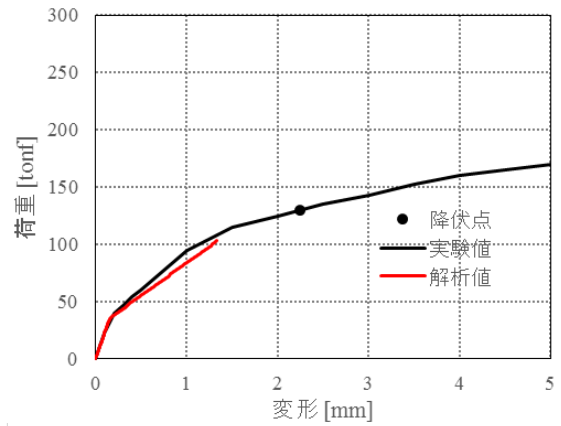
試験体の形状や加力方法といった試験固有の推定要因についても以下に示す。

(1) 実験1

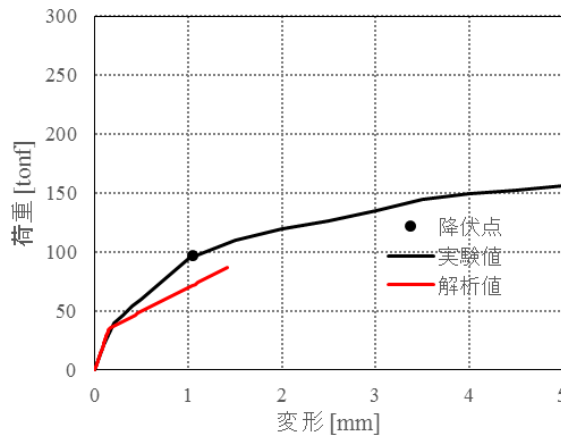
<実験結果との比較>



第4-1図 実験1 200K



第4-2図 実験1 100K



第4-3図 実験1 67K

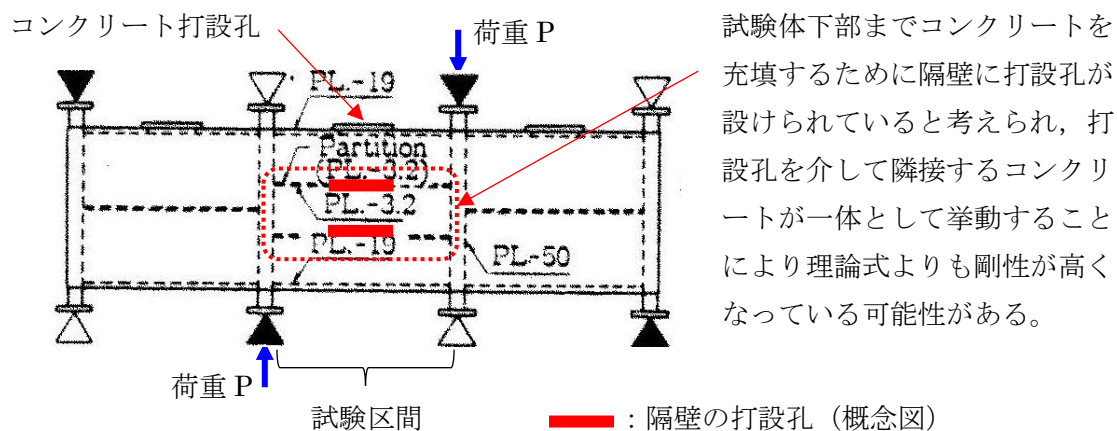
<差異に関する試験固有の推定要因>

a. 鋼板のひずみ計測点と実際にコンクリートにひび割れが入る点の差異

降伏点の差異については、理論式では鋼板降伏ひずみは一様分布すると仮定しているのに対して、実験ではひずみ計測は鋼板上の数点（論文中には主要点で計測との記載があるが詳細は読み取ることができない。）で行っており、鋼板の降伏は局所のひずみを用いて判定している。鋼板のひずみはコンクリートのひび割れ発生位置の分布に応じて計測位置によって異なる可能性があることから、実験時の降伏点の判定ポイントがばらついた可能性が考えられる。

b. 隔壁に設けられたコンクリート打設孔を介したコンクリートの一体性

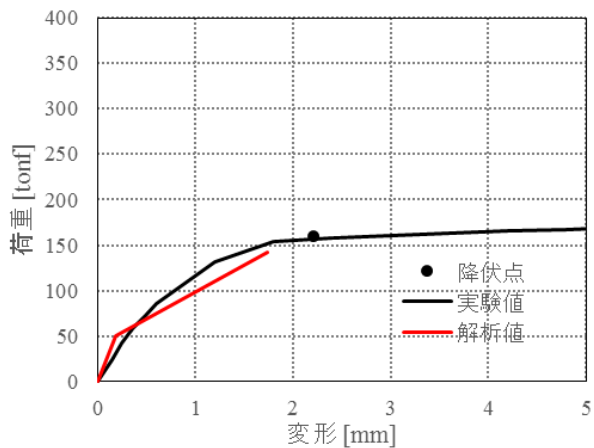
試験体内部に隔壁を内蔵する 100K と 67K の試験体（第 4-2,3 図）については、2 枚の隔壁にコンクリート打設孔が設けられていると考えられる。理論式は隔壁によりコンクリートが完全に分断されている前提であることに対し、実際は打設孔を介して隣接するコンクリートが一体として挙動することにより、理論式よりも剛性が高くなっている可能性がある。



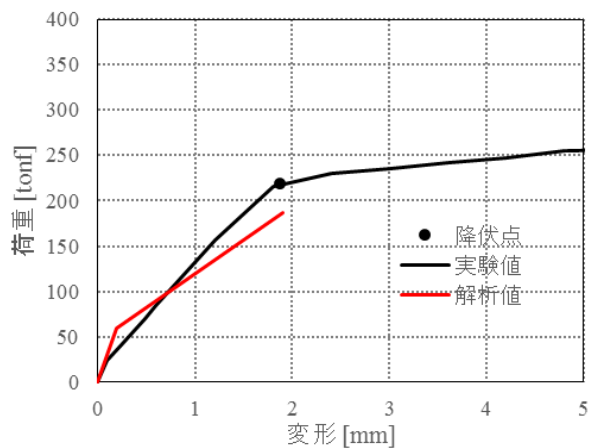
第 4-4 図 試験体に設けられたコンクリート打設孔の概念図

(2) 実験 2

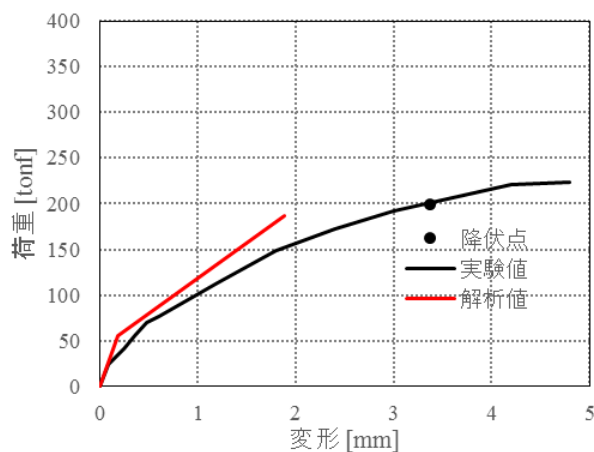
<実験結果との比較>



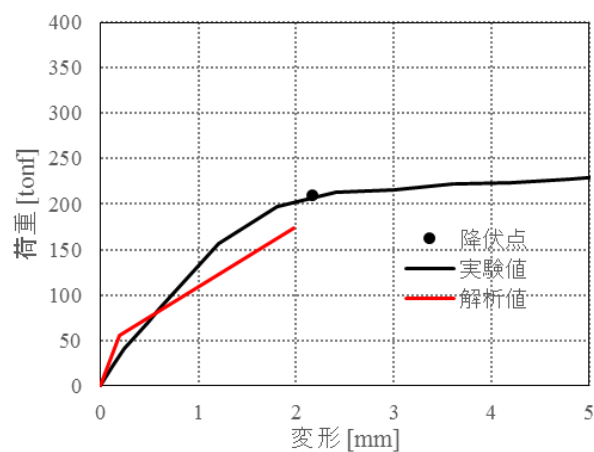
第 4-5 図 実験 2 SC209-2



第 4-6 図 実験 2 SC150-0



第 4-7 図 実験 2 SC150-2

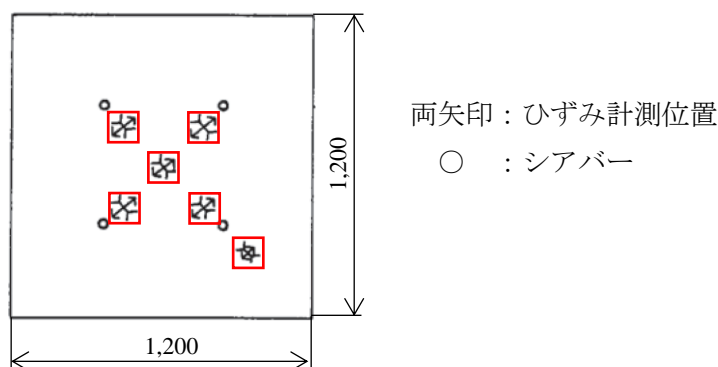


第 4-8 図 実験 2 SC150-3

< 差異に関する試験固有の推定要因 >

a. 鋼板のひずみ計測点と実際にコンクリートにひび割れが入る点の差異

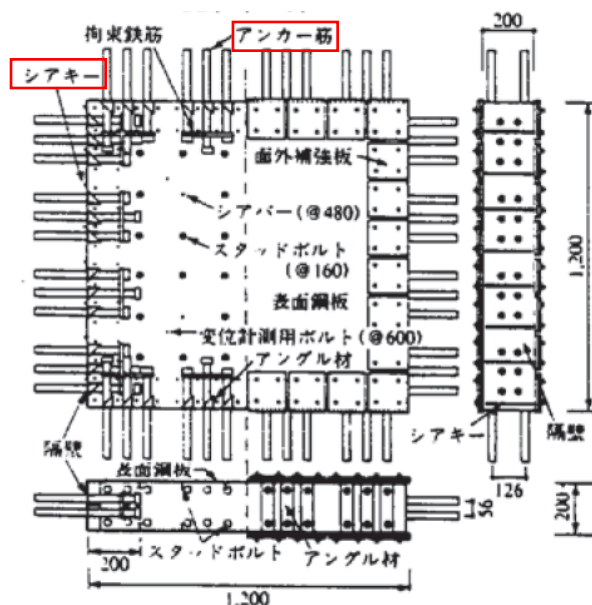
降伏点の差異については、理論式では鋼板降伏ひずみは一様分布すると仮定しているのに対して、実験ではひずみ計測は第 4-9 図のように 1,200mm 四方の鋼板上の 6 点で行っており、鋼板の降伏は局所のひずみを用いて判定している。鋼板のひずみはコンクリートのひび割れ発生位置の分布に応じて計測位置によって異なる可能性があることから、実験時の降伏点の判定ポイントがばらついた可能性が考えられる。



第 4-9 図 鋼板のひずみ計測点 (SC150-2)

b. 試験装置と試験体の定着部での局所的な応力集中の影響

実験 2 の試験体はアンカー筋やシアキーを介した特殊な加力方式を採用しており、それらの取り付く部位で局所的に応力集中が生じることにより、コンクリートひび割れを表す第 1 折点よりも早期に剛性低下が生じた可能性が考えられる。



第 4-10 図 試験体及び加力装置

c. 鋼板降伏の判定に用いる材料物性値の差異

理論式では鋼材の規格値の物性値（ヤング係数及び降伏強度）を用いて降伏点を求めていることに対して，実験では実測した鋼板の物性値が用いられている。実測した鋼板の降伏点が規格値を上回ることが，実験値が理論式の降伏点を上回る要因と考えられる。

第 4-1 表 降伏点の算出に用いた鋼板の物性値（ヤング係数及び降伏強度）

試験体名	実験				理論式
	SC209-2	SC150-0	SC150-2	SC150-3	
表面鋼板板厚 (mm)	2.3	3.2			各試験体で同一の規格値を使用 (SS400)
ヤング係数 (GPa) (SI 換算)	220	223			
降伏強度 (MPa) (SI 換算)	242	291			

5. 参考文献

- (1) 松尾 他：鋼板コンクリート耐震壁に関する研究 その 3 セン断荷重-変形関係の解析 日本建築学会大会学術講演梗概集（1992 年）
- (2) 加藤，遠山他：コンクリート充填鋼板耐力壁の実験的研究その 3，日本建築学会大会学術講演梗概集（1985 年）
- (3) 鋼板コンクリート構造に関する研究その 1 （大林組技術研究所報）

参考資料-2：圧縮ストラット角度の変化による地震荷重への影響

1. はじめに

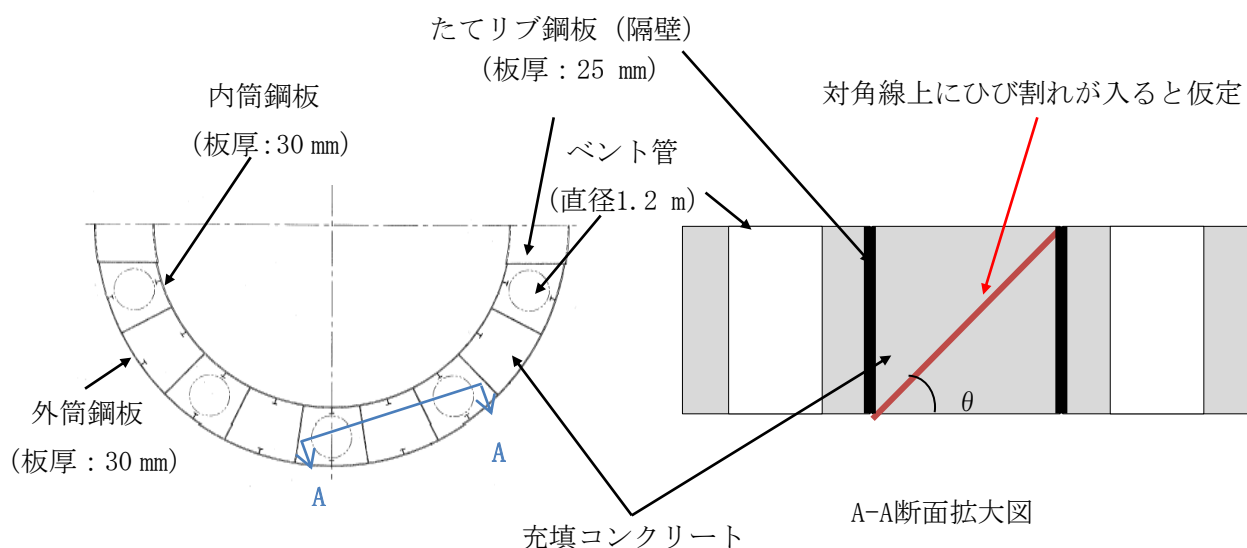
せん断第 2 折点を評価する際には、コンクリートの圧縮ストラット角度 θ を設定する必要があり、RPV ペDESTALでは縦リブや水平鋼板により囲まれた領域の対角線上にひび割れが入ると仮定し算出している。

この仮定の妥当性については、実機 RPV ペDESTALを模擬した試験体の加力試験結果を用いて確認している。ここでは、ストラット角度 θ をパラメータとした検討を行い、地震荷重へ与える影響について確認する。

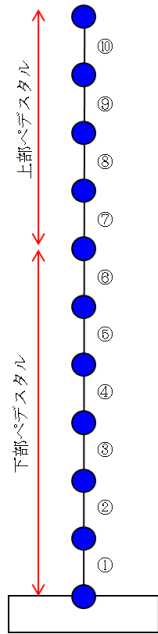
2. 検討ケース

RPV ペDESTALにおける圧縮ストラット角度 θ の振り幅は、 15° 、 30° 、 45° 、 60° 、 75° としたケースを考慮する。なお、 $\theta = 30^\circ$ と $\theta = 60^\circ$ 及び $\theta = 15^\circ$ と $\theta = 75^\circ$ は、せん断第 2 折れ点それぞれ同一の数値となることから、本資料では $\theta = 15^\circ$ 、 30° 、 45° の 3 ケースを対象にスケルトンカーブの作成を行う。

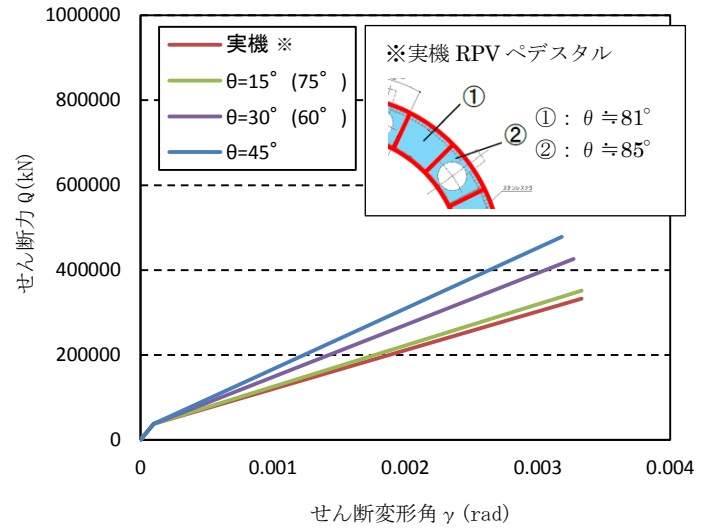
また、地震応答解析はモーメント及びせん断力の最大値がえられる Ss-2 の EW 方向について行う。RPV ペDESTALの各要素に対して、圧縮ストラット角度 θ を変化させ作成したスケルトンカーブを第 2 図に示す。



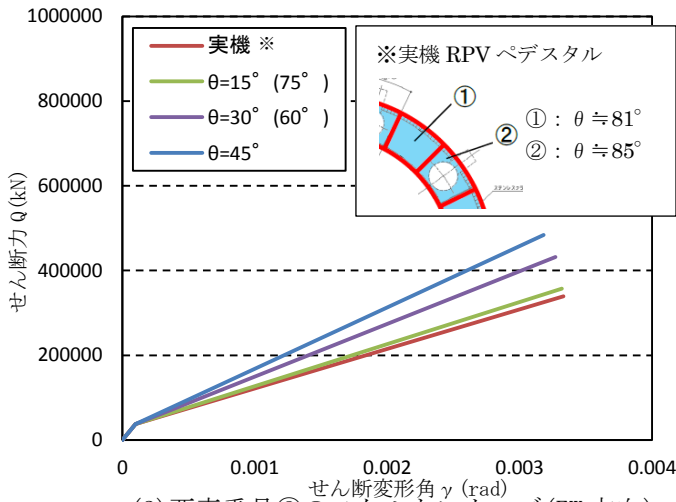
第 1 図 下部ペDESTALの圧縮ストラット角度 θ の設定



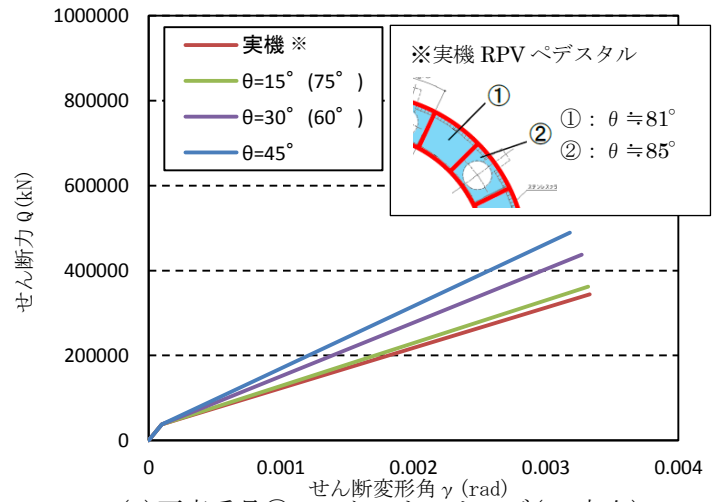
原子炉本体基礎地震応答解析モデル概念図



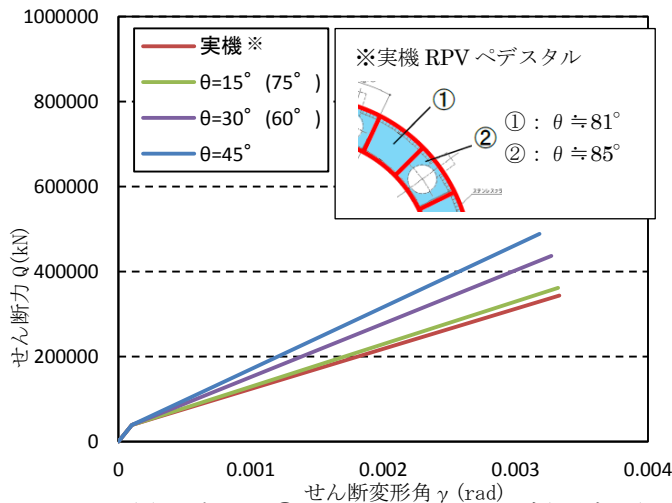
(1) 要素番号①のスケルトンカーブ (EW 方向)



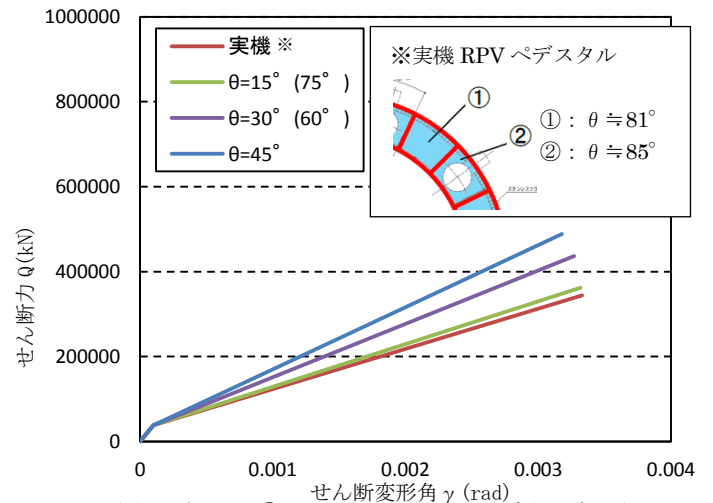
(2) 要素番号②のスケルトンカーブ (EW 方向)



(3) 要素番号③のスケルトンカーブ (EW 方向)

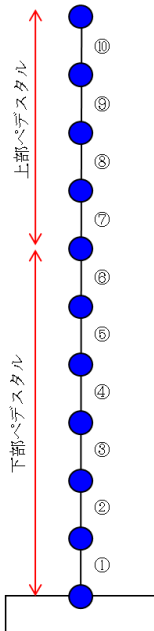


(4) 要素番号④のスケルトンカーブ (EW 方向)

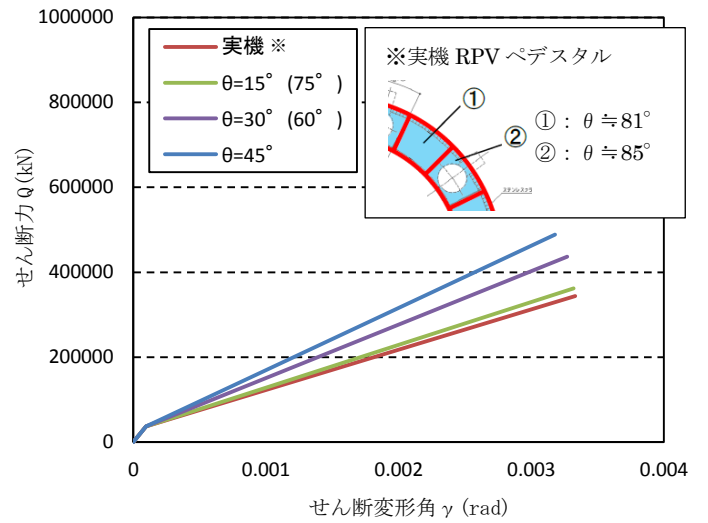


(5) 要素番号⑤のスケルトンカーブ (EW 方向)

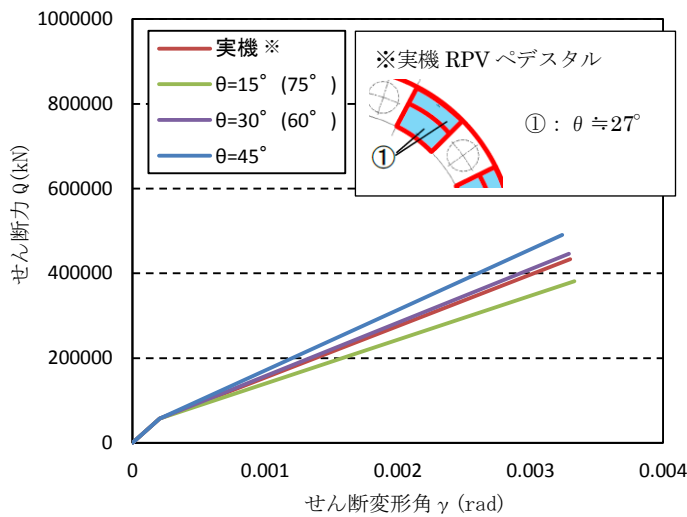
第2図 圧縮ストラット角 θ の違いによるスケルトンカーブの比較 (1 / 2)



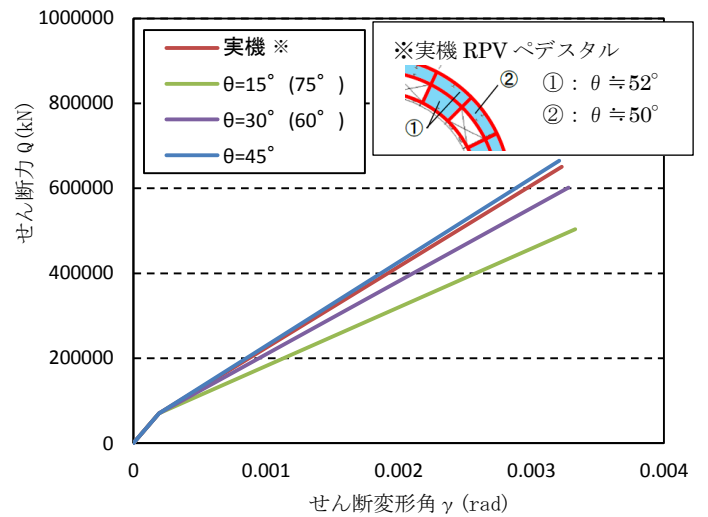
原子炉本体基礎地震応答解析モデル概念図



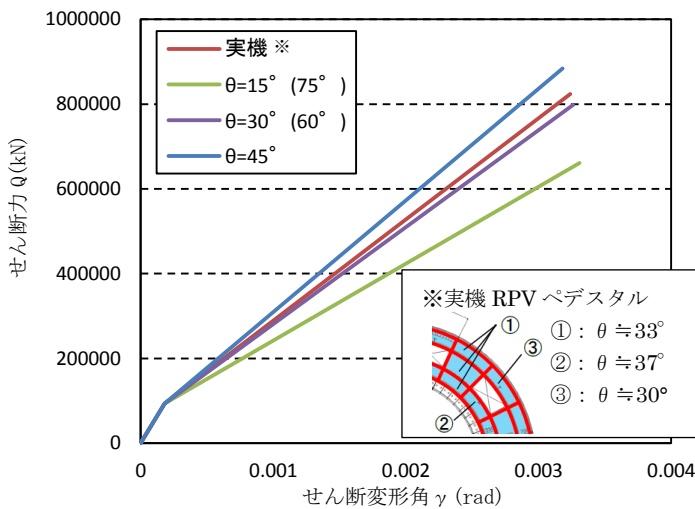
(6) 要素番号⑥のスケルトンカーブ (EW 方向)



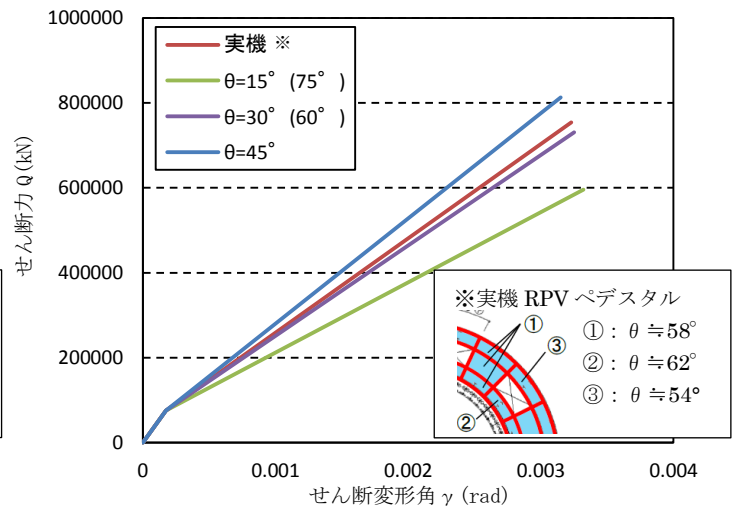
(7) 要素番号⑦のスケルトンカーブ (EW 方向)



(8) 要素番号⑧のスケルトンカーブ (EW 方向)



(9) 要素番号⑨のスケルトンカーブ (EW 方向)

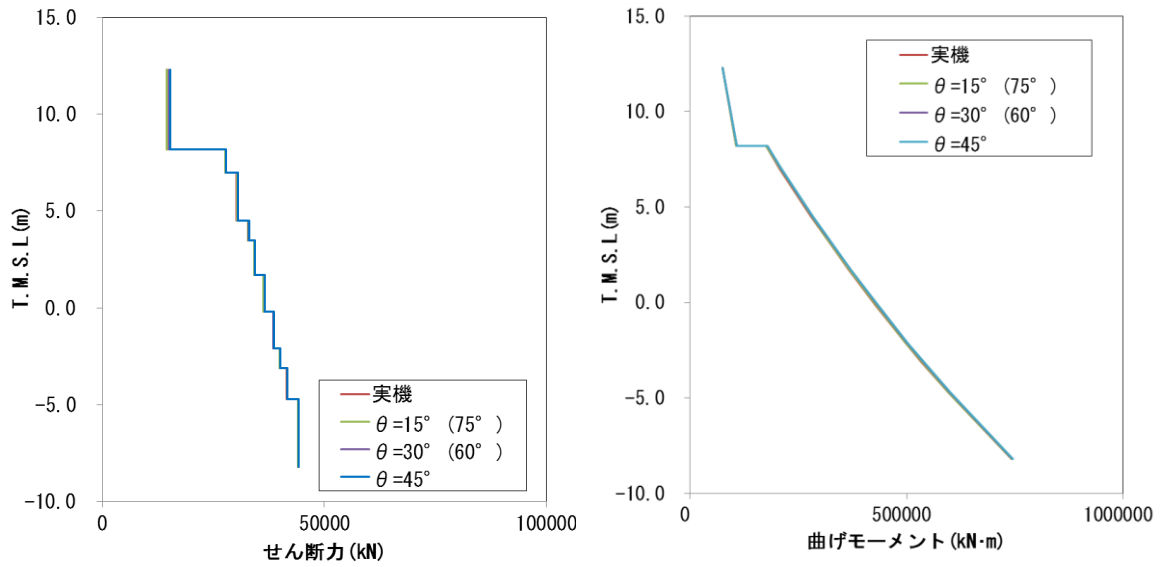


(10) 要素番号⑩のスケルトンカーブ (EW 方向)

第 2 図 圧縮ストラット角 θ の違いによるスケルトンカーブの比較 (2 / 2)

3. 圧縮ストラット角をパラメータとした地震応答解析結果

圧縮ストラット角度 θ を 15° , 30° , 45° として地震応答解析を実施した結果を第 3 図に示す。PRV ペデスタルの下部でせん断力の第一折れ点を超えているが、圧縮ストラット角度 θ が最大せん断力、最大モーメントに与える影響は小さい。圧縮ストラット角度 θ の地震荷重に対する感度が小さいことを確認した。



第 3 図 せん断力および曲げモーメントの応答分布図

柏崎刈羽原子力発電所6号及び7号炉

原子炉格納容器コンクリート部の
応力解析における弾塑性解析の採用について
(耐震)

目 次

1. 概要
 2. 既工認モデルと今回工認で採用予定のモデルの差異について
 2. 1 原子炉格納容器の構造概要
 2. 2 既工認モデルと今回工認で採用予定のモデルの差異について
 2. 3 既工認との差異についての考察
 3. 弾塑性解析を採用する目的と論点について
 3. 1 弾塑性解析を採用することの目的
 3. 2 弾塑性解析を採用するに当たっての論点
 4. 材料構成則の適用性・妥当性について
 4. 1 コンクリート（引張側）
 4. 2 コンクリート（圧縮側）
 4. 3 鉄筋（圧縮側，引張側）
 5. 既往試験結果に基づく弾塑性解析の妥当性・適用性
 5. 1 構造物全体を対象とした既往試験による弾塑性解析の妥当性確認
 5. 2 今回工認における弾塑性解析手法の妥当性・適用性の確認
 6. まとめ
- 添付資料－1 有効性評価における RCCV 検討時の評価モデルとの差異について
- 添付資料－2 CCV 規格における許容限界設定の考え方について
- 添付資料－3 コンクリート引張側構成則に関する影響検討
- 添付資料－4 コンクリート圧縮側の応力歪み曲線の折れ線近似について

1. 概要

6号及び7号炉原子炉格納容器コンクリート部（以下「RCCV」という。）の応力解析において、荷重状態Ⅳにおける荷重組合せでは基本的に弾塑性解析を採用する予定である。

本資料は、鉄筋コンクリート構造物の3次元弾塑性解析が先行電力を含めた既工認での採用事例がないことを踏まえ、その妥当性・適用性について説明するものである。

本資料では、まず既工認モデルと今回工認モデルの差異について整理・考察し、新手法としての妥当性を確認すべき項目として、弾塑性解析の採用のみが抽出されることを確認する。その上で、弾塑性解析を採用する際の論点を整理する。次に、抽出された論点に対して、既往の研究から得られた知見の整理を通して、その適用性又は妥当性について考察する。

2. 既工認モデルと今回工認で採用予定のモデルの差異について

2. 1 原子炉格納容器の構造概要

RCCVの構造は6号及び7号炉ではほぼ同じであるため、構造概要については7号炉を代表として説明する。

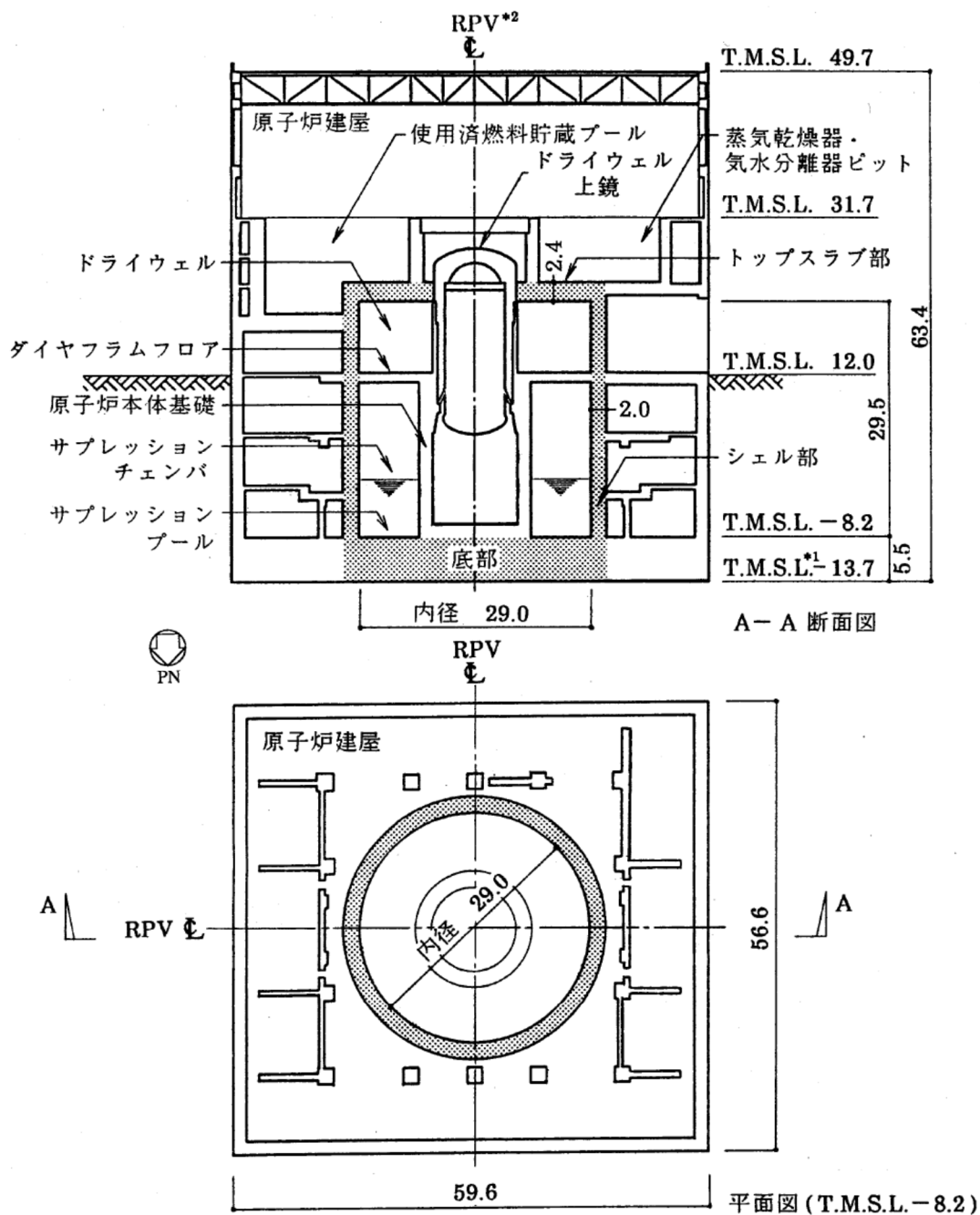
原子炉格納容器は、コンクリート部が耐圧、耐震及び遮蔽の機能を有し、コンクリート部に内張りした鋼板であるライナプレートが漏えい防止の機能を有する鉄筋コンクリート製原子炉格納容器である。

コンクリート部は、シェル部、トップスラブ部及び底部から構成され、シェル部は、原子炉建屋の床と接合されている。また、トップスラブ部の一部は、使用済燃料プール、蒸気乾燥器・気水分離器ピット等を兼ねる構造となっている。底部は、RCCV及びこれを取り囲む原子炉建屋の共通の基礎となっている鉄筋コンクリート造の基礎スラブであり、平面の形状は、NS方向56.6m、EW方向59.6mの矩形である。

RCCVの内径は29.0m、底部上端からトップスラブ部下端までの高さは29.5m、ドライウェル上鏡を含めた全体高さは約36mである。RCCVの概要を第2-1図に示す。


RCCVの内部は、ダイヤフラムフロア及び原子炉本体基礎によりドライウェルとサブプレッション・チェンバに区分されている。

基礎スラブは、RCCVの底部となっている部分とそれ以外の部分より構成され、特にRCCV底部は、圧力バウンダリを構成するように設計されている。また、その上面には、漏えい防止の機能を有するライナプレートが設けられている。



注記 *1: 東京湾平均海面 (以下, 「T.M.S.L.」と略す。)

*2: 原子炉圧力容器 (以下, 「RPV」と略す。)

注:  部分は, 原子炉格納容器を示す。

(単位: m)

第2-1図 RCCVの概要 (7号炉の例)

2. 2 既工認モデルと今回工認で採用予定のモデルの差異について

まず、既工認で採用した RCCV の解析モデルと今回工認で採用する予定の解析モデルとの差異を整理し、論点となり得る項目を整理する。

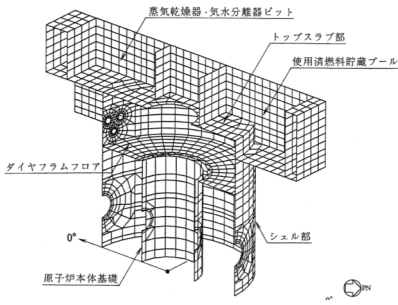
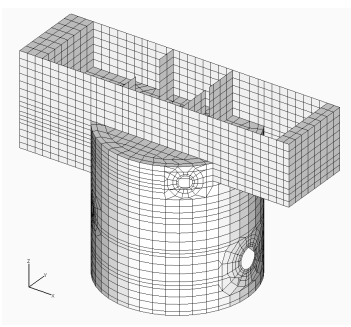
既工認における RCCV の解析モデルと今回工認で採用予定の解析モデルの比較表を第 2-1 表に示す。また、今回工認で採用予定の解析モデルの境界条件、拘束条件を第 2-2 表に示す。

第 2-1 表で整理したとおり、既工認と今回工認における解析モデルの差異としては、以下の 4 点が抽出された。

- (1) 既工認時に半割モデルとしていたものを全周モデルとしたこと
- (2) 弾塑性解析では事象発生順に荷重を入力すること
- (3) 応力解析に弾塑性解析を採用すること
- (4) コンクリートの物性値（ヤング係数，ポアソン比）

なお、上記は今回工認の耐震設計で用いる評価モデルと既工認の耐震設計の評価モデルとの差異を整理した結果であるが、今回工認の重大事故評価で採用予定の RCCV の評価モデルについても、既往の有効性評価時の検討（200℃, 2Pd 条件時の RCCV 構造健全性評価）で用いた RCCV の評価モデルから一部モデルを見直す予定である。そこで、有効性評価時と工認時のモデル化の差異及び差異が既往の有効性評価時の解析結果に与える影響について検討を実施した。その結果を添付資料-1 に示す。

第 2-1 表 応力解析モデル及び手法の比較 (RCCV)

項目	内容	既工認時	今回工認時
解析手法		・ 3 次元 FEM モデルを用いた応力解析	・ 同左
解析コード		・ NASTRAN	・ NASTRAN (弾性解析 ^{※1}) ・ ABAQUS (弾塑性解析 ^{※2})
解析手順		・ 同時に荷重を組合せる (弾性解析)	・ 同時に荷重を組合せる (弾性解析) ・ 事象発生順に荷重を入力する (弾塑性解析)
モデル化	モデル化範囲	・ 構造が東西軸に対してほぼ対称であることを踏まえ北半分の 180° のみをモデル化 (半割モデル)	・ 360° 全周をモデル化
	メッシュサイズ	・ モデル全体でおおむね 1~2m 程度 (開口周辺等は更に細分割)	・ 同左
	要素タイプ	シェル要素：シェル部、トップスラブ部 ROD 要素, BAR 要素：境界条件の設定に使用	・ 同左
要素分割		シェル要素：シェル部、トップスラブ部 ROD 要素, BAR 要素：境界条件の設定に使用	・ 同左
材料物性		・ コンクリートのヤング係数 $E=2.7 \times 10^6 \text{ t/m}^2$ ・ コンクリートのポアソン比 $\nu=0.167$ ・ コンクリートの線膨張係数 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$	・ コンクリートのヤング係数 $E=2.88 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ ^{※3} ・ コンクリートのポアソン比 $\nu=0.2$ ^{※4} ・ コンクリートの線膨張係数 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ (変更なし)
評価方法	応力解析	荷重状態 I ~ IV：弾性解析	荷重状態 IV：弾塑性解析 荷重状態 I ~ III：弾性解析
	許容限界	・ 部材に発生する応力・ひずみが許容限界を超えないことを確認 ^{※5}	・ 同左 ^{※5}
モデル図			

※1, 2：荷重状態 I ~ III に対しては弾性解析を実施する。荷重状態 I ~ III については、RCCV の挙動を弾性範囲内に収めるという設計思想に基づき設計が行われており、許容値も弾性範囲内とされていること、並びに、温度荷重により発生する熱応力については日本機械学会「発電用原子力設備規格コンクリート製原子炉格納容器規格 JSME

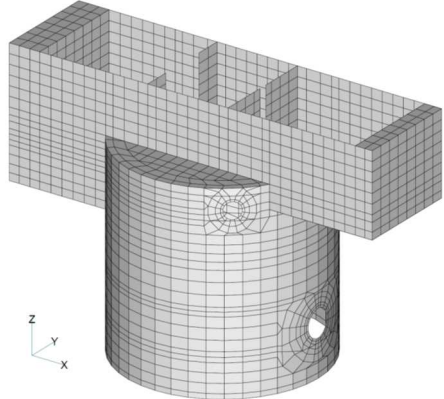
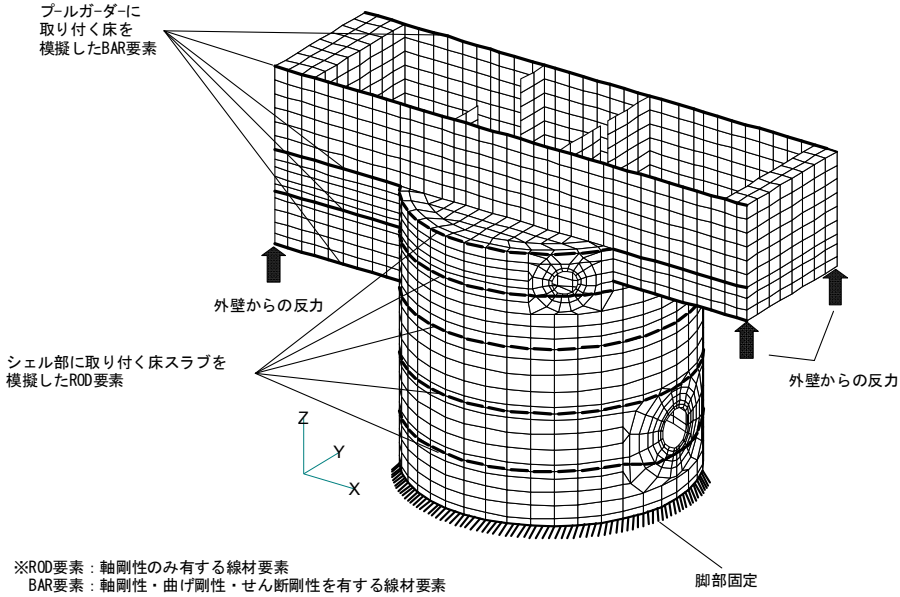
S NE1-2003」(以下「CCV 規格」という。)(「解説 CVE-3330 熱応力の扱い」に基づき、荷重状態Ⅰ及び荷重状態Ⅱにおいては弾性剛性を 1/2 に、荷重状態Ⅲにおいては弾性剛性を 1/3 に一律低減して算定することにより考慮することから既工認時と同様に弾性解析を実施することとし、荷重状態Ⅳについては、評価基準値が塑性化を許容した終局強度設計を行っており、許容値も塑性化を考慮した数値となっていることから、弾塑性解析を実施することとした。

※3: コンクリートのヤング係数としては、RCCV が原子炉建屋の躯体の一部であることを鑑み、地震応答解析モデルで採用する数値(実剛性)を準用する方針である。これは設定したコンクリート強度を用いて、日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説-許容応力度設計法-1999」による計算式により算定した数値であるが、CCV 規格においても、解析に用いる材料定数として、同計算式を用いることとされており、また、応力評価に用いるコンクリート強度としては、既工認と同様に設計基準強度を採用する方針である。

※4: 適用規準を日本建築学会「原子炉施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」(2005)に見直したことによる。

※5: 許容限界については、既工認時: 通商産業省告示 452 号「コンクリート製原子炉格納容器に関する構造等の技術基準」、今回工認: CCV 規格に基づき設定しているが、数値は同じである。荷重状態Ⅳ(S_s (既工認時は S_2))を含む荷重組合せ等)の場合は、鉄筋: 5000μ 、コンクリート: 3000μ という鉄筋及びコンクリートの非線形化を許容するような許容限界となっているが、この数値が設定された経緯及び考え方について整理した結果を添付資料-2 に示す。

第 2-2 表 RCCV の応力解析におけるモデル化, 境界条件, 拘束条件

モデル概要	境界条件, 拘束条件
<p>○モデル化範囲 使用済燃料プール, 蒸気乾燥器・気水分離器ピット及びダイヤフラムを含めて 360° モデル化</p>	<p>基礎スラブ及び床との境界条件</p> <p>基礎スラブとシェル部とは固定とし, シェル部及びプールガードに取り付く床スラブはそれぞれ梁要素 (ROD 要素・BAR 要素※) としてモデル化</p>
<p>○使用要素 シェル要素, ROD 要素, BAR 要素</p>  <p style="text-align: center;">応力解析モデル</p>	 <p>プルガードに取り付く床を模擬したBAR要素</p> <p>外壁からの反力</p> <p>シェル部に取り付く床スラブを模擬したROD要素</p> <p>外壁からの反力</p> <p>脚部固定</p> <p>※ROD要素: 軸剛性のみ有する線材要素 BAR要素: 軸剛性・曲げ剛性・せん断剛性を有する線材要素</p> <p style="text-align: center;">基礎スラブ及び床スラブとの境界</p>

2. 3 既工認との差異についての考察

(1) 応力解析に弾塑性解析を採用することについて

弾塑性解析については、基準地震動 S_s による入力が増大に伴い、原子炉建屋の鉄筋コンクリート構造全体としての挙動が塑性領域に入ると考えられることに加えて CCV 規格における許容限界が鉄筋コンクリートの塑性域のひずみであることを踏まえて、その塑性域の挙動を適切に評価するために採用するものである。ただし、先行電力を含めた既工認で採用された事例がなく、手法自体の変更となることから解析結果に与える影響も大きいと判断し、以降でその詳細について分析・検討し、今回工認で新手法として採用することの妥当性を確認することとする。なお、弾塑性解析の採用に当たって解析コードとして「ABAQUS」を採用しているが、汎用の有限要素解析コードであり、コンクリート製格納容器を含む鉄筋コンクリート構造物に対する既往知見もあること（詳細は、本資料「4. 材料構成則の適用性・妥当性について (2) 解析プログラム「ABAQUS」を用いた検討例」を参照）から、ここでは論点として取り上げないこととする。なお、今回工認では、添付資料として「計算機プログラム（解析コード）の概要」を添付し、その妥当性を説明する予定である。

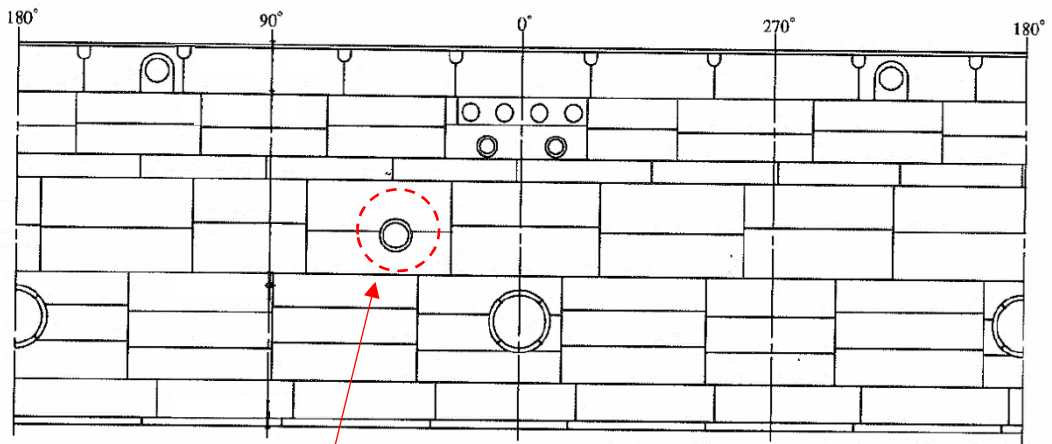
(2) 弾塑性解析で事象発生順に荷重を入力することについて

弾性解析においては、一般に荷重の組合せ順序が解析結果に影響することはない。しかし、弾塑性解析についてはコンクリートや鉄筋が塑性領域に入った場合、荷重を入力する順序が解析結果に若干影響する。したがって、今回工認で実施する弾塑性解析においては、実際に事象の発生する順序で荷重を入力することで、実現象を捉える解析を行なう。例えば荷重状態Ⅳの荷重組合せでは、死荷重及び活荷重や、運転時圧力等の常時荷重を先に入力し、次に地震荷重、地震時配管荷重等の地震発生時の荷重を入力する。これは実際の発生事象の順序を正確に評価した解析を実施するためであることから、本変更点については、論点としては扱わないこととする。

(3) 既工認時に半割モデルとしていたものを全周モデルとしたことについて

既工認で使用した半割モデルは、RCCV が東西軸に対してほぼ対称な構造となっていることを踏まえ、建設当時の計算機速度等を考慮して作成したものであり、北半分のみをモデル化している。また、その妥当性については、建設当時実施した構造実験のシミュレーション解析を行うことにより確認しているものである。ただし、RCCV は完全な対称構造ではなく、第 2-2 図に示すとおり、シェル部の開口部に差異があり、この開口部周辺の評価を正確に行うためには、全周モデルとし解析することが望ましいと考えられる。

現在の計算機速度等を踏まえると、全周モデルにより解析を実施することが可能であることから、今回工認で採用予定の解析モデルでは、弾性解析、弾塑性解析共に全周モデルを採用することとした。これは非対称条件をより正確に評価するための変更であることから、本変更点については、論点としては扱わないこととする。



非対称となる開口部

RCCV 外周展開図

第 2-2 図 RCCV シェル部の開口部の非対称性

(4) コンクリートの物性値（ヤング係数，ポアソン比）

コンクリートの物性値のうち，ヤング係数については，原子炉建屋の動解モデルで使用する物性値と整合の取れた値（実剛性）を採用する予定である。実剛性の設定値の妥当性については，原子炉建屋の動解モデルにおける論点となっており，審査の中でその妥当性を説明している。また，応力評価に用いるコンクリート強度としては設計基準強度を採用する方針である。

一方，ポアソン比の変更については適用規準を日本建築学会「原子炉施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（2005）に見直したことによるものであり，同様の変更については先行審査でも認可実績があり，論点とはならないと考えている。

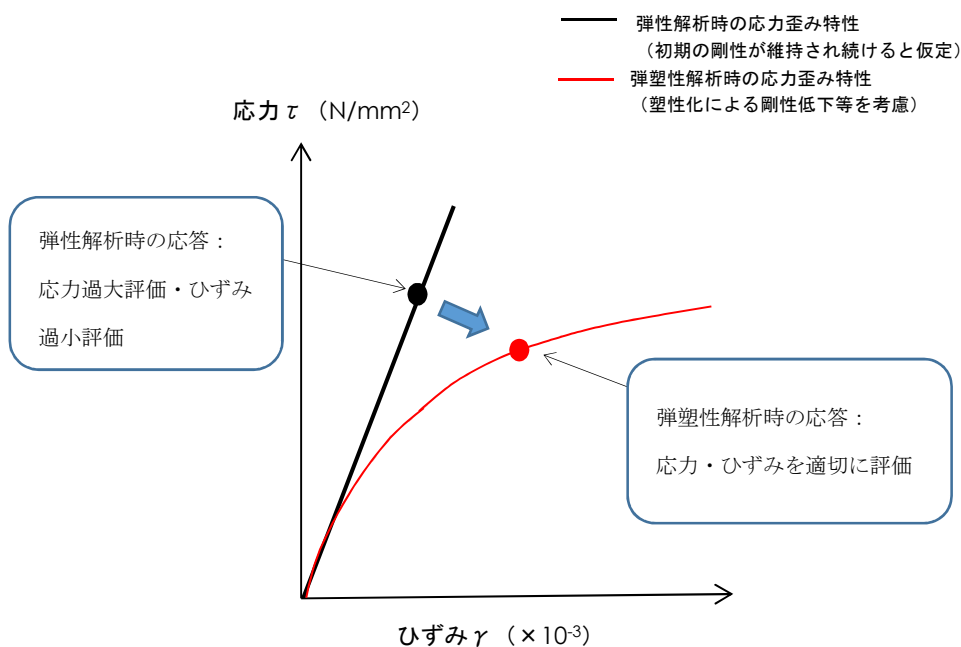
以上のことから，コンクリートの物性値の変更については，本資料における論点としては取り扱わないこととする。

3. 弾塑性解析を採用する目的と論点について

3. 1 弾塑性解析を採用する目的

弾性解析と弾塑性解析の応答性状の違いを示した概念図を第 3-1 図に示す。弾性解析は、どれだけ入力が大きくなっても初期の剛性が維持され続けるという仮定での解析を実施することとなるので、入力レベルが小さい場合は実現象を精度良く再現することができるが、入力の増大により挙動が塑性領域に入るような場合、部材の塑性化により剛性が低下する現象を模擬できない。そのため、実挙動が塑性領域に入る場合に弾性解析を用いると、応力を過大に評価し、ひずみ（変形量）は過小に評価することとなる。この傾向は入力が大きくなればなるほど、より顕著になると考えられる。

今回工認では、基準地震動 S_s による入力の増大に伴い、原子炉建屋の鉄筋コンクリート構造全体としての挙動が塑性領域に入ると考えられることから、入力レベルに応じた構造物の挙動を適切に評価することを目的として弾塑性解析を採用することが必要であると判断した。



第 3-1 図 弾性解析と弾塑性解析の違い（概念図）

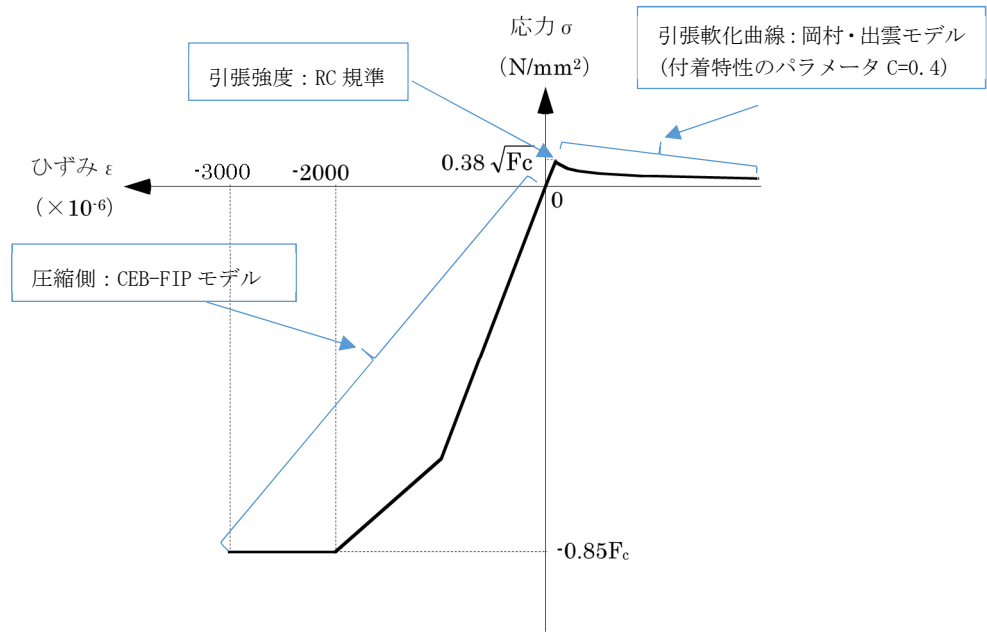
3. 2 弾塑性解析を採用するに当たっての論点

3. 1で説明したとおり, RCCV の応力解析に弾塑性解析を取り入れることによる利点としては, 既工認で採用していた弾性解析では表現出来ないような大入力時の弾塑性挙動を評価できることにある。弾塑性挙動を適切に評価するに当たっては, 塑性領域を含めた鉄筋及びコンクリートの材料構成則 (材料の応力とひずみの関係をモデル化したもの) を適切に設定し解析を実施する必要があると考えられる。

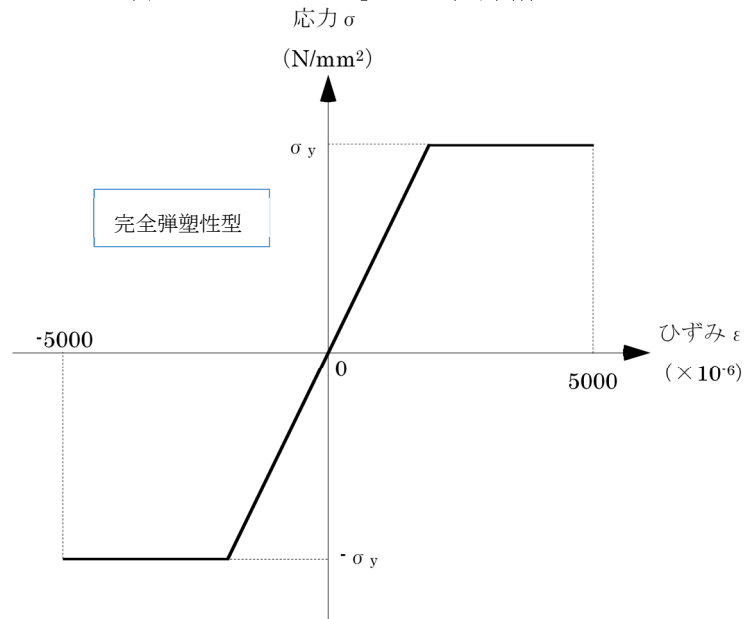
今回の工認で採用予定の材料構成則を第 3-2 図に示す。ここで, コンクリート (圧縮側) は CEB-FIP^[1]モデル, コンクリート (引張側) は RC 規準^[2] (ひび割れ点の評価) と岡村・出雲モデル^[3] (ひび割れ点以降の引張軟化曲線), 鉄筋 (圧縮・引張側) は完全弾塑性型を用いているが, 弾塑性挙動へ与える影響が大きいため, その設定の妥当性・適用性については十分に確認する必要があると判断し, 「材料構成則の設定の妥当性」を弾塑性解析採用に当たっての論点として位置づけ, その妥当性・適用性を検討することとした。

なお, コンクリートの構成則の設定において, 初期剛性については実剛性, 最大応力を決める際のコンクリート強度 (第 3-2 図における $0.38\sqrt{F_c}$ 及び $-0.85F_c$ の F_c の値) としては設計基準強度を採用する方針である。

また, 材料構成則を適切に設定することに加え, 弾塑性解析のもつ不確実性を踏まえ, 構造物全体を対象とした実証的な試験データにより, 今回工認で採用する弾塑性解析手法の妥当性・適用性についても併せて確認することとした。



(a) コンクリートの応力-ひずみ関係



(b) 鉄筋の応力-ひずみ関係

F_c : コンクリートの設計基準強度, σ_y : 鉄筋の降伏強度

第 3-2 図 採用予定の材料構成則

4. 材料構成則の適用性・妥当性について

RCCV の応力解析では、基準地震動 S_s による外力の増大に伴い、鉄筋コンクリート部材の塑性化が想定されることから、鉄筋コンクリートの弾塑性挙動を踏まえた適切な評価を実施するために弾塑性解析を採用する予定である。その中でも適用した材料構成則が弾塑性挙動に直結する項目であることから、弾塑性解析を採用する上での論点として位置づけ、以下で設定に当たって適用した文献の内容を整理し、その妥当性・適用性を検討する。

4. 1 コンクリート（引張側）

コンクリートの引張側の材料構成則のうち、ひび割れが発生するまでのコンクリートの剛性は圧縮側の初期剛性と同様の値とし、引張強度については、RC 規準^[2]における曲げひび割れ時のコンクリート引張強度に関する記載である(4.1)式を参考に、その下限値を設定している。なお、RC 規準は、既工認でも適用実績のある規格規準である。また、今回の検討では保守的に引張強度の下限値を参照し、コンクリート引張側のエネルギー消費を低く見積もることにより鉄筋の引張側の負担が増えるように配慮しており、十分に保守的な設定であると考えられる。

$${}_c\sigma_t = (0.38 \sim 0.75)\sqrt{\sigma_b} \quad (4.1)$$

${}_c\sigma_t$: コンクリートの引張強度

σ_b : コンクリートの圧縮強度

また、ひび割れ発生後は応力再配分により力の大部分は鉄筋が負担することとなるものの、実現象としては、鉄筋とコンクリート間の付着によりひび割れ後のコンクリートも構造全体に生じる応力の一部を負担することから、ひび割れ後の性状を考慮するために、ひび割れ点以降のコンクリートの構成則として引張軟化曲線を定義している。引張軟化曲線としては、弾塑性解析で使用する計算機コード「ABAQUS」で、各種実験結果との対応が良いことが確認されている岡村・出雲モデル^[3]を採用する予定である。

岡村・出雲モデルは、既往文献における知見を参照して設定した項目であり、先行審査を含めた既工認で適用実績がないため、以下で、モデルの概要（モデルが提唱された論文における妥当性検証の内容含む）について整理した上で、既往の検討例を整理することにより RCCV の弾塑性解析への適用性を検討する。

なお、コンクリートの引張側構成則については、設定値が解析結果に与える影響を確認するための検討を実施している。検討結果については、添付資料-3 に示す。

(1) 岡村・出雲モデルの概要

岡村・出雲モデルは、文献^[3]に示されるコンクリートの引張軟化曲線であり、ひび割れた鉄筋コンクリートの引張軟化曲線を評価する際に設定する。鉄筋に関係なく、ひびわれ後のコンクリートの平均応力-平均ひずみの関係を与えているのが特徴であり、下記の式により表現される。

$$\frac{\sigma_t}{f_t} = \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_t} \right)^c \quad (4.2)$$

σ_t : ひびわれと直角方向のコンクリートの平均引張応力

f_t : 2軸応力下のコンクリートの引張強度

ε_{cr} : ひびわれ発生時の平均引張ひずみ

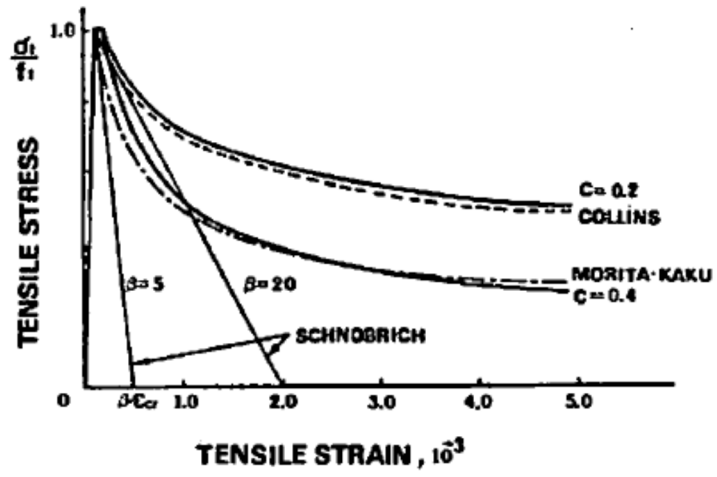
ε_t : ひびわれと直角方向の平均引張ひずみ

c : 付着性状を表すパラメータ

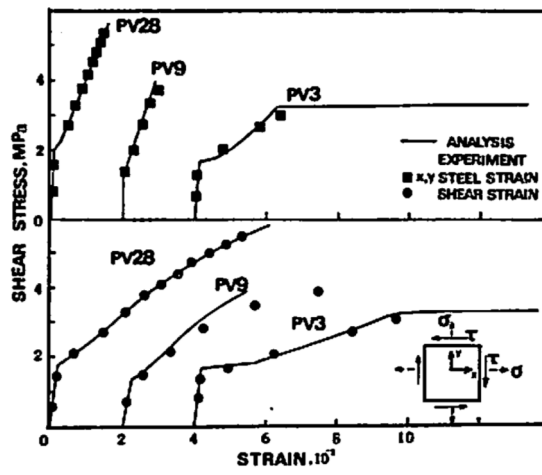
本モデルの妥当性については、原論文においても既往の実験結果との比較により検証されているため、以下ではその概要について記載する。

原論文では、(4.2)式を用いることで既往の実験 (Collins-Vecchio の実験^[4], 森田・角の実験^[5]) から求められたコンクリートの平均応力-平均ひずみ曲線をほぼ再現できることを確認している (第 4-1 図)。ここで、付着性状を表すパラメータ c としては、鉄筋として溶接された金網を用いた Collins-Vecchio の実験^[4]では $c=0.2$ 、異形鉄筋を用いた森田・角の実験^[5]は $c=0.4$ が採用されている。なお、今回工認の RCCV の応力解析モデルでは、RCCV で用いている鉄筋が異形鉄筋であることを踏まえ、 $c=0.4$ を採用している。後述する財団法人原子力発電技術機構の原子炉格納容器信頼性実証事業における解析例でも $c=0.4$ が採用されている。

また、ひび割れ後のコンクリートの構成則として(4.2)式を用いた検討を実施し、既往の実験時の挙動を再現できるかを確認している。ここでは、既往の実験 (Collins-Vecchio の実験^[4]及び青柳・山田の実験^[6]) からコンクリートの引張剛性の影響を受ける供試体を選定し、鉄筋コンクリート部材の挙動 (せん断ひずみ, 鉄筋のひずみ) が実験値とよく一致する結果となることを確認している (第 4-2 図)。このことから岡村・出雲モデルがひび割れ後の挙動をよく表現できるモデルであるとしている。



第 4-1 図 岡村・出雲モデルと他のモデルとの比較 ([3]より引用)



第 4-2 図 コンクリート引張剛性モデルの検証結果 ([3]より引用)

(2) 解析プログラム「ABAQUS」を用いた検討例

a) 日本建築学会「コンクリート系構造の部材解析モデルと設計への応用」での検討例

日本建築学会「コンクリート系構造の部材解析モデルと設計への応用」^[7]には、RCCVの応力解析でも用いる予定の解析プログラム「ABAQUS」を使用した解析例が示されている。

ここでもコンクリートの引張軟化曲線として岡村・出雲モデルを用いた検討例が示されており、既往の試験結果と解析結果との対応が良好であることが確認されている。

本文献においては、簡易要素ベンチマークテスト、梁せん断試験、床曲げ試験の検討例が示されている。以下にその概要を述べる。

梁せん断破壊試験については、既往の文献^[8]に示される試験体を模擬して、試験体中央部に鉛直方向単調荷重を変位制御で載荷する静的漸増非線形解析を実施し、「ABAQUS」で用いる塑性損傷モデルに係るパラメータを検討したものである（第4-3図）。ここでの検討の結論としても、コンクリートの引張軟化曲線は、岡村・出雲モデルを用いた検討ケースが文献における実験結果との対応が良好とされている。

鉄筋コンクリート床の曲げ破壊試験については、既往の文献^[9]に示される試験体を模擬し、荷重積載部に鉛直方向単位荷重を変位制御で載荷する静的漸増非線形解析を実施し、「ABAQUS」で用いる塑性損傷モデルに係るパラメータを検討したものである（第4-4図）。ここでの検討の結論としても、コンクリートの引張軟化曲線は、岡村・出雲モデルを用いた検討ケースが文献における実験結果との対応が良好とされている。

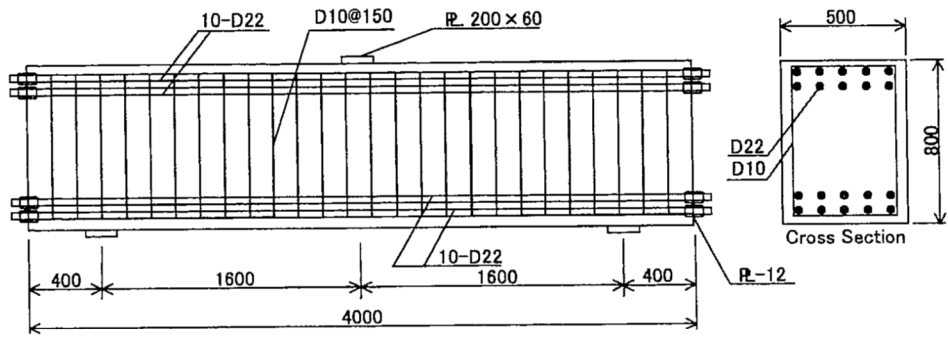


図-4.3.9 試験体諸元 (単位: mm)

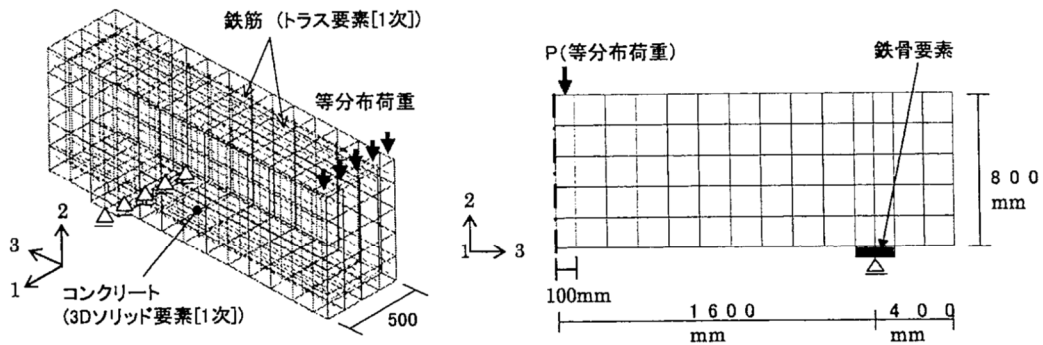


図-4.3.10 解析モデル

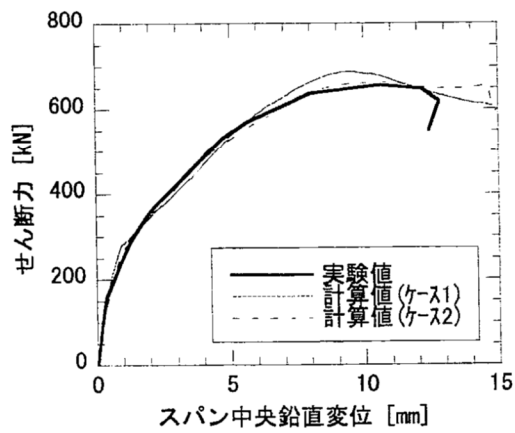


図-4.3.11 せん断力-スパン中央鉛直変位関係

第 4-3 図 梁せん断破壊試験に基づく検証結果 ([7]より引用)

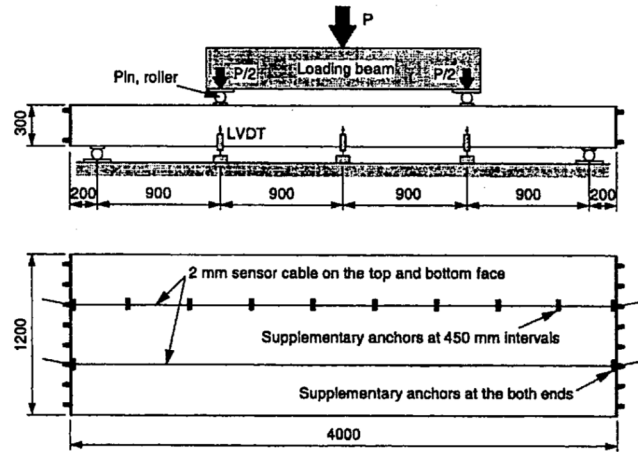


図-4.3.12 試験体諸元

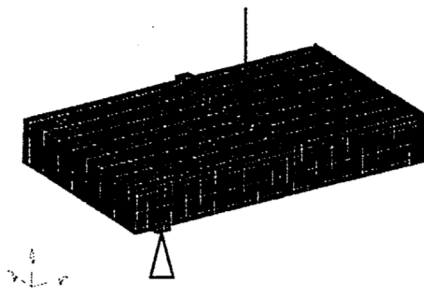


図-4.3.13 解析モデル

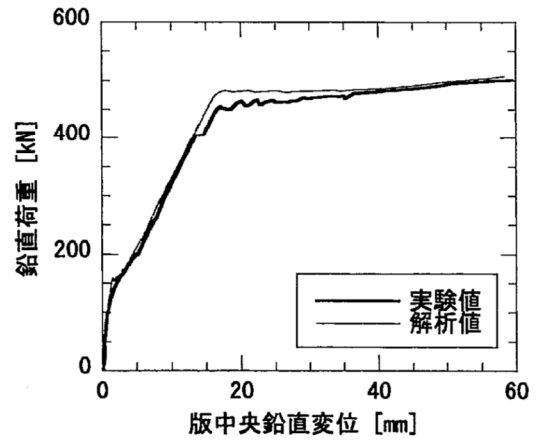


図-4.3.14 鉛直荷重—版中央鉛直変位関係

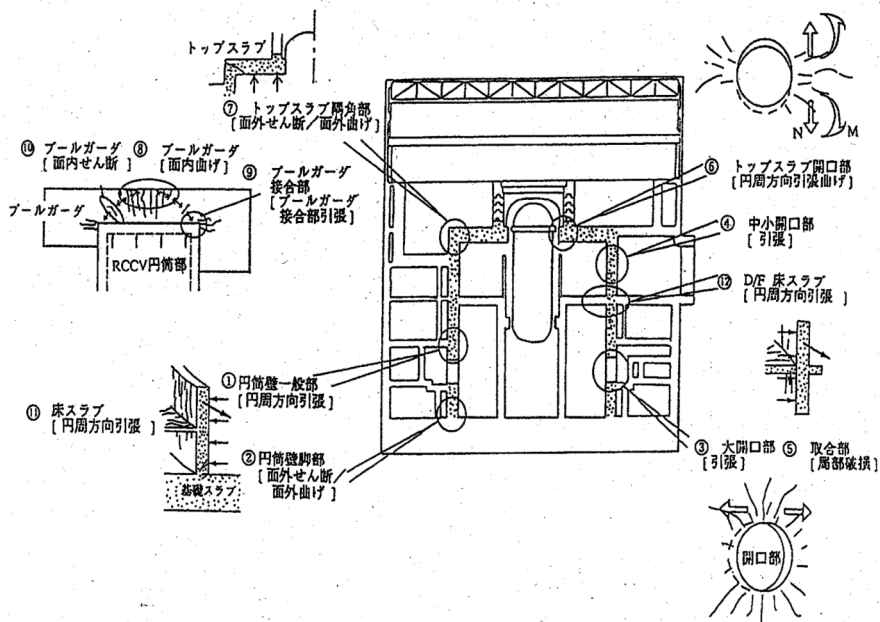
第 4-4 図 鉄筋コンクリートの曲げ破壊試験に基づく検証結果 ([7]より引用)

b) 原子炉格納容器信頼性実証事業における検討例

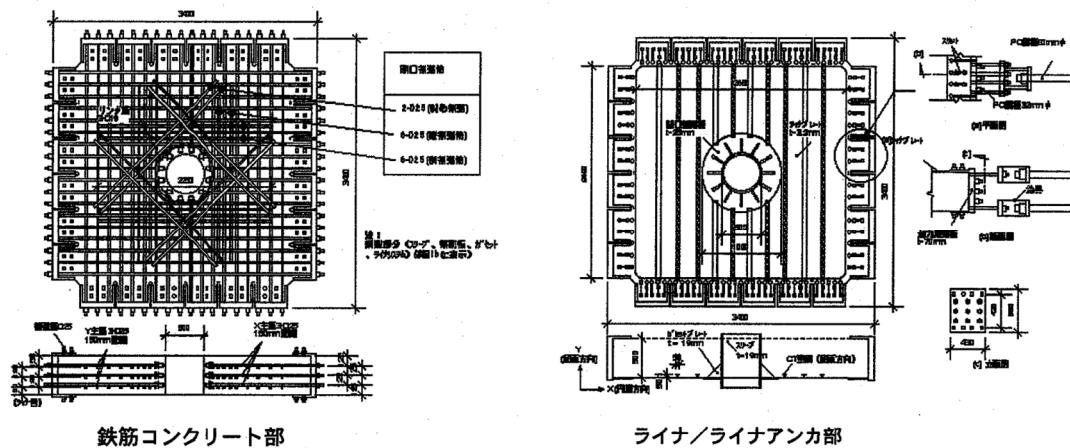
財団法人 原子力発電技術機構が実施した原子炉格納容器信頼性実証事業^[10]においても、基礎要素特性試験（二軸引張基礎要素特性試験）の結果を用いて、「ABAQUS」による検討を実施しており、そこで得られた知見として、コンクリートの構成則特性については、出雲式が実験との整合が良いと記載されている。試験及び解析の概要を以下に示す。

基礎要素特性試験は、RCCVの限界挙動を評価する解析モデルの妥当性検証を主たる目的として実施されたものであり、RCCVにおいて想定される破損部位とモードを踏まえて試験内容が設定されている。RCCVの破壊想定部位及びモードは第4-5図に示すとおりとしており、このうち、局部的な損傷が大きくなる領域（円筒壁脚部：面外せん断，面外曲げ，大開口部：引張，トップスラブ開口部：円周方向引張曲げ，トップスラブ隅角部：面外せん断，面外曲げ）に対しては、部分詳細モデルを用いた解析を実施し、特に、円筒壁における大開口部周りでは、開口部周りの厚板部と薄板の接合部等の開口部を構成する補強部材等の影響で、ライナにひずみ集中が発生することが想定された。このため、開口部及び周囲の鉄筋コンクリート/ライナ性状を模擬した2軸引張試験が実施されることとなったものである。

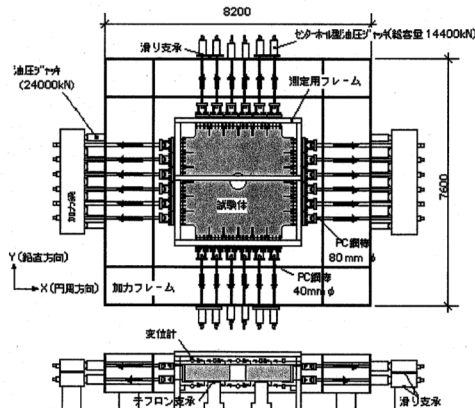
試験ではRCCVの開口部及び周囲の鉄筋コンクリート/ライナ性状を模擬した試験体（ライナあり・なしの2種類の試験体）を直角2方向に引張加力し、その構造的挙動を確認している。試験体の材料（鉄筋，コンクリート）は実機と同等のものを用いており、配筋についても実機をできる限り忠実にモデル化するとしている。試験体の縮尺は、ライナの破損を評価するためにはできるだけ大きな縮尺が望ましいとして、1/2倍としている。試験体形状及び加力装置を第4-6図に示す。



第4-5図 RCCVの破損想定部位とモード（[10]より抜粋）



試験体形状



試験装置

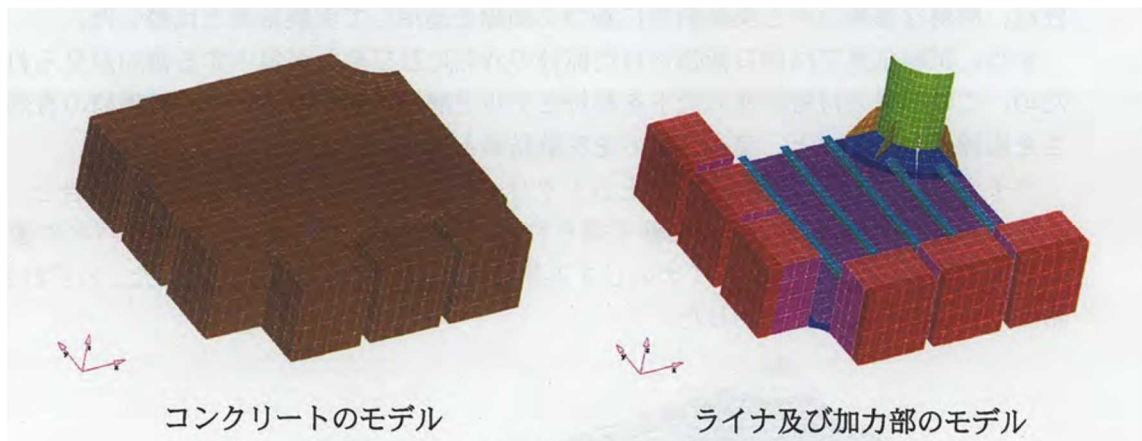
第 4-6 図 二軸引張基礎要素特性試験の試験体及び試験装置 ([10]より抜粋)

実験結果を踏まえた解析としては、荷重分布・材料物性・構成則・要素の種類（シェル要素，ソリッド要素）・ライナアンカのモデル化が及ぼす影響について検討が行われている。シェル要素での検討は、解析コード「LASHET」（清水建設（株）所有），ソリッド要素での検討では、解析コードとして「ABAQUS」が使用されている。

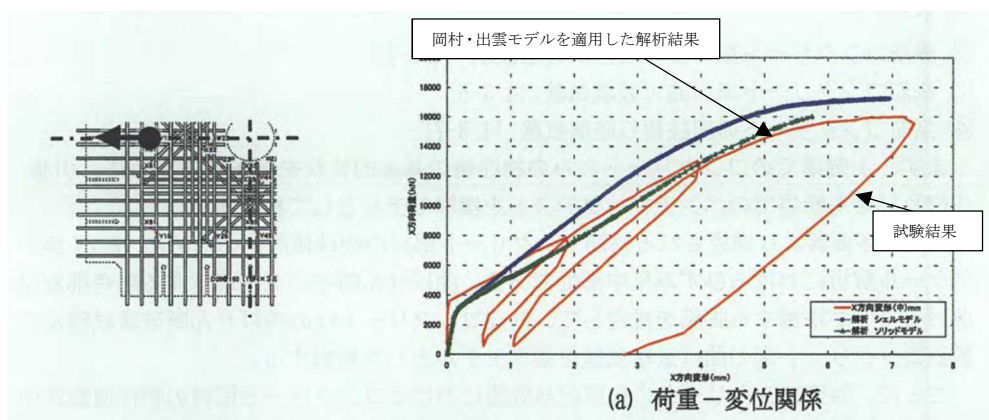
ソリッド要素モデルは、開口部周りや円筒部脚部，トップスラブ隅角部を対象とする解析に用いられており，検討に当たっては，第 4-7 図に示すとおり，ライナなしの RC のみのモデルとライナありのモデルが作成されている。ライナなしのモデルはコンクリートの引張強度とテンションステイフニング特性（引張軟化曲線）をパラメータとして解析し，シェル要素モデルと解析精度の比較が行われている。

解析結果を第 4-8 図に示す。この解析から得られた知見のうち，コンクリート構成則特性については，出雲式（岡村・出雲モデル）が実験との整合が良いとされている。

なお，NUPEC による解析において，岡村・出雲モデル適用時の付着性状を表すパラメータは，岡村・出雲モデルの原論文で異形鉄筋に対する適用性が確認されている $c=0.4$ が使用されている。



第 4-7 図 ソリッド要素による解析モデル ([10]より抜粋)



第 4-8 図 解析結果 ([10]より抜粋、加筆)

(3) 岡村・出雲モデルの RCCV 応力解析への適用性について

岡村・出雲モデルは、提案時より既往の複数の実験結果を用いて妥当性が十分に検証されていること、また、今回使用する解析プログラム「ABAQUS」を用いた検討例でも RCCV 実機を想定した試験体を含めた各種実験結果との対応が良好とされていることから、3次元 FEM モデルによる弾塑性解析を実施する際のコンクリート（引張側）の構成則（引張軟化曲線）として、採用することは妥当であると考えている。

4. 2 コンクリート(圧縮側)

コンクリートの圧縮応力度とひずみの関係は、CCV 規格の図 CVE3511.2-1 を参考にした上で、パラボラ型の応力歪み曲線を想定するに当たって標準的な CEB-FIP Model Code^[1]に基づき設定している。

CEB-FIP Model Code におけるコンクリート (圧縮側) の構成則は以下の(4.3)式により規定されている。なお、(4.3)式に基づく場合、6号及び7号炉のコンクリート圧縮強度は50MPa(N/mm²)以下であるため、終局ひずみは0.0035となるが、CCV 規格における終局ひずみは0.003であるため RCCV の応力解析で用いるのは0.003までの範囲内とする。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{cd} &= 0.85f_{cd} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 \right] && (\varepsilon_c < \varepsilon_{c1} \text{ の場合}) \\ \sigma_{cd} &= 0.85f_{cd} && (\varepsilon_{c1} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \text{ の場合}) \\ \sigma_{cd} &= 0 && (\varepsilon_{cu} < \varepsilon_c \text{ の場合}) \end{aligned} \right\} \quad (4.3)$$

ここで、 $\varepsilon_{c1} = 0.002$,

$\varepsilon_{cu} = 0.0035$ ($f_{ck} \leq 50\text{MPa}$ の場合) ,

$\varepsilon_{cu} = 0.0035 \left(\frac{50}{f_{ck}} \right)$ ($50\text{MPa} \leq f_{ck} \leq 80\text{MPa}$ の場合) とする。

σ_{cd} :コンクリートの応力, ε_c :コンクリートのひずみ, ε_{cu} :コンクリートの終局ひずみ,
 f_{cd}, f_{ck} :コンクリート圧縮強度

既工認において、荷重状態IVに対する RCCV の応力解析は弾性解析であったが、応力解析から求まる応力(膜力、曲げモーメント等)をもとにコンクリートの圧縮ひずみを算定する際、パラボラ型の応力歪み曲線を仮定している。既工認「原子炉格納容器コンクリート部の耐震性についての計算書」から関連箇所の抜粋を第4-9図及び第4-10図に示す。ここで設定したパラボラ型の応力歪み曲線は、今回と同様に CEB-FIP Model Code に基づき設定している。なお、既工認と今回工認で参照した CEB FIP Model Code は同じものであるものの、前掲した第3-2図に示したとおり、今回工認では折れ線近似している。折れ線近似することの考え方は添付資料-4に示す。

以上のことから、コンクリートの圧縮側の弾塑性特性については、CEB-FIP Model Code に基づき設定することは妥当であると考えている。

4. 3 鉄筋(引張側, 圧縮側)

鉄筋の非線形特性については、CCV 規格 (CVE-3511.2 の記載) に基づき完全弾塑性型として設定している。

既工認において、荷重状態IVに対する RCCV の応力解析は弾性解析であったが、応力解析から求まる応力をもとに鉄筋の圧縮及び引張ひずみを算定する際、完全弾塑性型を仮定している。既工認「原子炉格納容器コンクリート部の耐震性についての計算書」から関連箇所の抜粋を第4-9図及び第4-10図に示す。

以上のことから、3次元 FEM モデルによる弾塑性解析を実施する際の鉄筋(引張側, 圧縮側)の材料構成則として、採用することは妥当であると考えている。

(b) 荷重状態Ⅳ

荷重状態Ⅳにおいて生ずる膜力及び曲げ応力によるひずみは次による。

・コンクリートの圧縮ひずみが、0.003を超えないことを確認する。

・鉄筋の引張ひずみ及び圧縮ひずみが、0.005を超えないことを確認する。

コンクリート及び鉄筋のひずみは、次により算定する。

イ. ひずみは、中立軸からの距離に比例する。

ロ. コンクリートの圧縮応力度とひずみの関係は放物線とし、

コンクリートの最大圧縮応力度は、コンクリートの設計基準強度の0.85倍の値(280kg/cm²)とする。

ハ. コンクリートの引張強度は無視する。

ニ. 鉄筋の応力度とひずみの関係は完全弾塑性型とし、鉄筋の

最大引張応力度及び最大圧縮応力度は、表2-3に示す鉄筋の許容応力度であって荷重状態Ⅲの値とする。

この場合、膜力は、荷重状態Ⅰ、荷重状態Ⅱ及び荷重状態Ⅲと同様に等価膜力を用いる。

図5-9に断面内応力度分布の概念図を示す。

第4-9図 既工認からの抜粋（RCCV シェル部の検討を例示）

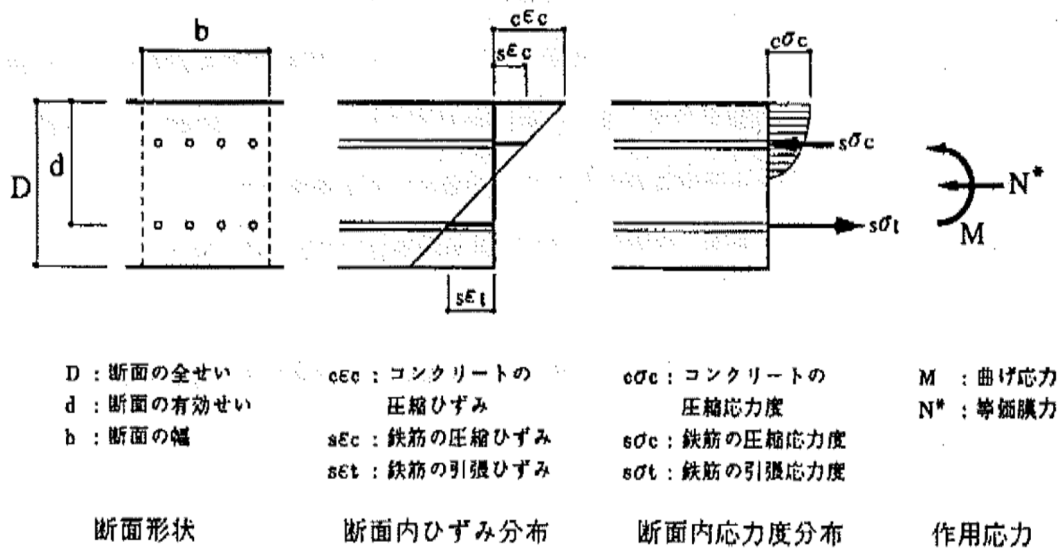


図5-9 シェル部断面内応力度分布概念図(荷重状態Ⅳ)

第4-10図 既工認からの抜粋 (RCCV シェル部断面内応力度分布概念図を例示)

5. 既往試験結果に基づく弾塑性解析の妥当性・適用性

弾塑性解析手法が有する不確実さを踏まえ、既往知見（試験及びシミュレーション解析）について整理した上で、これらの試験における解析結果と今回工認で採用予定のRCCVの解析条件について比較することにより、RCCVに対して弾塑性解析を適用することの妥当性・適用性を確認する。

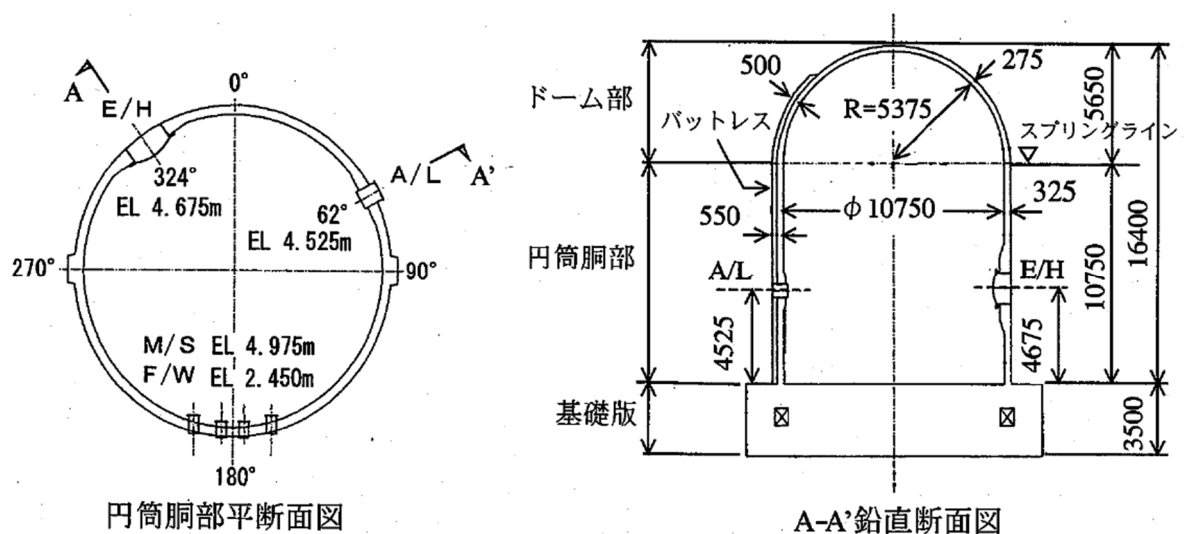
検討に用いる既往知見としては、財団法人 原子力発電技術機構の原子炉格納容器信頼性実証事業において実施された、プレストレストコンクリート製格納容器（以下「PCCV」という。）の耐圧実証試験^[10]を選定した。

本章の検討は、弾塑性解析手法が有する不確実さを踏まえた上で、構造物全体を対象とした解析に弾塑性解析手法を適用することの妥当性を実証的なデータに基づき確認することであるため、PCCV耐圧実証試験は、対象がPCCVであるものの、1/4縮小の格納容器全体を対象とした試験であり、試験体を終局状態まで载荷し弾塑性挙動を確認していること、また、今回工認で採用予定の解析コード「ABAQUS」によるシミュレーション解析を実施していることから、弾塑性解析の妥当性・適用性を確認するために参照する解析例としては適切な事例であると判断した。

5. 1 構造物全体を対象とした既往試験による弾塑性解析の妥当性確認

財団法人 原子力発電技術機構の原子炉格納容器信頼性実証事業において行なわれた構造挙動試験のうち、PCCVに関して、試験及び解析評価の概要について以下で整理する。本試験ではPCCVプラント構造を対象にシビアアクシデント時のアクシデントマネジメント（以下「AM」という。）条件下での格納容器の躯体限界圧挙動及び漏えい挙動を評価するために実験的実証及び構造限界圧挙動解析モデル化技術の精度向上が検討されている。

試験に当たっては、PCCV構造の1/4縮尺モデルを制作し、常温で高圧窒素ガスを準静的に注入することにより、躯体限界圧挙動及びライナの限界圧時の漏えい挙動を実験的に把握することを目的として試験が行われている。試験体の形状及び主要諸元を第5-1図に示す。縮尺1/4の本試験体は、基礎板、円筒胴部、ドーム部より構成されている。

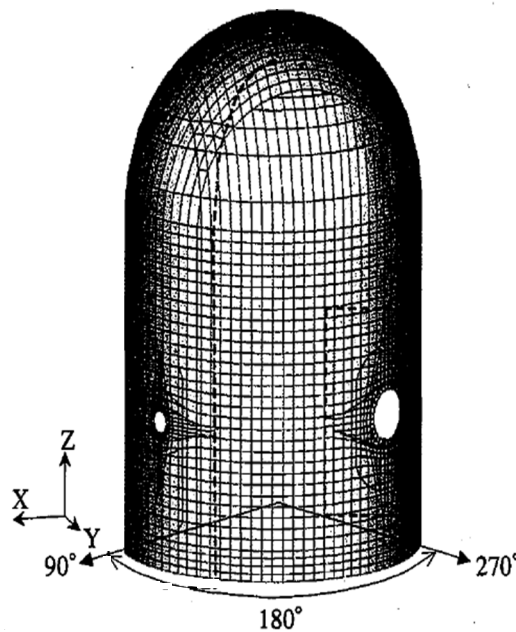


第5-1図 試験体外形図と主要諸元（[10]より引用）

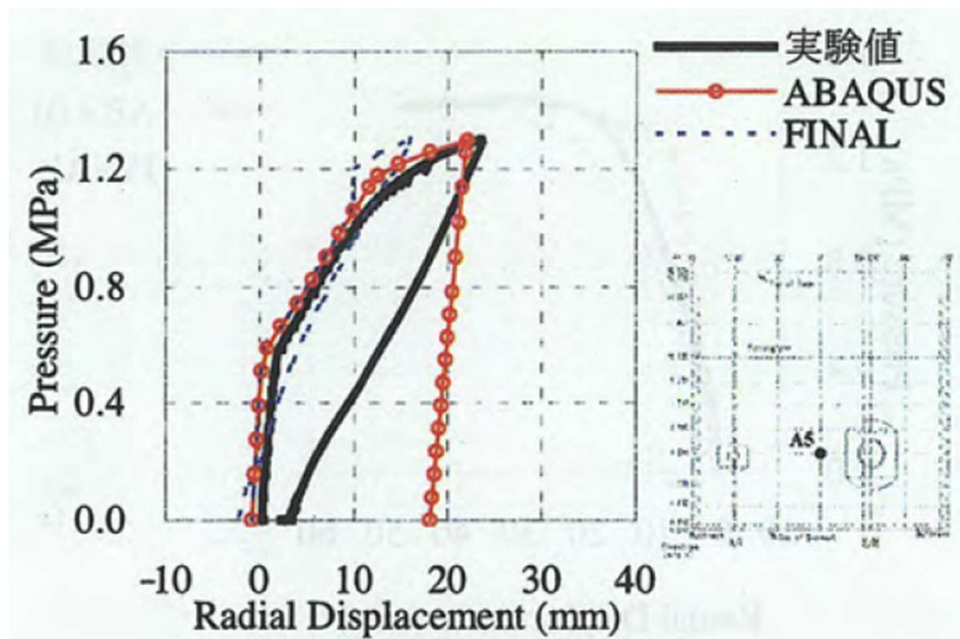
限界圧構造挙動試験（LST）では、SA 時の AM 条件下での格納容器の躯体限界圧挙動を評価することを目的として、最大で $3.3Pd$ まで加圧されている。限界圧構造挙動試験（LST）に対しては、格納容器の半径方向及び頂部鉛直方向の変形に着目して試験結果と解析結果の比較を行っており、解析モデルとしては、第 5-2 図に示すようなシェル要素モデルが使用されている。構造物全体に対する解析で使用する解析コードとしては、「ABAQUS」と「FINAL」が使用されているが、以下では「ABAQUS」に着目する。

コンクリート・ライナは積層シェル要素、鉄筋は積層シェル内に鉄筋層、テンドンについては要素軸方向の剛性のみ有する梁要素としてモデル化されている。第 5-3 図にシミュレーション解析結果（内圧－変位関係）を示す。実験と解析による载荷挙動を比較すると、「ABAQUS」による解析で対象範囲としている最大圧力に至るまでの試験結果の変位挙動が良好に模擬されており、適正な材料構成則を使う限りはほぼ妥当な評価ができ、実機の評価において「ABAQUS」を適用することは妥当であるとされている。

以上より、解析条件を適切に設定することで弾塑性解析で妥当な結果が得られることが確認できる。



第 5-2 図 全体解析モデル（〔10〕より引用）



第 5-3 図 内圧—半径方向変位関係 ([10] より引用)

5. 2 今回工認における弾塑性解析手法の妥当性・適用性の確認

今回工認と 5.1 で整理した限界圧構造挙動試験（LST）における弾塑性解析手法の比較結果を第 5-1 表に示す。これより、モデル化、解析手法、解析コード、材料構成則について今回工認と限界圧構造挙動試験（LST）の解析手法に大きな差異は無く、同様の弾塑性解析手法であることが確認できる。

構造物全体を対象とした試験のシミュレーション解析により妥当性が確認されている弾塑性解析の諸条件と今回工認で採用する予定の解析条件について比較した結果、設定条件や手法に有意な差が無いことが確認出来たことから、今回工認で採用する予定の弾塑性解析手法は妥当であり、また、参照した試験が構造物全体を模擬した縮小試験体によるものであることから、同様の弾塑性解析手法を RCCV 全体を対象とした弾塑性解析に適用することは可能であると考えられる。

