

# 柏崎刈羽原子力発電所 6号及び7号炉

地震による損傷の防止について  
(補足説明資料)

平成28年10月

東京電力ホールディングス株式会社

## 目次

- I. 耐震評価対象の網羅性，既工認との手法の相違点の整理について
  - I-1 耐震評価対象の網羅性について
    - 1. 申請施設の網羅性，代表性について
  - I-2 既工認との手法の相違点の整理について
    - 1. 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
      - 別紙1 原子炉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
      - 別紙2 地震応答解析モデルにおける補助壁の評価方法について
      - 別紙3 建屋側面地盤回転ばねを考慮することの妥当性について
      - 別紙4 原子炉本体基礎の復元力特性について
    - 2. 既工認実績のない規格・手法の適用性について
      - 2-1 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
      - 2-2 土木構造物の解析手法および解析モデルの精緻化について
      - 2-3 使用済燃料貯蔵ラックの減衰定数について
    - 3. その他手法の相違点等について
      - 3-1 原子炉建屋屋根トラス及び排気筒の評価モデルについて
      - 3-2 機器・配管系の減衰定数について
    - 4. 機器・配管系の設備の既工認からの構造変更について

下線部：今回ご提出資料

## 1. 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

## 目次

1. はじめに
  2. 建屋及び原子炉の地震応答解析モデルの概要
    2. 1 原子炉建屋地震応答解析モデル
    2. 2 原子炉本体基礎の地震応答解析モデル
    2. 3 炉心, 原子炉圧力容器および圧力容器内部構造物の地震応答解析モデル
  3. 詳細化の検討内容及び妥当性
    3. 1 コンクリート実強度を考慮した建屋剛性
    3. 2 補助壁の考慮
    3. 3 側面地盤回転ばねの考慮
    3. 4 原子炉本体基礎の復元力特性
    3. 5 今回工認モデルの妥当性
  4. 地震応答解析モデルの保守性と不確かさへの対応方針
    4. 1 保守性と不確かさを設定する項目
    4. 2 保守性と不確かさの設定
    4. 3 検討ケース
    4. 4 設計への反映方針
  5. まとめ
- 添付資料ー 1 今回工認モデルの地震応答解析に対する 3次元 FEM モデルによる妥当性の  
検証
- 参考資料ー 1 既工認モデルによる評価
- 参考資料ー 2 地震応答解析モデル詳細化の定量的な効果
- 参考資料ー 3 地震応答解析モデルの不確かさの影響 (試検討)
- 参考資料ー 4 各詳細化項目のシミュレーション解析への影響度の検討
- 参考資料ー 5 新潟県中越沖地震本震以外の地震観測記録を用いたシミュレーション  
解析モデルの妥当性確認
- 参考資料ー 6 表層地盤ばねの取扱いについて

## 1. はじめに

柏崎刈羽原子力発電所6，7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，基準地震動のレベルの増大に伴い，より現実に近い地震応答を算出することを目的として，建設時の工事計画認可申請書（以下，「既工認」という）の地震応答解析モデルを詳細化した地震応答解析モデルを採用することとする（表 1-1）。

本資料では，今回工認において地震応答解析モデルを詳細化することの目的及び妥当性，地震応答解析モデルの不確かさへの対応方針について説明する。

表 1-1 地震応答解析モデルの詳細化の概要

詳細化項目	既工認の地震応答解析モデル	今回工認の地震応答解析モデル
建屋剛性	コンクリートの設計基準強度を使用	コンクリートの実強度データに基づく剛性を使用
耐震要素（建屋壁）のモデル化	外壁などの主要な壁のみモデル化	左記に加え，考慮可能な壁（補助壁）を追加でモデル化
建屋側面地盤による拘束効果	側面地盤回転ばねを考慮せず	側面地盤回転ばねを考慮する
原子炉本体基礎のモデル化	線形解析モデル	コンクリートのひび割れによる剛性低下を考慮した非線形解析モデル

※建屋の弾塑性解析は，既工認では採用していないが，今回工認では，最新の知見「原子力発電所耐震設計技術指針（JEAG4601-1991 追補版）」に基づき採用する。

## 2. 建屋及び原子炉の地震応答解析モデルの概要

### 2. 1 原子炉建屋地震応答解析モデル

原子炉建屋は地下3階、地上4階建で、基礎底面からの高さは、63.4mである。平面の大きさは地下部分で56.6m(NS方向)×59.6m(EW方向)、最上階は39.0m(NS)×59.6m(EW)である。

建屋の主体構造は鉄筋コンクリート造(一部鉄骨鉄筋コンクリート造及び鉄骨造)であり、その総重量は約20万tである。また、建屋の主な耐震要素は、鉄筋コンクリート製原子炉格納容器と原子炉建屋の外壁である。

地震応答計算に用いる解析モデルは、建屋を鉄筋コンクリート製原子炉格納容器(以下、「RCCV部」と呼ぶ。)と外壁(以下、「外壁部」と呼ぶ。)に分けた曲げ変形とせん断変形をする質点系とし、地盤を等価なばねで評価した建屋-地盤連成系モデルとする。尚、中間壁の曲げ及びせん断剛性は、RCCV部または外壁部に加える。

モデル化はNS方向、EW方向それぞれについて行っているが、EW方向においては、プール壁がRCCVの曲げ変形を拘束する影響を考慮して回転ばねを取り付けている。

建屋側方の地盤は水平ばね及び回転ばねで、建屋底面下の地盤は水平ばね及び回転ばねで置換している。地下部分側面の地盤水平ばねは、各質点の支配深さに従って地盤を水平に分割し、波動論により評価している。なお、表層部分については、基準地震動 $S_s$ による地盤の応答レベルを踏まえ、ばね評価を行わないこととする。また、基礎スラブ底面における地盤の水平及び回転ばねは、それ以降の地盤を等価な半無限地盤とみなして、波動論により評価している。

建屋の断面図を図2-1、解析モデルを図2-2に示す。

### 2. 2 原子炉本体基礎の地震応答解析モデル

原子炉建屋内の原子炉圧力容器、原子炉遮蔽壁、原子炉本体基礎等の大型機器・構造物は、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の地震の入力があることを考慮して、図2-3に示すように原子炉建屋と原子炉本体基礎を連成させている。

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、原子炉建屋に支持される。

なお、上記のモデル化の考え方については、今回工認においても既工認から変更は無い。

## 2. 3 炉心，原子炉圧力容器および圧力容器内部構造物の地震応答解析モデル

原子炉圧力容器内には，燃料集合体，制御棒，炉心シュラウド，制御棒案内管，制御棒駆動機構ハウジング，気水分離器，原子炉冷却材再循環ポンプ等が収納されている。

炉心シュラウドは薄肉円筒形で，下端において水平方向をシュラウドサポートプレート，鉛直方向をシュラウドサポートシリンダ及びレグにより原子炉圧力容器に支持される。炉心シュラウド上部はさら形のシュラウドヘッド，その上の気水分離器で構成している。

炉心シュラウド内部には燃料集合体が収納され，下端を炉心支持板，上端を上部格子板により正確に位置が定められている。燃料集合体に加わる荷重は水平方向は上部格子板及び炉心支持板を支持する炉心シュラウド，鉛直方向は制御棒案内管を支持する制御棒駆動機構ハウジングを介し，原子炉圧力容器に伝達される。

制御棒駆動機構は，原子炉圧力容器下部鏡板を貫通して取り付けられる制御棒駆動機構ハウジング内に納められ，その上端に取り付けられる制御棒を炉心に挿入する機能を有している。

原子炉冷却材再循環ポンプは原子炉圧力容器下部に環状に設置され，原子炉冷却材を循環し，その流量を調整する機能を有している。その原動機は，原子炉圧力容器下部鏡板に溶接された原子炉冷却材再循環ポンプモーターケーシング内に収納される。これらの構造図を図 2-4 に示す。

また，中性子計測案内管，中性子束計測ハウジングについては，重量が小さく炉内構造物の振動に与える影響は小さいため重量のみを考慮する。

地震応答解析モデルは図 2-5 に示すように，原子炉建屋，原子炉格納容器，原子炉遮蔽壁，原子炉本体基礎，原子炉圧力容器，炉心シュラウド，燃料集合体，制御棒駆動機構ハウジング及び原子炉冷却材再循環ポンプ等の各質点を等価な曲げ，せん断剛性を有する無質量のばねにより結合した多質点集中系とする。燃料集合体，制御棒案内管，制御棒駆動機構ハウジング，気水分離器，炉心シュラウドはシュラウドサポートと等価な回転ばねを介して，原子炉圧力容器と結合する。原子炉冷却材再循環ポンプは，原子炉圧力容器と結合する。原子炉圧力容器は原子炉圧力容器スタビライザおよび原子炉本体基礎を介して，原子炉建屋に支持される。

なお，上記のモデル化の考え方については，今回工認においても既工認から変更は無い。

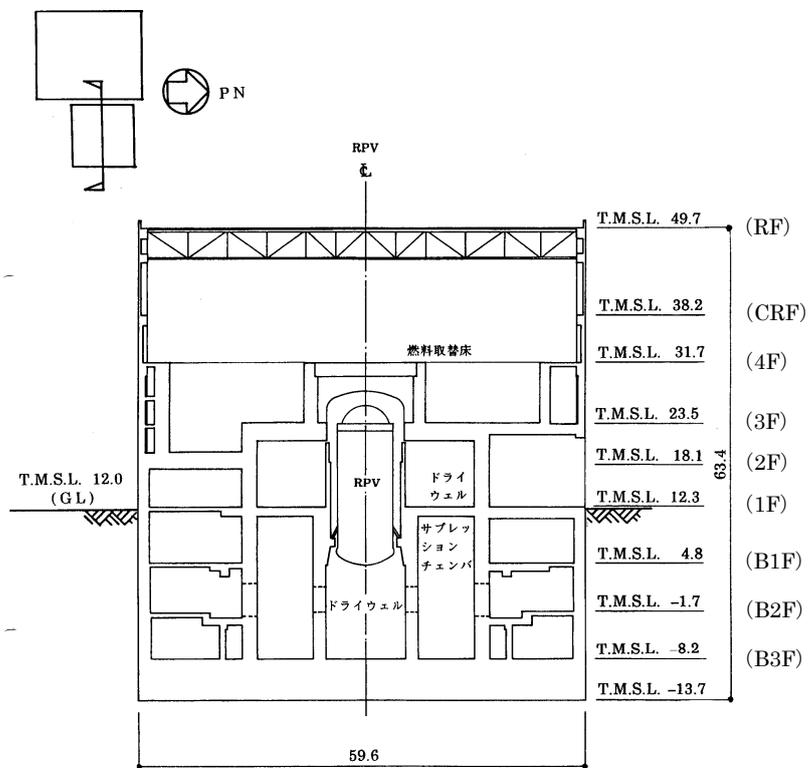
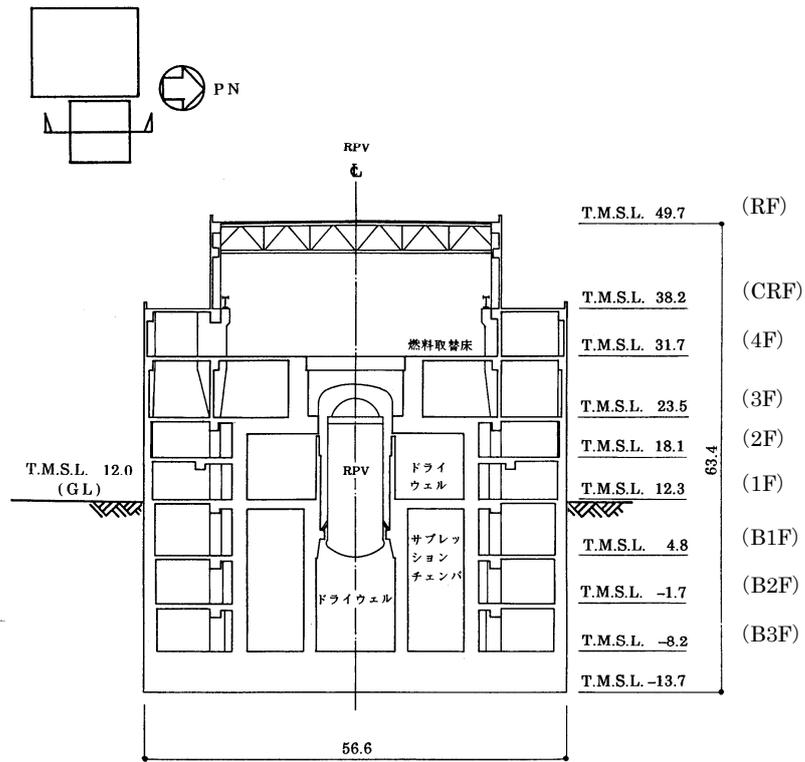
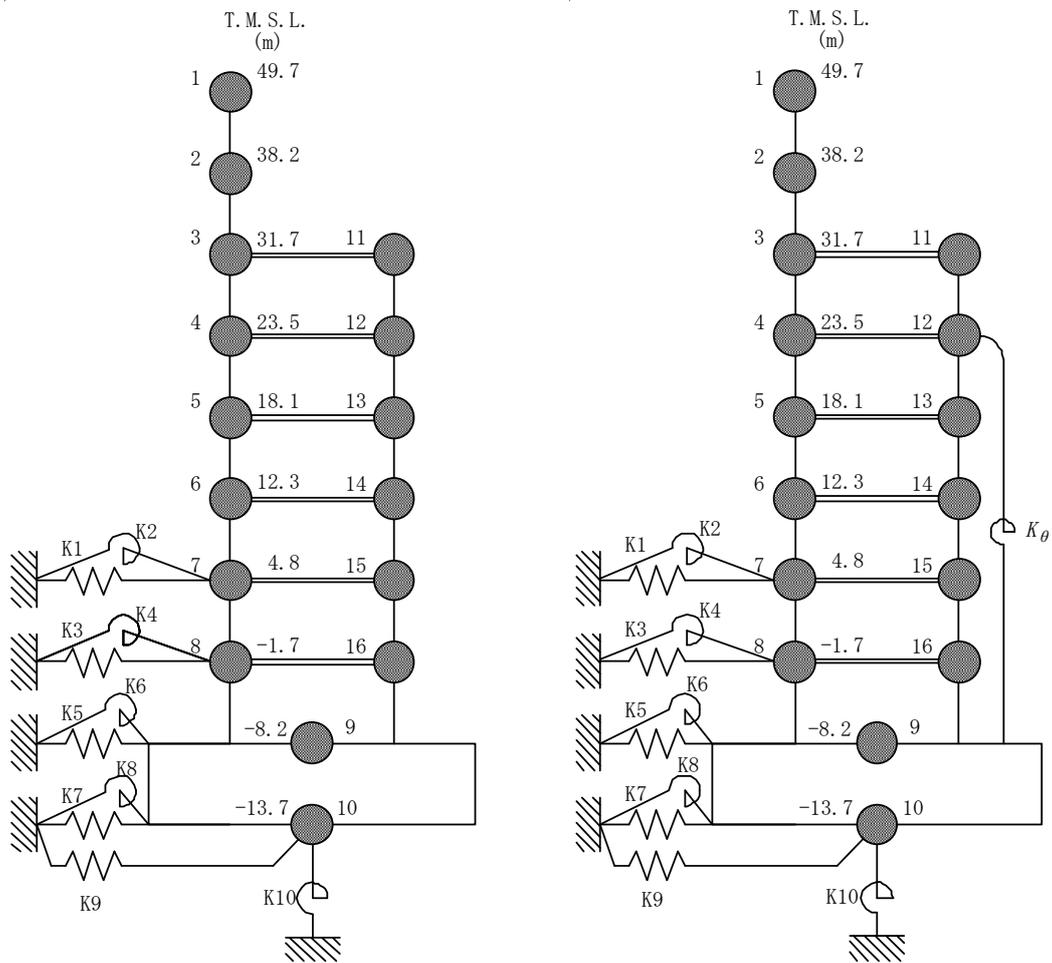


図 2-1 原子炉建屋断面 (7号炉の例)



NS 方向

EW 方向

図 2-2 建屋-地盤連成地震応答解析モデル (7号炉の例)

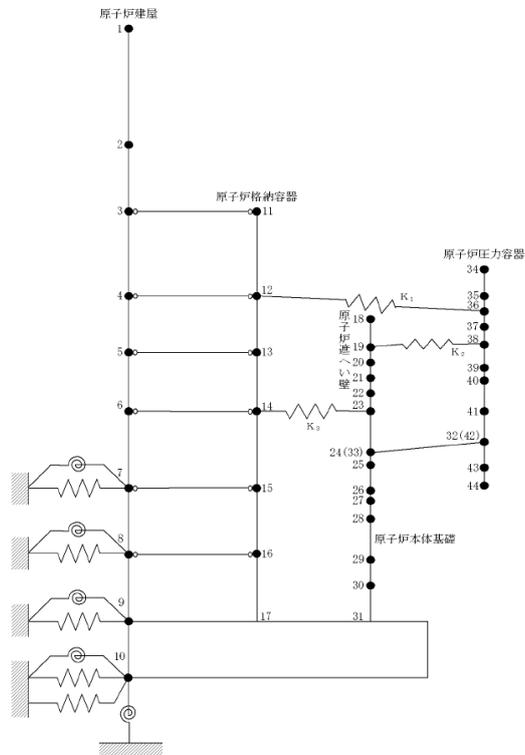


図 2-3 原子炉本体基礎の地震応答解析モデル  
(7号炉 水平方向 (NS 方向) の例)

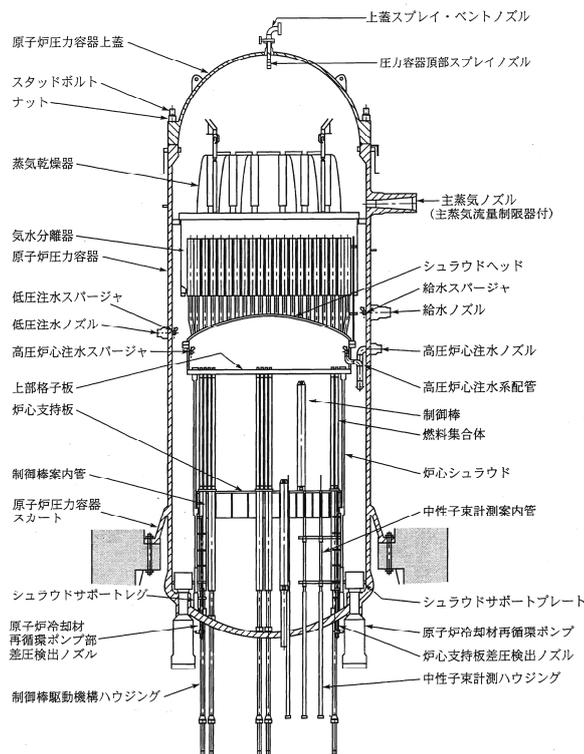


図 2-4 原子炉内部構造図

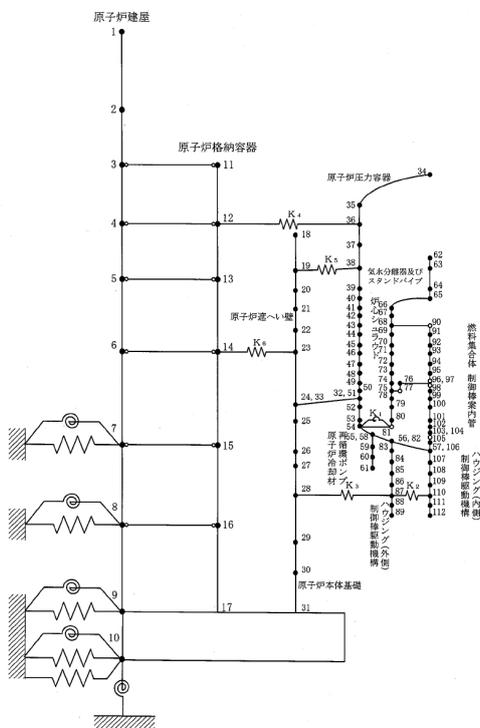


図 2-5 炉心，原子炉压力容器および压力容器内部構造物の地震応答解析モデル (7号炉 水平方向 (NS 方向) の例)

### 3. 詳細化の検討内容及び妥当性

地震応答解析モデル詳細化の検討フローを図3に示す。

詳細化項目ごとに妥当性を確認したのち、詳細化後の地震応答解析モデル（以下、「今回工認モデル」という）全体の妥当性を別の解析モデル（建屋3次元FEMモデル）との比較により確認する。

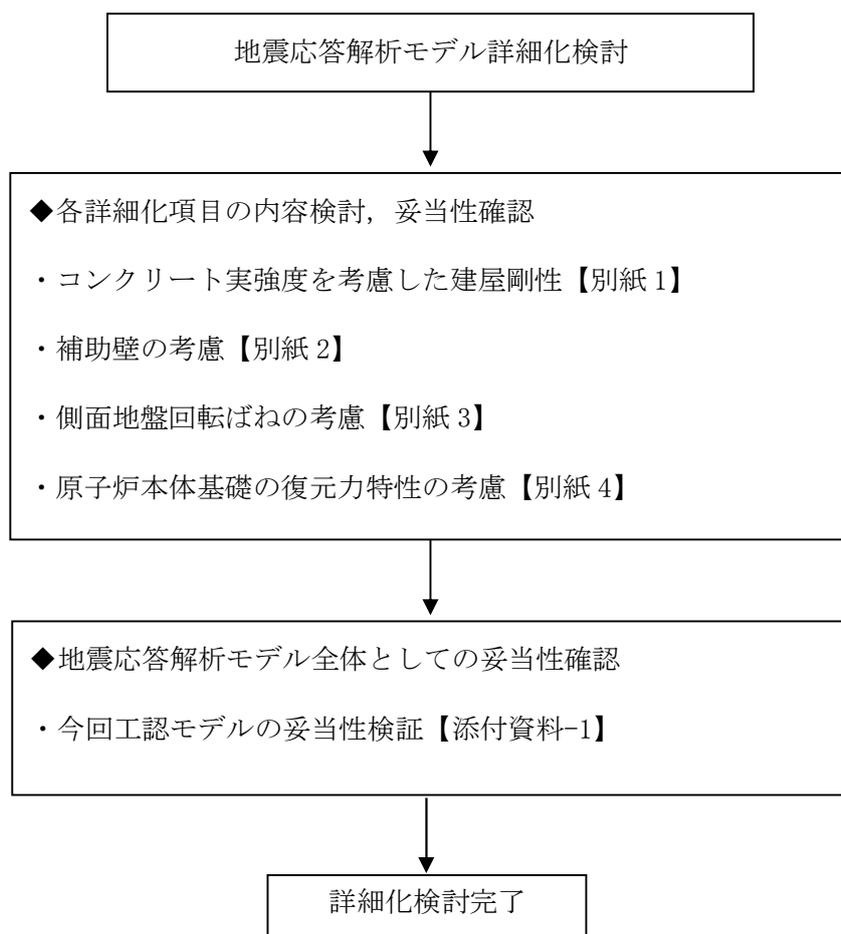


図3 地震応答解析モデルの詳細化検討フロー

### 3. 1 コンクリート実強度を考慮した建屋剛性【別紙1】

既工認も含め、通常の構造設計において、地震応答解析は対象構造物の構築前に実施することから、地震応答解析時に実際の構造物のデータを得ることは物理的に不可能である。そのため、解析で用いるコンクリート剛性の評価には、設計基準強度を用いるのが一般的である。

今回工認の場合、既工認や通常の構造設計とは異なり、対象構造物が解析実施以前に現に存在しているため、材料物性値を推定することは物理的に可能であることから、地震時の建屋挙動を実応答に近い形で評価できる条件で設計することを目的として、コンクリート剛性の評価に実強度を採用する。

コンクリート実強度を採用する際の論点を整理し、抽出された論点に対して、原子炉建屋を例として、既往の知見や試験等から得られたデータを通してその妥当性・信頼性について考察した上で、今回工認に用いる実剛性の値を設定する方針とした。また、原子炉建屋以外の建屋についても同様のデータ整理を行い、原子炉建屋同様のコンクリート実剛性が適用可能であることを確認する。

原子炉建屋における建設時コンクリートの91日強度データを整理し、網羅的にデータ取得されていること及びデータ数が妥当であることを確認した。

その上で、経年によるコンクリート強度の変化を考察している既往の知見について整理することによりコンクリート強度の経年による影響について検討し、材齢91日から10年にかけてのコンクリート強度の増加を考慮して推定される実強度（推定実強度）を設定した。

更に長期的な強度増進効果を考慮した推定実強度について、実機から直接採取して得られる強度と比較して数値に大きな差異がないかを確認した。

以上の検討を踏まえた上で、妥当性・信頼性を有していると考えられる実強度を設定した。

また、原子炉建屋以外の建屋についても同様のデータ整理を行い、原子炉建屋同様のコンクリート実剛性が共通的に適用可能であることを確認した。

地震応答解析に用いる材料定数は、材料のばらつきによる変動幅を適切に考慮する必要があることから、コンクリート実強度の値のばらつきについて検討し、不確かさを設計上考慮することにより地震応答解析における保守性を確保することとした。

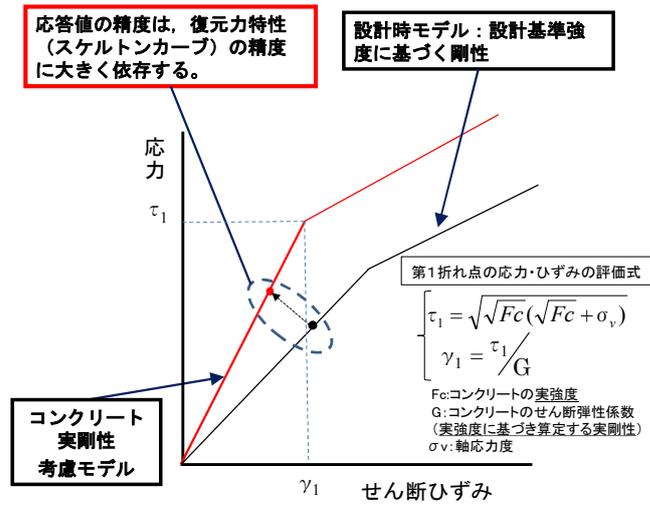


図 3-1 コンクリート実剛性の採用（概念図）

### 3. 2 補助壁の考慮【別紙2】

既設建屋の地震応答解析の実施にあたっては、より実現象に近い応答を模擬するという観点から、設計時には考慮されていなかったが実際には耐震要素として考慮可能な壁を補助壁と位置づけ、地震応答解析モデルに取り込むこととした。

補助壁の選定基準の設定にあたっては、先行審査を含む既工認で適用実績のある規準である、日本建築学会：「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（2005）」（以下、「RC-N」規準という）を参考に設定する。RC-N 規準 19 条「耐震壁の断面算定」には、耐震壁の壁厚、せん断補強筋比等に関する規定として「算定外の規定」が示されており、今回工認の補助壁の選定条件を設定するにあたっては、「算定外の規定」の記載を踏まえて選定条件を設定することとした。建屋内の鉄筋コンクリート壁のうち、選定条件に適合する壁を補助壁として選定した。

また、選定された補助壁の地震応答解析で用いる解析モデルへの反映方針としては、JEAG4601-1991 追補版におけるスケルトン評価法のベースとなった実験の内容や耐震壁と補助壁の違い（鉄筋比、直交壁の有無）を踏まえ、補助壁のせん断スケルトンカーブとしては第1折れ点で降伏する完全弾塑性型とし、曲げスケルトンとしては補助壁の剛性を無視する保守的な設定とした。

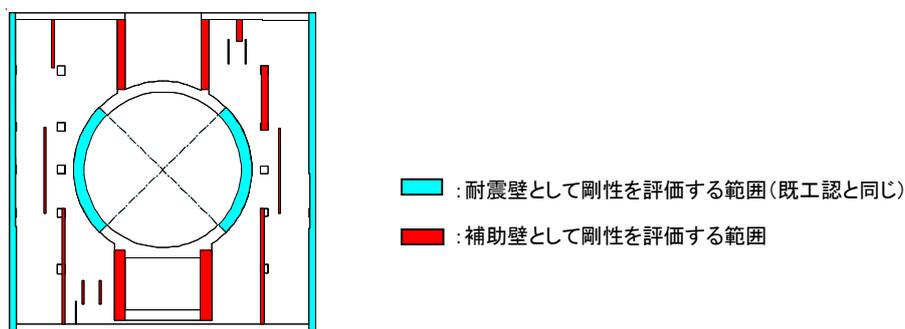


図 3-2 補助壁の考慮例 (6号炉 原子炉建屋 2階)

### 3. 3 側面地盤回転ばねの考慮【別紙3】

側面回転ばねを考慮することの妥当性検証にあたって、地中に埋め込まれた建屋と地盤との相互作用に関する知見及び6, 7号炉原子炉建屋の設置状況を整理し、その上で大きな地震動が作用する場合の側面回転ばねの妥当性に関して、以下の3つの論点を抽出した。

各論点に対する検討方針を設定し、それぞれの論点について検証を実施した。

【論点①】 建屋側面に防水層が存在する場合に防水層と地盤間で摩擦力が伝達可能か

【論点②】 地震時の側面地盤の剥離や土圧変動を考慮しても建屋拘束効果が得られ埋め込みSRモデルへ回転ばねを適用することが妥当か

【論点③】 隣接建屋や建屋周辺の詳細な地盤状況が側面回転ばねの適用性に影響しないか

論点①に対する検討としては、6, 7号炉原子炉建屋の実機の地下外壁（防水層付き）と側面地盤の間を模擬した摩擦試験により、建屋側面と地盤間に摩擦力があることを確認した。また、試験結果を踏まえて、論点②及び論点③に対する検証で使用する解析モデルで使用する摩擦特性を設定した。

論点②に対する検討としては、地下外壁と側面地盤の間の接触・剥離や摩擦特性を考慮した詳細な解析モデルによる地震応答解析を行い、地震時の建屋と地盤間の接触状況、建屋と地盤間の摩擦による応力伝達状況、側面地盤反力について検討し、拘束効果が得られることを確認した。その上で、埋め込みSRモデルに側面回転ばねを適用した場合の建屋応答と詳細モデルによる建屋応答を比較し、埋め込みSRモデルによる建屋応答が妥当であることを確認した。

論点③に対する検討としては、論点②のモデルで考慮した接触剥離・摩擦滑り現象に加えて、原子炉建屋に隣接するタービン建屋や周辺の地盤状況（埋戻し土、マンメイドロック等）を考慮した解析モデルを用いた解析を実施し、論点②のモデルによる解析結果と比較することにより、隣接建屋や建屋周辺の詳細な地盤状況が建屋応答に与える影響がないことを確認した。

また、上記の解析的な検証は6号炉原子炉建屋を代表として実施したものであるが、6号炉原子炉建屋と7号炉原子炉建屋の設置状況の類似性や6号炉を対象とした解析結果の傾向を踏まえ、7号炉原子炉建屋についても側面回転ばねを適用することが妥当であることを確認した。

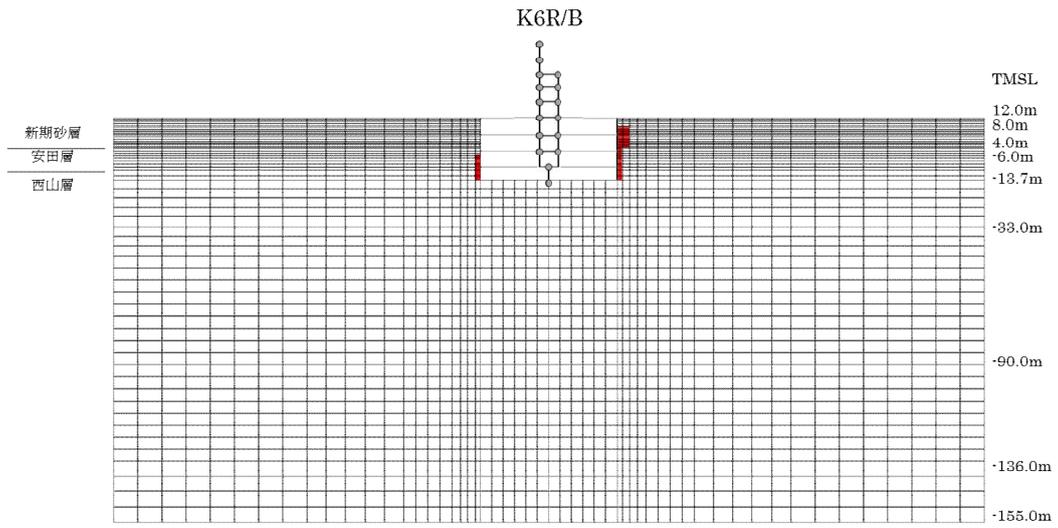


図 3-3 地盤 2 次元 FEM による解析モデル図 (6 号炉原子炉建屋 NS 方向の例)

### 3. 4 原子炉本体基礎の復元力特性の考慮【別紙4】

原子炉本体基礎は、鋼板とコンクリートの複合構造物であり、既工認の地震応答解析モデルでは、基準地震動の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、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、地震応答が線形領域を超えることから、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、コンクリートのひび割れによる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おこない、実物の原子炉本体基礎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。

原子炉本体基礎の非線形特性を考慮した復元力特性（スケルトンカーブ）の設定は、規格基準や既往の知見を参考に、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おこなった。

曲げの第1、第2折点及びせん断の第1折点の評価は、「原子力発電所耐震設計技術指針（JEAG4601-1991 追補版）」に規定されるスケルトンカーブ評価方法を基本とし、せん断の第2折点の評価は、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を基本とした。

実機原子炉本体基礎の構造の特徴を踏まえ、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でその妥当性を確認した。

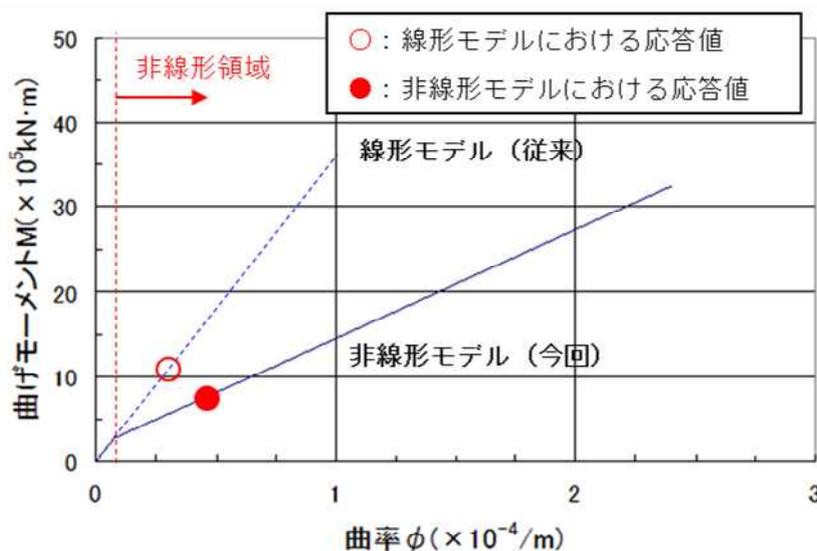


図 3-4 原子炉本体基礎の復元力特性の例  
(7号炉, Ss-1, NS 方向の概念図)

### 3. 5 今回工認モデルの妥当性検証

今回工認モデルの妥当性検証として、過去の地震観測記録でベンチマーキングした別の解析モデル（建屋 3 次元 FEM）の地震応答解析結果の比較を行う。検証にあたっては、建屋 3 次元 FEM モデルについて、新潟県中越沖地震によるシミュレーション解析によりその妥当性を確認した上で、今回工認モデルと建屋 3 次元 FEM モデルのそれぞれに対して弾性設計用地震動 Sd を入力とした地震応答解析を行い、両者の応答結果を比較することにより今回工認モデルの妥当性を確認する。今回工認モデルの妥当性検討のフローを図 3-5 に示す。妥当性検証のフローに基づき検討を実施し、今回工認モデルと建屋 3 次元 FEM の地震応答解析結果の比較を行った結果、応答が整合的であったことから、今回工認モデルが妥当であると判断した。（添付資料-1）。

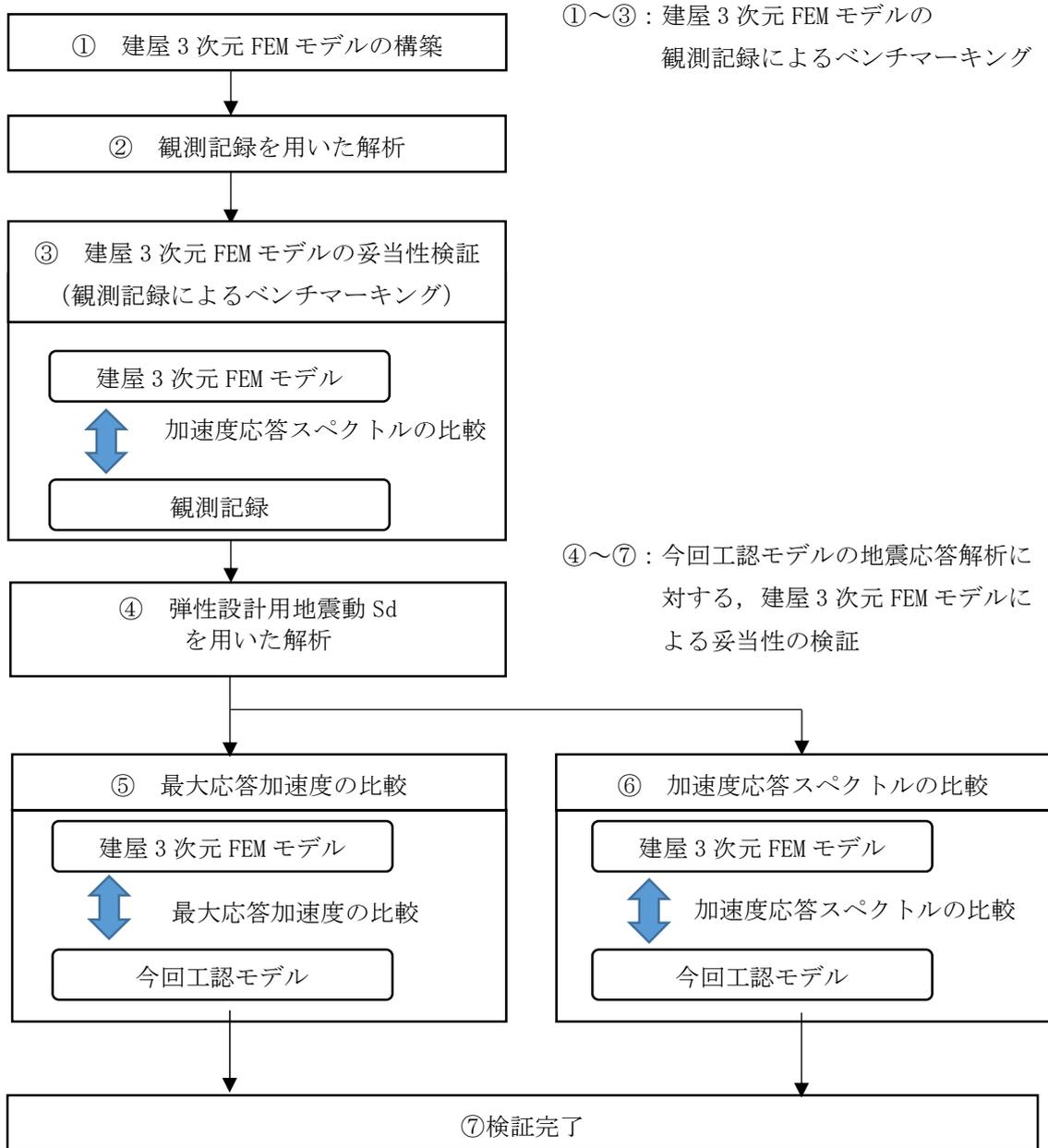


図 3-5 地震応答解析モデルの妥当性検証フロー

#### 4. 地震応答解析モデルの保守性と不確かさへの対応方針

##### 4. 1 保守性と不確かさを設定する項目

今回工認では、既工認時より詳細化しつつ保守性に配慮した地震応答解析モデルを採用する方針である。詳細化した項目については、項目毎に保守性を有することを確認するとともに、必要に応じ追加で保守性を設定し、地震応答解析結果へ与える影響を確認する。同様に、詳細化項目のうち不確かさが考えられるものについては、不確かさが地震応答解析結果へ与える影響を確認する。

また、詳細化した項目ではないものの地盤剛性については、実測した地盤のせん断波速度を用いて算出していることから、地盤のせん断波速度の不確かさが地震応答解析結果へ与える影響を確認する。

なお、本検討では地震応答解析モデルにおけるコンクリート減衰定数を既工認時同様5%としているが、先行審査では減衰定数を3%とした場合の影響についても確認している。柏崎刈羽原子力発電所は、軟岩サイトであり、かつ建屋が地中に深く埋め込まれていることから、建屋地盤相互作用による減衰効果の影響が大きく、コンクリートの減衰定数による影響はほとんど無いと考えられるためここでは検討の対象とはしていない。ただし、今回工認では、念のため、コンクリートの減衰定数を3%とした場合の影響についても検討を実施する予定である。

#### 4. 2 保守性と不確かさの設定

##### (1) 建屋剛性（コンクリート強度）

今回工認では、建屋の地震応答解析モデルにおけるコンクリート剛性の評価にコンクリート実強度を採用する予定であり、その数値は概ね建設時コンクリートの91日強度の平均値と同等となっている。ここでは、保守的に材齢91日以降の強度上昇を無視している。不確かさの検討にあたっては、データベースである91日強度の分布を考慮し、平均値に対して $\pm 1\sigma$ を考慮することとした。さらに、実強度値のマイナス側については、91日強度の値として95%信頼区間の下限値に相当する値（平均値 $-2\sigma$ ）を、プラス側については、実機の経年後のコア強度の平均値である $568\text{kg/cm}^2$ （ $55.7\text{N/mm}^2$ ）を考慮する。

表 4-2 (1) コンクリート強度の保守性と不確かさ検討の考え方

地震応答解析モデル	コンクリート強度
基本ケース	実強度（91日強度） $440\text{kg/cm}^2$ （ $43.1\text{N/mm}^2$ ）
保守性	91日以降の強度上昇を無視
不確かさ	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>+1\sigma</math> <math>470\text{kg/cm}^2</math>（<math>46.1\text{N/mm}^2</math>）</li> <li>• <math>-1\sigma</math> <math>410\text{kg/cm}^2</math>（<math>40.2\text{N/mm}^2</math>）</li> <li>• コア強度平均 <math>568\text{kg/cm}^2</math>（<math>55.7\text{N/mm}^2</math>）</li> <li>• <math>-2\sigma</math> <math>380\text{kg/cm}^2</math>（<math>37.3\text{N/mm}^2</math>）</li> </ul>

## (2) 補助壁の耐震要素化

今回工認では、設計時には考慮されていなかったが実際には耐震要素として考慮可能な壁を補助壁と位置づけ、地震応答解析モデルに取り込むこととした。補助壁のせん断スケルトンカーブとしては第1折れ点で降伏する完全弾塑性型とし、曲げスケルトンとしては補助壁の剛性を無視する保守的な設定としている。また、規格に該当しない間仕切壁の剛性を保守的に無視している。なお、本項目についての不確かさは特に無いものと考えられる。

表 4-2 (2) 補助壁の耐震要素化における保守性と不確かさ検討の考え方

地震応答解析モデル	補助壁の耐震要素化
基本ケース	・補助壁を耐震要素として考慮
保守性	・補助壁のせん断スケルトンカーブは第1折点で降伏する完全弾塑性型 ・補助壁の曲げ剛性は無視 ・規格に該当しない間仕切り壁の剛性を無視
不確かさ	特に無し

### (3) 側面地盤回転ばね定数

側面地盤回転ばねについては、別紙3における検討で用いた地盤2次元FEMの地盤反力が埋込みSRモデルの地盤反力より小さいという傾向が見られたことを踏まえ、接地率の評価が保守的になるように、NOVAKの方法により算定される側面地盤回転ばね定数を0.5倍して半減させたケースについて、影響評価を行うこととする。不確かさの検討にあたっては、後述する地盤剛性の不確かさを考慮することで、回転ばね定数も変化することから、地盤剛性の不確かさの検討と合わせて影響を確認することとする。

表 4-2 (3) 側面地盤回転ばね定数の保守性と不確かさ検討の考え方

地震応答解析モデル	側面地盤回転ばね定数
基本ケース	100%
保守性	50%
不確かさ	回転ばね定数の変動を考慮 (地盤剛性を $\pm\sigma$ 変化させることで回転ばね定数も変化する)

#### (4) 原子炉本体基礎の非線形モデル化

建屋と連成させる「原子炉本体基礎の地震応答解析モデル」及び「炉心，原子炉圧力容器および圧力容器内部構造物の地震応答解析モデル」（以下，「原子炉系の地震応答解析モデル」という）に含まれるコンクリート構造物は，建物のように実測したコンクリート強度がないことから保守的に設計基準強度を用いているが，コンクリート強度は設計基準強度を上回るよう設計されるため，実構造物と地震応答解析モデルとで剛性が異なることが考えられる。不確かさの検討にあたっては，原子炉系の地震応答解析モデルのうち，コンクリート構造物である原子炉本体基礎とダイヤフラムフロアについて，コンクリート実強度を考慮した影響評価をおこなうこととする。

また，原子炉本体基礎の復元力特性（スケルトンカーブ）の設定は，保守的に許容限界を鋼板降伏までとしており，折線近似で評価している。しかしながら，現実の挙動は上に凸な曲線になると考えられることから，手法特有の配慮としてスケルトンカーブを曲線包絡した場合の影響を確認することとする。

表 4-2 (4) 原子炉本体基礎の非線形モデル化における保守性と不確かさ検討の考え方

地震応答解析モデル	設定方法
基本ケース	<ul style="list-style-type: none"> <li>許容限界を鋼板降伏までと設定</li> <li>コンクリート強度を設計基準強度と設定 原子炉本体基礎：300kg/cm<sup>2</sup> (29.4N/mm<sup>2</sup>) ダイヤフラムフロア：330kg/cm<sup>2</sup> (32.3N/mm<sup>2</sup>)</li> </ul>
保守性	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼板降伏以降の領域は設定しない</li> <li>コンクリート強度の下限值を採用</li> </ul>
不確かさ	<ul style="list-style-type: none"> <li>コンクリート強度を実強度とした場合の影響を考慮 原子炉本体基礎：400kg/cm<sup>2</sup> (39.2N/mm<sup>2</sup>) ダイヤフラムフロア※：440kg/cm<sup>2</sup> (43.1N/mm<sup>2</sup>)</li> </ul>
手法特有の配慮	<ul style="list-style-type: none"> <li>スケルトンカーブを曲線包絡とした場合の影響を考慮</li> </ul>

※ダイヤフラムフロアの設計基準強度は原子炉建屋と同じ値であることから，実強度は原子炉建屋と同じ値を用いる。

(5) 地盤剛性

地盤剛性については、地盤調査結果の平均値を元に設定した数値を基本ケースとして採用している。地盤剛性の不確かさ検討にあたっては、初期せん断波速度に対して、標準偏差に相当するばらつきを考慮することにより、影響評価を行うこととする。

表 4-2 (5) 地盤剛性の不確かさ検討の考え方

地震応答解析モデル	せん断波速度
基本ケース	・標準地盤（平均値）
不確かさ	+地盤（表層（+13%），安田層（+25%），西山層（+10%）） -地盤（表層（-13%），安田層（-25%），西山層（-10%））

#### 4. 3 検討ケース

前項で述べた不確かさに対しては、基本的に、個別に影響を確認することとする。但し、建物のコンクリート剛性の不確かさのうち $\pm 1\sigma$ のケースと地盤剛性の不確かさについては、建屋-地盤連成系の剛性が最も硬い側（全体系の固有周期が短い側）及び最も柔らかい側（全体系の固有周期が長い側）の組み合わせで検討をおこない、個別の検討は省略する。以上を踏まえ、検討ケースを下表に示す。

表 4-3 検討ケース

検討ケース	コンクリート剛性	回転ばね定数	RPV ペDESTAL	地盤剛性	備考
◆ケース 1 (基本ケース)	実強度 (440kg/cm <sup>2</sup> )	100%	非線形 (折線近似)	標準地盤	
◆ケース 2 (建屋剛性+ $\sigma$ , 地盤剛性+ $\sigma$ )	実強度+ $\sigma$ (470kg/cm <sup>2</sup> )	100%	非線形 (折線近似)	標準地盤+ $\sigma$	
◆ケース 3 (建屋剛性- $\sigma$ , 地盤剛性- $\sigma$ )	実強度- $\sigma$ (410kg/cm <sup>2</sup> )	100%	非線形 (折線近似)	標準地盤- $\sigma$	
◆ケース 4 (建屋剛性コア平均)	実強度 (コア平均) (568kg/cm <sup>2</sup> )	100%	非線形 (折線近似)	標準地盤	
◆ケース 5 (建屋剛性-2 $\sigma$ )	実強度-2 $\sigma$ (380kg/cm <sup>2</sup> )	100%	非線形 (折線近似)	標準地盤	
◆ケース 6 (回転ばね低減)	実強度 (440kg/cm <sup>2</sup> )	50%	非線形 (折線近似)	標準地盤	
◆ケース 7 (原子炉系コンクリート実強度相当)	実強度 (440kg/cm <sup>2</sup> )	100%	非線形・実強度 (折線近似)	標準地盤	原子炉本体基礎：400kg/cm <sup>2</sup> ダイヤフラムフロア：440kg/cm <sup>2</sup>
◆ケース 8 (原子炉本体基礎曲線包絡スケルトンカーブ)	実強度 (440kg/cm <sup>2</sup> )	100%	非線形 (曲線包絡)	標準地盤	

#### 4. 4 設計への反映方針

##### (1) 建物・構築物

今回工認の設計においては、基本ケースの地震応答解析モデルを用いることとする。但し、不確かさを考慮した各検討ケースの地震応答解析から得られる地震力（せん断力、曲げモーメント、最大せん断ひずみ等）が基本ケースの地震力を上回る場合には、それらの影響を考慮した場合でも許容値を満足することを確認する。

##### (2) 機器・配管系

今回工認の設計においては、原則、基本ケースの地震応答解析モデルによる地震応答解析結果と不確かさを考慮した各検討ケースの地震応答解析結果を全て包絡した条件を用いることとする。但し、今回工認の耐震計算書作成においては、自主的に保守的な条件を設定する場合がある。

###### a. 建屋床面の最大加速度を用いて設計する設備

各建屋のフロア毎に、基本ケースの最大加速度と各検討ケースの最大加速度を全て包絡した加速度を用いて設計する。

###### b. 地震応答解析結果から得られる荷重（モーメント、せん断力等）を用いて設計する設備

地震応答解析モデルの質点のうち設備の設計に用いる箇所について、基本ケースの荷重と各検討ケースの荷重を全て包絡した荷重を用いて設計する。

###### c. 床応答スペクトルを用いて設計する設備

基本ケースの床応答スペクトルを周期方向に±10%拡幅したものと各検討ケースの床応答スペクトル（拡幅無し）を全て包絡したスペクトルを用いて設計する。

(地震荷重の例)

設備名	設備 A	設備 B	設備 C
荷重 (単位)	モーメント (kN・m)	モーメント (kN・m)	反力 (kN)
◆ケース 1 (基本ケース)	100000	3000	500
◆ケース X (不確かさケース)	150000	2000	600
◆ケース Y (不確かさケース)	200000	2500	500
最大値 (設計に用いる値)	200000	3000	600

(床応答スペクトルの例)

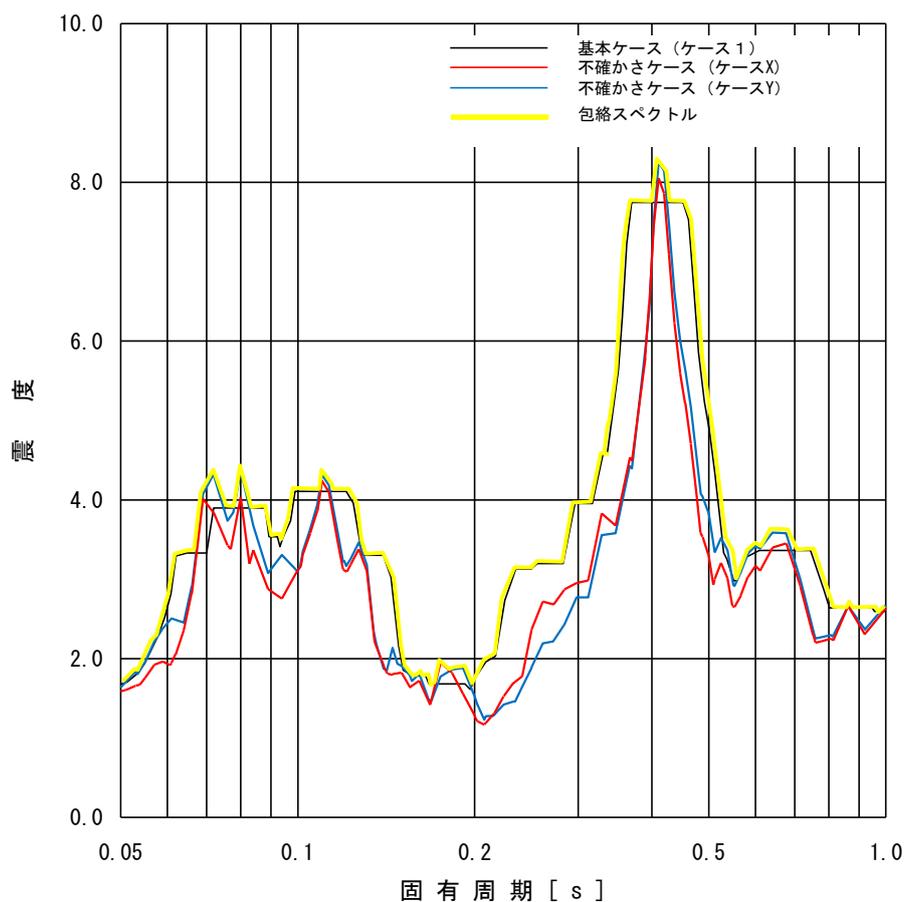


図 4-4 機器・配管系の設計条件 (イメージ)

## 5. まとめ

柏崎刈羽原子力発電所6，7号炉の今回工認の耐震設計に用いる建屋及び原子炉の地震応答解析モデルを，既工認の地震応答解析モデルから詳細化するにあたって，詳細化する目的及び妥当性について検討した。その結果，今回の詳細化は，既往の知見や得られた試験データ等に基づき適切に設定されていること，今回工認モデルと3次元FEMモデルの応答性状は整合的であることから，今回工認モデルは妥当であると考ええる。

また，地震応答解析モデルにおける保守性と不確かさについて整理するとともに，不確かさの変動幅や不確かさの検討ケースを設定し，地震応答解析結果における影響検討方針を示した。今後，本方針に従い検討を実施する。

以上

添付資料ー1 今回工認モデルの地震応答解析に対する  
3次元FEMモデルによる妥当性の検証

## 目 次

1. はじめに
2. 3次元 FEM モデルの構築
3. 3次元 FEM モデルによる評価
4. まとめ

## 1. はじめに

詳細化した原子炉建屋の地震応答解析モデル（以下、「今回工認モデル」という。）の妥当性検証として、今回工認モデルと、過去の地震観測記録でベンチマーキングした別の解析モデル（以下、「建屋 3 次元 FEM モデル」という。）の地震応答解析結果の比較を行う。

検証にあたっては、建屋 3 次元 FEM モデルについて、新潟県中越沖地震によるシミュレーション解析によりその妥当性を確認した上で、今回工認モデルと建屋 3 次元 FEM モデルのそれぞれに対して弾性設計用地震動  $S_d$  を入力とした地震応答解析を行い、両者の応答性を比較することにより今回工認モデルの妥当性を確認する。

なお、検証にあたっては、6, 7 号炉原子炉建屋の構造が類似していることを踏まえ、6 号炉を代表として実施するものとする。

今回工認モデルの妥当性検証のフローを図 1-1 に示す。

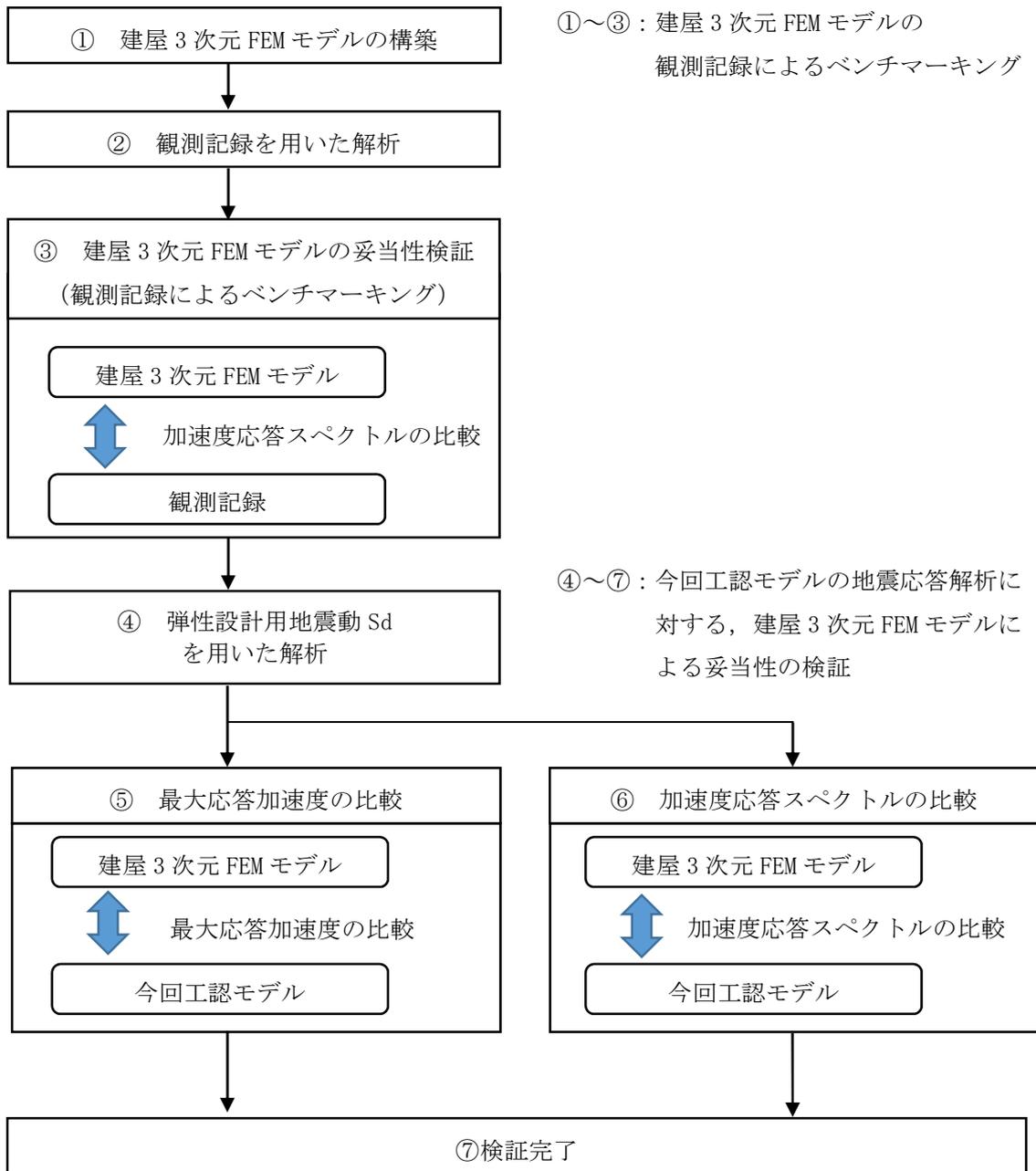


図 1-1 今回工認モデルの妥当性検証フロー

## 2. 3次元FEMモデルの構築

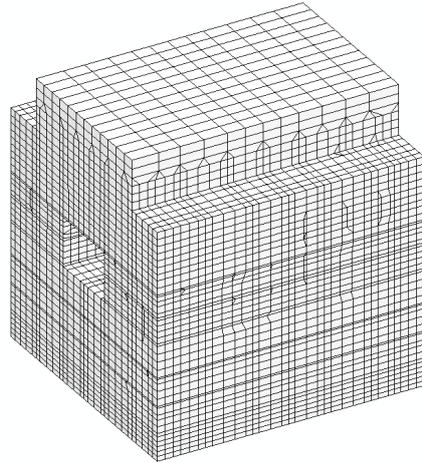
### 2.1 原子炉建屋の3次元FEMモデル

原子炉建屋の3次元FEMモデルを構築する。モデル化の範囲は、原子炉建屋、鉄筋コンクリート製原子炉格納容器（以下、「RCCV」という。）及び基礎とする。建屋3次元FEMモデルの解析モデルを図2.1-1に示す。

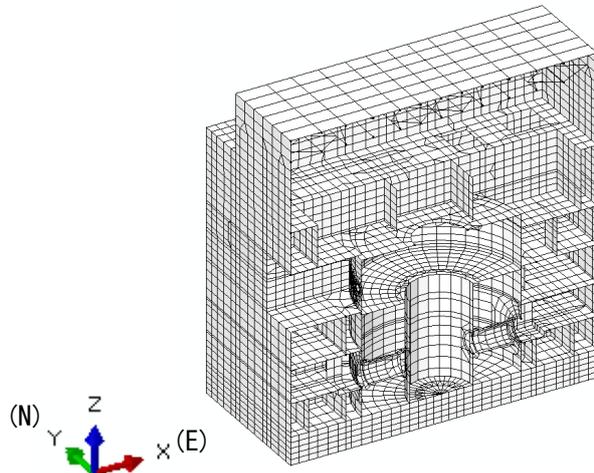
3次元FEMモデルで設定する各部材の要素タイプは、床スラブ・壁は面材で軸剛性、せん断剛性および曲げ剛性を評価するためシェル要素（約21000要素）とし、基礎スラブは、床スラブと同一の面材であるが、床スラブに比べスラブ厚が大きいことからソリッド要素（約5600要素）とし、柱・梁は線材で軸剛性、せん断剛性および曲げ剛性を評価するためビーム要素とし、屋根トラスのメイントラス・サブトラス・サブビームについても柱・梁と同一の線材なのでビーム要素（約3600要素）、斜材・束材・水平ブレースは線材で軸剛性のみ評価するのでトラス要素（約600要素）でモデル化する。壁・床の開口部については、主要な開口部のみモデル化する。

使用材料の物性値を表2.1-1に示す。コンクリートの実強度及びヤング係数については、今回工認モデルと同一の設定である。

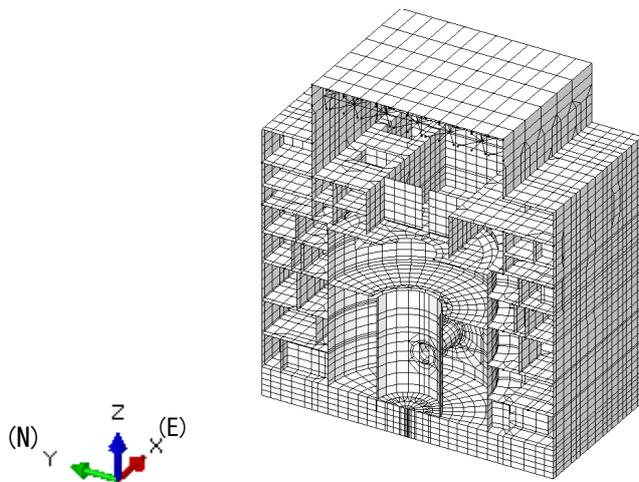
解析には解析コード「MSC Nastran Version 2013.1.1」を用いる。



(a) 建屋全景



(b) EW 断面図



(c) NS 断面図

図 2.1-1 建屋 3 次元モデル

表 2.1-1 使用材料の物性値

部位他		使用材料	ヤング係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	せん断弾性 係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	減衰定数 h (%)
建屋部	実強度	コンクリート Fc = 440kg/cm <sup>2</sup>	2.88×10 <sup>4</sup>	1.20×10 <sup>4</sup>	0.2	5
基礎部	実強度	コンクリート Fc = 400kg/cm <sup>2</sup>	2.79×10 <sup>4</sup>	1.16×10 <sup>4</sup>	0.2	5
屋根トラス, 鉄骨部		鋼材	2.05×10 <sup>5</sup>	7.90×10 <sup>4</sup>	0.3	2

## 2.2 観測記録を用いた解析

### (1) 観測記録を用いた解析の概要

2007年新潟県中越沖地震に対して、建屋3次元FEMモデルを用いて解析を実施する。

解析に用いる地震の諸元を図2.2-1に、地震計位置を図2.2-2に示す。原子炉建屋基礎上で得られた観測記録を図2.2-3および図2.2-4に示す。

観測記録を用いた解析は、原子炉建屋基礎上(6-R2 : T. M. S. L. -8.2m)で観測された記録を使用する。

地震計を設置している3階位置(6-R2 : T. M. S. L. 23.5m)での観測記録と建屋3次元FEMモデルの解析結果とを比較する。

地震名	新潟県中越沖地震
発生日時	2007年7月16日 午前10時13分頃
マグニチュード	6.8
震源深さ	17km
震央距離	16km
震源距離	23km

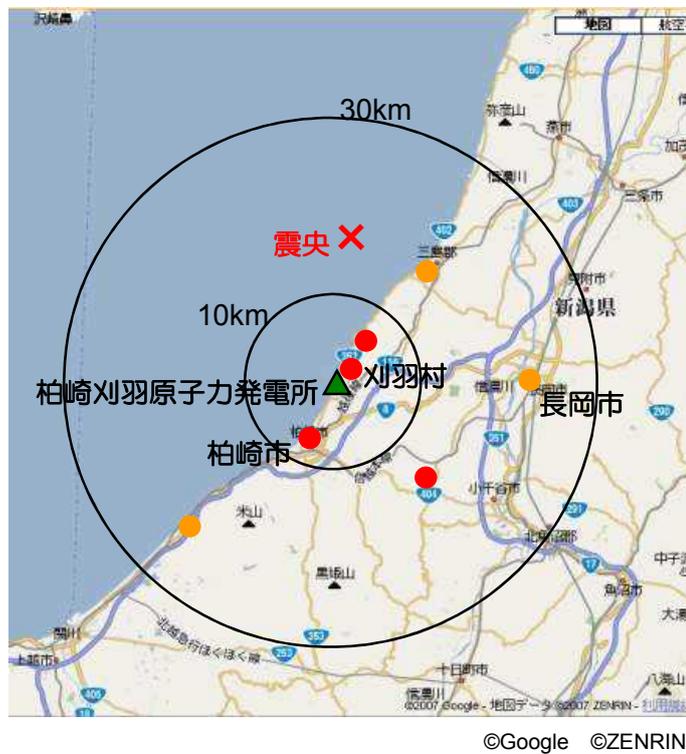


図 2. 2-1 解析に用いる地震の諸元 (2007 年新潟県中越沖地震)

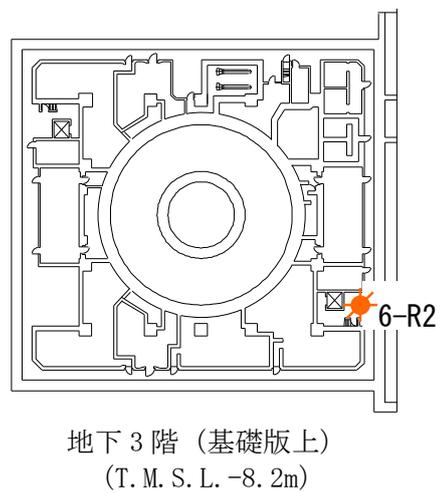
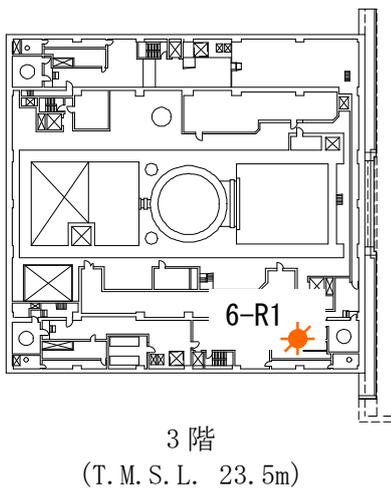
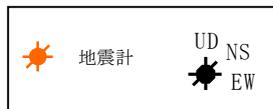
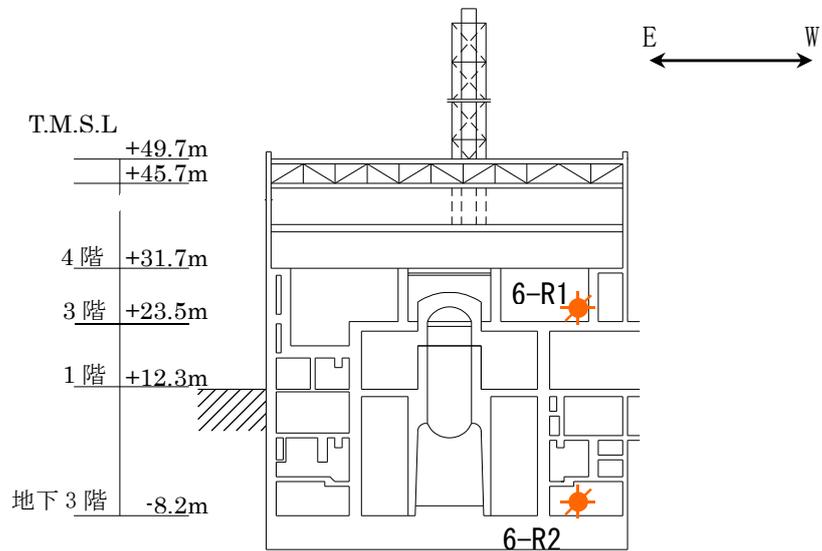
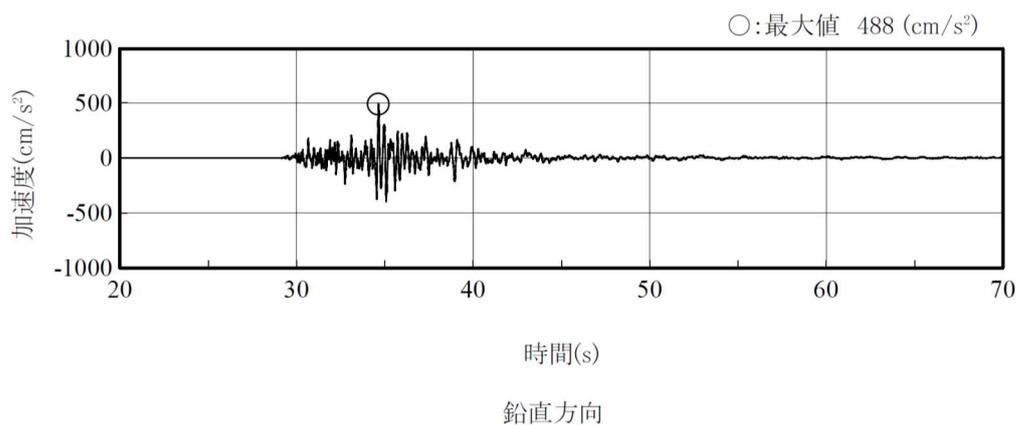
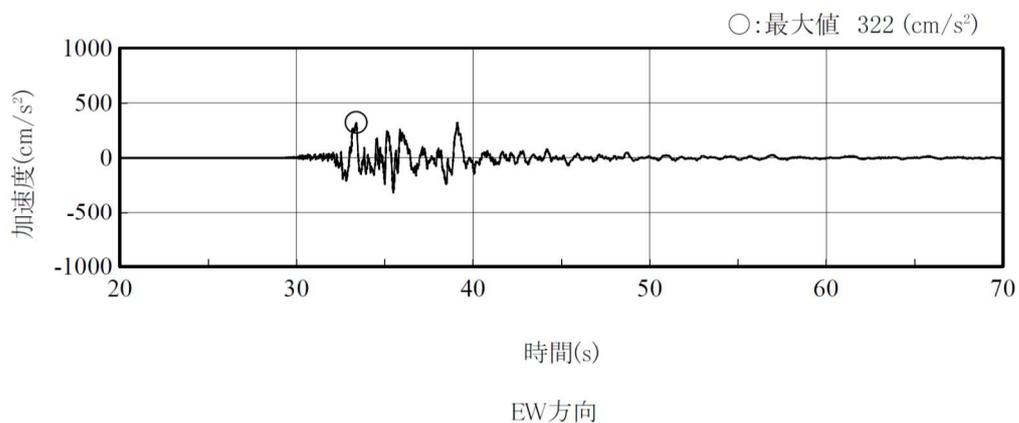
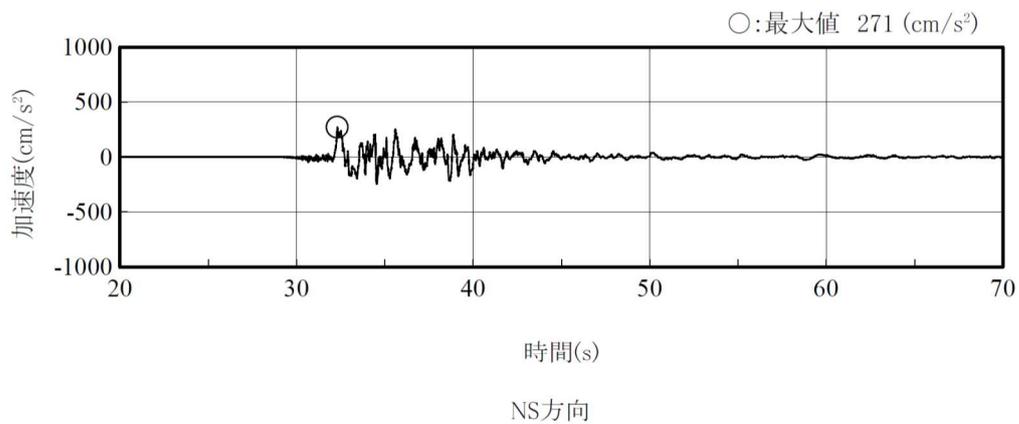


図 2.2-2 地震計位置



(記録の主要動を含む 50 秒間を表示)

図 2.2-3 原子炉建屋の基礎上の観測記録 加速度時刻歴波形  
(6-R2 : T. M. S. L. -8.2m)

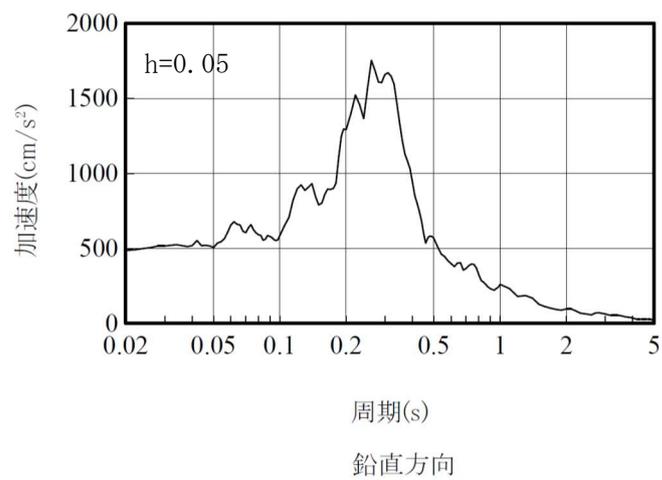
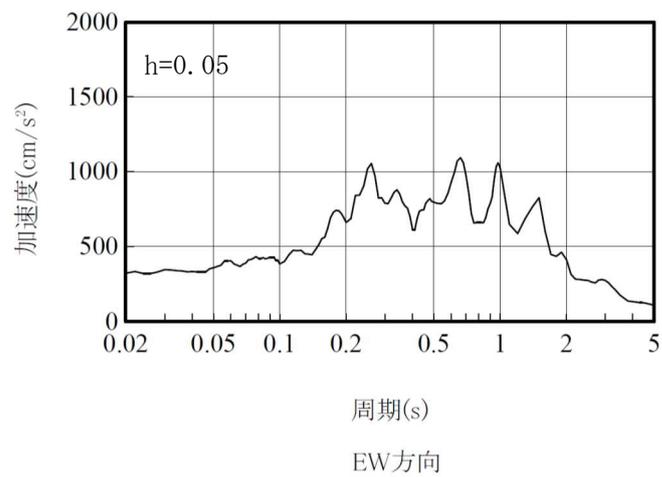
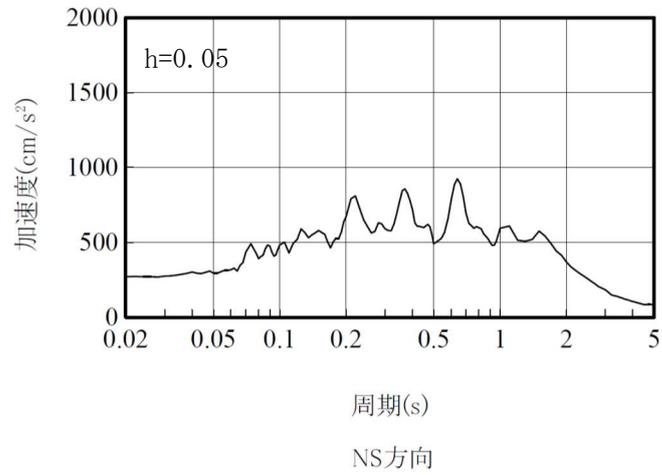


図 2.2-4 原子炉建屋の基礎上の観測記録 加速度応答スペクトル  
(6-R2 : T. M. S. L. -8. 2m)

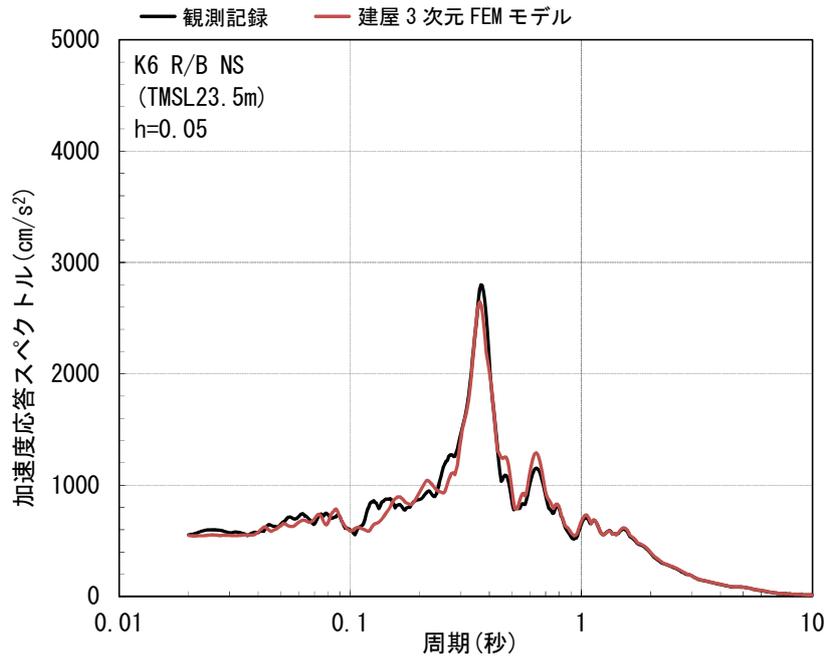
(2) 観測記録による解析結果

原子炉建屋 3 階の地震計位置 (6-R1 : T. M. S. L. 23.5m) での観測記録及び解析結果の加速度応答スペクトルの比較を図 2.2-5 に示す。なお、観測記録と比較するための解析結果は、地震計位置近傍の節点を用いる。

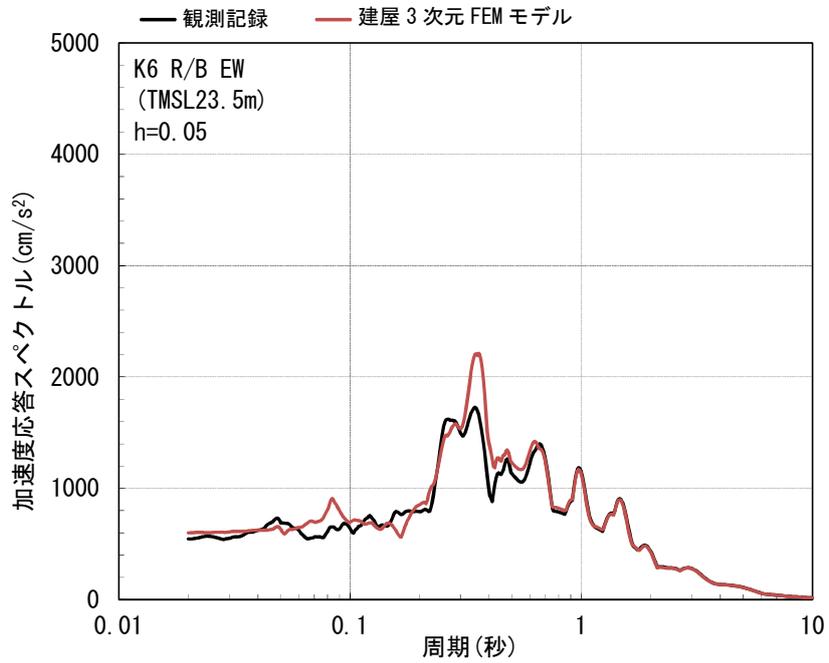
(3) 観測記録と解析結果の比較・考察

図 2.2-5 に示した通り、加速度応答スペクトルにおいて、NS 方向、EW 方向及び UD 方向の解析結果は、観測記録と整合的であることを確認した。

以上より、建屋 3 次元 FEM モデルは観測記録を再現可能なモデルであると考えられる。

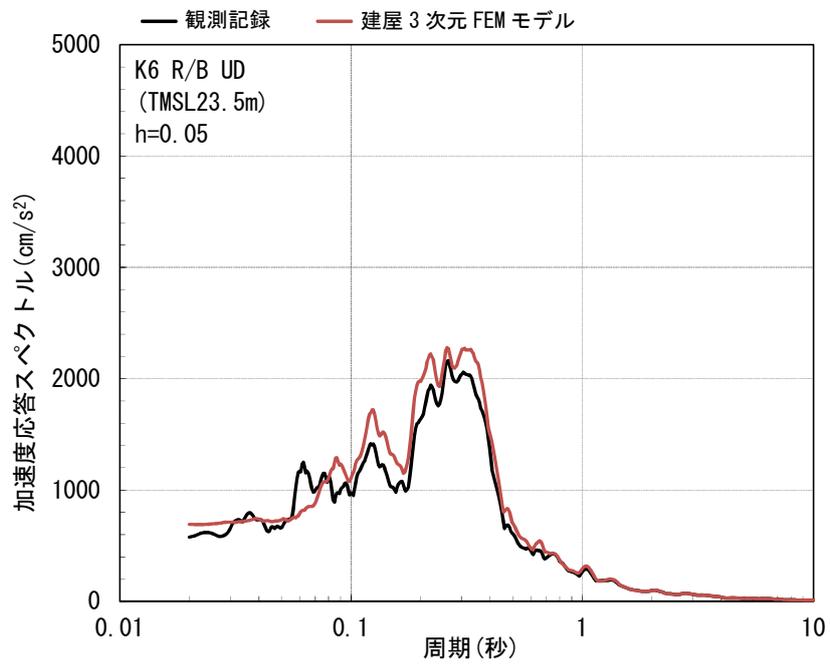


(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 2.2-5 観測記録と解析結果の加速度応答スペクトルの比較  
(6-R1 : T. M. S. L. 23.5m) (1/2)



(c) UD 方向

図 2.2-5 観測記録と解析結果の加速度応答スペクトルの比較  
(6-R1 : T. M. S. L. 23.5m) (2/2)

### 3 3次元 FEM モデルによる評価

#### 3.1 地震応答解析の概要

今回工認モデルの妥当性の検証として、今回工認モデルと建屋 3 次元 FEM モデルの各フロアの最大応答加速度および加速度応答スペクトルの比較を行う。

原子炉建屋の地震応答解析は基準地震動  $S_s$  にて実施されることが望ましいが、3 次元 FEM 解析の演算時間が長時間となるため、その負担が少なくなるよう、基準地震動  $S_s$  を 1/2 倍して算出される弾性設計用地震動  $S_d$  で解析を行う。なお、弾性設計用地震動  $S_d$  においても、今回工認モデルと建屋 3 次元 FEM モデルの違いによる応答への影響はとらえることができると考えられる。

弾性設計用地震動  $S_d$  の応答スペクトルを図 3.1-1 に示す。図 3.1-1 より、耐震評価へおよびす影響が大きい弾性設計用地震動  $S_d$  として  $S_d-1$  と  $S_d-2$  が挙げられるが、今回検討では、断層モデルにおいて 3 方向それぞれで入力が定義されている弾性設計用地震動  $S_d-2$  を検討用地震動として選定し、解析を実施した。

弾性設計用地震動  $S_d-2$  の加速度時刻歴波形を図 3.1-2 に、加速度応答スペクトルを図 3.1-3 に示す。

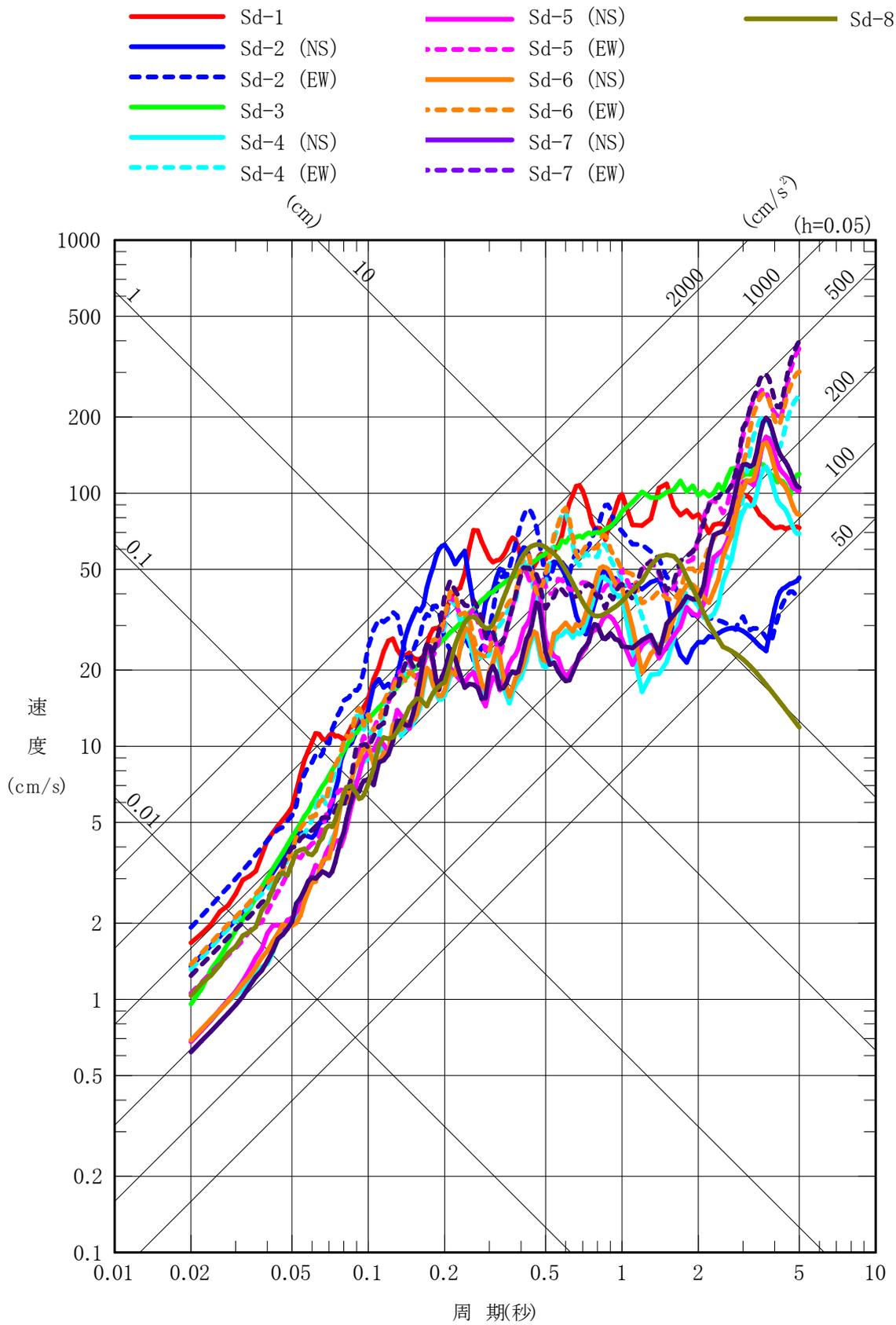


図 3. 1-1 弾性設計用地震動 Sd の応答スペクトル (水平方向) (大湊側) (1/2)

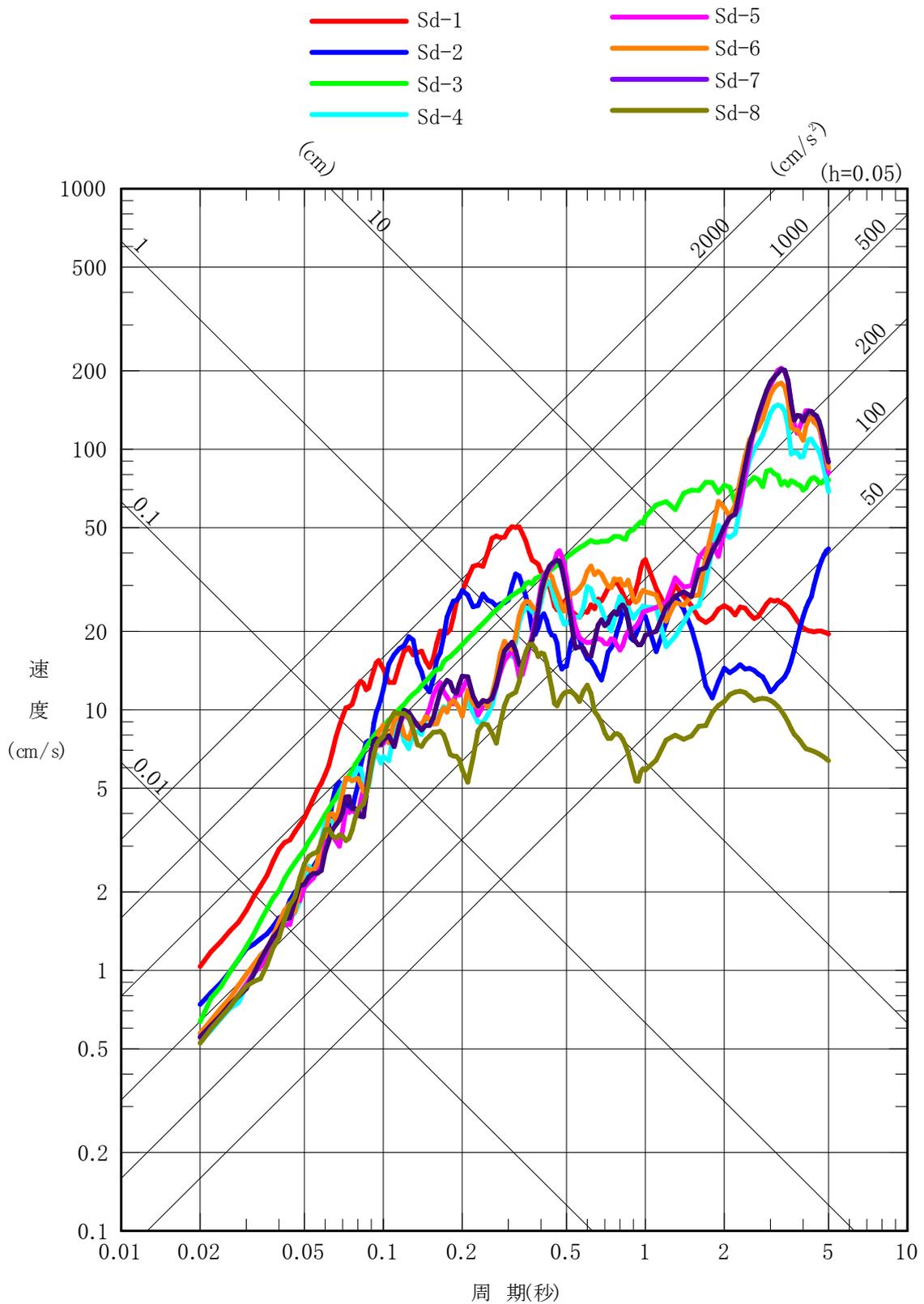


図 3.1.-1 弾性設計用地震動 Sd の応答スペクトル (鉛直方向) (大湊側) (2/2)

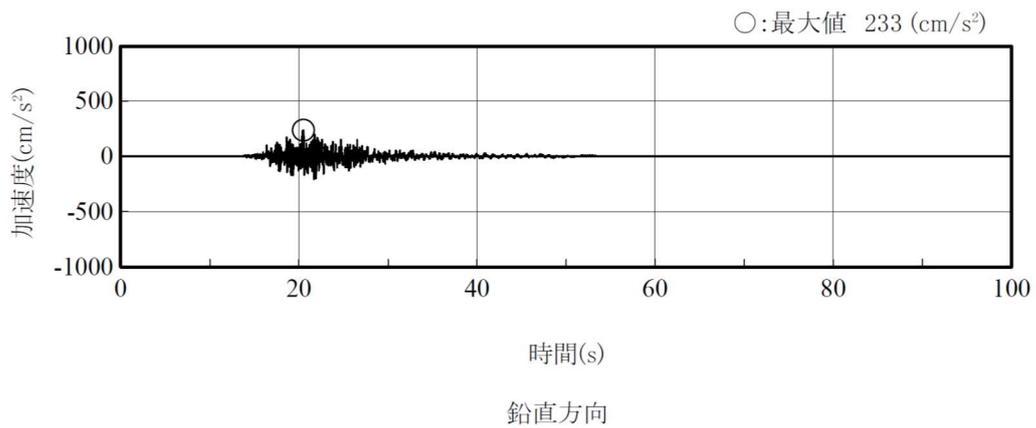
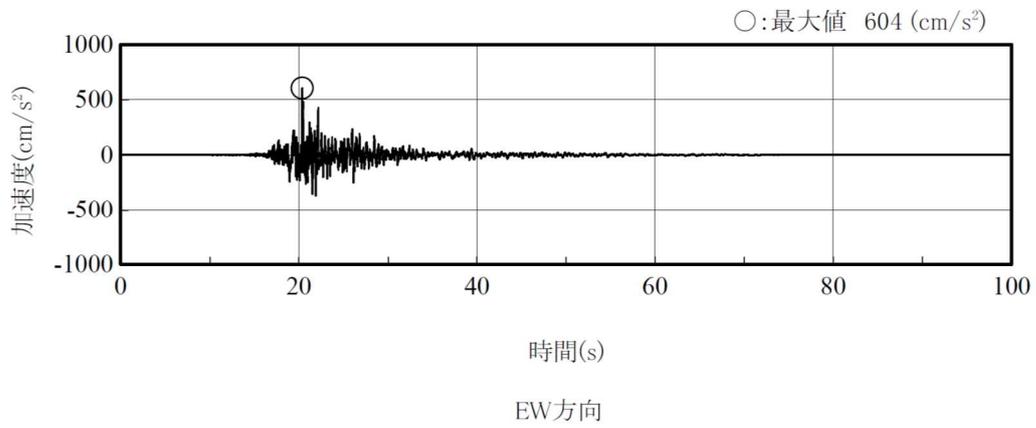
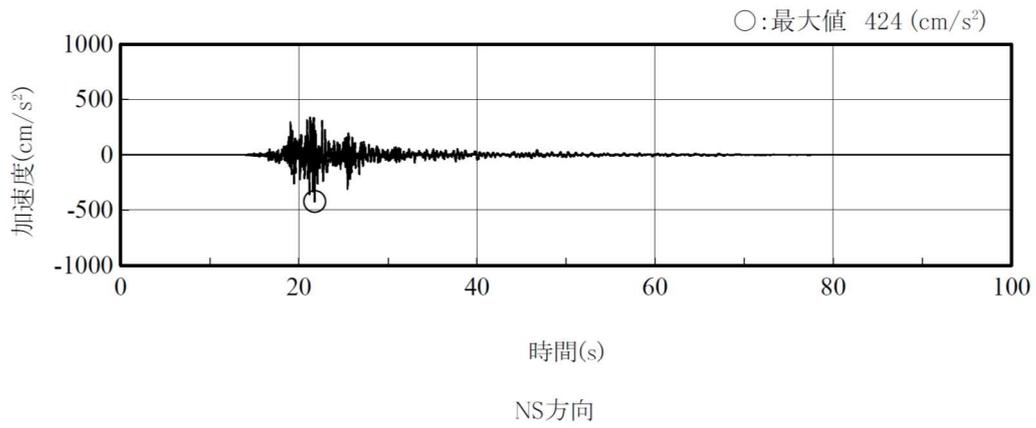


图 3.1-2 弹性设计用地震动 Sd-2 加速度时刻历波形 (解放基盘面)

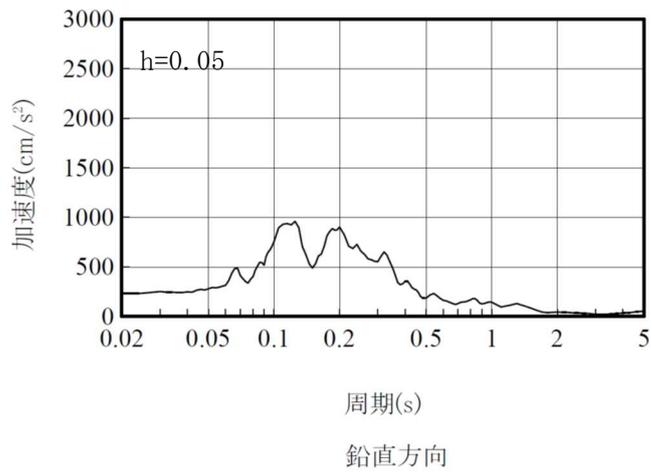
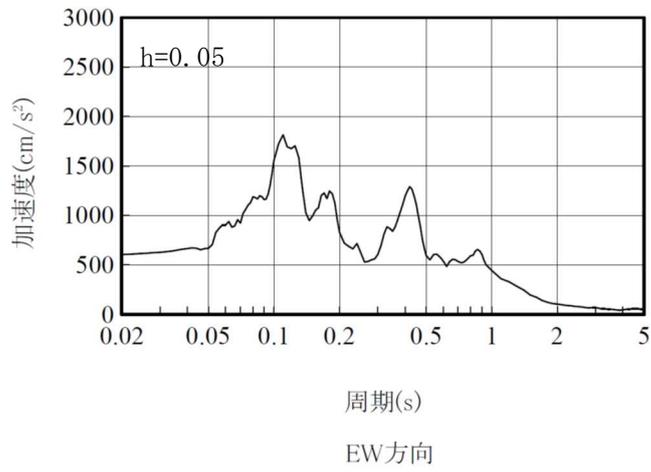
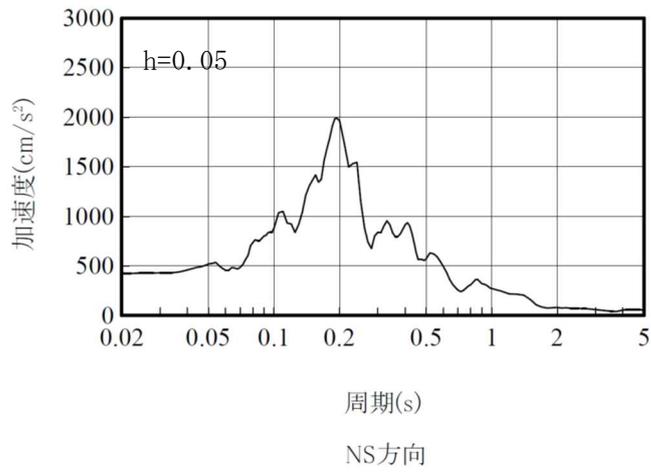


図 3.1-3 弾性設計用地震動 Sd-2 加速度応答スペクトル (解放基盤面)

### 3.2 最大応答加速度の比較による妥当性の検証

#### (1) 検証方針

今回工認モデルと建屋 3 次元 FEM モデルの最大応答加速度の比較を行い、今回工認モデルの妥当性を検証する。

評価に当たっては、今回工認モデルの質点位置（床レベル）での応答を評価対象とし、今回工認モデルの各質点位置に対応する 3 次元 FEM モデルの評価点としては、原子炉建屋外壁（以下、「ボックス壁」という。）の隅部および中間部を評価点とし、また RCCV 部についても NS・EW 方向での影響が検討できるよう直行方向よりそれぞれ評価点を抽出した。なお、建屋の対称性を考慮し、各床の評価点は 5 点程度とした。

#### (2) 検証結果

図 3.2-1 及び表 3.2-1 に最大応答加速度の比較結果を示す。

図 3.2-1 及び表 3.2-1 より、今回工認モデルの応答性状は建屋 3 次元 FEM モデルの応答性状と整合的であることを確認した。

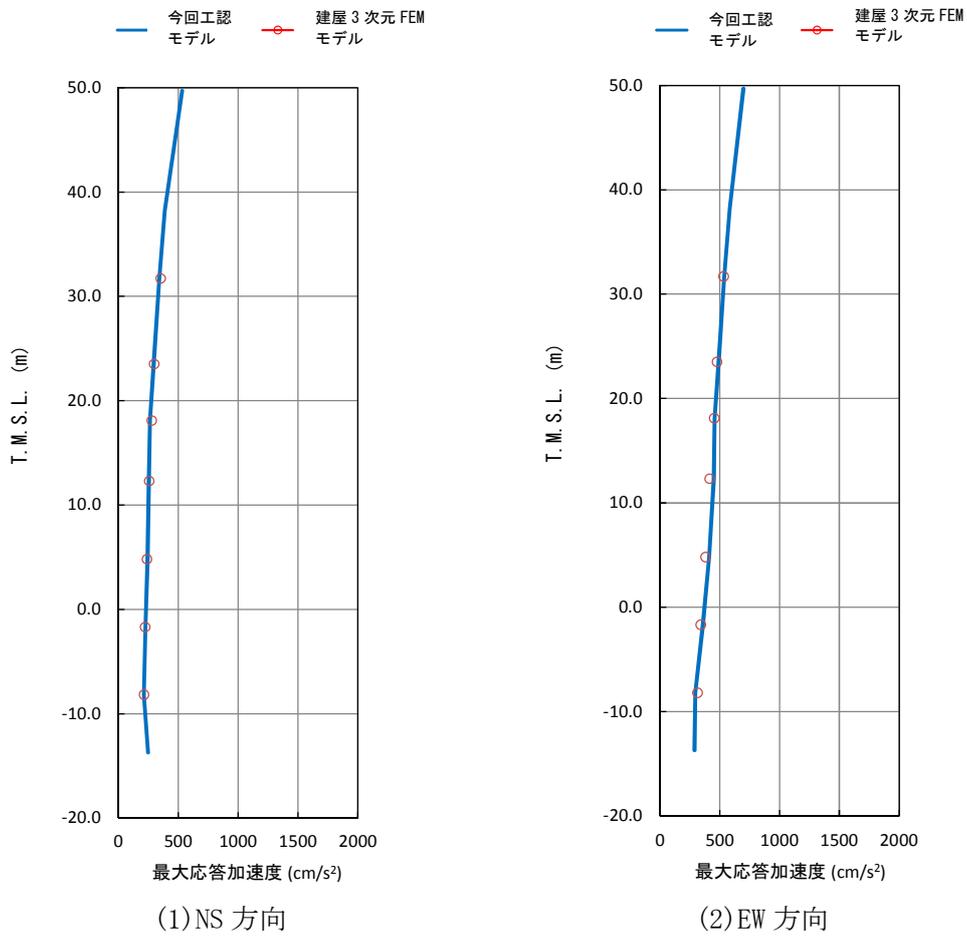


図 3.2-1 今回工認モデル及び建屋 3 次元 FEM における最大応答加速度の比較

表 3.2-1 最大応答加速度一覧

部位	床レベル (T. M. S. L.)	最大応答加速度 (cm/s <sup>2</sup> )			
		NS 方向		EW 方向	
		今回工認 モデル	建屋 3次元 FEM モデル	今回工認 モデル	建屋 3次元 FEM モデル
原子炉建屋	4 階 (31.7m)	341	355	536	533
	3 階 (23.5m)	295	300	489	477
	2 階 (18.1m)	262	278	455	454
	1 階 (12.3m)	253	257	449	416
	地下 1 階 (4.8m)	245	240	410	381
	地下 2 階 (-1.7m)	225	224	358	341
	地下 3 階 (-8.2m)	212	216	294	315

### 3.3 加速度応答スペクトルの比較による妥当性の検証

#### (1) 検証方針

今回工認モデルと建屋 3 次元 FEM モデルの加速度応答スペクトルの比較を行い、今回工認モデルの妥当性を検証する。

今回工認モデル及び建屋 3 次元 FEM モデルの加速度応答スペクトルの比較について、地震動の入力は今回工認モデルで 1 方向入力していることから、建屋 3 次元 FEM モデルにおいても 1 方向入力と比較する。

建屋 3 次元 FEM モデルの応答評価位置について、高さ方向については原子炉建屋の地下部及び地上部(下部, 上部)を網羅できるように、地下 3 階(T. M. S. L. -8. 2m), 1 階(T. M. S. L. 12. 3m) および 3 階 (T. M. S. L. 23. 5m) を代表高さとし、重要機器が付近にあるボックス壁の隅部および中間部を評価点とし、また RCCV 部についても NS・EW 方向での影響が検討できるよう直行方向よりそれぞれ評価点を抽出した。なお、建屋の対称性を考慮し、各床の評価点は 5 点程度とし、合計 14 点を評価点とし抽出した。

#### (2) 検証結果

図 3. 3-1 に加速度応答スペクトルの比較結果を示す。

今回工認モデル及び建屋 3 次元 FEM モデルの加速度応答スペクトルを比較した結果、NS 方向、EW 方向、UD 方向とも、両者の応答性状は整合的であることを確認した。

ただし、NS 方向の一部の周期帯(周期 0. 2 秒付近)で建屋 3 次元 FEM モデルの応答が質点系モデルより大きくなる傾向を示した。これは別途実施した固有値解析結果にみられるように、建屋 3 次元 FEM モデルの周期 0. 2 秒付近において質点系モデルでモデル化されない屋根中央部が水平方向に振動するモードがあることが影響していると考えられる。この 3 次元的応答特性が及ぼす影響については、今回工認時にその影響の評価を行う予定である。固有値解析結果を表 3. 3-1 に、固有モードを図 3. 3-2 に示す。

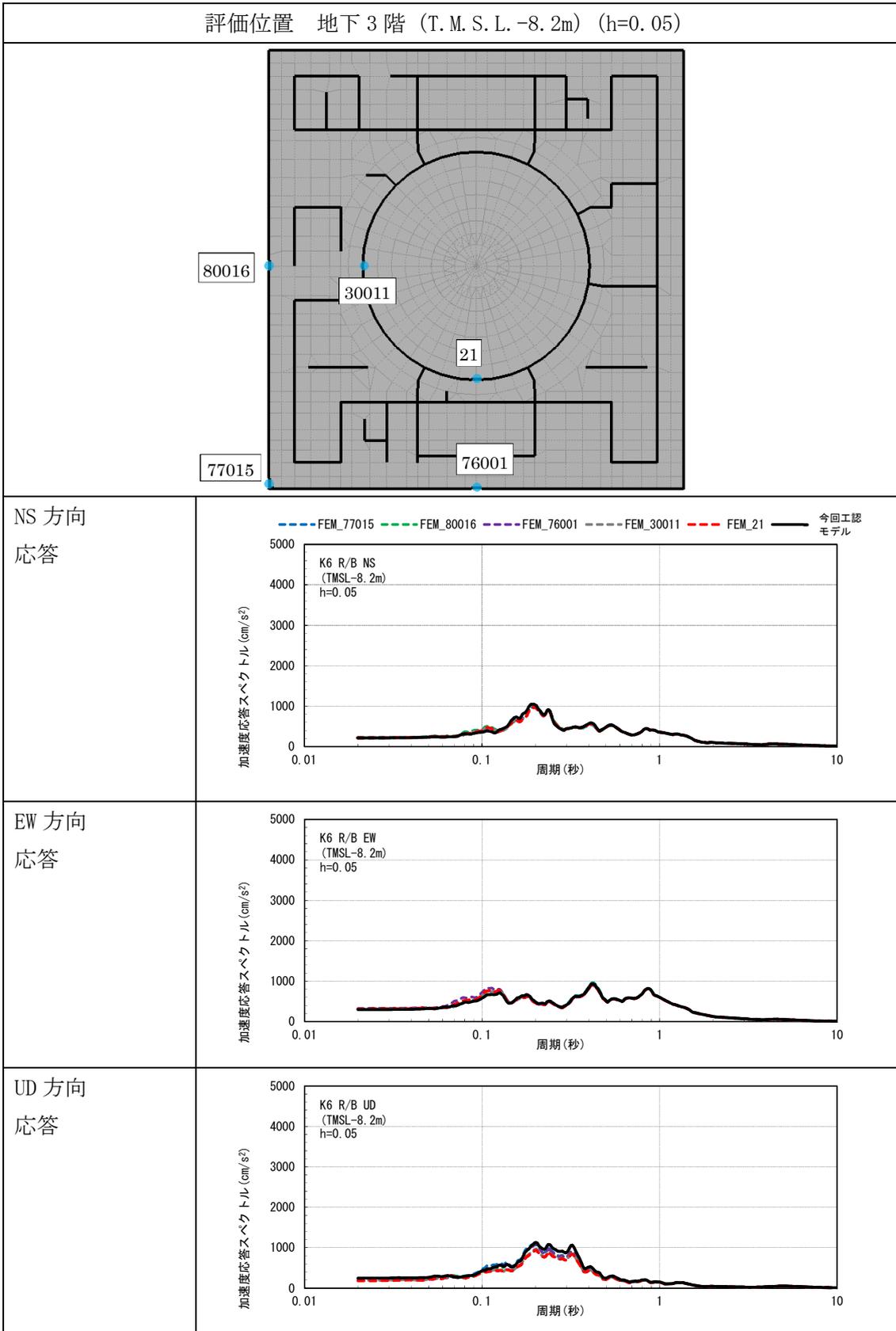


図 3.3-1 今回工認モデル及び建屋 3 次元 FEM モデルの応答スペクトルの比較 (1/6)

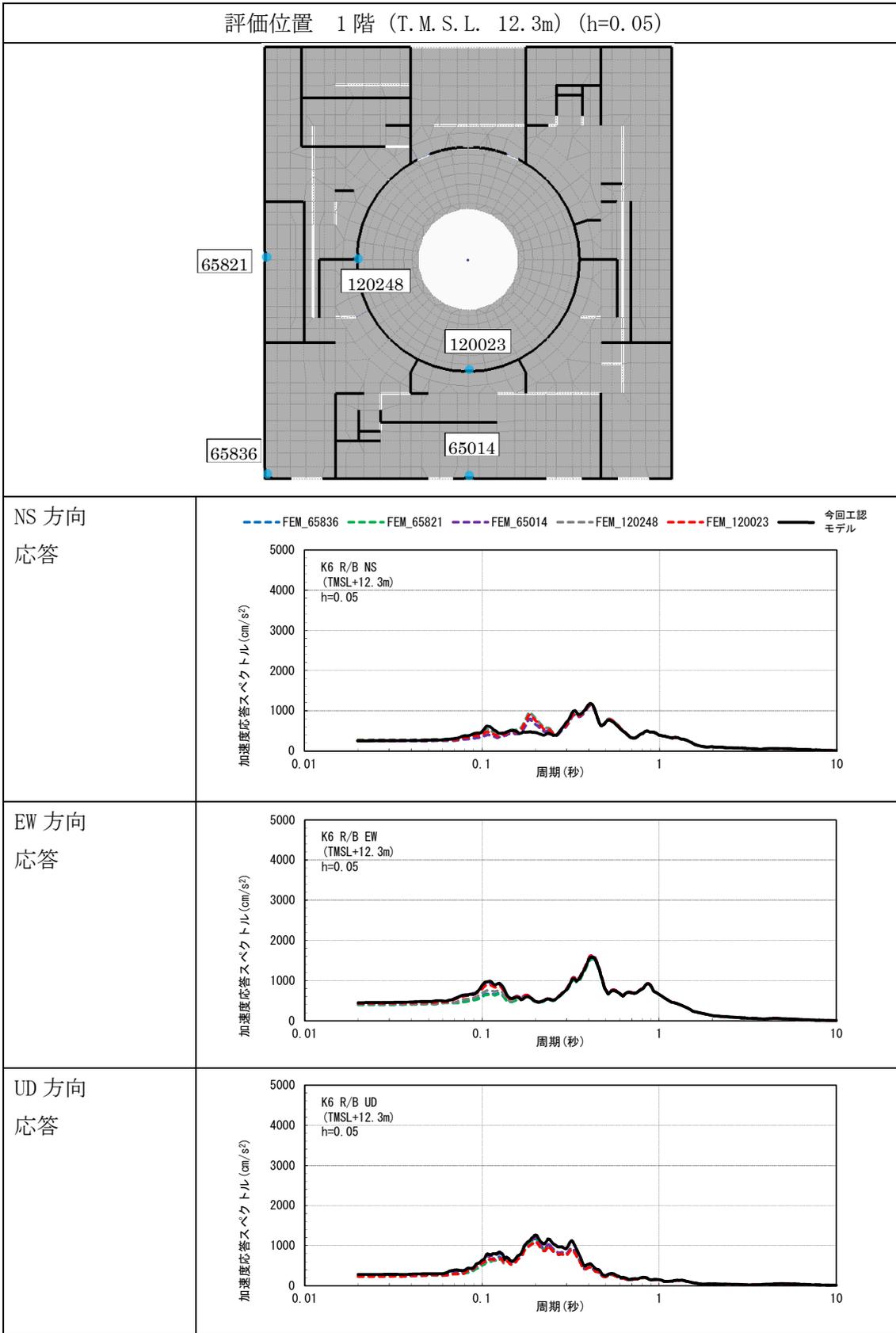
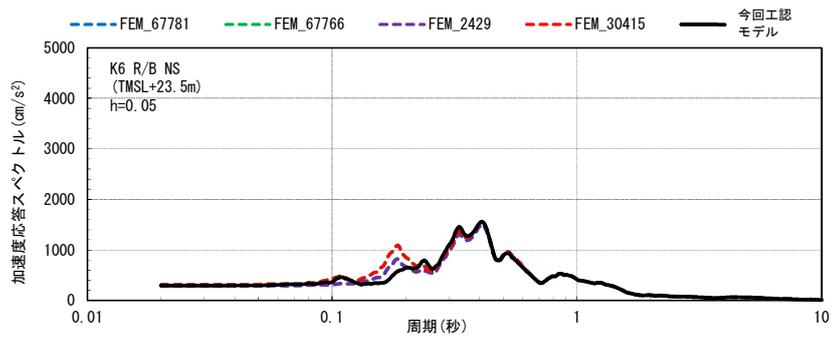


図 3.3-1 今回工認モデル及び建屋 3 次元 FEM モデルの応答スペクトルの比較 (2/6)

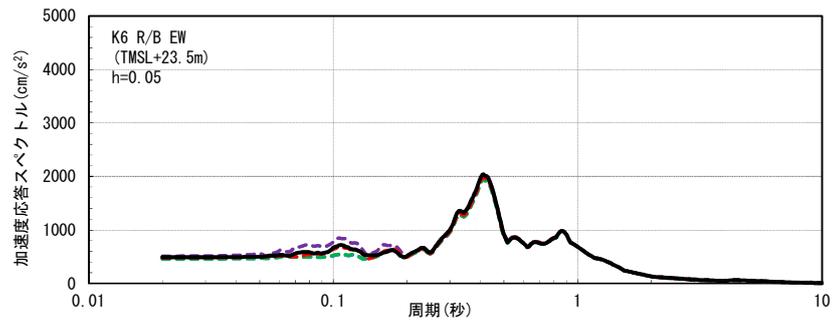
評価位置 3階 (T.M.S.L. 23.5m) (h=0.05)



NS 方向  
応答



EW 方向  
応答



UD 方向  
応答

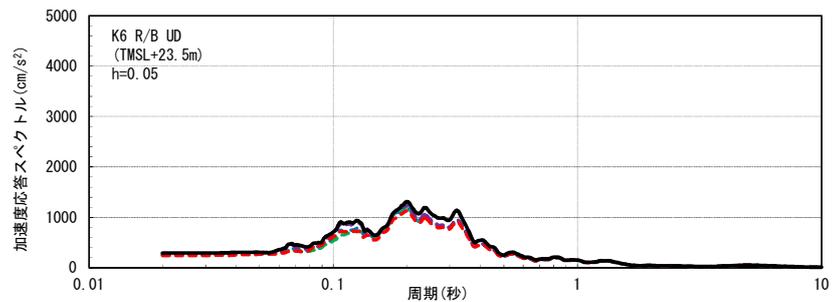


図 3.3-1 今回工認モデル及び建屋 3 次元 FEM モデルの応答スペクトルの比較 (3/6)

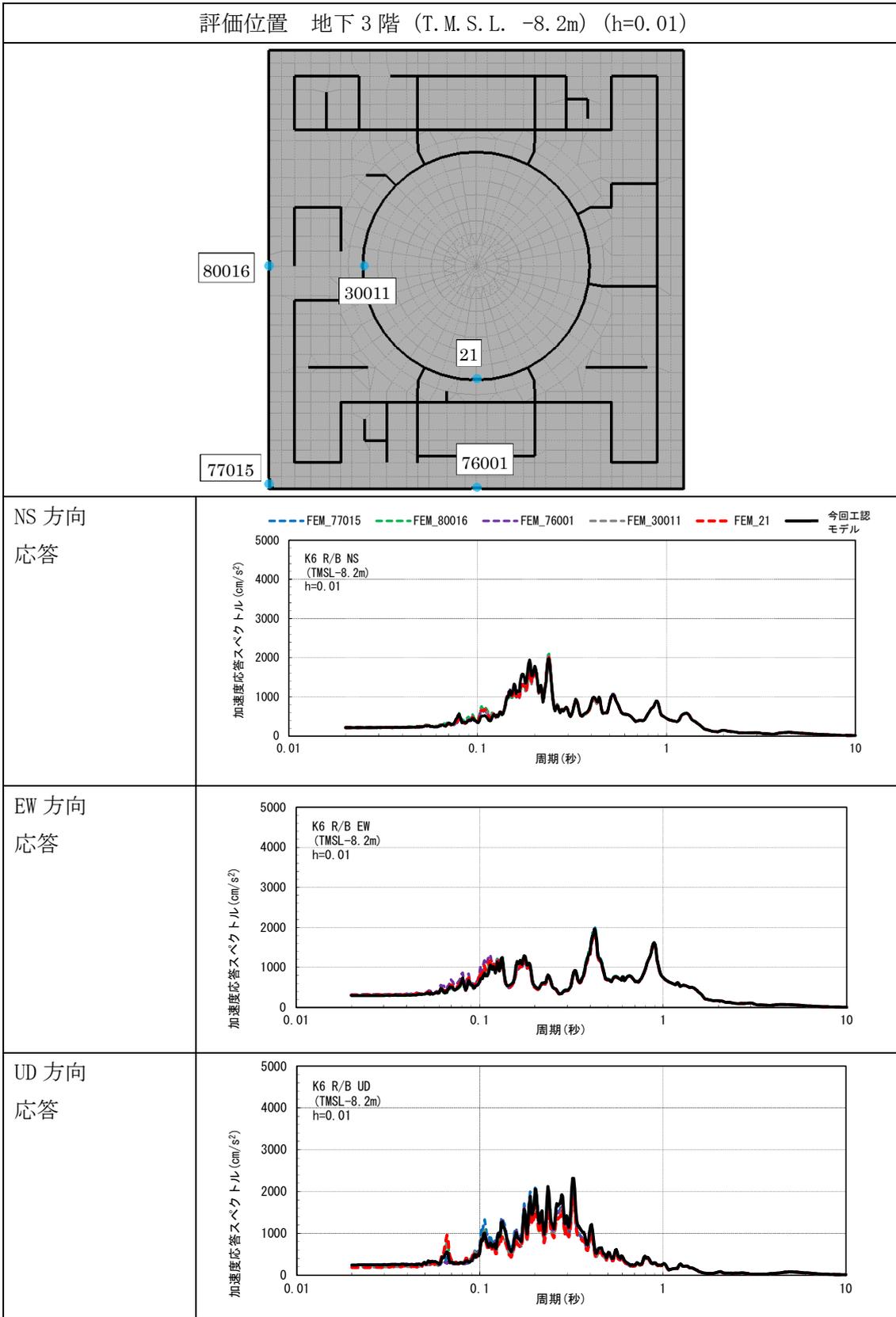


図 3.3-1 今回工認モデル及び建屋 3 次元 FEM モデルの応答スペクトルの比較 (4/6)