以上より、RCCV に対して弾塑性解析を適用することの妥当性・適用性を確認した。

第 5-1 表 今回工認と限界圧構造挙動試験 (LST) における弾塑性解析手法の差異

項目		6号及び7号炉 RCCV(今回工認)	限界圧構造挙動試験 (LST)	差異の考察	
モデル化	メッシュサイズ	モデル全体でおおむね 1~2m 程度 (開口周辺等は更に細分割)	モデル全体でおおむね 0.38m 程度 (開口周辺等は更に細分割)	LST 試験体は 1 / 4 縮尺であり, 円周方向の分割数としては同等	
	要素タイプ	シェル要素: シェル部, トップスラブ部 ROD 要素, BAR 要素: 境界条件の設定に使用	シェル要素: 円筒胴部, ドーム部 梁要素: テンドン	格納容器構造の違いによる差異であり, 論点として扱う必要なし	
解析手法		・3次元 FEM モデルを用いた 応力解析	同左	—	
解析コード		・ABAQUS (弾塑性解析)	同左	—	
構成則	コンクリート	圧縮側 応力-ひずみ	折れ線近似 (CEB-FIP Model Code1990)	折れ線近似 (修正 Kent&Park)	両者とも折れ線近似しており, 条件としては同等
		引張側 応力-ひずみ	岡村出雲モデル (c=0.4) (テンションスティフニング特性)	同左	—
	鉄筋	応力-ひずみ	完全弾塑性型	同左	—

6. まとめ

原子炉格納容器コンクリート部の応力解析で採用予定の解析モデルについて、既工認との手法の差異を整理した。論点として、弾塑性挙動に与える影響が大きい材料構成則（鉄筋、コンクリート）を抽出した。その上で適用文献の内容を整理し、その適用性・妥当性を確認した。

また、弾塑性解析手法の不確かさを踏まえ、構造物全体を対象とした試験のシミュレーション解析により妥当性が確認されている弾塑性解析の諸条件と今回工認で採用する予定の解析条件について比較し、弾塑性解析手法としての妥当性・適用性を確認した。

以上より、今回採用予定の応力解析モデルの妥当性を確認した。

<参考文献>

- [1] Comite Euro-International du Beton : CEB-FIP MODEL CODE 1990 (DESIGN CODE), 1993
- [2] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説-許容応力度設計法-1999, 1999年
- [3] 出雲, 島, 岡村：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学, Vol. 25, No. 9. 1987. 9
- [4] M.P.Collins, F.J. Vecchio: The response of reinforced concrete to in-plane shear and normal stresses, University of Toronto, March 1982
- [5] 森田司郎・角徹三：鉄筋コンクリート部材の引張試験による付着効果の研究, セメント技術年報, Vol. 18, pp. 426-430, 昭 39
- [6] 山田一字・青柳征夫：ひび割れ面におけるせん断伝達, 第2回 鉄筋コンクリート構造物のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, pp. 19-26, 1983. 10
- [7] 日本建築学会：コンクリート系構造の部材解析モデルと設計への応用, 2008年
- [8] Saito, H et al. : Ultimate strength of reinforced concrete members subjected to transient high temperature distribution, Transactions of the 12th international conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT), Volume H, pp. 31-36, Aug. 1993
- [9] Kumagai, H. et al. : Fiber optic distributed sensor for concrete structures, Proceeding of the 1st fib Congress, Session 15, pp. 179-184, 2002
- [10] 財団法人 原子力発電技術機構：重要構造物安全評価(原子炉格納容器信頼性実証事業)に関する総括報告書, 平成 15 年 3 月

添付資料－1 有効性評価における RCCV 検討時の評価モデルとの差異について

1. 有効性評価における RCCV 検討時の評価モデルとの差異について

有効性評価で説明した 200℃, 2Pd 条件の解析モデルと今回申請の耐震設計で用いる解析モデル、加えて、工認段階の重大事故評価で用いる解析モデルについて、主な差異を第 1-1 表に示す。主な差異として、構成則設定時のコンクリート強度を実強度から設計基準強度に見直すこと以外にも、重大事故評価用の解析モデルで RCCV と基礎版とを一体化させることやライナプレートの弾塑性特性を考慮することが挙げられる。

第 1-1 表 解析モデルの差異

条件	設置許可	今回工認	
	① 有効性評価 (200℃, 2Pd 評価)	② 重大事故 評価条件	③ 設計基準 耐震設計条件
コンクリート剛性	実剛性	実剛性	実剛性
コンクリート強度	実強度	設計基準強度	設計基準強度
境界条件	RCCV 脚部固定	基礎版と一体化	RCCV 脚部固定
ライナプレート	弾性(温度依存性非考慮)	弾塑性(温度依存性考慮)	なし*

※温度荷重モデルでは、ライナを弾性(温度依存なし)でモデル化

2. 条件の違いが既往の評価結果に与える影響について

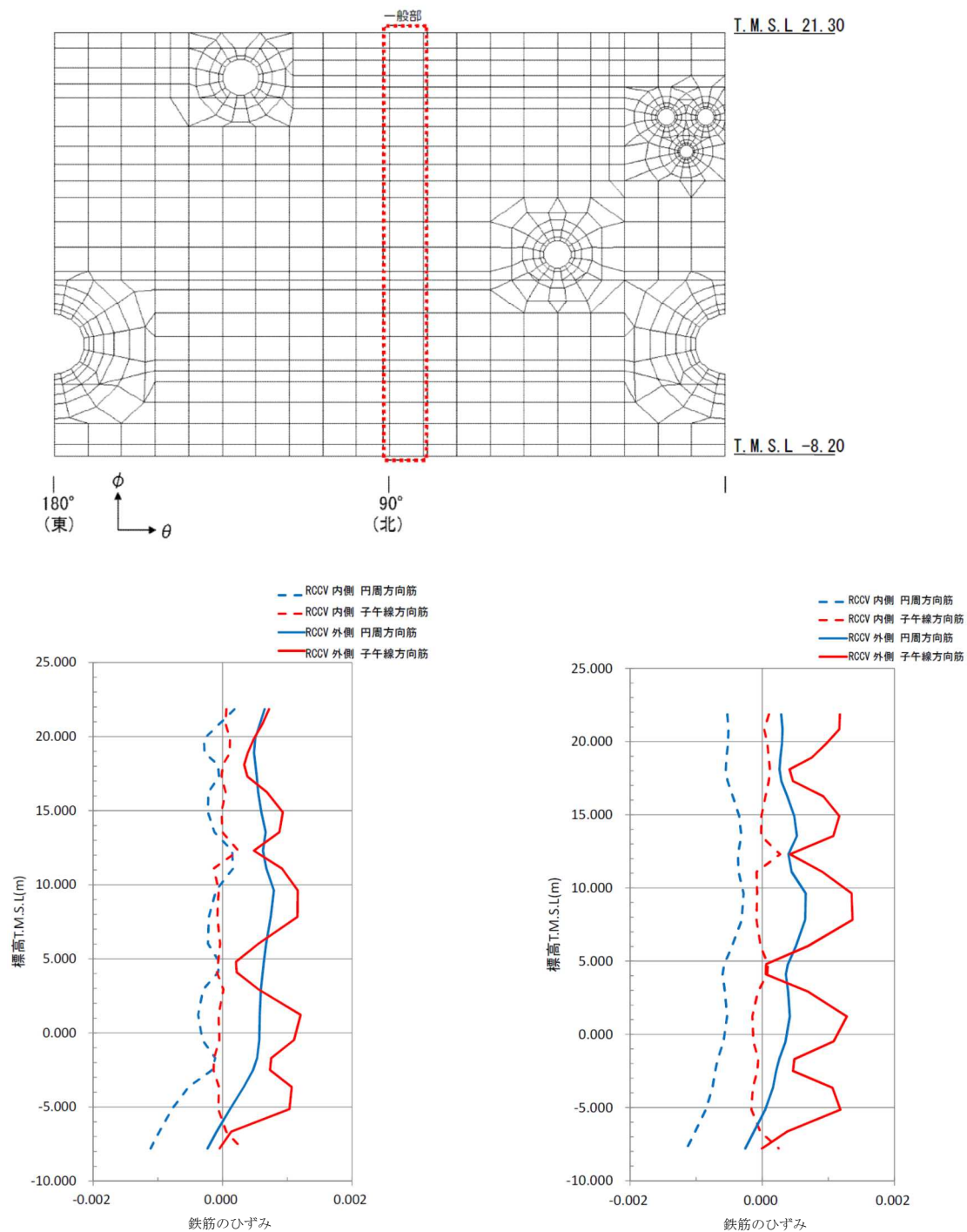
今回工認における重大事故評価については、第 1-1 表の条件②を用いて実施する予定であるが、一方で有効性評価時に RCCV の 200℃, 2Pd 条件時の構造健全性について、条件①で実施した解析結果を元に説明している。そこで仮に条件②を採用した場合でも、有効性評価で説明した 200℃, 2Pd 時の RCCV の評価結果へ与える影響がないことを確認するために、条件②による 200℃, 2Pd 時の評価を実施することとした。

条件①(有効性評価時)と条件②について、シェル部及びトップスラブ部の一般部での鉄筋のひずみ分布及びコンクリートの最小主ひずみ分布を比較した結果を第 2-1 図～第 2-4 図に示す。

条件②による評価の場合、有効性評価時と若干傾向が異なる部分はあるものの、鉄筋の大部分は降伏ひずみに達しておらず、一部の要素で局所的に降伏ひずみに達している程度であり、破断までには十分な余裕があり、コンクリートは、ひび割れは発生しているものの、圧縮ひずみは 2000 μ よりも小さく、破壊までには十分な余裕があることが評価できる。また、条件①による評価の場合も同様の考察となる。

以上より、仮に条件②を採用して 200℃, 2Pd 条件による解析を実施した場合でも、既往の有効性評価時と同様の結論が得られることが確認できることから、有効性評価時の RCCV

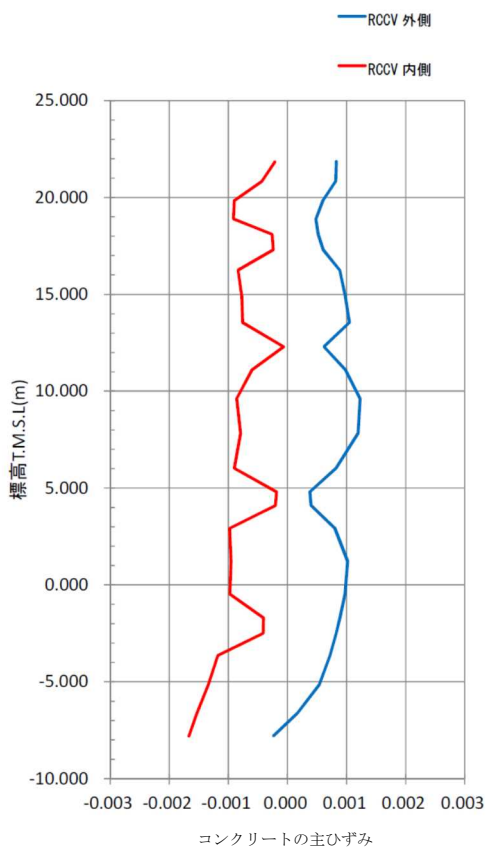
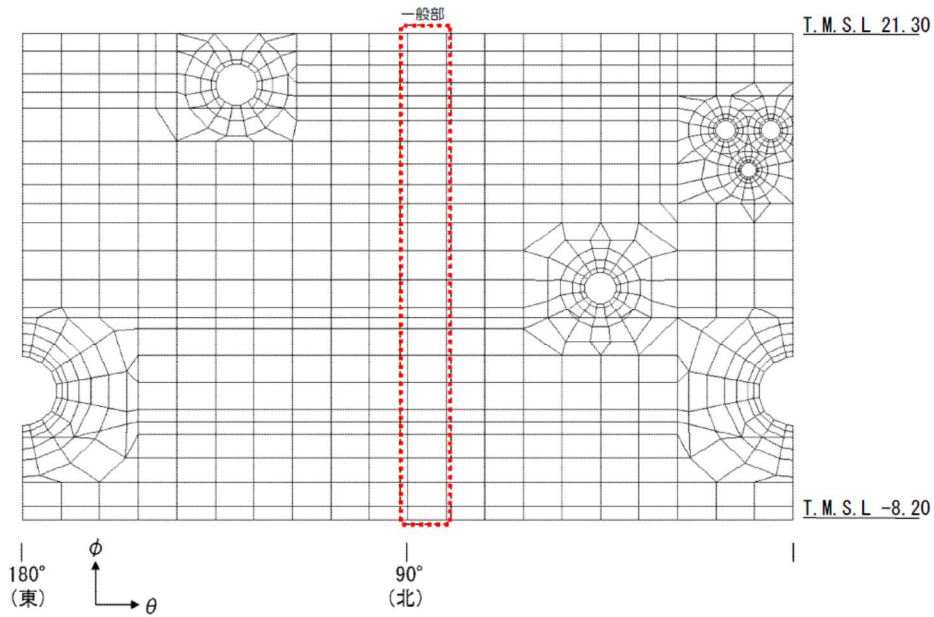
の限界温度・圧力として 200°C, 2Pd を用いることを妥当と判断した解析結果には与える影響がないことを確認した。



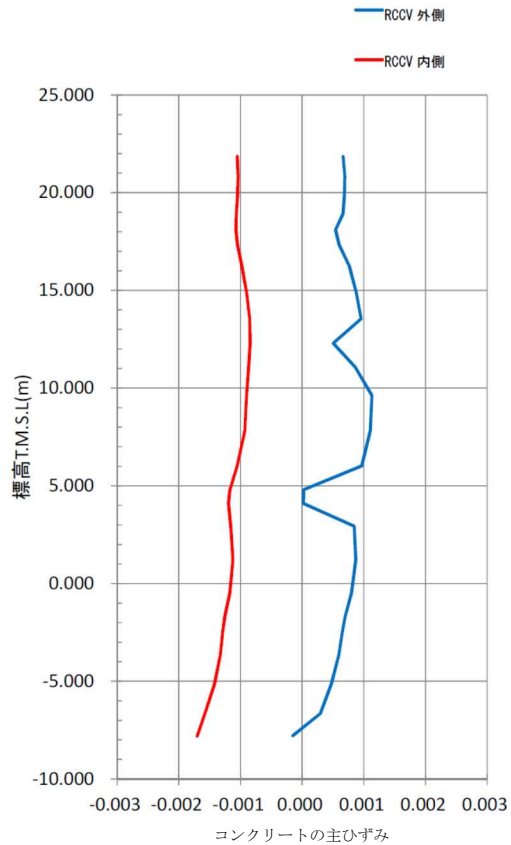
(a) 条件① (有効性評価時)

(b) 条件② (工認重大事故評価)

第 2-1 図 シェル部の一般部での変形状態 (鉄筋のひずみ)

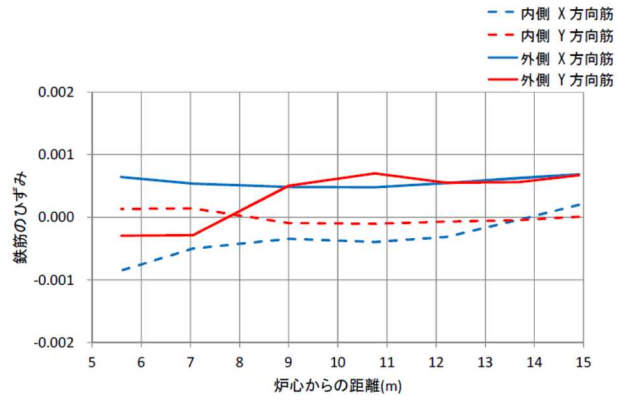
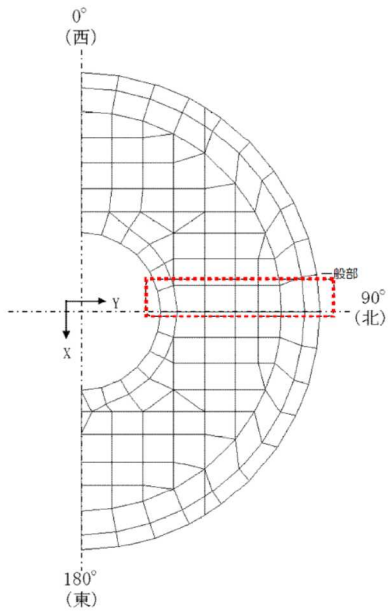


(a) 条件① (有効性評価時)

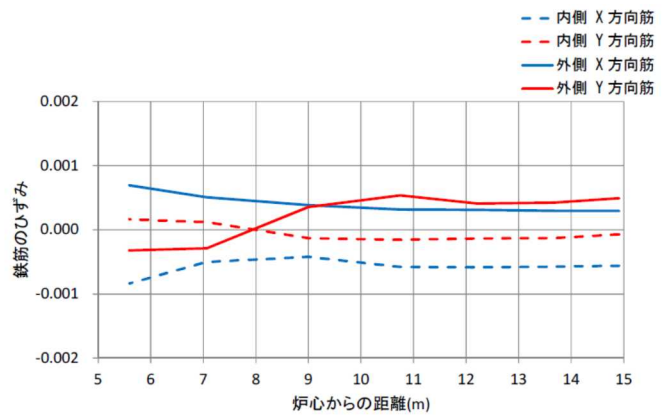


(b) 条件② (工認重大事故評価)

第 2-2 図 シェル部の一般部での変形状態 (コンクリートの主ひずみ)

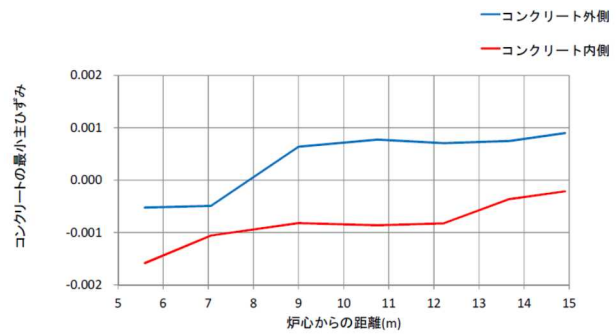
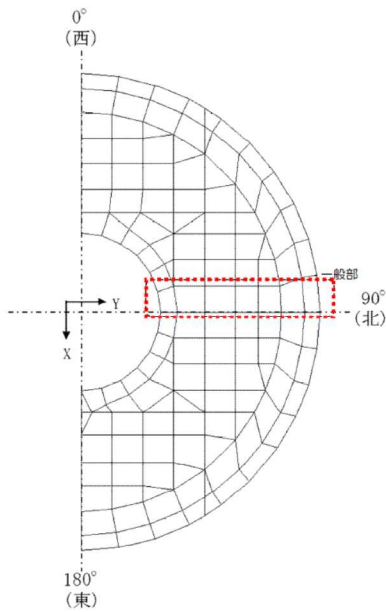


(a) 条件① (有効性評価時)

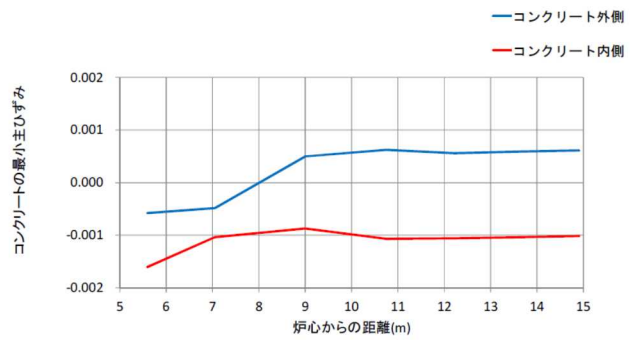


(b) 条件② (工認重大事故評価)

第 2-3 図 トップスラブ部の一般部での変形状態 (鉄筋のひずみ)



(a) 条件① (有効性評価時)



(b) 条件② (工認重大事故評価)

第 2-4 図 トップスラブ部の一般部での変形状態 (コンクリートの主ひずみ)

添付資料－２ CCV 規格における許容限界設定の考え方について

CCV 規格における荷重状態Ⅳのコンクリート及び鉄筋のせん断ひずみの許容限界設定の考え方について以下に示す。

1. コンクリート

CCV 規格において荷重状態Ⅳのコンクリートのひずみの許容値としては、 $0.003(3000\mu)$ が採用されている。

これは、American Concrete Institute「Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-02)」の Chapter 10 Flexural and axial loads の記載に基づき設定されている。

コンクリートのひずみが 3000μ に達した状態は、最大圧縮強度時のひずみ (2000μ 程度) を超えた応力下降域 (軟化域) の状態にあり、若干のひび割れが入っているものの、ある程度の強度を有している状態である。また、一般的に、コンクリートのひび割れは、スリット状ではなく、複雑な形状で生じるため、放射線の低減効果が期待でき、遮蔽性能にあたる影響は無い。

なお、コンクリートの最大圧縮強度については、American Concrete Institute「Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-02)」の Chapter 10 Flexural and axial loads の記載に基づき、 $0.85F_c$ (設計基準強度の 0.85 倍) に制限しており、実際のコンクリートの最大圧縮強度に対して余裕を見込んだ数値が設定されている。

2. 鉄筋

CCV 規格において荷重状態Ⅳの鉄筋のひずみの許容値としては、 $0.005(5000\mu)$ が採用されている。

鉄筋のひずみを 5000μ とした理由について、CCV 規格の解説に「部材の変形が過大にならないように配慮して定めた」とし、「一般的に多く使用されている SD345 及び SD390 の降伏ひずみ (中略) は 0.0017 及び 0.0019 であり、鉄筋の最大ひずみはこれら降伏ひずみの 2 から 3 倍程度とした」と記載されている。

一般に、鉄筋のひずみが 5000μ に達した状態は、降伏ひずみの 2～3 倍程度であり、最大引張強度に至るまでには程遠い状態である。また、JIS に示される鉄筋の機械的性質としては、SD345 及び SD390 の場合、伸びが 16～19% ($160000\sim 190000\mu$) 以上とされており、 5000μ は破断に対しても十分余裕のある状態にあるといえる。

3. 気密性について

原子炉格納容器内部の機器から放出される放射性物質等の有害な物質の漏えいを防止するために、RCCV には鋼製のライナプレートが内張りされており、気密性はライナプレートにより担保されている。なお、柏崎の 6 号及び 7 号炉の場合、材質は SGV49 及び SUS304L で

ある。

CCV 規格によれば、ライナプレートは、「鉄筋コンクリート部の変形およびコンクリートとの温度差により強制されるような自己制御的ひずみ」に対して、「漏えいを生じることなく追従できる変形性能を有していればよいことから、ひずみを制限すること」としており、米国機械学会：「ASME Boiler & Pressure Vessel Code Section III Div.2」(2001)に基づき、ひずみについての許容値(第3-1表)が設定されている。

第3-1表に示される許容値は、鋼材の降伏ひずみの数倍程度であり、破断に対しては十分余裕のある状態にあると言え、CCV規格におけるライナプレートの許容ひずみは、耐漏えい性能を十分に確保することができる数値であると考えられる。

なお、JISに示されるSGV49(現在のSGV480に相当)の伸びは17~21%(170000~210000 μ)、SUS304Lの伸びは40%(400000 μ)以上であり、第3-1表で規定された値は破断に対しても十分余裕のある状態にあるといえる。

第3-1表 ライナプレートの許容ひずみ (CCV規格)

ひずみの種類		許容ひずみ	
荷重状態	ひずみの種別	膜	膜と曲げの和
Ⅲ及びⅣ	圧縮ひずみ	0.005	0.014
	引張ひずみ	0.003	0.010

添付資料-3 コンクリートの引張側構成則に関する影響検討

1. 検討概要

引張側構成則の影響検討に当たって、まずは引張側構成則を無視する検討を試みたが、解の収束性が悪く、解析結果を得ることが出来なかった。そのため、コンクリートの引張強度が解析結果に与える影響に着目し、引張強度の変動に応じて、解がどの程度増減するかを検討を試みることにした。

今回の工認の解析モデルでは、コンクリートの引張強度として、RC 規準に記載されている引張強度のうち、下限値を採用している（第 1-1 図）。

ここでは、コンクリートの引張強度として、RC 規準に平均値として記載されている値を用い、引張強度の設定値が解析評価に与える影響を検討する。

今回検討と影響検討時のコンクリートの引張強度 $c\sigma_t$ を以下に示す。

今回工認：RC 規準に記載されているコンクリートの引張強度の下限値

$$\begin{aligned} c\sigma_t &= 0.38\sqrt{\sigma_B} \\ &= 2.15(\text{N/mm}^2) \end{aligned}$$

影響検討：RC 規準に記載されているコンクリートの引張強度の平均値

$$\begin{aligned} c\sigma_t &= 0.56\sqrt{\sigma_B} \\ &= 3.18(\text{N/mm}^2) \end{aligned}$$

ここで、 $c\sigma_t$ ：コンクリート引張強度

σ_B ：コンクリート圧縮強度（設計基準強度 330kg/cm²(32.3N/mm²))

影響検討では、代表例として、Ss 地震時 (N→S 方向) の結果（暫定条件に基づく概算値）を示す。なお、引張側軟化特性については、下限値を用いた場合と同様に岡村・出雲モデルとし、付着特性を示すパラメータ c は 0.4 とする。第 1-2 図にコンクリートの引張側応力-ひずみ関係を示す。

なお、コンクリートの引張強度については、上記の RC 規準以外に、コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年制定, 土木学会) においても定義されているが、下記のとおり、RC 規準の下限値と平均値の中間的な値であるため、このケースについては検討不要と判断した。

$$\begin{aligned} f_{tk} &= 0.23f'_{ck}{}^{\frac{2}{3}} \\ &= 2.33(\text{N/mm}^2) \end{aligned}$$

ここで、 f_{tk} ：コンクリート引張強度

f'_{ck} ：コンクリート圧縮強度（設計基準強度 330kg/cm²(32.3N/mm²))

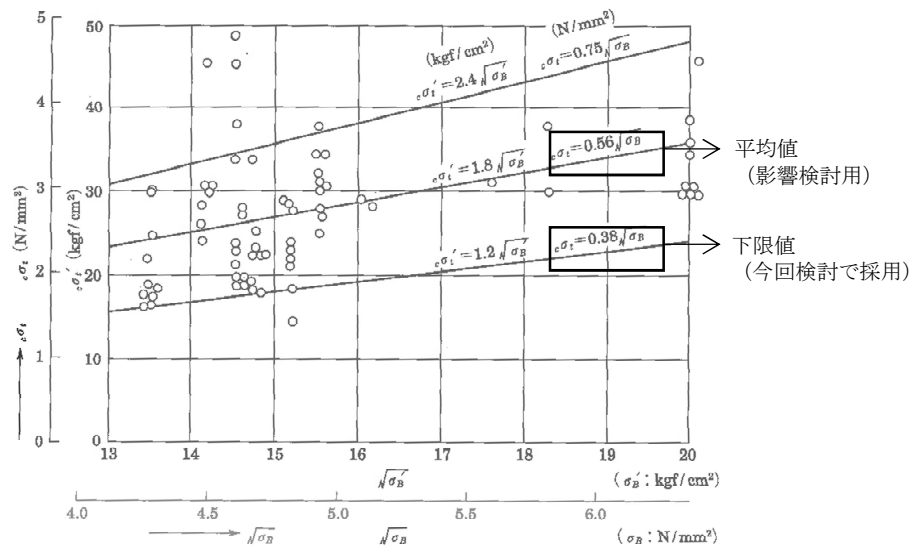
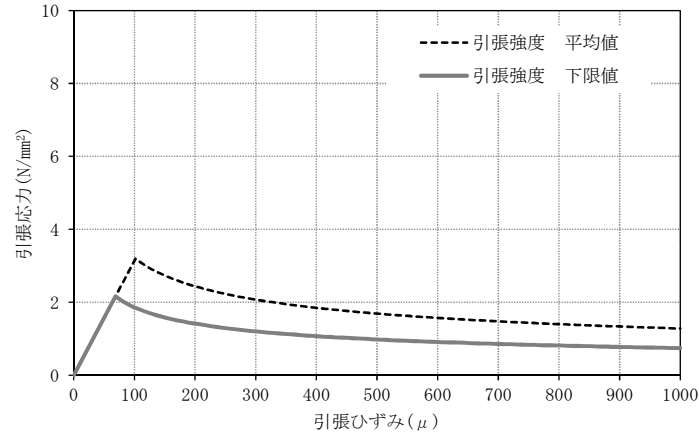


図 8.2 梁の曲げひび割れ時のコンクリート引張応力

第 1-1 図 コンクリートの引張強度 (RC 規準から抜粋)

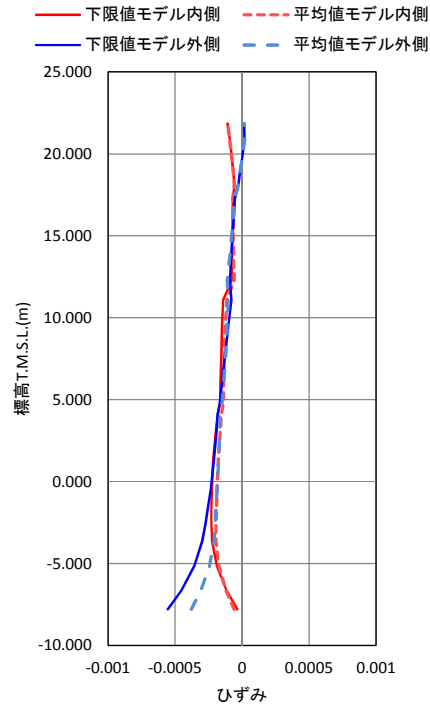
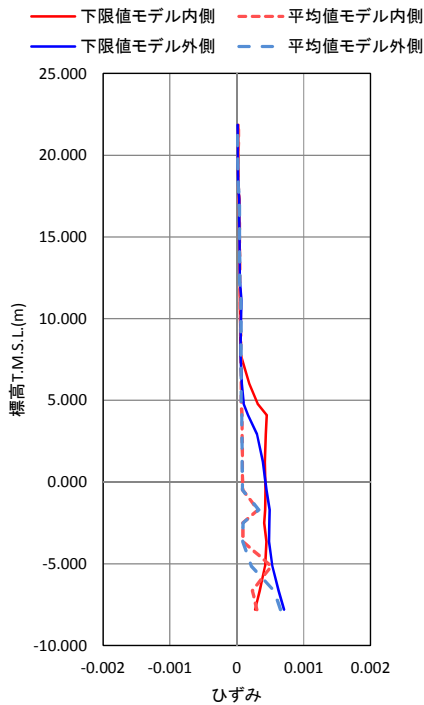
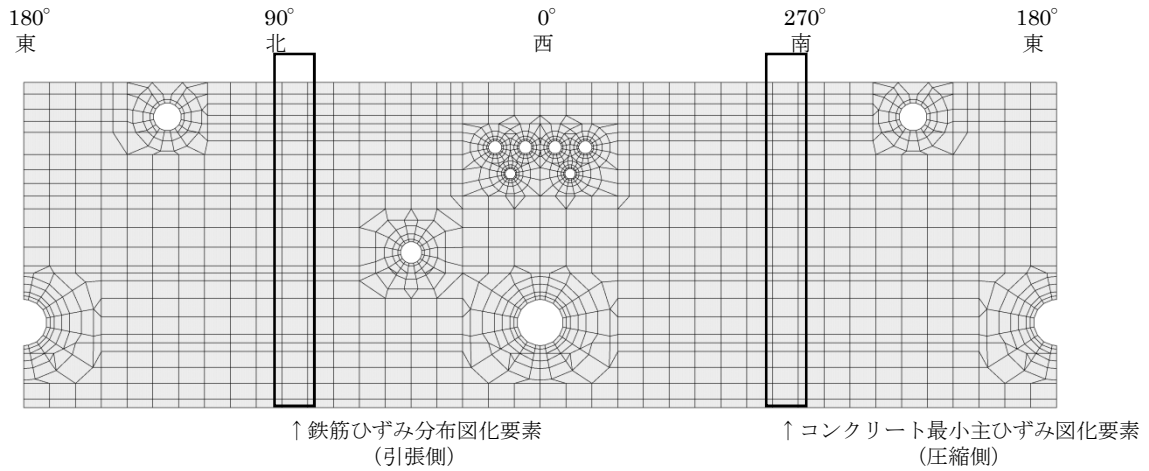


第 1-2 図 コンクリートの引張側応力-ひずみ関係

2. 検討結果

今回工認モデル（以下「下限値モデル」という。）と、影響検討用のモデル（以下「平均値モデル」という。）のシェル部一般部の子午線方向鉄筋のひずみを第 2-1 図に、コンクリート最小主ひずみ分布を第 2-2 図に示す。

第 2-1 図及び第 2-2 図からコンクリート引張強度として、RC 規準による下限値を用いた場合は、平均値を用いた場合に比べ、コンクリート、鉄筋ともひずみが大きくなった。これは、コンクリートの引張軟化により剛性が低下するためである。



第 2-1 図 子午線方向鉄筋のひずみ

第 2-2 図 コンクリートの最小主ひずみ

3. まとめ

コンクリートの引張強度として、RC 規準に記載されている平均値と下限値を用いた場合の解析結果を比較して、コンクリートの引張強度の設定値が解析評価に与える影響を検討した。

その結果、下限値を用いた場合は、平均値を用いた場合に比べ、コンクリートと鉄筋のひずみが大きくなる傾向となることがわかった。このことからコンクリートの引張強度として、RC 規準に下限値として記載されている値を用いることは、躯体健全性評価に対して保守的な評価を与える設定であるといえる。

添付資料ー4 コンクリート圧縮側の応力歪み曲線の折れ線近似について

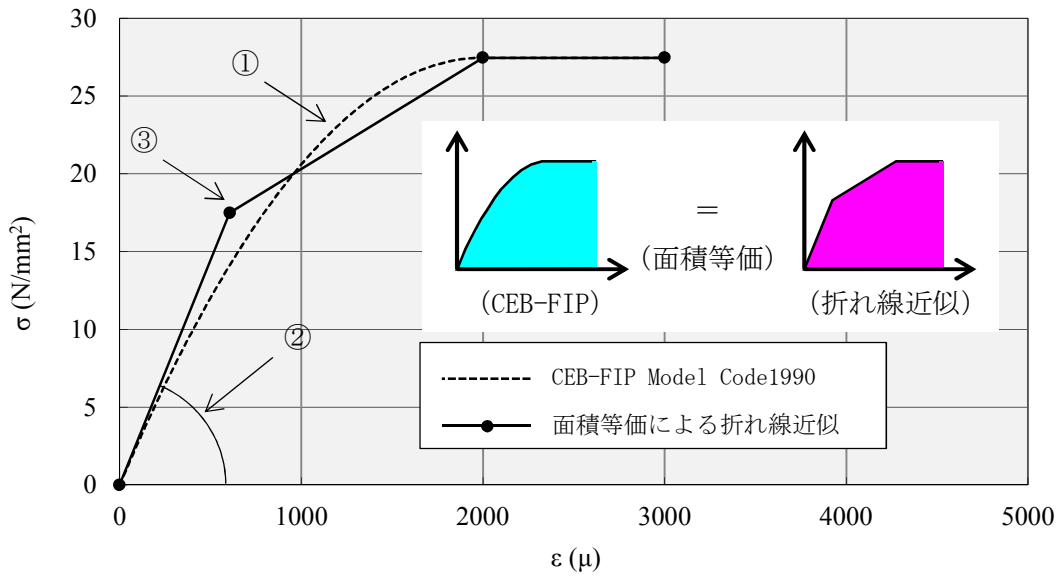
コンクリート圧縮側の構成則の設定に当たって参照している CEB-FIP Model Code 1990 では、コンクリートの応力歪み関係はパラボラ型として定義されている。一方、今回工認の RCCV の解析に当たっては、原子炉建屋の地震応答解析における解析条件と整合させる観点から、コンクリート実剛性を考慮した上で、CEB-FIP Model Code 1990 に基づくパラボラ型を折れ線近似した応力ひずみ関係を用いて解析を実施する予定である。

今回工認で用いる予定の材料構成則について、折れ線近似を用いるに当たっての考え方を下記の①～③及び第1図に示す。

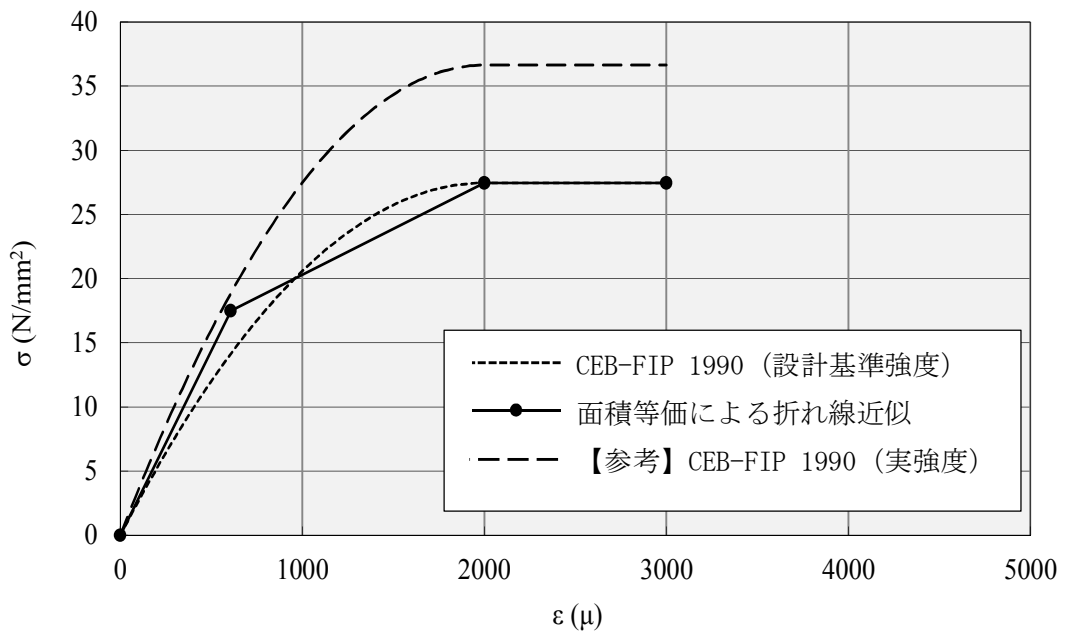
- ① CEB-FIP Model Code 1990 に基づくパラボラ型の応力ひずみ曲線（図中破線）を算定する。算定式については、本編で示した(4.3)式を用いることとし、式に入力するコンクリート強度としては設計基準強度を用いる。
- ② 初期剛性（ヤング係数）については、原子炉建屋等の地震応答解析モデルと同様に実剛性を用いる方針であることから、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—(1999)」に基づく算定式により、コンクリート実強度に基づく実剛性を算定する。なお、CCV規格(CVE-3320)においても解析に用いる材料定数は本算定式を用いて設定することとされている。
- ③ CEB-FIP Model Code1990によるパラボラ型の曲線が包絡する面積と、折れ線近似の応力ひずみ関係が包絡する面積が等価となる初期剛性上の折れ点を算出し、解析に用いる折れ線近似の応力ひずみ関係とする。

また、参考として、コンクリート強度に実強度を用いて CEB-FIP Model Code1990 によるパラボラ型の曲線を算定し、設計基準強度を用いたパラボラ型の曲線及び折れ線近似したものと比較した結果を第2図に示す。これより、今回工認で使用する折れ線近似した応力歪み関係における初期剛性が、CEB-FIP Model Code の式に実強度を入力した場合の曲線の初期剛性とおむね整合していることが確認できる。

以上で示したとおり、今回工認で採用予定のコンクリート圧縮側の応力歪み関係は、初期剛性を実剛性と整合させる観点から折れ線近似しているものの、包絡面積は CEB-FIP Model Code1990 に基づくパラボラ型（設計基準強度）と等価としており、保守性を損なうような近似方法ではないと考えられる。



第1図 CCV規格に基づくパラボラ型と折れ線近似の応力ひずみ関係



第2図 パラボラ型の曲線算定時に実強度を用いた場合との比較

柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉

土木構造物の解析手法及び解析モデルの精
緻化について
(耐震)

1. 屋外重要土木構造物の評価手法の概要

屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について、柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉の今回の工事計画認可申請書（以下「今回工認」という。）では、屋外重要土木構造物の変位や変形をより実状に近い応答に適正化することを目的に、評価手法の高度化として、解析手法と減衰定数の変更を予定している。柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉の建設時の工事計画認可申請書（1991 年 8 月）（以下「既工認」という。）と今回工認との手法の比較を第 3-1-1 表に示す。

既工認との相違点のうち、解析手法として適用している「時刻歴応答解析、限界状態設計法」は、新規制基準施行後の工事計画認可にて適用例がある手法である。

なお、土木構造物の地震時の挙動は、地盤の影響を受けることを踏まえると、地盤特性を適切にモデル化することにより、実応答に近い形で評価できるものと考えられる。このため、コンクリート強度は、既工認と同じく設計基準強度を採用する方針とする。

第 3-1-1 表 既工認と今回工認との手法の比較

	解析手法	解析モデル	減衰定数	コンクリート強度
既工認	周波数応答解析 許容応力度法	地質データに基づく FEM モデル	構造物の減衰 5%	設計基準強度
今回工認	時刻歴応答解析 限界状態設計法	地質データに基づく FEM モデル	構造物の減衰 1% + 履歴減衰	設計基準強度
比較結果	●異なる	○同じ	●異なる	○同じ
適用例	○あり	○あり	×なし	○あり

2. 解析手法

屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について、既工認では、地震応答解析手法として周波数応答解析を採用し、許容応力度法による設計として、構造部材の曲げ及びせん断について許容応力度に対して適切な裕度を持つことを確認することを基本としていた。

今回工認では、屋外重要土木構造物の地震応答解析手法に時刻歴応答解析を適用した限界状態設計法による設計を採用する。減衰定数は、構造物の減衰 1%及び履歴減衰とする。構造部材の曲げについては限界層間変形角、曲げ耐力、圧縮縁コンクリート限界ひずみ又は許容応力度に対して十分な安全余裕を持つこと、せん断についてはせん断耐力又は許容応力度に対して適切な安全余裕を持つことを確認することを基本とし、各設備の要求性能（支持性能、通水性能、貯水性能）を踏まえて照査項目・内容を追加する。

以下では、今回工認で採用する限界状態設計法のうち、構造部材の曲げ照査及びせん断照査に係る「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会，2005）」（以下「土木学会マニュアル」という。）の適用性について検討を行う。

2. 1 曲げ照査に係る土木学会マニュアルの適用性について

今回工認における曲げに対する照査は、土木学会マニュアルに基づき、照査用層間変形角が限界層間変形角を超えないことを確認する。

「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年制定）」（以下「コンクリート標準示方書 2002」という。）では、構造部材の終局変位は、部材の荷重－変位関係の骨格曲線において、荷重が降伏荷重を下回らない最大の変位として求めてよいとしている。コンクリート標準示方書 2002 による構造部材の終局変位の考え方を第 3-2-1 図に示す。

一方、土木学会マニュアルでは、以下の考え方に基づいている。

屋外重要土木構造物を模したラーメン構造の破壊実験の結果より、かぶりコンクリートが剥落すると荷重が低下し始める。層間変形角 1/100 に至る状態は、かぶりコンクリートの剥落が発生する前の状態であることを確認しており¹²⁾、荷重が低下しない範囲にある。当該限界値を限界状態とすることで、構造全体としての安定性が確保できるものとして設定されたものである。ラーメン構造の破壊実験の例を第 3-2-2 図に示す。

したがって、土木学会マニュアルによる曲げ照査手法は、コンクリート標準示方書 2002 による照査よりも安全側の評価を与えるため、適用性を有している。

さらに、土木学会マニュアルでは、「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針（案）・同解説（日本建築学会，1997）」（以下「日本建築学会」という。）にて記載されている設計限界変形 1/100，終局限界変形 1/80 等を基準値として参照している。

対象は同じラーメン構造であり、軸力比（軸応力度／コンクリート圧縮強度比）は建築物よりも屋外重要土木構造物の方が小さいと考えられることから、変形性能がより大きくなる傾向にあり、層間変形角 1/100 は限界値として安全側であると考えられる。機能維持確保の観点からも耐荷性能が確保されることが担保できるため限界値として適切である。

参考に、日本建築学会における曲げ降伏先行型の部材について、復元力特性と限界状態（損傷度）の関係の概念図を第 3-2-3 図に、土木学会マニュアルにおける鉄筋コンクリートはり部材の荷重変位関係と損傷状態に対する概念図を第 3-2-4 図に示す。建築学会と土木学会マニュアルにおいておおむね対応が取れており、土木学会マニュアルの各損傷状態の設定は妥当であると考えられる。第 3-2-4 図において層間変形角 1/100 は第 4 折れ点よりも手前にあり、屋外重要土木構造物の限界状態に至っていないと考えられる。また、第 3 折れ点は層間変形角 1/100 よりも更に手前にある。

耐震安全性評価では、当該許容限界値に対して、十分な安全余裕を確保するため、構造部材の照査の過程において複数の安全係数を考慮する。安全係数は、材料係数、部材係数、荷重係数、構造解析係数及び構造物係数の 5 種に分けられる。それぞれの安全係数の考え方を第 3-2-5 図に示す。また、地盤物性のばらつきの考慮として、周辺地盤の変形特性について、平均値を基本ケースとした場合に、平均値 $\pm 1.0 \times$ 標準偏差(σ) のケースにおける影響の程度を安全係数として考慮した照査を、工事計画認可段階において実施する。

曲げに対する照査において考慮している安全係数は第 3-2-1 表に示すとおり、材料係数、部材係数、荷重係数、構造解析係数、構造物係数がある。これらの安全係数は土木学会マニュアルにおいて以下の考えにより定められている。

(1) 材料係数

コンクリート強度の特性値は、製造において、その値を下回る強度が発現する確率が 5%以内となるように設定する。また、鉄筋の機械的性質の特性値に関しても、日本工業規格 (JIS) の規格範囲の下限值を設定してよいとしている。このように、双方とも特性値の段階で実強度に対して小さい値を設定しており、応答値・限界値ともに安全側の照査がなされているため、材料係数は 1.0 としている。

(2) 部材係数

安全側に配慮した設定を行っていることから、部材係数は 1.0 としている。

(3) 荷重係数

地震の影響以外の荷重の評価精度は、かなり高いものと考えられ、地震の影響については入力地震動そのものが最近の研究成果に基づいて設定されるため、荷重係数は 1.0 としている。

(4) 構造解析係数

限られた条件での実験であること、地盤パラメータの設定が応答解析結果に及ぼす影響等を考え併せて、構造解析係数は 1.2 以上を標準としている。

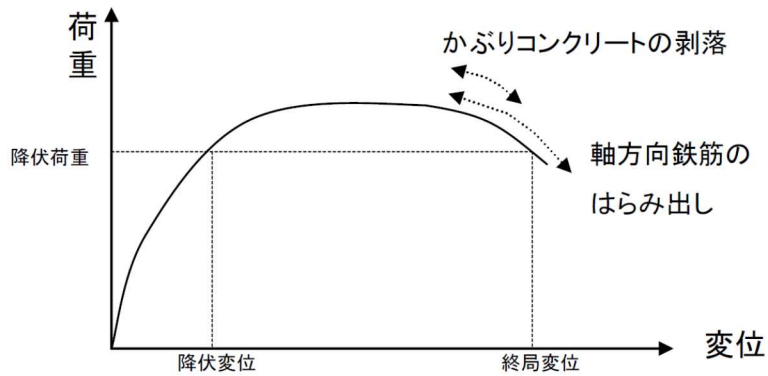
(5) 構造物係数

屋外重要土木構造物は重要度ごとに適切な地震動が設定される。したがって、構造物係数により更に構造物の重要性を考慮する必要はなく、耐震性能照査における構造物係数は 1.0 としている。

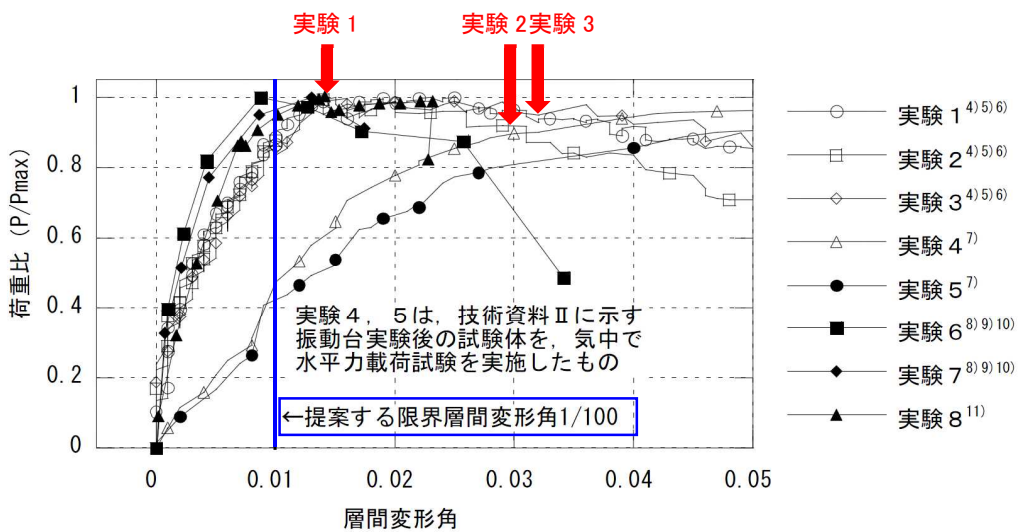
以上のことから、土木学会マニュアルによる曲げ照査手法は、コンクリート標準示方書 2002 による照査よりも安全側の評価を与えるため、技術的妥当性及び適用性を有するとともに適切な余裕が確保されていると判断できる。

第 3-2-1 表 曲げ評価において考慮している安全係数

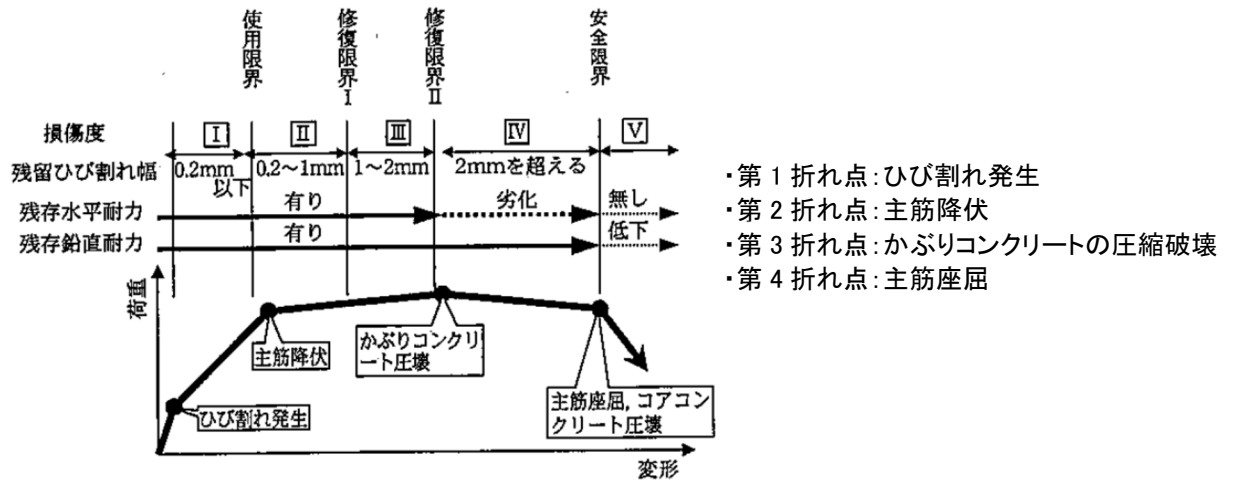
安全係数		曲げ照査	
		応答値算定	限界値算定
材料係数	コンクリート	1.0	1.0
	鉄筋	1.0	1.0
	地盤	1.0	—
部材係数		—	1.0
荷重係数		1.0	—
構造解析係数		1.2	—
構造物係数		1.0	



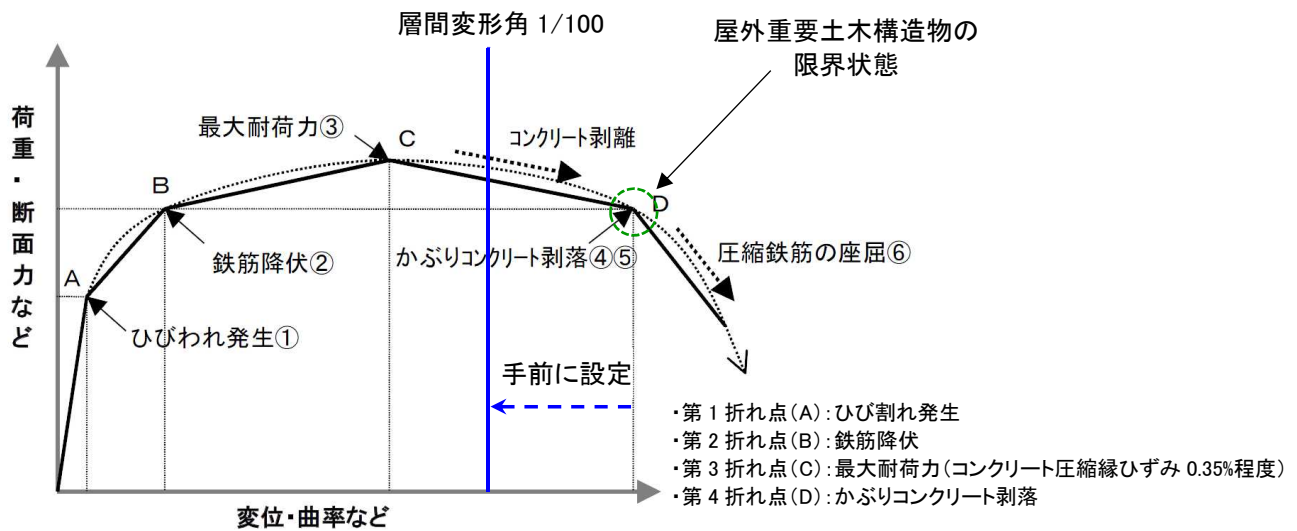
第 3-2-1 図 コンクリート標準示方書 2002 による構造部材の終局変位の考え方



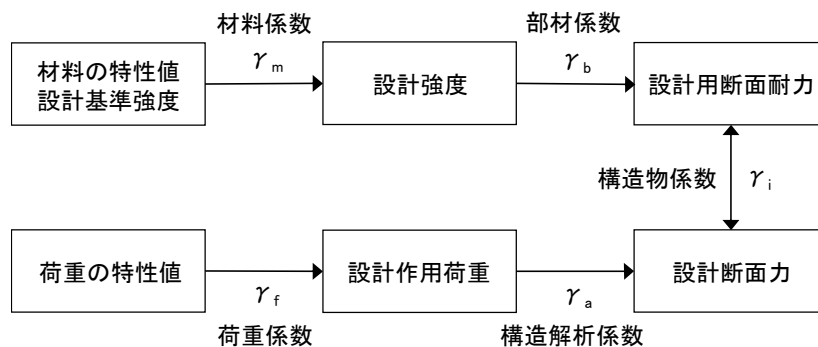
第 3-2-2 図 鉄筋コンクリート製ラーメン構造の破壊実験例^{4) 5)}
(土木学会マニュアルに加筆)



第 3-2-3 図 曲げ降伏先行型の部材の復元力特性と限界状態 (損傷度) の関係の概念図 (日本建築学会)



第 3-2-4 図 鉄筋コンクリートはり部材の荷重変位関係と損傷状態に対する概念図 (土木学会マニュアル)



※上記に加えて、地盤物性のばらつきに関する安全係数を考慮する

第 3-2-5 図 安全係数の考え方

【参考文献】

- 1) 土木学会：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，2005
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]，2002
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針（案）・同解説，1997
- 4) 松尾豊史・金津努・大友敬三・福本彦吉：コンクリート製地中構造物の合理的な耐震性能評価指標に関する検討，土木学会地震工学論文集，2003
- 5) 石川博之・末広俊夫・金津努・遠藤達巳・松本敏克：鉄筋コンクリート製地中構造物の変形性状と損傷状態に関わる実験的考察，第 26 回地震工学研究発表会講演論文集，pp885-888，2001

2. 2 せん断照査に係る土木学会マニュアルの適用性について

今回工認におけるせん断に対する照査は、土木学会マニュアルに基づき、照査用せん断力が、せん断耐力を下回ることを確認する。

2. 2. 1 せん断耐力評価式

コンクリート標準示方書 2002 では、棒部材及びディープビームについて第 3-2-2 表に示すとおりせん断耐力式を定義している。このうち、ディープビームについては、コンクリート標準示方書 2002 及び土木学会マニュアルにおいて同様の評価式となっている。

土木学会マニュアルでは、コンクリート標準示方書 2002 におけるせん断耐力式のうち棒部材式において、等価せん断スパンにより設定可能な係数 β_a を考慮している。これは屋外重要土木構造物が地中に埋設されたラーメン構造で、土圧、水圧、地震時慣性力等の多数の分布荷重が作用していることによる分布荷重が卓越し、スパン内に反曲点が存在する等の載荷形態にある条件下では、せん断耐力が増大するという実験的知見を踏まえ、コンクリート標準示方書 2002 のせん断耐力式を精緻化したものである。当該せん断耐力式は、第 3-2-7 図に示すとおり、屋外重要土木構造物を模した破壊試験より得られるせん断耐力と整合的であり、合理的な評価が可能であることが確認されている¹⁾²⁾。

また、これら多数の荷重の複合作用を個々に分解することは困難であることから、せん断耐力の算定時に個々の荷重作用を区分せず最終的な設計用断面力分布を用いてせん断耐力を算定することとしている¹⁾。

耐震安全性評価では、当該許容限界値に対して、妥当な安全余裕を確保するため、構造部材の照査の過程において複数の安全係数を考慮する。安全係数は、材料係数、部材係数、荷重係数、構造解析係数及び構造物係数の 5 種に分けられる。それぞれの安全係数の考え方を第 3-2-6 図に示す。また、地盤物性のばらつきの考慮として、周辺地盤の変形特性について、平均値を基本ケースとした場合に、平均値 $\pm 1.0 \times$ 標準偏差 (σ) のケースにおける影響の程度を安全係数として考慮した照査を、工事計画認可段階において実施する。

せん断に対する照査において考慮している安全係数は第 3-2-3 表に示すとおり、材料係数、部材係数、荷重係数、構造解析係数、構造物係数がある。これらの安全係数は土木学会マニュアルにおいて以下の考えにより定められている。

(1) 材料係数

応答値算定時に適用する材料係数は、コンクリートと鉄筋の物性値が、特性値の段階で実強度に対して小さい値を設定していることから安全側の照査がなされているため 1.0 としている。限界値算定時に適用する材料係数はコンクリート標準示方書 2002 に準拠して、コンクリートに対して 1.3、鉄筋に対して 1.0 としている。

(2) 部材係数

コンクリート標準示方書 2002 に準拠して、コンクリート寄与分に対して 1.3、鉄筋寄与分に対して 1.1 としている。

(3) 荷重係数

地震の影響以外の荷重の評価精度は、かなり高いものと考えられ、地震の影響については入力地震動そのものが最近の研究成果に基づいて設定されるため、荷重係数は 1.0 としている。

(4) 構造解析係数

変形に関する応答値の評価精度に比較して、断面力に関する応答値の評価精度は高いと考えられることから、変形照査の場合より低減させて 1.05 としている。

(5) 構造物係数

基準地震動は地点ごとにサイト特性を考慮して設定され、重要度分類に対応して入力地震動が選定される。したがって、構造物係数より更に構造物の重要性を考慮する必要はなく、耐震性能照査における構造物係数は 1.0 としている。

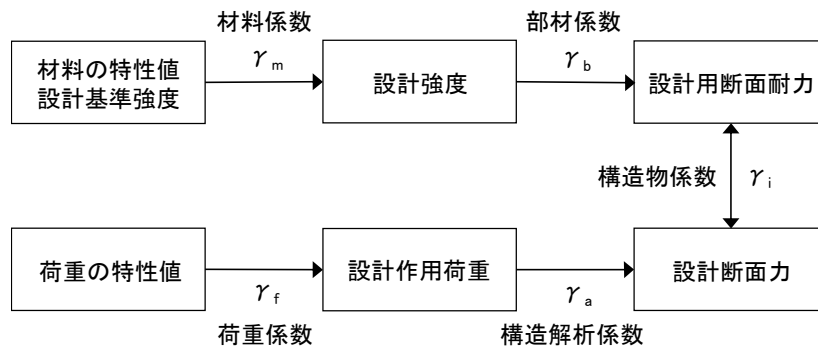
以上のことから、土木学会マニュアルによるせん断照査手法は、屋外重要土木構造物の構造的特徴を踏まえ設定された手法であるため、技術的妥当性及び適用性を有すると判断できる。

第 3-2-2 表 せん断耐力式の比較表

	コンクリート標準示方書 2002	土木学会マニュアル
棒 部 材	$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$ V_{yd} : せん断耐力 V_{cd} : コンクリート負担 V_{sd} : せん断補強筋負担 $V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ β_d, β_p : 構造寸法や鉄筋量で決まる係数 β_n : 発生曲げモーメントで決まる係数 f_{vcd} : 設計基準強度, 安全係数等で決まる b_w : 腹部の幅 d : 有効高さ γ_b : 安全係数	$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$ V_{yd} : せん断耐力 V_{cd} : コンクリート負担 V_{sd} : せん断補強筋負担 $V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ β_d, β_p : 構造寸法や鉄筋量で決まる係数 β_n : 発生曲げモーメントで決まる係数 $\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d}$ f_{vcd} : 設計基準強度, 安全係数等で決まる b_w : 腹部の幅 d : 有効高さ γ_b : 安全係数
	せん断スパンより設定される係数 β_a を考慮し コンクリート標準示方書 2002 のせん断耐力式を精緻化	
デ イ ー プ ビ ーム	$V_{yda} = V_{cda} + V_{sda}$ V_{yda} : せん断耐力 V_{cda} : コンクリート負担 V_{sda} : せん断補強筋負担 $V_{cda} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{ada} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ $\beta_a = \frac{5}{1 + (a_v/d)^2}$ a_v : 荷重作用点から支承前面までの距離 f_{ada} : 設計基準強度, 安全係数等で決まる	$V_{yda} = V_{cda} + V_{sda}$ V_{yda} : せん断耐力 V_{cda} : コンクリート負担 V_{sda} : せん断補強筋負担 $V_{cda} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{ada} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ $\beta_a = \frac{5}{1 + (a_v/d)^2}$ a_v : 荷重作用点から支承前面までの距離 f_{ada} : 設計基準強度, 安全係数等で決まる
	同一の評価式	

第 3-2-3 表 せん断耐力評価において考慮している安全係数

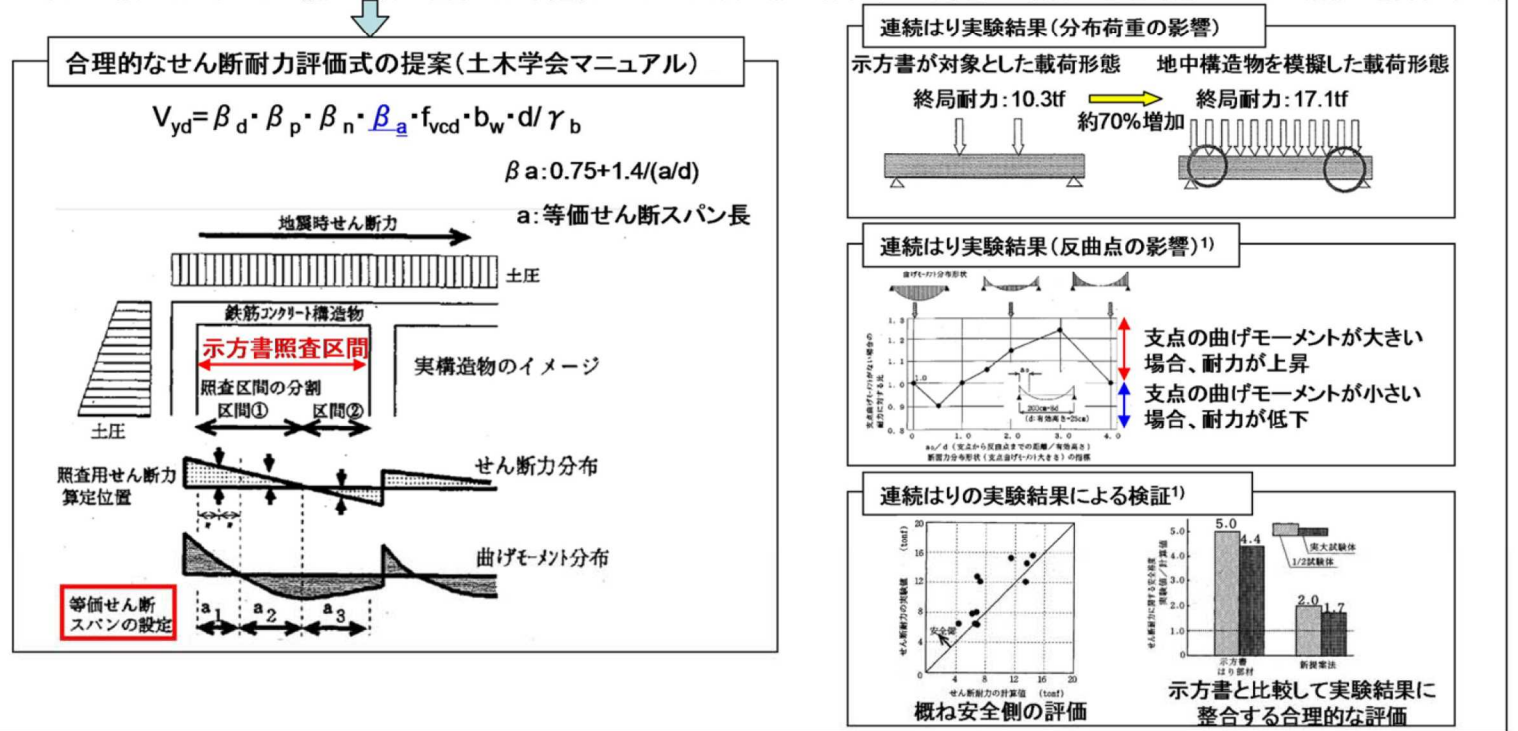
安全係数		せん断照査	
		応答値算定	限界値算定
材料係数	コンクリート	1.0	1.3
	鉄筋	1.0	1.0
	地盤	1.0	—
部材係数	コンクリート	—	1.3
	鉄筋	—	1.1
荷重係数		1.0	—
構造解析係数		1.05	—
構造物係数		1.0	



※上記に加えて、地盤物性のばらつきに関する安全係数を考慮する

第 3-2-6 図 安全係数の考え方
(第 3-2-5 図の再掲)

○コンクリート標準示方書におけるせん断耐力評価式 $V_{yd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$
 2点荷重の単純はりの実験結果に基づいた単純な荷重形態あるいは単純な断面力分布は精度良くせん断耐力を評価する。
 <問題点>
 ・分布荷重が卓越する場合、支点付近に大きな荷重が加わる場合および支点反力が大きい場合において、せん断耐力を過小評価する。
 ○地中構造物を模擬した実験によるせん断耐力評価式
 地中に埋設されたラーメン構造で、分布荷重が卓越、スパン内に反曲点が存在する等複雑な荷重形態を考慮してせん断耐力を評価する。



第 3-2-7 図 土木学会マニュアルによるせん断耐力式評価の設定経緯

(6) 安全上適切と認められる規格及び基準を用いた評価について

屋外重要土木構造物の耐震安全性については、屋外重要土木構造物の構造上の特徴を踏まえ、土木学会マニュアルに基づき評価を実施しているが、当該マニュアルについては「耐震設計に係る工認審査ガイド（原子力規制委員会，2013）」（以下「工認審査ガイド」という。）において「安全上適切と認められる規格及び基準等」として取り扱われていない。このため代表構造物について、工認審査ガイドにおいて「安全上適切と認められる規格及び基準等」として適用可能な規格及び基準等に準拠した評価を実施し、土木学会マニュアルの評価結果と比較することで、現在の評価が妥当であることを確認する。

評価項目のうち、構造部材の曲げについては、工認審査ガイドにおいて「安全上適切と認められる規格及び基準等」として取り扱われているコンクリート標準示方書 2002 よりも保守的な手法を用いていることから、今回工認では、耐震裕度が厳しい構造部材のせん断に対して検討を実施する。

検討では、基準地震動 S_s による地震応答解析により得られた応答値を用い、「安全上適切と認められる規格及び基準等」として、工認審査ガイド記載の「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説（日本建築学会，2005 制定）」（以下「建築学会基準」という。）によるせん断照査結果と比較を行うことで、土木学会マニュアルによるせん断照査が妥当であることを確認する。

【参考文献】

- 1) 原子力土木委員会・限界状態設計部会：原子力発電所・鉄筋コンクリート製屋外重要土木構造物への限界状態設計法の適用-安全性照査マニュアルの提案-，土木学会論文集 No.442/V-16，1992
- 2) 遠藤達巳・青柳征夫・松村卓郎：鉄筋コンクリート製地中構造物の限界状態に用いるせん断耐力評価法，電力中央研究所報告，1992
- 3) 日本建築学会：原子力施設鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説，2005

2. 2. 2 材料非線形解析を用いたせん断耐力評価

構造部材の照査において発生するせん断力が、せん断耐力式によるせん断耐力を上回る部材については、以下で示す材料非線形解析を用いたせん断耐力評価を実施する。

(1) 評価条件

2. 2. 1 で示したせん断耐力式は、既往の実験等から一般化されたものであることから、構造部材の形状、作用荷重及び鉄筋コンクリートの非線形特性を踏まえた材料非線形解析を実施することにより、より高い精度でせん断耐力を求め、構造部材のせん断照査を行う。

第 3-2-4 表及び第 3-2-5 表に材料非線形解析の概要を示す。

材料非線形解析は、90 年代までに、ひび割れの進展モデルや破壊エネルギーの概念等、基本となるモデルが提示され、様々な問題に適用されながら有効性と信頼性を高めており、「コンクリート標準示方書 設計編（土木学会，2012）」（以下「コンクリート標準示方書 2012」という。）や土木学会マニュアル等で取り扱われている。

材料非線形解析にて用いる鉄筋コンクリートの構成則については種々あるが、ここでは、現在までに実務でも使用され、適用性と信頼性が確認されており、コンクリート標準示方書 2012 において標準とされる以下の手法とする。

- ① 鉄筋とコンクリートとの一体性を前提とする分散ひび割れモデルにてモデル化する。
- ② 鉄筋との複合作用が支配的な鉄筋周辺のコンクリートについては、平均化構成則を用いる。
- ③ 鉄筋との複合作用が及ばない領域では、コンクリートの破壊力学の概念を導入する。

なお、材料非線形解析の適用に当たっては、当該構造物の構造的な特徴や荷重条件が類似する既往の実験等から得られたせん断耐力と、材料非線形解析によるせん断耐力を比較し、その適用性を判断した上で、モデル化や各種パラメータの設定に係る解析者の差を考慮した安全係数を設定する。

第 3-2-4 表 材料非線形解析の位置付け

区分	限界状態	選択される標準的な解析手法と耐震性能に用いる物理量	
1	構造物の部材が降伏に至らない	①	<p>① 線形解析</p> <ul style="list-style-type: none"> 鉄筋及びコンクリートの最大応力 最大せん断応力
2	構造物が最大耐力に至らない	②	<p>② 等価線形解析</p> <ul style="list-style-type: none"> 鉄筋及びコンクリートの最大応力 最大せん断応力, 最大せん断力 最大曲げモーメント
3	構造物が崩壊しない	③	<p>③ 部材非線形解析</p> <ul style="list-style-type: none"> 最大曲げモーメント 最大曲率, 最大変位 最大層間変形角, 最大せん断力
		④	<p>④ 材料非線形解析</p> <ul style="list-style-type: none"> 最大変位 最大層間変形角 最大ひずみ, 最大せん断力

第 3-2-5 表 部材非線形解析と材料非線形解析の特徴

	部材非線形解析	材料非線形解析		
モデル化	骨組モデル	有限要素		
解析次元	1 次元	2 次元	3 次元	
構成則	M-φ, M-θ 等	応力-ひずみ関係		
要素	はり要素	ファイバー要素	平面ひずみ要素	立体要素
特徴	(汎用性)	狭い	← →	広い
	(解析時間)	短い	← →	長い

1) 適用基準

材料非線形解析については，土木学会マニュアル，コンクリート標準示方書 2012 等に基づき実施する。基準と異なる設定を用いる場合には，設定根拠の妥当性を確認する。

第 3-2-6 表に参考とする主な基準・文献を示す。

第 3-2-6 表 参考とする主な基準等

項目	参考とする主な基準等	備考
材料定数・材料特性	・コンクリート標準示方書 2012 ・土木学会マニュアル	—
許容限界	—	・既往文献等より設定した許容限界（破壊基準）が，部材係数の設定における材料非線形解析にて，実験結果と整合的であることを確認。

2) 材料定数

耐震安全性評価に用いる材料定数は、設計図書及び文献等を基に設定する。コンクリート及び鉄筋の材料定数を第 3-2-7 表及び第 3-2-8 表に示す。

第 3-2-7 表 コンクリートの材料定数

	設定値	諸 元
単位体積重量	0.0kN/m ³	材料非線形解析による荷重に含まれることから考慮しない
圧縮強度	18.1 N/mm ²	設計基準強度（設計図書 23.5N/mm ² ） ／材料係数（ $\gamma_{mc}=1.3$ ）
引張強度	1.45N/mm ²	引張強度／材料係数
圧縮ピークひずみ	0.2%	コンクリート標準示方書 2012
ひび割れ－せん断 伝達係数	1.0	コンクリート標準示方書 2012
破壊エネルギー	0.0768N/mm	コンクリート標準示方書 2012

第 3-2-8 表 鉄筋の材料定数

	設定値	諸 元	
単位体積重量	0.0kN/m ³	材料非線形解析による荷重に含まれることから考慮しない	
ヤング係数	200kN/mm ²	コンクリート標準示方書 2012	
降伏 強度	主鉄筋	2000N/mm ²	せん断破壊先行型の破壊形態となるよう、曲げ耐力が増大するように設定
	せん断補 強筋	345 N/mm ²	設計図書

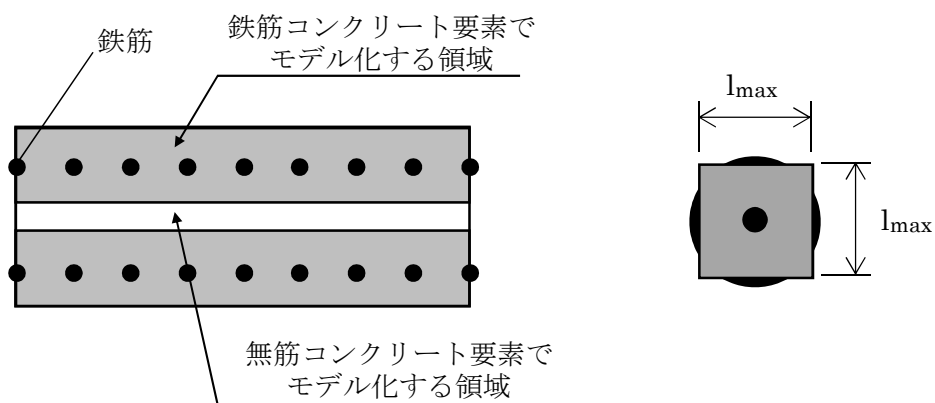
3) 解析モデルの要素分割

材料非線形解析の対象とする構造部材を平面ひずみ要素でモデル化する。構造部材のモデル化に当たっては、第 3-2-8 図に示すとおり、鉄筋の付着が有効な領域を鉄筋コンクリート要素としてモデル化し、付着の影響が及ばない領域を無筋コンクリート要素としてモデル化する。

部材厚方向の要素分割数については、鉄筋を含む要素と無筋要素を明確に指定できる分割数が望ましいこと及び 3 層以上の分割数をとる場合、解析結果に大きな差異が生じないことから 3 層以上に設定することとする。

具体的には、鉄筋を含む要素は、鉄筋を中心としてかぶり厚さの 2 倍とし、無筋領域については、要素形状が極端に扁平とならないように分割する。

なお、対象とする構造部材に接合する部材は、弾性要素でモデル化し、モデル下端を固定境界とする。



$$l_{max} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} D_b \sqrt{\frac{f_y}{f_t}}$$

ここに、 l_{max} : 鉄筋一本当たりの付着有効面積を正方形で考えた場合の一辺の長さ

D_b : 鉄筋の直径

f_y : 鉄筋の降伏強度

f_t : コンクリートの引張強度

第 3-2-8 図 鉄筋付着有効領域と無筋領域の分割の概要

4) コンクリートの非線形特性

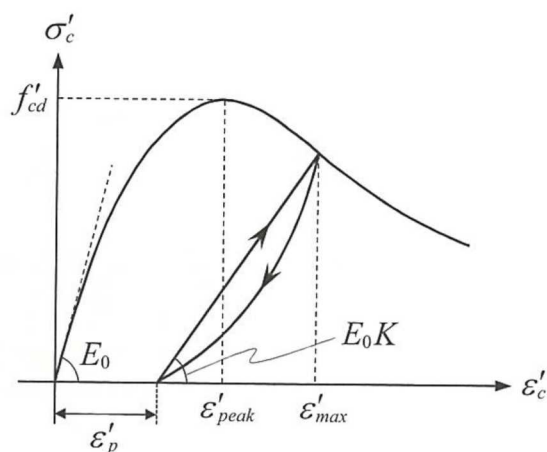
耐震安全性評価に用いる要素は鉄筋コンクリート要素及び無筋コンクリート要素に分類されるが、それぞれの非線形特性は同一の考え方で表される。

・圧縮応力下における応力-ひずみ関係

第 3-2-9 図に一軸圧縮応力下における応力-ひずみ関係を示す。

圧縮応力下の応力-ひずみの骨格曲線は、最大応力点までの硬化域と、最大応力点を越えた軟化域で表され、残留塑性ひずみと除荷再載荷時の剛性低下を考慮している。

また、ひび割れ発生後のコンクリートの圧縮強度については、第 3-2-10 図に示す、低減係数を破壊パラメータに乗じることで、ひび割れ発生後の圧縮強度の低下を考慮する。



$$\sigma'_c = E_0 K (\varepsilon'_c - \varepsilon'_p) \geq 0$$

$$E_0 = \frac{2 \cdot f'_{cd}}{\varepsilon'_{peak}}$$

$$K = \exp \left\{ -0.73 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \left(1 - \exp \left(-1.25 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right) \right\}$$

$$\varepsilon'_p = \varepsilon'_{max} - 2.86 \cdot \varepsilon'_{peak} \left\{ 1 - \exp \left(-0.35 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right\}$$

ここに、 $f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c$

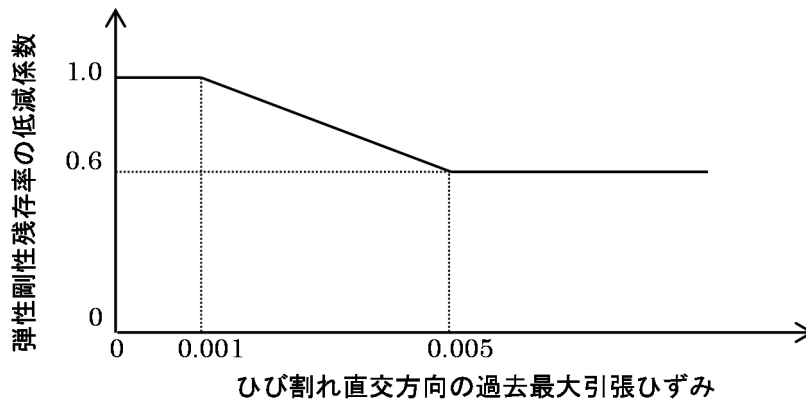
ε'_{peak} : 圧縮強度に対応するひずみ (一般に、0.002 としてもよい)

ε'_{max} : 過去に受けた圧縮ひずみの最大値

ε'_p : 塑性ひずみ

K : 弾性剛性残存率

第 3-2-9 図 圧縮応力下におけるコンクリートの非線形特性

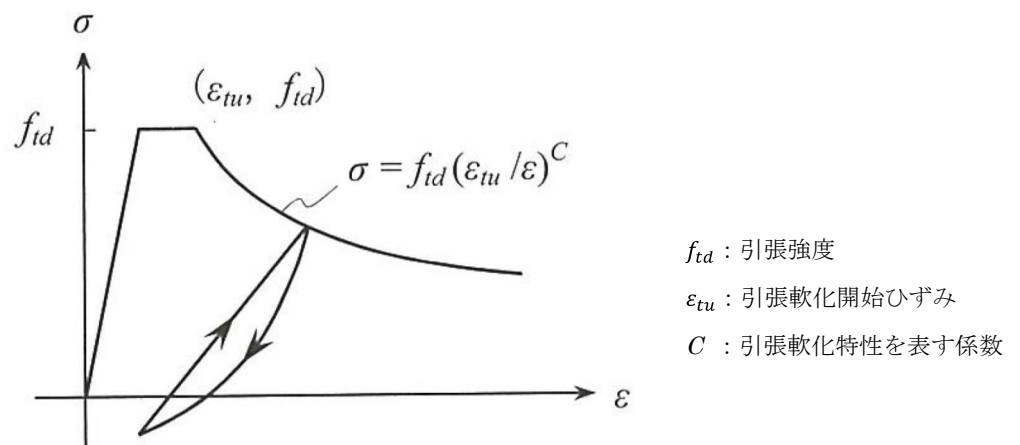


第 3-2-10 図 弾性剛性残存率の低減係数

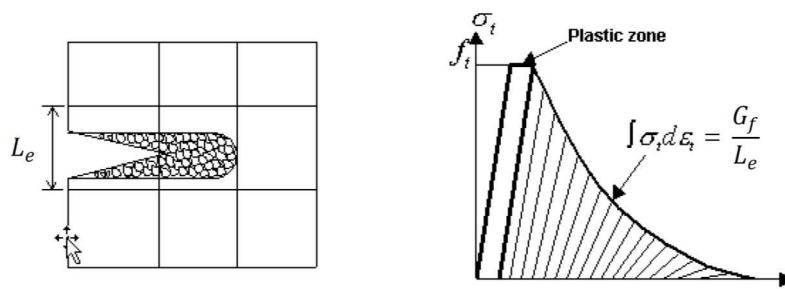
・引張応力下における応力-ひずみ関係

引張応力下における応力-ひずみ関係は、ひび割れ発生までは線形弾性とし、ひび割れ強度以降は、鉄筋とコンクリートの付着の影響等を考慮し、第 3-2-11 図に示す骨格曲線を用いて、ひび割れ間のコンクリートに引張応力分担を考慮する。

引張力を受ける無筋コンクリート要素では、引張軟化挙動は、破壊エネルギー (G_f) によって定義する。引張軟化挙動の考慮に当たっては、第 3-2-12 図に示すひび割れ発生後の軟化曲線とひび割れ発生点からの除荷曲線とで囲まれる面積が G_f/Le (要素寸法) に一致するように、軟化特性を表す係数 C を用いる。



第 3-2-11 図 引張対力下における鉄筋とコンクリートの付着効果を考慮した
応力-ひずみ関係

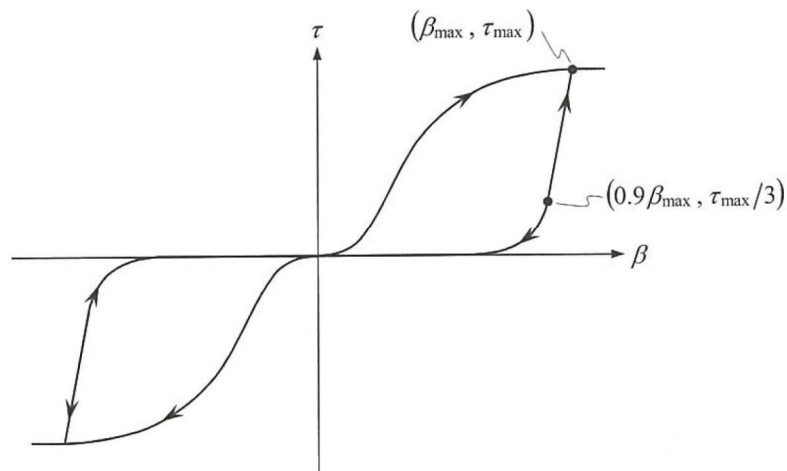


第 3-2-12 図 応力—ひずみ曲線と破壊エネルギー G_f の関係

・ ひび割れ面でのせん断伝達関係

コンクリートのひび割れ発生後にひび割れ角度を固定する固定ひび割れモデルでは、ひび割れ面のずれによるせん断応力伝達特性を考慮する必要がある。

ひび割れ面でのせん断伝達挙動は、斜めひび割れの発生に伴う剛性低下や破壊を評価するため、第 3-2-13 図に示すとおり、ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比をパラメータとし、コンクリートの剛性低下を考慮するモデルを用いる。

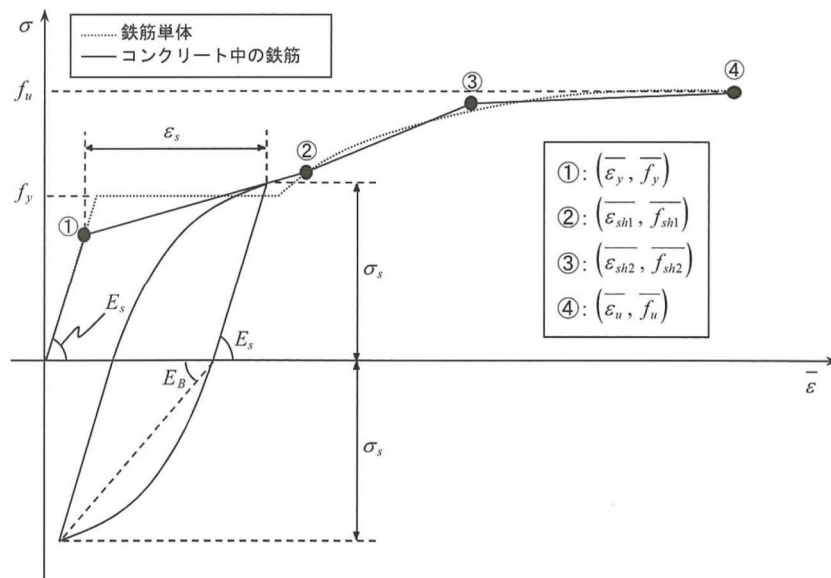


- β : ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比(γ/ε)
- τ : ひび割れ面でのせん断応力
- τ_{max} : 除荷開始時せん断応力
- β_{max} : 除荷開始時せん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比

第 3-2-13 図 ひび割れ面でのせん断伝達モデル

5) 鉄筋の非線形特性

ひび割れを複数含む領域におけるコンクリート中の鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係は、単体鉄筋の応力-ひずみ関係と異なり、第3-2-14図に示すひずみ硬化特性を考慮する。



第3-2-14図 ひずみ硬化域までモデル化した鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係

6) 鉄筋コンクリートとしてのモデル化

コンクリートと鉄筋の界面の付着特性をテンションスティフニング効果（引張特性が硬化する現象）として、鉄筋コンクリート要素の中に取り込むことにより、鉄筋コンクリートの構成則を直接与える。

鉄筋コンクリートの引張応力下の平均応力は、以下の式で表される。

$$\bar{\sigma}_{RC} = \frac{A_s}{A_{RC}} \bar{\sigma}_s + \frac{A_c}{A_{RC}} \bar{\sigma}_c$$

ここに、 $\bar{\sigma}_{RC}$ 、 $\bar{\sigma}_c$: それぞれ鉄筋とコンクリートの平均応力

A_s 、 A_c : それぞれ鉄筋とコンクリートの断面積、 $A_{RC} = A_s + A_c$

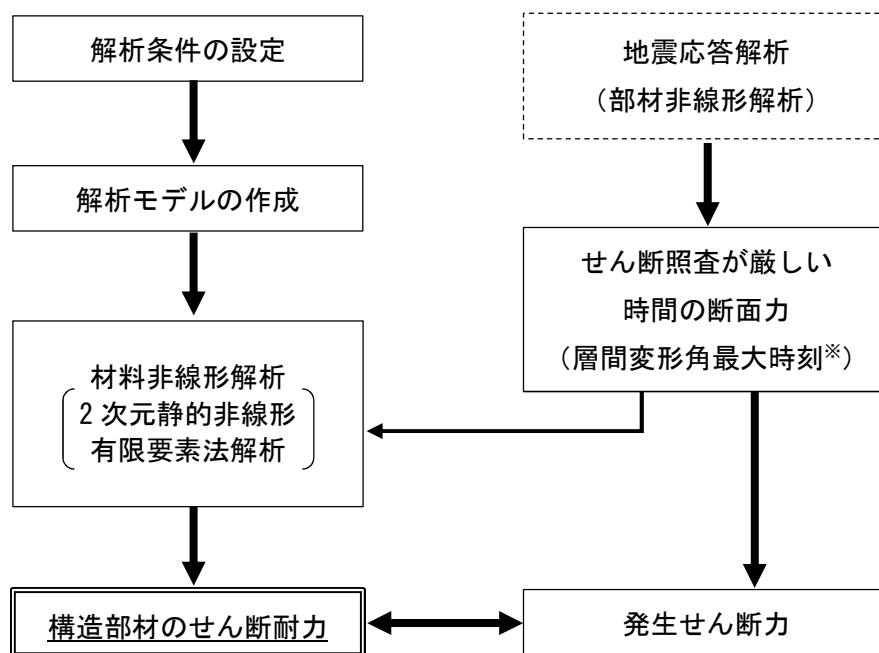
7) 荷重の組合せ

材料非線形解析においては、地震応答解析（部材非線形解析）により得られた荷重を用いることから、荷重の組み合わせは、地震応答解析と同様である。

(2) 評価方法

1) 耐震安全性評価フロー

材料非線形解析を用いたせん断耐力評価の評価フローを第 3-2-15 図に示す。



※層間変形角が最大となる時刻と、せん断力が最大となる時刻の整合性は、補足確認する。

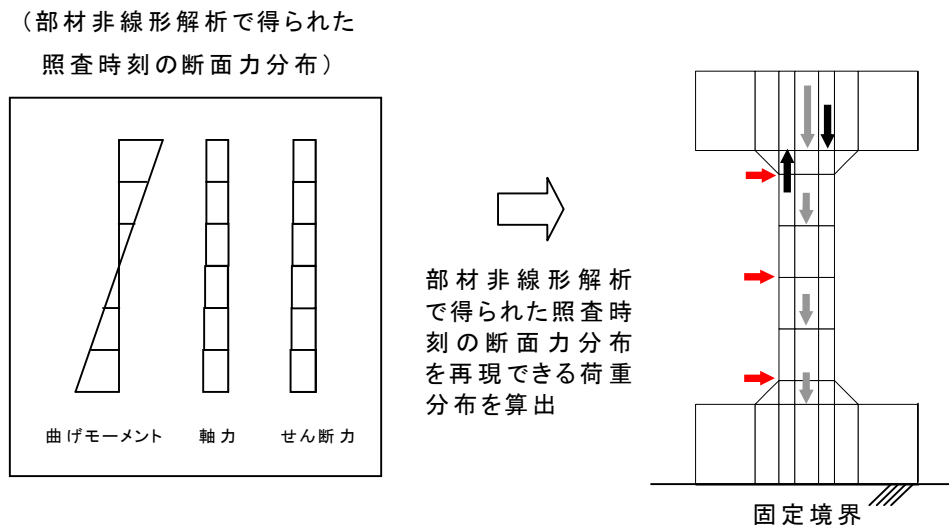
第 3-2-15 図 材料非線形解析の耐震安全性評価フロー

2) 荷重の設定

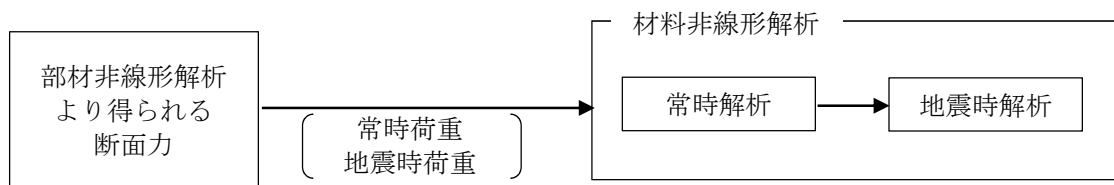
材料非線形解析にて考慮する荷重は、地震応答解析（部材非線形解析）から得られる荷重を考慮する。具体的には、地震応答解析（部材非線形解析）で評価対象部材のせん断照査結果が厳しくなる時刻（層間変形角最大時）における断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を材料非線形解析モデルに第 3-2-16 図に示すとおりに作用させる。

材料非線形解析では、部材非線形解析で得られた照査時刻の断面力分布を再現できる荷重分布を算出し、この荷重比率を維持しながら漸増载荷する。

作用荷重は、常時荷重及び地震時荷重に分けて、第 3-2-17 図に示すとおり常時解析と地震時解析に分けて実施する。



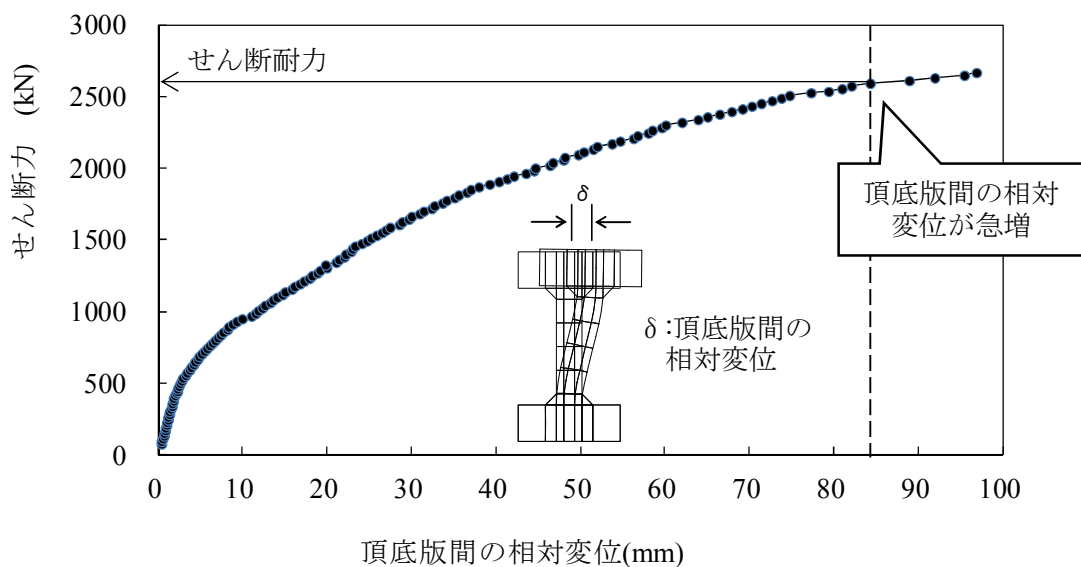
第 3-2-16 図 材料非線形解析における载荷状況



第 3-2-17 図 荷重の作用手順

3) せん断耐力

材料非線形解析を用いたせん断耐力は、材料非線形解析におけるせん断力—相対変位関係や要素ひずみの応答から設定する。具体的には、第 3-2-18 図に示す例のとおり、せん断力—相対変位関係においてせん断力の増分に対して相対変位が急増する点又はせん断力が最大となる点を部材のせん断耐力と判断する。



第 3-2-18 図 材料非線形解析を用いたせん断耐力の設定例

4) 安全係数の設定

材料非線形解析では，地震応答解析（部材非線形解析）で得られる断面力 P0（曲げモーメント，軸力，せん断力）を材料非線形解析に作用させた時のせん断力 V と材料非線形解析で得られるせん断耐力 V_y に，下記のとおり部材係数 γ_{b1} ， γ_{b2} ，構造解析係数 γ_a ，構造物係数 γ_i を考慮し，照査用せん断力 V_d，設計せん断耐力 V_{yd} を算定する。

$$V_d = \gamma_i \cdot \gamma_a \cdot V$$

$$V_{yd} = V_y / (\gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2})$$

考慮した安全係数を第 3-2-9 表に示す。ここで，部材係数 γ_{b1} については，実験又はせん断耐力式により得られるせん断耐力と材料非線形解析により得られるせん断耐力との比率により設定することとし，解析における構成則の相違や，要素の種類，要素分割，材料物性の設定，入力増分等，多岐にわたる解析者間の差を考慮する。

具体的には，土木学会マニュアルに示される 17 ケースの材料非線形解析を実施し，実験又はせん断耐力との差が最も大きい Case No.12 の部材係数 1.24 を設定する（第 3-2-10 表）。

第 3-2-9 表 考慮した安全係数

安全係数		値	設定根拠
部材係数	γ_{b1}	1.24	別途実施する材料非線形解析により設定
	γ_{b2}	1.00	地震応答解析による層間変形角より設定
構造物係数	γ_i	1.00	構造物の重要度は，基準地震動 S _s により評価することで包絡されていると判断
構造解析係数	γ_a	1.05	各種文献より保守的に設定

第 3-2-10 表 部材係数 γ_{b1} の設定

Case No.	実験結果	解析結果	部材係数 (解析結果/ 実験結果)
	せん断耐力 (kN)	せん断耐力 (kN)	
1	475	437	0.92
2	1,187	1,234	1.04
3	324	343	1.06
4	294	306	1.04
5	581	529	0.91
6	329	359	1.09
7	1,587	1,904	1.20
8	350	399	1.14
9	855	855	1.00
10	165	168	1.02
11	333	403	1.21
12	127	157	1.24
13	188	165	0.88
14	163	156	0.96
15	273	172	0.63
16	356	235	0.66
17	432	324	0.75
平均	—	—	0.99
標準偏差	—	—	0.18

3. 屋外重要土木構造物の減衰定数

(1) 減衰の設定について

今回工認で採用している時刻歴応答解析において、地盤及び構造物の減衰は、粘性減衰と履歴減衰とで考慮している。

粘性減衰による減衰は、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。土木学会マニュアルに従い Rayleigh 減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。材料ごとに減衰を設定するために要素剛性比例型としている。なお、一次の基準モードについては構造系全体がせん断変形しているモードを選定している。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

[C]：減衰係数マトリックス，[M]：質量マトリックス，
[K]：剛性マトリックス， α ， β ：係数

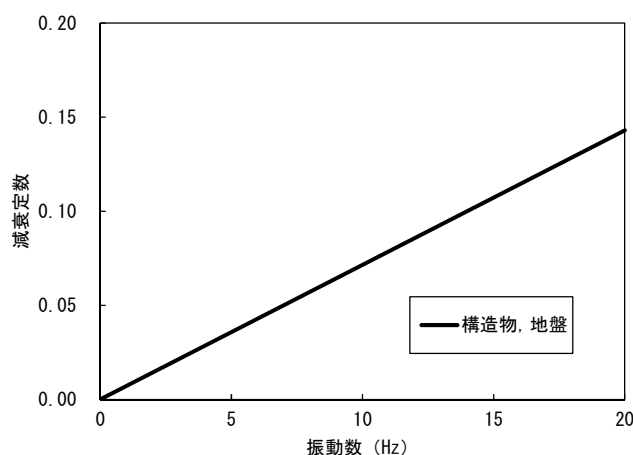
係数 α ， β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = h / \pi f$$

h ：各材料の減衰定数， f ：固有値解析により求められた一次固有振動数

設定した Rayleigh 減衰を第 3-3-1 図に示す。



第 3-3-1 図 設定した Rayleigh 減衰（7号炉取水路一般部の例）

今回工認における剛性比例型減衰は、履歴減衰が生じない状態等における解析上の安定のためになるべく小さい値として一次固有振動数に対して減衰 1%を採用している。

履歴減衰による減衰は、構造部材の部材非線形性（曲げモーメントー曲率関係）における非線形の程度に応じた値となる。

（2）既工認と今回工認との相違について

今回工認における構造物の粘性減衰定数は、履歴減衰が生じない状態等における解析上の安定のためになるべく小さい値として一次固有振動数に対して減衰 1%となる剛性比例型減衰を採用している。

既工認では、周波数応答解析における構造物の減衰定数は 5%を用いた（JEAG4601-1987 記載）。

非線形解析における粘性減衰による減衰の値は、道路橋示方書・同解説 V耐震設計編（平成 14 年 3 月）において、構造部材の非線形性を非線形履歴モデルで表した場合には、この部材の履歴減衰は履歴モデルによって自動的に解析に取り入れられるため、非線形履歴モデルを用いて表した部材の減衰定数は、コンクリート部材は 2%（0.02）程度、鋼部材は 1%（0.01）程度とするのがよいとされている。

最新の道路橋示方書・同解説（平成 24 年 3 月）においても、構造部材の非線形性を非線形履歴モデルで表した場合の減衰定数について、鉄筋コンクリート橋脚は 2%（0.02）とされている。

以上のように、粘性減衰の減衰定数は、履歴減衰が生じない状態等における解析上の安定のために設定される値であるため、構造物の減衰について、なるべく小さい値として減衰 1%を採用していることは、技術的妥当性を有するものと判断した。

（3）構造物の減衰定数の影響

解析モデルの中で構造物の占める割合は小さいため、構造物の減衰の影響は小さいと考えられる。

地盤の減衰定数は 1%のまま、構造物の減衰定数を 5%とした場合の解析モデル全体の一次モード減衰を確認したところ 1.03%であった。

以上のことから、地盤の減衰の影響が支配的であり、構造物の減衰の影響は小さいと考えられる。

【参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，2002
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，2012

4. 耐震性能照査の手順

機器・配管を支持する屋外重要土木構造物の照査では、想定される荷重条件に対して機器・配管の機能を維持することが主たる目的となる。このため、土木学会マニュアルでは、機器・配管を支持する屋外重要土木構造物の耐震性能評価においては、機器・配管の機能維持のために屋外重要土木構造物に求められる制約条件を与条件としている。

屋外重要土木構造物の耐震性能の照査に当たっては、地盤と構造物の連成解析を行い、床応答や変位を算定する。機器・配管の耐震安全性は、当該構造物を支持する屋外重要土木構造物の床応答や変位を用いて、別途確認を行う。第3-4-1表に対象構造物の例を示す。

第3-4-1表 検討対象構造物の例

屋外重要土木構造物	機器・配管
軽油タンク基礎	軽油タンク 燃料移送ポンプ 燃料移送ポンプ出口逆止弁
燃料移送系配管ダクト	燃料油系配管

柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉

使用済燃料貯蔵ラックの減衰定数について
(耐震)

目次

1. はじめに
 2. 燃料ラックの概要及び既工認と今回工認の耐震設計手法の比較
 - 2.1 燃料ラックの構造と燃料プール内の配置
 - 2.2 燃料ラックの耐震設計手法について
 - 2.3 既工認と今回工認の耐震設計手法の比較
 - 2.4 減衰定数を変更する目的と効果
 3. 減衰定数の確認方針について
 4. 減衰特性の確認試験
 - 4.1 実物大試験供試体の概要
 - 4.2 燃料ラックの水中加振試験装置及び試験手法について
 - 4.3 試験結果
 - 4.4 実物大試験における試験条件の妥当性
 5. 試験結果に基づく燃料ラックの設計用減衰定数の設定
 - 5.1 実機応答と供試体応答の比較
 - 5.2 設計用減衰定数の設定
 6. 結論
- 別紙－４－１ プール水及び燃料集合体の体数が減衰定数に与える影響
- 別紙－４－２ 試験水槽の形状決定方法
- 別紙－４－３ 試験における水深の影響について
- 別紙－４－４ 試験方法及び減衰定数の算出方法
- 別紙－４－５ ハーフパワー法について
- 別紙－４－６ 自由振動波形からの減衰定数の算出方法
- 別紙－４－７ 正弦半波加振試験における振動台の影響について
- 別紙－４－８ スロッシングによる減衰への影響について
- 別紙－４－９ 固有振動数と減衰定数の関係について
- 参考－１ 既往の燃料貯蔵ラックの振動試験について
- 参考－別紙－１ 応答倍率による減衰比の算出方法と燃料ラック耐震評価への適用性
- 参考－別紙－２ 減衰の応答依存性を考慮した燃料ラックの減衰定数の確認方法

1. はじめに

柏崎刈羽原子力発電所6号及び7号炉（以下「柏崎刈羽6号及び7号炉」という。）の既工認では、使用済燃料貯蔵ラック（以下「燃料ラック」という。）の水平方向の設計用減衰定数は、「原子力発電所耐震設計技術指針JEAG4601-1991 追補版」（以下「JEAG4601」という。）に規定される溶接構造物の設計用減衰定数1.0%を用いている。

しかし、実際の燃料ラックは使用済燃料プール（以下「燃料プール」という。）内の水中に設置され、燃料集合体を貯蔵していることから、燃料集合体のガタつき、ラック内壁と燃料集合体の衝突および水の抵抗により、運動エネルギーの消散が大きくなり、減衰定数1.0%より大きな減衰があると考えられる。

そのため、柏崎刈羽6号及び7号炉における今回工認の耐震設計において、燃料ラックの設計用減衰定数は実物大加振試験の結果に基づき設定している。

本資料は、加振試験結果に基づき設定した今回工認の耐震設計に適用する設計用減衰定数についてまとめたものである。

2. 燃料ラックの概要及び既工認と今回工認の耐震設計手法の比較

2.1 燃料ラックの構造と燃料プール内の配置

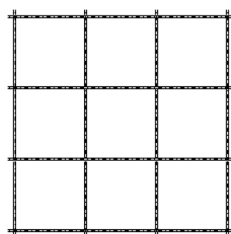
柏崎刈羽原子力発電所 6 号炉（以下「柏崎刈羽 6 号炉」という。）の燃料プールには、格子型燃料ラック（以下「格子ラック」という。）及び角管並列型燃料ラック（以下「角管ラック」という。）を設置し、柏崎刈羽原子力発電所 7 号炉（以下「柏崎刈羽 7 号炉」という。）の燃料プールには、角管市松型燃料ラック（以下「市松ラック」という。）を設置している。

格子ラックは鋼板を溶接することで燃料集合体を貯蔵する格子状のセルを構成しており、市松ラックは角管を溶接することで燃料集合体を貯蔵する格子状のセルを構成しており、角管ラックは角管と補強板を溶接することで、格子状のセルを構成している。各ラックの構造図を第 1 図に示す。

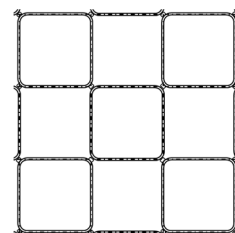
柏崎刈羽 6 号及び 7 号炉の燃料ラック型式と貯蔵体数を第 1 表に示す。また、燃料プール内における燃料ラックの配置を第 2 図及び第 3 図に示す。

第1表 ラック型式と貯蔵体数

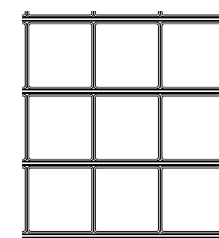
設置場所	ラック型式	貯蔵体数	貯蔵体数
柏崎刈羽 6号炉 燃料プール	格子ラック	120体	6列×10列×2台
		187体	9列×11列+8列×11列
		210体	10列×10列+10列×11列
	角管ラック	176体	11列×16列
		187体	11列×17列
柏崎刈羽 7号炉 燃料プール	市松ラック	77体	7列×11列
		100体	10列×10列
		110体	10列×11列
		121体	11列×11列



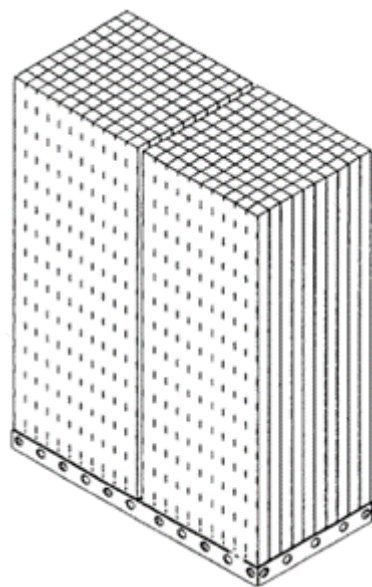
格子ラック断面図



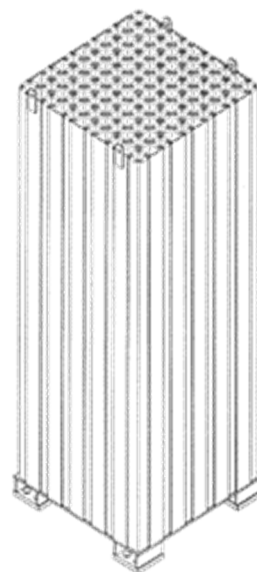
市松ラック断面図



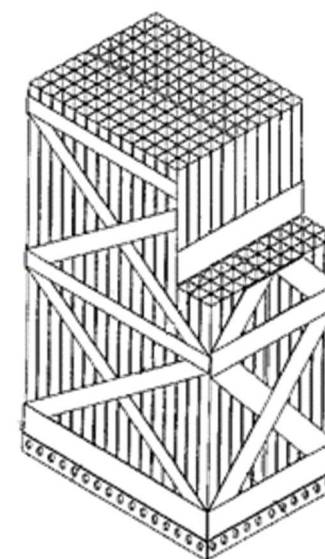
角管ラック断面図



(a) 格子ラック

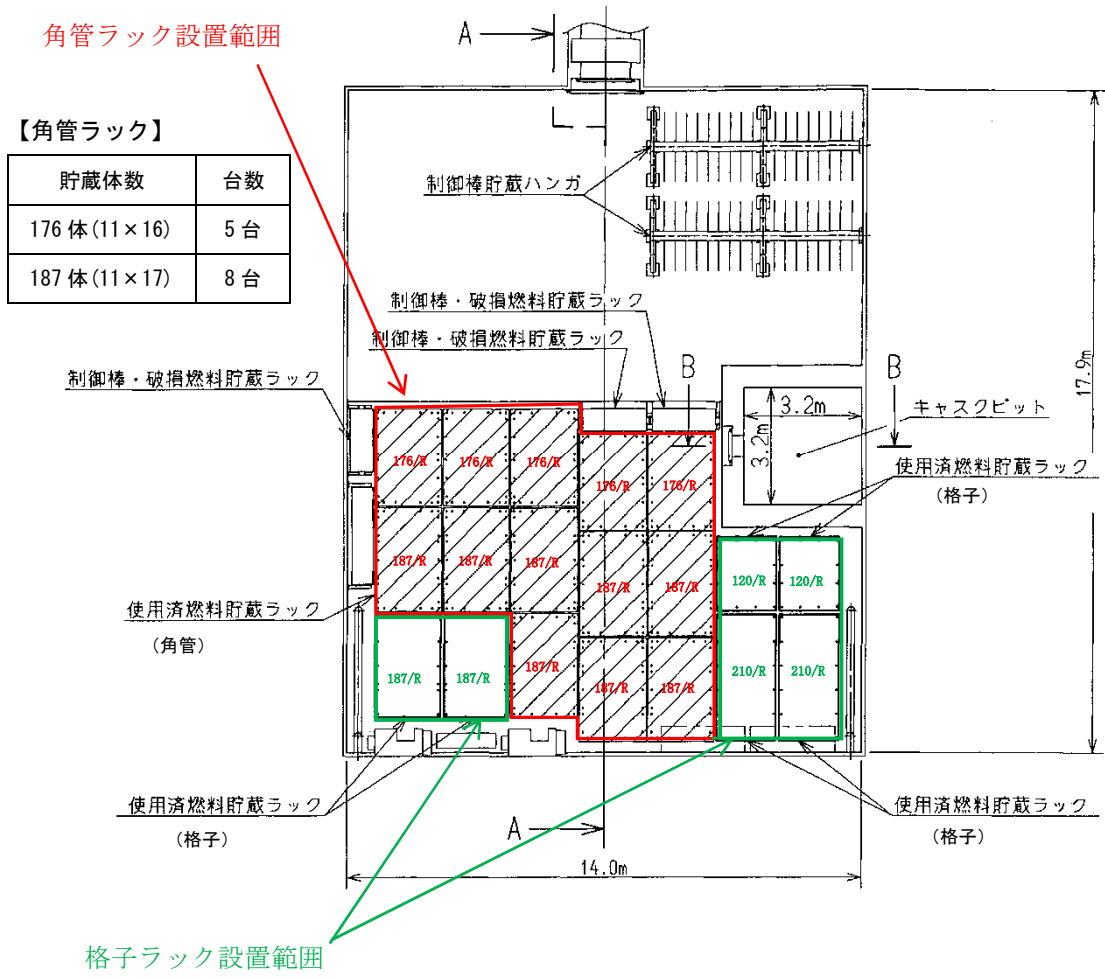


(b) 市松ラック



(c) 角管ラック

第1図 燃料ラックの構造図 (概要)

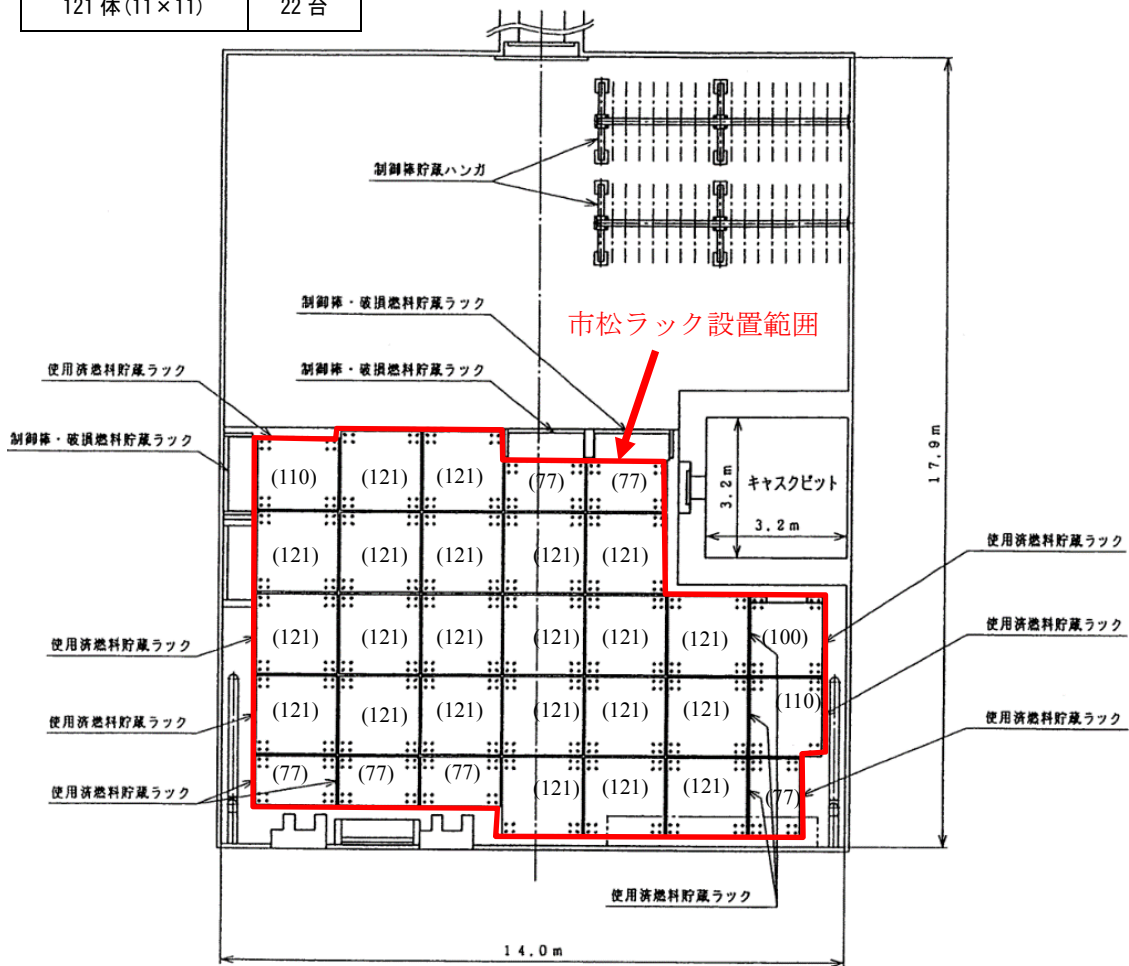


【格子ラック】	
貯蔵体数	台数
120 体 (10×6×2)	2 台
187 体 (11×8+11×9)	2 台
210 体 (10×10+10×11)	2 台

第2図 燃料ラック配置図 (柏崎刈羽6号炉)

【市松ラック】

貯蔵体数	台数
77体 (7×11)	6台
100体 (10×10)	1台
110体 (11×10)	2台
121体 (11×11)	22台



※()内の数字はラックの貯蔵体数

第3図 燃料ラック配置図 (柏崎刈羽7号炉)

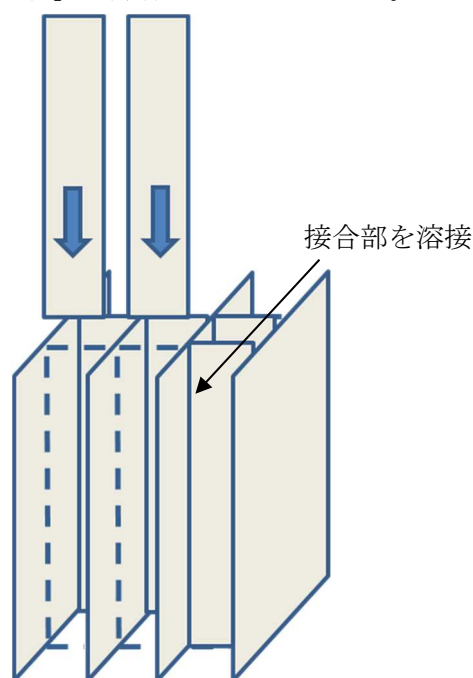
2.2 燃料ラックの耐震設計手法について

柏崎刈羽 6 号及び 7 号炉に設置されている燃料ラックの構造及び解析モデルの概要を第 4 図～第 7 図に示す。格子ラックは、鋼板を断続的に溶接し格子状のラックセルを形成していることから燃料ラックをシェル要素にてモデル化した 3 次元有限要素モデル (FEM モデル) としている。市松ラックは、角管を市松に配列し、角管同士の角を断続的に溶接し格子状のラックセルを形成していることから燃料ラックをシェル要素にてモデル化した 3 次元有限要素モデル (FEM モデル) としている。角管ラックは、角管と補強板の接触面全面を溶接しているため、はり要素でモデル化し、一部の補強板は断続溶接となっている面を有するため、シェル要素にてモデル化した 3 次元有限要素モデル (FEM モデル) としている。

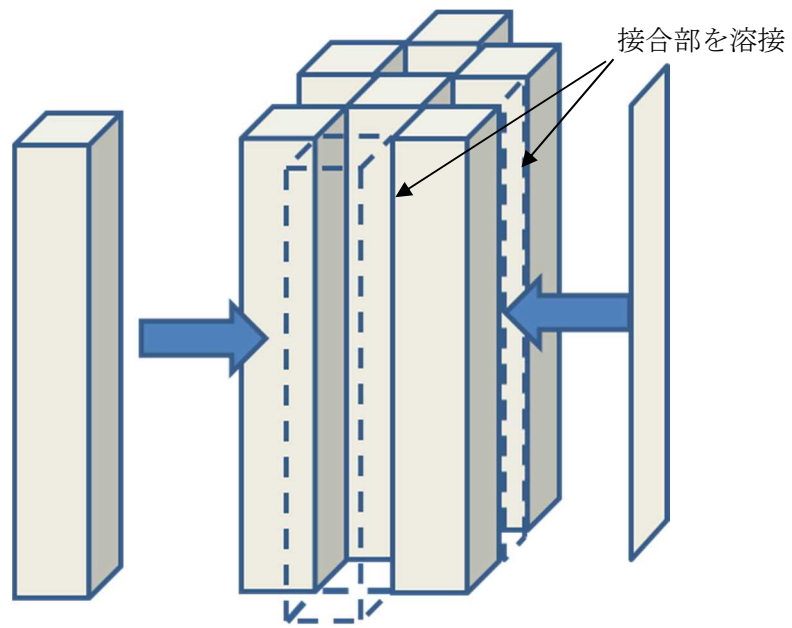
燃料ラックの質量には、燃料ラック自身の質量、燃料集合体の質量、燃料ラックに含まれる水の質量及び水中の機器の形状により排除される機器周囲の流体の質量である付加質量を考慮している。これらの燃料集合体及び燃料ラックに含まれる水の質量ならびに付加質量は角管及び板の全長にわたって等分布に与えている。

既工認の応力評価は、部材 (角管、格子状の鋼板、補強板) 及び基礎ボルトに対して行っており、部材の応力は第 7 図の解析モデルを用いて、スペクトルモーダル解析による最大応答加速度から、部材に作用する最大荷重を算出し応力を評価している。基礎ボルトの応力は、燃料ラック設置位置における水平・鉛直震度を用いて、ラック基礎に生じるモーメントとせん断力から基礎ボルトに作用する最大荷重を算出し、評価している。

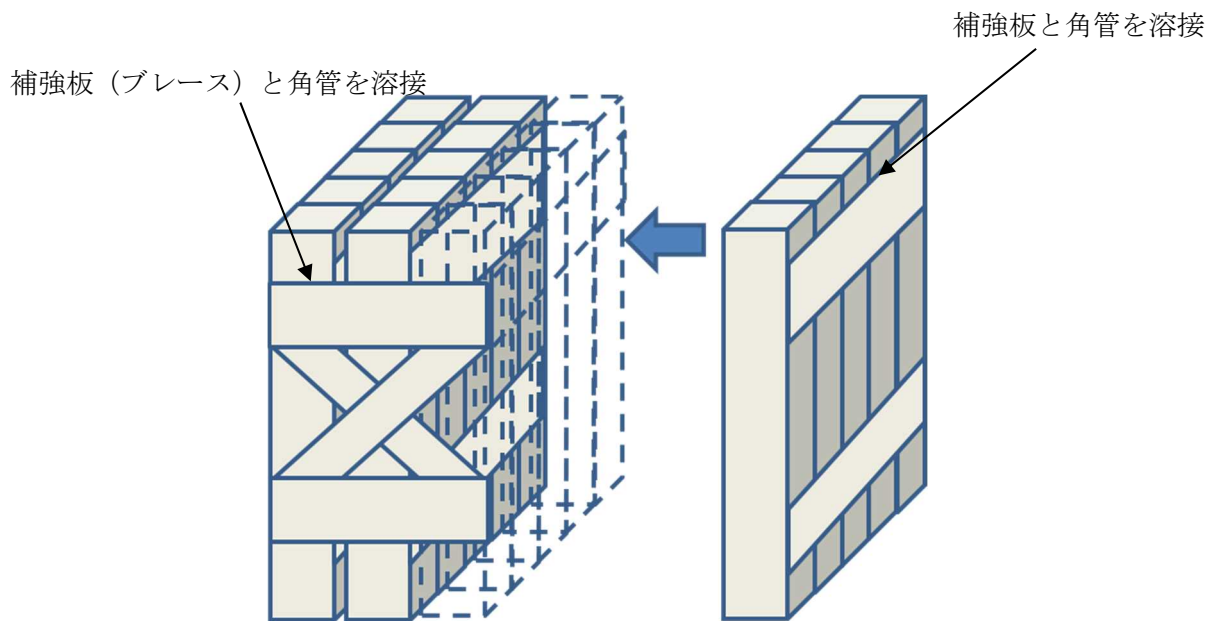
なお、各部の許容応力は「原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601・補-1984」に規定されている「その他支持構造物」の許容応力を用いている。



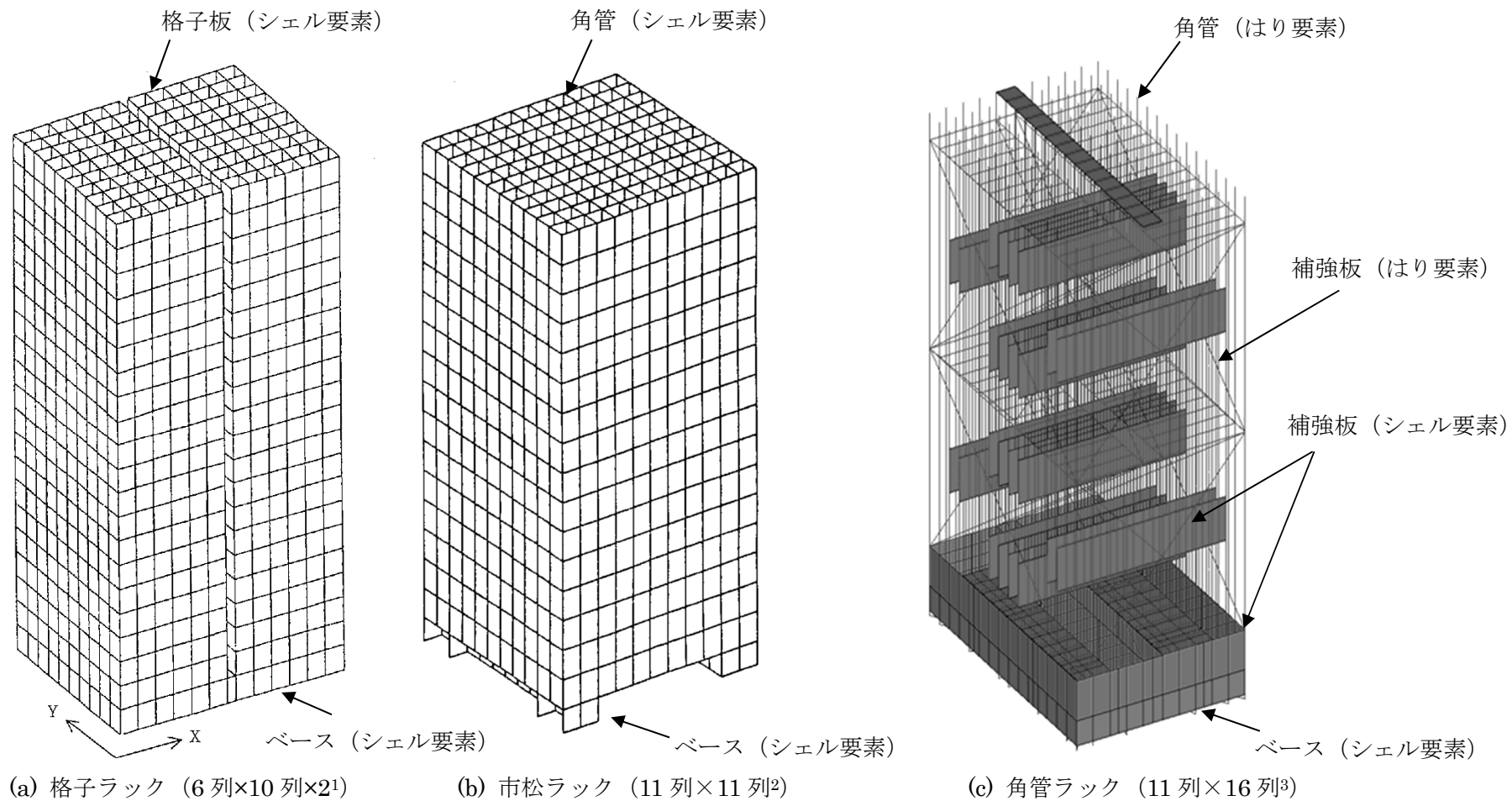
第 4 図 格子ラックの概要



第5図 市松ラックの概要



第6図 角管ラックの概要



第 7 図 燃料ラックの解析モデル例

1 既工認では 120 体と表記
 2 既工認では 121 体と表記
 3 既工認では 176 体と表記

2.3 既工認と今回工認の耐震設計手法の比較

柏崎刈羽 6 号及び 7 号炉の燃料ラックの耐震設計における既工認と今回手法の比較を第 2 表に示す。既工認からの変更は設計用減衰定数のみである。

第 2 表 柏崎刈羽 6 号及び 7 号炉 燃料ラックの耐震設計法の既工認と今回手法の比較

		既工認手法	今回工認手法
解析モデル		3次元有限要素モデル	同左
耐震解析手法	水平方向	スペクトルモーダル解析	同左
	鉛直方向	静的解析	同左（剛構造のため）
設計用減衰定数	水平方向	1.0%	Ss : 7.0% Sd : 5.0%
	鉛直方向	—	—
許容応力		JEAG4601	同左
地盤・建屋等の不確実さの考慮		床応答スペクトルの周期方向への ±10%拡幅	同左
モデルの考え方		剛性は燃料ラック本体の寸法及び ヤング率より設定 質量は燃料ラック本体、燃料ラッ ク内の燃料集合体、水及び付加質 量を考慮	同左

2.4 減衰定数を変更する目的と効果

既工認における設計用減衰定数は、JEAG4601 に規定される溶接構造物の設計用減衰定数 1.0%を採用していた。しかし、実際の燃料ラックは、燃料プール内の水中に設置されることや、燃料集合体を貯蔵していることから、地震時には燃料ラックと燃料集合体の摩擦や、燃料ラック及び燃料集合体が流体中を振動することにより、運動エネルギーの消散が大きくなり、1.0%より大きな減衰があると考えられる。

したがって、地震時の燃料ラックの挙動を把握するため、実機を模擬した加振試験を行った結果、既工認では考慮されていなかったより大きな減衰効果が見込まれることが確認された。

これらの知見に基づいて、より現実に近い燃料ラックの挙動を模擬して評価を行うことを目的に、今回工認の耐震設計では、実物大加振試験の結果に基づいた燃料ラックの設計用減衰定数として、基準地震動 Ss に対しては減衰定数 7.0%、弾性設計用地震動 Sd に対しては減衰定数 5.0%を採用する。

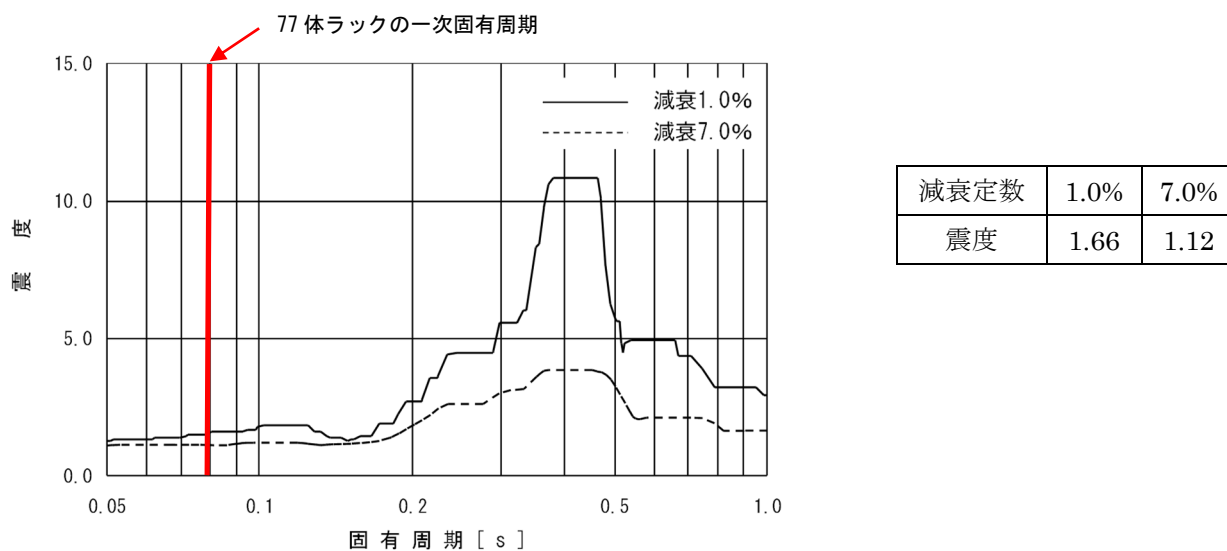
なお、本設計用減衰定数を用いて、既工認で許容値に対する発生応力が最も大きい柏崎

刈羽 7 号炉における燃料ラックの構造強度評価を実施する場合、応力の発生値が低減すると考える（第 3 表，第 8 図）。

第 3 表 基準地震動 Ss における市松ラック（77 体）の試評価結果

ラック種類	評価部位	応力分類	計算値		評価基準値
			減衰定数 1.0%	減衰定数 7.0% (今回工認)	
市松ラック (77 体)	基礎ボルト	引張応力	165*MPa	122*MPa	153MPa

*：暫定条件による概算値（解析値）。



第 8 図 基準地震動 Ss，燃料ラック設置位置における水平床応答スペクトル比較
(7 号炉原子炉建屋, T.M.S.L 23,500 mm)

3. 減衰定数の確認方針について

既工認で考慮していなかった燃料集合体を貯蔵していること及び燃料ラックが水中に設置されていることによる効果を確認する試験を行った。3種類のラックは格子状のラックセルを有した構造物であり、燃料集合体を貯蔵していること及び燃料ラックが水中に設置されていることによる減衰効果は以下に示す通り同程度と考えられることから、市松ラックを対象に加振試験を行った。試験内容及び結果については4.以降に示す。

①燃料集合体を貯蔵していることによる効果

燃料集合体のガタつき、ラック内壁と燃料集合体の衝突によるエネルギー消散が考えられる。これらの影響は、実機ラックのラックセル内壁とチャンネルファスナの間隔が同一（第4表）のため3種類のラックともに同程度であると考えられる。

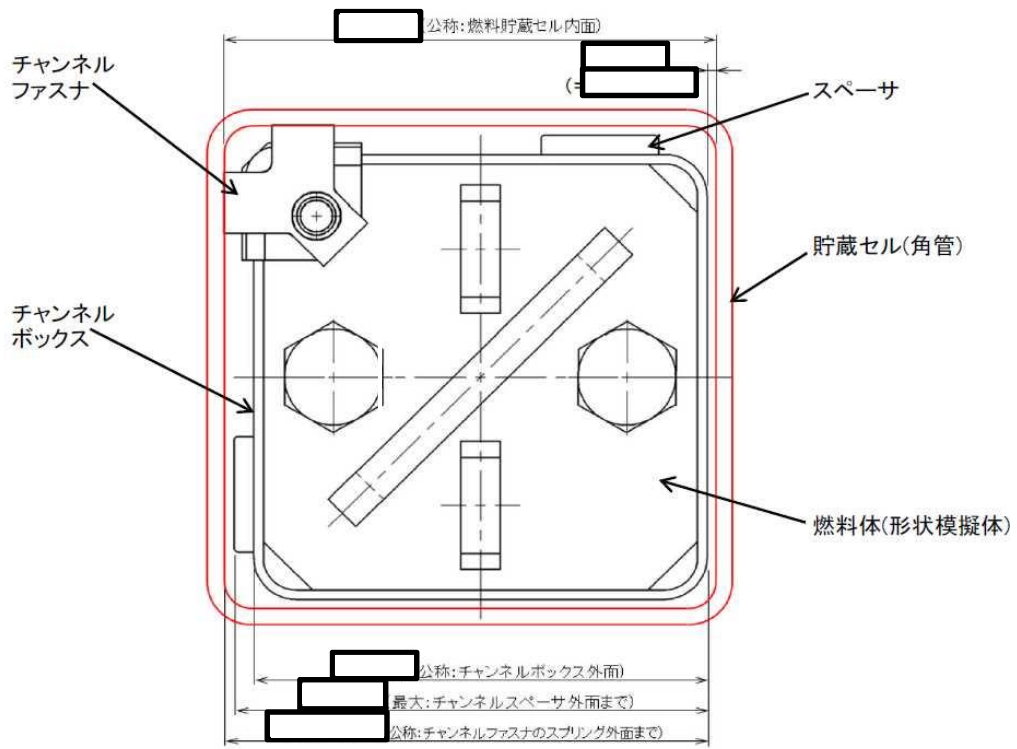
②燃料ラックが水中に設置されていることによる効果

ラック外部の水による影響とラック内部の水による影響が考えられる。ラック外部の水による影響は3種類のラックともに形状が矩形であることから、振動方向に対し垂直な面で流体抵抗を受けることになるため、水の抵抗は同等と考えられる。ラック内部の水による影響は、ラックセルと燃料集合体の間隔や、ラックセルのサイズがほぼ同等（第4表）のため3種類のラックともに同程度の減衰となると考えられる。

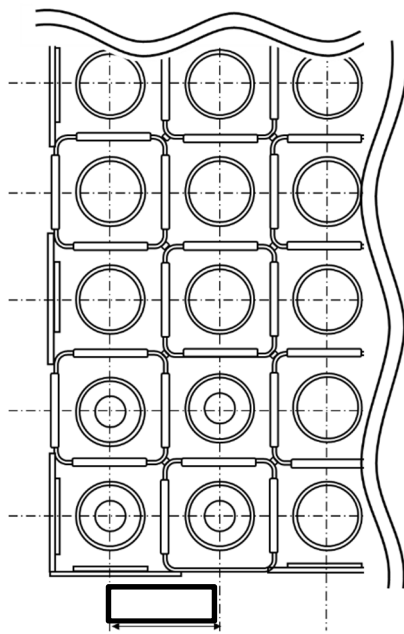
第4表 実機ラックの主要諸元

項目		実機			諸元の比較
燃料ラック	ラックセルの型式	格子型	角管市松型	角管並列型	—
	燃料ラックの支持形式	ボルトによる床固定式*	同左	同左	同一
		自立型	同左	同左	
	貯蔵体数	120体 (6×10,6×10) 187体 (11×8,11×9) 210体 (10×11,10×10)	77体 (7×11) 100体 (10×10) 110体 (10×11) 121体 (11×11)	176体 (11×16) 187体 (11×17)	—
	ラックセル頂部と燃料集合体の最小隙間				ほぼ同等
	燃料ラックから壁までの距離	約 290～970mm	約 250～900mm	約 200～950mm	ほぼ同等
	ラックセル高さ				ほぼ同等
	ラックセルのピッチ				ほぼ同等
	ラックセルの厚さ				ほぼ同等
	ラックセルの材質	B-SUS	同左	同左	同一
燃料集合体	燃料タイプ	9×9 燃料	8×8 燃料	9×9 燃料	ほぼ同等
	質量	約 300kg	同左	同左	同一
	外形寸法	148.8mm	148.4mm	148.8mm	ほぼ同等
	チャンネルボックス材質	ジルカロイ-4	同左	同左	同一
	チャンネルボックス厚さ				同一
燃料プール	水深	約 12m	同左	同左	同一

※トルク管理されており地震により減衰に影響を与えるほど緩むことはない。



第9図 ラックセルと燃料集合体の隙間（概念図）



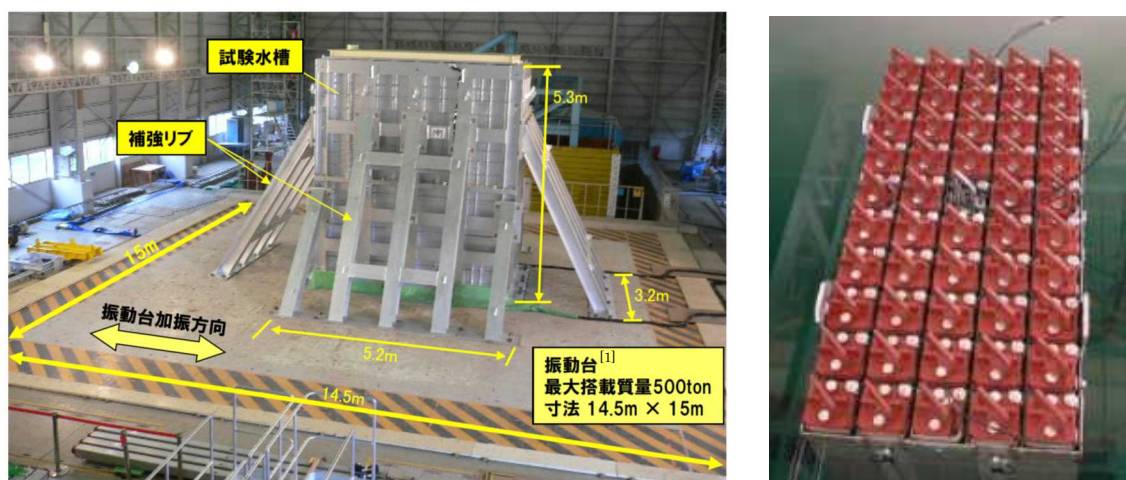
単位：mm（ミリメートル）

第10図 ラックセルのピッチ（角管市松型の例）（概念図）

4. 減衰特性の確認試験

4.1 実物大試験供試体の概要

燃料プール内の環境（水中）及び使用状態（燃料集合体貯蔵）において、燃料ラックが加振された際の減衰特性を確認することを目的に、模擬燃料集合体を貯蔵した模擬燃料ラック（以下「供試体ラック」という。）の水槽内での加振試験を実施した（第 11 図）。試験は、振動台上に、供試体ラックを設置した試験水槽を据え付け、長辺及び短辺方向に加振した。供試体ラックは、燃料プール床との固定状態と同一とするために、水槽床に基礎ボルトで固定した自立式とした。



(1) 試験状況

(2) 供試体の水槽内設置状態

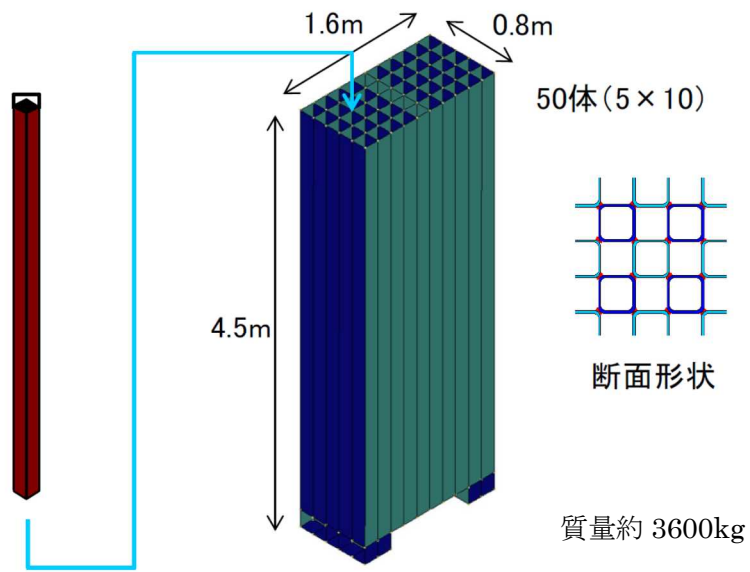
第 11 図 加振試験の実施状況

4.2 燃料ラックの水中加振試験装置及び試験手法について

(1) 供試体ラック

供試体ラックの寸法等は、実機の市松ラックと同等となるよう設定した。

また、燃料ラック全体の減衰効果は、燃料集合体の体数増加に伴い前述の燃料集合体を貯蔵していること及び燃料ラックが水中に設置されていることによる減衰効果が大きくなると考えられるため、実機の市松ラック（77 体～121 体）に対して、貯蔵体数が小さくなるよう、供試体ラックの貯蔵体数は、50 体とした（第 12 図）。



実燃料模擬体または形状模擬体
(質量約 300 kg)

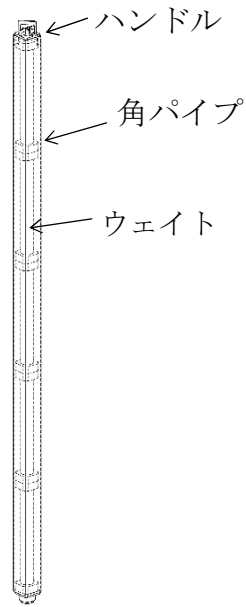
市松ラック (50体)

第 12 図 供試体の構造(市松ラック供試体) ㊦

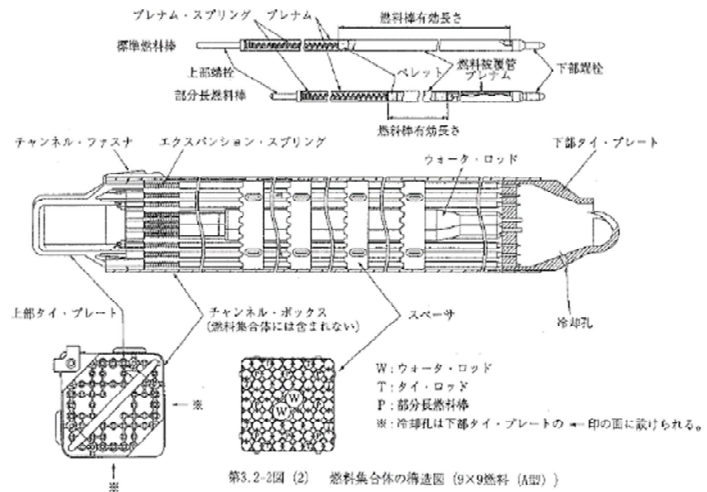
(2) 模擬燃料集合体

供試体ラックに貯蔵する模擬燃料集合体には、実燃料模擬体と形状模擬体の 2 種類を用いた。実燃料模擬体は、チャンネルボックス等は実機と同一であり、燃料ペレットの代わりに鉛で質量を一致させたものである。形状模擬体は、実機燃料集合体の質量及びチャンネルボックス外形を模擬したものである（第 13 図，第 5 表）。いずれの模擬燃料集合体も実機燃料集合体と形状，質量及び振動特性が同様になるように作成されている。

なお、実機ラックに貯蔵されている燃料集合体の一部については、チャンネルファスナが取り外されているが、チャンネルファスナを取り付けた状態の方が、ガタつきが少なくなることで減衰が小さくなると考えられることから、試験はチャンネルファスナを全数取り付けて実施している。チャンネルボックスについては照射成長による有意な曲げの影響がないよう炉心内の燃料配置を管理している。ウォータ・ロッドについては他プラントにて曲がり確認されたため、平成 25 年にウォータ・ロッドに曲がりがないことを確認し、併せて、曲がりの原因となったチャンネルボックスの装着作業の手順を見直しているため、ウォータ・ロッドには曲がりはない。以上より、模擬燃料集合体のチャンネルボックス及びウォータ・ロッドには、実機と同様に曲がりの無いものを使用している。



(a)形状模擬体



第3.2-2図 (2) 燃料集合体の構造図 (9×9燃料 (A型))

実燃料のペレットを鉛ペレットにて製作

(b) 実燃料模擬体

第 13 図 模擬燃料集合体の内部構造

第 5 表 実機燃料集合体と模擬燃料集合体仕様の比較

	模擬燃料集合体		柏崎刈羽 7号炉
	実燃料模擬体	形状模擬体	8×8 燃料*2
長さ	4469mm	4430mm	4468mm
断面寸法*1	□139.14mm	□139mm	□139.14mm
質量	約 300kg	約 300kg	約 300kg
材質	SUS 及び Zr 材	SUS 及び SS 材	SUS 及び Zr 材

*1 チャンネルボックス外形寸法

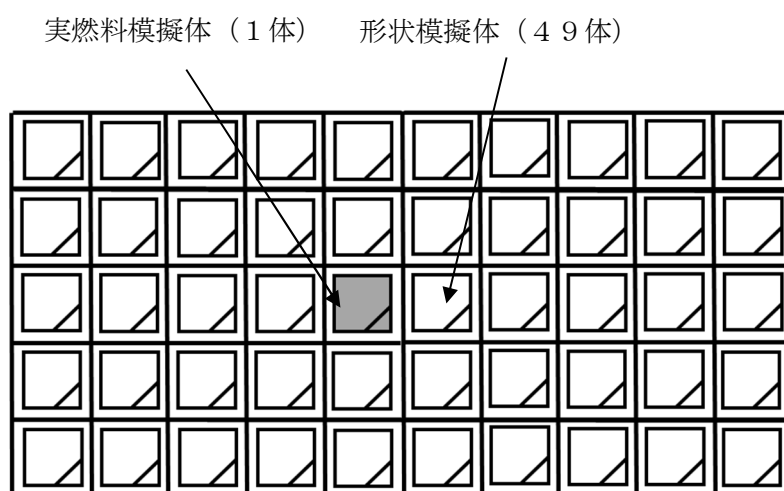
*2 柏崎刈羽 7 号炉に貯蔵されている燃料集合体のうち、最も重量が大きいもの

(3) 模擬燃料集合体の配置方法

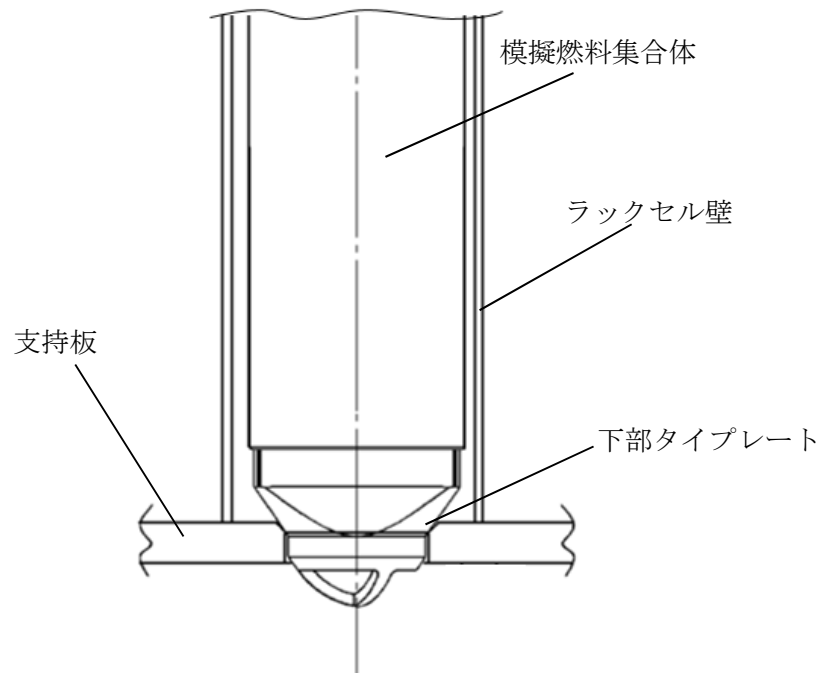
本試験では第 14 図に示すとおり実燃料模擬体と形状模擬体を貯蔵して試験を行なった。形状模擬体はウェイトにて実機燃料集合体の荷重分布を模擬し、質量、外形もほぼ同様になるよう設定しているため、実燃料模擬体と形状模擬体の配置による減衰への影響は小さいと考えられる。

また、燃料集合体の貯蔵体数は、最も条件が厳しくなる 100%貯蔵条件にて加振試験を行った（別紙-4-1）。

なお、模擬燃料集合体と供試体ラック底部の取り合い部は、燃料ラック底部の支持板に開けられた孔の面取り部と下部タイプレートであり、これらの寸法及び形状は実機と同様に設定したため、実機と供試体で減衰に違いはないと考えられる（第 15 図）。



第 14 図 模擬燃料集合体の配置



第 15 図 模擬燃料集合体の設置状況

(4) 試験水槽

燃料プール内に設置されている状態を模擬するため試験水槽を製作し、その大きさは、燃料ラックの流体減衰に大きな影響を与えないよう流体の影響が十分小さくなる大きさに設定した（別紙－4－2）。

(5) 実機と供試体等の主要諸元比較

供試体ラック及び試験水槽等（以下「供試体等」という。）と実機との主要諸元の比較を第 6 表に示す。

第6表 市松ラックと供試体等の主要諸元比較

項目	実機	供試体等	実機への適用性	
燃料ラック	ラックセルの形式	角管市松型	同左	
	燃料ラックの支持形式	ボルトによる床固定式	同左	実機と同一。
		自立型	同左	
	貯蔵体数	77体 (7×11) 100体 (10×10) 110体 (10×11) 121体 (11×11)	50体 (5×10)	供試体は流体及び燃料集合体による減衰効果の実機よりも小さいと考えられるラックを選定したことから、本試験結果に基づく減衰定数は、実機の全ての燃料ラックに適用可能と考えられる。
	ラックセル頂部と燃料集合体の最小隙間			ラックセルと燃料集合体の隙間は実機とほぼ同等と考えられることから、その影響は小さいと考えられる。
	燃料ラックから壁までの距離	約 250～900mm	約 470～1600mm	流体による減衰効果が最も小さくなるよう設定した (別紙-4-2)。
	ラックセル高さ			実機と同一。
	ラックセルのピッチ			実機ラックとほぼ同等であることから、その影響は小さいと考えられる (第10図)。
	ラックセルの厚さ			実機と同一。
ラックセルの材質	B-SUS	同左	実機と同一。	
燃料集合体	燃料タイプ	8×8燃料	模擬燃料集合体	工認では、燃料プール共用化条件を考慮し、評価結果の厳しくなる質量が大きい燃料条件により評価している。
	質量	約 300kg	約 300kg	実機とほぼ同等であることから、その影響は小さいと考えられる。
	外形寸法	148.4mm	同左	実機と同一。
	チャンネルボックス材料	ジルカロイ-4	同左	
	チャンネルボックス厚さ			
燃料プール	水深	約 12m	約 5m	高さ (水深) は実機と異なるが、燃料ラックの振動特性に与える影響が小さいことを確認した (別紙-4-3)。

(6) 試験方法

供試体ラックに模擬燃料集合体を設置し、試験水槽に注水した状態において、加振試験を実施した。加振レベルの小さい範囲では正弦波による掃引試験を行い、得られた振動台上の加速度及び供試体ラック頂部の加速度から求めた伝達関数より、ハーフパワー法を適用して減衰定数を評価した。また、加振レベルの大きい範囲では共振させ続けることにより供試体の振動が過大になり、試験装置及び供試体を損傷させるおそれがあることから正弦半波の加振試験を行い、自由減衰波形から減衰定数を評価した（別紙－４－４～７）。

なお、正弦波掃引試験及び正弦半波加振試験は、弾性範囲にある事を確認しており、供試体ラックの応答は再現性があることから、各々、供試体ラックの長辺方向及び短辺方向で加速度を変えた３ケースを１回ずつ実施した（第７表）。

第７表 減衰定数の評価に用いた試験条件

No.	試験方法	加振方向	入力加速度※ (m/s ²)	備考
1	正弦波掃引試験	短辺	0.62	減衰定数をハーフパワー法により算出（別紙－４－５）
2			0.91	
3			1.22	
4		長辺	0.72	
5			0.97	
6			1.22	
7	正弦半波加振試験	短辺	2.91	減衰定数を自由振動波形から算出（別紙－４－６）
8			3.98	
9			5.00	
10		長辺	2.96	
11			3.75	
12			4.50	

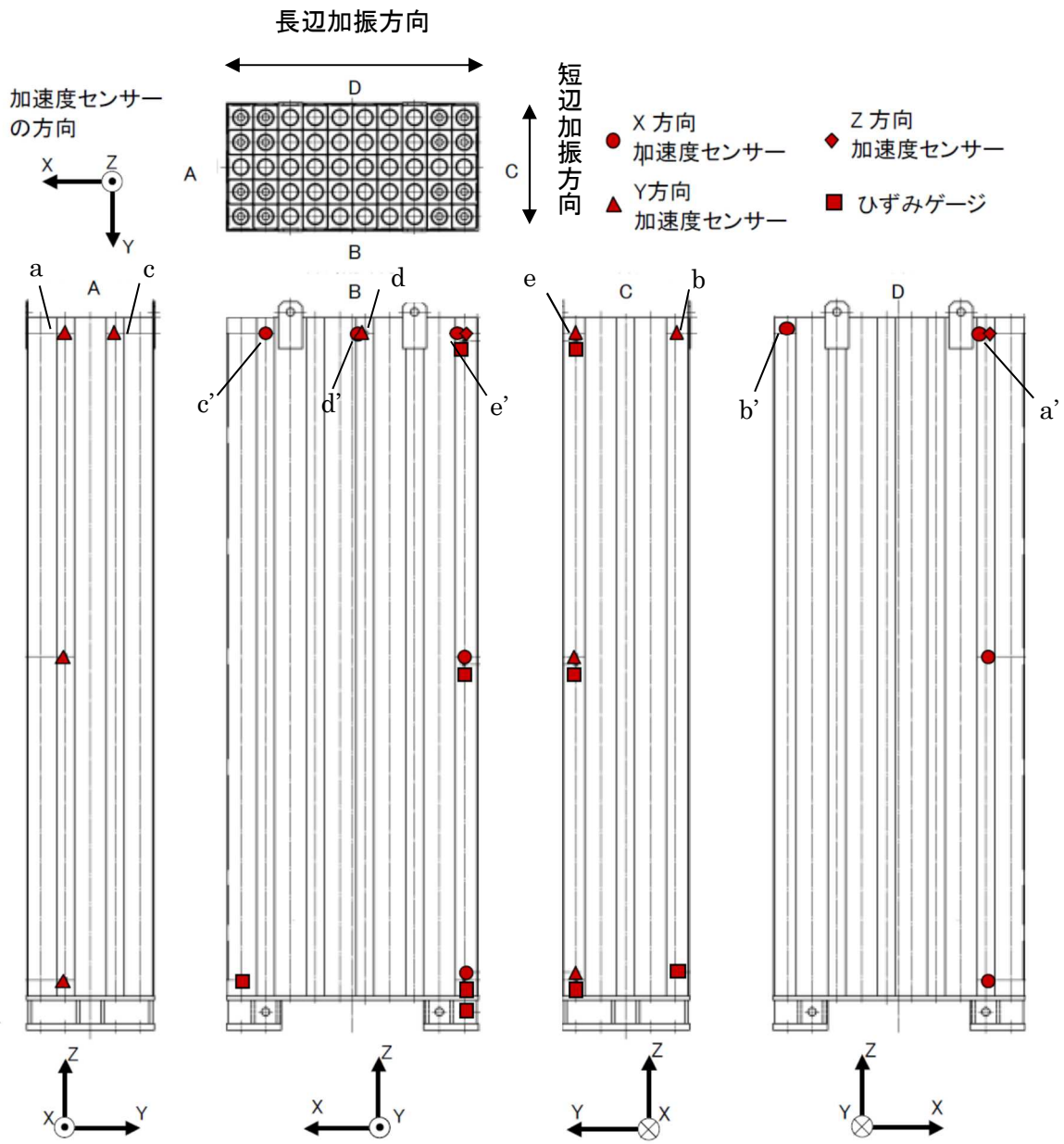
※振動台上の実測加速度（最大値）

(7) 加速度の計測方法

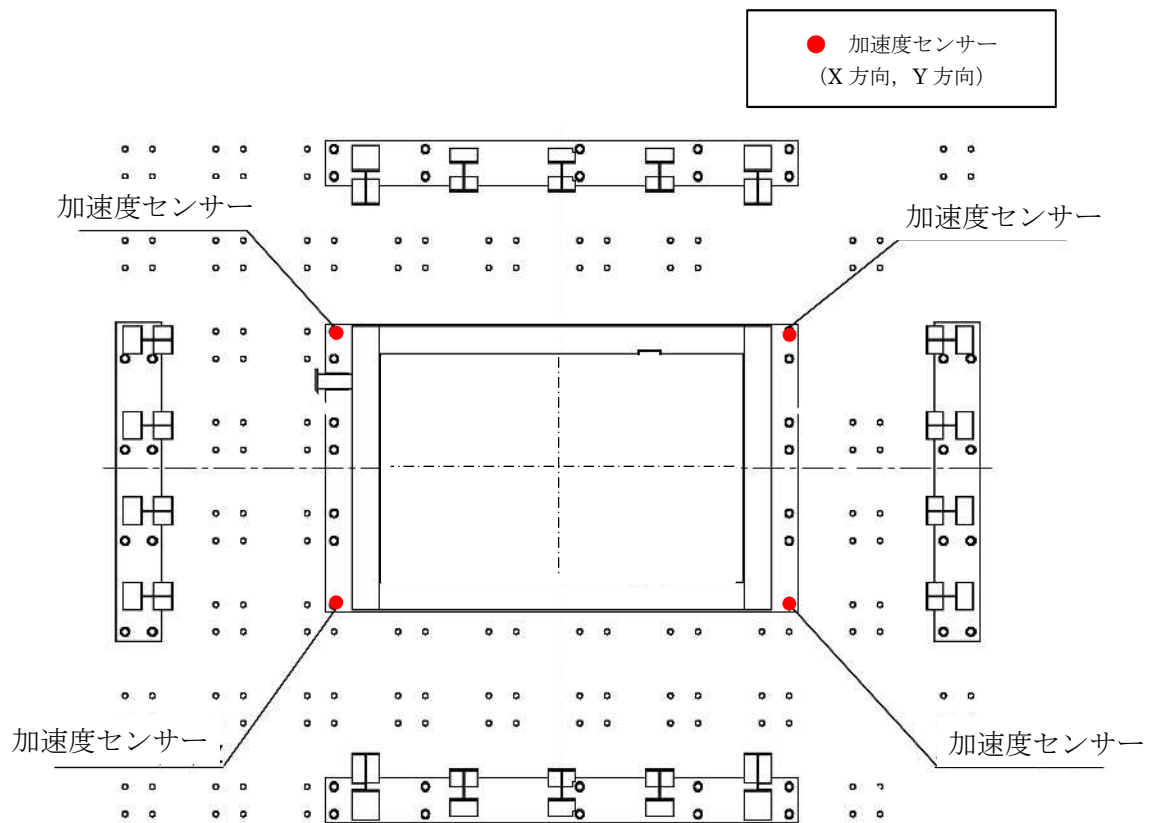
供試体ラックの減衰定数を算出するため、供試体ラック頂部の加速度と、振動台上の加速度を計測した。燃料ラック頂部には、短辺方向の加速度を計測する加速度センサーを 5 台、長辺方向の加速度を計測する加速度センサーを 5 台の計 10 台を設置し（第 16 図）、振動台上には短辺方向と長辺方向の加速度を計測する加速度センサーを 4 台設置した（第 17 図）。

また、燃料ラックの頂部、中間部及び基部のひずみにより、燃料ラックが弾性範囲内で加振されていることを確認した。

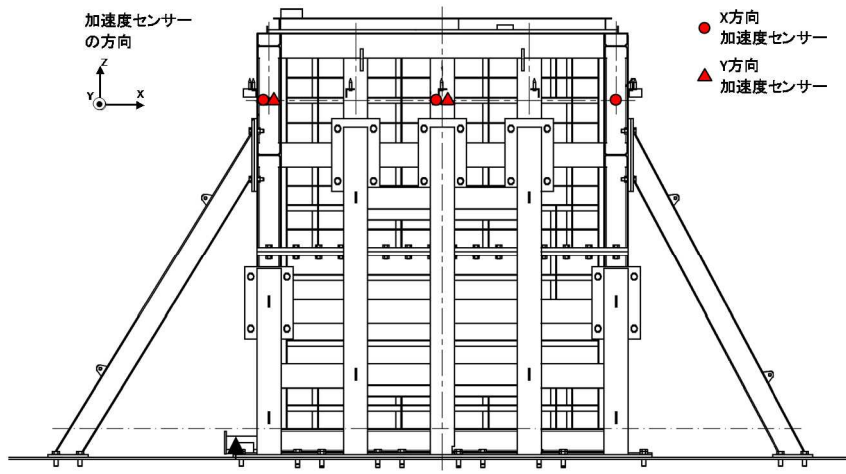
なお、試験水槽は剛構造で設計しており、試験水槽が剛として挙動し、供試体ラックへ影響を与えないことを確認するため水槽周囲の加速度を計測した（第 18 図）。



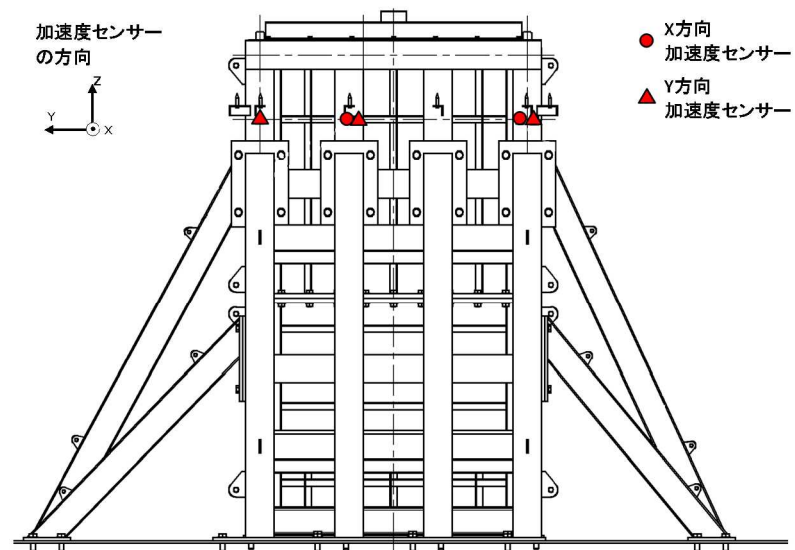
第 16 図 供試体の加速度とひずみの計測位置



第 17 図 振動台上の加速度の計測位置



(a) 水槽長辺方向



(b) 水槽短辺方向

第 18 図 水槽の加速度計測位置

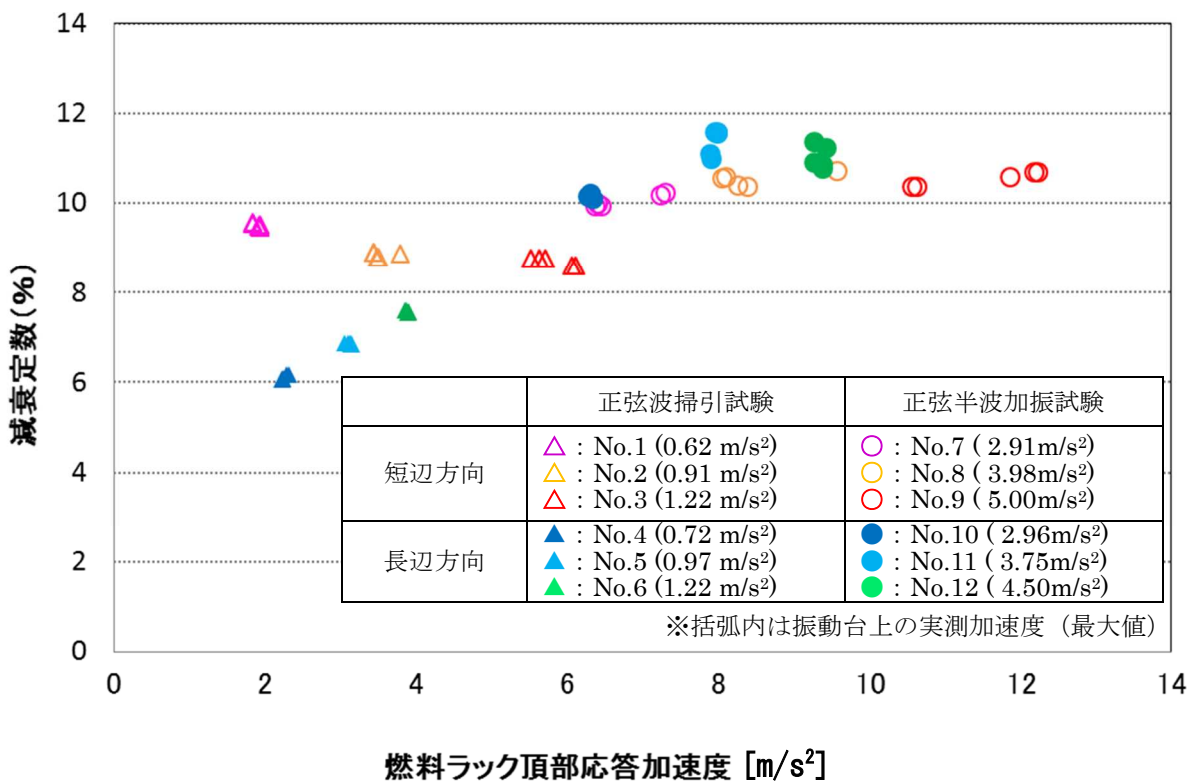
4.3 試験結果

正弦波掃引試験結果から算出した減衰定数と、正弦半波加振試験の自由減衰波形から得られた減衰定数について、横軸を燃料ラック頂部の応答加速度で整理した結果を第 19 図及び第 8 表に示す。

供試体ラックの減衰定数は各試験ケース最少のものであっても 6~11%であり、既工認で適用している設計用減衰定数の 1%よりも大きな減衰効果を示すことを確認した。

正弦半波加振試験での短辺方向の結果において、応答加速度のばらつきが大きくなっている。これは、試験方法及び加振方向の相違による影響が考えられる。

試験方法に関して、正弦波掃引試験は一定振動数・一定振幅で継続加振をおこなうため、供試体ラック頂部の応答が安定しばらつきが小さく、正弦半波加振試験は入力レベルが大きい正弦半波にて加振するため、最大加速度の領域では燃料のガタつきによる高次モード成分が減衰しきらずに応答加速度に影響しばらつきが大きくなっていると考えられる（第 20 図）。また、加振方向に関して、短辺方向の応答加速度は、供試体ラックの幾何形状及び応答レベルの違いにより、長辺方向の応答加速度と比較し、振動台制御の不安定性による振動台の加振軸以外の振動成分の影響を受けやすいため応答加速度に比べばらつきが大きくなっている（第 21 図）。



第 19 図 燃料ラック頂部最大応答加速度と減衰定数の関係

第 8 表 加振試験結果データ一覧 (1 / 2)

No.	試験方法	加振方向	入力加速度 ^{※1} (m/s ²)	計測位置 ^{※2}	頂部加速度 (m/s ²)	減衰定数 (%)
1	正弦波掃引試験	短辺	0.62	a	1.9	9.5
				b	1.8	9.5
				c	1.9	9.5
				d	1.9	9.5
				e	1.8	9.6
2	正弦波掃引試験	短辺	0.91	a	3.5	8.8
				b	3.4	8.9
				c	3.5	8.8
				d	3.8	8.9
				e	3.4	8.9
3	正弦波掃引試験	短辺	1.22	a	6.1	8.6
				b	5.7	8.8
				c	6.1	8.6
				d	5.5	8.8
				e	5.6	8.8
4	正弦波掃引試験	長辺	0.72	a'	2.3	6.2
				b'	2.3	6.2
				c'	2.2	6.1
				d'	2.2	6.1
				e'	2.2	6.1
5	正弦波掃引試験	長辺	0.97	a'	3.1	6.9
				b'	3.1	6.9
				c'	3.1	6.9
				d'	3.1	6.9
				e'	3.2	6.9
6	正弦波掃引試験	長辺	1.22	a'	3.9	7.6
				b'	3.9	7.6
				c'	3.9	7.6
				d'	3.9	7.6
				e'	3.9	7.6

※1 振動台上の実測加速度 (最大値)

※2 計測位置は第 16 図参照

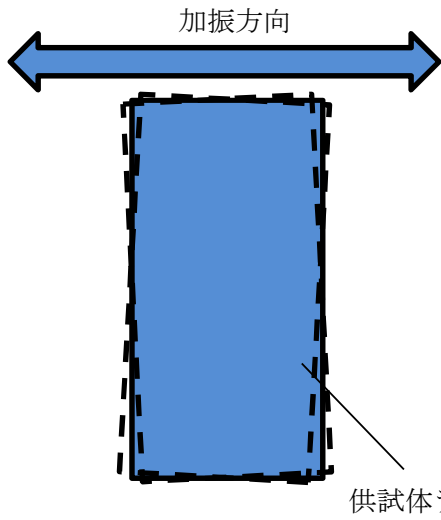
第 8 表 加振試験結果データ一覧 (2 / 2)

No.	試験方法	加振方向	入力加速度 ^{※1} (m/s ²)	計測位置 ^{※2}	頂部加速度 (m/s ²)	減衰定数 (%)
7	正弦半波加振試験	短辺	2.91	a	7.3	10.2
				b	6.4	9.9
				c	7.2	10.2
				d	6.4	10.0
				e	6.4	10.0
8	正弦半波加振試験	短辺	3.98	a	8.4	10.4
				b	8.1	10.6
				c	8.3	10.4
				d	9.6	10.7
				e	8.1	10.6
9	正弦半波加振試験	短辺	5.00	a	12.2	10.7
				b	10.6	10.4
				c	12.2	10.7
				d	11.9	10.6
				e	10.6	10.4
10	正弦半波加振試験	長辺	2.96	a'	6.3	10.2
				b'	6.3	10.1
				c'	6.3	10.2
				d'	6.3	10.2
				e'	6.3	10.2
11	正弦半波加振試験	長辺	3.75	a'	7.9	11.1
				b'	7.9	11.0
				c'	8.0	11.6
				d'	7.9	11.6
				e'	8.0	11.6
12	正弦半波加振試験	長辺	4.50	a'	9.3	10.9
				b'	9.3	11.4
				c'	9.4	10.9
				d'	9.4	10.8
				e'	9.4	11.3

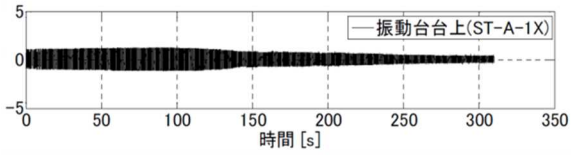
※1 振動台上の実測加速度 (最大値)

※2 計測位置は第 16 図参照

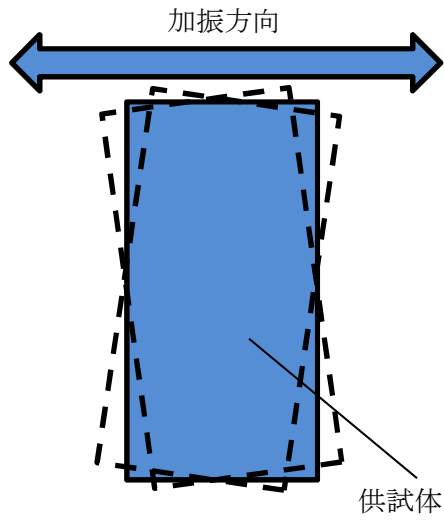
入力加速度波形



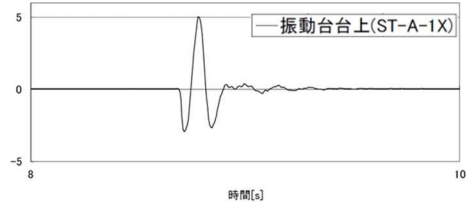
供試体ラック



(a) 正弦波掃引試験

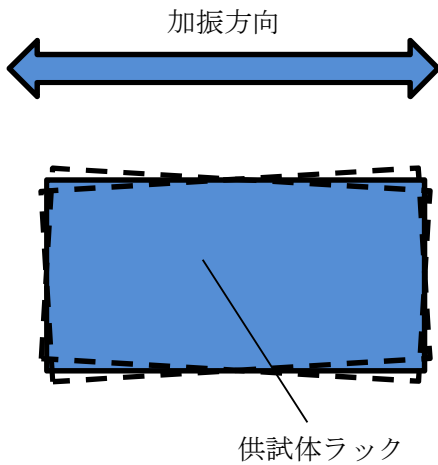


供試体ラック



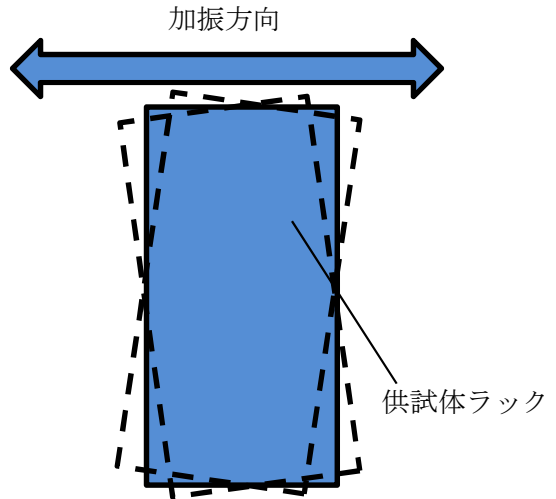
(b) 正弦半波加振試験

第 20 図 試験方法の違いによるばらつき (概念図)



供試体ラック

(a) 長辺方向



供試体ラック

(b) 短辺方向

第 21 図 加振方向の違いによる最大加速度のばらつき (概念図)

4.4 実物大試験における試験条件の妥当性

実物大供試体の加振試験は、実機ラックの減衰傾向を把握することを目的とした試験であり、4.2 で述べたように、供試体ラックの主要諸元及び試験水槽の大きさは実機及び実機環境と同等、または実機と比較して減衰定数が小さくなるように設定した。試験水槽の水深は実機とは異なるが、燃料ラックの振動特性に与える影響が小さいことを確認している（別紙－4－3）。試験水槽は剛構造とし、その寸法が供試体ラックの減衰定数に影響を与えないようにしている（別紙－4－2）。

試験は水槽内でスロッシングが励起されない条件で実施しており、スロッシングが供試体ラックの減衰定数に影響を与えないようにしている。一方、実機では地震動の長周期成分の大きさによっては、使用済燃料プールでのスロッシングが励起され、スロッシングにより減衰定数が大きくなるため、スロッシングの影響を考慮していない本試験は安全側の試験条件である（別紙－4－8）。

実機ラック及び供試体ラックはいずれも基礎ボルトにて燃料プールまたは水槽底部と固定されており、底部と燃料ラックに隙間ができるほど基礎ボルトが緩んだ場合には振動特性が変わり減衰定数への影響があると考えられるが、実機ラック設置時に基礎ボルトについて規定トルク値による締付確認を実施しているほか、新潟県中越沖地震後の点検でも基礎ボルトに緩みが無いこと、また、実機ラックは建屋内の使用済燃料プール内にあり、環境が一定に管理されている静的機器であることから、トルク低下により減衰定数へ影響を与える可能性は低いと考えられる。

なお、基礎ボルトに緩みが生じた場合、基礎ボルトと部材のガタつき等によるエネルギー消散が増加し、減衰定数がより大きくなることから、基礎ボルトに緩みが無い状態で行った本試験により取得した減衰定数は安全側の設定となると考えられる。

以上より、本試験で得られた減衰定数を実機へ適用することは妥当と考えられる。

5. 試験結果に基づく燃料ラックの設計用減衰定数の設定

5.1 実機応答と供試体応答の比較

「第 19 図 燃料ラック頂部最大応答加速度と減衰定数の関係」に、実機ラックの基準地震動 S_s 、弾性設計用地震動 S_d に対する応答加速度を追加したものを示す（第 22 図）。基準地震動 S_s に対する実機ラックの応答加速度レベルにおける減衰定数は、全て 10%以上であった。弾性設計用地震動 S_d に対する減衰定数は、概ね 8~10%であった。なお、一部ラックの基準地震動 S_s に対する応答加速度が供試体の最大応答加速度を上回っているが、加速度が大きい領域ではほぼ一定の減衰定数となっているため、これらのラックにおける減衰定数は 10%程度と考えられる。

また、燃料ラック頂部応答加速度をそれぞれの固有周期を用い近似的に変位に換算し、減衰定数との関係を検討した（第 23 図）。弾性設計用地震動 S_d に対する実機ラックの応答は格子ラックの長辺の応答変位が僅かに実験値を下回っているが、試験体の応答範囲とはほぼ同等であり、試験で得られた減衰定数を適用しても問題ないと考えられる。応答変位が 1mm 付近までは減衰が増加し、以降は概ね一定となる傾向を示している。これは、変位が大きくなるとラックセル内部でチャンネルファスナがラックセルと衝突し、減衰効果が飽和するためと考えられ、短辺・長辺ともに同様の傾向を示すと考えられる。

本試験では以上の通り試験により得られた減衰定数を応答加速度及び変位により整理しており、同一の応答加速度レベルに対して、短辺方向の変位が長辺方向の変位に比較し、大きくなっている。これは、応答加速度が同一の場合、長辺は固有振動数が高く剛性も大きいため応答変位が小さくなり、短辺方向の場合固有振動数が低く剛性も小さいため応答変位が大きくなったためである。

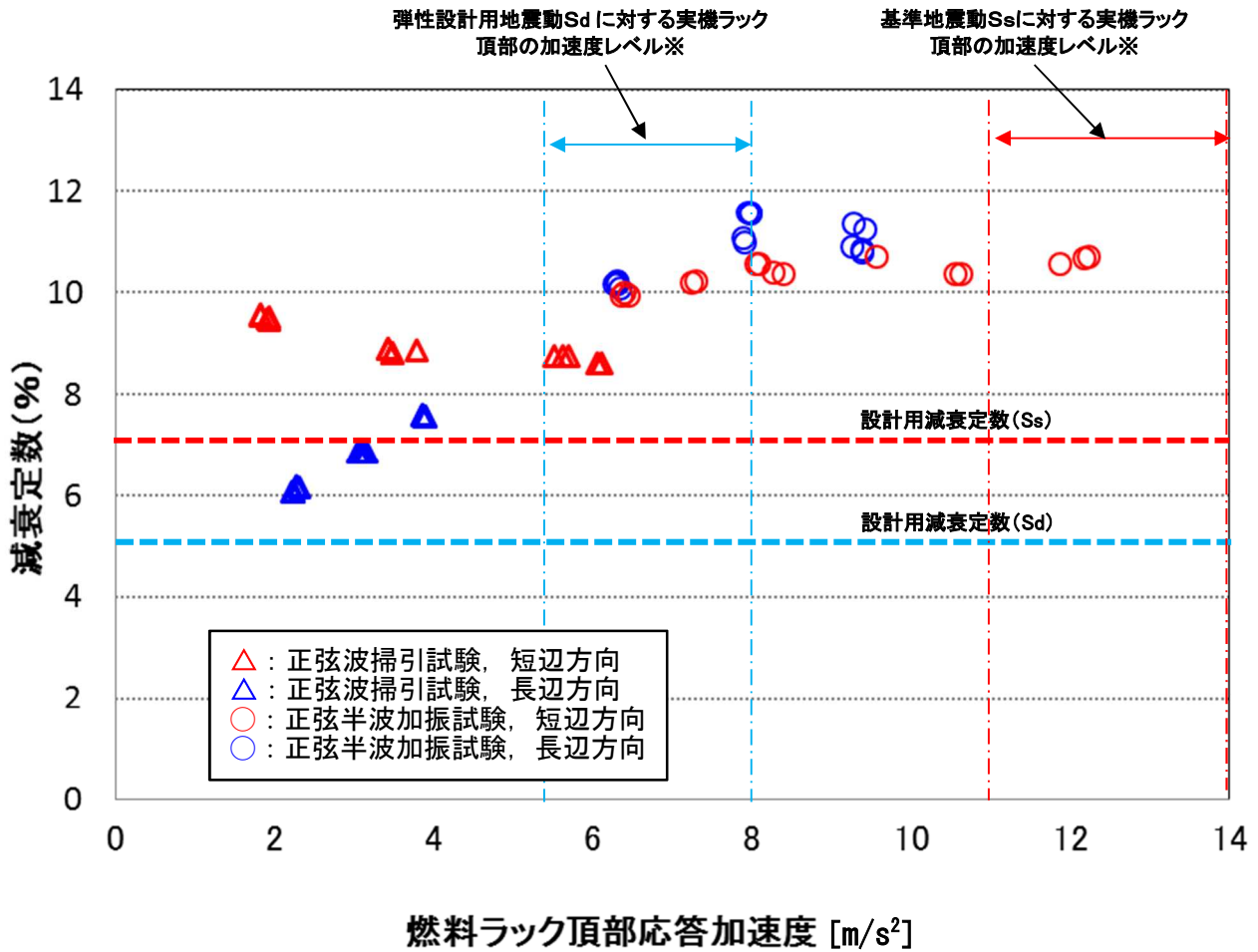
なお、燃料ラックの減衰定数と固有振動数の関係については、減衰の要因として、構造減衰、燃料ラックが水中に設置されていることによる減衰、燃料集合体を貯蔵していることによる減衰の 3 つに分類し、既往の知見及び試験結果を用いて検討した（別紙-4-9）。その結果、柏崎刈羽 6 号及び 7 号炉の実機ラックの固有振動数領域においては明確な固有振動数依存性は確認されず、供試体ラックと実機ラックの減衰定数は同程度であると考えられる。

以上より、減衰定数は応答依存性が強く実機ラックの応答との対応を評価することにより設計用減衰定数を設定することは妥当であると考えられる。

5.2 設計用減衰定数の設定

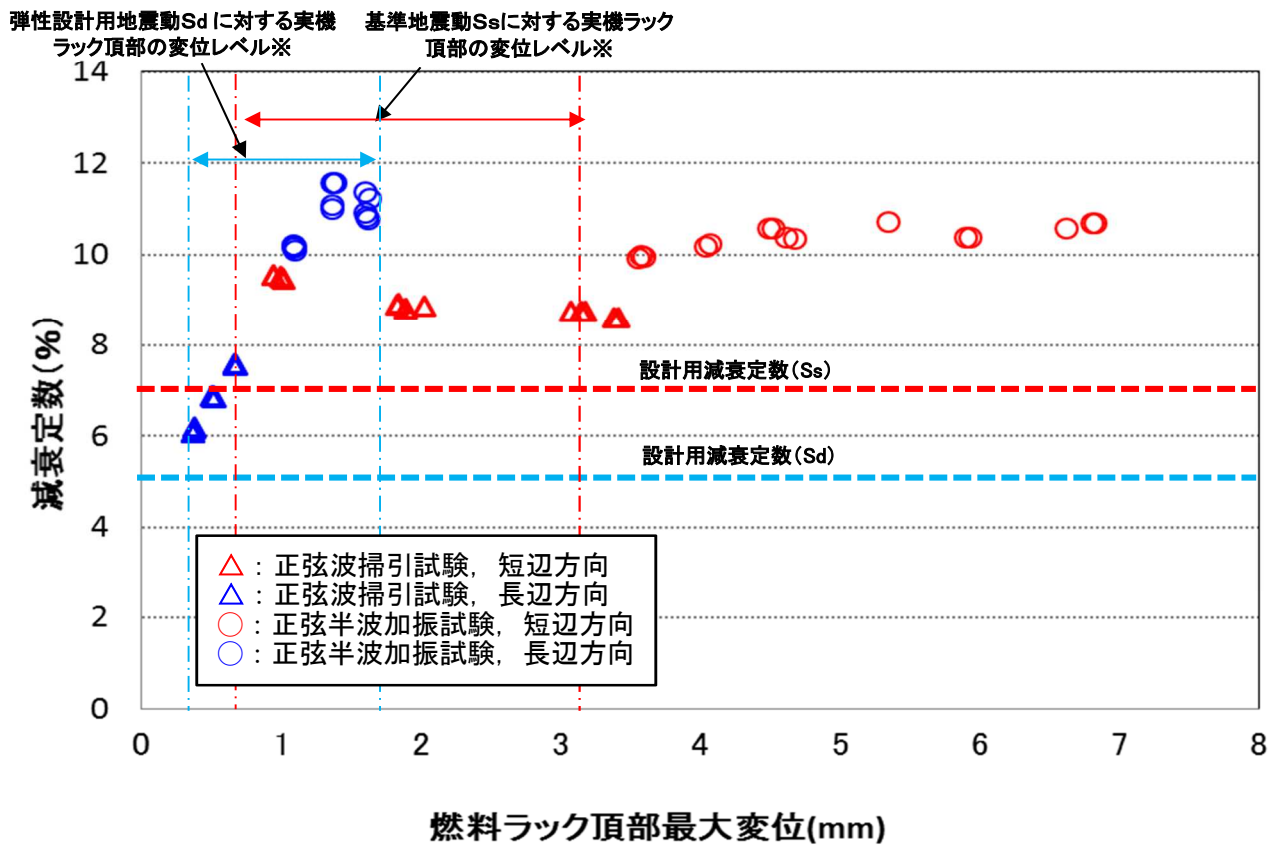
5.1 より、実機ラックの減衰定数は、燃料ラックの型式及び貯蔵体数によらず、基準地震動 S_s では 7.0%以上、弾性設計用地震動 S_d では 5.0%以上であることを確認した。ただし、耐震設計に適用する設計用減衰定数の設定は、試験結果のばらつき、耐震設計の簡便さと余裕を考慮して、燃料ラックの型式及び貯蔵体数によらず、基準地震動 S_s では 7.0%、弾性設計用地震動 S_d では 5.0%を設定する。

なお、3種類ある燃料ラックのうち、格子ラック及び市松ラックと構造がやや異なる角管ラックについては、既往の試験結果を確認し、減衰定数がほぼ同様であることを確認した（参考-1）。



※床応答スペクトルと実機ラックの固有周期（長辺/短辺）から求めた値の最小値～最大値を
実機応答レベルとして記載した（詳細は第9表及び第10表参照）。

第 22 図 実機ラック頂部の最大加速度と減衰定数の関係



※床応答スペクトルと実機ラックの固有周期（長辺/短辺）から求めた値の最小値～最大値を実機応答レベルとして記載した（詳細は第9表及び第10表参照）。

第23図 実機ラック頂部の最大変位と減衰定数の関係

第9表 実機ラックの固有周期と加速度・変位の関係（実機・短辺）

評価用 地震動	ラック型式	ラック種類	①固有周期 (s)	②震度 (-)	③応答加速度 (m/s ²)	④変位 (mm)
基準地震動 Ss-1~8 減衰 7.0%	格子型	120 体		1.43	14.0 ^{*1}	3.1 ^{*1}
		187 体		1.23	12.1	2.0
		210 体		1.17	11.5	1.2
	角管市松型	77 体タイプ I		1.26	12.4	2.1
		77 体タイプ II		1.27	12.5	2.2
		100 体		1.14	11.2	1.1
		110 体タイプ I		1.14	11.2	1.1
		110 体タイプ II		1.14	11.2	1.1
		121 体		1.14	11.2	0.9
	角管並列型	176 体		1.35	13.2	2.7
187 体			1.41	13.8	3.0	
弾性設計 用 地震動 Sd-1~8 減衰 5.0%	格子型	120 体		0.82	8.0 ^{*2}	1.8 ^{*2}
		187 体		0.65	6.4	1.1
		210 体		0.61	6.0	0.6
	角管市松型	77 体タイプ I		0.64	6.3	1.1
		77 体タイプ II		0.64	6.3	1.1
		100 体		0.58	5.7	0.6
		110 体タイプ I		0.58	5.7	0.6
		110 体タイプ II		0.57	5.6	0.5
		121 体		0.56	5.5	0.5
	角管並列型	176 体		0.74	7.3	1.5
187 体			0.81	7.9	1.7	

③=②×g (m/s²) (重力加速度)

④={③/(2πf)²}×1000

f=1/①

※1 Ss に対する加速度または変位の最大値

※2 Sd に対する加速度または変位の最大値

第 10 表 実機ラックの固有周期と加速度・変位の関係（実機・長辺）

評価用 地震動	ラック型式	ラック種類	①固有周期 (s)	②震度 (-)	③応答加速度 (m/s ²)	④変位 (mm)
基準地震 動 Ss-1~8 減衰 7.0%	格子型	120 体		1.12	11.0 ^{*2}	0.7 ^{*2}
		187 体		1.12	11.0 ^{*2}	0.7 ^{*2}
		210 体		1.12	11.0 ^{*2}	0.9
	角管市松型	77 体タイプ I ^{*1}	—	—	—	—
		77 体タイプ II ^{*1}	—	—	—	—
		100 体		1.14	11.2	0.9
		110 体タイプ I		1.14	11.2	0.9
		110 体タイプ II		1.14	11.2	0.8
		121 体		1.14	11.2	0.9
	角管並列型	176 体		1.23	12.1	1.8
187 体			1.23	12.1	1.8	
弾性設計 用 地震動 Sd-1~8 減衰 5.0%	格子型	120 体		0.54	5.3 ^{*3}	0.3 ^{*3}
		187 体		0.54	5.3 ^{*3}	0.3 ^{*3}
		210 体		0.55	5.4	0.4
	角管市松型	77 体タイプ I ^{*1}	—	—	—	—
		77 体タイプ II ^{*1}	—	—	—	—
		100 体		0.56	5.5	0.5
		110 体タイプ I		0.56	5.5	0.4
		110 体タイプ II		0.56	5.5	0.4
		121 体		0.56	5.5	0.5
	角管並列型	176 体		0.65	6.4	1.0
187 体			0.65	6.4	1.0	

③=②×g (m/s²) (重力加速度)

④={③/(2πf)²}×1000

f=1/①

※1 剛構造のため減衰の設定不要

※2 Ss に対する加速度または変位の最小値

※3 Sd に対する加速度または変位の最小値

6. 結論

今回工認で柏崎刈羽 6 号炉の格子ラック及び角管ラックならびに柏崎刈羽 7 号炉の市松ラックに採用予定の水平方向の設計用減衰定数（基準地震動 S_s : 7.0%, 弾性設計用地震動 S_d : 5.0%）は、実機ラックと同等な供試体を用いて、実機と同等な試験条件により行われた加振試験で得られた結果に対して余裕を考慮した上で設定した値であることから、設計用減衰定数として妥当であることを確認した。

引用文献

- [1] 大型耐震実験施設(LARGE-SCALE EARTHQUAKE SIMULATOR)パンフレット, 独立行政法人 防災科学技術研究所
- [2] 浪田他, 「水中振動試験による BWR 使用済燃料貯蔵ラックの減衰比」, 日本機械学会 [No.10-8] Dynamics and Design Conference 2010 論文集 No.417
- [3] 東京電力株式会社 当社原子力発電所における燃料集合体ウォータ・ロッドの曲がりに係る調査結果について (最終報告) 平成 25 年 7 月

別紙－４－１ プール水及び燃料集合体の体数が減衰定数に与える影響

(1) 燃料集合体の体数と減衰定数の関係

燃料集合体の体数による減衰定数への影響を確認するため、模擬燃料集合体の貯蔵率を変えて水中での加振試験を行った。また、プール水の減衰定数への影響を確認するため、市松ラック単体（燃料集合体 0%）で気中と水中それぞれで、加振試験を行った。

試験条件を第 1-1 表に示す。

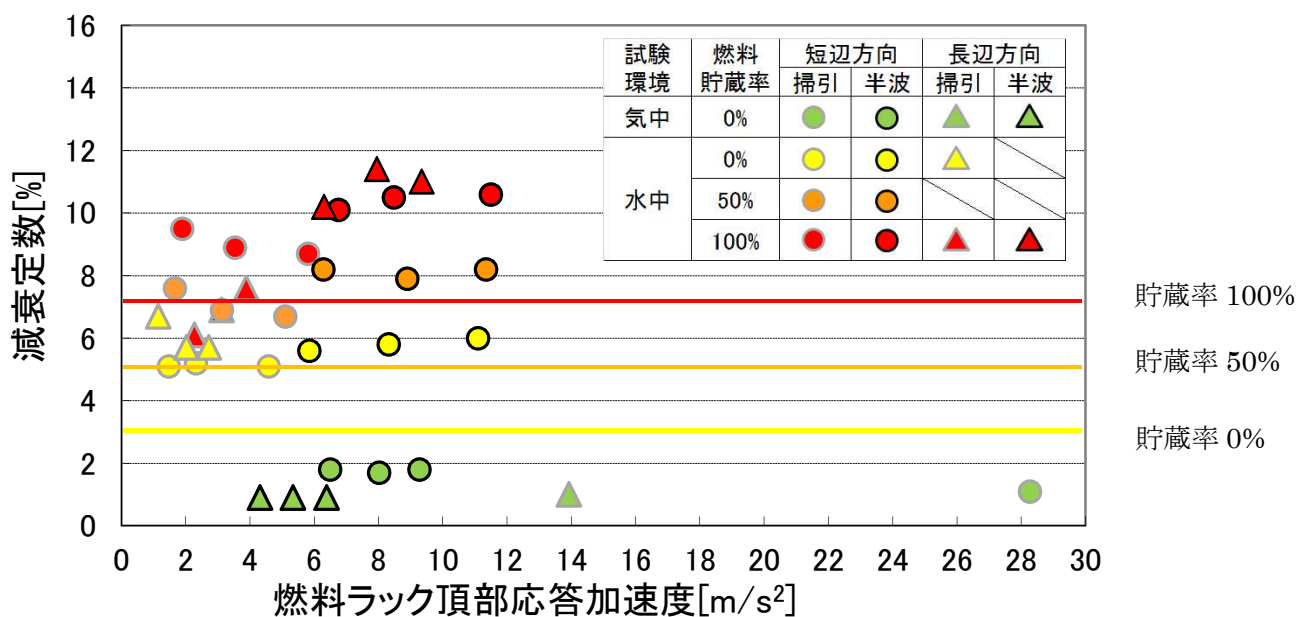
第 1-1 表 プール水及び燃料集合体数の影響評価に用いた試験条件

試験方法	方向	入力加速度* (m/s ²)	気中/水中	燃料貯蔵率 (%)	備考
正弦波掃引試験	短辺	0.71	気中	0	減衰定数をハーフパワー法により算出 (別紙－４－５)
		0.61, 0.61, 0.62	水中	0, 50, 100	
		0.89, 0.89, 0.91	水中	0, 50, 100	
		1.19, 1.22, 1.22	水中	0, 50, 100	
	長辺	0.36	気中	0	
		0.45, 0.72	水中	0, 100	
		0.73, 0.97	水中	0, 100	
		0.98, 1.22	水中	0, 100	
正弦半波加振試験	短辺	3.38,4.25,5.22	気中	0%	減衰定数を自由振動波形より算出(別紙－４－６)
		3.13,4.06,5.10	水中	0%	
		3.05,3.74,4.91	水中	50%	
		2.91,3.98,5.00	水中	100%	
	長辺	3.09,3.85,4.67	気中	0%	
		2.96,3.75,4.50	水中	100%	

*振動台上の実測加速度（最大値）。

試験結果から、試験を実施したいずれの燃料ラック頂部応答加速度の範囲においても、貯蔵される燃料集合体の貯蔵率の増加に伴い、減衰定数が増加する傾向があることがわかる(第 1-1 図)。これは、燃料の貯蔵体数の増加により、ラックセル内部での各燃料集合体とラック間の摩擦、衝突、流体減衰等による振動エネルギーの消散が大きくなることで、減衰が大きくなったと考えられる。

また、燃料貯蔵率 0%における気中及び水中の試験結果を比較すると、流体付加減衰効果により減衰定数が大きくなることがわかる。



第 1-1 図 燃料貯蔵率と減衰定数の関係

(2) 燃料集合体の体数と減衰定数及び発生応力の関係

燃料ラックの減衰定数は、模擬燃料集合体の貯蔵率の増加に伴い変化することから、燃料ラックの耐震評価で考慮すべき貯蔵率と減衰定数及び発生応力について確認した。

許容応力に対する発生応力が最も大きい 77 体ラックを対象に、燃料ラックへの発生応力を貯蔵率と減衰をパラメータにし、解析にて求めた値を第 1-2 表に示す。

評価の結果、発生応力は燃料ラック重量による依存性が高く、100%設置の状態が最も厳しい設計条件となることから、設計上は燃料集合体 100%設置を仮定して評価すれば良いと考えられる。

第 1-2 表 燃料貯蔵率と発生応力の関係^{※1}

貯蔵率(%)	減衰定数(%) ^{※2}	総重量(ton)	発生応力(MPa)	許容応力(MPa)
0	3	13.9	48	153
50	5	24.3	87	153
100	7	34.3	122	153

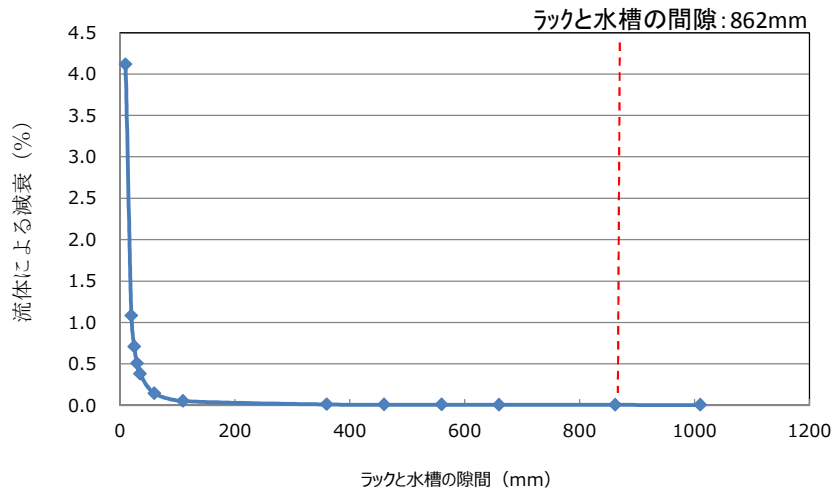
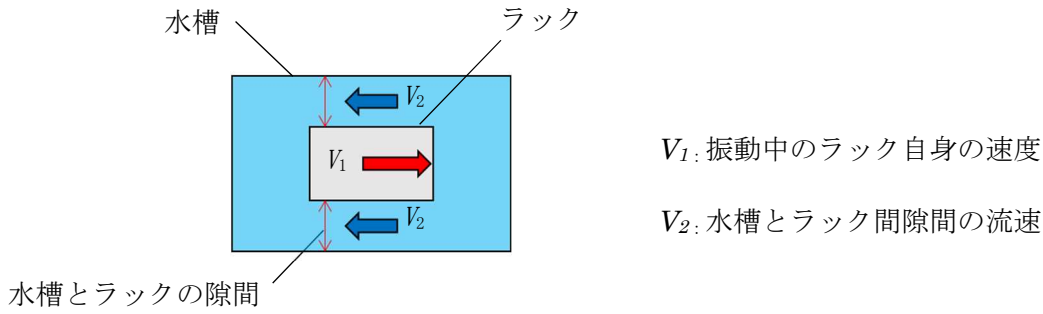
※1：基礎ボルトの応力

※2：試験結果より仮定

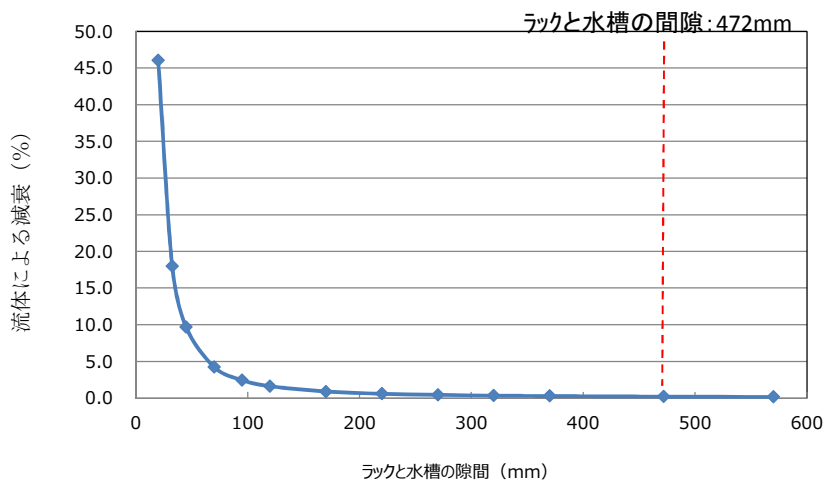
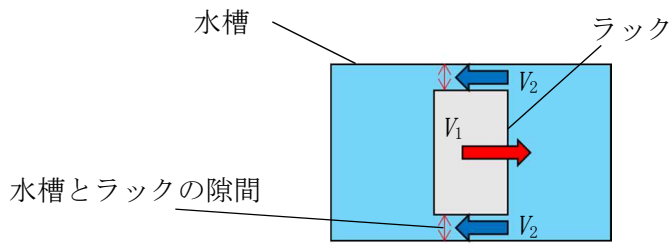
別紙－４－２ 試験水槽の形状決定方法

燃料ラックの減衰効果には、燃料ラックが流体中を振動することによる流体減衰の効果の影響が考えられ、燃料ラックと水槽間の隙間が小さいほど流速が速くなり、より大きな流体減衰効果が生じる。そのため、試験水槽の大きさは、流体減衰の効果が影響しないような隙間として設定した。

第 2-1 図に水槽とラックの隙間を変化させた場合の、ラックが流体から受ける減衰比を示す。今回の実物大試験供試体における水槽と試験ラックの隙間における流体の減衰効果は、試験で得られた供試体ラックの減衰に影響を与えるものではないことを確認した。



(a) 長辺方向



(b) 短辺方向

第 2-1 図 水槽とラック間隙間が与える流体減衰

なお、試験水槽内で振動する供試体ラックに与える流体減衰は以下の式¹⁾に従い算出した。

燃料ラックが水中を振動することによって生じる流体抵抗によるエネルギー消費は、ラックの単位高さあたりの流体抵抗が速度の二乗に比例し、次のように表される。

$$F = \frac{1}{2} C_D \rho d \int_0^L |V| V dz \cdots (1)$$

ここで、

$$V = \alpha_m \dot{X}$$

$$X = ag(z) \sin(\omega t)$$

$$\alpha_m = \frac{d}{D-d} + 1 = \frac{D}{D-d}$$

$g(z)$: ラックの高さ方向振動モードベクトル

流体力が一周期あたりに消費されるエネルギーは式(1)を用いると、

$$E = \int_0^T F \dot{X} dt \cdots (2)$$

$$E = \frac{4}{3} C_D \rho d \alpha_m^2 a^3 \omega^2 \beta L \cdots (3)$$

ここで、

C_D : 角柱の流体抗力係数

ρ : 流体密度

d : ラックの振動方向幅

L : ラックの高さ

a : ラックの変位振幅

ω : ラックの固有円振動数

α_m : ラック自身の速度とラックから見た流体の相対速度の比

D : 水槽の振動方向の幅

β : 高さ方向の流速分布に関する係数

等価減衰として速度比例型減衰力を考えれば、減衰力によって一周期あたりに消費されるエネルギーは次のように表される。

$$E_0 = C_{eq} a^2 \pi \omega \cdots (4)$$

ここで、流体減衰と等価な減衰として、式(3)と(4)が等しいとして等価減衰比を求めると、

$$\zeta_{eq} = \frac{C_{eq}}{2(m+m_v)\omega} = \frac{2\beta}{3\pi} \frac{1}{(m+m_v)} C_D \rho d L \alpha_m^2 a \cdots (5)$$