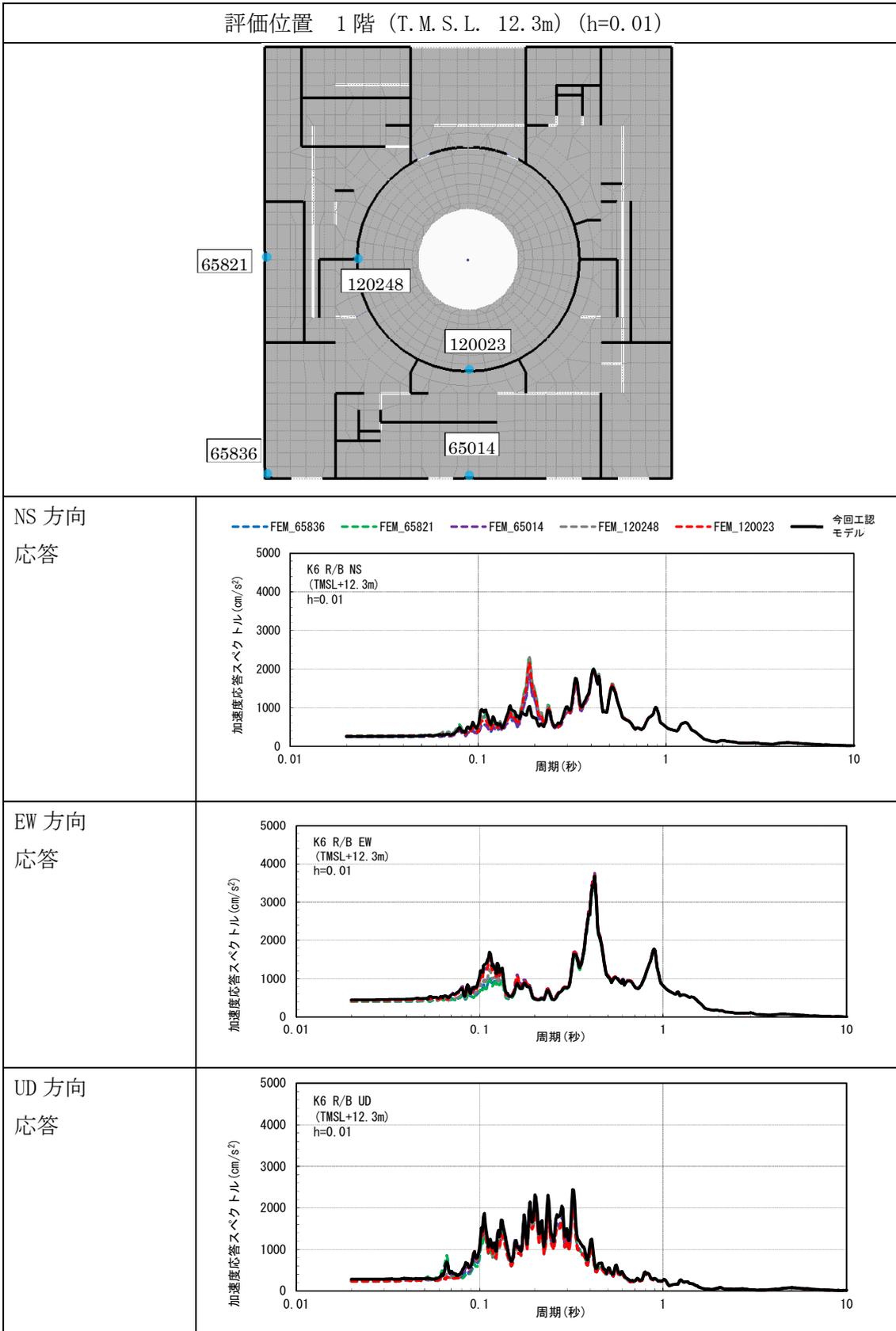
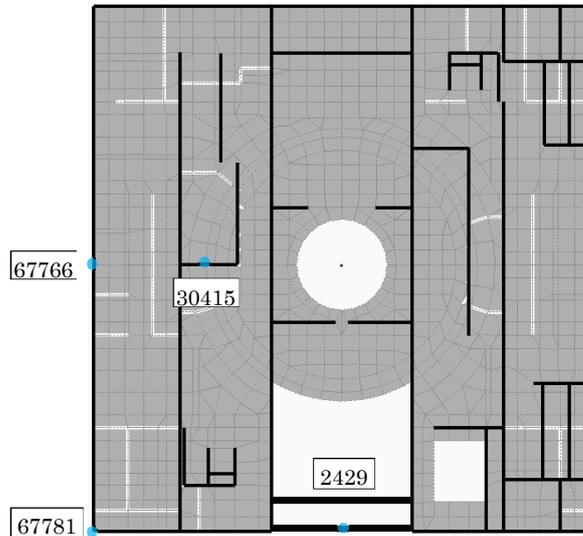
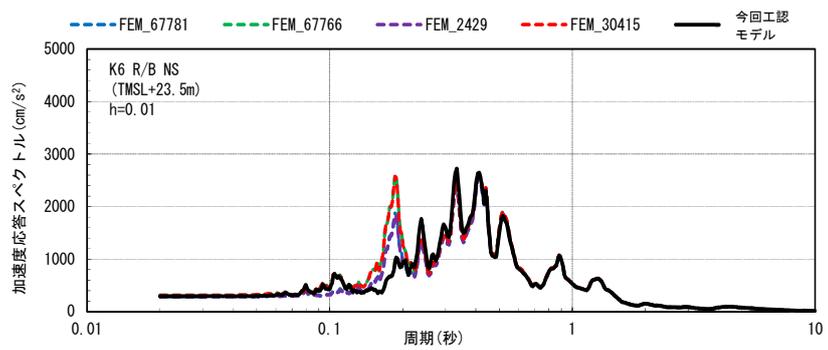


図 3.3-1 今回工認モデル及び建屋 3 次元 FEM モデルの応答スペクトルの比較 (5/6)

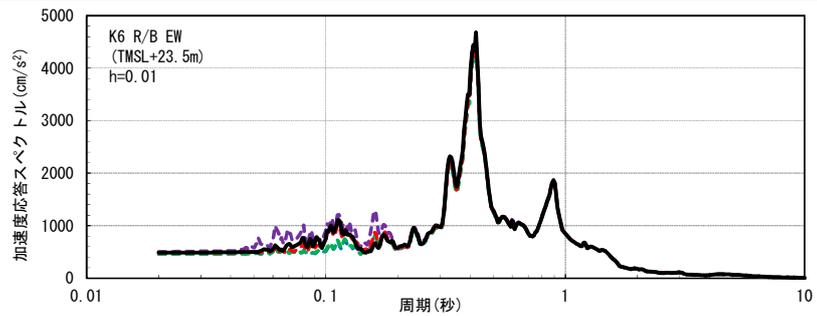
評価位置 3階 (T.M.S.L. 23.5m) (h=0.01)



NS 方向  
応答



EW 方向  
応答



UD 方向  
応答

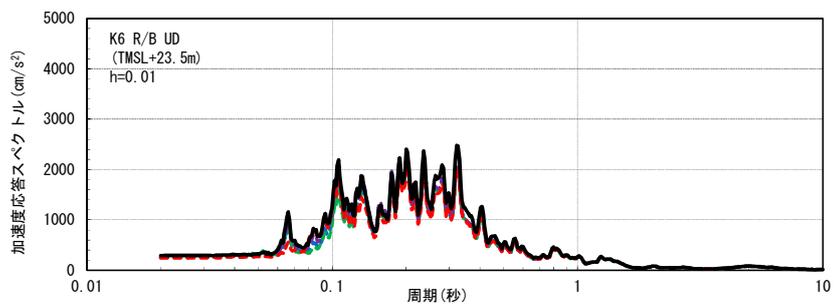
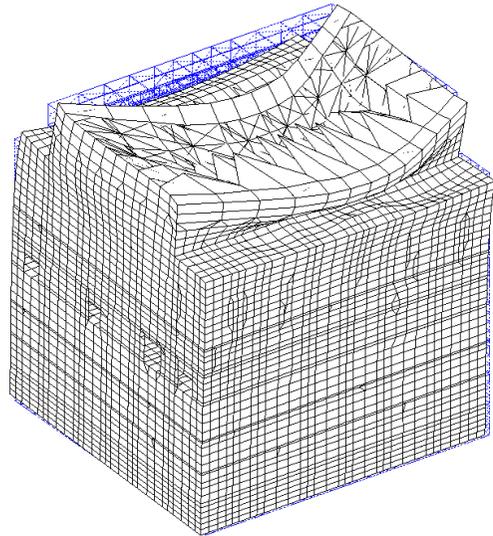


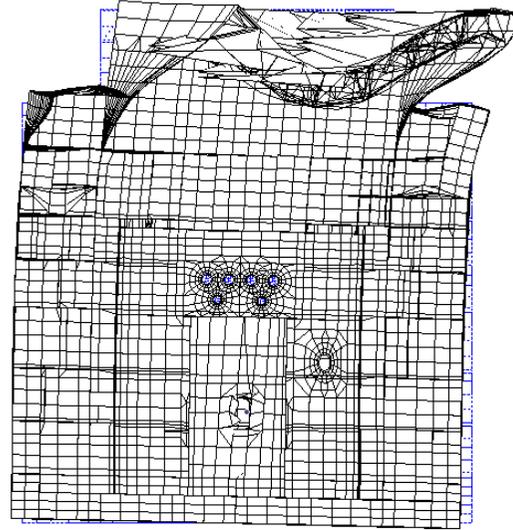
図 3.3-1 今回工認モデル及び建屋 3 次元 FEM モデルの応答スペクトルの比較 (6/6)

表 3.3-1 固有値解析結果

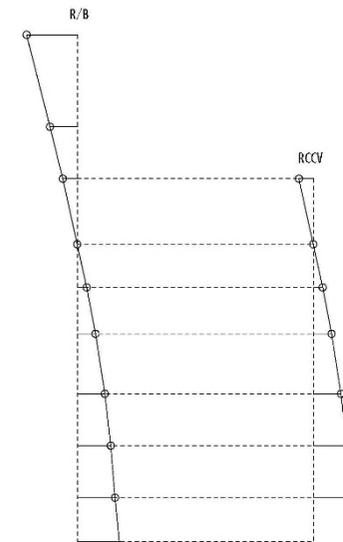
モード	建屋3次元FEMモデル					今回工認モデル		
	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	刺激係数			固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	刺激係数
			EW方向 (X)	NS方向 (Y)	UD方向 (Z)			
NS1次	2.296	0.435	-3.86	385.27	-0.19	2.343	0.427	1.59
EW1次	2.387	0.419	-390.67	-3.89	-0.43	2.397	0.417	1.55
NS2次	5.023	0.199	-1.24	-165.64	-16.10	5.347	0.187	0.71
EW2次	5.316	0.188	-161.01	0.38	6.92	5.390	0.186	0.62



(a) FEM モデル建屋全景



(b) FEM モデル建屋 NS 断面



(c) 質点系モデル

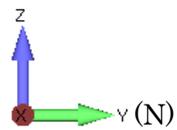
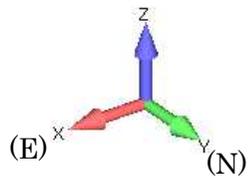


図 3.3-2 固有モード図：NS 方向 2 次

#### 4. まとめ

今回工認モデルの妥当性検証の観点から、6号炉原子炉建屋を対象として、建屋3次元FEMモデルによる地震応答解析を実施し、両者の応答の比較を行った。

今回工認モデルと、建屋3次元FEMモデルの最大応答加速度の比較を行い、両者の応答性状が整合的であることを確認した。

今回工認モデルと、建屋3次元FEMモデルの加速度応答スペクトルの比較を行い、両者の応答性状が整合的であることを確認した。

以上のことから、今回工認モデルは妥当と考えられる。

参考資料－1 既工認モデルによる評価

今回工認で既工認モデルを地震応答解析モデルとして採用し耐震評価を実施した場合に、計算値等が規格基準で定められる許容値を満足することが可能かを見極めるため、基準地震動  $S_s$  に対して既工認モデルを用いた地震応答解析をおこない、算出される地震荷重を確認した。確認にあたっては、改造が困難な原子炉本体の設備に着目して、地震応答結果から算出された各設備の地震荷重と、許容値を満足する地震荷重の目安値（規格基準上の各設備の許容値から逆算して算出）との比較をおこなった。

表1 既工認モデルに基づく原子炉本体設備の地震荷重

設備名	荷重（単位）	地震荷重※1	許容値を満足する地震荷重の目安値※1	判定
原子炉本体の基礎	モーメント (kN・m)	2000000	1200000	<u>目安値を超える</u>
原子炉圧力容器 (基礎ボルト)	モーメント (kN・m)	146000	461000	目安値以下
炉心支持構造物 (シャフトサポート)	モーメント (kN・m)	38700	171500	目安値以下
気水分離器	モーメント (kN・m)	2660	4800	目安値以下
制御棒駆動機構貫通部 ※2	モーメント (kN・m)	5.6	9.2	目安値以下
原子炉圧力容器 スタビライザ	反力 (kN)	2900	12000	目安値以下
ダイヤフラムフロア	反力 (kN)	66100	53000	<u>目安値を超える</u>
原子炉冷却材再循環ポンプ 付け根部	モーメント (kN・m)	1720	2310	目安値以下

※1 7号炉を例とした概算値（地震荷重は  $S_s-1$  及び  $S_s-2$  包絡値）

※2 1本あたりの地震荷重

## 参考資料－２ 地震応答解析モデル詳細化の定量的な効果

### １．はじめに

地震応答解析モデルの詳細化が地震応答へ与える効果を定量的に把握するため、地震応答解析モデルのパラメータスタディを実施した。

検討にあたっては、既工認モデル、既工認モデルに詳細化項目の一部を加えた地震応答解析モデル、既工認モデルに詳細化項目の全てを加えた地震応答解析モデルのそれぞれで地震応答解析をおこない、地震荷重等の比較をおこなった。

なお、柏崎刈羽原子力発電所 6 号炉と 7 号炉は、同設計、同構造であり、地震応答性状も概ね同等と考えられることから、本検討は 7 号炉を代表としておこなった。

### ２．検討に用いた地震動

本検討は詳細化の定量的な効果の確認を目的として、暫定モデルを用いておこなう試検討であることから、柏崎刈羽原子力発電所の基準地震動  $S_s$  のうち、施設の耐震性評価において支配的な地震動である  $S_s-1$  及び  $S_s-2$  を用いておこなった。

### 3. 詳細化の効果を測る指標

今回の地震応答解析モデルの詳細化による効果が現れるのは主に水平方向であることから、水平方向の地震荷重等（加速度，せん断力，モーメント等）の変化に着目した。具体的には、地震応答解析モデルでモデル化される部位のうち、主要な部位（図1）における地震荷重等の比較をおこない、詳細化の効果を確認した。

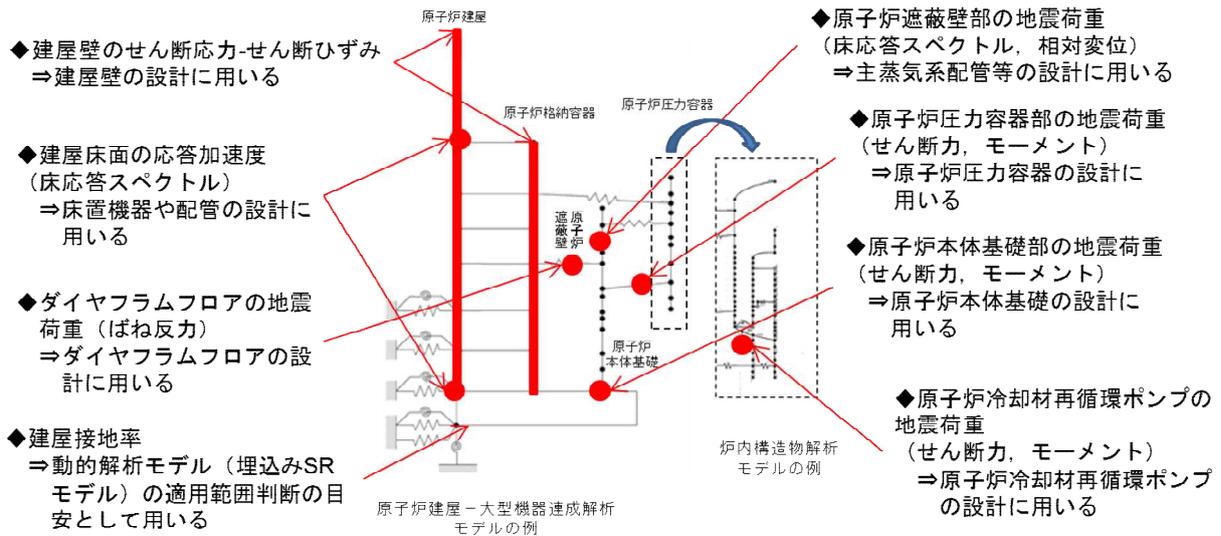


図1 詳細化の効果を測る指標

#### 4. 検討ケース

地震応答解析モデルの個々の詳細化項目が地震応答へ与える効果を定量的に把握するため、「既工認モデル」、「既工認モデルに対して詳細化項目を1項目のみ加えた地震応答解析モデル（表1のケース1～4）」、「詳細化モデル」のそれぞれで地震応答解析を実施し、地震荷重等（加速度、せん断力、モーメント等）の比較をおこなった。なお、比較に際しては、既工認モデルにおける地震荷重等からの増減に着目して整理した。

表1 検討ケース

（網掛けは、既工認モデルからの変更箇所を示す）

ケース名	①コンクリート剛性	②補助壁	③回転ばね	④原子炉本体基礎
既工認モデル	設計基準強度	無	無	線形
ケース1 (コンクリート実強度)	実強度*	無	無	線形
ケース2 (補助壁考慮)	設計基準強度	有	無	線形
ケース3 (回転ばね考慮)	設計基準強度	無	有	線形
ケース4 (原子炉本体基礎)	設計基準強度	無	無	非線形
詳細化モデル	実強度*	有	有	非線形

※本検討では暫定的に耐震バックチェック時に採用した値である500kg/cm<sup>2</sup>を用いている（今回工認で採用する地震応答解析モデル（基本ケース）では440kg/cm<sup>2</sup>を用いる）。

## 5. 検討結果

### 5. 1 原子炉建屋

地震応答解析モデルの詳細化が建物の応答等に与える影響を把握するため、建屋壁のせん断ひずみ、せん断力の比較をおこなった。また、建屋の接地率と建屋床面の加速度（床応答スペクトル）の比較をおこなった。

#### (1) せん断ひずみ、せん断力

各ケースにおける建屋のせん断ひずみの比較を図2に、せん断力の比較を図3に示す。せん断ひずみは、各ケースとも耐震壁の評価基準値である  $2.0 \times 10^{-3}$  に対して十分に余裕のある結果となっており、耐震安全性評価への影響が無いことを確認した。せん断力については、各ケースとも大きな変動が無いことを確認した。

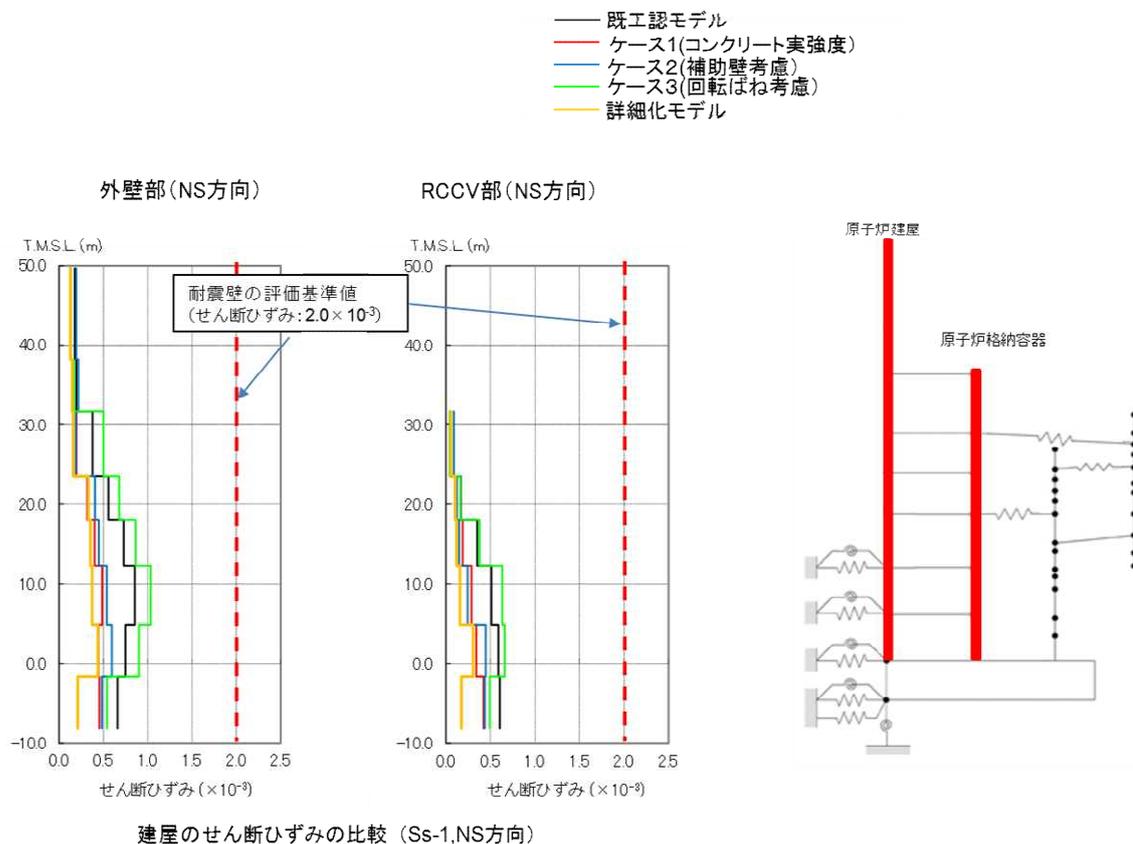
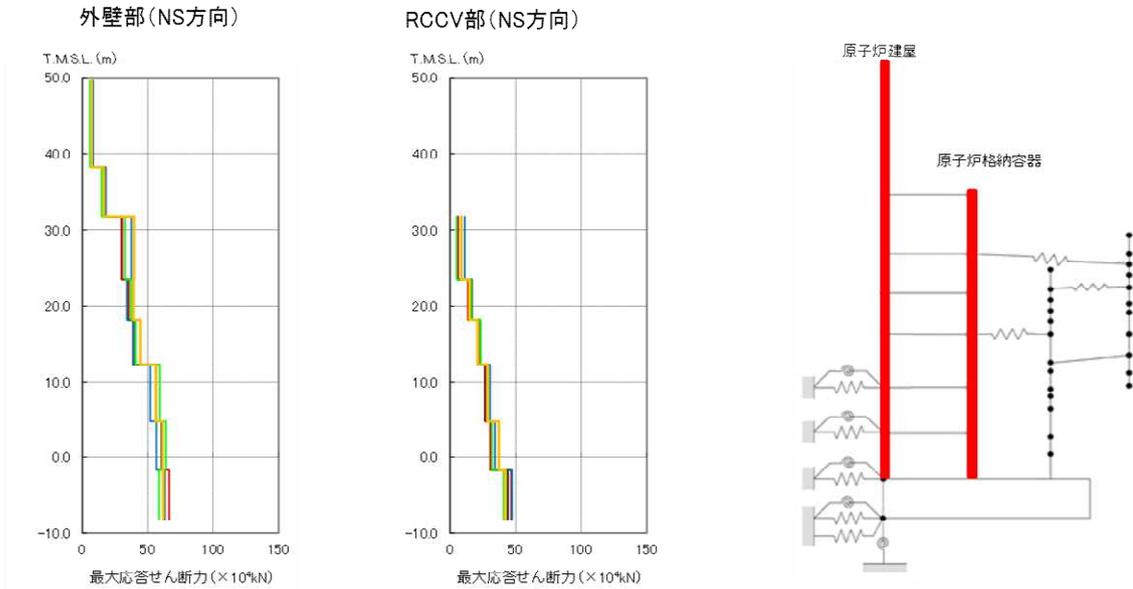


図2 建屋せん断ひずみの比較

- 既工認モデル
- ケース1(コンクリート実強度)
- ケース2(補助壁考慮)
- ケース3(回転ばね考慮)
- 詳細化モデル



建屋のせん断力の比較 (Ss-1,NS方向)

図3 建屋せん断力の比較

## (2) 建屋接地率

各ケースにおける建屋接地率を表 2 に示す。既工認モデルでは SR モデルの適用範囲である接地率 50%を下回るが、既工認モデルに回転ばねを考慮することにより接地率が改善されることを確認した。

表 2 建屋接地率の比較

解析ケース	接地率 (%)	
	NS 方向	EW 方向
既工認モデル	51.5 (S <sub>s</sub> -1)	49.9 (S <sub>s</sub> -2)
ケース 1 (コンクリート実強度)	50.3 (S <sub>s</sub> -1)	47.3 (S <sub>s</sub> -2)
ケース 2 (補助壁考慮)	51.0 (S <sub>s</sub> -1)	47.4 (S <sub>s</sub> -2)
ケース 3 (回転ばね考慮)	70.1 (S <sub>s</sub> -1)	67.0 (S <sub>s</sub> -2)
詳細化モデル	68.5 (S <sub>s</sub> -1)	65.0 (S <sub>s</sub> -2)

※接地率の下の括弧内は接地率が最小となる地震動

(3) 床応答スペクトル

図4に床応答スペクトルを示す。各ケースの解析結果は、多少のばらつきは見られるものの、建屋の応答性状を大きく変更させるようなものでないことを確認した。

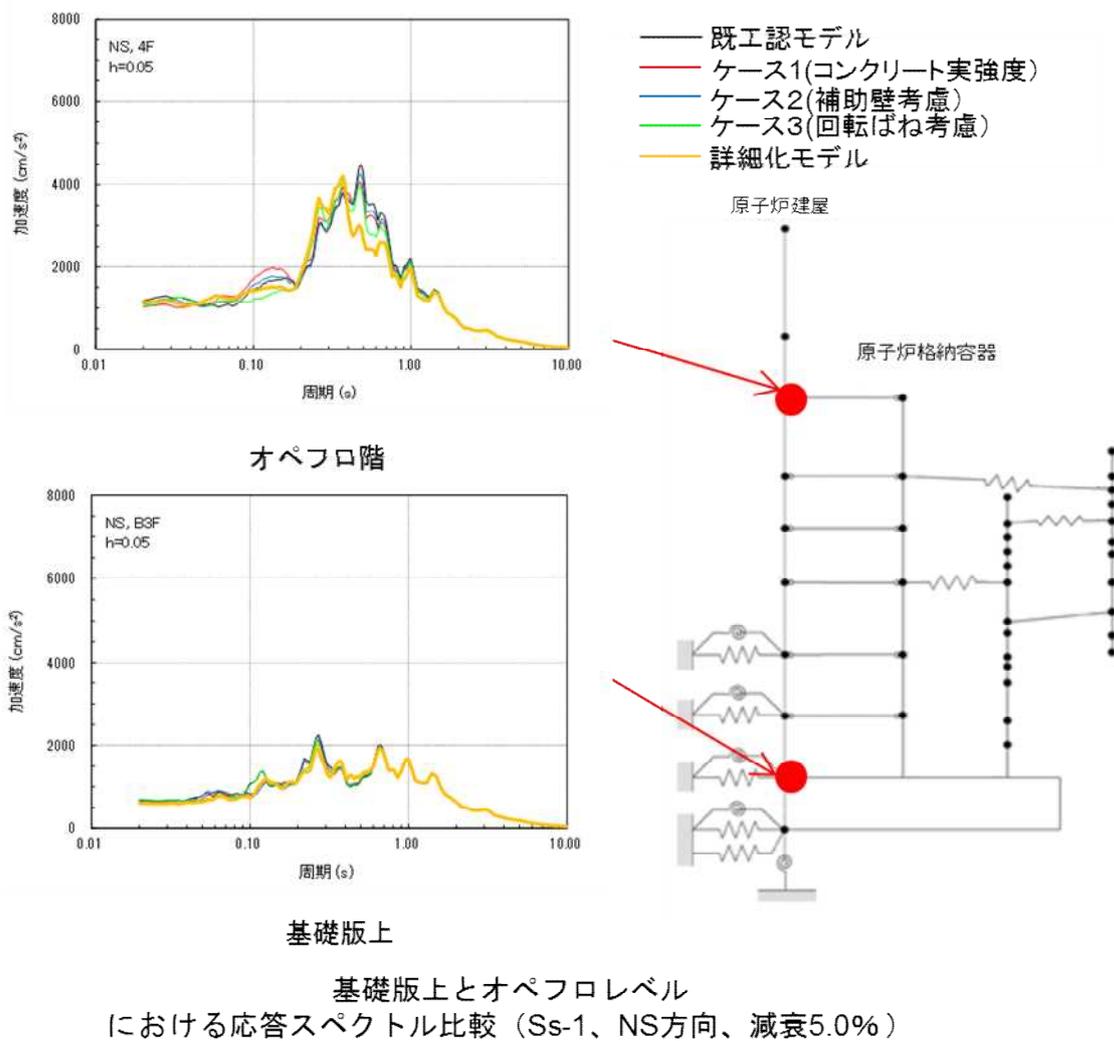


図4 原子炉建屋の床応答スペクトルの比較

## 5. 2 機器・配管系

地震応答解析モデルの詳細化が機器・配管系に与える影響を把握するため、代表部位の地震荷重（せん断力，モーメント，ばね反力），床応答スペクトルの比較をおこなった。また，配管の評価に用いる構築物間の相対変位の比較をおこなった。

### （1）地震荷重

原子炉圧力容器支持スカート地震荷重の比較を図 5 に示す。原子炉圧力容器支持スカートの地震荷重は，地震応答解析モデルを詳細化することにより，若干の減少傾向が見られた。

原子炉本体基礎基部地震荷重の比較を図 6 に示す。原子炉本体基礎基部地震荷重は，回転ばねのみを考慮することにより若干の増加が見られるが，地震応答解析モデルを詳細化することにより大幅に低減することが確認された。

ダイヤフラムフロアのばね反力の比較を図 7 に示す。ダイヤフラムフロアのばね反力は，回転ばねのみを考慮することにより若干の増加が見られるが，地震応答解析モデルを詳細化することにより大幅に低減することが確認された。

原子炉冷却材再循環ポンプ付け根部地震荷重の比較を図 8 に示す。原子炉冷却材再循環ポンプ付け根部地震荷重は，地震応答解析モデルを詳細化することにより若干増加することが確認された。

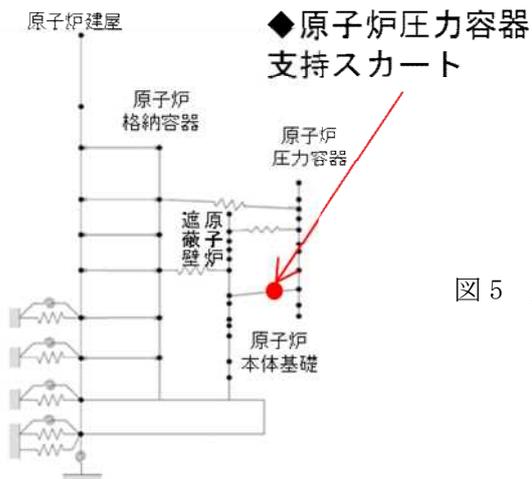
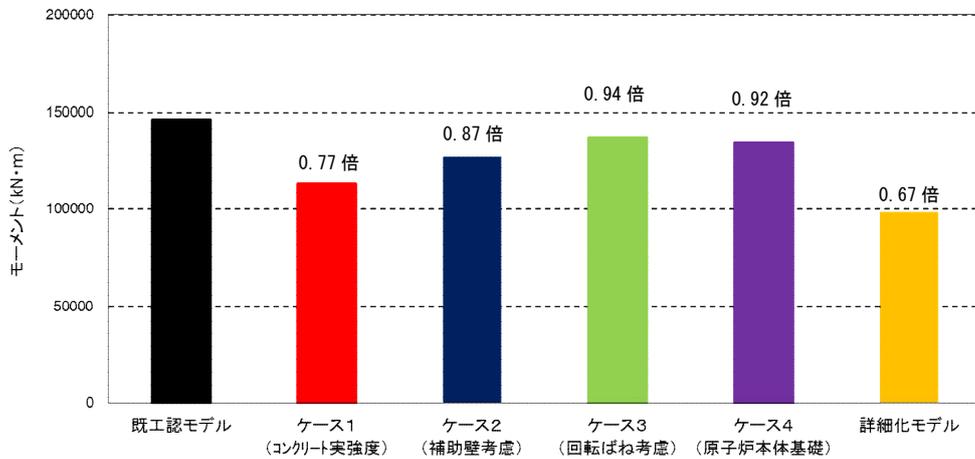
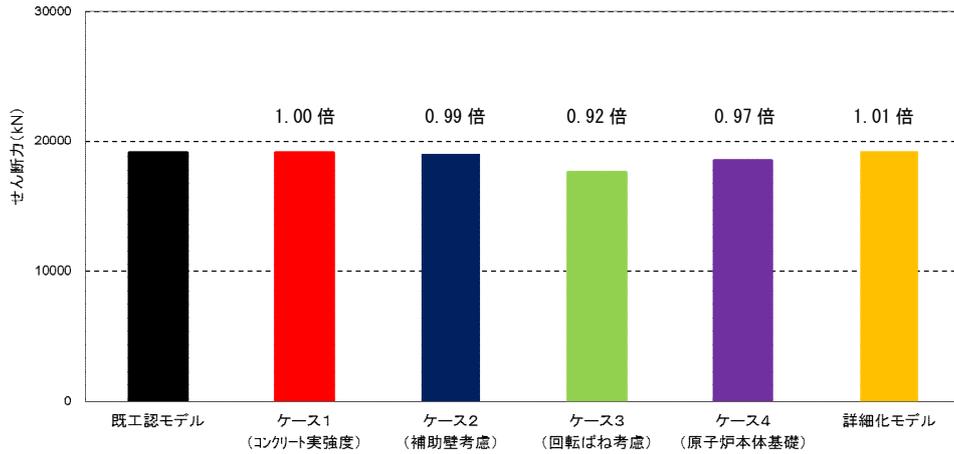


図5 原子炉压力容器スカートにおける地震荷重の比較  
 (上：せん断力，下：モーメント)  
 (Ss-1 及び Ss-2 包絡値)

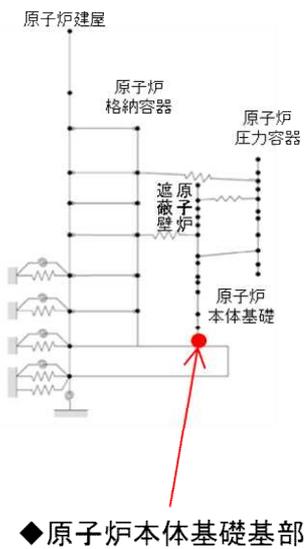
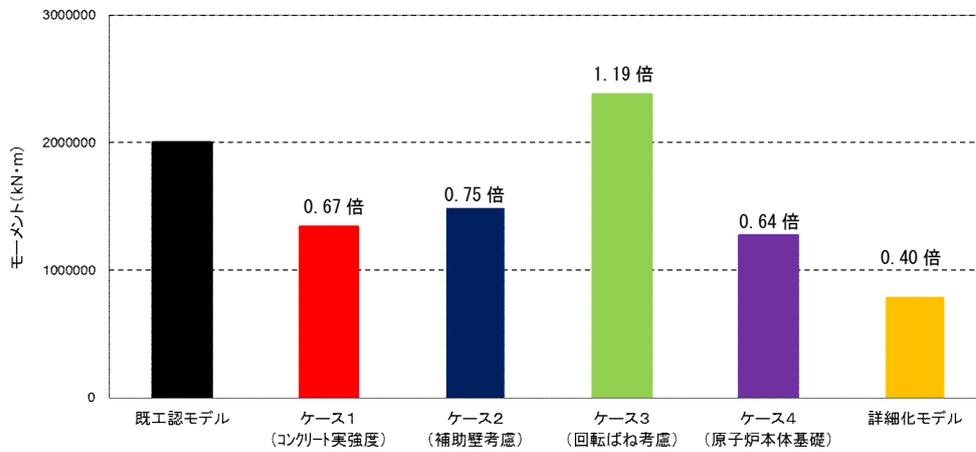
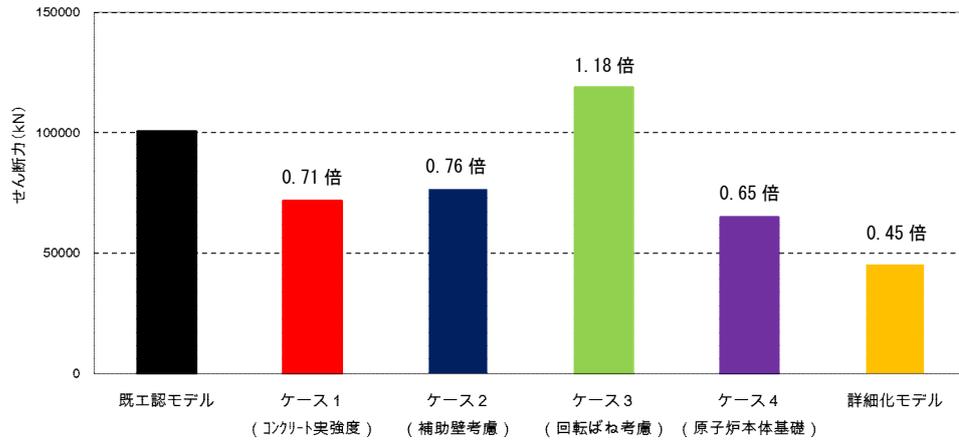


図6 原子炉本体基礎基部における地震荷重の比較  
(上：せん断力，下：モーメント)  
(Ss-1 及び Ss-2 包絡値)

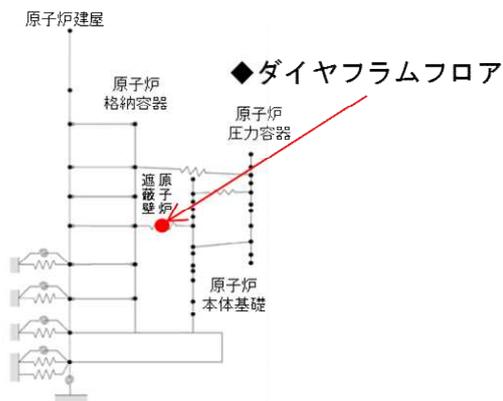
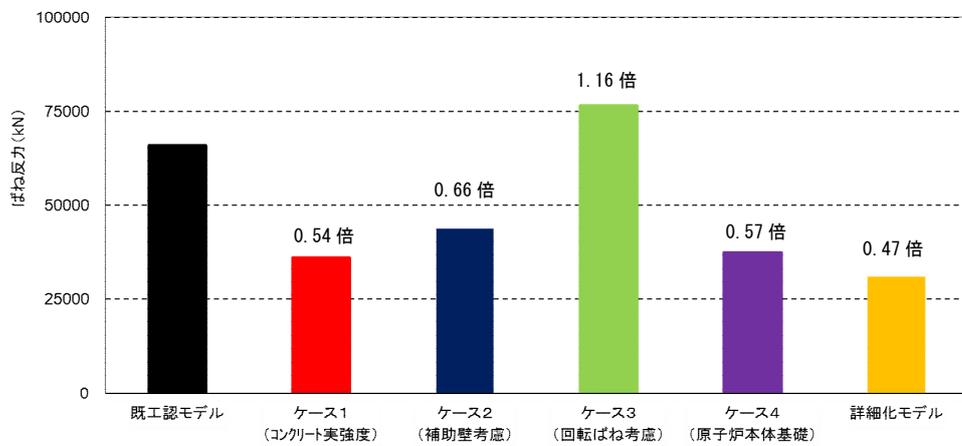


図7 ダイヤフラムフロアにおけるばね反力の比較  
(Ss-1 および Ss-2 包絡値)

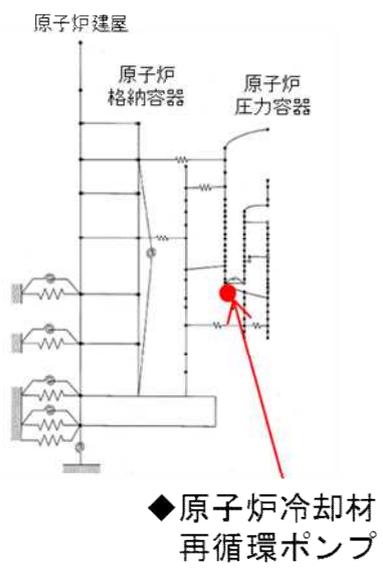
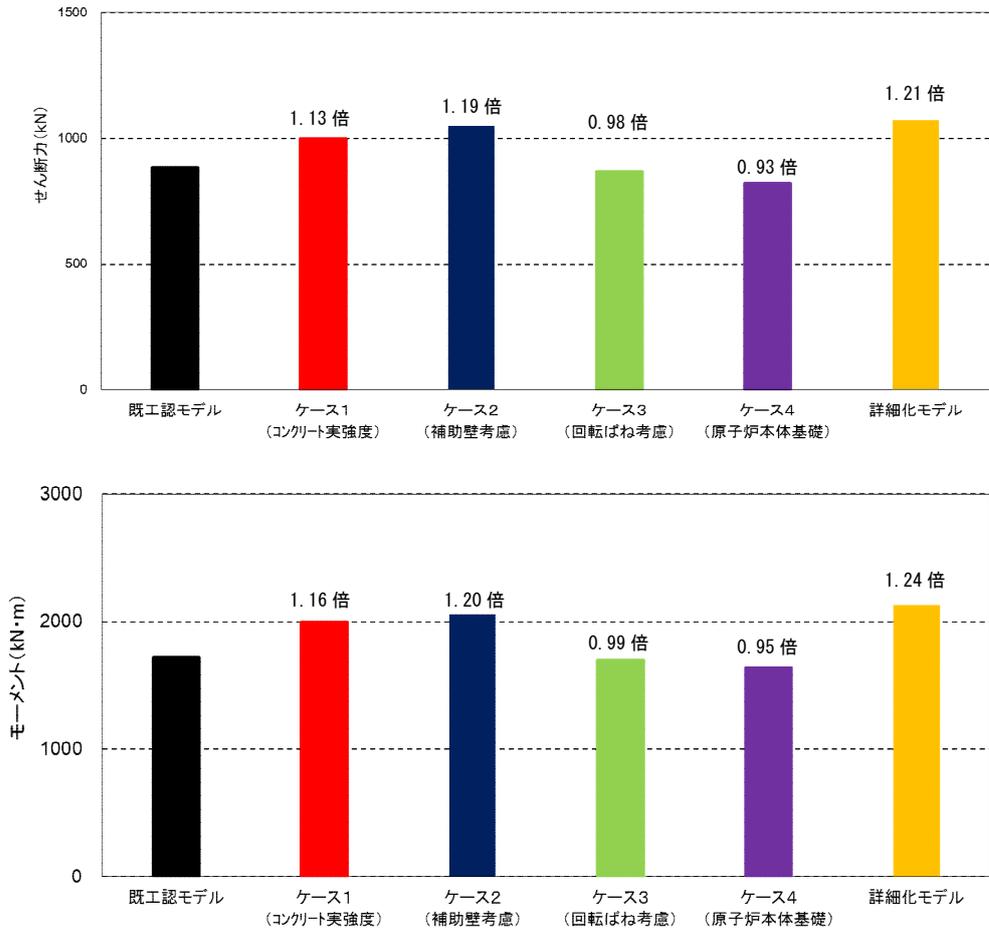


図8 原子炉冷却材再循環ポンプ付け根部における地震荷重の比較 (上: せん断力, 下: モーメント)  
(Ss-1 及び Ss-2 包絡値)

(2) 床応答スペクトル

原子炉遮蔽壁における床応答スペクトルの比較を図9に示す。ケース4以外では、固有周期が約0.2秒以下の領域で既工認モデルより震度が若干減少し、固有周期が約0.2秒以上の領域で既工認モデルより震度が若干増加することが確認された。なお、ケース4（原子炉本体基礎）ではほとんど変化が無いことが確認された。

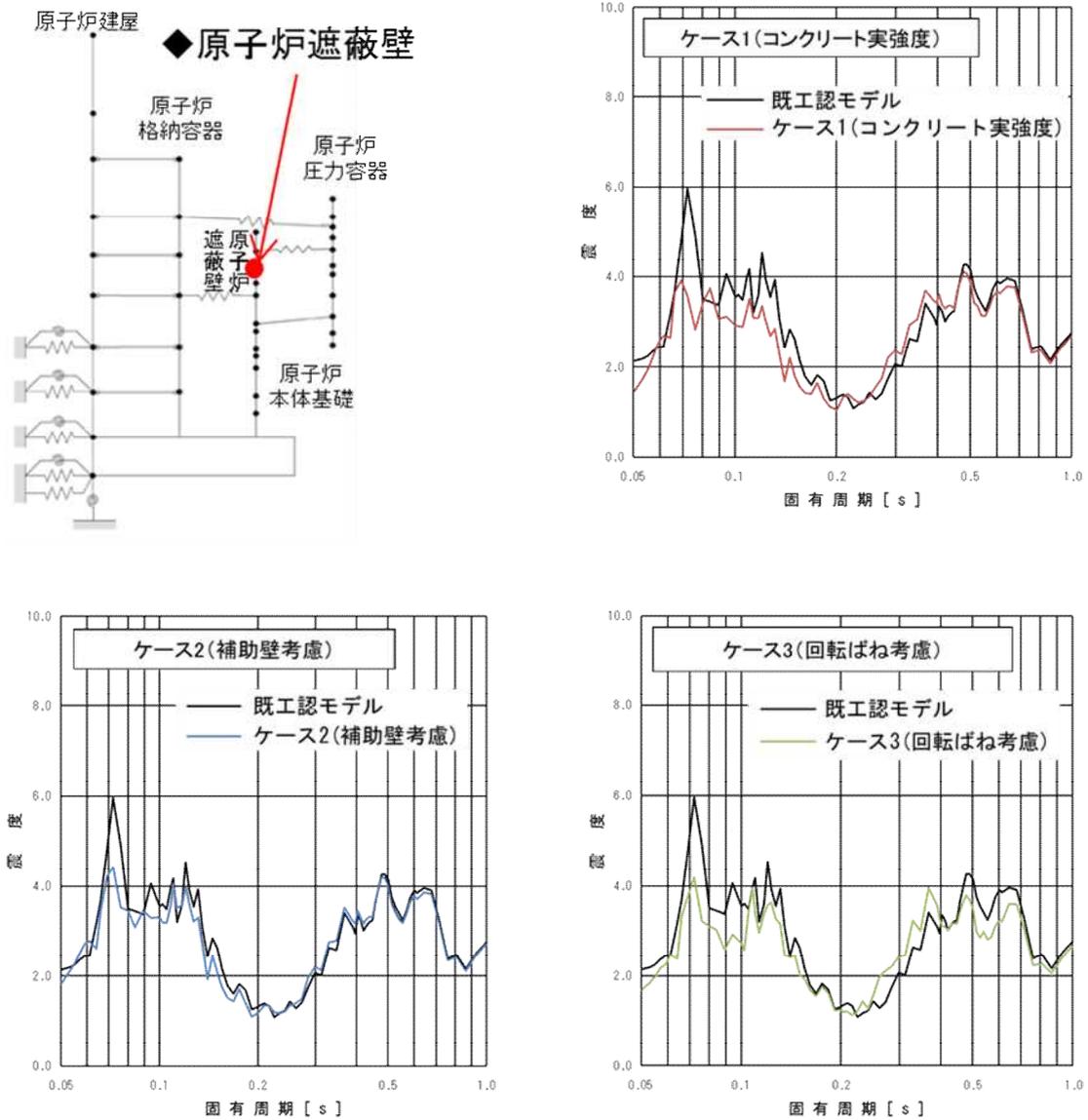


図9 (1/2) 原子炉遮蔽壁における床応答スペクトル比較  
(T. M. S. L. 18. 440m, Ss-1, NS 方向, 減衰 2.0%)

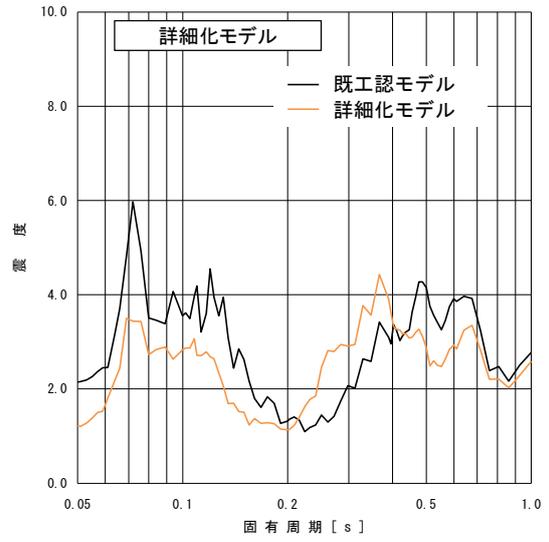
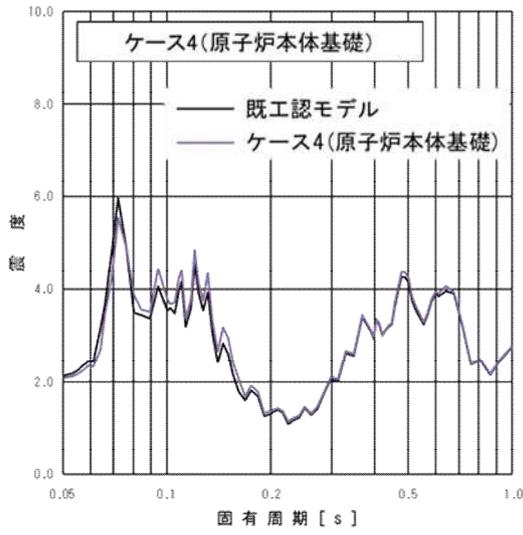


図9 (2/2) 原子炉遮蔽壁における床応答スペクトル比較  
 (T. M. S. L. 18.440m, Ss-1, NS方向, 減衰2.0%)

### (3) 相対変位

原子炉格納容器内の主蒸気系配管の評価に用いる構築物間の相対変位の比較を表 3 に示す。回転ばねのみを考慮することにより若干の増加が見られるが、地震応答解析モデルを詳細化することにより低減することが確認された。

表 3 主蒸気系配管評価用構築物間相対変位の比較  
(水平方向, S<sub>s</sub>-1 及び S<sub>s</sub>-2 包絡値)

解析ケース	相対変位 (mm)
既工認モデル	2.6
ケース 1 (コンクリート実強度)	1.5
ケース 2 (補助壁考慮)	1.8
ケース 3 (回転ばね考慮)	2.7
ケース 4 (原子炉本体基礎)	2.4
詳細化モデル	1.3

※原子炉圧力容器－原子炉遮蔽壁間及び原子炉遮蔽壁－原子炉格納容器間のうち、最大値を記載

## 6. 詳細化の効果 (まとめ)

本検討より得られた結果を整理したものを表4に示す。

表4 地震応答解析モデル詳細化の効果 (まとめ)

変更点	応答への効果 (建物系)	応答への効果 (機器系)
①コンクリート剛性に実強度を使用	採用により、 $S_s$ による建屋のせん断ひずみを小さくする効果があるが、原子炉建屋は評価基準値に対して十分余裕のある設計となっており、既工認モデルで評価した場合も、評価基準値を満足する。	<ul style="list-style-type: none"> <li>原子炉系（特に、原子炉本体基礎、ダイヤフラムフロア）の地震荷重を低減する効果がある。</li> <li>配管系の設計条件（床応答スペクトル、相対変位）を低減する効果もある。</li> </ul>
②耐震要素に補助壁をモデル化		
③側面地盤ばねに回転ばねを追加	回転ばねを採用することにより、接地率を大きく改善する効果がある。採用しない場合、接地率が小さくなり、浮き上がりの影響を考慮した検討が必要となる可能性がある。	<ul style="list-style-type: none"> <li>原子炉系の地震荷重は、概ね既工認モデルと同等か若干増加する傾向。</li> <li>配管系の設計条件（床応答スペクトル、相対変位）を低減する効果もある。</li> </ul>
④RPVペデスタルに非線形特性を考慮	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>原子炉系（特に、原子炉本体基礎、ダイヤフラムフロア）の地震荷重を低減する効果がある。</li> <li>配管系の設計条件（床応答スペクトル、相対変位）に与える影響は軽微。</li> </ul>

参考資料-3 地震応答解析モデルの不確かさの影響（試検討）

1. はじめに

本文4項に示した地震応答解析モデルの保守性と不確かさへの対応方針に基づき、7号炉の原子炉建屋を例に試検討をおこなった。

2. 検討に用いた地震動

本検討は試検討であり耐震成立性の見通しの確認をおこなうことを目的として、柏崎刈羽原子力発電所の基準地震動  $S_s$  のうち、施設の耐震性評価において支配的な地震動である  $S_s-1$  及び  $S_s-2$  を用いておこなう。

表1 検討ケース

検討ケース	コンクリート剛性	回転ばね定数	RPV ペDESTAL	地盤剛性	備考
◆ケース1 (基本ケース)	実強度 (440kg/cm <sup>2</sup> )	100%	非線形 (折線近似)	標準地盤	
◆ケース2 (建屋剛性+ $\sigma$ , 地盤剛性+ $\sigma$ )	実強度+ $\sigma$ (470kg/cm <sup>2</sup> )	100%	非線形 (折線近似)	標準地盤+ $\sigma$	
◆ケース3 (建屋剛性- $\sigma$ , 地盤剛性- $\sigma$ )	実強度- $\sigma$ (410kg/cm <sup>2</sup> )	100%	非線形 (折線近似)	標準地盤- $\sigma$	
◆ケース4 (建屋剛性コア平均)	実強度 (コア平均) (568kg/cm <sup>2</sup> )	100%	非線形 (折線近似)	標準地盤	
◆ケース5 (建屋剛性-2 $\sigma$ )	実強度-2 $\sigma$ (380kg/cm <sup>2</sup> )	100%	非線形 (折線近似)	標準地盤	
◆ケース6 (回転ばね低減)	実強度 (440kg/cm <sup>2</sup> )	50%	非線形 (折線近似)	標準地盤	
◆ケース7 (原子炉系コンクリート実強度相当)	実強度 (440kg/cm <sup>2</sup> )	100%	非線形・実強度 (折線近似)	標準地盤	原子炉本体基礎：400kg/cm <sup>2</sup> ダイヤフラムフロア：440kg/cm <sup>2</sup>
◆ケース8 (原子炉本体基礎曲線包絡スケルトンカーブ)	実強度 (440kg/cm <sup>2</sup> )	100%	非線形 (曲線包絡)	標準地盤	

### 3. 検討結果

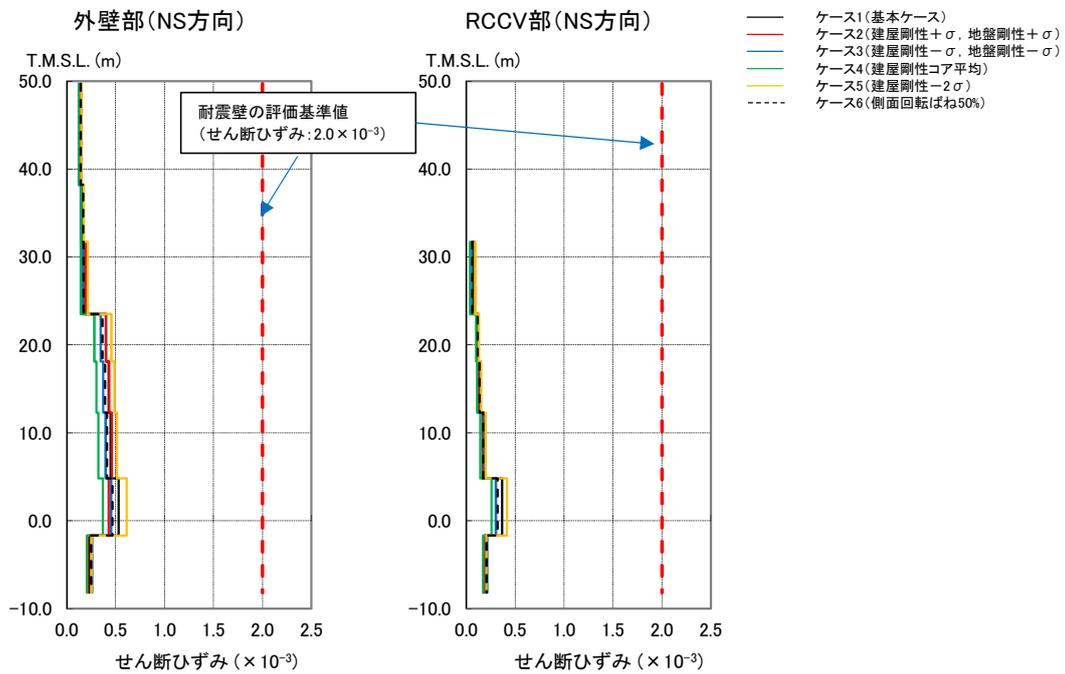
#### 3. 1 建物・構築物

次頁以降に、ケース1～6に対する検討結果を示す（ケース7およびケース8は機器・配管系のみの検討ケースであるため、ここでは図示していない）。

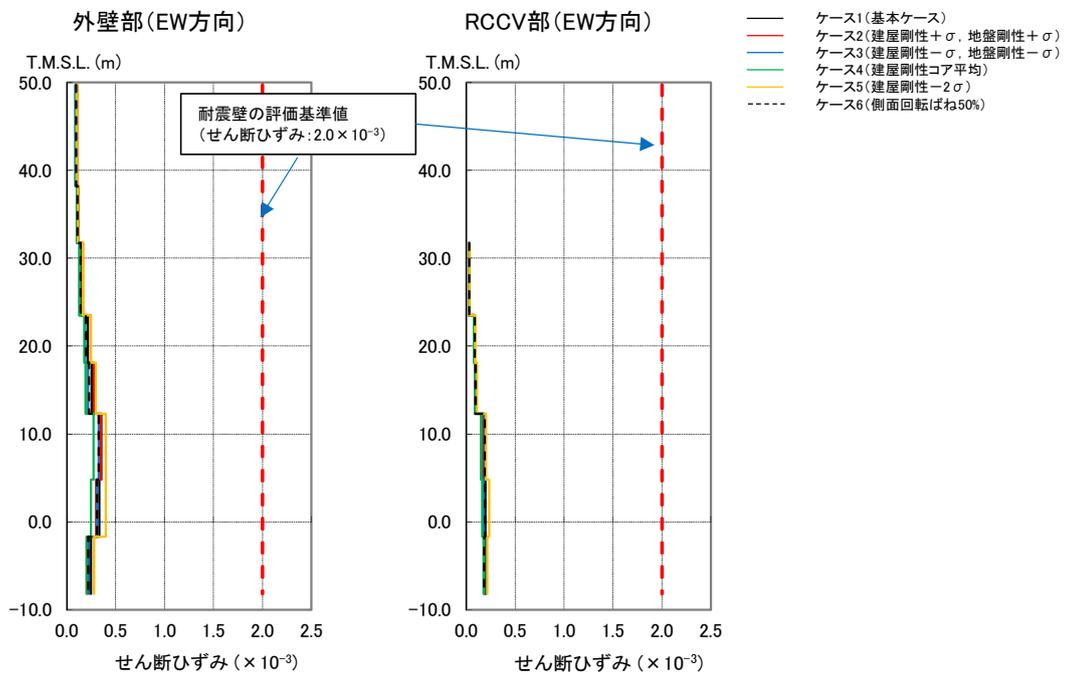
図1に最大せん断ひずみを示す。各ケースとも耐震壁の評価基準値（ $2.0 \times 10^{-3}$ ）に対して十分な余裕があり、耐震安全性へ与える影響が無いことを確認した。

図2に各階の最大せん断力、図3及び図4にオペフロ階（4階）と基礎版上の加速度応答スペクトル（減衰定数5%及び1%）を示す。これより、材料物性の不確かさが最大せん断力及び加速度応答スペクトルに与える影響は軽微であることを確認した。

表2に建屋の接地率を示す。回転ばねを低減させたケース6については接地率が小さくなるものの、それ以外のケースについては建屋の接地率に有意な変動が無いことを確認した。また、全てのケースにおいて埋め込みSRモデルの適用範囲内（接地率50%以上）にあることを確認した。

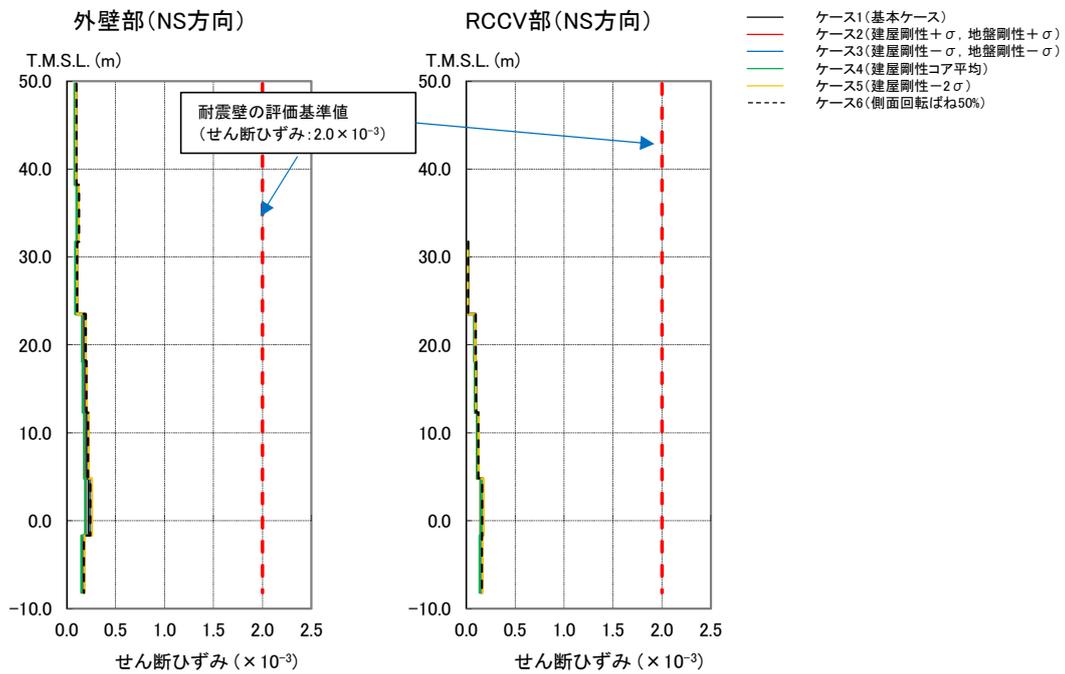


(a) Ss-1、NS 方向

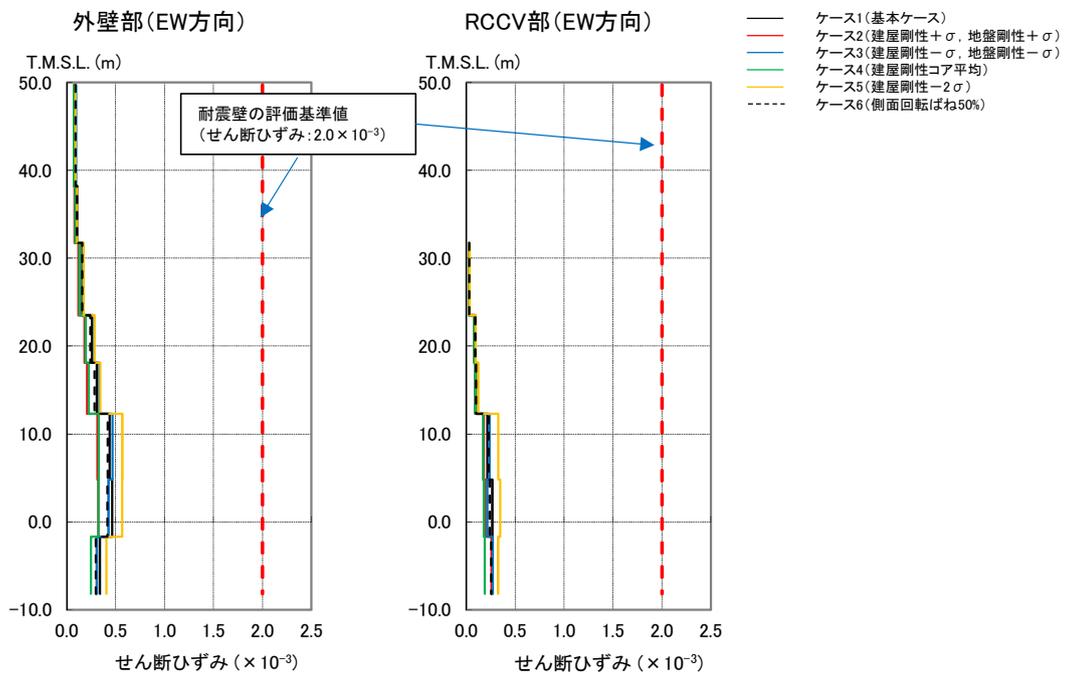


(b) Ss-1、EW 方向

図 1 (1/2) 建屋せん断ひずみの比較

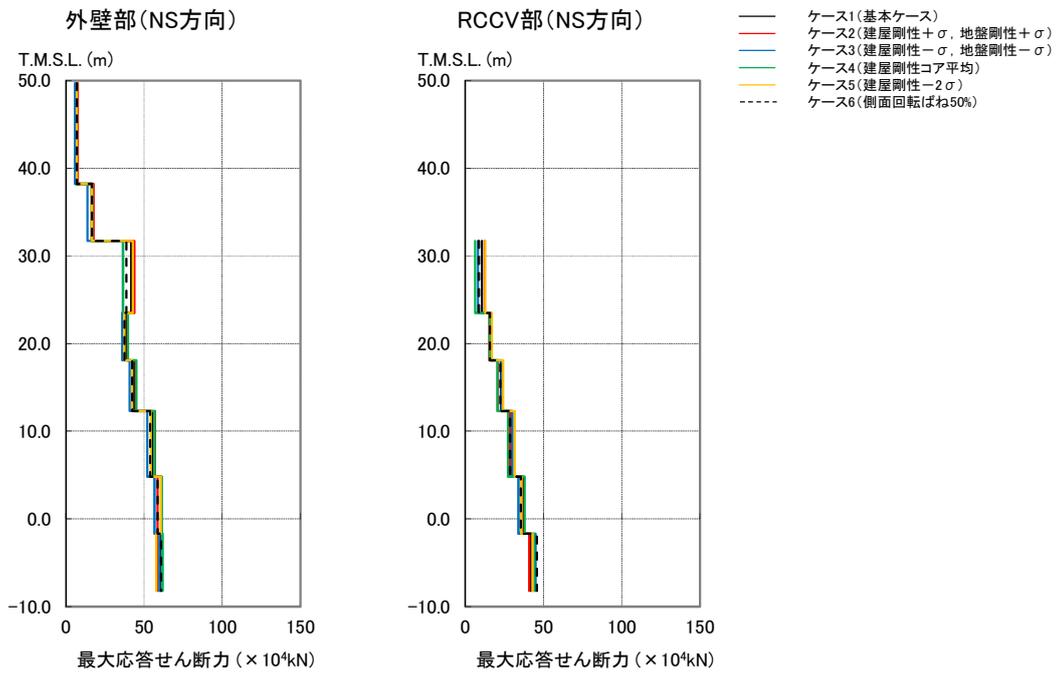


(c) Ss-2、NS 方向

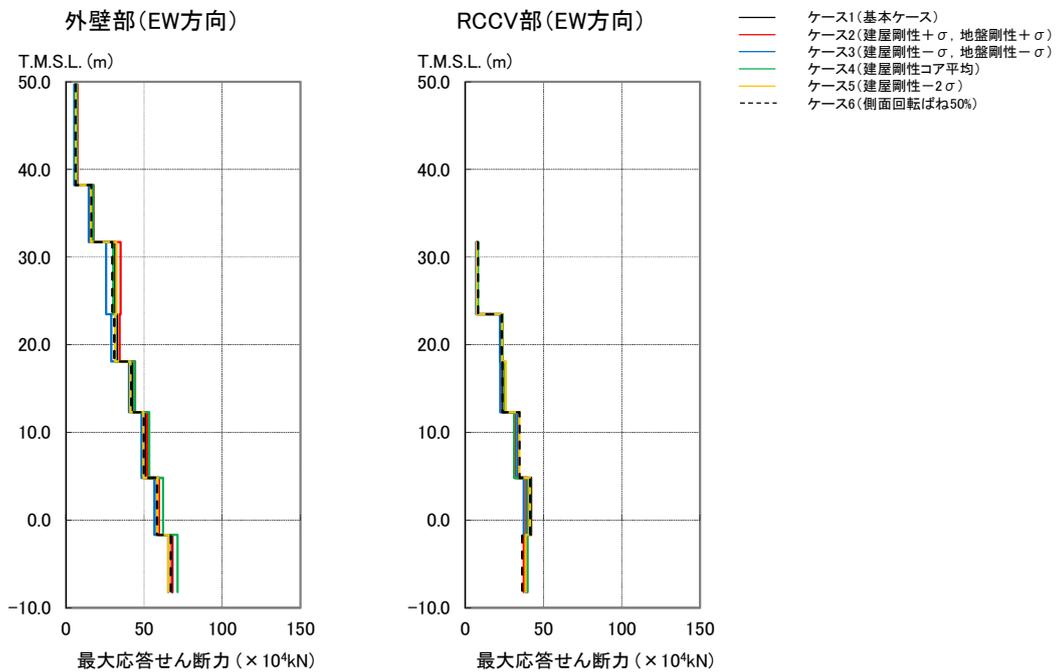


(d) Ss-2、EW 方向

図 1 (2/2) 建屋せん断ひずみの比較

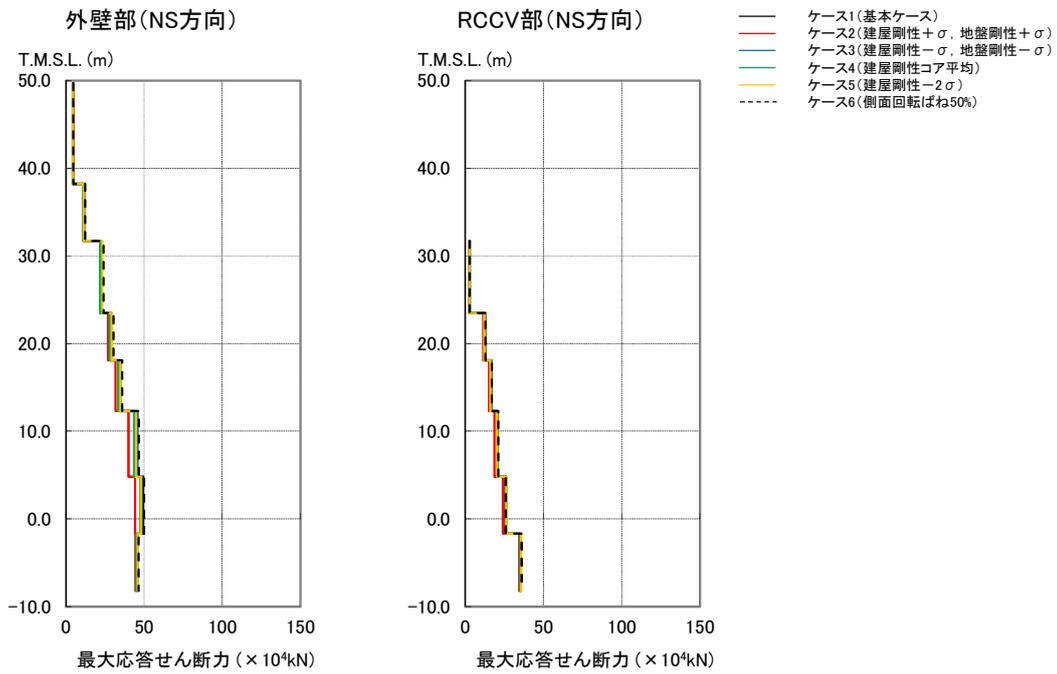


(a) Ss-1、NS 方向

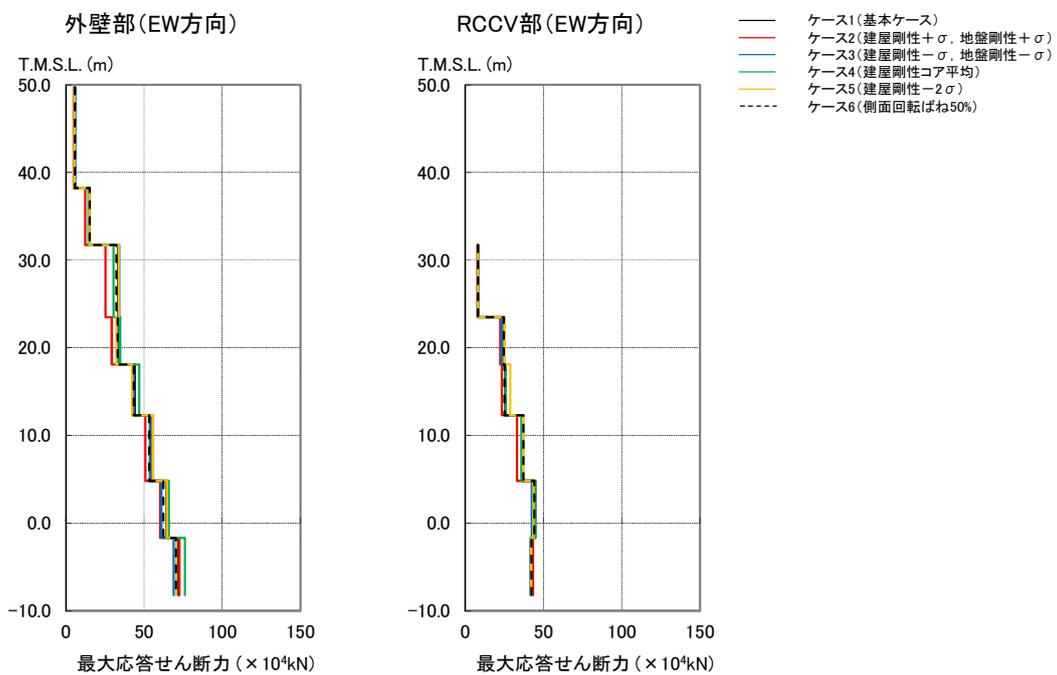


(b) Ss-1、EW 方向

図 2 (1/2) 建屋せん断力の比較



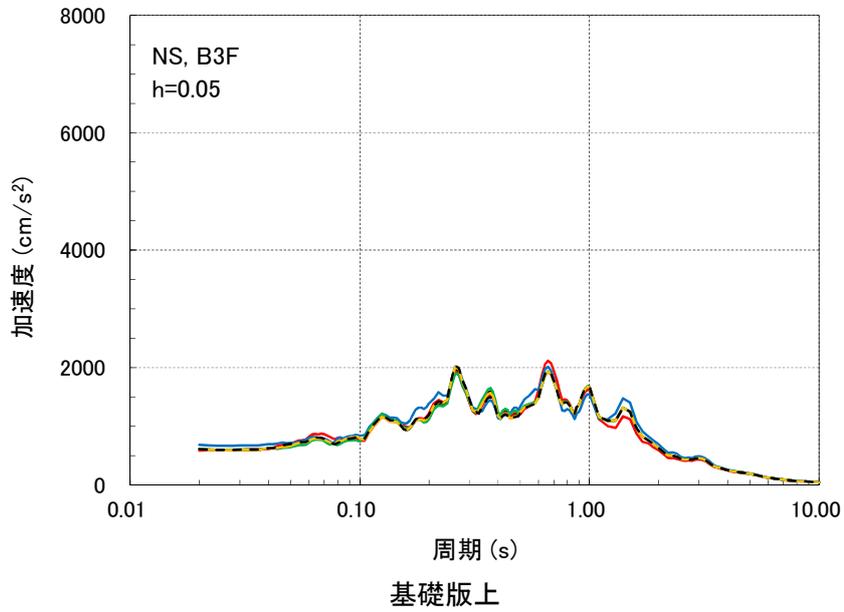
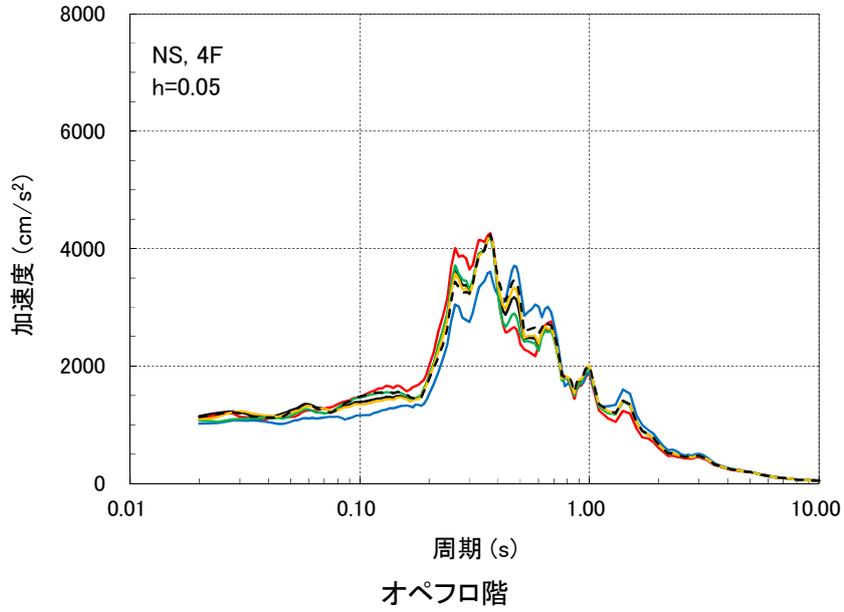
(c) Ss-2、NS 方向



(d) Ss-2、EW 方向

図 2 (2/2) 建屋せん断力の比較

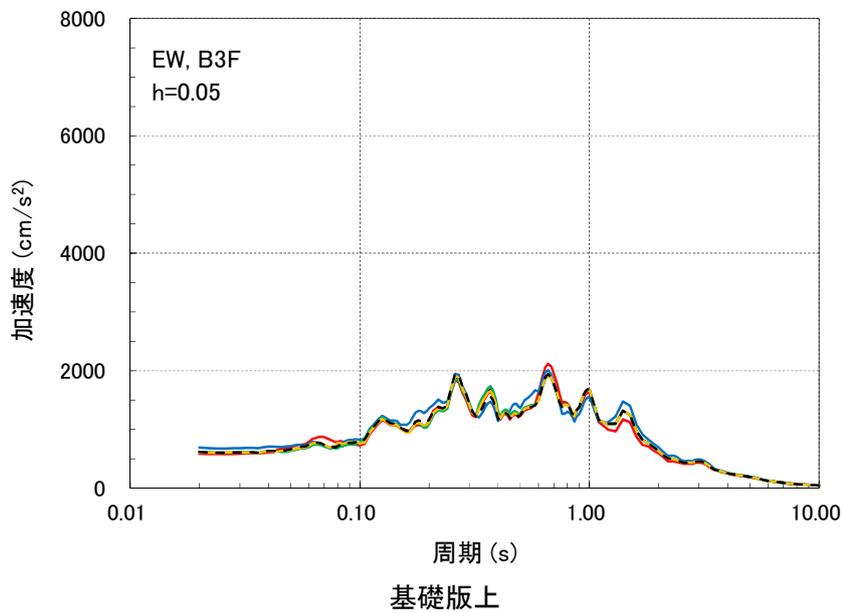
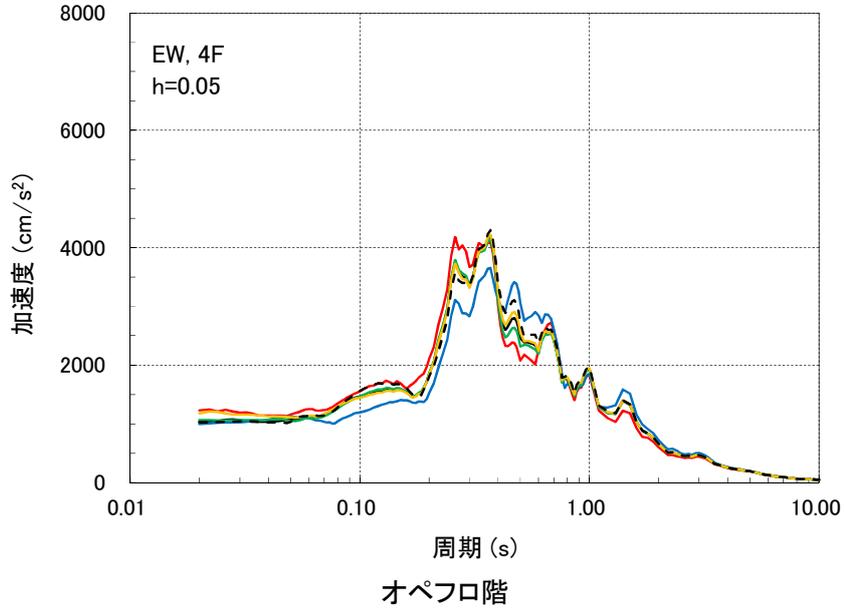
- ケース1(基本ケース)
- ケース2(建屋剛性+ $\sigma$ , 地盤剛性+ $\sigma$ )
- ケース3(建屋剛性- $\sigma$ , 地盤剛性- $\sigma$ )
- ケース4(建屋剛性コア平均)
- ケース5(建屋剛性- $2\sigma$ )
- - - ケース6(側面回転ばね50%)



(a) Ss-1、NS 方向

図3 (1/4) 建屋床応答スペクトルの比較 (h=5%)

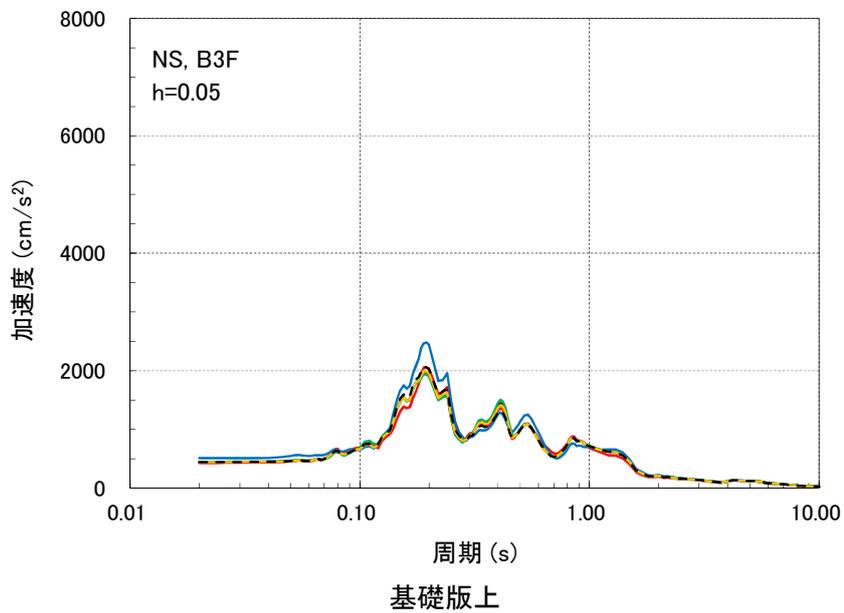
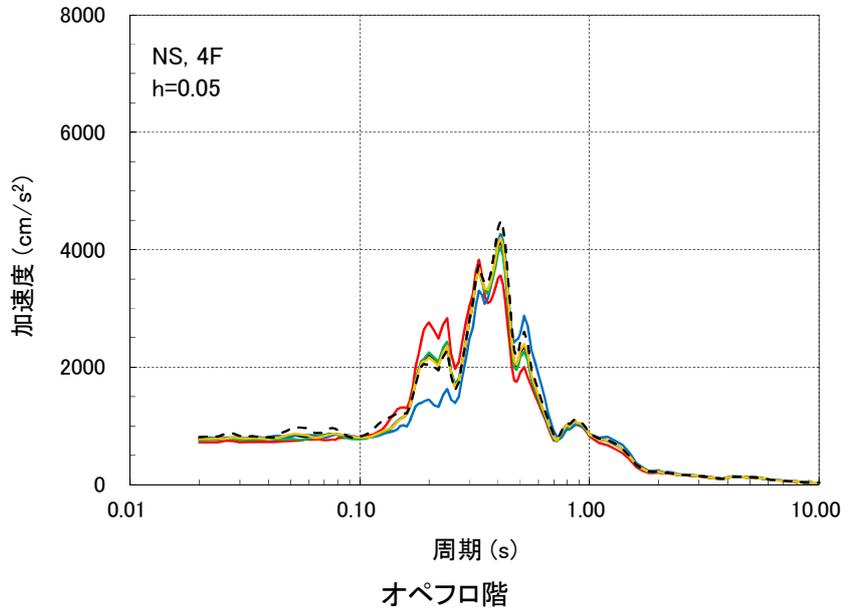
- ケース1(基本ケース)
- ケース2(建屋剛性+ $\sigma$ , 地盤剛性+ $\sigma$ )
- ケース3(建屋剛性- $\sigma$ , 地盤剛性- $\sigma$ )
- ケース4(建屋剛性コア平均)
- ケース5(建屋剛性- $2\sigma$ )
- - - ケース6(側面回転ばね50%)



(b) Ss-1、EW 方向

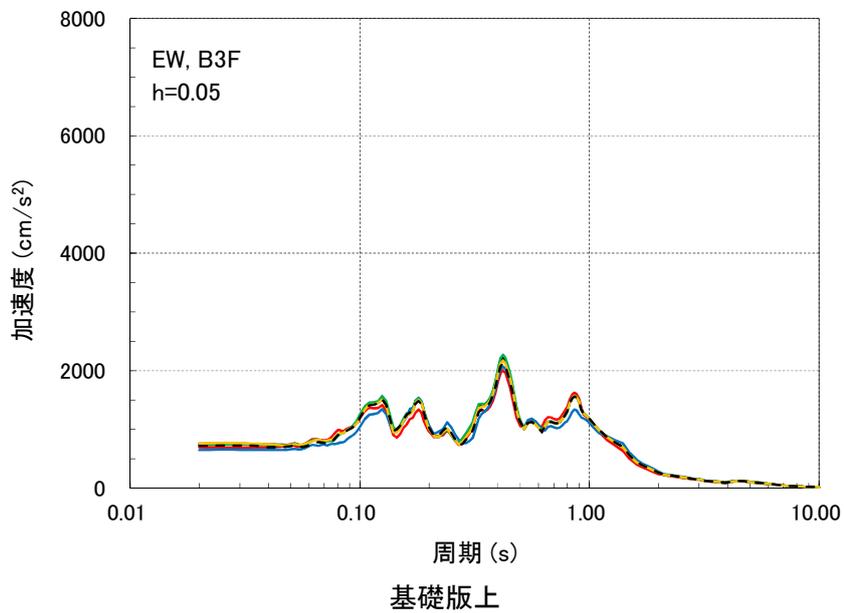
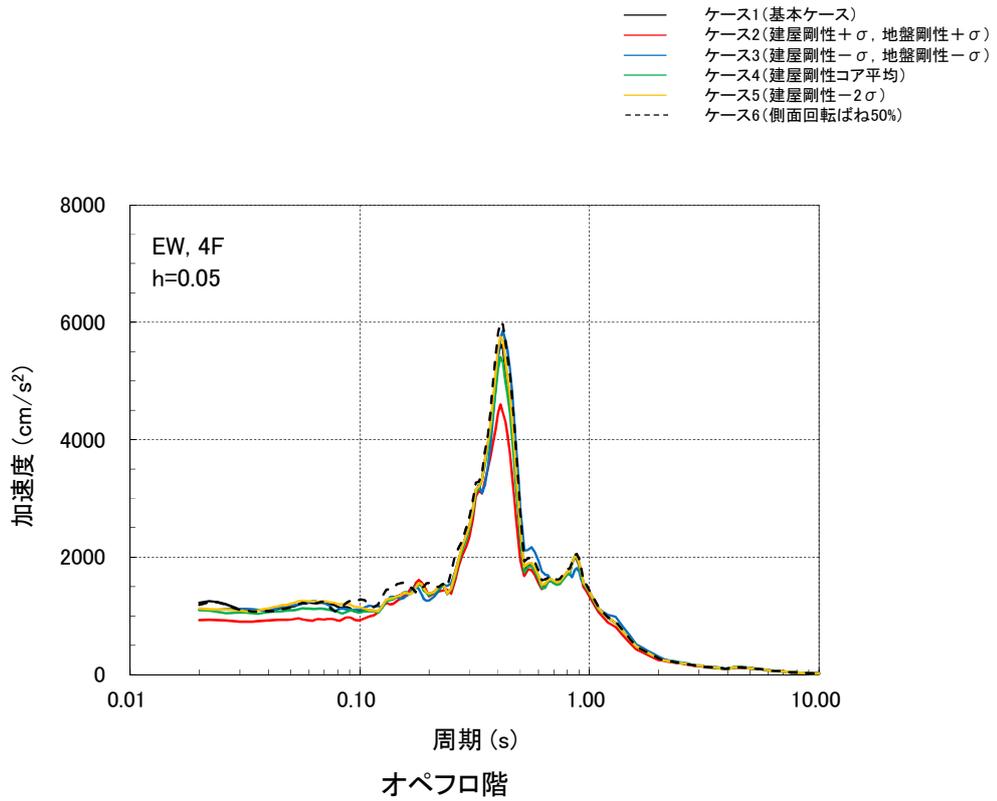
図 3 (2/4) 建屋床応答スペクトルの比較 (h=5%)

- ケース1(基本ケース)
- ケース2(建屋剛性+ $\sigma$ , 地盤剛性+ $\sigma$ )
- ケース3(建屋剛性- $\sigma$ , 地盤剛性- $\sigma$ )
- ケース4(建屋剛性コア平均)
- ケース5(建屋剛性- $2\sigma$ )
- - - ケース6(側面回転ばね50%)



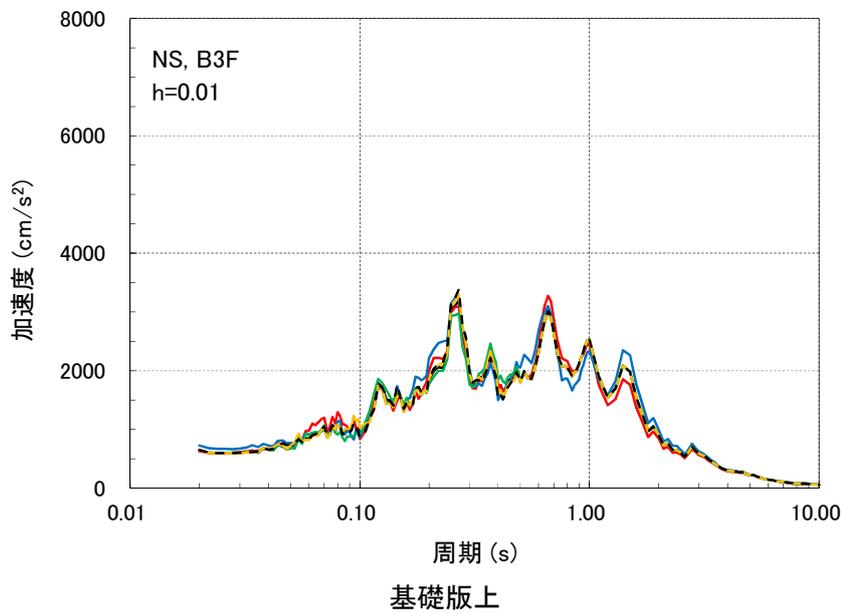
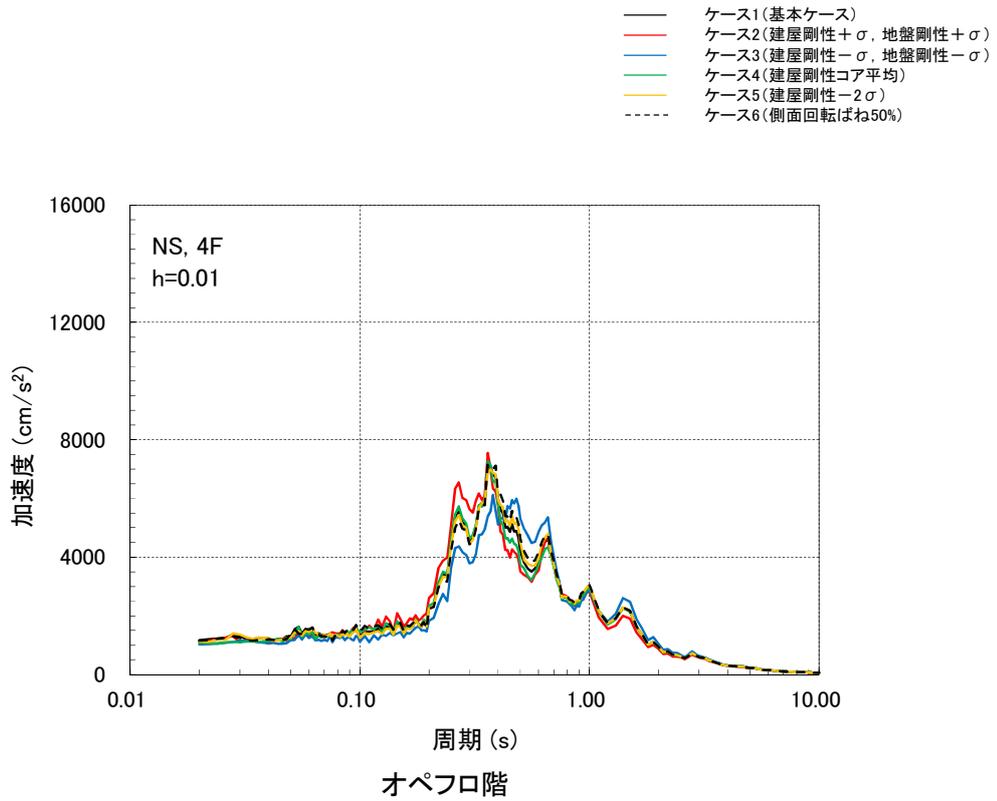
(c) Ss-2、NS 方向

図 3 (3/4) 建屋床応答スペクトルの比較 (h=5%)



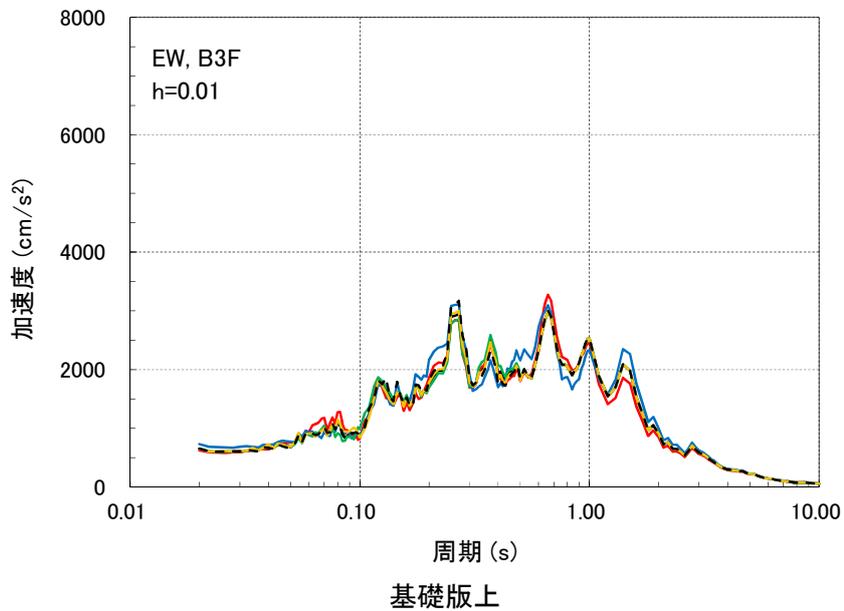
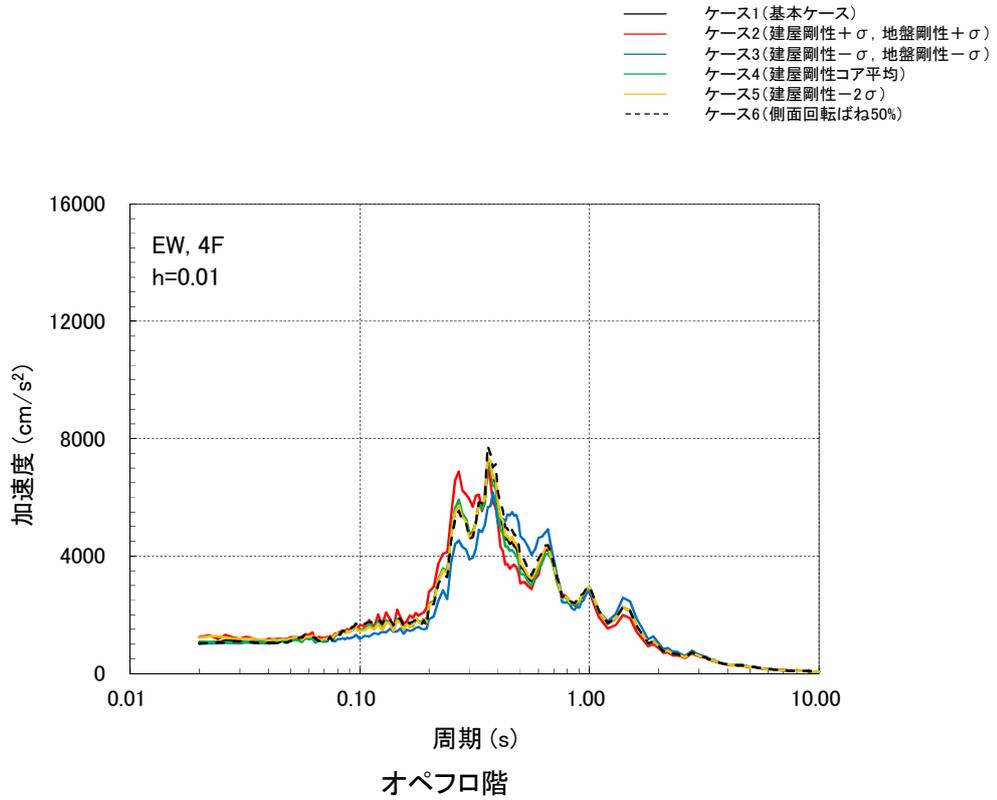
(d) Ss-2、EW 方向

図3 (4/4) 建屋床応答スペクトルの比較 (h=5%)



(a) Ss-1、NS 方向

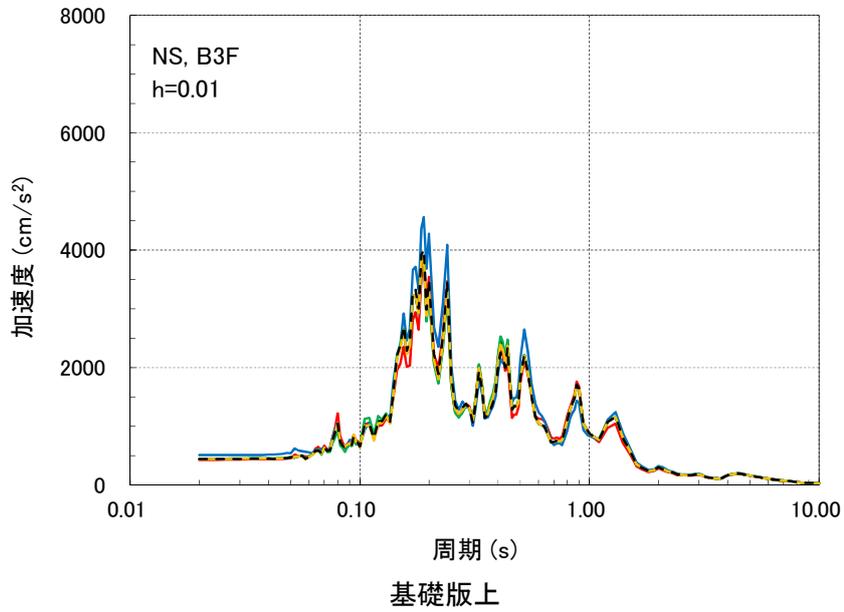
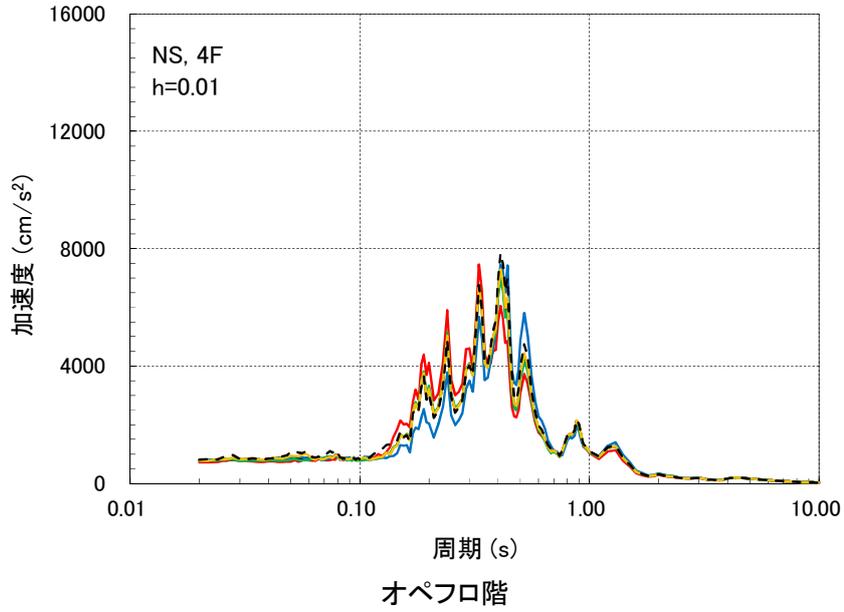
図 4 (1/4) 建屋床応答スペクトルの比較 (h=1%)



(b) Ss-1、EW 方向

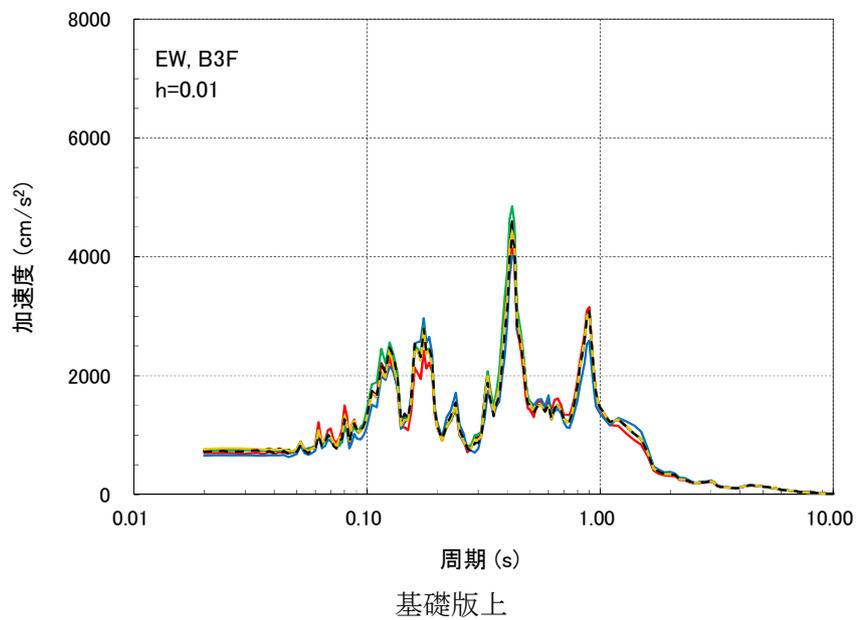
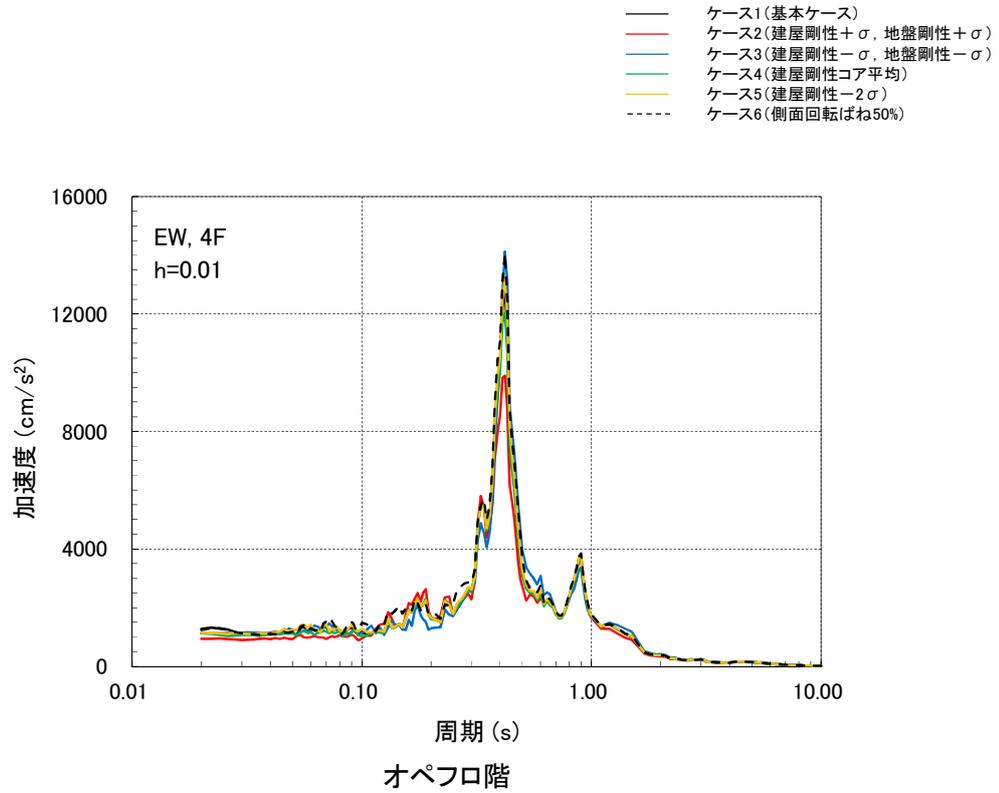
図 4 (2/4) 建屋床応答スペクトルの比較 (h=1%)

- ケース1(基本ケース)
- ケース2(建屋剛性+ $\sigma$ , 地盤剛性+ $\sigma$ )
- ケース3(建屋剛性- $\sigma$ , 地盤剛性- $\sigma$ )
- ケース4(建屋剛性コア平均)
- ケース5(建屋剛性- $2\sigma$ )
- - - ケース6(側面回転ばね50%)



(c) Ss-2、NS 方向

図 4 (3/4) 建屋床応答スペクトルの比較 (h=1%)



(d) Ss-2、EW 方向

図 4 (4/4) 建屋床応答スペクトルの比較 (h=1%)

表 2 建屋接地率の比較

解析ケース	接地率(%)			
	NS 方向		EW 方向	
	Ss-1	Ss-2	Ss-1	Ss-2
ケース 1	68.9	81.8	69.2	67.7
ケース 2	70.5	88.5	69.2	71.0
ケース 3	68.7	80.4	69.4	66.7
ケース 4	68.1	82.6	69.3	67.8
ケース 5	69.3	81.7	69.5	67.7
ケース 6	61.0	72.5	61.4	56.6

### 3. 2 機器・配管系

耐震成立性の見直し確認評価に用いる「原子炉本体基礎の地震応答解析モデル」および「炉心、原子炉圧力容器および圧力容器内部構造物の地震応答解析モデル」の地震荷重等について以下に示す。なお、ここでは基本ケースに加えて、建物・構築物の検討において主要な応答を示したケース2およびケース5と、機器・配管系のみの検討ケースであるケース7およびケース8を代表として実施した。

なお、不確かさの設計への反映は全てのケースを対象とし、上記の地震応答解析モデルを用いない原子炉建屋等に設置される機器・配管系に対してもおこなう予定である。

#### (1) 地震荷重

各ケースの地震応答解析から得られる代表設備の地震荷重（モーメント、せん断力、ばね反力）の比較を表3に示す。

表3 代表部位における地震荷重等の比較

設備名	原子炉本体の基礎	原子炉圧力容器（基礎ボルト）	ダイヤフラムフロア	原子炉冷却材再循環ポンプ付け根部
荷重（単位）	モーメント (kN・m)	モーメント (kN・m)	反力 (kN)	モーメント (kN・m)
【参考】許容値を満足する地震荷重の目安値※1	1200000	461000	53000	2310
◆ケース1 (基本ケース)	843000	100000	32000	2110
◆ケース2 (建屋剛性+ $\sigma$ , 地盤剛性+ $\sigma$ )	808000	108000	35200	2160
◆ケース5 (建屋剛性- $2\sigma$ )	937000	101000	29000	2110
◆ケース7 (原子炉系コンクリート実強度相当)	902000	99100	29600	2080
◆ケース8 (原子炉本体基礎曲線包絡スケルトンカーブ)	903000	99000	27200	2120

※1 7号炉を例とした概算値（地震荷重はSs-1及びSs-2包絡値）

(2) 床応答スペクトル

代表箇所（原子炉遮蔽壁）における基本ケースの床応答スペクトルを周期方向に±10% 拡幅したものと各ケースの床応答スペクトルの比較を図5に示す。

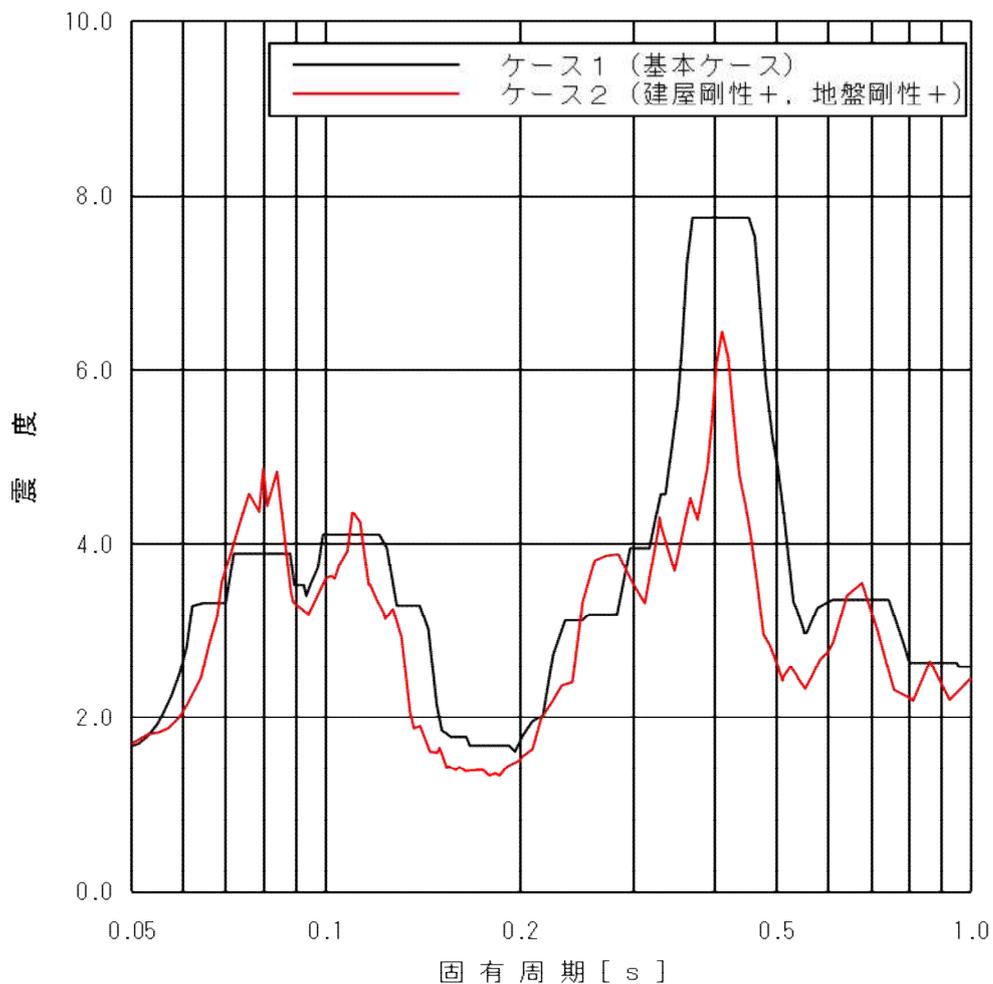


図5 (1/4) 原子炉遮蔽壁における床応答スペクトル比較 (ケース2)  
(T.M.S.L. 18.44m, S<sub>s</sub>-1 及び S<sub>s</sub>-2 包絡, 水平方向 (NS/EW 包絡), 減衰 2.0%)

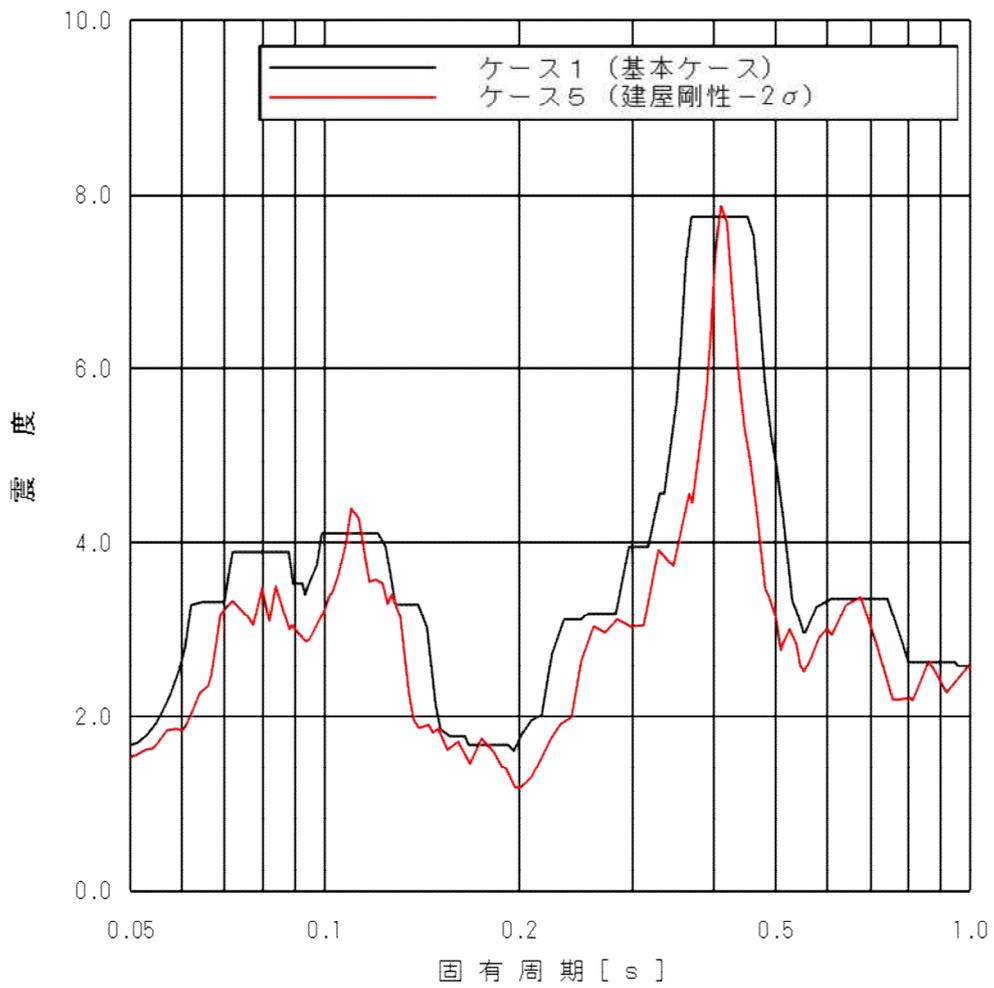


図5 (2/4) 原子炉遮蔽壁における床応答スペクトル比較 (ケース5)  
 (T.M.S.L. 18.44m, Ss-1 及び Ss-2 包絡, 水平方向 (NS/EW 包絡), 減衰 2.0%)

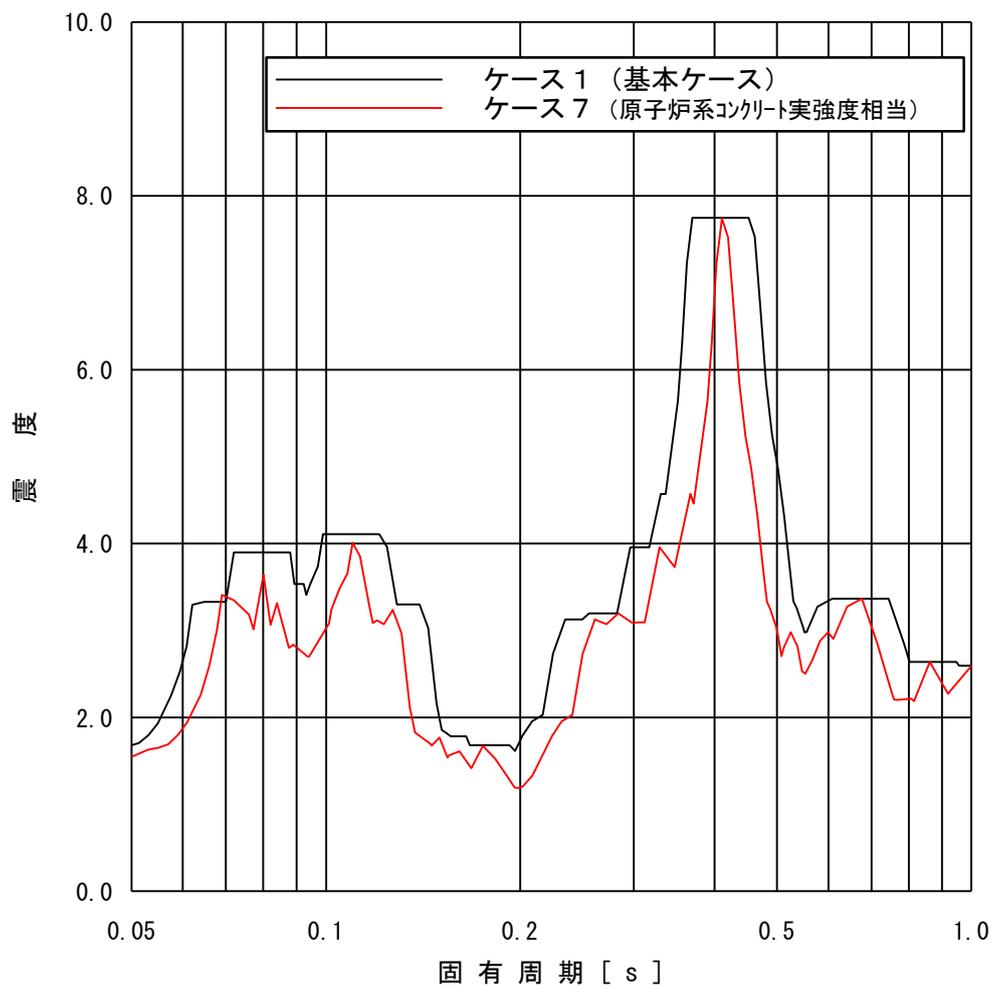


図5 (3/4) 原子炉遮蔽壁における床応答スペクトル比較 (ケース7)  
 (T.M.S.L. 18.44m, Ss-1 及び Ss-2 包絡, 水平方向 (NS/EW 包絡), 減衰 2.0%)

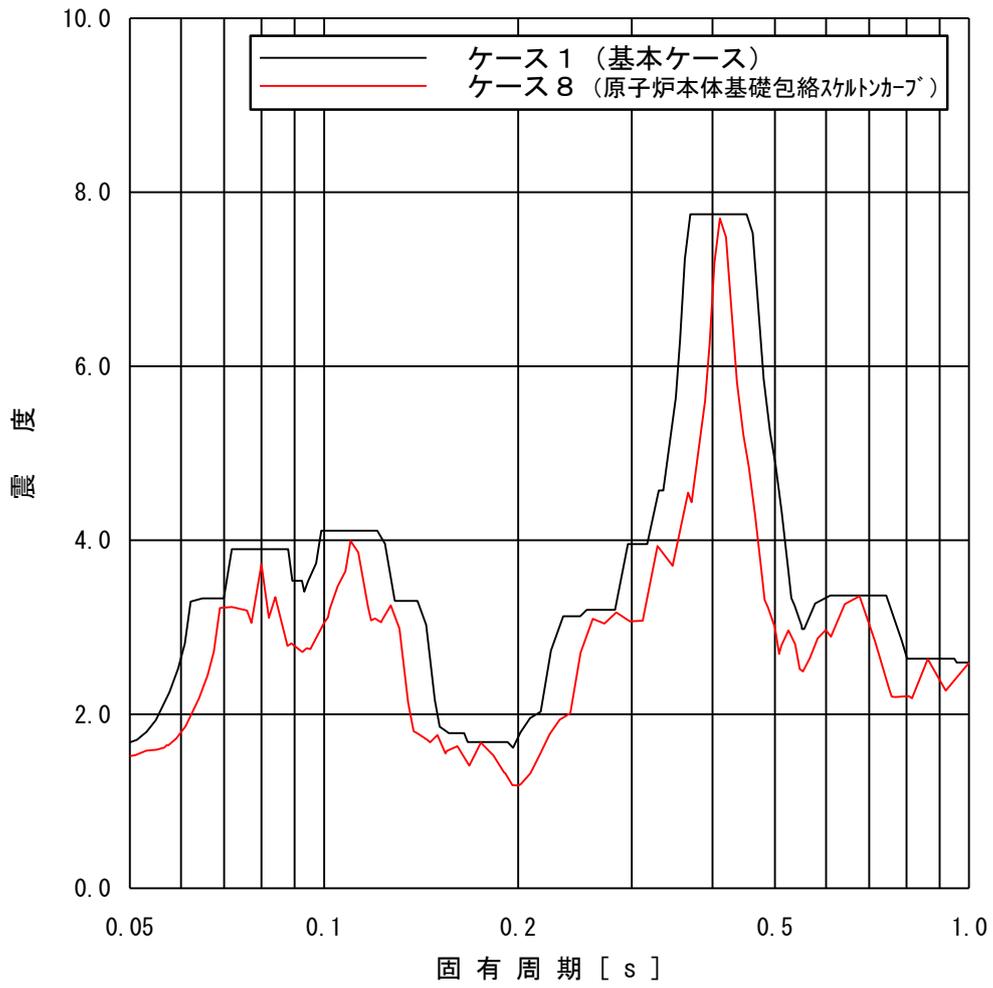


図5 (4/4) 原子炉遮蔽壁における床応答スペクトル比較 (ケース8)  
 (T.M.S.L. 18.44m, S<sub>S</sub>-1 及び S<sub>S</sub>-2 包絡, 水平方向 (NS/EW 包絡), 減衰 2.0%)