ここで、

m : ラックの質量

m_v : 水中におけるラックの付加質量

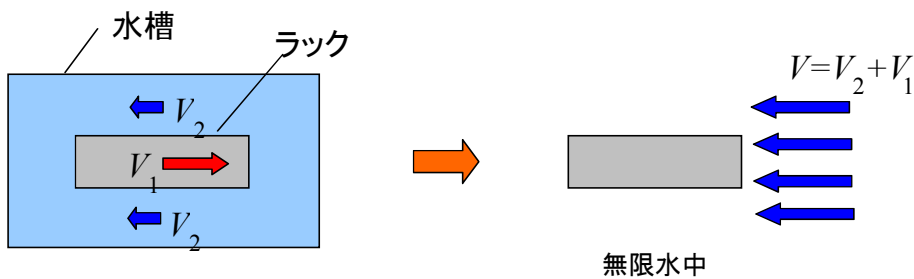
以上の計算式から、水槽内で振動するラックの流体減衰と等価な減衰は以下となり、燃料ラックの減衰に対し、ラックと水槽の隙間による流体減衰の影響は十分に小さい。

市松ラックの等価減衰比

長辺方向の加振 : $\zeta_{eq} = 0.005\%$

短辺方向の加振 : $\zeta_{eq} = 0.203\%$

ここで、流体低抗力の計算における一様流の流速 V はラックから見た流体の相対速度 $V=V_2+V_1$ を用いた (第 2-2 図)。ここで、 V_1 はラック自身の速度、 V_2 は流路内の流速である。



一様流中に置かれた角柱で近似

第 2-2 図 一様流の流速の考え方

参考文献[1] : 藤本他, 「流体中で振動する角柱群の減衰特性」, 日本機械学会論文集 (C 編) 51 巻 471 号

別紙-4-3 試験における水深の影響について

実機ラックは水深 11.5m のところに設置されているが、試験では試験設備の関係から試験水槽の水深は 4.8m とした。試験水槽の水深 4.8m の試験で、実機ラックの振動特性に影響を与えないか検討するため、解析モデルを作成し NASTRAN の MFLUID 機能^{※1}を用いて水深が異なる場合の振動特性を検討した。

(1) 検討方法

市松ラックの水中の振動特性に与える水深の影響を評価した。なお、試験における地震動入力はスロッシングの影響を回避するような波を使用しており、本解析においてもスロッシング効果は考慮していない。

市松ラックの代表寸法は、幅 1584mm、奥行き 804mm、高さ 4493mm である。NASTRAN の MFLUID 機能を用いて試験水槽の水深 4.8m の場合と実機水深 11.5m の場合の固有振動数と周波数応答を算出した。ラック外側の水平方向は無限水中とした。

(2) 検討結果

(a) 固有振動数

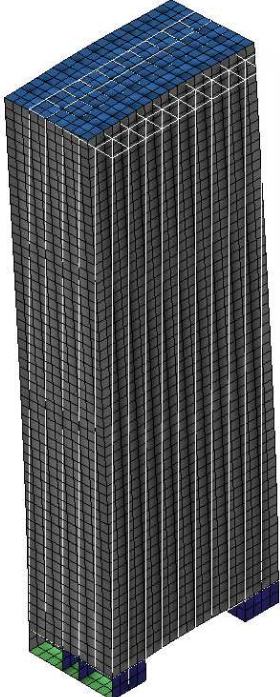
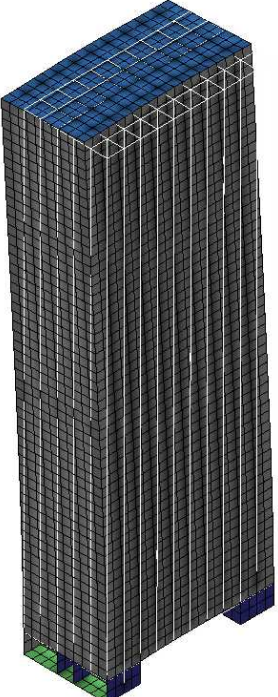
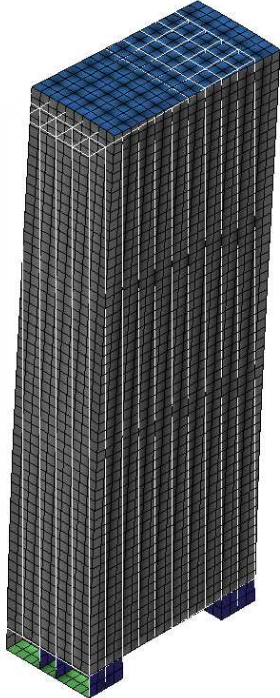
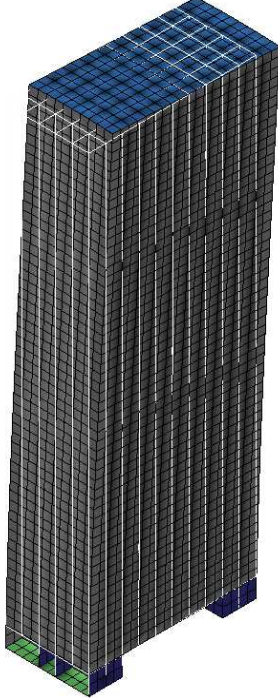
水深 4.8m の場合と水深 11.5m の場合の固有振動数及び固有振動モードを第 3-1 表及び第 3-1 図に示す。

試験水槽の水深 4.8m の場合と実機水深 11.5m の場合の固有振動数の差異は小さいことがわかった。

第 3-1 表 固有振動数の比較

次数	水深4.8m		水深11.5m	
	固有振動数 [Hz]	振動モード	固有振動数 [Hz]	振動モード
1	10.25	Y方向変形	10.20	Y方向変形
2	22.43	X方向変形	22.40	X方向変形

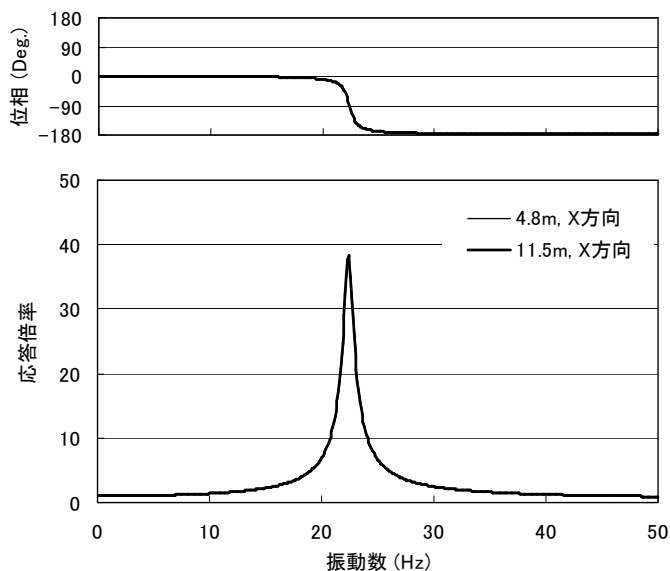
※1 解析モデル上考慮している流体の付加質量を計算する機能

	試験：水深 4.8m	実機：水深 11.5m
1次 モード	 <p>10.25Hz</p>	 <p>10.20Hz</p>
2次 モード	 <p>22.43Hz</p>	 <p>22.40Hz</p>

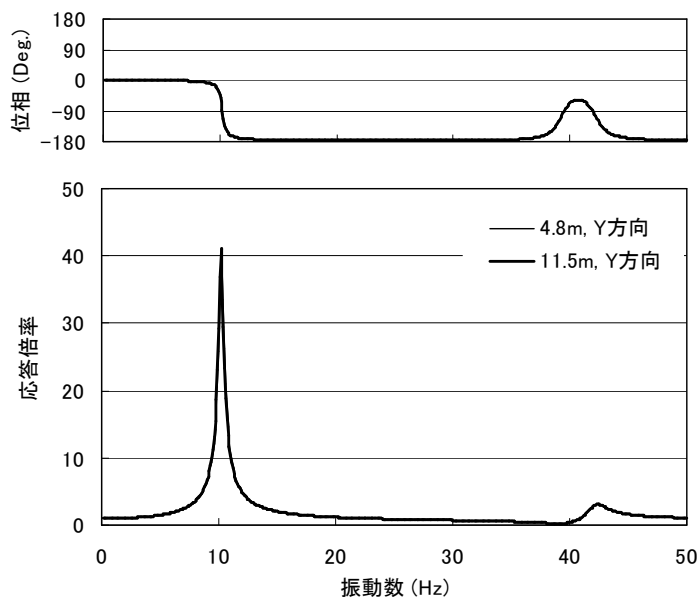
第 3-1 図 水深 4.8m と 11.5m のラック振動モード

(b) 周波数応答

固有振動数の違いは小さいことがわかったが、応答特性の違いも小さいことを確認するために、上記の解析モデルを用いて周波数応答計算を行った。第 3-2 図に X 方向加振時の周波数応答、Y 方向加振時の周波数応答を示す。水深が 4.8m の場合と 11.5m の場合で違いはほとんどないことがわかる。なお、減衰定数は 2% と仮定した。



(1) X 方向加振時



(2) Y 方向加振時

第 3-2 図 周波数応答解析結果

(3) 検討結果のまとめ

実機ラックは水深 11.5m のところに設置されているが、試験では試験設備の関係から試験水槽の水深は 4.8m とした。試験水槽の水深 4.8m の試験で、実機ラックの振動特性に影響を与えないか検討するため、解析モデルを作成し NASTRAN の MFLUID 機能を用いて水深が異なる場合の振動特性を検討した。その結果、水深 4.8m 及び水深 11.5m の条件において、水位は付加質量に対して影響を与えないため、固有振動数及び周波数応答に差異がなく、水深 4.8m の試験水槽を用いた試験で実機の振動特性を模擬できることを確認した。

なお、水位をラック高さ以下に変化させることでラックに掛かる付加質量を変化させて、本解析モデルで指定した水深が付加質量に影響していることを確認した検討結果を以下に示す。

(4) 水深の影響によるラックの固有値解析

本検討では水深 11.5m と水深 4.8m の固有値解析結果に対して、水位高さ 4.473m (ラック高さ) と 2m (ラック高さ以下の水位) の 2 ケースの固有値解析を追加実施した。本解析では、付加質量を考慮した計算を実施している。

第 3-2 表に市松ラックの短辺方向及び長辺方向について、水深と固有振動数の関係を示す。表より、水深 11.5m の固有振動数に対してラック高さと同等の水深 4.473m の固有振動数はほぼ変化しないが、ラック高さ以下の水深 2m の固有振動数では変化率が大きいことがわかる。ラック高さ以下のケースとして実施した水深 2m の固有値解析ではラック高さの半分程度が水中にないため、ラックに対して付加質量を受けない部分があり、固有振動数が高くなったといえる。すなわち、本解析結果においてラック高さ以上の水位ではラックに与える付加質量は変わらず、試験計画の水深 4.8m で実機プラントでの水深 11.5m の振動特性を模擬できているといえる。

第 3-2 表 水深と固有振動数

No.	水深[m]	固有振動数[Hz]		備考
		短辺方向	長辺方向	
1	11.5	10.20	22.40	
2	4.8	10.25	22.43	
3	4.473	10.31	22.46	ラック高さ
4	2	12.10	23.86	ラック高さ以下の水位

別紙－４－４ 試験方法及び減衰定数の算出方法

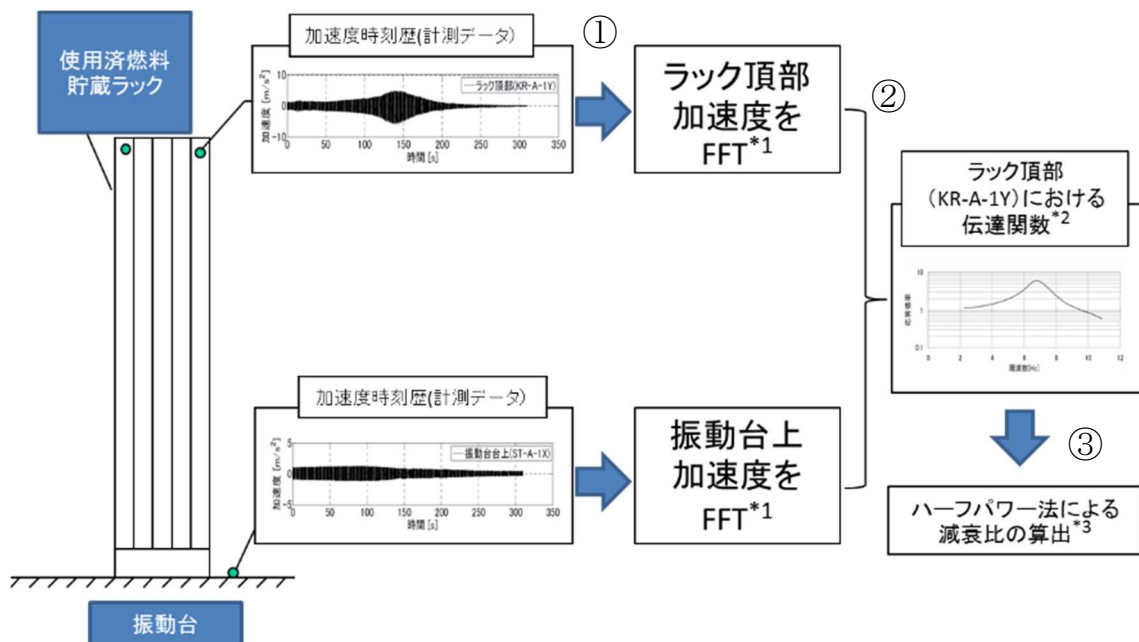
本試験では、正弦波掃引試験と正弦半波加振試験の２種類の加振をおこない、正弦波掃引試験では振動台上加速度と供試体頂部加速度から伝達関数を求め、ハーフパワー法を用い減衰定数を算定し、正弦半波加振試験は自由減衰波形の振幅より減衰定数を算定した。いずれの方法も、一般的で実績のある方法である。

加振試験をおこなうに当たり、ランダム波により供試体ラックの固有振動数を探索した。次に、正弦波掃引試験にて、探索したラックの一次固有振動数を中心に±5Hz 程度の帯域を持った正弦波による加振をおこない、固有振動数を確認するとともに、入力レベルを段階的に増加させた正弦波掃引試験により、応答の傾向及び減衰定数を確認した。さらに、高い応答レベルの減衰傾向を取得するため、正弦波掃引試験で得られた固有振動数を目標に正弦半波加振試験をおこない、応答の傾向及び減衰定数を確認した。以下にそのデータ処理方法を示す。

a. 正弦波掃引試験

正弦波掃引試験にて、ハーフパワー法を適用し減衰定数を算定するまでのデータ処理の流れは以下の通り。

- ① 正弦波掃引試験において取得したラック頂部の加速度時刻歴データ及び振動台上加速度時刻歴データの振動数解析を行う。
- ② 振動台上加速度の振動数解析データとラック頂部の振動数解析結果から、伝達関数を計算する。
- ③ ラック頂部の加速度計測点それぞれに対応する伝達関数に対しハーフパワー法を適用し減衰定数を算定する（詳細は別紙－4－5参照）。



*1:高速フーリエ変換処理にて、振動数に対する加速度最大値を算出する（FFT：Fast Fourier Transform, 高速フーリエ変換）。

*2:伝達関数：ラック頂部加速度 FFT 結果／振動台上加速度 FFT とした結果をプロットしたもの。

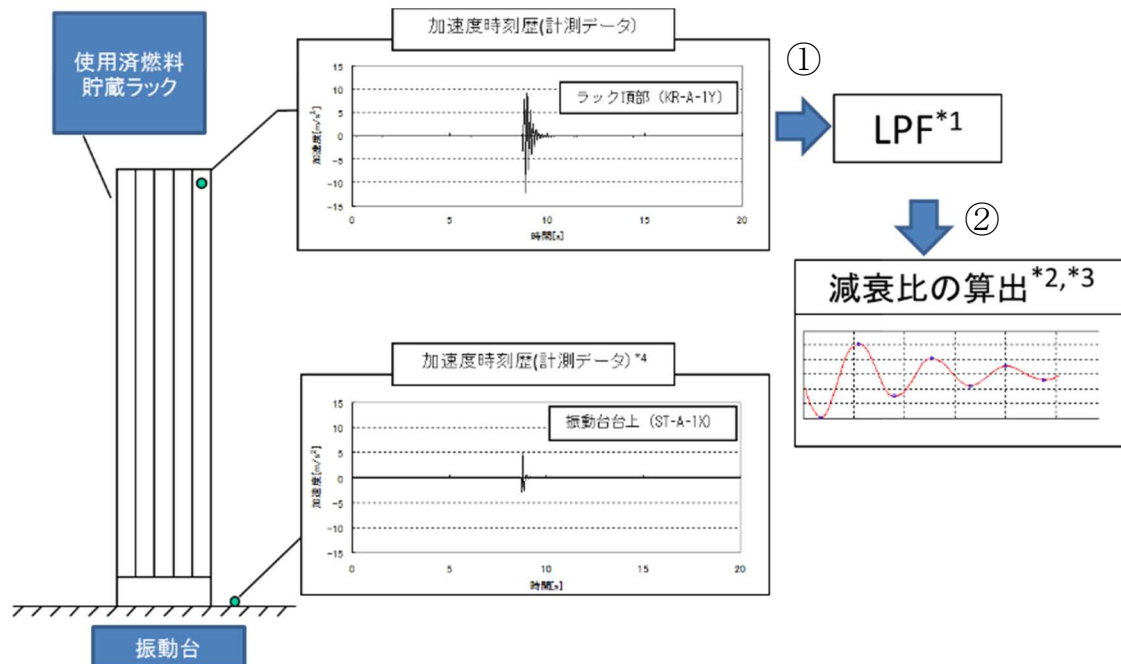
*3:ラック頂部の加速度計測点 4 点 (KR-A-1Y~4Y)について KR-A-1Y と同様の処理を実施

第 4-1 図 正弦波掃引試験データの処理の例（短辺方向，目標入力加速度 1.00m/s²）

b. 正弦半波加振試験

正弦半波加振試験にて、自由減衰波形から減衰定数を算定するまでのデータ処理の流れは以下の通り。

- ① 正弦半波加振試験にて取得したラック頂部の加速度時刻歴データを，試験体の一次モードで評価するため，ローパスフィルタ（LPF）により高周波成分を除去する。
- ② フィルタ処理後の加速度波形に対し，振動台加振時間帯を除く加速度のピーク値より減衰比を求める（詳細は別紙－４－６及び別紙－４－７参照）。



*1:ローパスフィルタにて最低次数のモードだけの応答で評価するため，高周波成分を除去する（LPT : Low-pass Filter : ローパスフィルタ）。

*2:振動台加振時間帯を除く加速度波形のピーク値より減衰比を算定する。

*3:ラック頂部の加速度計測点4点（KR-A-1Y~4Y）についてKR-A-1Yと同様の処理を実施する。

*4:振動台上加速度が小さいことを確認する。

第4-2図 正弦半波加振試験データ処理の例（短辺方向，振動台上加速度 5.00m/s²）

別紙-4-5 ハーフパワー法について

加振力 $Fe^{i\omega t}$ を受ける 1 自由度系の振動方程式は式(1)で表される。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = Fe^{i\omega t} \quad (1)$$

上式の解を $x = Ae^{i\omega t}$ とし、式(1)に代入すると、

$$A = \frac{F}{-m\omega^2 + ic\omega + k} = \frac{F}{k \left\{ \left(1 - \frac{m}{k} \omega^2 \right) + i \frac{c}{k} \omega \right\}}$$

ここで、固有円振動数 $\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}}$ 、減衰定数 $\zeta = \frac{c}{c_c} = \frac{c}{2\sqrt{mk}} = \frac{c\omega_0}{2k}$ とおくと

$$A = \frac{F}{k \left[\left\{ 1 - \left(\frac{\omega}{\omega_0} \right)^2 \right\} + i 2\zeta \frac{\omega}{\omega_0} \right]}$$

よって、

$$x = \frac{1}{k \left[\left\{ 1 - \left(\frac{\omega}{\omega_0} \right)^2 \right\} + i 2\zeta \frac{\omega}{\omega_0} \right]} Fe^{i\omega t}$$

となる。

よって、加振力 $Fe^{i\omega t}$ に対する変位の振動伝達特性の振幅は式(2)で与えられる。

$$A = \frac{1}{k} \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{\omega}{\omega_0} \right)^2 \right)^2 + \left(2\zeta \frac{\omega}{\omega_0} \right)^2}} \quad (2)$$

いま $\zeta \leq 1$ とすると式(2)の振幅曲線はピーク値付近で $\omega = \omega_p$ に対しほぼ対称である。

そこで ω_p より少し低い ω_L 点の振幅を A_L とする。

$$\Delta\omega/2 = \omega_p - \omega_L = \omega_0 - \omega_L \quad (\omega_p \approx \omega_0) \text{ より}$$

$$A_L = \frac{1}{k} \frac{1}{\sqrt{\left(1 - (\omega_0 - \Delta\omega/2)^2 / \omega_0^2\right)^2 + 4\zeta^2 (\omega_0 - \Delta\omega/2)^2 / \omega_0^2}}$$

$$\approx \frac{1}{k} \frac{1}{\sqrt{(\Delta\omega / \omega_0)^2 + 4\zeta^2}}$$

一方,

$$A_{\max} = \frac{1}{2k\zeta\sqrt{1-\zeta^2}} \approx \frac{1}{2\zeta k}$$

となる。 A_{\max} と A_L の比 R は

$$R = \frac{A_{\max}}{A_L} = \frac{\sqrt{(\Delta\omega / \omega_0)^2 + 4\zeta^2}}{2\zeta}$$

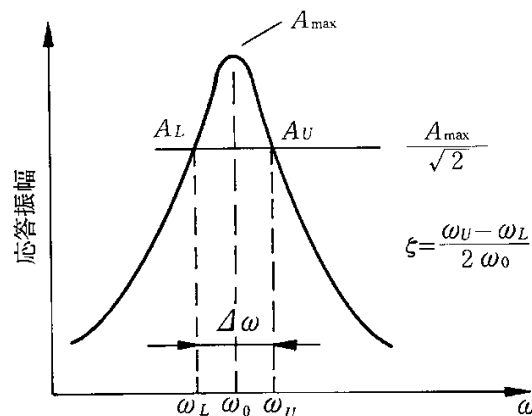
となり, 整理すると

$$\zeta = \frac{1}{2} \frac{\Delta\omega / \omega_0}{\sqrt{R^2 - 1}}$$

となる。 $R = \sqrt{2}$ とすると以下のように簡単になる。

$$\zeta = \frac{1}{2} \frac{\Delta\omega}{\omega_0} = \frac{1}{2} \frac{\omega_U - \omega_L}{\omega_0} = \frac{f_U - f_L}{2f_0}$$

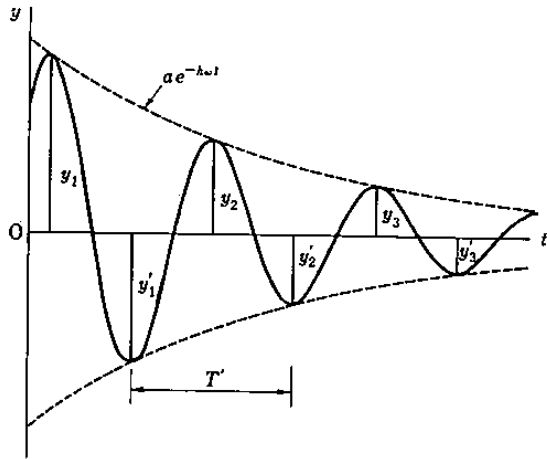
よって, 周波数応答の $A_{\max} / \sqrt{2}$ を示す周波数 f_U と f_L 及び固有振動数 f_0 を計測すれば減衰定数 ζ を求めることができる。この減衰定数測定方法をハーフパワー法という(第5-1図)。



第5-1図 ハーフパワー法

別紙-4-6 自由振動波形からの減衰定数の算出方法

自由減衰振動波形は、指数関数的に減衰することから、隣り合う振幅の比の対数をとると常に一定の値となり、この隣り合う振幅の比の自然対数から対象とする構造の減衰定数を求めることができる（第6-1図）。



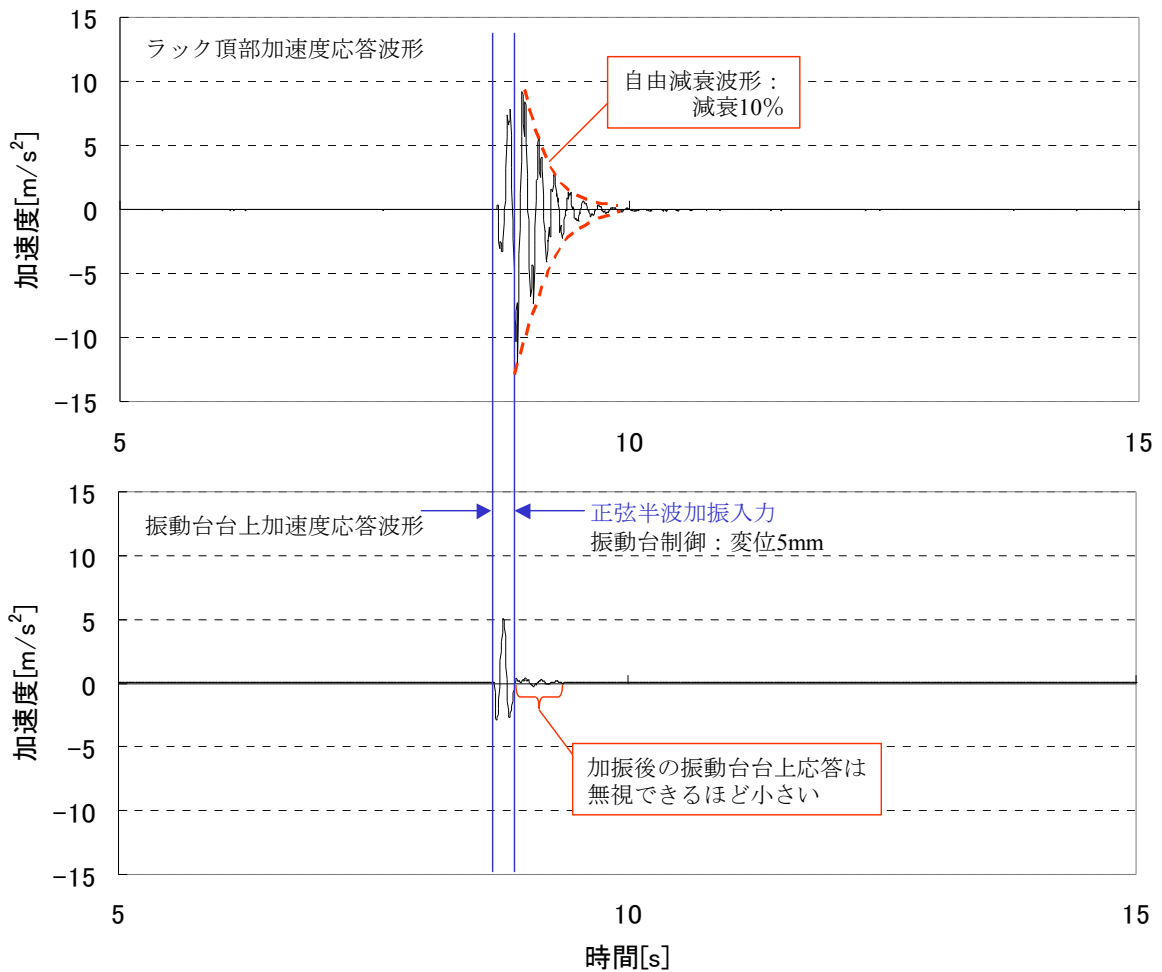
$$\text{(振幅比)} d = \frac{y_1}{y_2} = \frac{y_2}{y_3} = \dots$$

$$h = \left(\frac{\ln d}{2\pi} \right) / \sqrt{1 + \left(\frac{\ln d}{2\pi} \right)^2}$$

第6-1図 減衰定数の算出方法(自由振動波形からの減衰定数の算定方法)

別紙-4-7 正弦半波加振試験における振動台の影響について

正弦半波加振におけるラック頂部及び振動台上の加速度時刻歴波形を第 7-1 図に示す。振動台上加速度応答波形において、正弦半波加振入力後の台上応答加速度は、ラック頂部加速度に比べて無視できるほど小さいことがわかる。なお、振動台上応答加速度がほぼゼロとなる時点からラック頂部応答加速度の自由減衰波形として減衰定数を求めている。



第 7-1 図 燃料ラックの自由振動波形と減衰定数
(正弦半波加振試験，短辺方向，振動台上加速度 5.00m/s^2)

別紙-4-8 スロッシングによる減衰への影響について

本試験は、供試体ラックの固有周期を含む振動数範囲で加振試験を行なっている。試験水槽のスロッシングの固有周期は入力振動数範囲に対し十分大きいため、本試験ではスロッシングが励起されない（第 8-1 表）。一方、実機では、地震動の長周期成分の大きさによっては燃料プールのスロッシングが励起される可能性が考えられるため、その影響を検討する。

実機燃料プールのスロッシングの固有周期は、実機ラックの固有周期に対し十分に大きい（第 8-2 表）。地震によって実機燃料プールにスロッシングが励起された場合、燃料ラックの振動速度に対して、スロッシングによるプール水の流速はほぼ一定とみなせる状態であると考えられ、流速一定の流れの中で物体が振動する場合、流速に依存して減衰定数が大きくなることがあるが^[1]、今回設定する設計用減衰定数はこの影響を考慮せず設定した減衰定数であるため、スロッシングの影響が無い試験条件で取得した減衰定数を実機の燃料ラックの耐震設計に適用できると考える。

第 8-1 表 試験水槽のスロッシングの固有周期及び加振試験周期

	試験	
	試験水槽のスロッシング	入力加速度の周期
市松ラック	1.8～2.3 秒	振動台振動 0.050～0.500 秒

第 8-2 表 実機燃料プールのスロッシングの固有周期及び実機ラックの固有周期

	実機	
	実機燃料プールのスロッシング	実機ラック
格子ラック	4.3～4.9 秒	0.051～0.093 秒
市松ラック		0.054～0.084 秒
角管ラック		0.077～0.092 秒

参考文献[1] : Robert D. Blevins, “Flow-Induced Vibration Second Edition” , (1990), Van Nostrand Reinhold.

別紙－４－９ 固有振動数と減衰定数の関係について

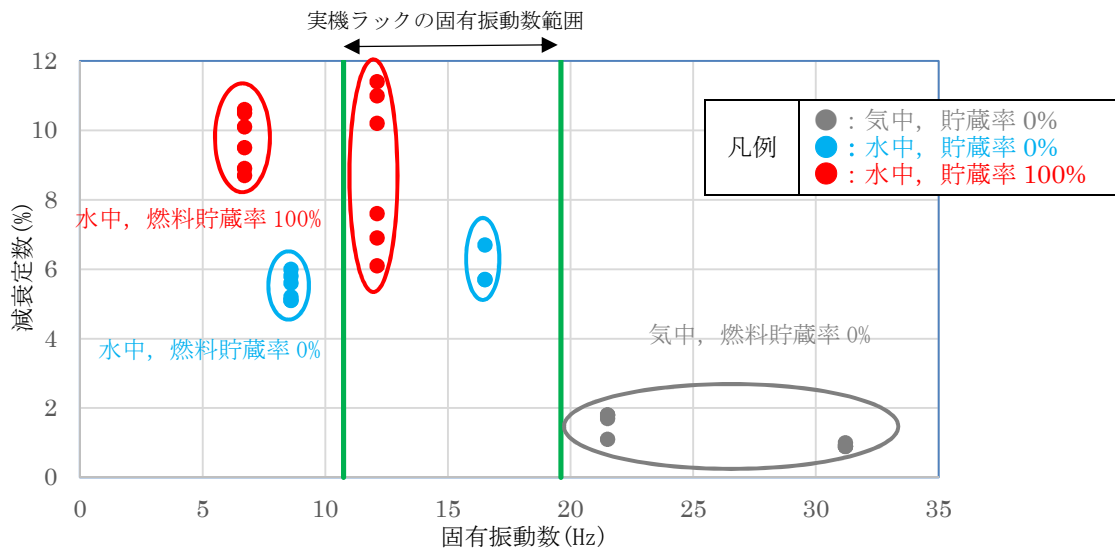
本試験に用いた供試体ラックと実機ラックは，第 9-1 表に示す通り，固有振動数が異なることから，実機ラックへの適用性を確認するために固有振動数と減衰定数の関係について検討する。

第 9-1 表 水中・燃料貯蔵率 100%における燃料ラックの固有振動数について

ラック型式	貯蔵体数 (列数)	固有振動数 (Hz)	
		短辺	長辺
供試体ラック	50 体 (5 列×10 列)		
角管市松型	100 体 (10 列×10 列)		
角管市松型	110 体タイプ I (10 列×11 列)		
角管市松型	110 体タイプ II (10 列×11 列)		
角管市松型	121 体 (11 列×11 列)		
角管市松型	77 体タイプ I (7 列×11 列)		－※
角管市松型	77 体タイプ II (7 列×11 列)		－※
格子型	120 体 (6 列×10 列×2 台)		
格子型	187 体 (9 列×11 列+8 列×11 列)		
格子型	210 体 (10 列×10 列+10 列×11 列)		
角管並列型	176 体 (11×16 列)		
角管並列型	187 体 (11×17 列)		

※：剛構造のため

本試験より得られた減衰定数について横軸を固有振動数として整理した結果（第 9-1 図），同一の固有振動数に対しても減衰定数がばらついており，固有振動数との相関が不明確であることから，燃料ラックの減衰効果を細分化し，既往の見知及び試験結果を用いて減衰定数との関係を検討する。



第 9-1 図 固有振動数と減衰定数の関係

1. 燃料ラックの減衰効果

燃料ラックは、水中に設置された溶接構造物であり、燃料集合体を貯蔵していることから、減衰として以下に示す効果によるものがあると考えられる。

a. 構造減衰

燃料ラックが曲げモーメント及びせん断力を受けて変形することによる減衰。

b. 燃料ラックが水中に設置されていることによる減衰

水中で燃料ラックが振動する際の水の抵抗による減衰。

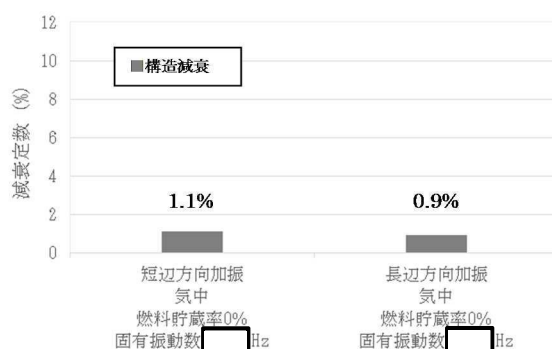
c. 燃料集合体を貯蔵していることによる減衰

燃料ラックに貯蔵された燃料集合体のガタつきにより、振動エネルギーを吸収することによる減衰。

2. 各減衰効果の振動数依存性について

a. 構造減衰の振動数依存性について

気中・燃料貯蔵率 0%の試験結果より、構造減衰は約 1%であった（第 9-2 図）。



第 9-2 図 構造減衰（試験結果）

構造減衰の主要因は材料減衰、即ち材料の分子間の摩擦による減衰と考えられる。簡単のため、燃料ラックの振動モデルを第 9-3 図に示すような 1 自由度系のモデルと考え、構造減衰について検討する。

構造減衰による減衰定数 ζ_s は系全体の運動エネルギー E と摩擦による消散エネルギー ΔE との比に比例するので、 ζ_s は以下の式で表される。

$$\zeta_s \propto \frac{\Delta E}{E} \quad (1)$$

ここで、 K を剛性、 x を変位、 μ を摩擦係数、 N を抗力、 μN を摩擦力とするとひずみエネルギー E は

$$E = \frac{1}{2} Kx^2 \quad (2)$$

と表される。

一方、摩擦減衰による消散エネルギー ΔE は第 9-4 図の荷重 - 変位特性の囲む面積で表され、

$$\Delta E = 4\mu Nx \quad (3)$$

となる。

抗力 N が系の剛性 K に比例すると考えて $N \propto Kx$ とすると(3)式は

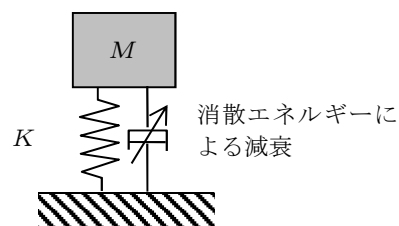
$$\Delta E = 4\mu Kx^2 \quad (4)$$

となるため、

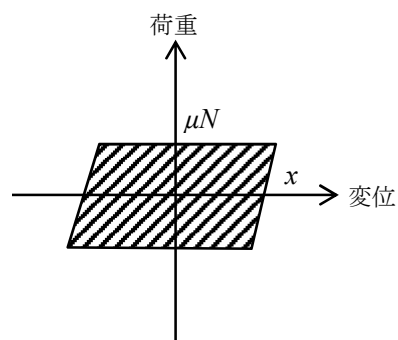
$$\frac{\Delta E}{E} \propto \frac{4\mu Kx^2}{\frac{1}{2} Kx^2} = 8\mu \quad (5)$$

となり、構造減衰による減衰定数は 8μ に比例し、固有振動数には依存しない。

以上より、構造減衰は固有振動数によらず一定の値となると考えられる。これは JEAG4601 に溶接構造物の減衰定数が 1.0% と規定されていること及び試験結果（気中・燃料貯蔵率 0% の短辺方向加振結果及び長辺方向加振結果）と矛盾しないことから、構造減衰として 1.0% を想定することは妥当であるとする。



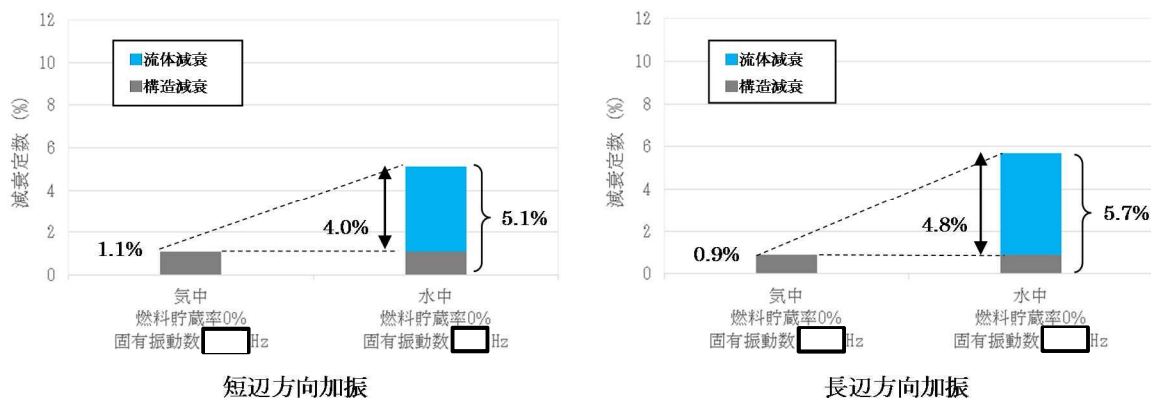
第 9-3 図 ラック振動モデル



第 9-4 図 荷重—変位特性

b. 燃料ラックが水中に設置されていることによる減衰の振動数依存性について

気中・燃料貯蔵率 0%の試験結果及び水中・燃料貯蔵率 0%の試験結果より、水の抵抗による減衰定数は短辺方向加振で 4.0%、長辺方向加振で 4.8%であった（第 9-5 図）。



第 9-5 図 燃料ラックが水中に設置されていることによる減衰（試験結果）

供試体ラックの固有振動数及び減衰定数と実機ラックの固有振動数を整理した結果（第 9-2 表）より以下のことがわかる。

- (a) 供試体ラック短辺方向加振結果と長辺方向加振結果の減衰定数の差は 0.6%
（第 9-2 表の (a)）
- (b) 供試体ラック短辺方向と長辺方向加振結果の固有振動数の差は約 8Hz
（第 9-2 表の (b)）
- (c) 供試体ラックの最大固有振動数と実機ラックの最大固有振動数の差は約 3Hz
（第 9-2 表の (c)）

第 9-2 表 各条件での固有振動数と減衰定数

	供試体ラック 水中燃料貯蔵率 0% 短辺方向加振	実機ラック 水中・燃料貯蔵率 100% 最小固有振動数	供試体ラック 水中・燃料貯蔵率 0% 長辺方向加振	実機ラック 水中・燃料貯蔵率 100% 最大固有振動数
固有振動数 (Hz)	□	□	□	□
減衰定数 (%)	5.1	—	5.7	—

(a)

上記の通り、(a)供試体ラックの短辺方向加振時と長辺方向加振時の減衰定数の差は小さく、(b)供試体ラックの短辺方向加振時と長辺方向加振時の固有振動数の差よりも(c)供試体ラック長辺方向加振時の固有振動数と実機ラックのうち最大となる固有振動数の差の方が

より小さいことから、固有振動数による実機ラックの減衰定数への大きな影響はないと考えるが、ここでは固有振動数と流体による減衰の関係について、以下の静止流体中で振動する円柱構造物の減衰の式^[1]を用いて検討する。

$$\zeta_f = \frac{2}{3\pi} \frac{\rho_f D^2}{M} \frac{X_d}{D} \frac{\omega}{\omega_n} C_D \quad (6)$$

ρ_f : 流体の密度[kg/m³]

D : 代表長さ[m]

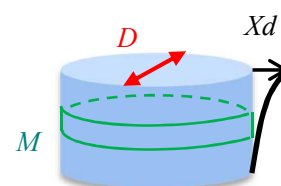
M : 高さ方向への単位長さあたりの質量[kg/m]

X_d : 変位振幅[m]

ω : 加振円振動数[rad/s]

ω_n : 固有円振動数[rad/s]

C_D : 抗力係数



(6)式において、右辺第一項は定数項、第二項は質量に関する項、第三項は応答変位に関する項、第四項は振動数に関する項、第五項は抗力係数となっている。したがって、固有振動数の影響は、第四項にて考慮することとなる。

第四項は加振円振動数と固有円振動数の比となっているが、加振試験にて減衰定数の評価をおこなう際、正弦波掃引試験では固有振動数を中心とした加振試験をおこない、伝達関数を求めて、燃料ラックの共振状態での減衰を評価していること、正弦半波加振試験では試験体の固有振動数成分を含む正弦半波加振をおこない、固有振動数で振動する自由減衰波形にて減衰を評価していることから、加振円振動数と固有円振動数は同一となる。

また、実機ラックの耐震設計では、応答が最も大きくなる共振状態を想定し、床応答スペクトルを用いて固有振動数に応じた地震力を設定していることから、加振円振動数と固有円振動数は同一となる。

以上より、加振円振動数と固有円振動数は同一となり、その比は常に1であるため、流体による減衰効果に対して固有振動数依存性はないと考えられる。

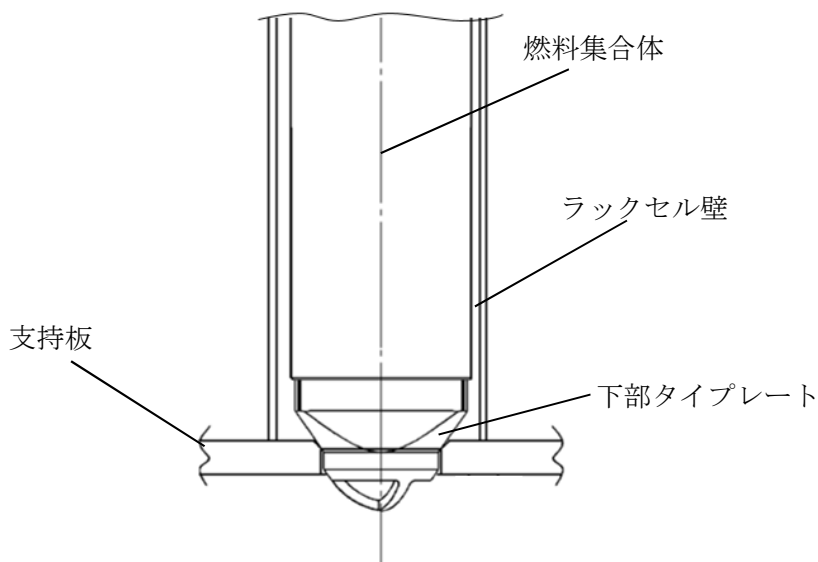
c. 燃料集合体を貯蔵していることによる減衰の振動数依存性について

(i) 燃料ラック加振時の燃料集合体の挙動について

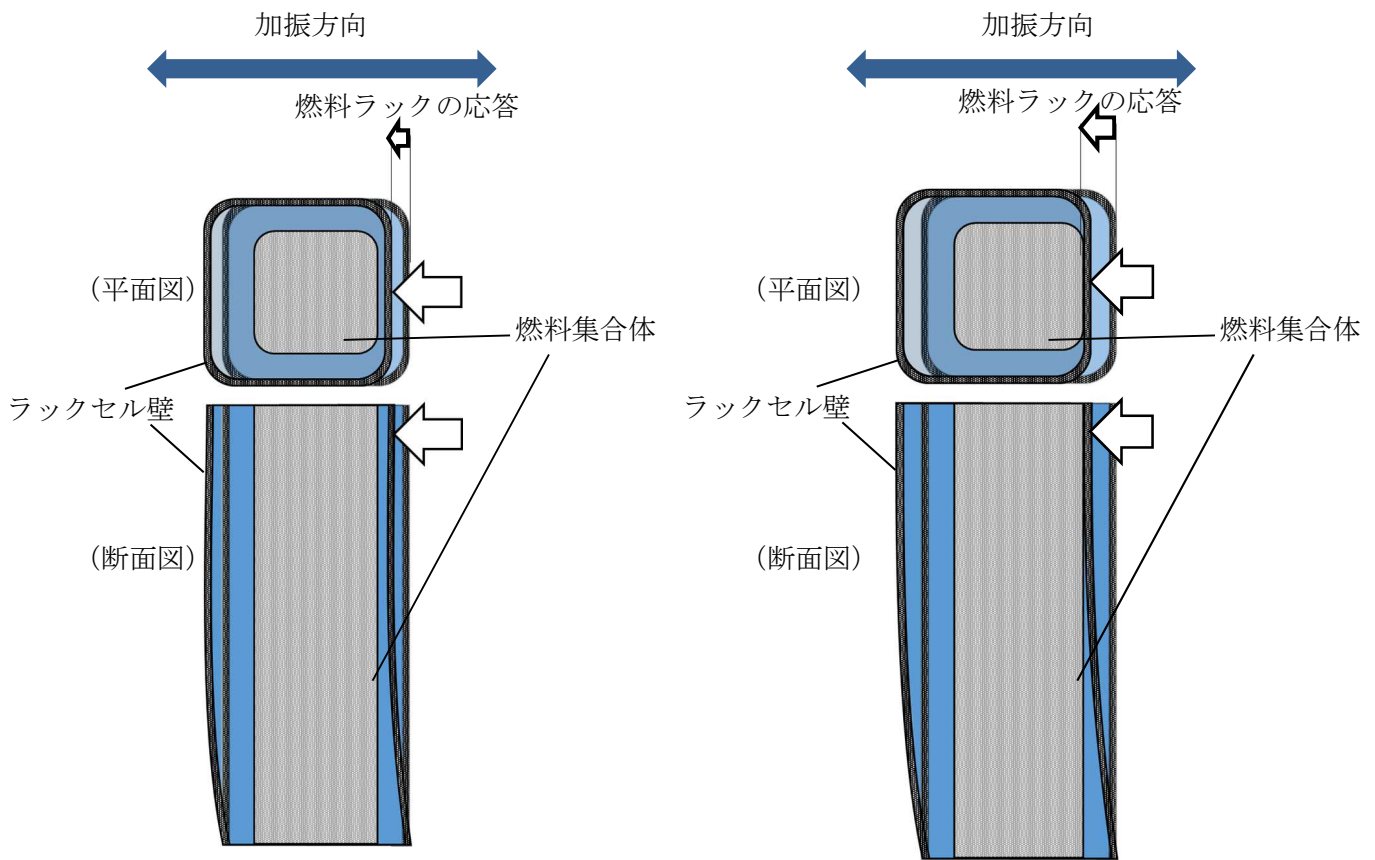
燃料集合体を貯蔵していることによる減衰について検討を行うにあたり、燃料ラック加振時の燃料集合体の挙動について整理を行う。

燃料集合体は、燃料ラック支持板の円孔に燃料集合体の下部タイプレートが着座しており、固定されていないため（第 9-6 図）、燃料ラックを振動させた場合、燃料ラックの挙動が燃料集合体に伝わりにくく、燃料ラックと比較して燃料集合体はあまり振動しない（第 9-7 図（1））。ただし、燃料ラックの応答変位が大きくなるにつれて、燃料ラックと燃料集合体の相対的な振動は徐々に増加する。

また、燃料ラックの応答変位がさらに大きくなると燃料ラックと燃料集合体頂部の最小隙間以上に燃料ラックが振動し、ラックセルと燃料集合体頂部が衝突し、燃料集合体もラックセルに押される形で振動するものと考えられる（第 9-7 図（2））。



第 9-6 図 燃料集合体の設置状況



(1) 燃料ラックの応答変位が小さいとき (2) 燃料ラックの応答変位が大きいとき

第 9-7 図 燃料ラックと燃料集合体の挙動

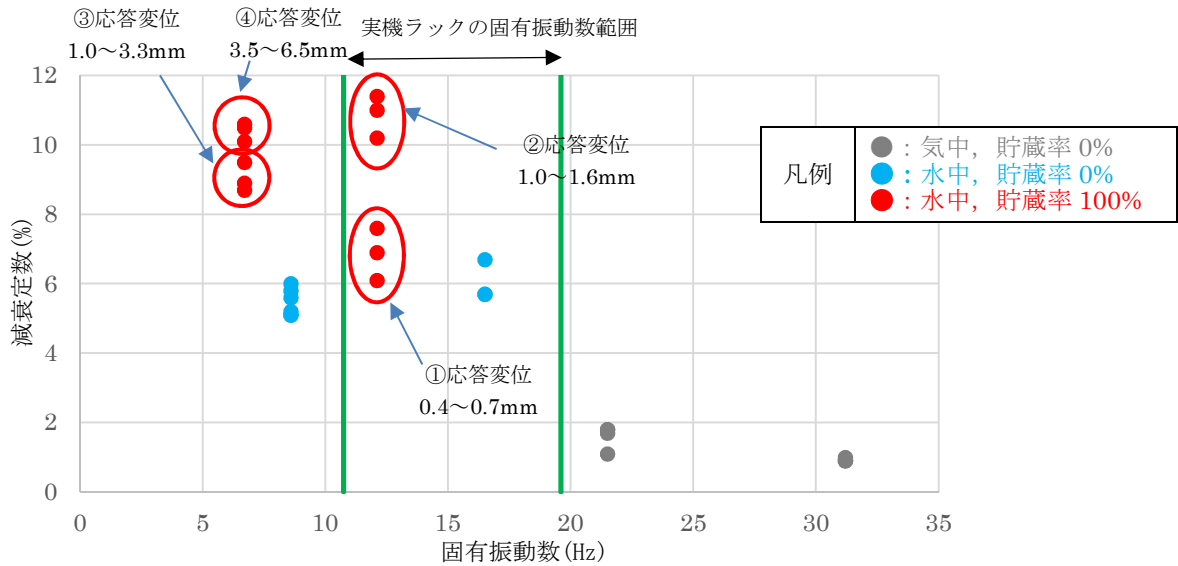
(ii) 燃料集合体を貯蔵していることによる減衰のメカニズム

(i) より，燃料集合体を貯蔵していることによる減衰としては燃料ラックの応答変位によって以下の 2 つのメカニズムが考えられる。

- ・燃料ラックの応答変位が小さい領域：
 - ラックセル内の燃料集合体が相対的に振動する際の燃料集合体周囲の流体による減衰
- ・燃料ラックの応答変位が大きい領域：
 - ラックセル内の燃料集合体が相対的に振動する際の燃料集合体周囲の流体による減衰に加え，ラックセルと燃料集合体の衝突により生じる燃料集合体のガタつきによる減衰

(iii) 試験結果における燃料ラックの応答変位と減衰定数

(ii) における減衰のメカニズムを検討するため、水中・燃料貯蔵率 100%の試験結果に応答変位を追加したものを、第 9-8 図に示す。



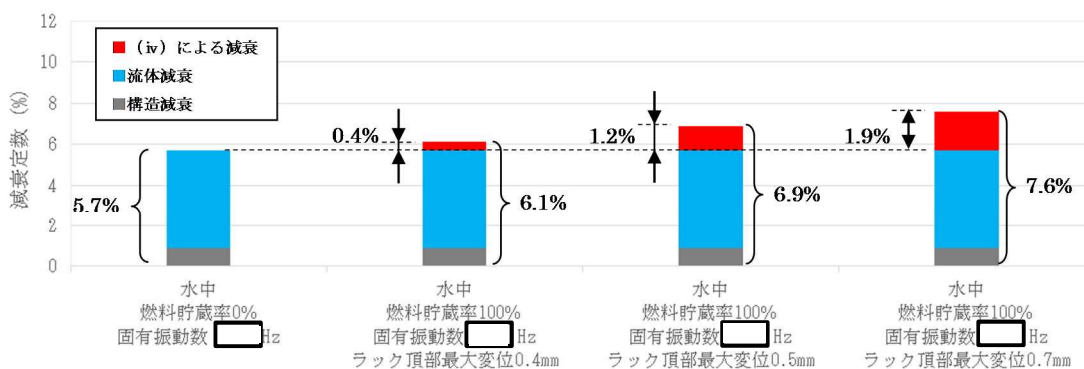
第 9-8 図 固有振動数と減衰定数の関係

本試験における供試体ラックと燃料集合体頂部の最小隙間は mm であり、供試体ラックの応答変位が mm より小さい領域 (第 9-8 図 ①) においてはラックセルと燃料集合体が衝突しておらず、燃料集合体が相対的に振動することによる減衰が生じており、応答変位が mm よりも大きい領域 (第 9-8 図 ②~④) においてはラックセルと燃料集合体の衝突により生じる燃料集合体のガタつきによってより大きな減衰が生じていると考えられる。

(iv) 燃料集合体の相対的な振動による減衰効果

供試体ラックの応答変位が小さい領域における減衰に着目すると、水中・燃料貯蔵率 0%の試験結果及び水中・燃料貯蔵率 100%の試験結果より、燃料集合体が相対的に振動することによる減衰定数は応答変位の増加に伴って増加しており、その増加分は 2%未満である（第 9-9 図）。

これは燃料集合体の相対的な振動により、燃料集合体周囲の流体による減衰が生じていると考えられ、流体による減衰については前述の通り固有振動数依存性はないと考えられる。



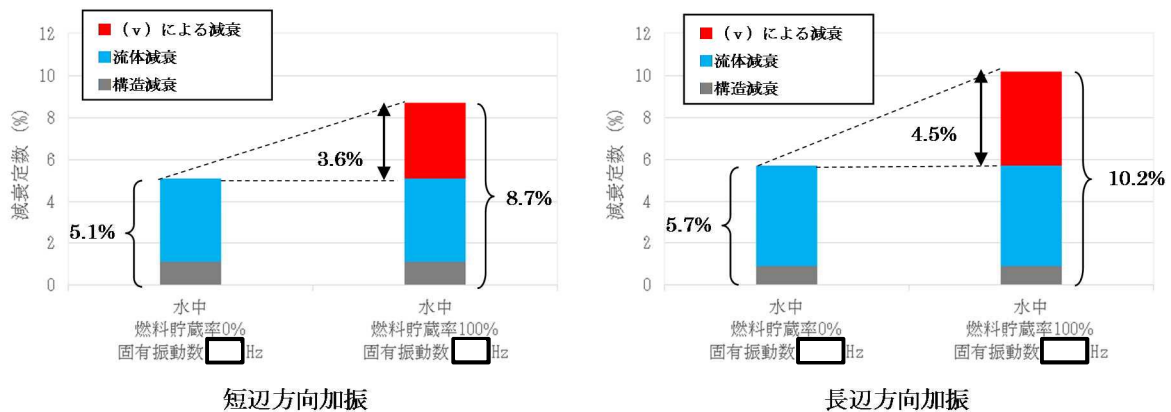
長辺方向加振

※短辺方向加振は応答変位がラックセルと燃料集合体の最小隙間 [] mm より小さい試験結果が存在しないため、長辺方向加振の試験結果のみを記載する。

第 9-9 図 応答変位が小さい領域での燃料集合体を貯蔵していることによる減衰 (試験結果)

(v) ラックセルと燃料集合体の衝突により生じるガタつきによる減衰

実機ラックの応答変位が大きい領域における減衰に着目すると、水中・燃料貯蔵率 0%の試験結果及び水中・燃料貯蔵率 100%の試験結果では、燃料集合体のガタつきによる減衰定数の増加分はラックセル内の燃料集合体が相対的に振動する際の燃料集合体周囲の流体による増加分を含めて、短辺方向加振で 3.6%、長辺方向加振で 4.5%であった（第 9-10 図）。



第 9-10 図 応答変位が大きい領域での燃料集合体を貯蔵していることによる減衰 (試験結果)

前述の通り応答変位が大きい領域については、ラックセルが燃料集合体と衝突することによる燃料集合体のガタつきによって減衰効果が発生していると考えられるため、その減衰効果の振動数依存性について検討を行う。

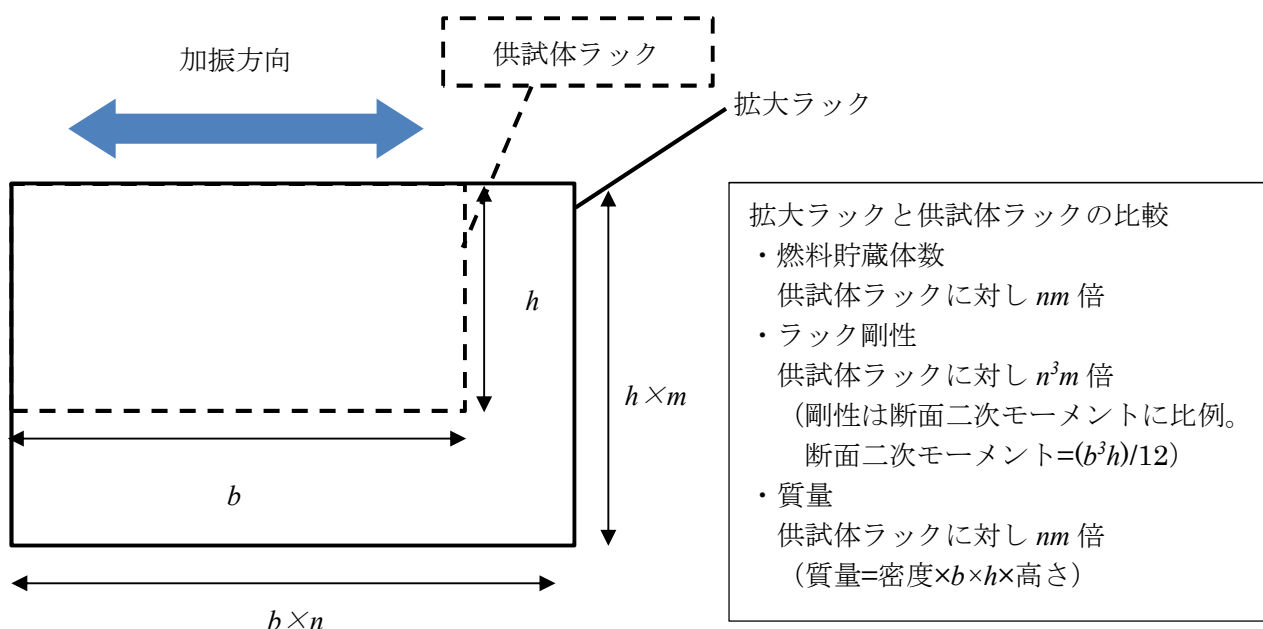
燃料集合体のガタつきによる減衰定数 ζ_f は、燃料集合体のガタつきによる消散エネルギー ΔE と燃料ラックのひずみエネルギー E の比であるため、 ζ_f は以下の式で表される。

$$\zeta_f = \frac{\Delta E}{E} = \frac{\Delta E}{\frac{1}{2} Kx^2} \quad (7)$$

K : 燃料ラックの剛性

x : 燃料ラックの変位振幅

ここで、燃料集合体のガタつきによる減衰定数の振動数依存性を検討するため、第 9-11 図に示す通り供試体ラックを加振方向へ n 倍、加振と直交方向へ m 倍拡大した燃料ラック（以下「拡大ラック」という。）を想定し、それらの減衰定数を比較検討する。



第 9-11 図 供試体ラックと拡大ラック（概念図）

なお、以降の検討においては以下の仮定を行う。

- ・燃料ラック断面を長方形とみなして剛性（断面二次モーメント）を算出する
- ・燃料集合体は、燃料ラックに押されて振動すると考えられることから、燃料集合体と燃料ラックの応答加速度・応答速度は同一であるとみなす
- ・燃料集合体のガタつきによる消散エネルギーは燃料集合体の運動エネルギーに比例する

拡大ラックの固有振動数 f' は、供試体ラックの剛性を K 、質量を M 、拡大ラックの剛性を K' 、質量を M' とすると、 K' は断面二次モーメントに比例し、ラック高さは供試体ラックと拡大ラックで一定とすると M' はラック面積に比例することから、

$$f' = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K'}{M'}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{n^3 \times m \times K}{n \times m \times M}} = nf \quad (8)$$

となる。

また、変位を x 、速度を v 、加速度を a 、振動数を f とすれば、これらの関係は

$$x = \frac{a}{(2\pi f)^2} \quad (9)$$

$$v = \frac{a}{2\pi f} \quad (10)$$

であるため、拡大ラックの変位を x' 、速度を v' 、加速度を a' 、振動数を f' とすれば、

$$x' = \frac{a'}{(2\pi f')^2} = \frac{a'}{(2\pi n f)^2} \quad (11)$$

$$v' = \frac{a'}{2\pi f'} = \frac{a'}{2\pi n f} \quad (12)$$

となる。

ここで、拡大ラックを供試体ラックと同じ応答加速度で加振する場合を想定すると、 $a' = a$ であるため、

$$x' = \frac{a}{(2\pi n f)^2} = \frac{a}{n^2 (2\pi f)^2} = \frac{x}{n^2} \quad (13)$$

$$v' = \frac{a}{2\pi n f} = \frac{a}{n 2\pi f} = \frac{v}{n} \quad (14)$$

となる。

拡大ラックにおける燃料集合体のガタつきによる消散エネルギー $\Delta E'$ は、拡大ラックの燃料集合体貯蔵体数が供試体ラックに対し nm 倍、燃料集合体 1 本当たりの運動エネルギーが速度の 2 乗に比例するため $1/n^2$ 倍となることから、

$$\Delta E' = (nm) \times \frac{1}{n^2} \times \Delta E = \frac{m}{n} \Delta E \quad (15)$$

となる。なお、ここでは燃料集合体は燃料ラックに押されて振動するため、両者の速度は同一であるとしている。

一方、拡大ラックのひずみエネルギー E' は、供試体ラックのひずみエネルギー E に対し、剛性と変位の 2 乗に比例することから、

$$E' = n^3 m \times \frac{1}{n^4} \times E = \frac{m}{n} E \quad (16)$$

となる。

以上より、拡大ラックの減衰定数 ζ_f' は、

$$\zeta_f' = \frac{\Delta E'}{E'} = \frac{\frac{m}{n} \Delta E}{\frac{m}{n} E} = \frac{\Delta E}{E} = \zeta_f \quad (17)$$

となるため、燃料ラックの固有振動数が変化した場合（燃料ラックを加振方向へ n 倍、加振と直交方向へ m 倍した場合）においても燃料集合体のガタつきによる減衰は一定の値となる。

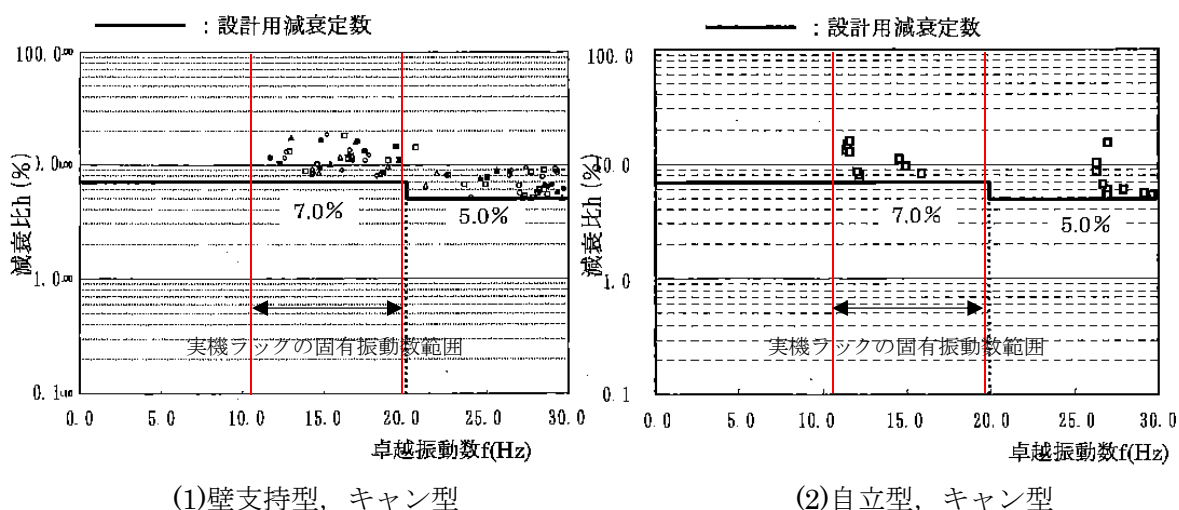
(vi) 燃料集合体を貯蔵していることによる減衰の振動数依存性について

燃料集合体を貯蔵していることによる減衰は、燃料集合体が相対的に振動することによる減衰及び燃料集合体のガタつきによる減衰であると考え、それぞれについて振動数依存性を検討した結果、いずれもその依存性は確認されなかった。

3. 固有振動数と減衰定数の関係について

燃料ラックの減衰定数について、構造減衰、燃料ラックが水中に設置されていることによる減衰、燃料集合体を貯蔵していることによる減衰の3つの要因に分類し、固有振動数との関係を既往の知見及び試験結果を用いて検討した。その結果、柏崎刈羽6号及び7号炉の実機ラックの固有振動数領域においては明確な固有振動数依存性は確認されず、供試体ラックと実機ラックの減衰定数は同程度であると考えられる。

なお、参考として類似構造物（水中に設置された溶接構造物）である加圧水型軽水炉におけるキャン型燃料ラックの固有振動数と減衰定数の関係を第9-12図に示す。同図より柏崎刈羽6号及び7号炉における実機ラックの固有振動数領域においては、固有振動数の増加に伴う減衰定数の変化はあまり見られず、さらに高振動数領域（20Hz以上）においては、固有振動数の増加に伴い減衰定数が低下する傾向が見られる。



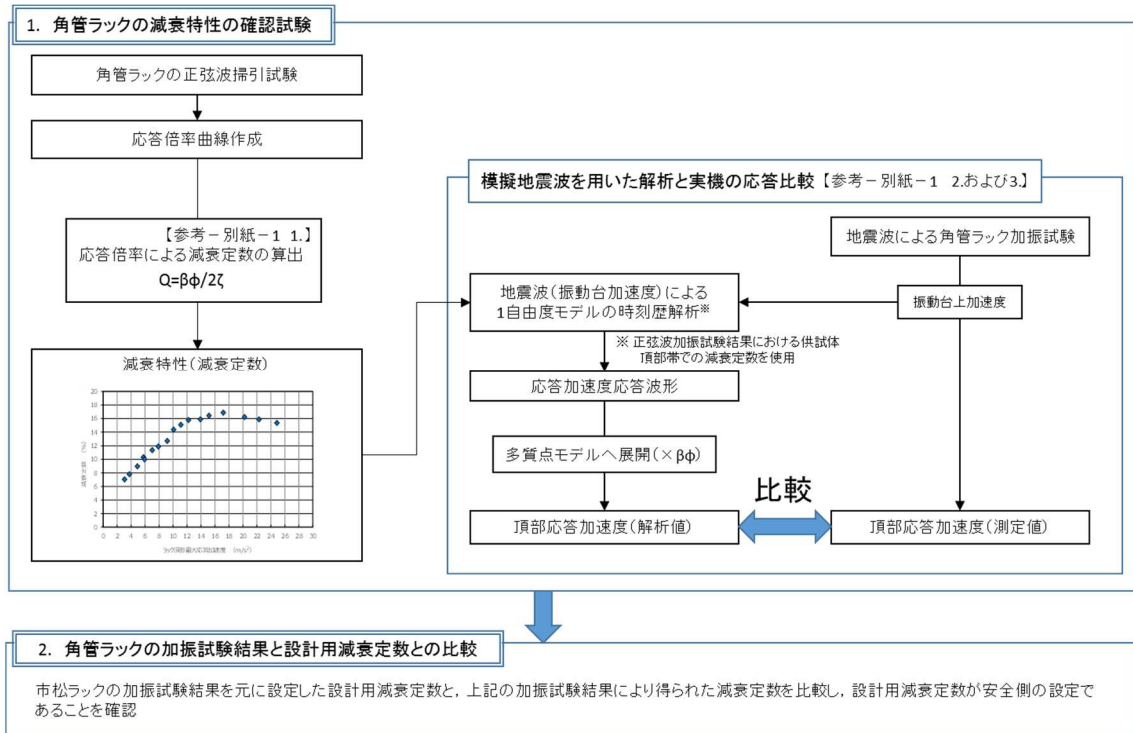
第9-12図 類似構造物における減衰定数と振動数の関係^[2]

参考文献

- [1] 事例に学ぶ流体関連振動[第2版] 日本機械学会
- [2] 原子力発電所耐震設計技術規程 JEAC4601-2008 日本電気協会より引用（一部加筆）

参考-1 既往の燃料貯蔵ラックの振動試験について

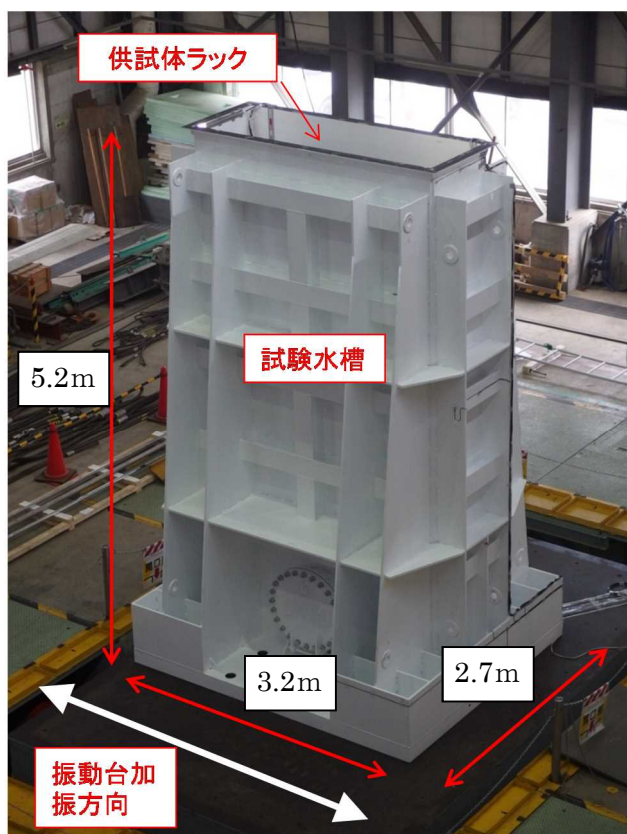
角管ラックに対して行われた既往の振動試験結果を元に減衰定数を確認した結果、今回設定した設計用減衰定数が安全側の設定となっていることを確認した。確認及び検討の流れは以下の通り。



1. 角管ラックの減衰特性の確認試験

1. 1 実物大試験供試体の概要

燃料プール内の環境（水中）及び使用状態（燃料集合体貯蔵）において、燃料ラックが加振された際の減衰特性を確認することを目的に、模擬燃料集合体を設置した供試体ラックの水槽内での加振試験を実施している（第1図）。試験は、振動台上に、供試体ラックを設置した試験水槽を据え付け、長辺方向に加振している（第2図）。供試体ラックは、燃料プール床との固定状態と同一とするために、水槽床に基礎ボルトで固定した自立式としている。

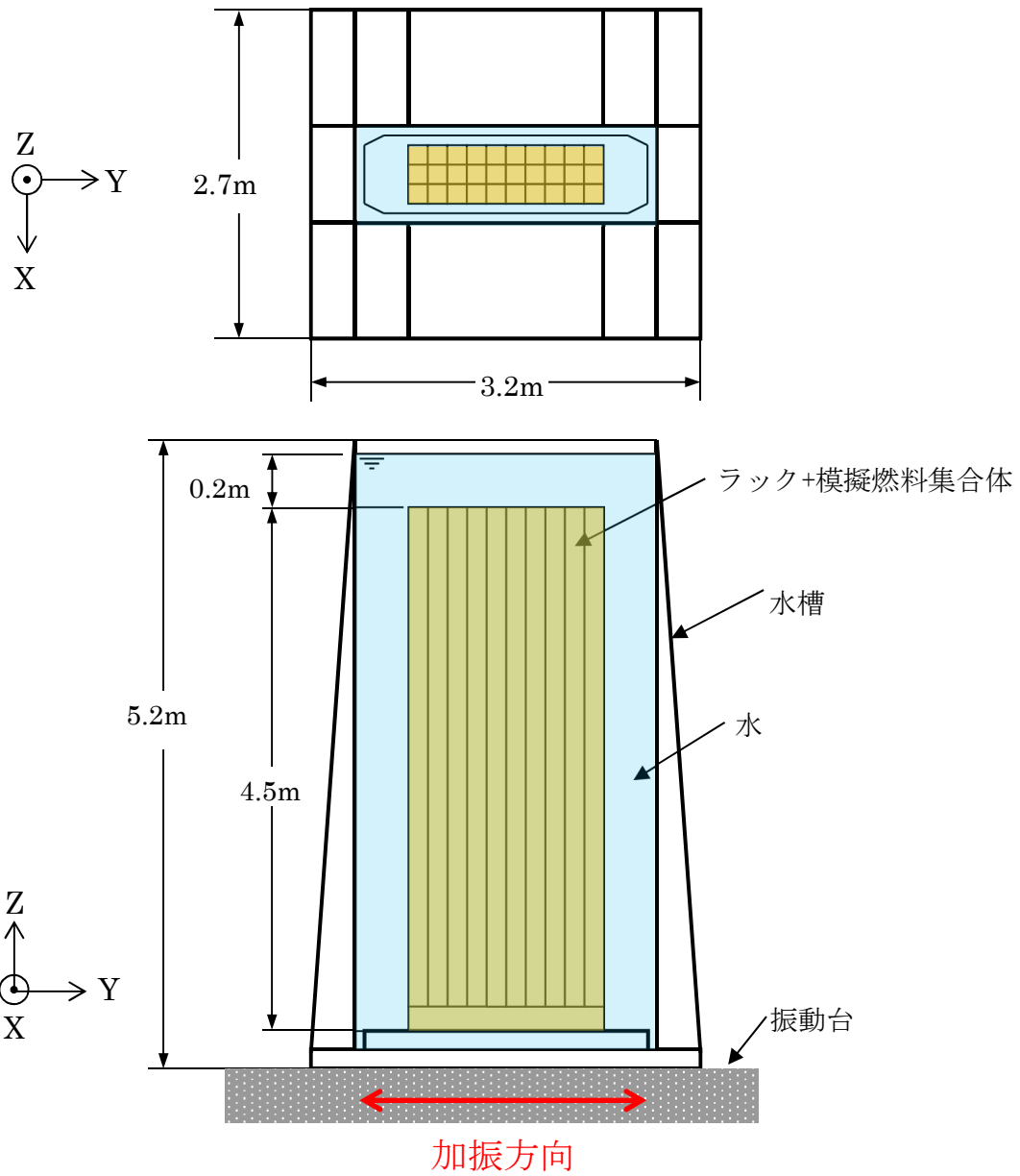


(1) 試験状況^[1]



(2) 供試体の水槽内設置状況

第1図 加振試験の実施状況

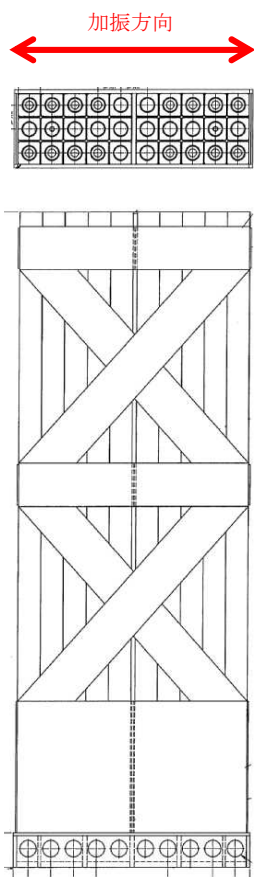


第2図 実物大試験供試体概要

1. 2 燃料ラックの水中加振試験装置及び試験手法について

(1) 供試体ラック

供試体ラックの貯蔵体数は、30体[10列×3列]に設定している（第3図）。



第3図 供試体ラック構造（30体[10列×3列]）

(2) 模擬燃料集合体

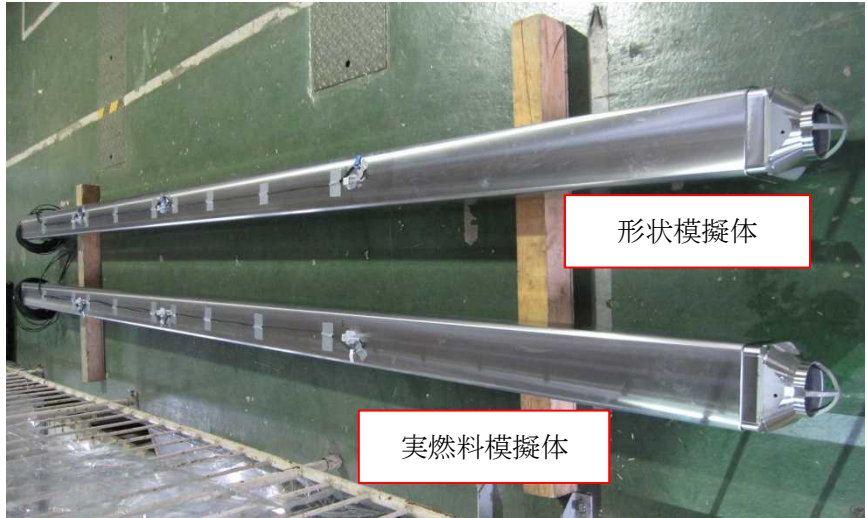
供試体ラックに設置する模擬燃料集合体には、実燃料模擬体と形状模擬体の 2 種類を用いている。実燃料模擬体は、チャンネルボックス等は実機と同等であり、燃料ペレットの代わりに鉛で質量を一致させたものである。形状模擬体は、実燃料模擬体の質量及びチャンネルボックス外形を模擬したものである（第 1 表、第 4 図及び第 5 図）。いずれの模擬燃料集合体も実機燃料集合体と形状、質量及び振動特性が同様になるように作成されている。

第 1 表 実燃料集合体と模擬燃料集合仕様の比較

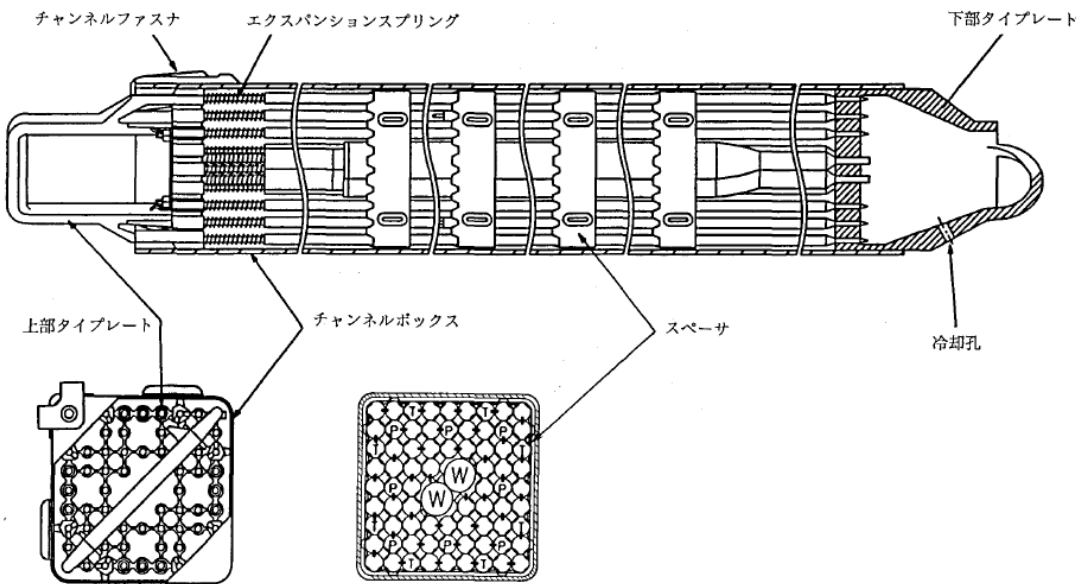
	模擬燃料集合体		実燃料集合体
	実燃料模擬体	形状模擬体	9×9 燃料 ^{*2}
長さ	4470mm	4470mm	4468mm
断面寸法 ^{*1}	□137.54mm	□137.54mm	□139.14mm
質量	約 300kg	約 300kg	約 300kg
材質	SUS 及び Zr 材	SUS 及び Zr 材	SUS 及び Zr 材

*1 チャンネルボックス外形寸法

*2 実機に貯蔵されている燃料集合体のうち、最も重量が大きいもの



第4図 模擬燃料集合体の外観



(a) 実燃料模擬体



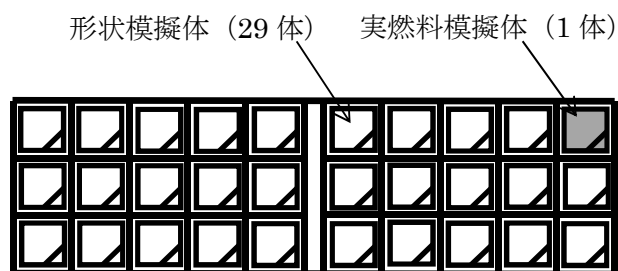
(b) 形状模擬体

第5図 模擬燃料集合体

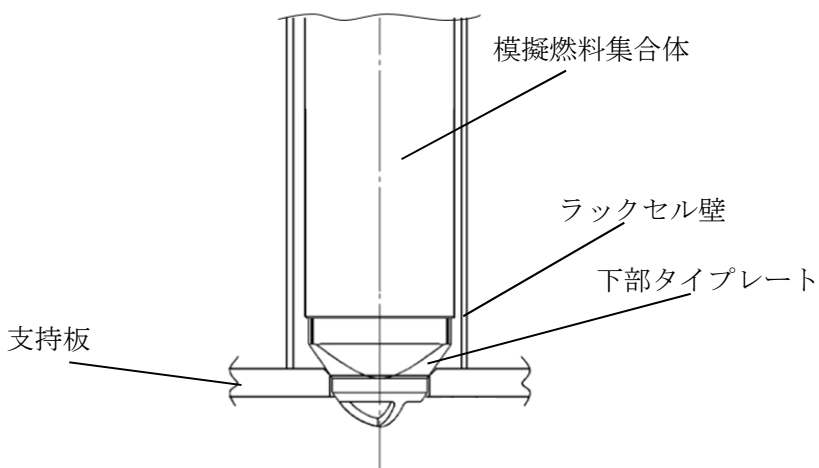
(3) 模擬燃料集合体の配置方法

試験では第 6 図に示すとおり実燃料模擬体と形状模擬体を貯蔵して試験を行なっている。実燃料模擬体と形状模擬体は質量、外形がほぼ同様なため、配置による減衰への影響は小さいと考えられる。また、燃料集合体の貯蔵体数は、最も条件が厳しくなる 100%貯蔵条件にて加振試験を行っている。

なお、模擬燃料集合体は、供試体ラック底部の支持板に開けられた孔に設置されている。この孔の形状と燃料集合体の接触部は実機と同様に設定したため、実機と供試体で減衰に違いはないと考えられる（第 7 図）。



第 6 図 模擬燃料集合体の配置



第 7 図 模擬燃料集合体の設置状況

(4) 試験水槽

試験水槽は剛構造とし、燃料プール内に設置されている状態を模擬するため、大きさは、燃料ラックの流体減衰の効果に影響がないように設定した。

(5) 実機と供試体の主要諸元比較

供試体ラック及び試験水槽等の供試体（以下「供試体等」という。）の主要諸元を第2表に示す。

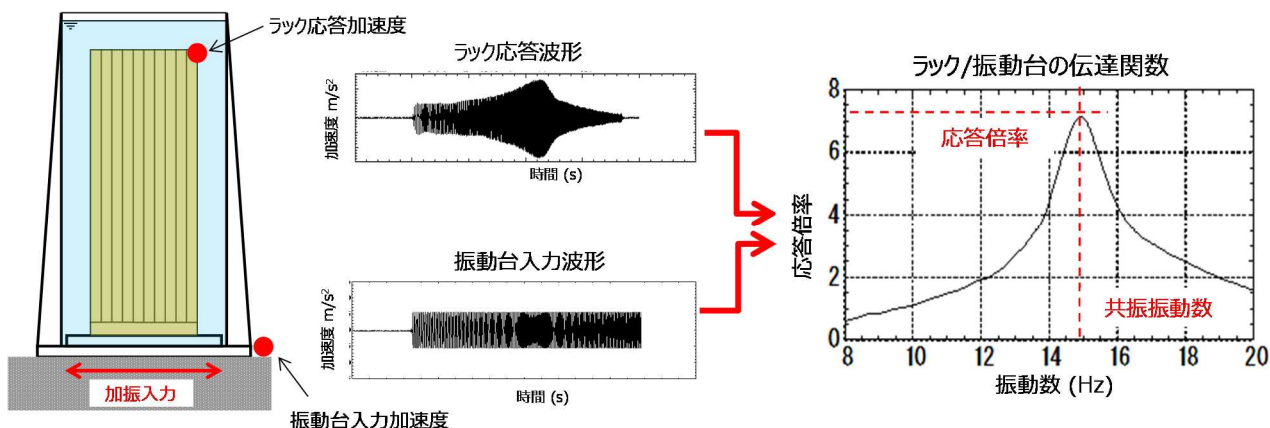
第2表 供試体等の主要諸元

項目	供試体等	
燃料ラック	ラックセルの型式	角管並列型
	燃料ラックの支持形式	ボルトによる床固定式
		自立型
	貯蔵体数	30体 (10×3)
	ラックセル頂部と燃料集合体の最小隙間	
	燃料ラックから壁までの距離	約 150～430mm
	ラックセル高さ	
	ラックセルのピッチ	
	ラックセルの厚さ	
	ラックセルの材質	SUS304
燃料集合体	燃料タイプ	模擬燃料集合体
	質量	約 300kg
	外形寸法	約 147.4mm
	チャンネルボックス材質	ジルカロイ-4
	チャンネルボックス厚さ	
試験水槽	水深	約 5m

(6) 試験方法

供試体ラックに模擬燃料集合体を設置し、試験水槽に注水した状態において、加振試験を実施している。振動台からの加振入力には、加速度振幅一定で振動数を時間比例で変化、振幅を上昇させていく正弦波を入力し、振動台加速度と供試体ラック頂部の応答加速度との伝達関数から、共振振動数や応答倍率等の振動特性を分析評価している（第8図）。

なお、燃料ラックの減衰効果は、燃料集合体を貯蔵していることにより減衰が大きくなると考えられることから、供試体ラックの加振方向の貯蔵列数は実機ラックの貯蔵列数（11列、16列、17列）よりも小さくなるよう10列とした。



第8図 加振試験方法概要

加振試験条件は供試体ラックの応答加速度に対する減衰特性の変化を確認するため、振動台からの入力加振加速度をパラメータとしている（第3表）。

第3表 加振試験条件

ラック種類	試験方法	振動数範囲 (Hz)	入力加速度※ (m/s ²)	入力加速度ケース数
角管ラック	正弦波掃引試験	8~20	0.42~7.09	17

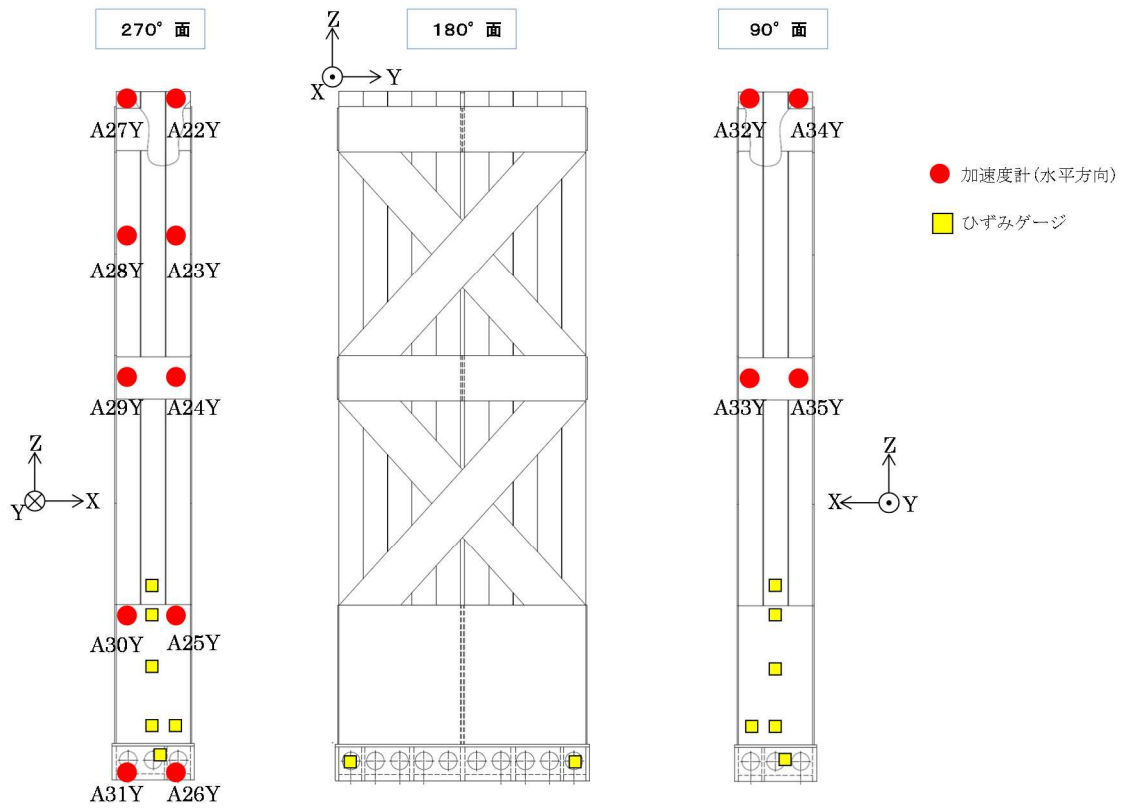
※振動台上の実測加速度（最大値）

(7) 加速度の計測方法

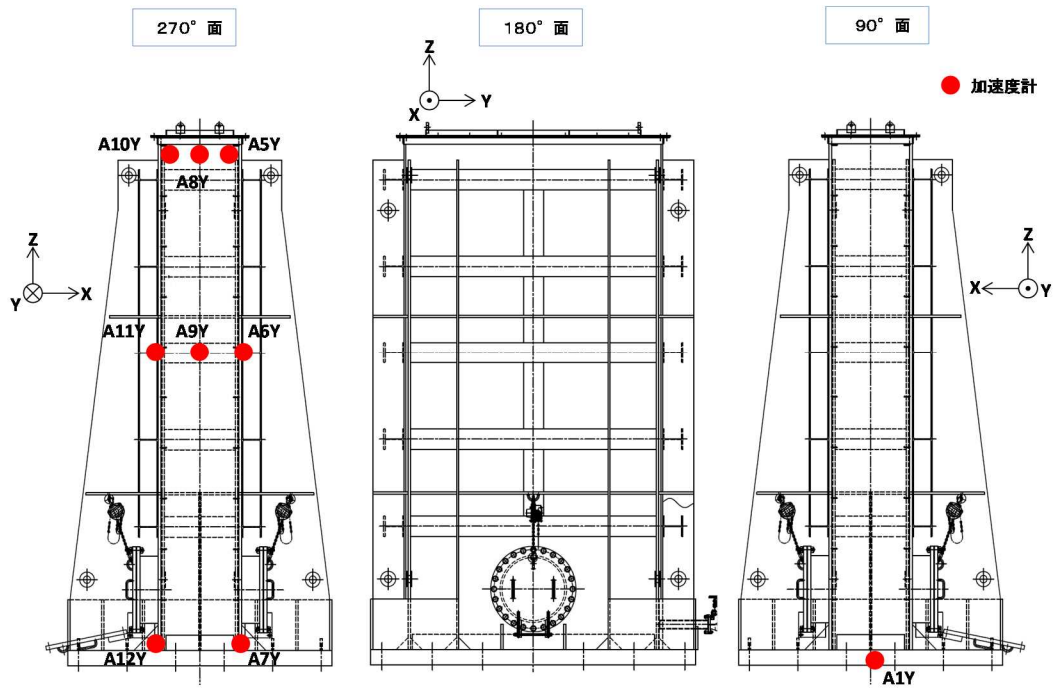
加速度を計測し供試体ラックの伝達関数を求めるため、供試体ラック頂部と振動台上に加速度計を設置している。また、供試体ラックの全体の振動特性を計測するために、供試体ラックの高さ方向の異なる各位置に加速度計を設置している（第9図）。

また、燃料ラックの頂部、中間部及び基部のひずみにより、燃料ラックが弾性範囲内で加振されていることを確認している。

なお、試験水槽が剛構造として挙動し、供試体ラックへ影響を与えないことを確認するため、水槽周囲に加速度計を設置している（第10図）。



第 9 図 供試体ラックの加速度計測位置



第 10 図 水槽の加速度計測位置

1. 3 試験結果

(1) 試験結果に基づく減衰の算出方法

各入力加速度ケースの正弦波掃引試験における供試体ラック頂部の加速度（計測点：A22Y(*1)）と振動台上面の加速度（計測点：A1Y）の伝達関数に基づき、供試体ラックの共振振動数における応答倍率から、減衰定数を評価している。応答倍率から減衰を求める方法は、理論式より、1 質点系の応答倍率が $1/2\zeta$ （ ζ ：減衰比）となることから、同様に供試体ラックの多質点系の理論式に展開し、以下の式より減衰比を求めている（参考-別紙-1）。

$$\zeta = \frac{\beta\phi}{2\mu}$$

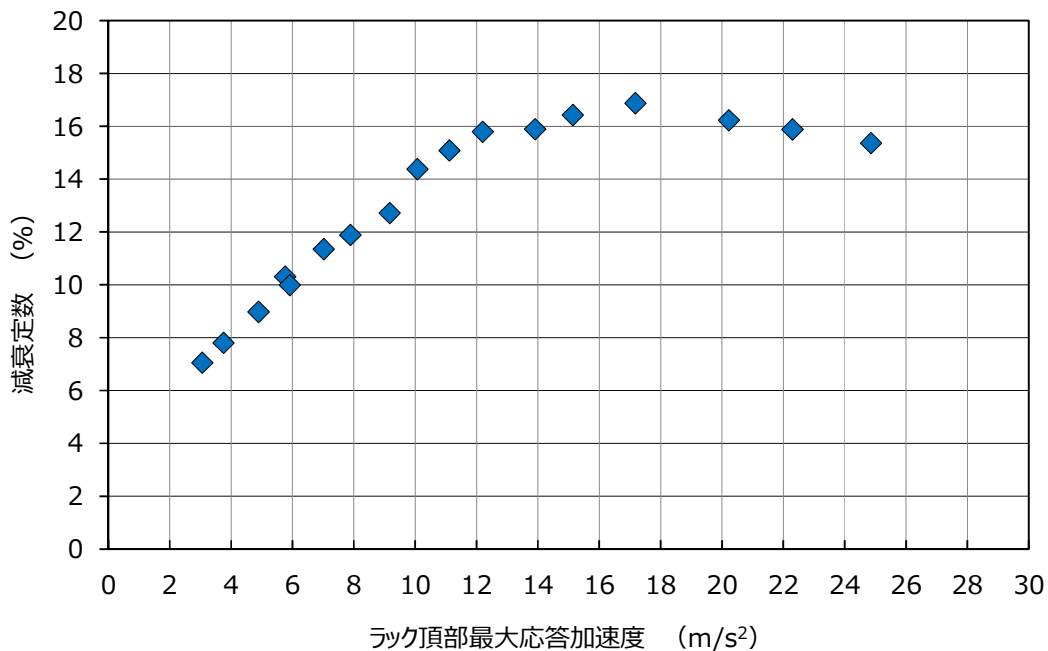
〔 β ：刺激係数， ϕ ：固有モードベクトル， μ ：応答倍率〕

*1 ラック頂部に設置した 4 点の加速度計（A22Y，A27Y，A32Y，A34Y）で有意な差異が無いことを確認した上で、A22Y で計測した 1 点の加速度を使用している。

(2) 減衰特性結果

供試体ラック頂部の応答加速度から得られた減衰定数について、横軸をラック頂部の最大応答加速度で整理した結果を第 11 図に示す。なお、横軸のラック頂部最大応答加速度については応答倍率を用いて減衰を求めるため振動台とラック頂部の相対加速度を表している。

供試体ラック頂部の応答加速度と減衰の関係は、供試体ラック頂部の応答加速度の増加に伴い減衰定数が直線的に増加し、減衰定数は最大で約 17% となっており、既工認で適用している設計用減衰定数の 1% よりも大きな減衰効果を示すことを確認した。



第 11 図 ラック頂部最大応答加速度と減衰定数の関係

2. 角管ラックの加振試験結果と設計用減衰定数との比較

2. 1 供試体ラックと柏崎刈羽 6 号炉角管ラックとの諸元比較

既往の角管ラックの加振試験に用いた供試体は、柏崎刈羽 6 号炉の角管ラックとほぼ同等である（第 4 表）。

また、試験は水槽内でスロッシングが励起されない条件で実施しており、スロッシングが供試体ラックの減衰定数に影響を与えないようにしている。一方、実機では地震動の長周期成分の大きさによっては、使用済燃料プールでのスロッシングが励起される場合があるが、燃料プールの固有周期は実機ラックの固有周期に対して十分に大きいことから、スロッシングにより燃料ラックの減衰定数は大きくなると考えられる。

以上より、既往の角管ラックに対する加振試験結果は、柏崎刈羽 6 号炉の角管ラックの設計用減衰定数を確認する上で妥当であると考えられる。

第4表 角管ラックと供試体等の主要諸元比較

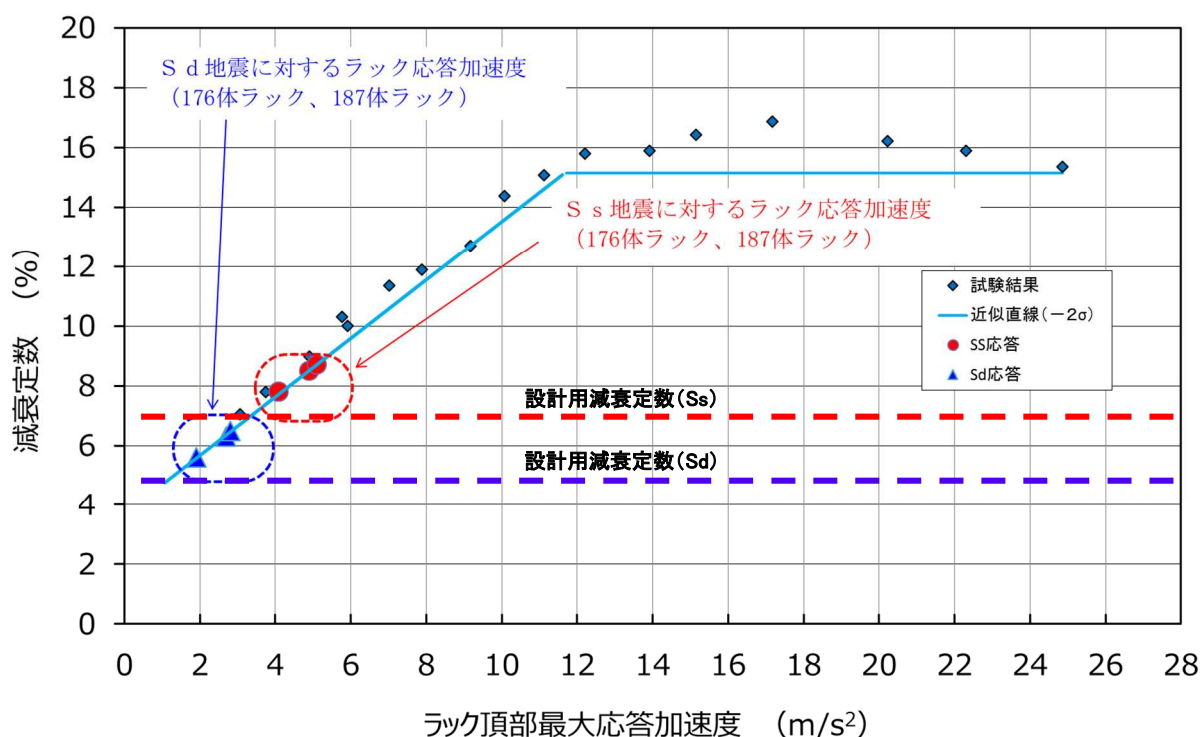
項目		実機	供試体等	実機への適用性
燃料ラック	ラックセルの型式	角管並列型	同左	実機と同一。
	燃料ラックの支持形式	ボルトによる床固定式	同左	実機と同一。
		自立型	同左	実機と同一。
	貯蔵体数	176体 (11×16) 187体 (11×17)	30体 (10×3)	供試体は流体及び燃料集合体による減衰効果が実機よりも小さいと考えられるラックを選定しており、本試験結果に基づく減衰定数は、実機の全ての燃料ラックに適用可能と考えられる。
	ラックセル頂部と燃料集合体の最小隙間			ラックセル頂部と燃料集合体の隙間は実機とほぼ同等であることから、その影響は小さいと考えられる。
	燃料ラックから壁までの距離	約 200～950mm	約 150～430mm	流体による減衰効果が最も小さくなるよう設定した。
	ラックセル高さ			実機と同一。
	ラックセルのピッチ			実機と同一。
	ラックセルの厚さ			実機と同一。
ラックセルの材質	B-SUS	SUS304	材料特性はほぼ同等であり、材料自体の内部減衰も小さいと考えられるため、ラック全体の減衰効果へ与える影響は小さいと考えられる。	
燃料集合体	燃料タイプ	9×9燃料 (ステップⅢ燃料)	模擬燃料集合体	工認では、燃料プール供用化条件を考慮し、評価結果の厳しくなるもっとも質量が大きい燃料条件にて評価している。
	質量	約 300kg	同左	実機と同一。
	外形寸法	148.8mm	147.4mm	実機とほぼ同等。
	チャンネルボックス材質	ジルカロイ-4	同左	実機と同一。
	チャンネルボックス厚さ			実機と同一。
燃料プール	水深	約 12m	約 5m	高さ（水深）は実機と異なるが、燃料ラックの振動特性に与える影響が小さいことを確認した。

2. 2 今回設定した設計用減衰定数と既往の角管ラックに対する加振試験結果との比較

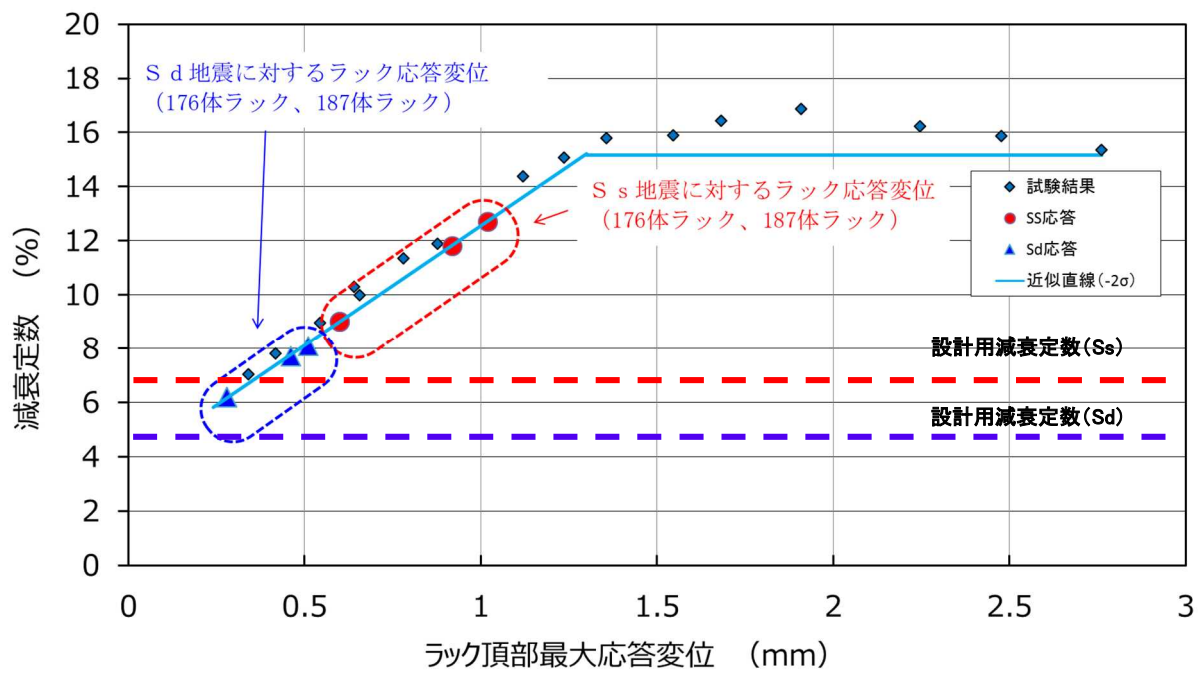
既往の角管ラックに対する加振試験結果における，柏崎刈羽 6 号炉の応答加速度レベルでの減衰定数を確認したところ，基準地震動 S_s では 7.0%以上，弾性設計用地震動 S_d では 5.0%以上であることを確認した（第 12 図）。

また，長辺方向のみを加振した角管ラックの減衰定数は，ある応答変位レベルを超えると一定となっており，短辺方向と長辺方向を加振した市松ラックの試験結果と同様であることを確認した（第 13 図）。

以上より，設計用減衰定数として基準地震動 S_s では 7.0%，弾性設計用地震動 S_d では 5.0%と設定することは妥当であると考える。



第 12 図 柏崎刈羽 6 号炉の燃料ラックで想定される減衰定数



第 13 図 柏崎刈羽 6 号炉の燃料ラックで想定される減衰定数

[1] 長坂他, 「BWR 使用済燃料貯蔵ラックの減衰特性評価」, 日本原子力学会「2015 年秋の大会」 No.B36

1. 応答倍率による減衰比の算出方法^[1]

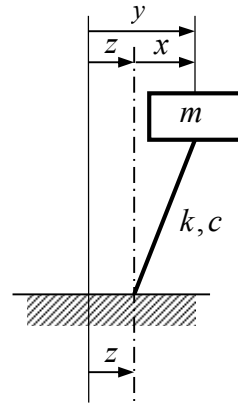
1. 1 地動に対する 1 自由度系の運動方程式と加速度共振曲線

1 自由度系に地動変位が入力されるときの運動方程式を相対座標系で記述すると下記の式で表される。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{z} \quad (1)$$

ここで、

- x : 質点の変位
- y : 質点の地動を含めた変位 ($x+z$)
- z : 地動変位
- m : 質量
- c : 減衰係数
- k : ばね定数



ここで、固有円振動数 $\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}}$ ，減衰比 $\zeta = \frac{c}{2m\omega_0}$ ，円振動数比 $\lambda = \frac{\omega}{\omega_0}$ とおくと、

$$\ddot{x} + 2\zeta\omega_0\dot{x} + \omega_0^2 x = -\ddot{z} \quad (2)$$

調和入力（正弦入力）として、

$$z = \frac{I}{\omega^2} e^{j\omega t} \quad (\ddot{z} = -Ie^{j\omega t} : \text{加速度振幅一定}) \quad (3)$$

とすれば、 x も調和振動（正弦振動，単振動）となり、

$$x = Ae^{j\omega t}, \quad \ddot{x} = -A\omega^2 e^{j\omega t} \quad (4)$$

とすると、式(2)は、

$$Ae^{j\omega t}(-\omega^2 + 2\zeta\omega\omega_0 j + \omega_0^2) = Ie^{j\omega t} \quad (5)$$

したがって、応答加速度の周波数応答関数は、

$$\frac{\ddot{x}}{\ddot{z}} = \frac{A\omega^2}{I} = \frac{1}{\omega_0^2 \{(1-\lambda^2) + 2\zeta\lambda j\}} \omega^2 = \frac{\lambda^2}{(1-\lambda^2) + 2\zeta\lambda j} \quad (6)$$

この振動系の伝達関数（応答倍率）は以下の式で表される。

$$|H(\omega)| = \left| \frac{\ddot{x}}{\ddot{z}} \right| = \frac{\lambda^2}{\sqrt{(1-\lambda^2)^2 + (2\zeta\lambda)^2}} \quad (7)$$

1. 2 地動に対する多自由度系の運動方程式と加速度共振曲線

地動に対する多自由度系の運動方程式は次式で表される。

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = -[M]\{1\}\ddot{z} \quad (8)$$

ここで,

$[M]$: 質量マトリックス

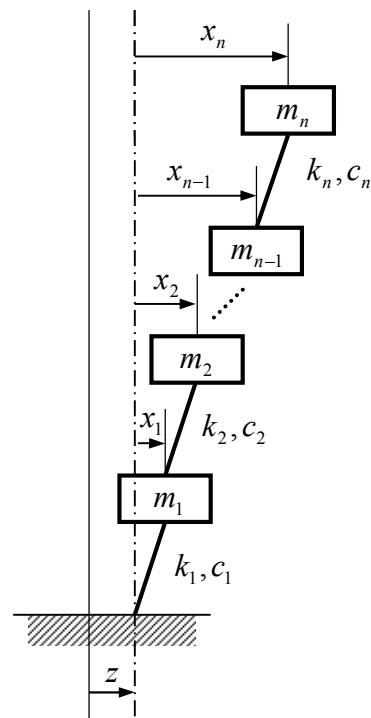
$[C]$: 減衰マトリックス

$[K]$: 剛性マトリックス

$\{x\}$: 変位ベクトル

$\{1\} = \{1 \ \dots \ 1\}^T$: 単位ベクトル

z : 地動変位



モーダル解析の手法により、モード分離を行う。変位ベクトルを空間と時間の関数に変数分離する。

$$\begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \vdots \\ x_n \end{Bmatrix} = q_1 \begin{Bmatrix} \phi_{11} \\ \phi_{21} \\ \vdots \\ \phi_{n1} \end{Bmatrix} + q_2 \begin{Bmatrix} \phi_{12} \\ \phi_{22} \\ \vdots \\ \phi_{n2} \end{Bmatrix} + \dots + q_n \begin{Bmatrix} \phi_{1n} \\ \phi_{2n} \\ \vdots \\ \phi_{nn} \end{Bmatrix} = \sum_{s=1}^n q_s \{\phi_s\} \quad (9)$$

ここで,

q_s : s 次のモード座標における変位 (時間の関数)

$\{\phi_s\}$: s 次の固有ベクトル (空間の関数)

(9)を(8)に代入し、さらに左側より基準関数の転置行列 $\{\phi_s\}^T$ を乗じて整理すると s 次モードに

おける q_s の運動方程式は以下ようになる。

$$\{\phi_s\}^T [M] \{\phi_s\} \ddot{q}_s + \{\phi_s\}^T [C] \{\phi_s\} \dot{q}_s + \{\phi_s\}^T [K] \{\phi_s\} q_s = -\{\phi_s\}^T [M] \{1\} \ddot{z} \quad (10)$$

(10)を整理すると,

$$\ddot{q}_s + \frac{\{\phi_s\}^T [C] \{\phi_s\}}{\{\phi_s\}^T [M] \{\phi_s\}} \dot{q}_s + \frac{\{\phi_s\}^T [K] \{\phi_s\}}{\{\phi_s\}^T [M] \{\phi_s\}} q_s = -\frac{\{\phi_s\}^T [M] \{1\}}{\{\phi_s\}^T [M] \{\phi_s\}} \ddot{z} \quad (11)$$

ここで,

$$M_s = \{\phi_s\}^T [M] \{\phi_s\} : \text{質量}$$

$$C_s = \{\phi_s\}^T [C] \{\phi_s\} : \text{減衰係数}$$

$$K_s = \{\phi_s\}^T [K] \{\phi_s\} : \text{ばね定数}$$

$$\beta_s = \frac{\{\phi_s\}^T [M] \{1\}}{\{\phi_s\}^T [M] \{\phi_s\}} : s \text{ 次の振動モードの刺激係数}$$

とおき, (11)式を変形すると,

$$\ddot{q}_s + \frac{C_s}{M_s} \dot{q}_s + \frac{K_s}{M_s} q_s = -\beta_s \ddot{z} \quad (12)$$

固有円振動数 ω_s , モーダル減衰比 ζ_s を用いて(12)式を変形すると

$$\omega_s^2 = \frac{K_s}{M_s} : s \text{ 次の固有円振動数}$$

$$\zeta_s = \frac{C_s}{2M_s \omega_s} : s \text{ 次のモーダル減衰比}$$

$$\ddot{q}_s + 2\zeta_s \omega_s \dot{q}_s + \omega_s^2 q_s = -\beta_s \ddot{z} \quad (13)$$

1自由度系の運動方程式(2)と比較すると, (13)式は1自由度系の右辺が係数倍されていることがわかる。

1つの固有振動モードだけが励振される場合, s 次モードの質点 i の変位は次式で与えられる。

$$x_i = q_s \phi_{is} \quad (14)$$

よって, s 次モードの質点 i の伝達関数(応答倍率=質点 i の応答加速度/地動加速度)は以下の式で表される。

$$|H(\omega)| = \left| \frac{\ddot{x}_i}{\ddot{z}} \right| = \frac{\beta_s \phi_{i_s} \lambda_s^2}{\sqrt{(1 - \lambda_s^2)^2 + (2\zeta_s \lambda_s)^2}} \quad (15)$$

なお、水中構造物については、質量マトリクス $[M]$ に流体付加質量の効果が考慮されるため、

応答倍率の式(15)では、流体付加質量の効果は $\beta_s \phi_{i_s}$ に表れる。

1. 3 応答倍率による減衰比の算出方法

加速度共振曲線から、応答倍率の最大値 $|H(\omega)|_{\max}$ は $\lambda = \frac{\omega}{\omega_0} = 1$ 近傍で生じる (第 1-1 図)。

$Q = |H(\omega)|_{\max}$ とすると、1 自由度系の場合、応答倍率の最大値は、(7)式より、

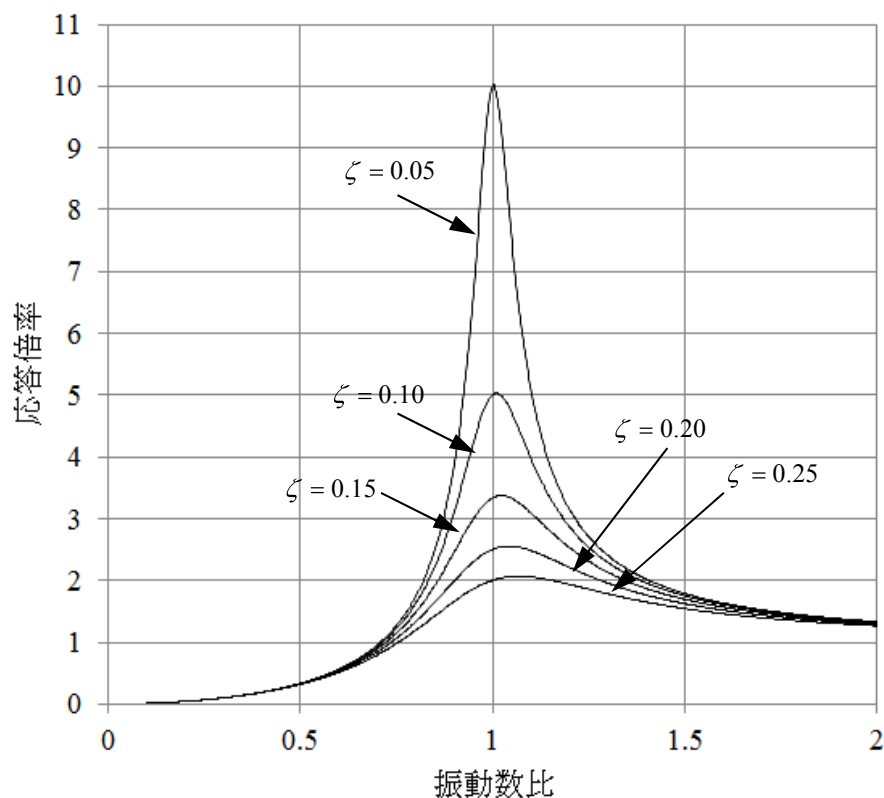
$$Q \cong \frac{1}{2\zeta} \quad (16)$$

一方、多自由度系の場合、応答倍率の最大値は、(15)式より、

$$Q \cong \frac{\beta_s \phi_{is}}{2\zeta_s} \quad (17)$$

である。

よって、正弦波掃引試験で得られる加速度の伝達関数にて、応答倍率が最大となる円振動数 ω_p を ω_0 とみなすと、応答倍率の最大値 Q と刺激関数 $\beta_s \phi_{is}$ から減衰比 ζ_s を算出できる。



第 1-1 図 加速度の伝達関数

ここで、固有モードベクトル ϕ_{is} と刺激係数 β_s は第 1-2 図に示す供試体ラックと水槽の FEM

モデルによる固有値解析より算出した値を用いる。

1. 4 供試体ラックと水槽の FEM モデル

供試体ラックは、実機の燃料ラックの耐震計算モデルと同様、はり要素及びシェル要素でモデル化した 3 次元有限要素モデル (FEM モデル) としている。水槽は、各部の構造、形状及び寸法に基づき、水槽底板、外面枠板、補強リブ等をはり要素及びシェル要素でモデル化している。この水槽と供試体ラックを組み合わせ連成モデルにより、水槽内の水の影響を MSC/NASTRAN を用いた固有値解析で固有モードベクトル ϕ_{i_s} と刺激係数 β_s を算出している。



第 1-2 図 角管ラックの解析モデルの例 (試験水槽と供試体ラックの連成モデル)

2. 試験結果で得られた減衰定数の妥当性確認

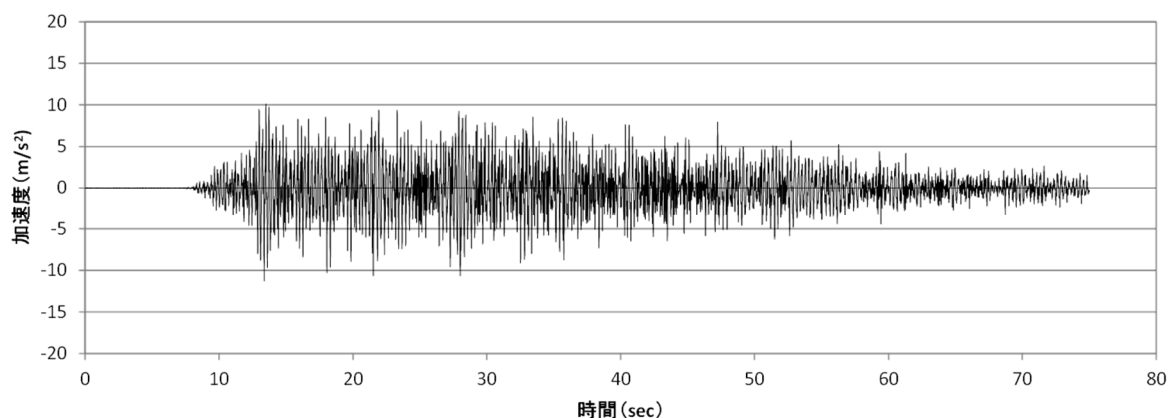
加振試験及び減衰評価方法の妥当性確認として、新たに地震波による加振試験を行い、解析モデルによるシミュレーション結果と比較した。

2. 1 加振試験

角管ラックの減衰特性の確認試験と同じ供試体ラックを用い、全てのセルに模擬燃料集合体を貯蔵した状態で地震波加振を行い、供試体ラックの応答加速度を計測した。加速度計測点は減衰特性の確認試験と同様である。地震波加振試験の入力波には、実機の基準地震動 S_s の時刻歴波形を用いて、入力倍率を変化させた6ケースを実施した（第 1-3 図）。

解析ケース

	入力加速度の最大値
ケース 1	2.7 m/s ²
ケース 2	4.2 m/s ²
ケース 3	5.9 m/s ²
ケース 4	7.6 m/s ²
ケース 5	9.4 m/s ²
ケース 6	11.3 m/s ²



第 1-3 図 入力地震波の時刻歴波形（ケース 6 の例）

2. 2 シミュレーション解析

シミュレーション解析では、減衰特性の確認試験で取得した角管ラックの共振振動数から設定した1自由度振動系モデルの解析で求めた応答加速度に刺激関数 $\beta_s \phi_{is}$ を乗じて供試体ラック頂部の応答加速度を算出した。シミュレーション解析には、減衰定数取得試験にて取得した減衰定数を用いた。

(1) 解析方法

(13) 式を (18) 式を用いて置きかえると(19)式となる。

$$q_s(t) = \beta_s q_{s0}(t) \quad (18)$$

$$\ddot{q}_{s0}(t) + 2\zeta_s \omega_s \dot{q}_{s0}(t) + \omega_s^2 q_{s0}(t) = -\ddot{z}(t) \quad (19)$$

このとき、 s 次モードの質点 i における地動に対する応答は (20) 式のように表される。

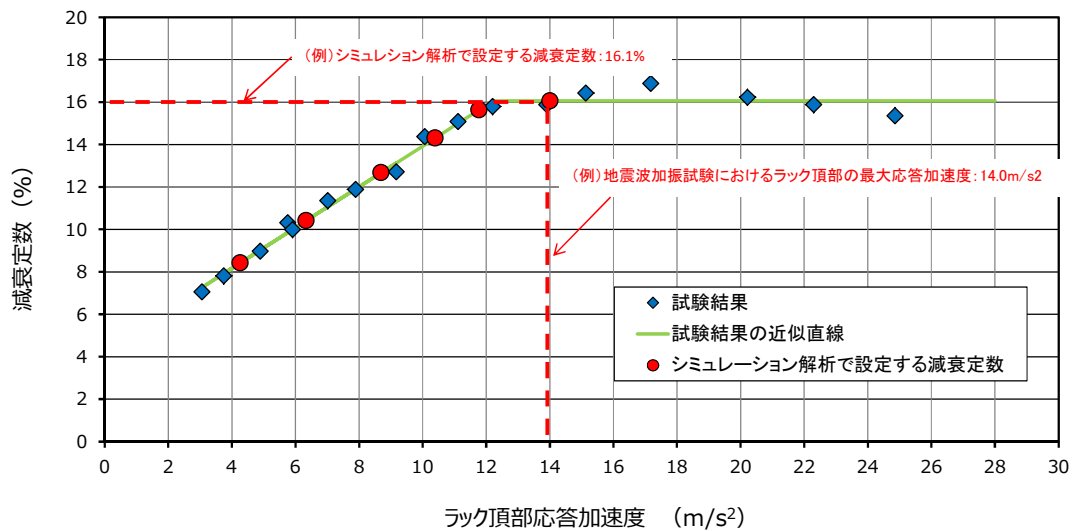
$$x_i(t) = q_s(t) \phi_{is} = \beta_s \phi_{is} q_{s0}(t) \quad (20)$$

(2) 刺激関数の設定

角管ラックの解析モデル (第 1-2 図) の固有値解析にて、供試体ラックの1次固有振動モードにおける刺激係数 β_s と、供試体ラック頂部の加速度計測点に相当する位置の固有ベクトル ϕ_{is} を算出した。

(3) 減衰定数の設定

シミュレーション解析に適用する減衰定数は、地震波加振入力に加振試験で計測したラック頂部の最大応答加速度と、正弦波掃引試験で得られた減衰定数とラック頂部最大応答加速度の関係減衰特性線図（第 1-4 図）に基づき設定した。



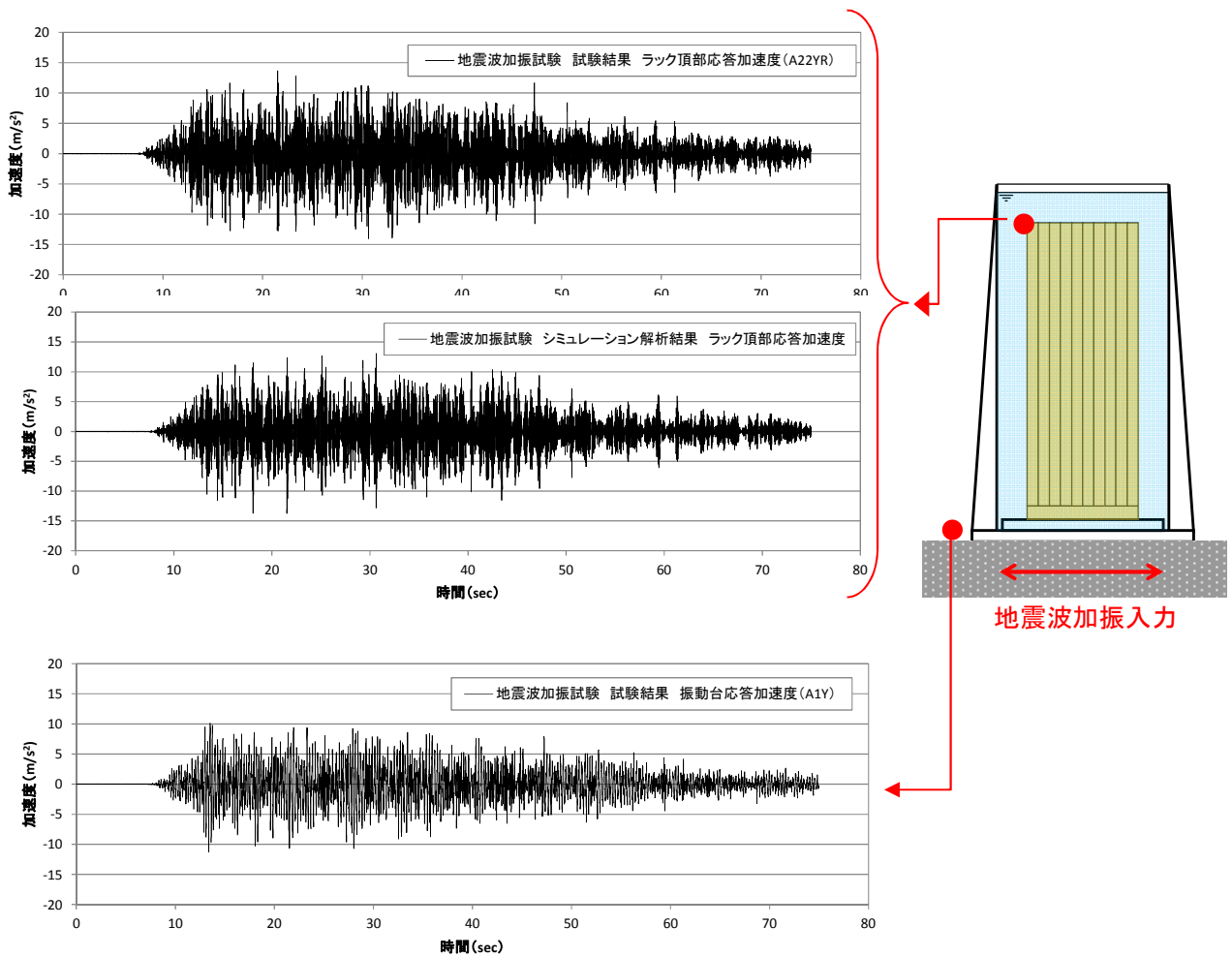
第 1-4 図 解析に適用したラック頂部最大応答加速度と減衰定数

2. 3 試験結果とシミュレーション解析結果との比較

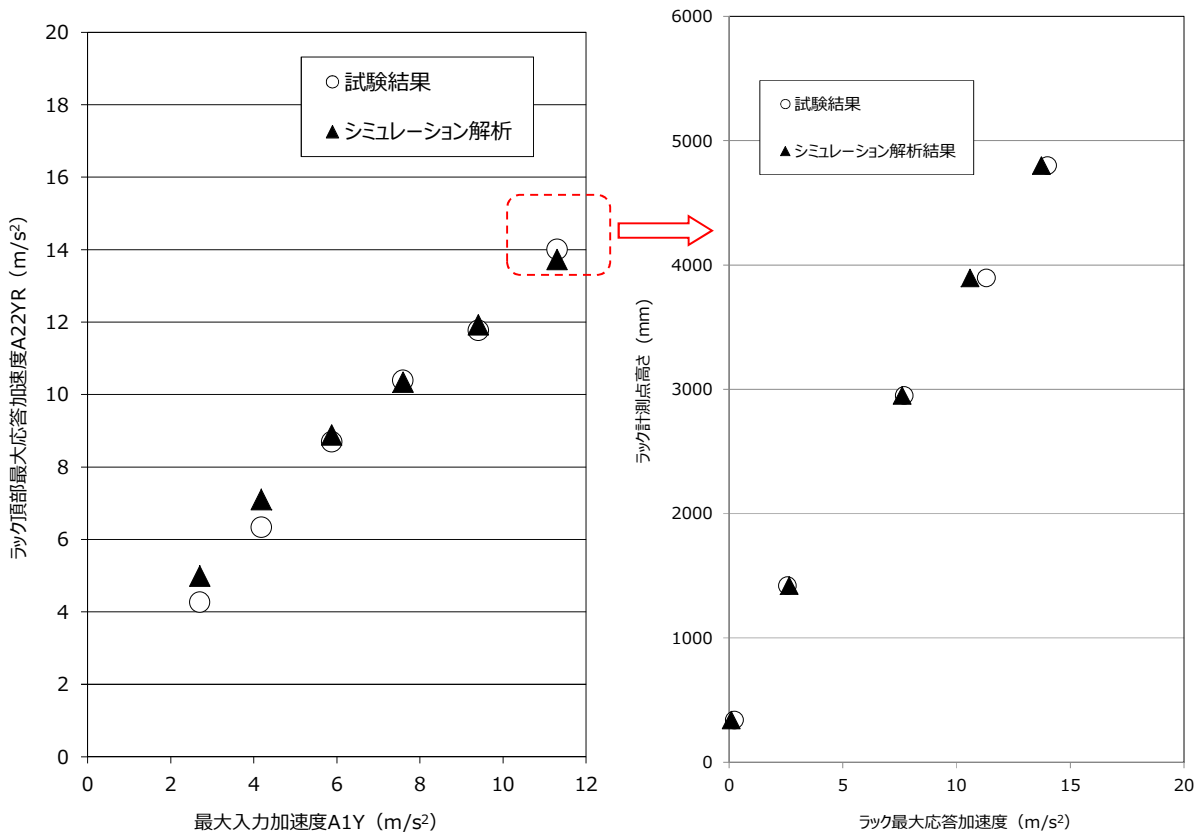
試験結果とシミュレーション解析結果の比較を第 1-5 図及び第 1-6 図に示す。

基準地震動 Ss の時刻歴波形の入力倍率を変化させた 6 ケースにおけるラック頂部最大応答加速度は、いずれも試験とシミュレーション解析の結果がよく一致している(第 1-6 図(a))。また、最大入力加速度が 11.3m/s^2 の入力ケースの、ラック頂部の最大加速度発生時刻におけるラックの各高さ位置の応答加速度についても、試験とシミュレーション解析の結果がほぼ一致している(第 1-6 図(b))。

以上より本試験に用いた刺激関数は妥当であると考えられる。



第 1-5 図 試験と解析の時刻歴波形 (最大入力 11.3m/s^2 の例)



(a) 最大入力加速度とラック頂部最大加速度

(b) ラック頂部最大応答における高さ方向分布図 (最大入力 11.3m/s²)

第 1-6 図 地震波加振入力に対する試験結果とシミュレーション解析の比較

3. 応答倍率から算出した減衰定数の実機ラック耐震評価への適用性

減衰定数は線形な振動系の共振状態における応答加速度の大きさを定める係数であることから、加振試験においても、燃料ラックの共振状態における最大応答の大きさ (最大応答倍率 = 質点の加速度 / 入力加速度) から、理論式を用いて減衰定数を算出した。

また、燃料ラックの耐震評価に適用している応答解析手法は、線形な 3 次元解析モデルによるスペクトルモーダル法であり、燃料ラックの共振時における最大応答加速度から、ラック各部材に作用する荷重を算出し、応力を算出するものである。

したがって、本手法は、供試体ラックの共振時の最大応答加速度を適切に再現できると考えられる。また、前述の通り、シミュレーション解析と試験結果が良く一致していることから減衰を評価する手法として妥当であると考えられる。

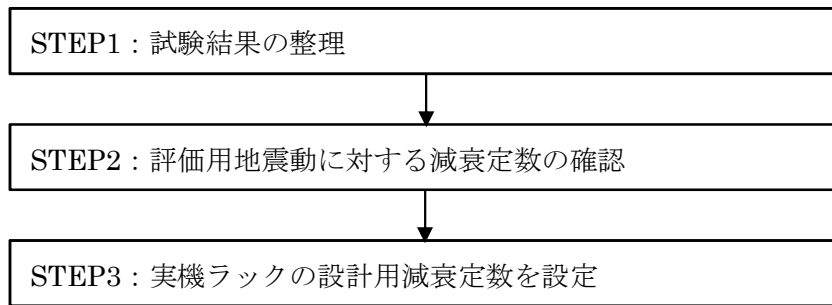
参考文献[1]：柴田明徳著、「最新耐震構造解析 第 3 版」森北出版株式会社

参考-別紙-2 減衰の応答依存性を考慮した燃料ラックの減衰定数の確認方法

(1) 試験結果に基づく燃料ラックの設計用減衰定数の設定手順

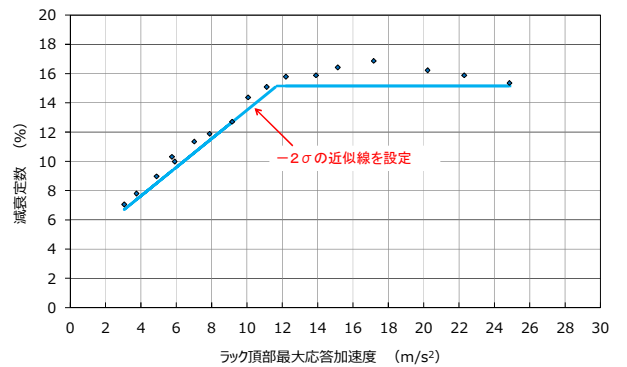
本試験の結果から、燃料ラックの減衰定数は、外部からの加振力による燃料ラック頂部の応答加速度が大きくなると減衰定数が増加し、その後ほぼ一定となる減衰特性を確認したため、以下の手順により基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d (以下「評価用地震動」という) に対する設計用減衰定数を確認する。

なお、本検討においては STEP2 にて設定した減衰定数と、設計用減衰定数の比較をおこなった。



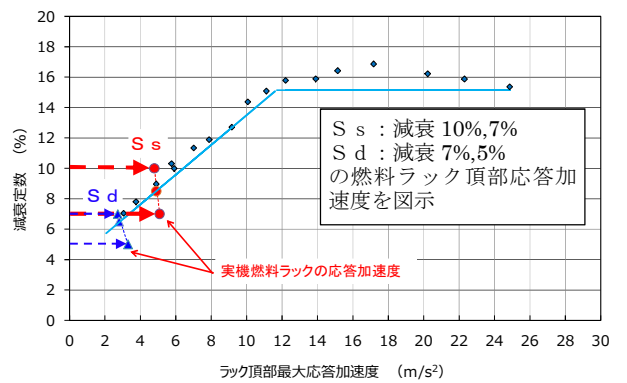
STEP1: 試験結果の整理

本試験で得られた燃料ラックの減衰は、減衰定数が増加する領域と、減衰定数が一定の領域に分けられると考えられるため、それぞれの領域に対し、試験結果のばらつき(測定器や試験条件による誤差)を考慮し、試験データに対して余裕(95%信頼区間: -2σ)を持たせた近似線を設定する。



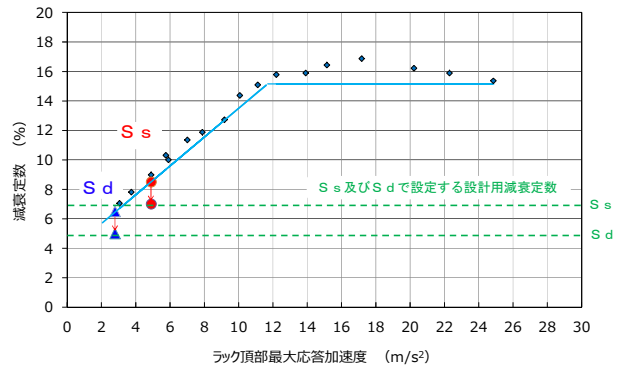
STEP2: 評価用地震動に対する減衰定数の確認

減衰定数を変数にとり、評価用地震動に対する実機ラックの最大応答加速度を、床応答スペクトルと実機ラックの固有周期から算定し図示する。これらの点を結んだ直線と、STEP1 で設定した近似線との交点における減衰定数が評価用地震動に対する実機ラックの減衰定数である。



STEP3：実機ラックの設計用減衰定数を設定

STEP2 で確認した減衰定数に対し，耐震評価での簡便性と余裕を考慮して設計用減衰定数を設定する。



柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉

原子炉建屋屋根トラス及び主排気筒の評価モデルについて

(耐震)

目 次

1. 概要
2. 原子炉建屋屋根トラスについて
 - 2.1 原子炉建屋屋根トラスの概要
 - 2.2 原子炉建屋屋根トラスの地震応答解析モデル
 - 2.3 既工認と今回工認における原子炉建屋屋根トラスの解析モデルの比較
 - 2.4 弾塑性解析の採用について
 - 2.5 原子炉建屋屋根トラスの評価に関するまとめ
3. 主排気筒について
 - 3.1 主排気筒の概要
 - 3.2 主排気筒の地震応答解析モデル
 - 3.3 既工認と今回工認における主排気筒の解析モデルの比較
 - 3.4 主排気筒の評価のまとめ
4. まとめ

添付資料 1 原子炉建屋屋根トラスの耐震補強について

参考資料 1 剛性比例型減衰の妥当性について

参考資料 2 主排気筒の基礎部の評価について

参考資料 3 主排気筒の入力地震動及び固有振動数・固有モードについて

参考資料 4 主排気筒の想定破損箇所及び破損モード，溶接箇所と筒身支持位置の関係について

参考資料 5 屋根トラスの入力地震動及び固有振動数・固有モードについて

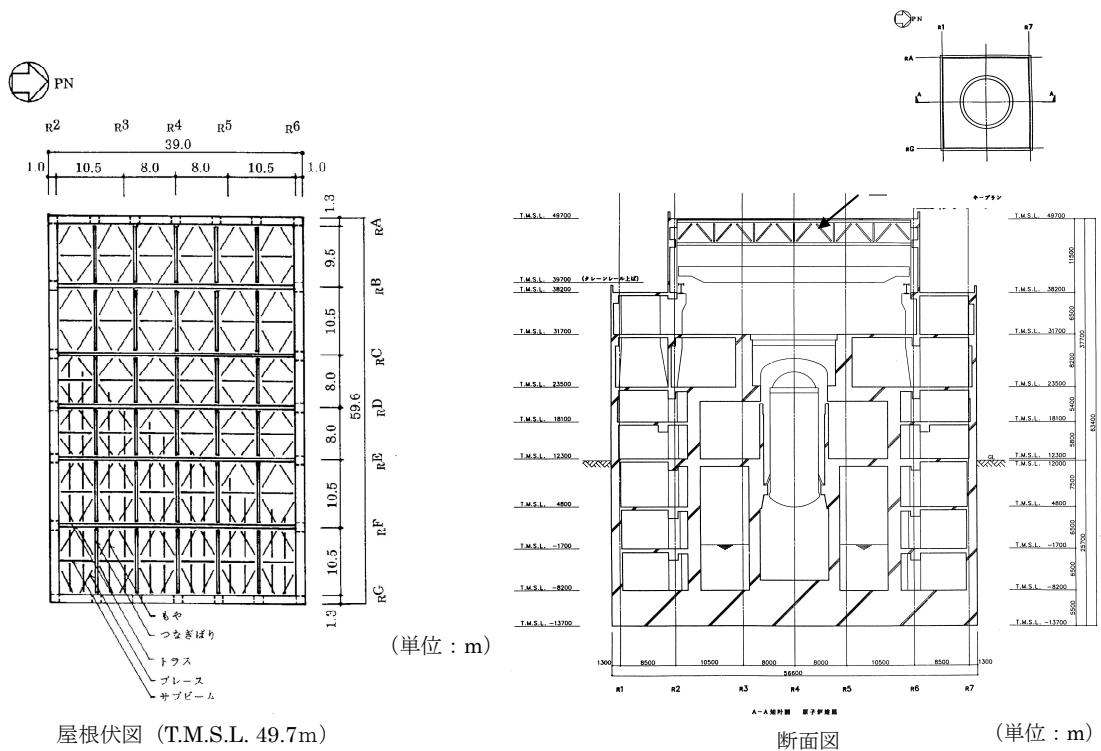
1. 概要

本資料は、柏崎刈羽原子力発電所第6号及び7号炉の建物・構築物のうち、鉄骨構造部の詳細評価モデルを構築して評価を実施している原子炉建屋屋根トラス及び主排気筒の地震応答解析モデルの内容について説明し、既工認時のモデルとの差異及びモデル変更の目的について説明するものである。なお、6号及び7号炉とも同様の構造であり、モデル化の考え方も共通であるため、ここでは7号炉を例として説明する。

2. 原子炉建屋屋根トラスについて

2.1 原子炉建屋屋根トラスの概要

原子炉建屋の上部構造は、鉄骨造陸屋根をもつ屋根トラスで構成されている。屋根トラスの平面は、39.0m(南北)×59.6m(東西)の長方形をなしており、燃料取替床レベル (T.M.S.L. 31.7m) からの高さは18.0mである。屋根トラスの概要を第2.1.1図に示す。第2.1.1表にトラス部材の諸元のうち、rB通りの主トラス材について例示する。



第2.1.1図 原子炉建屋屋根トラスの概要

第 2.1.1 表 rB 通り主トラスの部材諸元

部位	使用部材
上弦材	H-428×407×20×35
下弦材	H-400×408×21×21
斜材	H-400×400×13×21
	H-350×350×12×19
	H-244×252×11×11
束材	2Cs-200×90×8×13.5

2.2 原子炉建屋屋根トラスの地震応答解析モデル

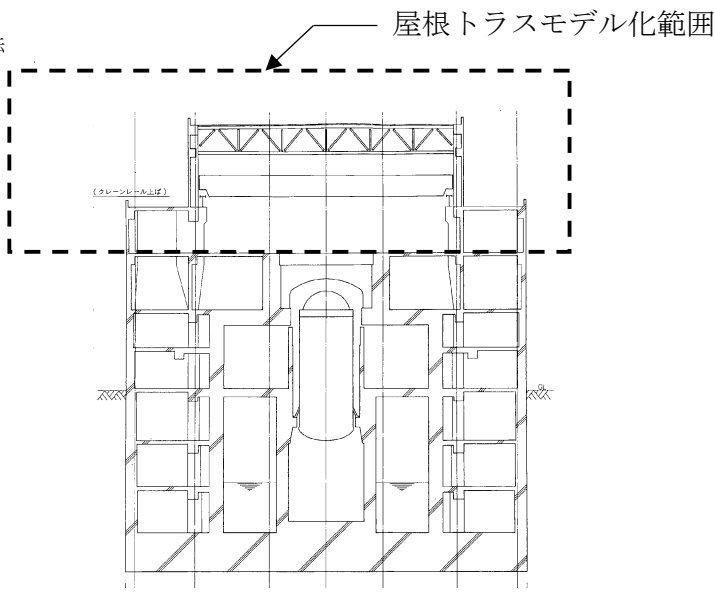
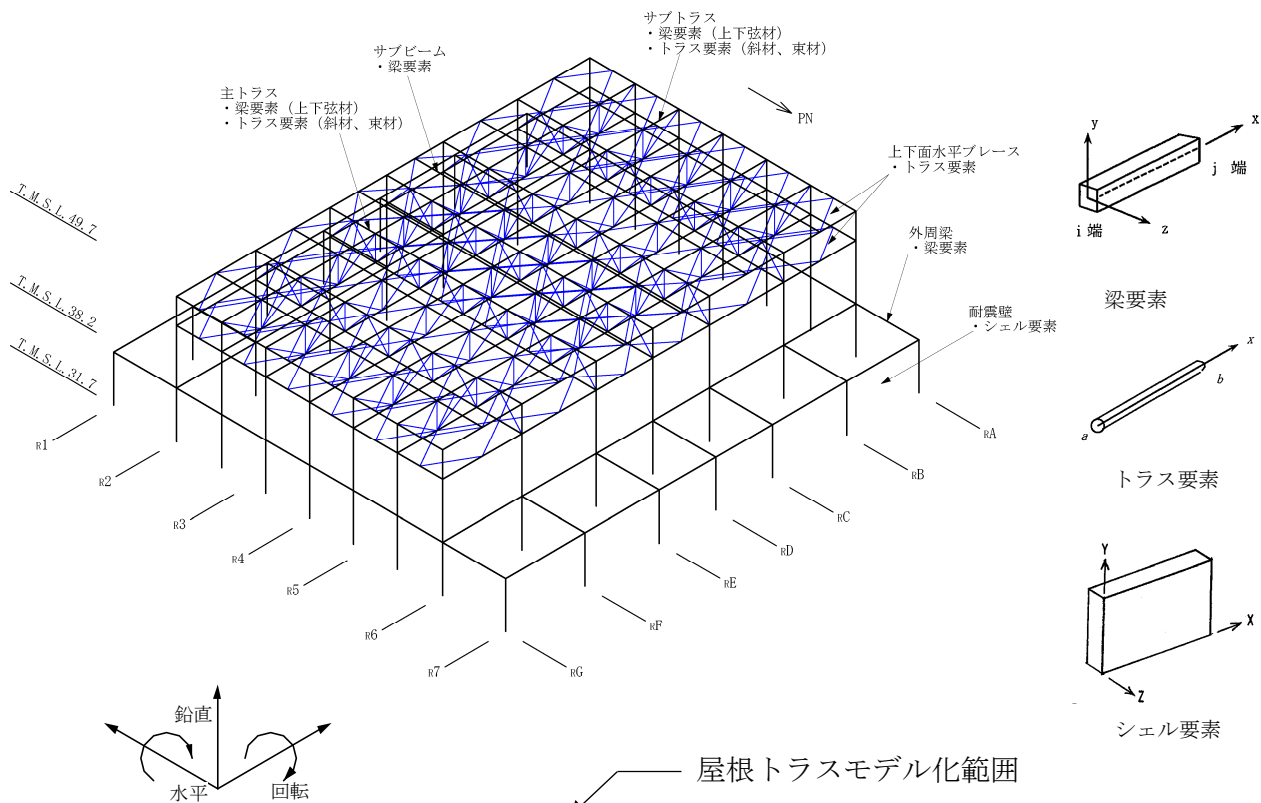
原子炉建屋屋根トラスは、鉛直方向の地震動の影響を受けやすいと考えられるため、水平方向と鉛直方向地震力の同時入力による評価を行うために3次元モデルによる地震応答解析を採用する。

地震応答解析モデルは、燃料取替床レベル（T.M.S.L. 31.7m）より上部の鉄骨鉄筋コンクリート造の柱、梁、壁、鉄骨造の屋根トラス及び屋根面水平ブレース等を線材、面材により立体的にモデル化した3次元フレームモデルとし、部材に発生する応力を地震応答解析によって直接評価できるモデルとしている。解析モデルの概要を第2.2.1図に示す。

屋根トラス部は、主トラス、サブトラス（つなぎばり）、屋根上下面水平ブレース、サブビームをモデル化する。各鉄骨部材は軸、曲げ変形を考慮した梁要素（トラスの上下弦材）と軸変形のみを考慮したトラス要素（屋根面水平ブレース、トラスの斜材及び束材等）としてモデル化する。また、耐震壁及び外周梁は各々シェル要素及び軸、曲げ変形を考慮した梁要素としてモデル化し、耐震壁の開口部についても考慮する。なお、柱脚の条件は固定とする。また、解析に用いる材料の物性値を第2.2.1表に示す。

なお、基準地震動 S_s に対する評価を実施する際、トラス材としてモデル化した部材の一部については、弾性範囲を超えることが確認されたため、部材座屈後の挙動を模擬できる手法（修正若林モデル）に基づく弾塑性特性を考慮している。考慮した弾塑性特性の詳細については、「2.4 弾塑性解析の採用について」で示すこととする。

解析モデルへの入力地震動は、原子炉建屋の質点系モデルによる地震応答解析結果から得られる燃料取替床レベル（T.M.S.L. 31.7m）の応答結果（水平、鉛直及び回転成分）を用いることとし、燃料取替床位置を固定として、同時入力による地震応答解析を実施する。また、地震応答解析における減衰評価は、水平材の応答に影響の大きい鉛直方向1次固有振動数（5.19Hz）に対して減衰定数が $h=2\%$ となる剛性比例型減衰を与えている。



原子炉建屋断面図

第 2.2.1 図 屋根トラスの解析モデルの概要

第 2.2.1 表 解析に用いる材料定数

部位	材料	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数
屋根トラス	鉄骨	2.05×10 ⁵	0.3	0.02
躯体	コンクリート	2.88×10 ⁴	0.2	0.05

2.3 既工認と今回工認における原子炉建屋屋根トラスの解析モデルの比較

原子炉建屋屋根トラスの解析モデルについて、既工認で採用した解析モデルと今回工認で採用する予定の解析モデルとの差異を整理する。既工認における屋根トラスの解析モデルと今回工認で採用予定の解析モデルの比較表を第 2.3.1 表に示す。

第 2.3.1 表のうち、解析コード、要素分割及び地震荷重の差異については、解析手法を変更したことに伴う変更である。また、モデル化については、原子炉建屋屋根トラスが鉛直方向の地震動の影響を受けやすいと考えられるため、水平方向と鉛直方向地震力の同時入力による評価を適切に行うことを目的として 3 次元フレームモデルによる弾塑性時刻歴応力解析を採用している。コンクリートのヤング係数及びポアソン比については、別資料（「別紙-1 柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉建屋及び原子炉の地震応答解析モデルの詳細化について」の「別紙 1-1 建屋の地震応答解析におけるコンクリート実剛性の採用について」）にて考察しているため、ここでは差異として取り上げないこととする。

以上を踏まえると、既工認と今回工認における主要な差異として、「原子炉建屋屋根トラスに対する弾塑性解析時刻歴応力解析の採用」を抽出し、以下で検討を行うこととした。

第 2.3.1 表 原子炉建屋屋根トラスの解析モデルの比較

項目	既工認	今回工認
解析手法	・静的応力解析（弾性解析）	・時刻歴応力解析（弾塑性解析）
解析コード	・NASTRAN	・DYNA2E
モデル化	・2次元フレームモデル	・3次元フレームモデル (屋根トラス部の耐震補強工事の内容を反映 ^{※1})
要素分割	梁要素：トラスの上下弦材 トラス要素：トラスの斜材，束材	梁要素：トラスの上下弦材，外周梁 トラス要素：屋根面水平ブレース，トラスの斜材，束材 シェル要素：耐震壁
材料物性	・鉄骨のヤング係数： $E=2.1 \times 10^7 \text{t/m}^2$ ・コンクリートのヤング係数 $E=2.7 \times 10^6 \text{t/m}^2$ ・コンクリートのポアソン比 $\nu=0.167$	・鉄骨のヤング係数： $E=2.05 \times 10^5 \text{(N/mm}^2\text{)}$ ・コンクリートのヤング係数 $E=2.88 \times 10^4 \text{kN/mm}^2$ ・コンクリートのポアソン比 $\nu=0.2$
評価方法	・S2地震及び静的地震力に対して発生応力が許容限界を超えないことを確認	・Ss地震に対し，主トラスの各部材に発生する応力が，許容限界を超えないことを確認 ・弾塑性特性（修正若林モデル）を適用する部材（つなぎ梁（束材・斜材），下面水平ブレース） ^{※2} が破断しないことを確認
地震荷重	・水平：原子炉建屋の地震応答解析結果に基づく地震荷重を静的に考慮 ・鉛直：静的震度を鉛直力として入力	・水平及び鉛直： モデル脚部に原子炉建屋の質点系モデルの地震応答解析による応答を同時入力

※1：耐震補強工事の概要については，添付資料1に示す。

※2：弾塑性特性を考慮する部材は，既工認時には地震力を負担する部材としては取り扱われていなかったが，3次元挙動を適切に評価するという観点から今回工認で採用予定の3次元フレームモデルではモデル化することとした部材である。

2.4 弾塑性解析の採用について

2.4.1 弾塑性解析を採用することの目的

原子炉建屋屋根トラスについては、基準地震動 S_s による地震動の増大に伴い、トラスを構成する部材の一部が弾塑性領域に入ると考えられるが、弾性解析では当該部材の塑性化による影響を考慮できないため、解析と実現象に乖離が生じることになる。そこで今回工認では、屋根トラスの弾塑性挙動を適切に評価することを目的として、部材の弾塑性特性を考慮した地震応答解析を採用する予定としている。

原子炉建屋屋根トラスの応力解析に弾塑性解析を取り入れることによる利点としては、既工認で採用していた弾性解析では表現出来ないような大入力時の弾塑性挙動を評価できることにある。弾塑性挙動を適切に評価するに当たっては、部材の弾塑性特性を適切に設定し解析を実施する必要があると考えられる。

今回工認で採用予定の屋根トラス部材の弾塑性特性について、第 2.4.1 表に示す。第 2.4.1 表に示すとおり、軸力のみを負担するトラス要素に対してのみ弾塑性特性として修正若林モデルを採用する予定である。当該モデルについては、先行電力の審査にて採用実績があり、モデルの妥当性自体に大きな論点はないと考えられるものの、柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉原子炉建屋屋根トラス部材の評価への適用性については、十分に確認する必要があると考えられる。

以下では、修正若林モデルの概要を確認した上で、原子炉建屋屋根トラス部材への適用性を検討する。また、修正若林モデルを用いた弾塑性解析を実施することにより、一部部材の塑性化を考慮することとなるため、当該部材のクライテリアについても検討する。

第 2.4.1 表 屋根トラス部材の弾塑性特性について

評価部位		モデル要素	弾塑性特性
主トラス	上弦材	梁要素	考慮しない(弾性)
	下弦材		
	斜材	トラス要素	考慮しない(弾性)
	束材		
サブトラス	上弦材	梁要素	考慮しない(弾性)
	下弦材		
	斜材	トラス要素	弾塑性 (修正若林モデル)
	束材		
水平ブレース	上弦面 水平ブレース	トラス要素	考慮しない(弾性)
	下弦面 水平ブレース		弾塑性 (修正若林モデル)

2.4.2 弾塑性特性の設定の妥当性・適用性について

(1) 今回工認で採用予定の弾塑性特性（修正若林モデル）の概要

原子炉建屋屋根トラスを構成する部材のうち、軸力のみを負担するトラス要素としてモデル化した部材については、弾塑性特性として修正若林モデルを使用している。

修正若林モデルは、原子力発電所建屋（実機）を対象として実施された谷口らの研究[1]に示される部材レベルの弾塑性特性である。修正若林モデルは、若林モデル[2]を基本としているが、谷口らの研究[1]で実施された実験のシミュレーション解析を踏まえて、繰り返し载荷による初期座屈以降の耐力低下を累積塑性歪の関数で表現し、実験との対応度を向上させた手法であり、式（1）により評価される。

$$n/n_0 = 1/(\bar{\zeta} - Pn)^{1/6} \leq 1 \quad (1)$$

$n = N/N_y$ N :軸力 N_y :降伏軸力

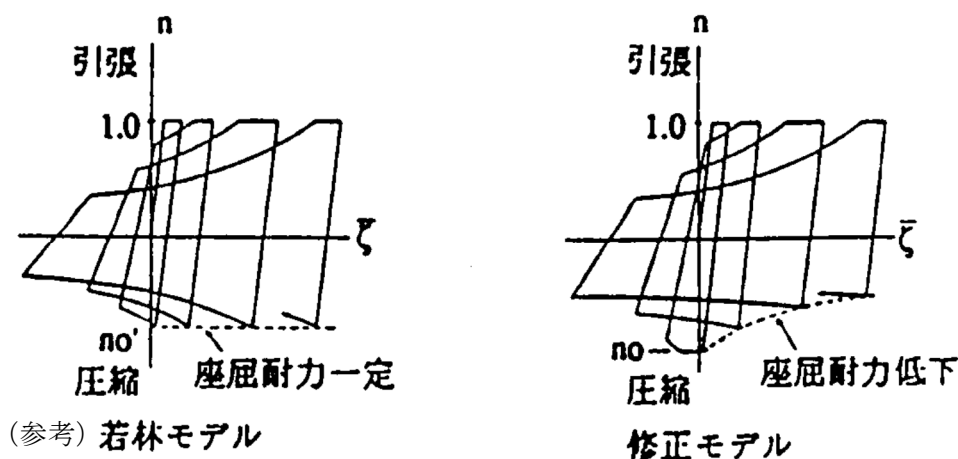
n_0 :無次元化初期座屈耐力 $\bar{\zeta}$: 無次元化圧縮側累積塑性歪

$Pn = (n_E/4) - 5$ $n_E = \pi^2 E/(\lambda e^2 \sigma_y)$ λe :有効細長比

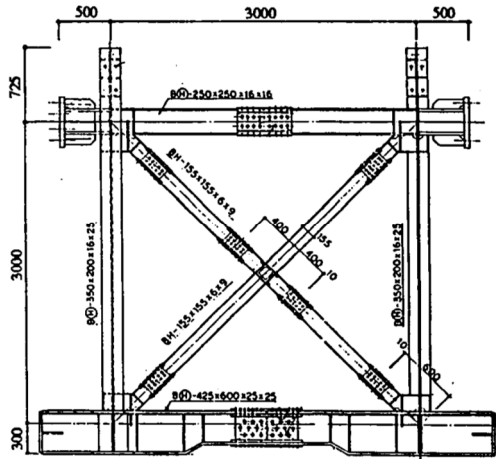
修正若林モデルの弾塑性特性を第 2.4.1 図に示す。

谷口らの研究[1]においては、実機の特徴を反映した X 型ブレース架構の静的繰り返し実験を実施している。また、修正若林モデルの妥当性を確認するに当たって、ブレース部材の弾塑性特性として修正モデルを適用した解析モデルによる実験のシミュレーション解析を実施しており、解析結果は実験結果をおおむねよくとらえているとしている。試験体の概要を第 2.4.2 図、解析モデルを第 2.4.3 図、解析結果と実験結果の比較を第 2.4.4 図に示す。

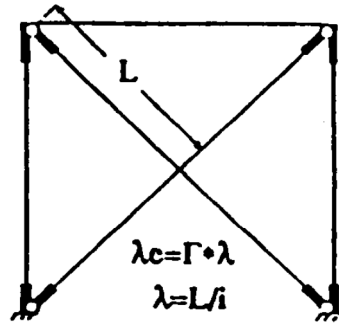
なお、本復元力特性については、前述のとおり、川内原子力発電所タービン建屋の解析で考慮したブレースの弾塑性特性として採用されており、認可実績がある。



第 2.4.1 図 修正若林モデルの弾塑性特性（[1]より引用，一部加筆）

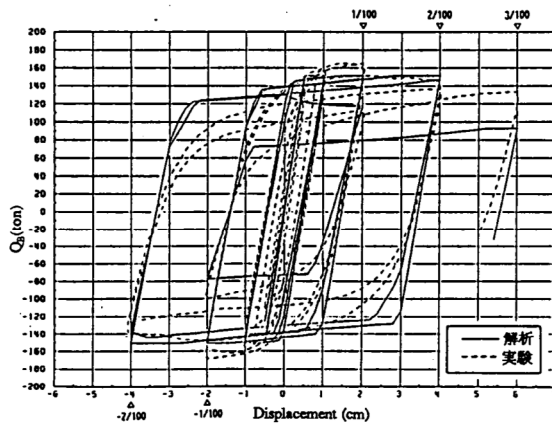


第 2.4.2 図 試験体の概要 ([1]より引用)

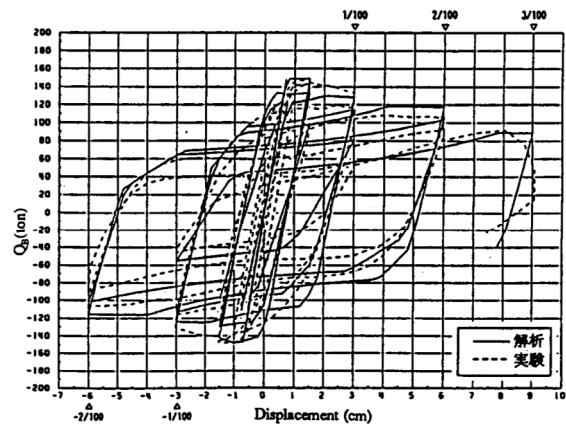


Γ : 等価座屈長さ係数
 λ_c : 有効細長比
 λ : 細長比(芯々)

第 2.4.3 図 解析モデル ([1]より引用)



SXII - 40.9 - B



SXIII - 60.9 - B

第 2.4.4 図 解析結果と実験結果の比較 ([1]より引用)

(2) 原子炉建屋屋根トラスに対する検証例

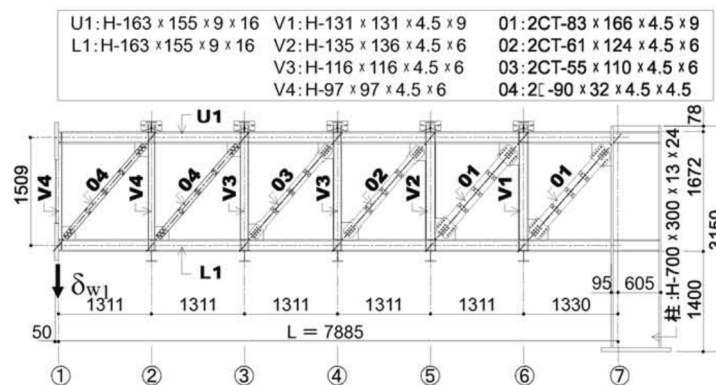
谷口らの研究[1]は、X型ブレース架構を対象としたものであったが、原子炉建屋屋根トラスに対して本弾塑性特性を適用した検討例として、鈴木らの研究[3]がある。

この研究は、原子炉建屋屋根トラスの終局耐力について検討したものであるが、実験結果を高精度にシミュレーションするために構築したモデルの中で本弾塑性特性が適用されている。

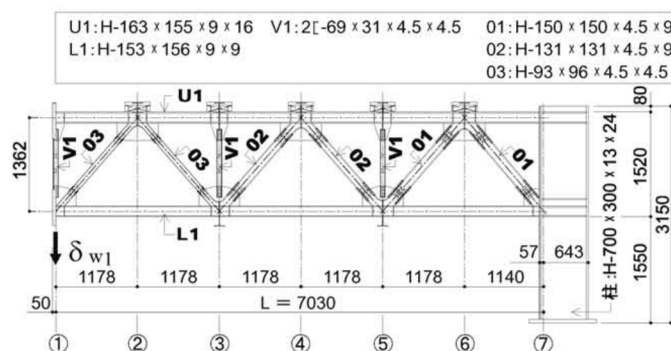
鈴木らの研究[3]では、終局耐力を検討するにあたり原子炉建屋屋根トラスを模擬した縮小試験体を製作し、トラスの崩壊挙動に与える影響が大きい鉛直動的荷重を模擬した静的載荷試験により、その弾塑性挙動を確認している。なお、試験に当たっては、原子力発電所鉄骨屋根トラスがプラット形とワーレン形の2種類に分類されることを踏まえ、この2種類のトラス形式についての試験体を製作している。6号及び7号炉の原子炉建屋屋根トラスはこのうち、ワーレン形に該当する。試験体の概要を第2.4.5図に示す。

実験のシミュレーション解析においては、トラス要素としてモデル化した部材の弾塑性特性として修正若林モデルが適用されており、実験結果とシミュレーション解析を比較し、精度良く実験結果を追跡できているとしている。結果の比較を第2.4.6図に示す。

以上のように修正若林モデルは、提案当初のX型ブレース材に加えて、ワーレン形、プラット形の鉄骨トラスでも実験結果を精度良く追跡できており、幅広い鉄骨架構形式において軸力のみを負担する部材の弾塑性特性として適用可能であると考えられる。

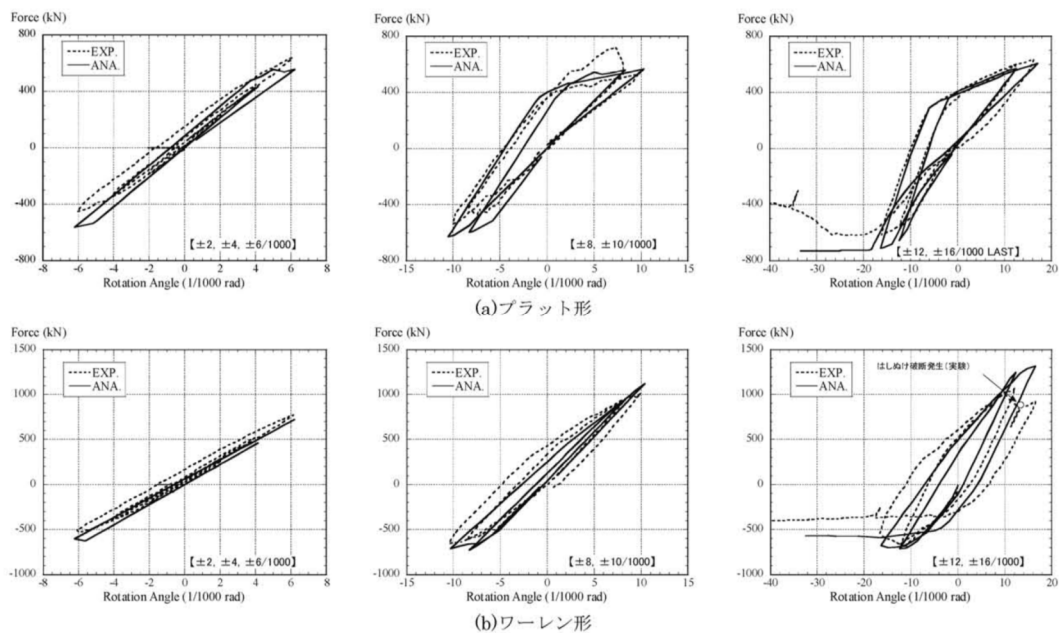


(a) プラット形試験体



(b) ワーレン形試験体

第2.4.5図 試験体の概要 ([3]より引用)



第 2.4.6 図 実験のシミュレーション解析結果 ([3]より引用)

(3) 原子力発電所鉄骨屋根トラスへの適用性

今回採用を予定している修正若林モデルについては、提案当初より、原子力発電所（実機）を対象として実施された実験により妥当性が検証されており、また、原子炉建屋鉄骨屋根トラスを模擬した加力実験のシミュレーション解析においてもその適用性・妥当性が検証されている。これより、原子炉建屋屋根トラスの鉄骨部材のうち、トラス要素としてモデル化した部材の弾塑性特性として、修正若林モデルを採用することは妥当であると考えられる。

2.4.3 各部材のクライテリアについて

入力地震動の増大に伴い鉄骨部材の一部が弾塑性領域に入ると考えられることから、今回工認においては、弾塑性解析による評価を実施し、弾塑性特性を適用した部材が破断しないことを確認する予定である。これらの塑性化を許容する部材は、既工認時には地震力を負担しない部材として取り扱われていたが、3次元挙動を適切に評価するという観点からモデルに取り入れた部材である。なお、主トラス等の主要構造部材については、既工認時から地震力を負担する部材として取り扱われており、今回工認においても既工認と同様に弾性範囲内にあることを確認する。第2.4.2表に各部材のクライテリアを示す。

塑性化する鉄骨部材が破断しないことの確認に当たっては、各部材の累積塑性変形倍率を整理した上で、累積塑性変形倍率が最も大きい部材について検討を実施する。検討は、当該部材の履歴ループを参照し、局部集中ひずみの繰返し回数が、中込ほか(1995)^[4]に基づき算定される、当該部材の最大ひずみ度に対する破断寿命(繰返し回数)を下回っていること確認する。この手法は先行審査(川内原子力発電所タービン建屋)でも認可実績のある手法であることから、手法自体に技術的な論点はないものと考えられる。

第2.4.2表 今回工認における屋根トラス各部材のクライテリア

評価部位		評価方法
主トラス	上弦材	弾性範囲内であることを確認
	下弦材	
	斜材	
	束材	
サブトラス	上弦材	弾性範囲内であることを確認
	下弦材	
	斜材	破断しないことを確認
	束材	
水平 ブレース	屋根面 水平ブレース	弾性範囲内であることを確認
	下弦面 水平ブレース	破断しないことを確認

2.5 原子炉建屋屋根トラスの評価に関するまとめ

今回工認では、原子炉建屋屋根トラスの評価に当たって、3次元フレームモデルによる弾塑性解析（弾塑性特性としては修正若林モデルを考慮）を採用する予定である。修正若林モデルは先行審査で採用実績のある弾塑性特性であるが、X型ブレースを対象として検討されたものであったため、本検討においては、修正若林モデルの原子炉建屋屋根トラスへの適用性を検討する必要があると判断した。既往文献（原子炉建屋鉄骨屋根トラスを模擬した加力実験のシミュレーション解析）を参照し、その適用性・妥当性が検証されていることを確認した。また、弾塑性特性を考慮する部材のクライテリアについても検討し、妥当性を確認した。

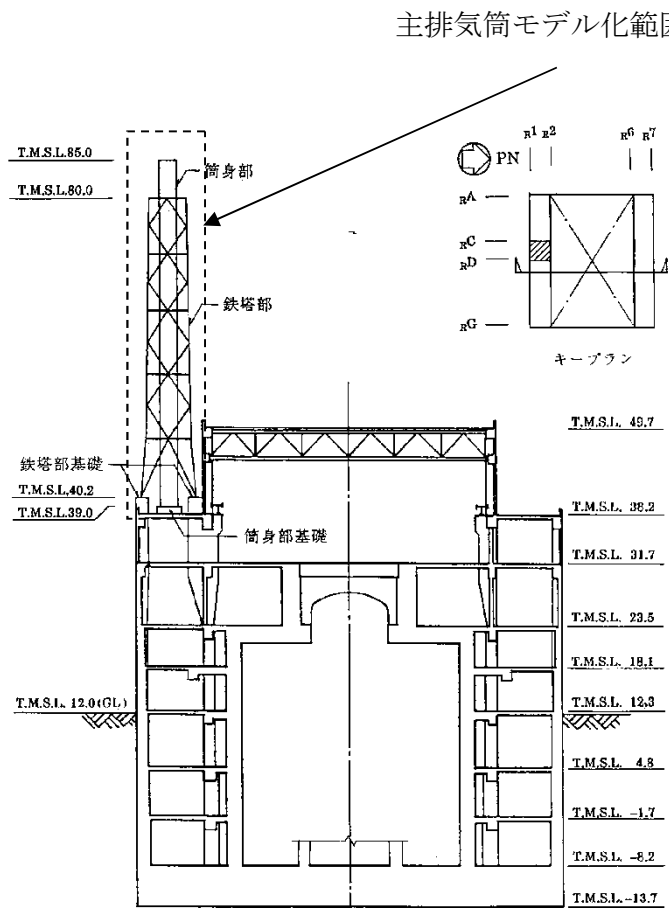
以上より、今回工認において原子炉建屋屋根トラスの評価に弾塑性解析を採用することは妥当であると考えられる。

なお、原子炉建屋屋根トラスは、原子炉建屋の地震応答解析結果に基づく燃料取替床レベルの応答を入力動として評価を実施しており、入力動の不確かさ（建屋応答の不確かさ）をふまえた場合でも許容値を満足することを確認することにより保守性に配慮した設計とする予定である。

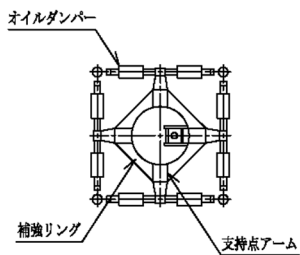
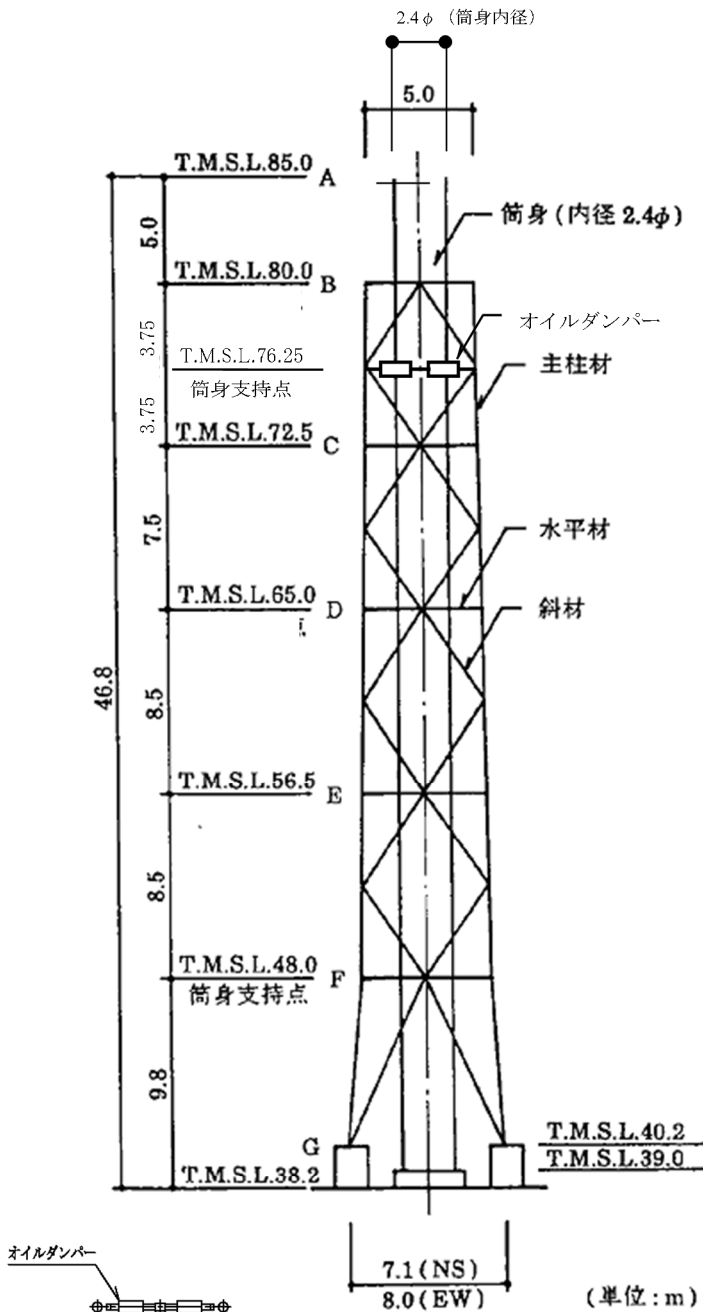
3. 主排気筒について

3.1 主排気筒の概要

主排気筒は、原子炉建屋の屋上（T.M.S.L. 38.2m）に位置し、内径 2.4m の鋼板製筒身（換気空調系用排気筒）を鋼管四角形鉄塔（制震装置付）で支えた鉄塔支持形主排気筒である。また、筒身内部には、耐震 S クラス設備である非常用ガス処理系用排気筒が筒身に支持されている。主排気筒の概要を第 3.1.1 図及び第 3.1.2 図に示す。第 3.1.1 表に主排気筒部材の諸元を示す。



第 3.1.1 図 主排気筒の概要（その 1）



平面 (T.M.S.L.76.25m)

STK50	711.2φ×19	609.6φ×16	508.0φ×7.9	406.4φ×6.4	318.5φ×6
主柱材	406.4φ×6.4	318.5φ×6	267.4φ×6	216.3φ×4.5	t=6
水平材	558.8φ×16	406.4φ×12.7	355.6φ×7.9	216.3φ×4.5	t=8
斜材	t=12				
筒身板厚					
部材リスト (単位: mm)					

第 3.1.2 図 主排気筒の概要 (その 2)

第 3.1.1 表 主排気筒の部材諸元一覧

部位	部材間	寸法 (mm)
支柱材	B-C	318.5 φ ×6
	C-D	406.4 φ ×6.4
	D-E	508.0 φ ×7.9
	E-F	609.6 φ ×16
	F-G	711.2 φ ×19
斜材	B-C	216.3 φ ×4.5
	C-D	267.4 φ ×6
	D-E	355.6 φ ×7.9
	E-F	406.4 φ ×12.7
	F-G	558.8 φ ×16
水平材	B	216.3 φ ×4.5
	C	216.3 φ ×4.5
	D	318.5 φ ×6
	E	318.5 φ ×6
	F	406.4 φ ×6.4
筒身部	A-B	2412 φ ×6
	B-C	2412 φ ×6
	C-D	2412 φ ×6
	D-E	2416 φ ×8
	E-F	2416 φ ×8
	F-G	2424 φ ×12

3.2 主排気筒の地震応答解析モデル

主排気筒は塔状構造物であり、水平2方向及び鉛直方向地震力の同時入力の影響を受ける可能性があることから、3次元モデルによる地震応答解析を実施する。

主排気筒の地震応答解析モデルは、屋上（T.M.S.L.38.2m）より上部を立体的にモデル化した立体架構モデルとし、部材に発生する応力を地震応答解析によって直接評価できるモデルとしている。解析モデルの概要を第3.2.1図に、解析に用いる材料の物性値を第3.2.1表に示す。

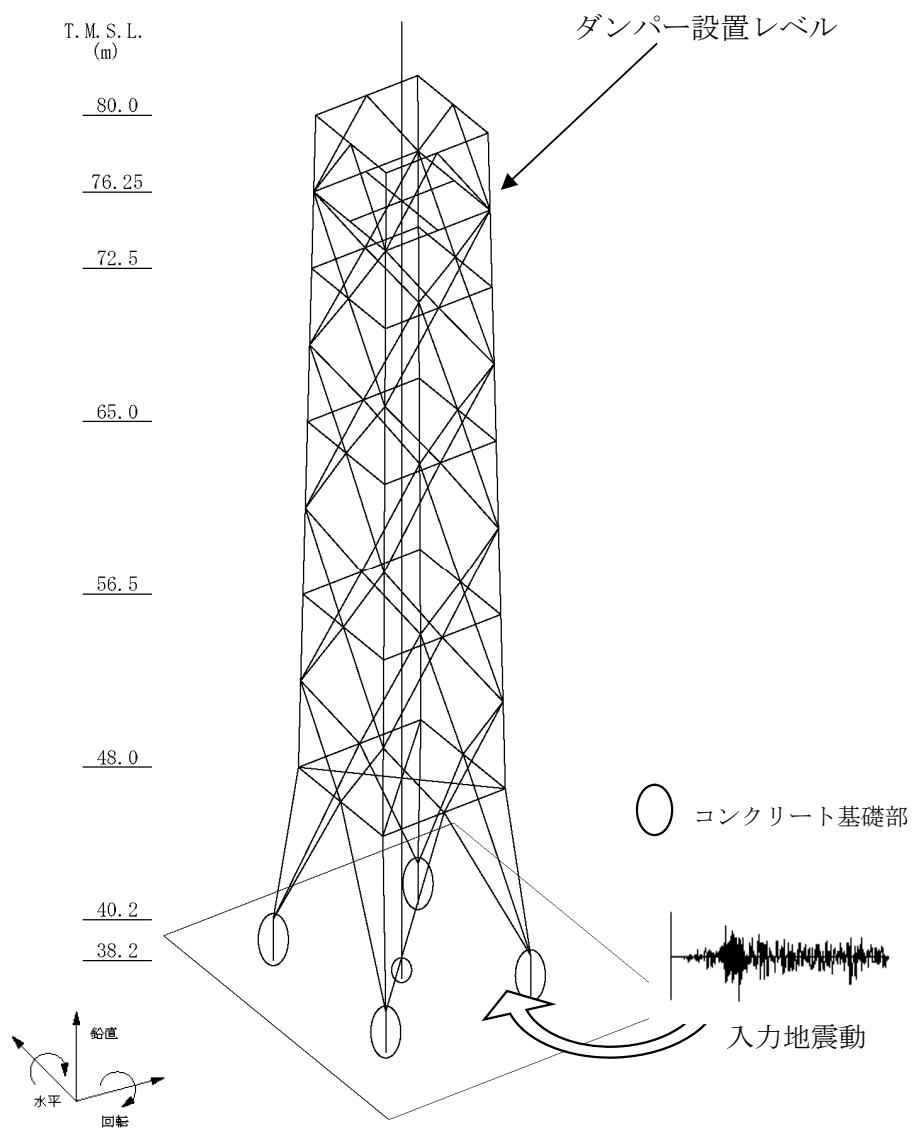
モデルの作成に当たっては、主排気筒を構成する全ての構造部材をモデル化することを基本方針とする。構成部材のうち、筒身、鉄塔部の主柱及び鉄骨鉄筋コンクリート造の基礎部については軸、曲げ変形を考慮した梁要素として、鉄塔斜材、水平材についてはトラス要素としてモデル化する。なお、全部材が基準地震動 S_s に対して弾性範囲内となるように設計する方針であることから、弾塑性特性は考慮していない。

制振装置（オイルダンパー）の概要を第3.2.2図に、諸元を第3.2.2表に示す。オイルダンパーは、地震応答解析より求まる速度及び変位が許容値^{*}の範囲内であることを確認することにより、その適用性を確認することとする。第3.2.3表に基準地震動 S_s による応答（暫定条件に基づく試算値）を用いた確認結果を示す。ダンパーの最大応答は、許容値を下回っており、基準地震動 S_s レベルの入力に対しても適用可能であることが確認できる。

解析モデルへの入力は、原子炉建屋の質点系モデルによる地震応答解析結果から得られる屋上レベル（T.M.S.L.38.2m）における応答結果（水平、鉛直及び回転成分）を用いることとし、主排気筒の基礎位置を固定として同時入力による地震応答解析を実施する。

また、地震応答解析における減衰評価は、剛性比例型減衰を用いており、水平方向の応答が主排気筒の応答性状に支配的であることを踏まえて、水平方向（NS方向）の鉄塔の1次固有周期（3.69Hz）に対して減衰定数が $h=2\%$ となる減衰を与えることとしている。

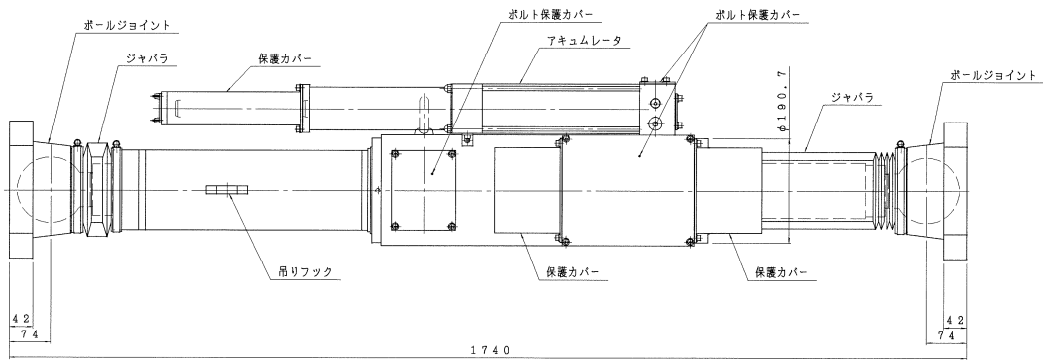
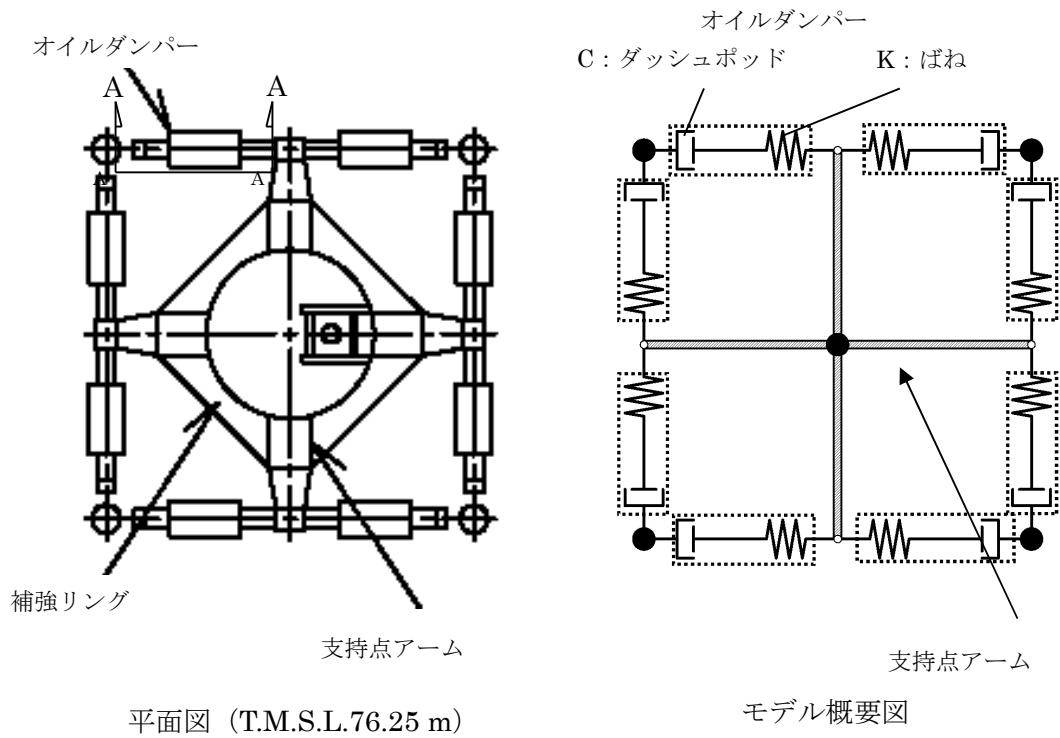
※設計時に定めた許容値であり、既工認の耐震計算書においても同じ許容値を用いてダンパーの適用性を確認している。



第 3.2.1 図 主排気筒の地震応答解析モデルの概要

第 3.2.1 表 解析に用いる材料定数

部位	材料	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数
鉄塔, 筒身	鉄骨	2.05×10 ⁵	0.3	0.02
基礎	コンクリート	2.88×10 ⁴	0.2	0.05



A-A オイルダンパー詳細図 (単位: mm)

第 3.2.2 図 オイルダンパーの概要

第 3.2.2 表 オイルダンパー諸元

重量	6.0	(kN/台)
ばね定数	$K=0.3 \times 10^8$	(N/m)
減衰係数	$C=1.2 \times 10^5$	(N・s/m)

第 3.2.3 表 オイルダンパーの適用性

	Ss 最大応答値 (暫定値)	許容値
速度(m/s)	1.88	2.60
変位 (mm)	131	175

3.3 既工認と今回工認における主排気筒の解析モデルの比較

主排気筒の解析モデルについて、既工認で採用した解析モデルと今回工認で採用する予定の解析モデルとの差異を整理する。新潟県中越沖地震後に実施した主排気筒の耐震補強工事に係る工事計画（以下、「改造工認」という。）における主排気筒の解析モデルと今回工認で採用予定の解析モデルの比較表を第 3.3.1 表に示す。

第 3.3.1 表のうち、要素分割及び地震荷重、解析コードの差異については、解析手法を変更したことに伴う変更である。また、既工認では、鉄塔部と筒身部を質点系でモデル化して地震応答解析（水平）を実施し、地震荷重を算定している。筒身部の評価は地震応答解析結果から求まる応力及び静的な鉛直荷重を用いた構造検討を実施し、鉄塔部については地震応答解析結果から求まる地震荷重及び静的な鉛直荷重を 3 次元フレームモデルに入力することにより構造検討を実施している。今回工認では、3 次元フレームモデルによる時刻歴応力解析（水平及び鉛直）を実施し、鉄塔部の各部材も含めて時刻歴解析で直接応力を算定することにより構造検討を実施する方針である。3 次元フレームモデルによる時刻歴応力解析は先行審査（高浜 3 号炉燃料取扱建屋等）でも適用されている手法である。

また、コンクリートのヤング係数及びポアソン比については、別資料（「別紙-1 柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉 建屋及び原子炉の地震応答解析モデルの詳細化について」の「別紙 1-1 建屋の地震応答解析におけるコンクリート実剛性の採用について」）にて考察しているため、ここでは差異として取り上げないこととする。

以上を踏まえると、既工認と今回工認における解析モデルの主要な論点となる項目はないと考えられる。

3.4 主排気筒の評価のまとめ

柏崎刈羽原子力発電所第 6 号及び 7 号炉の主排気筒について、既工認と今回工認における解析モデル及び解析手法を比較し、差異を抽出した結果、先行電力を含む既工認で採用実績がある手法であり、主要な論点となる項目はないことを確認した。

なお、主排気筒は、原子炉建屋の地震応答解析結果に基づく屋上レベルの応答を入力動として評価を実施しており、入力動の不確かさ（建屋応答の不確かさ）をふまえた場合でも許容値を満足することを確認することにより保守性に配慮した設計とする予定である。

4. まとめ

柏崎刈羽原子力発電所第 6 号及び 7 号炉の原子炉建屋屋根トラス及び主排気筒について、既工認と今回工認における解析モデル及び解析手法を比較した。その結果、既工認と差異が認められる部分についてはその妥当性・適用性について検討を行い、今回工認で使用する解析モデルとして妥当であることを確認した。

第 3.3.1 表 主排気筒の解析モデルの比較

項目	既工認（改造工認）	今回工認
解析手法	<ul style="list-style-type: none"> ・地震応答解析（弾性解析） ・静的応力解析（弾性解析） 	<ul style="list-style-type: none"> ・時刻歴応力解析（弾性解析）
解析コード	<ul style="list-style-type: none"> ・DYNA2E（地震応答解析） ・NASTRAN（静的応力解析） 	<ul style="list-style-type: none"> ・DYNA2E
モデル化	<ul style="list-style-type: none"> ・質点系モデル（地震応答解析） ・3次元フレームモデル（静的応力解析） 	<ul style="list-style-type: none"> ・3次元フレームモデル
要素分割	<p>【地震応答解析】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・鉄塔部・筒身部を質点系でモデル化，ダンパー部はダッシュポッド要素とバネ要素でモデル化 <p>【応力解析】</p> <p>梁要素：鉄塔部（支柱材） トラス要素：鉄塔部（水平材，斜材）</p>	<p>梁要素：鉄塔部（支柱材），筒身部，基礎部 トラス要素：鉄塔部（水平材，斜材） ダッシュポッド要素，ばね要素：ダンパー</p>
材料物性	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼材のヤング係数： $E=2.05 \times 10^5 (N/mm^2)$ ・鉄骨のポアソン比：0.3 	<ul style="list-style-type: none"> ・鉄骨のヤング係数： $E=2.05 \times 10^5 (N/mm^2)$ ・鉄骨のポアソン比：0.3 ・コンクリートのヤング係数 $E=2.88 \times 10^4 \text{ kN/mm}^2$ ・コンクリートのポアソン比 $\nu=0.2$
評価方法	<ul style="list-style-type: none"> ・S_1地震及び静的地震力に対して発生応力が許容限界を超えないことを確認 	<ul style="list-style-type: none"> ・S_s地震に対し，発生応力が許容限界を超えないことを確認
地震荷重	<p>【地震応答解析】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・水平：モデル脚部に質点系モデルの地震応答解析による水平方向の動的応答を入力 ・鉛直：実施せず <p>【応力解析】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・水平：地震応答解析から求まる地震荷重を入力 ・鉛直：静的震度を鉛直力として入力 	<ul style="list-style-type: none"> ・水平及び鉛直：モデル脚部に質点系モデルの地震応答解析による水平及び鉛直方向の動的応答を同時入力

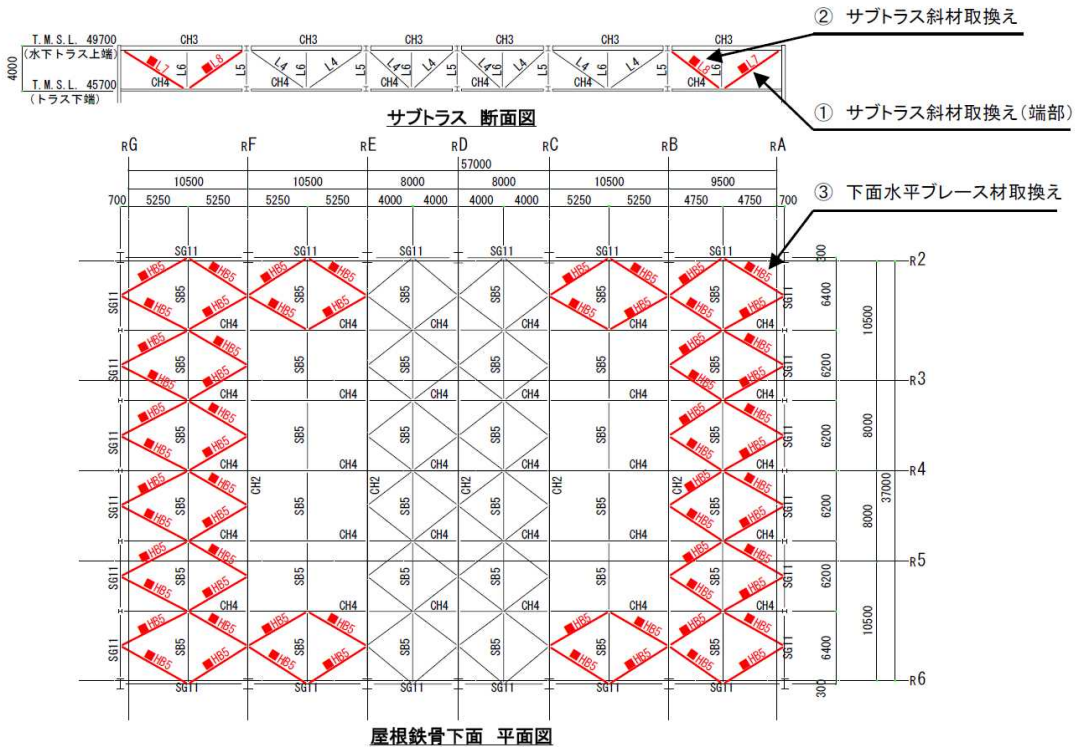
【参考文献】

- [1] 谷口ほか：鉄骨 X 型ブレース架構の復元力特性に関する研究，日本建築学会構造工学論文集 Vol.37B 号，1991 年 3 月，pp303-316
- [2] 柴田ほか：鉄骨筋違の履歴特性の定式化，日本建築学会構造工学論文集第 316 号，昭和 57 年 6 月，pp18-24
- [3] 鈴木ほか：原子力発電所鉄骨屋根トラスの終局限界に関する研究，日本建築学会構造系論文集 Vol.76 No.661，2011 年 3 月，P571-580
- [4] 中込ほか（1995）：繰返し力を受ける SM490 鋼の疲労性に関する研究 日本建築学会構造系論文集 No. 469, 127-136, 1995. 3

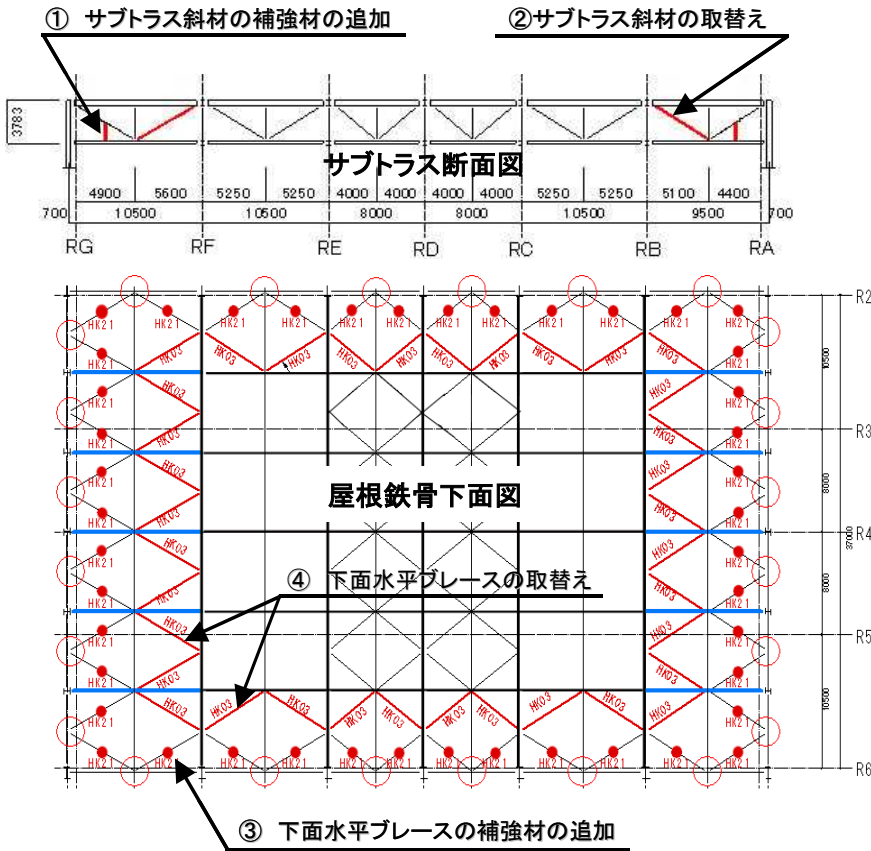
原子炉建屋屋根トラスの耐震補強について

柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉の原子炉建屋屋根トラスについては耐震補強工事を実施しており，本資料では，当該工事における補強の内容について説明する。

屋根トラスの補強については，主トラスについては余裕があることが確認されたものの，それと直交するサブトラスの一部や下面水平ブレース等の余裕の少ない部材については，部材取替え及び補強材の追加による耐震補強工事を実施している。耐震補強の補強箇所を第 1 図に，補強部材の詳細を第 1 表に示す。


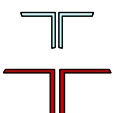
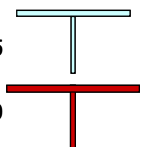


第1図 (a) 屋根トラスの補強箇所 (6号炉)

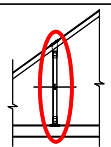
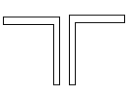
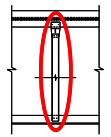



第1図 (b) 屋根トラスの補強箇所 (7号炉)

第1表 (a) 補強部材の詳細 (6号炉)

No	箇所及び補強方法		
①	サブトラス斜材 取換え(端部)	補強前 2Ls-90×90×10 ↓ 補強後 2Ls-120×120×8	
②	サブトラス斜材 取換え	補強前 2Ls-90×90×10 ↓ 補強後 2Ls-130×130×9	
③	下面水平ブレース材 取換え	補強前 CT-150×300×10×15 ↓ 補強後 CT-175×350×12×19	

第1表 (b) 補強部材の詳細 (7号炉)

No.	箇所及び補強方法		
①	サブトラス斜材 補強材の追加		斜材 2Ls-90×90×10 補強材 L-75×75×6
②	サブトラス斜材 取替え		補強前 2Ls-90×90×10 補強後 2Ls-130×130×9
③	下面水平 ブレース材 補強材の追加		ブレース材 CT-150×300×10×15 補強材 [-150×75×6.5×10]
④	下面水平 ブレース材 取替え		補強前 CT-150×300×10×15 補強後 CT-175×350×12×19

剛性比例型減衰の妥当性について

1. はじめに

今回工認では、原子炉建屋屋根トラスの地震応答解析における減衰評価について、鉄骨造の構造物に対して一般的に適用している剛性比例型としている。

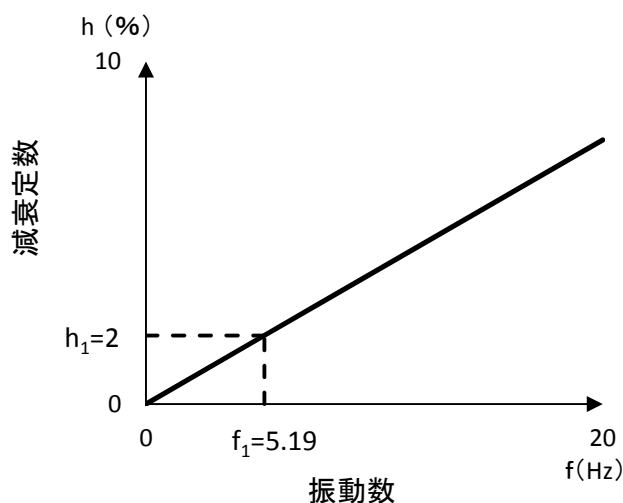
第 1 表に 7 号炉原子炉建屋屋根トラスの固有値解析結果を、第 1 図に剛性比例型減衰による減衰定数と振動数の関係を示す。

鉄骨造の屋根トラスは、水平材として鉛直方向の挙動が卓越すると考えられるため、水平材の応答に影響の大きい鉛直方向 1 次固有振動数 (5.19Hz) に対して減衰定数が $h=2\%$ となる剛性比例型減衰を与えている。第 1 図より、剛性比例型減衰の特徴として高次モードの減衰を大きくとることになるが、高次モードが屋根トラスの応答へ及ぼす影響は小さいため、剛性比例型減衰の採用が屋根トラスの応答へ与える影響は小さいと考える。

以下では、振動数、周期に加えて、刺激係数、有効質量比についても高次モードまで確認し、剛性比例型減衰の設定の妥当性を検討する。

第 1 表 固有値解析結果

次数	振動数 (Hz)	周期 (sec)	備考
1	5.19	0.193	鉛直方向一次
2	6.16	0.162	鉛直方向二次
3	7.07	0.141	
4	7.51	0.133	NS方向一次
5	8.10	0.123	
6	9.22	0.108	EW方向一次



第 1 図 剛性比例型減衰による減衰定数と振動数の関係

2. 剛性比例型減衰設定の妥当性の確認

屋根トラスについて、剛性比例型減衰の設定の妥当性を確認するために、振動数、周期に加えて、刺激係数、有効質量比を追加の上、固有値解析結果を高次モードまで確認した結果を第2表に示す。

屋根トラスの水平方向の1次固有振動数は、NS方向：7.51Hz、EW方向：9.22Hzであり、原子炉建屋の地盤-建屋連成系の水平方向の1次固有振動数（NS、EW方向共に2.3Hz程度）と開きがあることから、屋根トラスの評価においては、水平方向の入力による影響は小さいと考えられる。

一方、屋根トラスの鉛直方向の1次固有振動数は、5.19Hzであり、原子炉建屋鉛直方向の地盤-建屋連成系の1次固有振動数（4Hz程度）と近接しており、また構造面から考えても、屋根トラスの評価においては鉛直動の影響が大きいと考えられる。なお、鉛直方向については、固有振動数が近接している2次モード、3次モードの影響も考えられるが、1次モードが他の高次モードに対して刺激係数、有効質量比とも大きく、1次モードが全体応答に与える影響が大きいと考えられる。

また、参考として屋根トラスの各方向の固有振動数と解析モデルへの入力地震動の加速度応答スペクトルの関係を第2図に示す。これより、入力動の応答スペクトルにおけるピークと屋根トラスの固有振動数については、上記の考察と整合した関係になっていることが確認できる。