#### 4. 機器・配管系への影響検討

##### (1) 検討方法

各ケースの地震応答解析結果を用いて、代表設備（図6）の評価を実施し、評価結果へ与える影響を確認した。

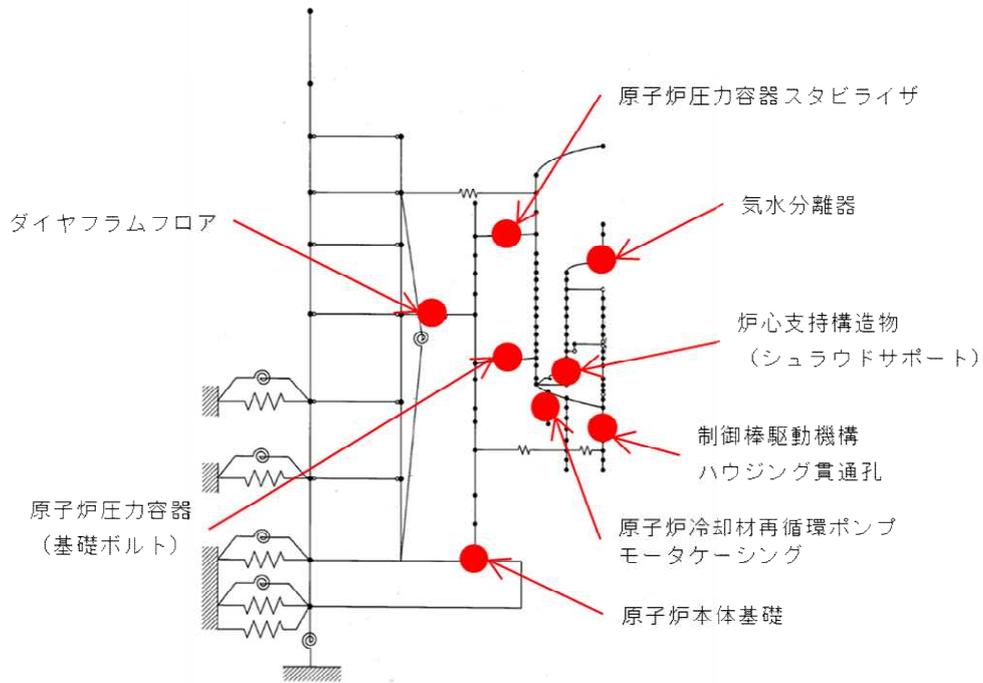


図6 評価対象設備（代表設備）

(2) 評価結果

代表設備の評価結果を表 4 に示す。なお、ケース 7 およびケース 8 については、地震荷重等と床応答スペクトルがケース 2 およびケース 5 に包絡されることから、評価結果はケース 1, 2, 5 について示す。

表 4 代表設備の評価結果

設備名	評価部位 (応力分類)	検討ケース	発生値 <sup>※1</sup>	許容値 <sup>※2</sup>	単位
原子炉本体 の基礎	アンカボルト (引抜力)	ケース 1	3607	5907	kN/4.5°
		ケース 2	3303		
		ケース 5	3954		
原子炉 圧力容器	基礎ボルト (引張)	ケース 1	233	499	MPa
		ケース 2	237		
		ケース 5	233		
炉心支持 構造物 (シュラウド サポート)	レグ (一次一般膜)	ケース 1	58	334	MPa
		ケース 2	56		
		ケース 5	57		
気水分離器	スタンド パイプ (一次一般膜 +一次曲げ)	ケース 1	76	205	MPa
		ケース 2	78		
		ケース 5	80		
制御棒駆動 機構ハウジ ング貫通孔	スタブ チューブ (軸圧縮)	ケース 1	90	124	MPa
		ケース 2	91		
		ケース 5	96		
原子炉圧力 容器スタビ ライザ	ロッド (引張)	ケース 1	241	513	MPa
		ケース 2	244		
		ケース 5	240		
ダイヤフラ ムフロア	シアプレート (曲げ応力度)	ケース 1	297	492	MPa
		ケース 2	326		
		ケース 5	269		
原子炉再循 環ポンプモ ータケーシ ング	ケーシング (軸圧縮)	ケース 1	184	207	MPa
		ケース 2	184		
		ケース 5	184		

※1：7号炉を例とした概算値。

※2：許容応力状態IV<sub>A</sub>Sにおける許容値。

## 参考資料-4 各詳細化項目のシミュレーション解析への影響度の検討

### 1. はじめに

今回工認で採用を予定している建屋の地震応答解析モデルは、平成19年新潟県中越沖地震時の観測記録に基づく建屋シミュレーション解析から得られた知見を踏まえて、より実現象に近い応答を再現するという観点から、既工認で構築していた建屋解析モデルに対して、①コンクリート実剛性、②補助壁の考慮、③側面地盤ばねにおける回転成分の考慮を反映する予定である。本資料は、シミュレーション解析の結果と観測記録との整合性及び各変更項目がシミュレーション解析結果に与える影響を示すものである。なお、6号炉原子炉建屋と7号炉原子炉建屋はほぼ同様の構造となっていることから、7号炉原子炉建屋を代表として検討を実施する。

### 2. 新潟県中越沖地震時に取得された観測記録を用いたシミュレーション解析

#### (1) 観測記録を用いた検討の概要

シミュレーション解析に用いる地震の諸元を図-1に、地震計位置を図-2に示す。原子炉建屋基礎版上で得られた観測記録を図-3に示す。

また、本検討におけるシミュレーション解析は、地震時に観測した基礎版上における水平方向及び鉛直方向の地震観測記録を用いた弾性応答解析による。建屋各部位の応答は、原子炉建屋の基礎版上での観測記録波を解析モデルの基礎版上に入力し、基礎版上からの建屋各部の伝達関数を用いて算定する。シミュレーション解析における地震応答解析のフローを図-4に示す。

地震名	新潟県中越沖地震
発生日時	2007年7月16日 午前10時13分頃
マグニチュード	6.8
震源深さ	17km
震央距離	16km
震源距離	23km



図-1 検討に用いる地震の諸元 (2007年新潟県中越沖地震)

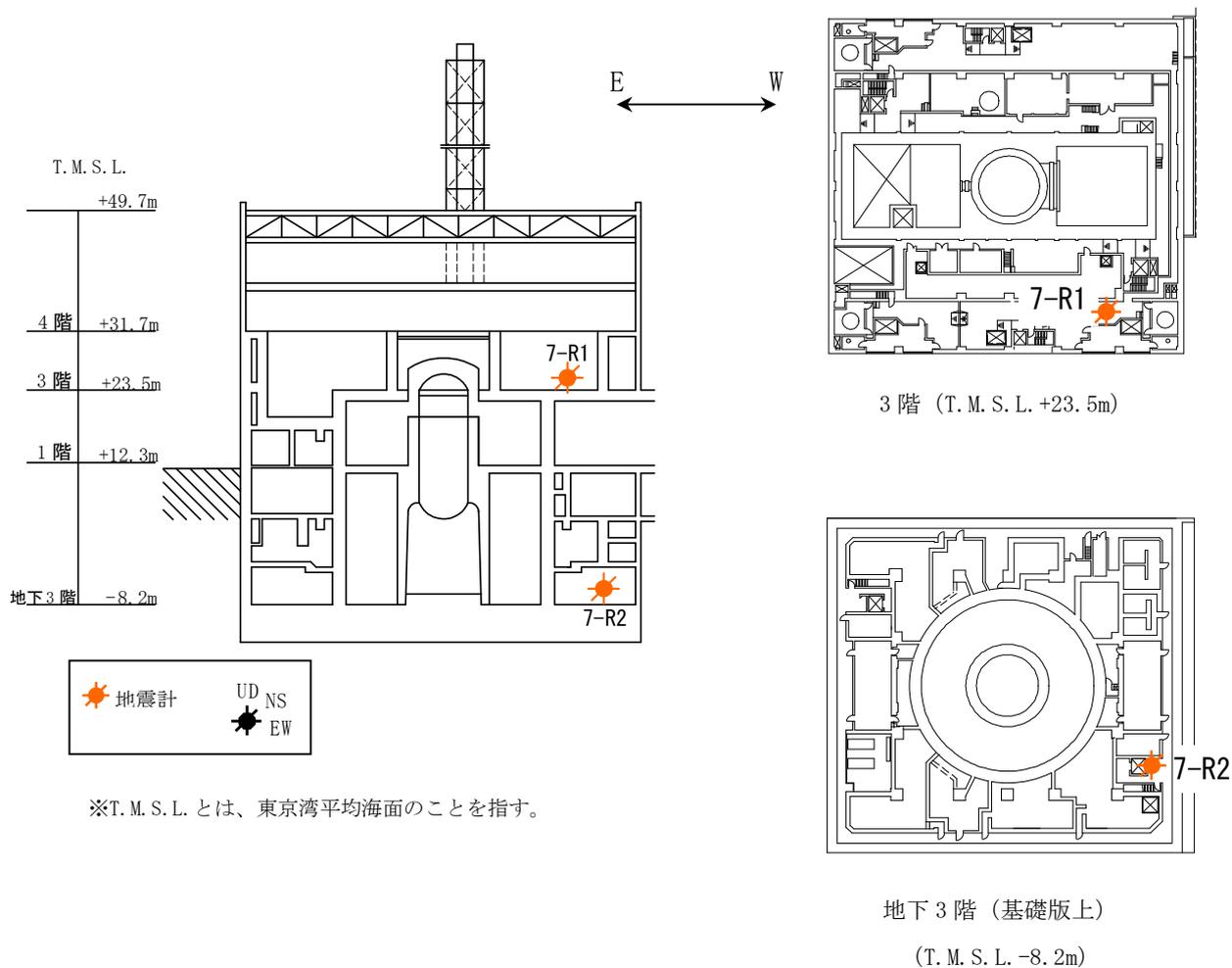


図-2 7号炉原子炉建屋 地震計設置位置

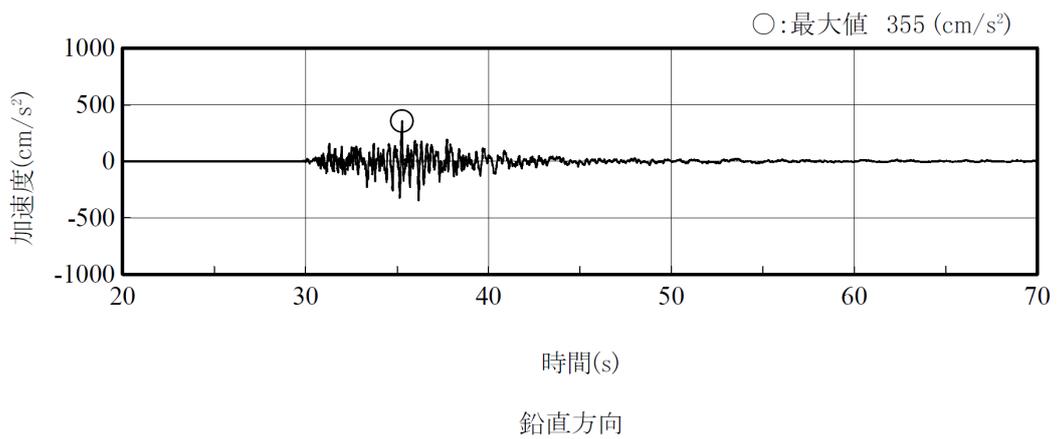
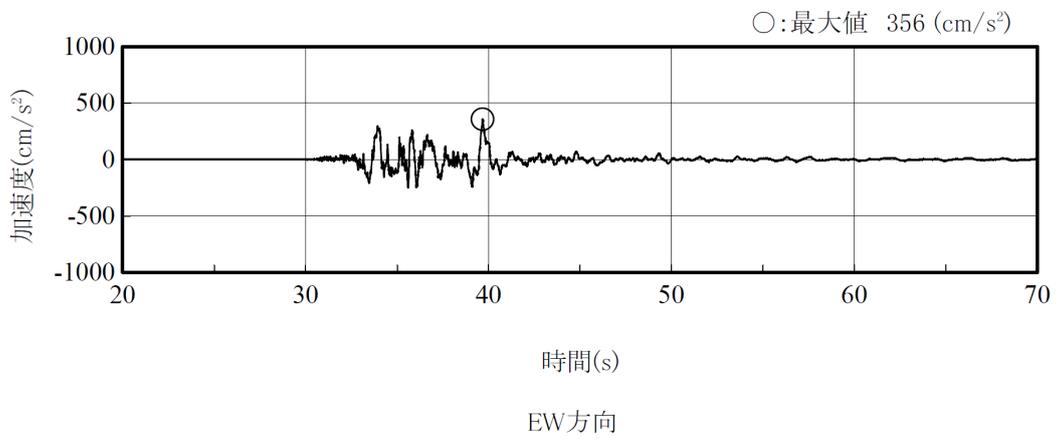
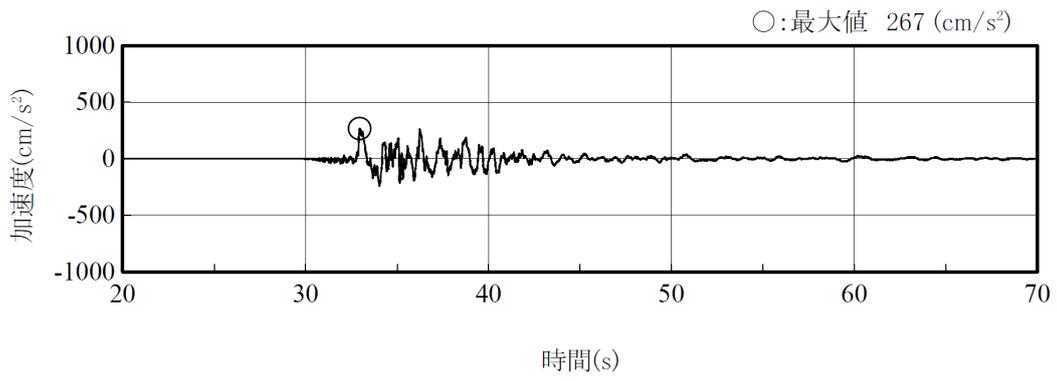


図-3 原子炉建屋基礎版上の地震観測記録 加速度時刻歴波形  
(7-R2 : T. M. S. L. -8.2m)

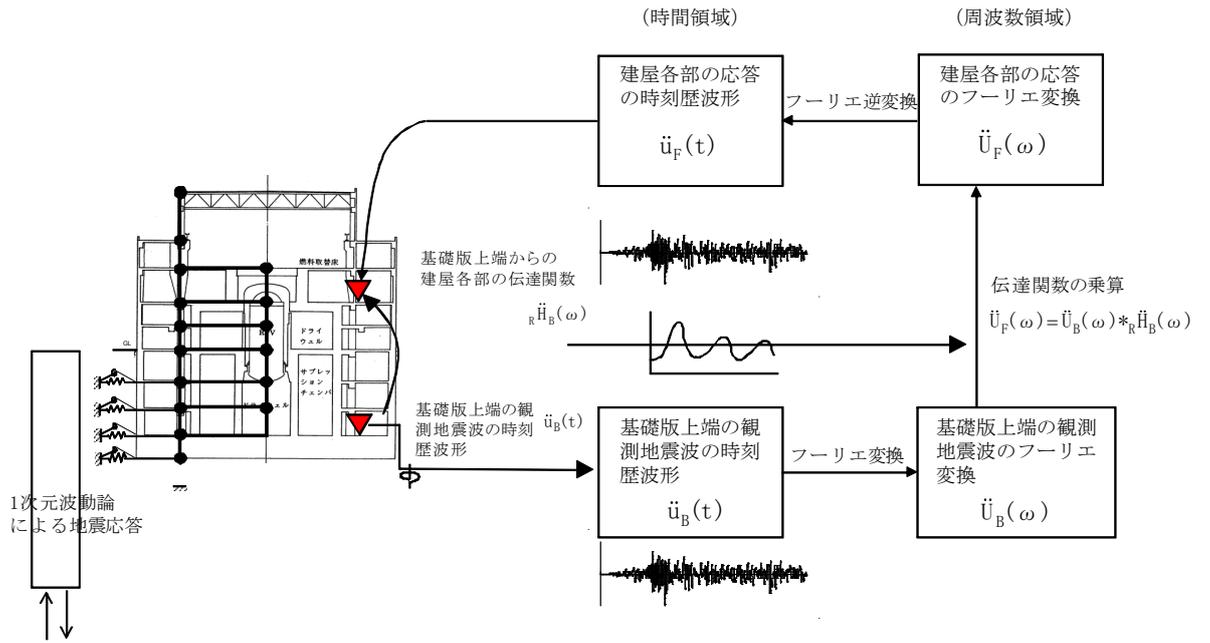


図-4 解析フロー図

(2) 検討ケース

表 2-1 に示す全 5 ケースについて解析を実施した。鉛直方向の解析モデルでは、側面地盤の効果は考慮していないことから、Case1 および Case2 でのみ検討を実施している。

表 2-1 パラメータスタディケース

ケース名	建屋モデル		地盤モデル
	コンクリートのヤング係数	剛性を考慮する部位	側面ばね
既工認手法に基づく解析モデル	設計基準強度に基づく	耐震壁	水平
Case1	<b>実剛性*</b>	耐震壁	水平
Case2	設計基準強度に基づく	<b>耐震壁＋補助壁</b>	水平
Case3	設計基準強度に基づく	耐震壁	<b>水平・回転</b>
シミュレーション解析モデル（今回工認採用予定の項目を反映したモデル）	<b>実剛性*</b>	<b>耐震壁＋補助壁</b>	<b>水平・回転</b>

※本シミュレーション解析においては、建設時の取得データを元に文献調査等を踏まえて経年による強度増進効果を加味して設定した推定実強度（ $F_c=500\text{kg/cm}^2$ 、詳細は別紙-1 参照）に基づく剛性を使用している。なお、工認計算では、別紙-1 で検討した通り、妥当性・信頼性の観点から、建設時の 91 日強度の平均値に相当する値（ $F_c=440\text{kg/cm}^2$ ）をコンクリート実強度として剛性を算定する予定である。

### 3. シミュレーション解析結果

Case 1～3 の各ケースの地震応答解析結果と既工認手法の地震応答解析結果、観測記録とを比較した結果（床応答スペクトル、最大応答加速度）を図 3-1～6 に示す。また、シミュレーション解析モデル（今回工認で採用予定の項目を反映したモデル）による解析結果を図 3-7,8 に示す。表 3-1 に各解析ケースを考察した結果を示す。

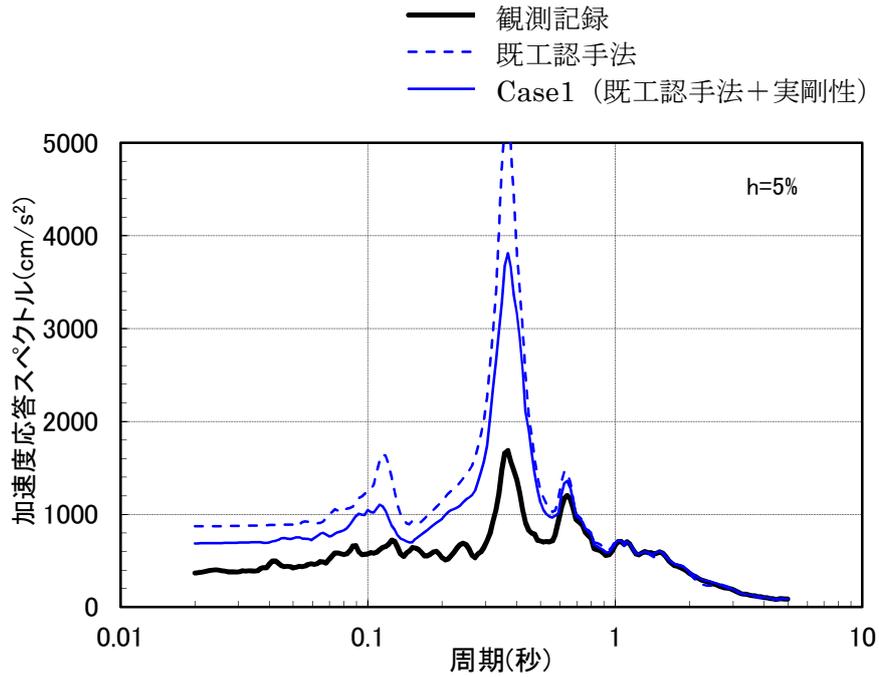
### 4. まとめ

各モデルの変更点が中越沖地震時のシミュレーション解析結果に与える影響を把握するために、パラメータスタディを実施し、各変更点がシミュレーション解析結果に与える影響を確認した。

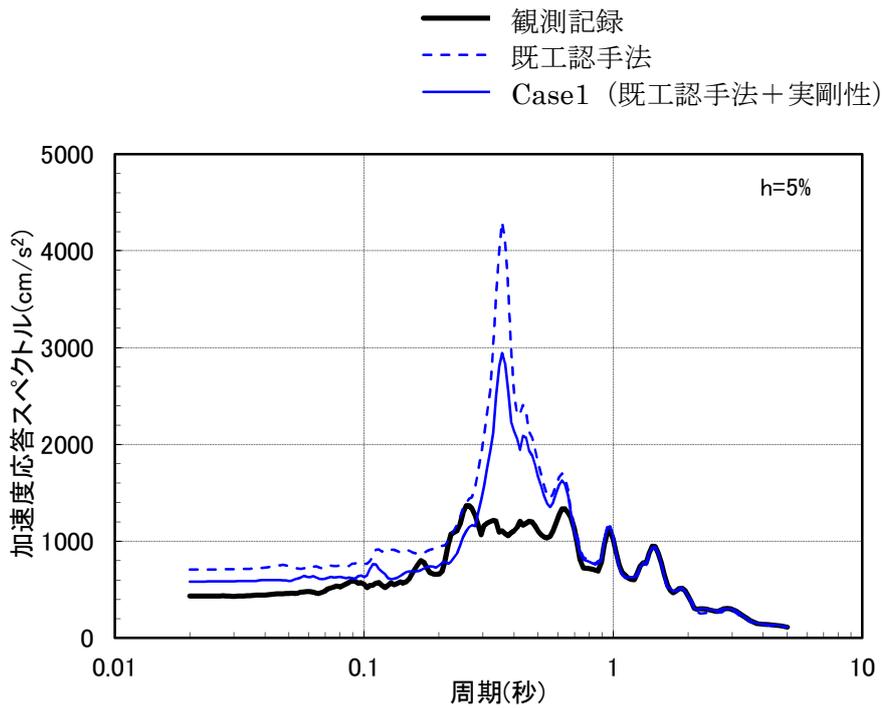
表 3-1 考察結果

解析ケース		考察
Case1 (NS/EW/UD)	実剛性考慮	<ul style="list-style-type: none"> <li>・加速度応答スペクトルについては、NS,EW, 鉛直方向共に、既工認手法と比較して、観測記録との整合性が向上している。</li> <li>・最大応答加速度については、NE・EW 方向については、既工認手法よりも整合性が向上するかほぼ同等の結果となっており、鉛直方向については、記録と整合性が大きく向上している。</li> </ul>
Case2 (NS/EW/UD)	補助壁考慮	<ul style="list-style-type: none"> <li>・加速度応答スペクトルについては、NS,EW では既工認手法と比較して観測記録との整合性が向上している。鉛直方向については、周期 0.1 秒より長周期側での整合性は向上している。</li> <li>・最大応答加速度については、NE・EW 方向については、既工認手法よりも整合性が向上している。鉛直方向については、観測記録取得位置では、設計モデルよりも少し応答が大きめとなっている。</li> </ul>
Case3 (NS/EW)	回転バネ考慮	<ul style="list-style-type: none"> <li>・加速度応答スペクトルについては、NS,EW 共に既工認手法と比較して観測記録との整合性が向上している。他のケースと比べても向上度合いは大きい。</li> <li>・最大加速度についても、NS・EW 方向共に既工認手法と比較して整合性が向上している。</li> </ul>
シミュレーション解析モデル (NS/EW/UD)	全項目反映	<ul style="list-style-type: none"> <li>・加速度応答スペクトルについては、NS,EW 方向共に Case 1～3 と比較して、観測記録とより整合する結果となっている。鉛直方向についても、建屋モデルを 1 項目のみを変更した Case1,2 と比較して整合性は向上している。</li> <li>・最大加速度についても 1 項目のみを変更した Case1～3 と比較して、整合性は向上する結果となっている。</li> </ul>

Case1 (実剛性考慮ケース) の検討結果

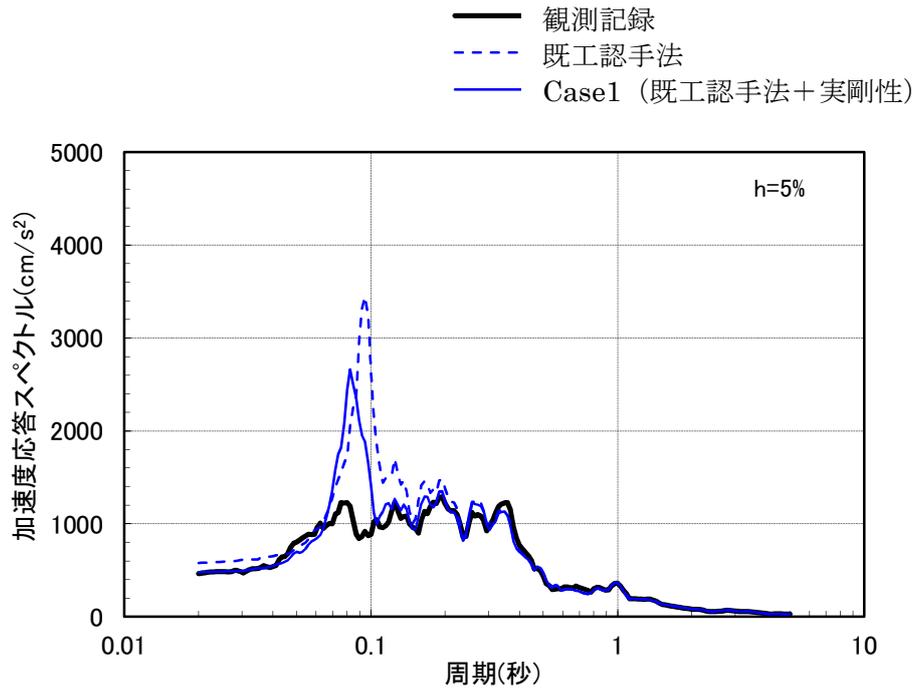


(1) NS 方向



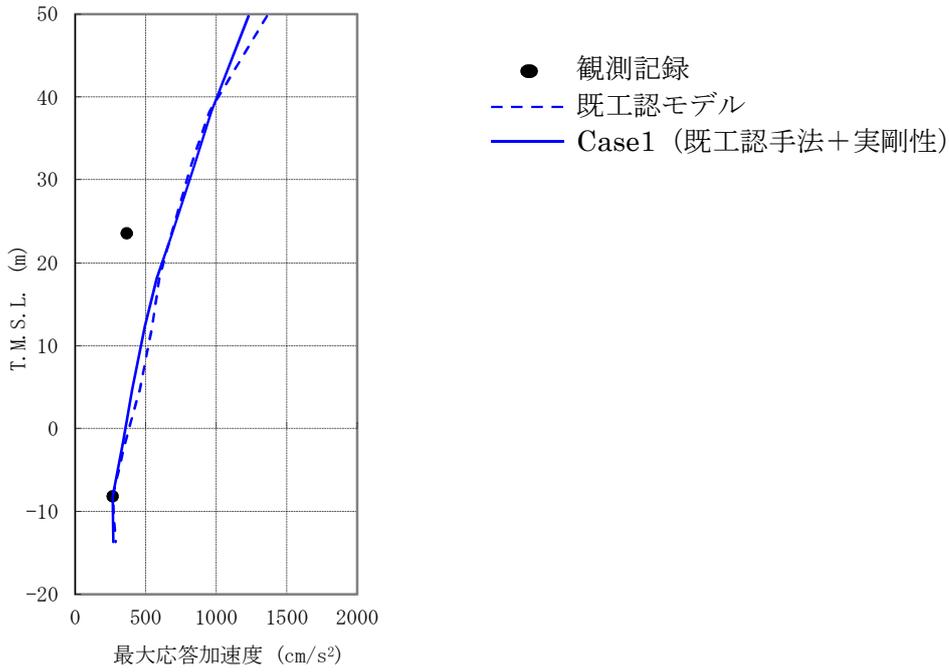
(2) EW 方向

図 3-1(a) 7号炉原子炉建屋加速度応答スペクトルの比較 (T.M.S.L.+23.5m) 【Case1】

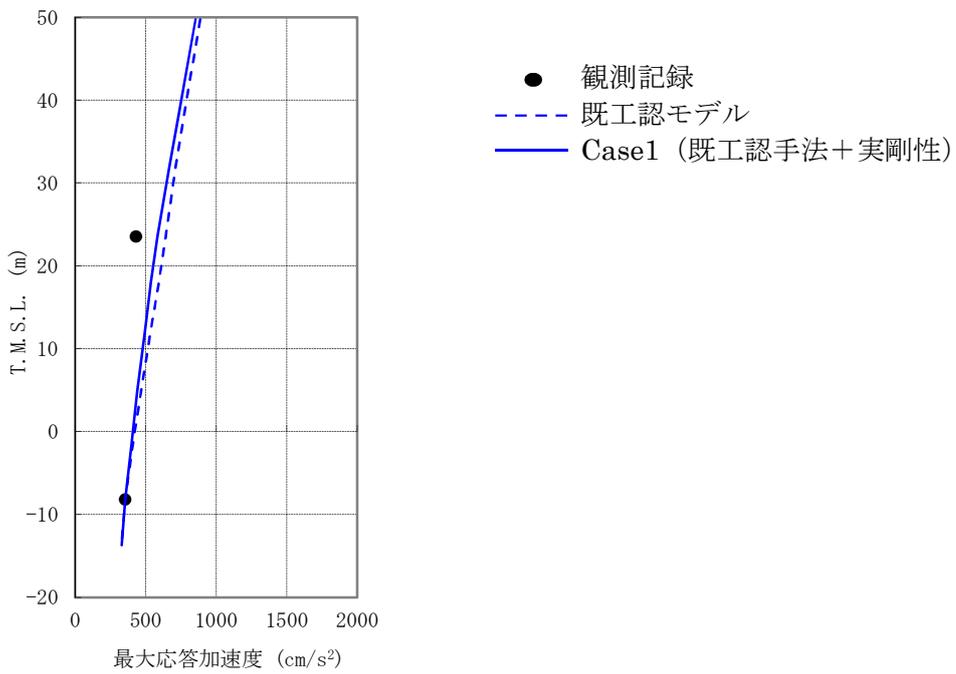


(3) 鉛直方向

図 3-1(b) 7号炉原子炉建屋加速度応答スペクトルの比較 (T.M.S.L.+23.5m) 【Case1】



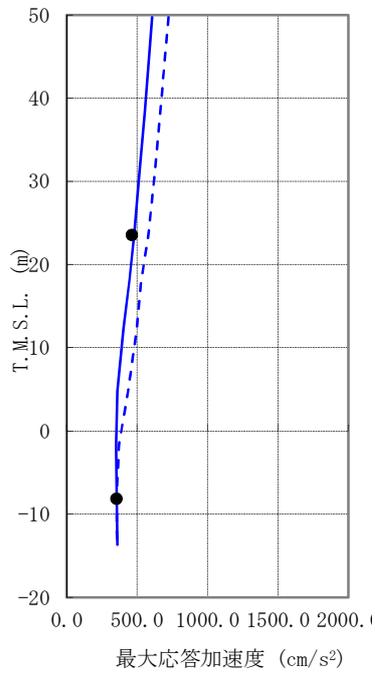
(1) NS 方向



(2) EW 方向

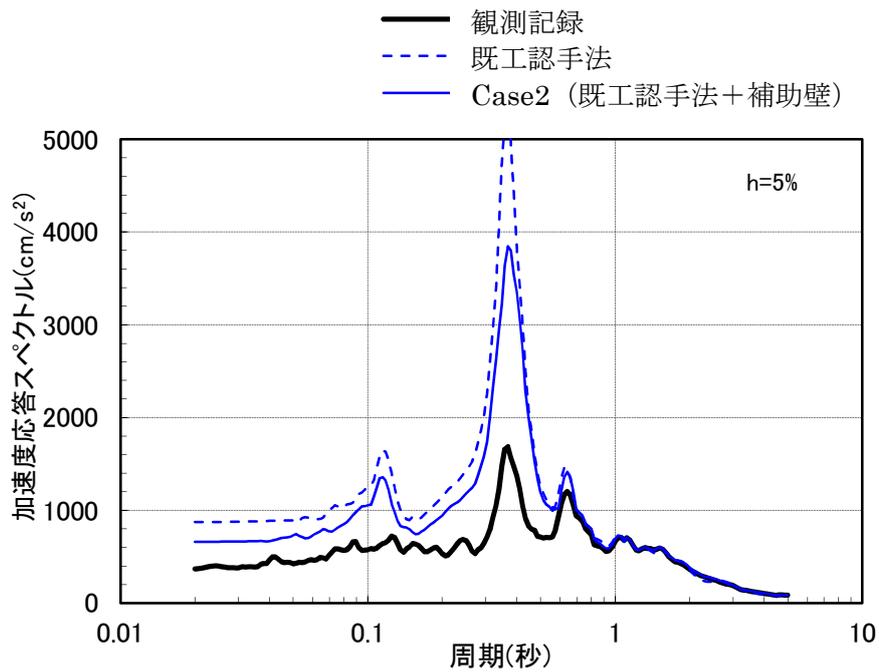
図 3-2(a) 7号炉原子炉建屋最大応答加速度の比較【Case1】

- 観測記録
- - - 既工認モデル
- Case1 (既工認手法+実剛性)

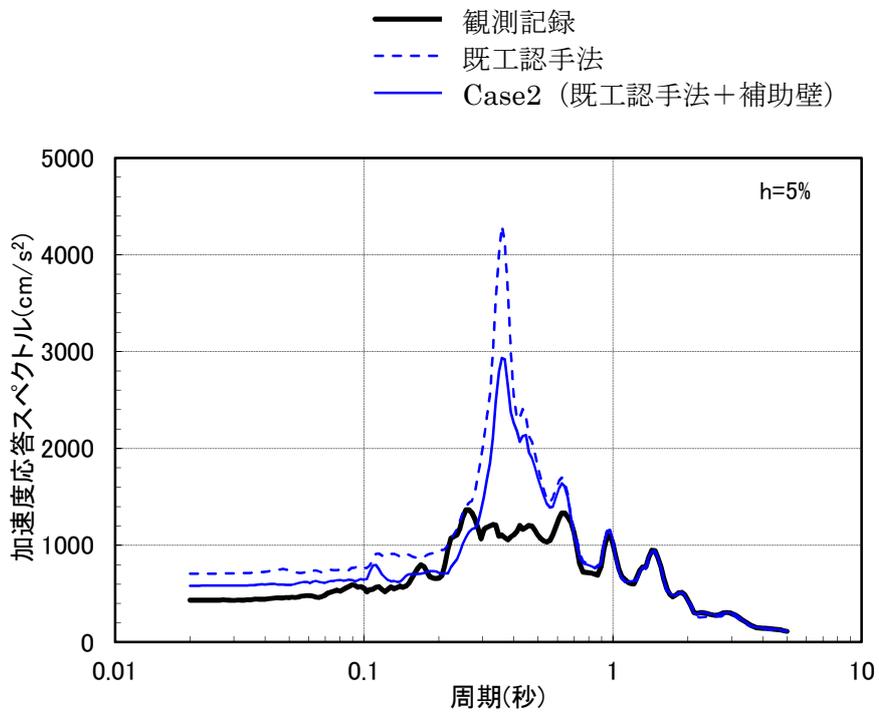


(3) 鉛直方向

図 3-2(b) 7号炉原子炉建屋最大応答加速度の比較【Case1】

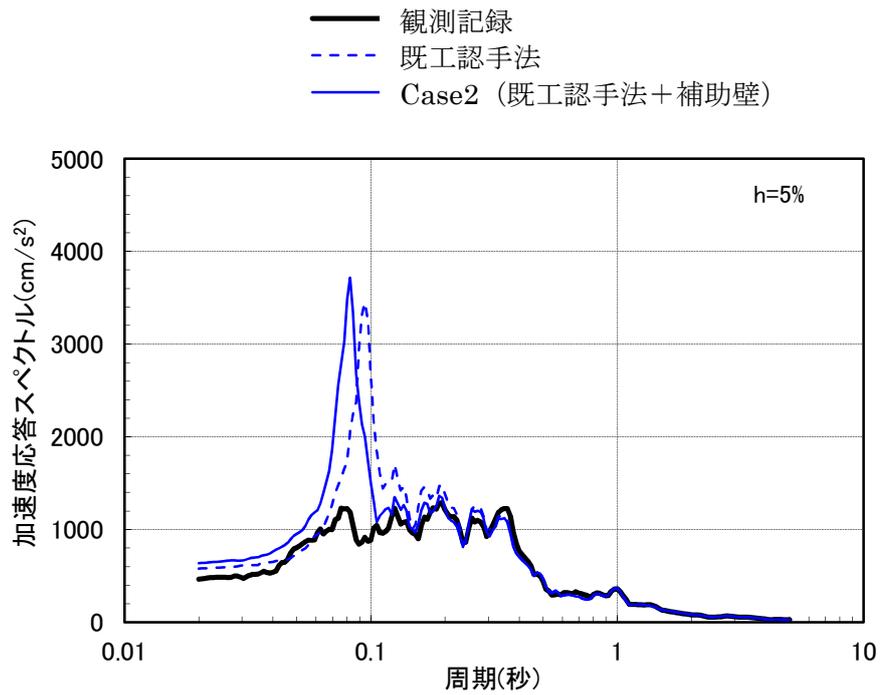


(1) NS 方向



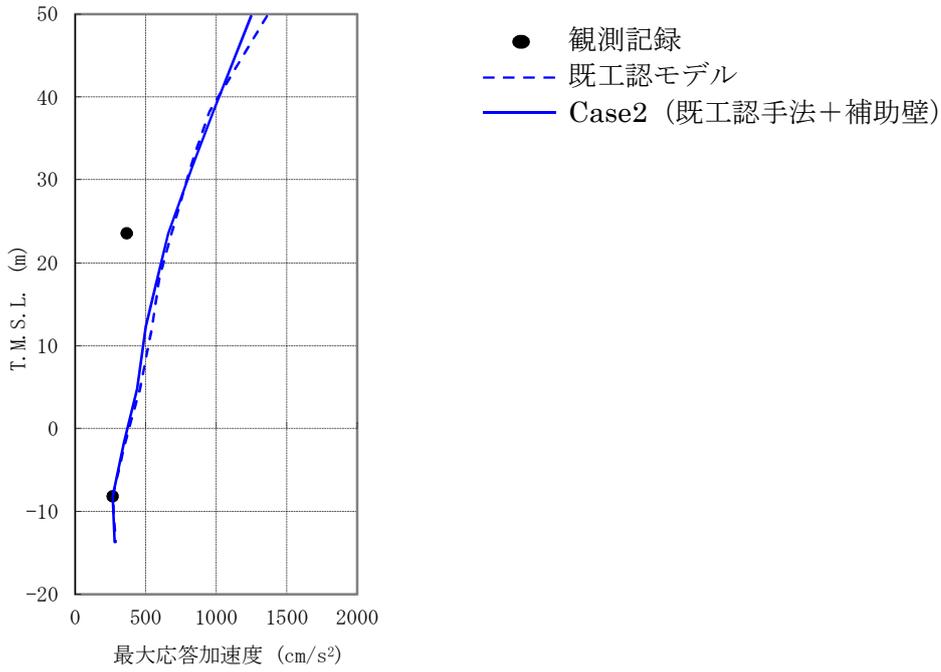
(2) EW 方向

図 3-3(a) 7号炉原子炉建屋加速度応答スペクトルの比較 (T.M.S.L.+23.5m) 【Case2】

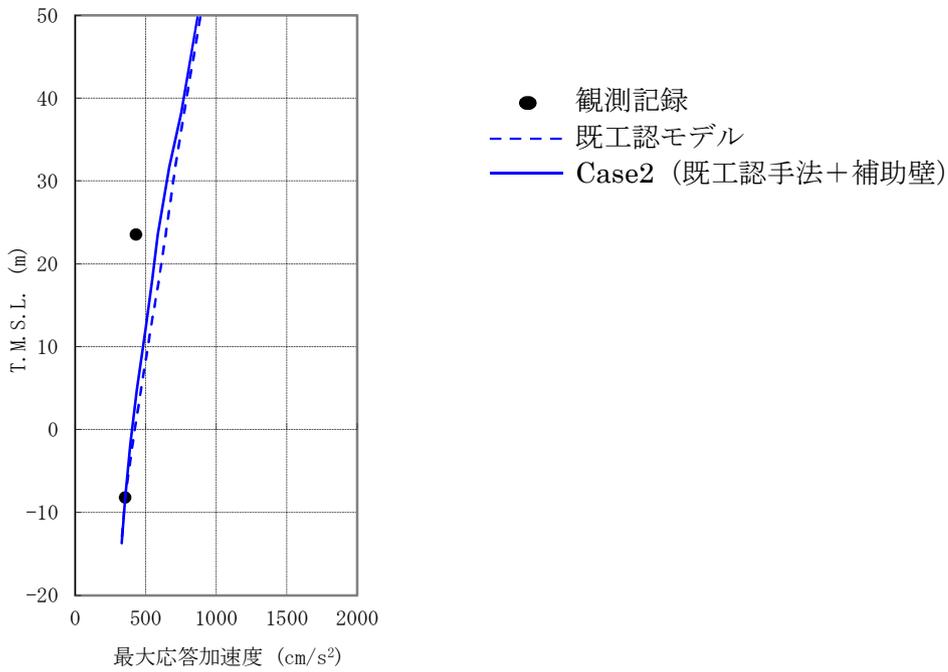


(3) 鉛直方向

図 3-3(b) 7号炉原子炉建屋加速度応答スペクトルの比較 (T.M.S.L.+23.5m) 【Case2】



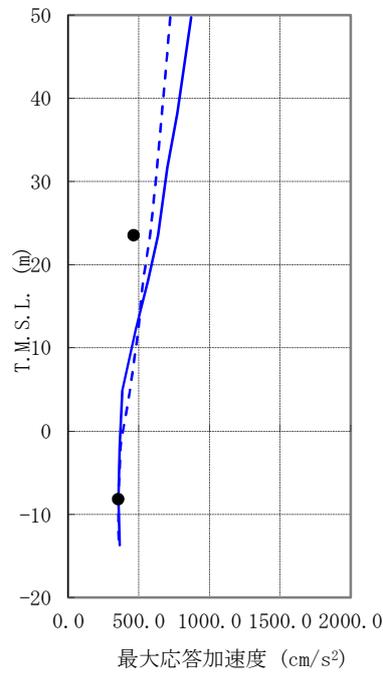
(1) NS 方向



(2) EW 方向

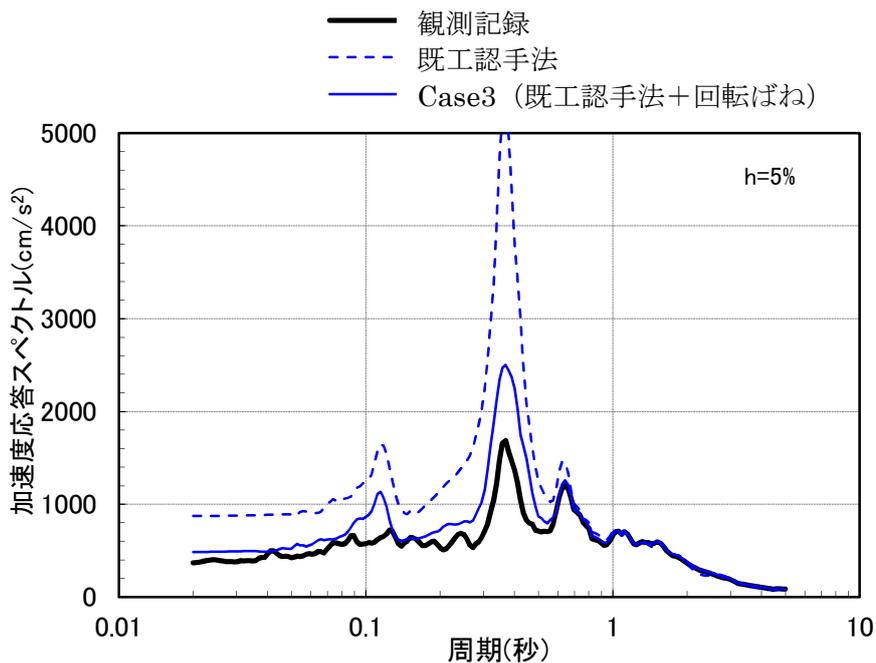
図 3-4(a) 7号炉原子炉建屋最大応答加速度の比較【Case2】

- 観測記録
- - - 既工認モデル
- Case2 (既工認手法+補助壁)

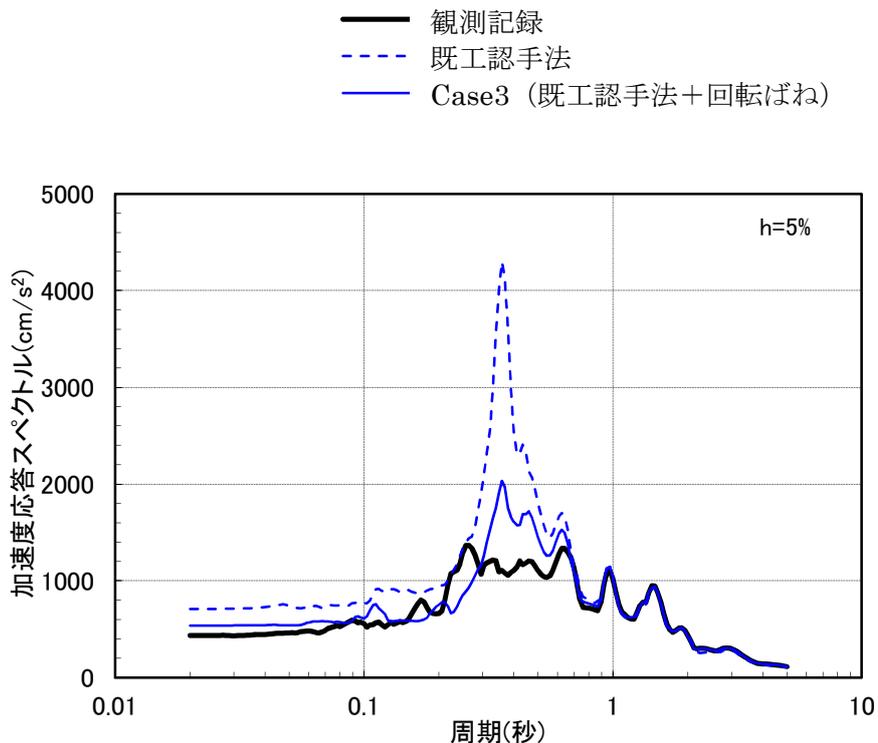


(3) 鉛直方向

図 3-4(b) 7号炉原子炉建屋最大応答加速度の比較【Case2】

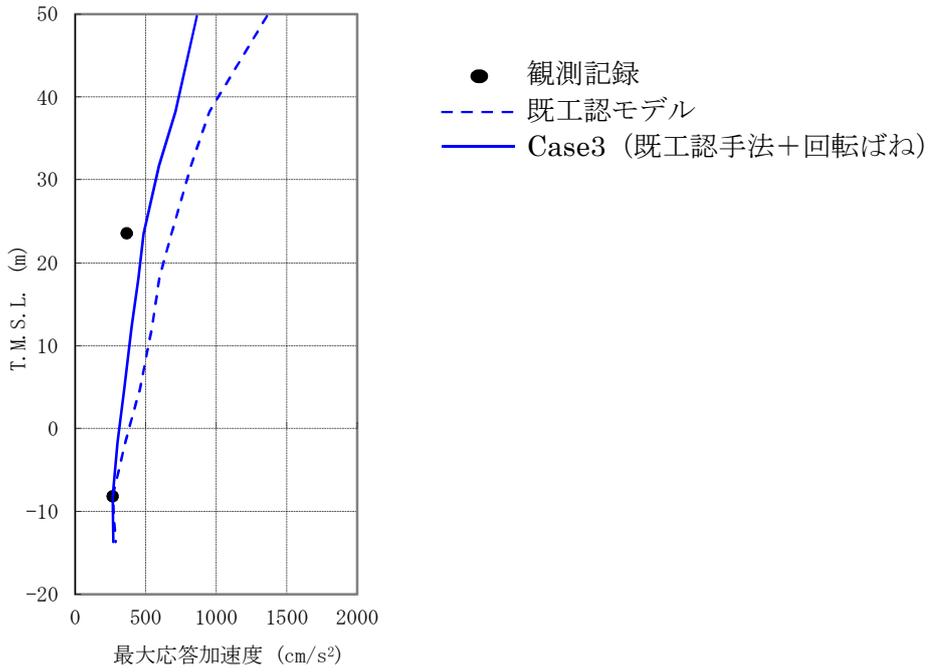


(1) NS 方向

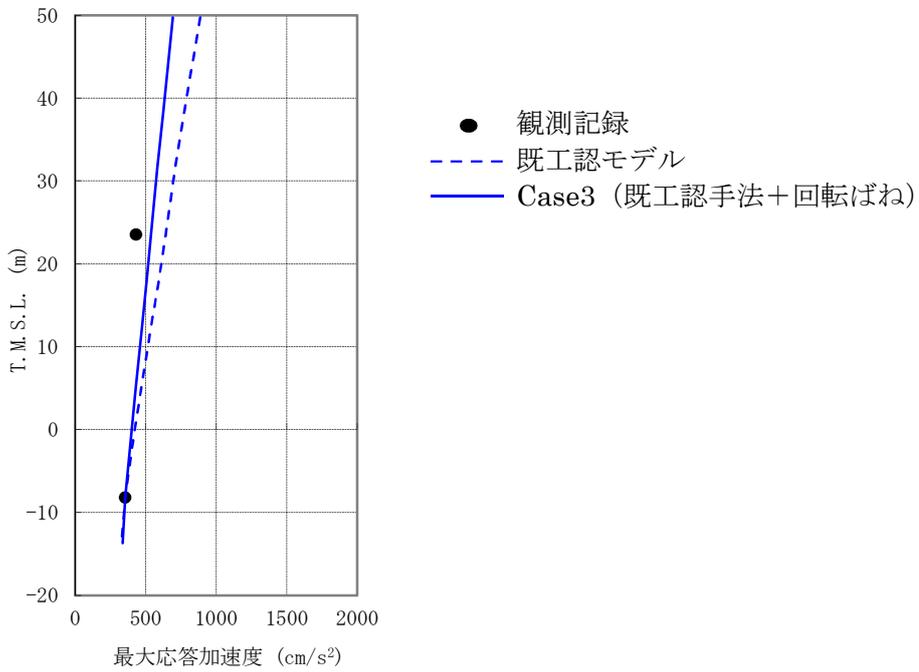


(2) EW 方向

図 3-5 7号炉原子炉建屋加速度応答スペクトルの比較 (T.M.S.L.+23.5m) 【Case3】

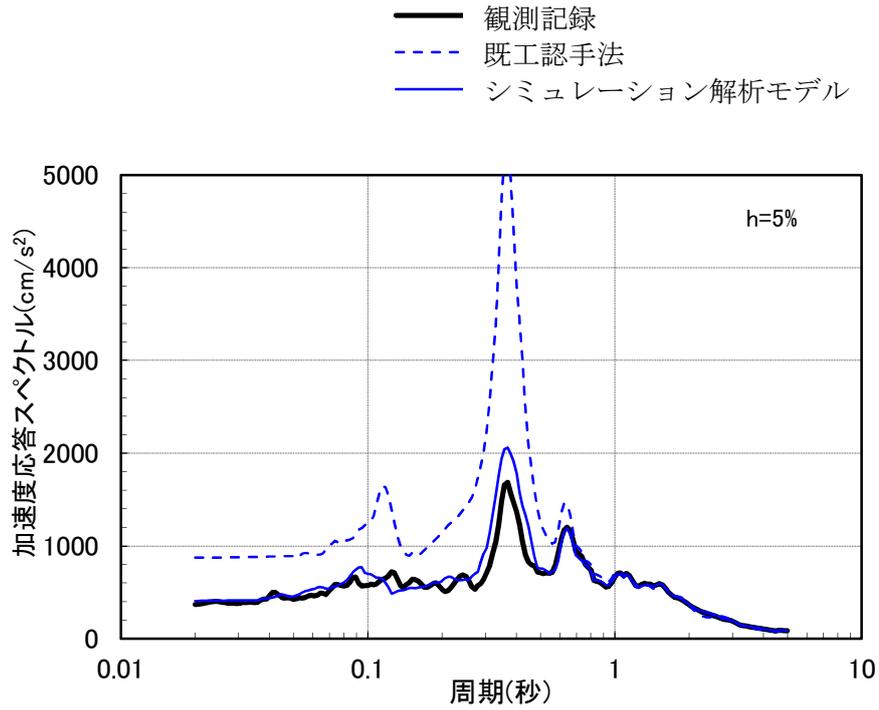


(1) NS 方向

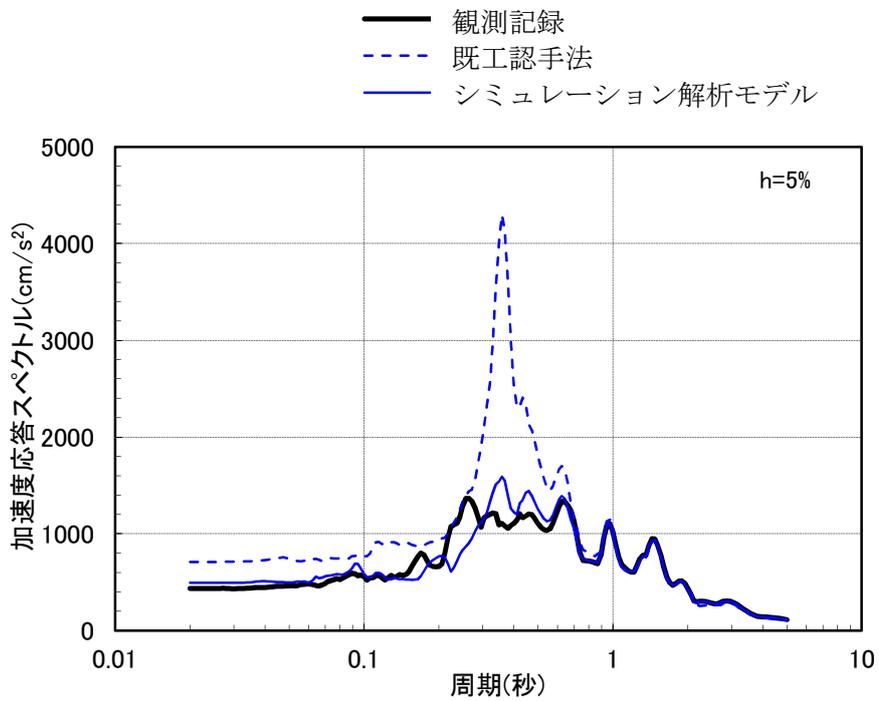


(2) EW 方向

図 3-6 7号炉原子炉建屋最大応答加速度の比較【Case3】

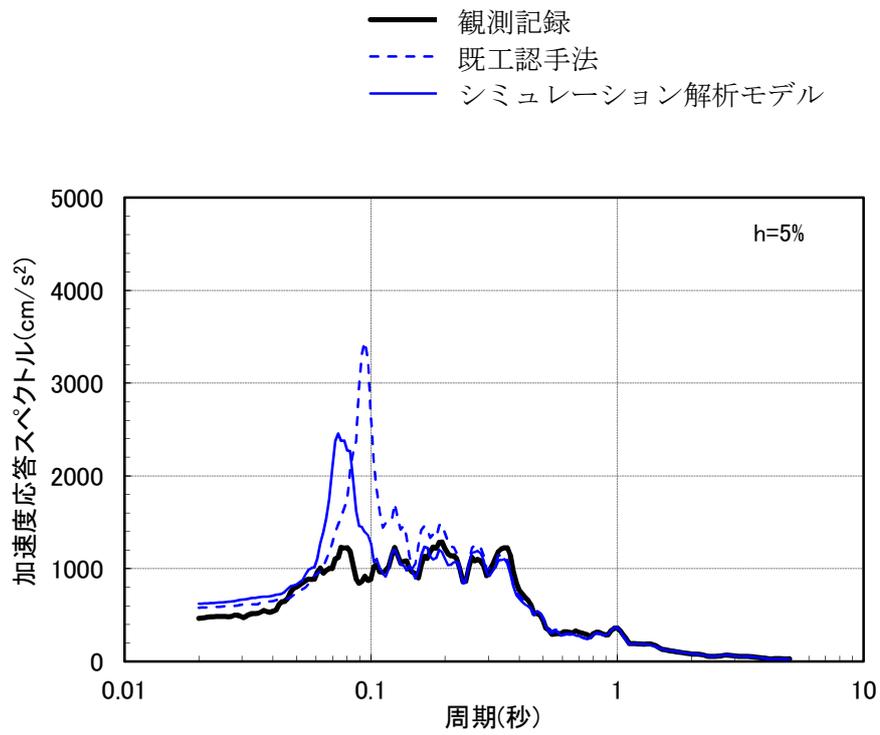


(1) NS 方向



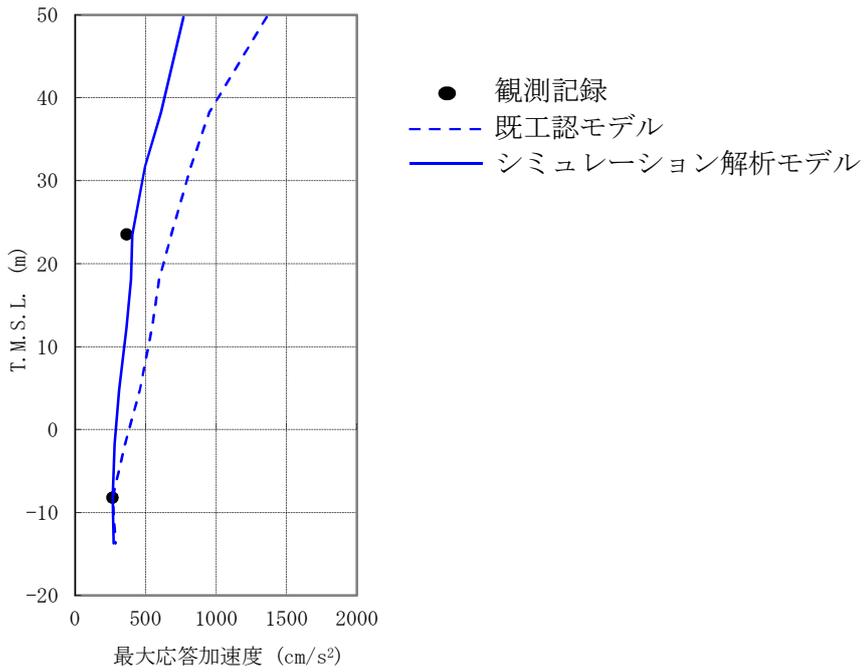
(2) EW 方向

図 3-7(a) 7号炉原子炉建屋加速度応答スペクトルの比較 (T.M.S.L.+23.5m)

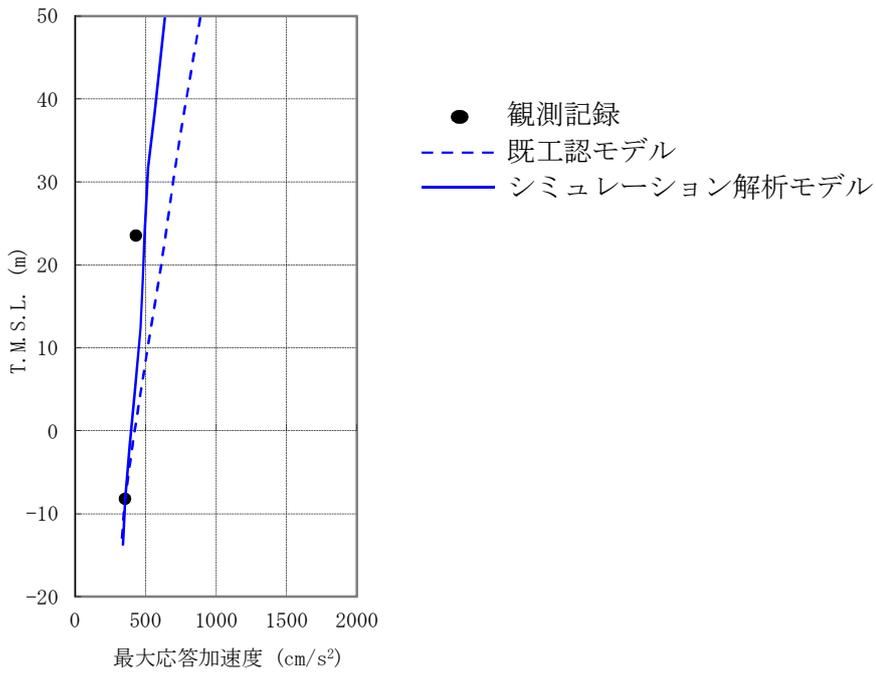


(3) 鉛直方向

図 3-7(b) 7号炉原子炉建屋加速度応答スペクトルの比較 (T.M.S.L.+23.5m)

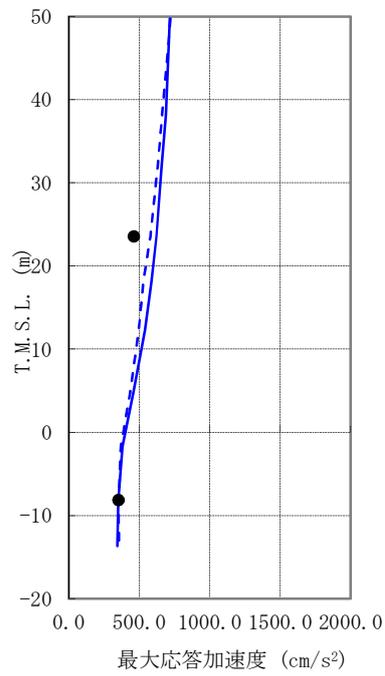


(1) NS 方向



(2) EW 方向

図 3-8(a) 7号炉原子炉建屋最大応答加速度の比較



(3) 鉛直 EW 方向

図 3-8(b) 7 号炉原子炉建屋最大応答加速度の比較

## 参考資料-5 新潟県中越沖地震本震以外の地震観測記録を用いたシミュレーション解析モデルの妥当性確認

### 1. はじめに

参考資料-4でも示したとおり、新潟県中越沖地震本震（以下、「本震」という）のシミュレーション解析では、地震応答解析のモデル化を既工認手法に基づく解析モデルから詳細化することにより、解析結果と観測記録との整合性が向上する。ここでは、構築したシミュレーション解析モデルが、本震以外の地震観測記録によるシミュレーション解析でも本震同様に再現性のある結果が得られるかを確認する。なお、検討は、6, 7号炉原子炉建屋の構造が類似していることを踏まえ、7号炉原子炉建屋を代表として実施する。

### 2. 検討に用いる観測記録及び地震応答解析モデル

検討に用いる地震動としては、2007年7月16日15時37分頃に発生した新潟県中越沖地震の最大余震（以下、「最大余震」という）とする。諸元を表-1に示す。地震計の設置位置を図-1に示す。7号炉原子炉建屋基礎版上（7-R2：T.M.S.L.-8.2m）で得られた観測記録を図-2に示す。

最大余震によるシミュレーション解析は基礎版上で取得された観測記録を入力として、動的解析を実施し、地震計が設置された中間階（7R-1：T.M.S.L.23.5m）の応答が再現できるかを確認する。なお、シミュレーション解析手法は参考資料-4と同様の手法とし、解析モデルとしては、表-1に示す通り既工認手法に基づく解析モデルとシミュレーション解析モデル（参考資料-4で示した本震のシミュレーション解析と同一のモデル）を用いるものとする。

表-1 新潟県中越沖地震の最大余震の諸元

発生日時	2007年7月16日 午後3時37分頃
マグニチュード	5.8
震源深さ(km)	11

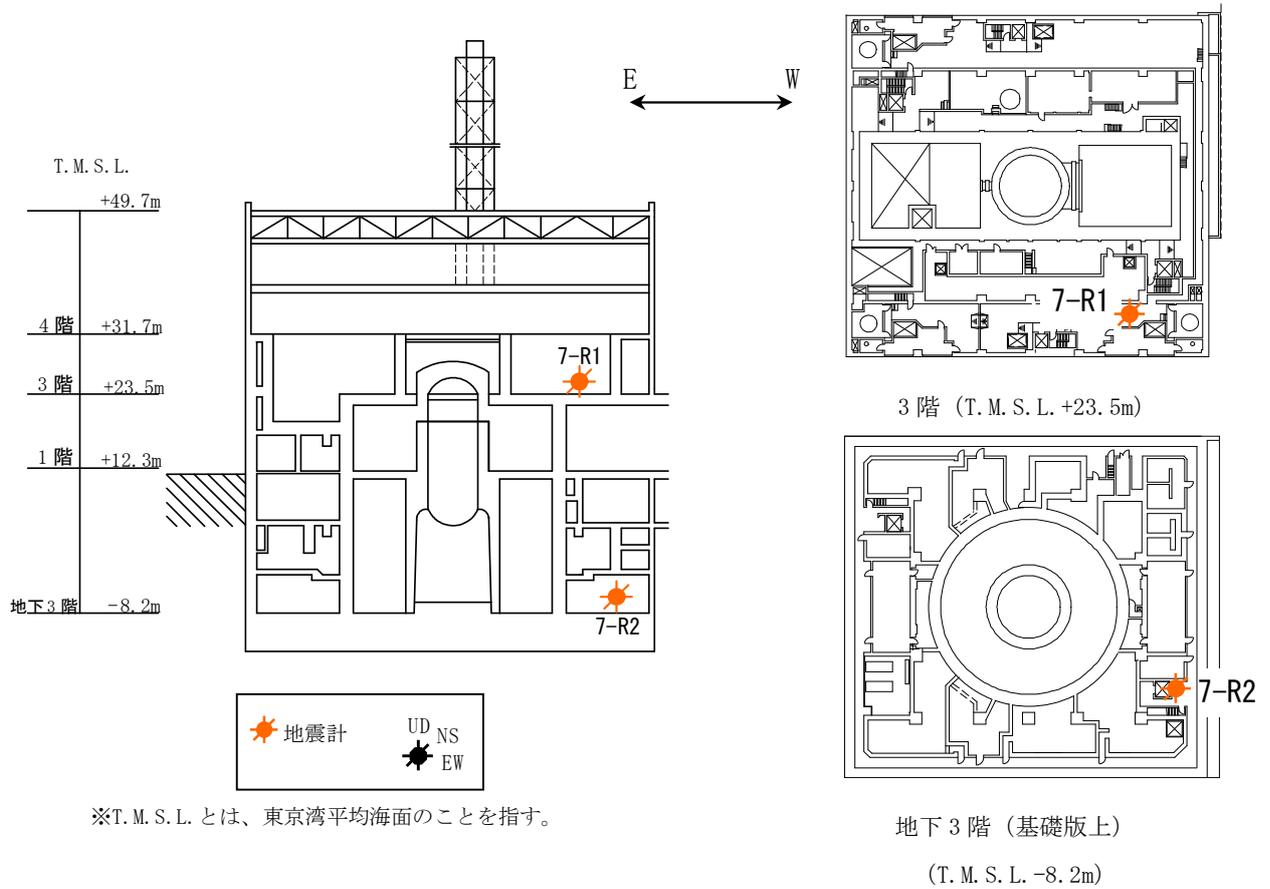
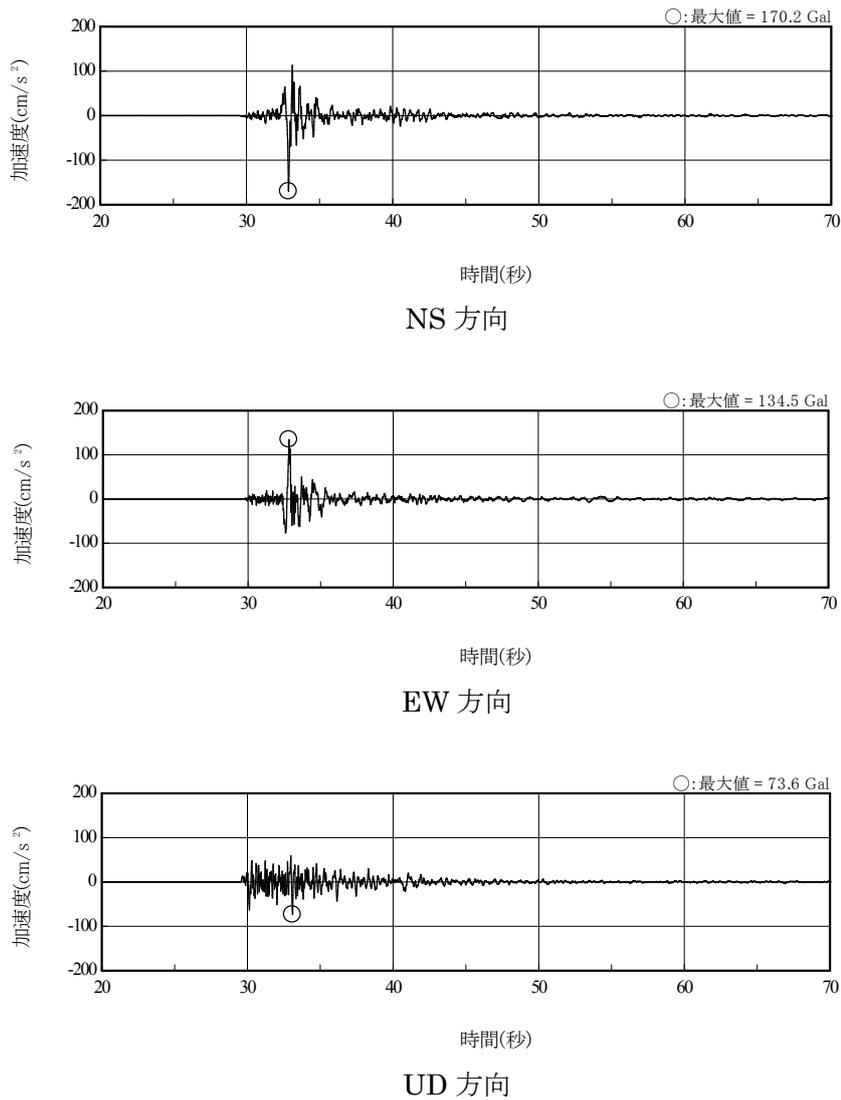


図-1 7号炉原子炉建屋 地震計設置位置



(主要動を含む 50 秒間を記載)

図-2 地震観測記録 (7R-1)

表-2 パラメータスタディケース

ケース	建屋諸元		地盤諸元
		コンクリートのヤング係数	剛性を考慮する部位
既工認手法	設計基準強度に基づく	耐震壁	水平
シミュレーション解析モデル	実剛性※	耐震壁+補助壁	水平・回転

※本シミュレーション解析においては、建設時の取得データを元に文献調査等を踏まえて経年による強度増進効果を加味して設定した推定実強度 ( $F_c=500\text{kg/cm}^2$ 、詳細は別紙-1 参照) に基づく剛性を使用している。なお、工認計算では、別紙-1 で検討した通り、妥当性・信頼性の観点から、建設時の 91 日強度の平均値に相当する値 ( $F_c=440\text{kg/cm}^2$ ) をコンクリート実強度として剛性を算定する予定である。

### 3. 解析結果

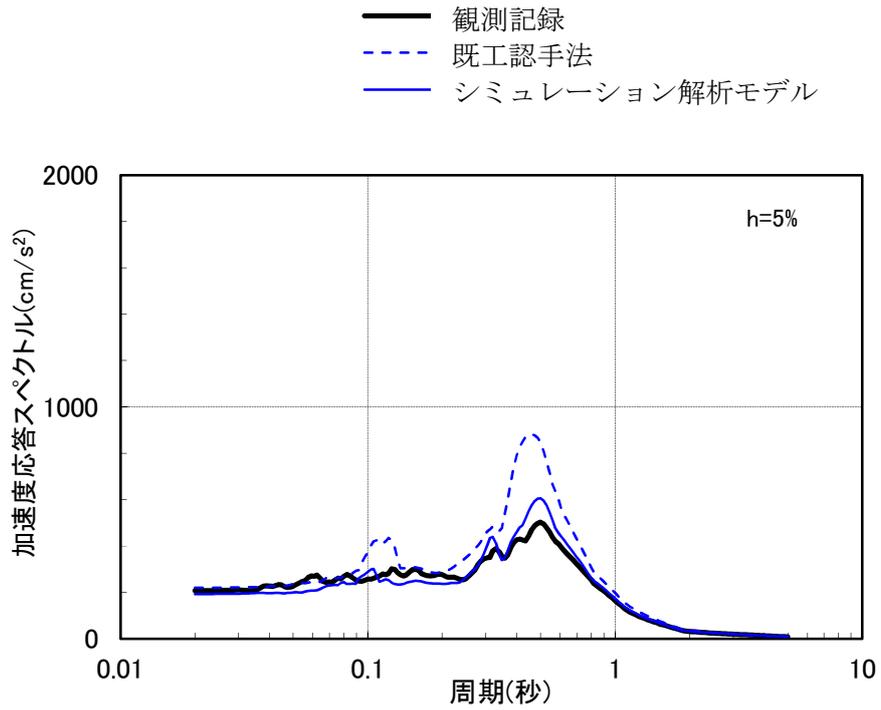
解析結果を図-3, 4に示す。加速度応答スペクトルについては、シミュレーション解析モデルの方が設計時モデルよりも観測記録との整合性が向上していることが確認出来る。また、最大応答加速度分布についても同様にシミュレーション解析モデルの方が既工認手法よりも観測記録との整合性が向上していることが確認出来る。これらは、参考資料-4で示した本震のシミュレーション解析結果でも概ね同様の傾向である。

### 4. まとめ

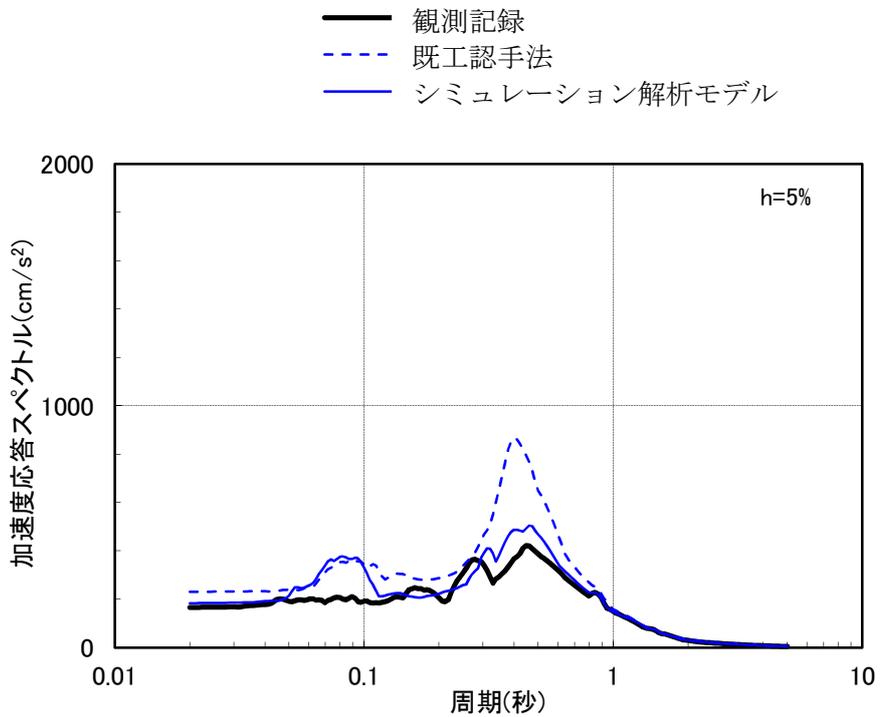
本検討では、既工認手法による解析モデルと本震のシミュレーション解析モデルを用いて、最大余震によるシミュレーション解析を実施した。

その結果、シミュレーション解析モデルの方が既工認手法による解析モデルよりも観測記録との整合度が向上することを確認した。

以上より、本震の観測記録によるシミュレーション解析でチューニングした項目を反映することにより、本震以外の地震でも記録の再現性が向上することが確認でき、実現象に近い応答を再現するための解析モデルとして妥当であると考えられる。

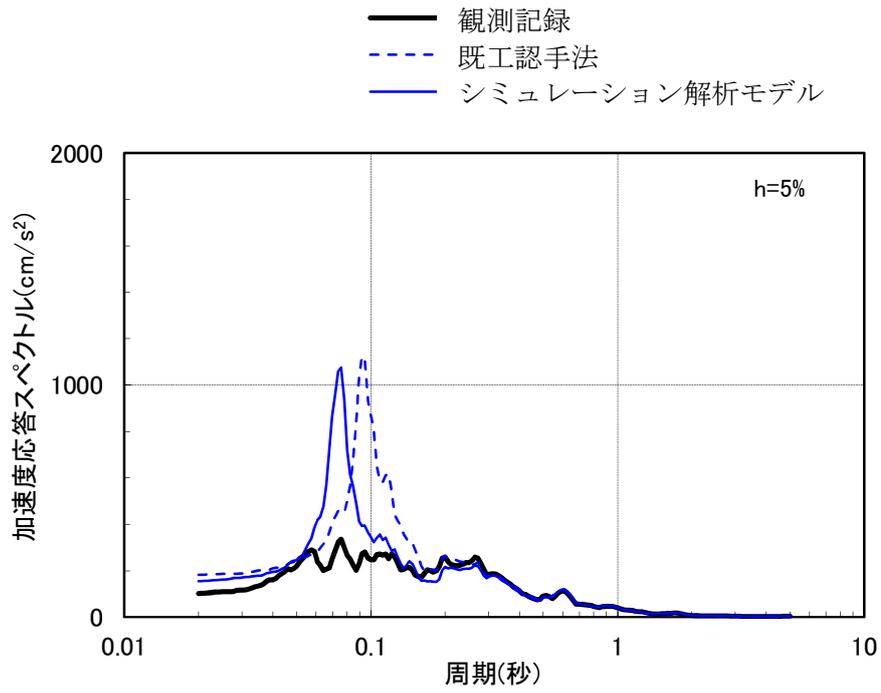


(1) NS 方向



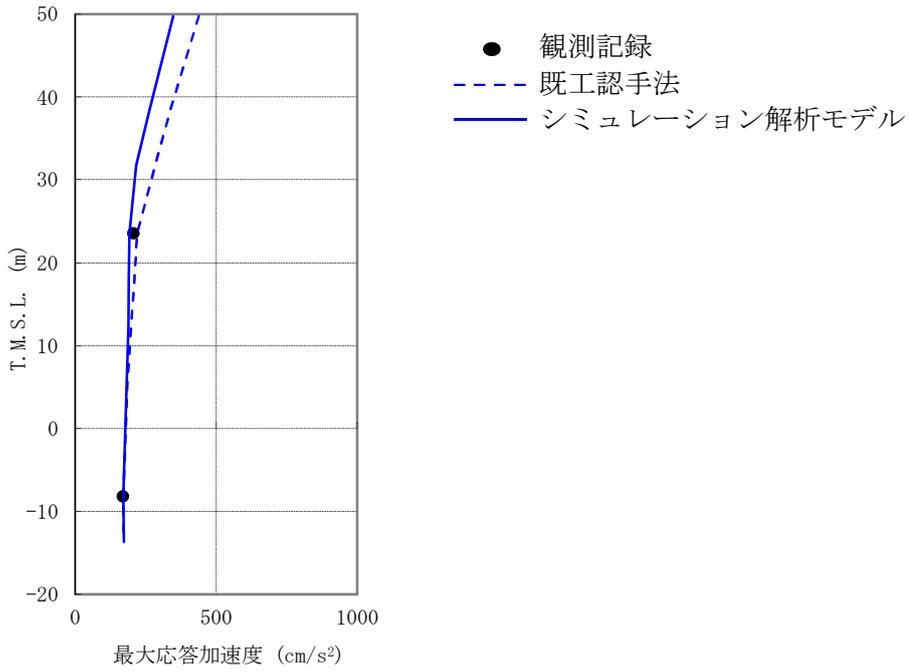
(2) EW 方向

図-3(a) 加速度応答スペクトルの比較 (T.M.S.L.+23.5m)

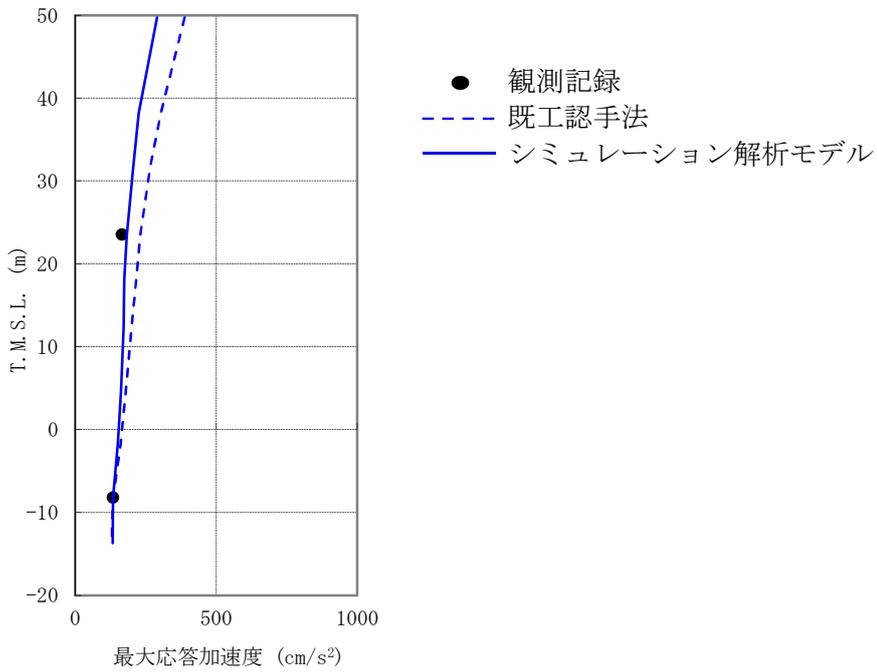


(3) 鉛直方向

図-3(b) 加速度応答スペクトルの比較 (T.M.S.L.+23.5m)

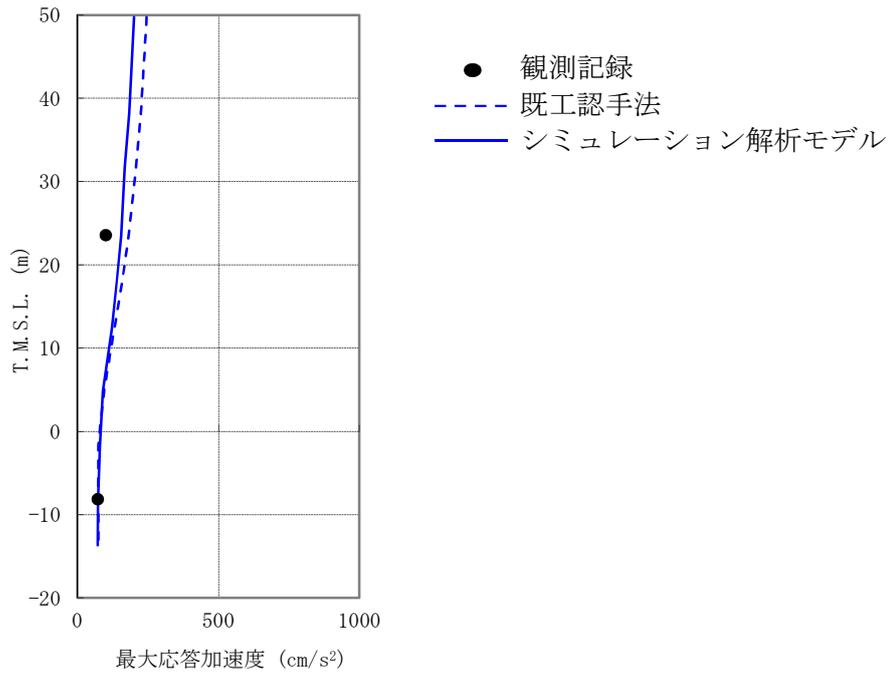


(1) NS 方向



(2) EW 方向

図-4(a) 最大応答加速度の比較



(3) 鉛直方向

図-4(b) 最大応答加速度の比較

## 参考資料-6 表層地盤ばねの取扱いについて

### 1. はじめに

既工認時には地盤表層部（新期砂層）についても地盤ばねとして考慮していたが、今回工認で採用予定の解析モデルでは、基準地震動による地盤応答レベルを踏まえ、表層部では地盤－建屋相互作用が見込めないと判断し、この部分の地盤ばねを考慮しないこととしている。本資料はその妥当性を説明するものである。

### 2. 検討概要

柏崎刈羽原子力発電所 6, 7 号炉では、検討に用いる地震動を用いた次元波動論による等価線形解析によって、地盤内各層の加速度、有効歪みを求めている。

本検討では、6/7 号炉原子炉建屋の地盤モデルを対象として、基準地震動 Ss-1 による等価線形解析を実施し、表層部（新期砂層）の応答（剛性低下率、有効歪み）を確認することにより、この部分の地盤－建屋相互作用が有効かどうかを確認する。

### 3. 地盤の等価線形解析結果

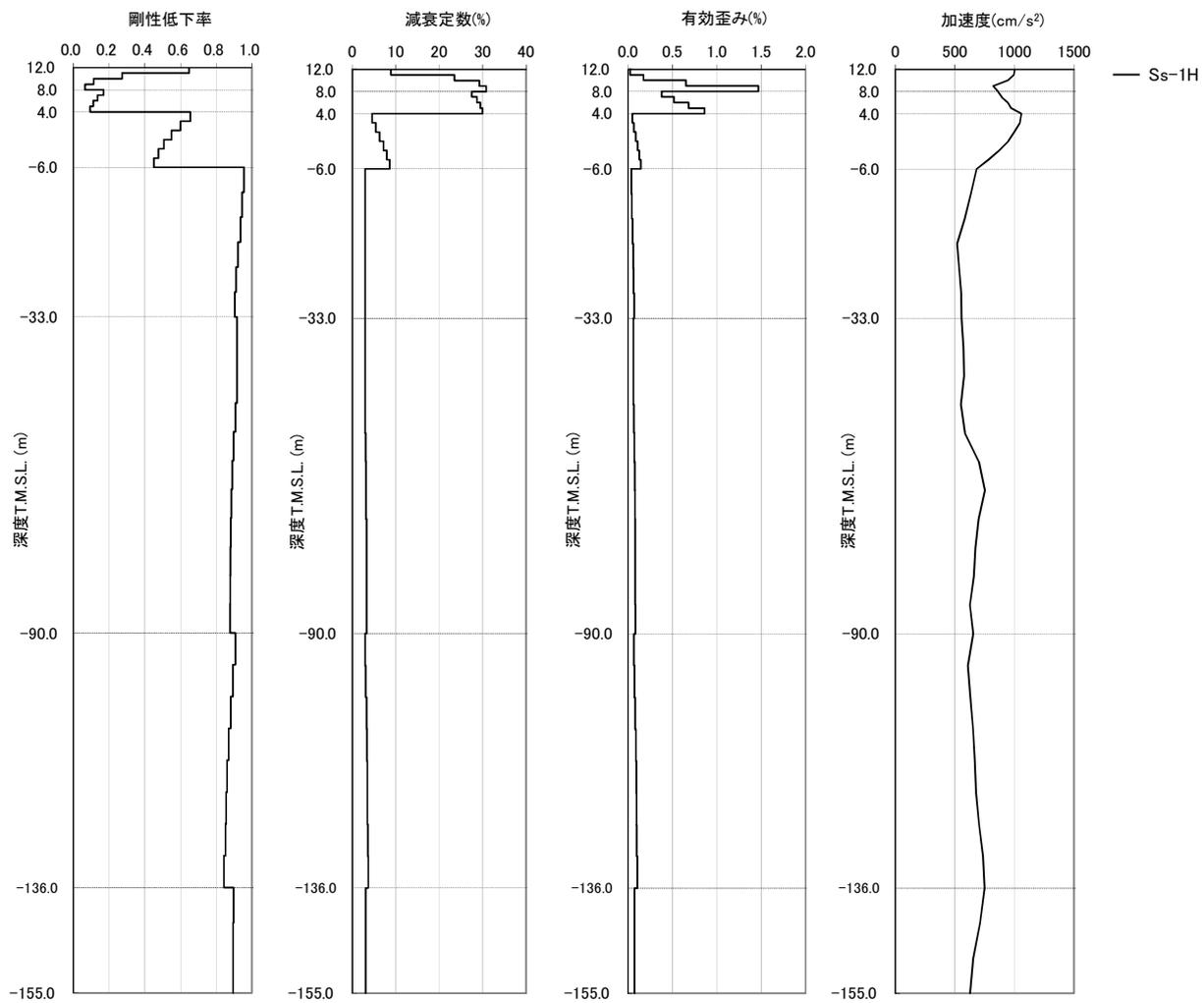
基準地震動 Ss-1 に対する地盤の等価線形解析結果を図 1-1 に示す。

表層部（新期砂層，T.M.S.L.4.0m～12.0m）において、急激に剛性が低下しており、有効歪みについても大きくなっている（剛性低下率（ $G/G_0$ ）は最小で 0.1 程度、有効歪みは最大で 1%程度）。

従って、当該層における建屋－地盤連成効果は見込めず、建屋応答評価上、この部分の地盤ばねは評価しないことが適切であると考えられる。

### 4. まとめ

以上より、原子炉建屋の耐震設計に用いる地震応答解析モデルにおいて、表層部の地盤ばねを無視することは妥当であると考えられる。



※T.M.S.L. 4.0m～12.0m が表層部に該当。

図 1-1 地盤の等価線形解析結果 (Ss-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

## 目 次

1. 概要	1
2. 今回工認における施設の耐震設計上のコンクリート実強度の扱いについて	1
3. 建屋の地震応答解析におけるコンクリート物性値について	2
3.1 既工認と今回工認におけるコンクリート物性値の差異について	2
3.2 既工認との差異についての考察	3
4. コンクリート実剛性を採用するにあたっての論点について	3
5. 実強度の値の妥当性・信頼性について	3
5.1 実強度の値の設定方針	3
5.2 原子炉建屋における建設時コンクリートの91日強度データの整理	5
5.3 経年後のコンクリート強度に関する知見	6
5.4 原子炉建屋から直接採取したコア強度との比較	9
5.5 実強度の値の設定	13
6. 原子炉建屋以外の建屋への適用性について	14
7. 実強度のばらつきに関する考え方	15
8. まとめ	16

## 1. 概要

柏崎刈羽原子力発電所 6 号炉及び 7 号炉の補正工認（以下、今回工認という）における建屋（原子炉建屋、タービン建屋、コントロール建屋、廃棄物処理建屋）の地震応答解析においては、建屋コンクリートの実強度を用いて算定したコンクリート実剛性を採用する予定である。本資料は、原子炉建屋を含む鉄筋コンクリート構造物の地震応答解析においてコンクリートの実剛性を用いることが、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・信頼性について説明するものである。

本資料では、まず、今回工認での耐震設計におけるコンクリート実強度の取り扱いについて明確にする。その上で、コンクリート実剛性の採用に関して、建屋の地震応答解析におけるコンクリート物性値について、既工認と今回工認における差異を考察し、新手法としての妥当性を確認すべき項目として、コンクリート剛性の評価にコンクリート実強度の値を用いていることが抽出されることを確認する。その後、コンクリート実強度を採用する際の論点を整理し、抽出された論点に対して、原子炉建屋を例として、既往の知見や試験等から得られたデータを通してその妥当性・信頼性について考察した上で、今回工認に用いる実剛性の値を設定する。また、原子炉建屋以外の建屋についても同様のデータ整理を行い、原子炉建屋同様のコンクリート実剛性が適用可能であることを確認する。

## 2. 今回工認における施設の耐震設計上のコンクリート実強度の扱いについて

今回工認の耐震設計にあたっては、既工認とは異なり、対象施設が設計前に現に存在していることから、地震時の挙動をより実応答に近い形で評価できる条件を用いて耐震設計を実施する予定である。上記条件の一つとして、原子力施設の主要構造材料であるコンクリートの剛性の評価が挙げられる。ここでは、コンクリートの剛性の評価に用いるコンクリート実強度に関して、今回工認における耐震設計上の取り扱いについて説明する。

今回工認においては評価条件を実応答に近づけるという観点から、動的地震荷重算定時の地震応答解析において使用する建屋剛性の評価に関して、コンクリート実強度に基づき評価される実剛性を用いる予定である。ただし、評価対象部位に発生する応力が許容値以内におさまっているか否かの応力評価の検討にあたっては、設計基準強度（ $330\text{kg/cm}^2$ ： $32.3\text{N/mm}^2$ ）を用いて算定される許容値を用いて検討を行う。

### 3. 建屋の地震応答解析におけるコンクリート物性値について

#### 3.1 既工認と今回工認におけるコンクリート物性値の差異について

既工認で採用したコンクリートの物性値と今回工認で採用予定のコンクリートの物性値を比較し、論点となりうる項目を整理する。

地震応答解析に用いるコンクリートの物性値について、既工認及び今回工認での設定を表 3-1 に示す。表 3-1 のうち、コンクリートの単位体積重量及びヤング係数の差異については、1992 年の計量法改正において、重力単位系から国際単位系に見直されたことを受け、適用規準である学会刊行物においても単位系を国際単位系へ変更したことによるものである。以上を踏まえると、既工認と今回工認におけるコンクリート物性値の主要な差異は、コンクリート剛性（ヤング係数  $E_c$ ）の評価に用いる  $F_c$  の値に、コンクリート実強度を用いていることである。

表 3-1 地震応答解析に用いるコンクリートの材料物性値の設定

材料物性値	既工認	今回工認
コンクリート強度 $F_c$	設計基準強度 330【kg/cm <sup>2</sup> 】	実強度
コンクリートの 単位体積重量 $\gamma$	2.3 【t/m <sup>3</sup> 】	23.5 【kN/m <sup>3</sup> 】
ヤング係数 $E_c$	$2.1 \times 10^5 \times \left(\frac{\gamma}{2.3}\right)^{1.5} \times \sqrt{\frac{F_c}{200}}$ 【kg/cm <sup>2</sup> 】	$3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \times \left(\frac{F_c}{60}\right)^{\frac{1}{3}}$ 【N/mm <sup>2</sup> 】
せん断弾性係数 $G_c$	$\frac{E_c}{2(1+\nu)}$	$\frac{E_c}{2(1+\nu)}$
ポアソン比 $\nu$	0.167	0.2
適用規準	日本建築学会：鉄筋コンクリート構造 計算規準・同解説（1988）	日本建築学会：原子力施設鉄筋コンク リート構造計算規準・同解説（2005）

### 3.2 既工認との差異についての考察

既工認も含め、通常の構造設計において、地震応答解析は対象構造物の構築前に実施し、構造物の耐震安全性についての検討を完了し場合によってはその結果を設計へ反映してから、構造物の構築に着手する。従って、地震応答解析時に実際の構造物のデータを得ることは物理的に不可能である。そのため、解析で用いるコンクリート剛性の評価には、設計基準強度を用いるのが一般的である。

今回工認の場合、既工認や通常の構造設計とは異なり、対象構造物が解析実施以前に現に存在しているため、材料物性値を推定することは物理的に可能であることから、建屋挙動を実応答により近い形で評価できる条件で設計することを目的として、コンクリート剛性の評価に実強度を採用している。ただし、先行電力を含めた既工認での採用事例がないことから、以降でその詳細について検討し、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。

## 4. コンクリート実剛性を採用するにあたっての論点について

6号炉及び7号炉の原子炉建屋及びタービン建屋、コントロール建屋、廃棄物処理建屋の地震応答解析は、多質点系曲げせん断棒モデルを用いて行う。同モデルによる地震応答解析において、解（応答値）の精度は、構造物のせん断ばね特性の精度に大きく依存し、誤差を小さく抑えるためには、せん断ばねの復元力特性（スケルトンカーブ）をできる限り精度よくモデル化する必要がある。

今回工認では、スケルトンカーブの設定にあたり、コンクリートのせん断剛性の評価に用いるコンクリート強度に実強度の値を用いる予定だが、コンクリート実強度の値は、応答値の精度に直接影響を及ぼすことから、その設定の妥当性・信頼性については十分に確認する必要があると判断し、「コンクリート実強度の値」を論点として位置づけ、その妥当性・信頼性を検討することとした。

## 5. 実強度の値の妥当性・信頼性について

### 5.1 実強度の値の設定方針

一般に、コンクリート強度は打ち込みから14日くらいまで大きく強度が増進し、材齢28日から90日くらいでほぼ安定し、材齢1年以上の長期においては緩やかに増進する傾向にあるといわれている。従って、コンクリート実強度を推定するにあたっては、データベースとして豊富なサンプル数があることから、建設時のコンクリート打設の際にフレッシュコンクリートから採取したコア供試体の材齢91日における圧縮強度（以下、91日強度という。）をデータベースとして用いることとした。なお、柏崎刈羽原子力発電所6、7号炉の建築工事（鉄筋コンクリート工事）では、日本建築学会「建築工事標準仕様書・同解説（原子力発電所施設における鉄筋コンクリート工事）」（JASS5N）に基づく品質管理が行われており、91日強度についても、JASS5Nで定められた方法<sup>\*</sup>及び頻度により得られた試験

結果がデータベース化されている。

また、実際に実強度の数値を設定するにあたっては、コンクリートの長期的な強度増進効果に関する既往の知見や、実機から採取して得たコア強度との比較を通じて、総合的に判断することとした。

※試験方法について JASS5N では、JIS A 1108（コンクリートの圧縮強度試験方法）、JIS A 1132（コンクリートの強度試験用供試体の作り方）に基づくことが指定されている。

## 5.2 原子炉建屋における建設時コンクリートの91日強度データの整理

6号炉及び7号炉原子炉建屋の建設時におけるコア供試体の91日強度試験の統計値を表5-1に示す。本統計値は、6号炉及び7号炉原子炉建屋の各階、各部位ごとに打設の際に採取した供試体から得られており、十分な数のデータから算出されているため、建屋コンクリートの平均的な91日強度を推定する統計値として妥当性・信頼性を有していると考えられる。なお、表5-1(c)より、6号炉及び7号炉原子炉建屋の打設後91日のコンクリート強度は平均で445kg/cm<sup>2</sup>であり、その標準偏差は30.3kg/cm<sup>2</sup>である。

表 5-1 建設時コンクリートの91日強度データの統計値

(a) 6号炉原子炉建屋

打設箇所	平均値 【kg/cm <sup>2</sup> 】	標準偏差 【kg/cm <sup>2</sup> 】	最大値 【kg/cm <sup>2</sup> 】	最小値 【kg/cm <sup>2</sup> 】	中央値 【kg/cm <sup>2</sup> 】	データ数 【個】
B3F,MB3F	437	25.4	510	403	433	41
B2F	425	23.8	483	344	426	65
B1F,MB1F	431	34.5	518	376	422	69
1F	468	16.8	490	430	473	67
2F	453	25.6	493	366	456	48
3F	439	19.8	471	358	444	74
4F,M4F,RF	465	21.4	547	428	465	82
全体	446	29.0	547	344	447	446

(b) 7号原子炉建屋

打設箇所	平均値 【kg/cm <sup>2</sup> 】	標準偏差 【kg/cm <sup>2</sup> 】	最大値 【kg/cm <sup>2</sup> 】	最小値 【kg/cm <sup>2</sup> 】	中央値 【kg/cm <sup>2</sup> 】	データ数 【個】
B3F	476	14.9	494	423	479	51
B2F	460	26.4	496	404	472	55
B1F,MB1F	427	16.8	475	400	425	62
1F	460	20.0	493	403	465	59
2F	460	24.9	489	389	466	45
3F	422	20.6	477	372	426	45
4F,M4F,RF	418	28.7	473	365	422	97
全体	443	31.7	496	365	442	414

(c) 6号炉及び7号炉原子炉建屋全体

打設箇所	平均値 【kg/cm <sup>2</sup> 】	標準偏差 【kg/cm <sup>2</sup> 】	最大値 【kg/cm <sup>2</sup> 】	最小値 【kg/cm <sup>2</sup> 】	中央値 【kg/cm <sup>2</sup> 】	データ数 【個】
B3F,MB3F	459	28.1	510	403	466	92
B2F	441	30.6	496	344	439	120
B1F,MB1F	429	27.5	518	376	425	131
1F	464	18.7	493	403	470	126
2F	457	25.4	493	366	458	93
3F	432	21.5	477	358	434	119
4F,M4F,RF	440	34.8	547	365	446	179
全体	445	30.3	547	344	446	860

### 5.3 経年後のコンクリート強度に関する知見

前述の通り、一般的にはコンクリート強度は打ち込み後 90 日程度でほぼ安定し、材齢 1 年以上の長期においては緩やかに増進することが知られている。ここでは、経年によるコンクリート強度の変化を考察している既往の知見について整理し、コンクリート強度の経年による影響について検討する。

6 号炉及び 7 号炉原子炉建屋の構造体コンクリートの調合に用いている材料のうち、普通コンクリートと異なる点は、混和材としてフライアッシュを用いていることである。コンクリートの強度発現はセメントの水和反応に伴う物性変化であるため、水とセメントの割合（水セメント比：W/C）に大きく依存する。さらに、混和材としてフライアッシュを用いた場合、ポゾラン反応によりセメントの水和生成物と類似した化合物を生成し、コンクリートの耐久性や水密性を高めることにつながる。以上を踏まえると、コンクリートの強度発現に影響を及ぼす要因として、水セメント比及び水結合材比（水とセメント及びフライアッシュの割合：W/(C+F)）が挙げられることから、本検討においては、水セメント比及び水結合材比に着目して文献を抽出し整理を行った。コンクリート強度の経年変化に関する文献の一覧を表 5-2 に、文献の抽出フローを図 5-1 に示す。

表 5-2 コンクリート強度の経年変化に関する文献一覧

No.	文献名 (出典)	著者名	FA 有無	水セメ ント比	水結合 材比	セメント 種類
1	コンクリートの長期物性モニタリング試験 (日本建築学会技術報告集 第 13 号 9-14 2001)	尾崎昌彦 大藤信雄 北川高史 小野香	有	47.9%	39.0%	中庸熟
2	10 年曝露した FAIII 種コンクリートのコア供試体の強度 特性及び中性化性状 (コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.1, 2009)	岡野智久 山地功二 橋本親典 渡辺健	有	56~ 66%	40~ 62%	普通
3	10 年屋外曝露したフライアッシュを使用したコンクリ ートの性状 (コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.1, 2007)	安田正雪 阿部道彦 千歩修 小山智幸	有	27~ 78%	27,40, 55%	普通
4	材齢 10 年以上を経過した高強度コンクリートの強度性 状に関する研究【基盤】(平成 20 年度に終了した研究開 発)	古賀純子	無	22,27 %	—	不明
5	長期材齢における高強度コンクリートの圧縮強度と弾性 係数の関係に関する研究 (日本建築学会大会学術講演梗 概集, 2000)	中村則清 真野孝次 池永博威	無	25~ 65%	—	普通
6	32 年経過した早強ポルトランドセメントコンクリート の強度・中性化 (日本建築学会大会学術講演梗概集, 2003)	依田彰彦 横室隆	無	57%	—	早強
7	40 年経過した高炉スラグ細骨材を用いたコンクリート の長期性状 (日本建築学会関東支部研究報告集 I, 2015)	彦根俊海 尾作勇介 阿部道彦	無	72%	—	高炉
8	45 年経過した混合セメントコンクリートの長期強度発 現性について (コンクリート工学論文集, 第 23 巻第 2 号, 2012)	植木康知 大塚勇介 平本真也 檀康弘	有	58~86 %	58~ 65%	高炉

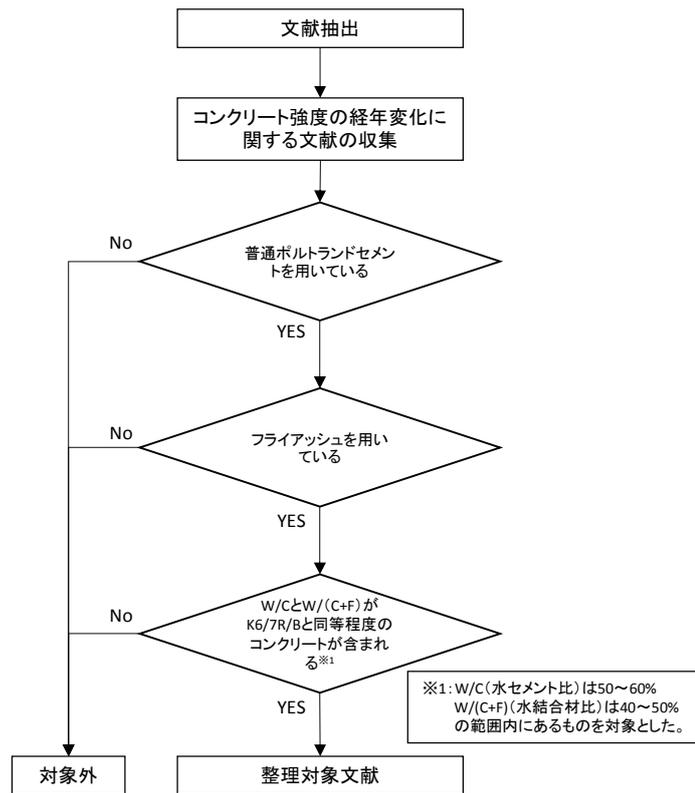


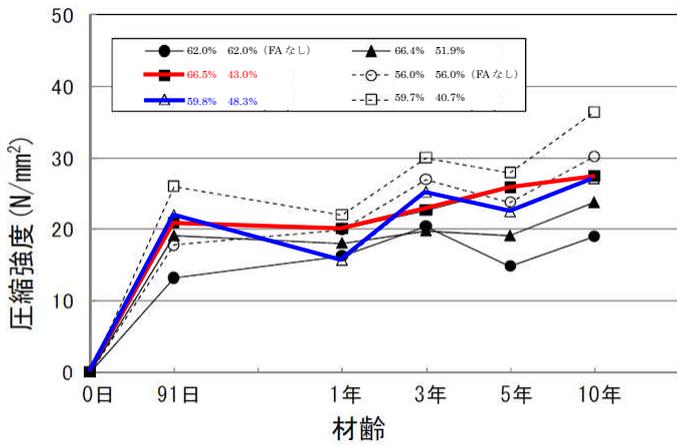
図 5-1 コンクリート強度の経年変化に関する文献の抽出フロー

図 5-1 のフローにより整理対象となる文献は、表 5-1 中の No.2, No.3 の文献である。表 5-3 に 6 号炉及び 7 号炉原子炉建屋の構造体コンクリートと対象文献におけるコンクリートの使用材料及び水結合材比の比較を、図 5-2 に対象文献における水セメント比、水結合材比ごとの圧縮強度の経年変化を示す。図 5-2 (a) ~ (c) より、フライアッシュを用いたコンクリートの圧縮強度の経年変化は、打設時期に関わらず 91 日以降 10 年目まで概ね緩やかに増進しており、その増加率は 91 日強度に対して約 1.2~1.4 倍程度になっていることが伺える。また図 5-2 (d) より、水結合材比の過多に関わらず、程度は異なるものの長期的な強度の増進効果は表れていることが分かる。

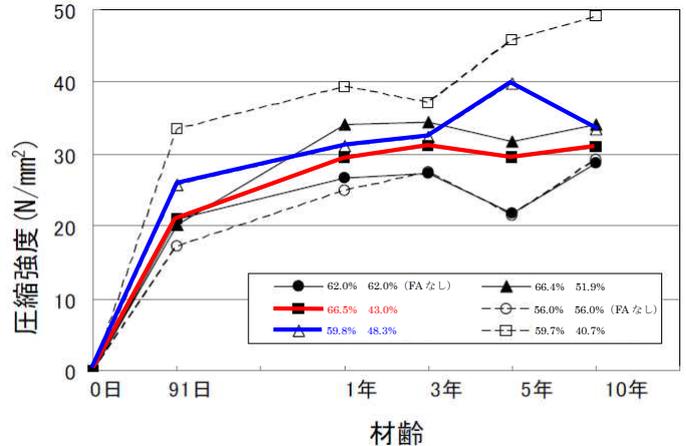
各文献における水セメント比及び水結合材比は、6 号炉及び 7 号炉原子炉建屋の構造体コンクリートにおけるそれと類似しているため、強度発現の傾向は定性的には同一であると考えられることから、当該原子炉建屋の構造体コンクリートについても、材齢 91 日に対して強度は増進していると推察される。以上を踏まえると、既往の知見から得られた材齢 91 日から 10 年にかけてのコンクリート強度の増加を考慮して推定される実強度（推定実強度）の値は、約 500kg/cm<sup>2</sup> 程度となる。

表 5-3 使用材料，水セメント比及び水結合材比の比較

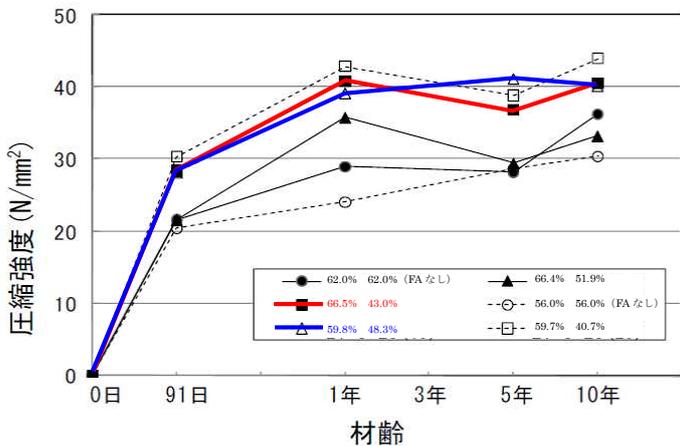
	使用材料		水セメント比 (%)	水結合材比 (%)
	セメント	混和材		
6号炉 7号炉	普通ポルトランドセメント	フライアッシュ	50 ~ 60	40 ~ 50
文献 No.2	普通ポルトランドセメント	フライアッシュ	56 ~ 66	40 ~ 62
文献 No.3	普通ポルトランドセメント	フライアッシュ	27 ~ 78	27, 40, 55



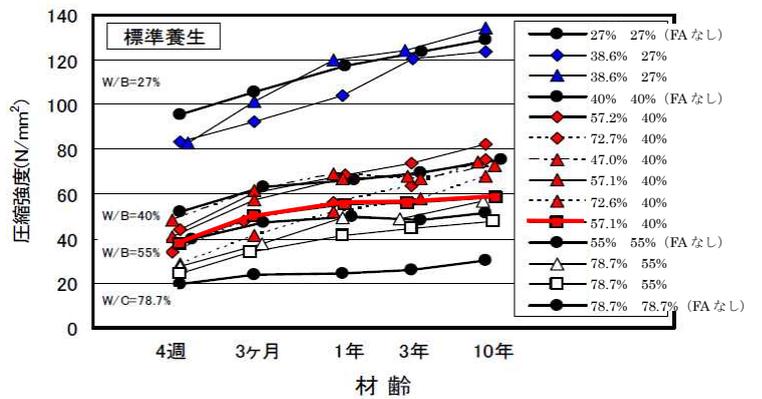
(a) 打設時期の影響：夏期打設



(b) 打設時期の影響：秋期打設



(c) 打設時期の影響：冬期打設



(d) 水結合材比の影響

図 5-2 コンクリート圧縮強度の経年変化  
(文献 No.2, No.3 より抜粋，一部加筆修正※2,3,4)

※2：凡例は，左：水セメント比，右：水結合材比の順に示す。

※3：上記のうち，論文中に直接記載のない値については，各単位量から算定した値を記載している。

※4：グラフ中の色付きで示す線は，K6/7と同程度の水セメント比，水結合比を有し，かつ，混和材にフライアッシュを使用しているコンクリートを示す。

#### 5.4 原子炉建屋から直接採取したコア強度との比較

長期的な強度増進効果を考慮した推定実強度  $500\text{kg/cm}^2$  について、実機から直接採取して得られる強度と比較して数値に大きな差異がないかを検討した。図 5-3 に 6 号炉及び 7 号炉原子炉建屋の経年後（約 10 年）のコア強度と、強度増進を考慮して得られる推定実強度との比較を示す。また、各建屋におけるコアの採取位置及び試験実施日を表 5-4 に示す。

図 5-3 より、長期的な強度増進効果を考慮した推定実強度の値は、サンプル数が少ないという問題はあるものの、経年後のコア強度の平均値と概ね同等であることを確認した。

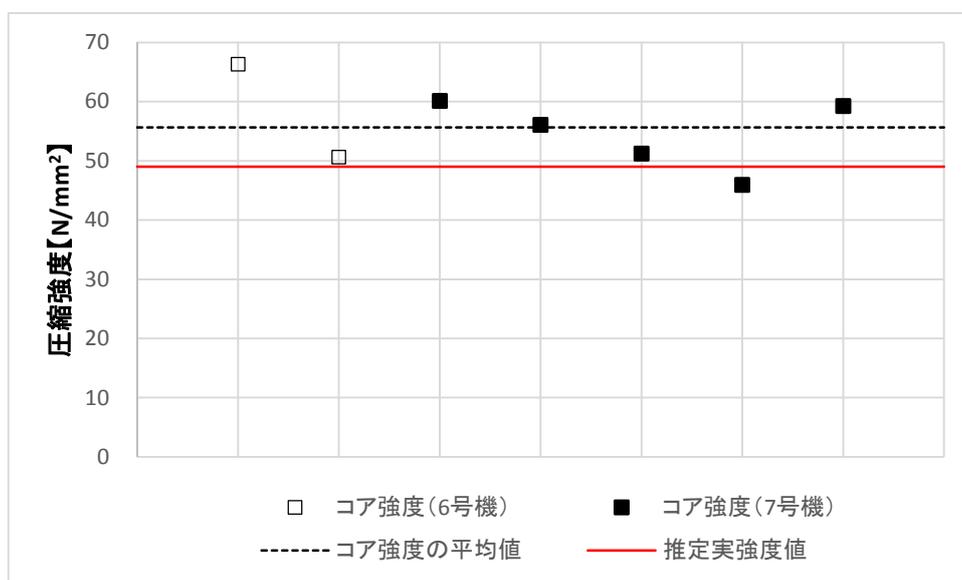
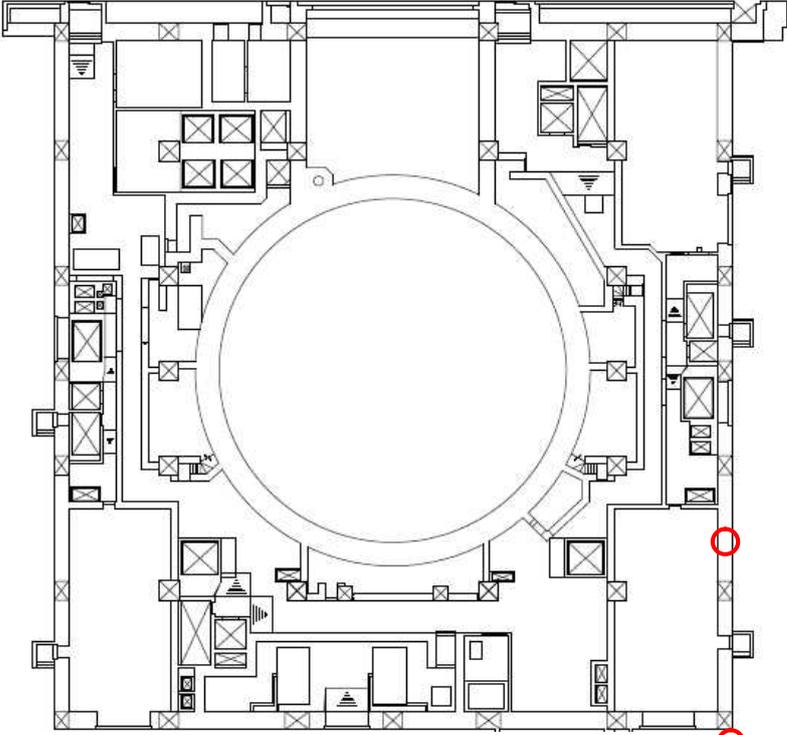
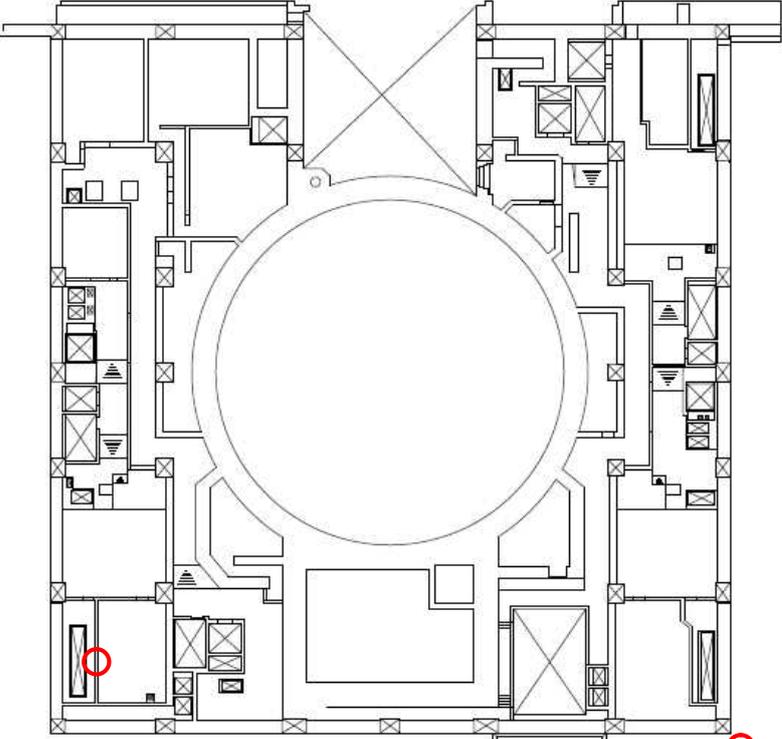


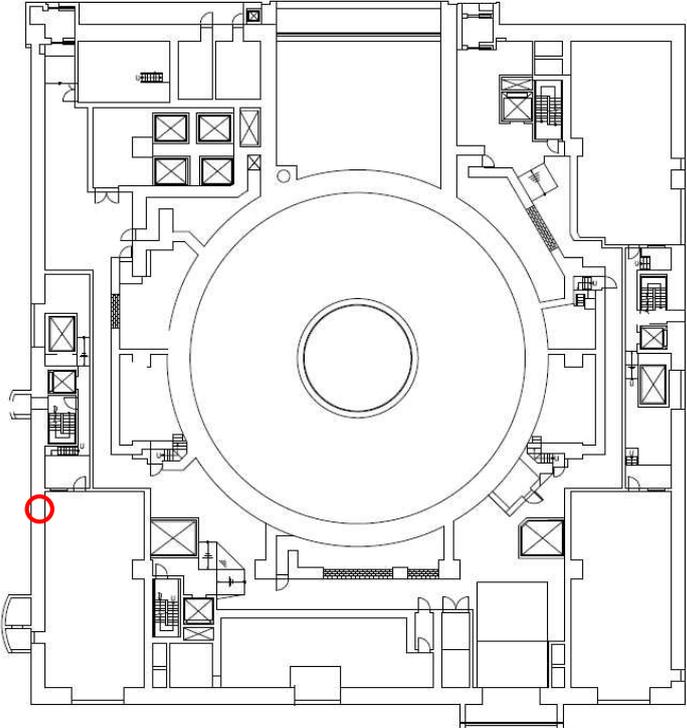
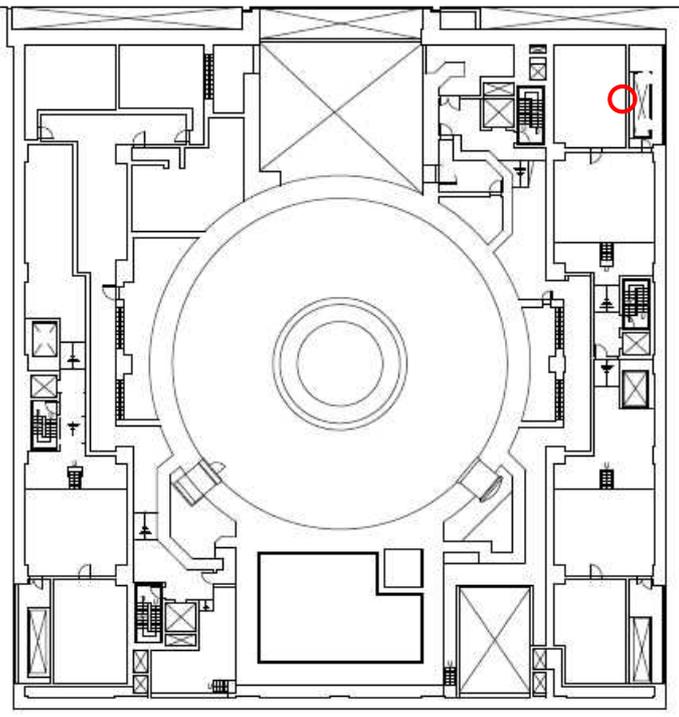
図 5-3 コア強度との比較

表 5-4 コア採取位置

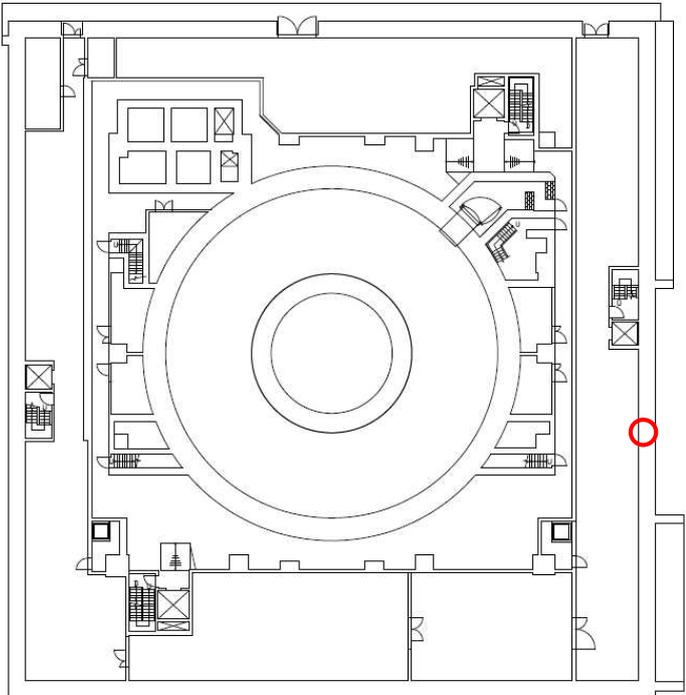
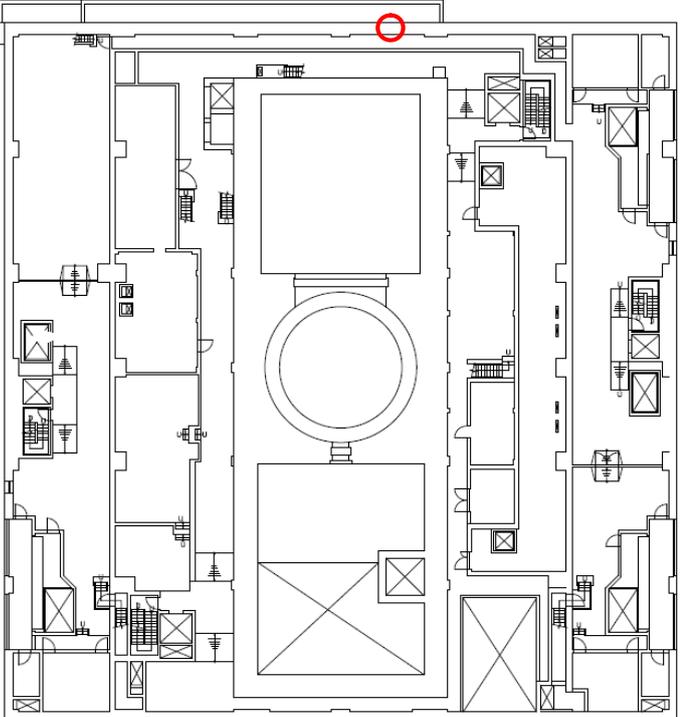
(a) 6号原子炉建屋

採取位置	上：1階 下：2階
<p>試験日 H18.6</p>	 <p style="text-align: right;">○：コア採取位置</p>
<p>試験日 H18.6</p>	 <p style="text-align: right;">○：コア採取位置</p>

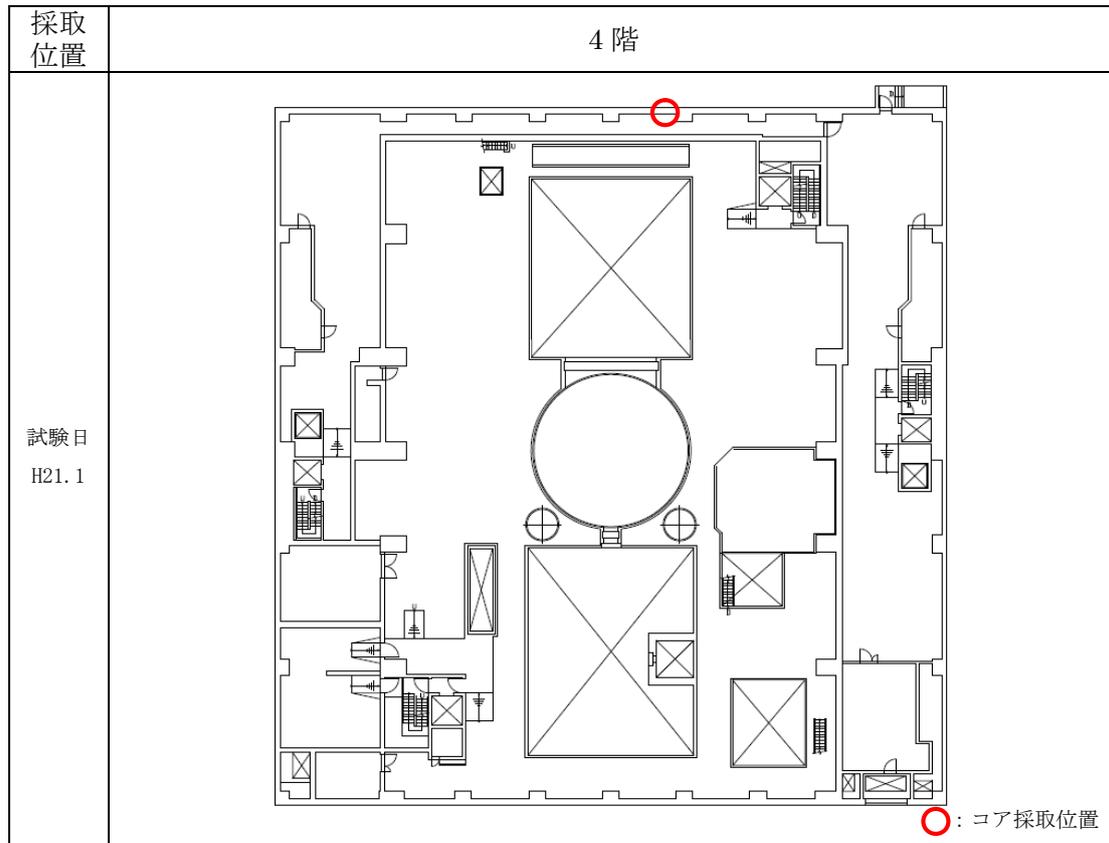
(b) 7号原子炉建屋

採取位置	上：1階 下：2階
試験日 H19.7	 <p data-bbox="1157 1153 1332 1187">○：コア採取位置</p>
試験日 H19.7	 <p data-bbox="1157 1960 1332 1993">○：コア採取位置</p>

(c) 7号原子炉建屋

採取位置	上 : B1階 下 : 3階
試験日 H21.1	 <p data-bbox="1157 1160 1348 1198">○ : コア採取位置</p>
試験日 H21.1	 <p data-bbox="1157 1953 1348 2004">○ : コア採取位置</p>

(d) 7号原子炉建屋



### 5.5 実強度の値の設定

6号炉及び7号炉原子炉建屋については、建設後約20年経過しており、経年後のコンクリート強度に関する既往の知見や実機から直接採取したコア強度の値を鑑みても、建設時コンクリートの91日強度に対してある程度強度増進していることが推察される。一方で、強度増進効果を考慮する際に必要となる増加率の値に関しては、既往の文献において詳細な考察はなされておらず、コンクリートの養生場所や温度等の環境条件により変動することが考えられる。また、実機から直接採取したコア強度の値については、現状ではサンプル数が少ないため、妥当性・信頼性に欠ける。

以上を踏まえ、今回工認で用いるコンクリート実強度の値については、経年によるコンクリート強度の増進効果を無視することとし、妥当性・信頼性の観点からサンプルの数と種類が豊富な91日強度を基に設定することとした。

表5-1より、6号炉及び7号炉原子炉建屋の91日強度の平均値はそれぞれ、 $446\text{kg/cm}^2$ 、 $443\text{kg/cm}^2$ であり、両建屋のデータをまとめて処理した場合の平均値は $445\text{kg/cm}^2$ であることから、今回工認で採用するコンクリート実強度の値としては、保守的に評価して有効数字3桁を切り下げ、 $440\text{kg/cm}^2$  ( $43.1\text{N/mm}^2$ ) という値を用いることとした。また、ばらつきについては、標準偏差の平均値を参考に $30\text{kg/cm}^2$  ( $2.94\text{N/mm}^2$ ) とした。

6. 原子炉建屋以外の建屋への適用性について

今回工認においては、6号炉及び7号炉原子炉建屋に加えて、同タービン建屋、コントロール建屋、廃棄物処理建屋についても、地震応答解析においてコンクリート実剛性を採用する予定である。ここでは、原子炉建屋について設定した実強度の値が、原子炉建屋以外の建屋についても適用可能であるかを検討する。

表 6-1 に、原子炉建屋及び原子炉建屋以外の建屋のコンクリートの使用材料、水セメント比及び水結合材比を示す。原子炉建屋以外の建屋については、原子炉建屋と同じ設計基準強度でほぼ同時期に同じ発電所構内に建設されており、コンクリートの調合も概ね同等であることや建屋の経年環境もほぼ同等であることを踏まえると、材齢 91 日からの強度の増進については原子炉建屋と同程度の効果が期待できると考えられる。

各建屋の 91 日強度データの整理結果を表 6-2 に示す。表 6-2 より、どの建屋においても 91 日強度の平均値は原子炉建屋で設定した実強度の値（440kg/cm<sup>2</sup>）と同程度であり、建設時期や経年環境が同等であることを踏まえると、原子炉建屋で設定した実強度の値を用いることは妥当であると考えられる。なお、標準偏差についても、全ての建屋において原子炉建屋のそれとほぼ同等になっていることが確認できる。

表 6-1 各建屋の使用材料、水セメント比及び水結合材比

建屋	使用材料		水セメント比 【%】	水結合材比 【%】
	セメント	混和材		
6号炉原子炉建屋	普通ポルトランド セメント	フライアッシュ	50～60	40～50
7号炉原子炉建屋				
6号炉タービン建屋				
7号炉タービン建屋				
コントロール建屋				
廃棄物処理建屋				

表 6-2 原子炉建屋以外の建屋における 91 日強度データの統計値

建屋	平均値 【kg/cm <sup>2</sup> 】	標準偏差 【kg/cm <sup>2</sup> 】	データ数 【個】
6号炉タービン建屋	455	28.6	531
7号炉タービン建屋	449	30.5	453
コントロール建屋	442	32.0	123
廃棄物処理建屋	450	31.0	245
(参考) 6号炉原子炉建屋	446	29.0	446
(参考) 7号炉原子炉建屋	443	31.7	414

## 7. 実強度のばらつきに関する考え方

今回工認では、建屋の地震応答解析におけるコンクリート剛性の評価にコンクリート実強度を採用する予定である。地震応答解析に用いる材料定数は、材料のばらつきによる変動幅を適切に考慮する必要があることから、ここでは、コンクリート実強度の値のばらつきについて検討する。

コンクリート剛性の不確かさの検討における先行電力との考え方の比較を表 7-1 に示す。先行電力では、一般的にコンクリート強度は設計基準強度を上回るよう設計されていることから、不確かさとしては実強度を考慮することとしている。一方、今回工認においては、基本ケースとして実強度を用いており、その数値は概ね建設時コンクリートの 91 日強度の平均値と同等となっている。不確かさの検討にあたっては、データベースである 91 日強度の分布を考慮し、平均値に対して  $\pm 1\sigma$ ※5 を考慮することとした。さらに保守的な評価として、実強度値のマイナス側については、91 日強度の値として 95%信頼区間の下限値に相当する値(平均値  $-2\sigma$ ※5)を、プラス側については、実機のコア強度の平均値である  $568\text{kg/cm}^2$  ( $55.7\text{N/mm}^2$ ) を設計上考慮し、地震応答解析における保守性を確保することとした。

※5： $\sigma = 30\text{kg/cm}^2$ とする。

表 7-1 地震応答解析モデルにおけるコンクリート強度の不確かさ検討の考え方

地震応答解析モデル	先行電力	今回工認
基本ケース	設計基準強度	実強度 $440\text{kg/cm}^2$ ( $43.1\text{N/mm}^2$ )
不確かさケース	実強度	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ばらつき：<math>\pm 1\sigma</math> <math>470\text{kg/cm}^2</math>, <math>410\text{kg/cm}^2</math> (<math>46.1\text{N/mm}^2</math>, <math>40.2\text{N/mm}^2</math>)</li> <li>・保守性 プラス側：<math>568\text{kg/cm}^2</math> (<math>55.7\text{N/mm}^2</math>) マイナス側：<math>380\text{kg/cm}^2</math> (<math>37.3\text{N/mm}^2</math>)</li> </ul>

## 8. まとめ

今回工認における建屋の地震応答解析に用いるコンクリート物性値について、既工認と今回工認での設定の差異を整理した。その際、地震応答解析の解（応答値）の精度に直接影響を及ぼすコンクリート実強度の値を論点として抽出した。その上で、コンクリート実強度の設定の考え方や用いたデータベースについて整理し、既往の知見やデータと比較した結果、設定した実強度の値が妥当性・信頼性を有していることを確認した。

設定したコンクリートの各物性値を表 8-1 に示す。

表 8-1 設定したコンクリート物性値

コンクリート実強度	440kg/cm <sup>2</sup> (43.1N/mm <sup>2</sup> )
ヤング係数	2.88×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup>
せん断弾性係数	1.20×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup>

### <参考文献>

- [1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説，2006
- [2] 日本建築学会：構造体コンクリートの品質に関する研究の動向と問題点，2008
- [3] 岡野 他：10年曝露したFAⅢ種コンクリートのコア供試体の強度特性及び中性化性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.31,No.1,2009
- [4] 安田 他：10年屋外暴露したフライアッシュを使用したコンクリートの性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.29,No.1,2007

地震応答解析モデルにおける  
補助壁の評価方法について

## 目次

1. 概要	1
2. 補助壁の選定	2
2.1 補助壁の選定方針	2
2.2 補助壁の選定結果	4
3. 地震応答解析で用いるスケルトンカーブへの補助壁の反映方針	6
3.1 せん断スケルトンカーブ	6
3.2 曲げスケルトンカーブ	7
4. 設計手法としての妥当性	8
5. まとめ	8

添付資料-1 補助壁の選定結果（6号炉原子炉建屋）

添付資料-2 補助壁の選定結果（7号炉原子炉建屋）

添付資料-3 せん断スケルトンカーブにおける耐震壁と補助壁の合算方法

参考資料-1 補助壁の維持管理について

## 1. 概要

柏崎刈羽原子力発電所 6/7 号炉の補正工認（以下、「今回工認」という）においては、地震応答解析モデルで考慮する建屋剛性に、設計時には耐震要素として考慮できなかったが、実際には耐震壁として考慮可能であると考えられる壁を補助壁として、その分の剛性を考慮する予定である。

本資料は、柏崎刈羽原子力発電所 6 号炉及び 7 号炉の既工認（以下、「既工認」という）で考慮した耐震壁と今回工認で新たに考慮する補助壁の扱いの差異及び耐震性評価における考え方について整理し、その上で耐震要素として補助壁を考慮することの設計手法としての妥当性を判断する。

## 2. 補助壁の選定

### 2.1 補助壁の選定方針

既設建屋の地震応答解析の実施にあたっては、より実現象に近い応答を模擬するという観点から、設計時には考慮されていなかったが実際は耐震要素として考慮可能な壁を補助壁として位置づけ、地震応答解析モデルに取り込むこととした。

補助壁の選定基準の設定にあたっては、先行審査を含む既工認で適用実績のある規準である、日本建築学会：「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（2005）」（以下、RC-N 規準という）を参考にした。RC-N 規準 19 条「耐震壁の断面算定」には、耐震壁の壁厚、せん断補強筋比等に関する規定として「算定外の規定」が示されており、今回工認の補助壁の選定条件を設定するにあたり、「算定外の規定」の記載を踏まえ、表 2-1 に示す選定条件を設定することとした。表 2-1 を踏まえた具体的な選定プロセスを、図 2-1 にフロー図として示す。

表 2-1 補助壁の選定条件

項目	RC-N 規準 (算定外の規定)	補助壁の選定条件	【参考】耐震壁の選定条件 (既工認)
壁厚・内法高さ	・壁の厚さは 200mm 以上, かつ壁の内法高さの 1/30 以上	・壁の厚さは <b>300mm</b> 以上, かつ壁の内法高さの 1/30 以上	同左
せん断補強筋比	・壁のせん断補強筋比は, 直交する各方向に関し, それぞれ 0.25%以上	同左	・壁のせん断補強筋比は, 直交する各方向に関し, それぞれ <b>0.6%</b> 以上
壁筋	・複筋配置 ・D13 以上の異形鉄筋を用い, 壁の見付面に関する間隔は 300mm 以下	同左	同左
その他条件		・下階まで壁が連続している, もしくは床スラブを介して壁に生じるせん断力を下階の耐震壁に伝達できる壁	・基礎スラブから連続して立ち上がっている壁
		・フレーム構面外でも上記を満たす壁	・フレーム構面内 (柱, 梁間) の壁

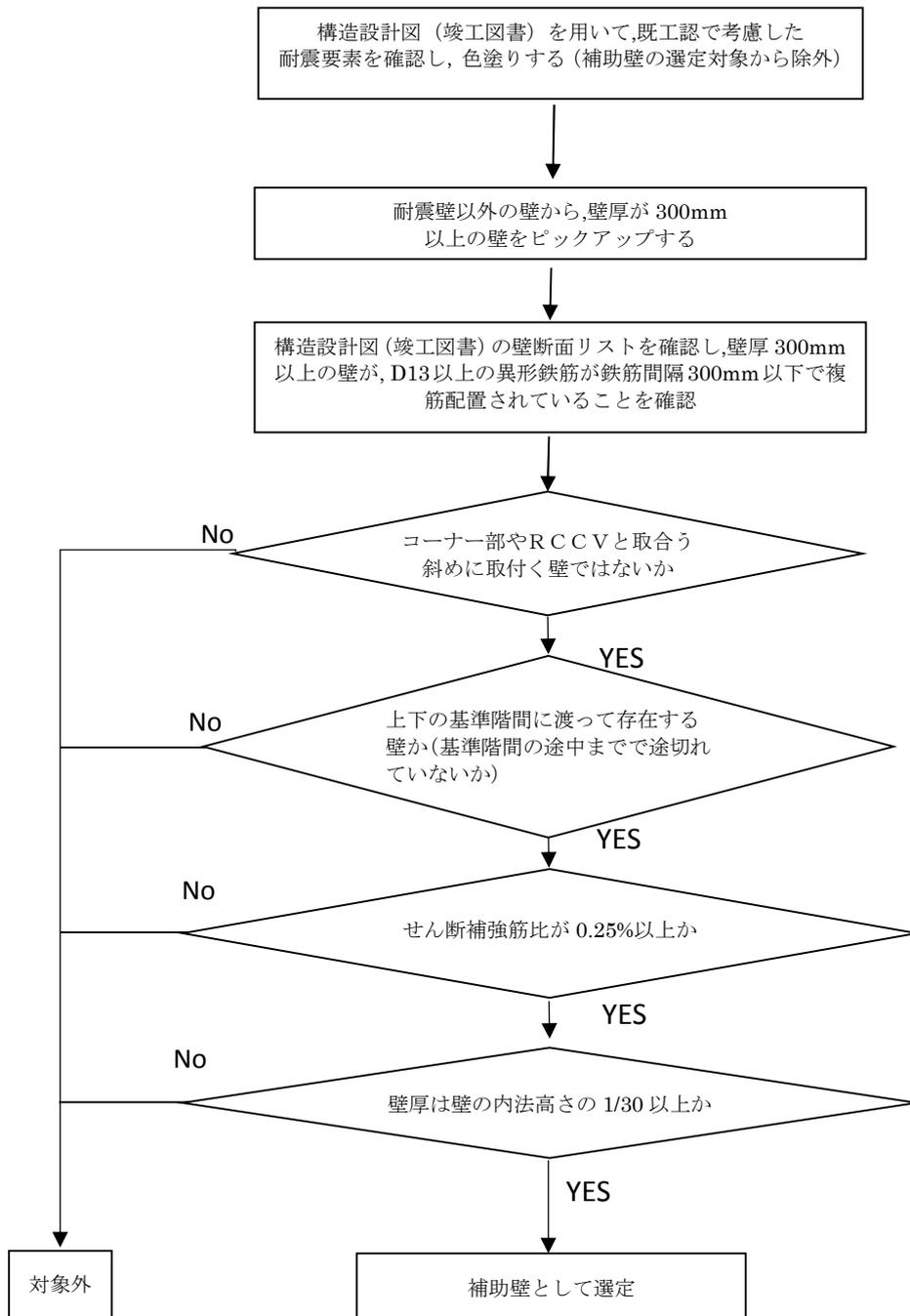


図 2-1 補助壁の選定プロセス

## 2.2 補助壁の選定結果

表 2-1 で示した考え方に基づき、耐震要素として考慮する補助壁の選定を実施した。

新たに補助壁として剛性を考慮した壁の断面積と耐震壁として従来より考慮していた分の断面積について整理した結果を、6号炉原子炉建屋を表 2-2 に、7号炉原子炉建屋を表 2-3 示す。(耐震壁+補助壁)/耐震壁の比率は約 1.1~1.7 程度であり、数字が大きくなっている部分は燃料プールや蒸気乾燥器・気水分離器ピットの壁を補助壁として算定したことに起因している。考慮した補助壁の範囲(概要図)については添付資料-1 及び添付資料-2 に示す。

表 2-2 補助壁の評価結果 (6号炉原子炉建屋) ※1

T.M.S.L. (m)	階	耐震壁		補助壁		耐震壁+補助壁		比率 (今回工認/既工認)	
		NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向
		m <sup>2</sup>							
49.7	屋上階	41.0	54.7	0.0	0.0	41.0	54.7	1.00	1.00
38.2	クレーン階	82.4	122.6	0.0	0.0	82.4	122.6	1.00	1.00
31.7	4階	231.3	273.2	70.7	137.3	302.0	410.5	1.31	1.50
23.5	3階	213.6	209.4	22.1	146.4	235.7	355.8	1.10	1.70
18.1	2階	220.3	231.7	86.2	85.0	306.5	316.7	1.39	1.37
12.3	1階	260.8	274.7	52.4	40.9	313.2	315.6	1.20	1.15
4.8	地下1階	280.8	288.2	40.5	106.6	321.3	394.8	1.14	1.37
-1.7	地下2階	336.3	340.1	64.9	78.7	401.2	418.8	1.19	1.23
-8.2	地下3階								

※1: 表に示した数値は暫定値であり、今後の審査における議論を踏まえ適宜見直す。

表 2-3 補助壁の評価結果（7号炉原子炉建屋）※2

T.M.S.L. (m)	階	耐震壁		補助壁		耐震壁+補助壁		比率 (今回工認/既工認)	
		NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向
		m <sup>2</sup>							
49.7	屋上階	41.0	54.7	0.0	0.0	41.0	54.7	1.00	1.00
38.2	クレーン階	83.0	122.9	0.0	0.0	83.0	122.9	1.00	1.00
31.7	4 階	231.8	267.7	75.7	124.0	307.5	391.7	1.33	1.46
23.5	3 階	214.5	207.3	31.0	147.3	245.5	354.6	1.14	1.71
18.1	2 階	215.8	228.9	71.2	145.2	287.0	374.1	1.33	1.63
12.3	1 階	261.9	275.8	57.7	55.7	319.6	331.5	1.22	1.20
4.8	地下 1 階	281.9	288.2	34.1	103.3	315.7	391.5	1.12	1.36
-1.7	地下 2 階	337.2	343.6	72.7	80.3	409.9	423.9	1.22	1.23
-8.2	地下 3 階								

※2: 表に示した数値は暫定値であり、今後の審査における議論を踏まえ適宜見直す。

### 3. 地震応答解析で用いるスケルトンカーブへの補助壁の反映方針

地震応答解析で用いるスケルトンカーブへの補助壁の反映方針を以下で説明する。

#### 3.1 せん断スケルトンカーブ

鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断スケルトンカーブは、JEAG4601-1991 追補版の評価法を基本とするが、補助壁については、JEAG4601-1991 追補版で評価される第1折れ点で降伏する、完全弾塑性型のスケルトンカーブとして評価する方針とする。終局点を与えるせん断ひずみについては JEAG4601-1991 追補版の記載による値を採用する方針としている。耐震壁及び補助壁のせん断に関するスケルトンカーブの概念図を図 3-1 に示す。

補助壁のせん断スケルトンカーブを完全弾塑性型とした理由は、以下の点を踏まえた上で、保守的な評価とするためである。

- JEAG4601-1991 追補版におけるせん断スケルトンカーブの終局点の評価法は BOX 壁、円筒壁、I型壁の実験結果に基づいており、直交壁が存在しない壁の場合は、直交する壁の効果を見込まないような終局点の評価方法を適用する必要があると考えられるが、補助壁については、直交壁が存在しない場合も多いことから、JEAG4601-1991 追補版の終局点の評価法を採用すると過剰にせん断応力の負担を期待するようなスケルトンカーブとなる場合があること。
- 補助壁の鉄筋比は耐震壁と比べて小さい場合が多く、鉄筋によるせん断力の負担が生じる第一折れ点以降のせん断応力の負担については補助壁分の寄与が小さいと考えられることから、第一折れ点まで補助壁の効果を考慮することにより、補助壁による効果を踏まえた応答性状になると考えられること。

また、実際の地震応答解析は、複数の耐震壁と補助壁のスケルトンカーブを軸毎に集約した合算後のスケルトンカーブを用いて解析を実施している。スケルトンカーブの集約方法の詳細を添付資料-3 に示す

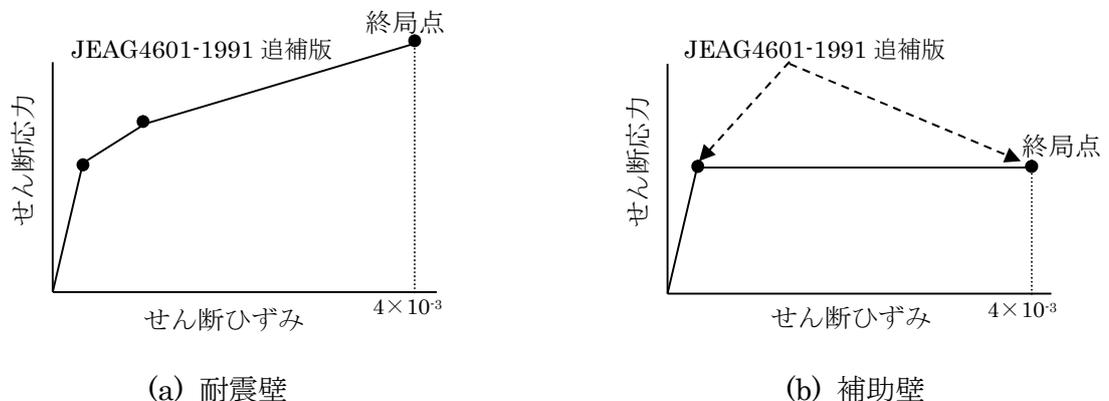


図 3-1 せん断に関するスケルトンカーブの概念図

### 3.2 曲げスケルトンカーブ

鉄筋コンクリート造耐震壁の曲げスケルトンカーブは、せん断スケルトンカーブと同様に JEAG4601-1991 追補版の評価法を基本とするが、補助壁については、その影響を無視する方針である。

曲げスケルトンカーブの算定時に補助壁の影響を無視することとしたのは、以下の点を踏まえた上で、保守的な評価とするためである。

- ・補助壁として新たに考慮した壁のうち、燃料プール、蒸気乾燥器・気水分離器ピットの壁については、EW 方向の解析モデルの曲げ剛性への影響は大きいと考えられるため、建屋質点系モデルにおける建屋質点間を繋ぐ回転ばねとして既工認時より考慮済みであること(図 3-2 参照)。
- ・その他の補助壁については、既工認で耐震壁として考慮した外壁部やフレーム部を構成するような大スパンの連続的な壁ではなく、短スパンの壁であり、建屋全体の曲げ剛性に与える影響は小さいと判断されることから、その影響を無視しても応答性状に与える影響は小さいと考えられること。

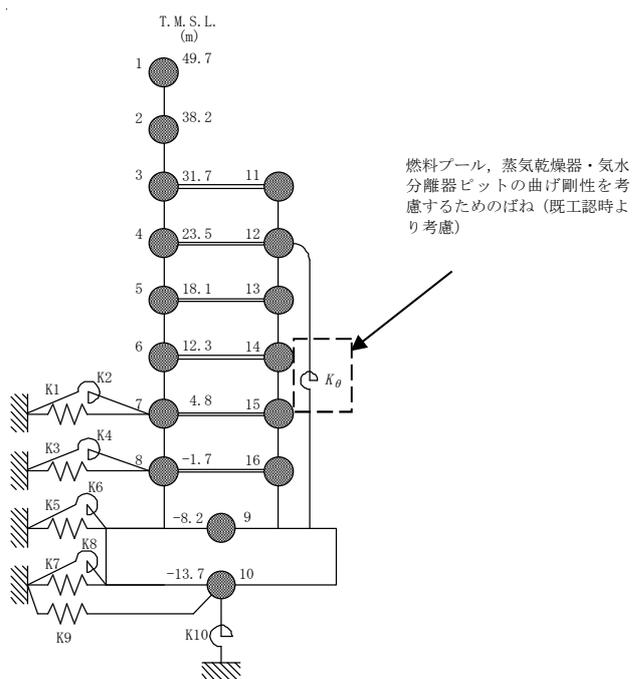


図 3-2 今回工認で採用予定の原子炉建屋の地震応答解析モデル (EW 方向)

#### 4. 設計手法としての妥当性

今回工認で新たに耐震要素として考慮する補助壁は、RC-N 規準における耐震壁の規定を踏まえて設定した選定基準に基づき選定されていることから、耐震要素として十分に考慮可能であると考えられる。

また、地震応答解析で用いる解析モデルへの反映方針としては、JEAG4601-1991 追補版におけるスケルトン評価法のベースとなった実験の内容や耐震壁と補助壁の違い（鉄筋比、直交壁の有無）を踏まえ、補助壁のせん断スケルトンカーブとしては第1折れ点で降伏する完全弾塑性型とし、曲げスケルトンとしては補助壁の剛性を無視する保守的な設定としている。

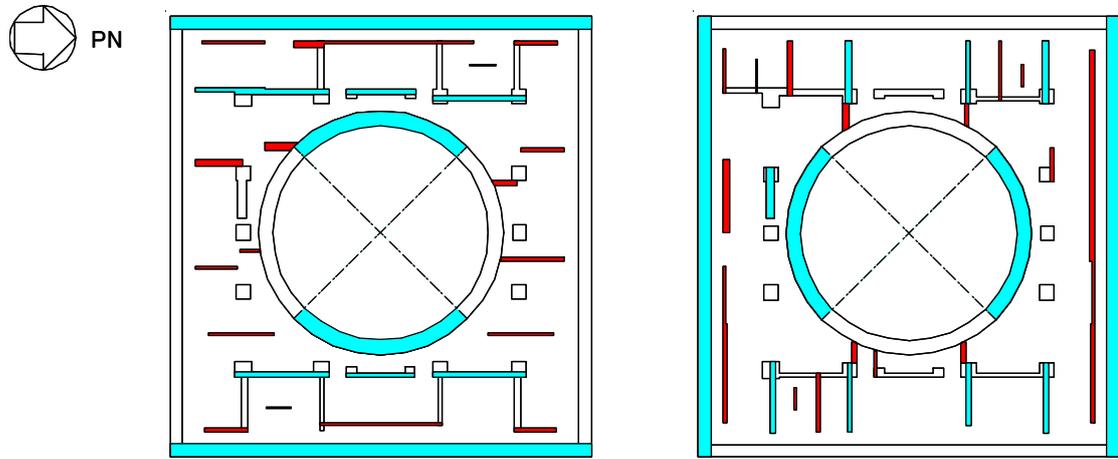
以上のことから、補助壁を耐震要素として新たに考慮することは、設計手法として妥当であると判断した。

#### 5. まとめ

今回工認では、より実現に近い応答を模擬するという観点から新たに耐震要素として取り入れる補助壁について、選定の考え方と選定結果について整理した。また、耐震評価の考え方についても整理した。その上で今回工認において耐震要素として、補助壁を考慮することが設計手法として妥当であると判断した。

添付資料-1 補助壁の選定結果（6号炉原子炉建屋）

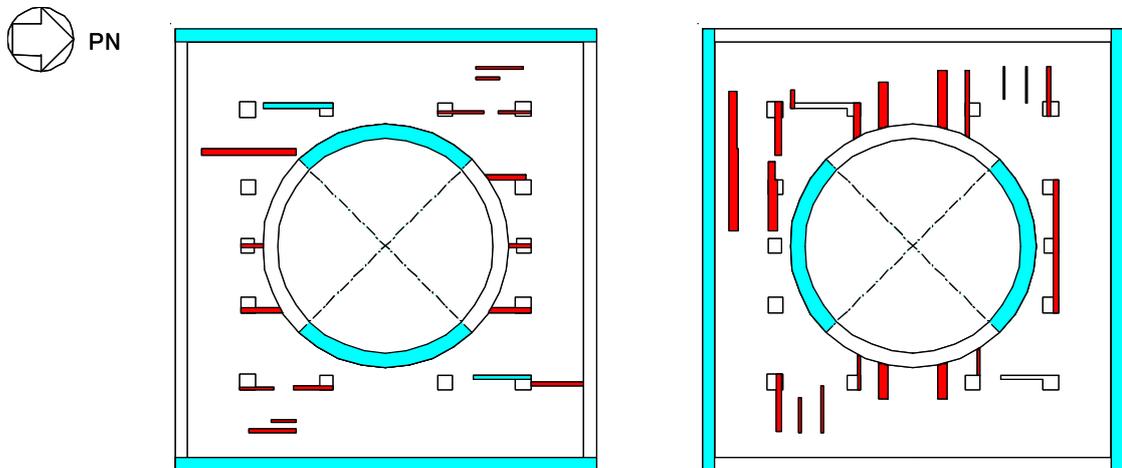
6号炉原子炉建屋の地震応答解析時に耐震壁及び補助壁として剛性を評価する範囲（概要図）を以下に示す。



NS方向

EW方向

B3F(T.M.S.L.-8.2m~T.M.S.L.-1.7m)



NS方向

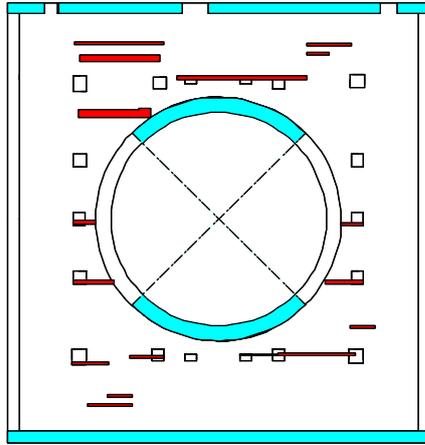
EW方向

B2F(T.M.S.L.-1.7m~T.M.S.L.+4.8m)

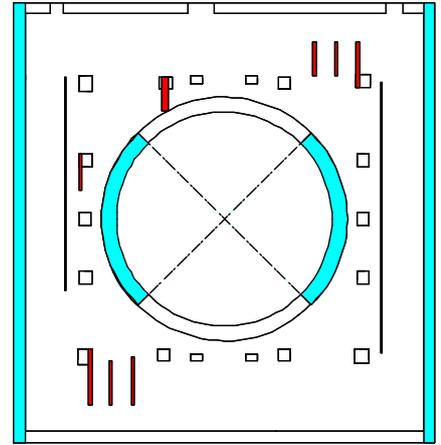
 : 耐震壁として剛性を評価する範囲  
(既工認と同じ)

 : 補助壁として剛性を評価する範囲

添図 1-1 耐震壁と補助壁の考慮範囲

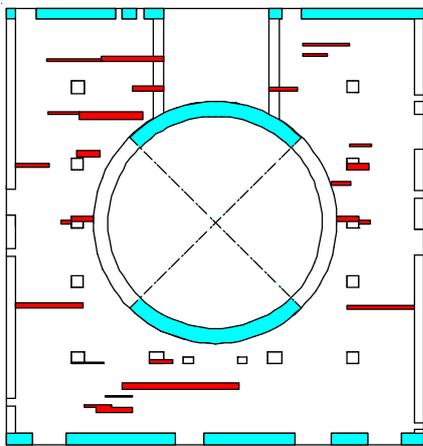


NS方向

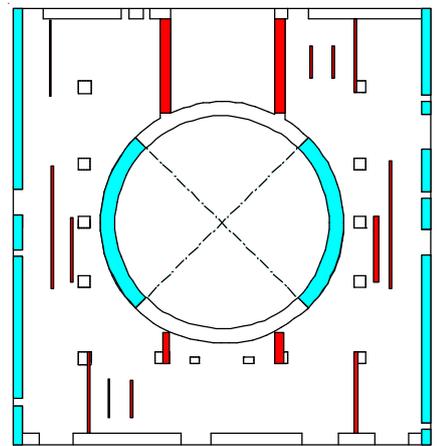


EW方向

B1F(T.M.S.L.+4.8m~T.M.S.L.+12.3m)



NS方向

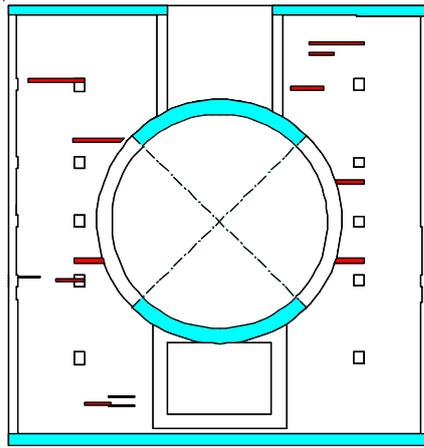


EW方向

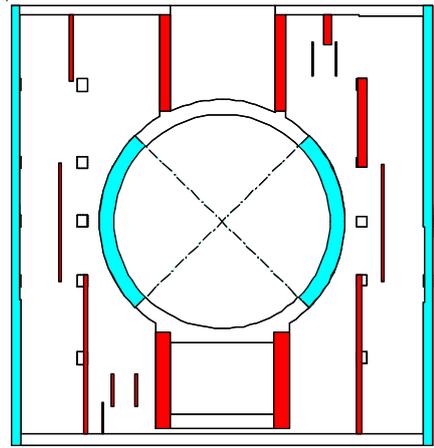
1F(T.M.S.L. +12.3m~T.M.S.L.+ 18.1m)

-  :耐震壁として剛性を評価する範囲  
(既工認と同じ)
-  :補助壁として剛性を評価する範囲

添図 1-2 耐震壁と補助壁の考慮範囲

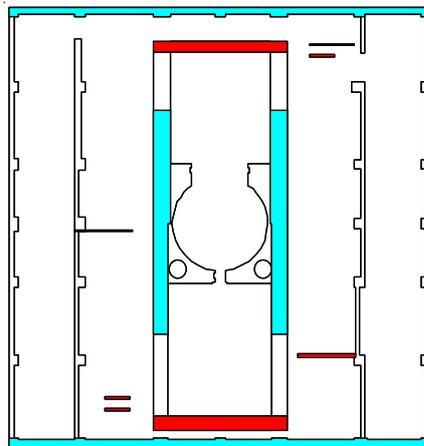


NS方向

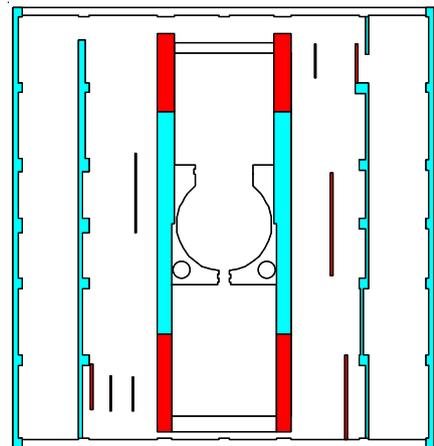


EW方向

2F(T.M.S.L.+18.1m~T.M.S.L.+23.5m)



NS方向

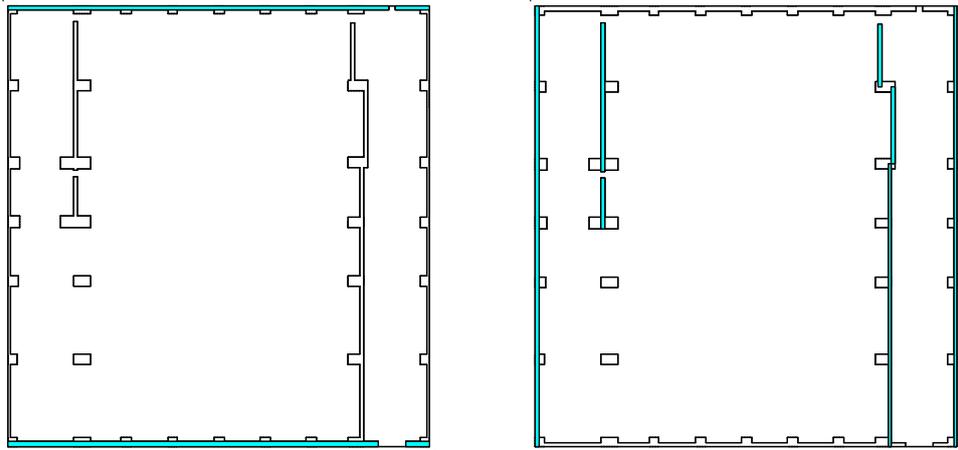


EW方向

3F(T.M.S.L. +23.5m~T.M.S.L.+31.7m)

- : 耐震壁として剛性を評価する範囲  
(既工認と同じ)
- : 補助壁として剛性を評価する範囲

添図 1-3 耐震壁と補助壁の考慮範囲

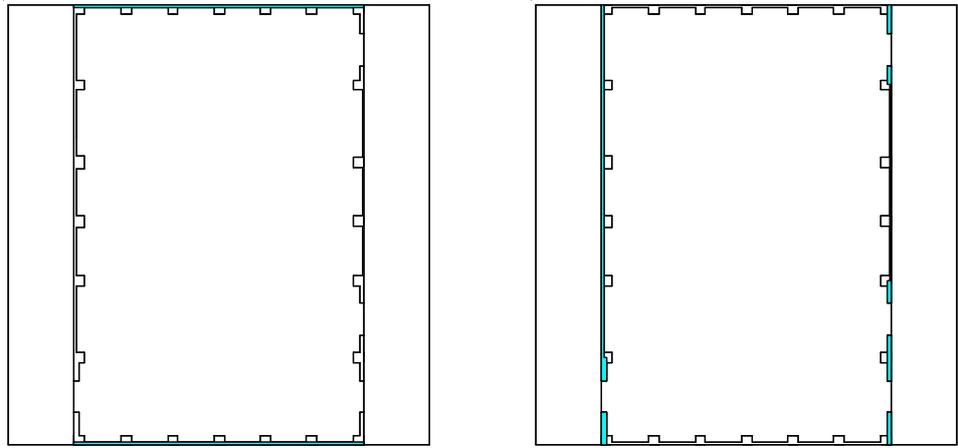


補助壁該当なし

NS方向

EW方向

4F(T.M.S.L.+31.7m~T.M.S.L.+38.2m)



補助壁該当なし

NS方向

EW方向

CRF(T.M.S.L.+38.2m~T.M.S.L.+49.7m)

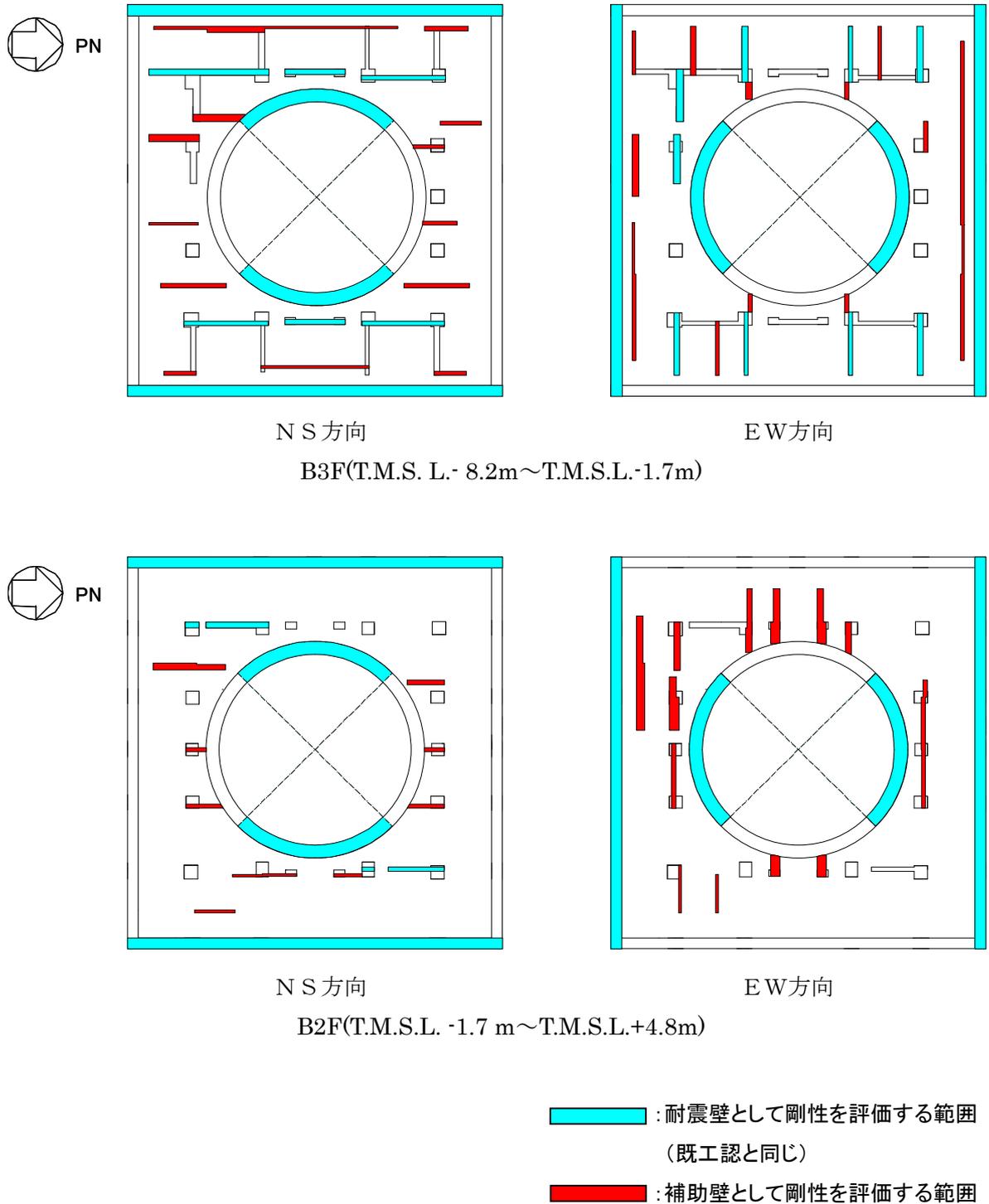
: 耐震壁として剛性を評価する範囲

(既工認と同じ)

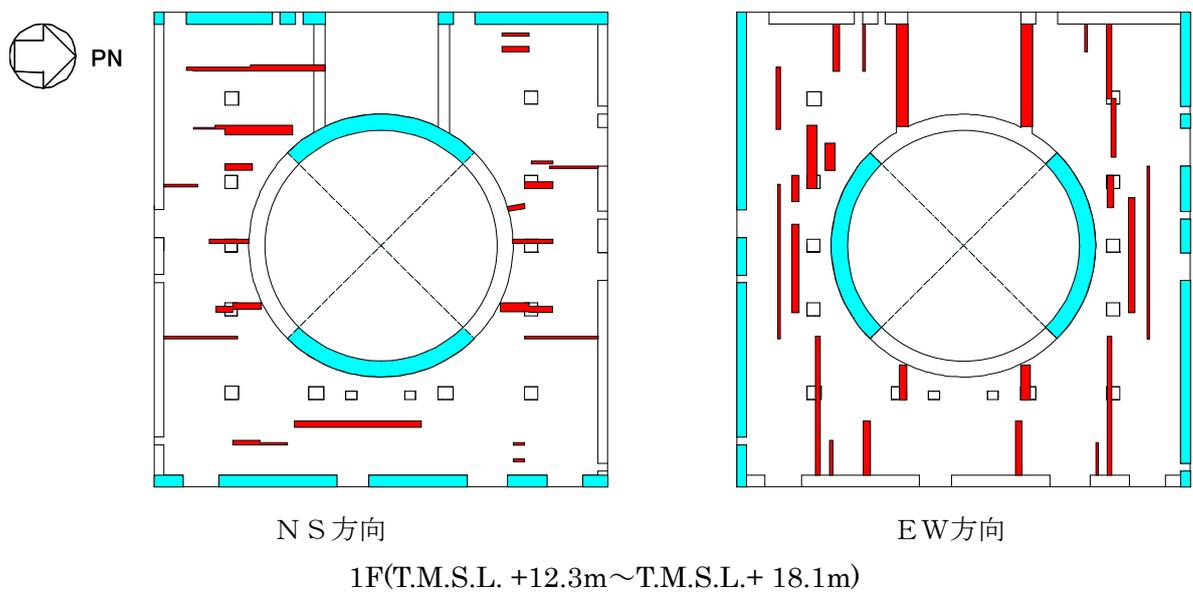
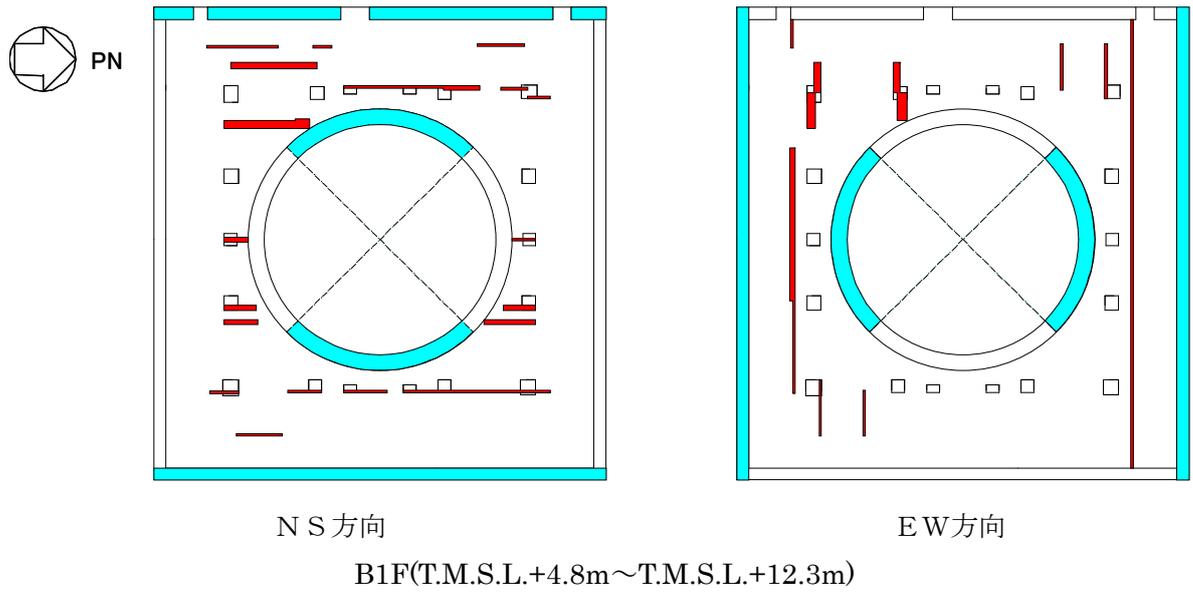
添図 1-4 耐震壁と補助壁の考慮範囲

添付資料-2 補助壁の選定結果（7号炉原子炉建屋）

7号炉原子炉建屋の地震応答解析時に耐震壁及び補助壁として剛性を評価する範囲（概要図）を以下に示す。

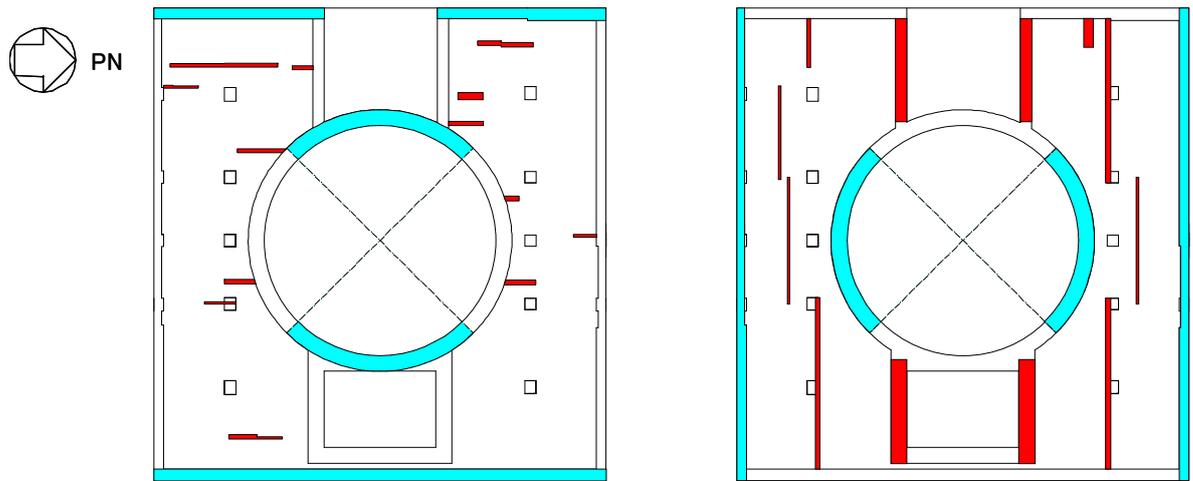


添図 2-1 耐震壁と補助壁の考慮範囲



- : 耐震壁として剛性を評価する範囲  
(既工認と同じ)
- : 補助壁として剛性を評価する範囲

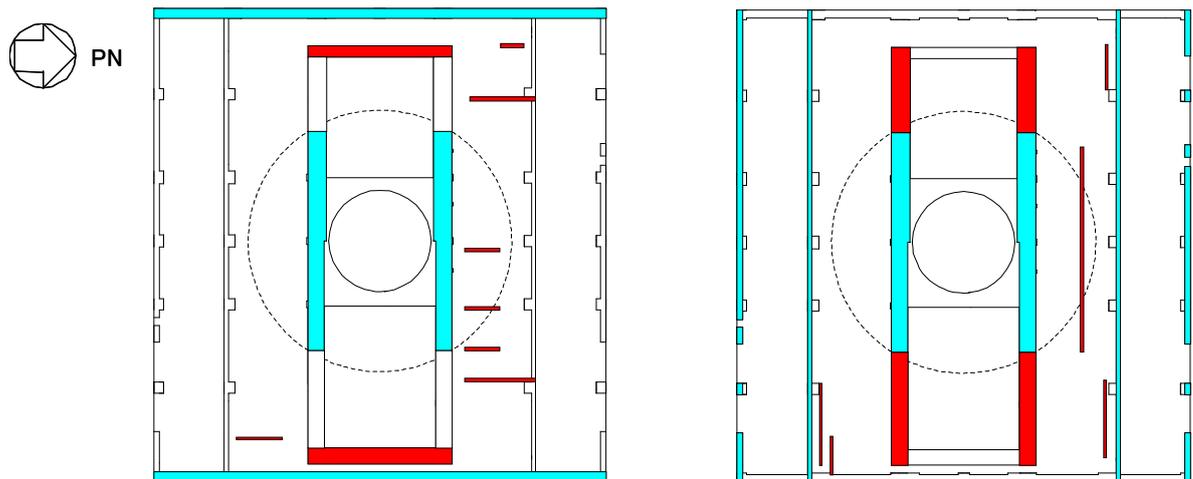
添図 2-2 耐震壁と補助壁の考慮範囲



NS方向

EW方向

2F(T.M.S.L.+18.1m~T.M.S.L.+23.5m)



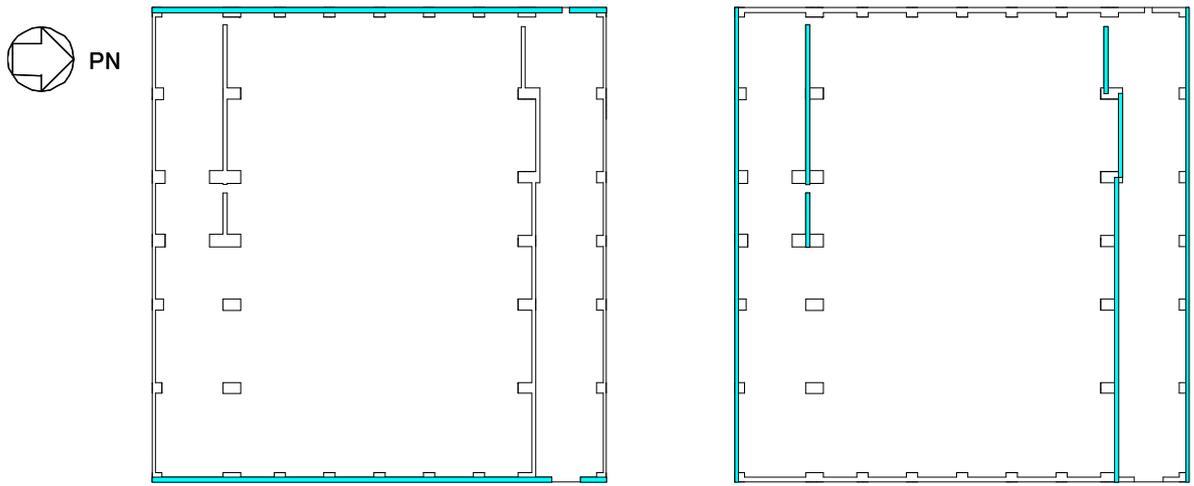
NS方向

EW方向

3F(T.M.S.L. +23.5m~T.M.S.L.+31.7m)

- : 耐震壁として剛性を評価する範囲  
(既工認と同じ)
- : 補助壁として剛性を評価する範囲

添図 2-3 耐震壁と補助壁の考慮範囲

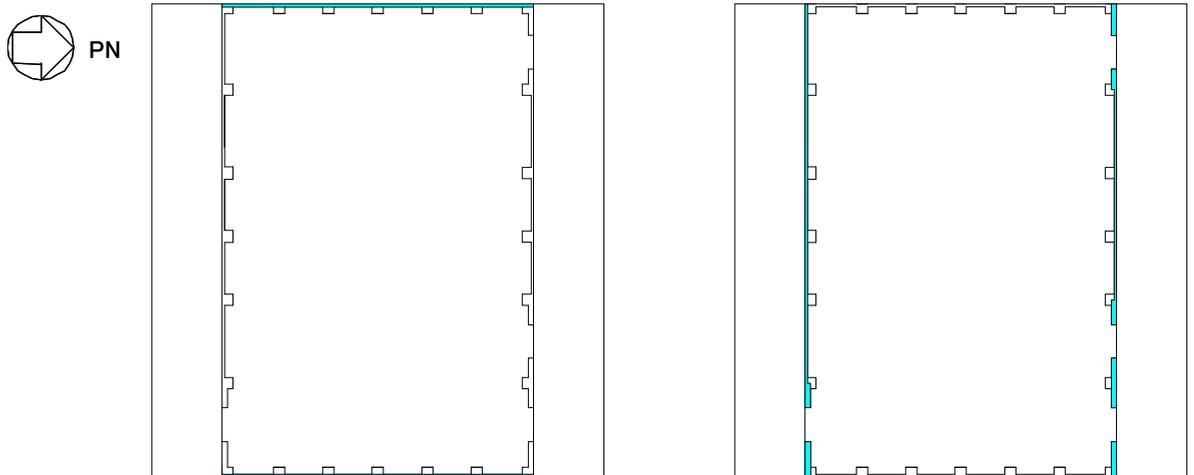


補助壁該当なし

NS方向

EW方向

4F(T.M.S.L.+31.7m~T.M.S.L.+38.2m)



補助壁該当なし

NS方向

EW方向

CRF(T.M.S.L.+38.2m~T.M.S.L.+49.7m)

 : 耐震壁として剛性を評価する範囲  
(既工認と同じ)

添図 2-4 耐震壁と補助壁の考慮範囲

### 添付資料-3 せん断スケルトンカーブにおける耐震壁と補助壁の合算方法

原子炉建屋の地震応答解析モデルにおけるせん断スケルトンカーブは、耐震壁と補助壁を合算評価して設定している。耐震壁と補助壁を評価する場合のスケルトンカーブの算定フローを添図 3-1 に示す。

算定フローに基づき算定した結果として、7号炉原子炉建屋のNS方向B3F（最下階）の外壁軸における計算例を添表 3-1 に示す。

また、算定フローに基づき設定した地震応答解析モデルに用いるせん断スケルトンカーブについて、7号炉原子炉建屋のNS方向を例として、添図 3-2～9 に示す。

① 耐震壁のスケルトンの算定

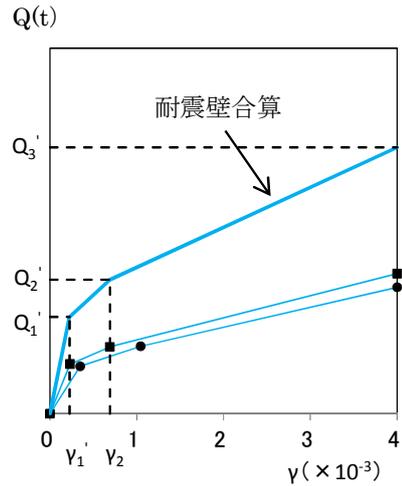
耐震壁については、せん断スケルトンカーブを JEA G4601-1991 追補版の評価法に従い算定する。

ここで、コンクリート強度は、実強度 (440kg/cm<sup>2</sup>) とする。

複数壁の合算方法は以下とする。

- $Q_1'$  : 各壁  $q_1'$  の和
- $\gamma_1'$  :  $Q_1' / G \cdot$  (耐震壁  $A_s$  の和)
- $Q_2'$  : 各壁  $q_2'$  の和
- $\gamma_2$  : 各壁  $\gamma_2$  の最小値
- $Q_3'$  : 各壁  $q_3'$  の和
- $\gamma_3$  :  $4.0 \times 10^{-3}$

ここで、 $q_i'$  : 個々の耐震壁のせん断力  
 $G$  : せん断弾性係数

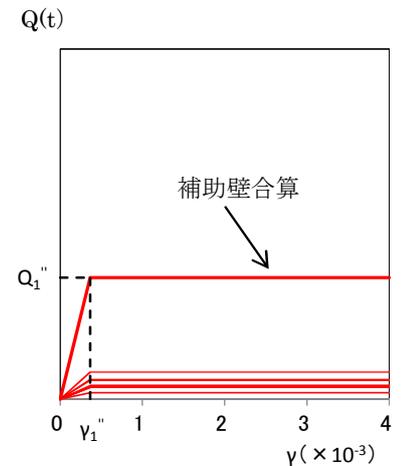


② 補助壁のスケルトンの算定

補助壁については、JEA G4601-1991 追補版で評価される第1折点まで耐力を有すると仮定して、完全弾塑性型のスケルトンカーブとする。

複数壁の合算方法は以下とする。

- $Q_1''$  : 各壁  $q_1''$  の和 ( $Q_2'', Q_3''$  も同じ)
  - $\gamma_1''$  :  $Q_1'' / G \cdot$  (補助壁  $A_s$  の和)
- ここで、 $q_i''$  : 個々の補助壁のせん断力

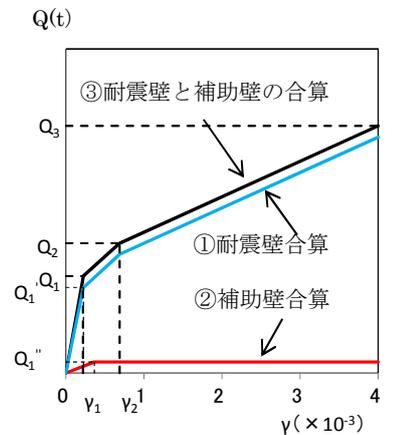


③ 地震応答解析モデルのためのスケルトンの設定 (1軸への集約方法)

①耐震壁と②補助壁を合算して、1軸に集約したスケルトンカーブを設定する。

合算方法は以下とする。

- $Q_1$  : 耐震壁  $Q_1'$  と補助壁  $Q_1''$  の和
- $\gamma_1$  :  $Q_1 / G \cdot$  (耐震壁  $A_s$  + 補助壁  $A_s$  の和)
- $Q_2$  : 耐震壁  $Q_2'$  と補助壁  $Q_2''$  の和
- $\gamma_2$  : 耐震壁  $\gamma_2$  の最小値
- $Q_3$  : 耐震壁  $Q_3'$  と補助壁  $Q_3''$  の和
- $\gamma_3$  :  $4.0 \times 10^{-3}$

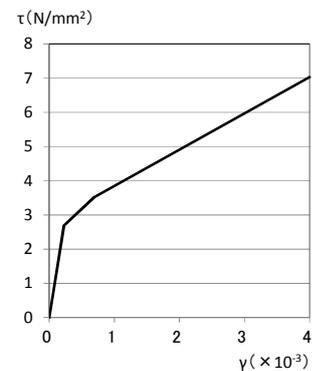


④ 地震応答解析モデルのためのスケルトンの設定 (Q-γ 曲線から τ-γ 曲線へ変換、SI 単位系に換算)

③で得られた Q-γ 曲線を τ-γ 曲線に変換する。

変換方法は以下とする。

- $\tau_1$  :  $Q_1 /$  (耐震壁  $A_s$  + 補助壁  $A_s$  の和)
- $\tau_2$  :  $Q_2 /$  (耐震壁  $A_s$  + 補助壁  $A_s$  の和)
- $\tau_3$  :  $Q_3 /$  (耐震壁  $A_s$  + 補助壁  $A_s$  の和)



添図 3-1 スケルトンカーブの算定フロー

添表 3-1 せん断スケルトンカーブ算定例（原子炉建屋 NS 方向，地下 3 階 外壁軸）

① 耐震壁のスケルトンの算定結果

T. M. S. L. (m)	通り	耐震壁As (m <sup>2</sup> )	JEAG 第 1 折点			JEAG 第 2 折点			JEAG 終局点		
			$\tau_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Q <sub>1</sub> (t)	$\gamma_1$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\tau_2$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Q <sub>2</sub> (t)	$\gamma_2$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\tau_3$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Q <sub>3</sub> (t)	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
-8.2~-1.7	kA	96.2	28.09	27023	0.230	37.92	36480	0.691	79.55	76523	4.000
	kG	96.2	28.34	27262	0.232	38.26	36804	0.697	79.76	76730	4.000

耐震壁の合算

T. M. S. L. (m)	部位	耐震壁As (m <sup>2</sup> )	Q <sub>1</sub> (t)	$\gamma_1$ ( $\times 10^{-3}$ )	Q <sub>2</sub> (t)	$\gamma_2$ ( $\times 10^{-3}$ )	Q <sub>3</sub> (t)	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
-8.2~-1.7	耐震壁	192.4	54285	0.231	73284	0.691	153253	4.000

注 : G = 1.22 $\times 10^5$  kg/cm<sup>2</sup>

② 補助壁のスケルトンの算定結果

T. M. S. L. (m)	壁NO	補助壁As A(m <sup>2</sup> )	JEAG 第 1 折点		
			$\tau_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Q <sub>1</sub> (t)	$\gamma_1$ ( $\times 10^{-3}$ )
-8.2~-1.7	1	3.50	22.27	779	0.183
	2	6.93	22.27	1543	0.183
	3	4.83	22.27	1076	0.183
	4	1.65	22.27	367	0.183
	5	3.06	22.27	681	0.183
	6	3.06	22.27	681	0.183
	7	5.04	22.27	1122	0.183
	8	3.06	22.27	681	0.183

補助壁の合算

T. M. S. L. (m)	部位	補助壁As (m <sup>2</sup> )	Q <sub>1</sub> (t)	$\gamma_1$ ( $\times 10^{-3}$ )
-8.2~-1.7	補助壁	31.13	6933	0.183

注 : G = 1.22 $\times 10^5$  kg/cm<sup>2</sup>

③ 地震応答解析モデルのためのスケルトンの設定結果（1 軸への集約）

T. M. S. L. (m)	部位	$\Sigma As$ (m <sup>2</sup> )	第 1 折点		第 2 折点		第 3 折点	
			Q <sub>1</sub> <sup>*1</sup> (t)	$\gamma_1$ ( $\times 10^{-3}$ )	Q <sub>2</sub> <sup>*1</sup> (t)	$\gamma_2$ ( $\times 10^{-3}$ )	Q <sub>3</sub> <sup>*1</sup> (t)	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
-8.2~-1.7	外壁軸	223.53	61218	0.224	80217	0.691	160186	4.000

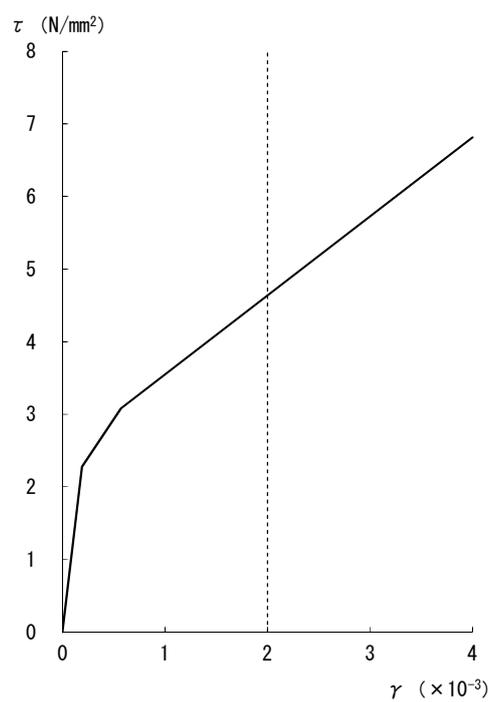
\*1 : ①耐震壁と②補助壁の和

④ 地震応答解析モデルのためのスケルトンの設定結果（Q- $\gamma$  曲線から  $\tau$ - $\gamma$  曲線へ変換）

T. M. S. L. (m)	部位	$\Sigma As$ (m <sup>2</sup> )	第 1 折点		第 2 折点		第 3 折点	
			$\tau_1$ <sup>*1</sup> (kg/cm <sup>2</sup> )	$\gamma_1$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\tau_2$ <sup>*1</sup> (kg/cm <sup>2</sup> )	$\gamma_2$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\tau_3$ <sup>*1</sup> (kg/cm <sup>2</sup> )	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
-8.2~-1.7	外壁軸	223.53	27.39 (2.686)	0.224	35.89 (3.519)	0.691	71.66 (7.028)	4.000

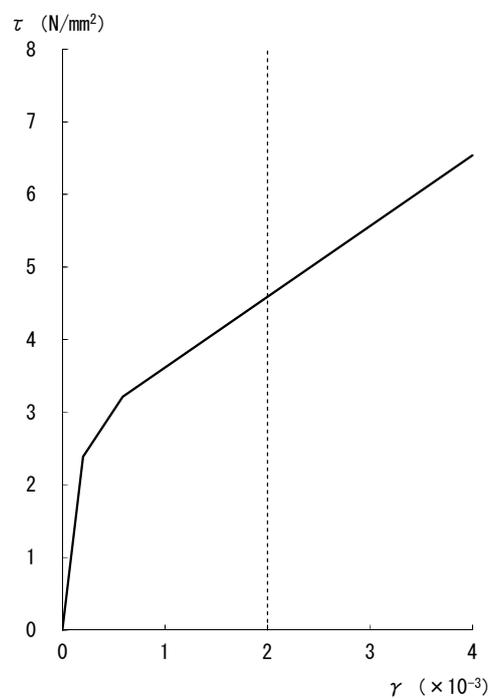
\*1 :  $\tau_i = Q_i / \Sigma As$ 、( ) 内は、N/mm<sup>2</sup> (SI 単位換算値を示す)

(NS 方向)



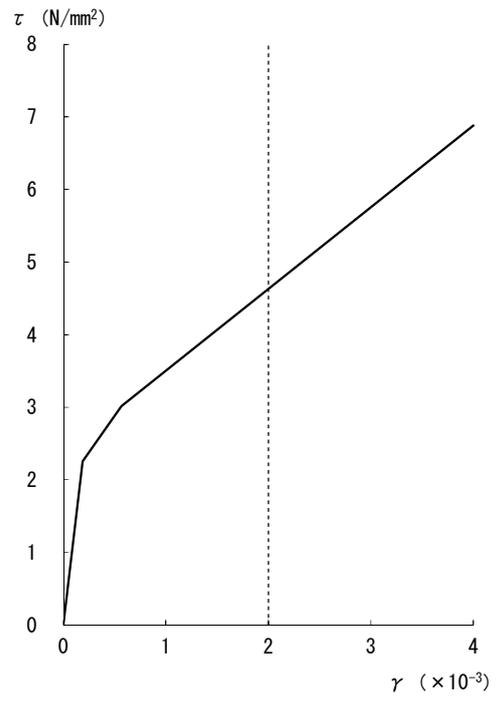
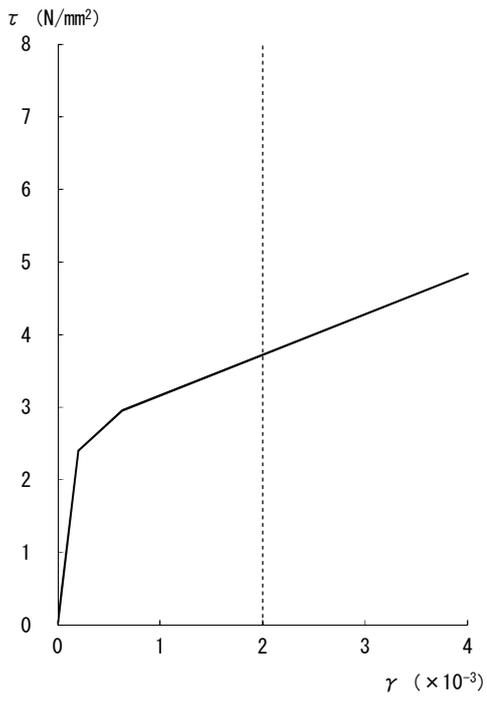
[外壁]

添図 3-2 せん断スケルトンカーブ (NS 方向, CRF)



[外壁]

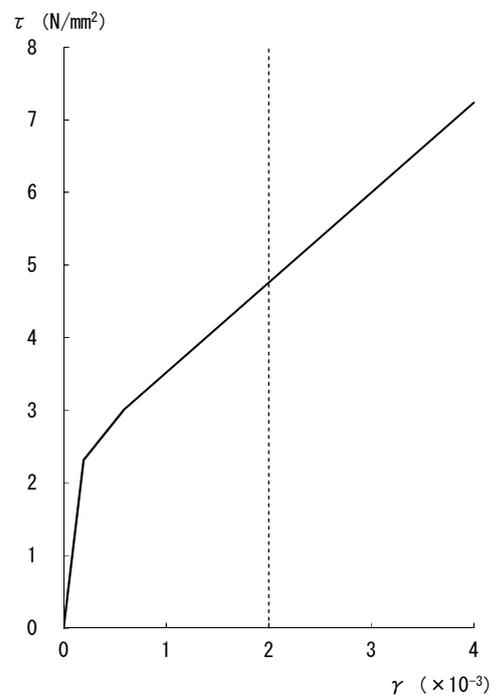
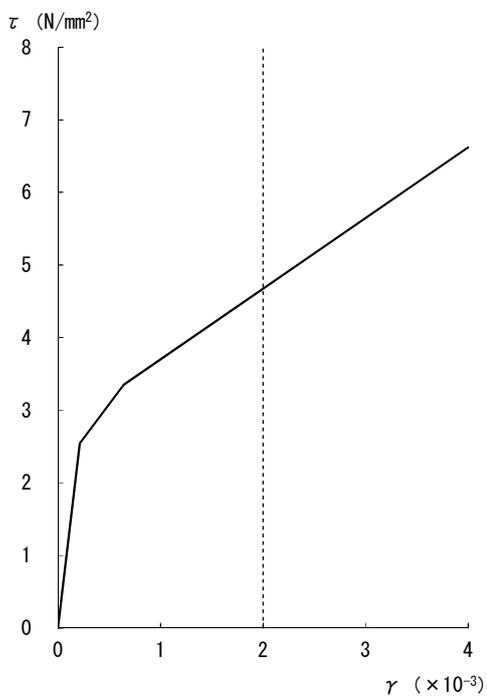
添図 3-3 せん断スケルトンカーブ (NS 方向, 4F)



[外壁]

[RCCV]

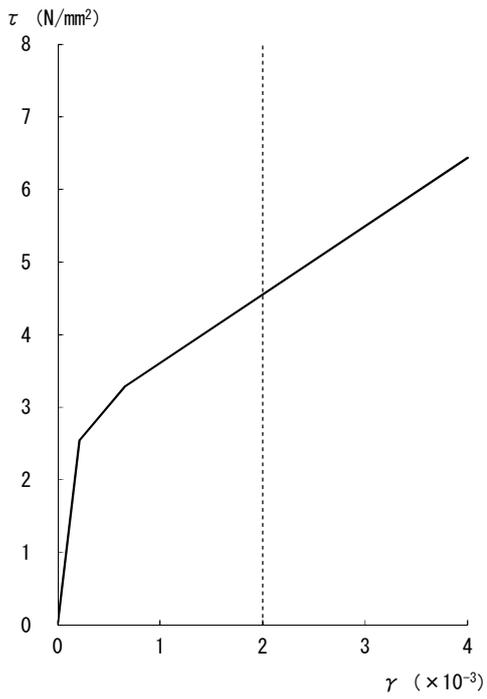
添図 3-4 せん断スケルトンカーブ (NS 方向, 3F)



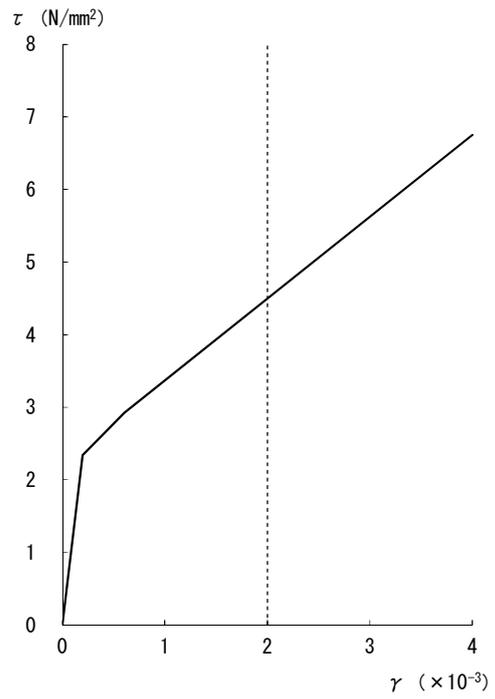
[外壁]

[RCCV]

添図 3-5 せん断スケルトンカーブ (NS 方向, 2F)

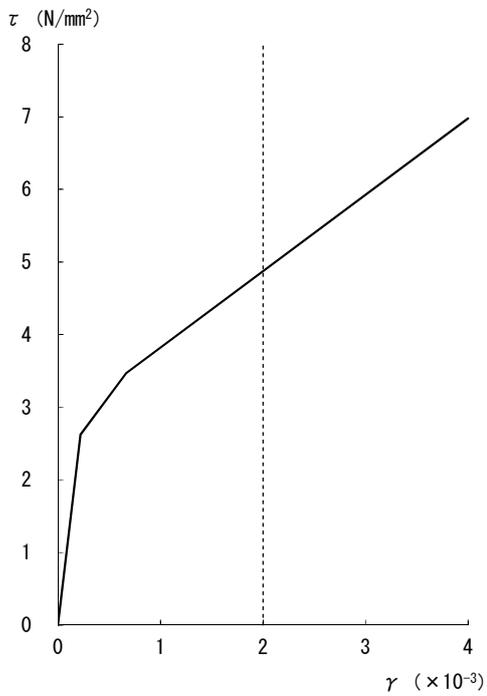


[外壁]

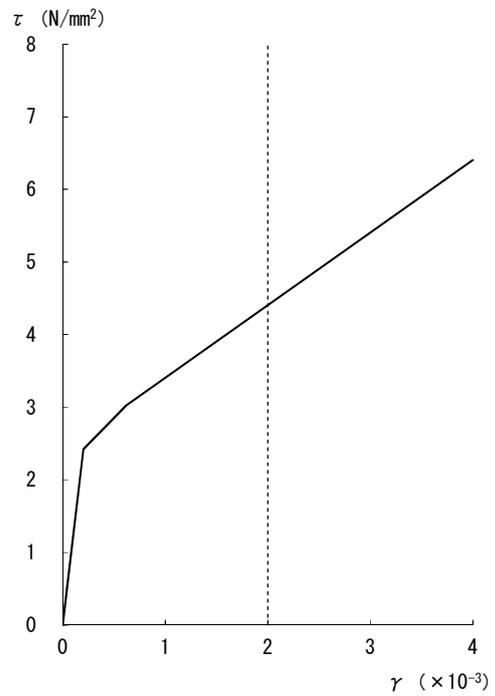


[RCCV]

添図 3-6 せん断スケルトンカーブ (NS 方向, 1F)

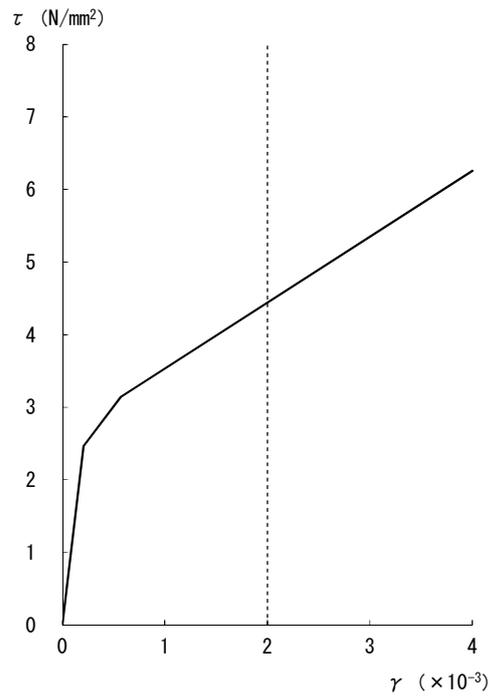
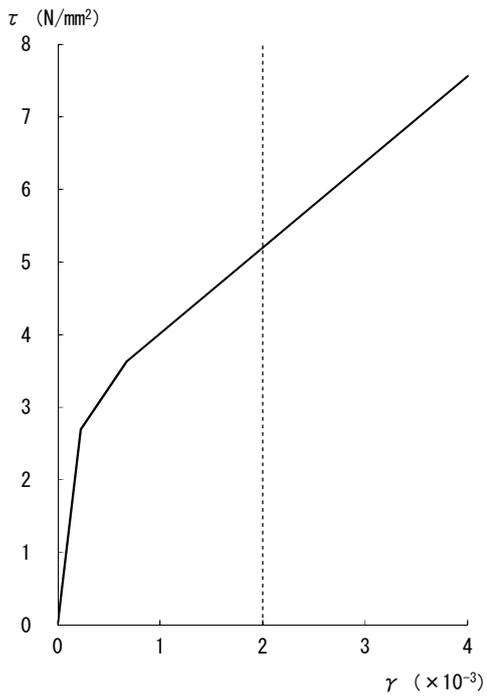


[外壁]



[RCCV]

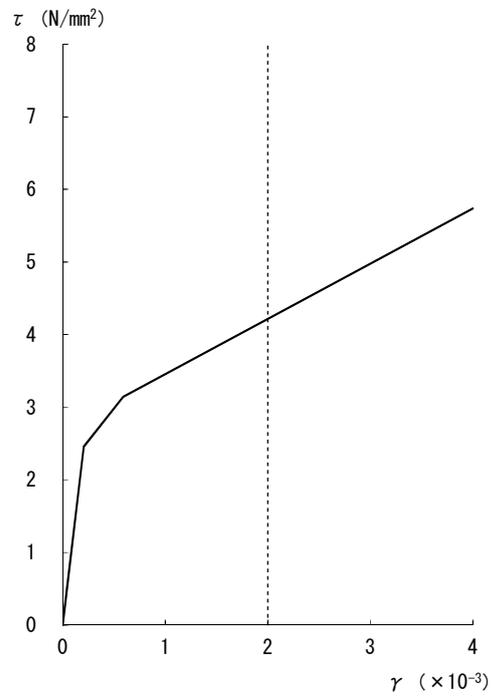
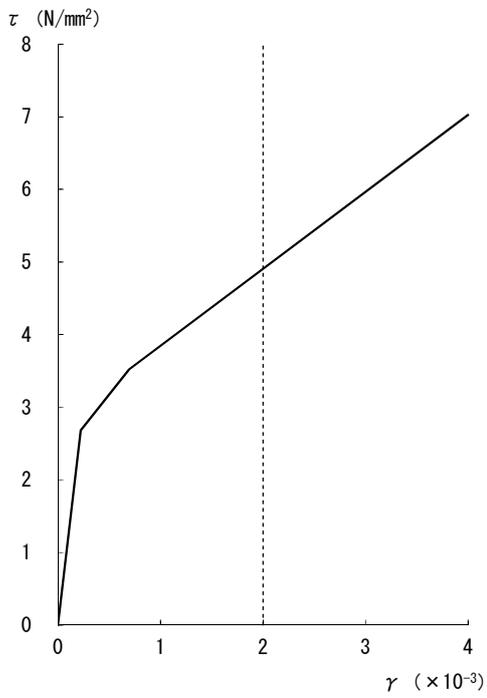
添図 3-7 せん断スケルトンカーブ (NS 方向, B1F)



[外壁]

[RCCV]

添図 3-8 せん断スケルトンカーブ (NS 方向, B2F)



[外壁]

[RCCV]

添図 3-9 せん断スケルトンカーブ (NS 方向, B3F)

## 参考資料-1 補助壁の維持管理について

柏崎刈羽原子力発電所では、原子炉建屋、タービン建屋、コントロール建屋、廃棄物処理建屋等の鉄筋コンクリート造建物の躯体について、躯体の健全性維持の観点から、社内マニュアル※に基づく定期点検を実施している。点検は建屋躯体全てを対象として実施しているため、今回工認より地震応答解析モデルで新たに考慮する予定の補助壁についても、耐震壁を含む他の壁と同様に、以前より全てが点検の対象となっており、耐震壁と同様の維持管理がなされている。点検項目については、ひび割れ、表面劣化等が設定されており、それぞれの項目について点検周期が設定されている。

以上のように全ての補助壁について、鉄筋コンクリート構造としての要求機能が満たせるように適切な維持管理がなされていることから、耐震要素として補助壁を新たに考慮した場合についてもこれまで同様の維持管理を実施することで特段の支障は生じないものと考えられる。

なお、鉄筋コンクリート構造の壁のうち、生体遮へい装置としての機能が要求される部分については、使用前検査の確認対象となっており、建設時に使用前検査を受検しているが、地震応答解析モデルで考慮している耐震壁のうち、生体遮へい装置の対象となっていない壁は、使用前検査の対象とはなっていない。今回工認で新たに耐震要素として考慮する補助壁についても、耐震壁と同様に使用前検査の対象となっている壁となっていない壁が混在している。

※NE-55-7「原子力発電所建築設備点検マニュアル」

## 建屋側面地盤回転ばねを考慮することの妥当性について

## 目 次

1. はじめに
2. 論点の整理と検討方針
  - 2.1 建屋地盤相互作用とモデル化について
  - 2.2 側面回転ばねを採用する目的・効果について
  - 2.3 建屋の設置状況を踏まえた論点の抽出
  - 2.4 妥当性の検討方針
  - 2.5 まとめ
3. 論点①に対する検討  
(論点① 建屋側面に防水層が存在する場合に防水層と地盤間で摩擦力が伝達可能か)
  - 3.1 試験の目的
  - 3.2 試験計画
  - 3.3 一方向載荷及び繰返し載荷試験
  - 3.4 スケール影響試験
  - 3.5 考察
4. 論点②に対する検討  
(論点② 地震時の側面地盤の剥離や土圧変動を考慮しても建屋拘束効果が得られ埋め込み SR モデルへ回転ばねを適用することが妥当か)
  - 4.1 検討概要
    - 4.1.1 検討用地震動
    - 4.1.2 解析モデル
    - 4.1.3 解析ケース
  - 4.2 建屋拘束効果の検討
    - 4.2.1 2次元 FEM モデルによる検討
    - 4.2.2 側面地盤反力に関する検討
  - 4.3 建屋応答の比較
    - 4.3.1 2次元 FEM モデルと埋め込み SR モデルの建屋応答の比較
  - 4.4 ジョイント要素せん断ばねのせん断剛性のばらつきの影響検討
  - 4.5 まとめ
5. 論点③に対する検討  
(論点③ 隣接建屋や建屋周辺の詳細な地盤状況が側面回転ばねの適用性に影響しない)

か)

- 5.1 検討概要
- 5.2 解析ケース
- 5.3 解析モデル
- 5.4 検討用地震動
- 5.5 解析結果
- 5.6 まとめ

6. 全体まとめ

7. 参考文献

- 添付資料 1 NOVAK ばねの円形仮定の妥当性（辺長比）について
  - 添付資料 2 中越沖地震の観測記録を用いた 2 次元 FEM 解析モデルの信頼性の検証
  - 添付資料 3 2 次元 FEM モデルの建屋基礎下の地反力分布
  - 添付資料 4 せん断ばねの履歴特性と初期剛性の建屋応答への影響について
  - 添付資料 5 建屋基礎下のマンメイドロックの建屋応答への影響
  - 添付資料 6 建屋周辺のマンメイドロックについて
- 
- 参考資料 1 回転ばね考慮モデルと既工認モデルとの応答結果比較（Ss-2EW 方向）

## 1. はじめに

本資料は、今回工認における、原子炉建屋の地下部分の埋め込みを考慮した水平方向の地震応答解析モデル（以下、埋め込み **SR** モデルという）に採用する予定の原子炉建屋地下外壁部の側面回転ばねの妥当性に関して検討したものである。

本資料では、はじめに、地中に埋め込まれた建屋と地盤との相互作用の代表的な評価法のひとつである側面回転ばねを付与した埋め込み **SR** モデルや、地盤を離散系モデルで評価した 2 次元 **FEM** モデルに関する既往の知見を整理する。その上で、比較的大きい地震動が作用する場合の、側面回転ばねの妥当性に関する論点を整理する。

次に、実機の地下外壁（防水層付き）と側面地盤の間を模擬した摩擦試験の結果から、大入力時を想定した、建屋-地盤間の摩擦特性を評価する。

また、原子炉建屋の地下外壁と側面地盤の間の接触・剥離や、摩擦特性を考慮して地盤を 2 次元 **FEM** とし、建屋を質点モデルとした詳細な解析モデルによる地震応答解析を行い、側面地盤による建屋の拘束効果について検討する。その上で、埋め込み **SR** モデルに側面回転ばねを適用した場合の建屋応答と詳細モデルによる建屋応答を比較し、埋め込み **SR** モデルによる建屋応答が妥当であることを確認する。

更に、原子炉建屋に隣接するタービン建屋や周辺の地盤状況（埋戻し土、マンメイドロック等）を考慮した解析モデルを用いた解析を実施し、隣接建屋や建屋周辺の詳細な地盤状況が建屋応答に与える影響を確認する。

## 2. 論点の整理と検討方針

ここでは、側面回転ばねを考慮することの目的・効果を説明した上で、側面回転ばねを考慮するにあたっての論点を抽出し、各論点に対する検討方針を設定する。

### 2.1 建屋地盤相互作用とモデル化について

#### 2.1.1 埋め込み効果を考慮した地震応答解析モデルについて

比較的大規模で地中に深く埋め込まれている建物の地震時挙動には、地盤と建屋の相互作用（地盤の建屋拘束効果や側方地盤からの入力）が存在し、これを適切に評価する必要がある。

評価方法としては、建屋の各床位置に集中質点を設け、曲げせん断剛性要素でモデル化した質点系モデルに、地盤の剛性や減衰を適切なばね（＝地盤ばね）として付与し、地盤ばねを介して地震動を入力する比較的簡易な方法がある。この場合質点系モデルの各質点には水平及び回転の自由度を有するので、地盤ばねも建屋の水平・回転に対する抵抗、すなわち水平ばね・回転ばねを考慮する（スウェイ・ロッキング＝SRモデル）。

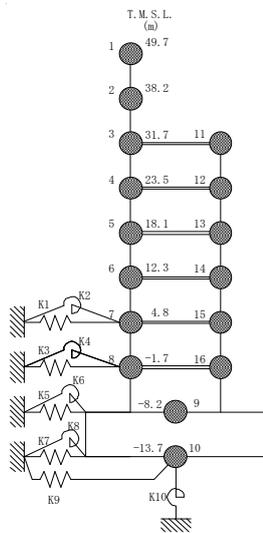
SRモデルを用いる場合、地盤ばねの評価方法がポイントとなるが、地盤ばねとしては弾性波動論に基づいた理論解を簡便化して用いることが多く、基礎底面には振動アドミッタンスによる方法、側面地盤にNOVAKの方法を用いることが一般的である。柏崎刈羽原子力発電所原子炉建屋のように地中に深く埋め込まれている場合に有効な方法である。（埋め込み考慮＝埋め込みSRモデル）この方法は、以下に示すように振動試験や地震観測での妥当性が確認され、「原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991 追補版」（以下、「JEAG4601-1991 追補版」）に示されている。なお、「JEAG4601-1991 追補版」ではNOVAKの側面ばねのうち水平ばねのみを付与し回転ばねは考慮しないこととしている。

地盤をばねで評価する方法の他に、地盤を離散系でモデル化する方法として、地盤を質点と質点を連結する軸ばねとせん断ばねで評価する多質点系並列地盤モデル（格子型モデル）と、地盤を有限要素法でモデル化し必要に応じて建屋周辺の埋土や地盤の不整形等を併せて考慮する方法（FEMモデル）がある。この方法も、地盤を格子型モデルや2次元FEMでモデル化した場合について、地震観測での妥当性が確認され、「JEAG4601-1991 追補版」に示されている。

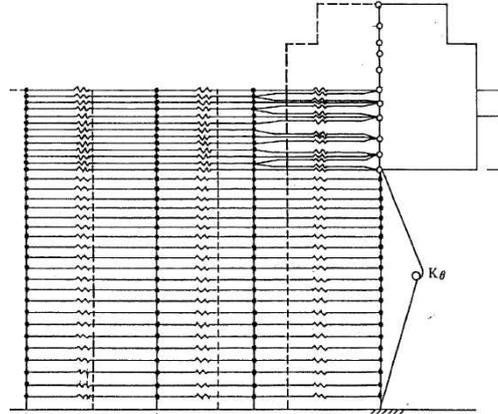
これらのモデルは、目的に応じて使い分けられるが、原子力発電所の設計においては、「建屋の弾塑性や基礎の浮上りを考慮する」、「膨大な荷重条件を想定したパラメータスタディが必要である」、「重要機器を詳細にモデル化して建屋と一体化した精緻な解析を行う必要がある」等の理由から、これまでは埋め込みSRモデルや格子型モデルが用いられている。

一方で、埋め込みSRモデルや格子型モデルの場合に、地盤を平行成層にモデル化することが前提であるのに対し、FEMモデルは、建屋周辺の状況を詳細に表現することができる。このため、周辺地盤の精緻なモデル化や建屋と地盤の間の非線形性等考慮した場合の検証に用いられている。

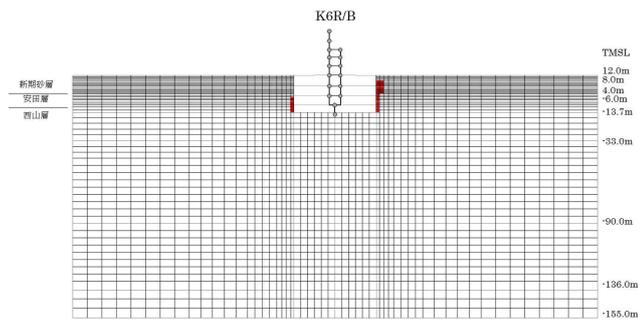
図 2.1.1 に埋め込みを考慮した建屋地盤相互作用を評価するためのモデルを示す。



(埋め込みSRモデル)



(格子型モデル)



(2次元 FEM モデル)

図 2.1.1 埋め込みを考慮した建屋地盤相互作用を評価するモデル

## 2.1.2 埋め込み SR モデルについて

### (1) NOVAK のばねの算定における仮定について

埋め込み SR モデルにおいて、側面ばねとして適用することとした NOVAK のばね（側面水平ばね及び側面回転ばね）は、次の仮定をもうけ弾性波動論に基づいて算定されている。

- ・地盤は単位厚さで平面的にスライスされた当方均質な弾性体とし、地盤の鉛直方向の連成は無視する。
- ・建屋は半径  $r_0$  の円形平面を持ち、振動時に円形平面の形状は変化しない。
- ・地盤の鉛直方向の変位を無視し、建屋と地盤の接触面を水平方向に加振することにより、水平ばねを算定する。
- ・地盤の水平方向の変位を無視し、回転に対して平面保持を考慮した外力を想定し建屋と地盤の接触面を鉛直方向に加振することにより、回転ばねを算定する。

NOVAK の側面ばね算定の概念を図 2.1.2 に示す。

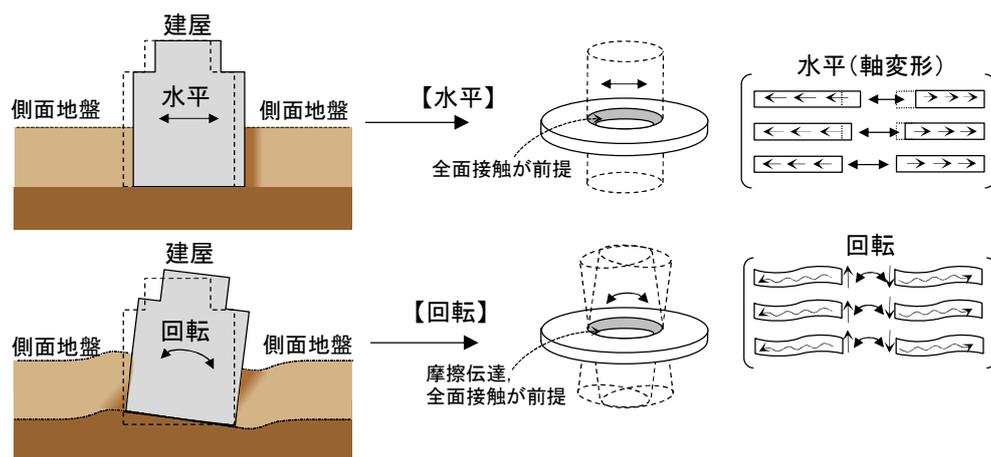


図 2.1.2 NOVAK の側面ばね算定の概念

NOVAK の側面ばね算定における変位の近似化の概念を図 2.1.3 に示す。

この近似の過程では、図 2.1.3 に示すように軸方向の抵抗と鉛直方向のせん断抵抗は考慮されているが、水平方向のせん断抵抗は考慮されていない。

以上の過程によって求まる、NOVAK の側面ばねの算定式を表 2.1.1 に示す。

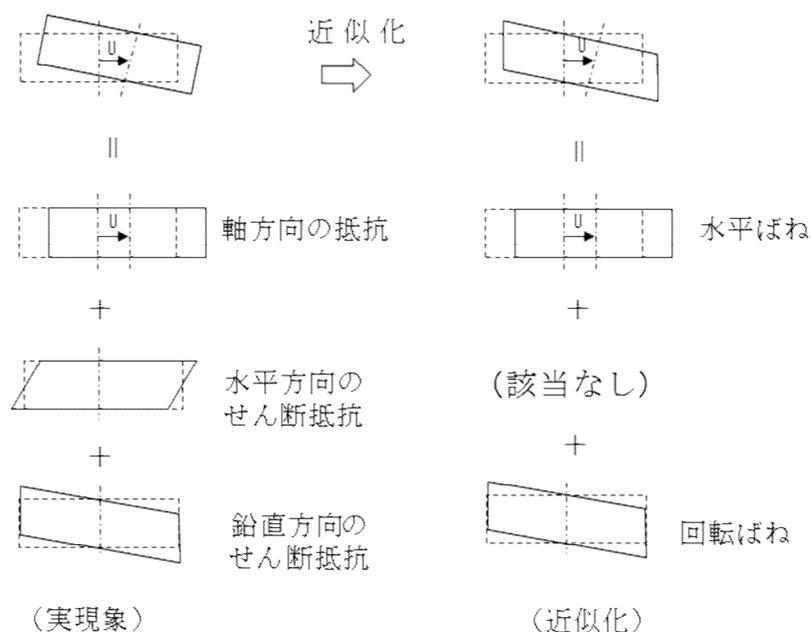


図 2.1.3 NOVAK の側面ばね算定における近似

以上の、NOVAK のばねの算定における仮定をまとめると次のとおりである。

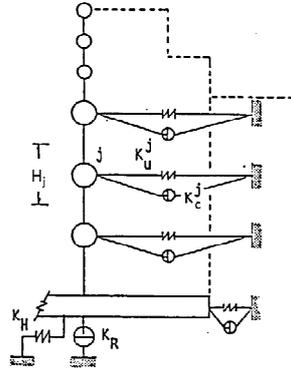
- ・円形の形状を仮定している。
- ・建屋と地盤間は接触していることを仮定しており、特に回転ばねにおいては建屋と地盤間が摩擦力により伝達することを仮定している。
- ・地盤を平面的にスライスすることを仮定しており、軸方向の抵抗と鉛直方向のせん断抵抗は考慮されているが、水平方向のせん断抵抗は考慮されていない。

対象建屋が矩形形状をしているのに対して、円形を仮定していることについては、添付資料 1 において適用性を示す。

建屋と地盤間の接触を仮定していることに関しては、地震時に建屋と地盤間が引張になる面と圧縮になる面があることを踏まえ、地震時の挙動と地盤の建屋拘束効果への影響を検討することが必要である。

地盤の水平方向のせん断抵抗は考慮されていないことに関しては、側面ばねのうち水平ばねの建屋拘束効果を小さめに評価しているため、上記地震時の挙動と地盤の建屋拘束効果と合わせて検討する。

表 2.1.1 NOVAK の側面ばねを用いた埋め込み SR モデルの地盤ばね



埋め込み SR モデル

側面地盤ばねのうち水平ばね ( $K_u^j$ ) および回転ばね ( $K_c^j$ ) は次式により算定する。

$$K_u^j = -\pi H_j G_j a_0^2 \frac{4K_1(b_0^*)K_1(a_0^*) + a_0^* K_1(b_0^*)K_0(a_0^*) + b_0^* K_0(b_0^*)K_1(a_0^*)}{b_0^* K_0(b_0^*)K_1(a_0^*) + a_0^* K_1(b_0^*)K_0(a_0^*) + b_0^* a_0^* K_0(b_0^*)K_0(a_0^*)}$$

$$K_c^j = \pi H_j G_j r_0^2 \left[ 1 + a_0^* \frac{K_0(a_0^*)}{K_1(a_0^*)} \right]$$

ここに,

$\pi$  : 円周率

$H_j$  : 建物質点  $j$  の支配高さ

$G_j$  : 建物質点  $j$  の支配高さにおける地下部外壁に接する地盤のせん断弾性係数

$a_0 = \omega r_0 / V_s$  (等価円置換の無次元振動数)

$r_0 = \sqrt{B_x \cdot B_y / \pi}$  : 等価円半径

$\omega$  : 円振動数

$V_s$  : 地下部外壁に接する地盤の S 波速度

$B_x, B_y$  : 建物の辺長

$K_0(\quad), K_1(\quad)$  : それぞれ 0 次と 1 次の変形ベッセル関数

$$a_0^* = \frac{a_0}{\sqrt{1+i \cdot 2h_j}} \cdot i, \quad b_0^* = a_0^* / \eta_j$$

$$\eta_j = \sqrt{2(1-\nu_j)/(1-2\nu_j)}$$

$h_j$  : 地下部外壁に接する地盤の減衰定数

$\nu_j$  : 地下部外壁に接する地盤のポアソン比

## (2) NOVAK の側面ばねに関する既往文献について

### a. 実機振動試験との比較について

NOVAK の側面ばねを用いた埋め込み SR モデルについては、原子炉建屋の振動試験や地震観測のシミュレーション解析において、その妥当性が検証されている。これらの結果は、「JEAG4601-1991 追補版」において引用されている原子力発電耐震設計特別調査委員会調査報告書 Vol.12「建屋埋込み効果の評価法の標準化に関する調査報告書」（昭和 62 年 6 月）（以下「標準化報告書」という）にまとめられている。

「標準化報告書」においては、埋め込みを考慮した側面ばねの評価法として次の 4 ケースについて比較検討している。

- ・評価法 A NOVAK の側面ばね（水平ばねおよび回転ばね）
- ・評価法 B 境界要素法（BEM）
- ・評価法 C 薄層要素法
- ・評価法 D 軸対称 FEM

これらのうち、境界要素法、薄層要素法、軸対称 FEM は、ともに地盤を 3 次元連続体として取り扱う方法である。

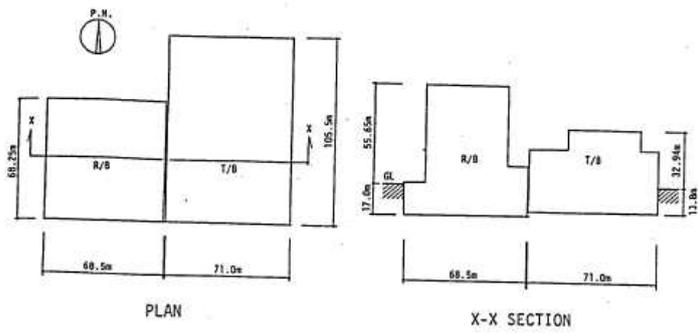
これらの方法を比較検討し、次の 4 点を評価項目として標準化する手法を選定している。

- (1) 波動論との整合があること
- (2) 振動試験結果との整合性があること
- (3) 建屋モデルを質点系としたときに埋め込み効果が簡単にモデルに組み込めること
- (4) 実用性を考慮して地盤ばねの算定ができるだけ簡単であること

その結果、質点系モデルへの適用性や実用性の観点から、評価法 A NOVAK の側面ばねを選定したとしている。

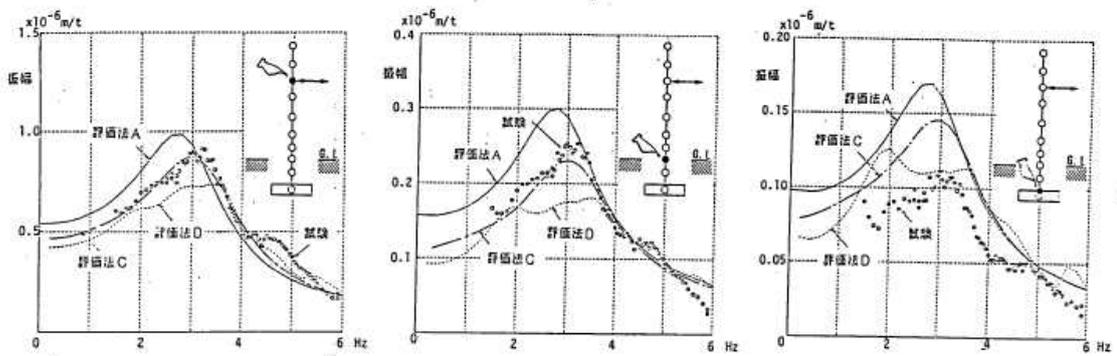
「標準化報告書」での振動試験結果と各種評価法による振動試験の比較例を図 2.1.4 に示す。これらの比較例は、「標準化報告書」のほかに、Yano et al. 「Seismic Design Model of Embedded Structures」(9<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering (9WCEE), 1988), 矢野, 土方他: 埋込みを考慮した原子炉建屋の地震応答解析法 (その 1 ~ その 4), 日本建築学会学術講演梗概集, 昭和 62 年 10 月, K. Hijikata, Uchiyama, et al. : Dynamic soil stiffness of embedded reactor buildings, 9<sup>th</sup> Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT), 1987 においても報告されている。

実機振動試験と、埋め込みを考慮した場合と埋め込みを考慮しない場合のシミュレーション解析結果を比較した事例を図 2.1.5 に示す。

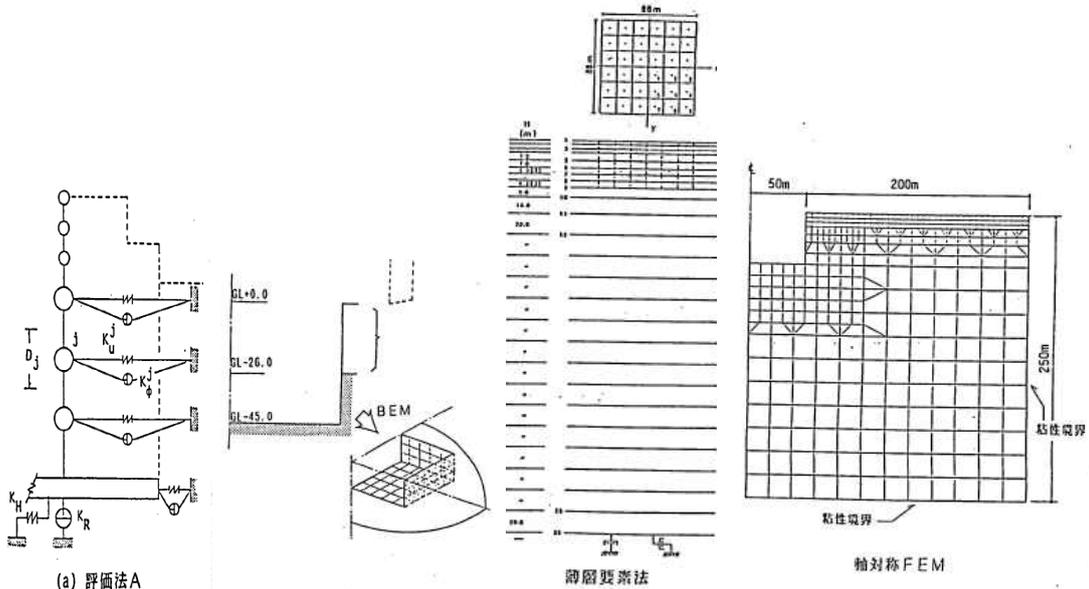


建屋の概要

a. 対象建屋



b. 振動試験結果 (共振曲線)



(a) 評価法 A  
(NOVAK)

(b) 評価法 B  
(境界要素法)

(c) 評価法 C  
(薄層要素法)

(d) 評価法 D  
(軸対称 FEM)

図 2.1.4 各種評価法による実機振動試験のシミュレーション解析事例  
(「標準化報告書」に図題等を加筆)

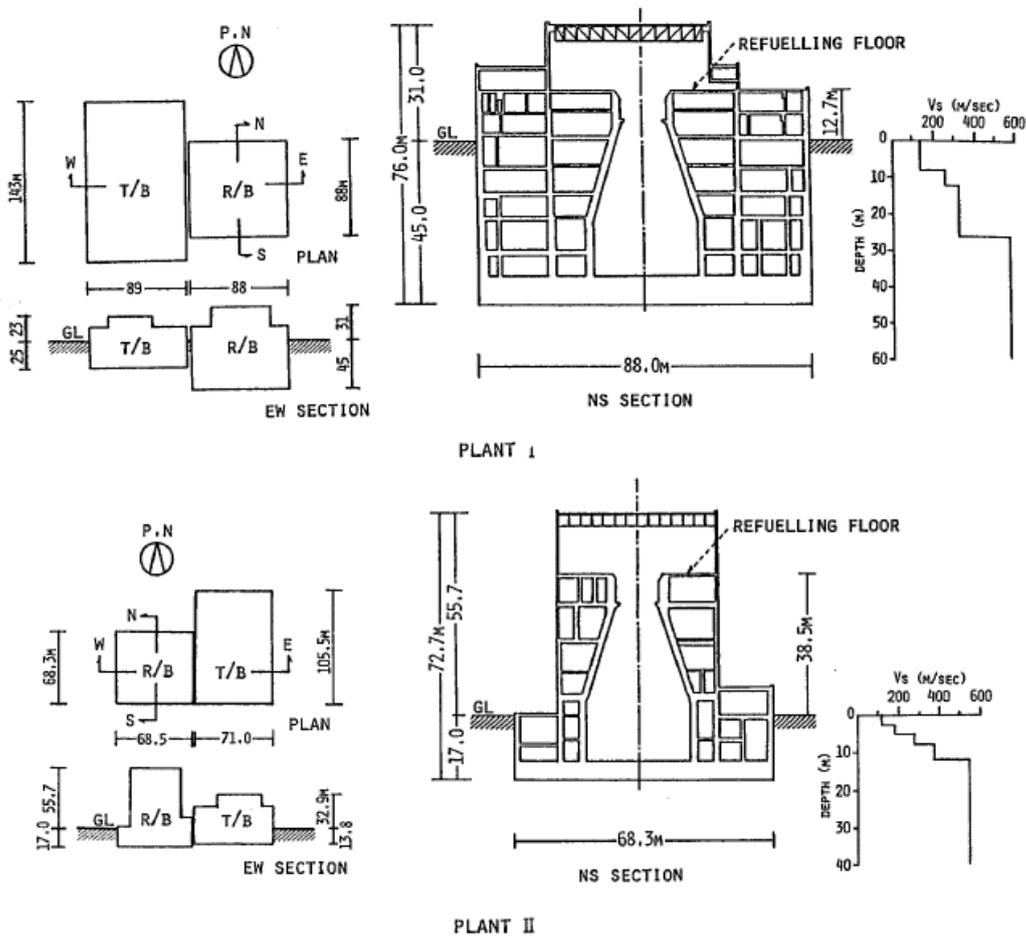
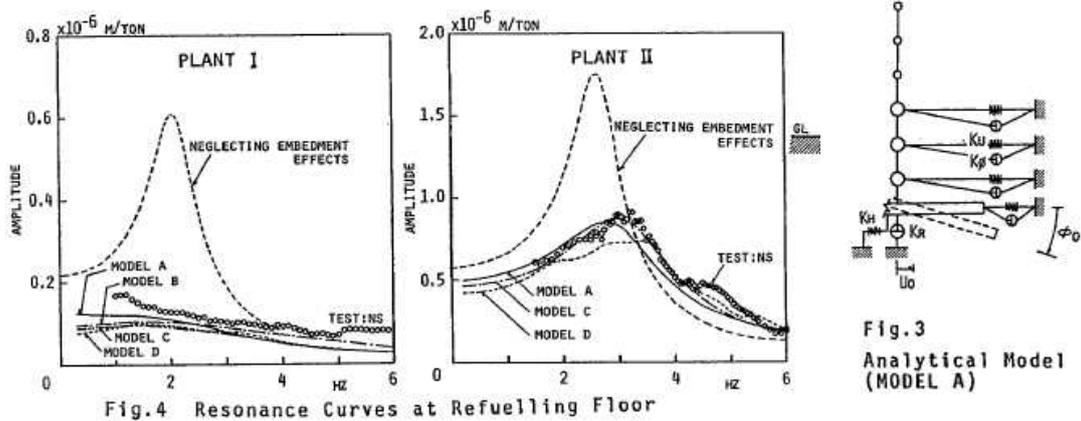


Fig.1 Embedded Structures

a. 対象建屋



b. 振動試験結果と解析結果の比較 (埋め込み SR モデルは MODEL A)

図 2.1.5 埋め込み SR モデルによる実機振動試験のシミュレーション解析事例  
 (Yano et al. 「Seismic Design Model of Embedded Structures」 (9<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering (9WCEE), 1988) に図題を加筆)

b.地震観測との比較について

原子力発電技術機構（NUPEC）の報告書「耐震安全解析コード改良試験 原子炉建屋の埋込み震動効果試験 実地盤上試験に関する報告書」（平成 7 年 3 月原子力発電技術機構）（以下、「NUPEC 報告書」）では、実機サイトにおいて、軟質地盤（Vs400m/s 程度）と硬質地盤（Vs900m/s 程度）上に試験体を設置した地震観測を実施している。これらの地震観測結果とシミュレーション解析結果を比較することにより、NOVAK の側面ばね（水平ばねおよび回転ばねを考慮）を用いた埋め込み SR モデルが、埋め込みのある試験体の応答特性を評価する場合に有効であるとしている。既往文献におけるシミュレーション解析結果の一例を、図 2.1.6 に示す。

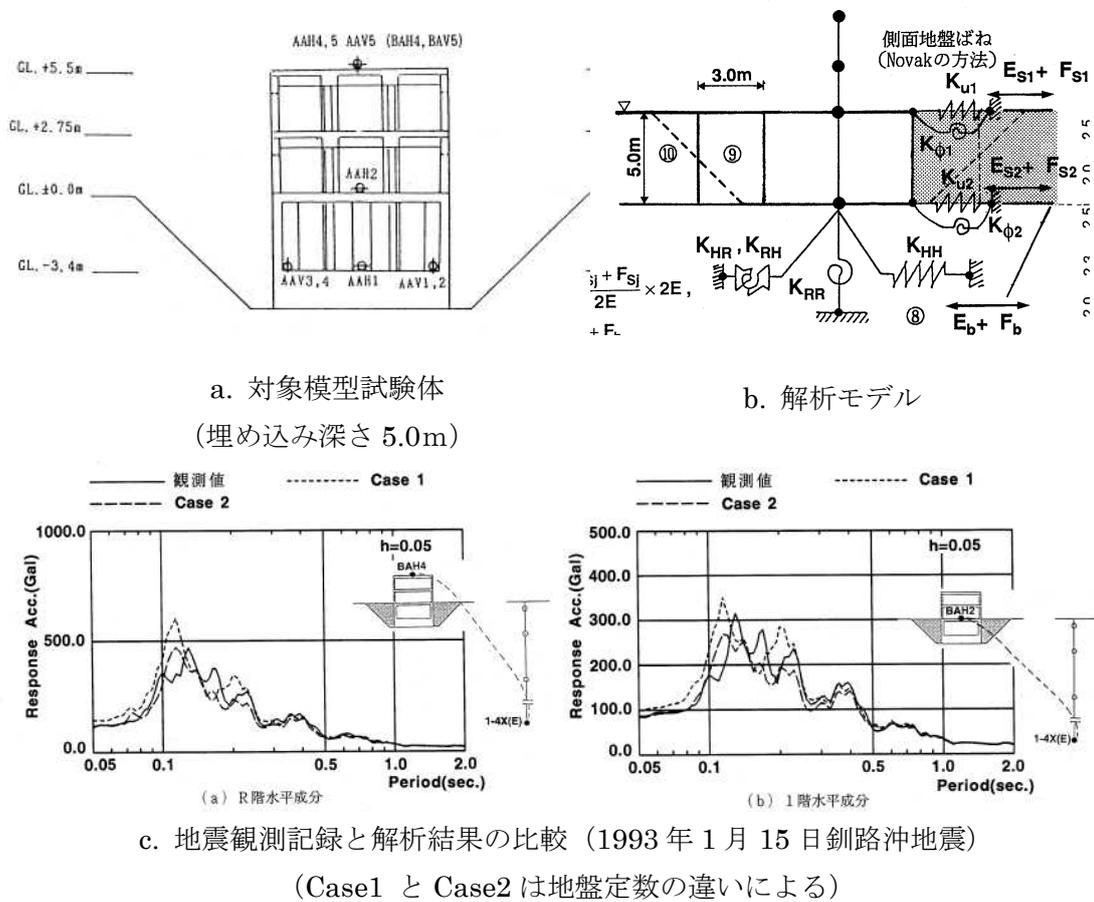


図 2.1.6 埋め込み SR モデルによる模型試験体の地震観測シミュレーション解析事例  
（「耐震安全解析コード改良試験 原子炉建屋の埋込み震動効果試験 実地盤上試験に関する報告書」（平成 7 年 3 月原子力発電技術機構）に図題を加筆）

### c. NOVAK の側面回転ばねについて

「標準化報告書」においては、実機振動試験との比較結果より NOVAK の側面ばね（水平ばね及び回転ばね）を考慮した評価法が、実用的かつ合理的であるとの評価を行った後に、側面ばねのうち回転ばねの扱いについて検討を行っている。

「標準化報告書」における記載の概要は次のとおりである。

側面ばねのうち回転ばねを考慮した場合と削除した場合を、実機振動試験結果と比較し次に言及している。比較結果を図 2.1.7 に示す。

- NOVAK の側面ばねのうち回転ばねを考慮した場合と削除した場合で共振振動数の差異はほとんど生じない。

- NOVAK の回転ばねを削除することにより、共振振動数における振幅は増大し、建屋―地盤連成系の減衰効果は小さく評価される。

これらより、「標準化報告書」では地震応答解析に用いる地震加速度レベル程度での防水層のせん断耐力が不明である現状を勘案すれば、建屋―地盤連成系の減衰定数を小さく評価する回転ばねを削除した埋め込み SR モデルで地震応答解析するのが適切であると判断されるとしている。

以上の検討結果を踏まえると、次のことが結論付けられる。

- NOVAK の回転ばねを考慮した方が試験結果との対応が良くなることから、建屋の埋め込み効果をより適切に評価するためには、NOVAK の回転ばねを考慮することが望ましい。