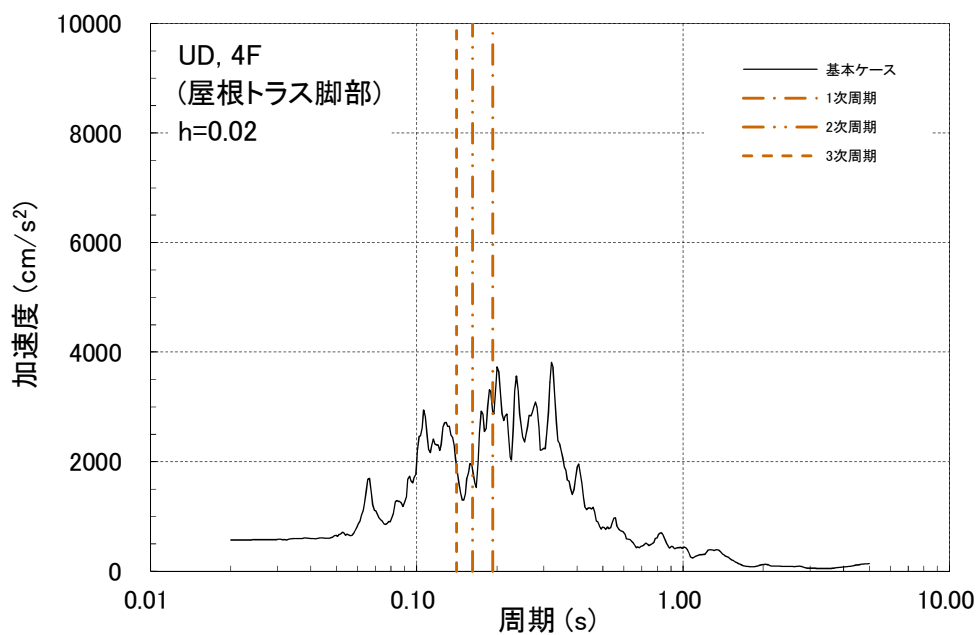
以上のことから、屋根トラスは、刺激係数、有効質量比とも他のモードに比較して大きく、固有振動数が建屋地盤連成系の1次固有振動数と近接している鉛直方向の1次モードが応答性状に支配的と考えられることから、鉛直方向1次固有振動数（5.19Hz）に対して減衰定数が $h=2\%$ となる剛性比例型減衰を設定することは妥当であると考えられる。

なお、詳細設計においては、必要に応じて剛性比例型以外の減衰を用いて、高次モードの影響を確認することとする。

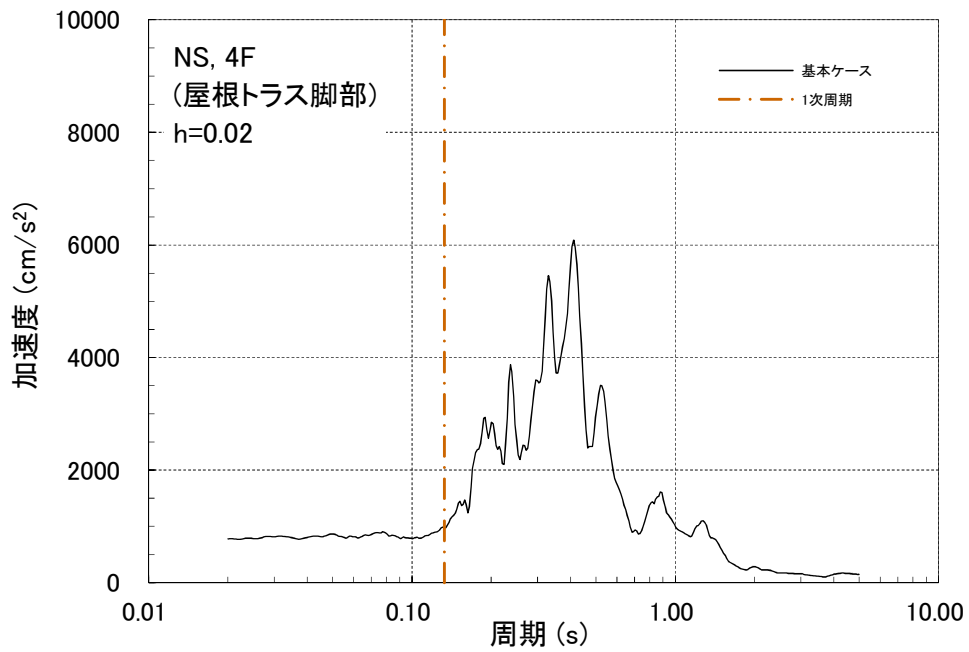
第2表 固有値解析結果

固有周期、振動数、刺激係数、有効質量比(屋根トラス)

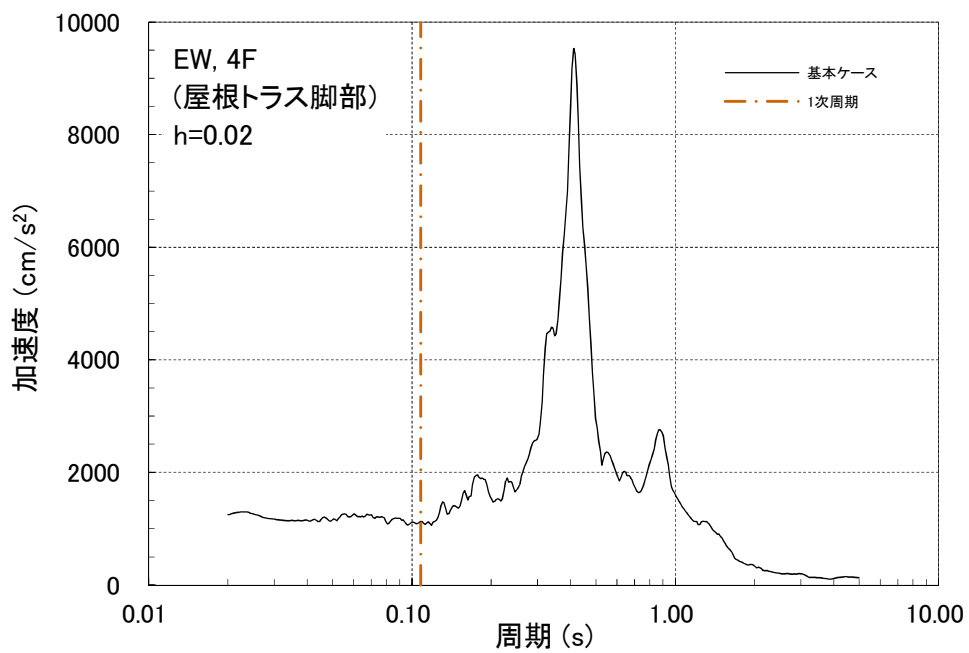
次数	振動数 (Hz)	周期 (sec)	刺激係数			有効質量比			備考
			X方向	Y方向	Z方向	X方向	Y方向	Z方向	
1	5.19	0.193	0.000	-0.001	1.596	0.000	0.000	0.065	鉛直方向一次
2	6.16	0.162	-0.004	-0.089	-0.073	0.000	0.000	0.000	鉛直方向二次
3	7.07	0.141	-0.002	0.004	0.416	0.000	0.000	0.003	鉛直方向三次
4	7.51	0.133	1.220	-0.004	-0.003	0.298	0.000	0.000	NS方向一次
5	8.10	0.123	-0.013	-0.473	-0.055	0.000	0.004	0.000	
6	9.22	0.108	0.003	1.811	-0.003	0.000	0.396	0.000	EW方向一次
7	10.16	0.098	1.414	0.011	0.007	0.032	0.000	0.000	
8	10.43	0.096	0.738	-0.011	-0.006	0.010	0.000	0.000	
9	10.44	0.096	-0.031	0.009	0.067	0.000	0.000	0.000	
10	11.08	0.090	-0.199	-0.007	-0.002	0.001	0.000	0.000	
11	11.81	0.085	0.010	0.027	0.008	0.000	0.000	0.000	
12	11.94	0.084	0.009	0.004	0.009	0.000	0.000	0.000	
13	13.58	0.074	0.017	-0.027	-0.069	0.000	0.000	0.000	
14	14.07	0.071	0.063	0.005	-0.003	0.000	0.000	0.000	
15	14.55	0.069	-0.011	0.024	-0.846	0.000	0.000	0.005	
16	14.90	0.067	-0.027	0.033	-0.935	0.000	0.000	0.007	
17	15.57	0.064	-0.007	-0.054	-0.301	0.000	0.000	0.002	
18	15.60	0.064	0.008	0.038	-0.050	0.000	0.000	0.000	
19	16.29	0.061	-0.004	0.289	0.040	0.000	0.001	0.000	
20	16.95	0.059	0.015	-0.264	0.000	0.000	0.010	0.000	



第2図 (a) 固有振動数と入力動の加速度応答スペクトルの関係 鉛直方向



第2図 (b) 固有振動数と入力動の加速度応答スペクトルの関係 NS 方向



第2図 (c) 固有振動数と入力動の加速度応答スペクトルの関係 EW 方向

3. 主排気筒の減衰の設定について

原子炉建屋屋根トラスと同様に、主排気筒の地震応答解析における減衰評価についても、鉄骨造の構造物に対して一般的に適用している剛性比例型としている。

鉄骨造の主排気筒は、塔状構造物であることから水平方向の挙動が卓越すると考えられるため、筒身部よりも応答に影響の大きい鉄塔部の水平（NS）方向 1 次固有振動数（3.69Hz）に対して減衰定数が $h=2\%$ となる剛性比例型減衰を与えている。

主排気筒について、剛性比例型減衰の設定の妥当性を確認するために、振動数、周期に加えて、刺激係数、有効質量比を追加の上、固有値解析結果を高次モードまで確認した結果を第 3 表に示す。

主排気筒の水平方向の 1 次固有振動数は、筒身部では NS 方向：0.98Hz、EW 方向：0.98Hz、鉄塔部では NS 方向：3.69Hz、EW 方向：3.71Hz となっており、原子炉建屋の地盤-建屋連成系の水平方向の一次固有振動数（NS、EW 方向共に 2.3Hz 程度）と比較すると、両者とも近接しており、筒身部、鉄塔部それぞれの 1 次モードの影響が大きいと考えられる。刺激係数、有効質量比についても、鉄塔部、筒身部の 1 次モードは共に大きいため、筒身部、鉄塔部それぞれの 1 次モードの影響は大きいと考えられる。

また、1 次モード以外に刺激係数・有効質量比が比較的大きいモードとしては、筒身の NS 方向 2 次（固有振動数 6.63Hz）、筒身の EW 方向 2 次（固有振動数 6.67Hz）、鉄塔の NS 方向 2 次（10.74Hz）、鉄塔の EW 方向 2 次（11.15Hz）が挙げられるが、原子炉建屋の地盤-建屋連成系の水平方向の一次固有振動数（NS、EW 方向共に 2.3Hz 程度）とは開きがあることから、これらのモードの影響は小さいと考えられる。

一方、主排気筒の鉛直方向の 1 次固有振動数は、筒身部 19.06Hz、鉄塔部 20.43Hz であり、原子炉建屋鉛直方向の地盤-建屋連成系の 1 次固有振動数（4Hz 程度）と開きがあることから、主排気筒の評価においては、鉛直方向の入力による影響は小さいと考えられる。

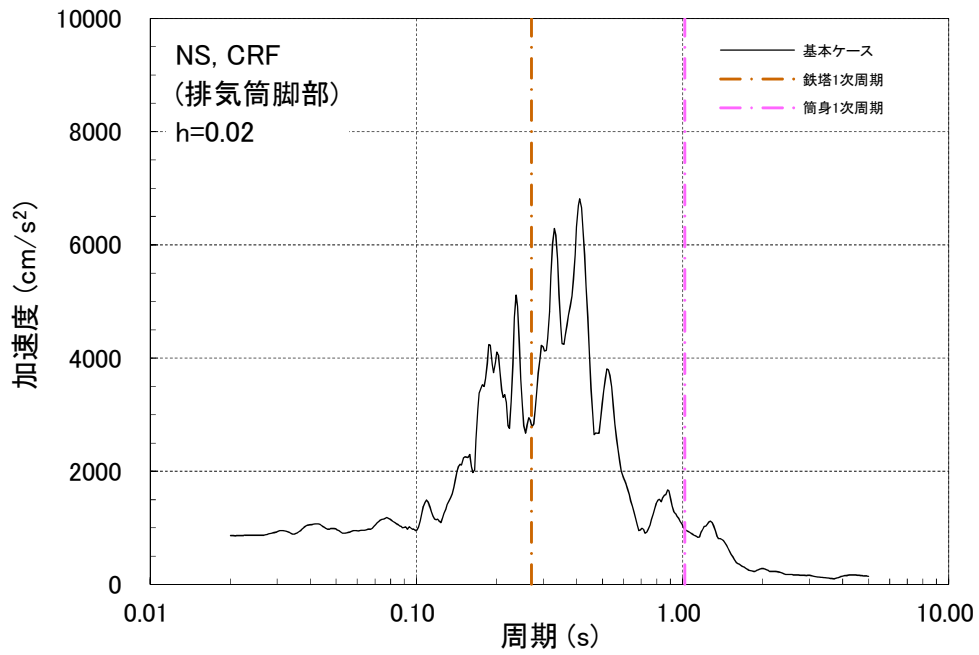
また、参考として主排気筒の各方向の固有振動数と解析モデルへの入力地震動の加速度応答スペクトルの関係を第 3 図に示す。これより、入力動の応答スペクトルにおけるピークと主排気筒の固有振動数については、上記の考察と整合した関係になっていることが確認できる。

以上のことから、主排気筒は、刺激係数、有効質量比とも他のモードと比較して大きく、固有振動数が建屋地盤連成系の 1 次固有振動数と近接している筒身部及び鉄塔部の水平方向の 1 次モードが応答性状に支配的と考えられるが、より保守的な評価となる鉄塔部の水平方向 1 次固有振動数（3.69Hz）に対して減衰定数が $h=2\%$ となる剛性比例型減衰を設定しており、主排気筒の評価で採用予定の剛性比例型減衰の設定は妥当であると考えられる。

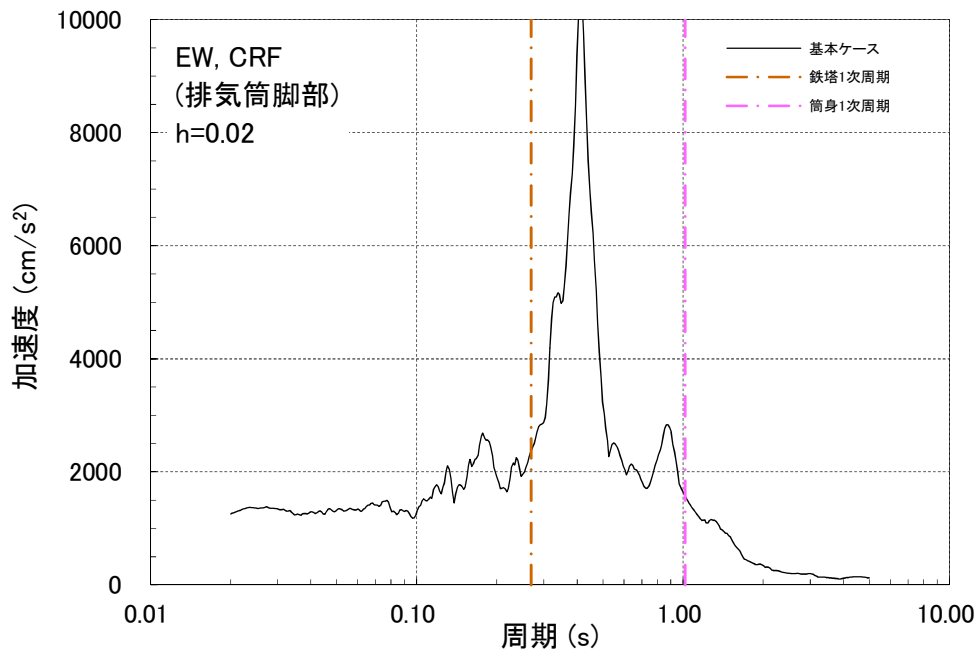
第3表 固有値解析結果

固有周期、振動数、刺激係数、有効質量比(排気筒)

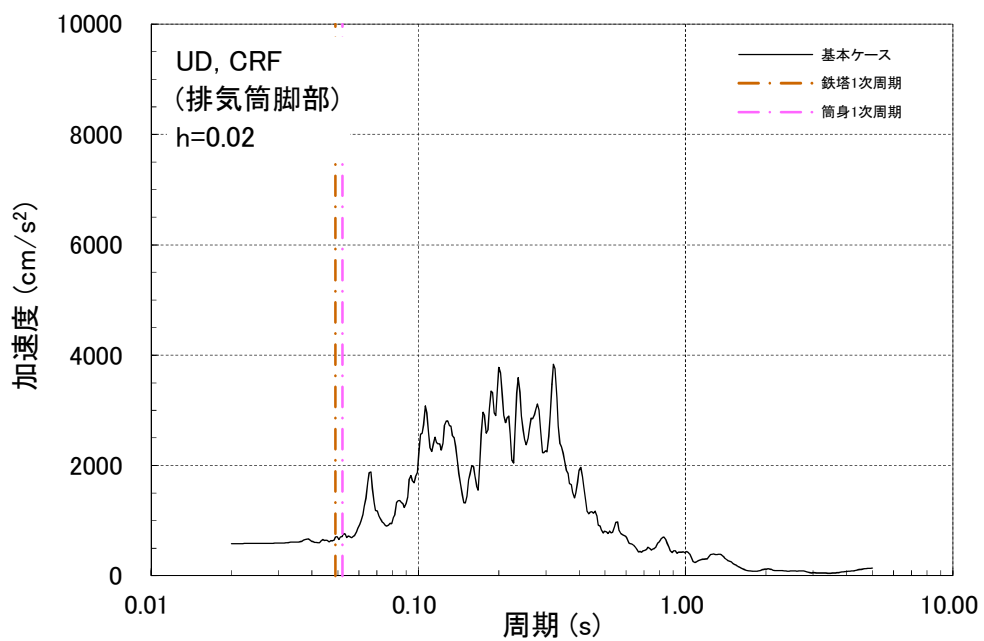
次数	振動数 (Hz)	周期 (sec)	刺激係数			有効質量比			備考
			X方向	Y方向	Z方向	X方向	Y方向	Z方向	
1	0.98	1.021	1.528	0.000	0.000	0.139	0.000	0.000	筒身NS方向1次
2	0.98	1.018	0.000	1.511	0.000	0.000	0.136	0.000	筒身EW方向1次
3	2.75	0.364	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	
4	3.69	0.271	-1.616	0.000	0.000	0.214	0.000	0.000	鉄塔NS方向1次
5	3.71	0.269	0.000	-1.538	0.000	0.000	0.197	0.000	鉄塔EW方向1次
6	6.63	0.151	-1.201	0.000	0.000	0.064	0.000	0.000	筒身NS方向2次
7	6.67	0.150	0.000	-1.186	0.000	0.000	0.061	0.000	筒身EW方向2次
8	7.73	0.129	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
9	9.71	0.103	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	
10	10.74	0.093	1.067	0.000	0.001	0.191	0.000	0.000	鉄塔NS方向2次
11	11.15	0.090	0.000	1.035	0.000	0.000	0.181	0.000	鉄塔EW方向2次
12	11.51	0.087	0.000	0.000	0.010	0.000	0.000	0.000	
13	12.24	0.082	0.000	-0.369	0.000	0.000	0.007	0.000	
14	12.27	0.081	-0.290	0.000	0.000	0.004	0.000	0.000	
15	13.31	0.075	0.000	0.000	-0.010	0.000	0.000	0.000	
16	14.57	0.069	0.708	0.000	0.000	0.034	0.000	0.000	
17	14.58	0.069	0.000	0.843	0.000	0.000	0.046	0.000	
18	15.34	0.065	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
19	18.04	0.055	-0.661	0.000	-0.001	0.061	0.000	0.000	
20	18.24	0.055	0.000	-0.721	0.000	0.000	0.079	0.000	
21	18.55	0.054	0.000	-0.007	0.000	0.000	0.000	0.000	
22	19.06	0.052	0.000	0.000	1.251	0.000	0.000	0.172	筒身鉛直方向1次
23	20.43	0.049	-0.001	0.000	1.615	0.000	0.000	0.324	鉄塔鉛直方向1次
24	22.68	0.044	0.000	-0.209	0.000	0.000	0.008	0.000	
25	22.76	0.044	-0.195	0.000	0.000	0.008	0.000	0.000	
26	23.45	0.043	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
27	24.63	0.041	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
28	26.13	0.038	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
29	28.48	0.035	0.000	0.012	0.000	0.000	0.000	0.000	
30	28.49	0.035	0.011	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	



第3図 (a) 固有振動数と入力動の加速度応答スペクトルの関係 NS方向



第3図 (b) 固有振動数と入力動の加速度応答スペクトルの関係 EW方向

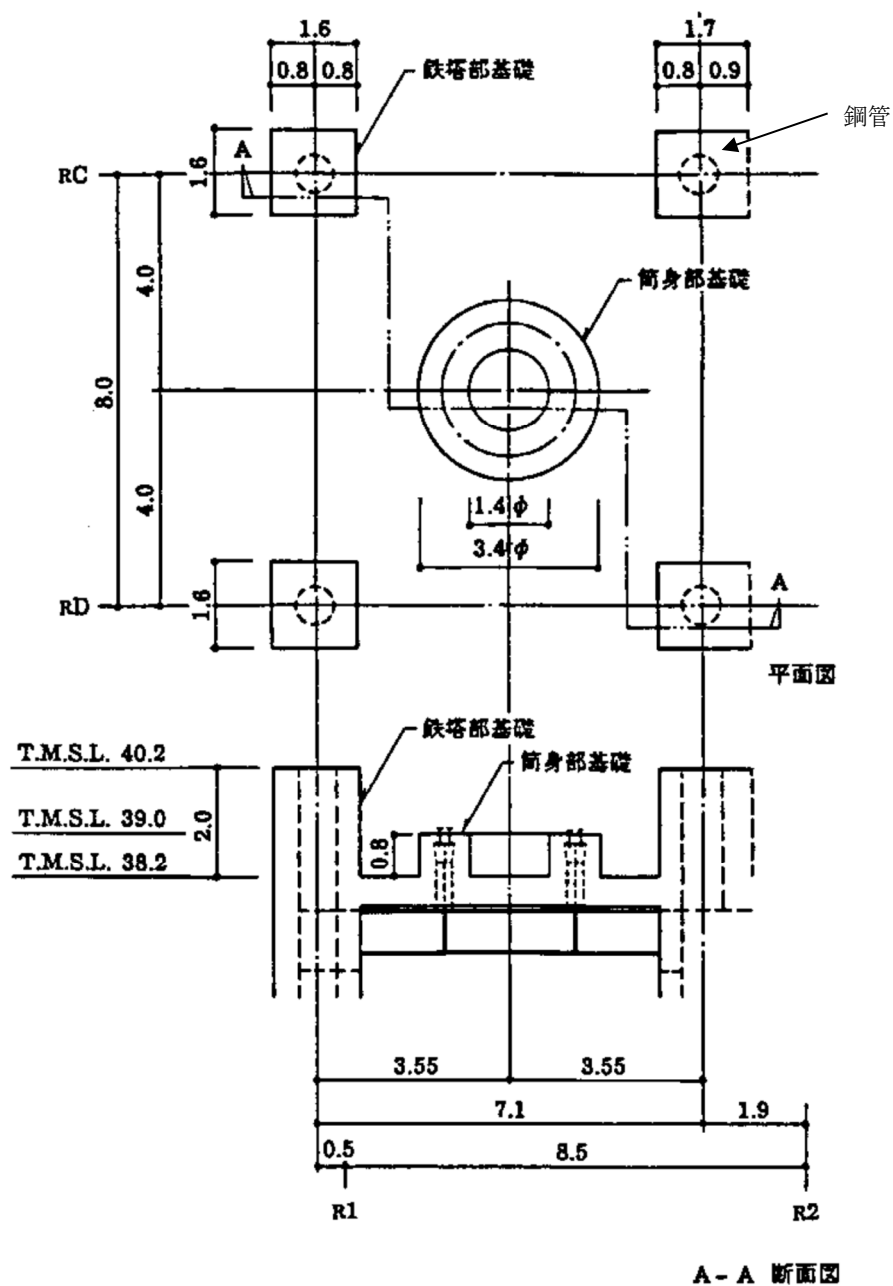


第3図 (c) 固有振動数と入力動の加速度応答スペクトルの関係 鉛直方向

主排気筒の基礎部の評価について

1. 基礎の概要

主排気筒の基礎は、原子炉建屋と一体となった鉄骨鉄筋コンクリート造の立ち上がり部である。主排気筒基礎の概要を第1図に示す。



第1図 主排気筒基礎の概要

2. 基礎部の評価について

今回工認における基礎部の評価は、既工認と同様に、鉄塔部基礎ボルト、鉄塔部基礎、筒身部基礎ボルトを対象として、実施する予定である。

(1) 鉄塔部基礎ボルト

鉄塔部基礎ボルトについては、基礎ボルト1本あたりに発生する応力を評価し、基礎ボルトの諸元から求まる短期許容応力度との比較を行うことにより評価を実施する。

(2) 鉄塔基礎部

鉄塔基礎部については、曲げモーメント、せん断力、軸力に対する評価を実施する。

曲げモーメントについては、鉄筋コンクリート部の鉄筋のみが負担すると仮定し、発生する応力が鉄筋の短期許容応力度を下回っていることを確認する。

せん断力については、コンクリートで負担すると仮定し、発生する応力がコンクリートの短期許容応力度を下回っていることを確認する。なお、評価に用いるコンクリート強度は既工認と同様に設計基準強度を用いるものとする。

軸力については鋼管のみが負担するものとして、発生する応力が鋼材の短期許容応力度を下回っていることを確認する。

(3) 筒身部基礎ボルト

筒身部基礎ボルトについては、基礎ボルト1本あたりに発生する応力を評価し、基礎ボルトの諸元から求まる短期許容応力度との比較を行うことにより評価を実施する。

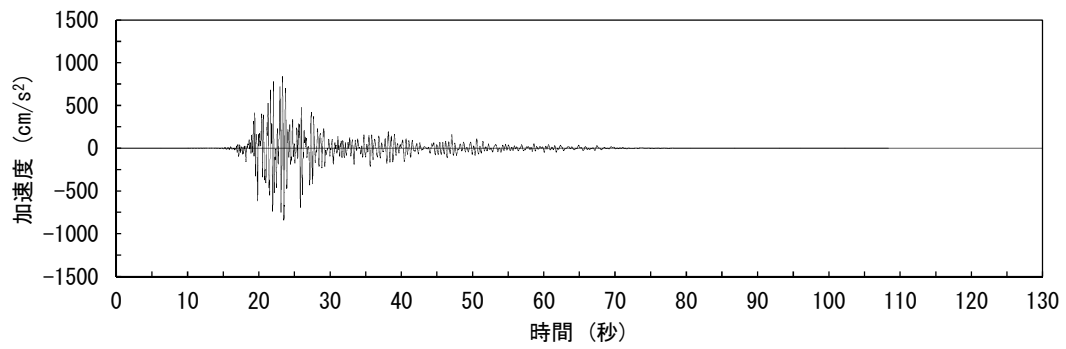
主排気筒の入力地震動及び固有振動数・固有モードについて

主排気筒は、原子炉建屋の屋上（T.M.S.L.38.2m）に位置し、内径 2.4m の鋼板製筒身（換気空調系用排気筒）を鋼管四角形鉄塔（制震装置付）で支えた鉄塔支持形排気筒である。

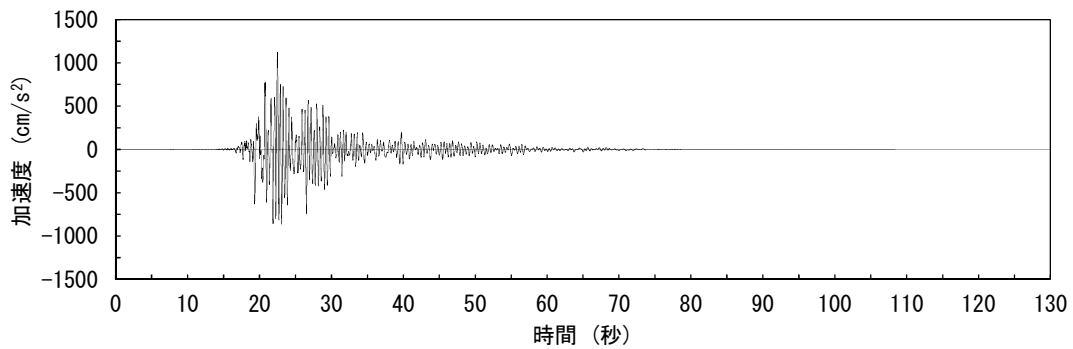
主排気筒は塔状構造物であり、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の同時入力の影響を受ける可能性がある構造物であることから、3次元モデルによる地震応答解析を実施する。解析モデルへの入力地震動は、原子炉建屋の質点系モデルによる地震応答解析結果から得られる屋上レベル（T.M.S.L.38.2m）における応答結果（水平、鉛直及び回転成分）を用いている。

主排気筒への入力として用いている入力動の時刻歴波形を Ss-2 を例として第 1 図に示す。地震応答解析を実施する際には、水平、鉛直成分は加速度時刻歴波形を、回転成分は回転変位時刻歴波形を入力している。

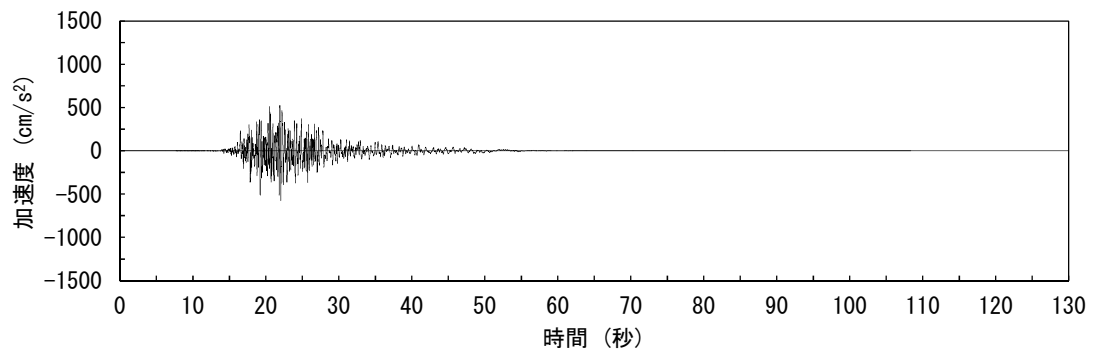
回転変位から求まる脚部鉛直変位は、鉄塔部支柱材の脚部において、最大で NS 方向 1.7mm 程度、EW 方向 2.9mm 程度となる。



(a) 南北方向 (水平)

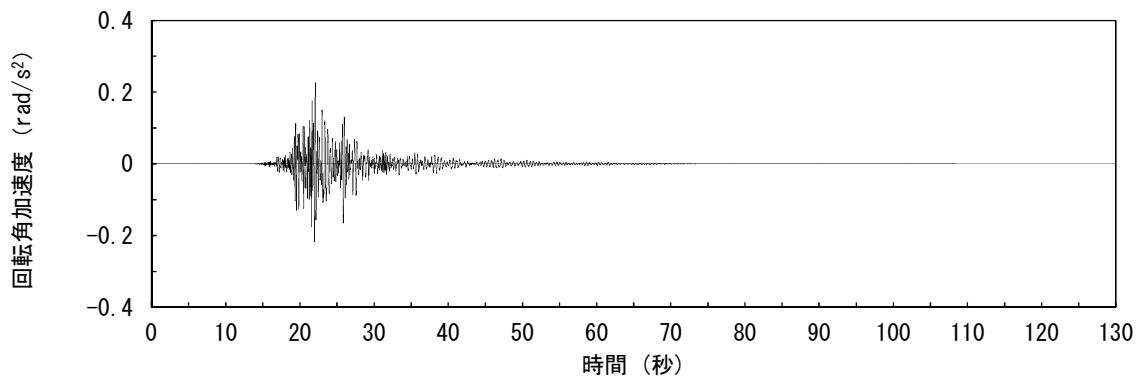


(b) 東西方向 (水平)

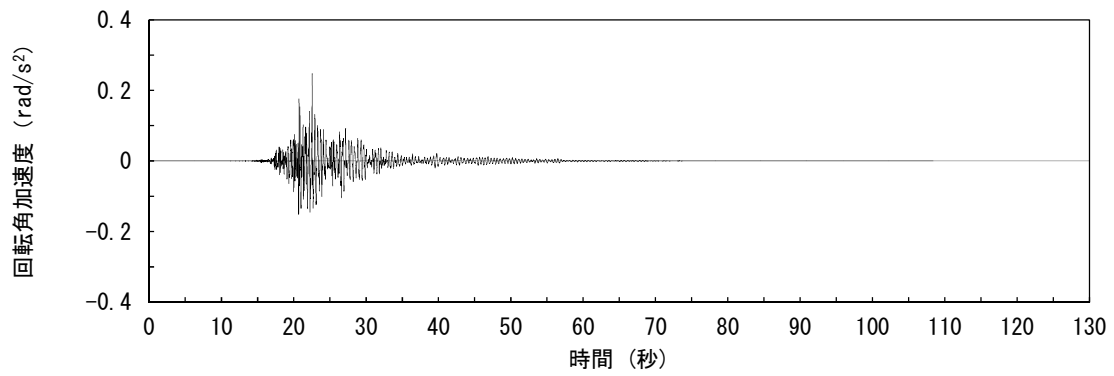


(c) 鉛直方向

第1図(1) 入力動の時刻歴波形
(加速度, 水平, 鉛直成分)

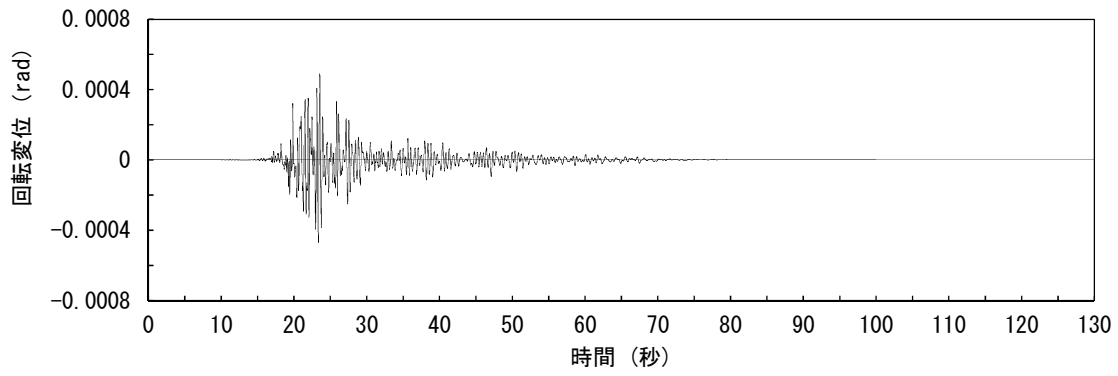


(d) 南北方向 (回転)

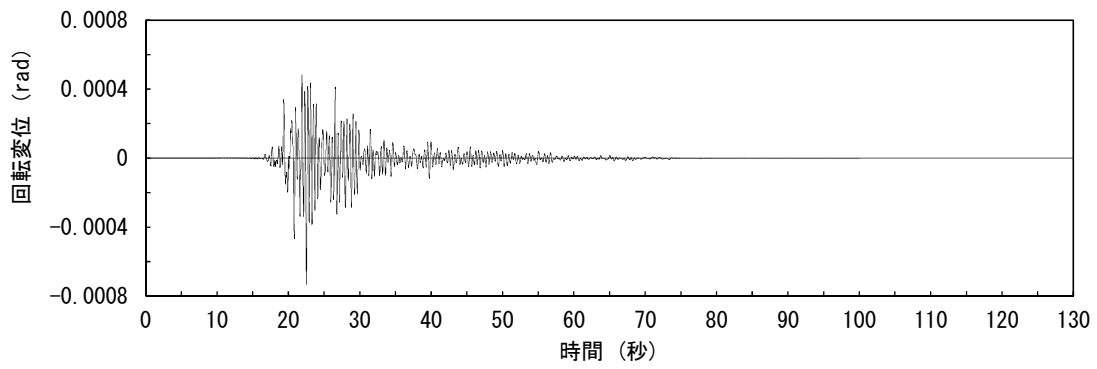


(e) 東西方向 (回転)

第1図(2) 入力動の時刻歴波形
(加速度, 回転成分)



(f) 南北方向 (回転)



(g) 東西方向 (回転)

第1図(3) 入力動の時刻歴波形
(変位, 回転成分)

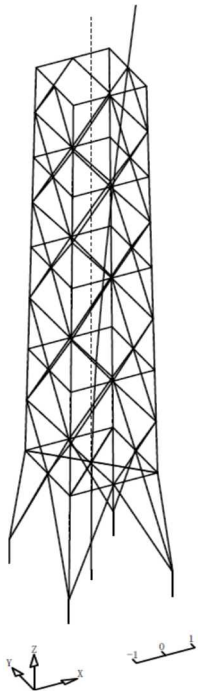
主排気筒のモデル化に当たっては、鋼製材のうち、筒身、鉄塔部及びコンクリート造の基礎部については軸、曲げ変形を考慮した梁要素、鉄塔斜材、水平材についてはトラス要素としてモデル化する。固有値解析結果を第1表及び第2図に示す。

筒身部の1次固有振動数は水平方向で1Hz、鉛直方向で19Hzとなり、鉄塔部の1次固有振動数は水平方向で3.7Hz、鉛直方向で20Hzとなる。

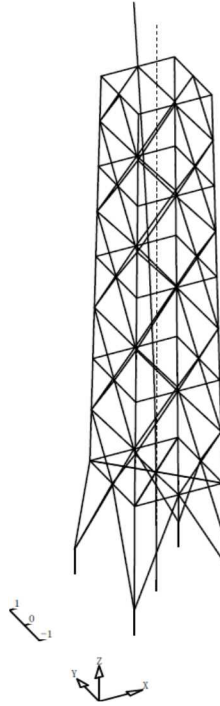
第1表 固有値解析結果

次数	振動数 (Hz)	周期 (sec)	刺激係数			備考
			X	Y	Z	
1	0.98	1.021	1.528	0.000	0.000	筒身NS方向1次
2	0.98	1.018	0.000	1.511	0.000	筒身EW方向1次
4	3.69	0.271	-1.616	0.000	0.000	鉄塔NS方向1次
5	3.71	0.269	0.000	-1.538	0.000	鉄塔EW方向1次
22	19.06	0.052	0.000	0.000	1.251	筒身鉛直方向1次
23	20.43	0.049	-0.001	0.000	1.615	鉄塔鉛直方向1次

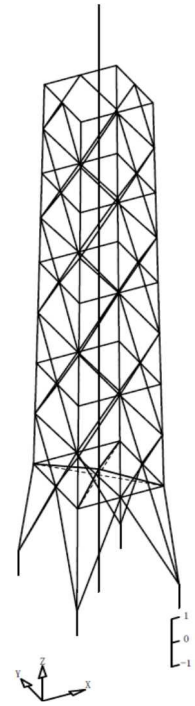
(筒身部)



筒身南北方向 1 次

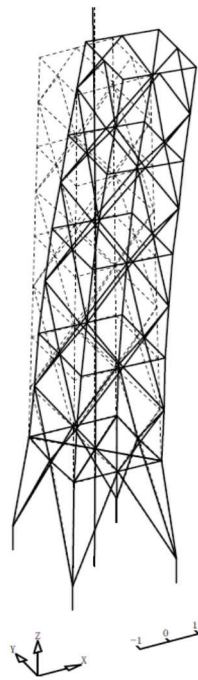


筒身東西方向 1 次

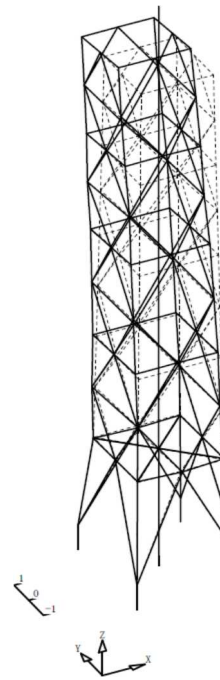


筒身鉛直方向 1 次

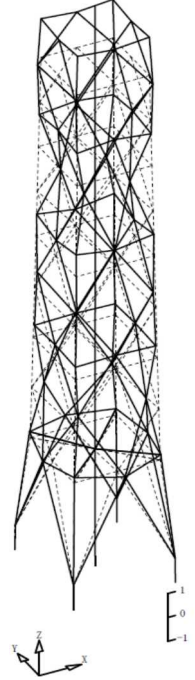
(鉄塔部)



鉄塔南北方向 1 次



鉄塔東西方向 1 次



鉄塔鉛直方向 1 次

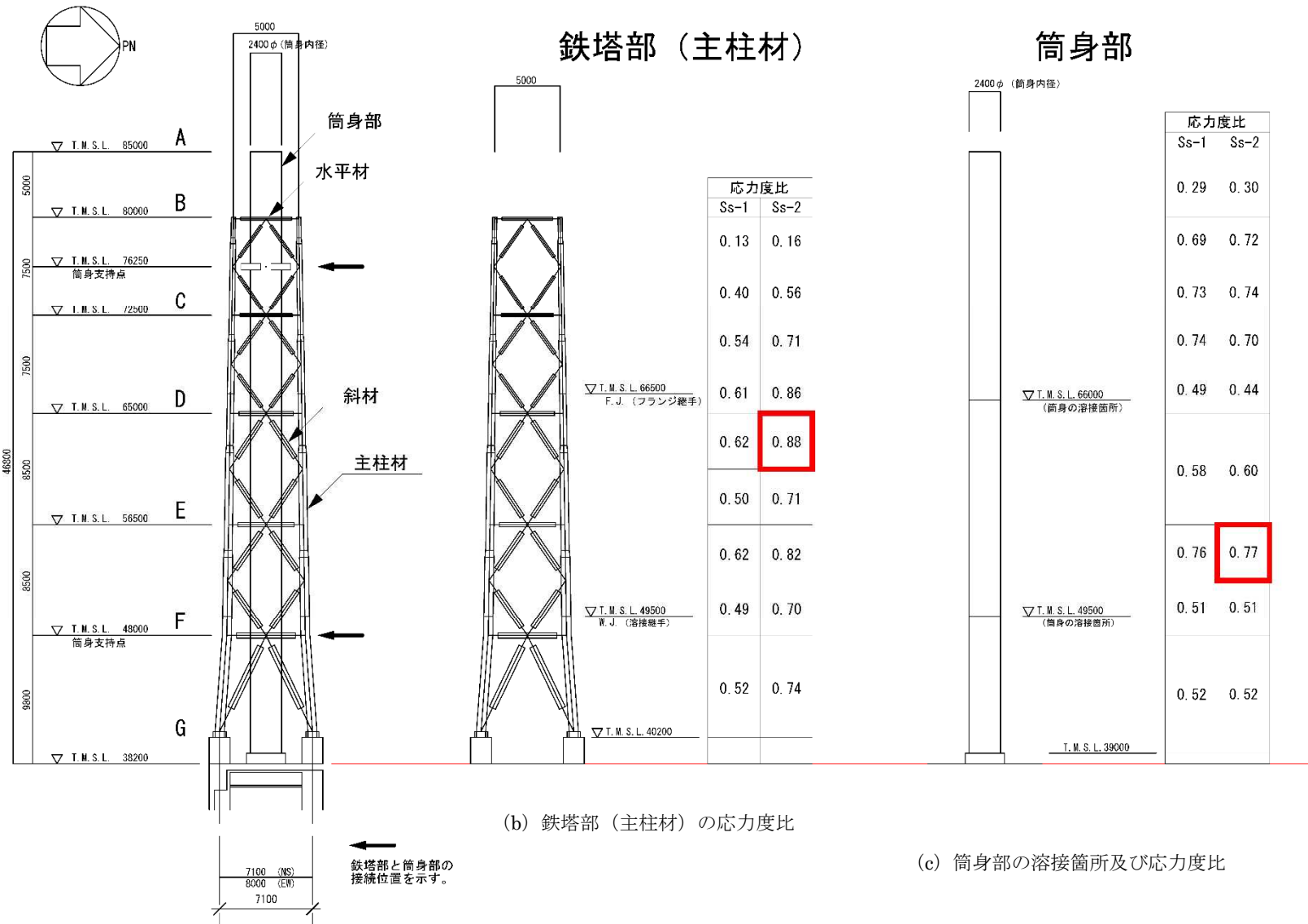
第 2 図 固有値解析結果 (刺激係数)

主排気筒の想定破損箇所及び破損モード、溶接箇所と筒身支持位置の関係について

主排気筒の地震応答解析モデルは、屋上（T.M.S.L.38.2m）より上部を立体的にモデル化した立体架構モデルとしている。解析モデルの作成に当たっては、主排気筒を構成する全ての構造部材をモデル化することを基本方針としている。

主要な基準地震動（Ss-1 及び Ss-2）に対して、各部材の発生応力度と評価基準値に対する比率を第 1 図に示す。基準地震動 Ss に対して、各部材は弾性範囲内におさまる。また、第 1 図には鉄塔部と筒身部の接続位置や、鉄塔部及び筒身部の溶接箇所も併せて示す。最大応力は、鉄塔部、筒身部とも構造物の高さ方向のおおむね中間部で発生し、かつ、溶接箇所とは異なる位置で発生しているため、主排気筒脚部や溶接部での破断により崩壊する状態にはならない。

主排気筒の破損モードとしては、第 1 図に示す応力度比をみると、脚部の曲げヒンジより先に、鉄塔部の支柱材や筒身の局部座屈又は支柱材端部に曲げヒンジが形成されることが想定されるため、倒壊に至るようなモードとはならないと考えられる。また、鉄塔部と筒身部の接続部近傍での応力度比は中間部に比べて小さく、鉄塔部及び筒身部の応力度比が大きい位置と一致していないことから、どちらかの破損から連鎖的な破壊が進行することはないと考えられる。

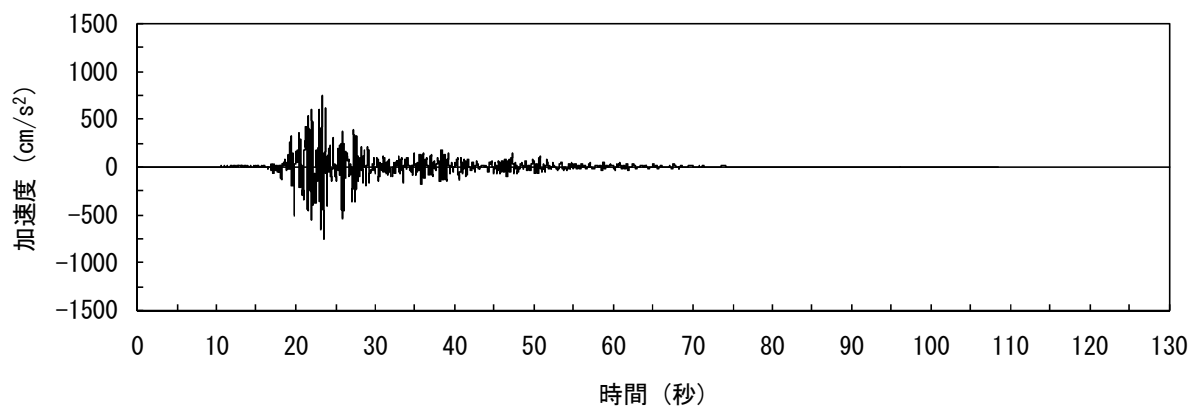


第1図 主排気筒の評価結果（暫定値）と溶接箇所

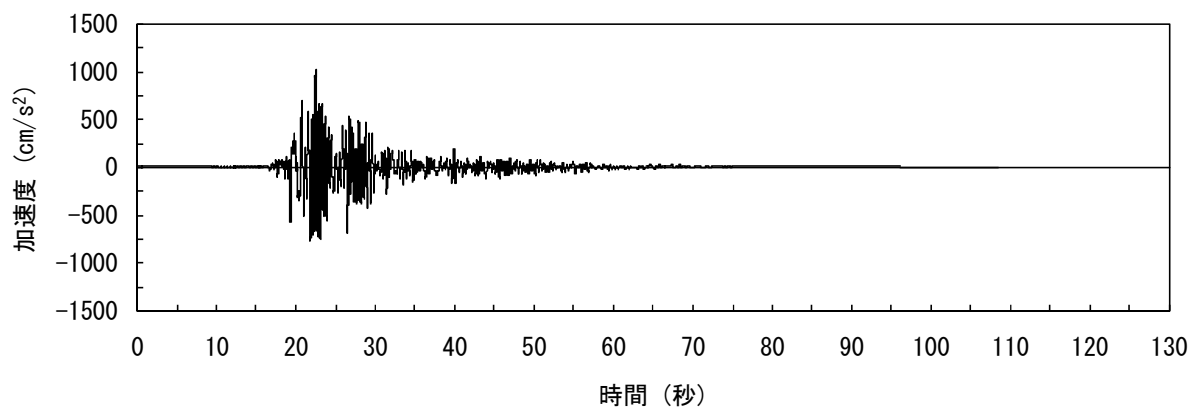
屋根トラスの入力地震動及び固有振動数・固有モードについて

1. 屋根トラスの入力地震動

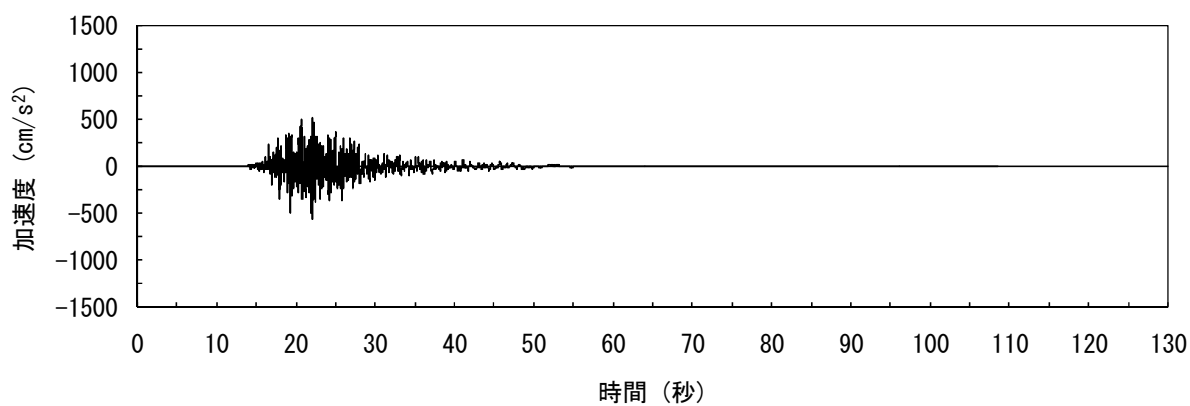
屋根トラスのへの入力として用いている入力動（原子炉建屋の質点系モデルによる地震応答解析結果から得られる燃料取替床レベル（T.M.S.L. 31.7m）の応答結果）の時刻歴波形(暫定応答)について、Ss-2 を例として第 1 図に示す。地震応答解析を実施する際には、水平、鉛直成分は加速度時刻歴波形を、回転成分は回転変位時刻歴波形を入力している。



(a) 南北方向 (水平)

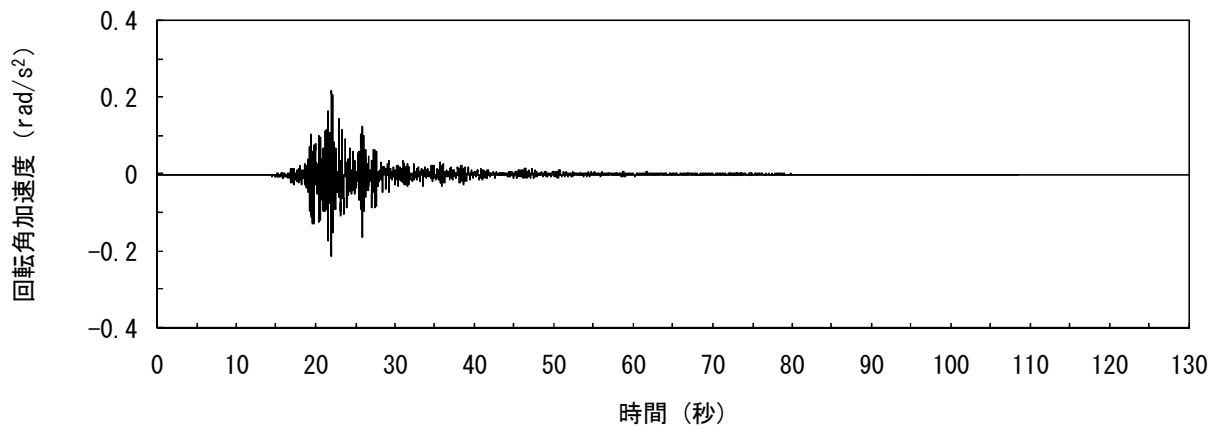


(b) 東西方向 (水平)

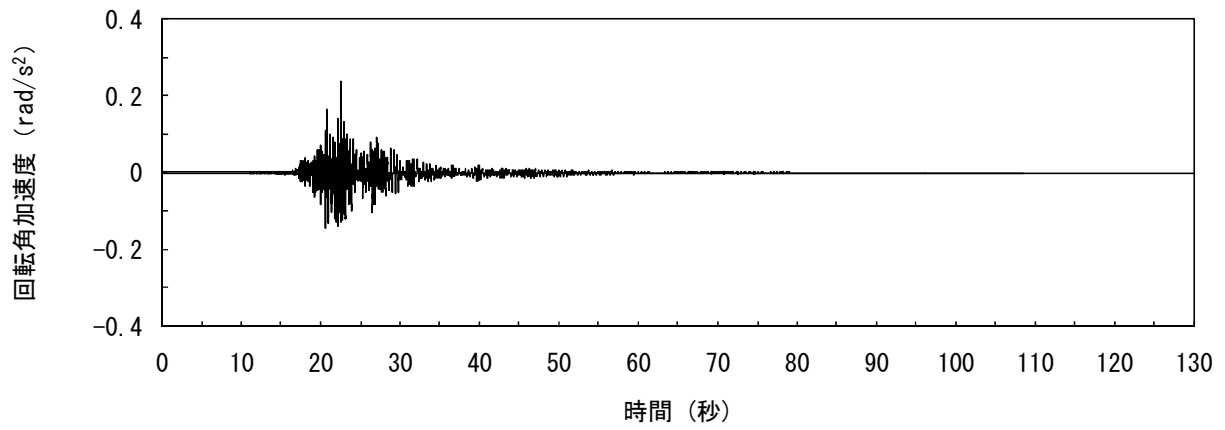


(c) 鉛直方向

第 1 図(1) 入力動の時刻歴波形
(加速度, 水平, 鉛直成分)



(d) 南北方向 (回轉)



(e) 東西方向 (回轉)

第 1 図(2) 入力動の時刻歴波形
(加速度, 回轉成分)

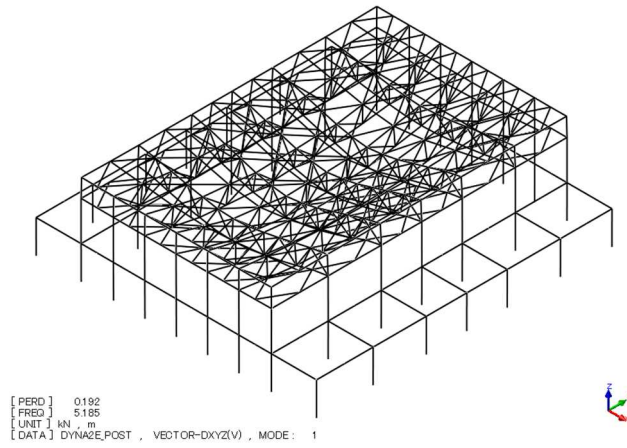
2. 屋根トラスの固有値解析結果

屋根トラスの固有値解析結果を第1表及び第2図に示す。

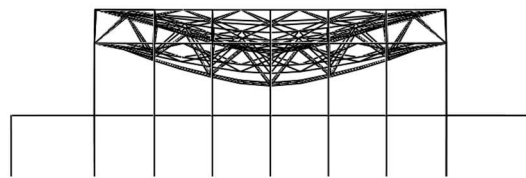
1次固有振動数は鉛直方向で5.19Hz、水平方向で7.51Hz（NS方向）、9.22Hz（EW方向）となる。

第1表 固有値解析結果

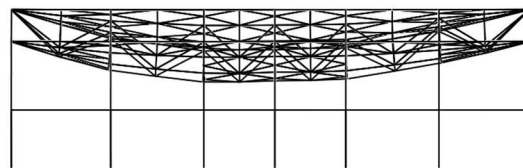
次数	振動数 (Hz)	周期 (sec)	刺激係数			備考
			水平方向(X)	水平方向(Y)	鉛直方向(Z)	
1	5.19	0.193	0.000	-0.001	1.596	鉛直方向一次
2	6.16	0.162	-0.004	-0.089	-0.073	鉛直方向二次
3	7.07	0.141	-0.002	0.004	0.416	
4	7.51	0.133	1.220	-0.004	-0.003	NS方向一次
5	8.10	0.123	-0.013	-0.473	-0.055	
6	9.22	0.108	0.003	1.811	-0.003	EW方向一次



(a) 鳥瞰図

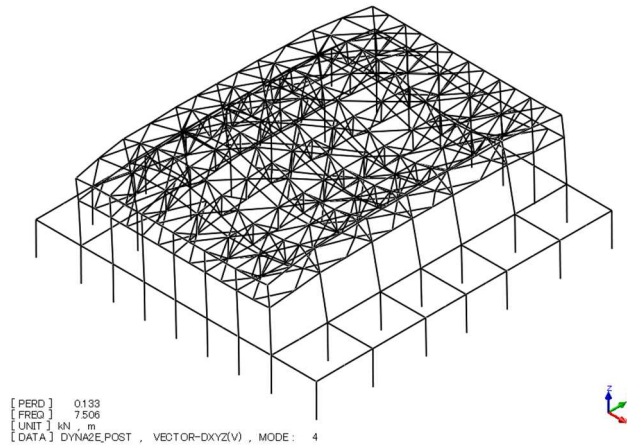


(b) ZX 面

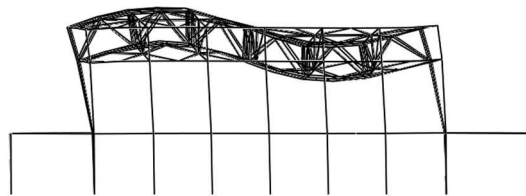


(c) YZ 面

第 2 図 (1) 固有値解析結果 (刺激係数), UD 方向 1 次モード

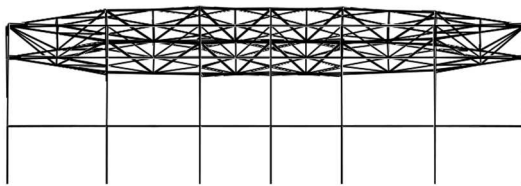


(a) 鳥瞰図



[PERD] 0133
 [FREQ] 7.506
 [UNIT] kN, m
 [DATA] DYNAGE,POST, VECTOR-DXYZ(V), MODE: 4

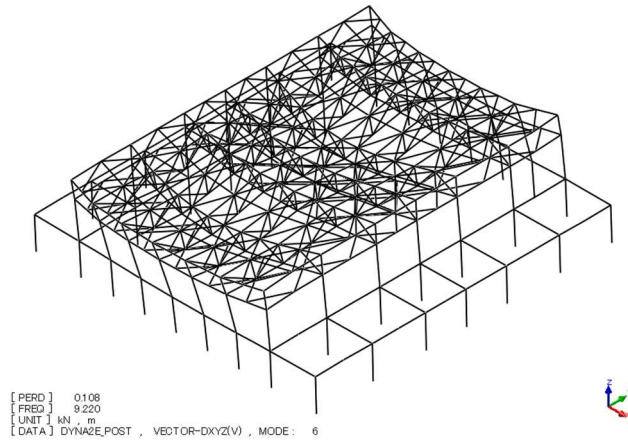
(b) ZX 面



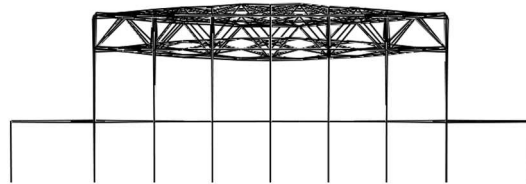
[PERD] 0133
 [FREQ] 7.506
 [UNIT] kN, m
 [DATA] DYNAGE,POST, VECTOR-DXYZ(V), MODE: 4

(c) YZ 面

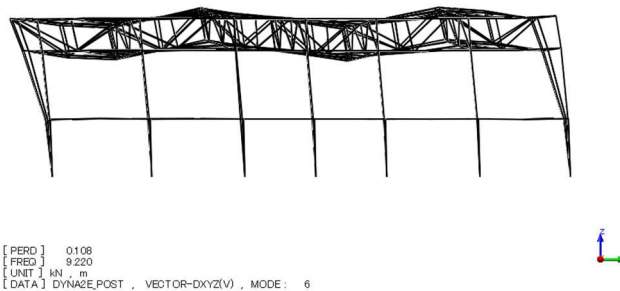
第 2 図 (2) 固有値解析結果 (刺激係数), NS 方向 1 次モード



(a) 鳥瞰図



(b) ZX 面

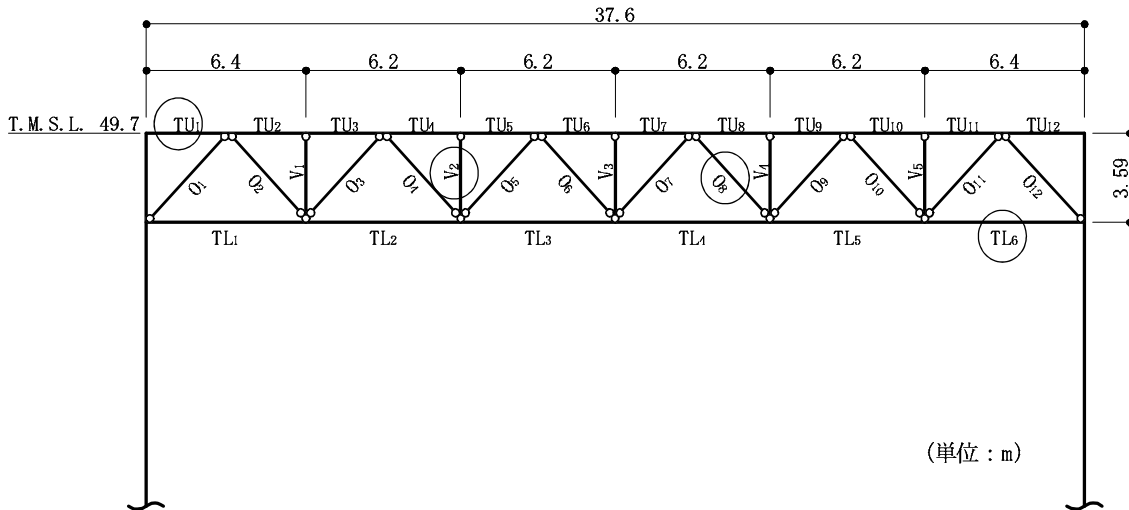


(c) YZ 面

第 2 図 (3) 固有値解析結果 (刺激係数), EW 方向 1 次モード

3. 屋根トラスの耐震評価の見通し

基準地震動 S_s による暫定応答を用いた評価結果のうち、屋根トラスを構成する主トラス方向の発生応力と評価基準値の比（発生応力/評価基準値）が最も大きい部材を含む RE 通りについて、評価部位を第 3 図に、評価結果を第 2 表に示す。屋根トラスについて各部材の発生応力は、評価基準値以下となっている。詳細な評価結果は、今回工認の時点で示す予定であるが、暫定応答による評価結果からは重大な課題が存在するとは考えられない。



○：最大応力度発生位置を示す。

第 3 図 評価部位

第 2 表 主トラスの評価結果（暫定値）

部材	評価結果 (発生応力/評価基準値)	位置	使用部材
上弦材	0.59	TU1	H-428×407×20×35
下弦材	0.66	TL6	H-400×408×21×21
斜材	0.62	O8	H-244×252×11×11
束材	0.42	V2	2[s-200×90×8×13.5

柏崎刈羽原子力発電所6号及び7号炉

機器・配管系設備に関するその他手法の相違点について

(耐震)

1. はじめに

今回工認における機器・配管系設備の耐震評価において既工認から評価手法を変更する予定のものうち、他プラントを含めた認可実績のあるものについて本資料にて整理する。

2. 手法の相違点

(1) 原子炉建屋クレーンへの非線形時刻歴応答解析の適用

原子炉建屋クレーンの解析では、より詳細な手法を用いる観点から、脱線防止ラグ等の構造変更を踏まえ、浮き上がり及び滑り条件を考慮した非線形時刻歴応答解析にて評価を実施する。原子炉建屋クレーンの非線形時刻歴応答解析の適用については、大間 1 号炉の建設工認において適用実績がある手法である。(添付資料 1 参照)

(2) 立形ポンプの解析モデルの精緻化

既工認において、立形ポンプについては設備の寸法、質量情報に基づき、ケーシング部とローター（軸）部を 2 軸でモデル化しているが、今回の評価では、JEAG4601-1991 追補版に基づき取付フランジ部を回転ばねとして考慮する等のモデルの精緻化を行っている。本解析モデルは、大間 1 号炉の建設工認において適用実績がある手法である。(添付資料 2 参照)

(3) 最新知見として得られた減衰定数の採用

最新知見として得られた減衰定数を採用する設備は以下のとおりであり、その値は、振動試験結果等を踏まえ、設計評価用として安全側に設定した減衰定数を採用したものである。また、鉛直方向の動的地震力を適用することに伴い、鉛直方向の設計用減衰定数についても新たに設定している。原子炉建屋クレーン、燃料取替機及び配管系の減衰定数並びに鉛直方向の設計用減衰定数は大間 1 号炉において適用実績がある。(添付資料 3 参照)

- ① 原子炉建屋クレーンの減衰定数
- ② 燃料取替機の減衰定数
- ③ 配管系の減衰定数

(4) 水平方向と鉛直方向の動的地震力の二乗和平方根（SRSS）法による組み合わせ

今回工認の評価では、鉛直方向の動的地震力が導入されたことから、水平方向と鉛直方向の地震力の組み合わせとして、既往の研究等に基づき二乗和平方根（以下、「SRSS」という。）法を用いる。SRSS 法による荷重の組み合わせは、大間 1 号炉の建設工認において適用実績がある手法である。(添付資料 4 参照)

(5) 水平方向応答解析モデルとは別に鉛直方向応答解析モデルを追加

今回工認では鉛直動的地震動が導入されたことから，原子炉本体及び炉内構造物について，鉛直方向応答を適切に評価する観点で，水平方向応答解析モデルとは別に鉛直方向応答解析モデルを新たに採用し鉛直地震動に対する評価を実施する。鉛直方向応答解析モデルは大間 1 号炉にて適用実績があるモデルである。(添付資料 5 参照)

3. 添付資料

添付資料 1 原子炉建屋クレーンへの非線形時刻歴応答解析の適用

添付資料 2 立形ポンプの解析モデルの精緻化

添付資料 3 最新知見として得られた減衰定数を採用するもの

添付資料 4 水平方向と鉛直方向の動的地震力の二乗和平方根 (SRSS) 法による組み合わせ

添付資料 5 鉛直方向応答解析モデルを追加したもの

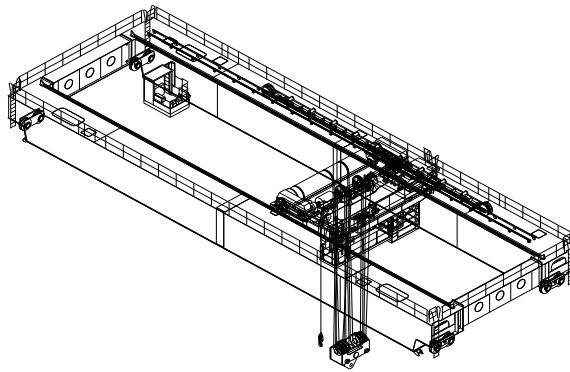
添付資料 1 原子炉建屋クレーンへの非線形時刻歴応答解析の適用

1. 概要

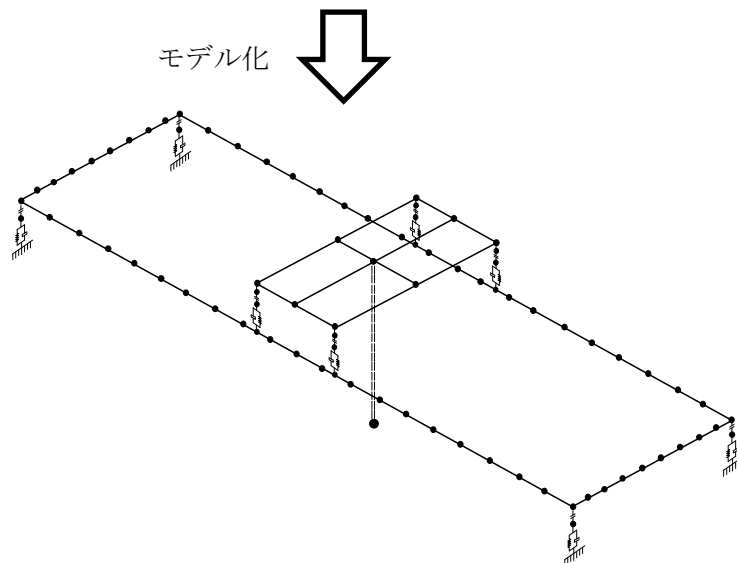
原子炉建屋クレーン（第 1.1 図）の耐震評価は、既工認では鉛直方向は静的地震力のみであったことから簡便に手計算により実施していた。

今回工認では、鉛直動的地震力を考慮する必要があること及びクレーンの車輪部の構造変更によりレール上に固定されていないという構造上の特徴を踏まえ、鉛直方向の地震力に対する車輪部の浮き上がり挙動を考慮した解析モデル（第 1.2 図）を用いた非線形時刻歴応答解析により評価を実施する。

なお、本モデル及び評価手法は大間 1 号炉の建設工認にて適用例があり、大間 1 号炉と柏崎刈羽の 6 号及び 7 号炉の原子炉建屋クレーンは類似構造であることから、柏崎刈羽 6 号及び 7 号炉にも適用可能である。



第 1.1 図 原子炉建屋クレーン（7号炉の例）



第 1.2 図 今回工認の解析モデル

2. 原子炉建屋クレーンの構造

大間1号炉と柏崎刈羽の6号及び7号炉の原子炉建屋クレーンは、第2.1図に示すとおり原子炉建屋に設置された走行レール上をガーダ及びサドルが走行し、ガーダ上に設置された横行レール上をトロリが横行する構造であり、いずれも同様の構造（添付資料(1)）となっており、地震力に対し以下の挙動を示す。

(1) 走行方向の水平力

- (a) クレーンは走行レール上に乗っているだけで固定されていないため、走行方向の水平力がクレーンに加わっても、クレーンはレール上をすべるだけで、クレーン自身にはレールと走行車輪間の最大静止摩擦力以上の水平力は加わらない。
- (b) クレーンの走行車輪は、駆動輪又は従動輪である。
- (c) 駆動輪は、電動機及び減速機等の回転部分と連結されているため、地震の加速度が車輪部に加わると回転部分が追従できず、最大静止摩擦力以上の力が加わればレール上をすべる。

(2) 横行方向の水平力

a. ガーダ関係

- (a) 横行方向は、走行レールに対して直角方向であるため、ガーダは建屋と固定されているものとし、水平力がそのままガーダに作用する。

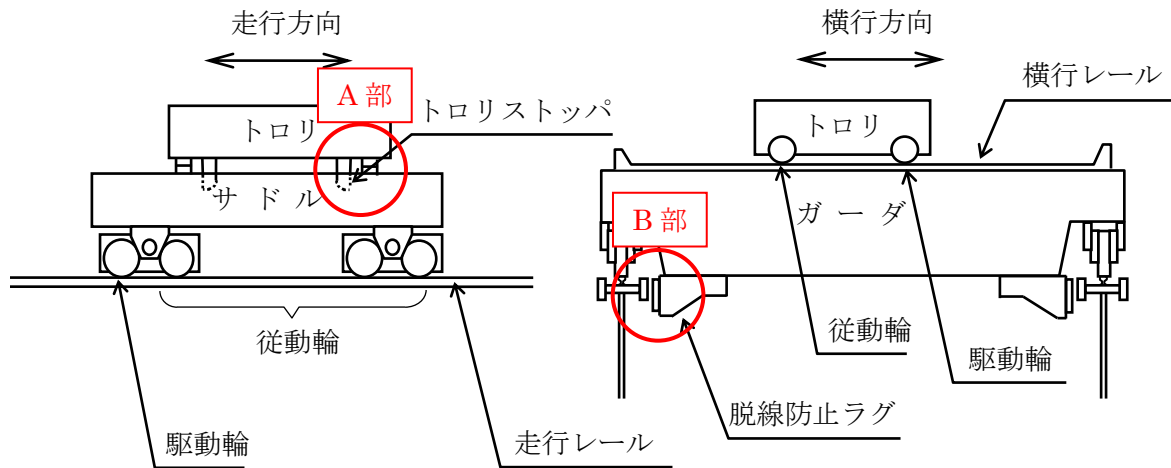
b. トロリ関係

- (a) トロリはガーダ上の横行レール上に乗っているだけで固定されていないため、水平力がトロリに加わっても、トロリはレール上をすべるだけで、トロリ自身にはレールと横行車輪間の最大静止摩擦力以上の水平力は加わらない。
- (b) トロリの横行車輪は、駆動輪又は従動輪である。
- (c) トロリの駆動輪は、電動機及び減速機等の回転部分と連結されているため、地震の加速度が車輪部に加わると回転部分が追従できず、最大静止摩擦力以上の力が加わればレール上をすべる。

(3) 鉛直力

クレーン及びトロリは、レール上に乗っているだけで固定されていないことから、鉛直方向の地震力によってレールから浮き上がる可能性がある。

また、柏崎刈羽6号及び7号炉の原子炉建屋クレーンは、これまでに実施した耐震強化工事によりトロリストoppa及び脱線防止ラグの構造変更を行っており、車輪まわりのトロリストoppa及び脱線防止ラグとレール間の取り合い構造は、認可実績のある大間1号炉の原子炉建屋クレーンと同様の構造となっていることから、車輪まわりを含めた地震応答解析モデルは大間1号炉と同様にモデル化することができる。(構造変更の概要は添付資料(2)参照。)



	大間1号炉	柏崎刈羽6号炉	柏崎刈羽7号炉
A部	<p>トロリストoppa トロリ ガード</p>	<p>トロリ ガード トロリストoppa</p>	<p>トロリストoppa トロリ ガード</p>
B部	<p>ガード 脱線防止ラグ</p>	<p>ガード 脱線防止ラグ</p>	<p>ガード 脱線防止ラグ</p>

第2.1図 車輪まわりの構造比較

3. 解析評価方針

(1) 評価方法

既工認、今回工認及び大間1号炉建設工認の評価方法を第3.1表に示す。今回工認では、鉛直動的地震力を考慮する必要があること及びクレーンの車輪部の構造を変更しておりレール上に固定されていないという構造上の特徴を踏まえ、鉛直方向の地震力に対する車輪部の浮き上がり挙動を考慮した3次元FEM解析モデルを用いた非線形時刻歴応答解析により評価を実施する。

第3.1表 既工認、今回工認及び大間1号炉建設工認の評価方法の比較

項目	柏崎刈羽6号及び7号炉		大間1号炉 (建設工認)
	既工認	今回工認	
解析手法	手計算による評価	非線形時刻歴応答解析	同左
解析モデル	—	3次元FEM解析モデル	同左
車輪—レール間の境界条件	すべり考慮	すべり，浮き上がり，衝突考慮	同左
地震力	水平	動的地震力	同左
	鉛直	静的地震力	
入力する地震動	原子炉建屋におけるクレーン設置位置の床応答加速度	原子炉建屋におけるクレーン設置位置の床応答加速度時刻歴	同左
減衰定数	水平	1.0% ^{※1}	同左
	鉛直	—	
解析プログラム	—	Abaqus (6号炉：Ver.6.11-1) (7号炉：Ver.6.5-4)	Abaqus (Ver.6.5-4)

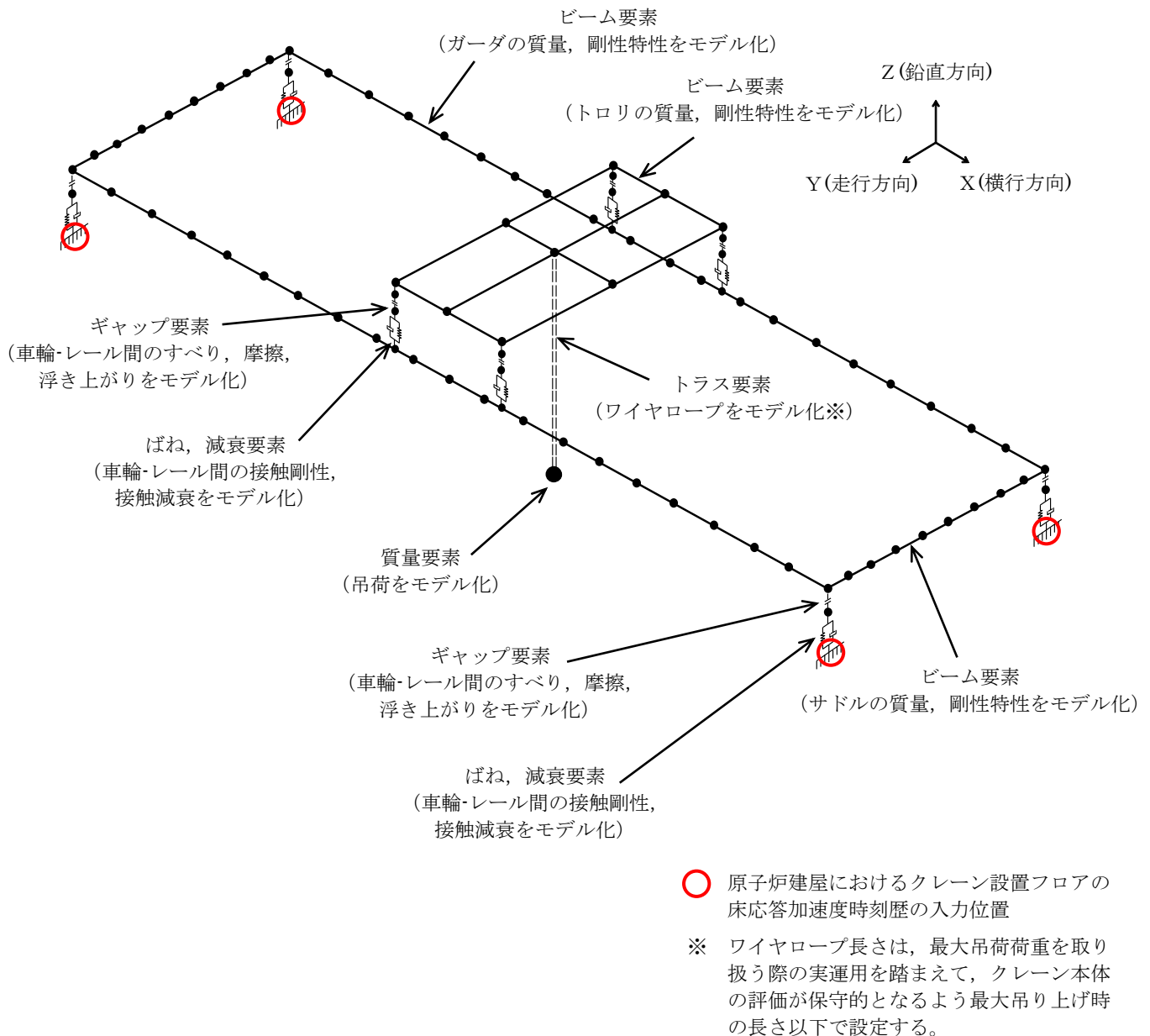
※1：既工認では剛であることを確認した上で動的震度を適用しているため減衰定数は評価に使用していない。

※2：別紙6の添付資料3にて適用性を説明。

(2) 地震応答解析モデル

クレーンを構成する主要部材をビーム要素でモデル化し、車輪部はレール上に乗っており固定されておらず、すべり及び浮き上がり挙動を考慮する構造であることから、ギャップ要素及びばね、減衰要素でモデル化する。クレーンの解析モデルを第 3.1 図に示す。

なお、今回工認の原子炉建屋クレーンのモデル化は、大間 1 号炉と同一の設定方法とする。(車輪部の非線形要素については参考文献(1)参照。)



第 3.1 図 クレーン解析モデル (7号炉の例)

(3) 地盤物性等の不確かさに対する検討方針

スペクトルモーダル解析等では、床応答加速度は地盤物性等の不確かさによる固有周期のシフトを考慮して周期方向に±10%拡幅したものをを用いている。

本評価では設計用床応答スペクトルを用いない時刻歴応答解析を採用することから、今回工認では地盤物性等の不確かさによる建屋固有周期のシフトの影響も考慮し、機器評価への影響が大きい地震動に対し ASME Boiler and Pressure Vessel Code SECTION III, DIVISION 1-NONMANDATORY APPENDIX N (ARTICLE N-1222.3 Time History Broadening) に規定された、設計用床応答スペクトルで考慮されている拡幅±10%に相当する地震入力のゆらぎを仮定する手法等による検討を行う予定である。

なお、ゆらぎを考慮した設計用床応答スペクトルの谷間にクレーンの固有周期が存在する場合は、ASME の規程に基づきピーク位置が固有周期にあたるようにゆらぎを考慮した評価も行う。

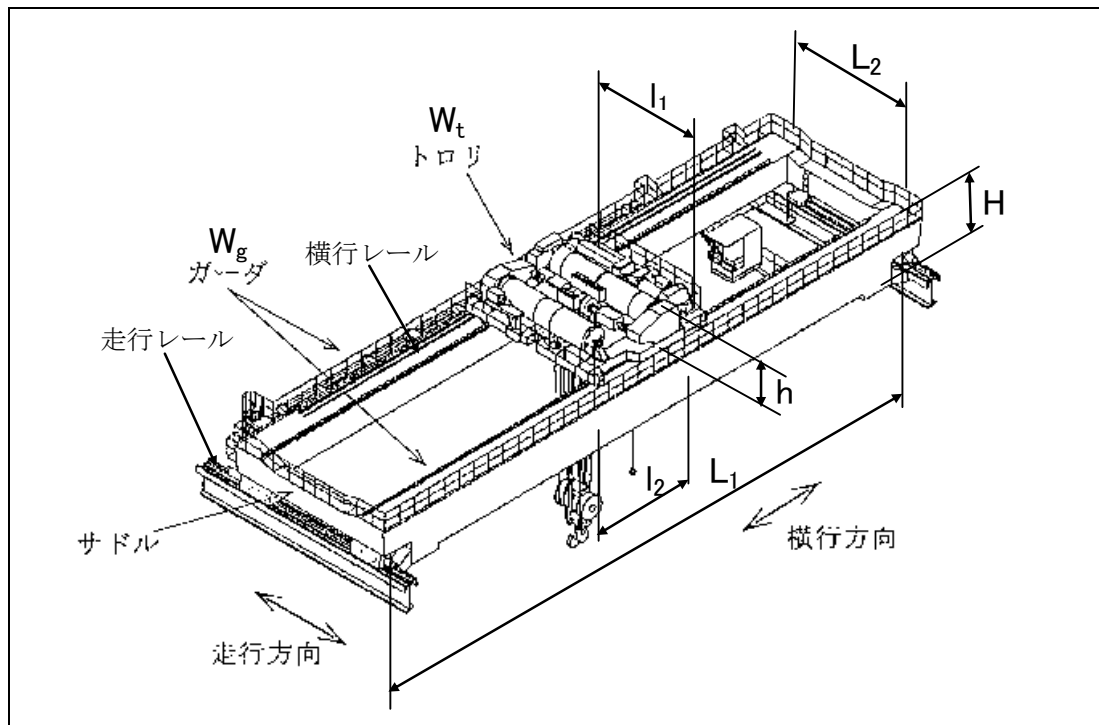
4. 添付資料

- (1) 原子炉建屋クレーンの主要諸元
- (2) 原子炉建屋クレーンの耐震強化工事による構造変更
- (3) クレーン車輪部の非線形要素（摩擦・接触・減衰）
- (4) 原子炉建屋クレーンの地震時挙動に関する補足説明

5. 参考文献

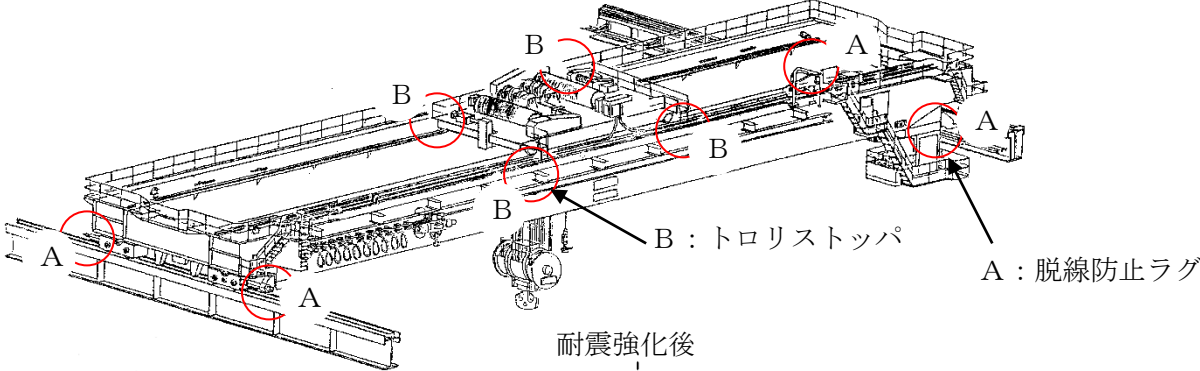
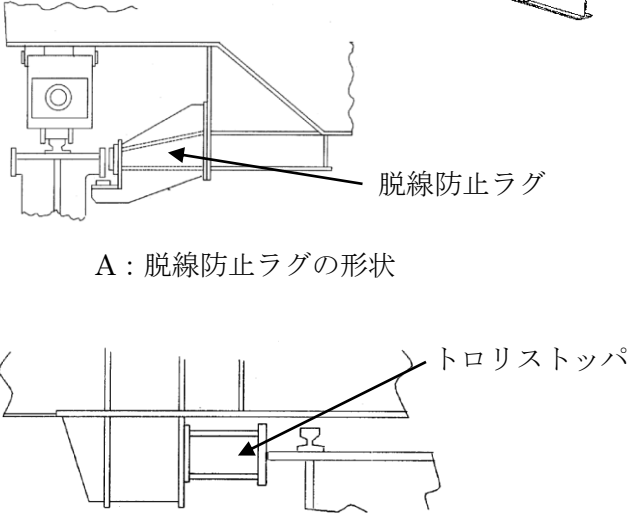
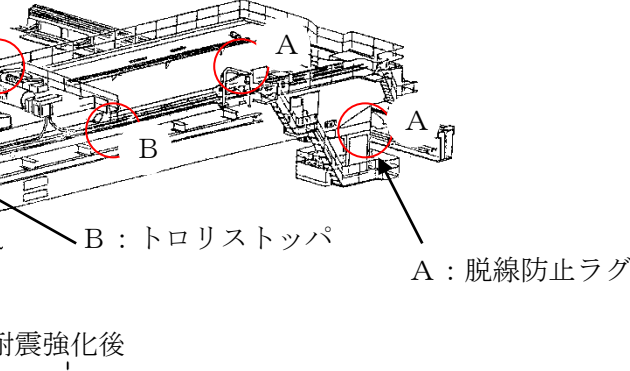
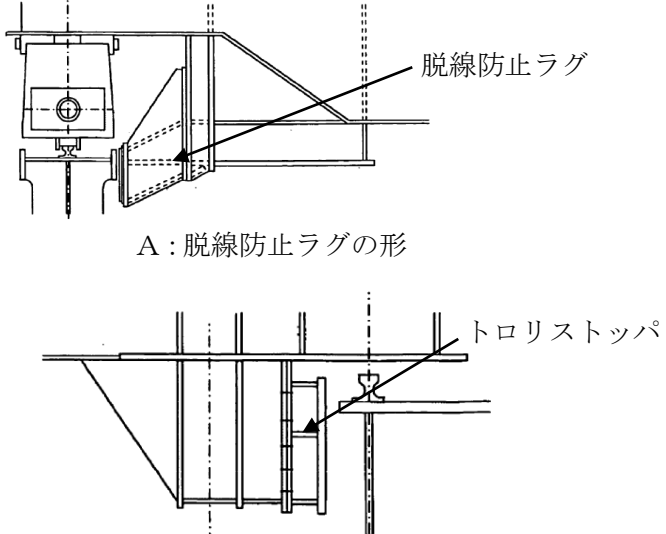
- (1) 平成 19 年度 原子力施設等の耐震性評価技術に関する試験及び調査 動的上下動耐震試験（クレーン類）に係る報告書（08 耐部報-0021,（独）原子力安全基盤機構）
- (2) 平成 20 年度 原子力施設等の耐震性評価技術に関する試験及び調査 動的上下動耐震試験（クレーン類）に係る報告書（09 耐部報-0008,（独）原子力安全基盤機構）

添付資料(1) 原子炉建屋クレーンの主要諸元

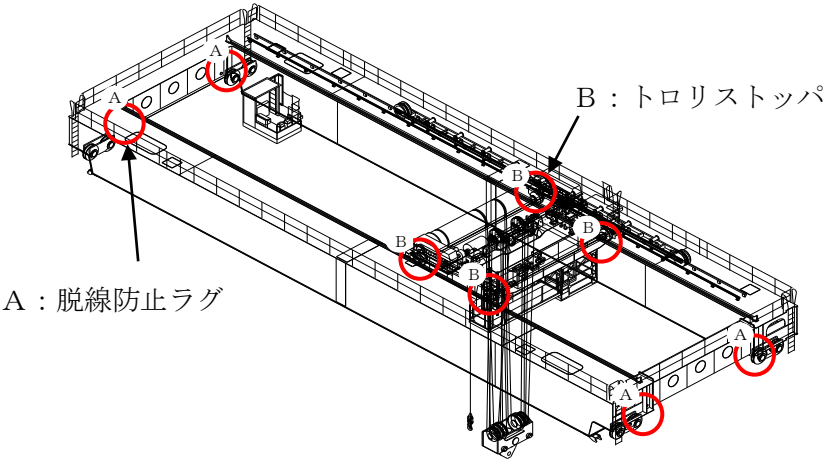
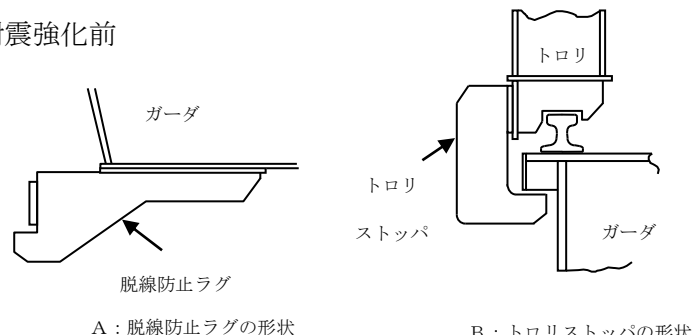
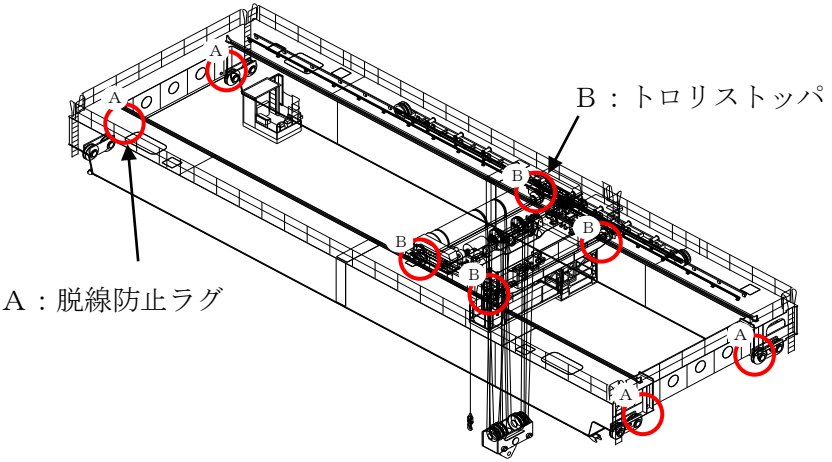
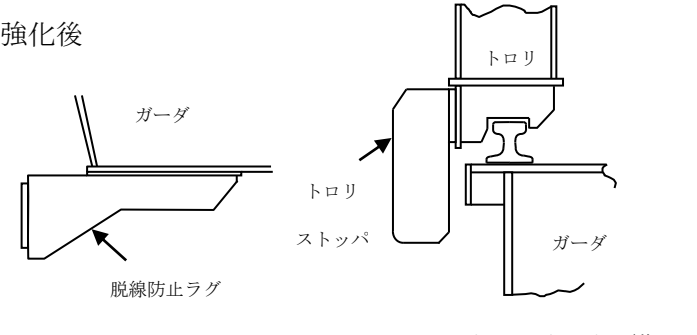


仕様		大間	柏崎刈羽	
		1号炉	6号炉	7号炉
トロリ	質量 Wt(ton)	80.0	86.5	80.0
	高さ h(m)	2.815	2.405	2.515
	スパン l ₁ (m)	7.7	5.8	7.7
	スパン l ₂ (m)	4.6	5.4	4.6
ガーダ	質量 Wg(ton)	190	226	190
	高さ H(m)	2.5	2.6	2.8
	スパン L ₁ (m)	34.9	34.9	34.9
	スパン L ₂ (m)	9.38	6.47	9.38
総質量	W(ton)	270.0	312.5	270.0

原子炉建屋クレーンの耐震強化工事による構造変更 (6号炉)

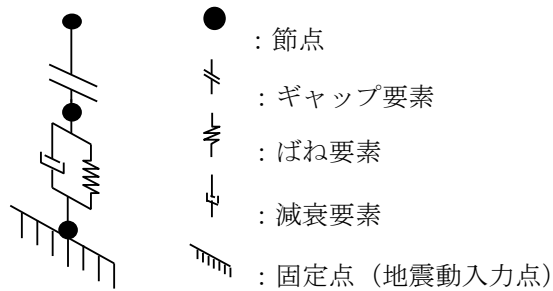
変更前	変更後	備考
<p>耐震強化前</p>  <p>A : 脱線防止ラグの形状</p>  <p>B : トロリストoppaの形状</p>	<p>耐震強化後</p>  <p>A : 脱線防止ラグ</p>  <p>B : トロリストoppaの形状</p>	<p>脱線防止ラグ及びトロリストoppaの形状を変更</p>

原子炉建屋クレーンの耐震強化工事による構造変更（7号炉）

変更前	変更後	備考
 <p>A : 脱線防止ラグ</p> <p>B : トロリストoppa</p> <p>耐震強化前</p>  <p>ガーダ</p> <p>脱線防止ラグ</p> <p>A : 脱線防止ラグの形状</p> <p>トロリ</p> <p>トロリ ストップ</p> <p>ガーダ</p> <p>B : トロリストoppaの形状</p>	 <p>B : トロリストoppa</p> <p>A : 脱線防止ラグ</p> <p>耐震強化後</p>  <p>ガーダ</p> <p>脱線防止ラグ</p> <p>A : 脱線防止ラグの形状</p> <p>トロリ</p> <p>トロリ ストップ</p> <p>ガーダ</p> <p>B : トロリストoppaの形状</p>	<p>脱線防止ラグ及びトロリストoppaの形状を変更</p>

添付資料(3) クレーン車輪部の非線形要素（摩擦・接触・減衰）

クレーン車輪部のモデル化では、すべり、浮き上がり及び衝突の挙動を模擬するためギャップ要素を用いる。また、接触部位の局所変形による接触剛性をばね要素で、衝突による減衰効果を減衰要素で模擬し、第 1.1 図に示すように、ギャップ要素と直列に配置する。

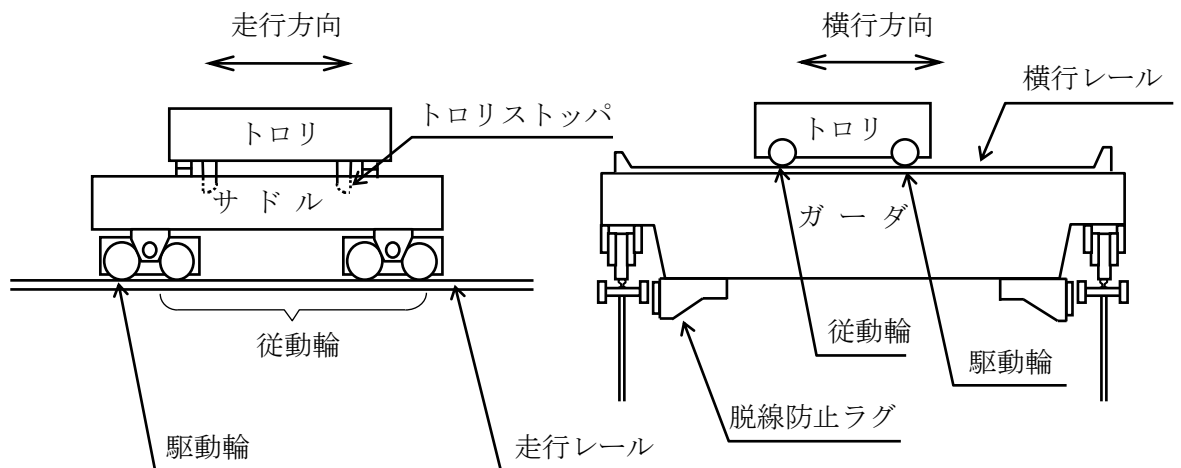


第 1.1 図 車輪部の非線形要素

a. 車輪とレール間の摩擦特性

クレーンの車輪には電動機及び減速機等の回転部分と連結された駆動輪と、回転部分と連結されていない従動輪の 2 種類がある（第 1.2 図）。このうち駆動輪は回転が拘束されているため、地震の加速度を車輪部に入れると回転部分が追従できず、最大静止摩擦力以上の力が加わればレール上をすべる。

ここで、摩擦係数は既工認と同様の 0.3 を用いる。



第 1.2 図 概要図（7号炉の例）

b. 車輪とレールの接触剛性

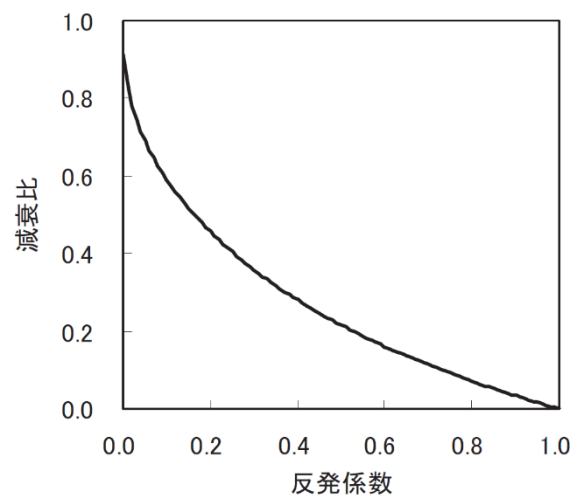
接触剛性は、「平成 20 年度 原子力施設等の耐震性評価技術に関する試験及び調査 動的上下動耐震試験（クレーン類）に係る報告書（09 耐部報-0008,（独）原子力安全基盤機構）」を参照し、車輪とレールの衝突時の剛性を模擬するものとして接触剛性を考慮したばね要素とクレーン質量で構成される 1 自由度系の固有振動数が 20Hz 相当になるよう設定する。

c. 車輪とレール間の衝突による減衰

衝突による減衰は、「平成 19 年度 原子力施設等の耐震性評価技術に関する試験及び調査 動的上下動耐震試験（クレーン類）に係る報告書（08 耐部報-0021,（独）原子力安全基盤機構）」にて実施した要素試験のうちの車輪反発係数試験結果から評価した反発係数から換算する。なお、減衰比と反発係数の関係式には次式を用いる。

$$e = \exp\left(-\frac{h\pi}{\sqrt{1-h^2}}\right)$$

ここで、 e は反発係数、 h は減衰比である。第 1.3 図に、上記の式で表される反発係数と減衰比の関係を示す。



第 1.3 図 反発係数と減衰比の関係

添付資料(4) 原子炉建屋クレーンの地震時挙動に関する補足説明

1. 車輪とレールとの摩擦力及び落下防止部材との接触による摩擦力の考慮について

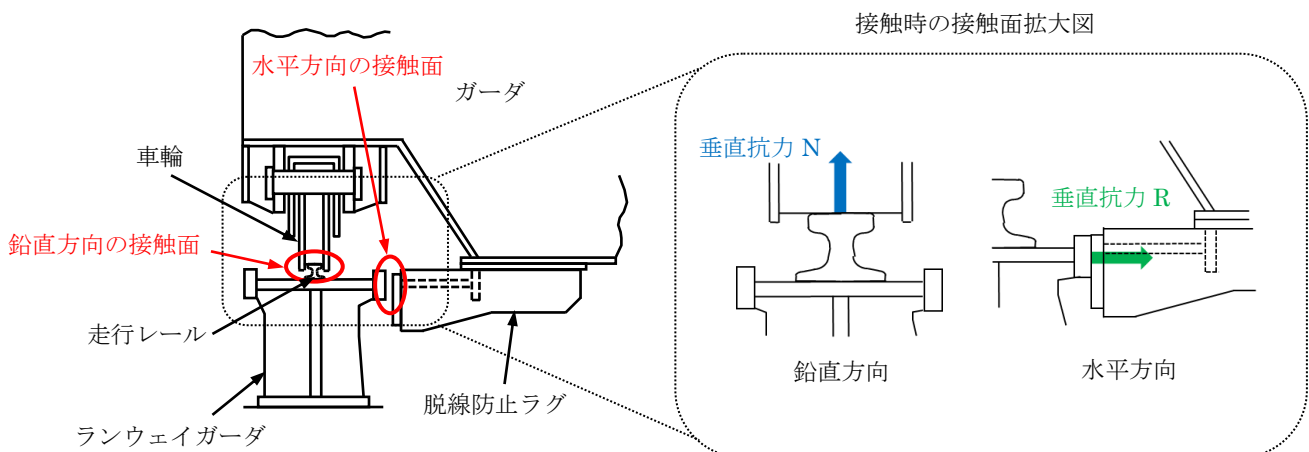
クレーンはレール上を車輪で移動する構造であるため、建屋に固定されておらず、地震時にはレールに沿う方向にはすべりが発生し、摩擦力以上の荷重を受けない構造である。