- NOVAK の回転ばねを考慮するためには、「標準化報告書」で指摘されているように、地震加速度レベル程度での防水層のせん断耐力を明らかにすることが必要である。

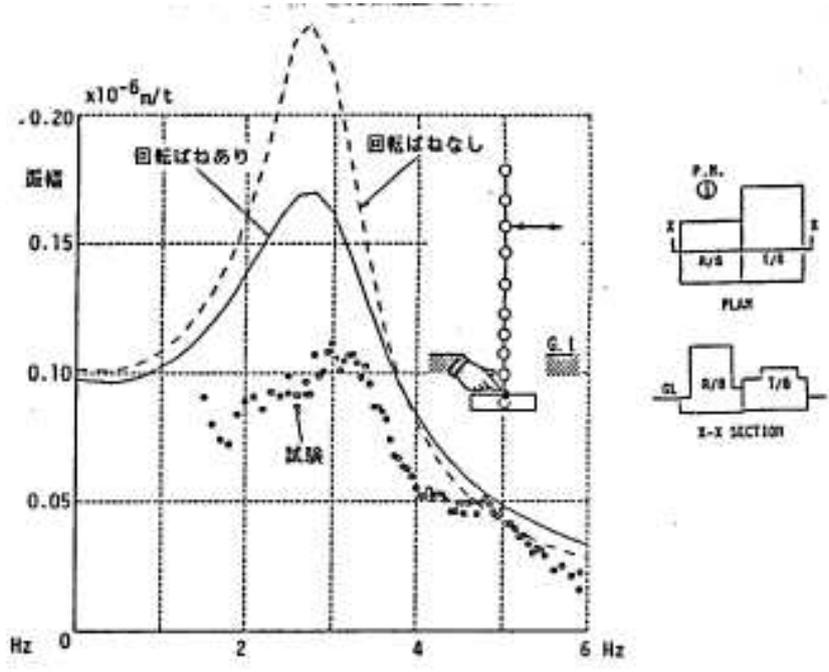
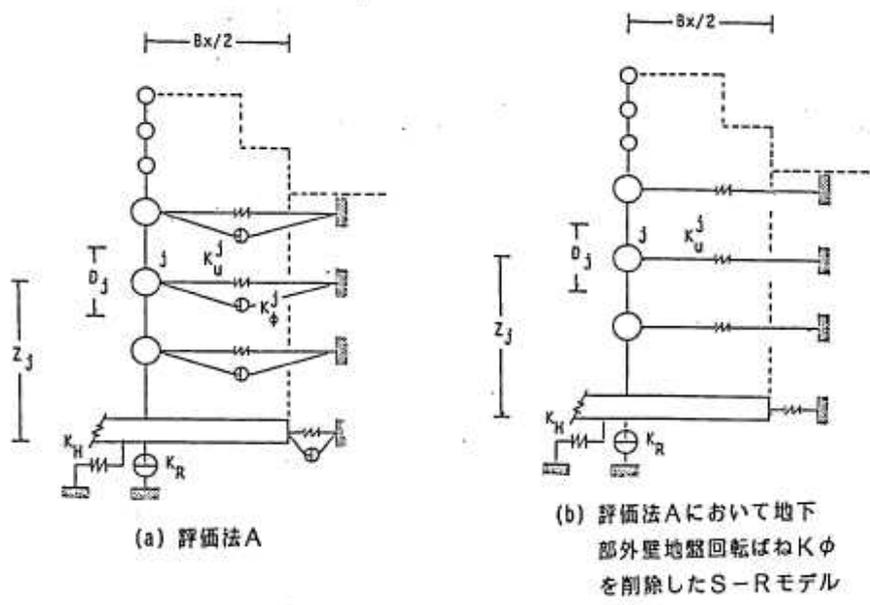


図 2.1.7 実機振動試験結果と側面回転ばねの有無による解析結果の比較事例  
 (「標準化報告書」に図題等を加筆)

### 2.1.3 離散系モデルについて

地盤を離散系でモデル化する地震応答解析モデルとしては、格子型モデル及び FEM モデルがある。別紙-3 では、FEM モデルを用いて原子炉建屋の地下外壁と側面地盤の間の接触・剥離や摩擦を考慮した場合の影響等を実施するので、より精緻なモデル化が可能な FEM モデルについて述べる。

地盤を 2 次元 FEM によりモデル化した地震応答解析については、矢野他「埋込みを考慮した原子炉建屋の地震応答解析法(その 1～その 4)」(日本建築学会学術講演梗概集 1988 年)における、埋め込みのある原子炉建屋の地震観測記録に対するシミュレーション解析により、その妥当性が検証されている。これらの結果は、埋め込み SR モデルと同様に「JEAG4601-1991 追補版」において引用されている「標準化報告書」にまとめられている。

また、埋め込みを有する構造物模型の摩擦滑りや剥離・浮上り等を対象にした振動台実験の 2 次元 FEM によるシミュレーション解析の事例としては、鈴木康嗣他「埋め込みを有する構造物の非線形応答に関する実験とその解析」(日本建築学会構造系論文集第 438 号・1992 年 8 月)がある。ここでは、地盤の材料非線形を等価線形で扱い、地盤と構造物の接触部分の滑り剥離の幾何学非線形を考慮した 2 次元 FEM の解析モデルで、加速度応答、共振振動数、動土圧等に対して実験結果と整合する結果が得られたとしている。さらに、これらの結果から、シミュレーションが 2 次元モデルであることや、実験・解析ともに有限領域のものであるという制約はあるものの、ここで示した 2 次元 FEM による解析手法の精度・信頼性が確認されたとしている。既往文献におけるシミュレーション解析結果を、図 2.1.8 に示す。

一方、埋め込みを有する構造物模型の摩擦滑りや剥離・浮上り等を対象にした遠心振動台実験の 2 次元 FEM によるシミュレーション解析の事例として、古山田耕司他「大地震入力に対する埋込み構造物の非線形挙動に関する研究(その 4)」(日本建築学会大会学術講演梗概集・2008 年 9 月)がある。ここでは、2 次元 FEM による非線形解析により、埋め込みありの場合、建屋底面の接地率(以降、底面の接地率と表記)30%程度の実験結果も含めて、実験結果の性状を定量的に良く捉えているとしている。既往文献におけるシミュレーション解析結果を、図 2.1.9 に示す。なお、井原和弘他「大地震入力に対する埋込み構造物の非線形挙動に関する研究(その 5)」(日本建築学会大会学術講演梗概集・2008 年 9 月)では 3 次元 FEM による非線形解析により、埋め込みのない場合のシミュレーション解析を実施し、3 次元 FEM による解析手法の妥当性を確認したとしている。

さらに、埋め込みを有する構造物模型の摩擦滑りや剥離・浮上り等を対象にした遠心振動台実験の 3 次元 FEM によるシミュレーション解析の事例として、今村晃他「浮上りを考慮した構造物の大地震入力時非線形挙動に関する研究(その 2)」(日本建築学会大会学術

講演梗概集・2013年8月)がある。ここでは、3次元 FEM による非線形解析により、埋め込みのない場合と埋め込みありの場合のシミュレーション解析を実施し、3次元 FEM の適用範囲として文献等に記載されている底面の接地率 35%以上よりも広い適用範囲があるとしている。3次元 FEM によるシミュレーション解析結果の例を、図 2.1.10 に示す。

埋め込みのない原子炉建屋を対象とした場合ではあるが、3次元 FEM 解析と2次元解析の地震応答解析結果を比較した事例として、内山不二男他「3次元 FEM を用いた建屋-地盤の基礎浮き上がり評価法の高度化に関する研究(その4)」(日本建築学会大会学術講演梗概集・2004年8月)がある。3次元 FEM 解析と2次元解析の地震応答解析結果の比較例を図 2.1.11 に示す。

これらの結果より、3次元 FEM 解析と2次元解析の違いとして次を言及している。

- ・ 3次元 FEM 解析と2次元解析の水平応答は概ね対応した値であり、解析次元が異なる応答結果としてはその差異は小さい。
- ・ 建屋頂部と基礎の上面の応答スペクトルに関しては、水平応答は同等であり、上下応答は2次元 FEM が大きい。
- ・ 基礎に生じる転倒モーメントはほぼ等しいが、底面の接地率は2次元 FEM の方が小さくなっており、2次元 FEM の地反力分布が奥行き方向に一定であるため浮上りが生じやすいことが影響している。

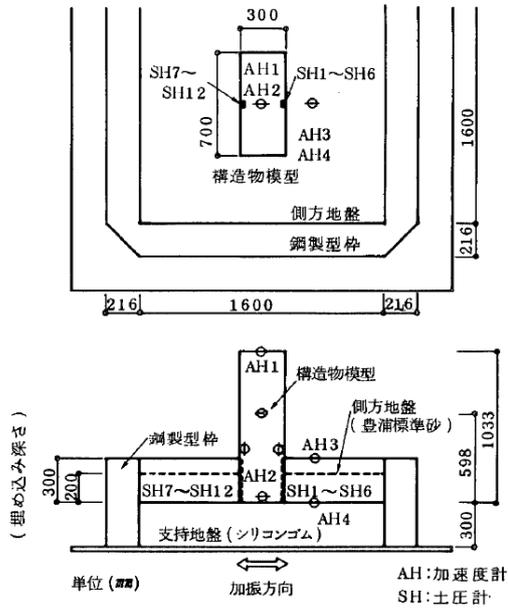


図-1 構造物・地盤模型の概要

a. 構造物・地盤模型の概要

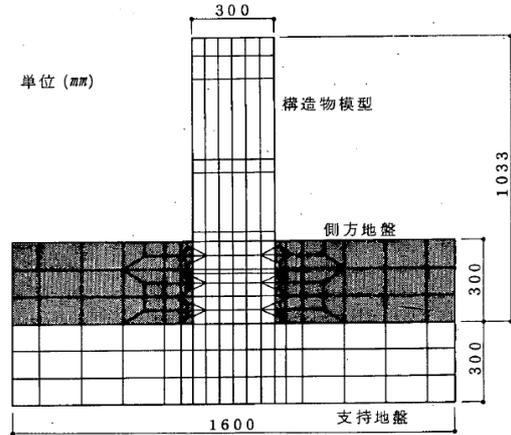


図-8 解析モデル (埋め込み深さ 30 cm)

b. 解析モデルの概要

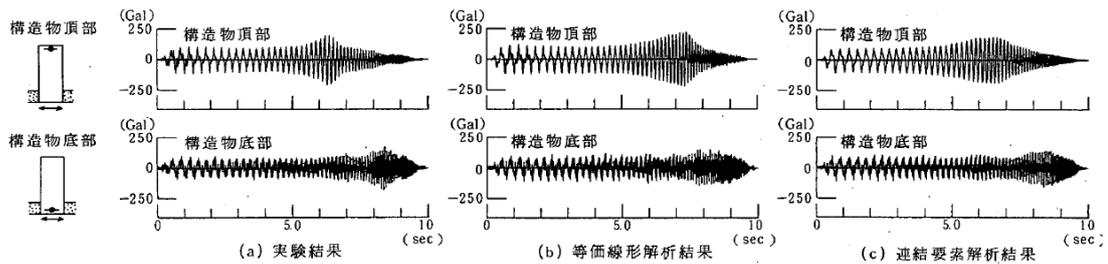


図-13 応答加速度時刻歴 (埋め込み深さ 20 cm, 50 Gal 加振)

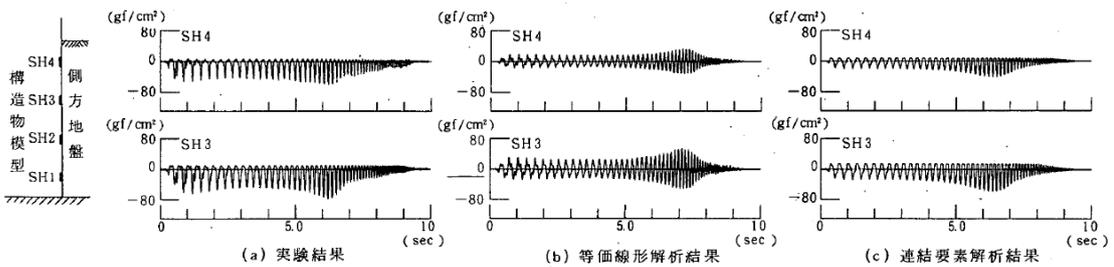


図-14 動土圧時刻歴 (埋め込み深さ 20 cm, 50 Gal 加振)

c. シミュレーション解析結果と試験結果の比較

図 2.1.8 埋め込みを有する構造物模型の振動台実験の 2 次元 FEM による解析事例  
 (鈴木康嗣他「埋め込みを有する構造物の非線形応答に関する実験とその解析」  
 (日本建築学会構造系論文集第 438 号・1992 年 8 月) に図題を加筆)

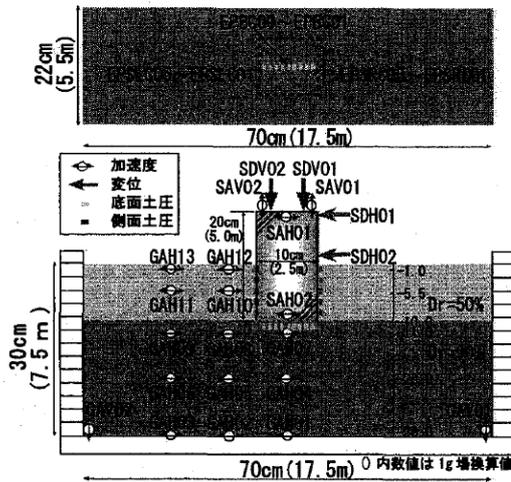


図1 埋込み有り実験モデルと計測点配置

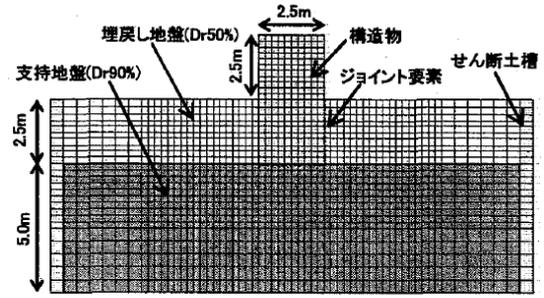
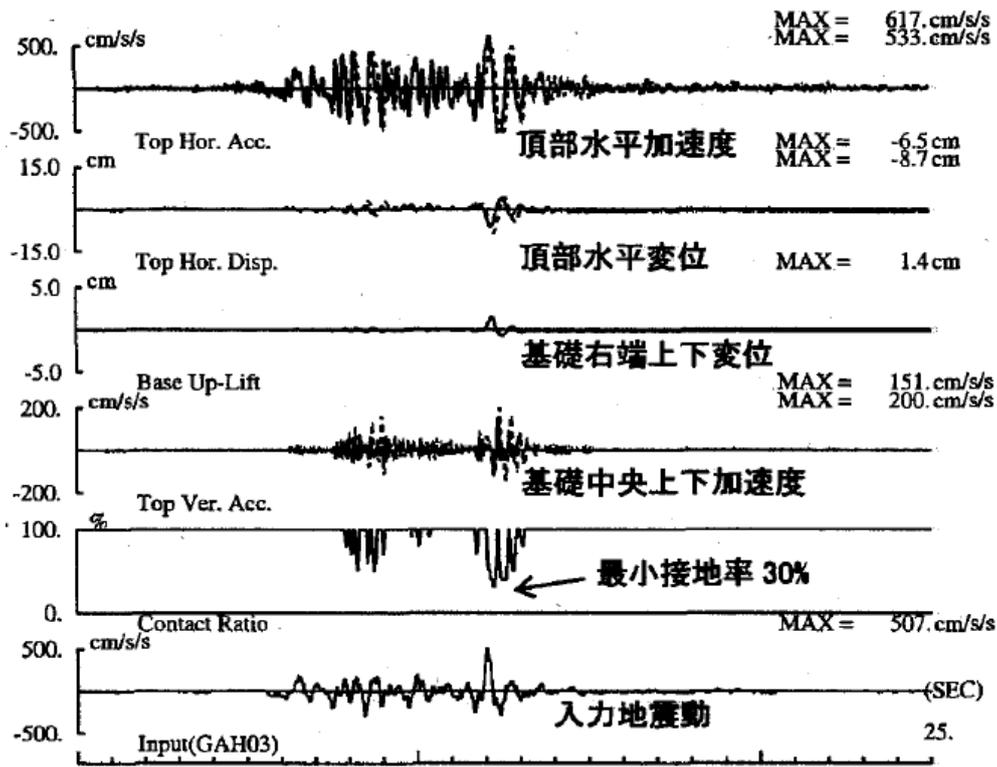


図5 2次元FEM解析モデル (1g場換算表示)

a. 試験体概要

b. 2次元 FEM 解析モデル概要



(b) 埋込み有り

図1 試験体の浮上り応答と接地率の時刻歴波形 (実線:解析、点線:実験、最大値は上段が解析)

c. 試験結果と解析結果の比較

図 2.1.9 埋め込みを有する構造物模型の遠心振動台実験の2次元 FEM による解析事例 (古山田耕司他「大地震入力に対する埋込み構造物の非線形挙動に関する研究(その4)」(日本建築学会大会学術講演梗概集・2008年9月)に図題を加筆)

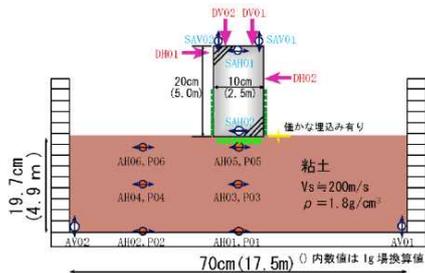


図1 検討対象とした遠心振動台実験

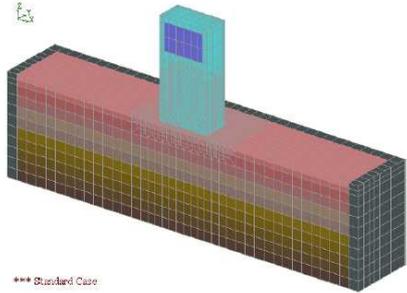


図2 三次元有限要素モデル

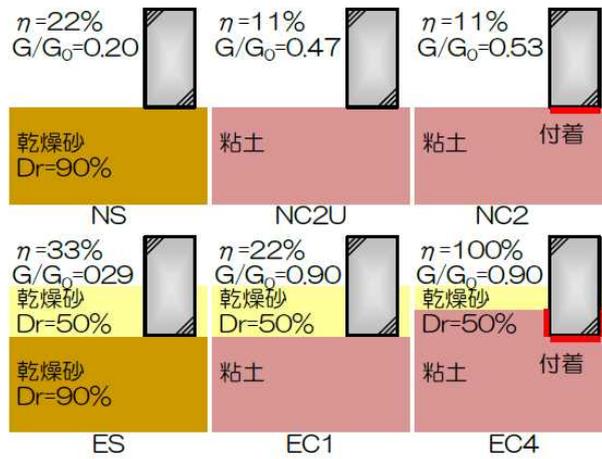


図3 遠心振動台実験のシミュレーション解析ケース

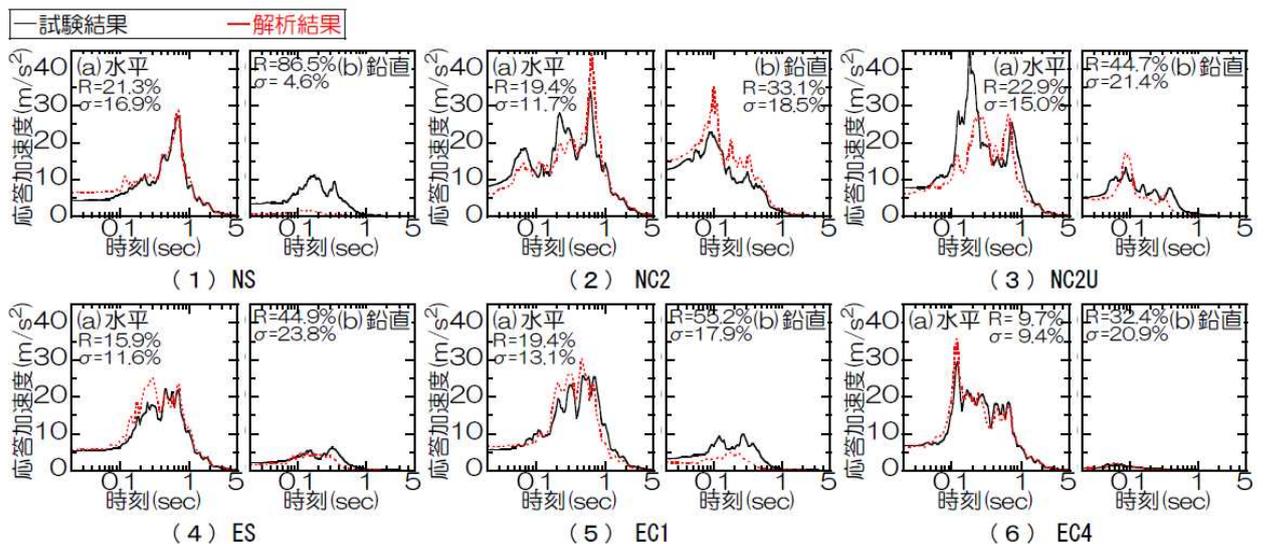


図3 構造物頂部における加速度応答スペクトル (減衰5%) の比較

図 2.1.10 埋め込みを有する構造物模型の遠心振動台実験の3次元 FEM による解析事例 (今村晃他「浮上りを考慮した構造物の大地震入力時非線形挙動に関する研究 (その2)」 (日本建築学会大会学術講演梗概集・2013年8月) に図題を加筆)

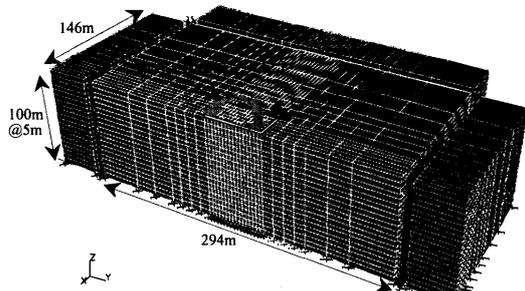


図1 3次元FEMモデル(基礎-地盤系)

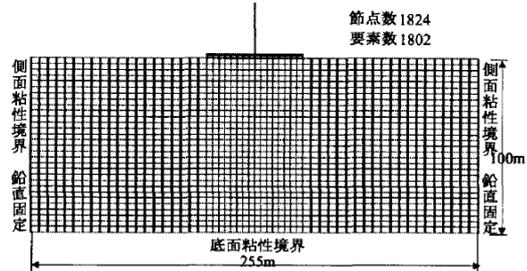


図5 2次元FEM解析モデル( $V_s=1800\text{m/s}$ 地盤)

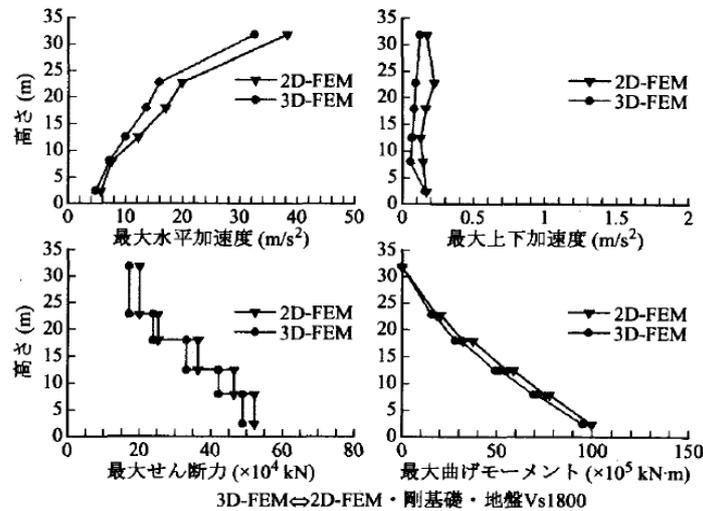


図6 解析次元の違いによる建屋最大応答値の比較

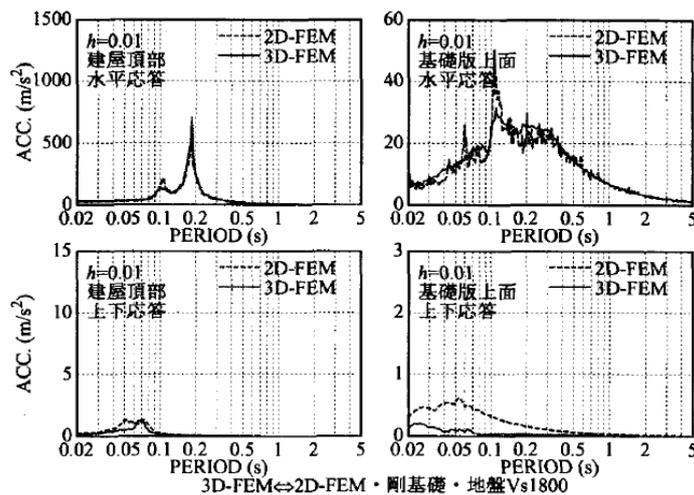


図7 解析次元の違いによる建屋応答スペクトルの比較

図 2.1.11 埋め込みを有する構造物模型の遠心振動台実験の3次元 FEM による解析事例  
 (内山不二男他「3次元 FEM を用いた建屋-地盤の基礎浮き上がり評価法の高度化に関する研究 (その4)」(日本建築学会大会学術講演梗概集・2004年8月)

#### 2.1.4 建屋地盤相互作用とモデル化についてのまとめ

本章では、建屋地盤相互作用とモデル化について概括した。それらの結果次のことが確認された。

- ・埋込まれた原子炉施設の設計における地震応答解析では、埋め込み SR モデルや格子型モデルが多用されている。

- ・今回工認で用いる NOVAK の側面回転ばねを考慮した埋め込み SR モデルは、実機の振動試験や地震観測シミュレーションにより、その妥当性が確認されている。

- ・「標準化報告書」では、地震加速度レベル程度での防水層のせん断耐力が不確かであることから埋め込み SR モデルに NOVAK の側面回転ばねを用いないこととしている。

- ・NOVAK の回転ばねを考慮するためには、「標準化報告書」で指摘されているように、地震加速度レベル程度での防水層のせん断耐力を明らかにすることが必要である。

- ・NOVAK の側面回転ばねは、建屋側面と地盤が接触しておりかつ摩擦力が伝達されていることを仮定して算定されている。実現象においては摩擦による応力伝達に加え水平方向のせん断抵抗も期待できるので、NOVAK の側面回転ばねの適用にあたっては地震時の建屋～地盤間の挙動と地盤の建屋への拘束効果の関係を確認することが望ましい。

- ・2次元 FEM モデルは、振動台実験等により建屋と周辺地盤間の摩擦滑りや剥離等が評価できることが確認されているので、地震時の建屋～地盤間の挙動と地盤の建屋への拘束効果の確認においては、2次元 FEM の活用が有効と考えられる。

## 2.2 側面回転ばねを採用する目的・効果について

今回工認の原子炉建屋の水平方向の地震応答解析モデルでは、上述の埋め込み SR モデルを用いるものとする。既工認モデル時より考慮している NOVAK の側面水平ばねに加え、図 2.2.1 に示すように NOVAK の側面回転ばねを採用する予定である。

これは、2007 年新潟県中越沖地震の観測記録を用いたシミュレーション解析において、他の項目（コンクリート実剛性等）と併せて、側面回転ばねを採用したモデルによる解析結果が、観測記録を精度良く再現できたことを踏まえ、より実状に近い建屋応答を再現するという観点から、側面回転ばねによる効果を考慮することとしたものである。また、側面回転ばねを考慮することにより、埋め込み SR モデル適用の判定基準として用いる建屋の底面の接地率の改善効果も期待できる。

側面回転ばねを考慮することが建屋応答に与える影響を定量的に把握するために、6/7 号炉原子炉建屋のうち 7 号炉を代表として検討を実施した。検討にあたっては、①既工認ベースのモデル（側面回転ばね非考慮）、②既工認ベースのモデルに側面回転ばねを追加したモデルのそれぞれの解析モデルについて、建屋応答の大きくなる基準地震動 Ss-1 を代表波として動的解析を実施し、結果を比較することとした。表 2.2.1 に建屋の底面の接地率、図 2.2.1 に床応答スペクトル、図 2.2.3 に建屋の最大応答せん断ひずみについての比較結果を示す。

まず、表 2.2.1 から側面回転ばねを考慮することによって底面の接地率が大きく改善することが確認出来る。底面の接地率は前述の通り、埋め込み SR モデル適用の判定基準として用いる指標である。「原子力発電所耐震設計技術規定 JEAC4601-2008」（（社）日本電気協会、2009 年）を参考に、底面の接地率が 50%を下回った場合においては、埋め込み SR モデルの適用範囲外とし、特別な検討が必要になると考えている。

図 2.2.2 の床応答スペクトルについては、側面回転ばねを考慮することにより、短周期側の応答スペクトルを多少低減する効果が認められる。側面回転ばねは、建屋の地下側面と地盤の間の摩擦力による建屋の回転方向の拘束効果をモデル化したものであるため、その効果で短周期側の振動が低減したものと考えられる。

図 2.2.3 の建屋のせん断ひずみは、耐震壁の耐震安全性評価の評価基準値として参照する応答値であるが、既工認モデル及び側面回転ばねを追加で考慮したモデル共に評価基準値に対して十分な余裕がある。側面回転ばねを考慮することにより、最大せん断ひずみは大きくなる傾向が確認出来る。

以上で説明したとおり、側面回転ばねを考慮することの主要な目的としては、「側面の摩擦力による拘束効果をモデルに取り込むことによってより実状に近い応答を模擬すること」にあると考えており、結果として埋め込み SR モデル適用の判定基準として用いる建屋の底面の接地率が改善することとなる。

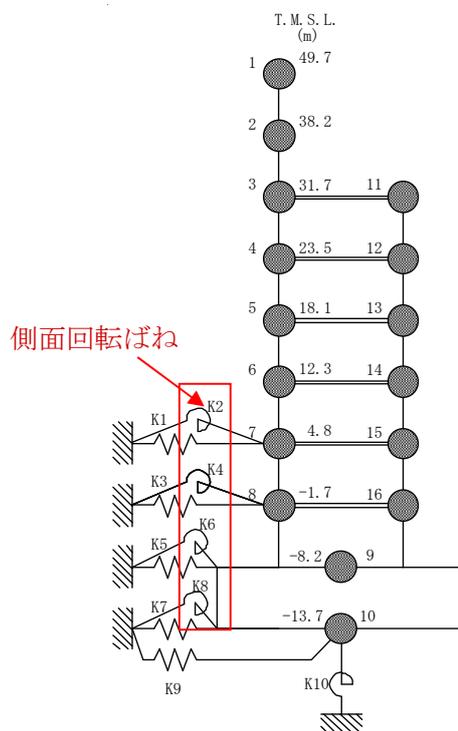
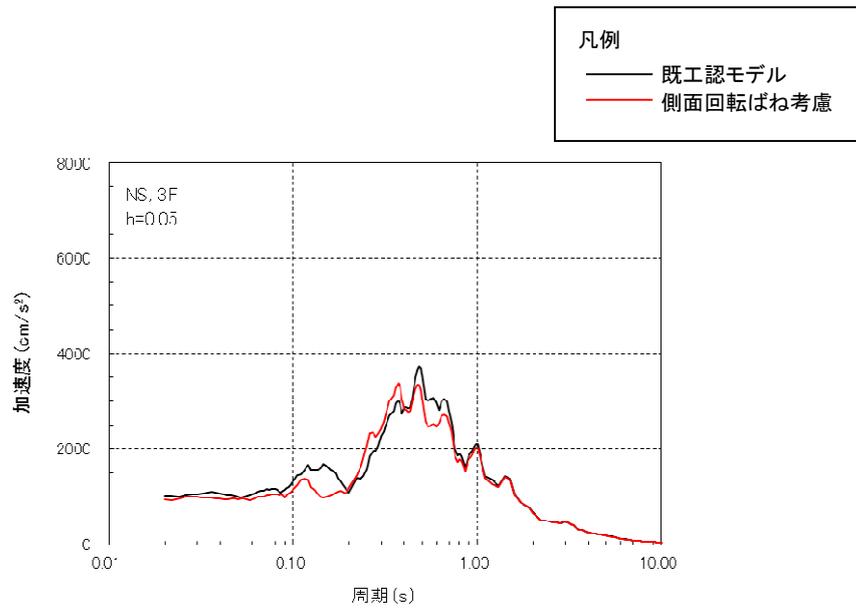


図 2.2.1 K6/7 R/B の地震応答解析モデル\* (NS 方向)

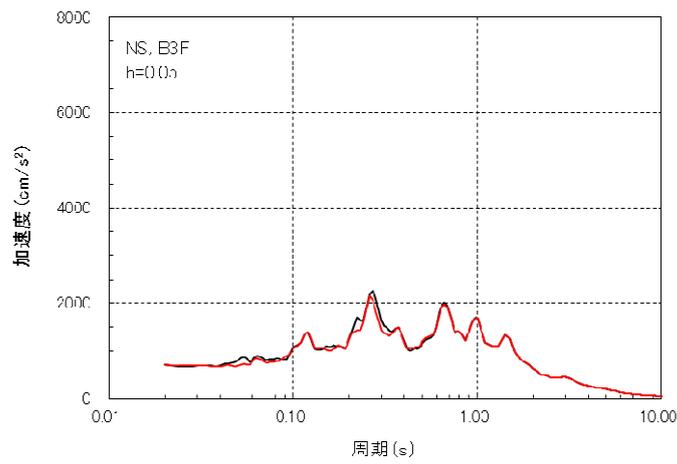
\*原子炉建屋の解析モデル図としては、6、7号炉原子炉建屋で同じ表現となる。

表 2.2.1 側面回転ばねが建屋底面の接地率に与える影響 (7号炉原子炉建屋での試算例)

解析ケース	建屋底面の接地率
	NS 方向
既工認モデル	51.5%(Ss-1)
側面回転ばね考慮	70.1%(Ss-1)



(3階, Ss-1, NS方向)



(基礎版上, Ss-1, NS方向)

図 2.2.2 側面回転ばねが床応答スペクトルに与える影響  
 (7号炉原子炉建屋での試算例)

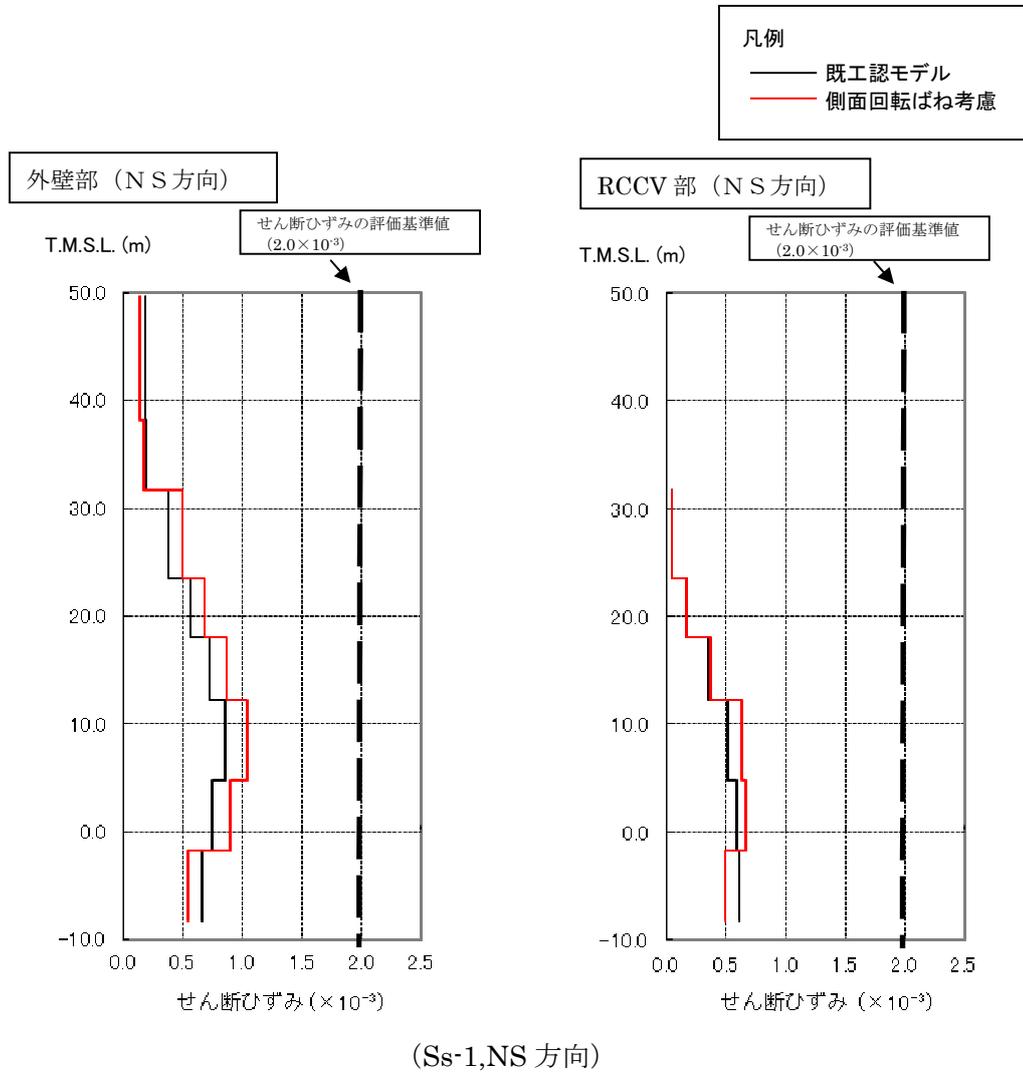


図 2.2.3 側面回転ばねが応答せん断ひずみに与える影響  
(7号炉原子炉建屋での試算例)

## 2.3 建屋の設置状況を踏まえた論点の抽出

NOVAK の側面回転ばねは、図 2.3.1 に示したように、建屋地下外壁部と側面地盤との間に作用するせん断力の埋め込み建屋の回転方向の変形に対する拘束効果を表現したものであり、側面回転ばねを採用することの妥当性・適用性の確認にあたっては、埋め込みの状況や建屋周辺部の状況を適切に考慮した上で、側面回転ばねの反力を負担出来ることを確認する必要があると考えられる。

6号炉原子炉建屋の地盤及び周辺建屋の設置状況の詳細について、図 2.3.2 に平面図、図 2.3.3 に断面図を示す。また、7号炉原子炉建屋についても同様に、図 2.3.4 に平面図、図 2.3.5 に断面図を示す。6号炉原子炉建屋と7号炉原子炉建屋は、建屋の構造躯体の形状と地盤への埋め込み深さが同じであることから振動性状は類似していると考えられ、また、他の建屋との位置関係についても概ね類似している。建屋地下外壁部には防水層が設けられているが、この仕様も6号炉と7号炉で共通の仕様となっている。したがって、建屋地下外壁と地盤間のせん断力による建屋拘束効果を確認するという観点を踏まえ、6号炉原子炉建屋を代表として検討を進めることとした。なお、検討結果の7号炉への適用性については6号炉原子炉建屋の検討結果を踏まえ、改めて判断することとする。

地下外壁部については図 2.3.6 に詳細を示すとおり、防水層が設けられており、建屋地下外壁が防水層を介して概ね西山モルタル（マンメイドロック）と接する状況にある。

したがって、側面回転ばねの妥当性の検討にあたっては、防水層が介在することを踏まえた上で建屋と地盤間でせん断力が伝達可能かを確認する必要があると考え、これを論点として位置づけることとした。

→【論点① 側面地盤ばねの前提である地盤-建屋間に作用する摩擦力が、建屋側面に防水層が存在する場合でも、伝達可能か】

また、今回工認で採用する地震応答解析モデル（埋め込みSRモデル）への適用性の検討にあたっては、原子炉建屋の検討に用いる基準地震動  $S_s$  及び弾性設計用地震動  $S_d$  を想定した場合でも側面回転ばねが機能することを確認することが必要と考えられる。地震時には建屋地下外壁面と側面地盤の境界部で、地盤の接触剥離の発生や土圧変動が発生することにより、建屋外壁と地盤との間に作用して建屋の動きを抑える力（せん断力や軸圧等）、すなわち、側面地盤による建屋の拘束効果が影響を受けることが想定されることから、それらの影響を考慮した上での適用性を示すことが必要であると考えられる。具体的には、地震時に建屋と地盤間がどの程度接触しているか、建屋と地盤間の摩擦でどの程度応力伝達ができるか、側面地盤反力の観点ではどうかについて検討し、力のやりとり＝拘束効果が得られることを確認する。

その上で、埋め込みSRモデルに側面回転ばねを適用した場合の建屋応答が、詳細モデルと比較して妥当かどうかを確認する必要があると考えられる。これらをあわせて2つめの

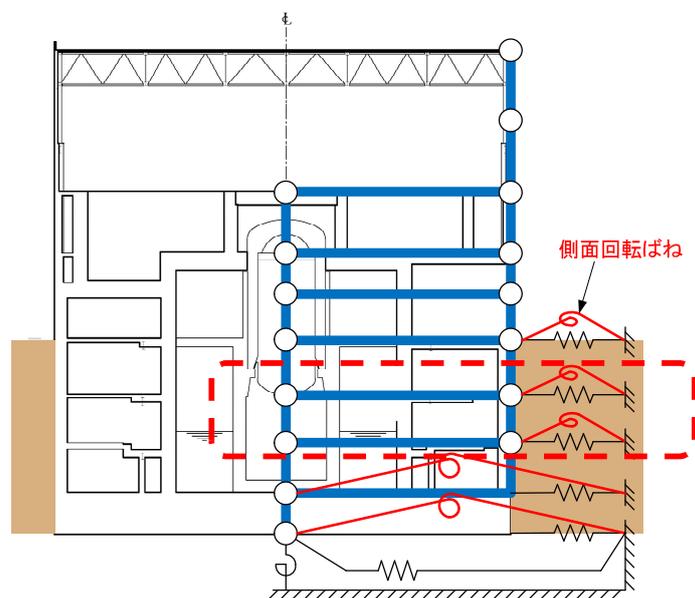
論点として位置づけることとした。

→ **【論点② 地震時の側面地盤の剥離や土圧変動を考慮しても建屋拘束効果が得られ埋め込み SR モデルへ回転ばねを適用することが妥当か】**

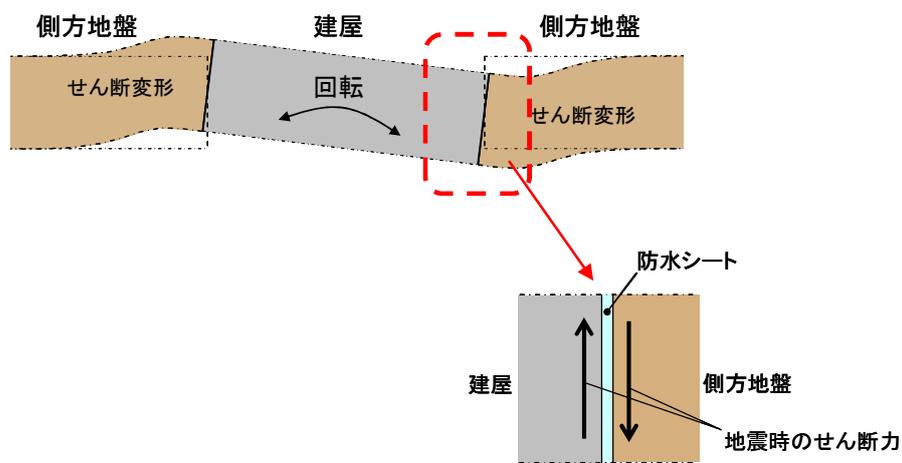
一方，図 2.3.2，図 2.3.3 に示した通り，6号炉原子炉建屋の西側側面には6号炉タービン建屋が接している。更に，建屋周辺においてマンメイドロックが複雑に打設されていることや埋め戻し土が存在することについても確認出来る。以上のような状況を踏まえると，隣接建屋や建屋周辺の詳細な地盤状況を踏まえた場合の側面回転ばねの適用性についても確認する必要があると考えられるため，これを3つめの論点として位置づけることとした。

→ **【論点③ 隣接建屋や建屋周辺の詳細な地盤状況が側面回転ばねの適用性に影響しないか】**

以降では，以上の3つの論点を踏まえた上で，妥当性の確認方針を設定する。



(a) 原子炉建屋の埋め込み状況の概要



(b) NOVAK ばねの効果イメージ

図 2.3.1 側面回転ばねの作用機構概念

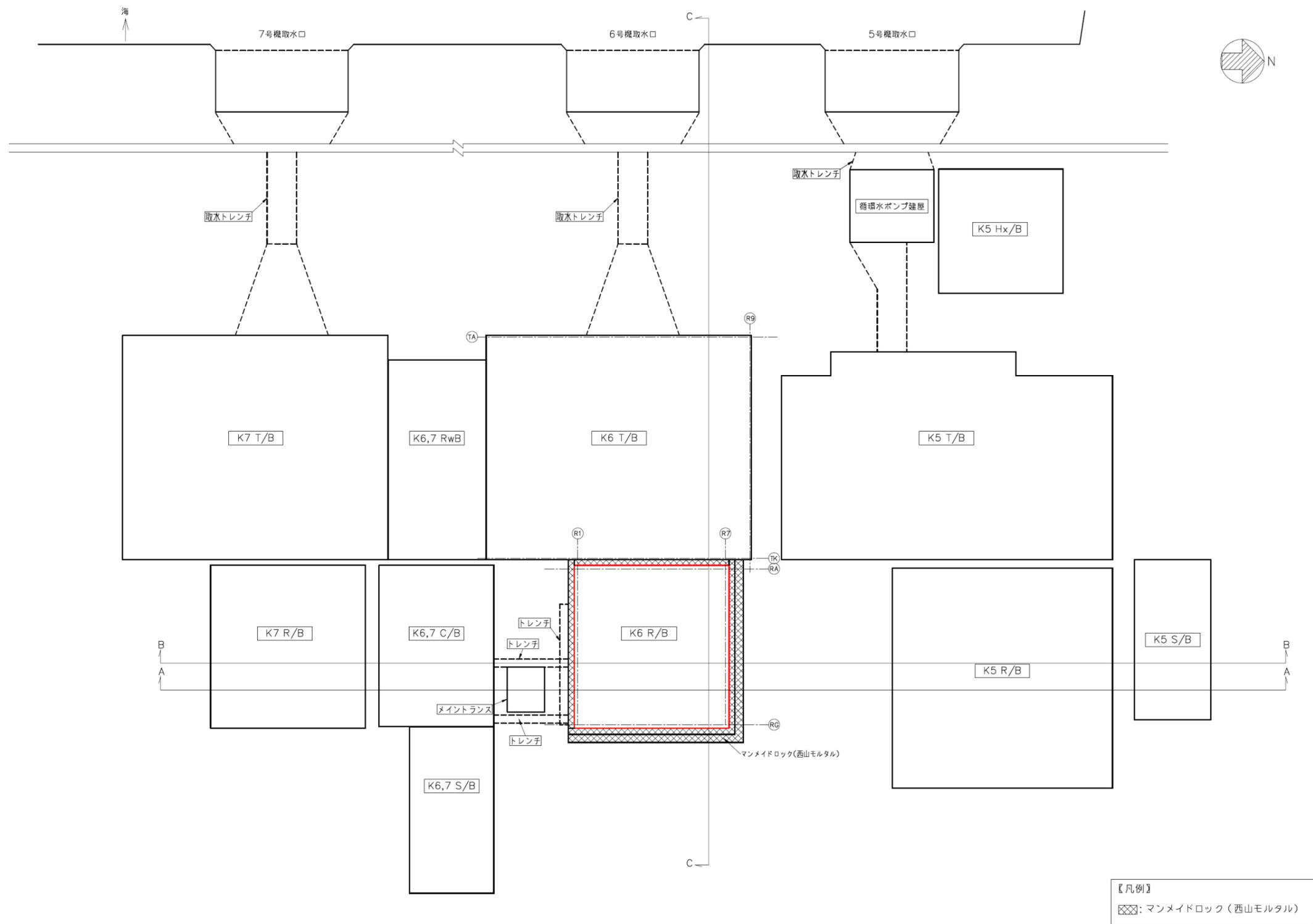
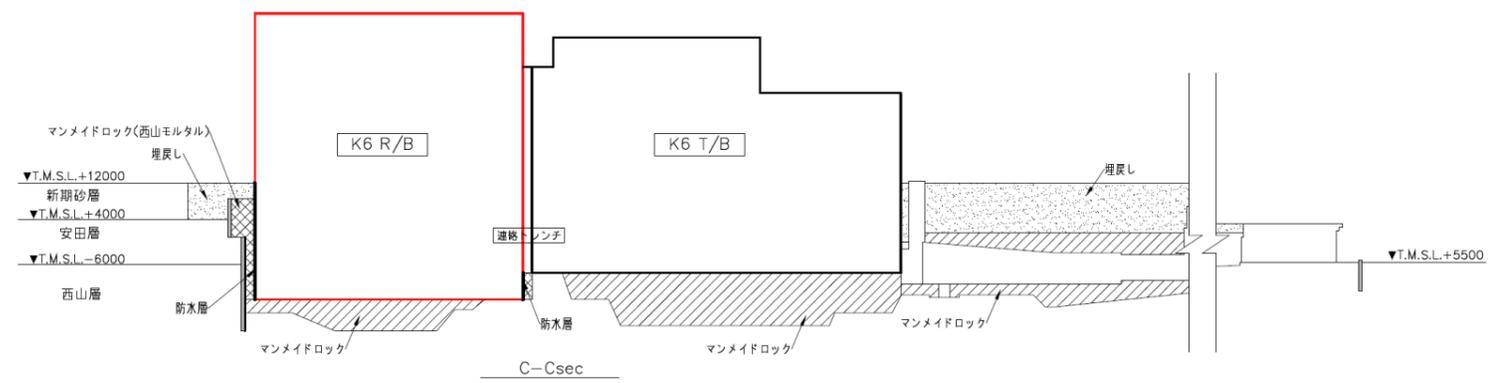
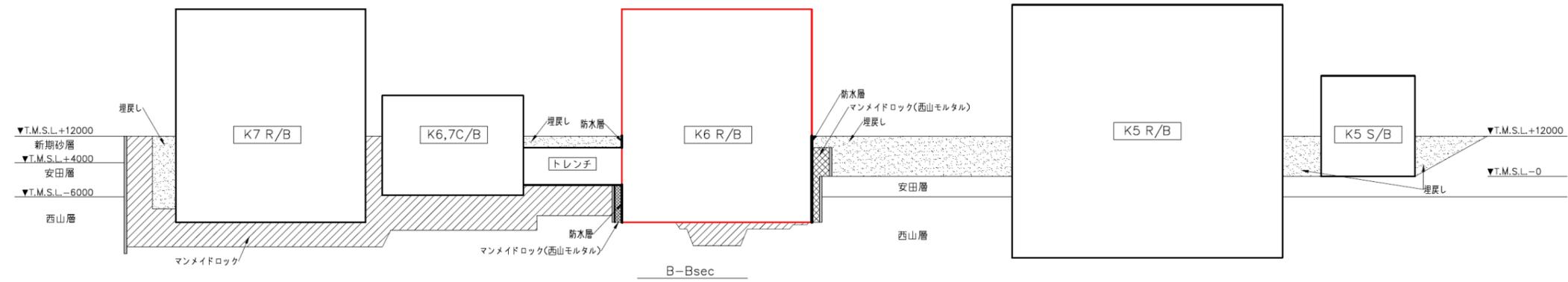
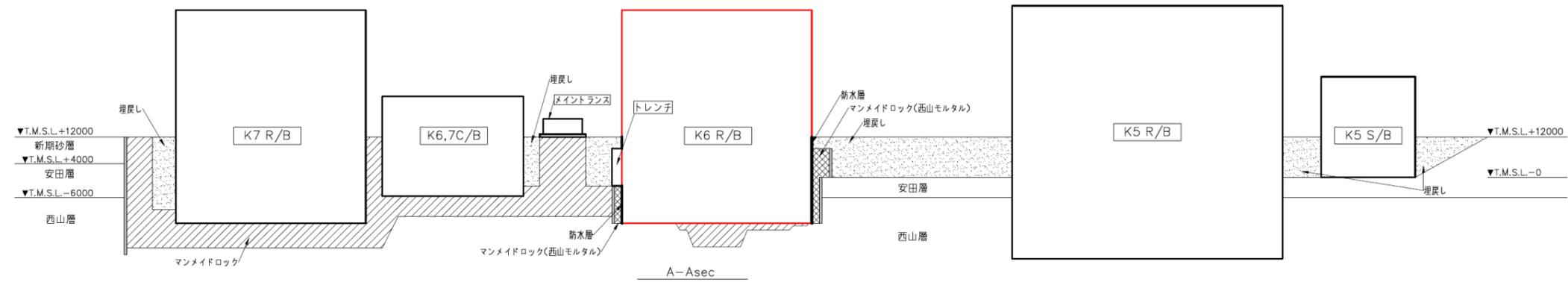


図 2.3.2 6号炉原子炉建屋の設置状況(平面図)



- 【凡例】
- ☒: マンメイドロック (西山モルタル)
  - ▨: マンメイドロック
  - ▨: 埋戻し
  - : 連壁 (t=800mm)

図 2.3.3 6号炉原子炉建屋の設置状況 (断面図)

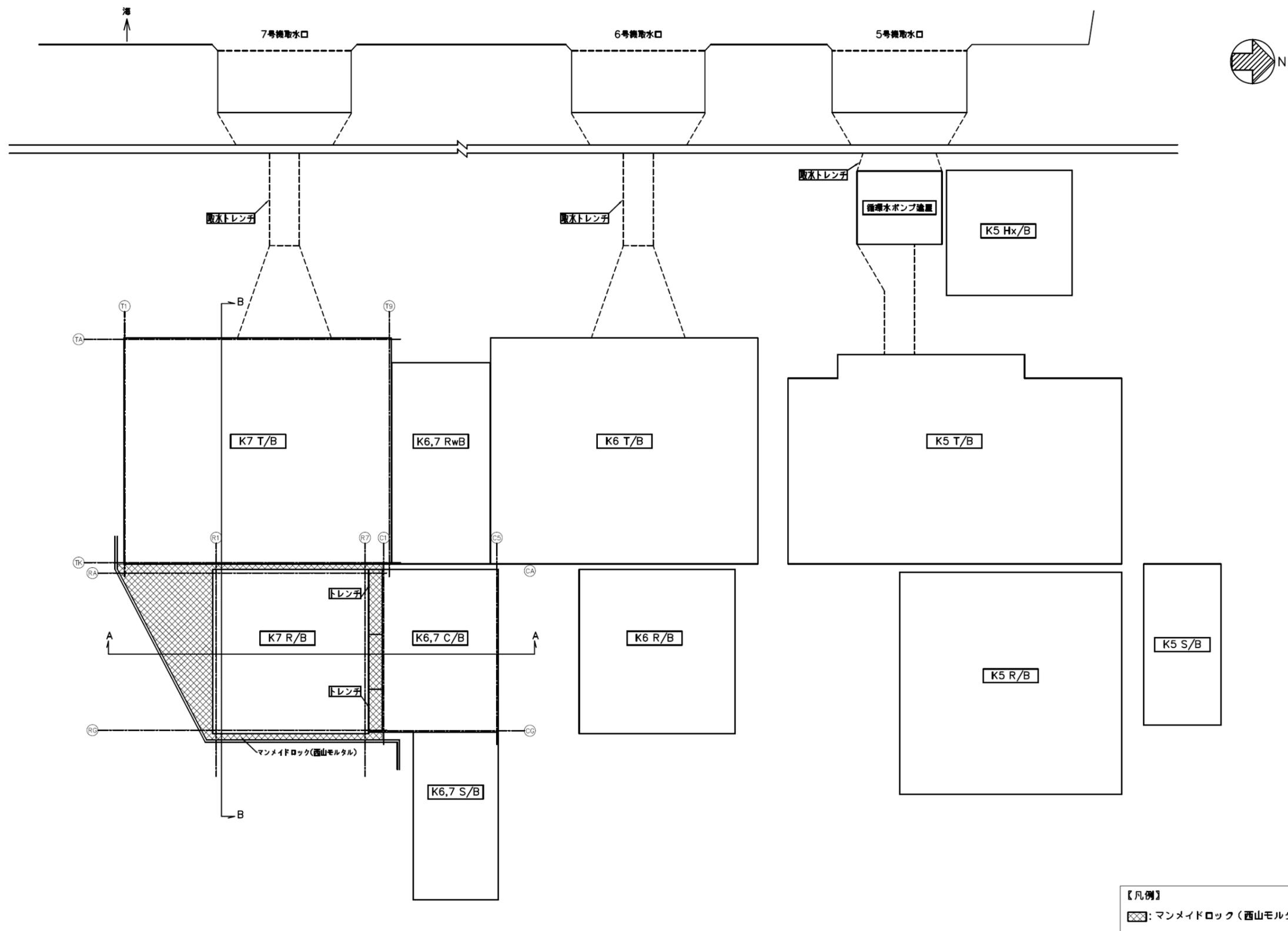
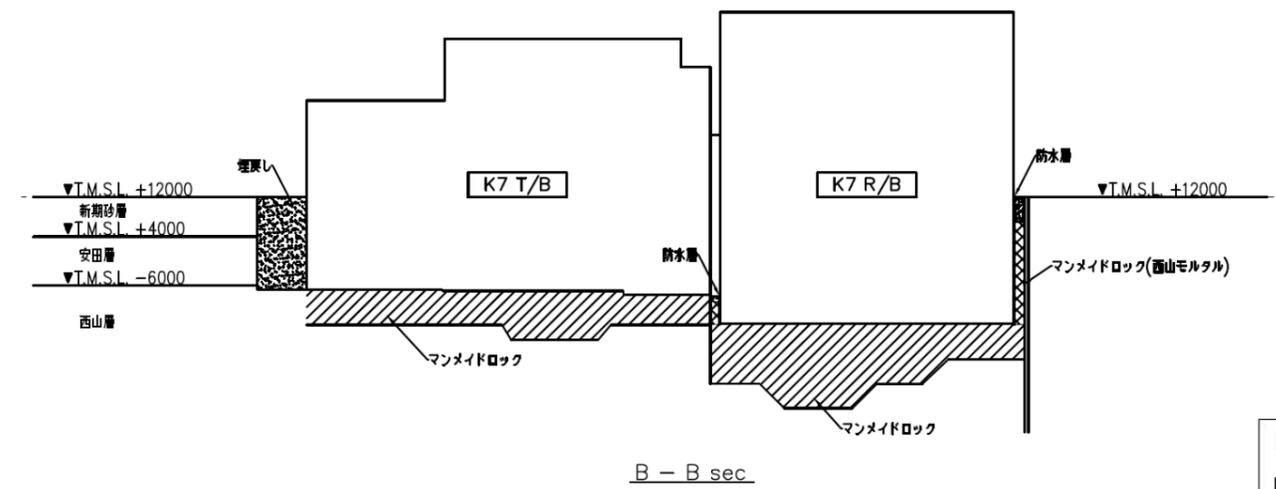
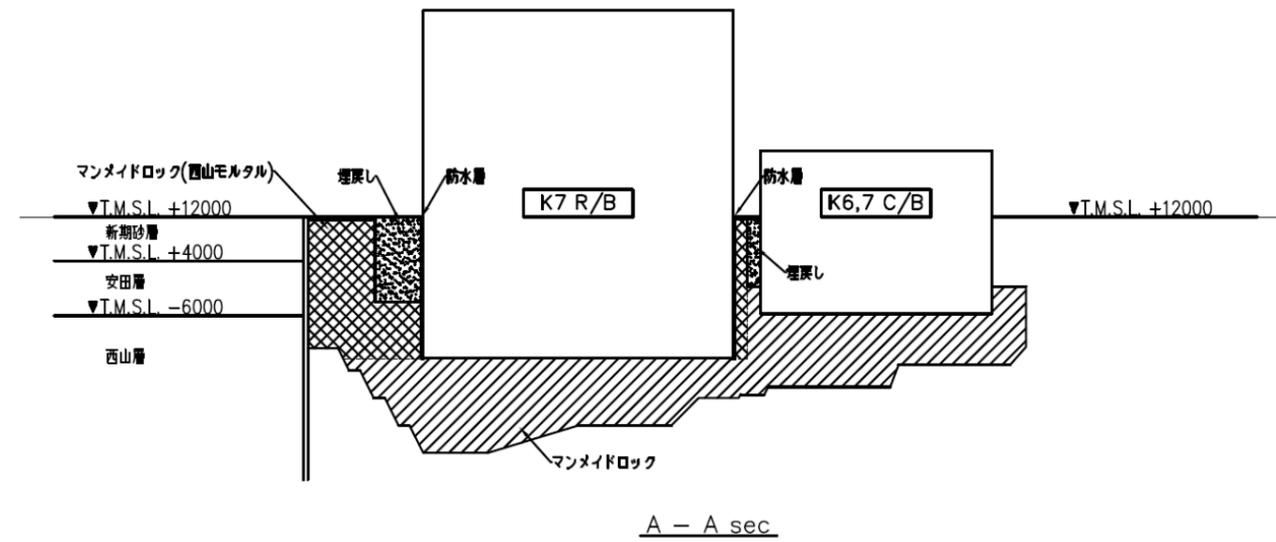


図 2.3.4 7号炉原子炉建屋の設置状況（平面図）



【凡例】

	マンメイドロック(西山モルタル)
	マンメイドロック
	埋戻し
	連壁 (t=800mm)

図 2.3.5 7号炉原子炉建屋の設置状況(断面図)

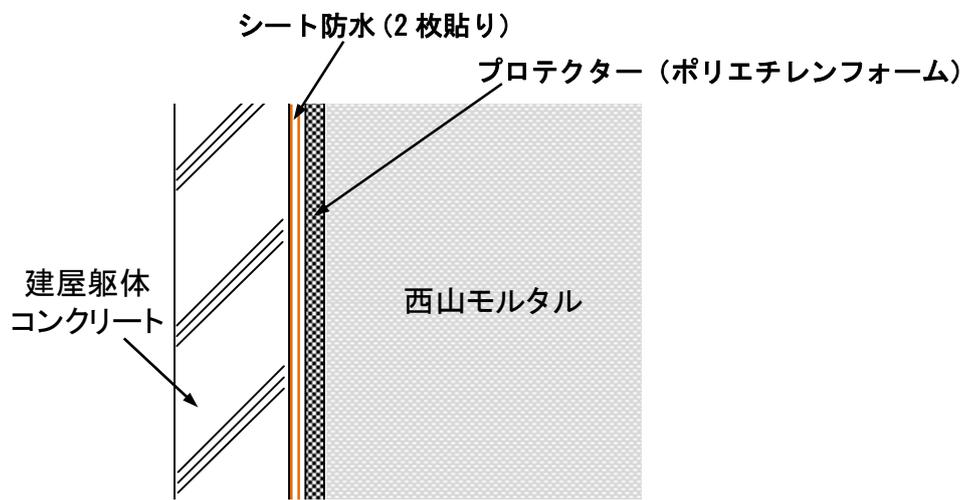


図 2.3.6 地下外壁の防水施工状況

## 2.4 妥当性の検討方針

2.3 で抽出した論点を踏まえて、今後の検討方針を設定することとした。検討の全体フローを図 2.4.1 に示す。

以降では、以上の3つの論点を踏まえた上で、妥当性の確認方針を設定する。

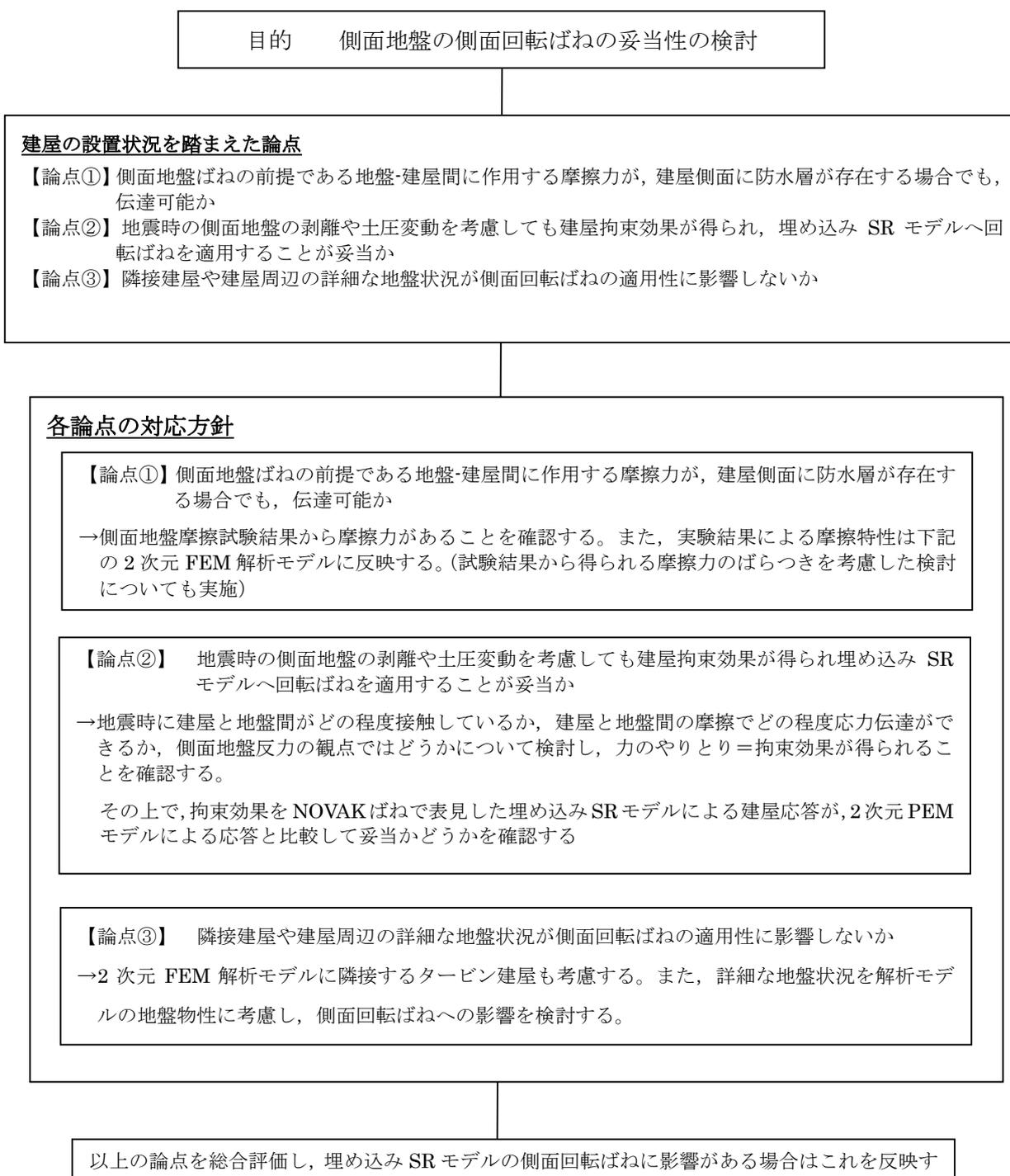


図 2.4.1 側面回転ばねの妥当性に関する全体の検討フロー

#### 2.4.1 【論点①】 についての確認方針

【論点①】 建屋側面には防水層があるが、防水層と地盤間で摩擦力が伝達可能か

原子炉建屋の地下外壁には図 2.3.6 に示したとおり、防水層が設置されていることから、側面回転ばねの妥当性検討にあたっては、建屋側面に防水層がある場合の建屋-側面地盤の境界部で保持できる摩擦力（以下、摩擦耐力と呼ぶ）を適切に設定した上で、確認を行うことが必要であると考えられる。

防水層が存在する場合の建屋-側面地盤の境界部の摩擦耐力については、地盤摩擦試験により確認する方針とした。地盤摩擦試験の実施にあたっては、図 2.4.2 に示すように実機防水仕様の状況や側面に作用する土圧による影響も踏まえたモデル化を行うこととし、試験に用いる材料（保護層、防水層等）については、試験結果の実機への適用性を考慮し、実機と同製品もしくは同等品を使用することとした。試験により得られた摩擦耐力については、側面回転ばねの妥当性確認に用いる 2 次元 FEM モデル（後述）に反映する。

なお、2 次元 FEM モデルの基礎側面と地盤間のジョイント要素の摩擦力（せん断応力-垂直圧関係）は、地盤摩擦試験結果（図 2.4.3）の平均値を採用することを基本とするが、試験結果のばらつきを考慮した場合の影響についても検討を実施する。

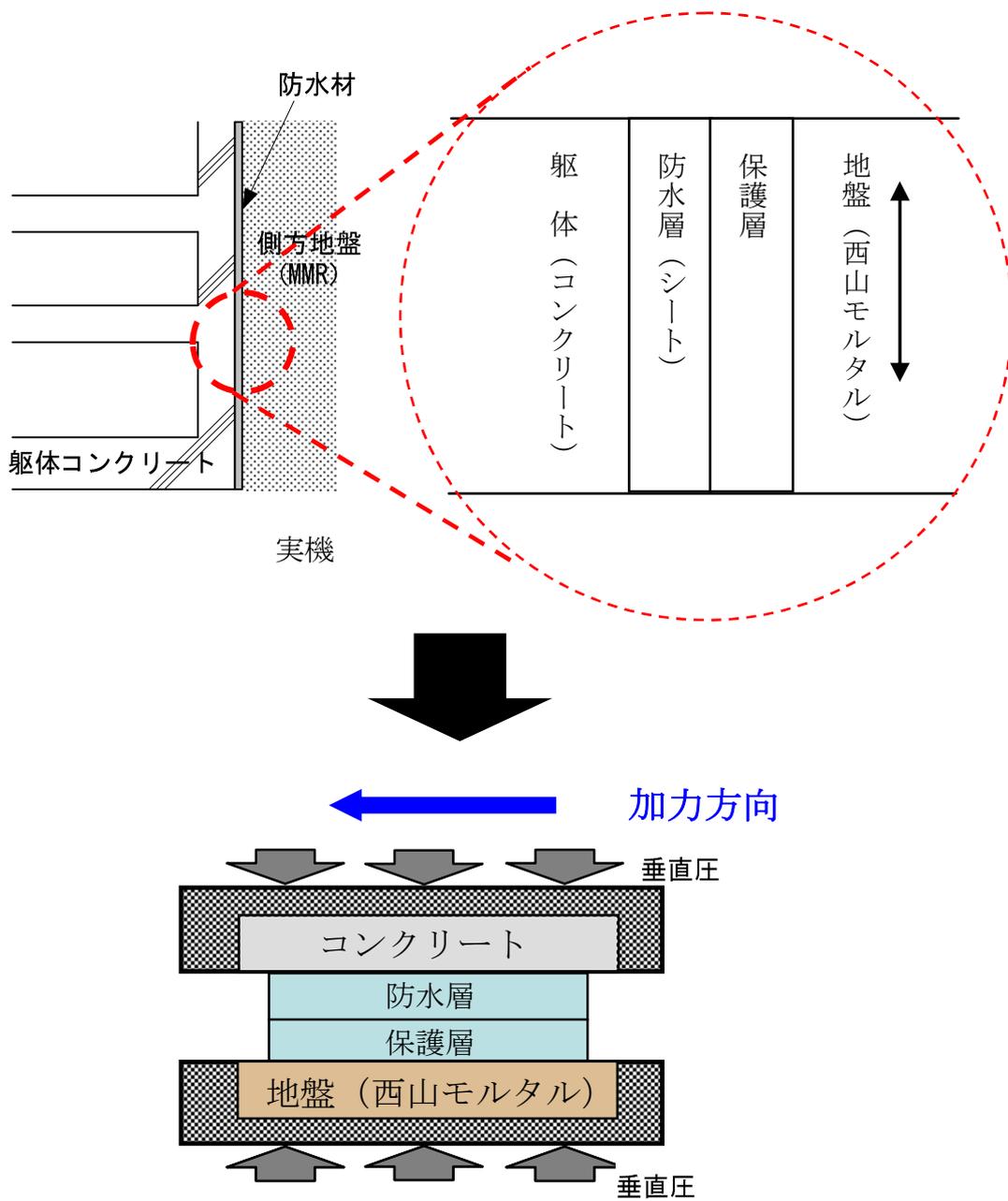
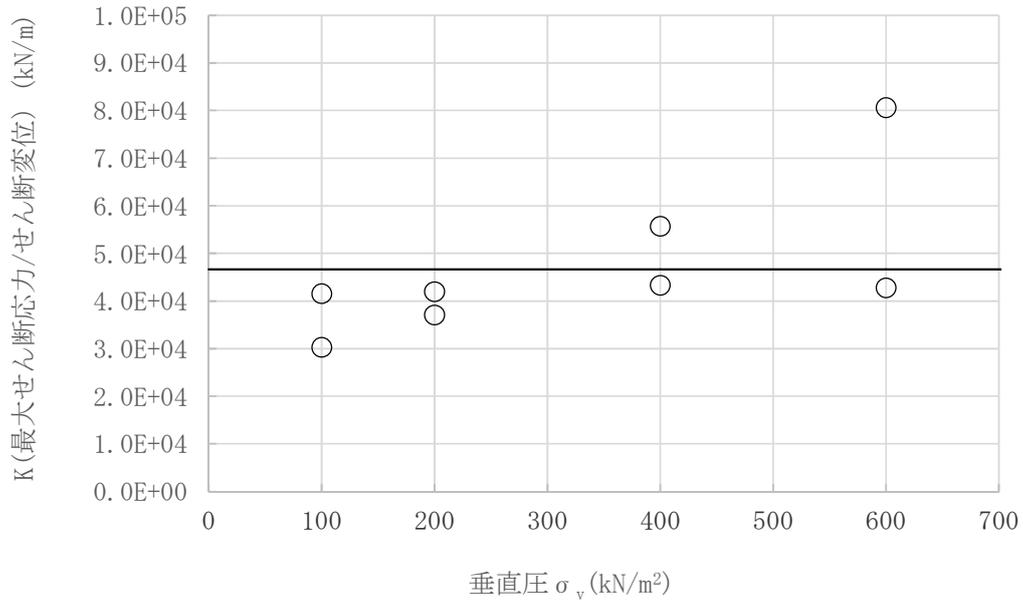
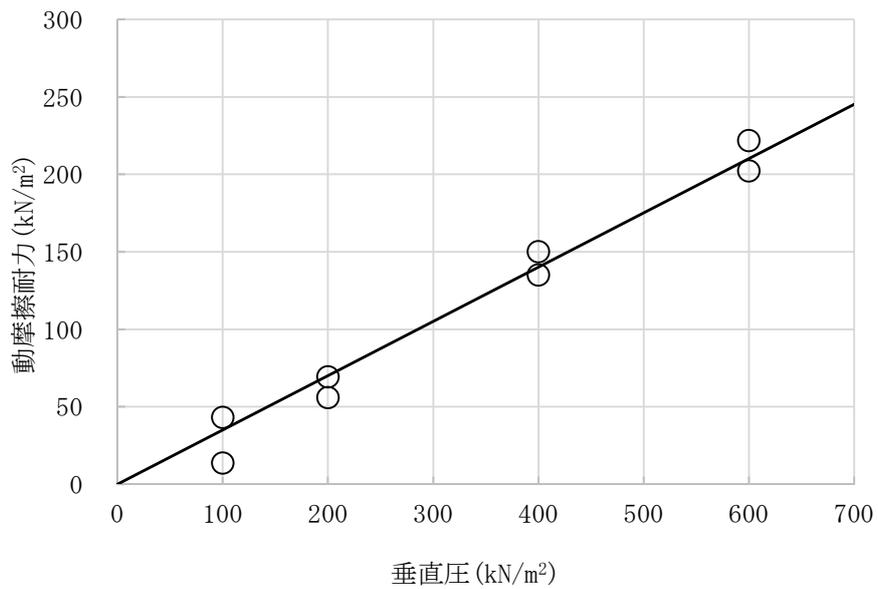


図 2.4.2 地中外壁の摩擦試験のモデル化の考え方



(せん断ばね定数と垂直圧の関係)



(動摩擦耐力-垂直圧関係)

図 2.4.3 地盤摩擦試験結果

#### 2.4.2 【論点②】 についての確認方針

【論点②】 地震時の側面地盤の剥離や土圧変動を考慮しても建屋拘束効果が得られ、埋め込み SR モデルへ回転ばねを適用することが妥当か

地震時には建屋地下外壁面と側面地盤の境界部で、地盤の接触剥離の発生や土圧変動が発生することにより、外壁側面の摩擦抵抗力が影響を受ける。そこで、FEM モデルを用いた地震応答解析を行い、基準地震動  $S_s$  時における建屋-側面地盤の境界部の接触剥離及び摩擦を検討する。FEM モデルには図 2.4.4 に破線で示す建屋-地盤境界部に接触剥離や摩擦を考慮したジョイント要素（軸ばねとせん断ばね）を設ける。なお、地盤の接触剥離の発生や地盤摩擦試験結果に基づく滑りを伴う動摩擦特性を考慮した解析を行うため、ここでは解析演算上の利便性の良い 2 次元 FEM モデルを用いることとした。

検討に用いるモデルを図 2.4.5 に示す。図 2.3.5 に示す解析モデルは、建屋を質点系モデルとし、地盤を成層地盤としてモデル化するが、建屋周囲に存在するマンメイドロックも考慮する。

上記の 2 次元 FEM モデルによる詳細な地震応答解析を行い、地震時に建屋と地盤間がどの程度接触しているか、建屋と地盤間の摩擦でどの程度応力伝達ができるか、側面地盤反力の観点ではどうかについて検討し、力のやりとり＝拘束効果が得られることを確認する。

その上で、埋め込み SR モデルに側面回転ばねを適用した場合の建屋応答が、詳細モデルと比較して妥当かどうかを確認する。

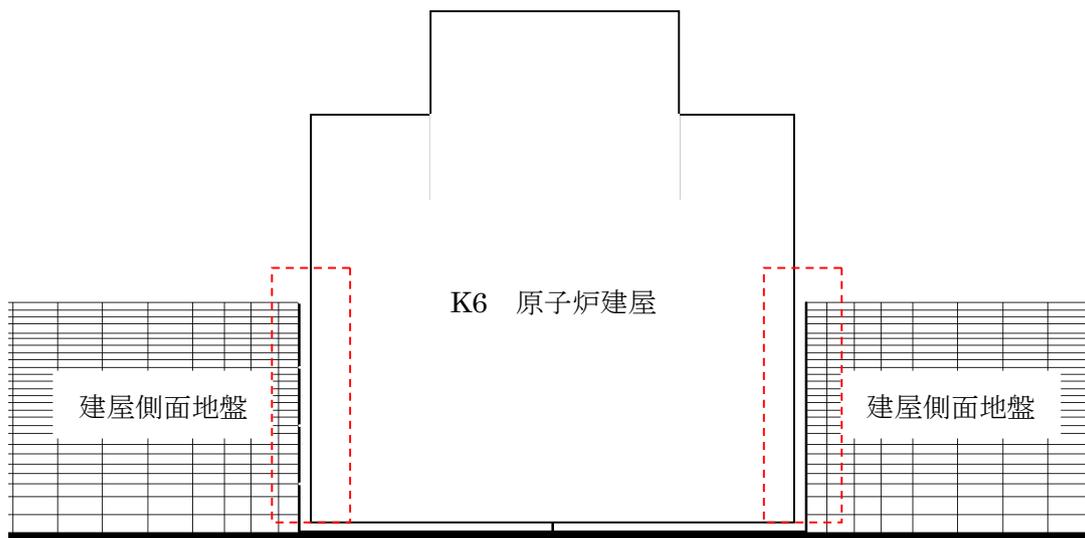
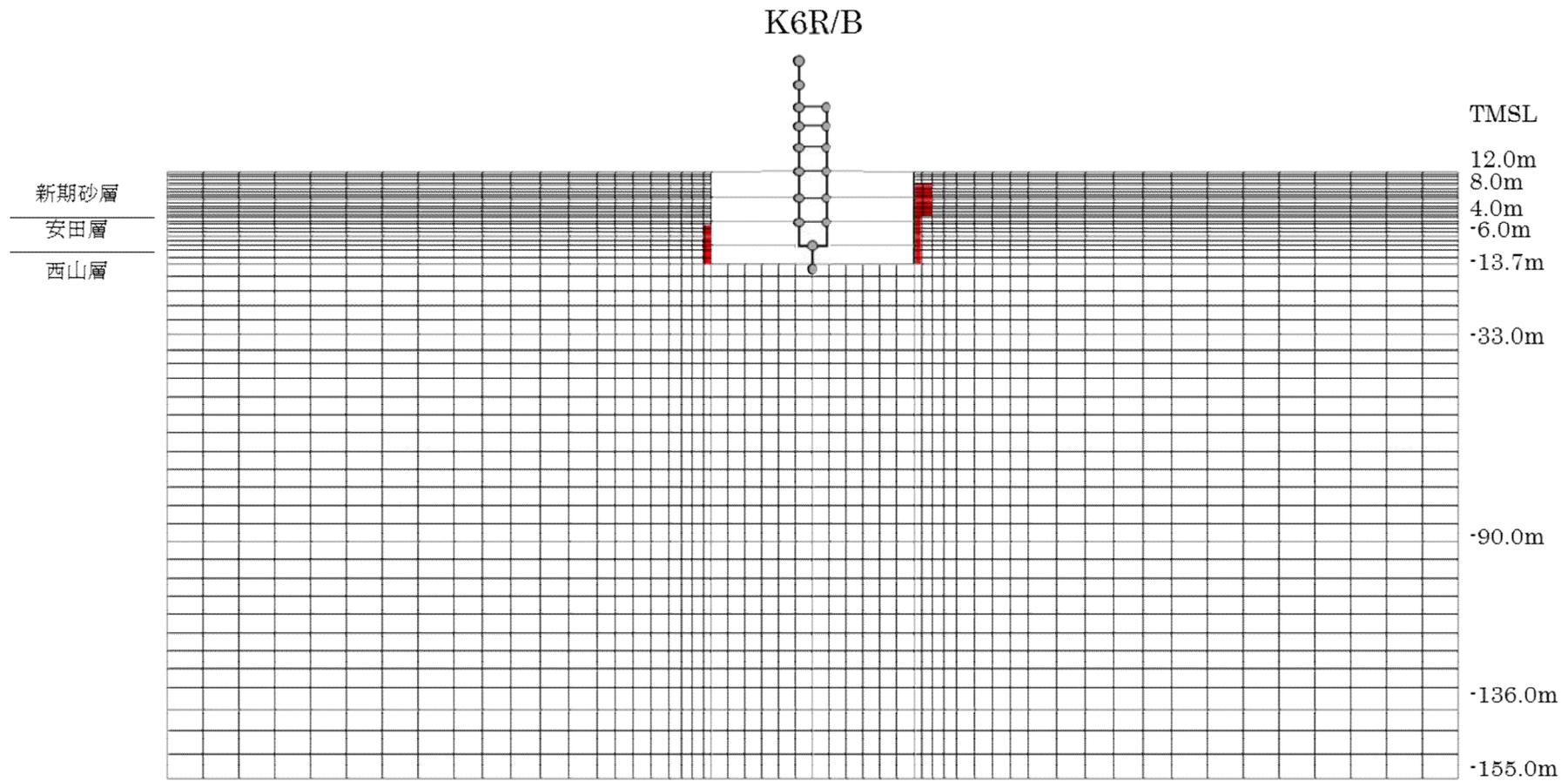


図 2.4.4 建屋と隣接地盤の剥離・接触の検討箇所



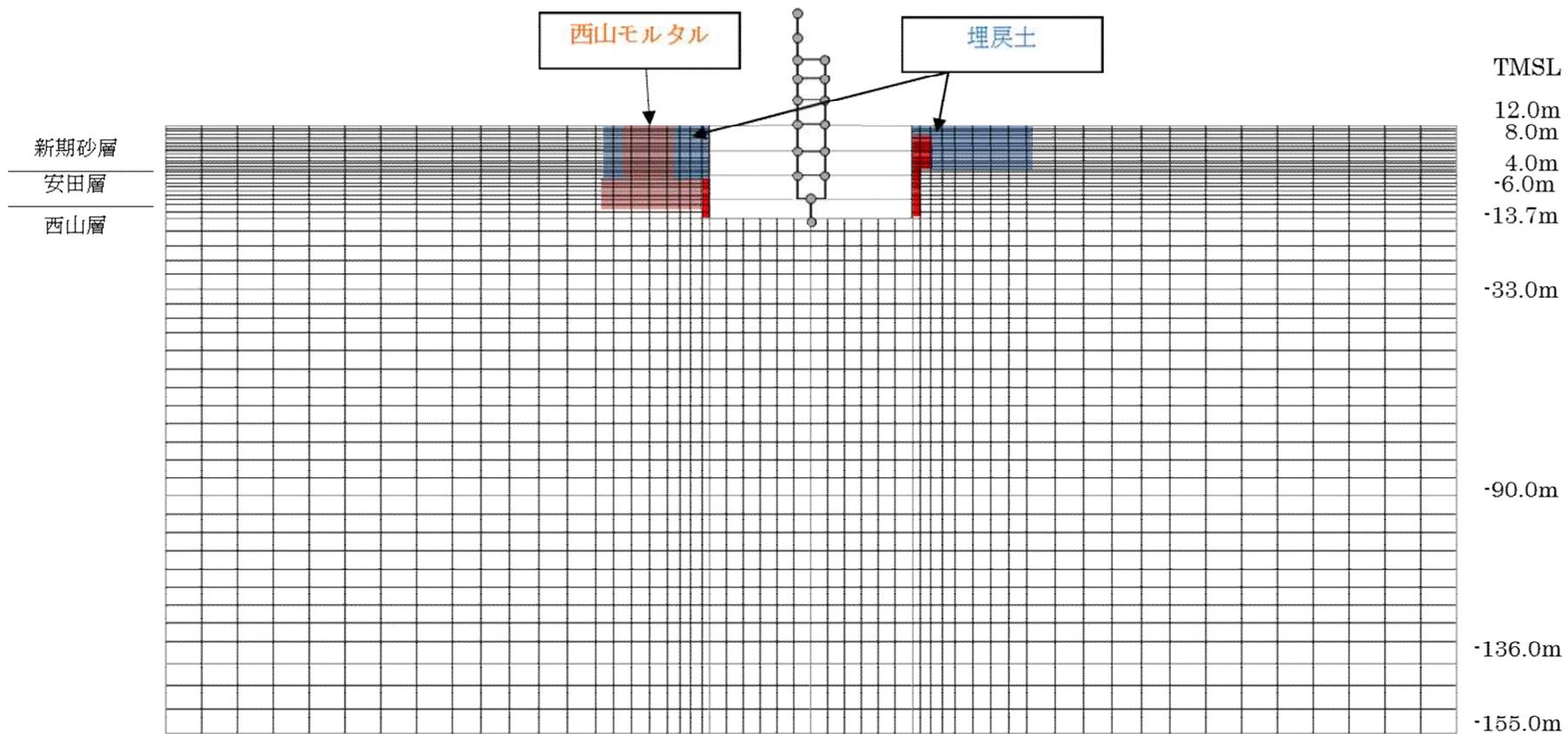
赤色着色部：マンメイドロック

図 2.4.5 K6R/B モデル図 (NS 方向)

### 2.4.3 【論点③】についての確認方針

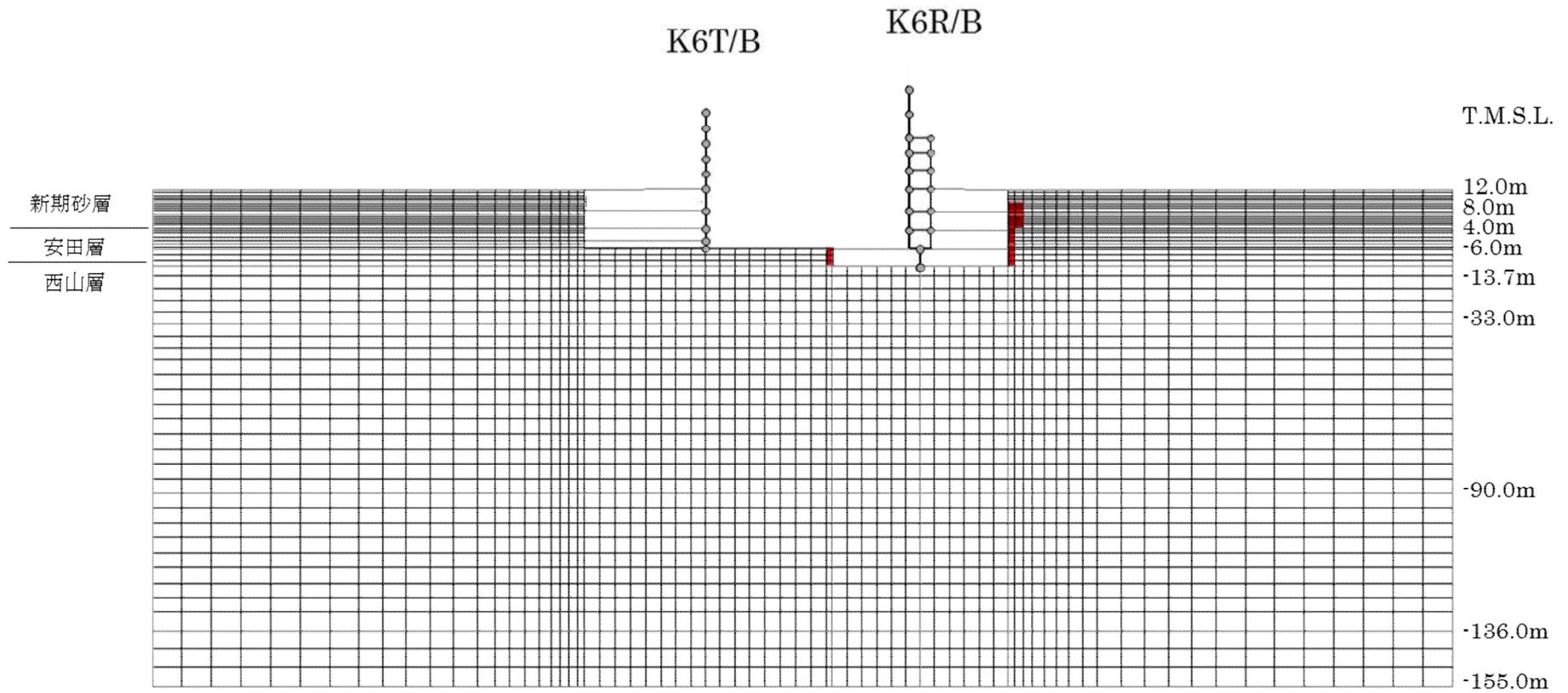
【論点③】隣接建屋や建屋周辺の詳細な地盤状況が側面回転ばねの適用性に影響しないか

2次元 FEM による検討は、【論点②】に対する検討で用いる地盤を成層としたモデルに加えて、隣接建屋（タービン建屋）や建屋周辺の詳細な地盤状況の影響を考慮したモデルによる解析についても実施し、詳細な地盤状況を考慮することの影響を確認する。図 2.3.2 図 2.3.3 で示した周辺地盤状況のうち原子炉建屋近傍の地盤を詳細にモデル化した場合のモデル図を図 2.4.7 及び図 2.4.8 に示す。



赤色着色部：マンメイドロック

図 2.4.7 K6R/B モデル図 (NS 方向)



赤色着色部：マンメイドロック

図 24.8 K6R/B モデル図 (EW 方向)

### 3. 論点①に対する検討

(論点① 建屋側面に防水層が存在する場合に防水層と地盤間で摩擦力が伝達可能か)

#### 3.1 試験の目的

論点①は、図 3.1.1 に示すように原子炉建屋の地下外壁が防水層を介して概ね西山モルタル（マンメイドロック）と接する状況にあり、側面回転ばねの妥当性の検討にあたっては、防水層が介在することを踏まえた上で建屋と地盤間で摩擦力が伝達可能かを確認する必要があるとの考えに基づくものである。また、建屋側面に防水層がある場合の建屋-側面地盤の境界部で保持できる摩擦力（以下、摩擦耐力と呼ぶ）を適切に設定した上で、論点②、論点③についての検討を進める必要がある。

ここでは、防水層が存在する場合の建屋-側面地盤の境界部の摩擦特性について、実機防水仕様と同製品もしくは同等品を用いた地盤摩擦試験（屋内試験）により確認する。また、試験より得られた摩擦特性については、論点②及び論点③として行う側面回転ばねの妥当性確認に用いる FEM モデルに反映する。

実施した地盤摩擦試験は、以下の 3 試験である。

- ① 一方向载荷試験・・・防水層を介した基本的な摩擦特性の確認
- ② 繰返し载荷試験・・・地震時の繰返し条件下での摩擦特性の確認
- ③ スケール影響試験・・・摩擦面積の寸法影響確認

また、上記試験より得られた試験結果に基づき、建屋側面に防水層がある場合の建屋-側面地盤の境界部で保持できる平均的な摩擦特性（せん断ばね定数及び動摩擦耐力）を設定し、論点②、論点③の検討に用いる FEM モデルの地下外壁と地盤間のジョイント要素として用いる。

図 3.1.2 に試験から評価に至る一連の検討の流れを示す。

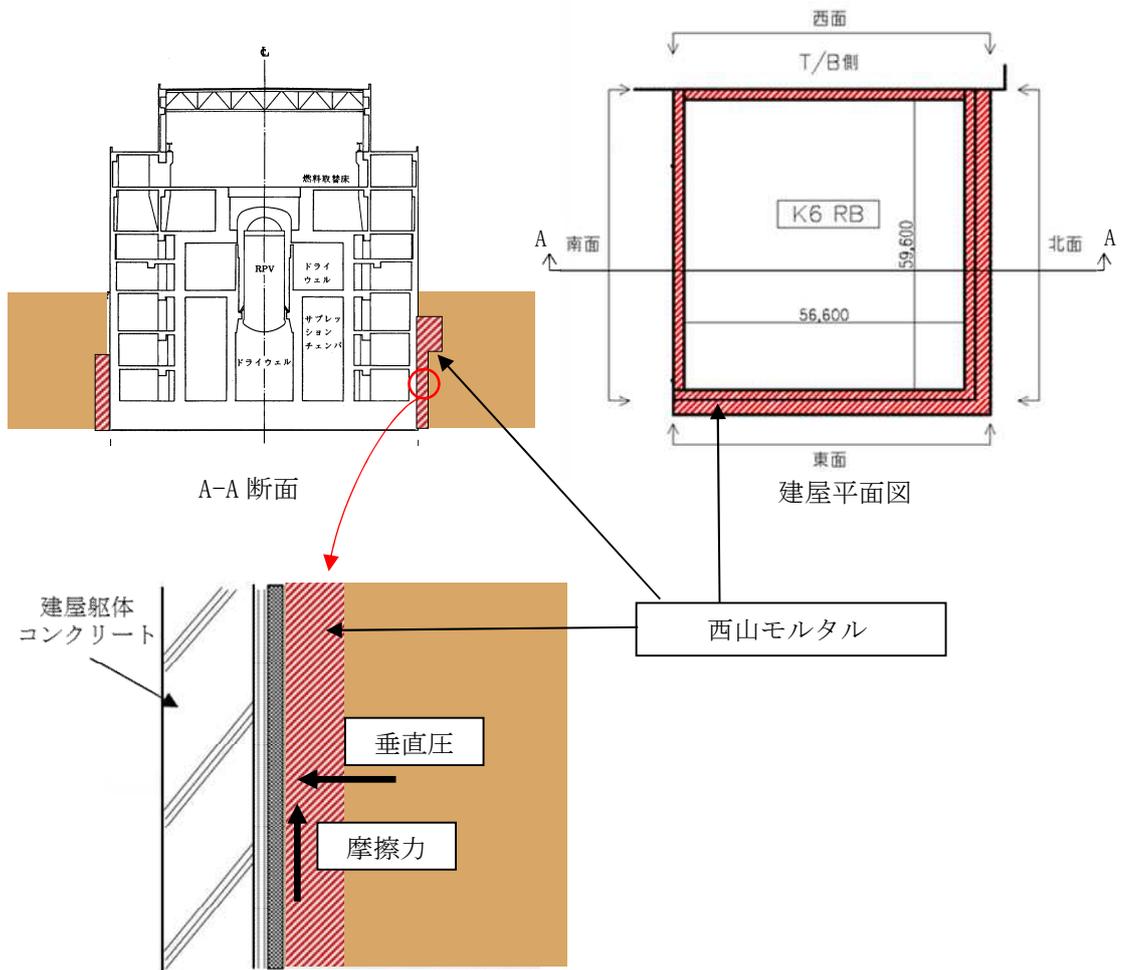


図 3.1.1 建屋外壁部の防水層と西山モルタルの位置関係

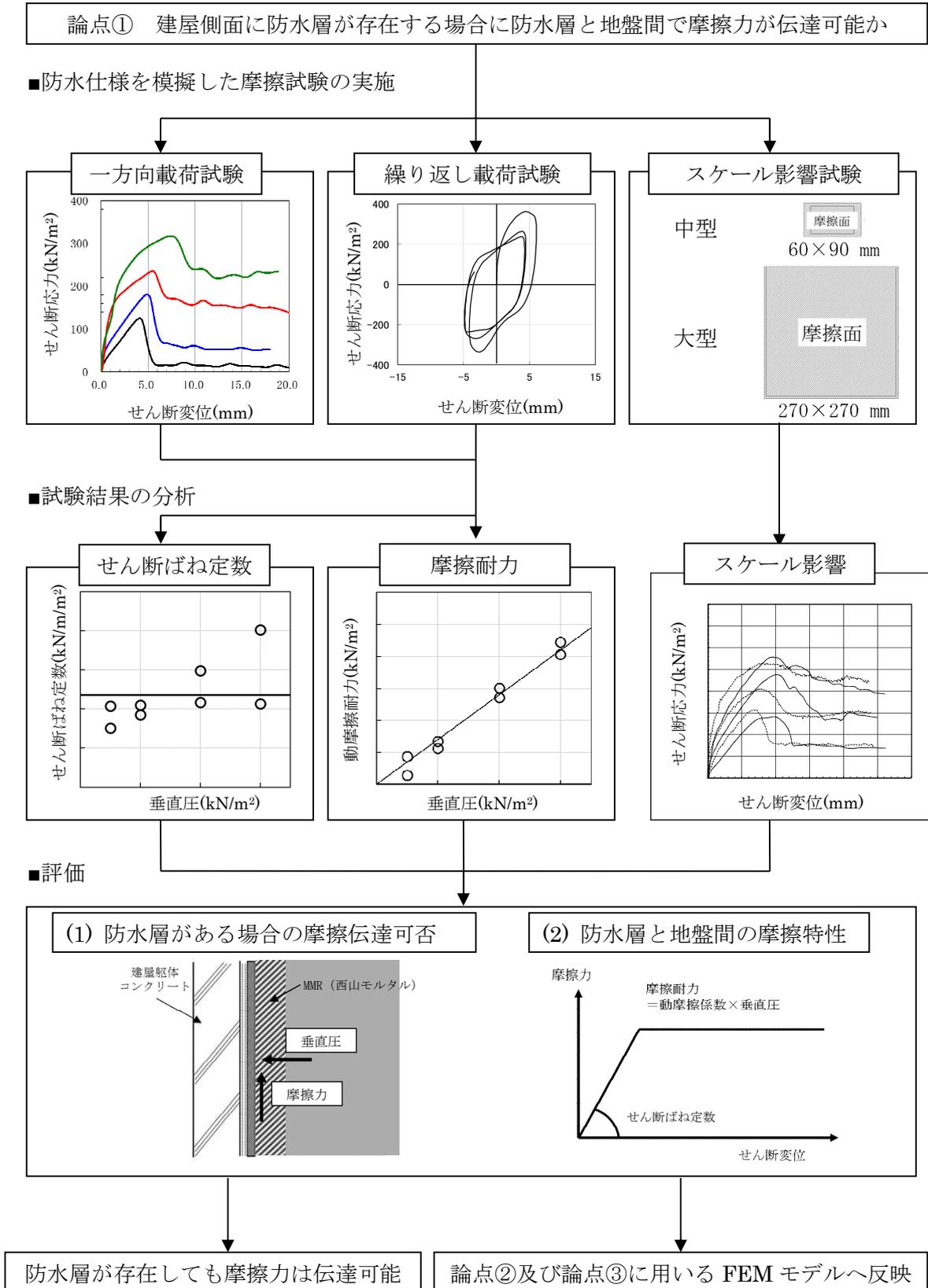


図 3.1.2 論点①に対する検討フロー

## 3.2 試験方法

柏崎刈羽原子力発電所の原子炉建屋等で使用されている防水層及び保護層を考慮し、これらを挟むように地盤と躯体からなる供試体を製作する。この供試体に対して、せん断加力試験を行い、摩擦特性を把握する。

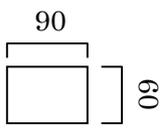
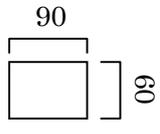
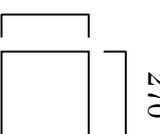
### 3.2.1 試験方法の概要

試験は、以下に示す一方向載荷及び繰返し載荷試験とスケール影響試験を実施する。表 3.2.1 に試験計画の概要を示す。

一方向載荷及び繰返し載荷試験では、一方向載荷や繰返し載荷が可能な試験装置を用いて、せん断加力試験を実施し、摩擦特性データを取得する。

スケール影響試験では、摩擦面積の寸法影響を把握するため、大型供試体及び中型供試体を作成し、せん断加力試験を実施する。なお、一方向載荷及び繰返し載荷試験結果より、防水層の部分では滑らず、保護層と西山モルタルの間で滑ることが確認されたことより、スケール影響試験の供試体は、西山モルタルと保護層のみを模擬した供試体とする。

表 3.2.1 試験計画概要

試験	目的	概要	摩擦面の試験寸法(mm)	使用試験装置
①一方向載荷試験	防水層の基本的な摩擦抵抗特性を把握する。	建屋側面の構造を模擬した供試体を作成し、一方向載荷(滑り開始時の載荷速度が概ね下記の繰返し載荷試験と同程度となる 25mm/s で載荷)による一面せん断試験を実施する。	 <p>90 60</p>	一面せん断試験装置
②繰返し載荷試験	防水層への動摩擦特性を把握する。	建屋側面の構造を模擬した供試体を作成し、繰返し載荷(建屋-地盤連成系一次周期相当の 2Hz で載荷)による一面せん断試験を実施する。		
③スケール影響試験	摩擦面積の寸法影響を確認する。	西山モルタルと保護層を模擬した中型供試体を作成し、静的一方向載荷試験(0.02mm/minで載荷)を実施する。	 <p>90 60</p>	一面せん断試験装置
		西山モルタルと保護層を模擬した大型供試体を作成し、静的一方向載荷試験(0.02mm/minで載荷)を実施する。	 <p>270 270</p>	大型一面せん断試験装置

### 3.2.2 建屋側面構造の室内試験へのモデル化

実際に施工された建屋側面の構造は、図 3.2.1 に示すとおり、躯体（コンクリート）、防水シート、保護層、地盤（西山モルタル）からなる。

一方向荷重及び繰返し荷重試験では上記の建屋側面の構造を模擬するため、図 3.2.2 に示すような供試体を製作する。なお、供試体の製作も、実際の施工手順に概ね準じることとし、先ず躯体コンクリートを打設、その上に1層目の防水シートを接着する。次に、別途敷設した2層目の防水シートに保護層を接着、その上に西山モルタルを打設する。最後に、1層目と2層目の防水シート間を接着する手順で行う。

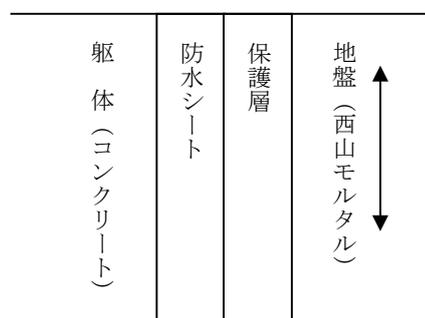


図 3.2.1 躯体～地盤間の構造

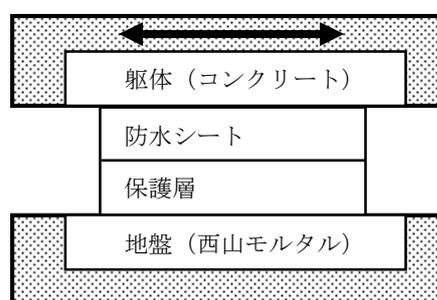


図 3.2.2 供試体（標準）

また、前述のとおりスケール影響試験の供試体は、西山モルタルと保護層のみを模擬した供試体とする。各試験に用いる供試体について、図 3.2.3 に示す。

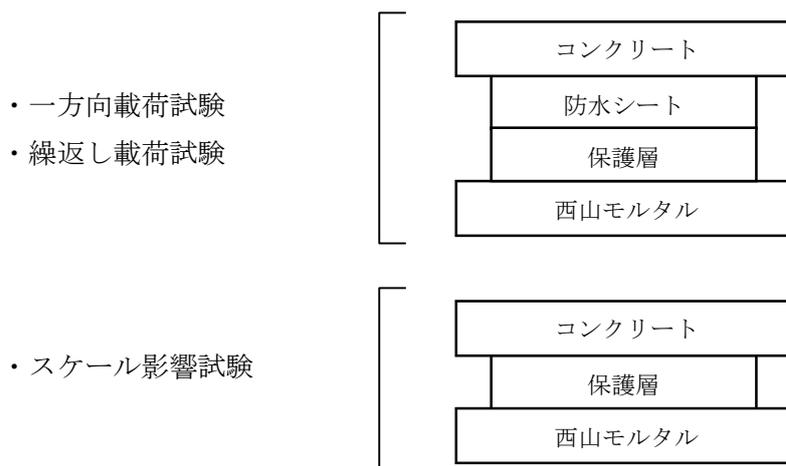


図 3.2.3 各試験に用いる供試体

保護層及び防水シートは基本的には実機で用いられた材料を用いることとし、柏崎刈羽原子力発電所 6 号炉及び 7 号炉で用いられた材料を調査した。調査した結果、対象となる材料が製造されていない場合は、同等品を用いた。なお、一般的に合成ゴムや合成樹脂材料（接着剤を含む）の経年劣化要因として熱・紫外線・酸素などが挙げられるが、土中環境においては、比較的影響が小さいと考えられる。

実機の調査結果及び試験で用いることとした材料を整理して表 3.2.2 に示す。

表 3.2.2 実機材料の調査結果及び試験に用いる材料

使用材料	6号炉・7号炉	試験に用いる材料	備考
1 プライマー	サンタックプライマー SR-200 <早川ゴム(株)>	サンタックプライマー SR-200 <早川ゴム(株)>	—
2 接着剤	サンタックボンド T <早川ゴム(株)>	サンタックボンド PB-50 <早川ゴム(株)>	注1
3 1層目 防水シート	サンタックルーフ R-400 t=1.5mm <早川ゴム(株)>	サンタックルーフ TY-400 t=2.0mm <早川ゴム(株)>	注2
4 接着剤	サンタックボンド T <早川ゴム(株)>	サンタックボンド PB-50 <早川ゴム(株)>	注1
5 2層目 防水シート	サンタックルーフ TY-400 t=1.5mm <早川ゴム(株)>	サンタックルーフ TY-400 t=1.5mm <早川ゴム(株)>	—
6 接着剤	水性ボンド <(株)エイ・アール・センター>	水性ボンド <化研マテリアル株>	注3
7 保護層	デラタイトプロテクター+ポリエチレンフ ォーム t=7mm <奥山化工業(株)>	デラタイトプロテクター+ポリエチレンフ ォーム t=6mm <奥山化工業(株)>	注4
8 西山モル タル	西山泥岩を細かく砕いた ものと砂をセメント系固化材 と水で固化させたもの	同左	注5

(注1) 実機と同製品は製造していないので、メーカーが指定する同等品を使用

(注2) 実機と同製品は製造していないので、メーカーが指定する同一素材の同等品を使用

(注3) 実機と同製品は製造していないので、防水専門会社（奥山化工業(株)）が指定する他メーカーの同等品を使用

(注4) t=7mm は製造していないので、試験に保護材の厚みによる影響は小さいと考え、同一メーカー・同一素材の t=6mm を使用

(注5) 西山モルタルの基本調合は、下表のとおり

西山モルタルの基本調合

単位量(kg/m <sup>3</sup> )				単位容積重量(t/m <sup>3</sup> )
西山泥岩	砂	固化材	水	
230	700	180	600	1.71

### 3.2.3 試験装置

試験装置の仕様を表 3.2.3 に、試験装置を図 3.2.4～図 3.2.7、写真 3.2.1～写真 3.2.2 に示す。

表 3.2.3 試験装置の仕様

試験装置名称	最大供試体寸法 (mm)	加力方法	最大変位 (mm)
一面せん断 試験装置	縦 70×横 120	静的加力 動的加力（繰返し加力）	20
大型一面せん断 試験装置	縦 300×横 300	静的加力	50

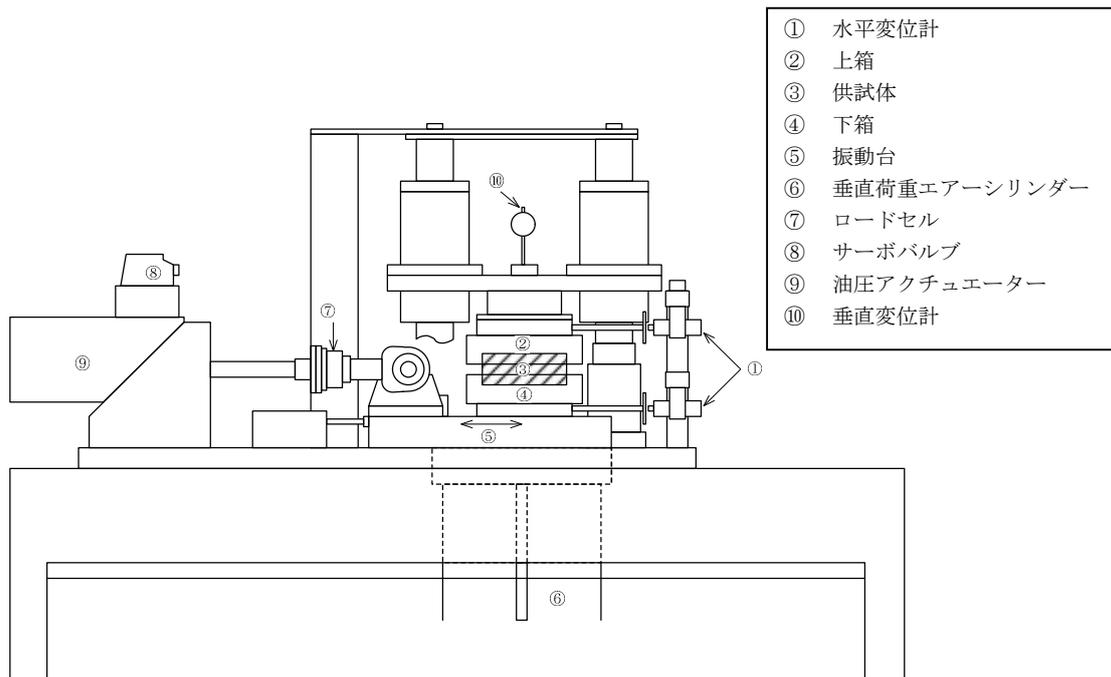


図 3.2.4 一面せん断試験装置

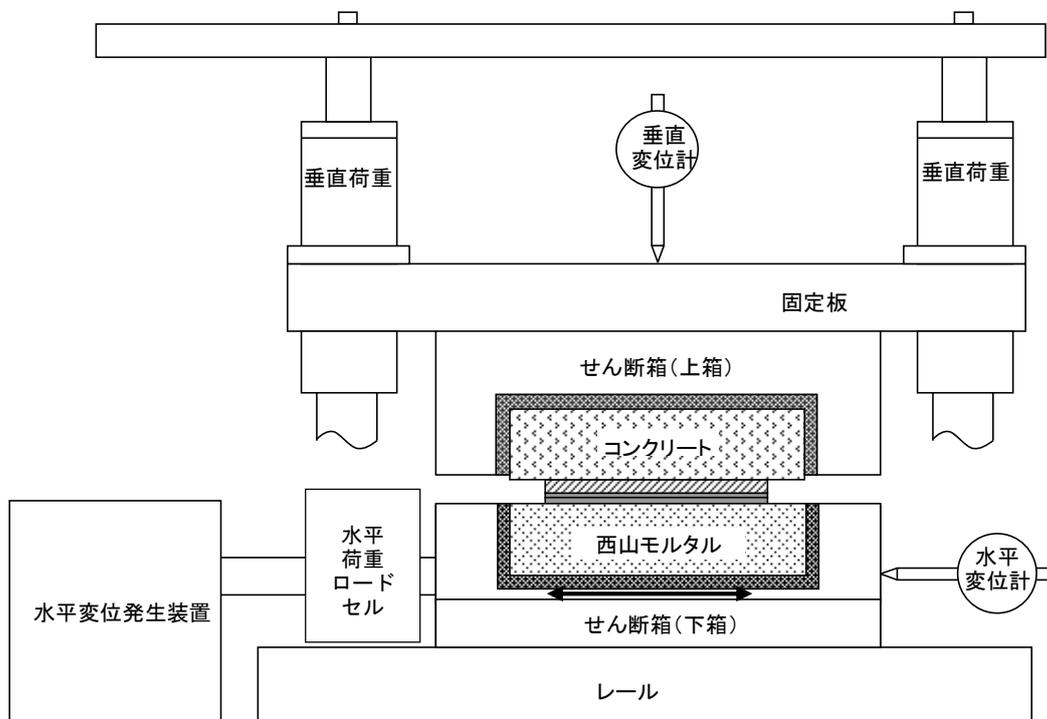


図 3.2.5 一面せん断試験装置 (詳細図)



写真 3.2.1 一面せん断試験装置全景

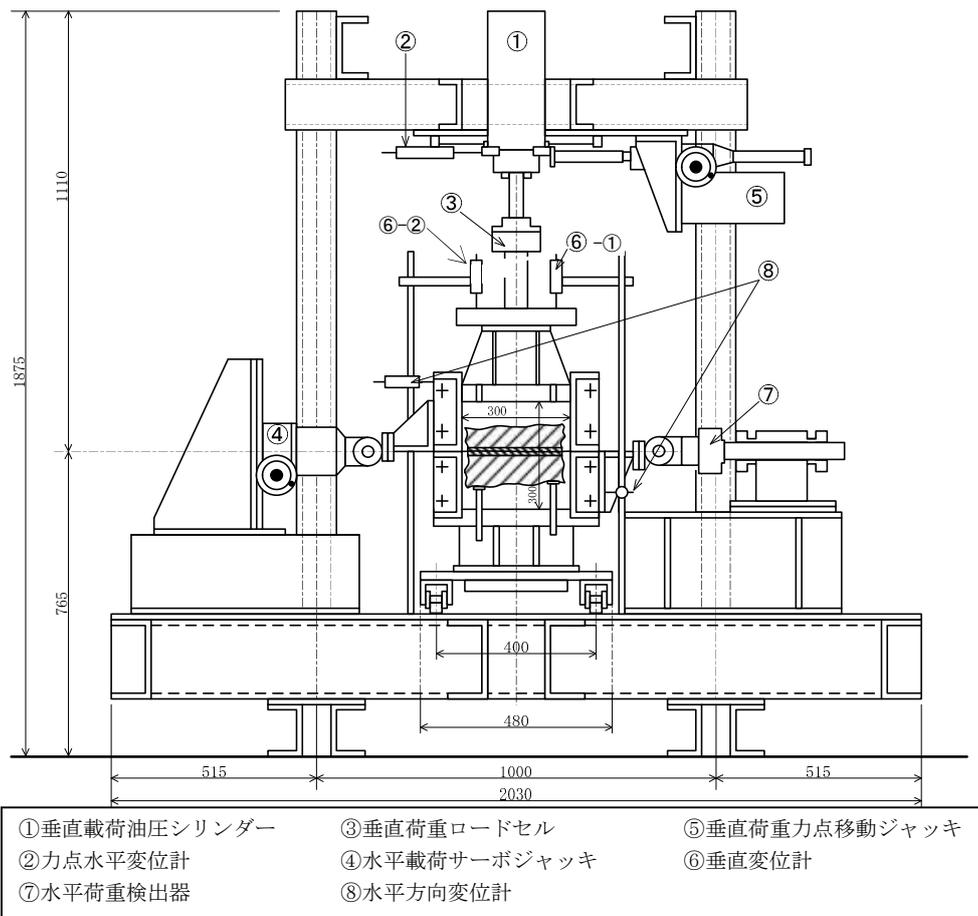


図 3.2.6 大型一面せん断試験装置

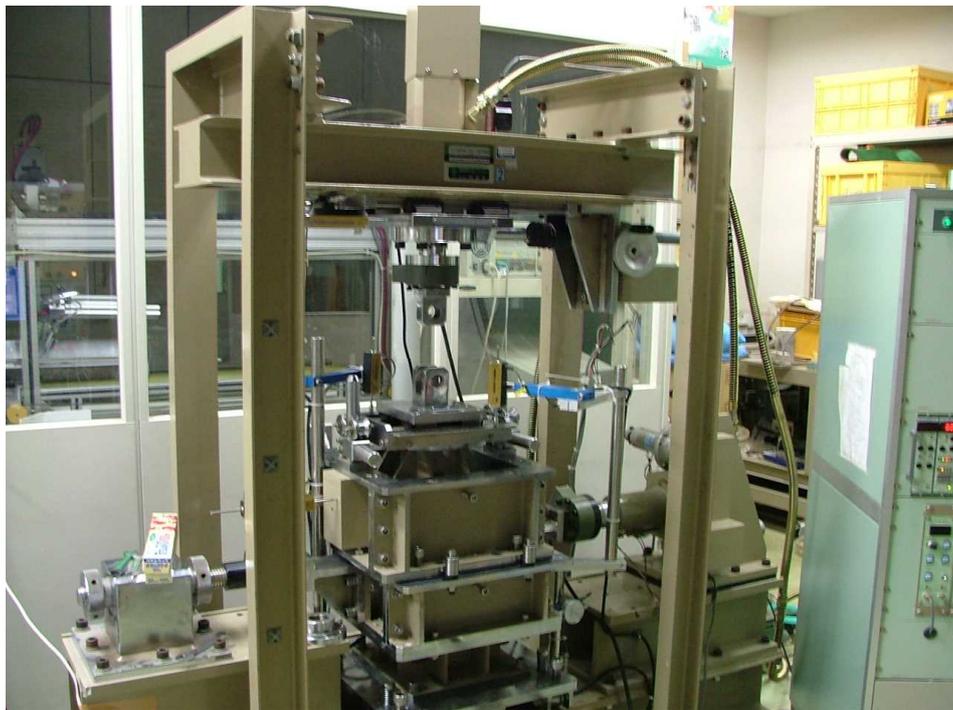


写真 3.2.2 大型一面せん断試験装置全景

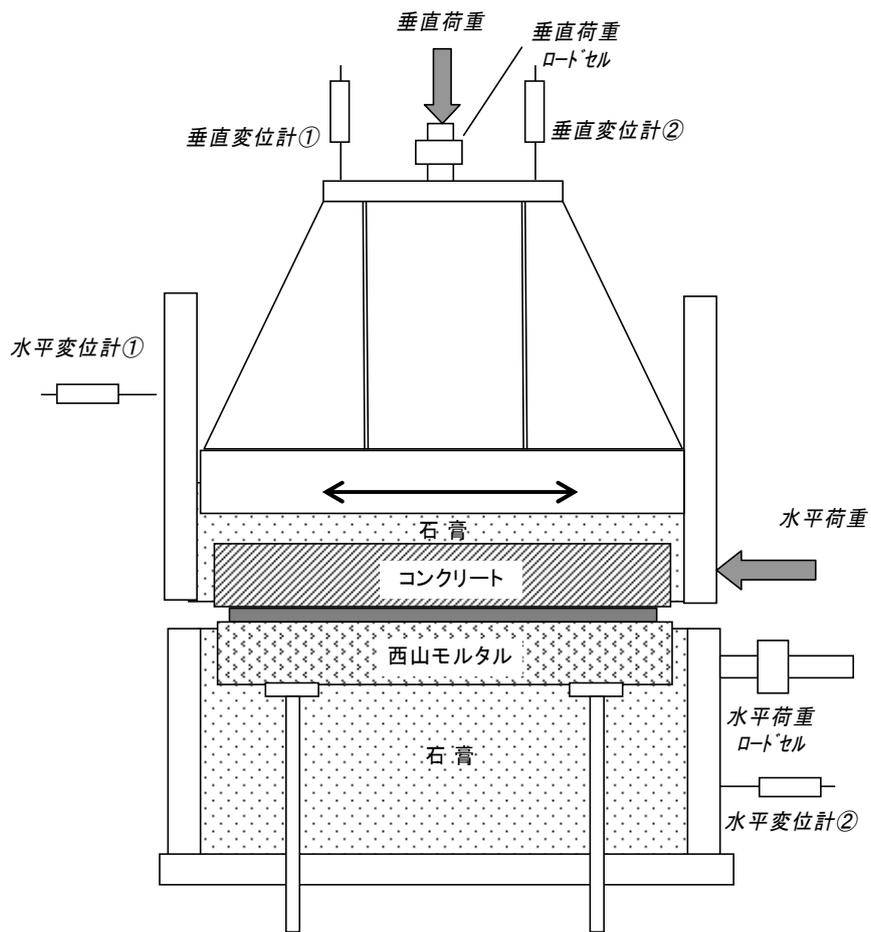


図 3.2.7 大型一面せん断試験装置概念図

### 3.3 一方向載荷及び繰返し載荷試験

#### 3.3.1 目的

一方向載荷及び繰返し載荷試験の 2 種類の動的試験を行うことで、建屋-側面地盤の境界部に防水層が存在する場合の静止摩擦抵抗～動摩擦抵抗状態に至る一連の基本的な摩擦特性及び地震時の繰返し条件を想定した場合の動摩擦特性の確認を目的とする。