クレーン本体とランウェイガーダ間の取り合い部を例とすると、すべりを想定する面としては、鉛直方向（車輪～レール間）と水平方向（脱線防止ラグ～ランウェイガーダ間）が挙げられる。（第1図）

鉛直方向には、自重が常時下向きに加わっており、地震による鉛直方向加速度が $1G$ を上回りクレーン本体が浮き上がりの挙動を示すごく僅かな時間帯を除き、常に車輪はレール上面に接触し垂直抗力 N が発生する状態であることから、摩擦係数 μ ($=0.30$) 一定の条件下、垂直抗力 N を時々刻々変化させた摩擦力 f ($=\mu N$) を考慮している。

これに対して、水平方向には常時作用する荷重が無く、水平方向（横行方向）の地震力が作用し脱線防止ラグがランウェイガーダ側面に接触する際にのみ垂直抗力 R が発生する。しかしながら、地震力は交番荷重であること及び、接触後も部材間の跳ね返りが発生することから、側面の接触時間はごく僅かな時間となる。また、大きな摩擦力が発生するためには、横行方向の地震力により瞬間的に垂直抗力 R が発生する間に、走行方向の大きな地震力が同時に作用することが必要であることから、各方向地震動の非同時性を考慮し、側面の接触による摩擦力は考慮していない。側面の接触による摩擦力の影響を小さいと判断している妥当性については詳細設計段階にて念のため確認を行う。

なお、基準地震動 S_s による地震力に対して、駆動輪に接続される電動機及び減速機等の回転部分が破損し駆動輪が自由に回転する可能性も考えられるが、その場合は駆動輪が回転することにより摩擦力は低減することから、上記のように摩擦力を考慮した評価を行うことで保守的な評価となると言える。



第1図 鉛直方向と水平方向の接触面

2. レール等の破損による解析条件への影響について

クレーンのモデル化にあたっては、車輪がレール上にあり、レール直角方向に対しては脱線防止ラグ又はトロリストoppaが接触して機能することを前提としている。

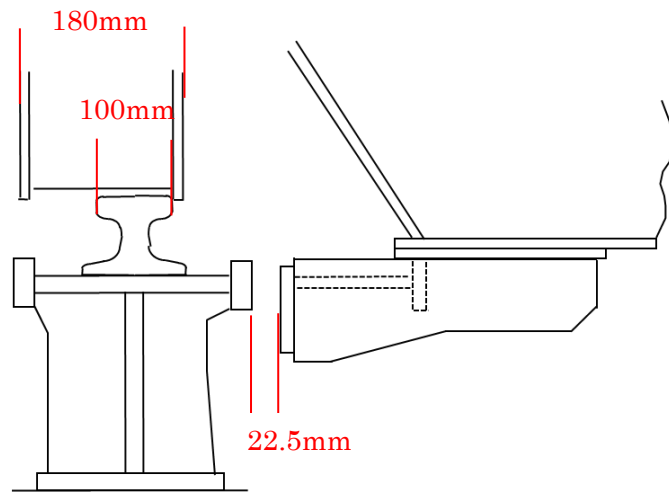
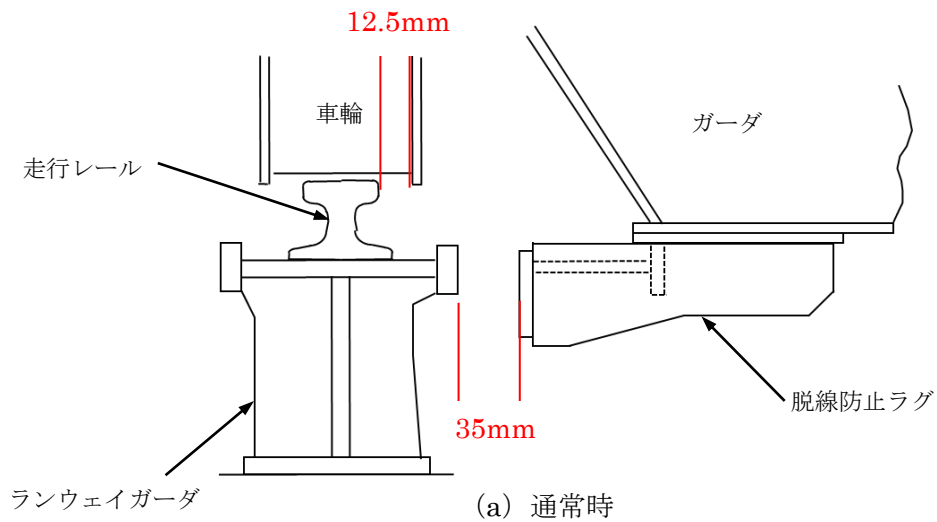
ここでは、地震応答解析モデルの前提としている「レール上に車輪が乗っていること」が、脱線防止ラグ又はトロリストoppaの健全性を確認することで満足されることを、クレーン本体とランウェイガーダ間の取り合い部を例として示す。

クレーン横行方向に地震力が作用する際は、車輪がレール上に乗り上がる挙動が想定されるが、脱線防止ラグがランウェイガーダに接触することで、横行方向の移動量は制限される。脱線防止ラグは構造強度部材として基準地震動 S_s によって生じる地震力に対して、許容応力を満足する設計としており、地震で破損することは無いため、脱線防止ラグとランウェイガーダ間のギャップ量に相当する移動量となった場合であっても、構造上車輪はレール上から落ちることは無い。(第2図)

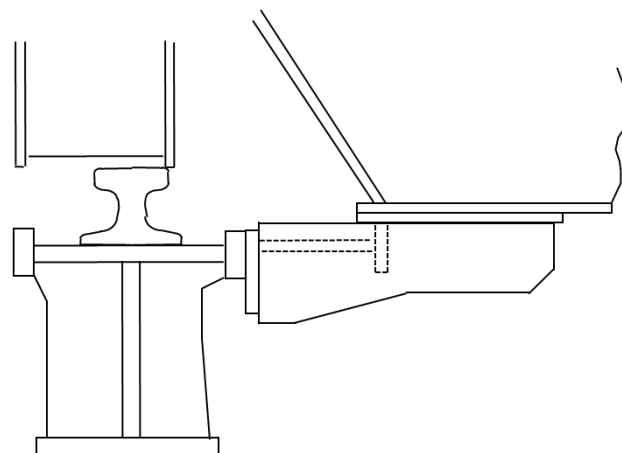
クレーン本体ガーダとトロリストoppaの寸法も同様の関係となっている。

また、脱線防止ラグとランウェイガーダが接触するより前に、車輪からレールに荷重が伝わることとなるが、車輪のつばとレールが接触(移動量 12.5mm)してから脱線防止ラグとランウェイガーダが接触(移動量 35mm)し移動が制限されるまでの移動量は 22.5mm (=35mm-12.5mm) 程度であることから、脱線防止ラグが接触して機能する前に鋼製部材であるレールが大きく破損することは無いと考えられる。

以上より、地震時に脱線防止ラグがランウェイガーダに接触して機能する前に、車輪がすべり面であるレールから落下することや、レールが大きく破損することが無いことから、脱線防止ラグが機能する前に地震応答解析モデルの前提を満足しなくなるおそれはないと判断しているが、地震時に脱線防止ラグがランウェイガーダに接触して機能する前の車輪とレールの接触による影響については、詳細設計段階にて念のため確認を行う。



(b) 水平方向地震力により車輪のつばがレールに接触（水平移動量 12.5mm）



(c) 水平方向地震力により脱線防止ラグとランウェイガードが接触（水平移動量 35mm）

第 2 図 概念図（7号炉の例）

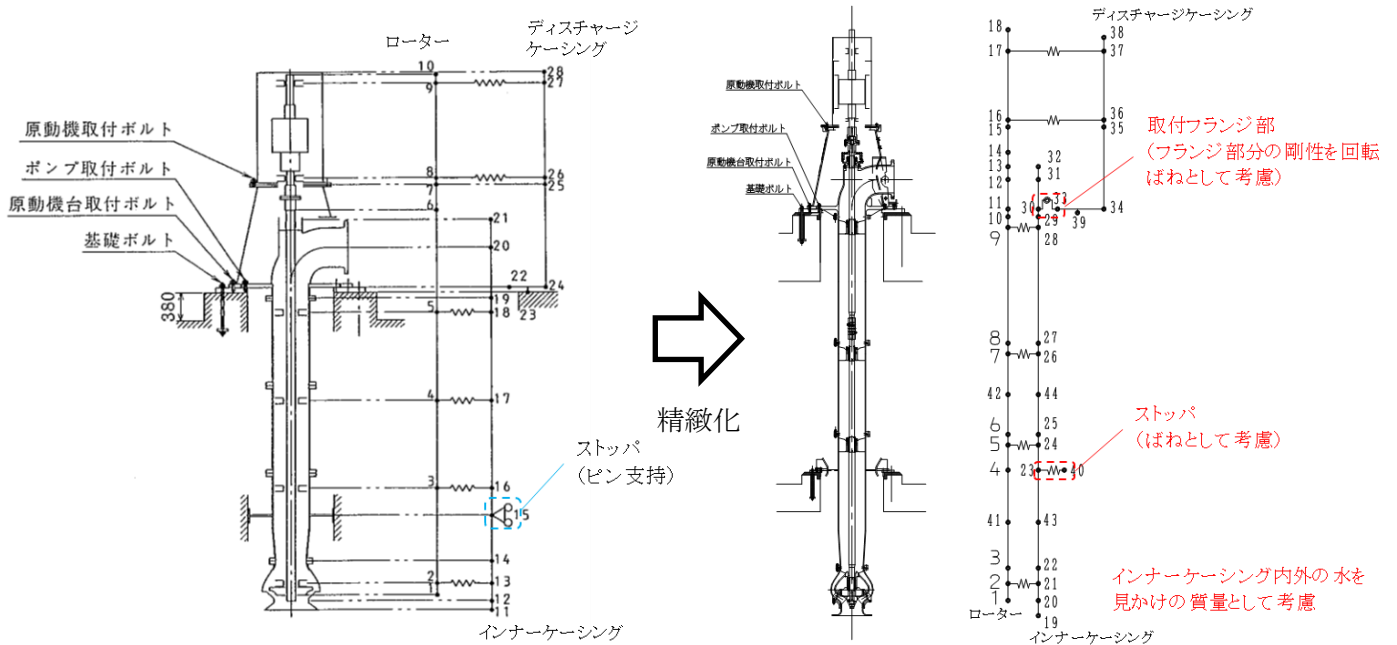
（本図は車輪がレールから外れないことを示すための概念図であり，構造物の大きさや間隙については実物とは異なる。）

添付資料 2 立形ポンプの解析モデルの精緻化

既工認における立形ポンプの解析モデルは、実機構造を踏まえた振動特性とするため、設備の寸法、質量情報に基づき、主要部であるローター、インナーケーシング及びディスチャージケーシングを相互にばね等で接続した多質点系モデルとして構築していた。

今回工認では、最新の知見に基づくモデル化を行う観点から、既工認モデルに対して JEAG4601-1991 追補版に基づくモデルの精緻化を行う。(第 1 図参照)

なお、本解析モデルは大間 1 号炉の建設工認にて適用実績がある。



構造図 解析モデル

(a) 既工認

構造図 解析モデル

(b) 今回工認

第 1 図 原子炉補機冷却海水ポンプ解析モデル図 (7 号炉の例)

添付資料 3 最新知見として得られた減衰定数を採用するもの

1. 概要

今回工認では、以下の設備について最新知見として得られた減衰定数を採用する。これらの変更は、振動試験結果を踏まえ設計評価用として安全側に設定した減衰定数を最新知見として反映したものであり、大間1号炉の建設工認において適用実績がある。

- ① 原子炉建屋クレーンの減衰定数^{※1}
- ② 燃料取替機の減衰定数^{※1}
- ③ 配管系の減衰定数^{※2}

※1 電力共通研究「鉛直地震動を受ける設備の耐震評価手法に関する研究(H7～H10)」

※2 電力共通研究「機器・配管系に対する合理的耐震評価法の研究(H12～H13)」

なお、本資料に記載する①～③の内容については、「大間原子力発電所1号機の工事計画認可申請に関わる意見聴取会」において聴取されたものである。

また、鉛直方向の動的地震力を適用することに伴い、鉛直方向の設計用減衰定数についても大間1号炉と同様に新たに設定している。

2. 今回工認で用いる設計用減衰定数

最新知見として反映した原子炉建屋クレーン, 燃料取替機及び配管系の設計用減衰定数を第1表及び第2表に示す。

第1表 原子炉建屋クレーン及び燃料取替機の設計用減衰定数

設 備	設計用減衰定数 (%)			
	水平方向		鉛直方向	
	JEAG4601* ¹	柏崎刈羽* ²	JEAG4601* ¹	柏崎刈羽* ²
原子炉建屋クレーン	1.0	2.0	—	2.0
燃料取替機	1.0	2.0	—	1.5(2.0)* ³

注記 *1:原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991 追補版(社団法人日本電気協会)

*2: 柏崎刈羽原子力発電所 6号及び7号炉

*3: ()外は, 燃料取替機のトリ位置が端部にある場合

()内は, 燃料取替機のトリ位置が中央部にある場合

第2表 配管系の設計用減衰定数

配管区分		設計用減衰定数 ^(注1) (%)			
		保温材無		保温材有 ^(注2)	
		JEAG 4601 ^{*1}	柏崎 刈羽 ^{*2}	JEAG 4601 ^{*1}	柏崎 刈羽 ^{*2}
I	支持具がスナバ及び架構レストレイント主体の配管系で、その数が4個以上のもの	2.0	同左	2.5	3.0
II	スナバ、架構レストレイント、ロッドレストレイント、ハンガ等を有する配管系で、アンカ及びUボルトを除いた支持具の数が4個以上であり、配管区分Iに属さないもの	1.0	同左	1.5	2.0
III ^{*3}	Uボルトを有する配管系で、架構で水平配管の自重を受けるUボルトの数が4個以上のもの	—	2.0	—	3.0
IV	配管区分I、II及びIIIに属さないもの	0.5	同左	1.0	1.5

注記 *1:原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991 追補版(社団法人 日本電気協会)

*2:柏崎刈羽原子力発電所6号及び7号炉

*3:区分III(Uボルトを有する配管系)については、新たに設定したものであり、
 現行 JEAG4601 では区分IVに含まれている。

: 新たに設定したもの

: JEAG4601 から見直したもの

(注1) 水平方向及び鉛直方向の設計用減衰定数は同じ値を使用

(注2) 保温材による付加減衰定数は、配管全長に対する金属保温材使用割合が40%以下の場合1.0%を適用するが、金属保温材使用割合が40%を超える場合は0.5%とする。

(適用条件)

- a) 適用対象がアンカからアンカまでの独立した振動系であること。
 大口径管から分岐する小口径管は、その口径が大口径管の口径の1/2倍以下である場合、その分岐部をアンカ相当とする独立の振動系とみなしてよい。
- b) 配管系全体として、配管系支持具の位置及び方向が局所的に集中していないこと。
- c) 配管系の支持点間の間隔が次の条件を満たすこと。

$$\text{配管系全長} / (\text{配管区分ごとに定められた支持具の支持点数}) \leq 15 (\text{m} / \text{支持点})$$
 ここで、支持点とは、支持具が取り付けられている配管節点をいい、複数の支持具が取り付けられている場合も1支持点とする。
- d) 配管と支持構造物の間のガタの状態等が施工管理規程に基づき管理されていること。ここで、施工管理規程とは、支持装置の設計仕様に要求される内容を反映した施工要領等をいう。

3. 設計用減衰定数の考え方

(1) 原子炉建屋クレーン及び燃料取替機の設計用減衰定数

a. 既工認の設計用減衰定数

原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991 追補版(社団法人 日本電気協会)(以下「JEAG4601」という。)において原子炉建屋クレーン及び燃料取替機は溶接構造物として分類されているため、設計用減衰定数は1.0%と規定されている。既工認では、上記の設計用減衰定数1.0%を適用していた。

b. 設計用減衰定数の見直し

原子炉建屋クレーン及び燃料取替機の減衰定数に寄与する要素には、材料減衰と部材間に生じる構造減衰に加え、車輪とレール間のガタや摩擦による減衰があり、溶接構造物としての1.0%より大きな減衰定数を有すると考えられることから、実機を試験体とした振動試験が実施された。

振動試験の結果、原子炉建屋クレーンの減衰定数については水平2.0%、鉛直2.0%が得られた。また、燃料取替機の減衰定数については水平2.0%、鉛直1.5%(燃料取替機のトリ位置が端部にある場合)、2.0%(燃料取替機のトリ位置が中央部にある場合)が得られた。

c. 柏崎刈羽原子力発電所6号及び7号炉への適用性

振動試験の概略と、振動試験における試験体と柏崎刈羽原子力発電所6号及び7号炉、並びに先行認可実績のある大間1号炉の実機との仕様の比較を参考資料1,2に示す。

柏崎刈羽原子力発電所6号及び7号炉の原子炉建屋クレーン及び燃料取替機については、試験結果の適用性が確認されている大間1号炉の原子炉建屋クレーンと同等の基本仕様であり、重量比(トリ重量/総重量)との比較から振動特性は同等である。

ここで、原子炉建屋クレーン(トリ中央/端部)及び燃料取替機(トリ中央位置)の鉛直方向の減衰定数については、応答振幅の増加に伴い減衰比は増加する傾向が試験結果から得られており、柏崎刈羽原子力発電所6号及び7号炉の応答振幅はこの試験における応答振幅よりも大きくなる。

一般的に構造物の減衰は、材料減衰及び構造減衰によるものが支配的であると考えられる。材料減衰は、材料が変形する際の内部摩擦による減衰であり、減衰比は振幅によらず一定となる。一方の構造減衰は、部材の接合部における摩擦現象によって発生し、振幅とともに増大すると言われている。

実機のクレーン類は、機上に駆動部品や搭載機器類(取付器具、電気盤、巻上機、ワイヤロープ、燃料取替機マストチューブ等)を多数持つ構造であり、振幅とともに増大する構造減衰を期待できると考えられる。

また、燃料取替機のトリ端部位置については、試験結果から明確な応答振幅に対する増加傾向は確認できていないものの、燃料取替機にはボルト締結部等の摩擦減衰を期待

できる電気盤等の上部構造物が多数設置されていることから、応答振幅の増加に伴い減衰比は少なくとも増加する傾向となり1.5%以上で推移すると考えられる。

さらに、水平方向の減衰定数については原子炉建屋クレーン及び燃料取替機ともに鉛直方向よりも大きい減衰が得られている。

従って、今回の評価における原子炉建屋クレーンの減衰定数については水平2.0%、鉛直2.0%を用いる。また、燃料取替機の減衰定数については水平2.0%、鉛直1.5%(燃料取替機のトロリ位置が端部にある場合)、2.0%(燃料取替機のトロリ位置が中央部にある場合)を用いる。

(2)配管系の設計用減衰定数

a. 既工認の設計用減衰定数

JEAG4601における配管系の設計用減衰定数は、配管支持装置の種類や個数によって3区分に分類されており、さらに保温材を設置した場合の設計用減衰定数が規定されている。既工認では、上記の設計用減衰定数を適用していた。

b. 今回の評価で用いる設計用減衰定数

以下、(a)、(b)に示す項目については、配管系の振動試験の研究成果に基づき、JEAG4601に規定する値を見直し設定する。

(a) Uボルト支持配管系

JEAG4601におけるUボルト支持配管系の設計用減衰定数は、0.5%と規定されている。

Uボルト支持配管系の減衰に寄与する要素には、主に配管支持部における摩擦があり、架構レストレイントを支持具とする配管系と同程度の減衰定数を有すると考えられることから、振動試験等が実施され、減衰定数2.0%が得られた。

振動試験で用いられたUボルトについては、原子力発電所で採用されている代表的なものをを用いていることから、振動試験等により得られた減衰定数を適用できると判断し、今回の評価におけるUボルト支持配管系の設計用減衰定数は、振動試験結果から得られた減衰定数2.0%を設定する。

なお、参考として振動試験結果の概略を参考資料3に示す。

(b) 保温材を設置した配管系

JEAG4601における保温材を設置した配管系の設計用減衰定数は、振動試験の結果に基づき、保温材を設置していない配管系に比べ設計用減衰定数を0.5%付加できることが規定されている。

その後、保温材の有無に関する減衰定数の試験データが拡充され、保温材を設置した場合に付加できる設計用減衰定数を見直すための検討が行われた。

今回の評価における保温材を設置した場合に付加する設計用付加減衰定数は、振動試験結果から得られた減衰定数1.0%を、保温材無の場合に比べて付加することとする。

なお、振動試験結果の概略を参考資料4に示す。

c. 柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉への適用性

減衰定数の検討においては、要素試験結果から減衰定数を算出するための評価式を求め、その上で、実機配管系の解析を行い、減衰定数を求めている。

まず要素試験においては、原子力発電所で採用されている代表的な 4 タイプ(参考資料3補足参照)を選定しており、柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉においても、この 4 タイプの U ボルトを採用している。

次に実機配管系の解析対象とした 28 モデルには、ABWR プラントと同一設計である BWR プラントの実機配管も含まれている。また配管仕様(口径、肉厚、材質)、支持間隔・配管ルートも異なっており、様々な配管剛性や振動モードに対応している。(参考資料 3 参照)

従って、今回検討した設計用減衰定数は柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉へ適用可能と判断し、柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉における配管の設計用減衰定数として設定する。

4. 鉛直方向の設計用減衰定数について

今回工認では、鉛直方向の動的地震力を適用することに伴い、鉛直方向の設計用減衰定数を新たに設定している。

鉛直方向の設計用減衰定数は、基本的に水平方向と同様とするが電気盤や燃料集合体等の鉛直地震動に対し剛体挙動する設備は 1.0%とする。また、原子炉建屋クレーン、燃料取替機及び配管系については、既往の試験等により確認されている値を用いる。(第3表)

なお、これらの設計用減衰定数は、大間1号炉の建設工認にて適用例がある。

第3表 機器・配管系の設計用減衰定数

設 備	設計用減衰定数 (%)			
	水平方向		鉛直方向	
	既工認	今回工認	既工認	今回工認
溶接構造物	1.0	同左	—	1.0
ボルト及びリベット構造物	2.0	同左	—	2.0
ポンプ・ファン等の機械装置	1.0	同左	—	1.0
燃料集合体	7.0	同左	—	1.0
制御棒駆動機構	3.5	同左	—	1.0
電気盤	4.0	同左	—	1.0
使用済燃料貯蔵ラック	1.0	Ss:7.0 Sd:5.0	—	—
原子炉建屋クレーン	1.0	2.0	—	2.0
燃料取替機	1.0	2.0	—	1.5(2.0)*
配管系	0.5~2.5	0.5~3.0	—	0.5~3.0

注記 *:()外は、燃料取替機のトリ位置が端部にある場合

()内は、燃料取替機のトリ位置が中央部にある場合

原子炉建屋クレーンの振動試験～減衰比の検討～設計用減衰定数の設定

実機を試験体とした振動試験から得られた、原子炉建屋クレーンの減衰特性に基づき、設計用減衰定数の検討を行った。

1. 代表試験体の選定

原子炉建屋天井クレーン8タイプ、一般用2タイプの基本仕様(トロリ及びガーダの質量, 高さ, スパン)を調査。

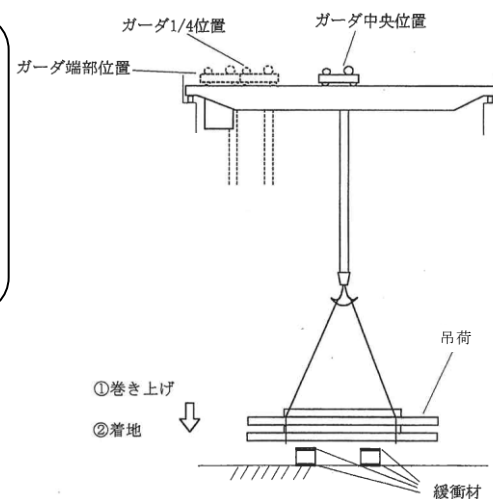
各天井クレーンの構成要素、基本構造及び減衰定数に影響を与えられられる天井クレーン全質量とトロリ質量の比, 及び振動特性が同等であることを確認。

一般用天井クレーンを代表試験体とし、個体差, 及びガーダ形状の相違の影響を確認するために、ガーダの断面形状が異なるタイプの同一仕様の試験体 No.1, No.2, 及びガーダの断面形状が同じタイプの試験体 No.3 を使用し、合計3機の試験体で実施。

2. 振動試験

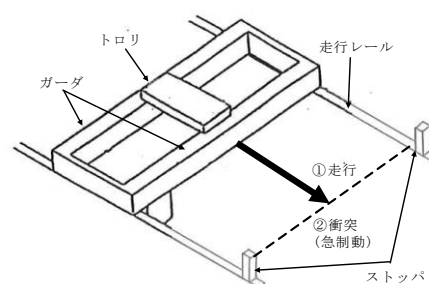
【鉛直方向の加振方法】

吊荷を床から50mm程度まで持ち上げた後、最大速度で下降させて床に着地させ、この時の自由振動を計測する。



【水平方向の加振方法】

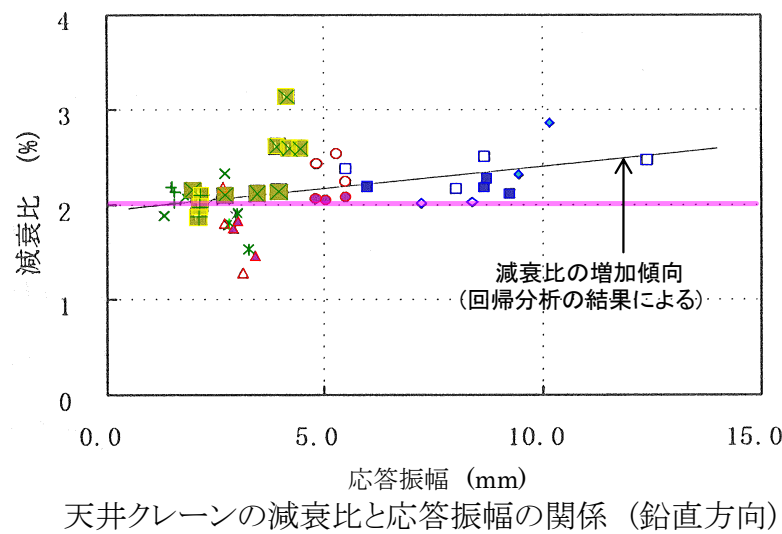
クレーンを1m程度走行させ、急停止することにより、自由振動を計測する。



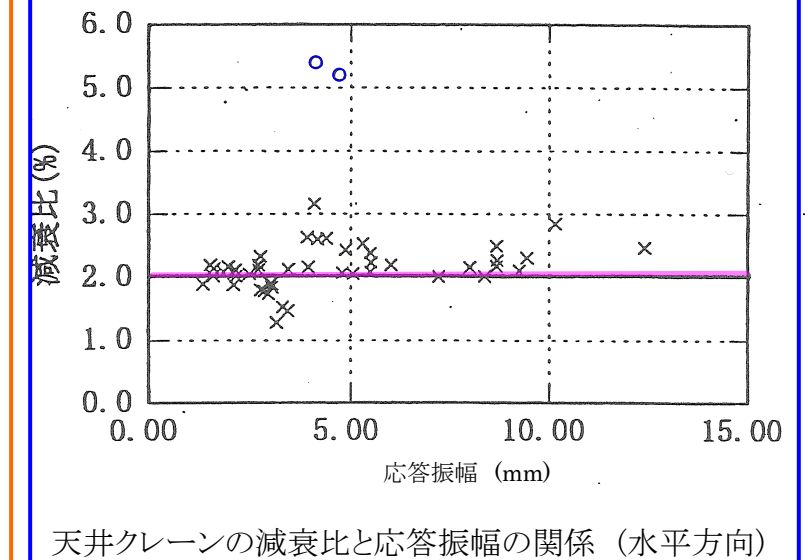
3. 計測データの処理

振動試験で得られた自由振動波形から減衰比を算定。

- 【凡例】
- 試験体 No.1 (試験体 No.2) <ガーダ形状が異なるタイプ> (同一タイプ2機で試験を実施)
 - (■) トロリ中央, 走行ギヤ側
 - (□) トロリ中央, 架線側
 - ▲(◆) トロリ1/4, 走行ギヤ側
 - △(◇) トロリ1/4, 架線側
 - 試験体 No.3 <ガーダ形状が同一なタイプ>
 - × トロリ主中補中, A側
 - ☒ トロリ主中補中, B側
 - * トロリ主1/4補1/4, A側
 - ☒ トロリ主1/4補1/4, B側
 - + トロリ主端補端, A側
 - 田 トロリ主端補端, B側



- 【凡例】
- 試験体 No.2 ○ 水平方向減衰比[トロリ中央部]
 - 試験体 No.1~No.3 × 鉛直方向減衰比 (左図に示した鉛直方向の結果を参考として記載)



4. 設計用減衰定数の設定

【試験結果 (鉛直方向)】

応答振幅に対する減衰比の傾向は、応答振幅が比較的小さい場合には減衰比のばらつきが大きいですが、応答振幅が大きくなると、減衰比の発生源となる構造減衰が増加し、減衰比が徐々に増加するとともに、そのばらつきが小さくなる。応答振幅 5.0mm で減衰比 2.0%以上が得られている。

【設計用減衰定数 (鉛直方向)】

応答振幅の増加に伴い減衰比は増加傾向にあり、設計応答振幅レベルで減衰比 2.0%以上となっていることから、設計用減衰定数 2.0%とした。

【試験結果 (水平方向)】

水平方向の減衰比は、応答振幅 4.7mm において 5.2% という結果が得られている。

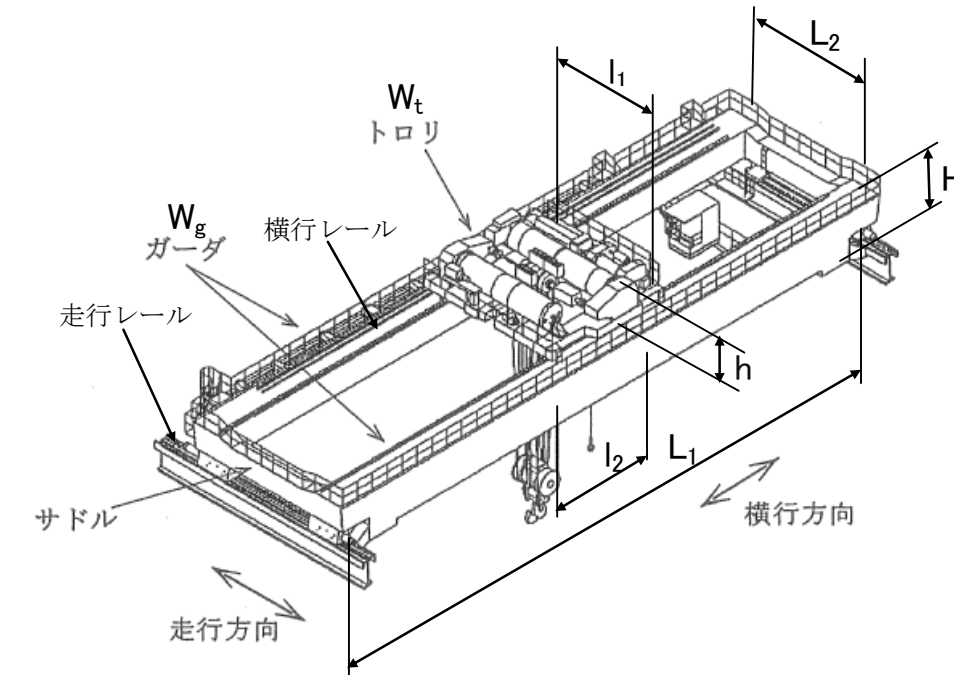
【設計用減衰定数 (水平方向)】

水平方向の減衰比は、応答振幅レベル 4.7mm において 5%程度の減衰比が得られているが、データ点数が少ないため、鉛直方向と同じ 2.0%を水平方向の設計用減衰定数とした。

■ 原子炉建屋クレーンの試験体と実機との仕様比較

原子炉建屋クレーンは、ガーダ 2 本の上にトロリが設置されている構造である。天井クレーン試験体、柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉並びに大間 1 号炉の原子炉建屋クレーンの主要な仕様を以下に示す。

天井クレーン試験体と柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉並びに大間 1 号炉の原子炉建屋クレーン実機の仕様の比較

仕 様		試験体		実機 原子炉建屋クレーン			備 考
		一般用天井クレーン		柏崎刈羽		大間	
		No.1,2	No.3	6 号炉	7 号炉	1 号炉	
トロリ	質量 Wt(ton)	43.5	71.0	86.5	80.0	80.0	
	高さ h(m)	2.265	3.0	2.405	2.515	2.815	
	スパン l ₁ (m)	5.8	5.8	5.8	7.7	7.7	
	スパン l ₂ (m)	4.1	3 (主巻用) 2.5(補巻用)	5.4	4.6	4.6	
ガーダ	質量 Wg(ton)	104.5	191.5	226	190	190	
	高さ H(m)	1.32	2.3	2.6	2.8	2.5	
	スパン L ₁ (m)	33.0	33.0	34.9	34.9	34.9	
	スパン L ₂ (m)	7.06	8.9	6.47	9.38	9.38	
総質量	W(ton)	148.0	262.5	312.5	270.0	270.0	
トロリ質量と 総質量の比	Wt/W	0.294	0.270	0.277	0.296	0.296	

■ 試験体と実機の比較の考え方

減衰比は、一般的に振動エネルギーと消散エネルギーの比で表される。消散エネルギーはガーダ等の構造部材の材料減衰、トロリ、ガーダ等のガタや摩擦による構造減衰により発生すると考えられ、天井クレーンにおいては、ガーダ、トロリは固定構造ではなく、レールと車輪間にすべりが発生する構造であることから、トロリとガーダとの微小な相対運動によるエネルギーの消散が減衰特性に最も影響が大きい因子と考えられる。

ここで、トロリとガーダとの相対運動による消散エネルギーはトロリ質量に比例し、振動エネルギーはクレーンの振動質量に比例する。天井クレーンは建屋に対して走行車輪部のみで支持された両端支持はりの構造をしており、地震時の振動モードは上下・水平方向共にガーダ中央のたわみが最大となる 1 次モードが支配的となる。そのため、振動質量はクレーンの総質量に比例し、減衰比はトロリ質量とクレーンの総質量の比に影響を受けることになる。

上表より、柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉の原子炉建屋クレーンのトロリ質量と総質量の比は、試験体及び先行認可実績のある大間 1 号炉の実機と同程度になることを確認している。

以上から、柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉の原子炉建屋クレーンの設計用減衰定数としては、水平 2.0%、鉛直 2.0%を適用する。

燃料取替機の振動試験～減衰比の検討～設計用減衰定数の設定

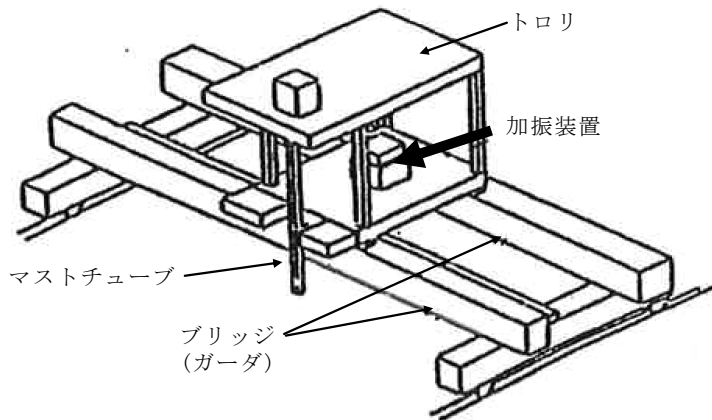
実機を試験体とした振動試験から得られた、燃料取替機の減衰特性に基づき、設計用減衰定数の検討を行った。

1. 代表試験体の選定

燃料取替機 5 機について、基本仕様(トロリ及びブリッジの質量, 高さ, スパン)を調査。
各燃料取替機の構成要素、基本構造、サイズ、質量及び振動特性が同等であることを確認。

燃料取替機 5 機の中から建設中プラントの燃料取替機を代表試験体として選定。

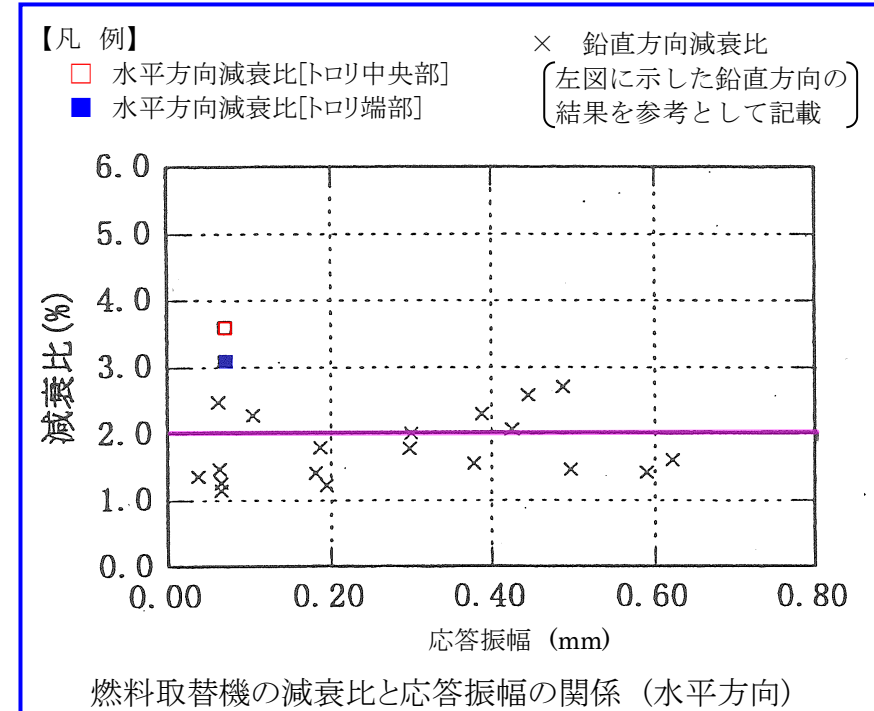
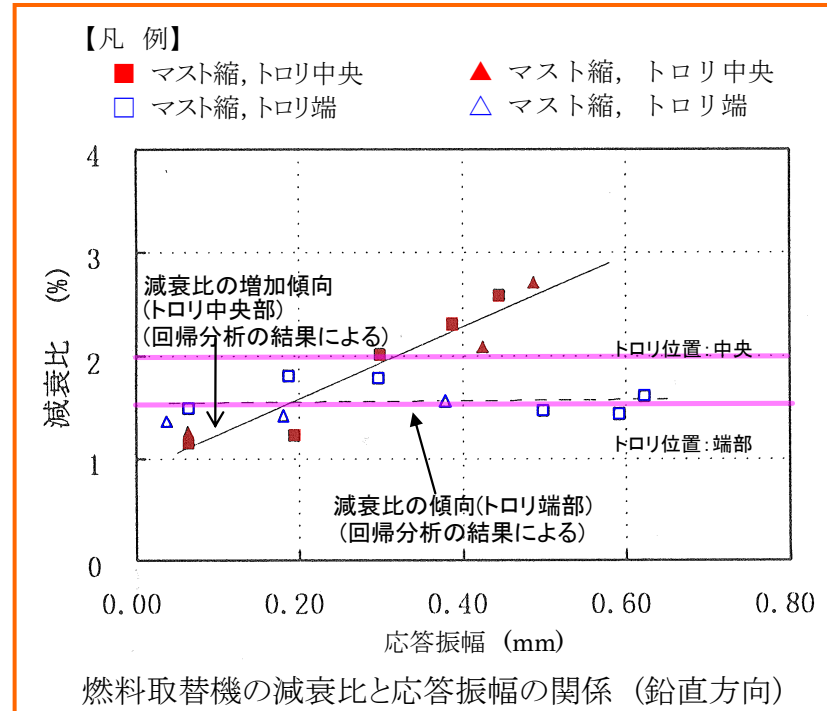
2. 振動試験



【加振方法(鉛直・水平方向)】
トロリ中央部に設置した加振装置による強制加振。
(正弦波 5Hz～20Hz)

3. 計測データの処理

振動試験で得られた周波数応答曲線からハーフパワー法で減衰比を算定。



4. 設計用減衰定数の設定

【試験結果 (鉛直方向)】
トロリ位置が中央部の場合では、応答振幅の増加にしたがって減衰比は増加する傾向を示している。応答振幅 0.40mm で減衰比 2.0%以上が得られている。
トロリ位置が端部の場合では、応答振幅に係らず 1.5%程度の減衰比が得られている。

【設計用減衰定数 (鉛直方向)】
トロリ位置が中央部の場合では、応答振幅の増加に伴い減衰比は増加傾向にあり、応答振幅レベル 0.40mm でも減衰比 2.0%以上となっていることから、設計用減衰定数 2.0%としたとしている。
トロリ位置が端部の場合では、応答振幅に係らず 1.5%程度の減衰比が得られていることから、設計用減衰定数 1.5%とした。

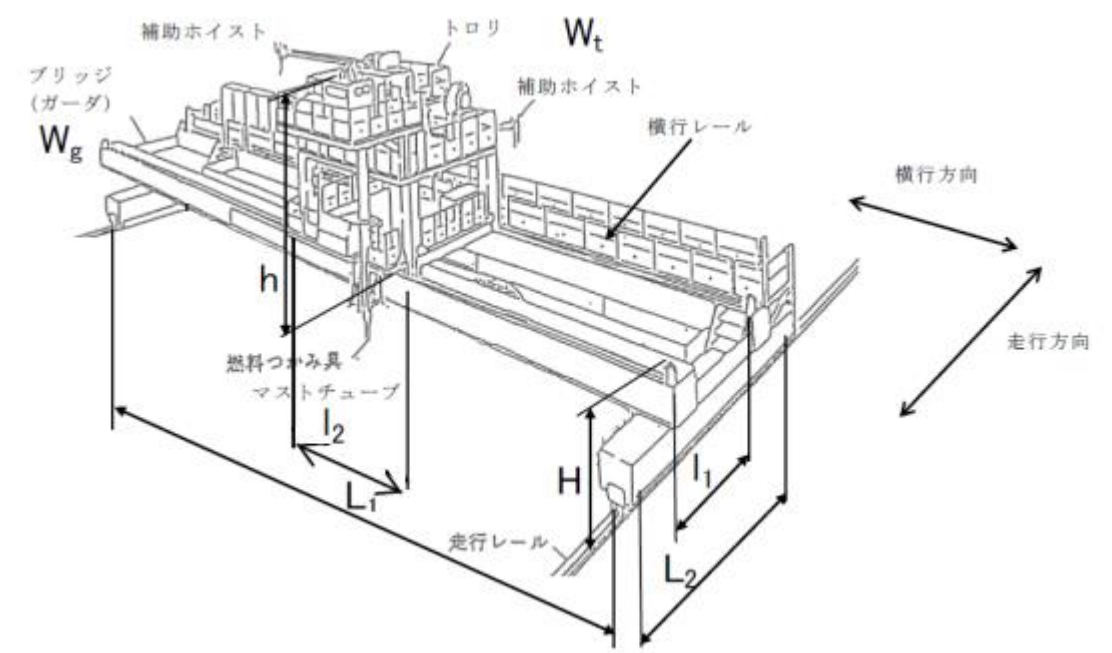
【試験結果 (水平方向)】
燃料取替機の水平方向の減衰比は、トロリ位置が中央部では応答振幅 0.07mm において 3.6%, トロリ位置が端部では応答振幅 0.07mm において 3.1%という結果が得られている。

【設計用減衰定数 (水平方向)】
水平方向の減衰比は、応答振幅レベル 0.07mm で 3.6%(トロリ中央部)及び 3.1%(トロリ端部)の減衰比が得られているが、データ点数が少ないため、鉛直方向と同じ 2.0%を水平方向の設計用減衰定数とした。

■ 燃料取替機の試験体と実機との仕様比較

燃料取替機は、フレーム構造のブリッジ上にトロリが設置されている構造である。燃料取替機試験体、柏崎刈羽原子力発電所6号及び7号炉並びに大間1号炉の燃料取替機の主要な仕様を以下に示す。

燃料取替機試験体と柏崎刈羽原子力発電所6号及び7号炉並びに大間1号炉の実機の仕様の比較

仕様		試験体	実機			備考	
			柏崎刈羽		大間(参考)		
			6号炉	7号炉	1号炉		
トロリ	質量 Wt(ton)	15.5	16.1	20.0	27.0		
	高さ h(m)	4.795	4.163	5.795	5.795		
	スパン l1(m)	3.0	2.8	3.0	3.0		
	スパン l2(m)	2.6	3.0	2.7	3.0		
ブリッジ	質量 Wg(ton)	23.6	30.4	28.5	40.0		
	高さ H(m)	2.005	2.917	2.005	2.075		
	スパン L1(m)	12.46	15.16	15.16	15.16		
	スパン L2(m)	4.6	4.8	4.6	4.43		
総質量	W(ton)	39.1	46.5	48.5	67.0		

■ 試験体と実機の比較の考え方

燃料取替機については、ブリッジ等の骨組み構造の材料減衰、トロリ、ブリッジ等のガタや摩擦による構造減衰が減衰比に影響を与えると考えられる。トロリの構造減衰はトロリ位置によって異なる。試験で得られた減衰比データとしては、ブリッジ中央にトロリがある場合、ブリッジの端部にトロリがある場合の2種類ある。鉛直方向に関しては、ブリッジの中央にトロリがある場合の方が、ブリッジの端部にトロリがある場合に比べて、減衰比は高くなっている。

ブリッジ中央にトロリがある場合、鉛直方向に関しては、応答振幅の増加に伴い減衰比は増加傾向にあり、応答振幅レベル 0.40mm で減衰比 2.0%以上となっていることから、設計用減衰定数を 2.0%とする。水平方向の減衰比は、応答振幅レベル 0.07mm で 3.6%の減衰比が得られているが、データ点数が少ないため、鉛直方向と同じ 2.0%を水平方向の設計用減衰定数とした。

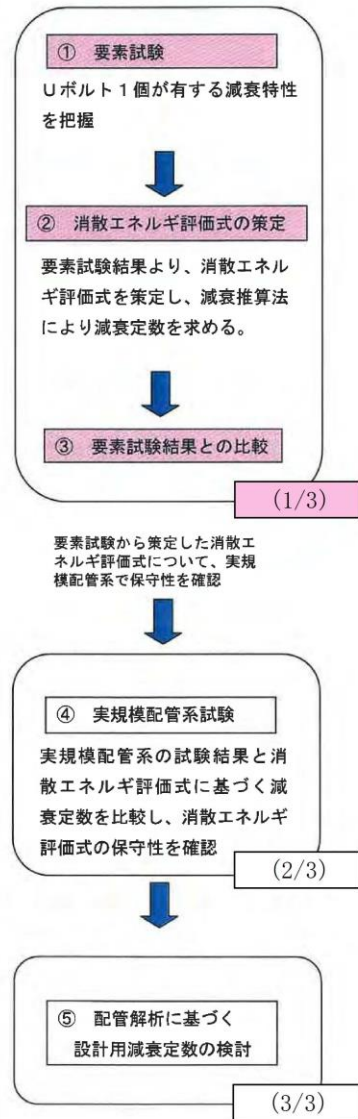
ブリッジ端部にトロリがある場合、鉛直方向に関しては、応答振幅に係らず 1.5%程度の減衰比が得られていることから、設計用減衰定数 1.5%とした。水平方向の減衰比は、応答振幅レベル 0.07mm で 3.1%の減衰比が得られているが、データ点数が少ないため、鉛直方向と同じ 2.0%を水平方向の設計用減衰定数とした。

実機への適用性の観点では、上表の試験体と柏崎刈羽原子力発電所6号及び7号炉における燃料取替機の構造の比較から、ブリッジスパン、質量は同等以上となっており、振動特性として応答は大きくなる傾向にあると考えられる。また、試験では低加速度レベル（水平約 100Gal、鉛直約 200Gal）にて実施されているが、実際の基準地震動 Ss はそれよりも大きな加速度レベルとなる。試験結果から、応答の増加に伴い減衰比も増加傾向にあるため、上記の試験結果より得られた減衰比は適用可能と考えられる。

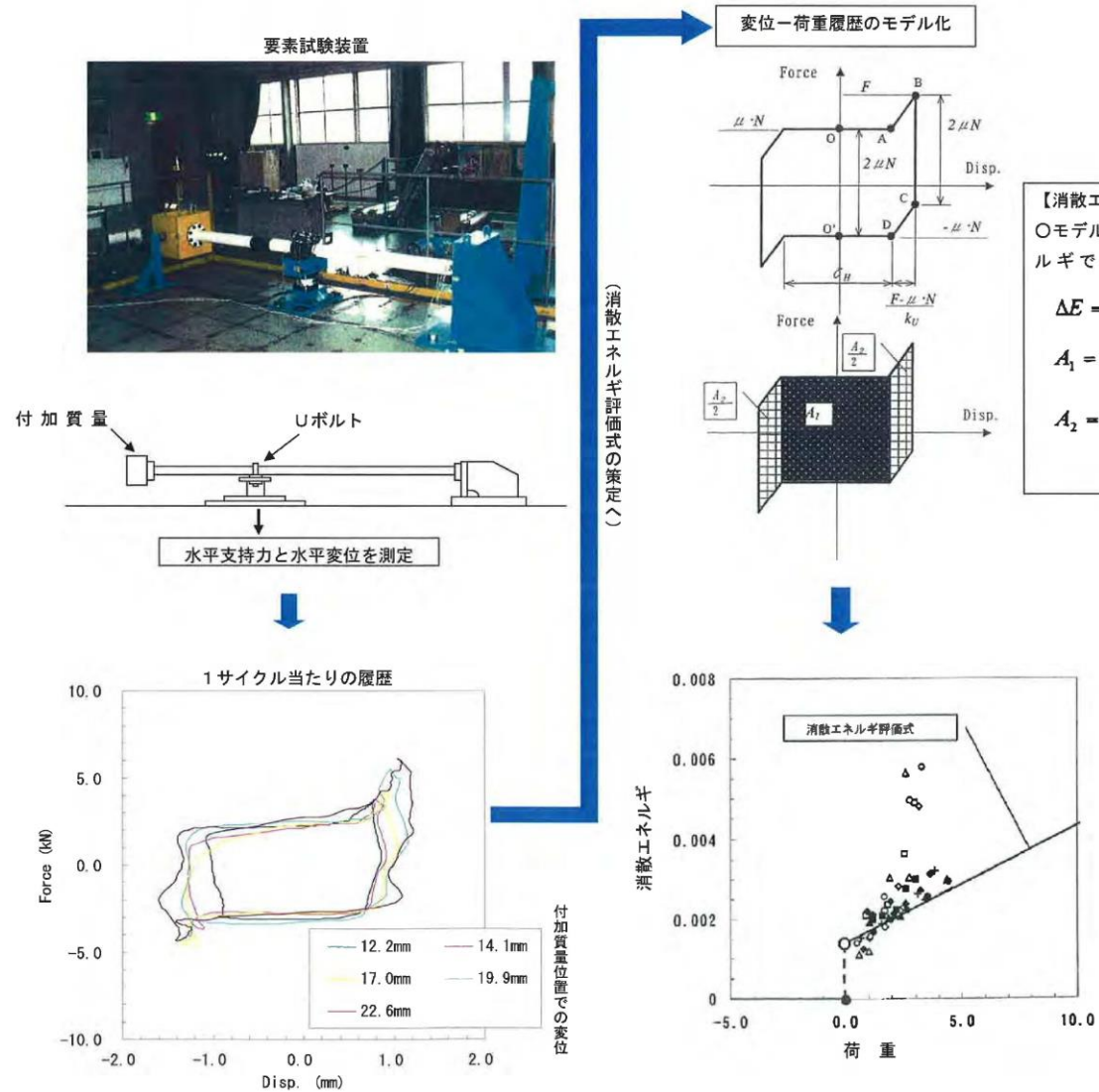
以上から、燃料取替機の設計用減衰定数として水平 2.0%、鉛直 1.5%(燃料取替機のトロリ位置が端部にある場合)、2.0%(燃料取替機のトロリ位置が中央部にある場合)を適用する。

Uボルト支持配管系の振動試験 (1/3) : ①要素試験～②消散エネルギー評価式の策定～③要素試験結果との比較

Uボルト支持配管系の研究の流れ



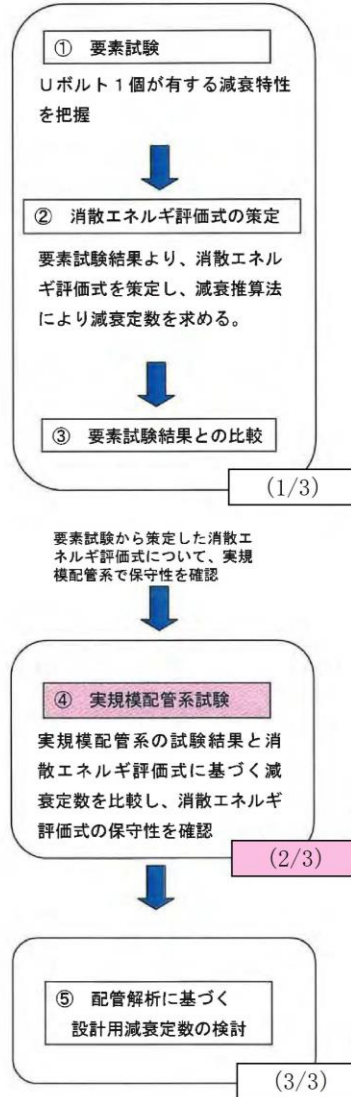
Uボルト支持部1箇所の減衰特性を把握するため、最も単純な試験体で振動試験を実施。



Uボルト支持配管系の減衰定数に関する研究の流れ (要素試験)

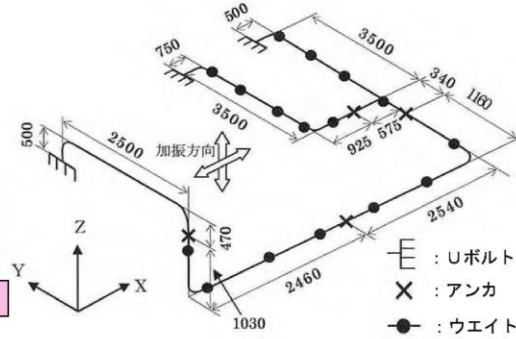
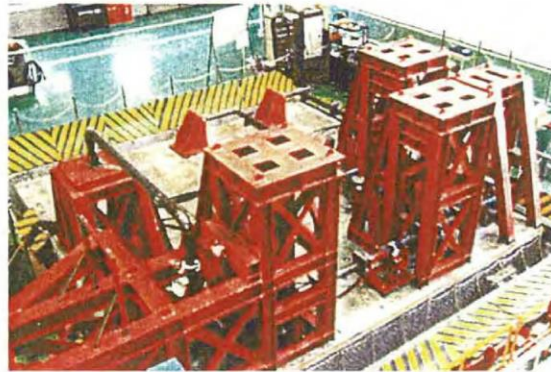
Uボルト支持配管系の振動試験 (2/3) : ④実規模配管系試験

Uボルト支持配管系の研究の流れ

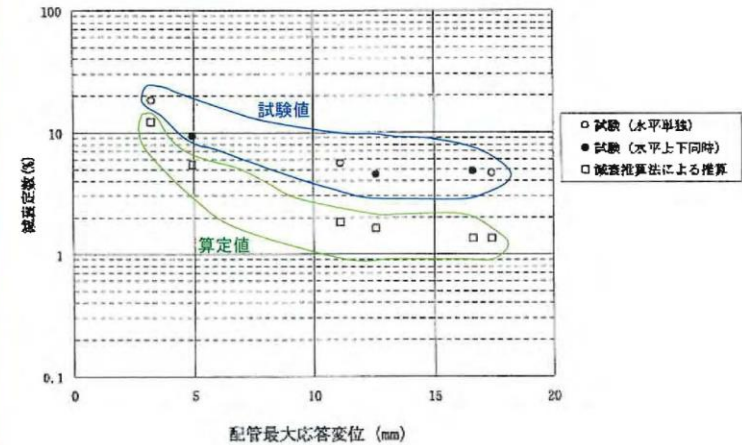


要素試験結果に基づき策定した消散エネルギー評価式の実機への適用性確認のため、実規模配管系試験による振動試験を実施し、試験結果より得られる減衰定数と消散エネルギー評価式より得られる減衰定数の比較検討を行った。

実規模配管系試験装置



試験結果と消散エネルギー評価式による減衰定数の比較

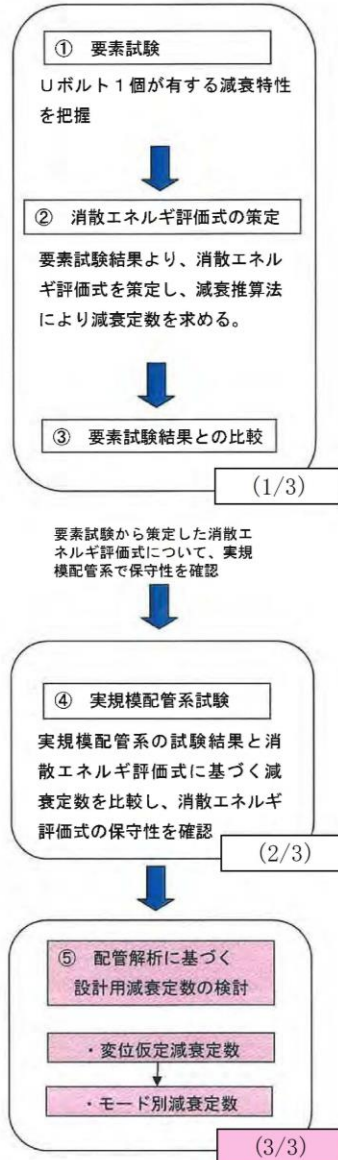


試験結果と消散エネルギー評価式による減衰定数を比較した結果、消散エネルギー評価式の方が全変位領域で下回っており、消散エネルギー評価式の保守性が確認された。

Uボルト支持配管系の減衰定数に関する研究の流れ (実規模配管系試験)

Uボルト支持配管系の振動試験 (3/3) : ⑤配管解析に基づく設計用減衰定数の検討

Uボルト支持配管系の研究の流れ



4条-別紙6-添3-15

実機プラントにおいては、配管系の支持箇所やルートは多種多様である。ここでは、実機配管系の計算モデルに対して消散エネルギー評価式を用いて減衰定数を算出し、さらに、Uボルト支持配管系の設計用減衰定数の検討を行った。

Uボルト支持配管系(28モデル)に対する解析による検討
(各振動モードが全て一律の変位が生じると仮定)

実規模配管系試験にて消散エネルギー評価式の保守性を確認したが、設計用減衰定数を設定するにあたっては、Uボルト支持具数や配管ルートなど様々な配管系について検討する必要がある。ここでは、消散エネルギー評価式による減衰定数が配管変位に依存するため、配管系の振動モード変位を一定と仮定した状態で減衰定数(変位仮定減衰定数)を算出した。対象はUボルト支持部を有する実機配管系(28モデル)とした。

- 解析の結果、Uボルト4個以上の配管系において
- ・ 仮定変位 2.5mm の場合、減衰定数 2.0%以上が得られた。
 - ・ 仮定変位 5.0mm の場合、減衰定数 1.0%以上が得られた。

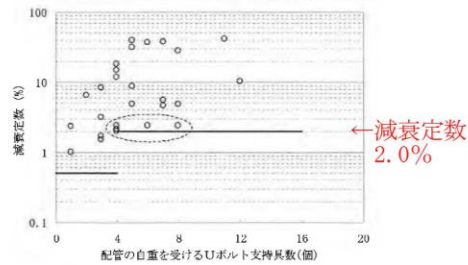
詳細計算による減衰定数の検討
(モード別減衰定数による検討)

変位仮定減衰定数は計算結果からも判るように「仮定する変位」に依存する。そこで、変位 2.5mm の減衰定数及び変位 5.0mm の減衰定数のそれぞれ 2%及び 1%を与える下限値を示した配管モデルに対して、より詳細な解析を行い、Uボルト支持配管系の設計用減衰定数を検討した。

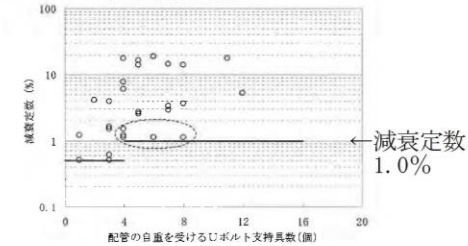
比較検討の結果、詳細計算結果と変位 2.5mm を与えた場合の結果がよく一致していることがわかり、Uボルト支持配管系の設計用減衰定数を 2.0%に設定することとしたとしている。

- なお、2.0%の適用に当たっては、以下の項目を条件とするとしている。
- Uボルトは、運転時に配管とボルト頂部との間に隙間があるよう施工されること。
 - 今回、検討対象としたUボルトの据付状態であること(架構で水平配管の自重を受けるUボルト)。

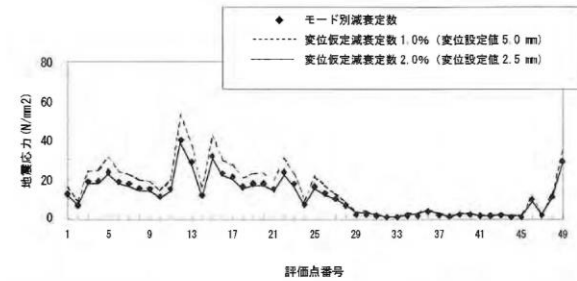
Uボルト支持配管系の減衰推算結果



(a) 変位設定値 2.5mm



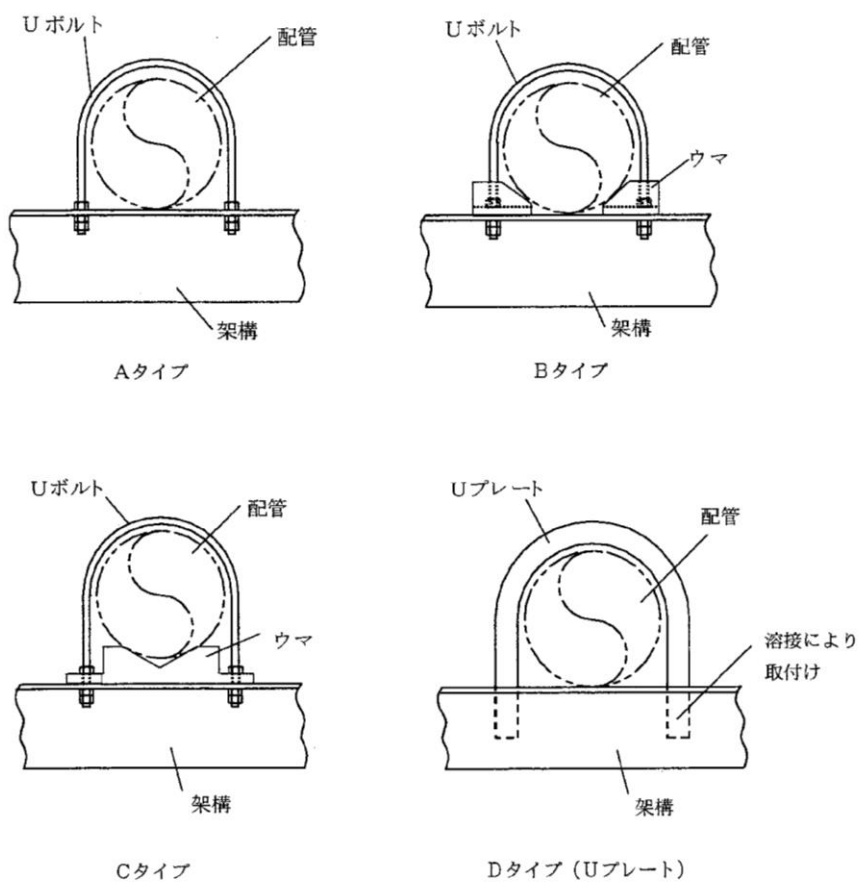
(b) 変位設定値 5.0mm



Uボルト支持配管系の減衰定数に関する研究の流れ (設計用減衰定数の検討)

【補足】要素試験に用いたUボルト支持構造物のタイプ

試験に用いたUボルトは，原子力発電所で採用されている代表的な4タイプを選定した。



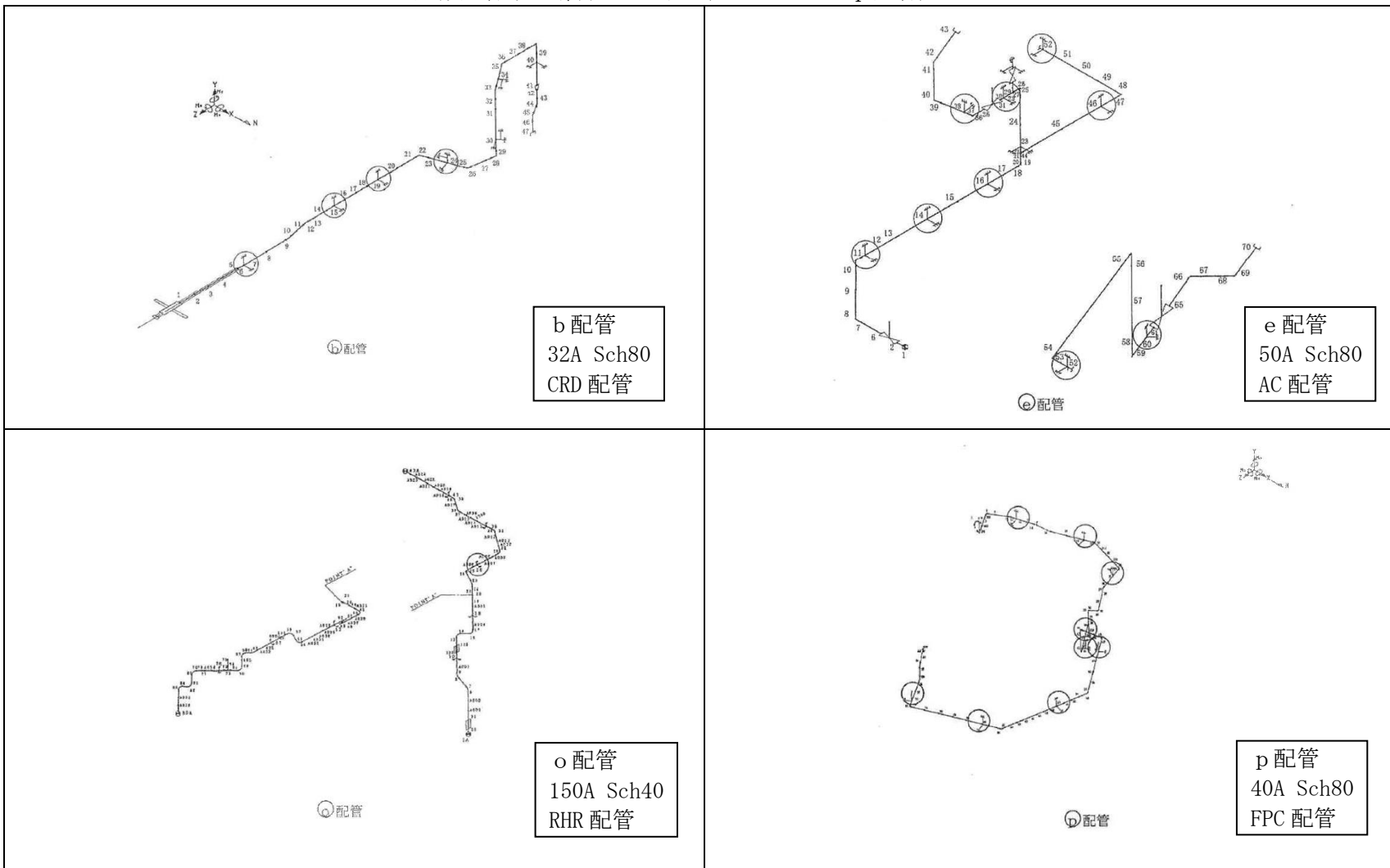
【解析を行った配管仕様】

- ・口径：20A～400A
- ・材質：ステンレス鋼，炭素鋼

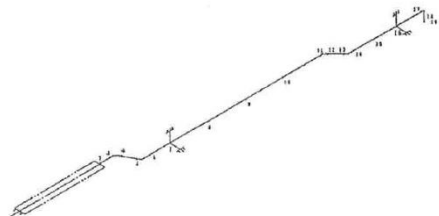
上記のうちBWR実機配管

	系統	口径
b 配管	CRD	32A
e 配管	AC	50A
o 配管	RHR	150A
p 配管	FPC	40A
q 配管	MUWC	100A
r 配管	MUWC	150A, 80A
s 配管	RCW	200A
t 配管	RCW	200A, 80A
u 配管	CRD	32A

実機配管系の解析モデル図 (b・e・o・p配管)

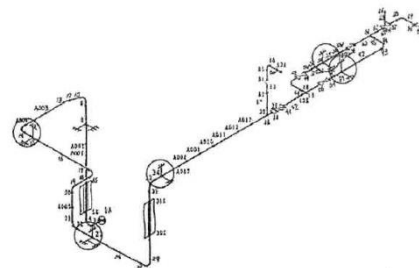


実機配管系の解析モデル図 (q・r・s・t配管)



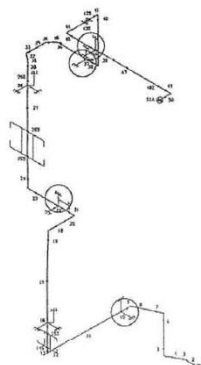
④配管

q 配管
100A Sch40
MUWC 配管



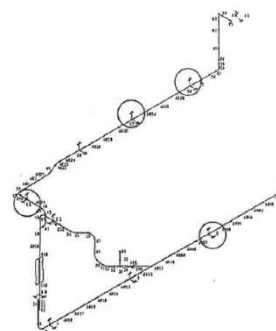
⑤配管

r 配管
150A Sch40
80A Sch40
MUWC 配管



⑥配管

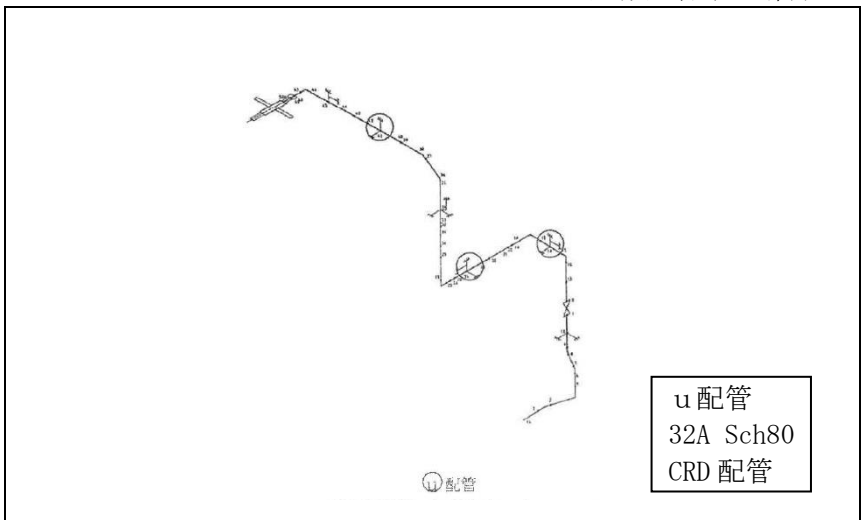
s 配管
200A Sch40
RCW 配管



⑦配管

t 配管
200A Sch40
80A Sch40
RCW 配管

実機配管系の解析モデル図 (u 配管)



配管系の保温材による付加減衰定数

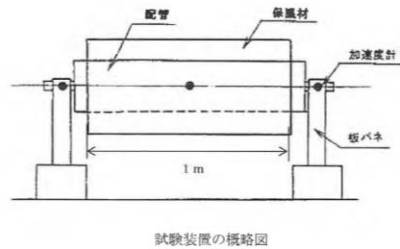
試験体を使用した振動試験から得られた、配管系の保温材による付加減衰定数に基づき、設計用減衰定数の検討を行った。

1. 試験体

3種類の配管口径
 ① 8B(200A)
 ② 12B(300A)
 ③ 20B(500A)
 の試験体を用いて振動試験を実施

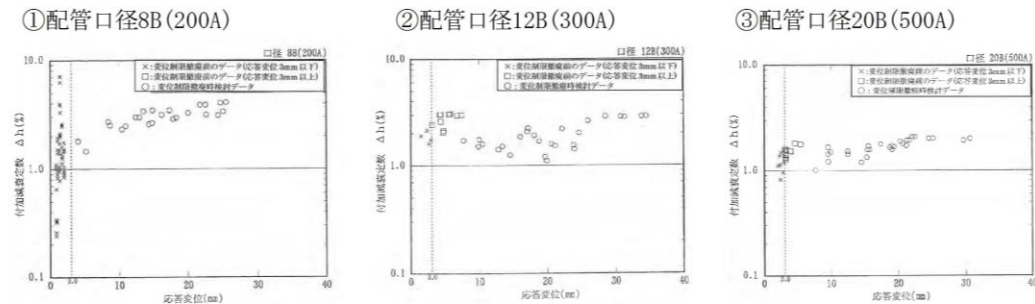
2. 振動試験

振動試験は保温材有りの場合/
 保温材無しの場合について実施
 (保温材厚さ75mm)



3. 試験結果

保温材有・無の結果を比較し、保温材が有る場合に付加できる減衰定数(以下、付加減衰定数という。)と変位との関係を示す。



4. 設計用減衰定数の設定

- 【試験結果 (8B, 12B, 20B)】
- 応答変位3mm以上の領域
 保温材による付加減衰定数は1.0%以上、応答変位の増大に伴い漸増または一定の値を示す傾向
 - 応答変位3mm以下の領域 (小応答領域)
 減衰データにばらつきあり、付加減衰定数1%以下の場合もある

【設計用減衰定数の設定】
 小応答変位領域については、配管強度上問題とならないことから、保温材による付加減衰定数は1.0%とする。

- ※ただし、本試験において金属保温材が施工されている配管長さは配管全長に対し40%を超える割合であったことから、下記の適用条件を設定した。
- ① 金属保温材が施工されている配管長さが配管全長に対して40%以下の場合・・・1.0%を付加する
 - ② " " " 40%を超える場合・・・0.5%を付加する

添付資料 4

水平方向と鉛直方向の動的地震力の二乗和平方根（SRSS）法による組み合わせ

1. 概要

今回工認の耐震設計では、これまで静的な取扱いのみであった鉛直方向の地震力について、動的な地震力を考慮することとなるとともに、水平方向及び鉛直方向の動的な地震力による荷重を適切に組み合わせることが必要となる。

従来の水平方向及び鉛直方向の荷重の組み合わせは、静的な地震力による鉛直方向の荷重には地震継続時間や最大加速度の生起時刻のような時間の概念がなかったことから、水平方向及び鉛直方向の地震力による荷重の最大値同士の絶対値の和としていた。（以下「絶対値和法」という。）

一方、水平方向及び鉛直方向の両者がともに動的な地震力である場合、両者の最大加速度の生起時刻に差があるという実挙動を踏まえると、従来と同じように絶対値和法を用いるのではなく、時間的な概念を取り入れた荷重の組み合わせ法を検討する必要がある。

本資料では、水平方向及び鉛直方向の動的地震力の組み合わせに関する既往研究⁽¹⁾をもとに、二乗和平方根法（以下「SRSS法（Square Root of the Sum of the Squares）」という。）による組み合わせ法の妥当性について説明するものである。

なお、SRSS法による組み合わせは、大間1号炉の建設工認において適用実績のある手法である。

2. 柏崎刈羽原子力発電所で用いる荷重の組み合わせ法

柏崎刈羽原子力発電所では、静的な地震力による荷重の組合せについては、従来どおり絶対値和法を用いて評価を行う。また、動的な地震力による荷重の組合せについては、既往知見に基づき、SRSS法を用いて評価を行うことも可能である。

3. 水平方向及び鉛直方向の地震力による荷重の組み合わせ法に関する研究の成果

3.1 荷重の組み合わせ法の概要

絶対値和法と SRSS 法の概要を以下に示す。

(1) 絶対値和法

本手法は、水平方向及び鉛直方向の地震力による最大荷重（又は応力）※を絶対値和で組み合わせる方法である

この方法は、水平方向及び鉛直方向の地震力による最大荷重が同時刻に同位相で生じることを仮定しており、組合せ法の中で最も大きな荷重を与える。本手法は、主に地震力について時間の概念がない静的地震力による荷重の組合せに使用する。

$$\text{組合せ荷重（又は応力）} = |M_H|_{\max} + |M_V|_{\max}$$

M_H ：水平方向地震力による荷重（又は応力）

M_V ：鉛直方向地震力による荷重（又は応力）

(2) SRSS 法

本手法は、水平方向及び鉛直方向の地震力による最大荷重（又は応力）※を二乗和平方根で組み合わせる方法である。

この方法は、水平方向及び鉛直方向の地震力による最大荷重の生起時刻に時間的なずれがあるという実挙動を考慮しており、水平方向及び鉛直方向地震動の同時入力による時刻歴応答解析結果との比較において平均的な荷重を与える。本手法は、動的な地震力による荷重同士の組合せに使用する。

$$\text{組合せ荷重(又は応力)} = \sqrt{(M_H)_{\max}^2 + (M_V)_{\max}^2}$$

M_H ：水平方向地震力による荷重（又は応力）

M_V ：鉛直方向地震力による荷重（又は応力）

※：荷重の段階で組み合わせる場合と、荷重により発生した応力の段階で組み合わせる場合がある。（次頁の「補足」参照）

応力で組み合わせる場合は、妥当性を確認した上で適用する。

(補足) 荷重または応力による組み合わせについて

水平方向及び鉛直方向の動的地震力を SRSS で組み合わせる際、評価対象の機器の形状や部位に応じて荷重の段階で組み合わせる場合と、荷重により発生した応力の段階で組み合わせる場合がある。ここでは、その使い分けについて具体例を用いて説明する。

A. 荷重の段階で組み合わせを行う場合

横形ポンプの基礎ボルトの引張応力の評価を例とすると、以下の式で示すように水平方向地震力と鉛直方向地震力の組み合わせは、荷重である水平方向地震力によるモーメント ($m \cdot g \cdot C_H \cdot h$) と鉛直方向地震力によるモーメント ($m \cdot g \cdot C_V \cdot l_1$) を組み合わせる。

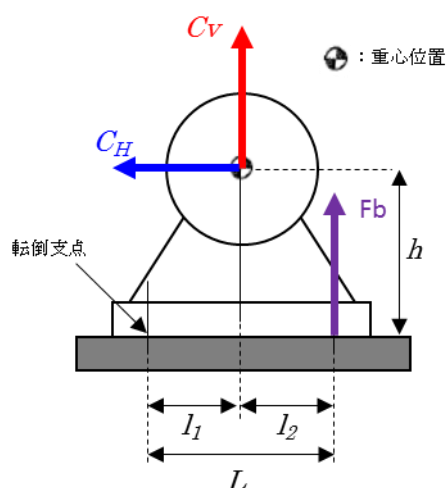
本手法については、非同時性を考慮する地震荷重についてのみ SRSS しており、実績のある妥当な手法である。

【絶対和】

$$F_b = \frac{1}{L} \{ mg(C_H h + C_V l_1) + mgC_p(h + l_1) + M_P - mgl_1 \} \quad \dots \text{(式 A-1)}$$

【SRSS 法】

$$F_b = \frac{1}{L} \{ mg\sqrt{(C_H h)^2 + (C_V l_1)^2} + mgC_p(h + l_1) + M_P - mgl_1 \} \quad \dots \text{(式 A-2)}$$

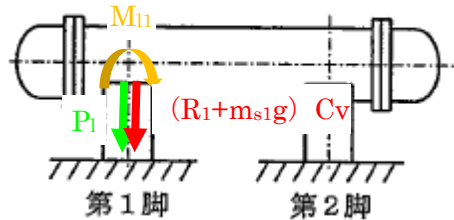


- F_b : 基礎ボルトに生じる引張力
- C_H : 水平方向震度
- C_V : 鉛直方向震度
- C_P : ポンプ振動による震度
- g : 重力加速度
- h : 据付面から重心までの距離
- l₁, l₂ : 重心と基礎ボルト間の水平方向距離
- L : 支点としている基礎ボルトより最大引張応力がかかる基礎ボルトまでの距離
- m : 機器の運転時質量
- M_P : ポンプ回転により働くモーメント

第 A 図 横形ポンプに作用する震度

B. 応力による組み合わせを行う場合

横置円筒容器の脚の組合せ応力の評価を例とすると、脚には、水平方向地震力による曲げモーメント M_{11} 及び鉛直方向荷重 P_l 、鉛直方向地震力による鉛直荷重 $(R_1+m_{s1}g) C_v$ が作用する。(第 B-1 図)



第 B-1 図 横置円筒容器の脚部に作用する荷重

水平地震力による圧縮応力 σ_{s2} 及び鉛直方向地震力による圧縮応力 σ_{s4} は式 B-1、式 B-2 で表され、脚の組合せ応力の評価の際はこれらの応力を SRSS 法により組み合わせる式 B-4 を用いて評価を行う。

$$\sigma_{s2} = \frac{M_{11}}{Z_{sy}} + \frac{P_l}{A_s} \quad \dots \text{(式 B-1)}$$

σ_{s2} : 水平方向地震力により脚に生じる曲げ及び
圧縮応力の和
 M_{11} : 水平方向地震力により脚底面に作用する曲げモーメント
 P_l : 水平方向地震力により脚の脚つけ根部に作用する
鉛直方向荷重
 Z_{sy} : 脚の断面係数
 A_s : 脚の断面積

$$\sigma_{s4} = \frac{R_1 + m_{s1}g}{A_s} C_v \quad \dots \text{(式 B-2)}$$

σ_{s4} : 鉛直方向地震力により脚に生じる圧縮応力
 R_1 : 脚が受ける自重による荷重
 m_{s1} : 脚の質量
 g : 重力加速度
 C_v : 鉛直方向震度

【絶対和】

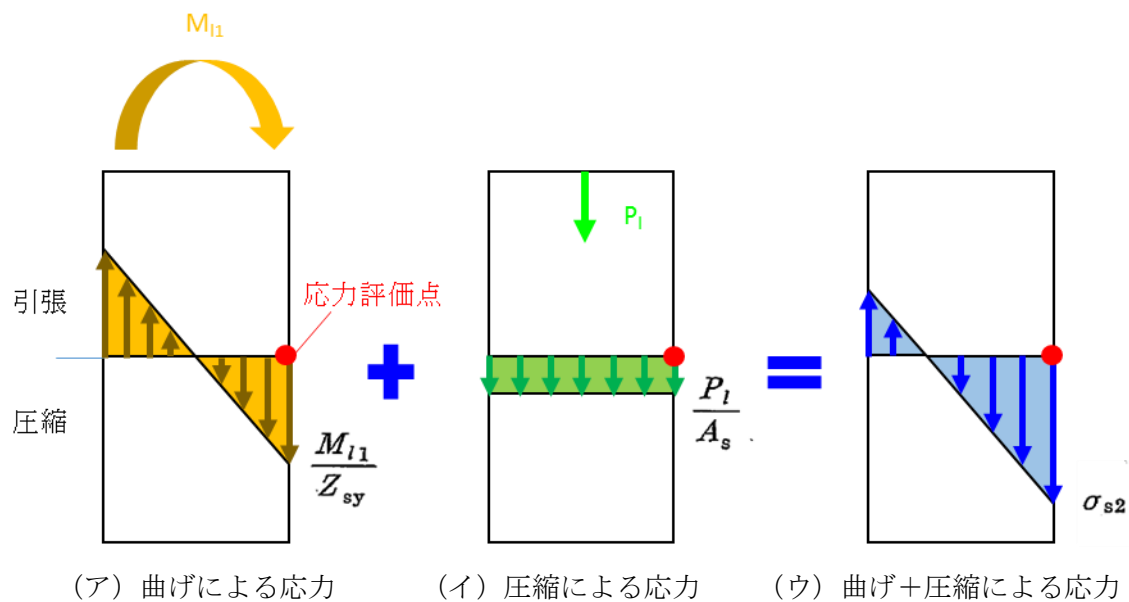
$$\sigma_{sl} = \sqrt{(\sigma_{s1} + \sigma_{s2} + \sigma_{s4})^2 + 3\tau_{s2}^2} \quad \dots \text{(式 B-3)}$$

【SRSS 法】

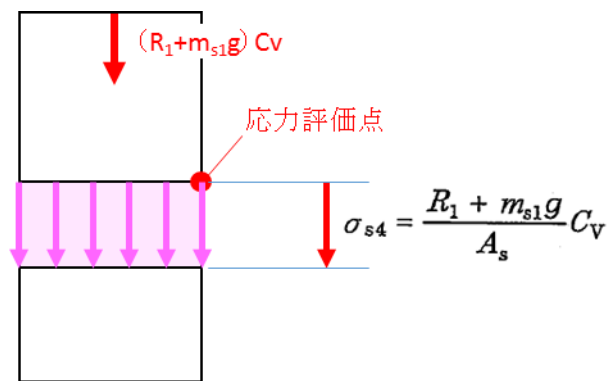
$$\sigma_{sl} = \sqrt{(\sigma_{s1} + \sqrt{\sigma_{s2}^2 + \sigma_{s4}^2})^2 + 3\tau_{s2}^2} \quad \dots \text{(式 B-4)}$$

σ_{sl} : 水平方向地震力及び鉛直方向地震力が作用した
場合の脚の組合せ応力
 σ_{s1} : 運転時質量により脚に生じる圧縮応力
 τ_{s2} : 水平方向地震力により脚に生じるせん断応力

ここで、水平地震力による圧縮応力 σ_{s2} 及び鉛直方向地震力による圧縮応力 σ_{s4} は第 B-2 図に示すように、ともに脚の外表面の圧縮応力を表すものであり、脚の同一評価点、同一応力成分であることから、これらの組み合わせを SRSS 法により行うことは妥当である。



(a) 水平地震力による応力評価点の圧縮応力



第 B-2 図 横置円筒容器の脚部に作用する地震力による応力概念図

3.2 SRSS 法の妥当性

既往研究では、実機配管系に対して、水平及び鉛直地震動による最大荷重を SRSS 法により組み合わせた場合と水平及び鉛直地震動の同時入力による時刻歴応答解析法により組み合わせた場合との比較検討を以下の通り行っている。

(1) 解析対象配管系モデル

解析対象とした配管は、代表プラントにおける格納容器内の配管系で給水系 (FDW) ×2 本、残留熱除去系 (RHR) 及び主蒸気系 (MS) の計 4 本の配管モデルである。当該配管系は、耐震 S クラスに分類されるものである。

(2) 入力地震動

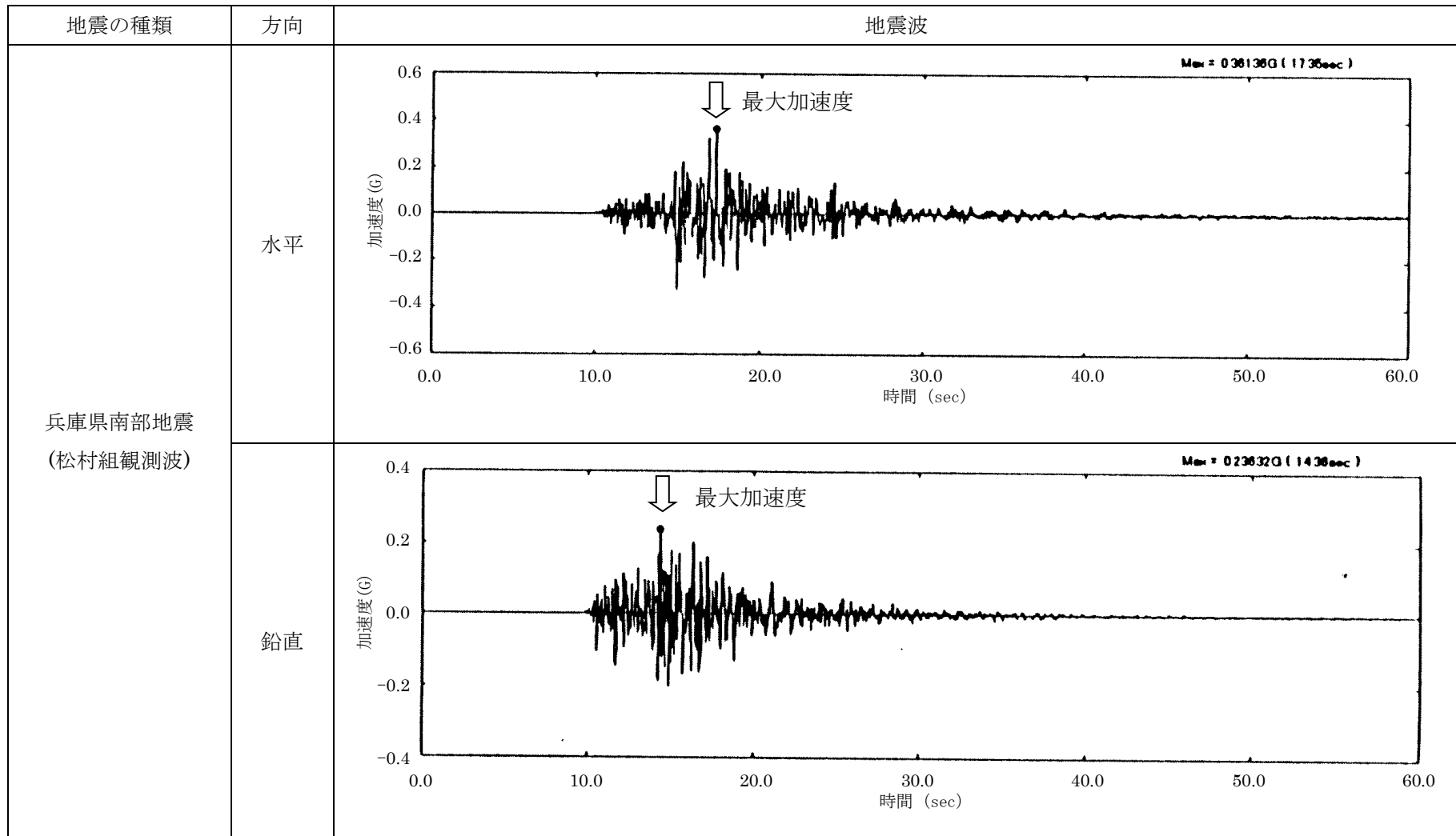
解析に用いた入力地震動は、地震動の違いによる影響を確認するため、兵庫県南部地震 (松村組観測波)、人工波及びエルセントロ波の 3 波を用いた。機器・配管系への入力地震動となる原子炉建屋中間階の応答波の例を第 1-1 図～第 1-3 図に示す。

(3) 解析結果

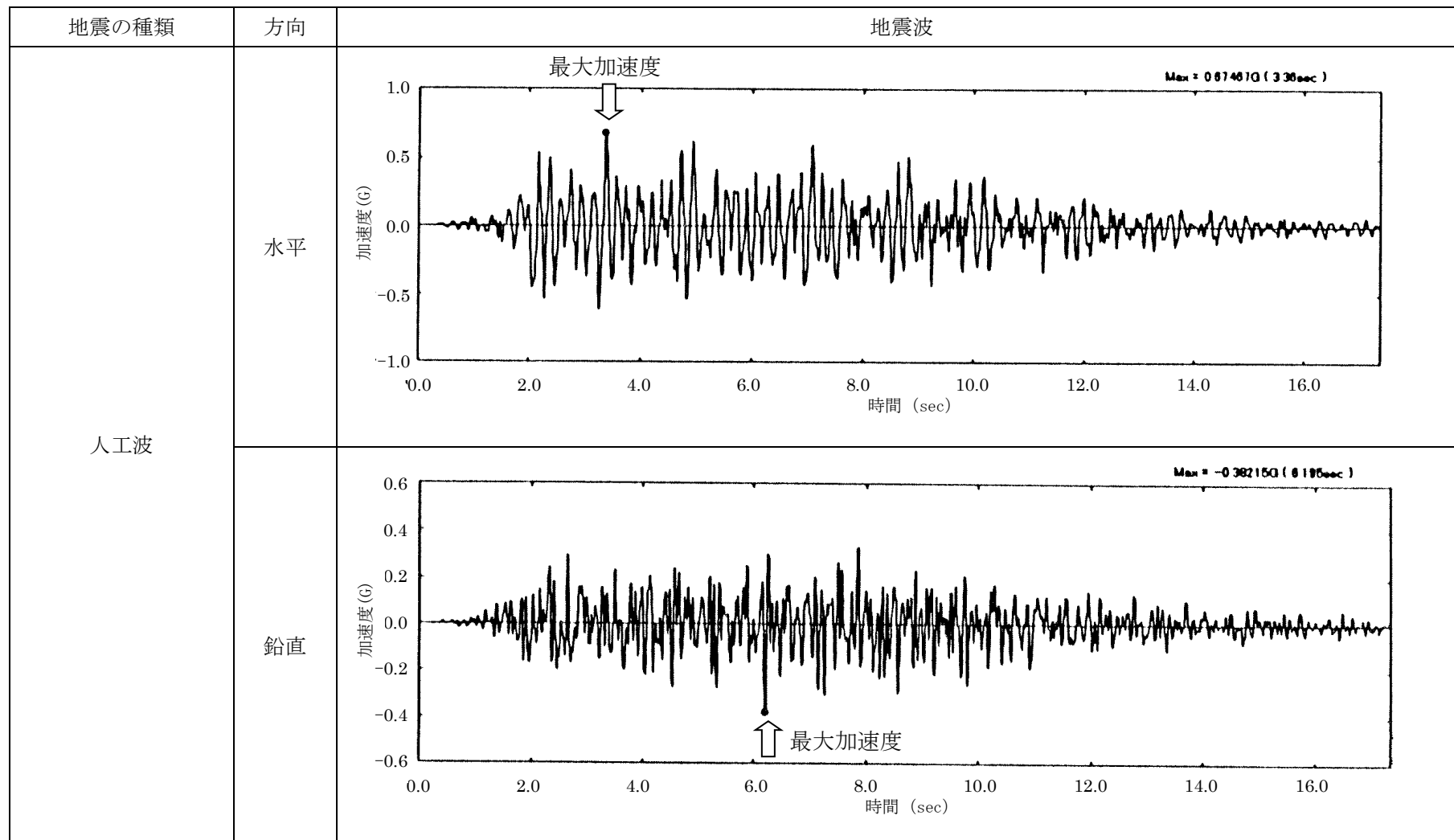
解析結果を第 2-1 図～第 2-4 図に示す。第 2-1 図～第 2-4 図は、水平方向及び鉛直方向の応力に対して、同時入力による時刻歴応答解析法及び SRSS 法により組み合わせた結果をまとめたものであり、参考までに絶対値和法による結果も併記した。

第 2-1 図～第 2-4 図より、いずれの配管系においても最大応力発生点においては、時刻歴応答解析法に対して SRSS 法の方が約 1.1 倍から約 1.4 倍の比率で上回る結果となった。最大応力発生点における SRSS 法と同時入力による時刻歴応答解析法との評価結果の比較を第 1 表に示す。また、最大応力発生点の部位を第 3-1 図～第 3-4 図に示す。

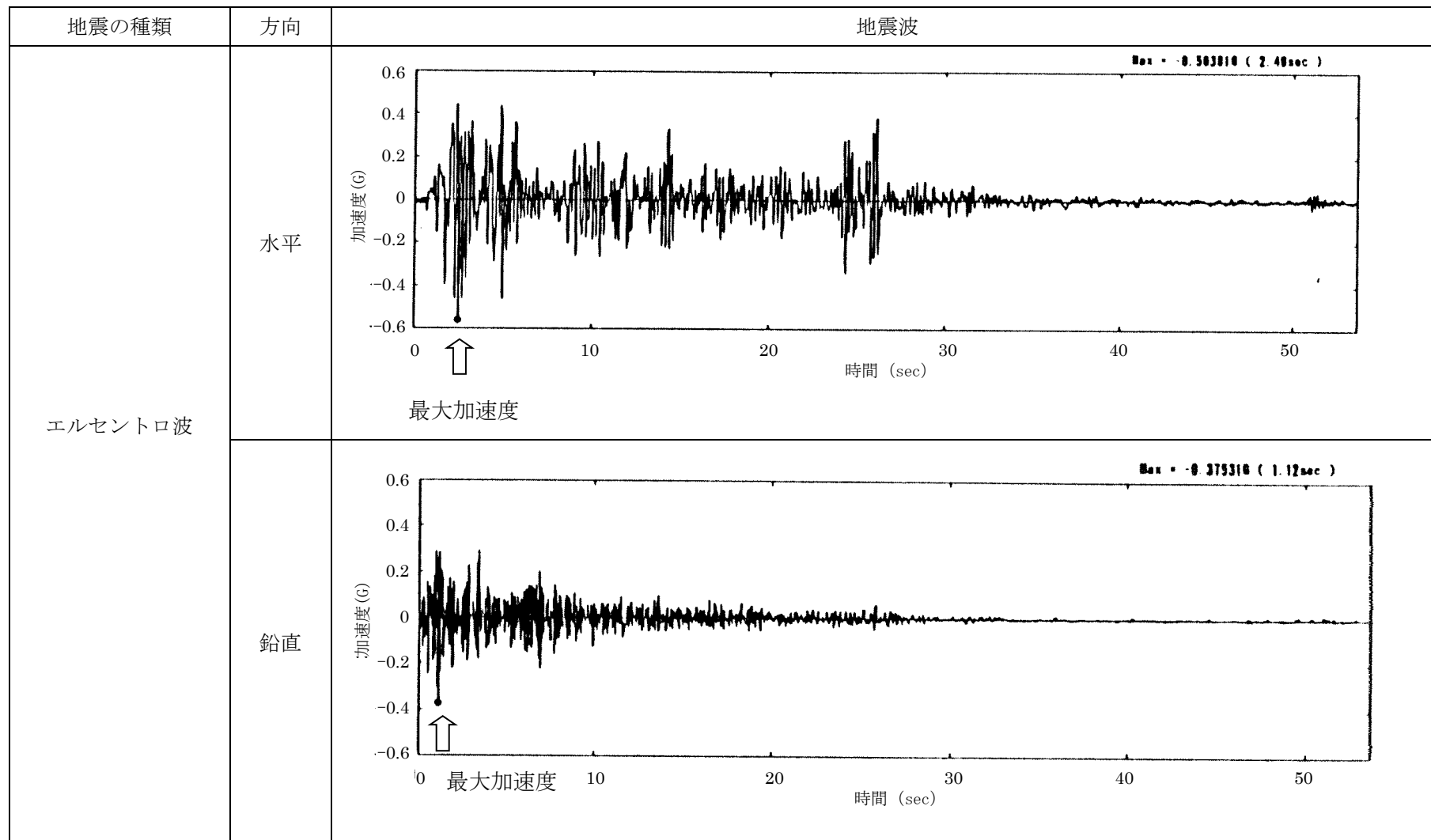
さらに、配管系全体の傾向を確認するため、配管系の主要な部位における発生応力の比較を第 4 図に示す。第 4 図は、第 2-1 図～第 2-4 図に基づき、各配管モデルの節点の応力値をプロットしたものである。第 4 図より、SRSS 法は発生応力の低い領域では同時入力による時刻歴応答解析法に対して平均的な結果を与え、発生応力の増加に伴い保守的な結果を与える傾向にあることが確認できる。



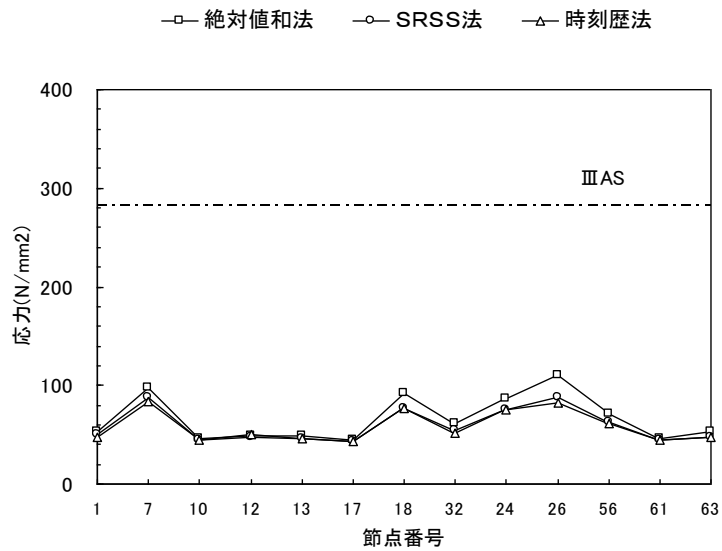
第 1-1 図 機器・配管系への入力地震動（兵庫県南部地震）



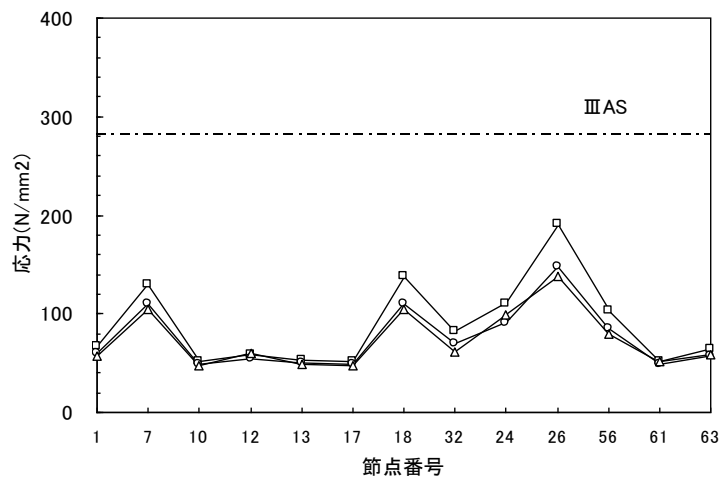
第 1-2 図 機器・配管系への入力地震動（人工波）



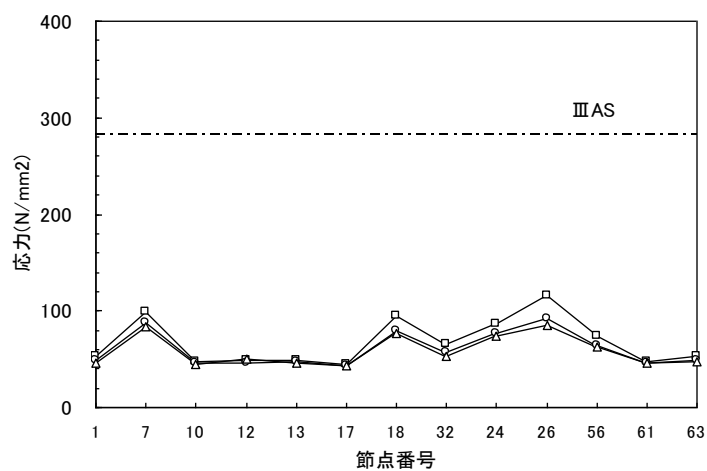
第 1-3 図 機器・配管系への入力地震動 (エルセントロ波)