#### 3.3.2 試験ケース

一方向載荷及び繰返し載荷試験の試験ケースを表 3.3.1 に示す。

なお、原子炉建屋の埋め込み深さは約 25m であり、常時土圧は～250kN/m<sup>2</sup> 程度である。地震時には、この静土圧に動土圧の変動分が加算される。ここでは、地震時土圧の変動が摩擦特性に及ぼす影響の有無を確認するため試験体に作用させる垂直圧に幅をもたせることとし、垂直圧を 100kN/m<sup>2</sup>～600kN/m<sup>2</sup> と設定した。

表 3.3.1 一方向載荷及び繰返し載荷試験ケース

ケース	加力方法	供試体サイズ (mm)	垂直圧 (kN/m <sup>2</sup> )
1-1	一方向載荷	幅 60× 加力方向 90	100
1-2			200
1-3			400
1-4			600
1-5	繰返し載荷		100
1-6			200
1-7			400
1-8			600

### 3.3.3 供試体

供試体は、実機の状態を模擬できるように実機の方法仕様あるいは同等品を用い、さらに保護層に西山モルタルを打設して製作する。

供試体を図 3.3.1 に示す。

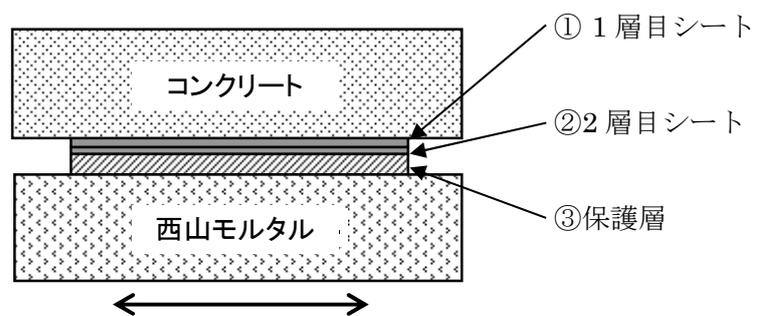


図 3.3.1 一方向荷重及び繰返し荷重試験供試体

### 3.3.4 試験結果（一方向載荷試験）

#### (1) せん断応力-せん断変位関係

試験の結果得られた最大せん断応力とその時のせん断変位の一覧を表 3.3.2 に、せん断応力-せん断変位関係を図 3.3.2（図中□印：表 3.3.2 で最大せん断応力とせん断変位を示した点）に示す。

- ① 静止摩擦耐力に相当する最大せん断応力は 125~317kN/m<sup>2</sup>で、垂直圧に概ね比例した値を示した。
- ② いずれの試験においても最大せん断応力を過ぎると摩擦すべりが発生し、荷重が低下し、動摩擦抵抗状態に移行した。
- ③ 動摩擦耐力は、変位量約 15mm 以上まで安定的に保持された。

表 3.3.2 一方向載荷試験 試験結果一覧

試験 No.	垂直圧 (kN/m <sup>2</sup> )	最大せん断応力 (kN/m <sup>2</sup> )	せん断変位*1 (mm)
1-1	100	125	4.1
1-2	200	181	4.9
1-3	400	236	5.4
1-4	600	317	7.4

\*1 最大せん断応力を示した時のせん断変位

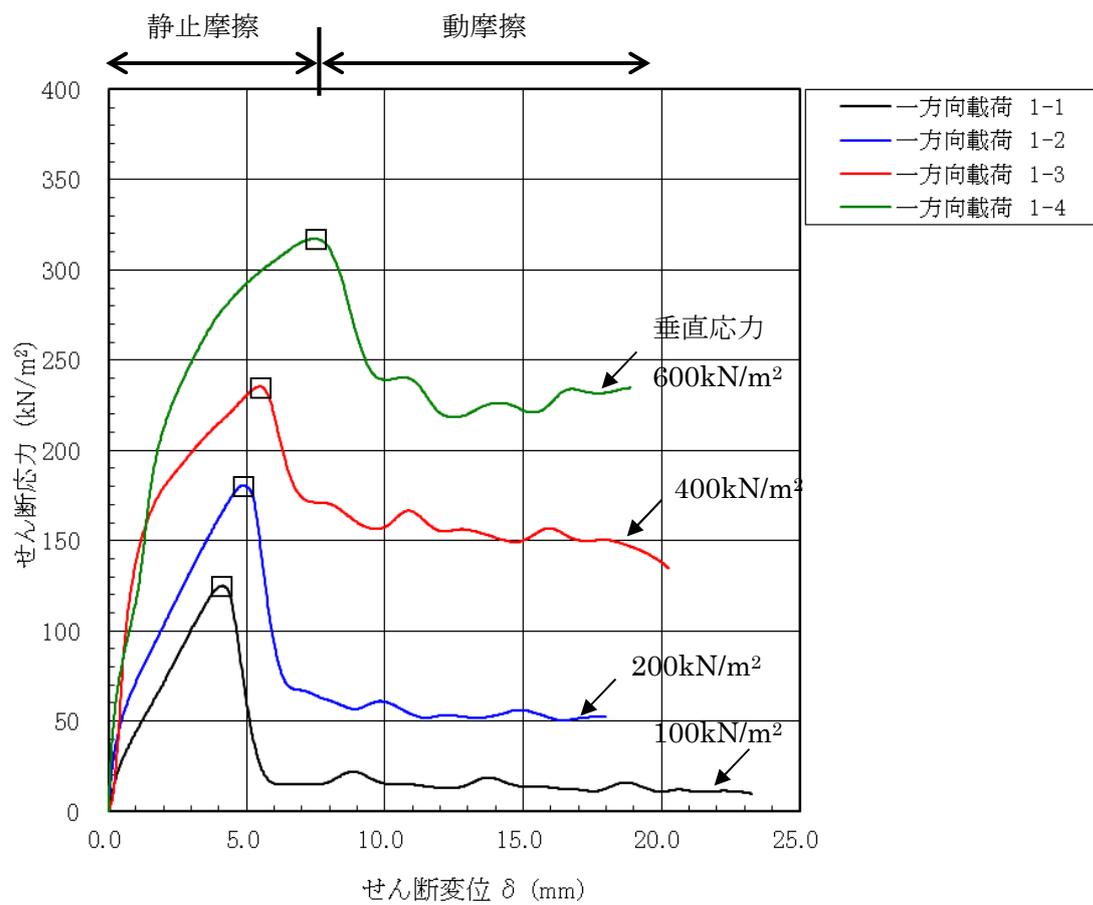


図 3.3.2 一方向載荷試験 せん断応力-せん断変位関係  
(図中□印：表 3.3.2 で最大せん断応力を示した点)

(2) 試験後の状況

試験後の供試体の状況を写真 3.3.1～写真 3.3.8 に示す。

供試体は、全試験において保護層表面と西山モルタル表面の間で分離しており、摩擦すべりは、保護層と西山モルタルの間で生じることが確認された。

なお、躯体コンクリートと1層目防水シート間、1層目と2層目の防水シート間及び2層目防水シートと保護層間は接着剤で強固に接着処理されていることから、接着処理されていない保護層と西山モルタル間で滑りが生じたと考えられる。

一部の試験体で、保護層端部に剥がれが見られるが、試験結果のせん断応力-せん断変位関係は動摩擦領域への移行後も全域にわたり滑らかな性状を示しており、この剥がれが滑り性状や摩擦特性に影響を与えた可能性は小さいと考えられる。

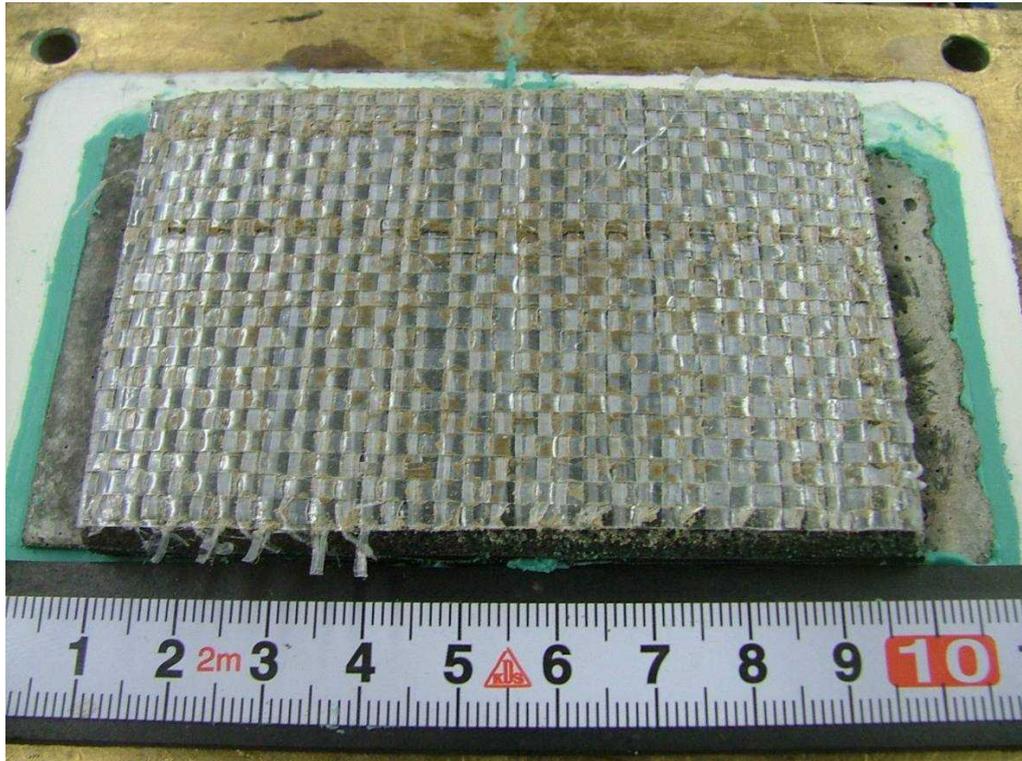


写真 3.3.1 一方向載荷試験後の供試体状況  
ケース 1-1 (保護層表面)

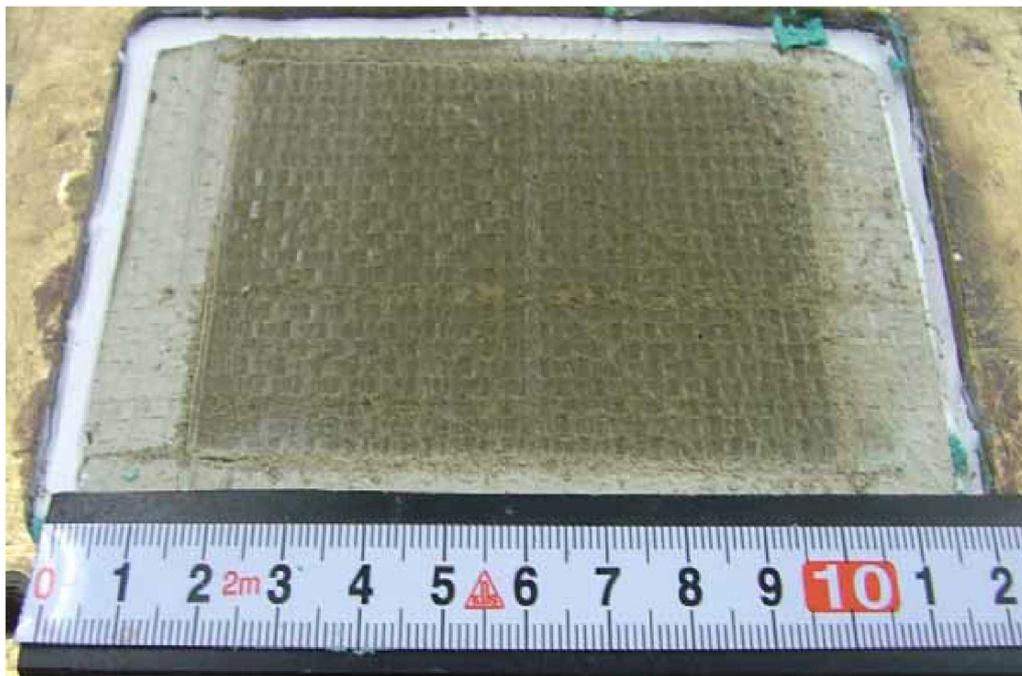


写真 3.3.2 一方向載荷試験後の供試体状況  
ケース 1-1 (西山モルタル表面)

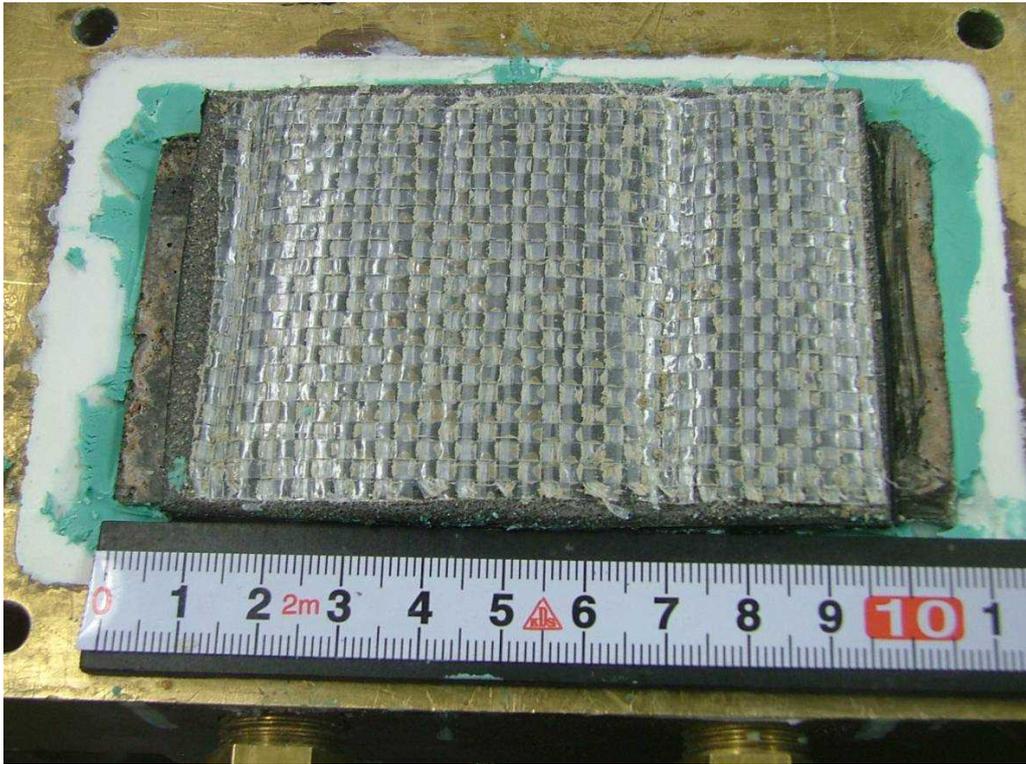


写真 3.3.3 一方向載荷試験後の供試体状況  
ケース 1-2 (保護層表面)



写真 3.3.4 一方向載荷試験後の供試体状況  
ケース 1-2 (西山モルタル表面)

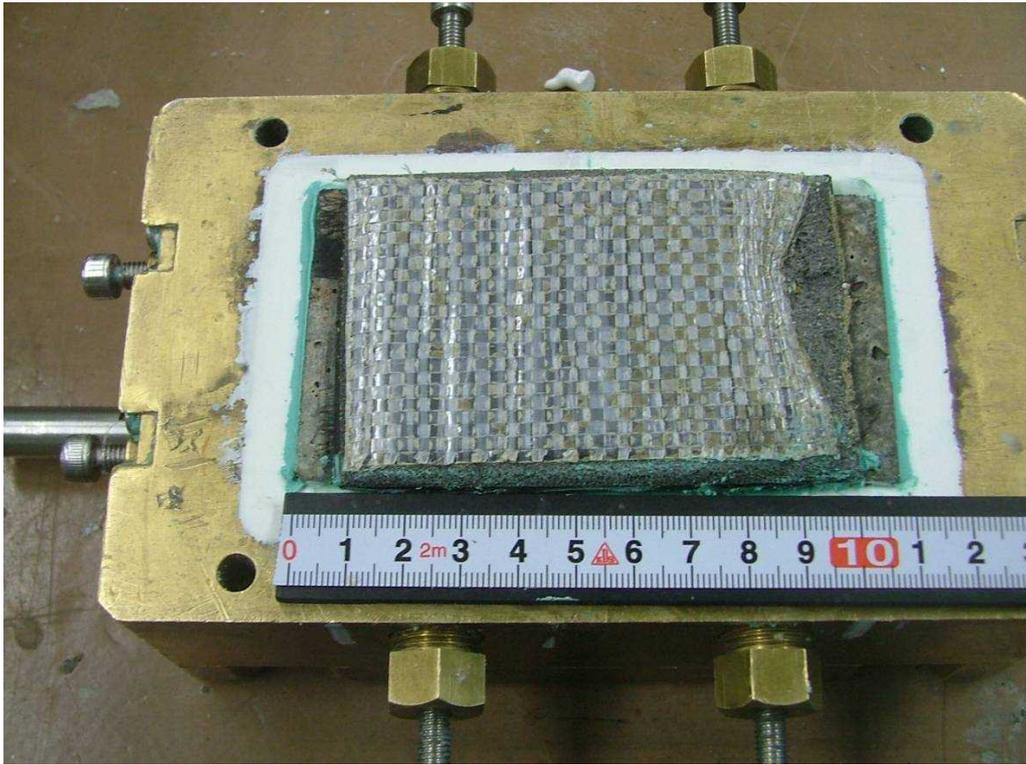


写真 3.3.5 一方向載荷試験後の供試体状況  
ケース 1-3 (保護層表面)

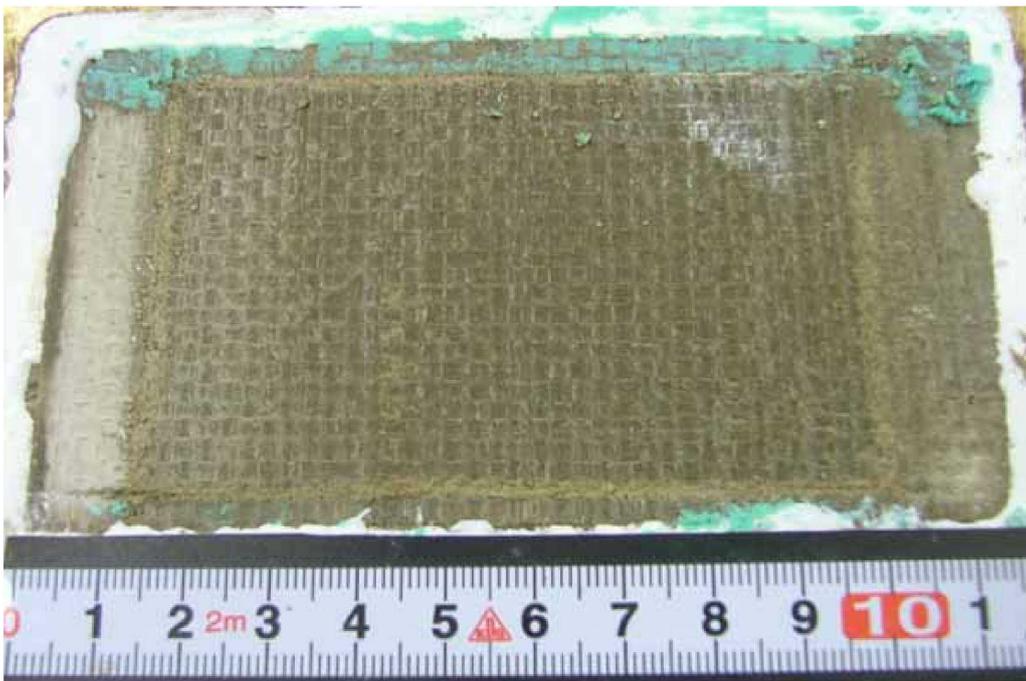


写真 3.3.6 一方向載荷試験後の供試体状況  
ケース 1-3 (西山モルタル表面)

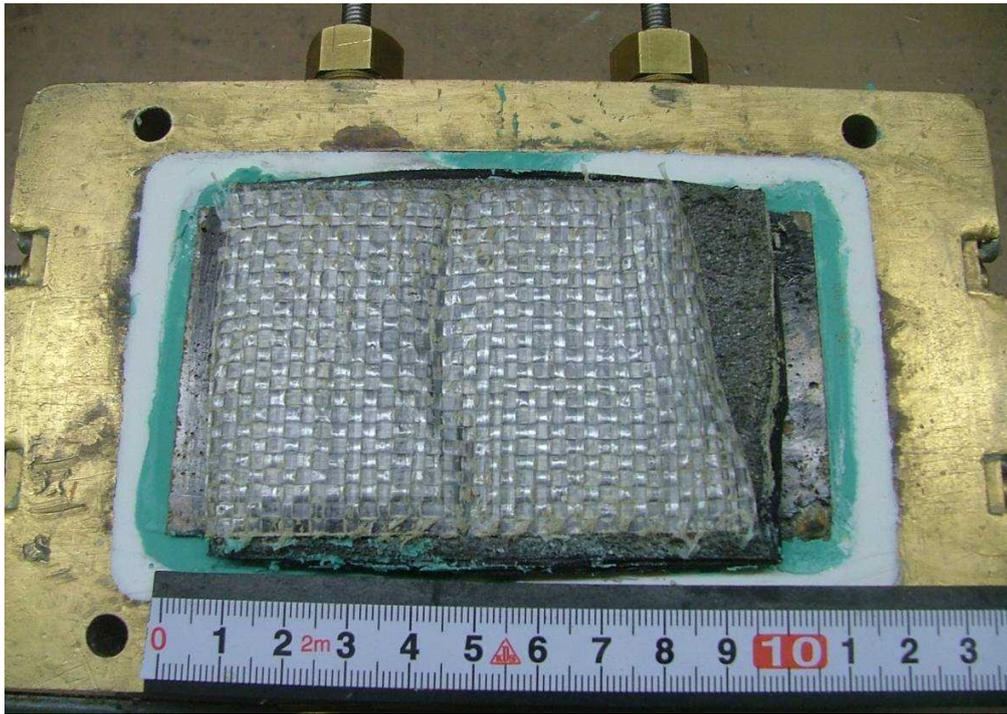


写真 3.3.7 一方向載荷試験後の供試体状況  
ケース 1-4 (保護層表面)

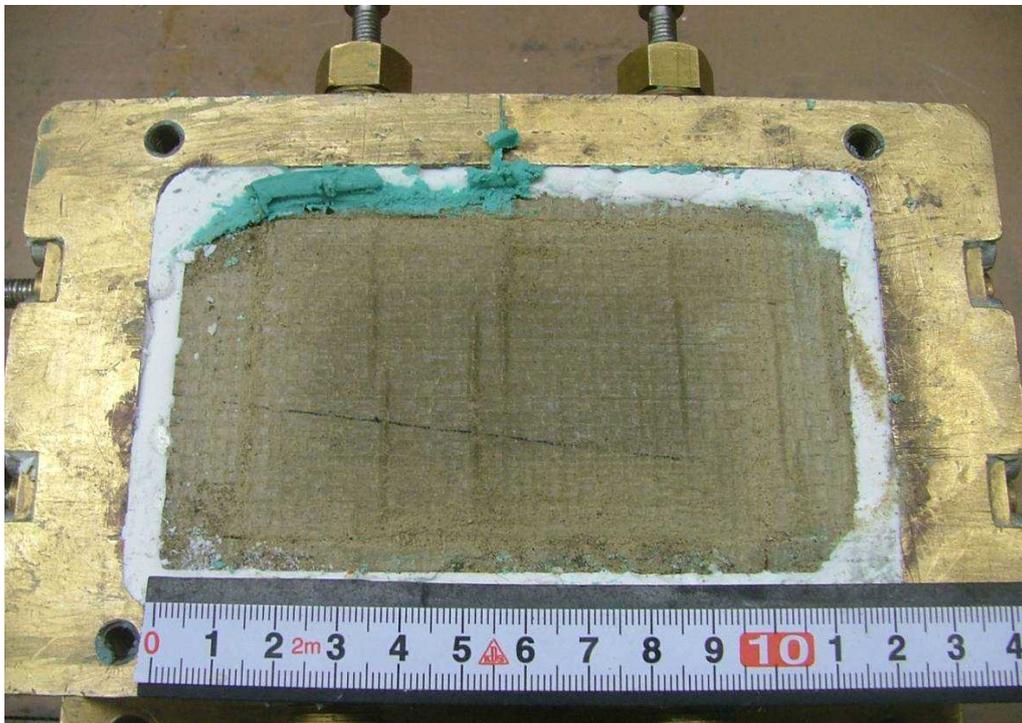


写真 3.3.8 一方向載荷試験後の供試体状況  
ケース 1-4 (西山モルタル表面)

### 3.3.5 試験結果（繰返し載荷試験結果）

#### (1) せん断応力-せん断変位関係

試験の結果から得られた最大せん断応力とその時のせん断変位の一覧を表 3.3.3 に示す。また、図 3.3.3 に示したように、本試験では一定の垂直圧を作用させた上で、徐々に目標変位量を漸増させながら変位制御により繰返し載荷を行うため、目標としたせん断変位量ごとに離散的な試験結果が得られる。全ての繰返し載荷試験のせん断応力-せん断変位関係を図 3.3.4（図中□印：表 3.3.3 で最大せん断応力とせん断変位を示した点）に示す。

なお、繰返し載荷試験におけるせん断応力については、ピーク値を記録する段階までを静止摩擦が働く領域と定義し、ピーク値以降でせん断応力が低下した段階を動摩擦が働く領域と定義した。したがって、最大せん断応力を評価する場合は静止摩擦による値として試験結果を整理し、残留せん断応力を評価する場合は動摩擦による値として試験結果を整理した。

- ① 静止摩擦領域，静止摩擦→動摩擦移行領域，動摩擦領域のいずれの領域においても，安定した荷重変形ループを示した。
- ② 図 3.3.2 に示した一方向載荷試験のせん断応力-せん断変位関係と比較すると，静止摩擦耐力に相当する最大せん断応力及び動摩擦耐力は若干向上する傾向が見られた。

表 3.3.3 繰返し載荷試験 試験結果一覧

試験 No.	垂直圧 (kN/m <sup>2</sup> )	最大せん断応力 (kN/m <sup>2</sup> )	せん断変位*1 (mm)
1-5	100	136	3.3
1-6	200	164	3.9
1-7	400	236	4.2
1-8	600	363	4.5

\*1 最大せん断応力を示した時のせん断変位

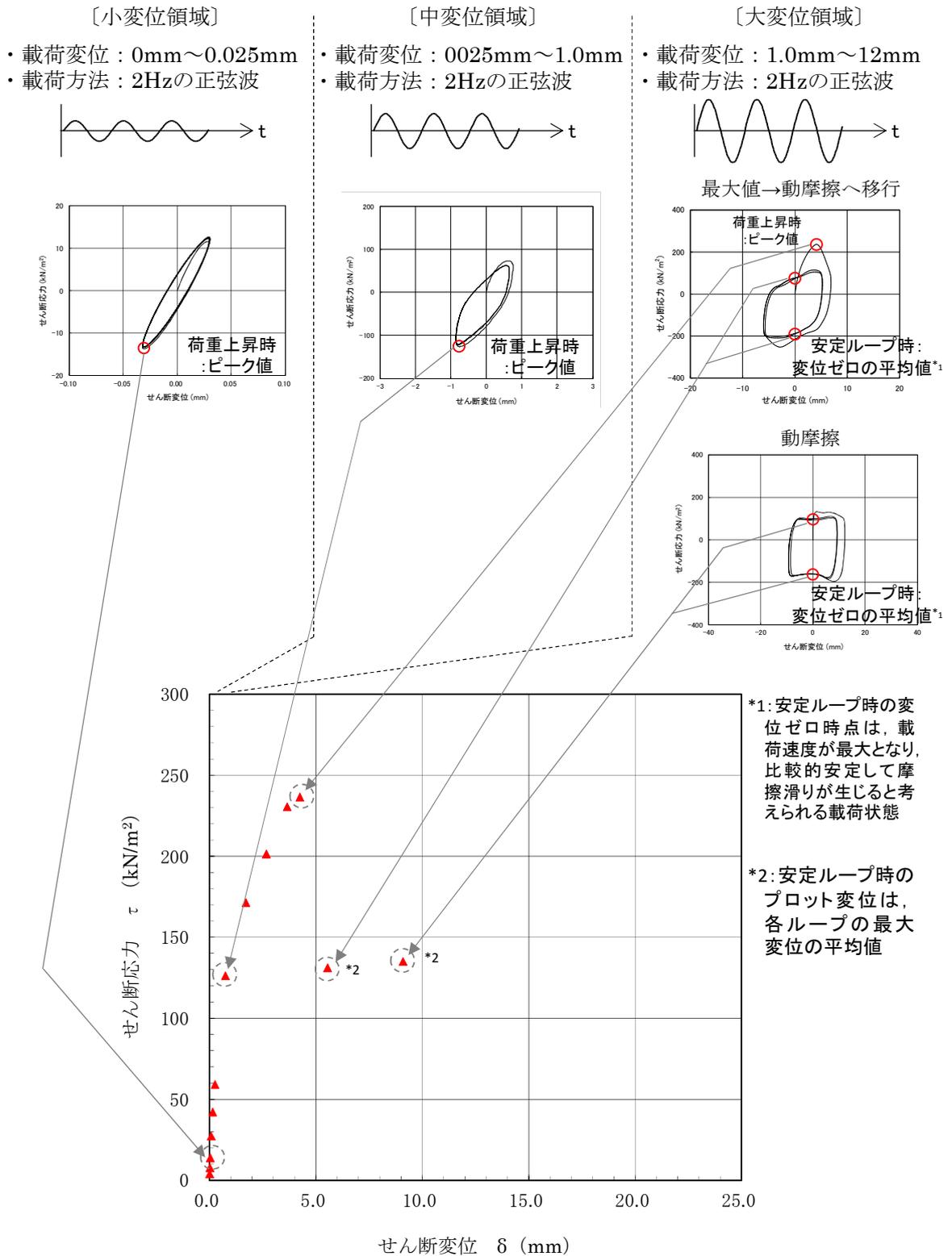


図 3.3.3 繰返し荷重試験の試験結果に基づくせん断応力-せん断変位関係  
(試験ケース 1-7 のデータ整理の例)

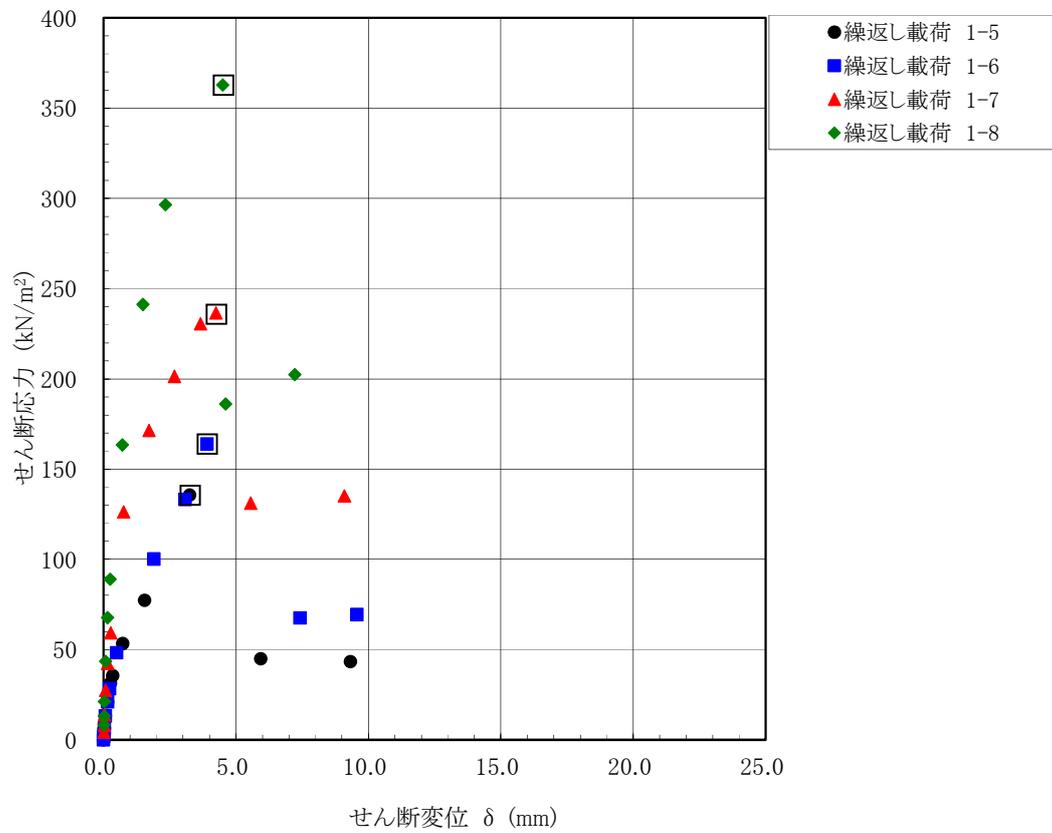


図 3.3.4 繰返し载荷試験 せん断応力-せん断変位関係 (全試験ケース 1-5~1-8)  
(图中□印：表 3.3.3 で最大せん断応力を示した点)

(2) 試験後の状況

試験後の供試体の状況を写真 3.3.9～写真 3.3.16 に示す。

一方向載荷試験と同様、供試体は、全試験において保護層表面と西山モルタル表面の間で分離しており、摩擦すべりは、保護層と西山モルタルの間で生じることが確認された。

なお、一方向載荷試験と同様、躯体コンクリートと1層目防水シート間、1層目と2層目の防水シート間及び2層目防水シートと保護層間は接着剤で強固に接着処理されていることから、接着処理されていない保護層と西山モルタル間で滑りが生じたと考えられる。

一部の試験体で、保護層端部に剥がれが見られるが、試験結果のせん断応力-せん断変位関係は動摩擦領域に移行後も全域にわたり滑らかな性状を示しており、この剥がれが滑り性状や摩擦特性に影響を与えた可能性は小さいと考えられる。

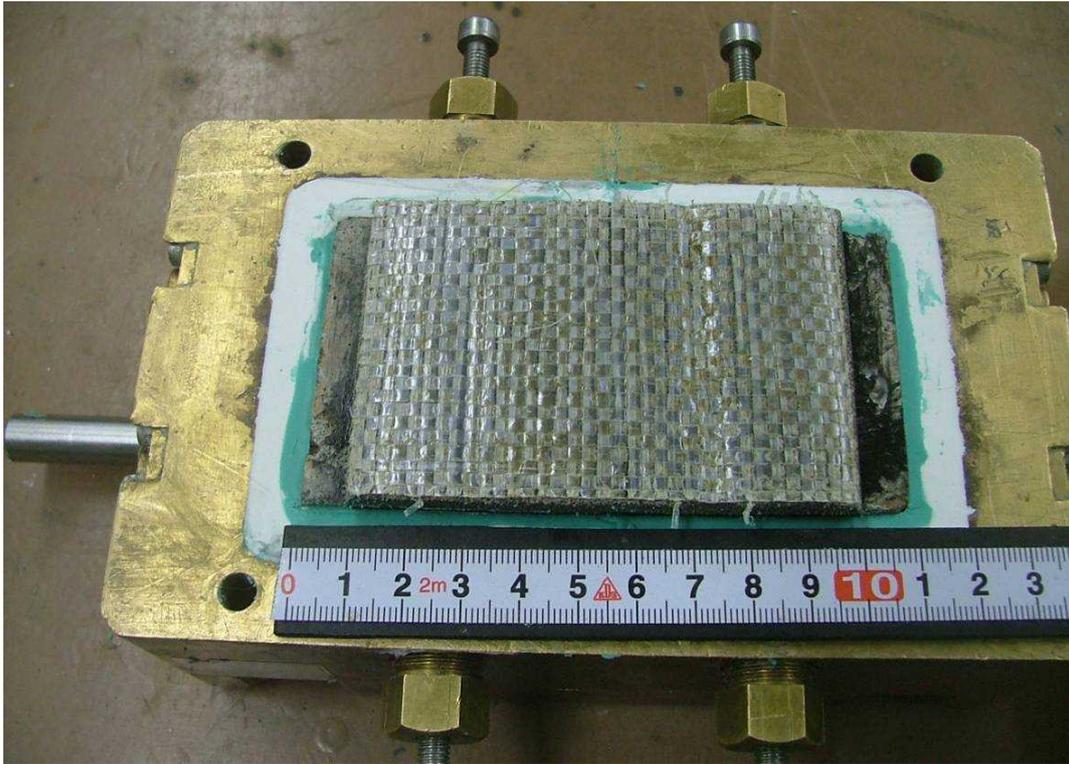


写真 3.3.9 繰返し载荷試験後の供試体状況 ケース 1-5 (保護層表面)

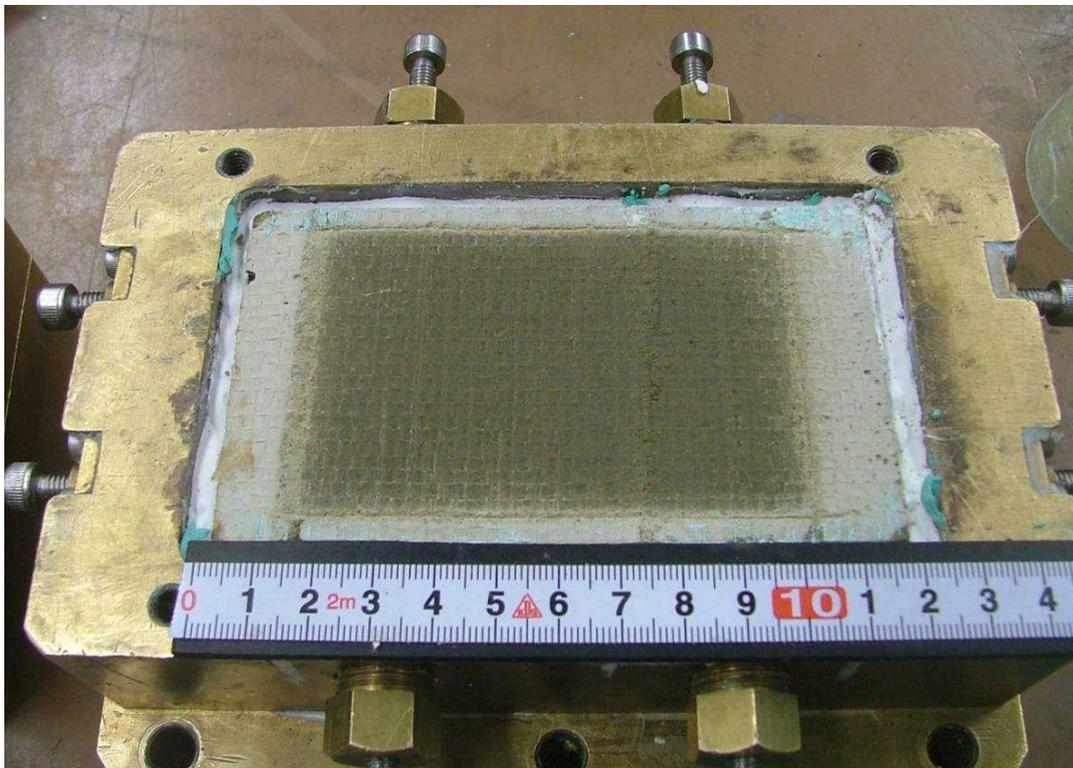


写真 3.3.10 繰返し载荷試験後の供試体状況 ケース 1-5 (西山モルタル表面)

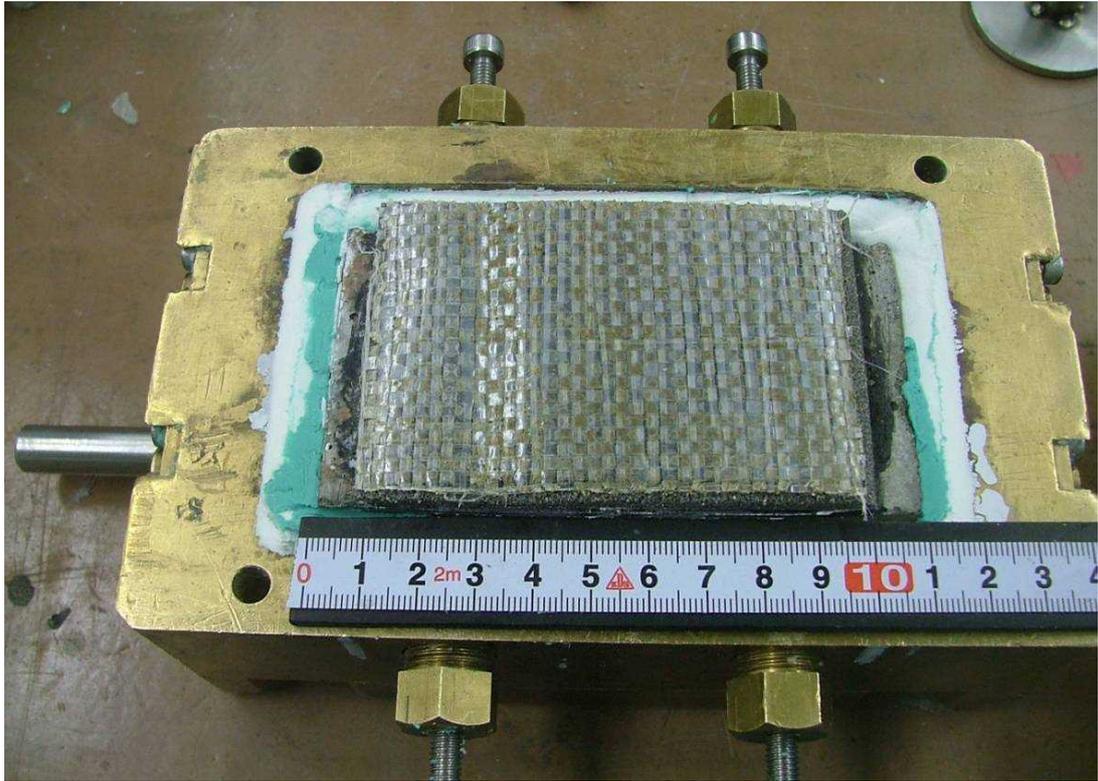


写真 3.3.11 繰返し载荷試験後の供試体状況 ケース 1-6 (保護層表面)

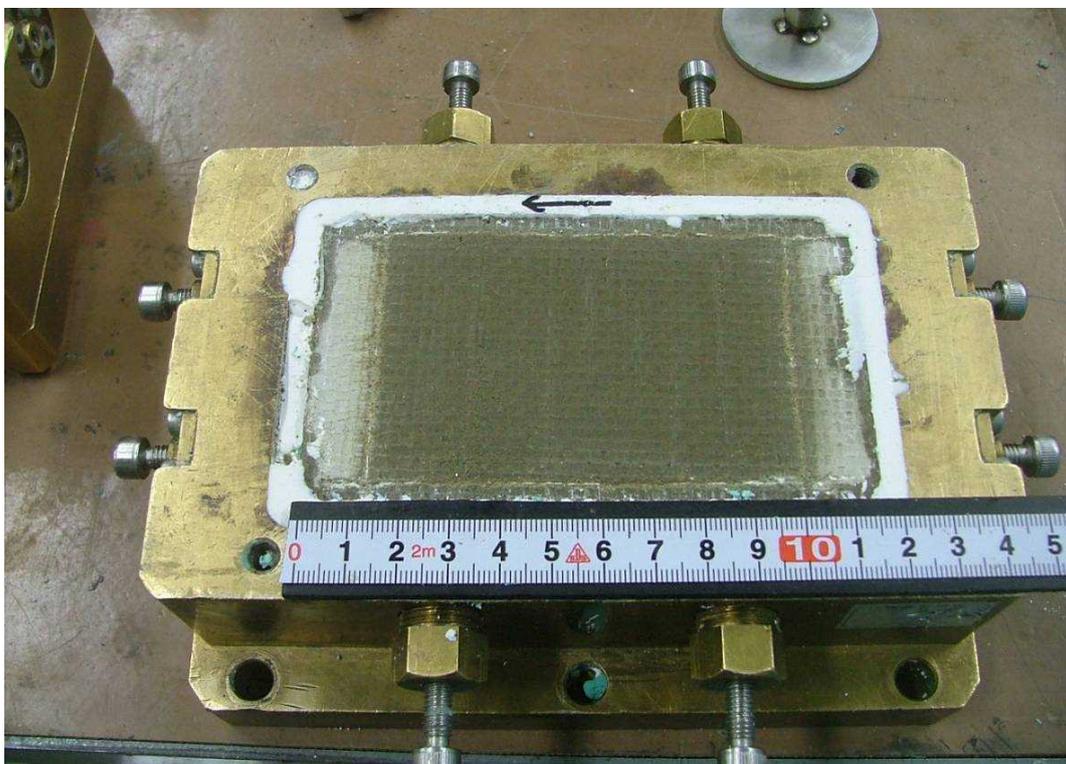


写真 3.3.12 繰返し载荷試験後の供試体状況 ケース 1-6 (西山モルタル表面)



写真 3.3.13 繰返し荷重試験後の供試体状況 ケース 1-7 (保護層表面)



写真 3.3.14 繰返し荷重試験後の供試体状況 ケース 1-7 (西山モルタル表面)



写真 3.3.15 繰返し载荷試験後の供試体状況 ケース 1-8 (保護層表面)

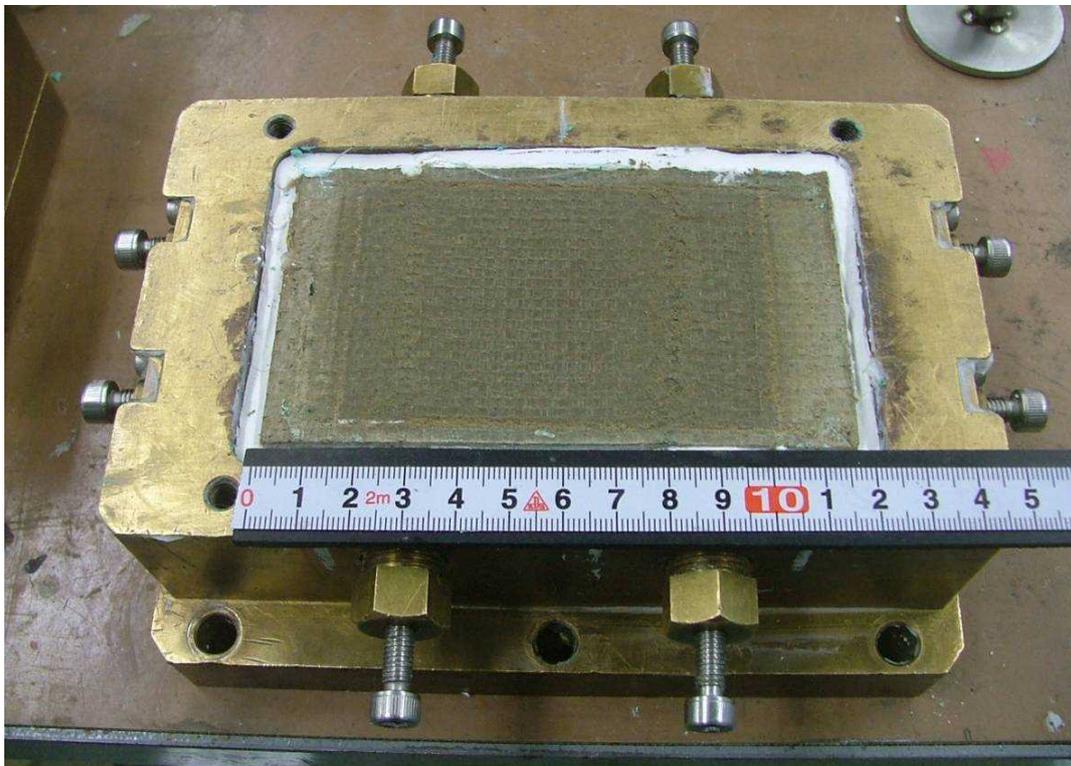


写真 3.3.16 繰返し载荷試験後の供試体状況 ケース 1-8 (西山モルタル表面)

### 3.3.6 試験結果の評価

図 3.3.5 に、一方向載荷試験 4 ケース及び繰返し載荷試験 4 ケースのせん断応力とせん断変位の関係を重ね描いたものを示す。静止摩擦領域及び垂直圧の小さい動摩擦領域において一方向載荷と繰返し載荷試験結果にばらつきが見られる。

なお、載荷方向、載荷速度、供試体スケール等、試験条件の違いが試験結果に与える有意な影響は認められなかった。

平均的な摩擦特性（せん断ばね定数及び動摩擦係数）を分析するために、下記の評価点を設定し（図 3.3.6 参照）、せん断ばね定数（＝評価点のせん断応力／評価点のせん断変位）及び動摩擦係数（＝評価点のせん断応力／垂直圧）を求めた結果を表 3.3.4 に示す。

- ・せん断ばね定数の評価点

一方向載荷及び繰返し載荷試験結果における最大せん断応力を示す点で評価した。

- ・動摩擦係数の評価点

一方向載荷試験及び繰返し載荷試験結果におけるせん断応力がピーク後に安定化（残留せん断応力）した時点で評価した。ただし、一方向載荷試験においては比較的安定した残留せん断応力を与える変位を 15mm と定義し、繰返し載荷試験においては、安定化したループ上で、変位=0mm における点の平均値で評価した。

せん断ばね定数と垂直圧の相関関係を図 3.3.7 に示す。せん断ばね定数は垂直圧が高いと若干増加する傾向が見られる。せん断ばね定数と垂直圧が線形関係にあると考え、最小二乗法によりせん断ばね定数の近似値を求めると以下となる。

$$(\text{せん断ばね定数}) \quad K_s = 51.9 \times \text{垂直圧 } \sigma_v + 2.98 \quad (\times 10^4 \text{kN/m}^2)$$

しかしながら、論点②③で行う解析において、時間刻みで変化する垂直圧に応じてせん断ばね定数を変化させるのは演算が複雑になり収束しにくくなるため、せん断ばね定数の違いが解析結果に及ぼす影響は小さいことが推察されることから、ここでは全結果の平均値として評価することとし、以下の値を採用する。

$$(\text{解析に用いるせん断ばね定数}) \quad K_s = 4.67 \times 10^4 \quad (\text{kN/m}^2)$$

なお、垂直圧の変動に対して、せん断ばね定数は最大  $8.06 \times 10^4$  (kN/m<sup>2</sup>)～最小  $3.03 \times 10^4$  (kN/m<sup>2</sup>) とばらついていることから、せん断ばね定数のばらつきの影響について上下限值を用いた解析を実施し確認する。

動摩擦耐力と垂直圧の相関関係を図 3.3.8 に示す。垂直圧が増加すると動摩擦耐力は概ね比例して増加する。動摩擦耐力を垂直圧で除した動摩擦係数は概ね一定値と見なせると考

え，最小二乗法により動摩擦係数の近似値を求めると以下となる。データ数は少ないものの，拘束圧が小さい部分(100kN/m<sup>2</sup>)を除けば，動摩擦係数には，ほとんどばらつきは見られない。また，動摩擦耐力は垂直圧に応じて変動するため，拘束圧が小さい場合は負担するせん断力も小さく，この領域のばらつきが応答性状に与える影響は小さいと考えられることから，解析においては最小二乗法により近似した動摩擦係数を用いた検討を実施する。

(動摩擦係数)  $\mu_d = 0.35$

(動摩擦耐力)  $\tau_d = \text{動摩擦係数 } \mu_d \times \text{垂直圧 } \sigma_v \text{ (kN/m}^2\text{)}$

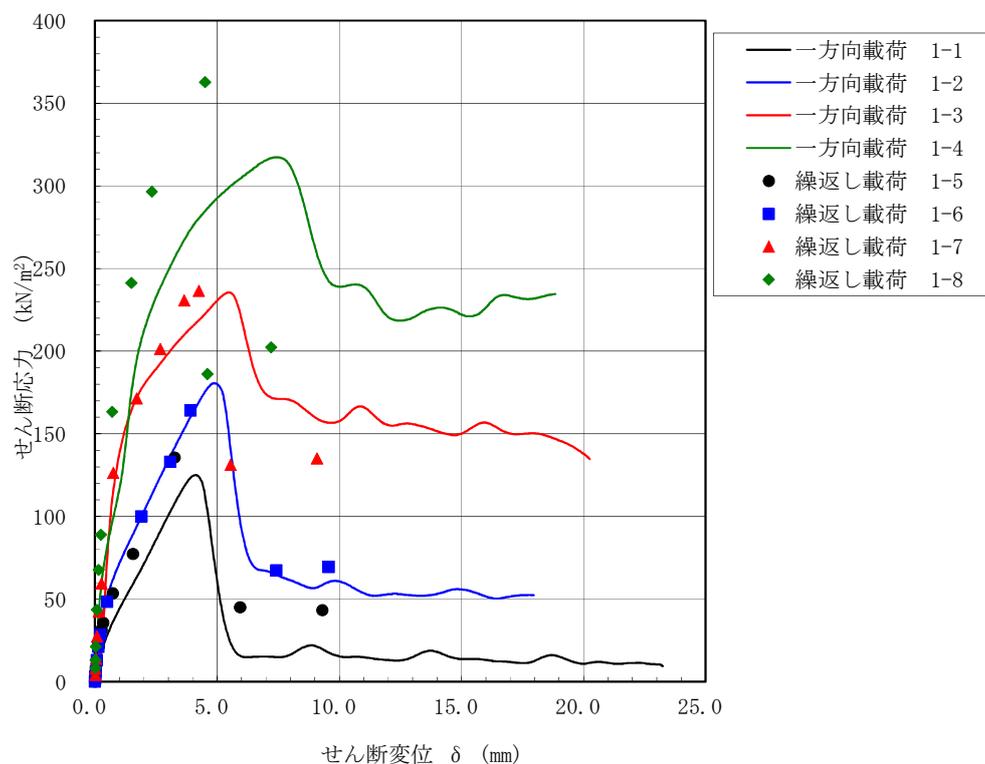


図 3.3.5 一方向載荷及び繰返し載荷試験によるせん断応力-せん断変位関係

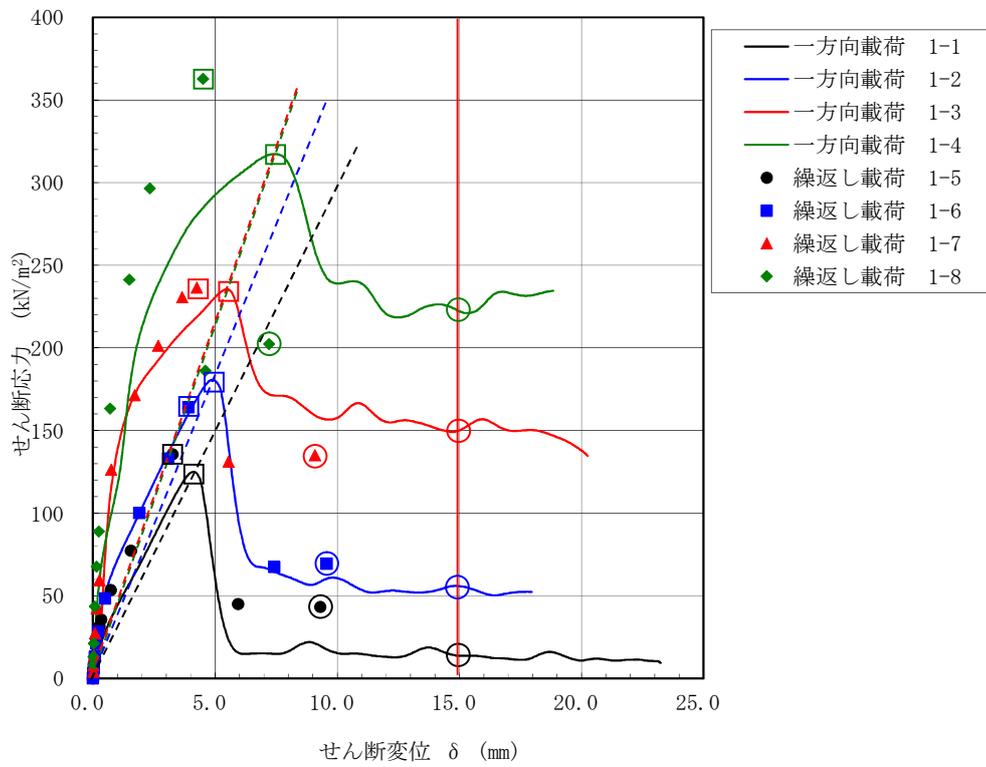


図 3.3.6 せん断ばね定数及び動摩擦係数の評価点

(図中□印：せん断ばね定数の評価点，図中○印：動摩擦係数の評価点)

表 3.3.4 試験結果によるせん断ばね定数と動摩擦係数

試験ケース	垂直圧 A	最大 せん断応力 B	最大せん断応力時の 最大せん断変位 C	摩擦ばね定数 B/C	残留 せん断応力 D	動摩擦係数 B/A	
	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	mm	kN/m/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>		
一方向載荷	1-1	100	125	4.1	3.03.E+04	14	0.14
	1-2	200	181	4.9	3.71.E+04	56	0.28
	1-3	400	236	5.4	4.33.E+04	150	0.38
	1-4	600	317	7.4	4.28.E+04	222	0.37
繰返し載荷	1-5	100	136	3.3	4.16.E+04	43	0.43
	1-6	200	164	3.9	4.20.E+04	69	0.35
	1-7	400	236	4.2	5.57.E+04	135	0.34
	1-8	600	363	4.5	8.06.E+04	202	0.34

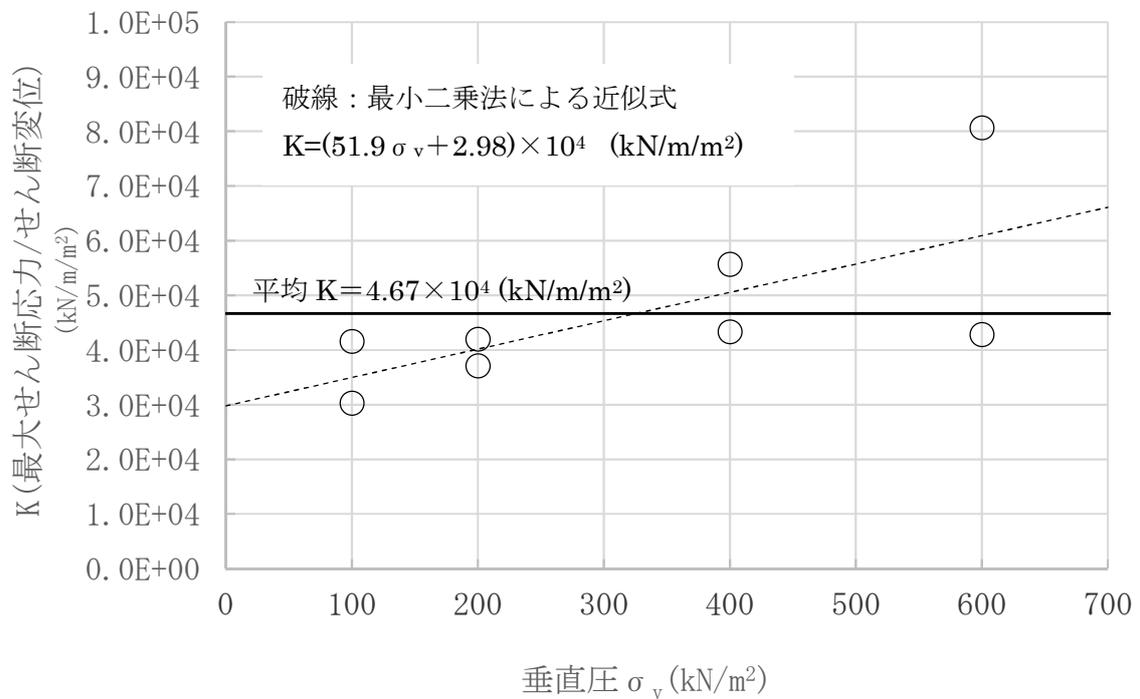


図 3.3.7 せん断ばね定数と垂直圧の関係（一方向載荷及び繰返し載荷試験）

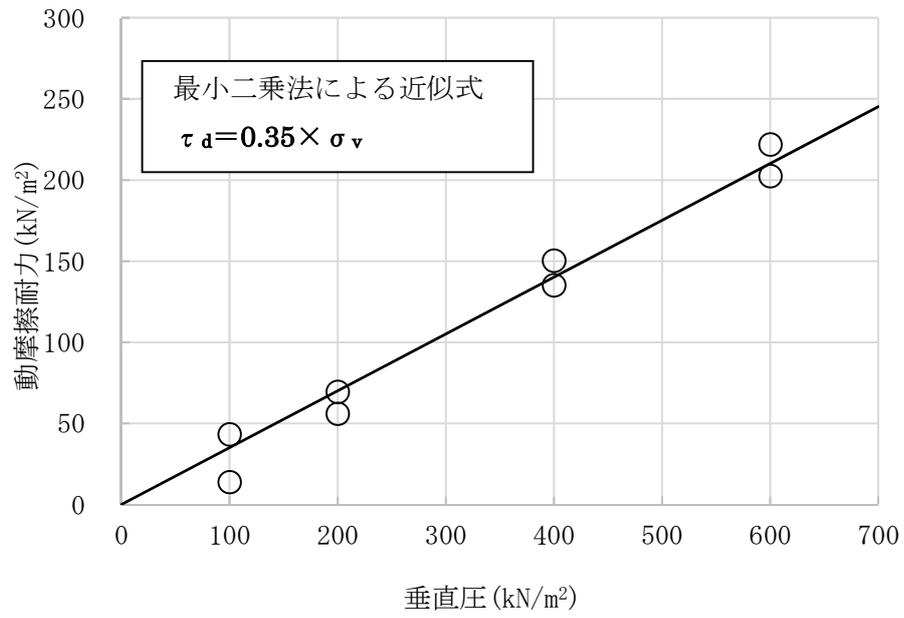


図 3.3.8 動摩擦耐力と垂直圧の関係（一方向載荷及び繰返し載荷試験）

### 3.4 スケール影響試験

#### 3.4.1 目的

供試体に用いたコンクリート，防水層，保護層及び西山モルタルは全て実機と同製品もしくは同等品を用いており，実大の供試体となっている。また，せん断ばね定数や動摩擦係数は，一般的に摩擦面積に影響を受けないと考えられている。しかし，前述の一方方向荷重及び繰返し荷重試験に用いた供試体の摩擦面は 90 mm×60 mm であり，実機の地下外壁に比べ非常に小さい。そこで，念のため摩擦面積の大きい場合について確認試験を行う。

ここでは，大型一面せん断試験装置の可能な範囲で，摩擦面積が大きい供試体（中型：幅 60mm×加力方向 90mm に対し，大型：幅 270mm×加力方向 270mm）を用いる。なお，試験装置の制約より前述の一方方向荷重試験及び繰返し荷重試験で行った動的荷重が行えないため，ここでは静的な一方方向荷重によりスケール影響を確認した。

#### 3.4.2 試験ケース

スケール影響試験ケースを表 3.4.1 に示す。

表 3.4.1 スケール影響試験ケース

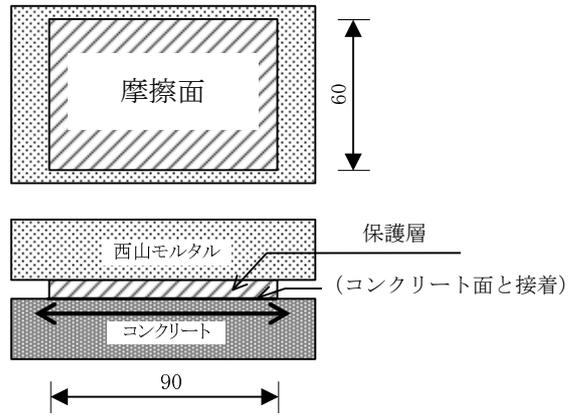
ケース	加力	供試体サイズ	垂直圧 (kN/m <sup>2</sup> )
2-1	一方方向 荷重	幅 60mm× 加力方向 90mm	200
2-2			400
2-3			600
2-4		幅 270mm× 加力方向 270mm	200
2-5			400
2-6			600

#### 3.4.3 供試体

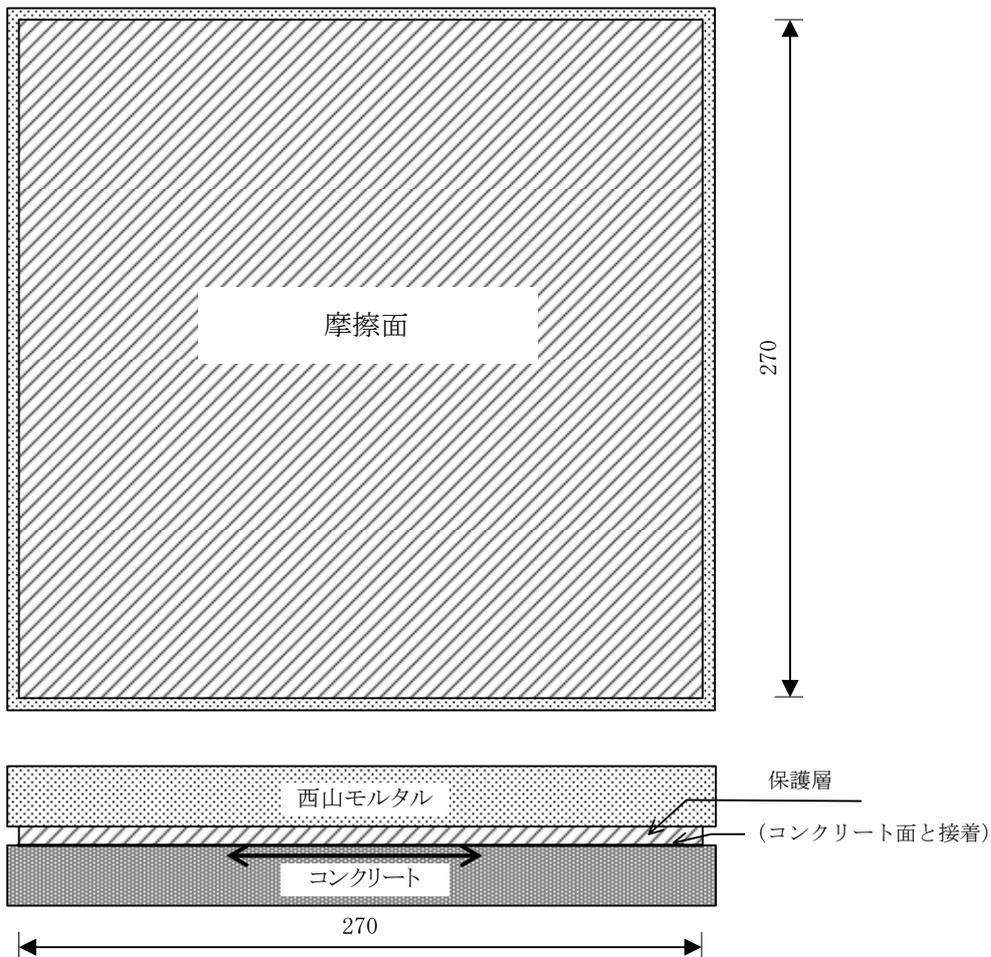
##### (1) 供試体

前述の一方方向荷重及び繰返し荷重試験結果で滑り面が保護層と西山モルタルの間であることが確認されたことより，スケール影響試験の供試体は，西山モルタルと保護層のみを模擬した供試体とした。

供試体を図 3.4.1 に示す。



(中型供試体)



(大型供試体)

図 3.4.1 スケール影響試験供試体

#### 3.4.4 試験結果

##### (1) せん断応力-せん断変位関係

せん断応力-せん断変位関係を図 3.4.2 に、試験結果一覧を表 3.4.2 に示す。試験結果より以下を確認した。

- ① 静止摩擦耐力に相当する最大せん断応力は、中型供試体で  $156\sim 265\text{kN/m}^2$ 、大型供試体で  $141\sim 278\text{kN/m}^2$  で、垂直圧に概ね比例した値を示した。
- ② いずれの試験においても最大せん断応力を過ぎると摩擦すべりが発生し、荷重が低下し、動摩擦抵抗状態に移行した。
- ③ 動摩擦耐力は、変位量約  $20\text{mm}$  以上まで概ね安定的に保持された。
- ④ 同じ垂直圧条件での中型供試体と大型供試体の結果を比較すると、動摩擦状態に至るまでのせん断応力-せん断変位関係には多少差異が見られるものの動摩擦耐力は概ね一致した。
- ⑤ 垂直圧を変化させても中型供試体と大型供試体は概ね類似した摩擦特性を示した。

以上のことから、摩擦面積の違いによる顕著なスケール影響は認められないと考えられる。

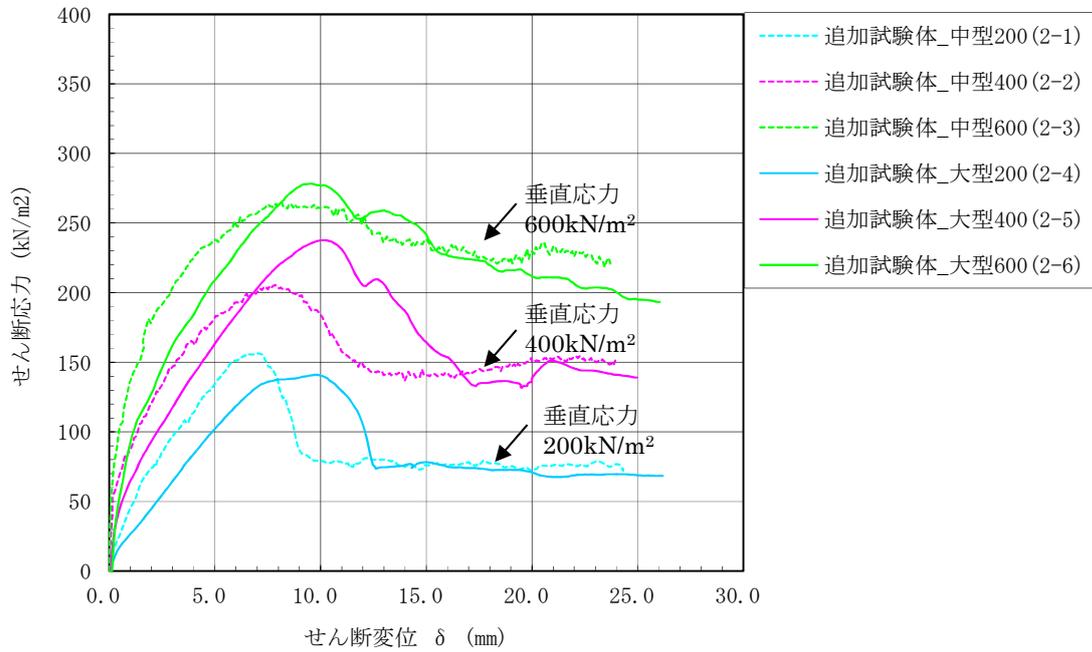


図 3.4.2 スケール影響試験 せん断応力-せん断変位関係

表 3.4.2 スケール影響試験 試験結果一覧表

試験ケース		垂直圧 A (kN/m <sup>2</sup> )	最大 せん断応力 B (kN/m <sup>2</sup> )	最大せん断応力 時のせん断変位 C (mm)
中型 試験	2-1	200	156	7.0
	2-2	400	206	7.9
	2-3	600	265	8.2
大型 試験	2-4	200	141	9.8
	2-5	400	238	10.1
	2-6	600	278	9.5

(2) 試験後の状況

試験後の供試体の状況を写真 3.4.1～写真 3.4.12 に示す。

一方向載荷試験及び繰り返し載荷試験と同様に、一部の試験体で保護層端部に剥が見られるが、試験結果のせん断応力-せん断変位関係は動摩擦領域に移行後も全域にわたり滑らかな性状を示しており、この剥がれが滑り性状や摩擦特性に影響を与えた可能性は小さいと考えられる。

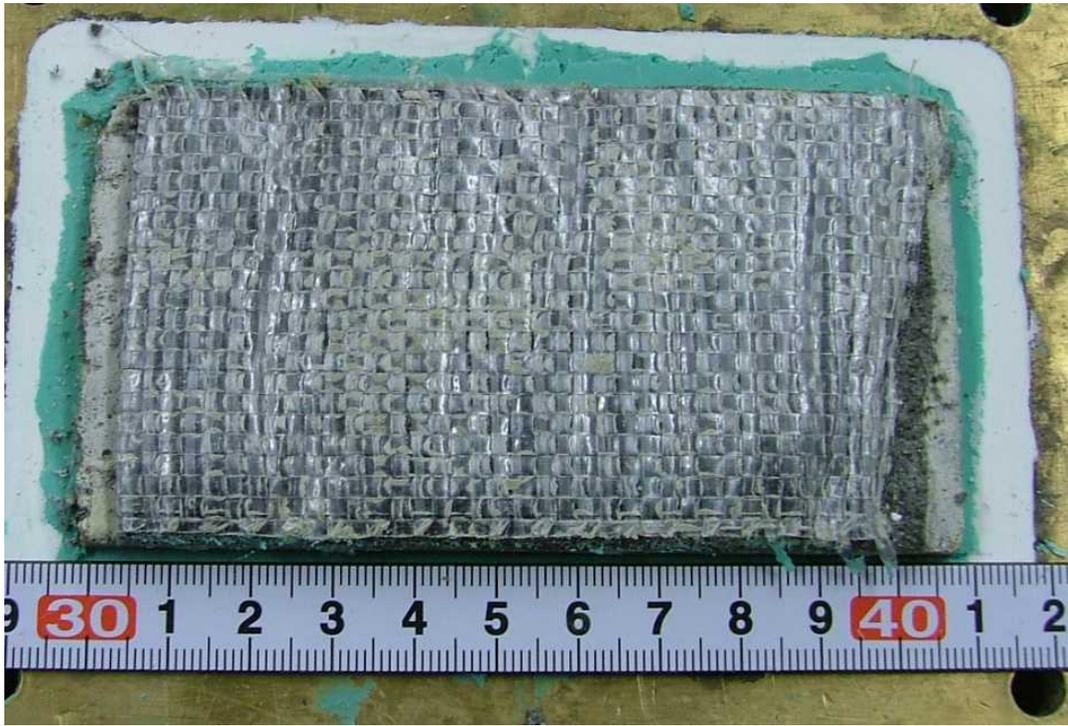


写真 3.4.1 スケール影響試験後の供試体状況 ケース 2-1 (保護層表面)

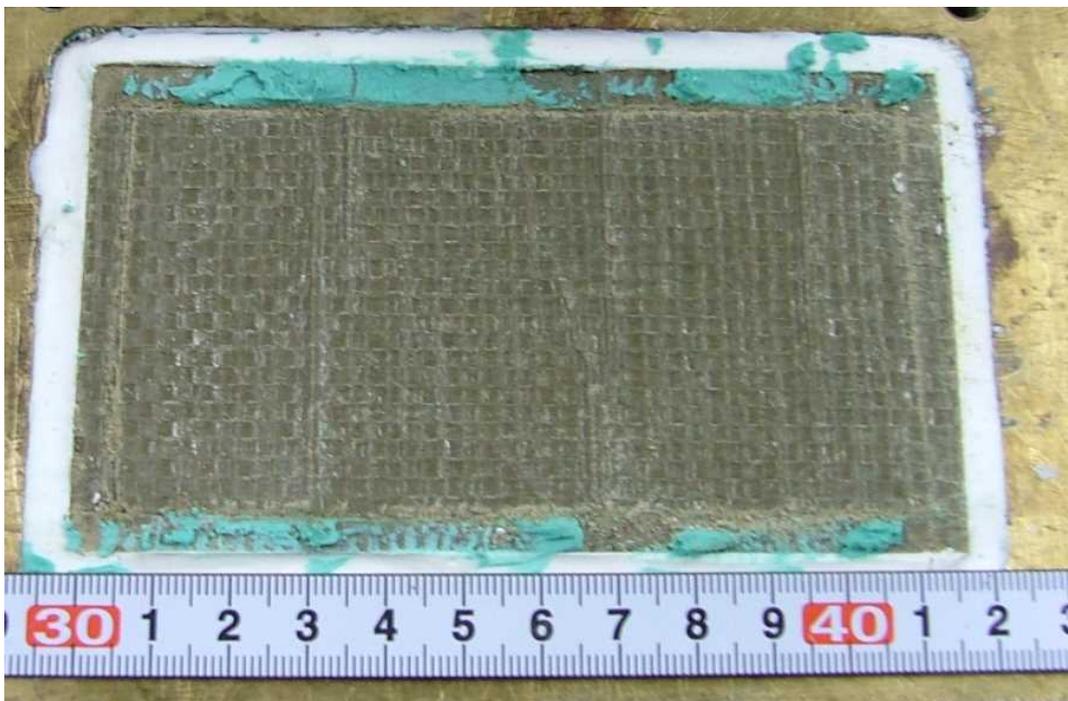


写真 3.4.2 スケール影響試験後の供試体状況 ケース 2-1 (西山モルタル表面)

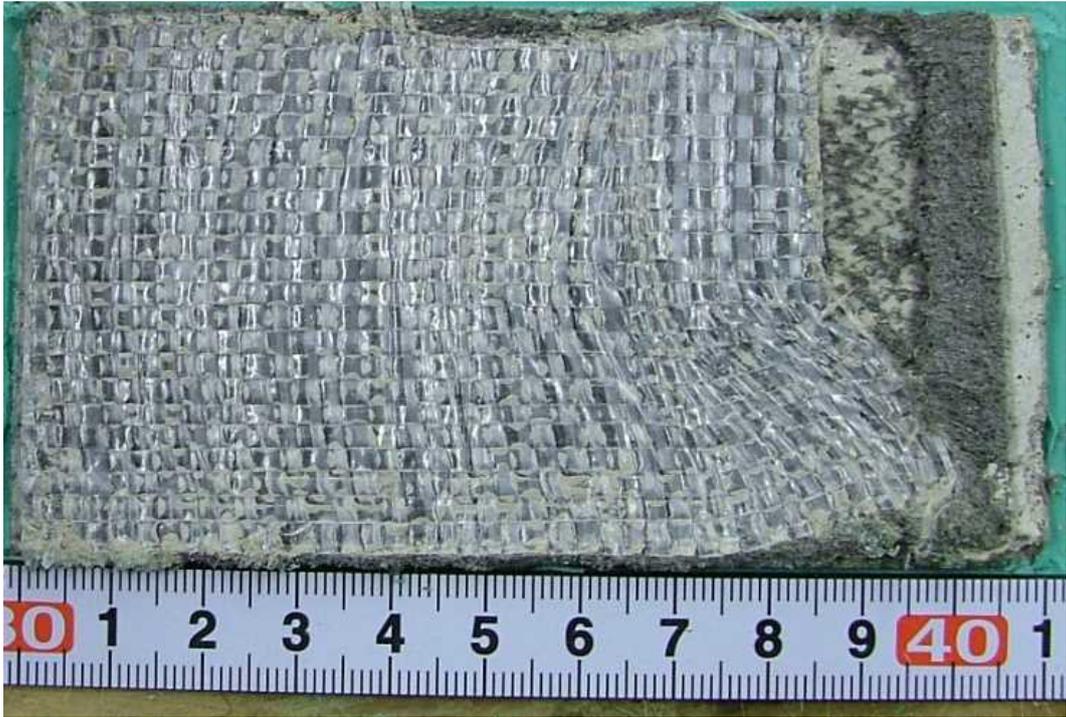


写真 3.4.3 スケール影響試験後の供試体状況 ケース 2-2 (保護層表面)

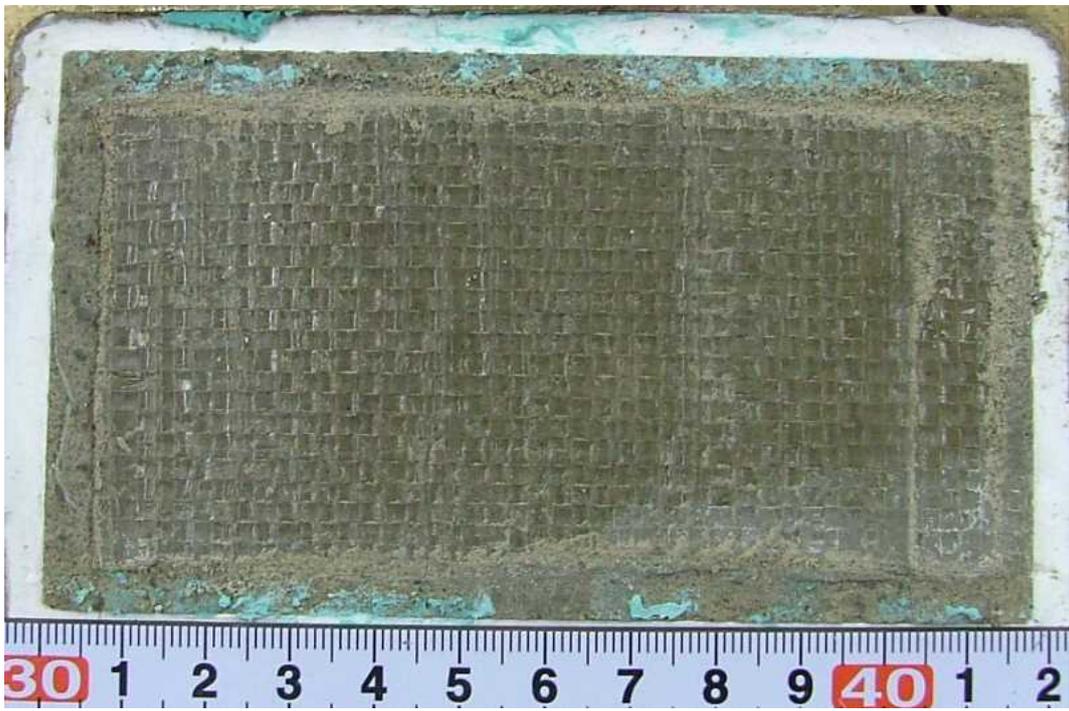


写真 3.4.4 スケール影響試験後の供試体状況 ケース 2-2 (西山モルタル表面)



写真 3.4.5 スケール影響試験後の供試体状況 ケース 2-3 (保護層表面)

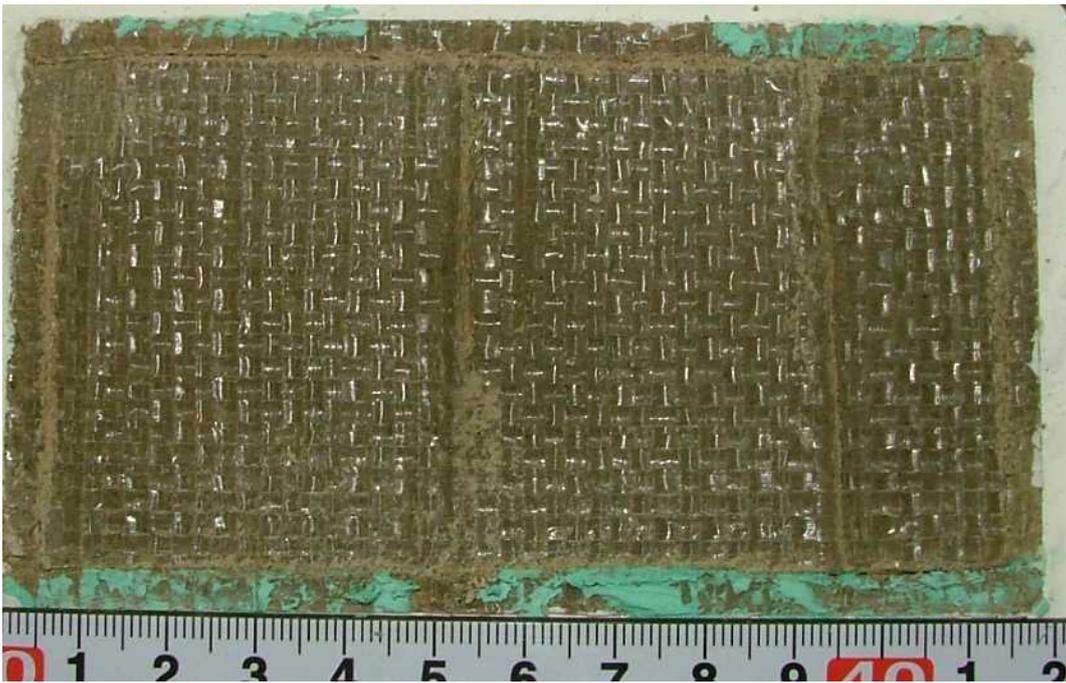


写真 3.4.6 スケール影響試験後の供試体状況 ケース 2-3 (西山モルタル表面)



写真 3.4.7 スケール影響試験後の供試体状況 ケース 2-4 (保護層表面)

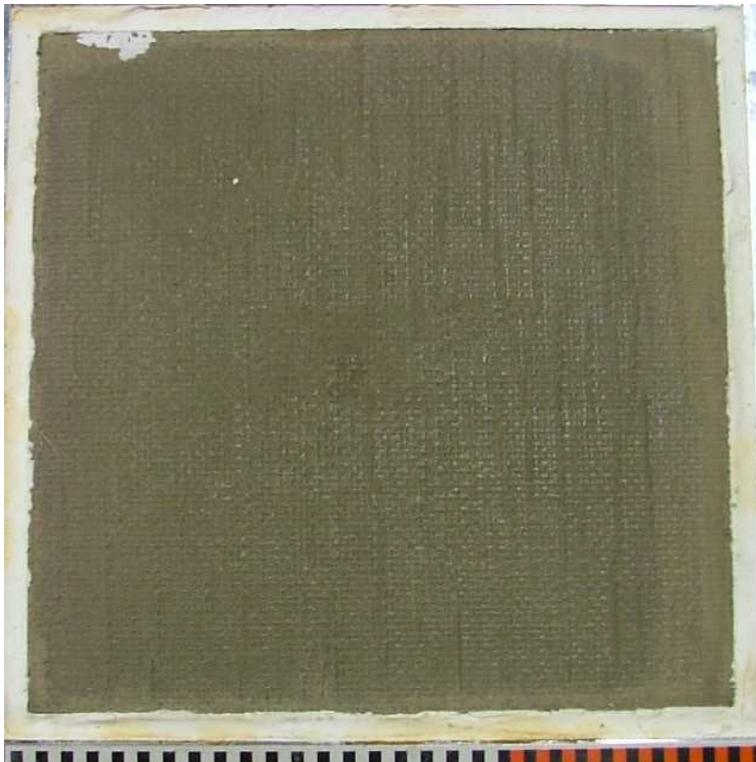


写真 3.4.8 スケール影響試験後の供試体状況 ケース 2-4 (西山モルタル表面)

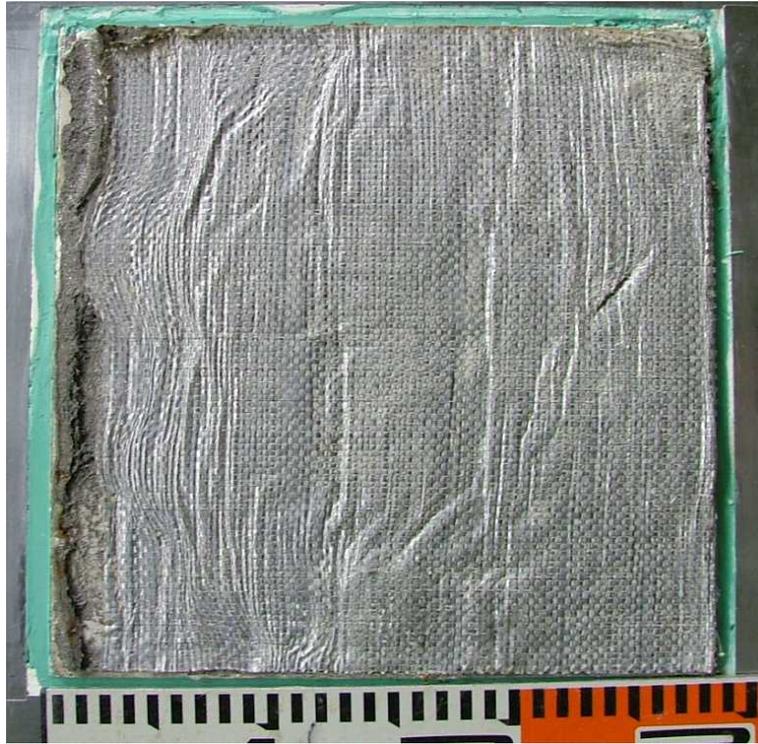


写真 3.4.9 スケール影響試験後の供試体状況 ケース 2-5 (保護層表面)

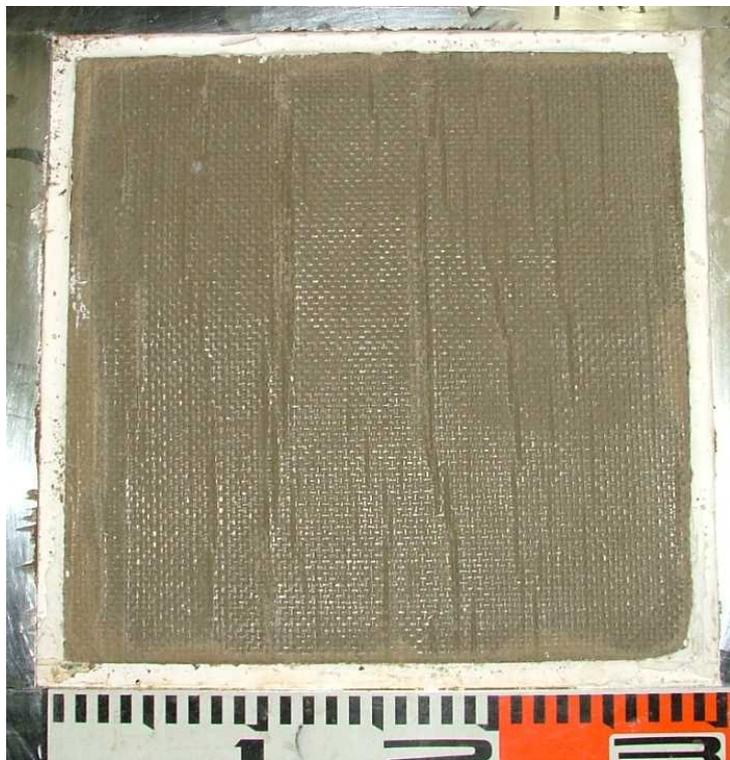


写真 3.4.10 スケール影響試験後の供試体状況 ケース 2-5 (西山モルタル表面)



写真 3.4.11 スケール影響試験後の供試体状況 ケース 2-6 (保護層表面)



写真 3.4.12 スケール影響試験後の供試体状況 ケース 2-6 (西山モルタル表面)

### 3.5 考察

実機地下外壁の防水仕様を模擬した各種摩擦試験（一方向載荷試験，繰返し載荷試験，スケール影響試験）を行い，防水層が存在する場合の建屋-側面地盤間の摩擦特性を確認した。その結果，以下の結論を得た。

#### (1) 防水層がある場合の防水層と地盤間の摩擦力伝達の可否

実験結果に基づき得られた以下の検討結果より，防水層が存在する場合の防水層と地盤間は安定した摩擦力伝達が可能と判断する。

- ① 防水層が存在する建屋-側面地盤間の摩擦力とせん断変位の関係（せん断ばねの剛性）は，摩擦すべりが生じるまで安定した特性を有する。
- ② 摩擦すべりが生じると摩擦力は一旦低下するが，動摩擦状態にスムーズに移行し，安定した動摩擦耐力を維持する。
- ③ 地震時の繰返し条件を想定した場合においても安定した動摩擦耐力を保持する。
- ④ 摩擦面積の違いにより顕著な摩擦特性へのスケール影響は認められない。

#### (2) 防水層が存在する場合の防水層と地盤間の摩擦特性

論点②～論点③の検討に用いる FEM モデルにおいて予定する地下外壁と地盤間の摩擦を模擬したジョイント要素の条件として，実験結果より得られた以下の摩擦特性（図 3.5.1 参照）を用いることで，より実情に近い解析結果を得ることが可能と判断する。

- ① せん断ばね定数  $K_s = 4.67 \times 10^4$  (kN/m/m<sup>2</sup>)
- ② 動摩擦係数  $\mu_d = 0.35$
- ③ 動摩擦耐力  $\tau_d = \text{動摩擦係数 } \mu_d \times \text{垂直圧 } \sigma_v$  (kN/m<sup>2</sup>)

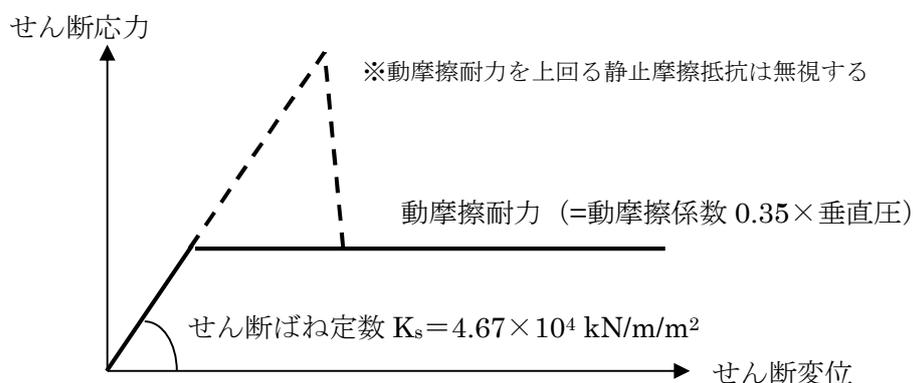


図 3.5.1 2次元 FEM 解析モデルで用いる地下外壁と地盤間の摩擦特性

#### 4. 論点②に対する検討

(論点② 地震時に地盤-建屋間の剥離や土圧変動を考慮しても側面地盤の拘束効果が得られ NOVAK ばねで表現した埋め込み SR モデルによる建屋応答は妥当か)

##### 4.1 検討概要

論点②に対して以下の検討を行う。

###### (1) 地震時の側面地盤の剥離や土圧変動を考慮した建屋拘束効果の検討

剥離や土圧変動を考慮した 2 次元 FEM モデルによる地震応答解析を実施し、地震時に建屋と地盤間がどの程度接触しているか、建屋と地盤間の摩擦でどの程度応力伝達ができるかを確認する。更に、建屋の回転に対する側面地盤反力の観点より、2 次元 FEM モデルによる反力を算定し、埋め込み SR モデルによる結果と比較検討を行う。これらより、地震時に地盤-建屋間の剥離や土圧変動を考慮しても、側面地盤の拘束効果が得られることを確認する。

###### (2) 2 次元 FEM モデルと埋め込み SR モデルによる建屋応答比較

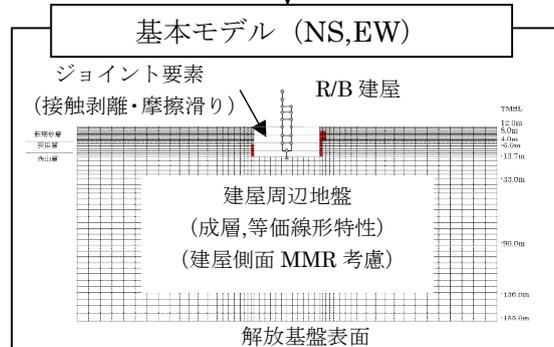
NOVAK ばねで表現した埋め込み SR モデルによる地震応答解析を実施し、2 次元 FEM モデルによる建屋応答の比較検討を行う。これにより、NOVAK ばねで表現した埋め込み SR モデルによる建屋応答解析の妥当性を確認する。

なお、上記の地震応答解析で対象とする地震動は、4.1.1 に示す基準地震動 Ss-1 とする。検討フローを図 4.1.1 及び図 4.1.2 に示す。

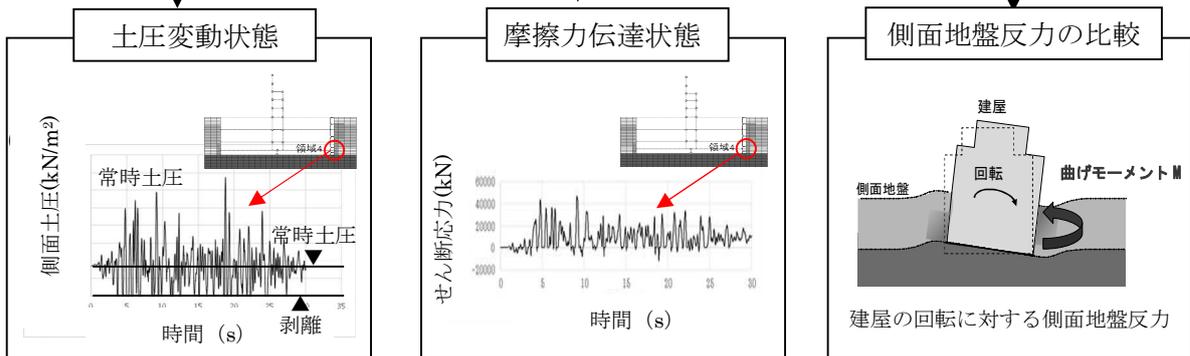
なお、上記検討に加え、論点①に示した摩擦試験結果のばらつき範囲を考慮した 2 次元 FEM 解析を実施し、建屋応答に及ぼす影響について確認する。

(1) 地震時の側面地盤の剥離や土圧変動を考慮しても建屋拘束効果が得られるか

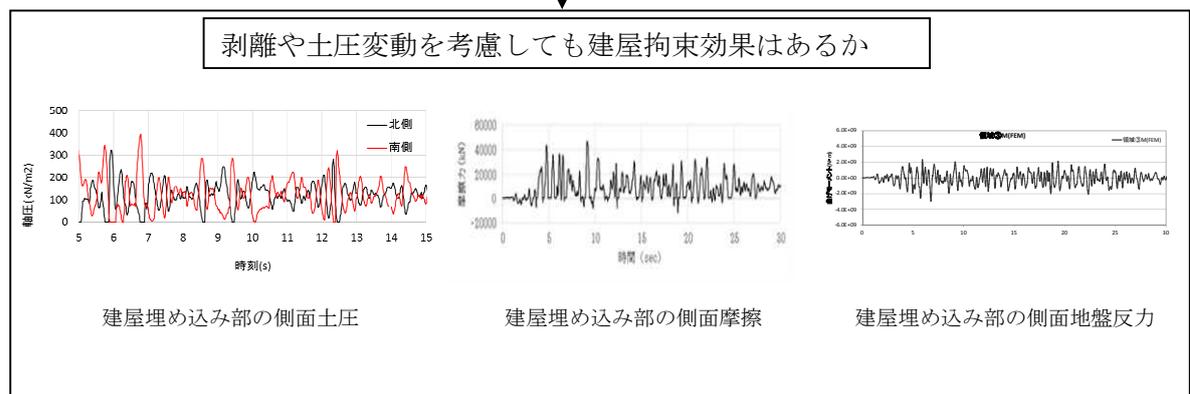
■剥離や土圧変動を考慮した地震応答解析の実施



■解析結果の分析



■評価

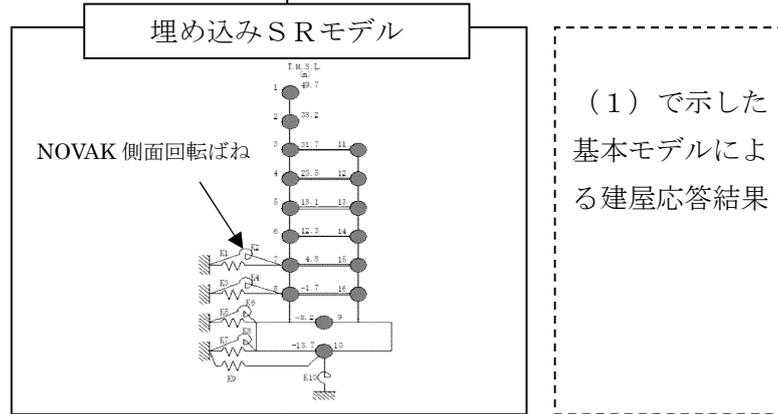


側面地盤の剥離や土圧変動を考慮しても建屋拘束効果は期待できる

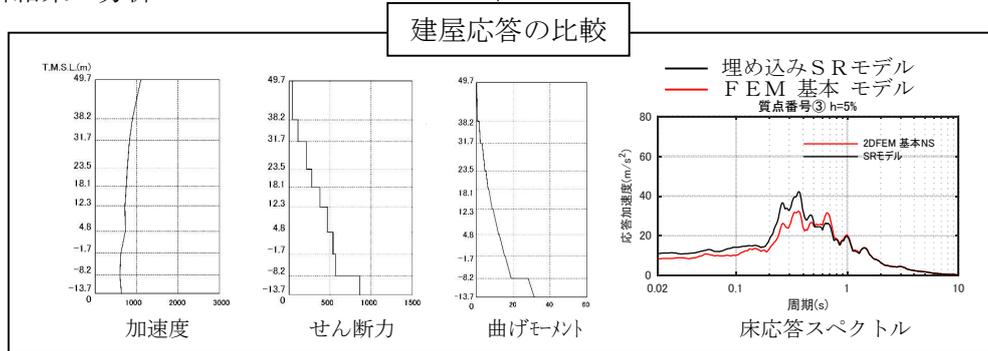
図 4.1.1 論点②に対する検討フロー (その 1)

(2) 2次元 FEM モデルと埋め込みSRモデルによる建屋応答を比較しても NOVAK ばねで表現した埋め込みSRモデルによる建屋応答は妥当か

■側面回転ばね考慮の埋め込みSRモデルによる地震応答解析の実施



■解析結果の分析



■評価

埋め込みSRモデルへの側面回転ばねのモデル方法の妥当性

埋め込みSRモデルへ側面回転ばねを適用することは妥当である

図 4.1.1 論点②に対する検討フロー (その1)

#### 4.1.1 検討用地震動

対象とする地震動は基準地震動 Ss-1 とする。

図 4.1.1.1 に基準地震動 Ss-1 の加速度波形を示す。

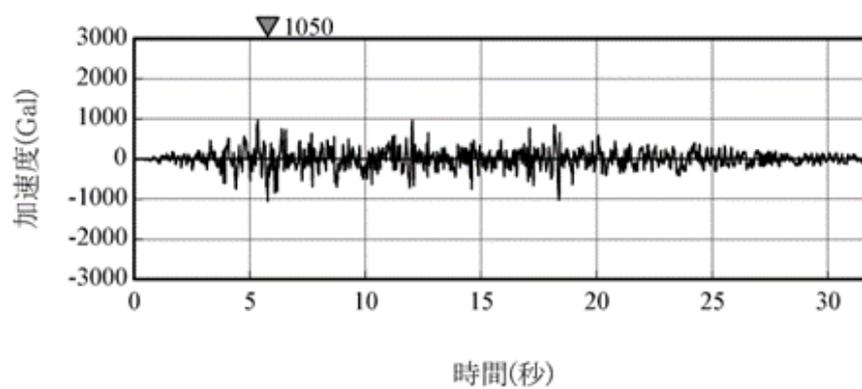


図 4.1.1.1 基準地震動 Ss-1 の加速度波形（解放基盤表面）

#### 4.1.2 解析モデル

##### (1) 2次元 FEM モデル

原子炉建屋を質点系モデル，地盤を2次元 FEM モデルとし，原子炉建屋地下外壁と側面地盤の間の接触剥離や上下方向の摩擦すべり，及び，建屋基礎底面の浮上りを考慮した詳細なモデルを用いて非線形地震応答解析\*1を行い，応答性状を把握する。

なお，本検討で用いる2次元 FEM モデルについては，2007年新潟県中越沖地震に対するシミュレーション解析を実施し，モデルの信頼性について別途検証を行っている。(添付資料2参照) また，2次元 FEM モデルを用いた理由は以下のとおりである。

- ・ 2次元 FEM モデルでは外壁周辺の側面地盤の剥離や摩擦力，外壁に作用する変動土圧は地震入力方向に直交する面(2面)に考慮されるが，地震入力方向に並行となる面(2面)に対しては，剥離や変動土圧に伴う摩擦力は考慮しないことになる。従って，地盤を3次元 FEM とする場合よりも地盤による建屋の拘束効果は小さ目に考慮されると考えられる。
- ・ 2次元 FEM 解析に比べて3次元 FEM 解析は解析時間が多大に要する。このため，解析条件を変えた影響検討を含めた解析を行う場合などでは，2次元 FEM 解析のほうが有用である。

\*1 使用する解析プログラムは KANDYN\_2N ver.4.06 (鹿島建設株式会社による開発，所有)

##### 1) 地盤のモデル化

成層地盤に加えて建屋地下外壁側面のマンメイドロックを考慮した地盤とする。成層地盤の物性は，図 4.1.1.1 に示す基準地震動 Ss-1 を対象に，既工認における地盤物性値(せん断波速度，単位体積重量等)と非線形特性(剛性低下率  $G/G_0 \sim \gamma$  及び減衰定数  $h \sim \gamma$ )を用いて，地盤のひずみ依存特性を考慮した一次元波動論による等価線形解析\*2の結果に基づく等価物性とする。地盤の減衰特性はレーリー減衰とし，各地盤の減衰定数を与える。

地盤の境界条件は，地盤の半無限的な広がりを表現するために，底面を粘性境界，側面を粘性境界かつ周期境界とする。また，境界条件の影響を受けないように，地盤のモデル化範囲を大きく設定し，水平方向は R/B の建屋幅の6倍程度，深さ方向は地表面から解放基盤表面までとした。

表 4.1.2.1 に成層地盤の物性を，表 4.1.2.2 にマンメイドロックの物性を示す。図 4.1.2.1～図 4.1.2.4 に地盤のメッシュを示す。

\*2 使用する解析プログラムは SHAKE\_ ver.1.6.2

## 2) 建屋地下外壁と側面地盤のジョイント部のモデル化

建屋地下外壁と側面地盤の間は、側面地盤の剥離・接触を表す軸ばね（水平方向）及びせん断抵抗を表すせん断ばね（上下方向）で接続する。

軸ばねは、側面地盤が剥離した時には剛性（引張方向）を 0 とし、接触中の剛性（圧縮方向）は剛とした。また、軸ばねには静止土圧による初期応力を考慮する。軸ばねは側面地盤モデルの FEM メッシュの各節点に設置する。

せん断ばねは、軸ばねと連成させて、側面地盤の剥離が生じている間は摩擦を 0 とする。また、せん断ばねの力が動摩擦力に達すると滑りが発生するものとし、軸ばねの圧縮軸力に応じて動摩擦力が変動するようにした（動摩擦力＝動摩擦係数×圧縮軸力）。なお、動摩擦係数及びせん断ばねのせん断剛性は摩擦試験結果から設定した。なお、せん断ばねは摩擦試験により摩擦力の存在が確認できたマンメイドロックと接触している FEM メッシュの節点にのみに設定する。

図 4.1.2.5 に地下外壁と側面地盤要素接合及び建物基礎と底面地盤要素接合の概念図を示す。また、図 4.1.2.6 にせん断ばねの特性を示す。

## 3) 建屋基礎底面と地盤のジョイント部のモデル化

建屋基礎底面部分は浮上りを考慮する。基礎底面の地盤の FEM メッシュの各節点には浮上りを表す鉛直方向の軸ばねを設定する。鉛直方向の軸ばねについては、引張側の剛性は 0、圧縮側の剛性は剛とした。初期状態では基礎底面に建屋の自重による長期軸力を考慮する。

## 4) 原子炉建屋のモデル化

原子炉建屋は後述する埋め込み SR モデルと同様とする。

表 4.1.2.1 地盤物性

標高 T. M. S. L (m)	地層	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$	せん断 弾性係数 G ( $\times 10^2$ N/mm <sup>2</sup> )	ヤング 係数 E ( $\times 10^2$ N/mm <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)
+12.0	〔砂層〕	150	16.1	0.347	0.10	0.27	23
+8.0		200	16.1	0.308	0.08	0.21	28
+4.0	安田層	330	17.3	0.462	1.01	2.95	6
-6.0	西山層	490	17.0	0.451	3.82	11.09	3
-33.0		530	16.6	0.446	4.22	12.20	3
-90.0		590	17.3	0.432	5.28	15.12	3
-136.0		650	19.3	0.424	7.40	21.08	3
-155.0		〔解放 基盤〕	720	19.9	0.416	10.50	29.74

表 4.1.2.2 マンメイドロックの物性

単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比	せん断弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	減衰定数 (%)
17.2	0.36	1910.0	5195.2	2.0

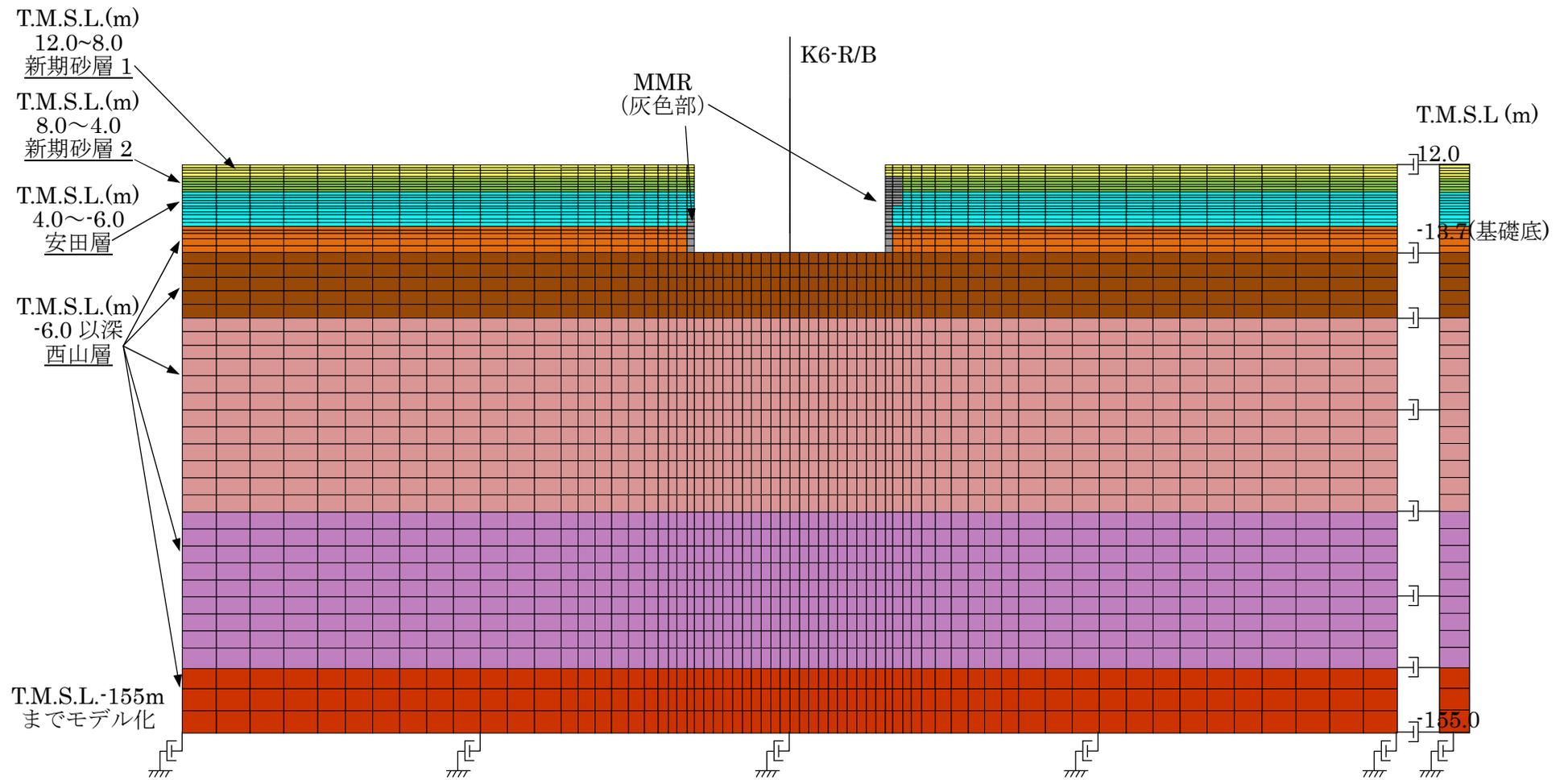


図 4.1.2.1 地盤メッシュ図 (NS 方向)

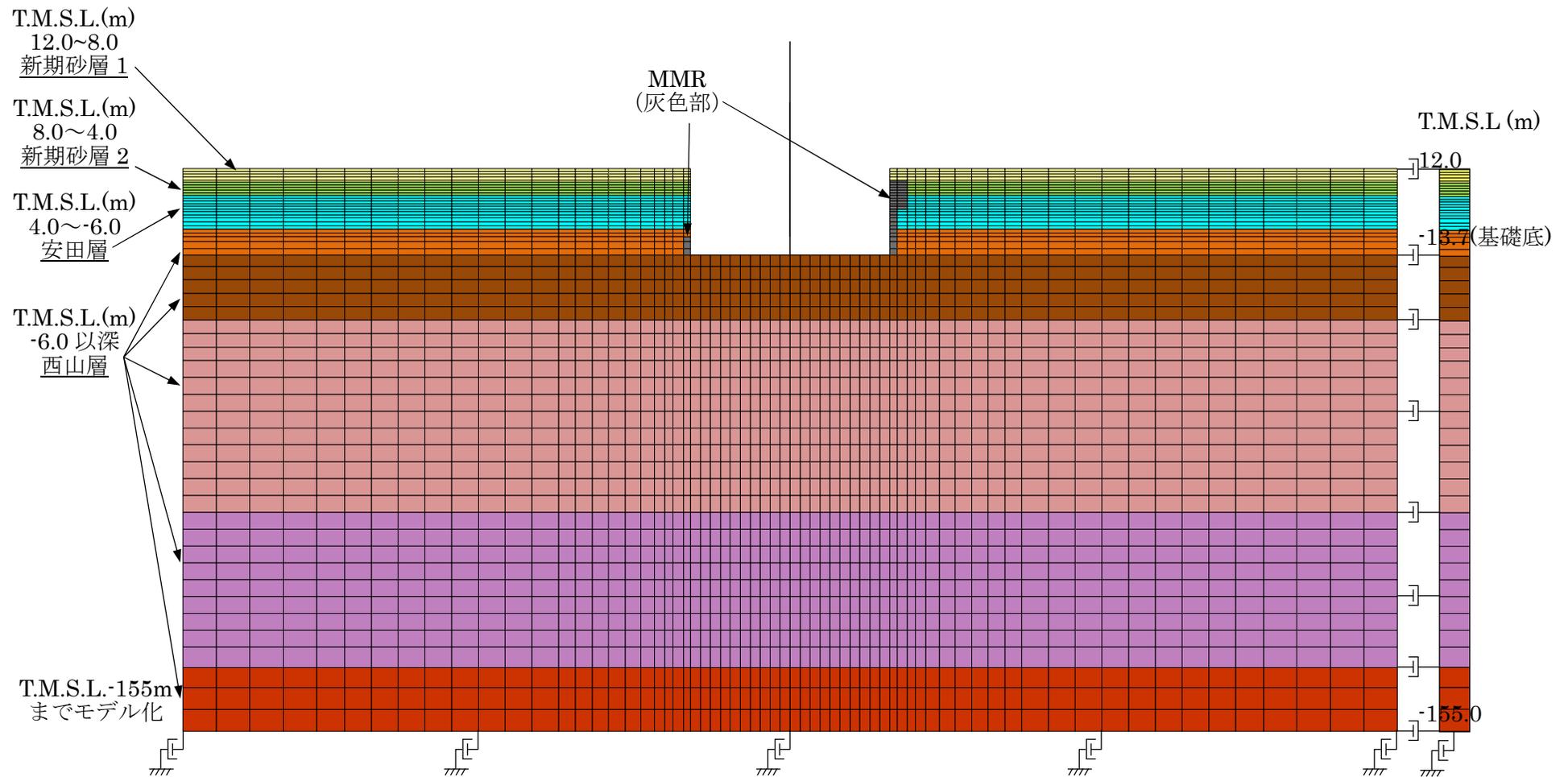


図 4.1.2.2 地盤メッシュ図 (EW 方向)

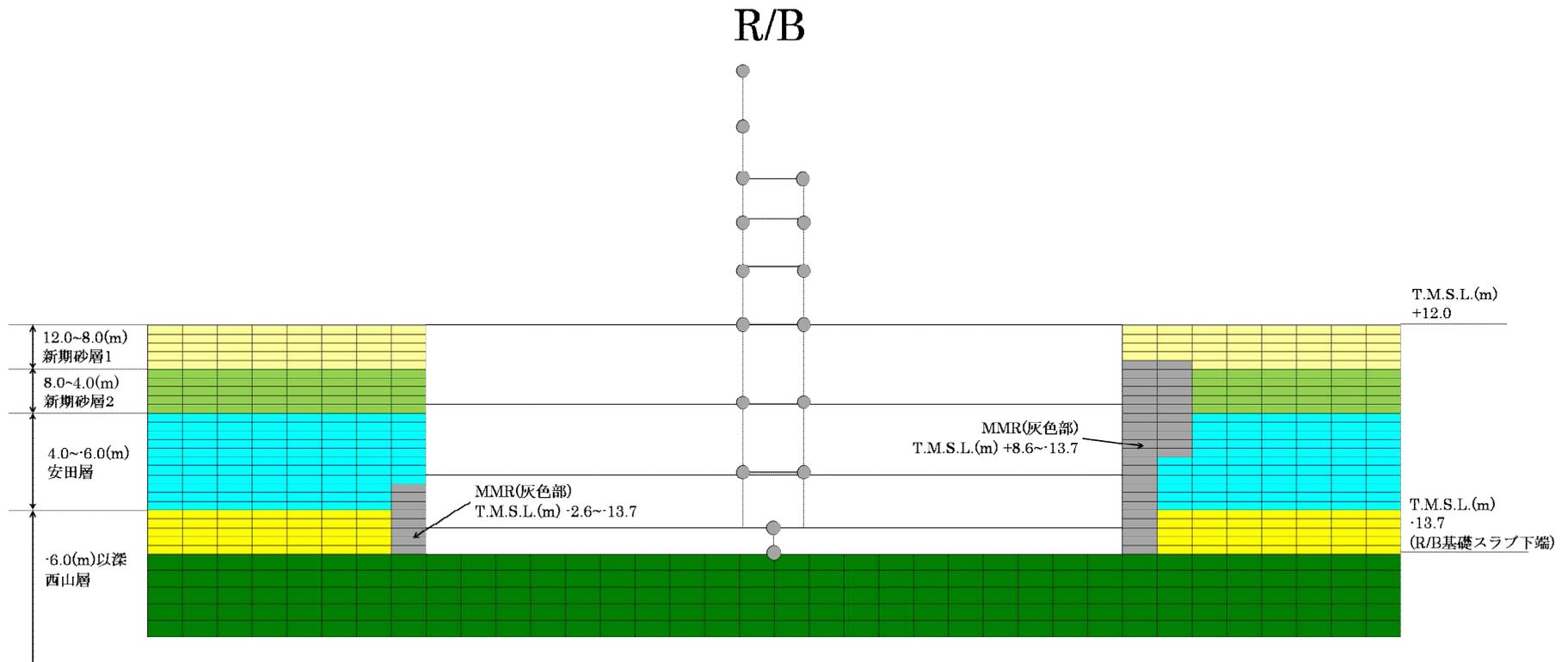


図 4.1.2.3 建屋周辺の地盤メッシュの詳細 (NS 方向)

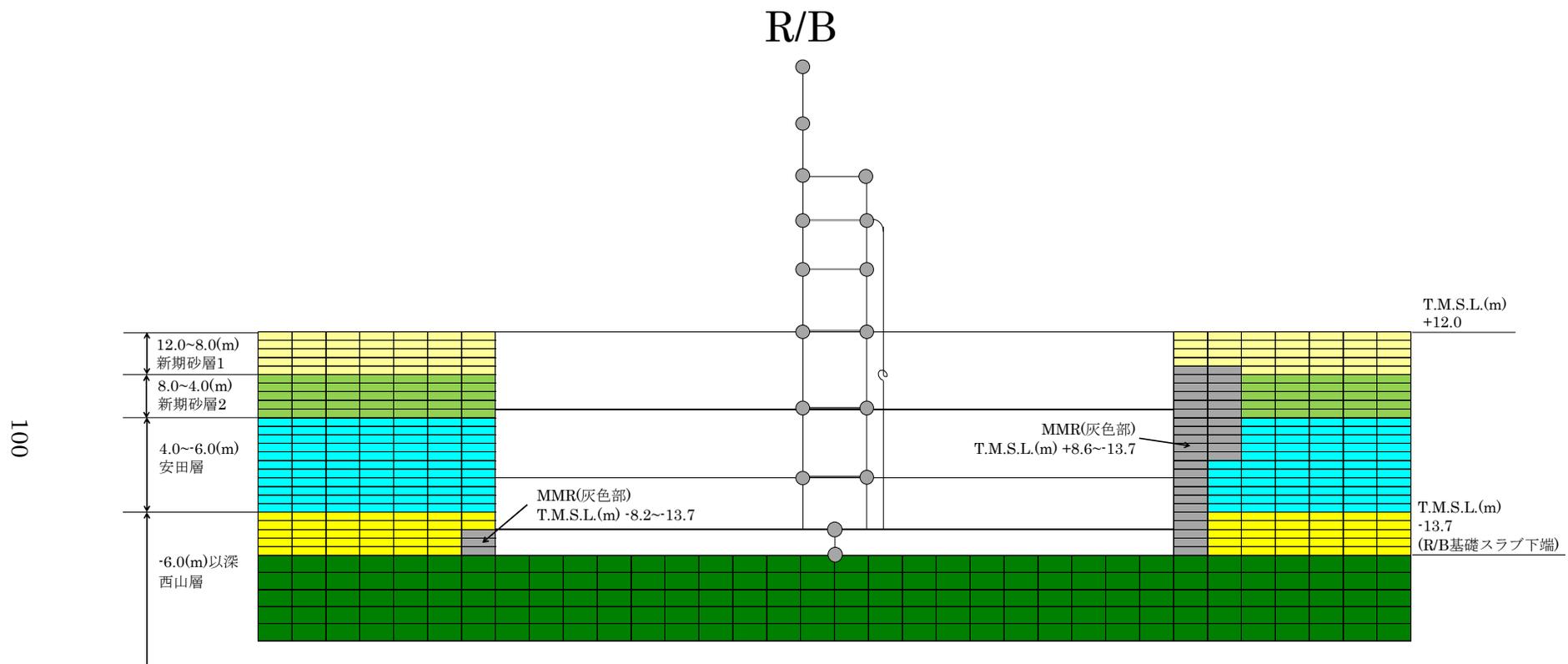


図 4.1.2.4 建屋周辺の地盤メッシュの詳細 (EW 方向)

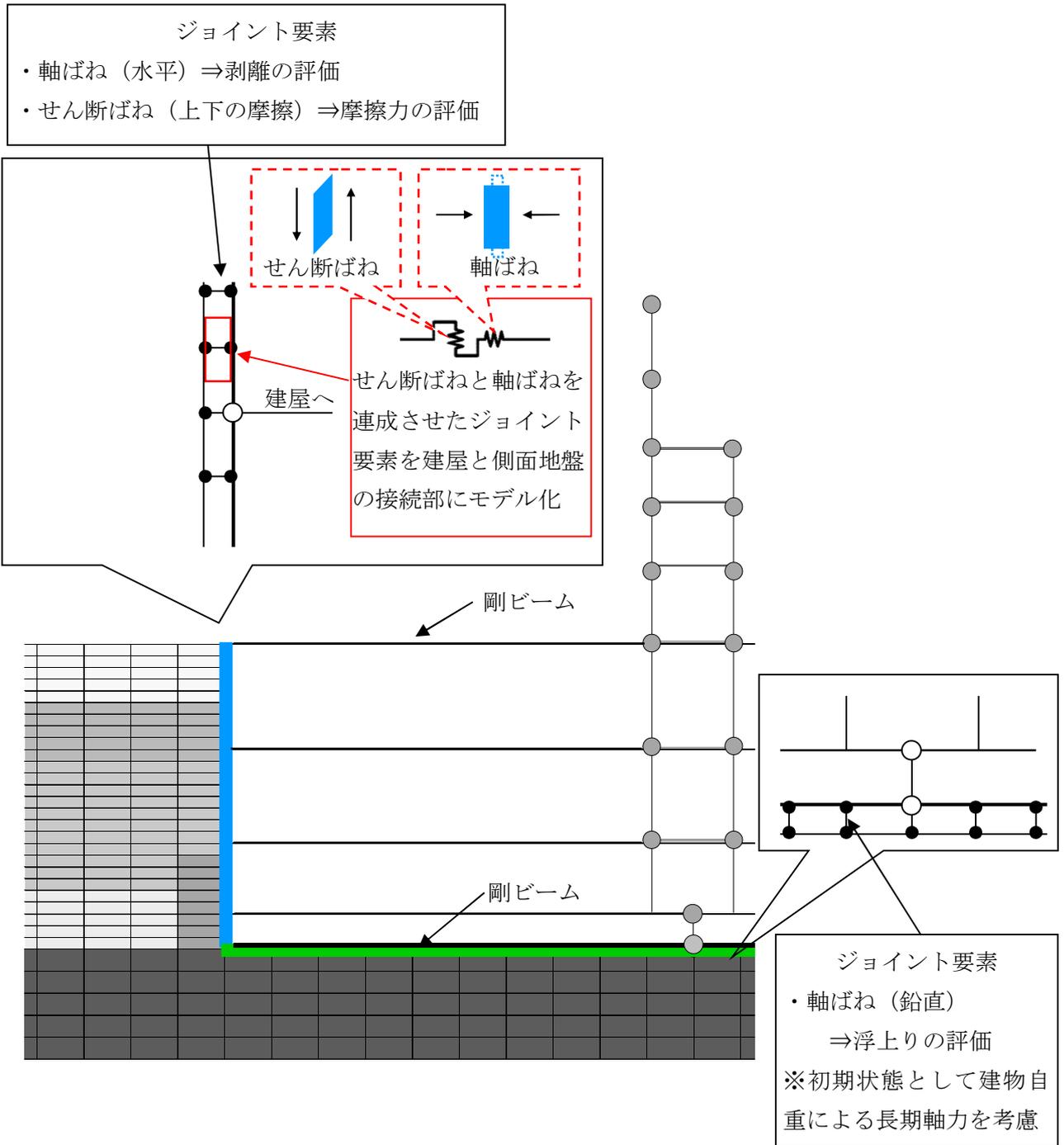
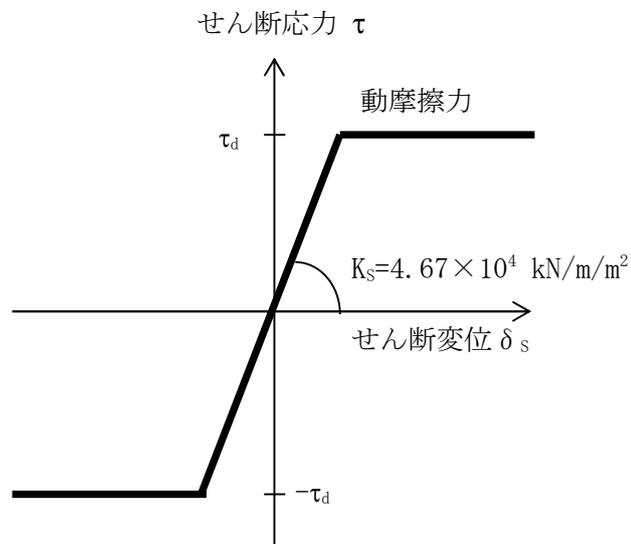


図 4.1.2.5 建屋地下外壁と側面地盤要素及び建物基礎と  
底面地盤要素との接合部のモデル化概要



せん断応力（摩擦力）－せん断変位関係

$$\tau_d = \text{動摩擦力} = 0.35 \times \text{垂直圧}$$

$$K_s = 4.67 \times 10^4 \text{ kN/m}^2 \text{ (単位面積当たり)}$$

\* 動摩擦係数と剛性  $K_s$  は摩擦試験結果をもとに設定

図 4.1.2.6 建屋地下外壁と側面地盤の間のせん断ばねの特性

## (2) 埋め込み SR モデル

今回工認の水平方向の地震応答解析モデルは、建屋を質点系モデルとした埋め込み SR モデルである。埋め込み効果を考慮するため、原子炉建屋の地下外壁側面部分には側面水平ばねと側面回転ばねを取付けている。側面水平ばねと側面回転ばねはいずれも NOVAK ばねとして、表 4.1.2.1 の地盤物性にに基づき表 2.1.1 に示す式により算定している。なお、表層地盤については地盤の非線形化が大きいため埋め込み効果が期待できないものとして側面水平ばねと側面回転ばねを無視する。

原子炉建屋のせん断剛性及び曲げ剛性は非線形とし、今回工認で用いる予定の建屋諸元を有するものとする。また、建屋の減衰は今回工認と同じひずみエネルギー比例減衰とし、減衰定数は  $h=5\%$  とする。

図 4.1.2.7 に建屋のモデル図を、表 4.1.2.3～表 4.1.2.4 に諸元を示す。コンクリートの実強度( $43.1\text{N/mm}^2$ )に基づく剛性を反映し、かつ補助壁を考慮した今回工認モデルに対応したモデルとなっている。

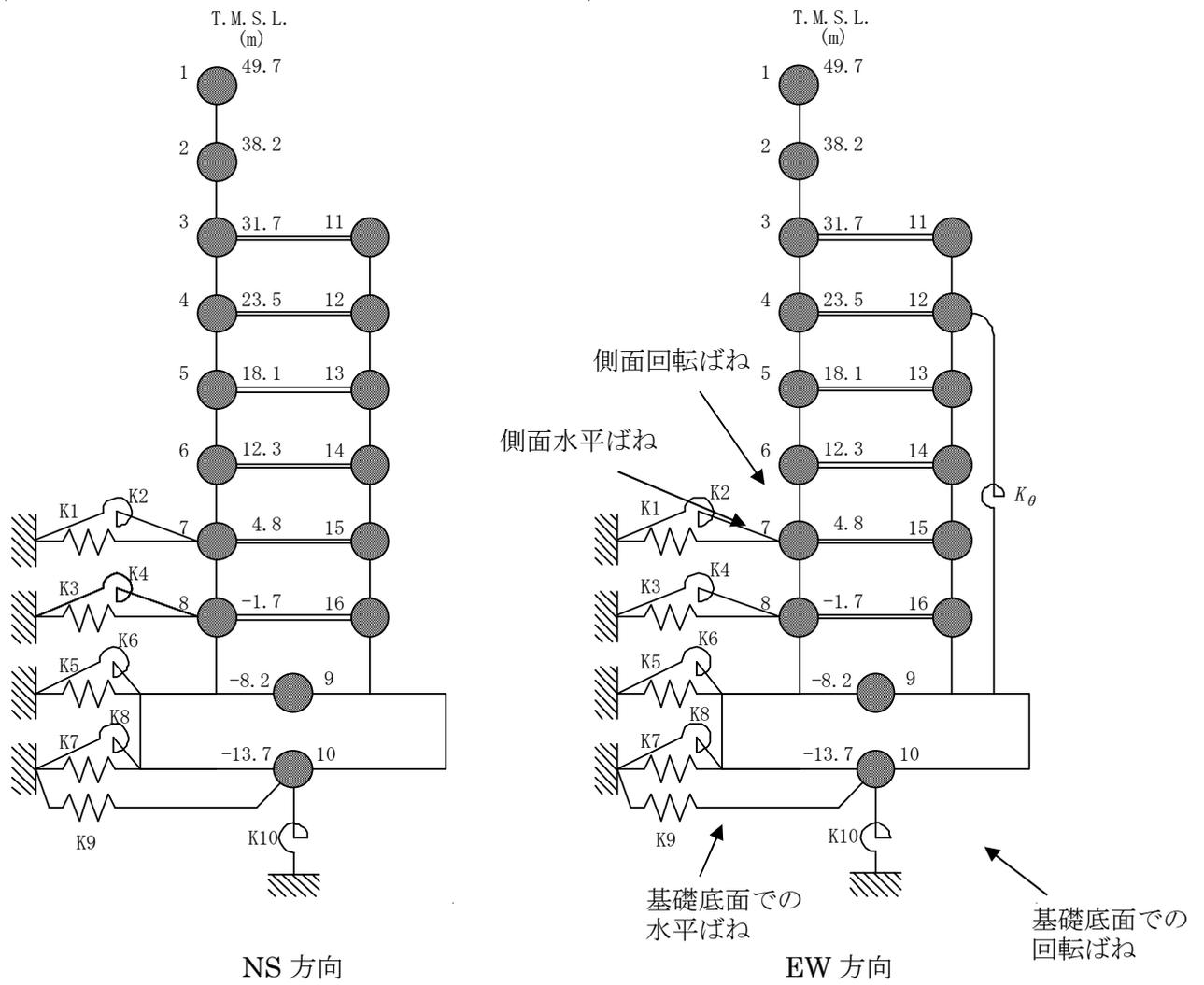


図 4.1.2.7 今回工認で採用予定の埋め込み SR モデル

表 4.1.2.3 埋め込み SR モデルの諸元 (NS 方向)

質点 番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I <sub>G</sub> (×10 <sup>5</sup> kNm <sup>2</sup> )	せん断 断面積 A <sub>s</sub> (m <sup>2</sup> )	断面 2 次 モーメント I (m <sup>4</sup> )
1	39,540	70.7		
2	79,450	403.0	41.0	13,600
3	86,670	484.3	82.4	50,500
4	83,020	287.2	183.8	71,400
5	55,470	199.9	126.5	70,400
6	82,360	293.2	183.7	87,200
7	78,650	291.3	180.2	103,000
8	79,430	293.2	201.8	112,800
9	339,800	936.5	271.5	119,000
10	216,920	580.6	3,373.4	900,600
合計	1,956,740			

質点 番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I <sub>G</sub> (×10 <sup>5</sup> kNm <sup>2</sup> )	せん断 断面積 A <sub>s</sub> (m <sup>2</sup> )	断面 2 次 モーメント I (m <sup>4</sup> )
11	94,140	33.3		
12	157,400	384.4	118.2	7,200
13	101,890	303.0	109.2	23,300
14	199,370	400.1	122.8	23,500
15	125,920	392.3	133.0	23,400
16	136,710	369.7	119.5	23,600
			129.7	29,500

建屋部	ヤング係数 E <sub>c</sub>	2.88×10 <sup>4</sup> (N/mm <sup>2</sup> )	②基礎スラブ	ヤング係数 E <sub>c</sub>	2.79×10 <sup>4</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
	せん断弾性係数 G	1.20×10 <sup>4</sup> (N/mm <sup>2</sup> )		せん断弾性係数 G	1.16×10 <sup>4</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
	ポアソン比 ν	0.20		ポアソン比 ν	0.20
	減衰定数 h	5%		減衰定数 h	5%

基礎形状 56.6m (NS 方向) ×59.6m (EW 方向)

表 4.1.2.4 埋め込み SR モデルの諸元 (EW 方向)

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I <sub>G</sub> (×10 <sup>5</sup> kNm <sup>2</sup> )	せん断 断面積 A <sub>s</sub> (m <sup>2</sup> )	断面 2 次 モーメント I (m <sup>4</sup> )
1	39,540	147.4		
2	79,450	301.3	54.7	29,900
3	91,670	303.9	122.6	61,200
4	67,180	275.6	166.9	89,400
5	52,160	220.6	139.1	82,600
6	81,290	330.4	153.8	96,200
7	77,080	317.7	197.0	111,700
8	77,960	320.7	215.7	124,000
9	339,800	1030.7	280.2	131,000
10	216,920	647.2	3,373.4	998,600
合計	1,956,740			

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I <sub>G</sub> (×10 <sup>5</sup> kNm <sup>2</sup> )	せん断 断面積 A <sub>s</sub> (m <sup>2</sup> )	断面 2 次 モーメント I (m <sup>4</sup> )
11	89,140	275.6		
12	173,240	480.4	243.6	6,700
13	105,200	332.4	216.7	23,300
14	200,440	439.3	162.9	23,100
15	127,490	433.5	118.6	23,400
16	138,180	408.9	179.1	21,200
			138.6	23,800

①建屋部

ヤング係数 E<sub>c</sub> 2.88×10<sup>4</sup> (N/mm<sup>2</sup>)  
 せん断弾性係数 G 1.20×10<sup>4</sup> (N/mm<sup>2</sup>)  
 ポアソン比 ν 0.20  
 減衰定数 h 5%

②基礎スラブ

ヤング係数 E<sub>c</sub> 2.79×10<sup>4</sup> (N/mm<sup>2</sup>)  
 せん断弾性係数 G 1.16×10<sup>4</sup> (N/mm<sup>2</sup>)  
 ポアソン比 ν 0.20  
 減衰定数 h 5%

基礎形状 56.6m (NS 方向) ×59.6m (EW 方向)

回転ばね K<sub>0</sub> 2.13×10<sup>10</sup>(kNm/rad)

表 4.1.2.5 地盤のばね定数と減衰係数

(NS 方向)

ばね 番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 <sup>(*1)</sup> K <sub>c</sub>	減衰係数 <sup>(*2)</sup> C <sub>c</sub>
K1	7	側面・並進	$1.07 \times 10^6$	$4.24 \times 10^5$
K2	7	側面・回転	$8.33 \times 10^8$	$1.05 \times 10^8$
K3	8	側面・並進	$2.85 \times 10^6$	$1.13 \times 10^6$
K4	8	側面・回転	$2.21 \times 10^8$	$2.80 \times 10^8$
K5	9	側面・並進	$8.53 \times 10^6$	$1.73 \times 10^6$
K6	9	側面・回転	$6.73 \times 10^8$	$3.98 \times 10^8$
K7	10	側面・並進	$4.52 \times 10^6$	$8.62 \times 10^5$
K8	10	側面・回転	$3.54 \times 10^8$	$1.96 \times 10^8$
K9	10	底面・並進	$7.28 \times 10^7$	$2.84 \times 10^6$
K10	10	底面・回転	$7.06 \times 10^{10}$	$6.09 \times 10^8$

(\*1) K1, K3, K5, K7, K9 は kN/m K2, K4, K6, K8, K10 は kNm/rad

(\*2) K1, K3, K5, K7, K9 は kNs/m K2, K4, K6, K8, K10 は kNsm/rad

(EW 方向)

ばね 番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 <sup>(*1)</sup> K <sub>c</sub>	減衰係数 <sup>(*2)</sup> C <sub>c</sub>
K1	7	側面・並進	$1.07 \times 10^6$	$4.26 \times 10^5$
K2	7	側面・回転	$8.33 \times 10^8$	$1.06 \times 10^8$
K3	8	側面・並進	$2.85 \times 10^6$	$1.13 \times 10^6$
K4	8	側面・回転	$2.21 \times 10^8$	$2.80 \times 10^8$
K5	9	側面・並進	$8.53 \times 10^6$	$1.73 \times 10^6$
K6	9	側面・回転	$6.73 \times 10^8$	$4.00 \times 10^8$
K7	10	側面・並進	$4.52 \times 10^6$	$8.61 \times 10^5$
K8	10	側面・回転	$3.54 \times 10^8$	$1.97 \times 10^8$
K9	10	底面・並進	$7.25 \times 10^7$	$2.82 \times 10^6$
K10	10	底面・回転	$7.60 \times 10^{10}$	$7.10 \times 10^8$

(\*1) K1, K3, K5, K7, K9 は kN/m K2, K4, K6, K8, K10 は kNm/rad

(\*2) K1, K3, K5, K7, K9 は kNs/m K2, K4, K6, K8, K10 は kNsm/rad

#### 4.1.3 解析ケース

表 4.1.3.1 に解析ケースを示す。原子炉建屋を単独とした NS 方向と EW 方向の 2 ケースである。なお、2 次元 FEM モデルにおいて、地盤のモデルには、埋め込み SR モデルの地震応答解析と同じ成層地盤に加えて、地下外壁に接しているマンメイドロック (MMR) を考慮する。

表 4.1.3.1 解析ケース

No	方向	建屋	地盤	備考
1	NS 方向	R/B 単独	成層地盤＋外壁側面の MMR	NS 方向 基本ケース
2	EW 方向	R/B 単独	成層地盤＋外壁側面の MMR	EW 方向 基本ケース

## 4.2 建屋拘束効果の検討

### 4.2.1 2次元 FEM モデルによる検討

地震時の側面地盤の剥離や土圧変動を考慮しても建屋拘束効果が得られるかについて、地震応答解析結果について以下のとおり検討を行った。

#### (1) NS 方向

図 4.2.1.1 及び図 4.2.1.2 に地下外壁と側面地盤の間を接続する軸ばねの軸圧の時刻歴を、高さ方向に領域を設定しその領域ごとにまとめて、単位面積当たりの応力に換算して示す。ここで、各領域は埋め込み SR モデルにおける各質点にとりつく側面回転ばねの支配領域に対応する。また、図 4.2.1.3 に上記の両側の地下外壁にある軸ばねの軸圧の時刻歴を応答の比較的大きい時刻について重ね描きしたものを示す。

これらの結果から以下が明らかである。

- ・ 軸圧は深度が増すほど大きくなる傾向にあり、ごく短時間の剥離が生じた場合にゼロになることもあるが、大部分の時間帯で軸圧が作用した状態となる。
- ・ 外壁両側の軸圧の時刻歴には逆位相の傾向がみられ、片側が剥離（軸圧 0）してもその反対側では軸圧が作用している。
- ・ 軸圧は最大  $700\text{kN/m}^2$  程度であり、摩擦試験で対象とした垂直圧の範囲と整合する。

図 4.2.1.4 及び図 4.2.1.5 に地下外壁と側面地盤の間を接続するせん断ばねのせん断応力（摩擦力）の時刻歴を、建屋の南側及び北側について、高さ方向に領域をとりその領域ごとにまとめて、単位面積当たりの応力に換算して示す。ここで、各領域は埋め込み SR モデルにおける各質点にとりつく側面回転ばねの支配領域に対応する。また、図 4.2.1.6 及び図 4.2.1.7 に領域ごとに平均化したせん断ばねのせん断変位の時刻歴を示す。

これらの結果から以下が明らかである。

- ・ 軸圧の時間変化と建物の振動性状との組合せによるものとなり、ばねのせん断応力は、時間領域で細かく変動している。
- ・ 建屋が側面地盤よりも沈み込む方向をせん断ばねの正側にとると、建屋のロッキングにより沈み込むと考えられる正側でせん断力が大きくなる傾向を示している。
- ・ せん断変位分布は地表に近いほど大きい傾向にある。
- ・ せん断ばねの最大変位は  $13\text{mm}$  程度であり、側面地盤と建屋が剥離した状態で生じている。また、側面地盤と建屋が接触した状態での最大変位は  $6\text{mm}$  程度である。

せん断ばねは、軸圧の変化に応じて保持できる最大せん断力が変化する。ある軸圧下で最大せん断力に達した後は、一定の力を保ちながら滑る設定である。また、軸ばねに剥離が生

じた際にはせん断力は作用しない。

せん断変位は、せん断力作用時においてはせん断力と線形関係にあるが、せん断ばねに滑りが生じた場合や剥離が生じた場合には線形関係にはない。(各ケースに共通)

## (2) EW 方向

図 4.2.1.11 及び図 4.2.1.12 に地下外壁と側面地盤の間を接続する軸ばねの軸圧の時刻歴を、高さ方向に領域をとりその領域ごとにまとめて、単位面積当たりの応力に換算して示す。ここで、各領域は埋め込み SR モデルにおける各質点にとりつく側面回転ばねの支配領域に対応する。また、図 4.2.1.13 に上記の両側の地下外壁にある軸ばねの軸圧の時刻歴を重ね描きして示す。

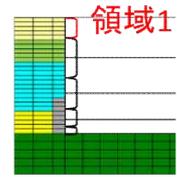
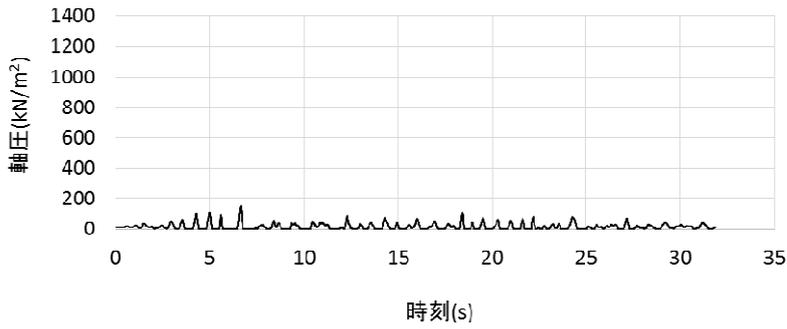
これらの結果から以下が明らかである。

- ・ 軸圧は深度が増すほど大きくなる傾向にあり、ごく短時間の剥離が生じた場合にゼロになることもあるが、大部分の時間帯で軸圧が作用した状態となる。
- ・ 外壁両側の軸圧の時刻歴には逆位相の傾向がみられ、片側が剥離(軸圧 0)してもその反対側では軸圧が作用している。
- ・ 軸圧は最大 800kN/m<sup>2</sup> 程度であり、摩擦試験で対象とした垂直圧の範囲と整合する。

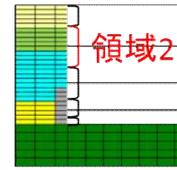
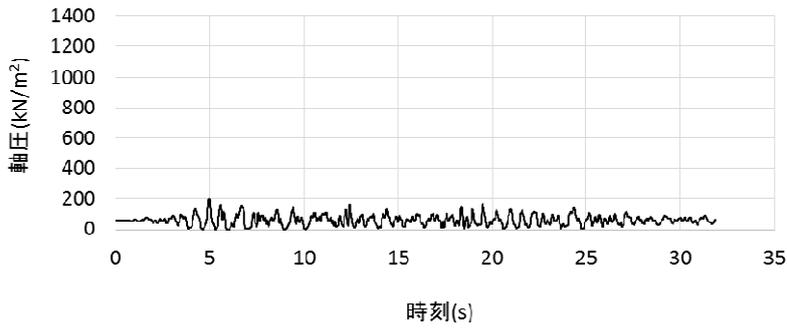
図 4.2.1.14 及び図 4.2.1.15 に地下外壁と側面地盤の間を接続するせん断ばねのせん断応力(摩擦力)の時刻歴を、建屋の東側及び参考に西側について、高さ方向に領域をとりその領域ごとにまとめて、単位面積当たりの応力に換算して示す。ここで、各領域は埋め込み SR モデルにおける各質点にとりつく側面回転ばねの支配領域に対応する。また、図 4.2.1.16 及び図 4.1.5.17 に領域ごとに平均化したせん断ばねのせん断変位の時刻歴を示す。

これらの結果から以下が明らかである。

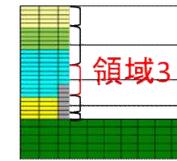
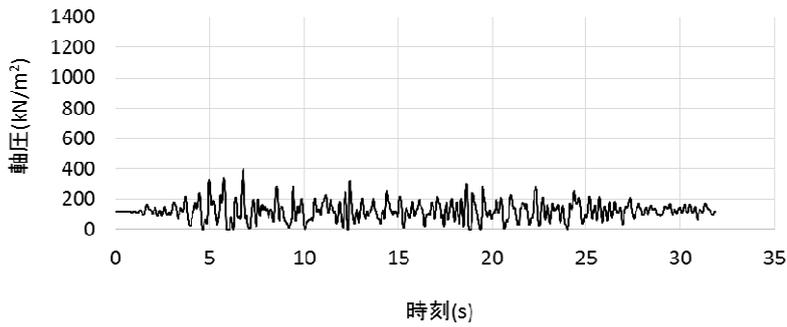
- ・ 軸圧の時間変化と建物の振動性状との組合せによるものとなり、ばねのせん断応力は、時間領域で細かく変動している。
- ・ 建屋が側面地盤よりも沈み込む方向をせん断ばねの正側にとると、建屋のロッキングにより沈み込むと考えられる正側でせん断力が大きくなる傾向を示している。
- ・ せん断変位分布は地表に近いほど大きい傾向にある。
- ・ せん断ばねの最大変位は 10mm 程度であり、側面地盤と建屋が剥離した状態で生じている。また、側面地盤と建屋が接触した状態での最大変位は 6mm 程度である。



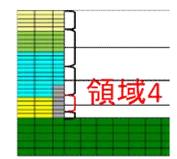
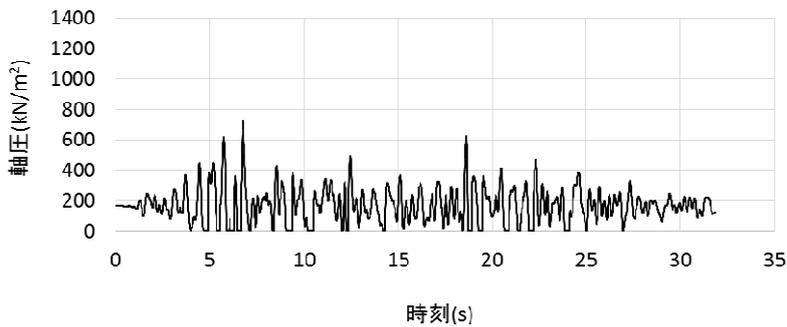
1F 床以深(T.M.S.L.12.3m~)



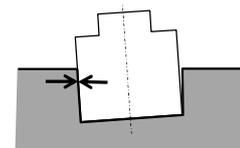
B1F 床位置 (T.M.S.L.4.8m)



B2F 床位置 (T.M.S.L.-1.7m)

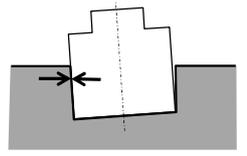
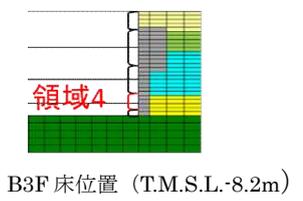
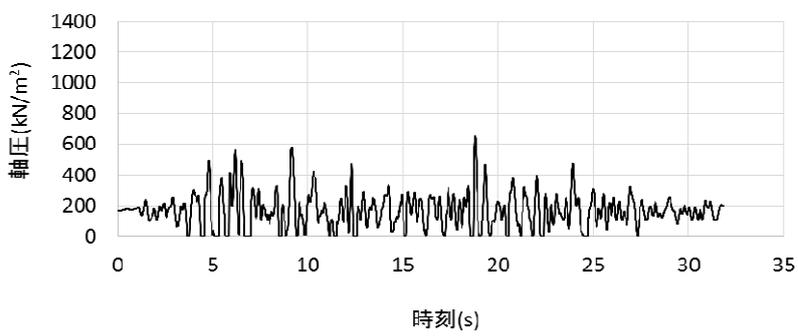
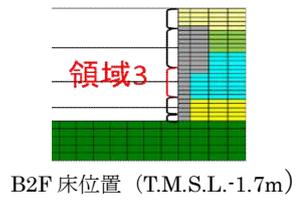
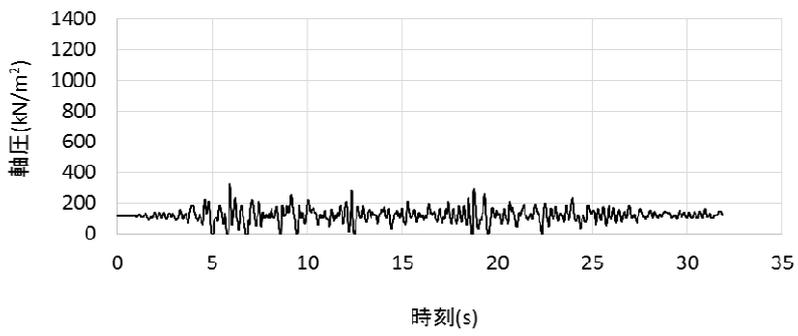
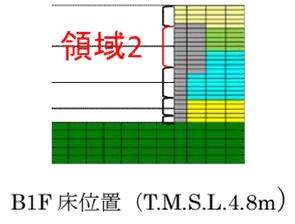
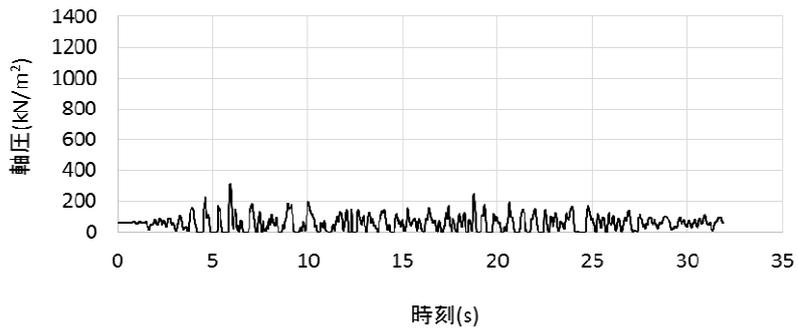
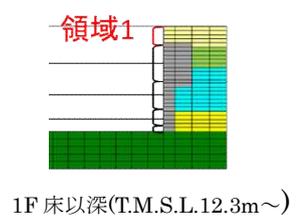
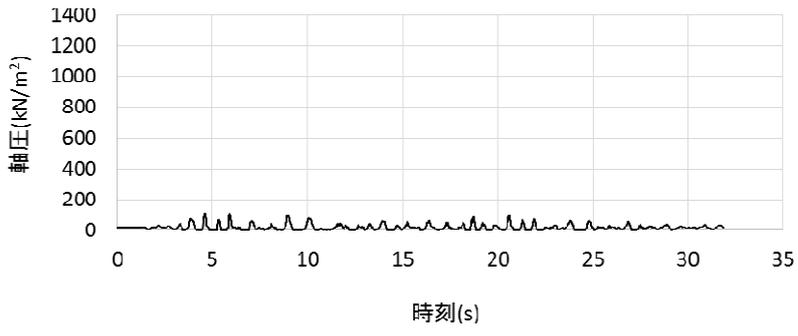


B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)



軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

図 4.2.1.1 軸ばねの軸圧の時刻歴 (NS 方向基本モデル, 南側)



軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

図 4.2.1.2 軸ばねの軸圧の時刻歴 (NS 方向基本モデル, 北側)

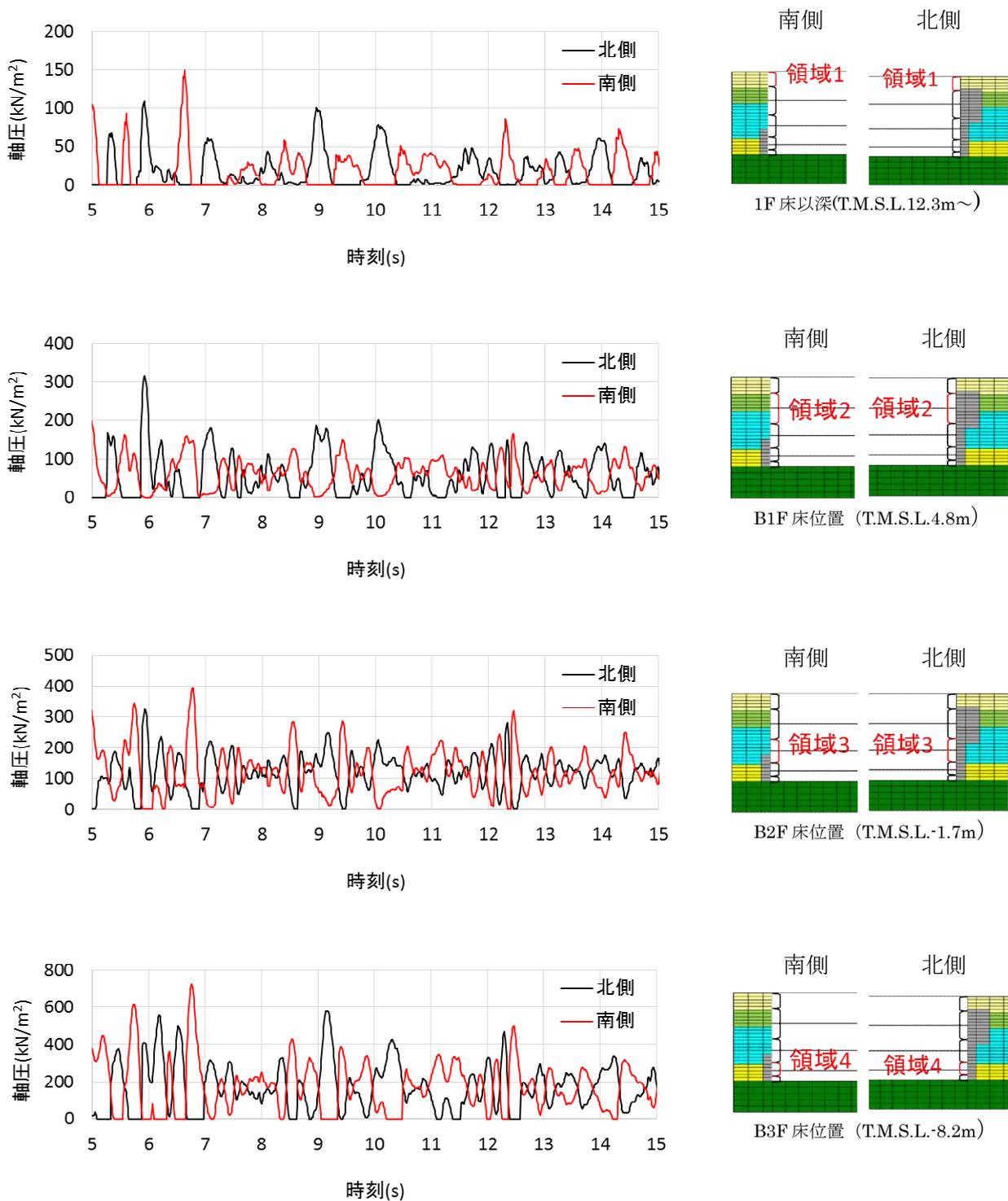
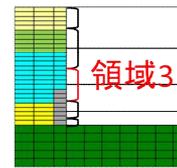
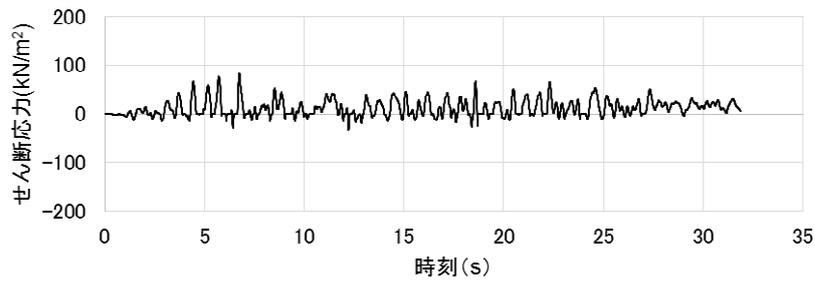
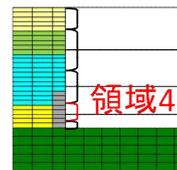
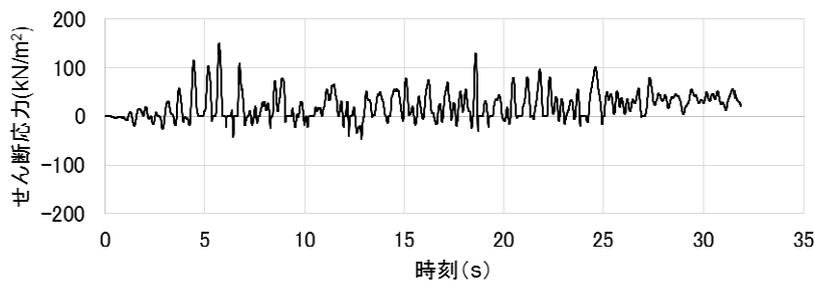


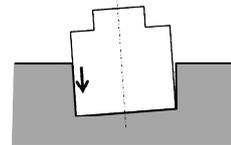
図 4.2.1.3 南側と北側の軸ばねの軸圧の時刻歴の比較 (NS 方向基本モデル)



B2F 床位置 (T.M.S.L.-1.7m)



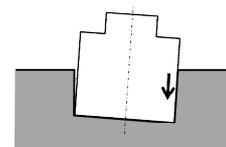
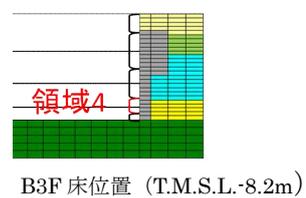
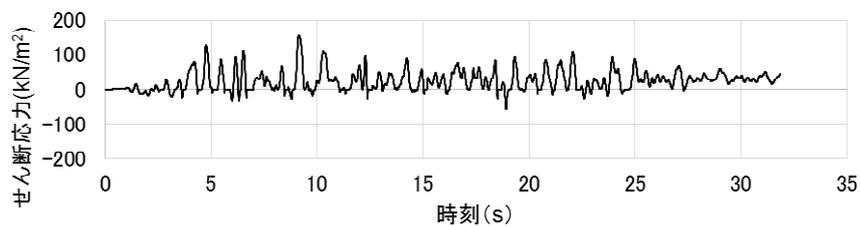
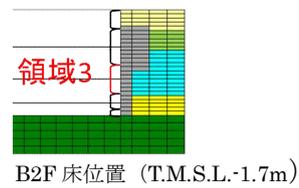
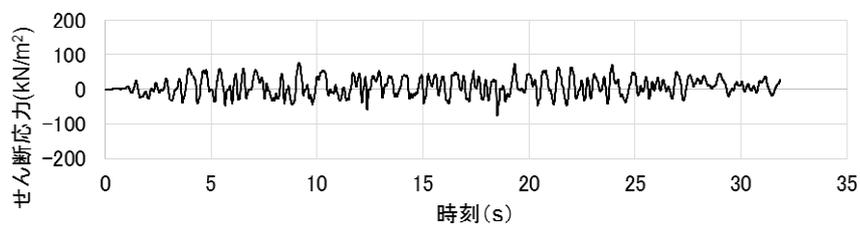
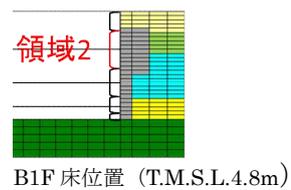
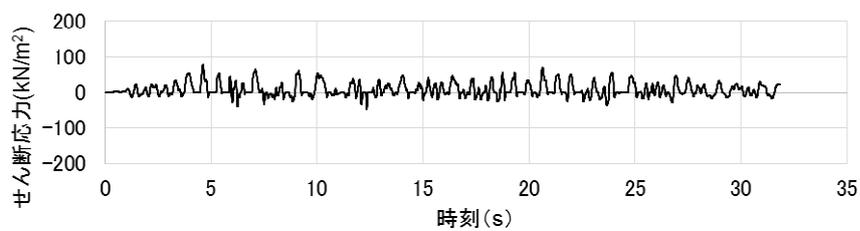
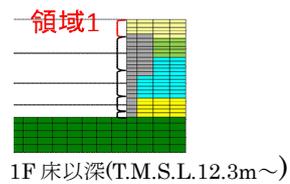
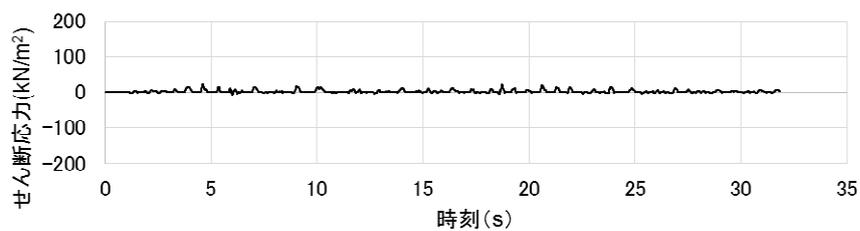
B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)



せん断応力は、地盤に沈み込んだ時に生ずる力の方向を正とする

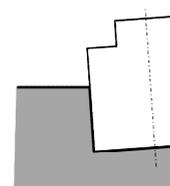
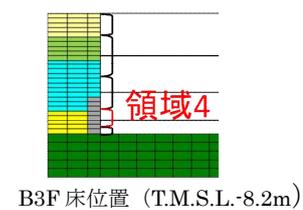
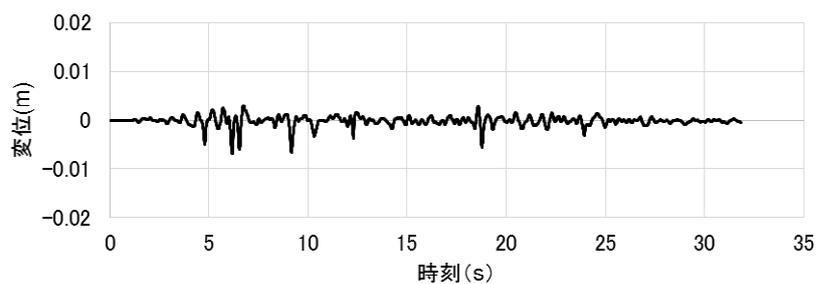
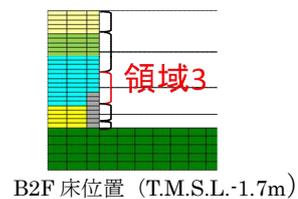
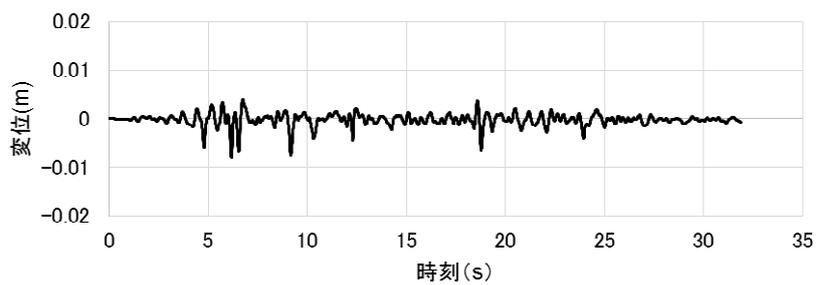
※領域 1 と 2 にはせん断ばねがモデル化されていないため、領域 3 と 4 のみの作図となっている。

図 4.2.1.4 せん断ばねのせん断応力の時刻歴 (NS 方向基本モデル, 南側)



せん断応力は、地盤に沈み込んだ時に生ずる力の方向を正とする

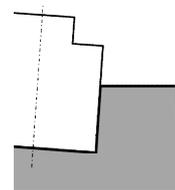
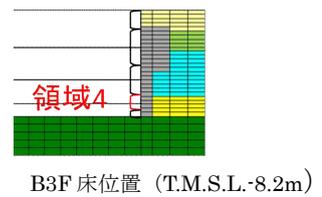
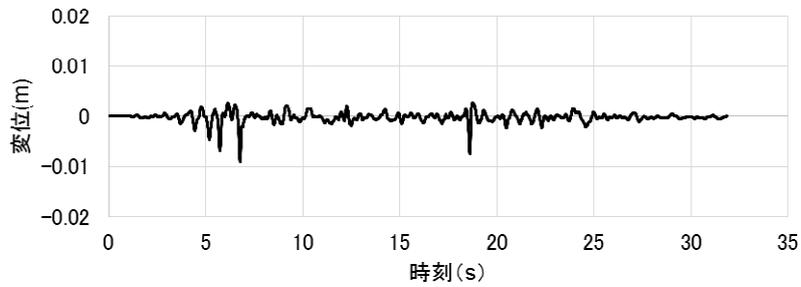
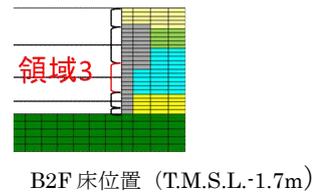
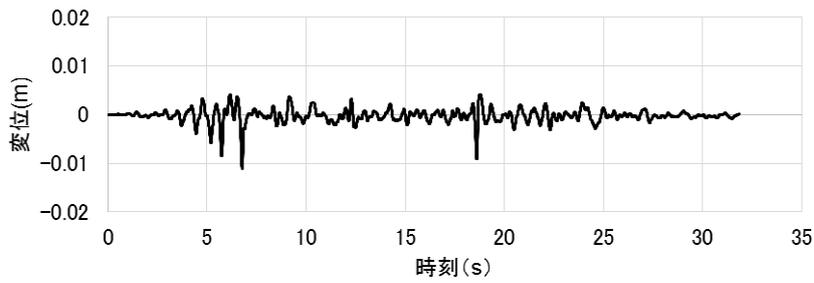
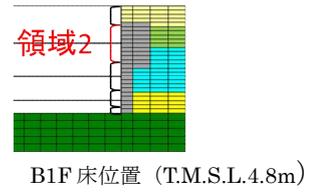
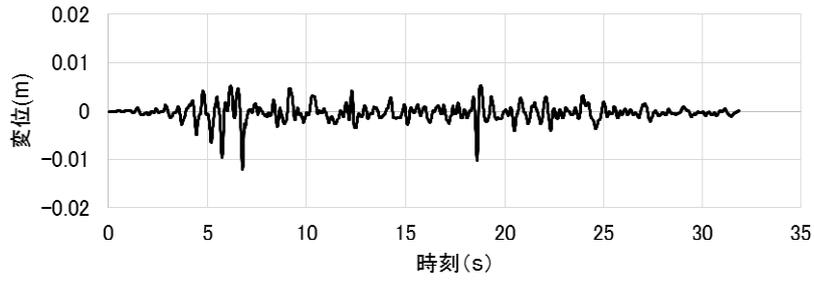
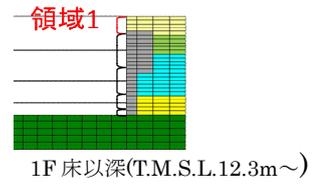
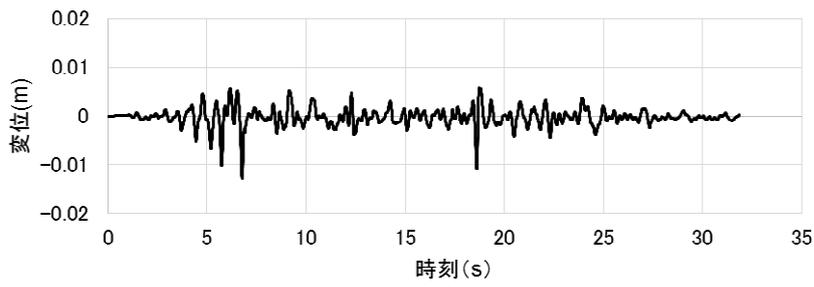
図 4.2.1.5 せん断ばねのせん断応力の時刻歴 (NS 方向基本モデル, 北側)



せん断変位は建屋が地盤より下にずれたとき、値を正とする

※領域 1 と 2 にはせん断ばねがモデル化されていないため、領域 3 と 4 のみの作図となっている。

図 4.2.1.6 せん断ばねのせん断変位の時刻歴 (NS 方向基本モデル, 南側)



せん断変位は建屋が地盤より下にずれたとき、値を正とする

図 4.2.1.7 せん断ばねのせん断変位の時刻歴 (NS 方向基本モデル, 北側)

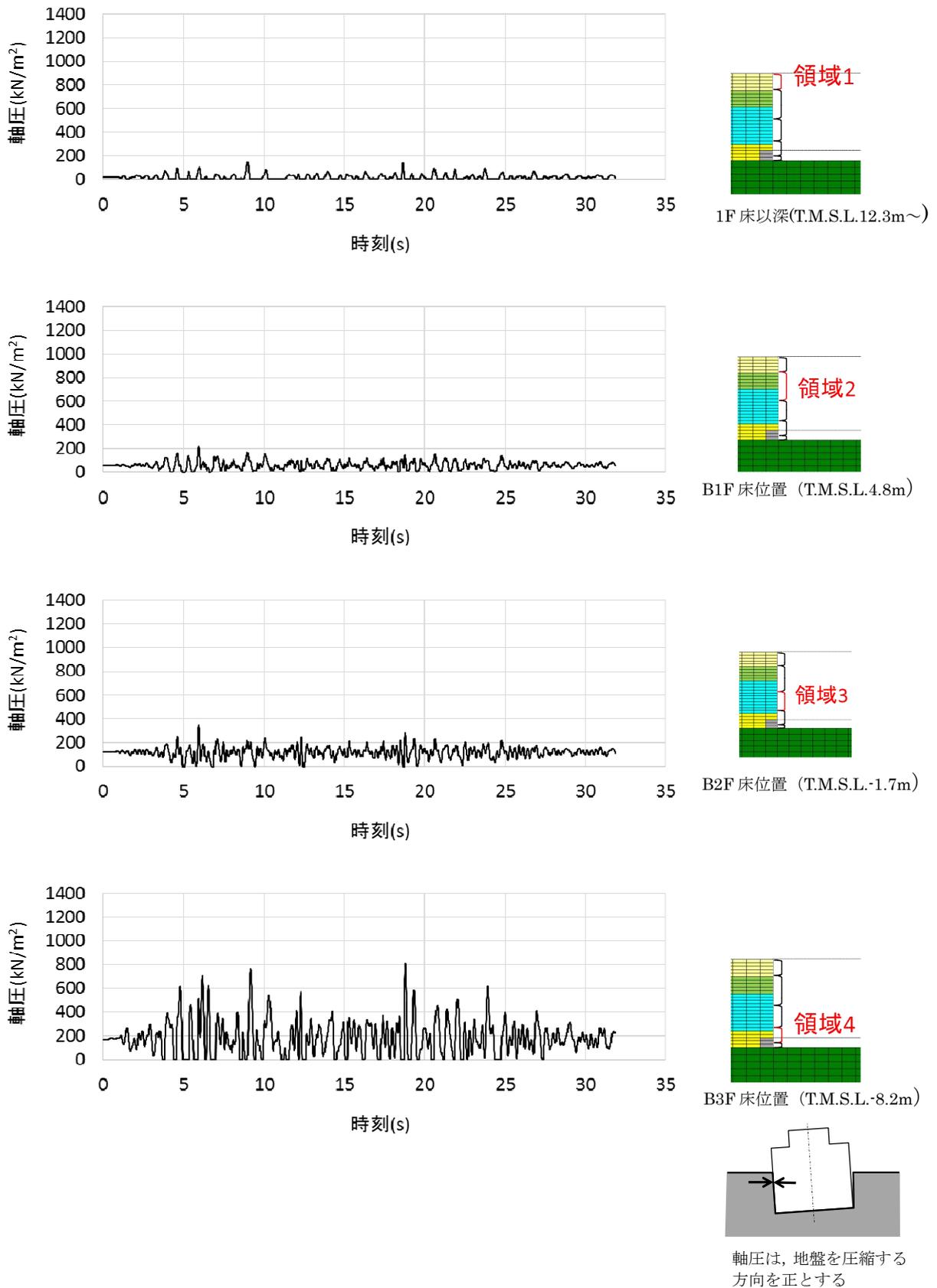


図 4.2.1.11 軸ばねの軸圧の時刻歴 (E W方向基本モデル, 西側)

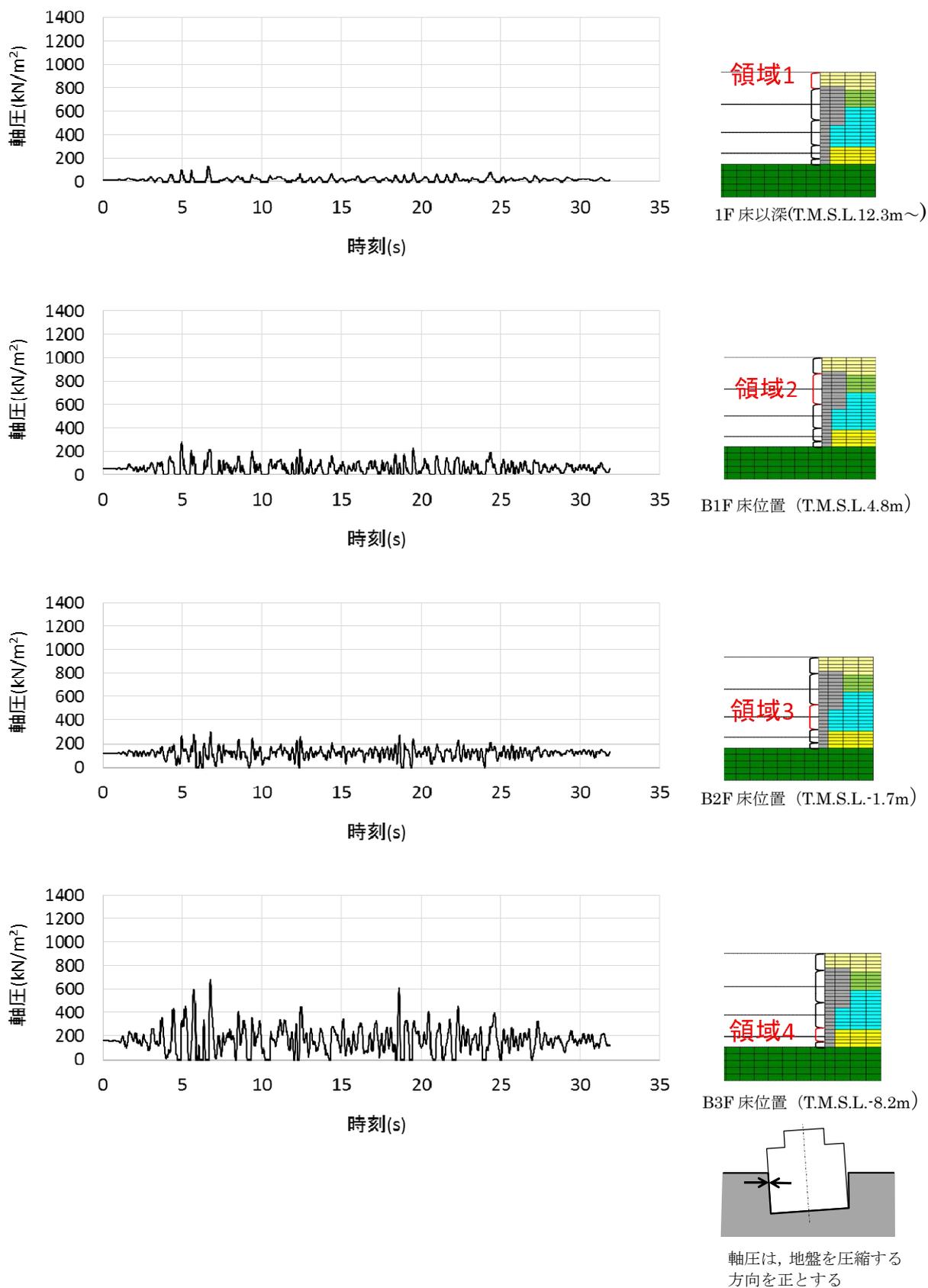


図 4.2.1.12 軸ばねの軸圧の時刻歴 (E W方向基本モデル, 東側)

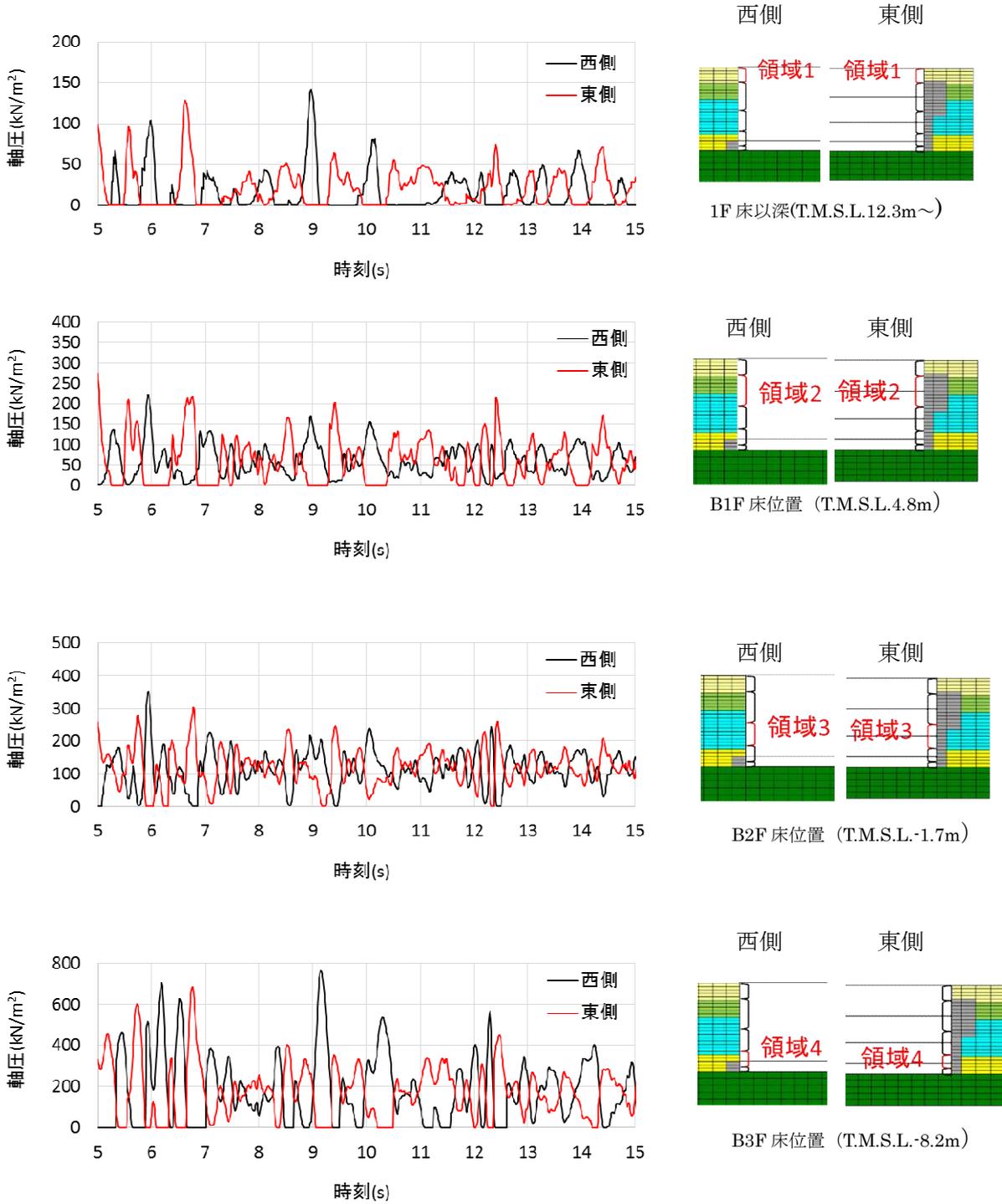
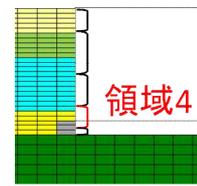
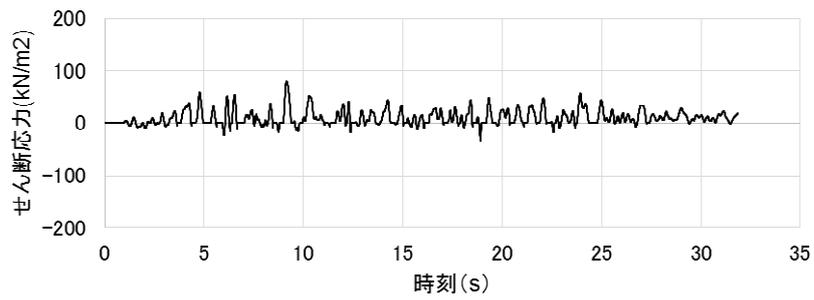
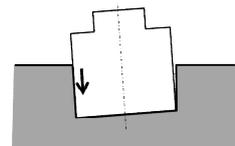


図 4.2.1.13 西側と東側の軸ばねの軸圧の時刻歴の比較 (EW方向基本モデル)



B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)



せん断応力は、地盤に沈み込んだ時を正とする

※領域 1～3 にはせん断ばねがモデル化されていないため、領域 4 のみの作図となっている。

図 4.2.1.14 せん断ばねのせん断応力の時刻歴 (EW方向基本モデル, 西側)

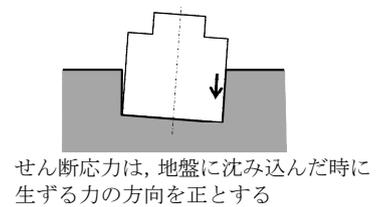
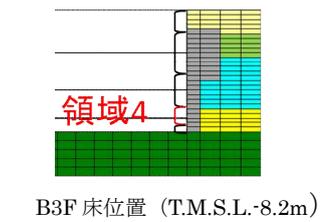
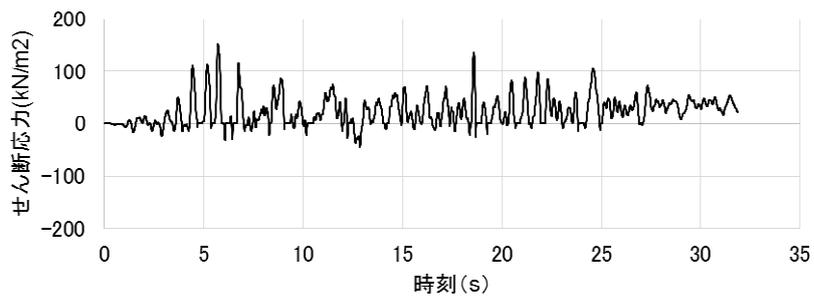
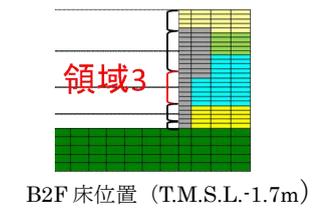
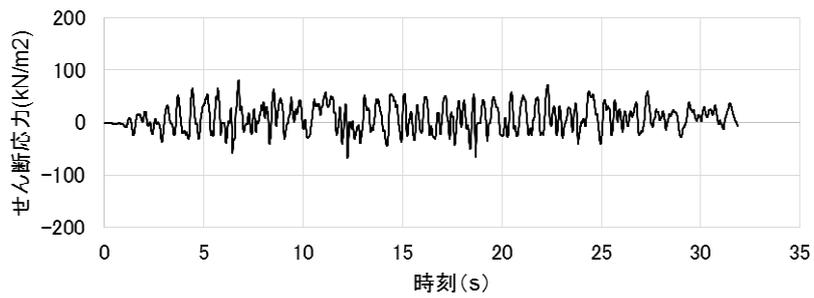
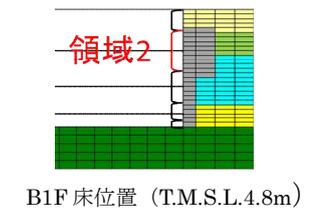
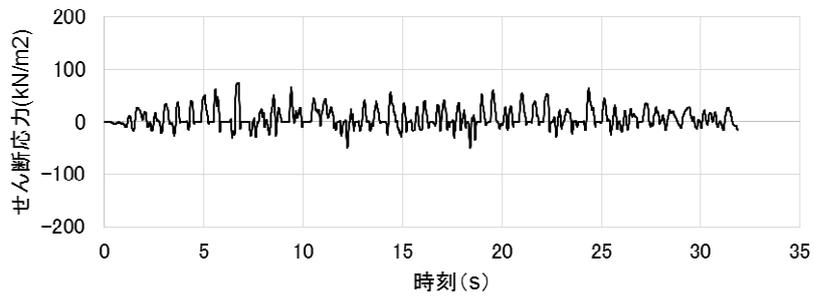
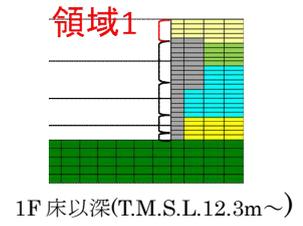
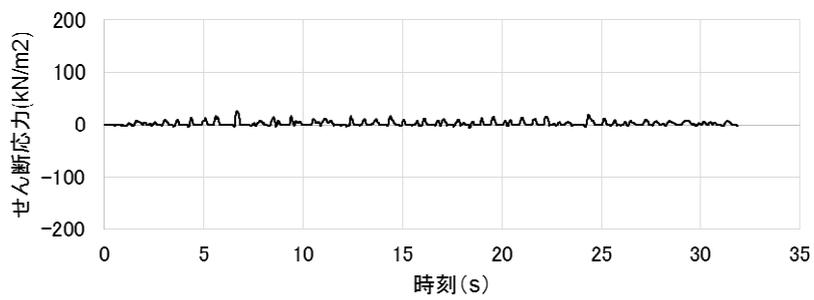
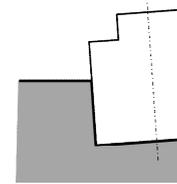
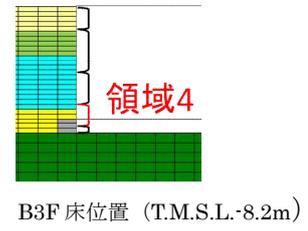
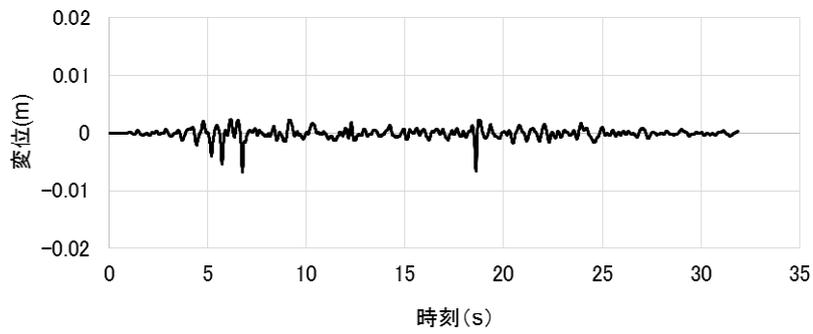


図 4.2.1.15 せん断ばねのせん断応力の時刻歴 (EW方向基本モデル, 東側)



せん断変位は建屋が地盤より下に  
ずれたとき、値を正とする

※領域 1～3 にはせん断ばねがモデル化されていないため、  
領域 4 のみの作図となっている。

図 4.2.1.16 せん断ばねのせん断変位の時刻歴 (EW方向基本モデル, 西側)

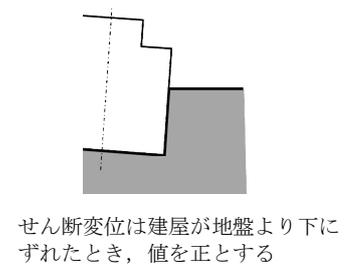
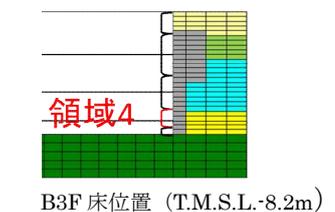
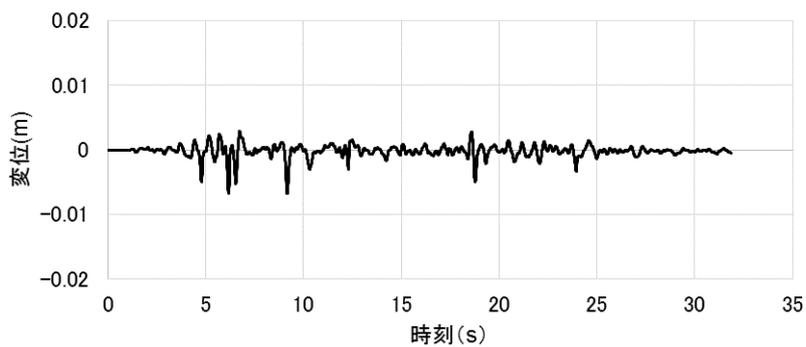
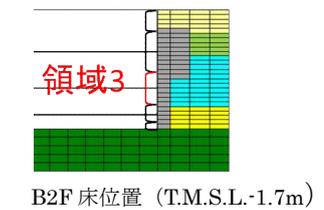
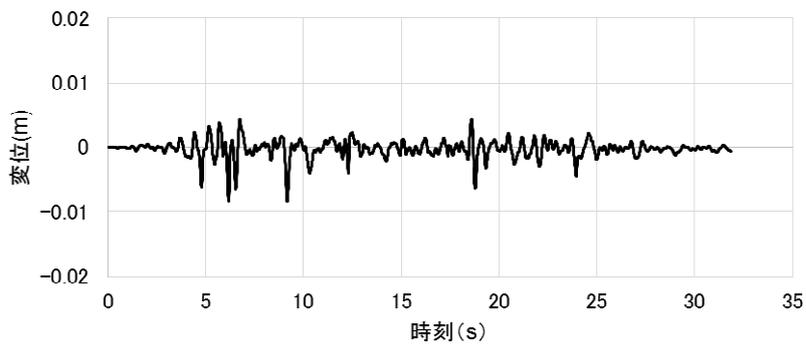
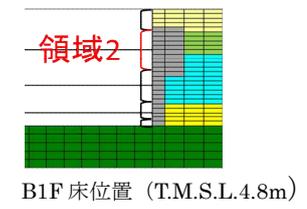
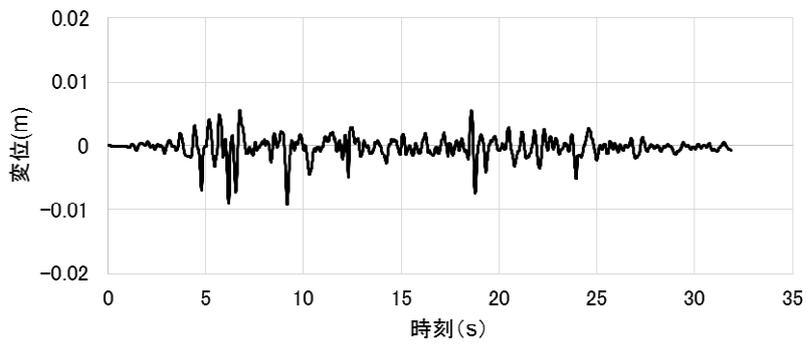
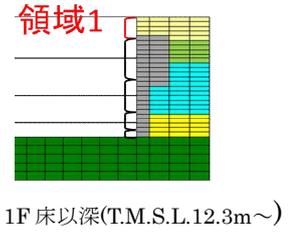
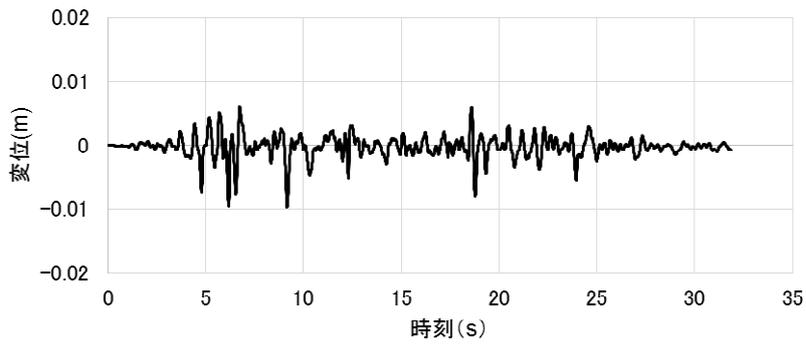


図 4.2.1.17 せん断ばねのせん断変位の時刻歴 (EW方向基本モデル, 東側)

## 4.2.2 側面地盤反力に関する検討

### (1) 検討概要

ここでは先ず，図 4.2.2.1 に示す建屋の回転に対する側面地盤反力について，埋め込み SR モデルの NOVAK ばね（側面地盤ばね）に生じる地盤反力と 2 次元 FEM モデルの側面地盤ばねに生じる地盤反力を算定し比較する。2 次元 FEM モデルの側面地盤ばねに生じる地盤反力については，2 次元 FEM モデルの解析結果を用い，建屋外壁と側面地盤間のジョイント要素に生じる力から側面地盤反力を算定する。その結果を埋め込み SR モデルの NOVAK ばねに生じる側面地盤反力と比較する。

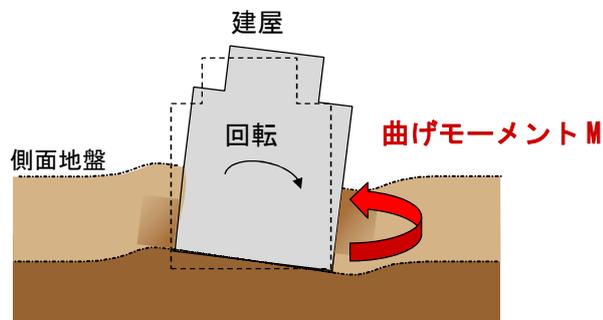


図 4.2.2.1 建屋の回転に対する側面地盤反力のイメージ

## (2) 検討条件

### 1) 検討ケース

表 4.2.2.1 に解析ケースを示す。原子炉建屋を単独とした NS 方向及び EW 方向の基本ケースについて検討する。

表 4.2.2.1 検討ケース

ケース	方向	建屋	地盤	備考
1	NS 方向	R/B 単独	成層地盤＋外壁側面の MMR	NS 方向 基本ケース
2	EW 方向	R/B 単独	成層地盤＋外壁側面の MMR	EW 方向 基本ケース

### 2) 解析モデル

解析モデルは、4.1.2 に示した NS 方向と EW 方向の 2 次元 FEM 解析モデル、及び、NS 方向と EW 方向の埋め込み SR モデルを用いる。

### 3) 検討用地震動

対象とする地震動は 4.1.1 に示した基準地震動 Ss-1 とする。

#### 4) 側面地盤反力算定方法

図 4.2.2.2 に示すように、埋め込み SR モデルの NOVAK の側面地盤回転ばねに対応する 2 次元 FEM モデルの領域を区切り、表層地盤や建屋底面地盤の影響を受けにくい代表領域について建屋の回転に対する側面地盤反力（曲げモーメント  $M$ ）を算定する。

表 4.2.2.2 に選定した代表領域を示す。表層の影響を受けにくい地下 2 階（T.M.S.L -1.7m）レベルの地盤ばねに相当する領域③と建屋底面地盤の影響を受けにくい地下 3 階（T.M.S.L -8.2m）レベルの地盤ばねに相当する領域④を選定する。

図 4.2.2.3 に側面地盤反力の算定方法の概要を示す。

埋め込み SR モデルの側面地盤反力  $M_{SR}$  は、NOVAK の水平ばね反力  $P_H$  に基礎下端からの高さ  $h$  を掛けた曲げモーメント  $M_p (=P_H \cdot h)$  と NOVAK の回転ばね反力  $M$  の和として算定する。

2 次元 FEM モデルの側面地盤反力  $M_{FEM}$  については、軸ばね反力  $P_H$  に基礎下端からの高さ  $h$  を掛けた曲げモーメントの合計  $M_{ph} (= \sum P_H \cdot h)$  とせん断ばね反力  $P_v$  に基礎中心から基礎端部までの長さ  $L$  を掛けた合計  $M_{pv} (= \sum P_v \cdot L)$  との和として、埋め込み SR モデルの NOVAK ばねの支配領域毎に算定する。

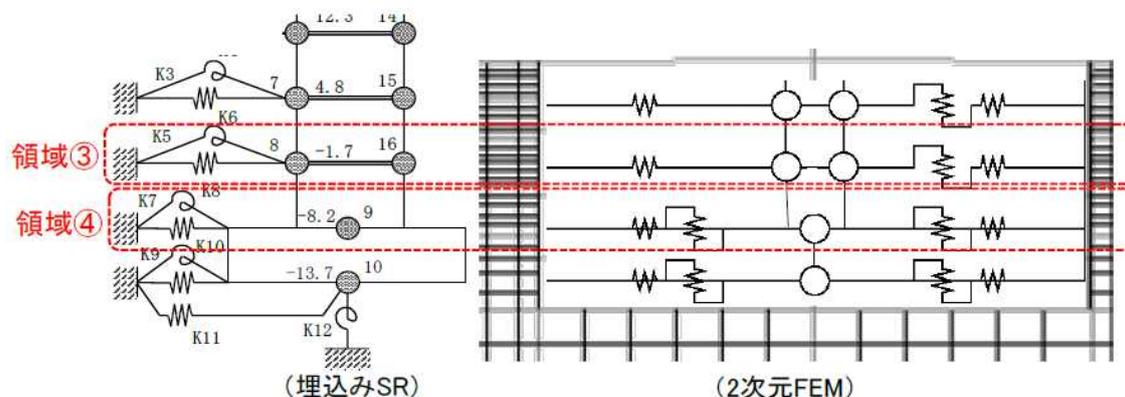
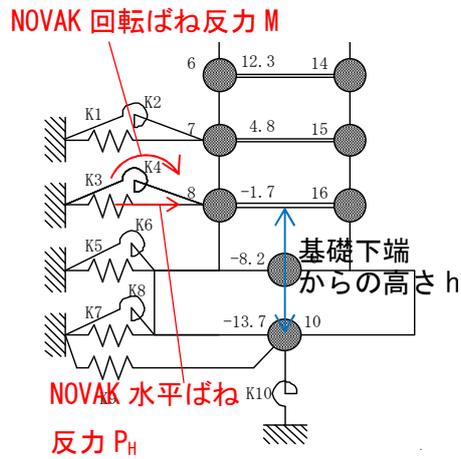


図 5.2.2.2 2次元 FEM モデルの領域区分

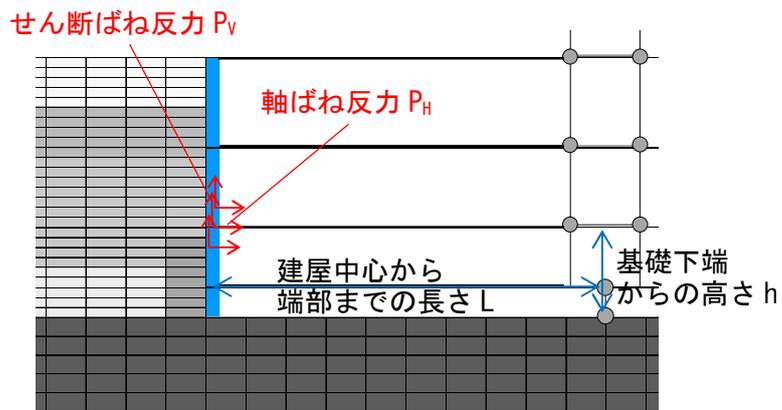
表 4.2.2.2 領域区分（対象とする建屋-地盤間モデル化部分）

領域名	埋め込み SR モデル	2次元 FEM モデル
領域③	T.M.S.L -1.7m の NOVAK ばね	T.M.S.L -4.95m ~ -1.55m に位置する地盤ばね
領域④	T.M.S.L -8.2m の NOVAK ばね	T.M.S.L -10.45m ~ -4.95m に位置する地盤ばね



埋め込み SR モデルの側面地盤反力  $M_{SR}$   
 $= \text{NOVAK 水平ばね反力 } P_H \times \text{基礎下端からの高さ } h$   
 $+ \text{NOVAK 回転ばね反力 } M$

(埋め込み SR モデル)



2次元 FEM の側面地盤反力  $M_{FEM}$   
 $= \sum (\text{せん断ばね反力 } P_v \times \text{建屋中心から端部までの長さ } L)$   
 $+ \sum (\text{軸ばね反力 } P_H \times \text{基礎下端からの高さ } h)$

(2次元 FEM モデル)

図 4.2.2.3 側面地盤反力算定方法の概要

### (3) 検討結果

ケース1(NS方向)の領域③(T.M.S.L -1.7m レベル)及び領域④(T.M.S.L -8.2m レベル)の側面地盤反力(曲げモーメント)の算定結果を図4.2.2.5及び図4.2.2.6に示す。2次元FEMの側面地盤反力と埋め込みSRの側面地盤反力は共に、建屋応答(曲げモーメント)と同等オーダー( $\times 10^9 \text{N} \cdot \text{m}$ )の比較的大きな値を示しており、建屋の拘束効果が認められる。

ケース2(EW方向)の領域③(T.M.S.L -1.7m レベル)及び領域④(T.M.S.L -8.2m レベル)の側面地盤反力(曲げモーメント)の算定結果を図4.2.2.7及び図4.2.2.8に示す。ケース1(NS方向)と同様、2次元FEMの側面地盤反力と埋め込みSRの側面地盤反力は共に建屋応答(曲げモーメント)と同等オーダー( $\times 10^9 \text{N} \cdot \text{m}$ )の比較的大きな値を示しており、領域④についても建屋の拘束効果が認められる。

なお、ケース1(NS方向)及びケース2(EW方向)共に、2次元FEMの側面地盤反力の方が埋め込みSRの側面地盤反力よりも小さい。これは、2次元FEMでは外壁に作用する変動土圧は地震入力方向に直交する面(2面)に考慮されるが、地震入力方向に並行となる面(2面)からの拘束力は考慮されていないこと等、モデル化の違いが要因のひとつとして考えられる。(図4.2.2.4参照)

以上より、地震時の側面地盤の剥離や土圧変動が考慮されている2次元FEMの側面地盤反力と埋め込みSRモデルの側面地盤反力を比較した結果、両者は同様に建屋を拘束する効果を与えていることが確認できた。

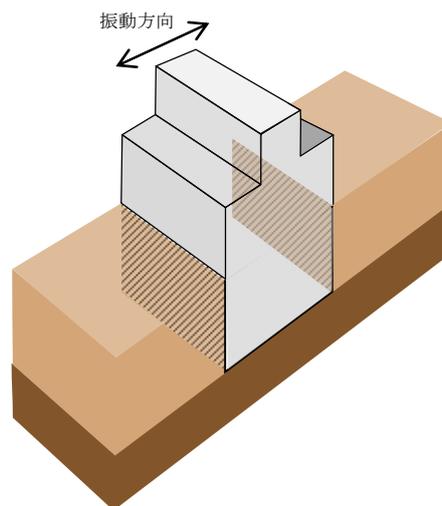


図 4.2.2.4 2次元FEMによる地盤と建屋のモデル化のイメージ

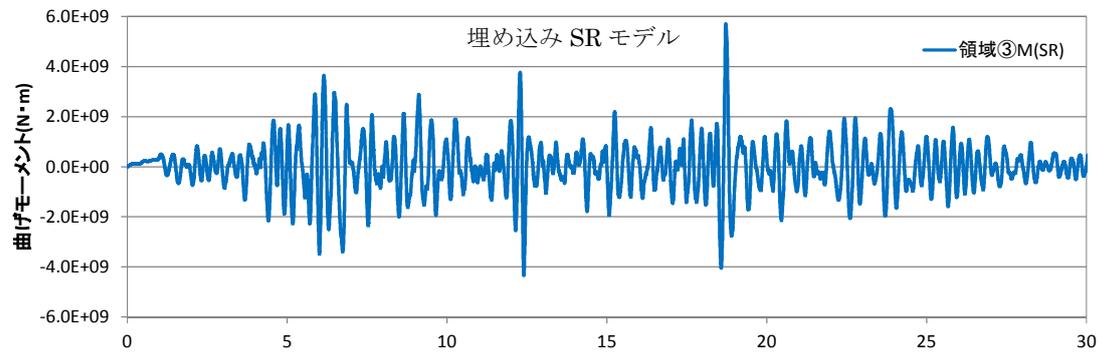
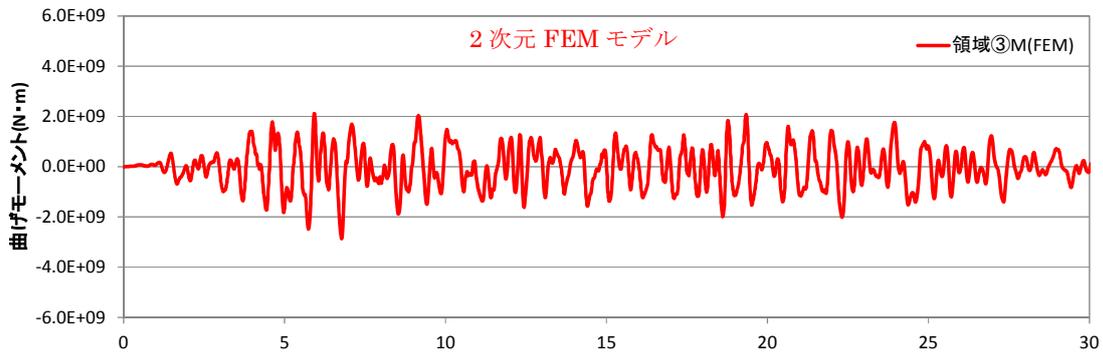


図 4. 2. 2. 5 側面地盤反力 (曲げモーメント) の時刻歴  
 ケース 1 (NS 方向) : 領域③

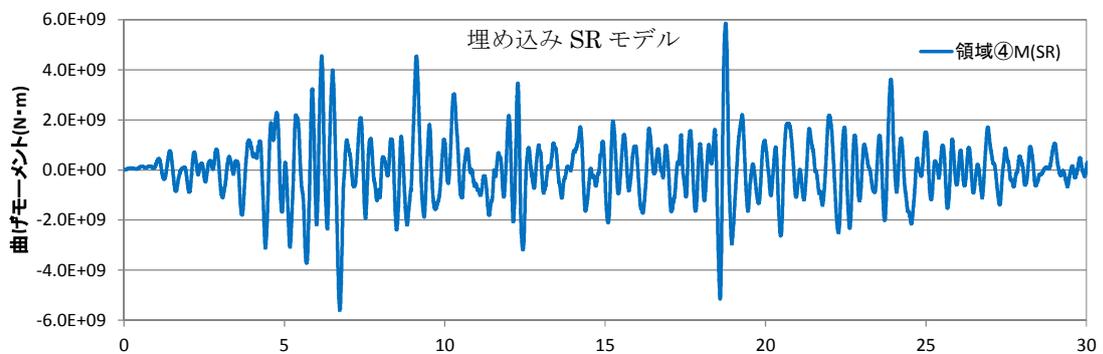
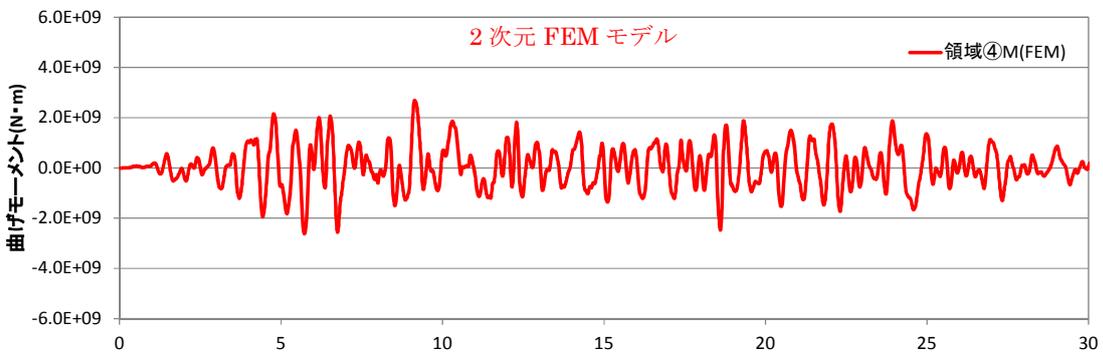


図 4. 2. 2. 6 側面地盤反力 (曲げモーメント) の時刻歴  
 ケース 1 (NS 方向) : 領域④

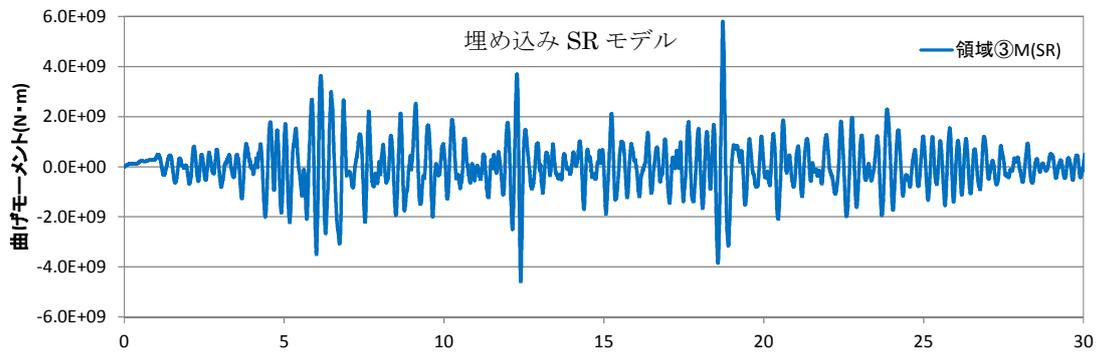
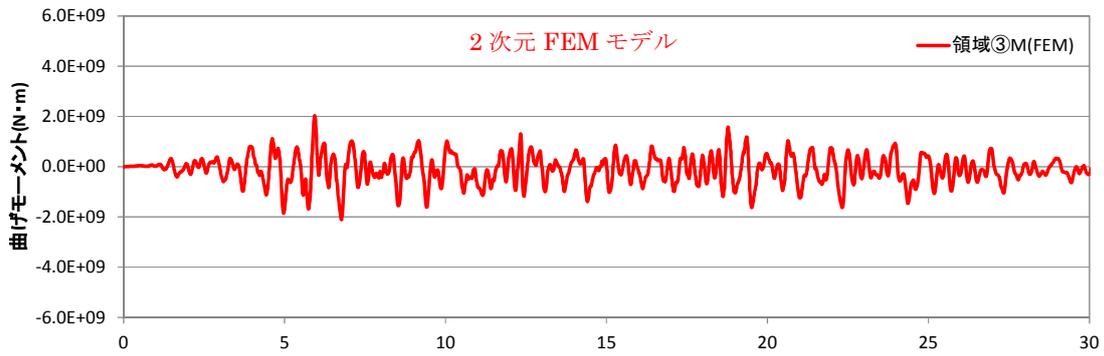


図 4. 2. 2. 7 側面地盤反力 (曲げモーメント) の時刻歴  
 ケース 2 (EW 方向) : 領域③

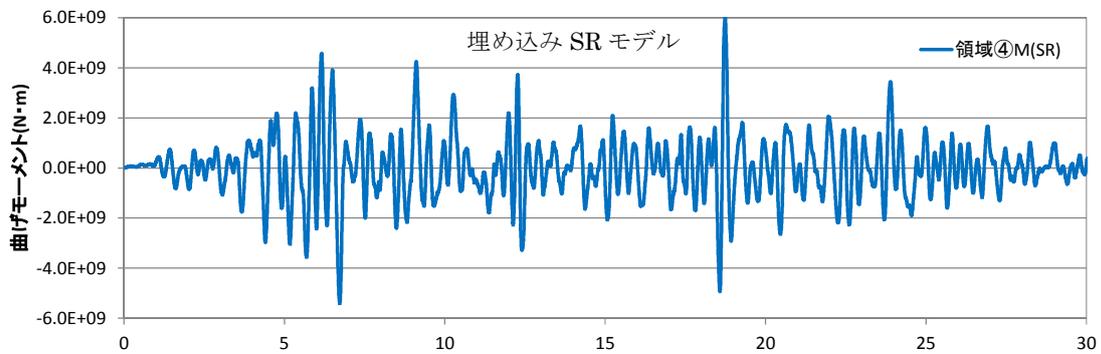
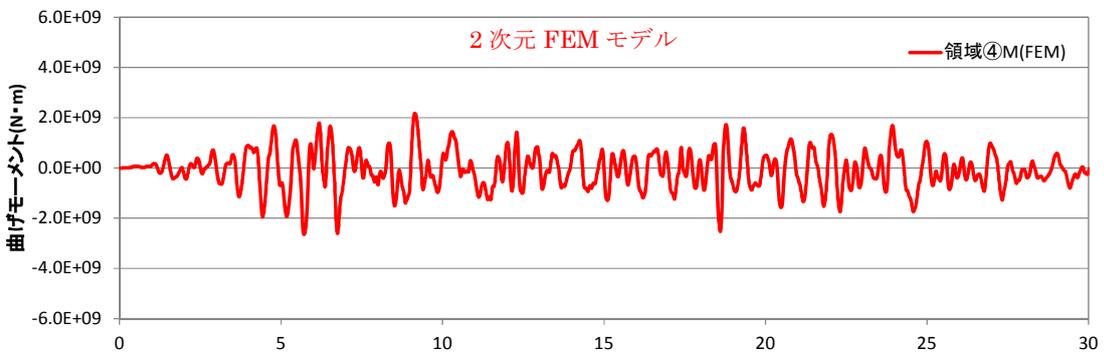


図 4. 2. 2. 8 側面地盤反力 (曲げモーメント) の時刻歴  
 ケース 2 (EW 方向) : 領域④

### 4.3 建屋応答の比較

建屋地下外壁と側面地盤の接触剥離や摩擦すべりなどを考慮した2次元 FEM による建屋応答を、今回工認で用いる埋め込み SR モデルによる建屋応答を比較することにより、両者のモデルによる結果が同等であれば、埋め込み SR モデルに用いる側面回転ばねは有効であると考える。

埋め込み SR モデルと比較する地盤を 2 次元 FEM としたモデルは、原子炉建屋単独の基本モデル (NS, EW) を対象とする。

#### (1) NS 方向

図 4.3.1 に建屋の最大応答分布を比較して示す。全体的には埋め込み SR モデルのほうが若干大きくなっているが、大きな差異は認められない。

図 4.3.2 に床応答スペクトルを比較して示す。建屋の上層部分ではスペクトルのピーク値や高振動数領域において埋め込み SR モデルのほうが大きくなっているが、大きな差異は認められない。

#### (2) EW 方向

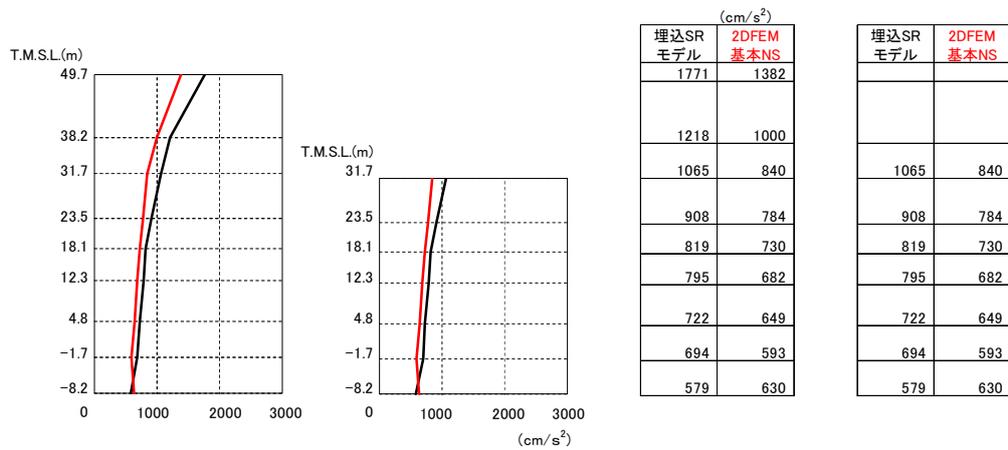
図 4.3.3 に建屋の最大応答分布の比較、図 4.3.4 に床応答スペクトルの比較を示す。NS 方向と同様な結果であり、FEM モデルと埋め込み SR モデルの建屋応答の差異はわずかである。

なお、2 次元 FEM 解析の NS 方向及び EW 方向に共通してみられる周期 0.7 秒付近のピークは、基礎版上レベル (質点番号⑨) の応答スペクトルでも生じていることから、地盤深部の影響により、建屋への入力地震動に含まれる成分が励起されたものと推測でき、2 次元 FEM 解析で側面の接触剥離及び摩擦を詳細に考慮したことの影響ではないと考えられる。また、重要な機器の固有周期帯からは外れており、耐震評価上問題となるものではない。

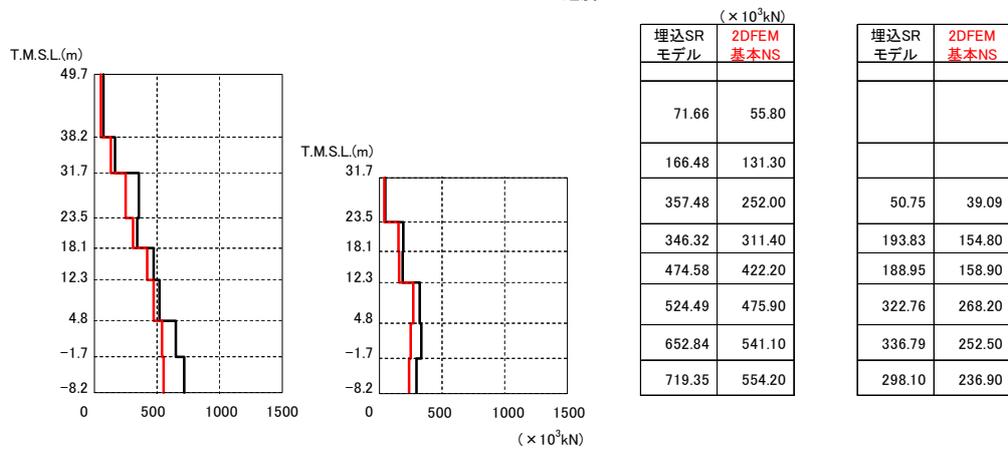
表 4.3.1 に建屋の底面の接地率の最小値を比較して示す。参考として、同表の 2 次元 FEM モデルにおける底面の接地率が最小となる時刻の地反力分布を添付資料 3 に示す。

表 4.3.1 底面の接地率の最小値一覧

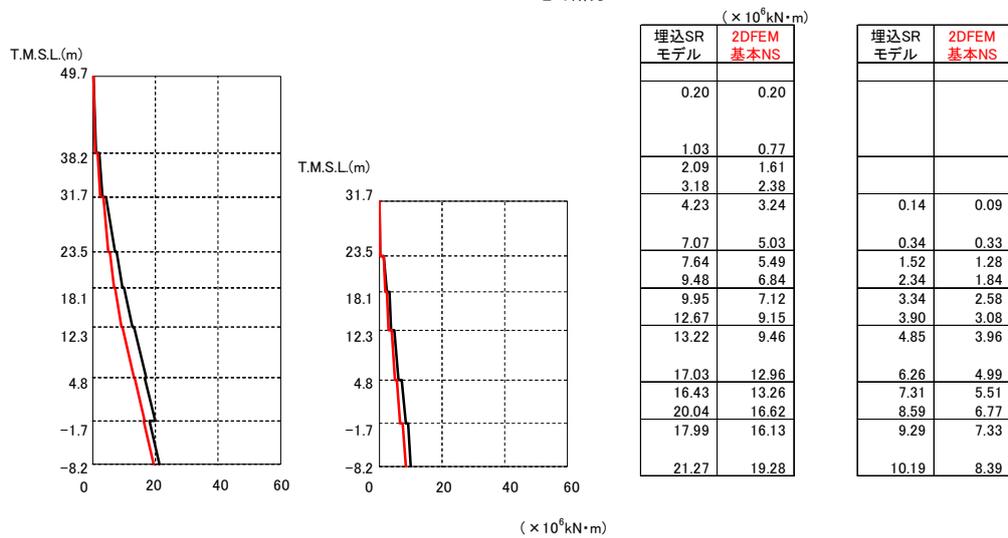
	NS 方向	EW 方向
埋め込み SR モデル	68%	68%
2 次元 FEM モデル	87%	87%



加速度



せん断力



モーメント

図 4.3.1 の最大応答分布の比較 (基本モデルと埋め込み SR モデル) (NS 方向)

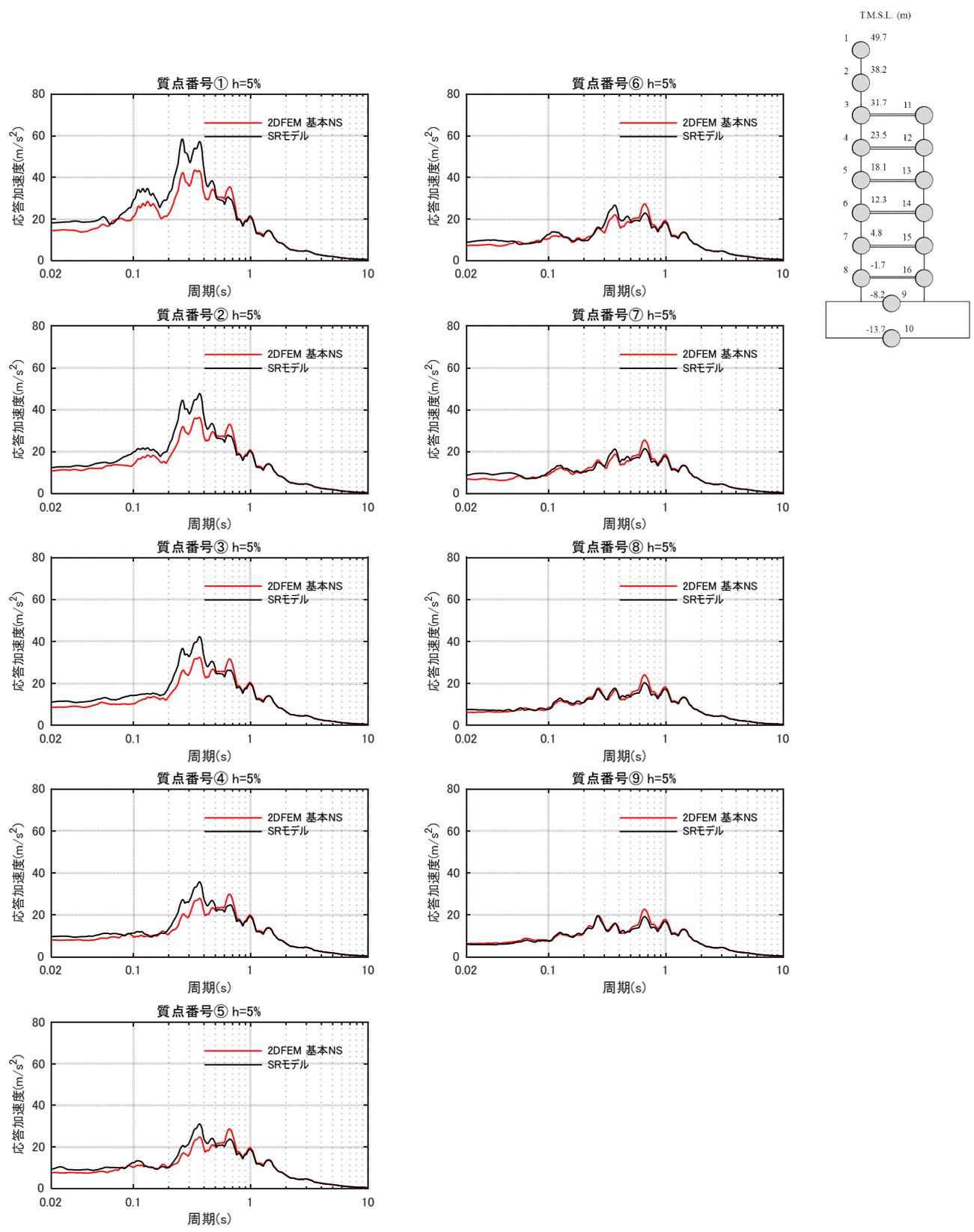


図 4.3.2-a 床応答スペクトルの比較（基本モデルと埋め込み SR モデル）（NS 方向） $h=5\%$

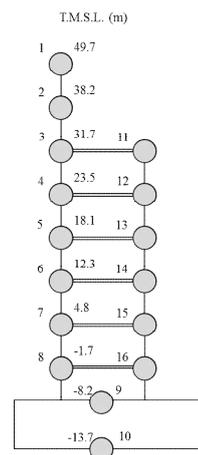
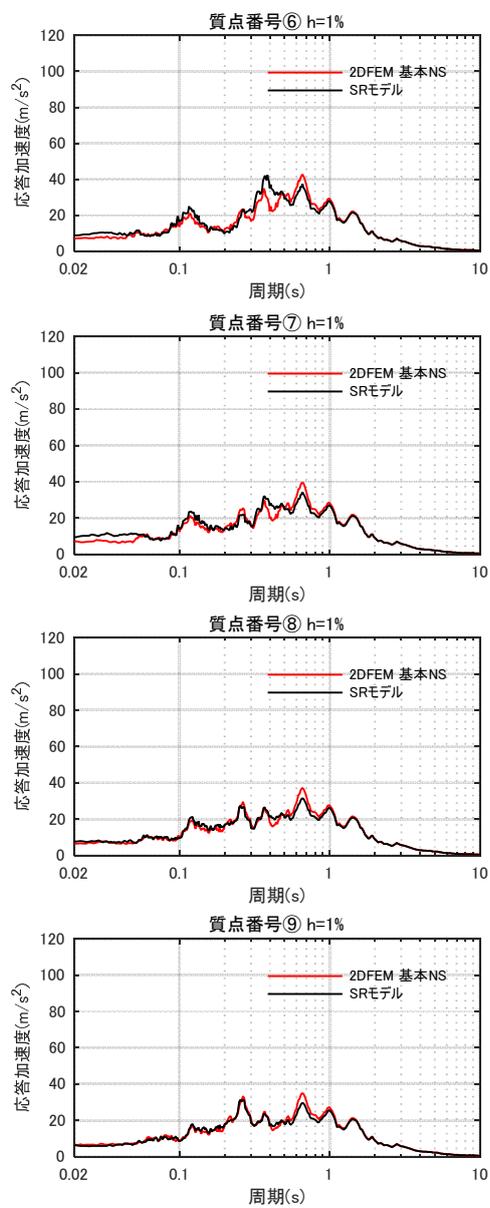
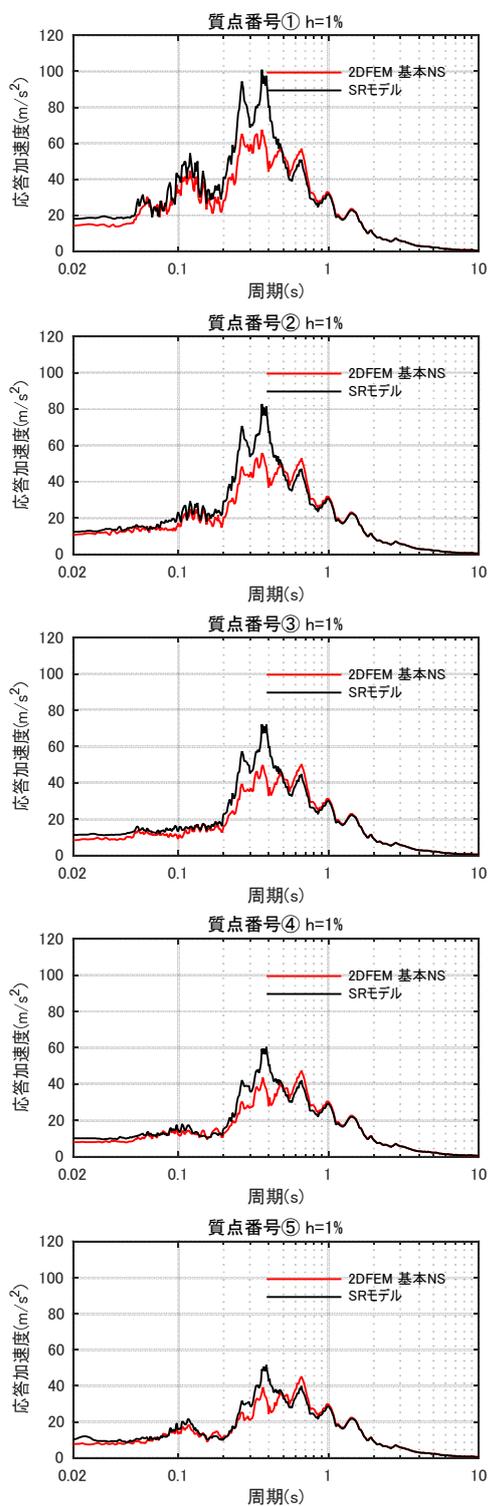


図 4.3.2-b 床応答スペクトルの比較（基本モデルと埋め込み SR モデル）（NS 方向）h=1%

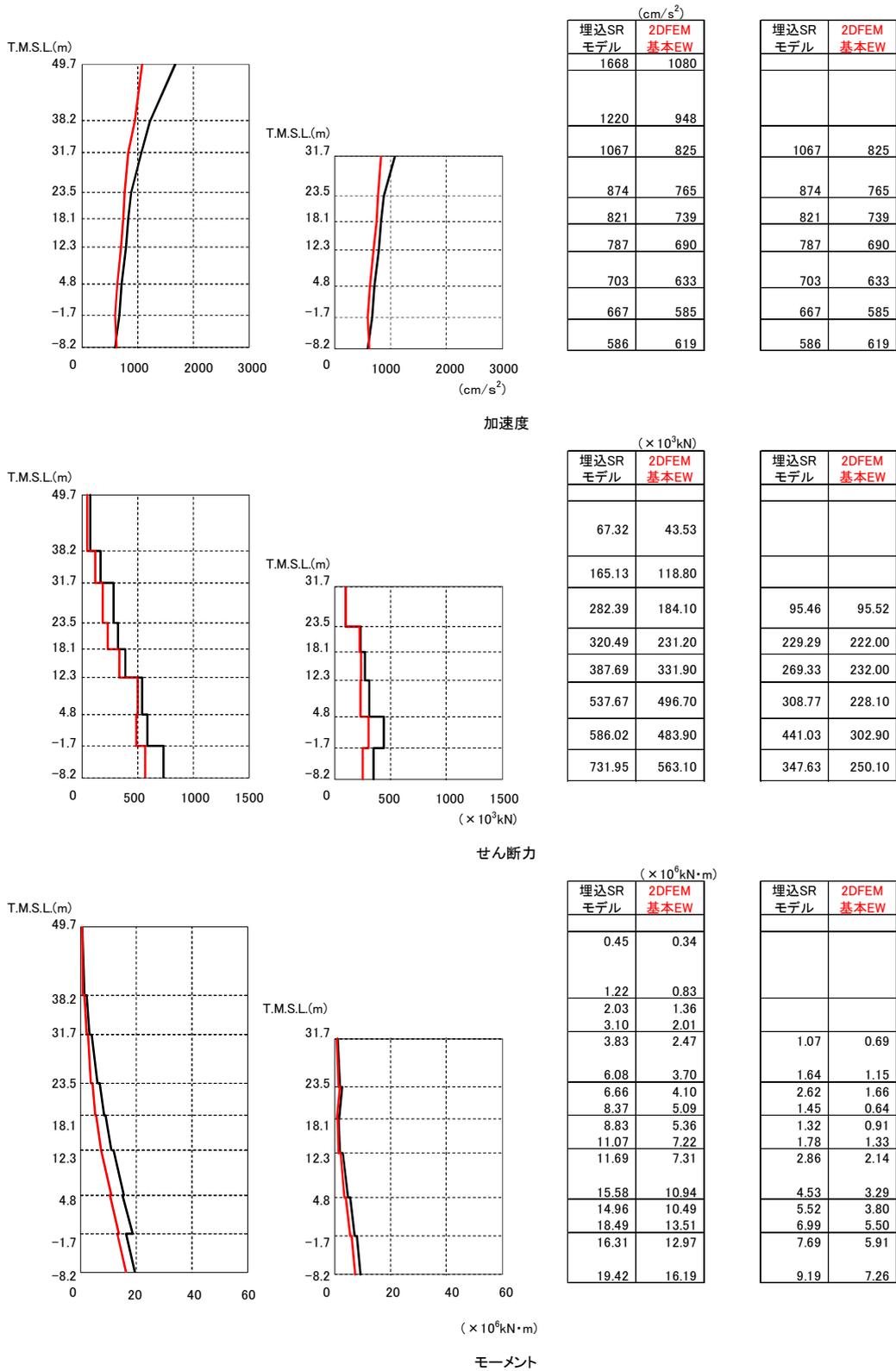


図 4.3.3 建屋の最大応答分布の比較 (基本モデルと埋め込み SR モデル) (EW 方向)

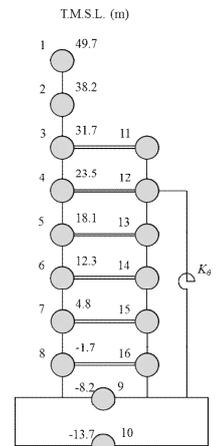
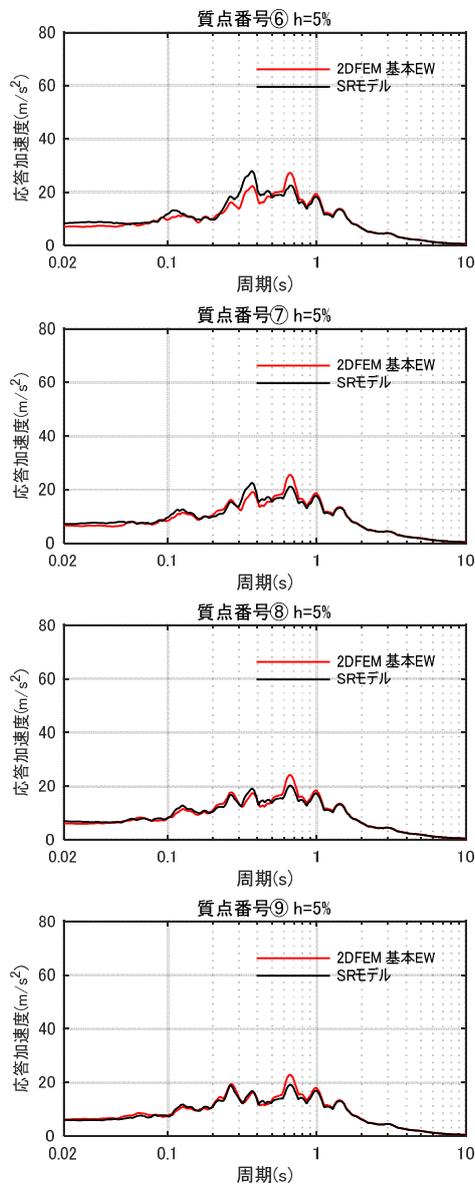
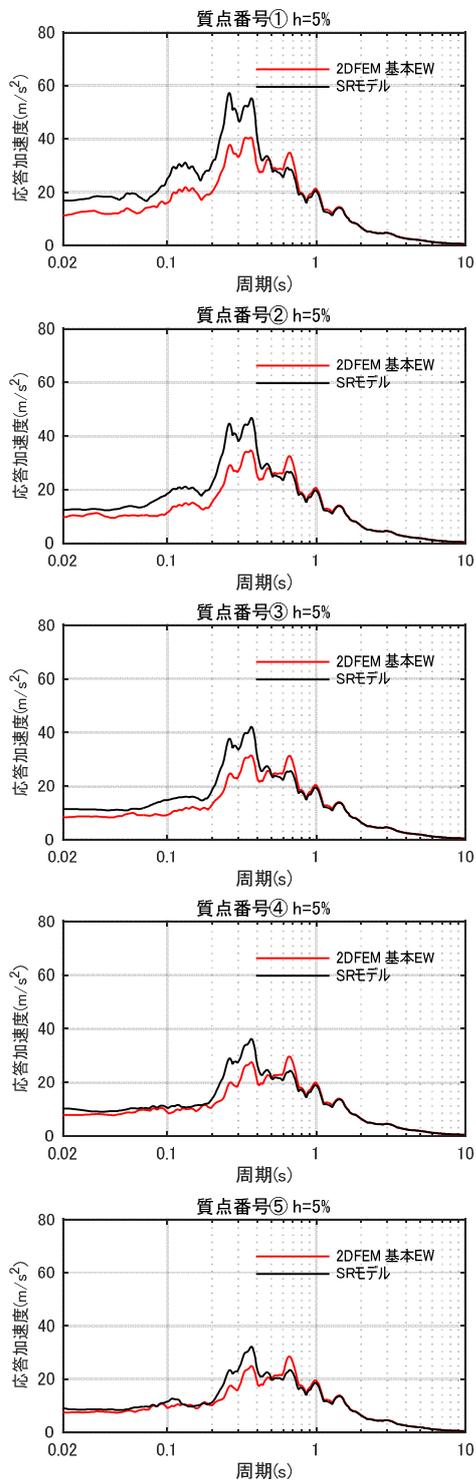


図 4.3.4-a 床応答スペクトルの比較 (基本モデルと埋め込み SR モデル) (EW 方向) h=5%

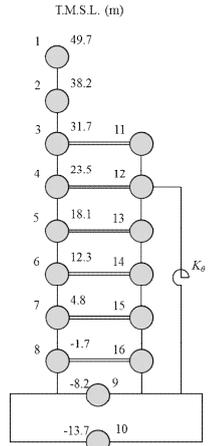
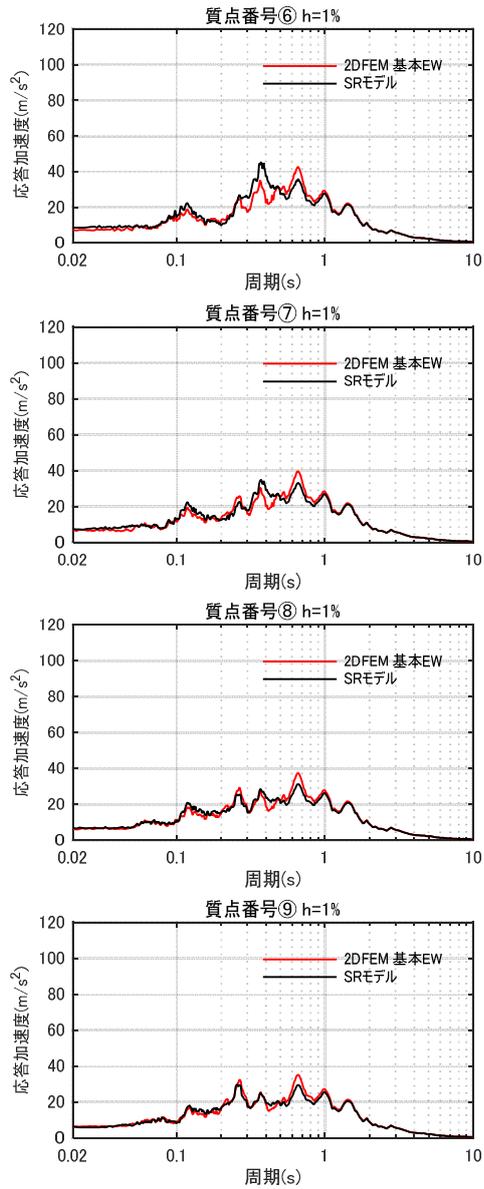
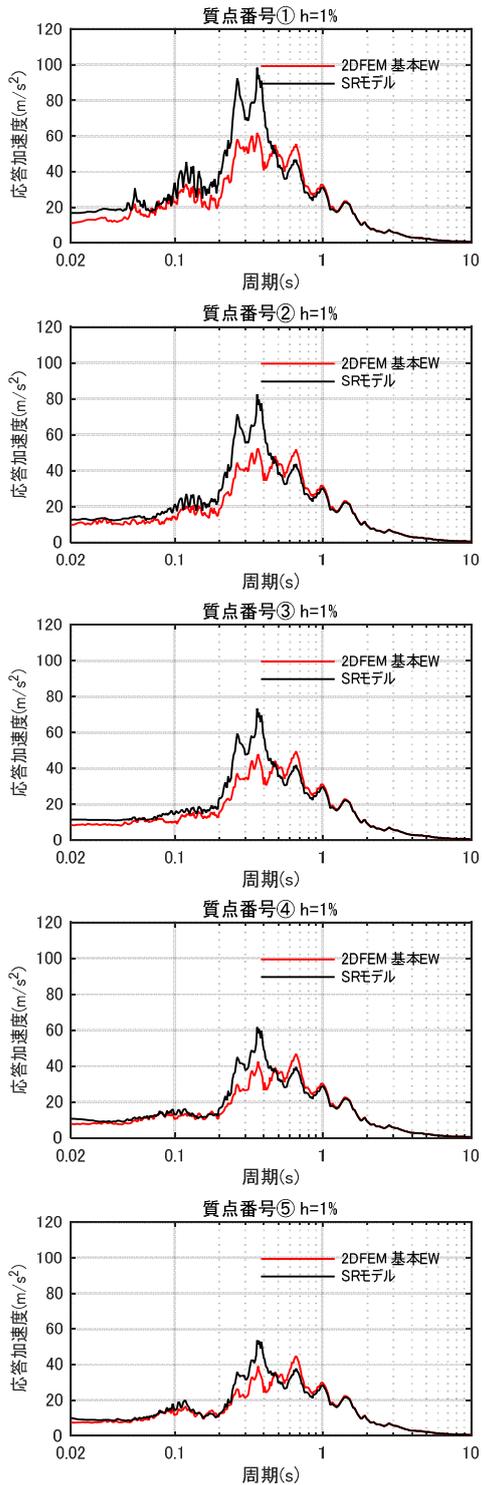