兵庫県南部地震（松村組観測波）



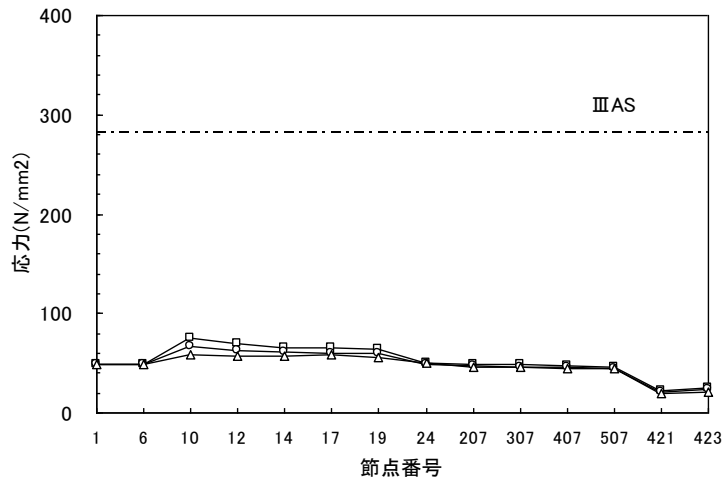
人工波



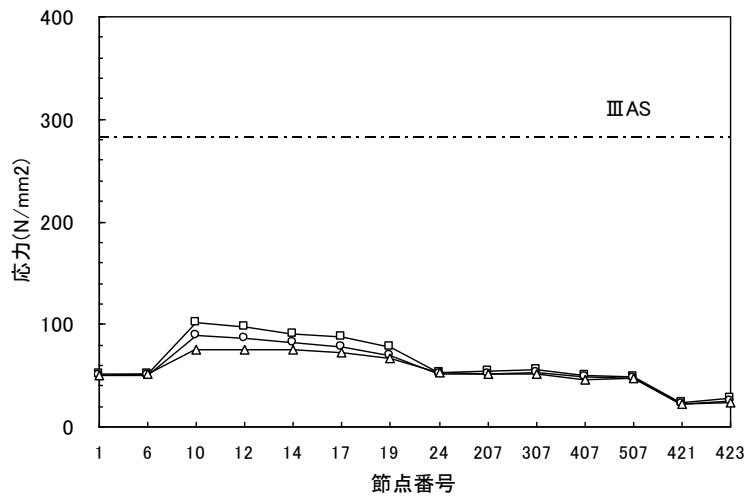
エルセントロ波

第 2-1 図 主要な部位における発生応力 (FDW-001 A プラント)

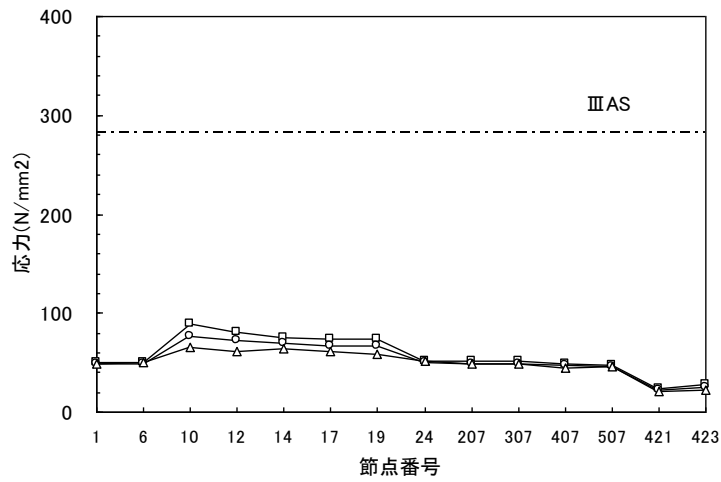
—□— 絶対値和法 —○— SRSS法 —△— 時刻歴法



兵庫県南部地震（松村組観測波）



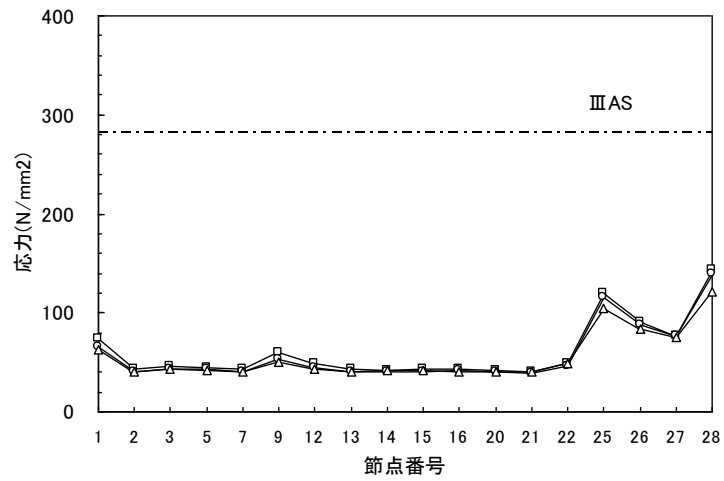
人工波



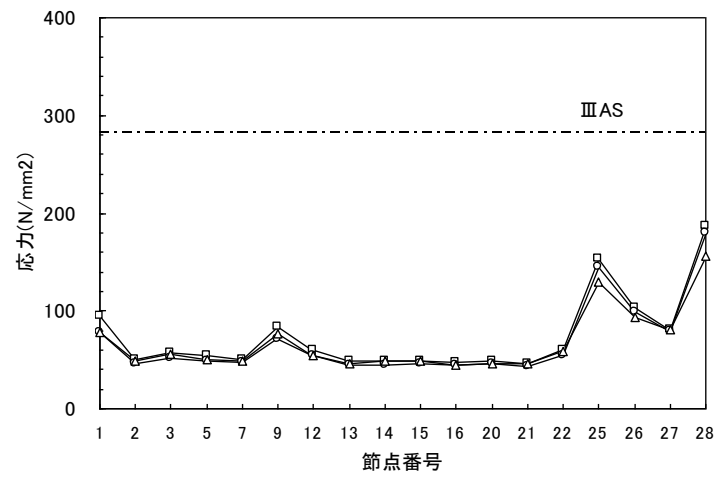
エルセントロ波

第 2-2 図 主要な部位における発生応力 (MS-001 A プラント)

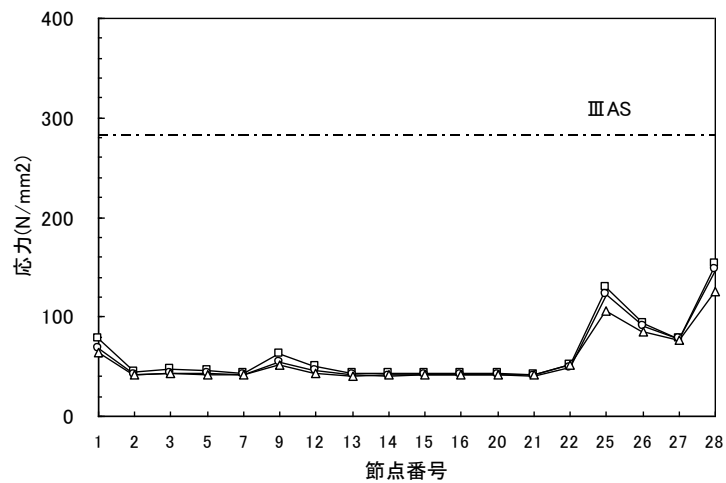
—□— 絶対値和法 —○— SRSS法 —△— 時刻歴法



兵庫県南部地震（松村組観測波）



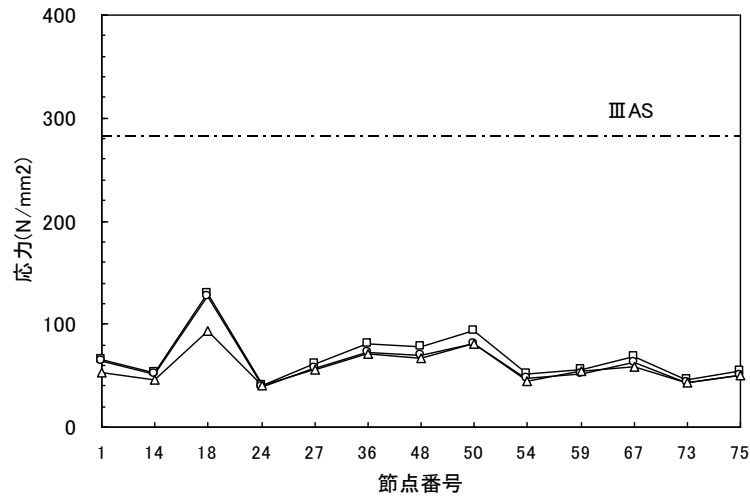
人工波



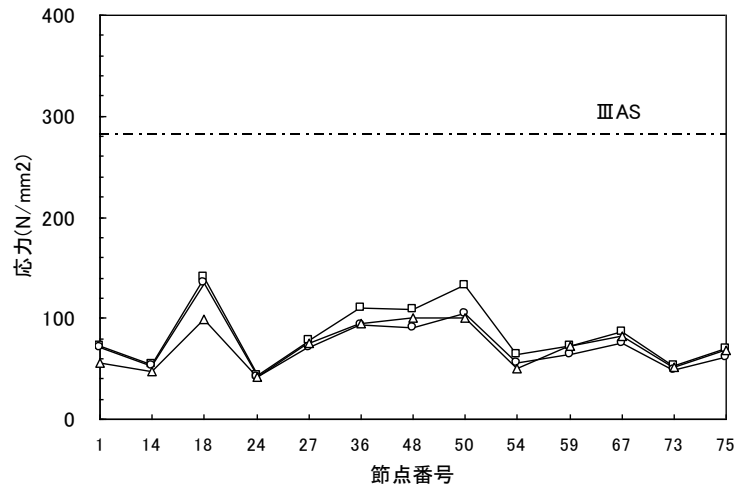
エルセントロ波

第 2-3 図 主要な部位における発生応力（RHR-001 A プラント）

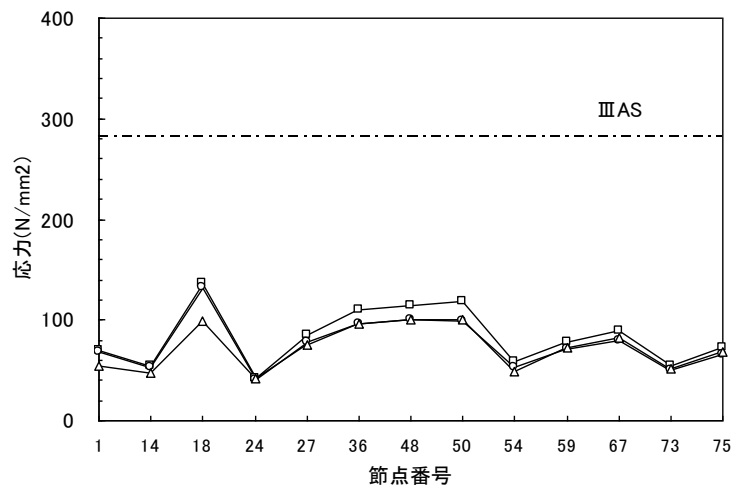
□ 絶対値和法 ○ SRSS法 △ 時刻歴法



兵庫県南部地震 (松村組観測波)



人工波



エルセントロ波

第2-4図 主要な部位における発生応力 (FDW-001 Bプラント)

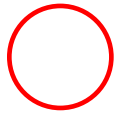
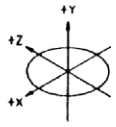
第1表 SRSS法と同時入力による時刻歴応答解析法との比較（最大応力発生点）

解析対象配管	入力地震波	最大応力発生点	SRSS/同時入力
FDW-001 (Aプラント)	松村組観測波	分岐部(節点 No26)	1.08
	人工波	分岐部(節点 No26)	1.08
	エルセントロ波	分岐部(節点 No26)	1.08
MS-001 (Aプラント)	松村組観測波	分岐部(節点 No10)	1.15
	人工波	分岐部(節点 No10)	1.20
	エルセントロ波	分岐部(節点 No10)	1.18
RHR-001 (Aプラント)	松村組観測波	拘束点(節点 No28)	1.15
	人工波	拘束点(節点 No28)	1.15
	エルセントロ波	拘束点(節点 No28)	1.18
FDW-001 (Bプラント)	松村組観測波	拘束点(節点 No18)	1.35
	人工波	拘束点(節点 No18)	1.37
	エルセントロ波	拘束点(節点 No18)	1.34

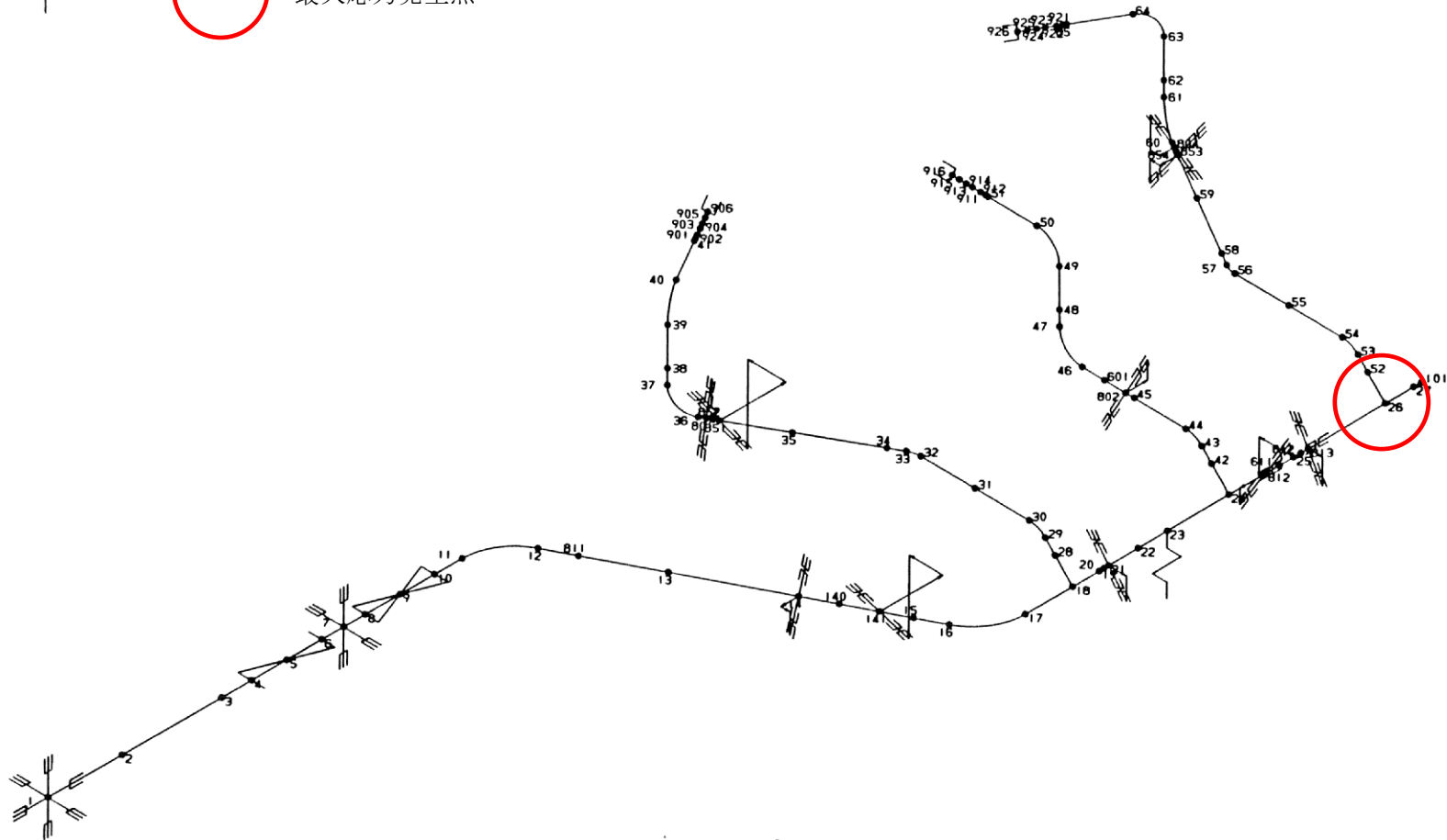
FDW：給水系配管

MS：主蒸気系配管

RHR：残留熱除去系配管

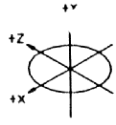


最大応力発生点

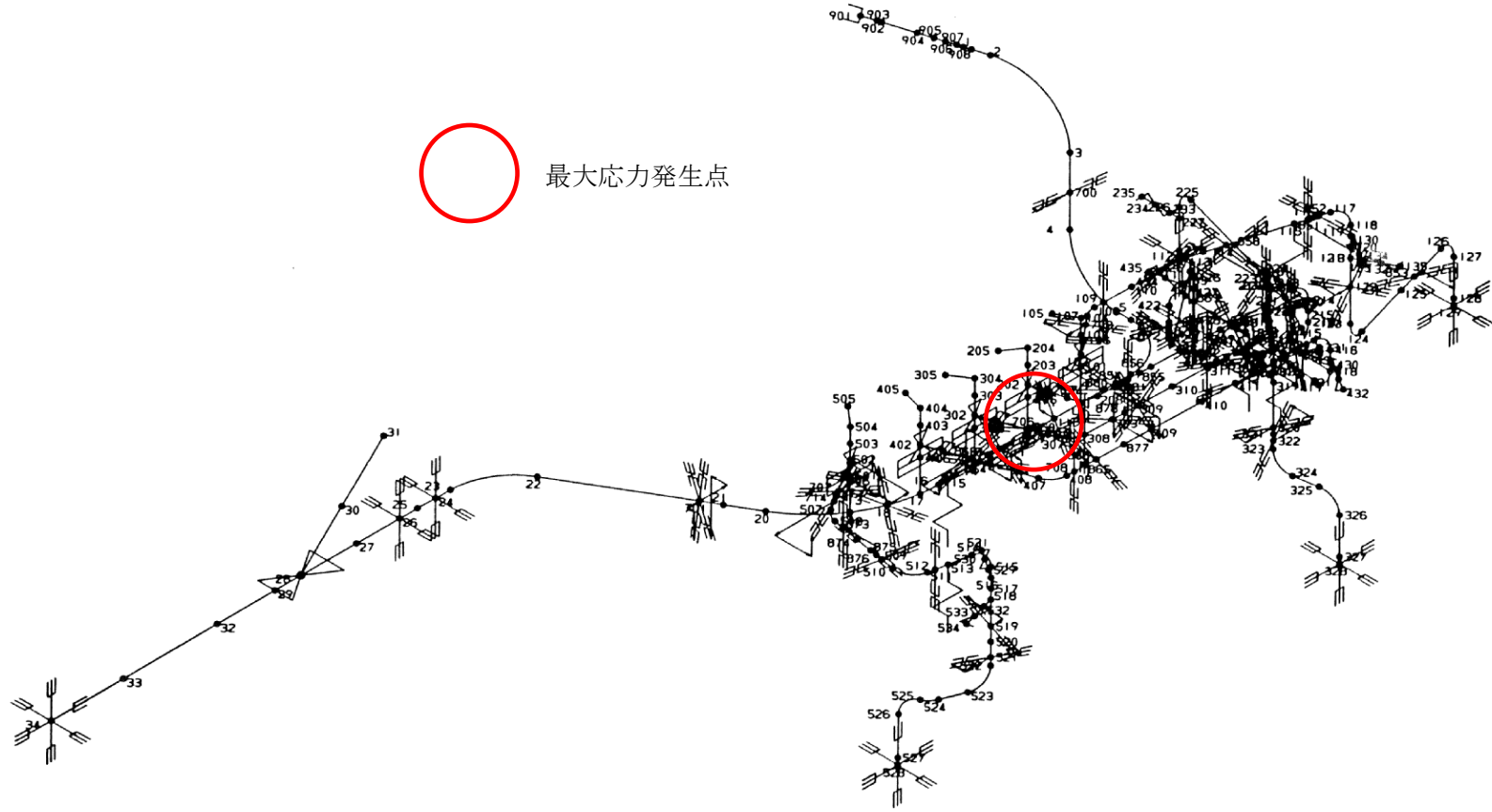


4 条・別紙 6-添 4-15

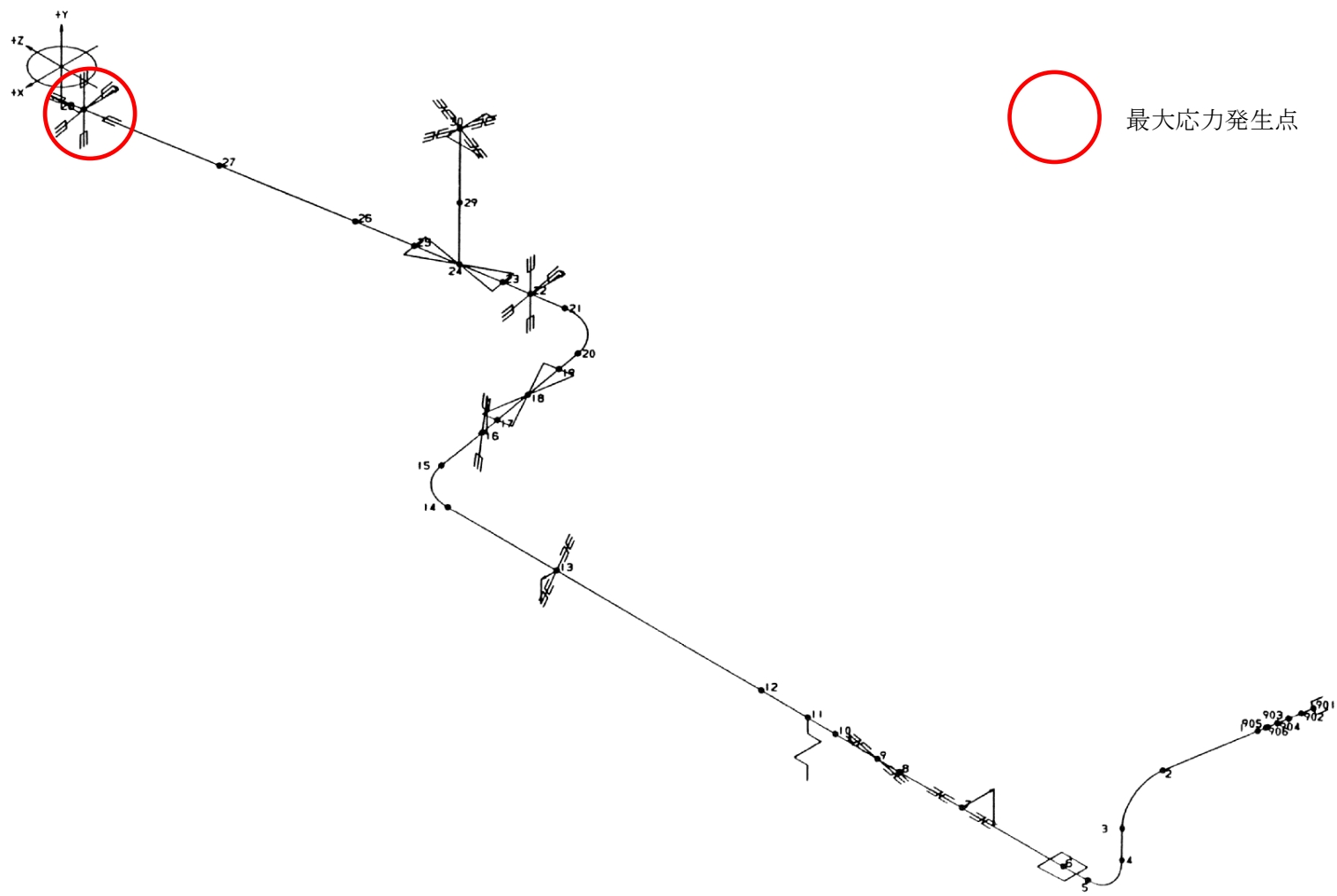
第 3-1 図 給水系配管 (FDW-001 A プラント)



最大応力発生点

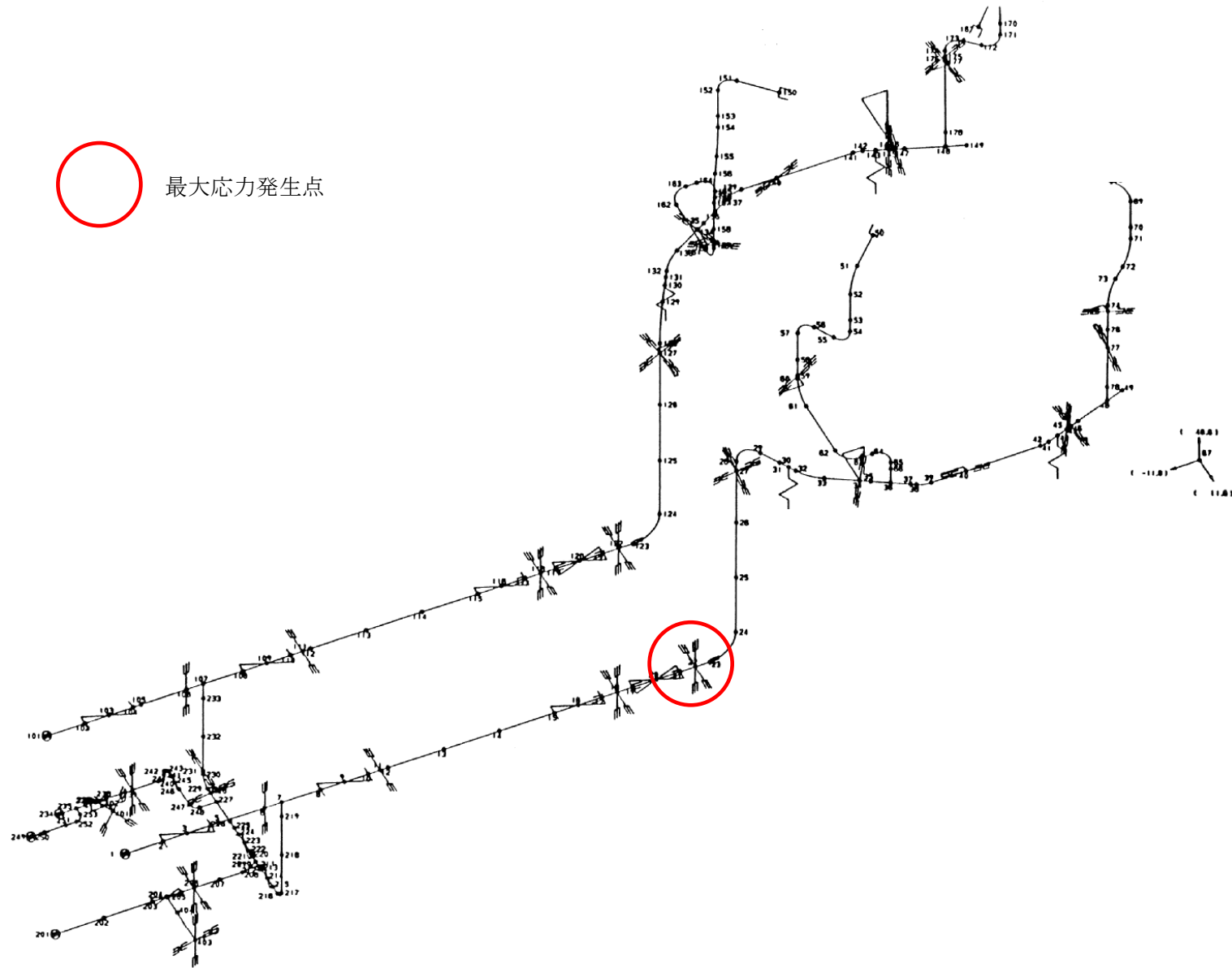


第 3-2 図 主蒸気系配管 (MS-001 A プラント)

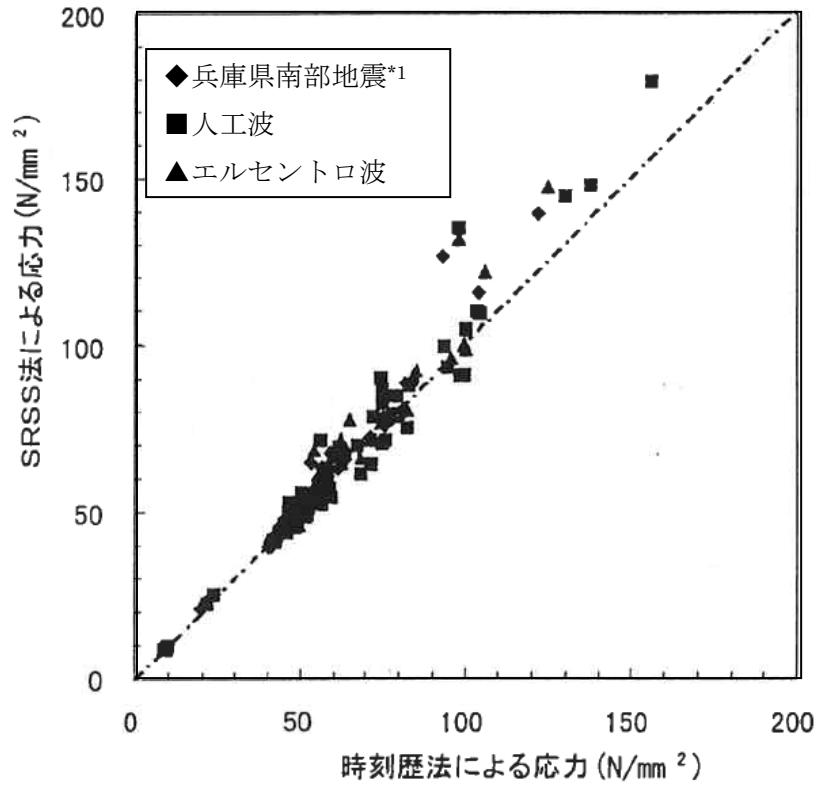


4 条・別紙 6-添 4-17

第 3-3 図 残留熱除去系配管 (RHR-001 A プラント)



第 3-4 図 給水系配管 (FDW-001 Bプラント)



注記

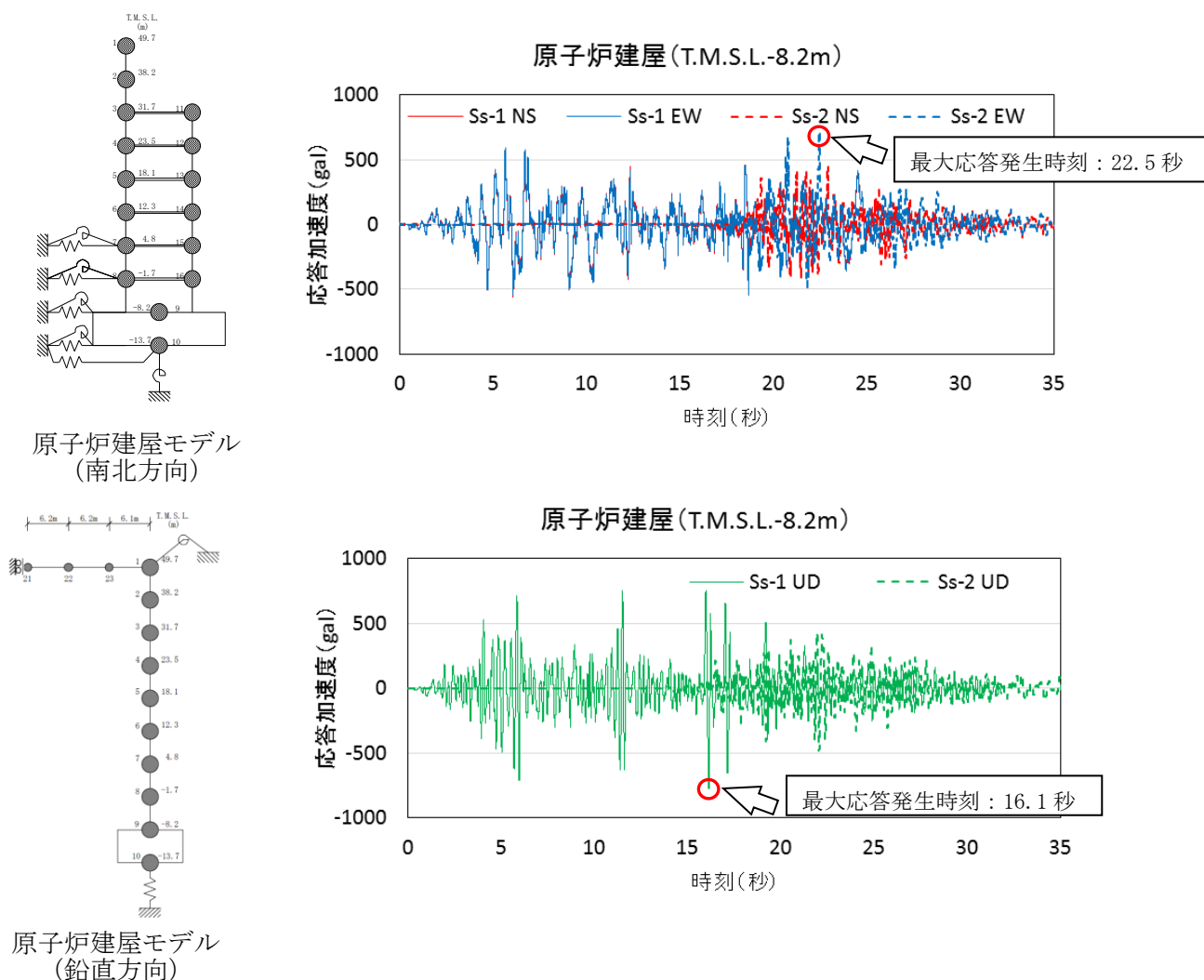
* 1 : 松村組観測波

第 4 図 SRSS 法による応力と時刻歴応答解析法による
応力の比較(主要部位)

4. 柏崎刈羽原子力発電所における水平方向及び鉛直方向の最大応答値の生起時刻の差について

柏崎刈羽原子力発電所における水平方向及び鉛直方向の最大応答値の生起時刻の差について、7号炉の原子炉建屋を例に、柏崎刈羽原子力発電所の施設の耐震性評価において支配的な地震動である基準地震動 Ss-1, 2 に対する水平方向及び鉛直方向の最大応答値の生起時刻の差を確認した。ここで、機器・配管系の耐震評価に用いる水平方向の設計用震度は、全ての地震動に対する南北方向と東西方向の最大応答加速度を包絡した値を用いることを踏まえ、水平方向の最大応答値の生起時刻については、Ss-1,2 並びに南北方向及び東西方向を通じた最大応答加速度の生起時刻を用いた。

第5図及び第2表に示すように、水平方向及び鉛直方向の最大応答値の生起時刻には約6秒～約17秒の差があり、柏崎刈羽原子力発電所においても水平方向及び鉛直方向の最大応答値の生起時刻には差があることを確認した。



第5図 7号炉原子炉建屋の応答値 (T.M.S.L.-8.2m の例)

第2表 最大応答値の生起時刻の差（7号炉原子炉建屋）

位 置 (m)	最大応答値の生起時刻（秒）		生起時刻の差（秒）
	水平方向	鉛直方向	
49.7	18.7	6.0	12.7
38.2	18.7	6.0	12.7
31.7	22.5	6.0	16.5
23.5	22.5	6.0	16.5
18.1	22.5	6.0	16.5
12.3	22.5	16.1	6.4
4.8	22.4	16.1	6.3
-1.7	22.4	16.1	6.3
-8.2	22.5	16.1	6.4
-13.7	22.5	16.1	6.4

5. まとめ

以上から、柏崎刈羽原子力発電所では、水平方向及び鉛直方向の動的な地震力の荷重の組み合わせ法として SRSS 法を用いることとする。

6. 参考文献

- (1) 電力共通研究「鉛直地震動を受ける設備の耐震評価手法に関する研究（ステップ2）」
(平成7年～平成10年)

7. 参考資料

(参考) 新潟県中越沖地震による柏崎刈羽原子力発電所の水平方向及び鉛直方向の最大応答値の生起時刻の差について

(参考) 新潟県中越沖地震による柏崎刈羽原子力発電所の水平方向及び鉛直方向の最大応答値の生起時刻の差について

1. はじめに

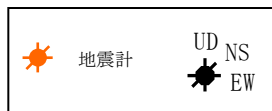
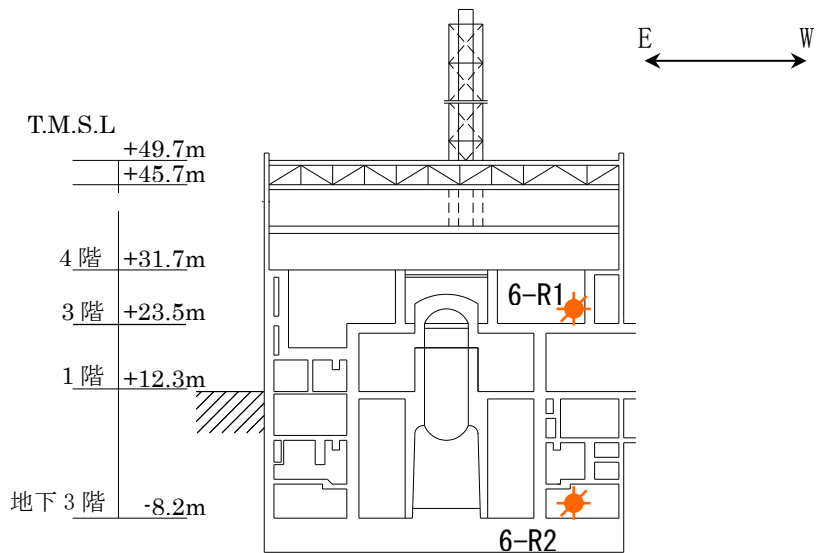
柏崎刈羽原子力発電所では、平成 19 年 7 月 16 日に新潟県中越沖地震による観測記録が得られている。本資料では、新潟県中越沖地震による柏崎刈羽原子力発電所の水平方向及び鉛直方向の最大応答値の生起時刻の差について参考として確認する。

2. 確認結果

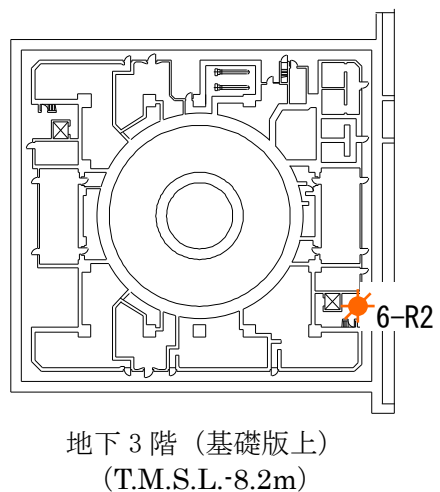
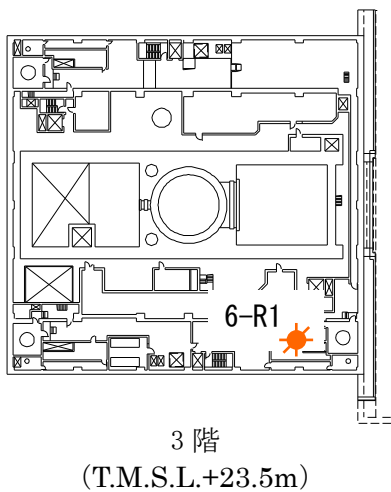
参考第 1 表に示すように、水平方向及び鉛直方向の最大応答値の生起時刻には約 1 秒～約 4 秒の差があり、柏崎刈羽原子力発電所において観測された実地震についても、水平方向及び鉛直方向の最大応答値の生起時刻には差があることを確認した。

参考第 1 表 新潟県中越沖地震の観測記録における最大応答値の生起時刻の差

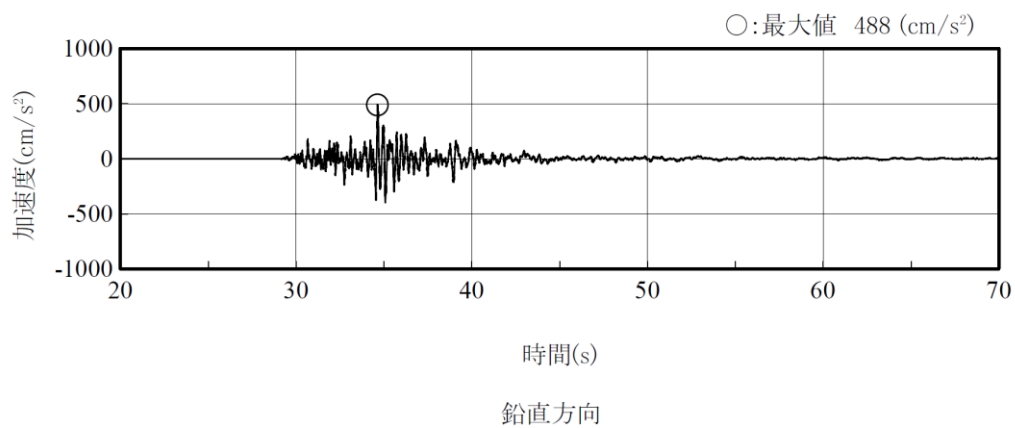
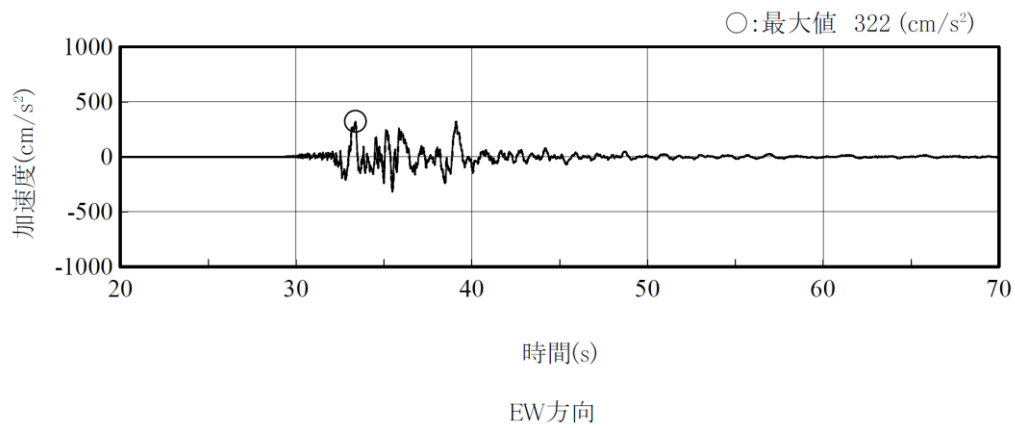
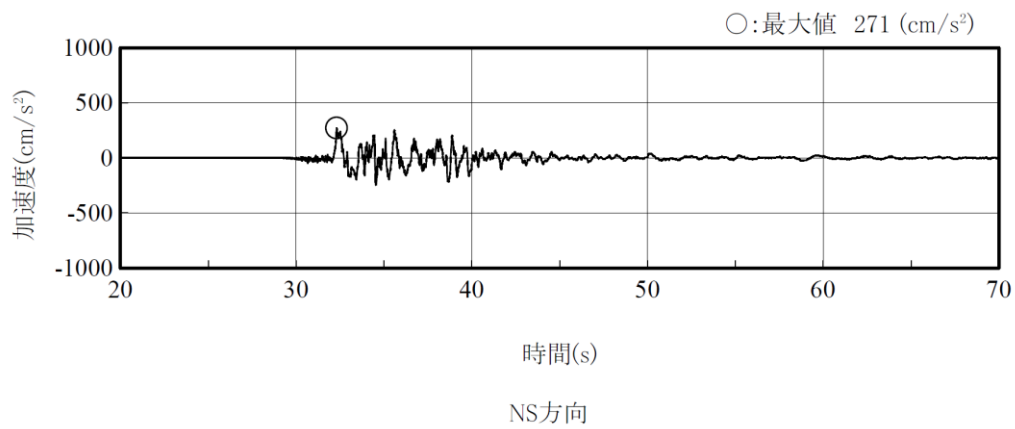
位 置 (m)	最大応答値の生起時刻 (秒)			生起時刻の差 (秒)	
	南北方向 (NS)	東西方向 (EW)	鉛直方向 (UD)	NS-UD	EW-UD
6 号炉 -8.2	32.3	33.4	34.6	2.3	1.2
7 号炉 -8.2	33.0	39.7	35.3	2.3	4.4



※T.M.S.L.とは、東京湾平均海面のことを指す。

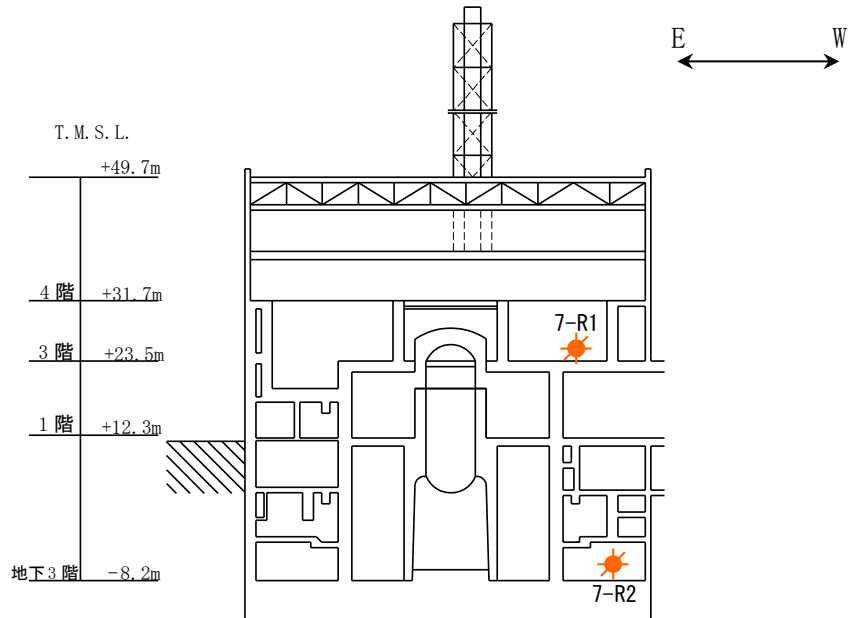


参考第 1-1 図 6号炉原子炉建屋 地震計設置位置

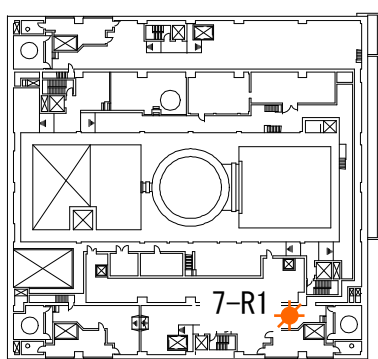


(記録の主要動を含む 50 秒間を表示)

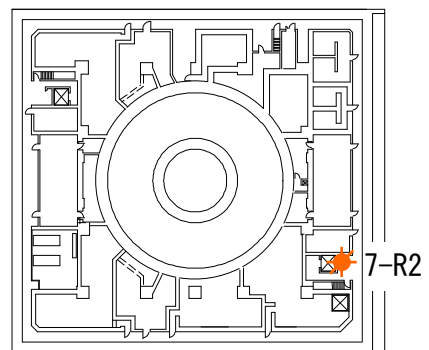
参考第 1-2 図 原子炉建屋基礎上の観測記録 加速度時刻歴波形 (6号炉)
(6-R2 : T. M. S. L. -8. 2m)



※T.M.S.L.とは、東京湾平均海面のことを指す。

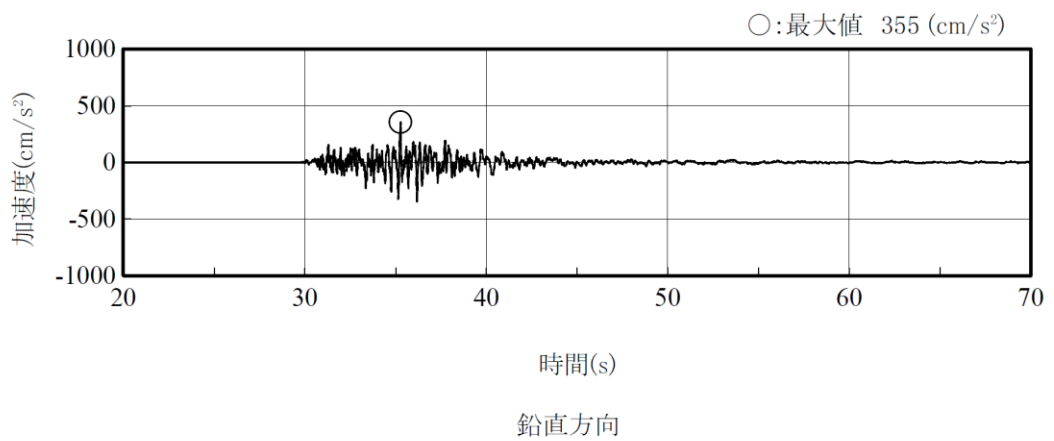
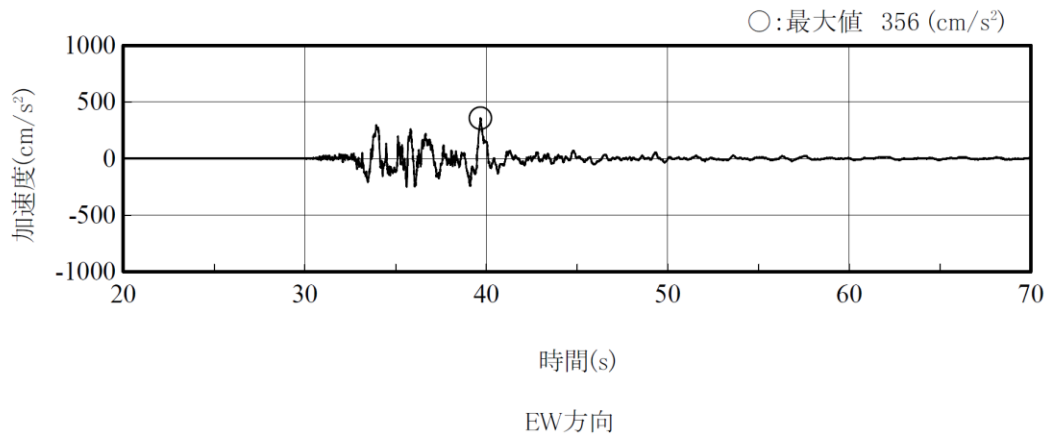
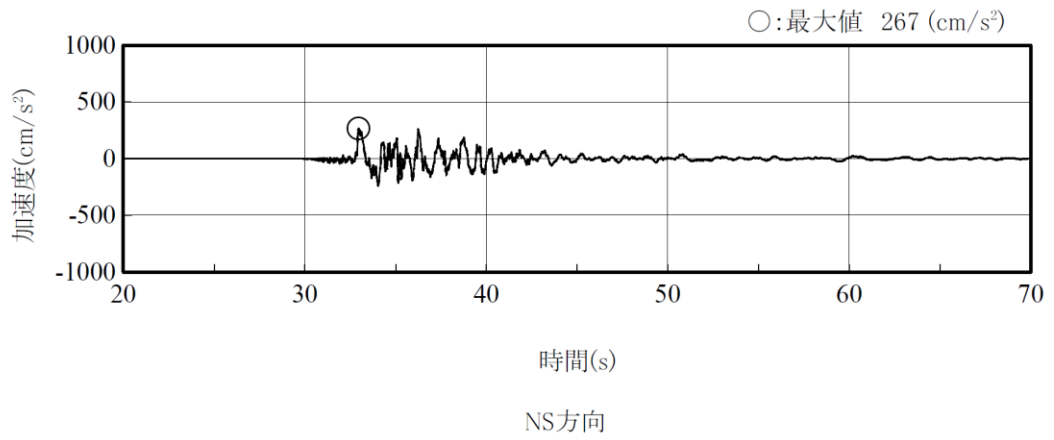


3階 (T.M.S.L.+23.5m)



地下3階 (基礎版上)
(T.M.S.L.-8.2m)

参考第 2-1 図 7号炉原子炉建屋 地震計設置位置



(記録の主要動を含む 50 秒間を表示)

参考第 2-2 図 原子炉建屋基礎版上の地震観測記録 加速度時刻歴波形 (7号炉)
(7-R2 : T. M. S. L. -8. 2m)

添付資料 5 鉛直方向応答解析モデルを追加したもの

1. 原子炉建屋－炉内構造物系連成 鉛直方向地震応答解析モデルの追加について

1.1 概要

原子炉格納容器内の原子炉圧力容器等の大型機器は、一般機器や配管等に比べて質量が大きく、原子炉建屋との相互作用を考慮した地震応答の算定が必要である。そのため、既工認において、原子炉圧力容器（炉心支持構造物及び炉内構造物等含む）、原子炉遮蔽壁及び原子炉本体基礎等の大型機器・構造物の耐震設計では、水平方向の動的地震力については原子炉建屋と大型機器を連成させた多質点モデルによる時刻歴応答解析を行うことで動的地震力を算定し、鉛直方向については静的震度による地震荷重を算定していた。

今回工認においては、耐震設計審査指針が改訂され、鉛直方向の動的地震力に対する考慮が必要となったことから、鉛直方向についても水平方向と同様に動的地震力の算定を行う。鉛直方向の地震応答解析モデルについては、鉛直方向の各応力評価点における軸力を算定するため、従来の水平方向モデルをベースに新たに多質点モデルを作成する。

なお、鉛直方向の地震応答解析モデルは、大間1号炉の建設工認において適用例がある。

1.2 地震応答解析モデルについて

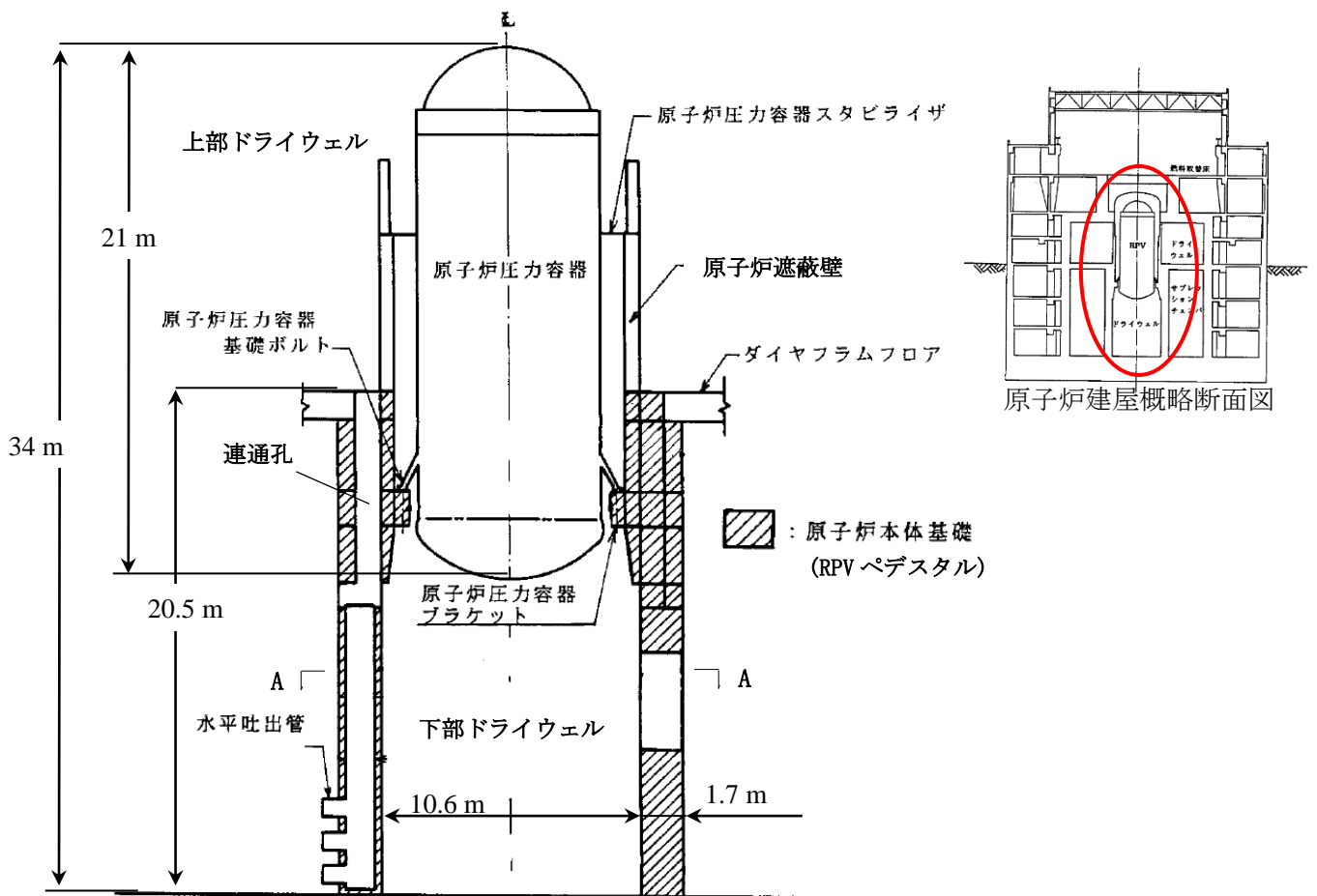
原子炉建屋、原子炉圧力容器及び原子炉本体基礎の概略断面図を第1図、原子炉圧力容器内部構造物の構造図を第2図に示す。

水平方向の解析モデルにおいては、原子炉圧力容器、原子炉遮蔽壁、原子炉本体基礎は第3図、第4図に示すような多質点モデルにてモデル化する。原子炉圧力容器は原子炉圧力容器スタビライザと等価なばねで原子炉遮蔽壁と結ばれ、原子炉本体基礎と剛に結合される。原子炉本体基礎はその下端において原子炉建屋基礎スラブ上端と剛に結合され、更にダイヤフラムフロアの剛性と等価なばねにより原子炉格納容器を介して原子炉建屋に支持される。

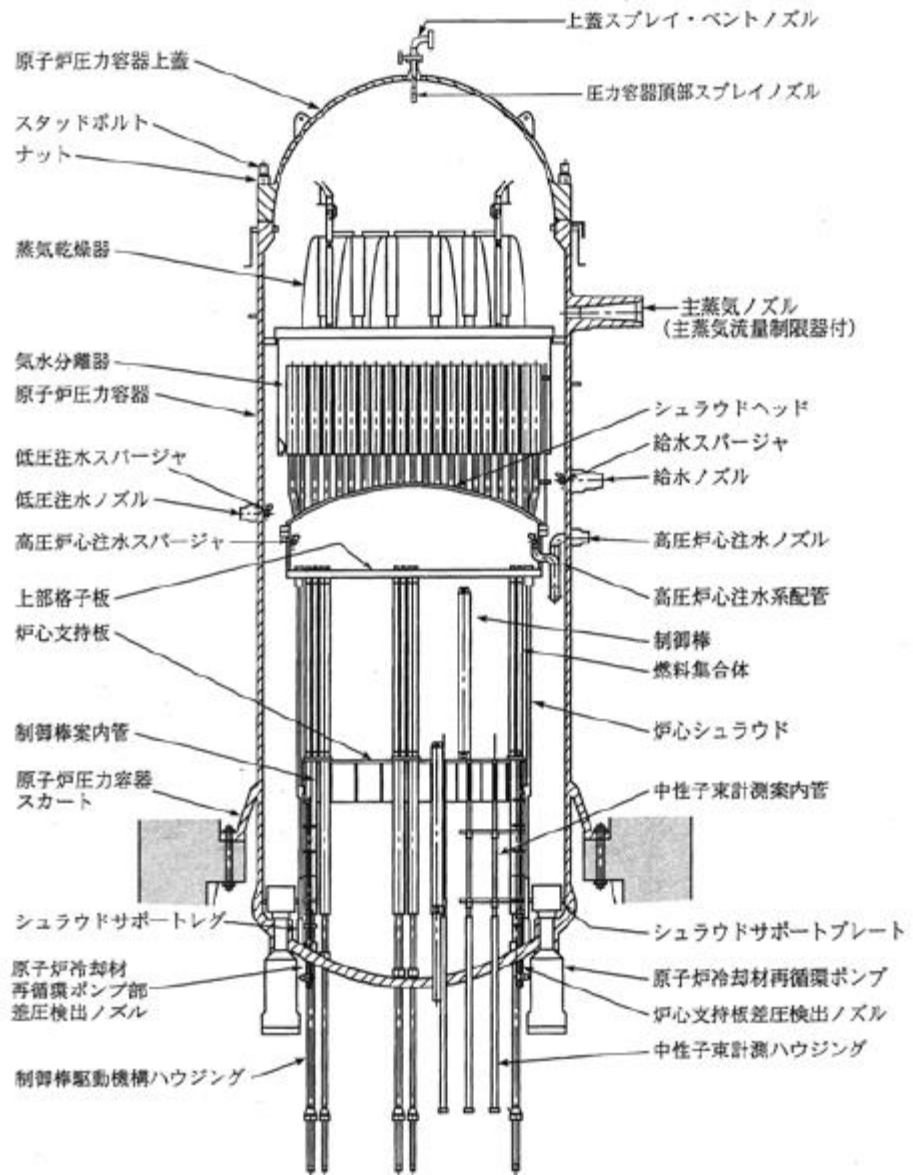
鉛直方向の解析モデルにおいても水平方向の解析モデルと同様に第5図に示すような多質点モデルにてモデル化する。原子炉圧力容器は、原子炉本体基礎と剛に結合される。原子炉本体基礎は、その下端において原子炉建屋基礎スラブ上端と剛に結合され、原子炉建屋に支持される。

2. その他機器・配管系の鉛直方向地震応答解析モデルについて

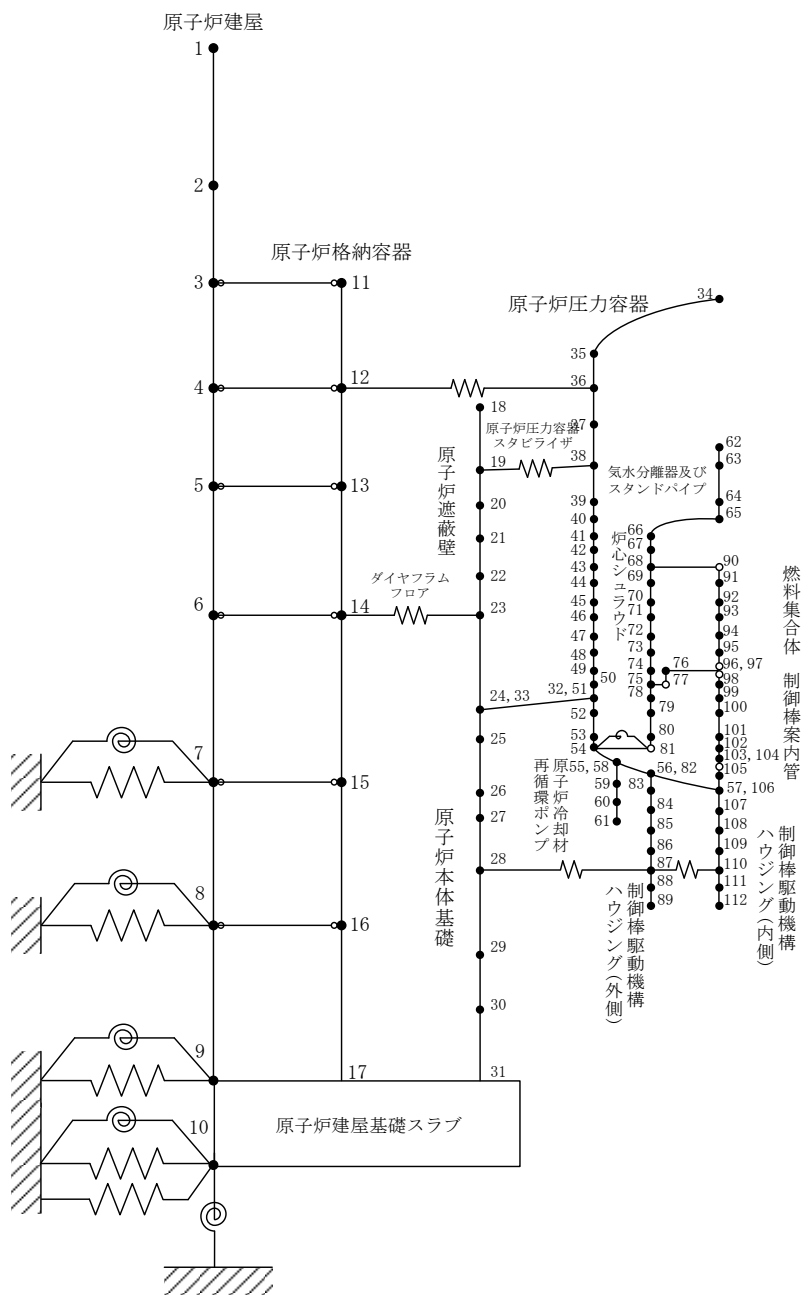
その他機器・配管系の設備については、設備の構造上の特徴を踏まえ必要に応じて鉛直方向の地震応答解析モデルを作成する。



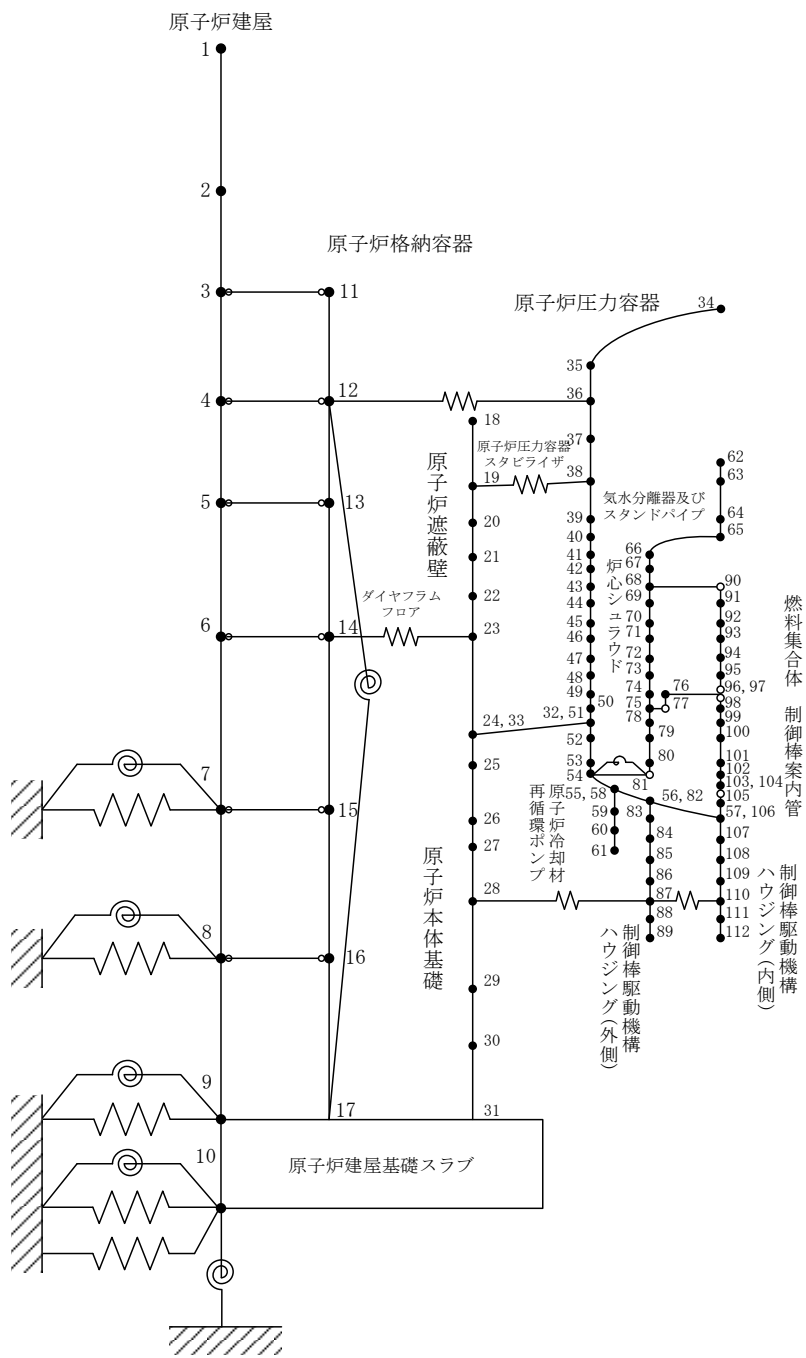
第 1 図 原子炉圧力容器及び原子炉本体の基礎 概略断面図



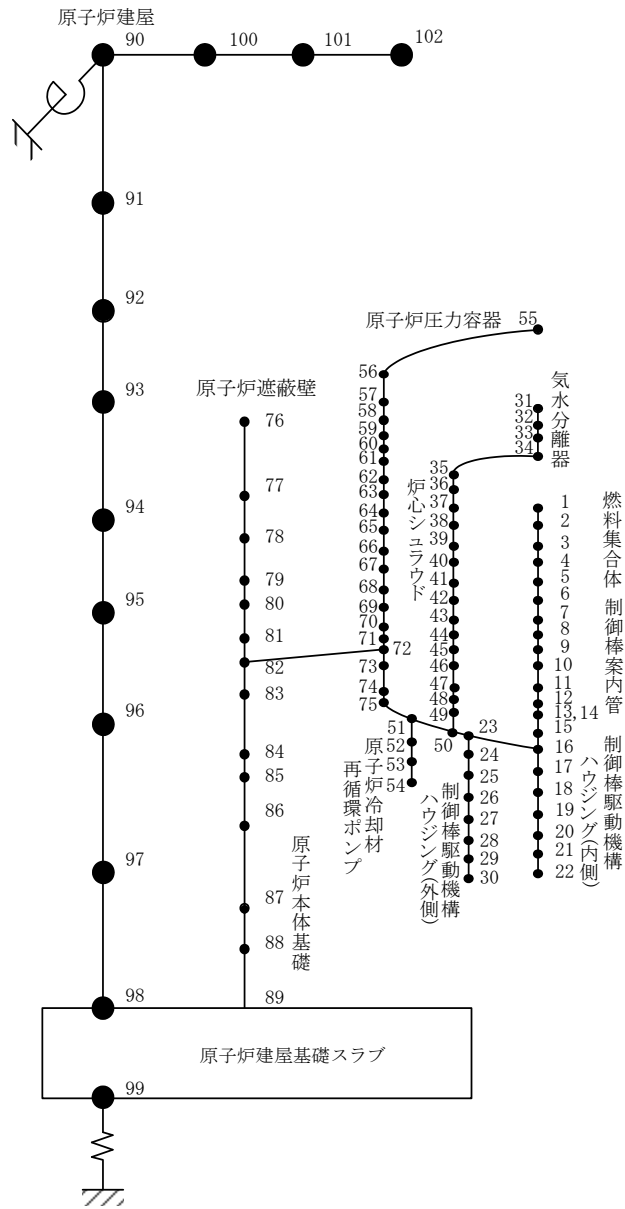
第2図 原子炉圧力容器内部構造物 構造図



第3図 原子炉建屋-炉内構造物系連成 地震応答解析モデル(水平方向(NS))(7号炉の例)



第4図 原子炉建屋-炉内構造物系連成 地震応答解析モデル (水平方向(EW))
(7号炉の例)



第5図 原子炉建屋－炉内構造物系連成 地震応答解析モデル（鉛直方向）（7号炉の例）

柏崎刈羽原子力発電所6号及び7号炉

機器・配管系の設備の既工認からの構造変更について

(耐震)

1. はじめに

本資料では、柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉（以下、「柏崎刈羽 6 号及び 7 号炉」という。）の建設工認あるいは改造工認で認可されている構造からの変更点のうち、耐震性に影響のあるものをまとめている。

2. 機器・配管系の設備の既工認からの構造変更点について

既工認から構造変更実績のある設備の一覧を添付資料 1 に示す。

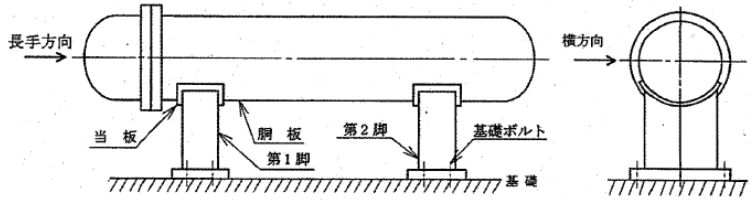
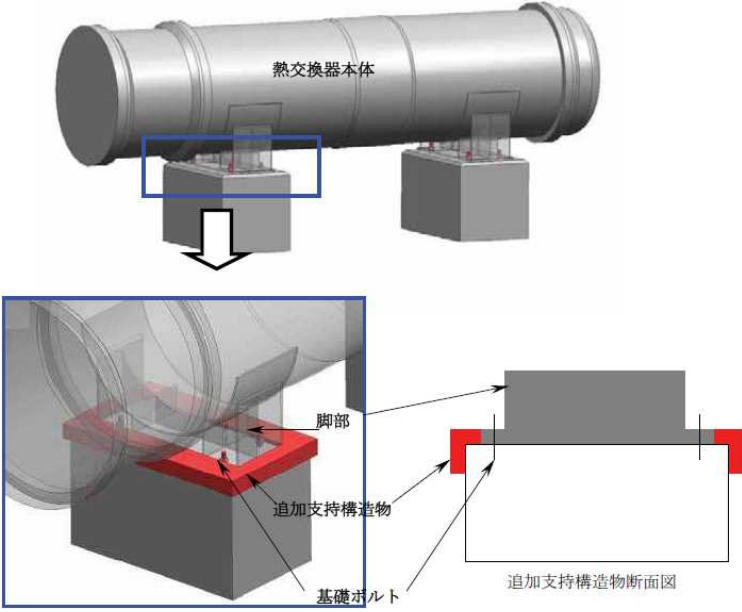
また、これらの構造変更実績のある設備について、変更点の概要を添付資料 2 に示す。今回の申請では、添付資料 2 に示した各設備の構造変更を反映し、耐震評価を行う。

添付資料 1

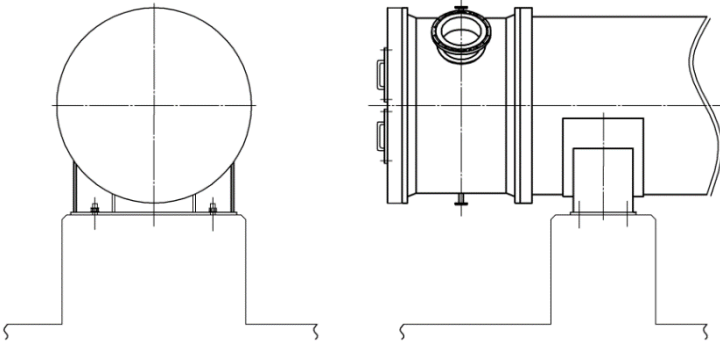
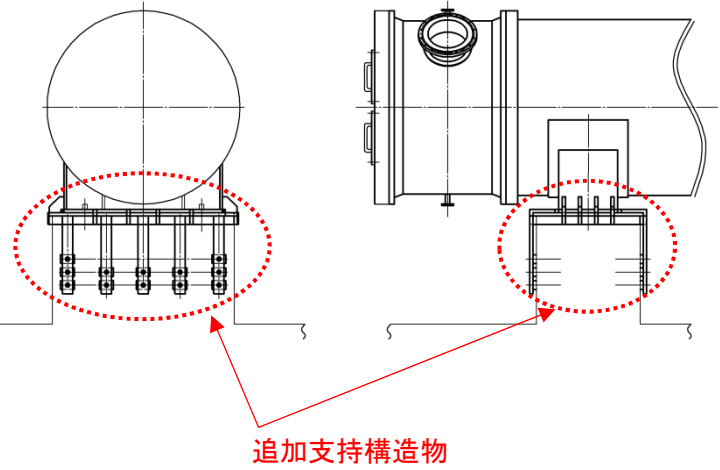
柏崎刈羽 6 号及び 7 号炉 既工認からの構造変更の有無の整理表

設備名称	柏崎刈羽 6 号及び 7 号炉での既工認からの構造変更の有無		備考
	○：構造変更あり ×：構造変更なし (6 号炉/7 号炉)	工事概要	
原子炉補機冷却水系（原子炉補機冷却水系熱交換器）	○/○	熱交換器の脚部に支持構造物を追加設置	
燃料取扱装置（原子炉建屋クレーン）	○/○	本体ガード脱線防止ラグとトロリストッパの形状変更	
燃料取扱装置（燃料取替機）	○/○	本体及びトロリの走行時の脱線を防止する措置を強化	
原子炉核計装（起動領域モニタドライチューブ）	○/○	材料及び溶接位置の変更	
非常用予備発電装置（直流 125V 蓄電池）	○/○	蓄電池の取替、支持構造の変更（ボルト本数等）	
燃料貯蔵設備（軽油タンク）	○/○	軽油タンクの取替（厚肉品に交換）、アニュラ板の材料変更	
格納容器圧力逃がし装置（フィルタベント配管及びサポート）	○/○	フィルタベント配管を追設	重大事故等対処設備（以下、SA 設備と言う）配管の追設例として示す
代替循環冷却系（代替循環冷却系配管及びサポート）	○/○	残留熱除去系熱交換器(B)から復水移送ポンプへ向かう冷却系配管を追設	SA 設備配管の追設例として示す
格納容器 pH 制御設備（pH 制御設備配管及びサポート）	○/○	薬注ラインを追設	SA 設備配管の追設例として示す
残留熱除去系（残留熱除去系配管本体及びサポート） 原子炉冷却材浄化系（原子炉冷却材浄化系配管本体及びサポート）	【配管本体】×/× 【サポート】○/○	サポート強化・追設	配管系の耐震強化の例として示す
復水補給水系（復水補給水系配管及びサポート）	○/○	注水ラインを追設	SA 設備配管の追設例として示す
可燃性ガス濃度制御系（可燃性ガス濃度制御系配管及びサポート）	○/○	可燃性ガス濃度制御系ラインを追設（二重化）	
高圧代替注水系（代替高圧注水系配管及びサポート、ポンプ）	○/○	高圧代替注水ポンプ及び注水ラインを追設	SA 設備配管の追設例として示す

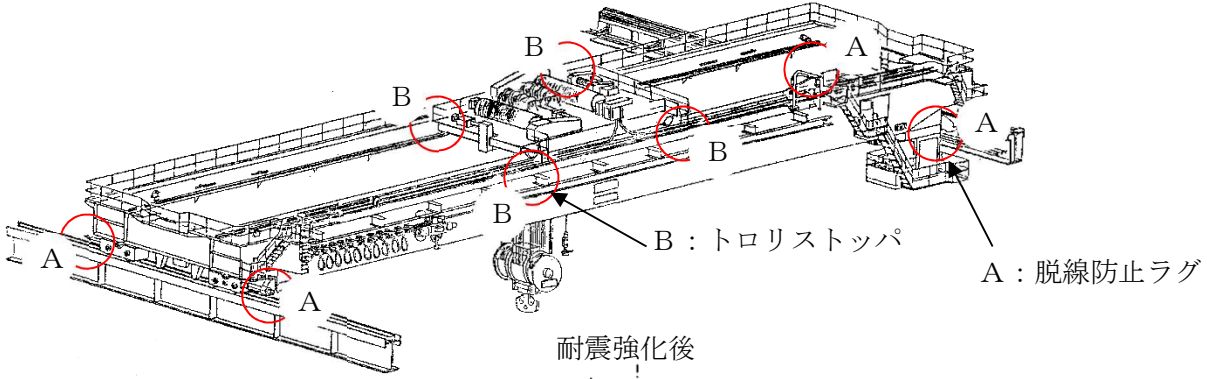
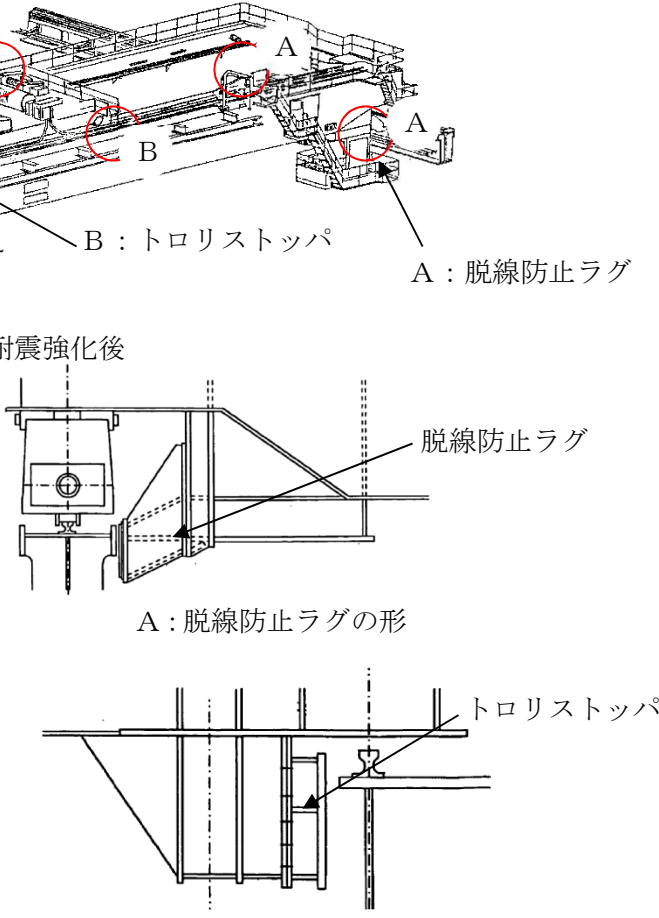
6号炉 原子炉補機冷却水系熱交換器の耐震強化による変更点

変更前	変更後	備考
<p>支持構造物追設前</p> <p>原子炉補機冷却水系熱交換器は、図1に示すように、横置き一胴円筒形容器である。第一脚は基礎ボルトにより基礎に固定され、第二脚は長手方向にスライド可能とし、長手方向の荷重を受持たない構造である。</p>  <p>図1 原子炉補機冷却水系熱交換器 概要図</p>	<p>支持構造物追設後</p>  <p>原子炉補機冷却水系熱交換器 耐震強化の概要</p>	<p>備考</p> <p>支持構造物を追設。</p>

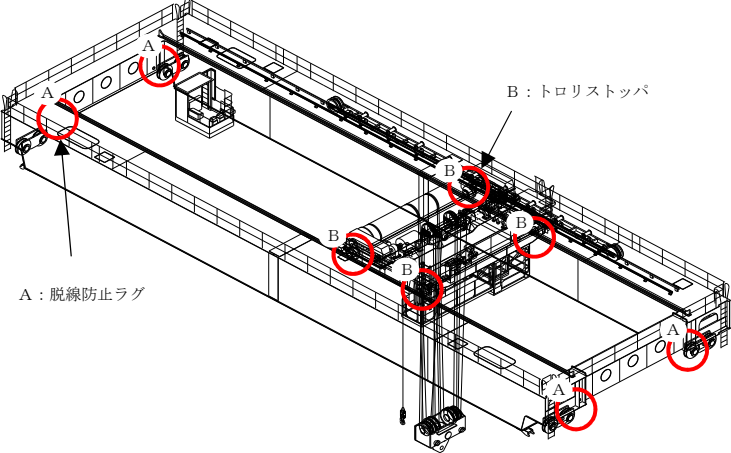
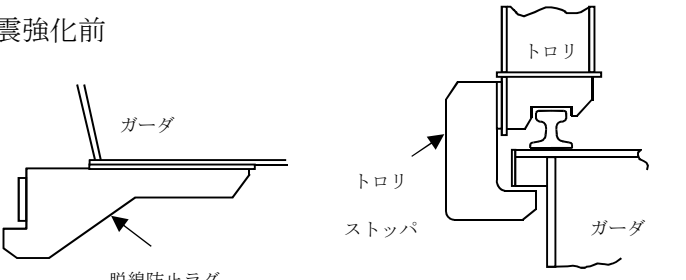
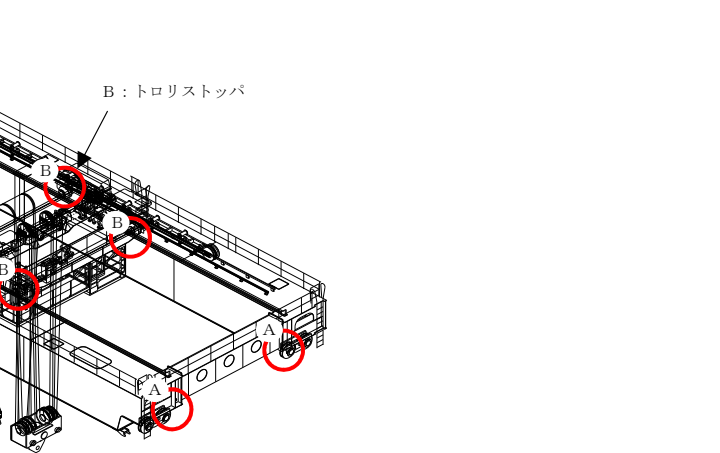
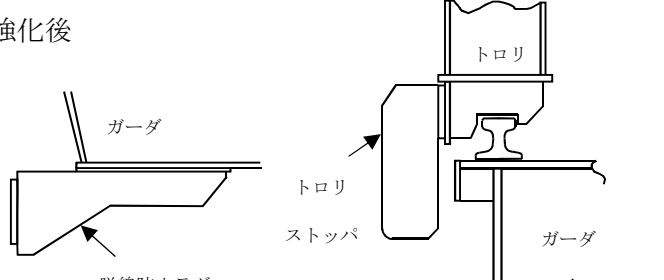
7号炉 原子炉補機冷却水系熱交換器の耐震強化による変更点

変 更 前	変 更 後	備 考
<p>支持構造物追設前</p> 	<p>支持構造物追設後</p>  <p>追加支持構造物</p>	<p>支持構造物を追設。</p>

6号炉 原子炉建屋クレーンの耐震強化による変更点

変更前	変更後	備考
<p>耐震強化前</p>  <p>A : 脱線防止ラグの形状</p> <p>B : トロリストッパの形状</p>	<p>耐震強化後</p>  <p>A : 脱線防止ラグの形</p> <p>B : トロリストッパの形状</p>	<p>脱線防止ラグおよびトロリストッパの形状を変更。</p>

7号炉 原子炉建屋クレーンの耐震強化による変更点

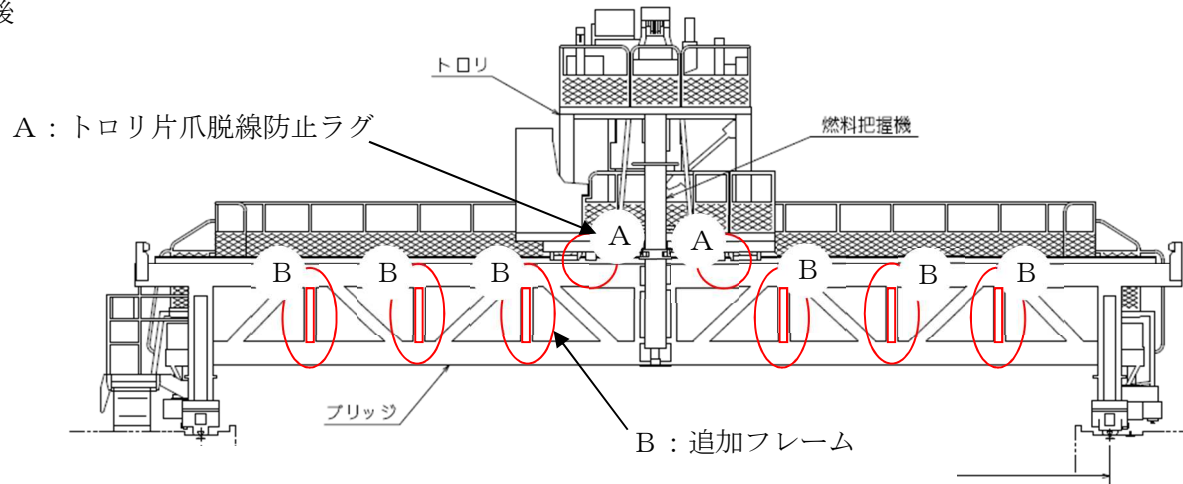
変更前	変更後	備考
 <p>A: 脱線防止ラグ</p> <p>B: トロリストップ</p> <p>耐震強化前</p>  <p>ガーダ</p> <p>トロリ</p> <p>トロリストップ</p> <p>ガーダ</p> <p>脱線防止ラグ</p> <p>A: 脱線防止ラグの形状</p> <p>B: トロリストップの形状</p>	 <p>耐震強化後</p>  <p>ガーダ</p> <p>トロリ</p> <p>トロリストップ</p> <p>ガーダ</p> <p>脱線防止ラグ</p> <p>A: 脱線防止ラグの形状</p> <p>B: トロリストップの形状</p>	<p>脱線防止ラグおよびトロリストップの形状を変更。</p>

6号炉 燃料取替機の耐震強化による変更点

変更後

備考

耐震強化後



トロリ片爪脱線防止ラグ及び追加フレームの設置。



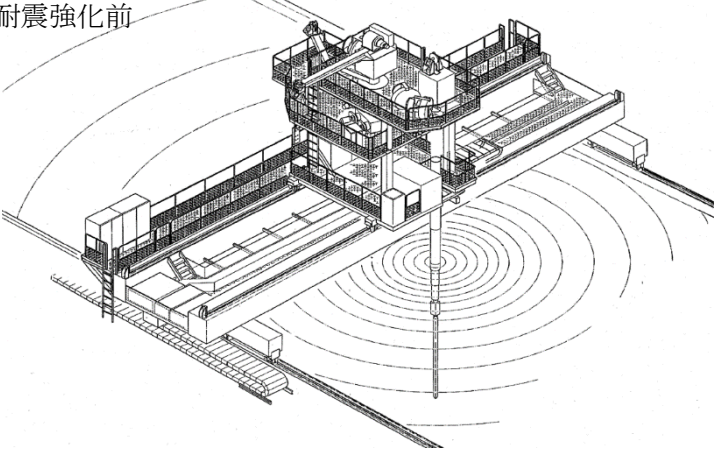
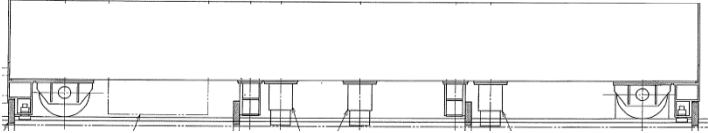
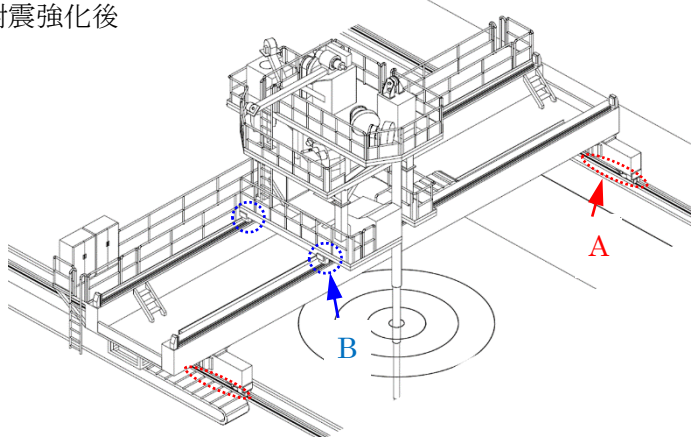
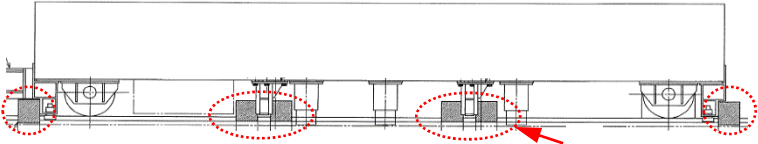
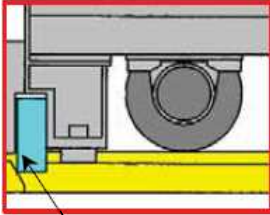
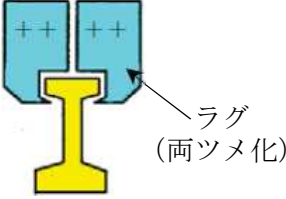
A : トロリ片爪脱線防止ラグの形状



B : 追加フレームの形状 (塗装前)

7号炉 燃料取替機の耐震強化による変更点

4条-別紙 7-8

変更前	変更後	備考
<p>耐震強化前</p>  <p>ブリッジ脱線防止ラグ部</p> 	<p>耐震強化後</p>  <p>A : ブリッジ脱線防止ラグ部</p>  <p>B : トロリ脱線防止ラグ部</p>   <p>ラグ (両ツメ化)</p> <p>断面図</p> <p>トロリ脱線防止ラグ</p>	<p>備考</p> <p>脱線防止ラグの追加・変更。</p>
<p>A : ブリッジ脱線防止ラグの追加・変更 : 片側 4箇所→6箇所、増厚及び両ツメ化</p> <p>B : トロリ脱線防止ラグの追加・変更 : 増厚及び両ツメ化</p>		

6号及び7号炉 起動領域モニタドライチューブの取替による変更点

4条-別紙 7-9

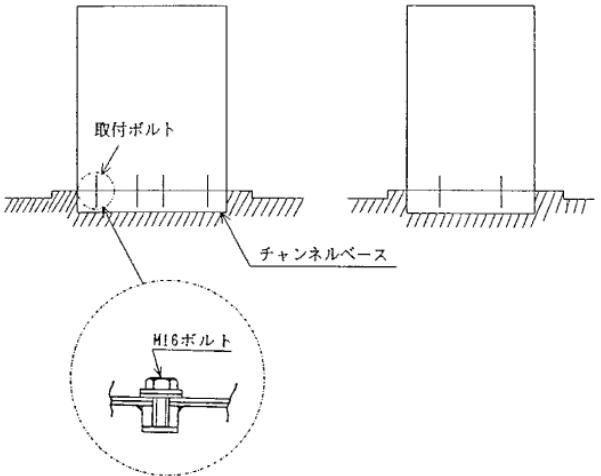
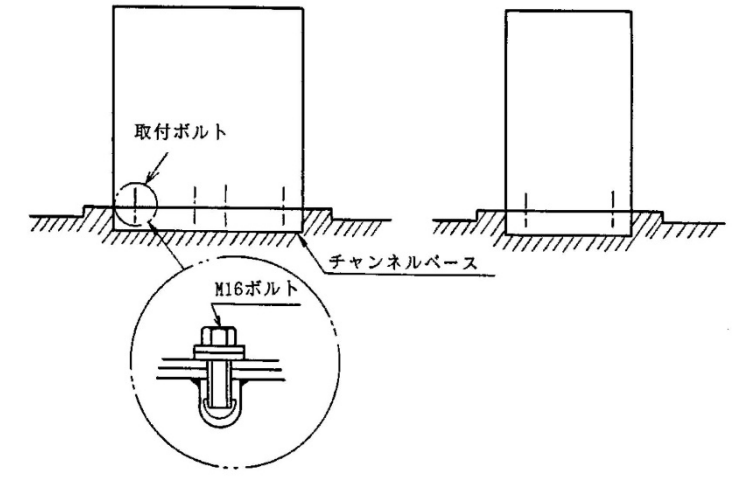
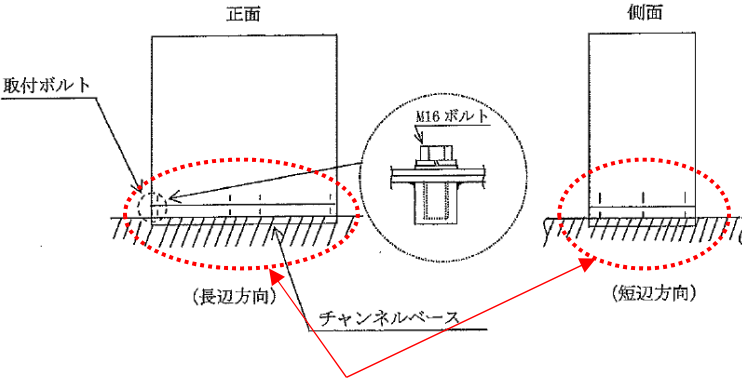
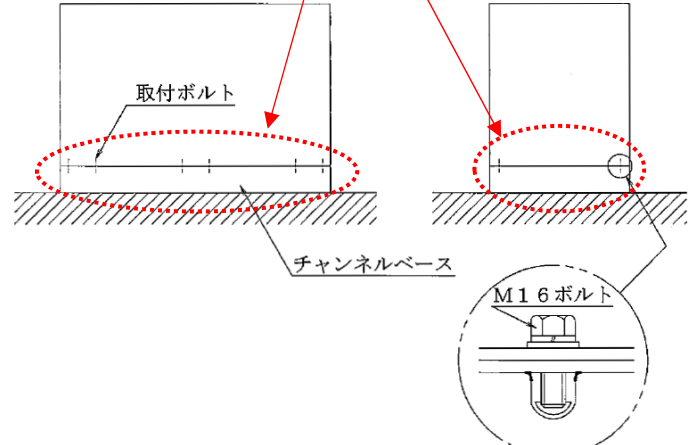
変 更 前	変 更 後	備 考
<p>() : 材料</p> <p>寸法 (単位 : mm)</p>	<p>() : 材料</p> <p>寸法 (単位 : mm)</p>	<p>材料・溶接位置の変更。7号炉では全10基のうち2基で使用。</p>

7号炉 起動領域モニタドライチューブの取替による変更点

4条-別紙 7-10

変更前	変更後	備考
<p>[] : 材 料</p> <p>寸法 (単位 : mm)</p>	<p>[] : 材料</p> <p>寸法 (単位 : mm)</p>	<p>備考</p> <p>材料・溶接位置の変更。</p>

6号及び7号炉 直流125V蓄電池の増容量化による変更点

変更前	変更後	備考
<p>6号炉</p>  <p>7号炉</p> 	<p>6号炉</p>  <p>7号炉</p> 	<p>蓄電池の増容量化にともない、蓄電池を取替え、支持構造（取付ボルト本数等）を一部変更。</p>

6号及び7号炉 燃料貯蔵設備（軽油タンク）の飛来物対策による構造変更点

変更前				変更後				備考
3	屋根板			3	屋根板			アニュラ板, 側板, 屋根板の厚さ及びアニュラ板の材料を変更。
2	側板			2	側板			
1	アニュラ板			1	アニュラ板			
番号	名称	寸法	材料	番号	名称	寸法	材料	

7号炉 格納容器圧力逃がし装置配管の設置による変更点

4条-別紙7-13

変更前	変更後	備考
<div data-bbox="689 1082 929 1300" style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-top: 10px;"> <p>----- : 撤去配管</p> <p>----- : SGTS系</p> <p>----- : AC系</p> <p>----- : HVAC系</p> </div>	<div data-bbox="1384 1082 1624 1241" style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-top: 10px;"> <p>==== : 新設配管</p> <p>○ : 新設弁</p> </div>	<p>不活性ガス系(AC)と非常用ガス処理系(SGTS)の連絡部を改造し、フィルタ装置に向かう配管を追設。</p> <p>(6号炉にも同様な設備有り)</p> <p>(配管への弁追設の例も兼ねる)</p>

7号炉 代替循環冷却系配管の新設による変更点

4条-別紙 7-14

変更前	変更後	備考
<div data-bbox="638 1125 884 1276" style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-top: 10px;"> <p>--- : 撤去配管</p> <p>— : HPCF系</p> <p>— : RHR系</p> </div>	<div data-bbox="1332 1109 1579 1220" style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-top: 10px;"> <p>— : 新設配管</p> <p>○ : 新設弁</p> </div>	<p>残留熱除去系から高圧炉心注水系を經由して復水移送ポンプへ向かう配管を新設。 (6号炉にも同様の配管新設有り)</p>

6号及び7号炉 格納容器 pH 制御系配管の新設による変更点

変更前	変更後	備考
<p style="text-align: center;">----- : 撤去配管</p>	<p style="text-align: center;">— : 新設配管 ○ : 新設弁</p>	<p>復水貯蔵槽タイライン へ pH 制御用薬液注入 ラインを繋ぎ込み。</p>

7号炉 残留熱除去系・原子炉冷却材浄化系配管の耐震強化による変更点

変更前	変更後	備考
		<p>サポートの追設・強化 (配管の変更はなし) (配管系の耐震強化の例)</p>

7号炉 復水補給水系の追設による変更点

変更前	変更後	備考
<p>— : 既設配管 - - : 撤去配管</p>	<p>外部注水南側接続ライン</p> <p>— : 既設配管 — : 新設配管 ○ : 新設弁</p> <p>外部注水東側接続ライン</p> <p>— : 既設配管 — : 新設配管 ○ : 新設弁</p>	<p>消防用継手から既設の復水補給水系に注水するラインを追設。 (6号炉にも同様の配管新設有り) (屋外からの注水配管の新設例)</p>

7号炉 可燃性ガス濃度制御系の追設による変更点

変更前	変更後	備考
<p>既設配管 撤去配管</p>	<p>既設配管 新設配管 既設弁流用</p>	<p>原子炉格納容器から可燃性ガス濃度制御系再結合装置までのラインを分離。 (6号炉にも同様の配管新設有り)</p>

7号炉 高压代替注水系の追設による変更点

変更前	変更後	備考
<p>主蒸気ライン(B)より</p> <p>原子炉格納容器貫通部 X-37</p> <p>F036</p> <p>150A-RC1C-34</p> <p>RC1Cタービンへ</p> <p>— : 既設配管 - - : 撤去配管</p>	<p>主蒸気ライン(B)より</p> <p>原子炉格納容器貫通部 X-37</p> <p>F036</p> <p>F065</p> <p>150A-RC1C-61</p> <p>150A-RC1C-34</p> <p>F034</p> <p>RC1Cタービンへ</p> <p>150A-HPAC-36</p> <p>HPACタービン</p> <p>— : 既設配管 — : 新設配管 ○ : 新設弁</p>	<p>既設の原子炉隔離時冷却系から分岐させ、高压代替注水ポンプの駆動蒸気用配管を設置。 (6号炉にも同様の配管新設有り)</p>