図 4.3.4-b 床応答スペクトルの比較（基本モデルと埋め込み SR モデル）（EW 方向）h=1%

#### 4.4 ジョイント要素せん断ばねのせん断剛性のばらつきの影響検討

論点①の検討として実施した，防水層がある建屋外壁と側面地盤の間を模擬した摩擦試験によれば，試験結果から算定したせん断剛性には垂直圧等の影響によるばらつきが見られた。そこで，ここでは 4.1 節で示した NS 方向の基本モデルのジョイント要素であるせん断ばねのせん断剛性を，摩擦試験結果のばらつき範囲を考慮して，表 4.4.1 に示すように試験結果の最大と最小のせん断剛性を設定して地震応答解析を行い，平均的なせん断剛性を用いた基本モデルによる結果と比較するとにより，せん断ばねのせん断剛性のばらつきの影響を検討する。

解析モデルは NS 方向の基本モデルについて，建屋地下壁と側面地盤の間に設置したジョイント要素のせん断ばねのせん断剛性にばらつきを与えたものである。

表 4.4.1 2次元 FEM 解析モデルに用いるせん断ばねのせん断剛性のばらつき

	平均値 (基本モデル)	剛性大	剛性小
せん断剛性 ( $\times 10^4$ kN/m/m <sup>2</sup> )	4.67	8.06	3.03

図 4.4.1～図 4.4.2 に建屋の最大応答結果及び床応答スペクトルを比較して示す。せん断ばねのせん断剛性のばらつきを考慮しても建屋の応答は平均的なせん断剛性を用いた場合とほぼ同じであり，せん断ばねのせん断剛性のばらつきの影響は殆どないことが判った。なお，せん断ばねの履歴特性とせん断ばね剛性の建屋応答への影響について検討した結果を添付資料 4 に示す。

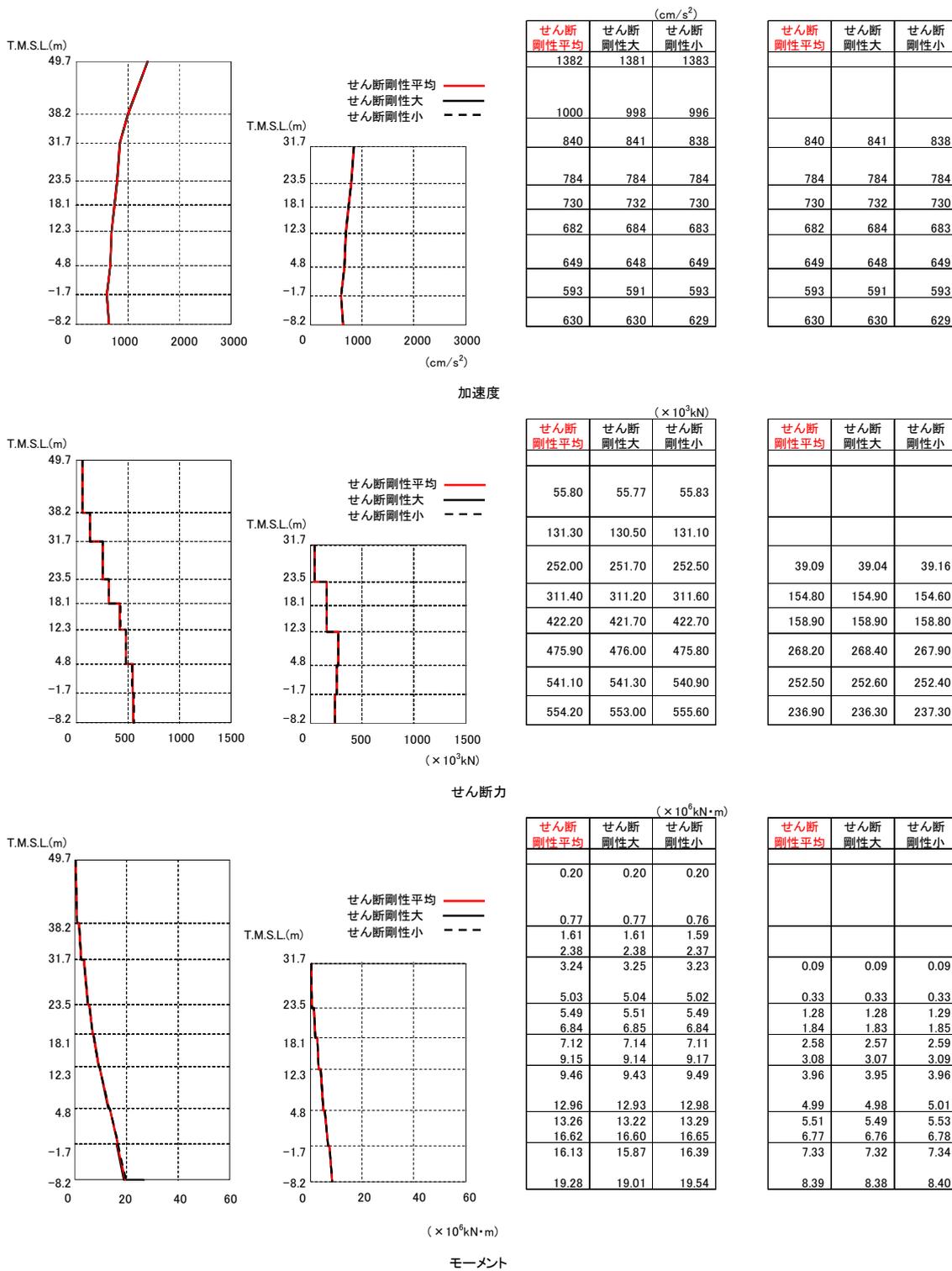


図 4.4.1 建屋の最大応答分布の比較 (せん断剛性：平均，大，小)

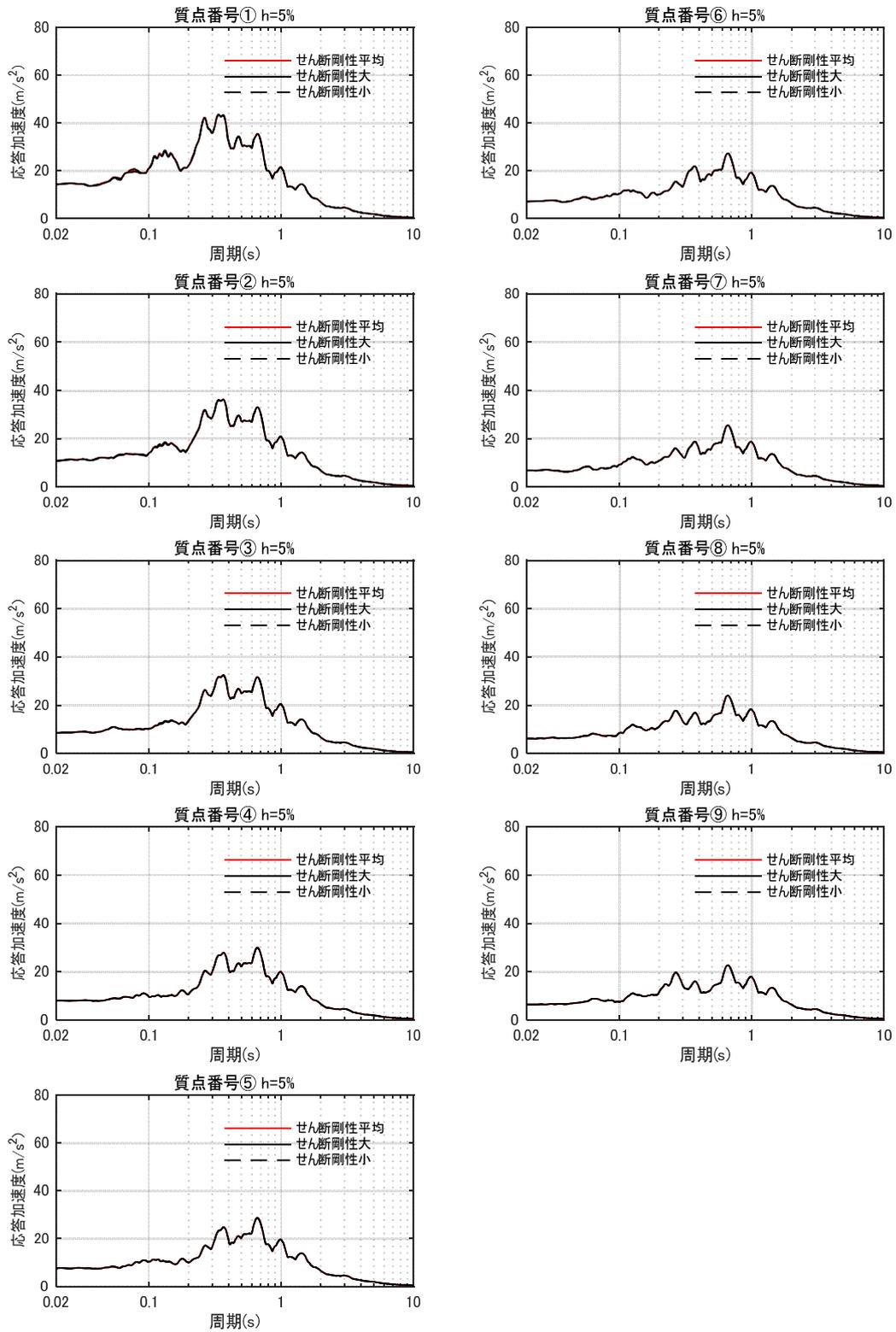


図 4.4.2-a 床応答スペクトルの比較 (せん断剛性: 平均, 大, 小)  $h=5\%$

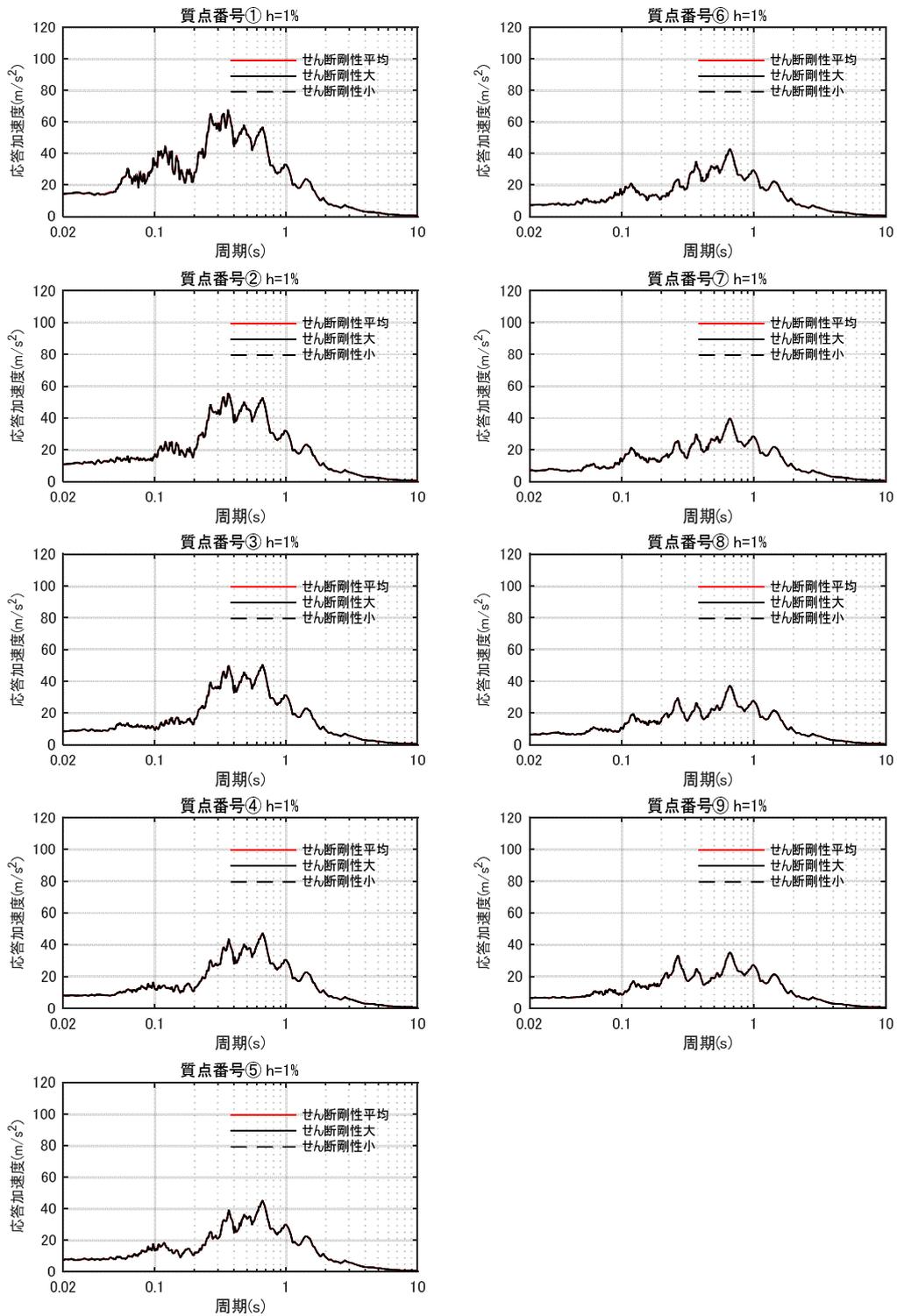


図 4.4.2-b 床応答スペクトルの比較 (せん断剛性：平均，大，小)  $h=1\%$

## 4.5 まとめ

### (1) 建屋拘束効果の検討

地盤を 2 次元 FEM モデル、建屋を質点系モデルとして、建屋地下外壁と側面地盤の剥離や摩擦を考慮した解析モデルを用いて基準地震動 Ss-1 に対する地震応答解析を実施した。

この結果、側面地盤-建屋間に剥離が生じる場合でも、地震継続中の大半の時間において、地下外壁には土圧及びせん断応力が作用する結果が示された。2 次元 FEM では、建屋と地盤間の摩擦を介したせん断力の伝達が比較的小さい場合であっても、NOVAK のばねに考慮されていない水平方向のせん断抵抗（図 2.1.3 参照）による軸方向の力が作用すること等により側面地盤の拘束効果が得られることが分かった。

更に、埋め込み SR モデルの NOVAK ばねに作用する側面地盤反力を、2 次元 FEM の側面地盤反力と比較した結果、NOVAK ばねに作用する側面地盤反力と 2 次元 FEM の側面地盤反力は共に、建屋応答（曲げモーメント）と同等オーダー（ $\times 10^9 \text{N} \cdot \text{m}$ ）の比較的大きな値を示し、建屋を相応に拘束していることが確認された。これらのことから、地震時において建屋～地盤間の力の伝達が生じ、地盤による建屋の拘束効果が期待できることがわかった。なお、2 次元 FEM の側面地盤反力は埋め込み SR モデルの側面地盤反力より小さい傾向が見られた。

### (2) 建屋応答の比較

2 次元 FEM モデルによる建屋応答と側面回転ばねを有する埋め込み SR モデルの建屋応答を比較した。この結果、NS 方向、EW 方向ともに両者のモデルによる建屋応答や床応答スペクトルの差異はわずかであり、埋め込み SR モデルに側面回転ばねを考慮することは妥当であると考えられる。また、側面回転ばねは先に述べたように底面の接地率の改善に効果があるものの地震応答解析結果の差異は小さい傾向がある。しかしながら、側面地盤反力で見られた傾向を踏まえ、今回工認においては底面の接地率の評価において保守的に、側面回転ばねの値を半減させた場合についても検討することとする。（参考資料-2）

### (3) ジョイント要素せん断ばねのせん断剛性のばらつきの影響検討

論点①の検討として実施した摩擦試験結果のせん断剛性のばらつきの範囲を考慮した 2 次元 FEM 解析を実施した。その結果、ばらつきを考慮しても建屋の応答は、平均的なせん断剛性を用いた場合とほぼ同じであり、ばらつきの影響は殆どないことがわかった。

## 5. 論点③に対する検討

(論点③ 隣接建屋や建屋周辺の詳細な地盤状況が側面回転ばねの適用性に影響しないか)

### 5.1 検討概要

原子炉建屋に隣接するタービン建屋の影響及び原子炉建屋周辺にあるマンメイドロック（メイントランス基礎）や埋戻しなど詳細な地盤状況の影響について、それらを考慮した2次元FEMモデルを用いて地震応答解析を行い、論点②で検討した基本モデルの結果と比較することにより影響を検討する。

EW方向は基本モデルにタービン建屋を考慮したモデルにより、隣接建屋の影響を検討する。NS方向は基本モデルの地盤の一部をマンメイドロック（メイントランス基礎）や埋戻し土に変更して地盤の精緻化による影響を検討する。

図 5.1.1 に論点③の検討フローを示す。

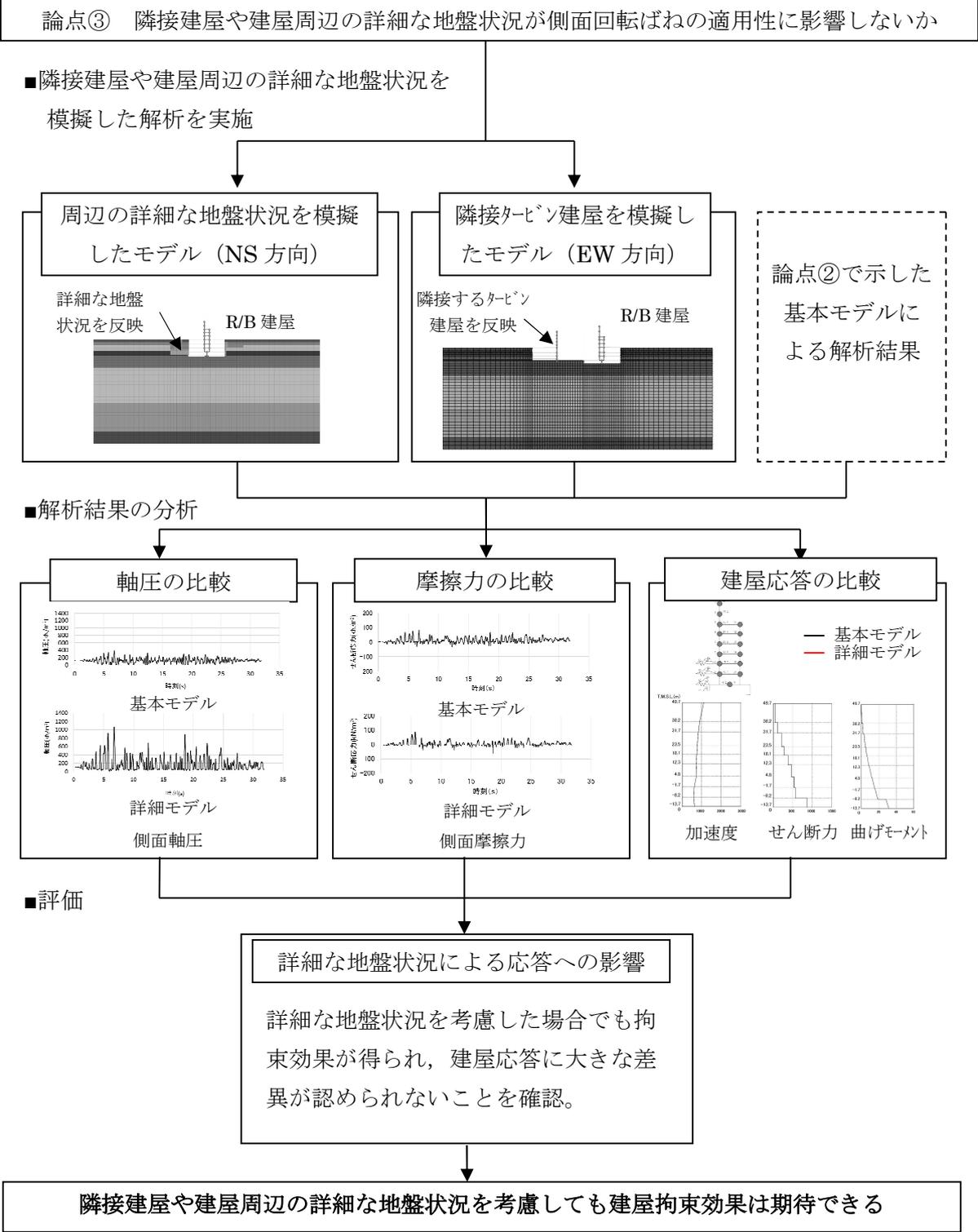


図.5.1.1 隣接建屋や建屋周辺の詳細な地盤状況を考慮した側面回転ばねの適用性検討フロー

## 5.2 解析ケース

表 5.2.1 に解析ケースを示す。

表 5.2.1 解析ケース

No	方向	建屋	地盤	備考
3	NS 方向	R/B 単独	成層地盤＋外壁側面の MMR＋(建屋周辺 MMR 及び埋戻し状況の反映)	地盤精緻化 モデル
4	EW 方向	R/B＋T/B 連成	成層地盤＋外壁側面の MMR	タービン建屋 連成モデル

## 5.3 解析モデル

地盤精緻化モデル及びタービン建屋連成モデルは、原子炉建屋単独の基本モデルと同様に、建屋部分を質点系モデル、地盤を2次元FEMモデルとし、建屋地下外壁と側面地盤の間の接触剥離や上下方向の摩擦すべり、及び、基礎底面の浮上りを考慮したモデルである。

### (1) 地盤精緻化モデル

#### 1) 地盤のモデル化

実際の建屋周辺の地盤には、地下壁側面のマンメイドロックの他に、地表から安田層に一部達する深さにメイントランス基礎であるマンメイドロックが打設されている。また、埋戻し工事の関係で安田層上端レベルが建屋近傍で基本モデルに比べ低くなっている。これらの実際の地盤の影響を検討するために、NS方向の基本モデルの地盤の一部を、メイントランス基礎の状況を踏まえてマンメイドロックに変更するとともに、安田層の一部がマンメイドロックに切り込まれている状況を考慮したモデルとする。また、建屋の設置状況の断面図(図-2.3.2)によれば、原子炉建屋の直下にも一部マンメイドロックが打設されていることが確認できるが、本検討は側方地盤による拘束効果を確認するものであり、この部分のモデル化による影響は軽微だと考え、モデル化に反映していない。なお、原子炉建屋の直下のマンメイドロックの建屋応答への影響について念のため検討した結果を添付資料5に示す。

表 5.3.1, 表 5.3.2 に埋戻し土とメイントランス基礎のマンメイドロックの物性を示す。図 5.3.1 に地盤のメッシュを、図 5.3.2 に建屋周辺のメッシュの詳細を示す。

#### 2) 建屋地下外壁と側面地盤のジョイント部のモデル化

地下外壁と側面地盤の間に考慮するせん断ばねと軸ばねの特性は基本モデルと同じである。地盤(埋戻し土を含む)と接する部分には接触剥離を考慮する軸ばねを設置し、地下外壁側面がマンメイドロックと接している部分にせん断ばねを設置する。

#### 3) 建屋基礎底面と地盤のジョイント部のモデル化

4.1 節に示す基本モデルと同様である。

#### 4) 原子炉建屋のモデル化

原子炉建屋は基本モデルと同様である。

## (2) タービン建屋連成モデル

### 1) 地盤のモデル化

地盤は EW 方向の基本モデルと同様であるが、タービン建屋を追加するため地盤全体の水平方向のモデル化範囲をタービン建屋基礎分だけ拡大している。また、建屋の設置状況の断面図（図-2.3.2）によれば、タービン建屋西側に埋戻し土が存在しているが、本検討はタービン建屋が隣接することによる原子炉建屋の応答への影響を検討するものであり、この部分のモデル化が原子炉建屋に及ぼす影響は軽微だと考え、モデル化に反映していない。

図 5.3.3 に地盤のメッシュを、図 5.3.4 に建屋周辺のメッシュの詳細を示す。

### 2) 建屋地下外壁と側面地盤のジョイント部のモデル化

地下外壁と側面地盤の間に考慮するせん断ばねと軸ばねの特性は基本モデルと同じである。原子炉建屋及びタービン建屋ともに、建屋が地盤と接する部分には接触剥離を考慮する軸ばねを設置し、地下外壁側面がマンメイドロックと接する場所にはせん断ばねを設置する。

### 3) 建屋基礎底面と地盤のジョイント部のモデル化

4.1 節に示す基本モデルと同様である。

### 4) 原子炉建屋とタービン建屋のモデル化

原子炉建屋は基本モデルと同じである。タービン建屋は質点系の線形モデルとした。

表 5.3.1 埋戻し土の物性

エリア	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比	せん断弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	減衰定数 (%)
埋戻し土①	18.6	0.333	2.96~23.64	24.0~14.8
埋戻し土②	18.6	0.333	4.15~53.06	11.4~6.3
埋戻し土③	18.6	0.333	3.69~55.37	11.7~6.7

表 5.3.2 マンメイドロックの物性 (メイントランス基礎)

単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比	せん断弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	減衰定数 (%)
17.2	0.36	1910.0	5195.2	2.0

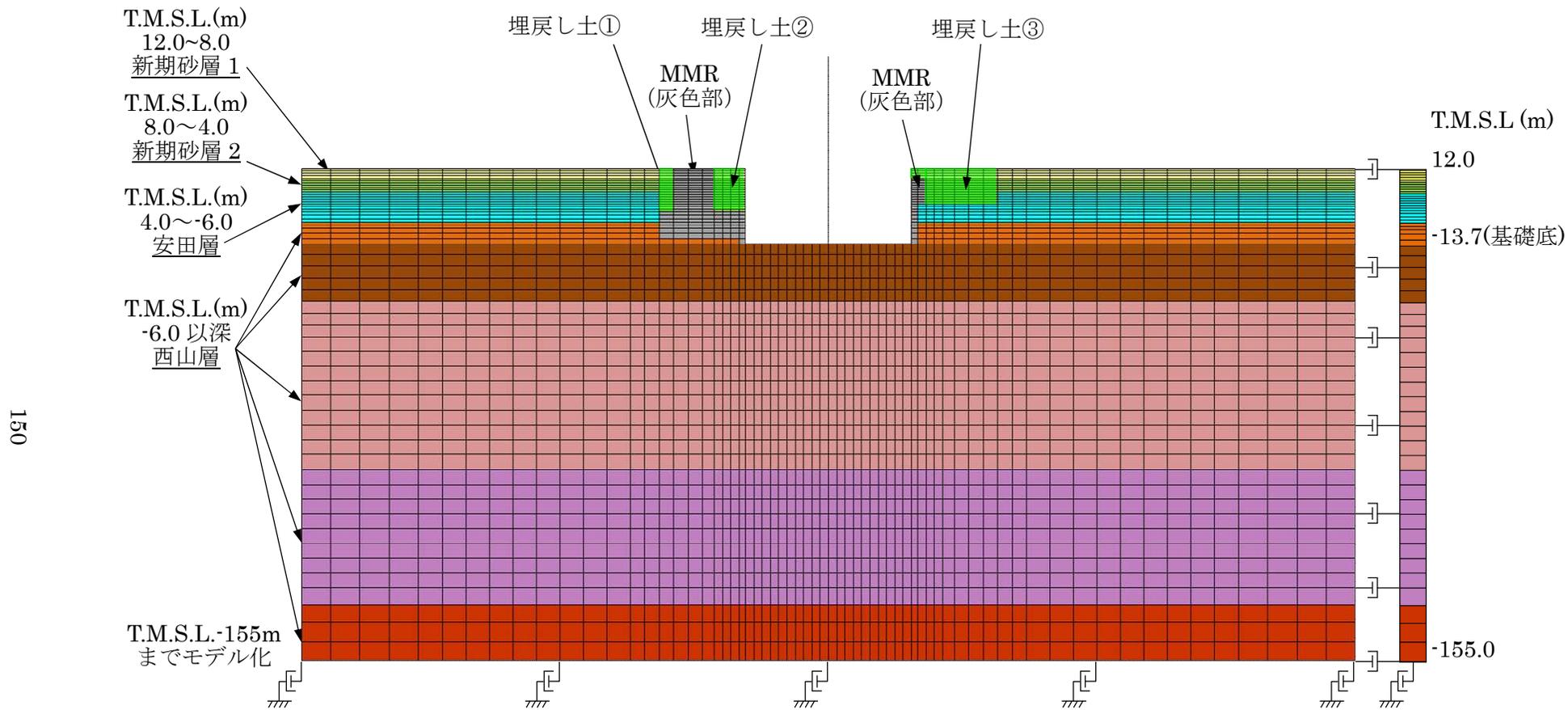


図 5.3.1 地盤精緻化モデルの地盤メッシュ図 (NS 方向)

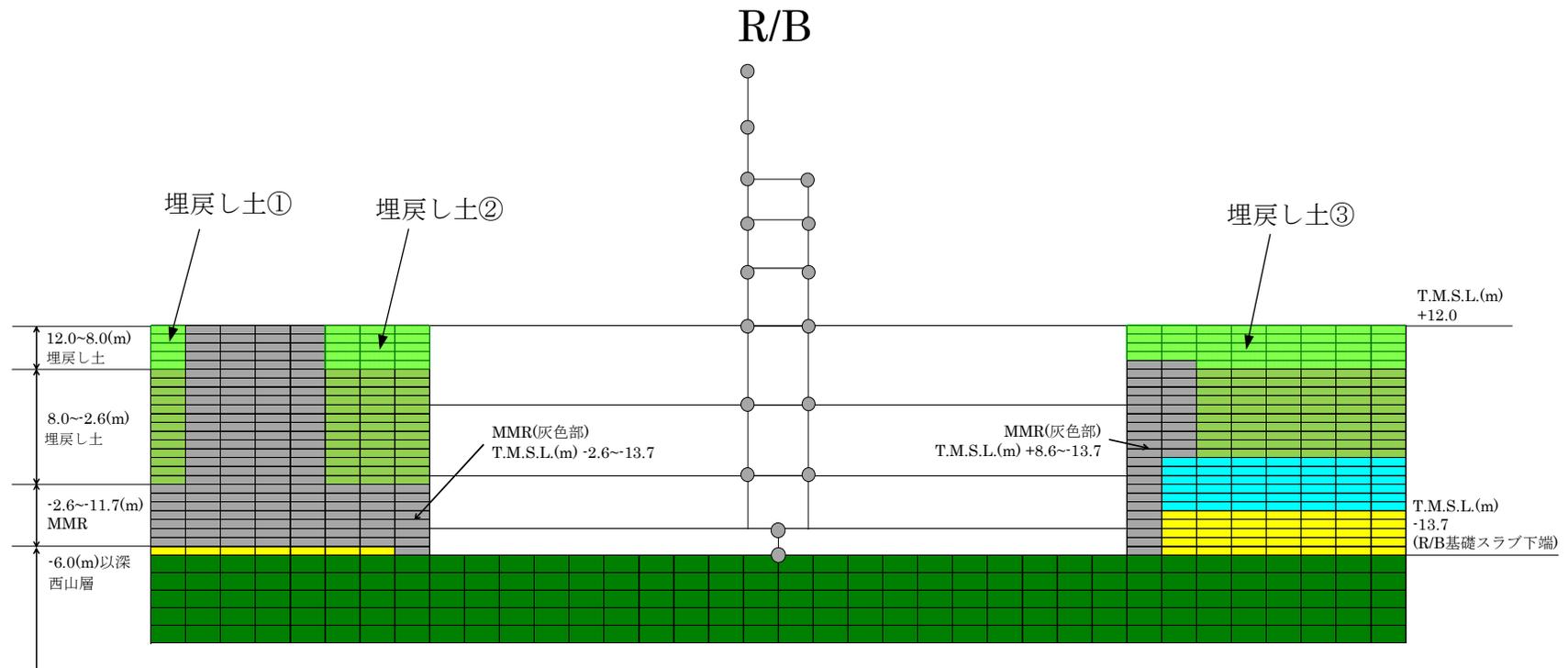


図 5.3.2 地盤精緻化モデルの建屋周辺の詳細 (NS 方向)

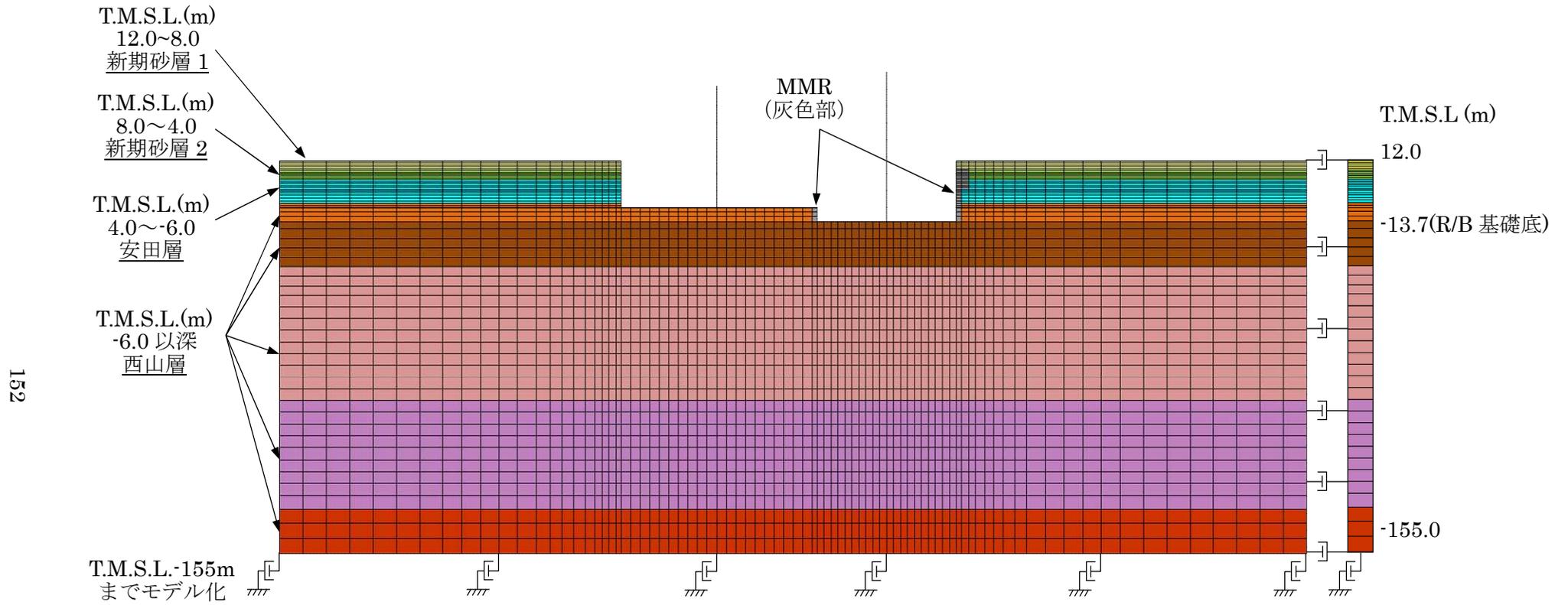


図 5.3.3 タービン建屋連成モデルの地盤メッシュ図 (EW 方向)

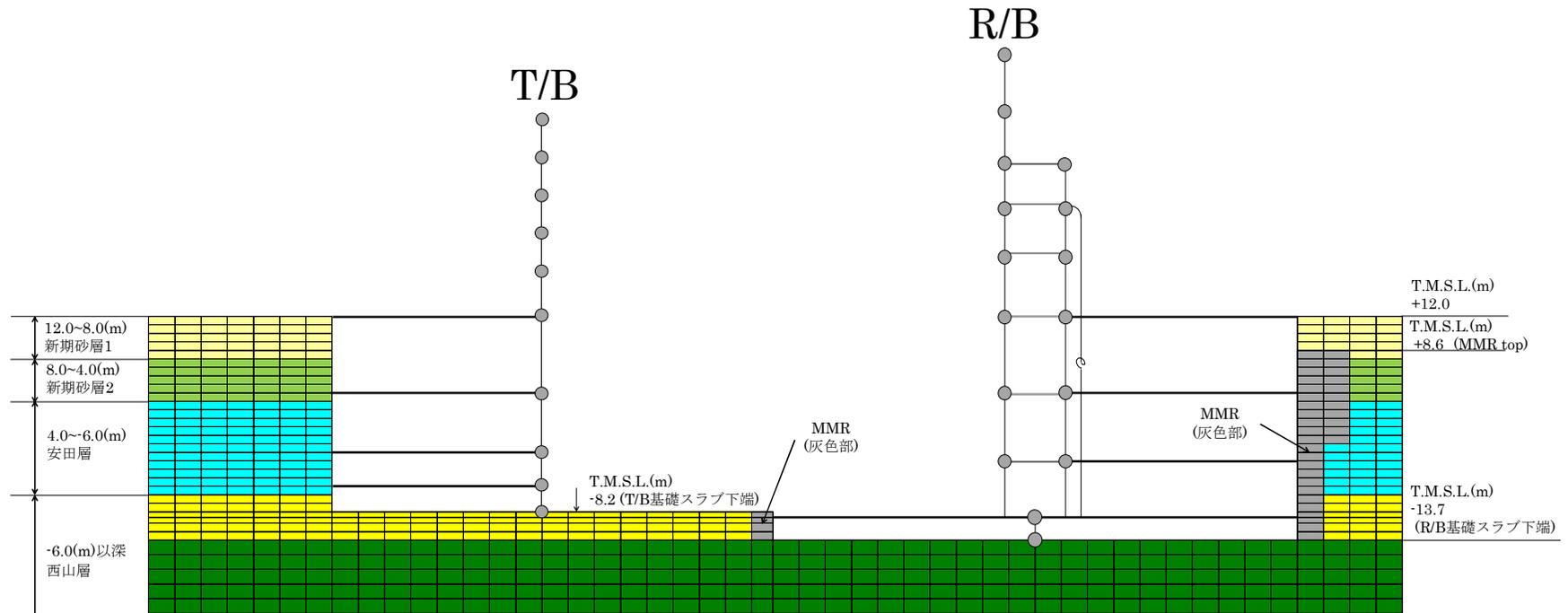


図 5.3.4 タービン建屋連成モデルの建屋周辺の詳細 (EW 方向)

#### 5.4 検討用地震動

対象とする地震動は 4.1 節と同様の基準地震動 Ss-1 とする。

図 5.4.1 に基準地震動 Ss-1 の加速度波形を示す。

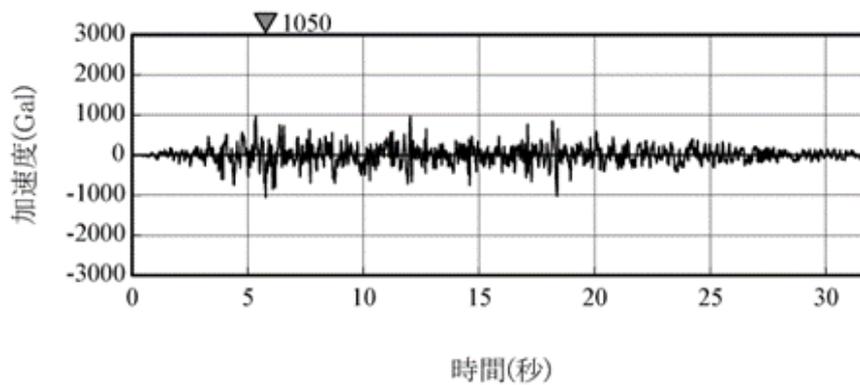


図 5.4.1 基準地震動 Ss-1 の加速度波形 (解放基盤表面)

## 5.5 解析結果

ここでは、4.1 節で用いた 2 次元 FEM モデル（基本モデル）の建屋応答結果と比較することにより、地盤精緻化やタービン建屋連成の影響を把握する。

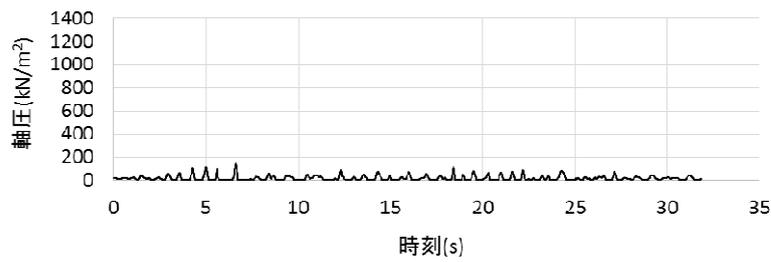
### （1）地盤精緻化モデルと基本モデルの比較（NS 方向）

図 5.5.1～図 5.5.7 に各領域における単位面積当たりの軸圧，せん断応力の時刻歴について両モデルで比較して示す。図 5.5.8 に建屋の最大応答分布の比較を示す。

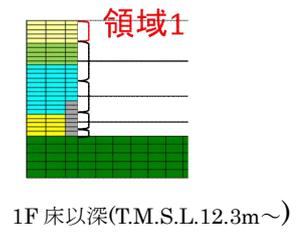
また，図 5-5-9～10 に床応答スペクトルを比較して示す。これらの結果から以下が明らかである。

- ・ 地盤精緻化モデルでは南側のメイントランス基礎のマンメイドロックの部分で軸圧が基本モデルより大きい。一方，北面の軸圧は同等である。
- ・ せん断応力は基本モデルと地盤精緻モデルで概ね同等である。
- ・ 建屋の最大応答は基本モデルと大きな差異は認められない。
- ・ 床応答スペクトルについても，基本モデルと大きな差異は認められない。

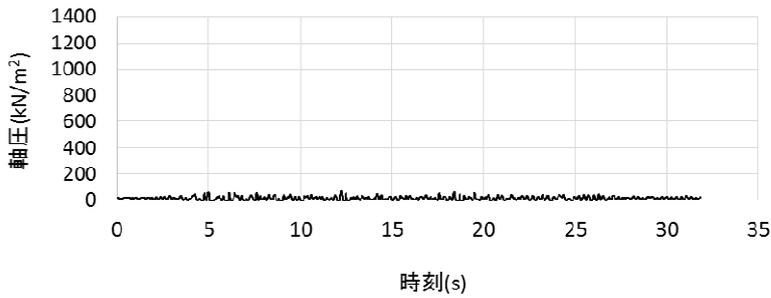
以上より，地盤を精緻化した場合でも，建屋の拘束効果は得られること，建屋応答は基本モデルと整合的であることを確認した。



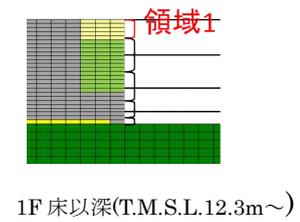
(NS 方向基本モデル)



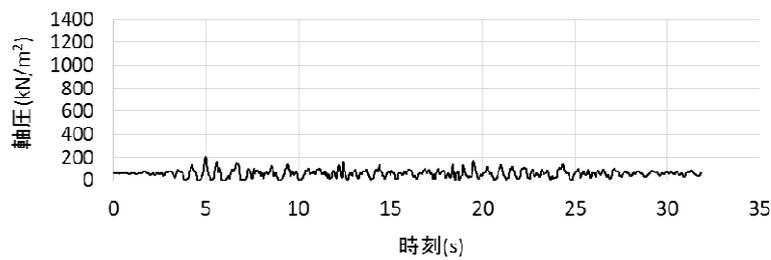
1F 床以深(T.M.S.L.12.3m~)



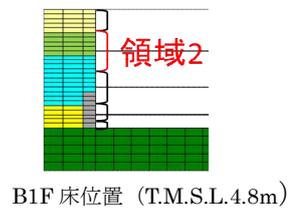
(NS 方向地盤精緻モデル)



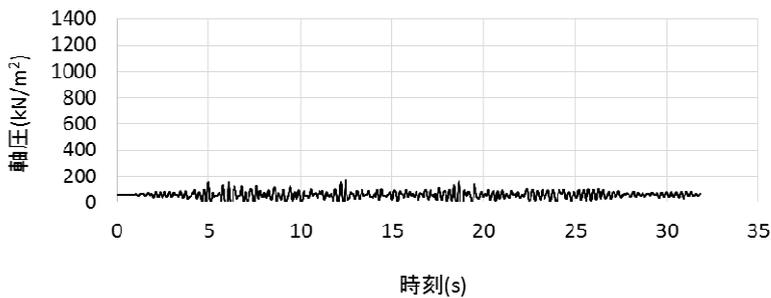
1F 床以深(T.M.S.L.12.3m~)



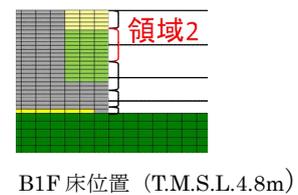
(NS 方向基本モデル)



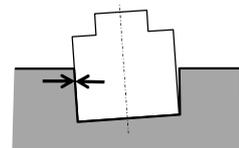
B1F 床位置 (T.M.S.L.4.8m)



(NS 方向地盤精緻モデル)

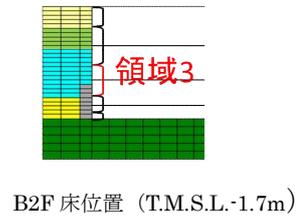
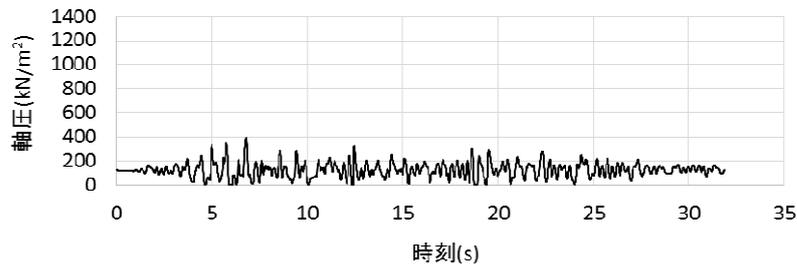


B1F 床位置 (T.M.S.L.4.8m)

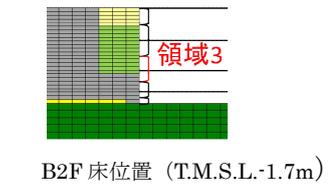
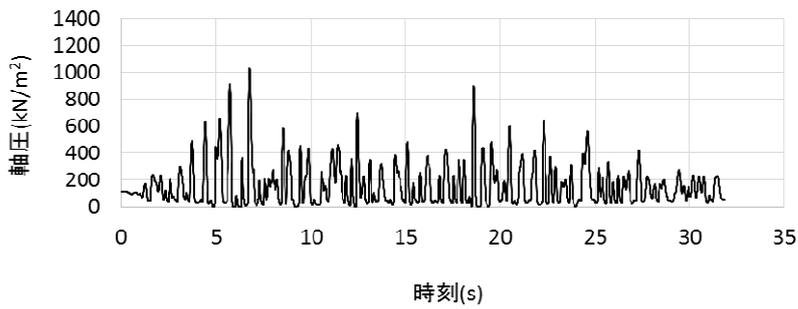


軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

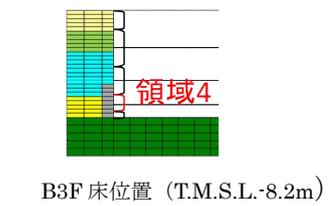
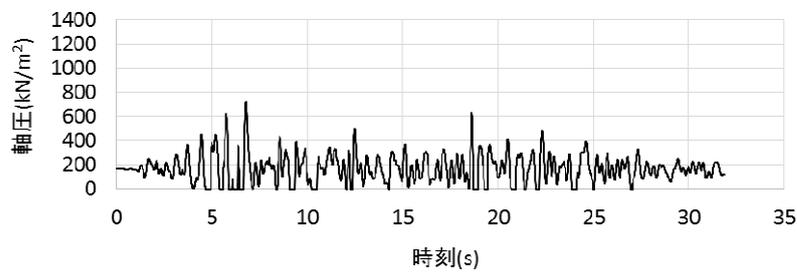
図 5.5.1 軸ばねの軸圧の時刻歴 (NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 南側 1/2)



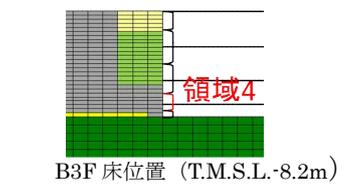
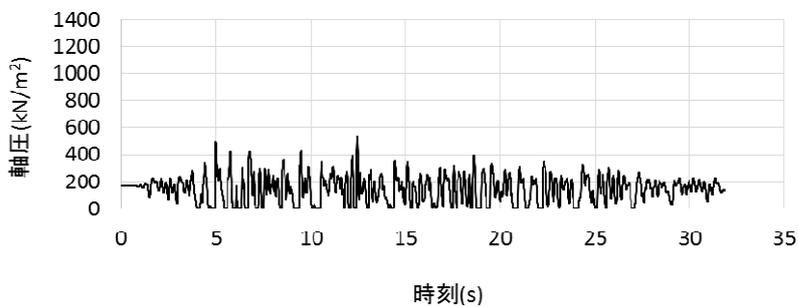
(NS 方向基本モデル)



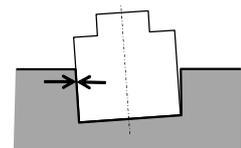
(NS 方向地盤精緻モデル)



(NS 方向基本モデル)

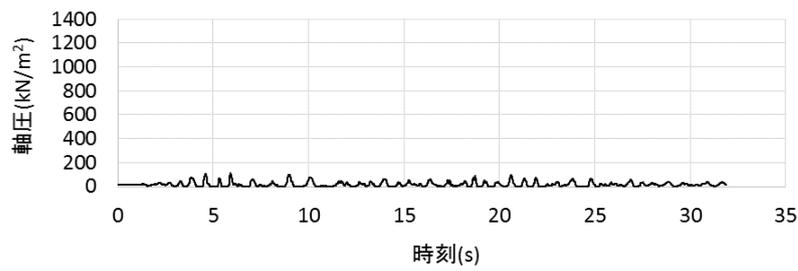


(NS 方向地盤精緻モデル)

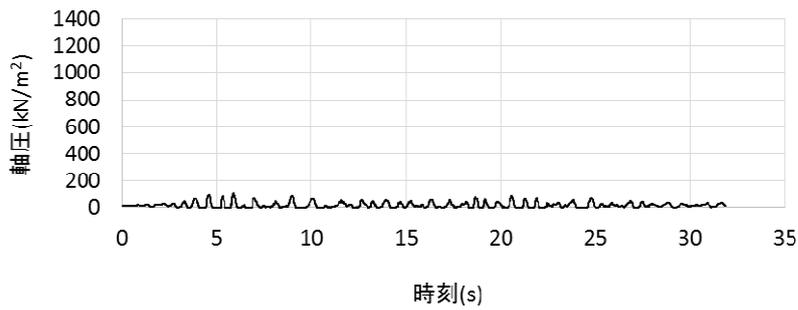
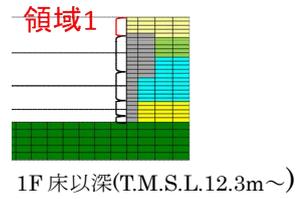


軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

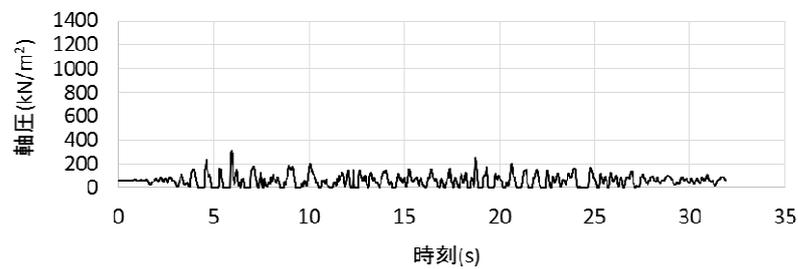
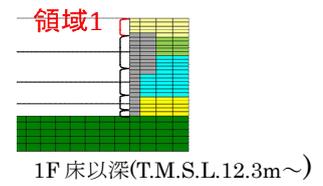
図 5.5.2 軸ばねの軸圧の時刻歴 (NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 南側 2/2)



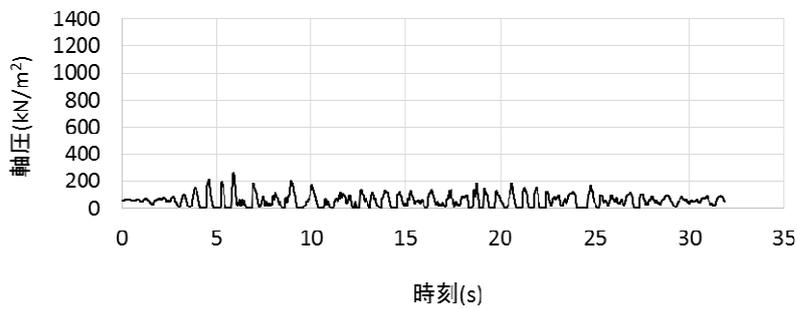
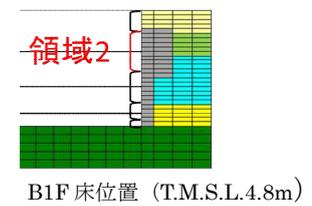
(NS 方向基本モデル)



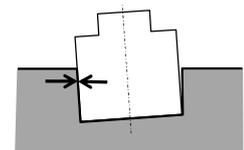
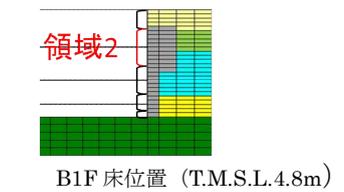
(NS 方向地盤精緻モデル)



(NS 方向基本モデル)

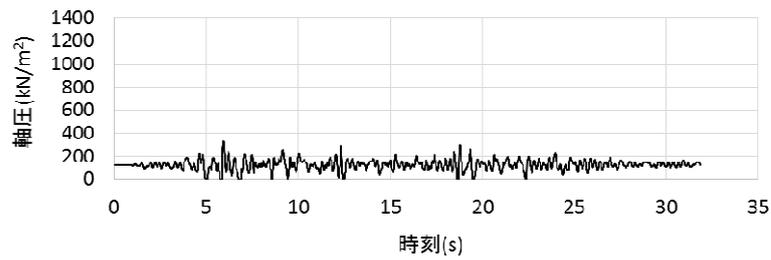


(NS 方向地盤精緻モデル)

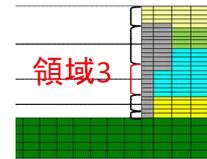


軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

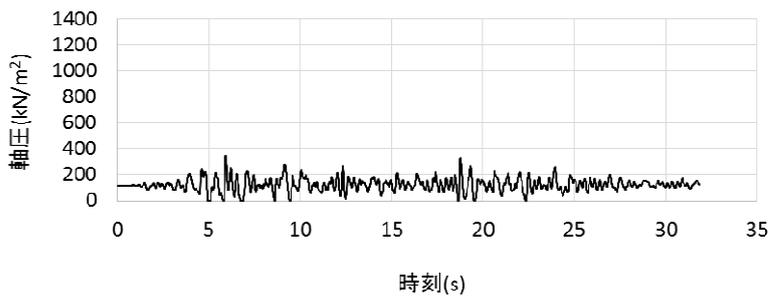
図 5.5.3 軸ばねの軸圧の時刻歴 (NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 北側 1/2)



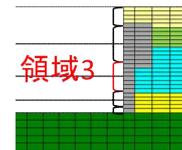
(NS 方向基本モデル)



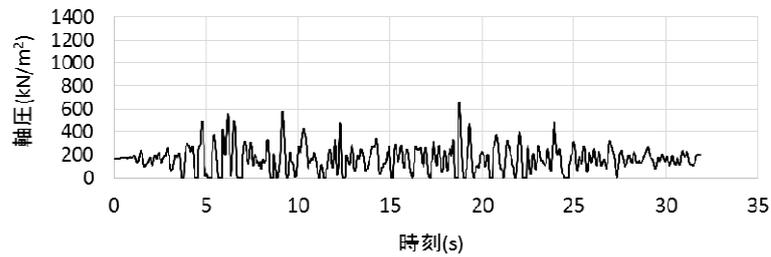
B2F 床位置 (T.M.S.L.-1.7m)



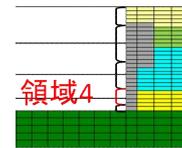
(NS 方向地盤精緻モデル)



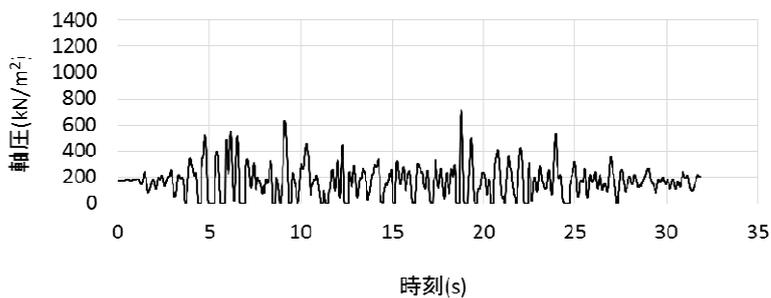
B2F 床位置 (T.M.S.L.-1.7m)



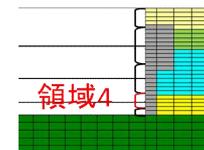
(NS 方向基本モデル)



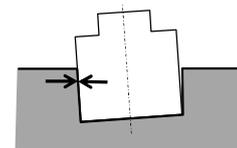
B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)



(NS 方向地盤精緻モデル)

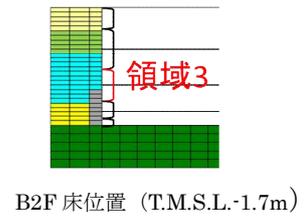
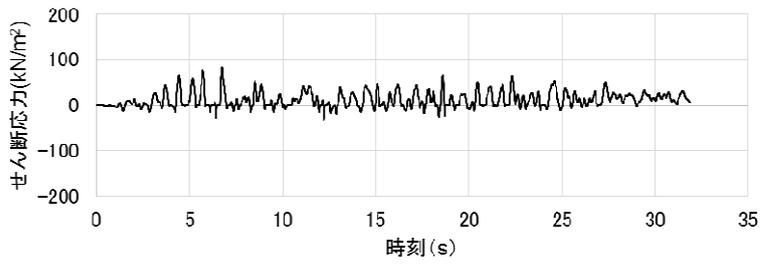


B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)

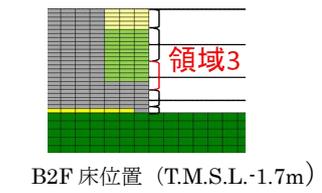
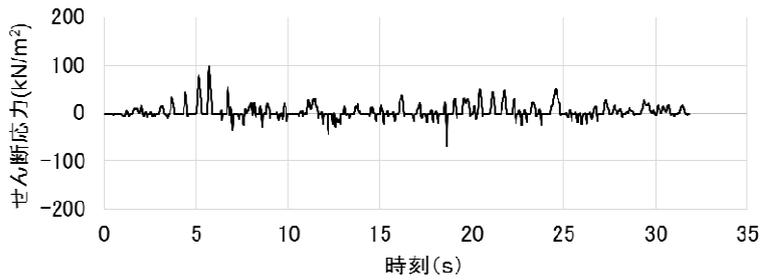


軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

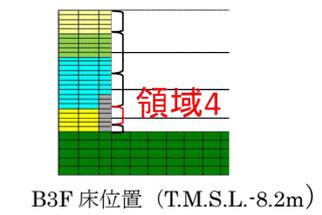
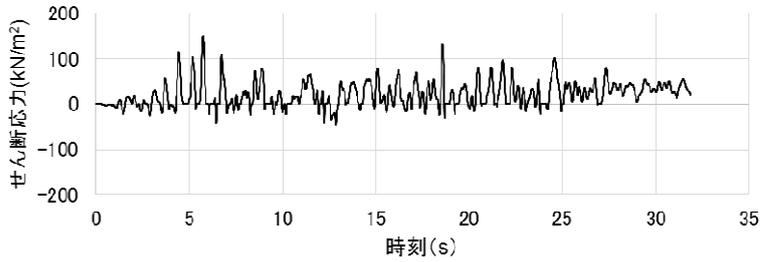
図 5.5.4 軸ばねの軸圧の時刻歴 (NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 北側 2/2)



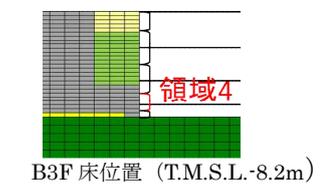
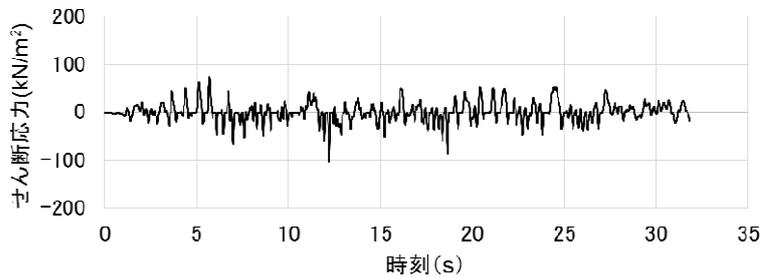
(NS 方向基本モデル)



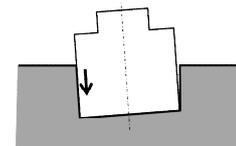
(NS 方向地盤精緻モデル)



(NS 方向基本モデル)

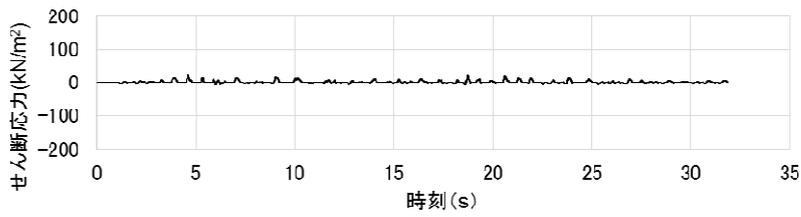


(NS 方向地盤精緻モデル)

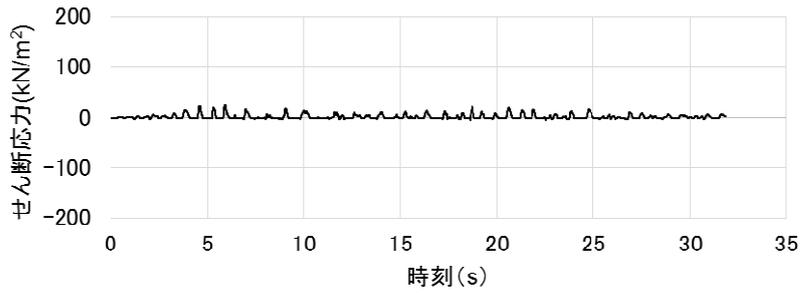
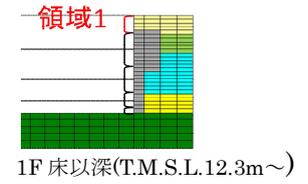


せん断応力は、地盤に沈み込んだ時に生ずる力の方向を正とする

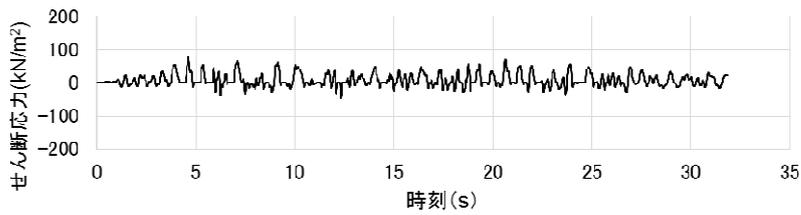
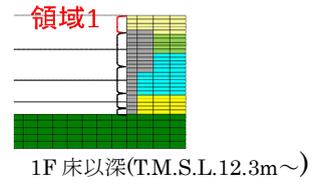
図 5.5.5 せん断ばねのせん断応力の時刻歴  
(NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 南側)



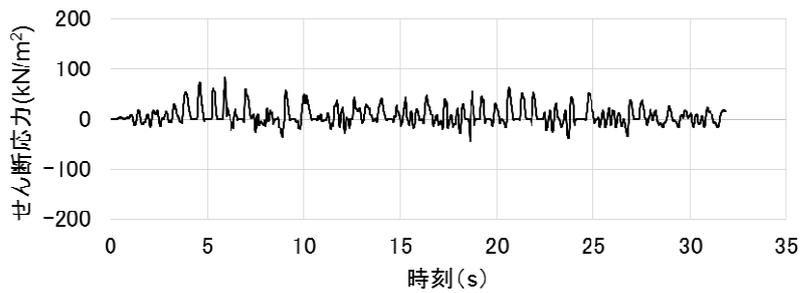
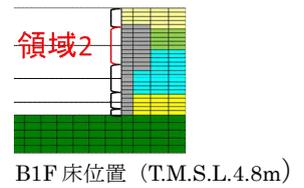
(NS 方向基本モデル)



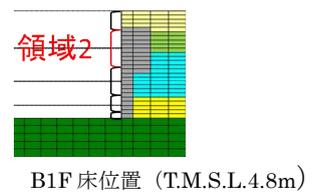
(NS 方向地盤精緻モデル)



(NS 方向基本モデル)

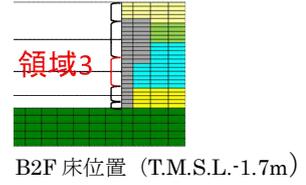
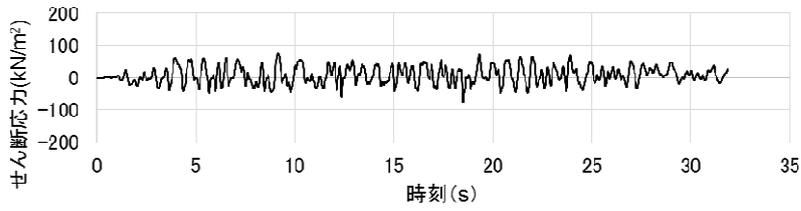


(NS 方向地盤精緻モデル)

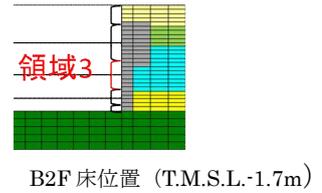
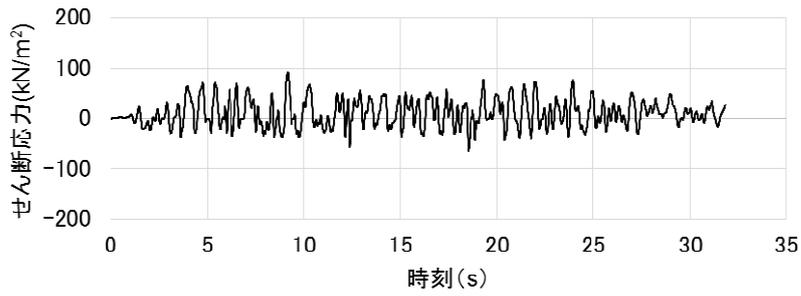


せん断応力は、地盤に沈み込んだ時に生ずる力の方向を正とする

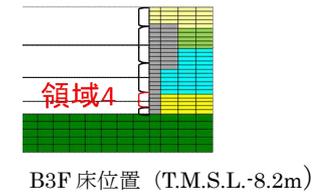
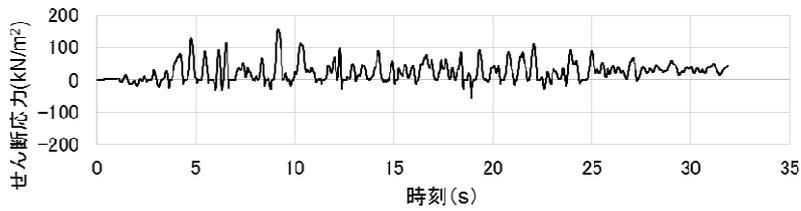
図 5.5.6 せん断ばねのせん断応力の時刻歴  
(NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 北側 1/2)



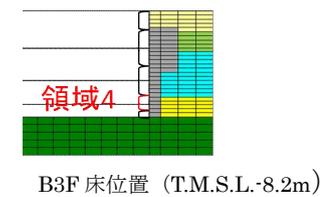
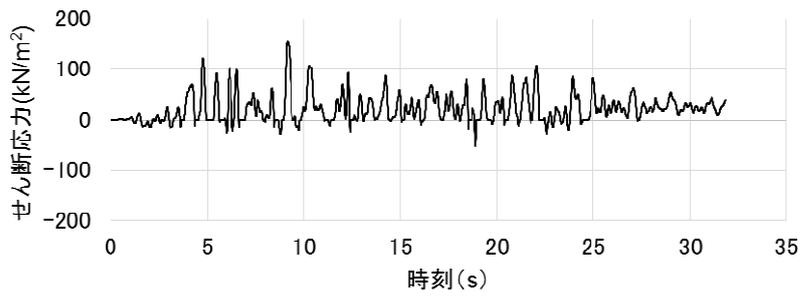
(NS 方向基本モデル)



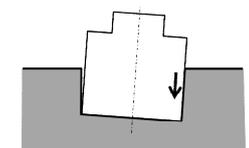
(NS 方向地盤精緻モデル)



(NS 方向基本モデル)



(NS 方向地盤精緻モデル)



せん断応力は、地盤に沈み込んだ時に生ずる力の方向を正とする

図 5.5.7 せん断ばねのせん断応力の時刻歴  
(NS 方向 基本モデル, 地盤精緻モデル 北側 2/2)

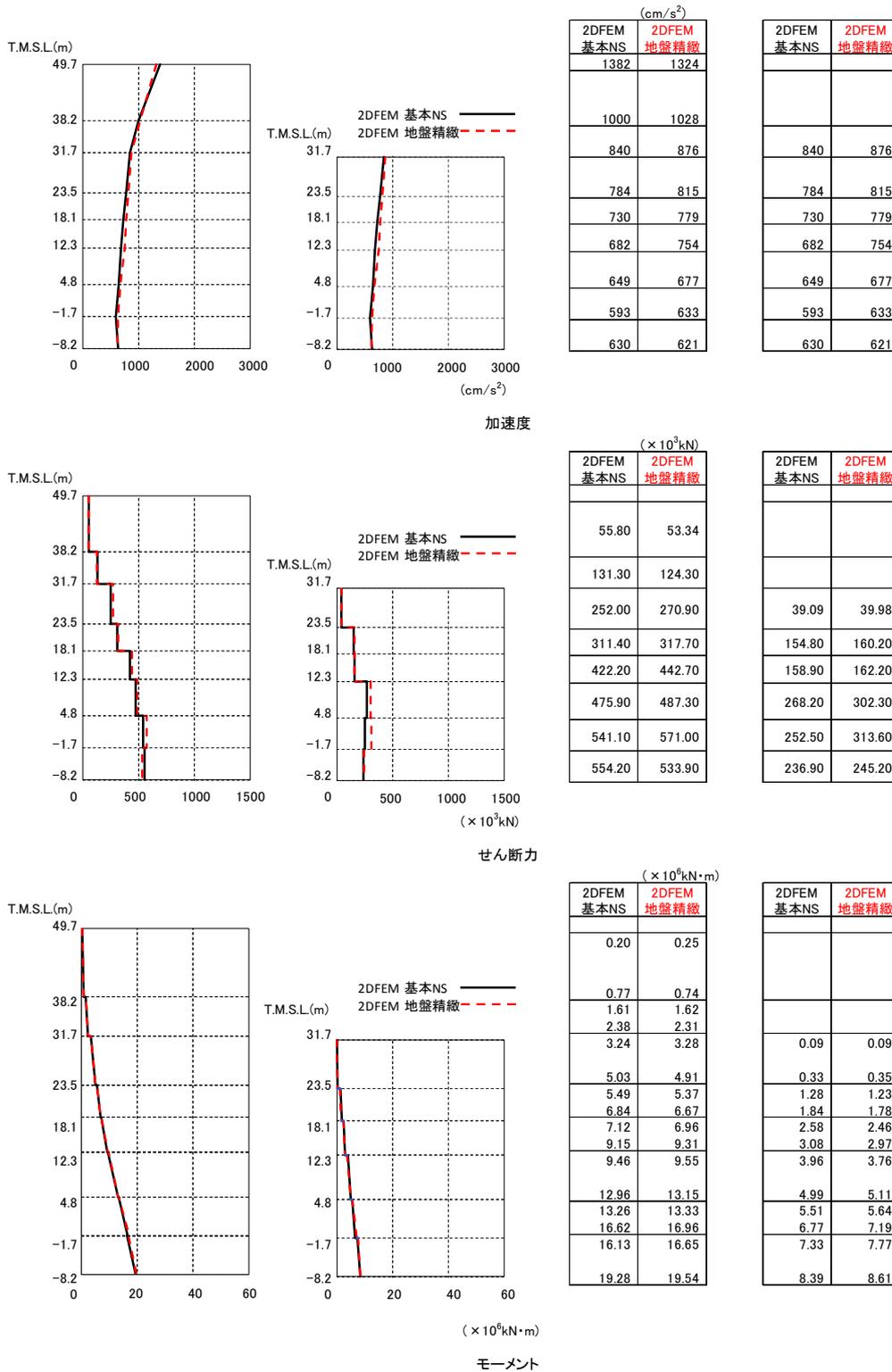


図 5.5.8 建屋の最大応答分布の比較 (基本モデルと地盤精緻化モデル,NS 方向)

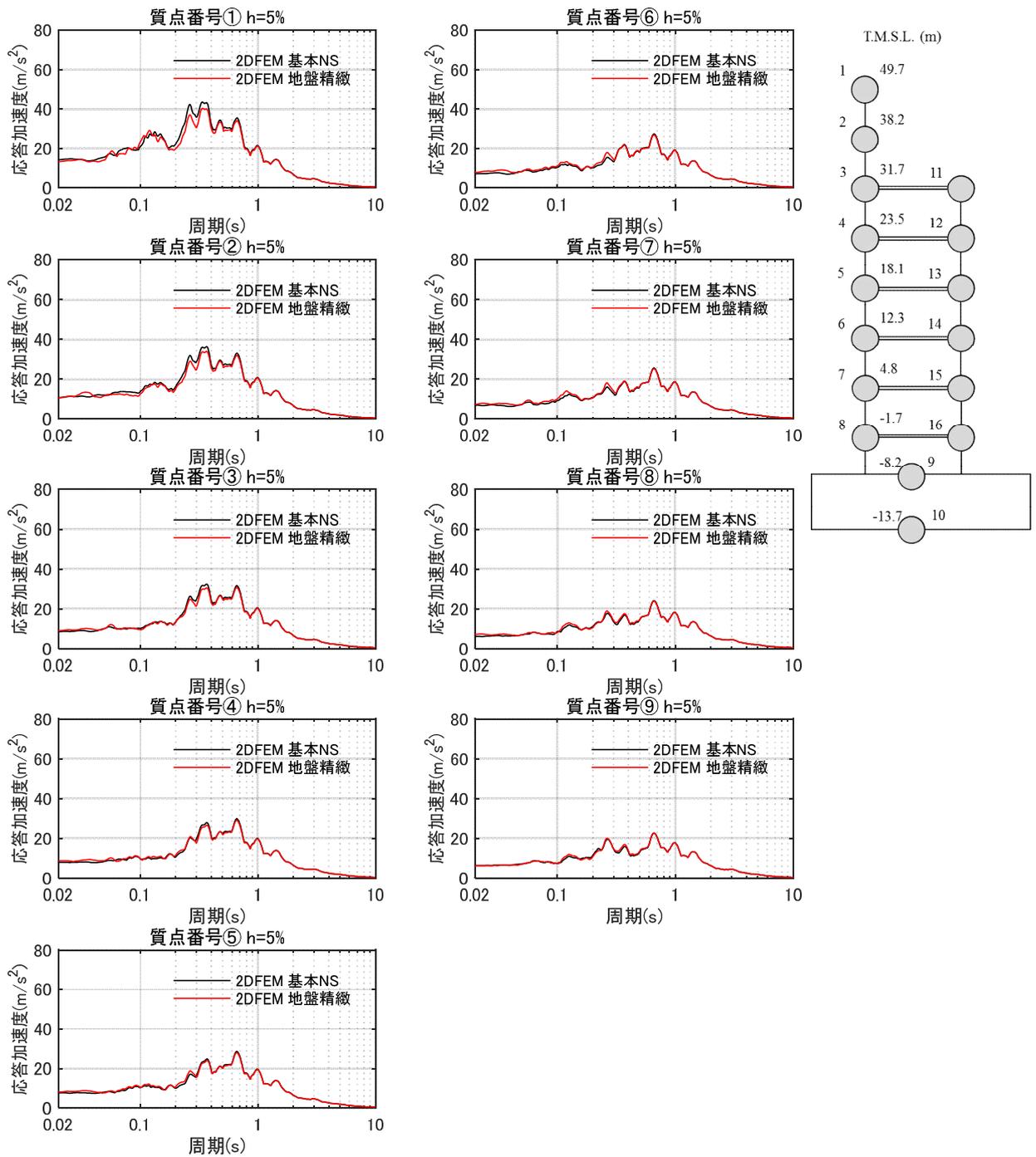


図 5.5.9 床応答スペクトルの比較（基本モデルと地盤精緻モデル）（NS 方向） $h=5\%$

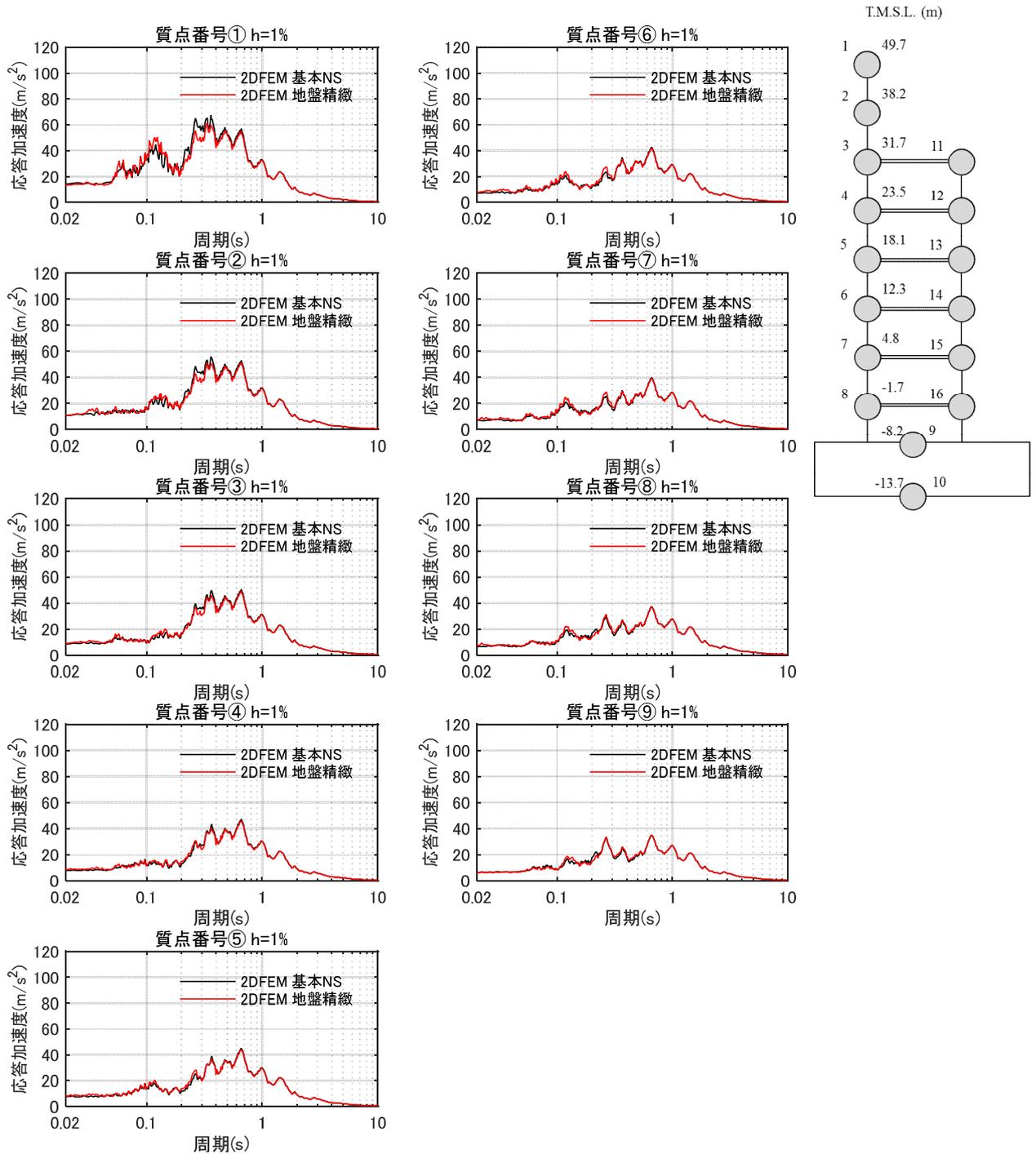


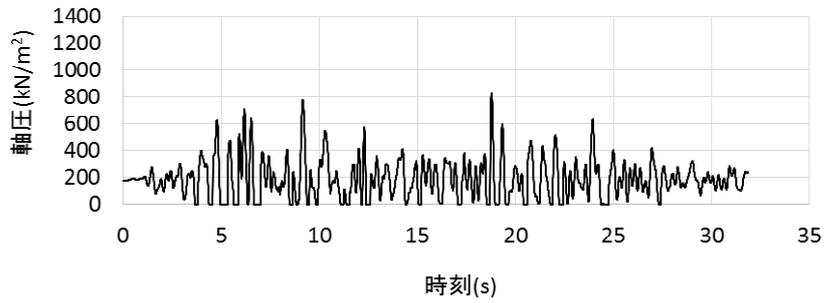
図 5.5.10 床応答スペクトルの比較 (基本モデルと地盤精緻モデル) (NS 方向)  $h=1\%$

## (2) タービン建屋連成モデルと基本モデルの比較 (EW 方向)

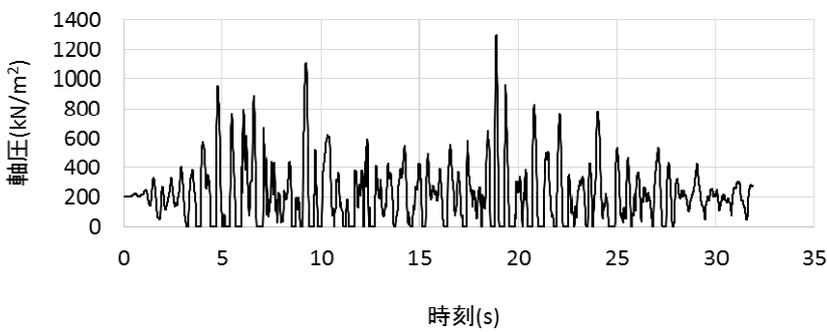
図 5.5.11～図 5.5.16 に各領域における単位面積当たりの軸圧，せん断応力の地時刻歴応答について両モデルで比較して示す。図 5.5.17 に建屋の最大応答分布の比較を示す。また，図 5.5.18～19 に床応答スペクトルを比較して示す。これらの結果から以下が明らかである。

- ・ 軸圧については，東側は両モデルで同等であるが，西側は T/B 連成モデルのほうが若干大きくなっている。
- ・ せん断応力についても，軸圧と同様な傾向であり，東面は両モデルで同等であるが，西側は T/B 連成モデルのほうが若干大きい。
- ・ 建屋の最大応答は基本モデルと同等であり，建屋応答に及ぼす隣接建屋の影響は小さい。
- ・ 床応答スペクトルは，基本モデルと大きな差異は認められない。

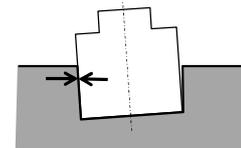
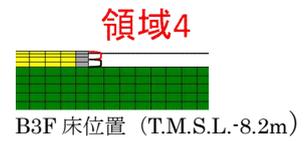
以上より，地盤を精緻化した場合でも，建屋の拘束効果は得られること，建屋応答は基本モデルと整合的であることを確認した。



(EW 方向基本モデル)



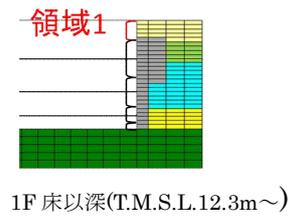
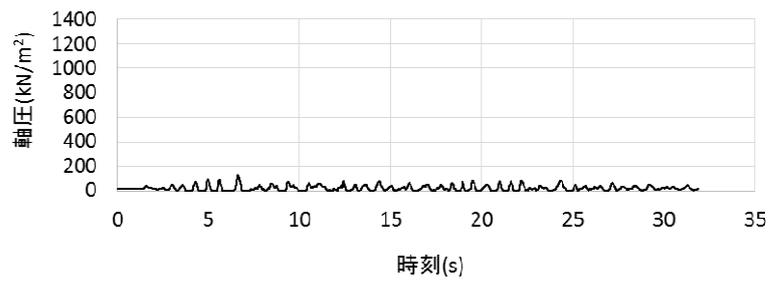
(EW 方向 T/B 連成モデル)



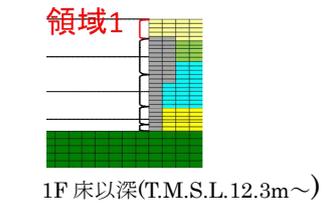
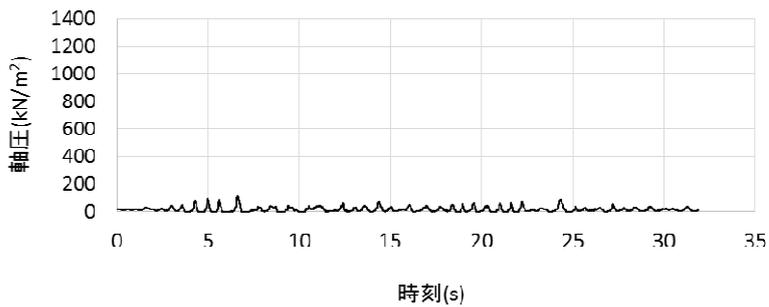
軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

※T/B 連成モデルの西側には領域 1～3 に相当する壁面がないため領域 4 のみの作図となっている。

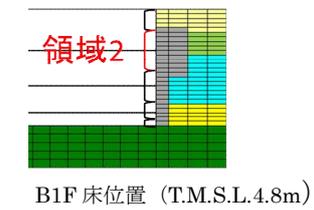
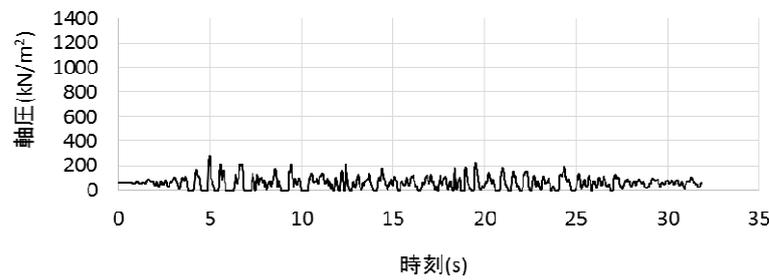
図 5.5.11 軸ばねの軸圧の時刻歴  
(EW 方向基本モデル, T/B 連成モデル 西側)



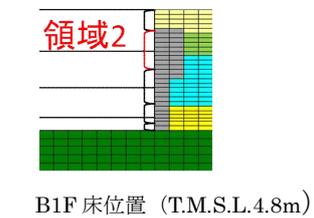
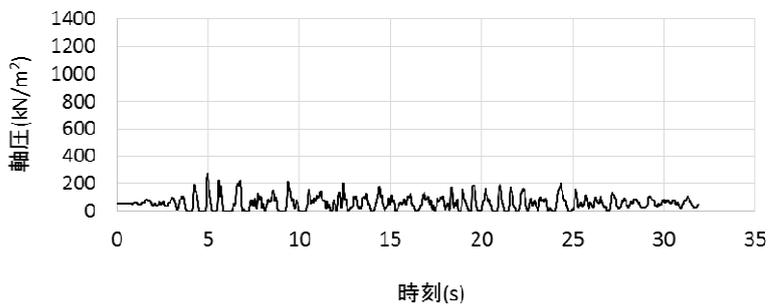
(EW 方向基本モデル)



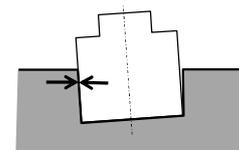
(EW 方向 T/B 連成モデル)



(EW 方向基本モデル)

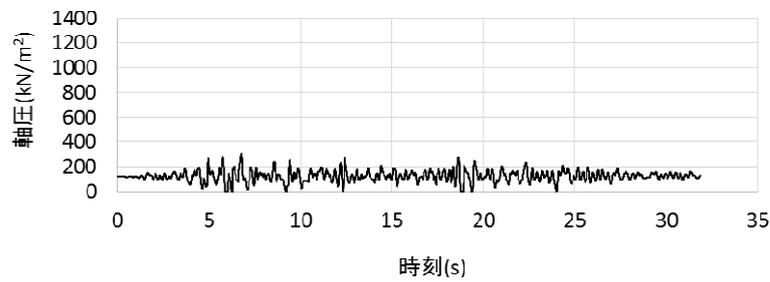


(EW 方向 T/B 連成モデル)

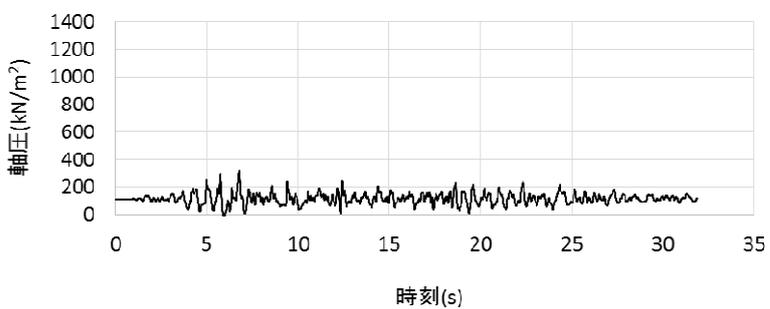
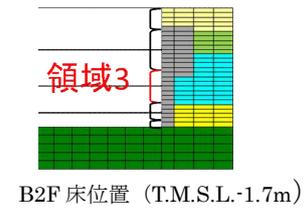


軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

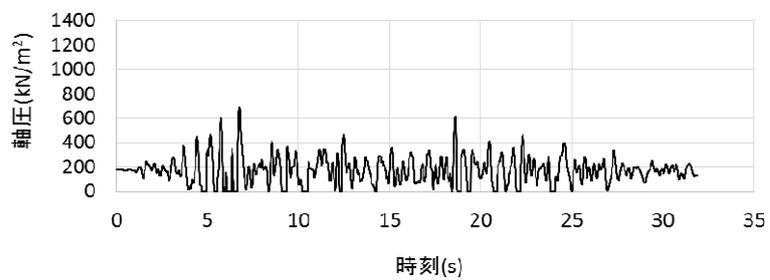
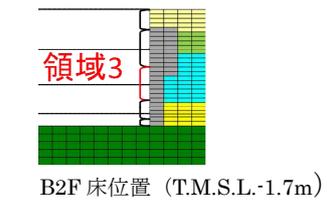
図 5.5.12 軸ばねの軸圧の時刻歴  
(EW方向基本モデル, T/B 連成モデル 東側 1/2)



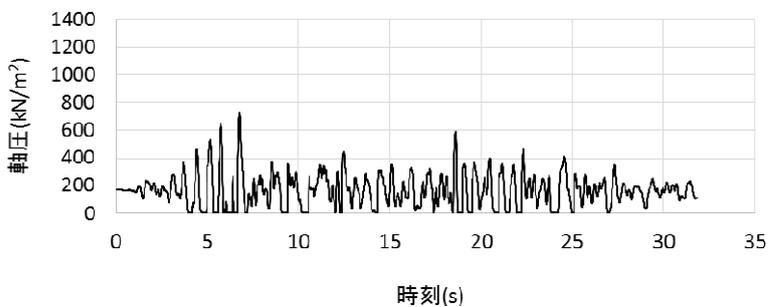
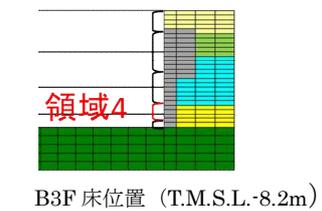
(EW 方向基本モデル)



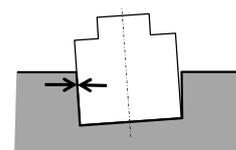
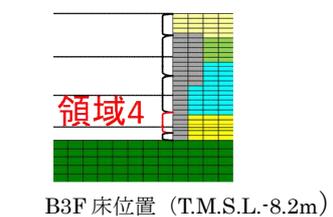
(EW 方向 T/B 連成モデル)



(EW 方向基本モデル)

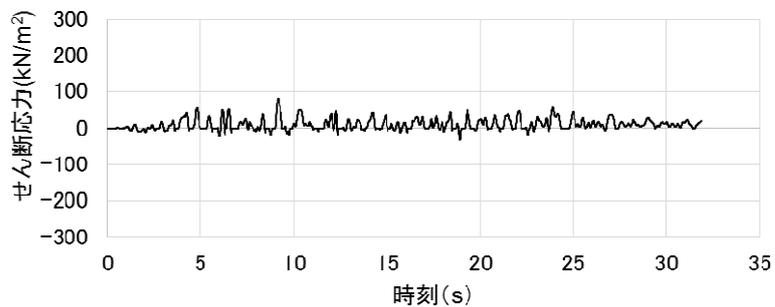


(EW 方向 T/B 連成モデル)

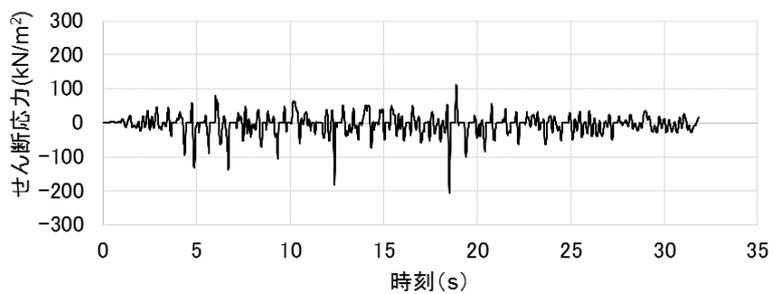
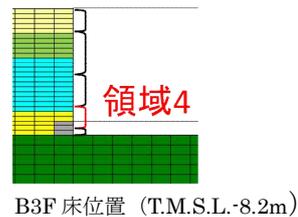


軸圧は、地盤を圧縮する方向を正とする

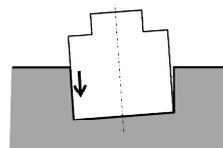
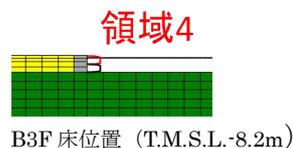
図 5.5.13 軸ばねの軸圧の時刻歴  
(EW方向基本モデル, T/B 連成モデル 東側 2/2)



(EW 方向基本モデル)



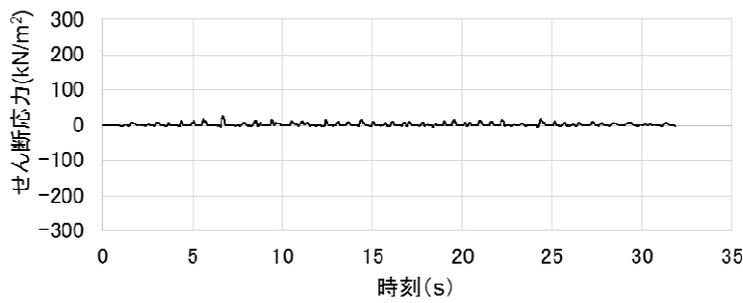
(EW 方向 T/B 連成モデル)



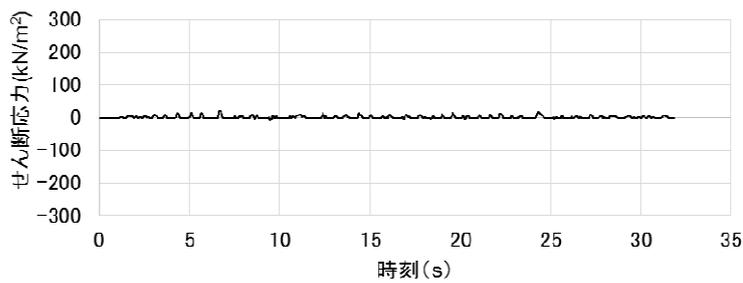
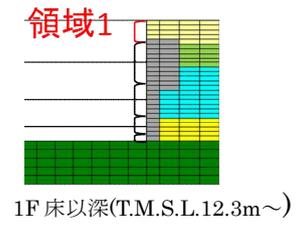
せん断応力は、地盤に沈み込んだ時に生ずる力の方向を正とする

※T/B 連成モデルの西側には領域 1~3 に相当する壁面がないため領域 4 のみの作図となっている。

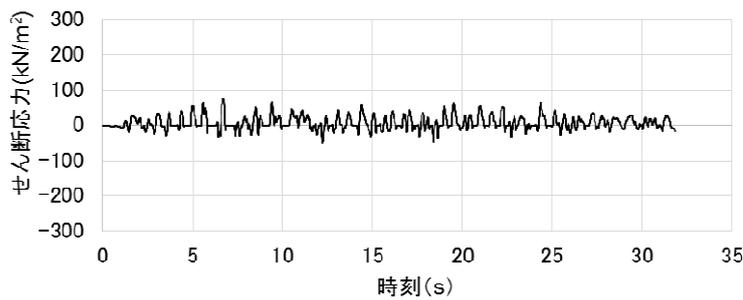
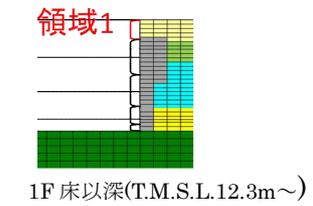
図 5.5.14 せん断ばねのせん断応力の時刻歴  
(EW 方向基本モデル, T/B 連成モデル 西側)



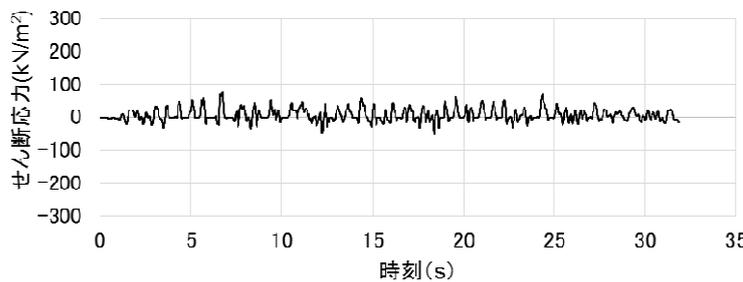
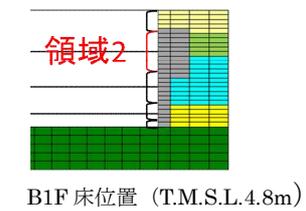
(EW 方向基本モデル)



(EW 方向 T/B 連成モデル)



(EW 方向基本モデル)



(EW 方向 T/B 連成モデル)

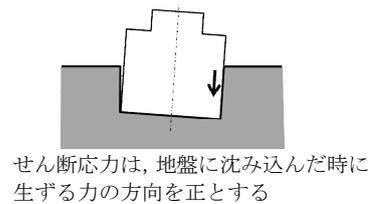
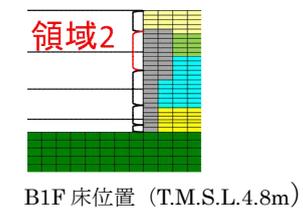
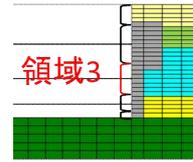
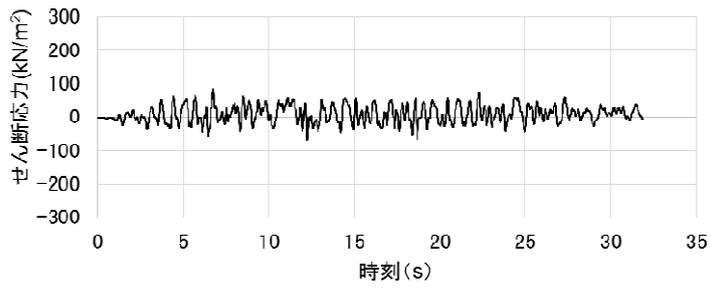
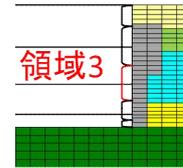
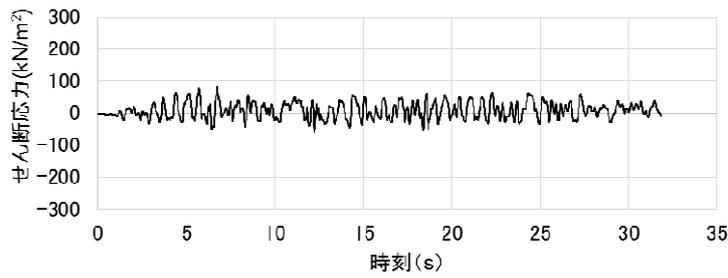


図 5.5.15 せん断ばねのせん断応力の時刻歴  
(EW方向基本モデル, T/B 連成モデル 東側 1/2)



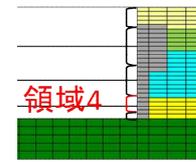
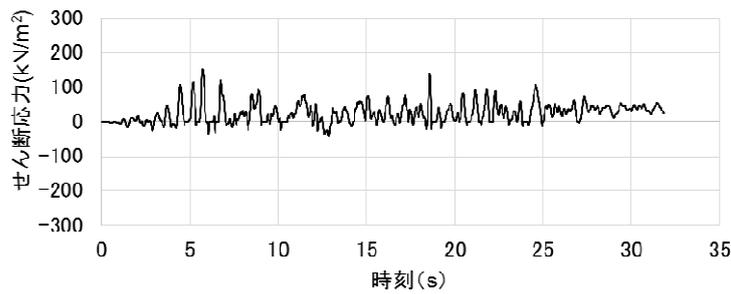
B2F 床位置 (T.M.S.L.-1.7m)

(EW 方向基本モデル)



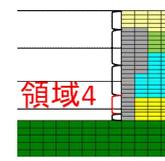
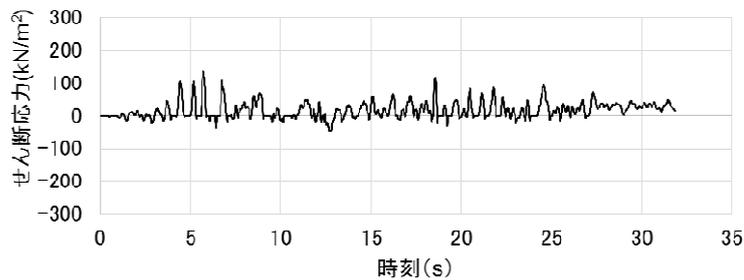
B2F 床位置 (T.M.S.L.-1.7m)

(EW 方向 T/B 連成モデル)



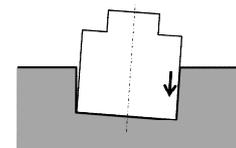
B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)

(EW 方向基本モデル)



B3F 床位置 (T.M.S.L.-8.2m)

(EW 方向 T/B 連成モデル)



せん断応力は、地盤に沈み込んだ時に生ずる力の方向を正とする

図 5.5.16 せん断ばねのせん断応力の時刻歴  
(EW方向基本モデル, T/B 連成モデル 東側 2/2)

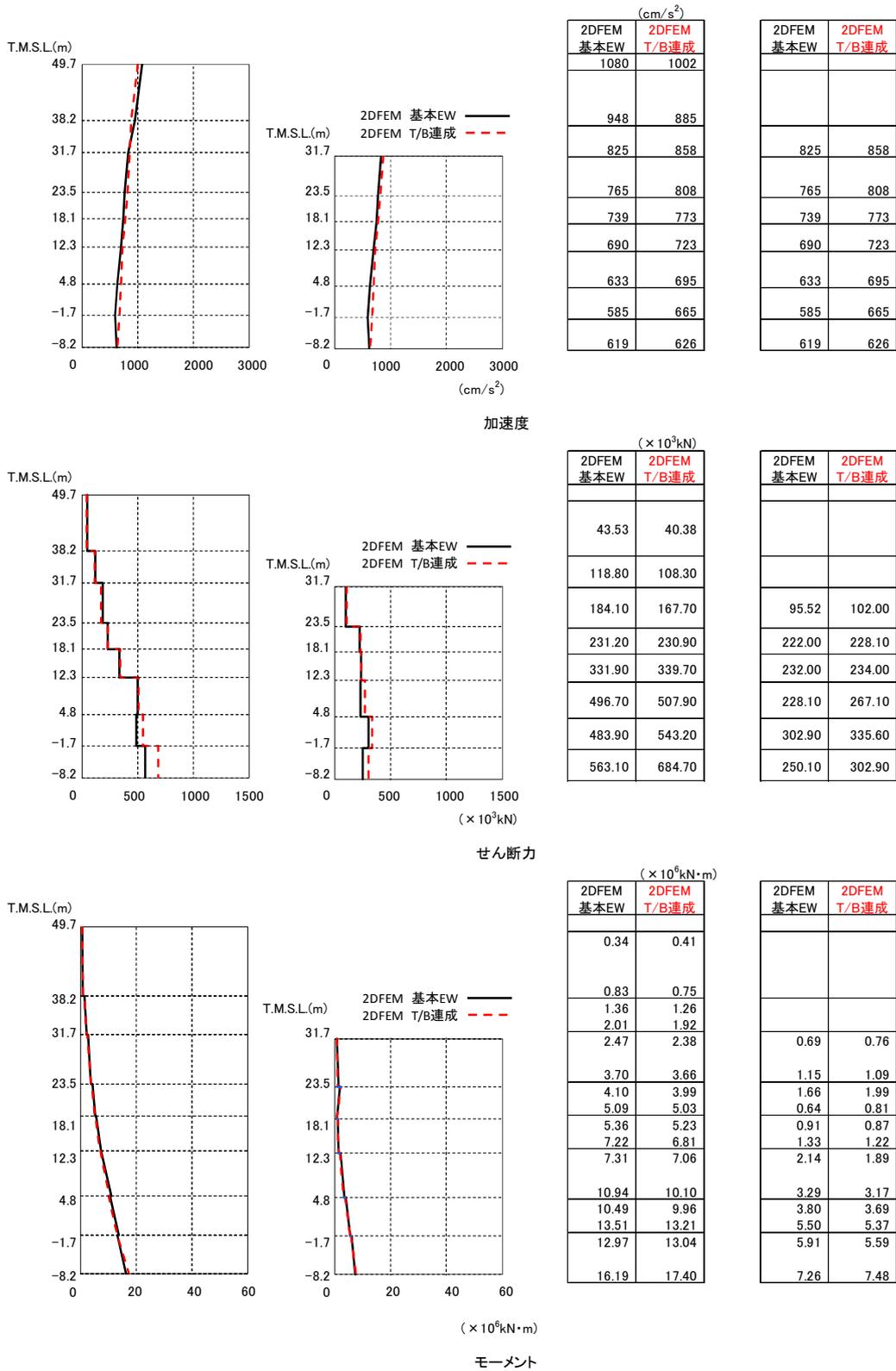


図 5.5.17 建屋の最大応答分布の比較 (基本モデルと T/B 連成モデル,EW 方向)

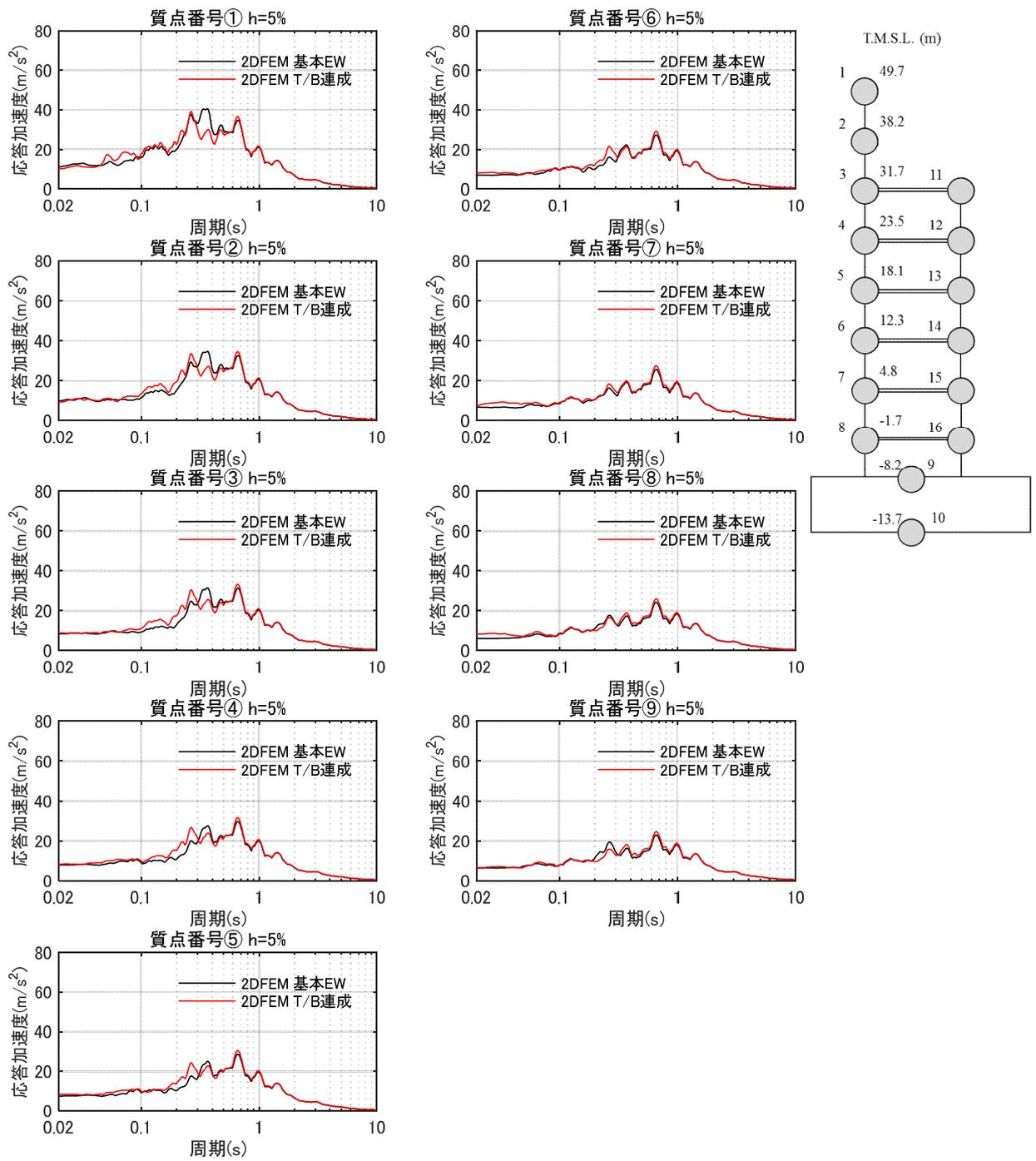


図 5.5.18 床応答スペクトルの比較 (基本モデルと T/B 連成モデル) (EW 方向)  $h=5\%$

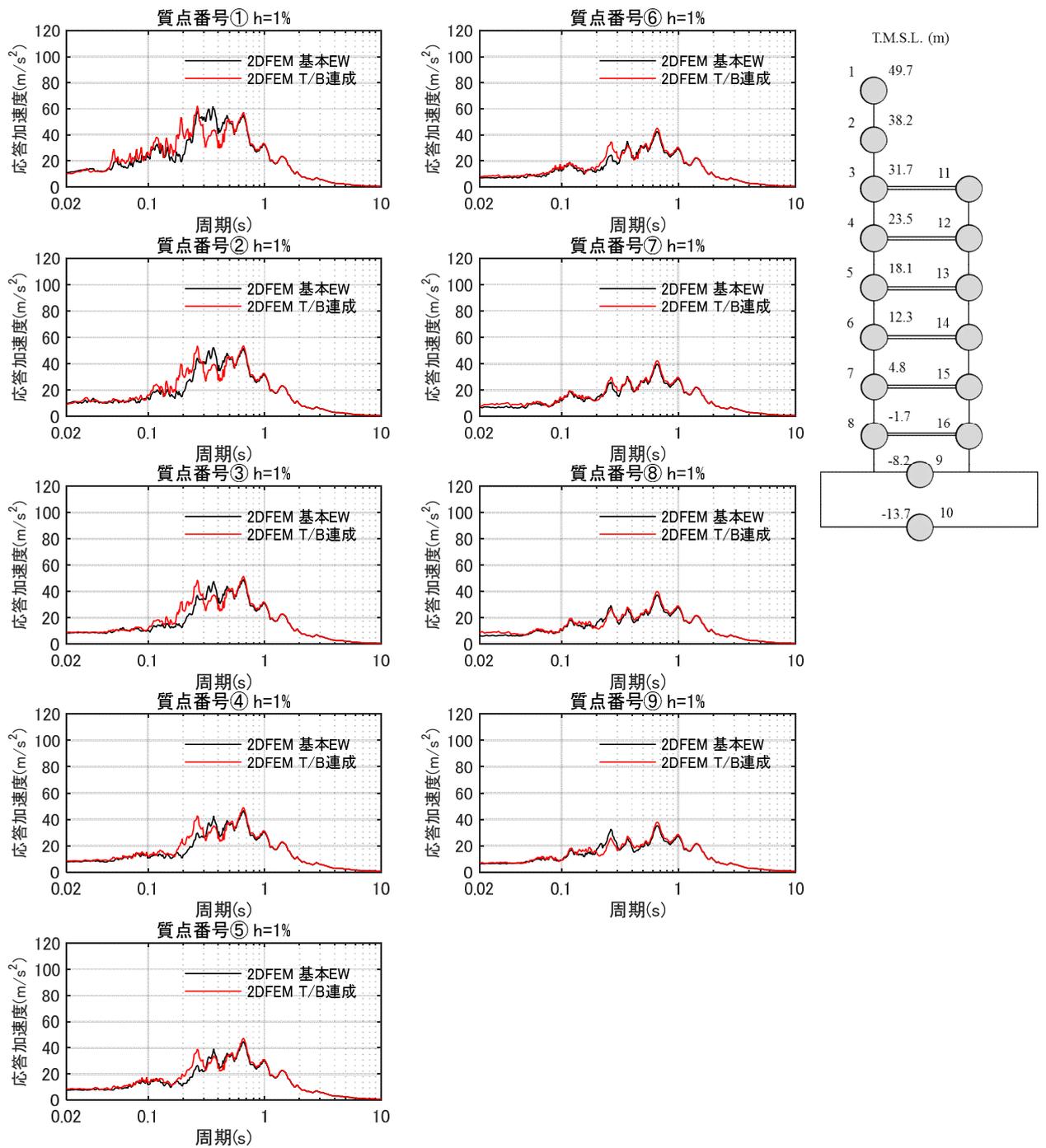


図 5.5.19 床応答スペクトルの比較 (基本モデルと T/B 連成モデル) (EW 方向)  $h=1\%$

## 5.6 まとめ

地盤を精緻化したモデル及び隣接するタービン建屋を考慮したモデルについて検討した結果、基本モデルと同様に側面地盤による建屋の拘束効果がみられ、また、建屋応答は基本モデルの場合と整合的であり、詳細な周辺地盤の影響や隣接建屋の影響は小さいことが確認された。

なお、地盤を精緻化したモデルにおいて埋土と接しているマンメイドロックの健全性を確認するために、添付資料4にマンメイドロックの最大応答値を示す。この結果から、マンメイドロック部で局所的な損傷は生じることはないと判断している。

## 6. 全体まとめ

### 1) 各論点のまとめ

#### 【論点①】 建屋側面に防水層が存在する場合に防水層と地盤間で摩擦力が伝達可能か

建屋地下外壁（防水層付き）と西山モルタルが接する部分について、実機の材料を模擬した試験体により摩擦試験を実施した。この結果、防水層があっても土圧が圧縮方向に外壁に作用する場合には摩擦力を見込めることが分かった。また、試験結果から摩擦力として静止摩擦と動摩擦が観測され、それらは垂直圧に概ね比例する結果（摩擦係数が一定）が得られた。

試験結果から、論点②、③の検討で用いる解析モデルのうち、せん断ばねの特性（動摩擦力とせん断剛性）を設定した。

#### 【論点②】 地震時の側面地盤の剥離や土圧変動を考慮しても建屋拘束効果が得られ、埋め込み SR モデルへ回転ばねを適用することが妥当か

建屋地下外壁と側面地盤の間の剥離や摩擦すべりを考慮した 2 次元 FEM モデルを用いて非線形地震応答解析を行った。この結果、側面地盤-建屋間に生じる土圧変動及び剥離が生じる場合でも、地震継続中の大半の時間において、地下外壁には土圧及びせん断応力が作用する結果が示されたことから、地震時において建屋～地盤間の力の伝達が生じることがわかった。更に、側面地盤反力の観点より 2 次元 FEM の側面地盤反力と埋め込み SR モデルによる側面地盤反力について分析した結果、両者は共に建屋を相応に拘束する結果を与えていることが確認できた。これらのことより、地震時の側面地盤の剥離や土圧変動を考慮しても、側面地盤による建屋の拘束効果は期待できることがわかった。

また、2 次元 FEM モデルによる地震応答解析結果と埋め込み SR モデルによる建屋応答を比較すると、両モデルの建屋応答は整合的であり、埋め込み SR モデルに側面回転ばねを適用することは妥当であると考えられる。

#### 【論点③】 隣接建屋や建屋周辺の詳細な地盤状況が側面回転ばねの適用性に影響しないか

論点②の検討で用いた 2 次元 FEM モデルに、隣接するタービン建屋及び詳細な地盤状況を反映したモデルを作成し非線形地震応答解析を行い、論点②の解析結果と比較した。その結果、詳細な地盤状況を考慮しても建屋の拘束効果が得られること、建屋の応答に大きな差異は認められず、詳細な地盤状況が建屋応答に及ぼす影響は小さいことが分かった。

## 2) 総括

埋め込み SR モデルに使用する側面回転ばねの妥当性について、地下外壁（防水層付き）と側面地盤（マンメイドロック）の間の摩擦試験、及び、詳細な 2 次元 FEM モデルによる地震応答解析により検討した結果、埋め込み SR モデルに側面回転ばねを用いることは妥当であると考えられる。

なお、今回の検討は 6 号炉原子炉建屋を代表とした検討であるが、7 号炉原子炉建屋においても以下の理由により、埋め込み SR モデルに側面回転ばねを用いることは妥当であると考えられる。

- ・ EW 方向の断面については、6 号炉と 7 号炉に配置計画上の大きな差異は無いこと。
  - ・ 論点②の検討での結果が示すように、埋め込み SR モデルの解析結果は概ね保守的な傾向を示していることから、6 号炉と同様の結果が推定できること。
  - ・ NS 方向の断面については、6 号炉と 7 号炉において配置計画上の差異はあるものの、論点③に対する検討において、隣接建屋や詳細な地盤状況を反映したモデルによる解析結果と論点②の解析結果との差異がほとんど見られないこと。
- なお、本編 5 章「論点③に関する検討」で述べたように、建屋直下のマンメイドロックによる影響は軽微であることを確認している。

## 7. 参考文献

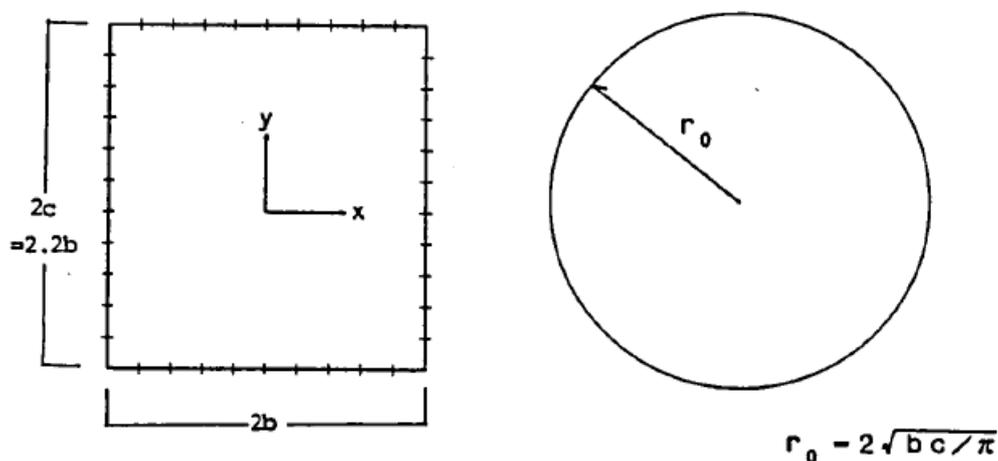
- ・ 社団法人日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術指針 (JEAG4601-1991 追補版), 1991 年
- ・ A. Yano, K.Hijikata, et al. : Seismic Design Model of Embedded Structures, 9<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering (9WCEE), 1988
- ・ K. Hijikata, Uchiyama, et al. : Dynamic soil stiffness of embedded reactor buildings, 9<sup>th</sup> Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT), 1987
- ・ 社団法人日本電気協会：建屋埋込み効果の評価法の標準化に関する調査報告書, 昭和 62 年 6 月
- ・ 財団法人原子力発電技術機構：耐震安全解析コード改良試験 原子炉建屋の埋込み震動効果試験 実地盤上試験に関する報告書, 平成 7 年 3 月
- ・ 矢野, 土方他：埋込みを考慮した原子炉建屋の地震応答解析法 (その 1～その 4), 日本建築学会学術講演梗概集, 昭和 62 年 10 月
- ・ 矢野, 中沢他：埋め土・浮き上り非線形に着目した地盤建屋模型の振動台実験とその解析 (その 1～その 4), 日本建築学会学術講演梗概集, 昭和 59 年 10 月
- ・ 鈴木, 内藤他：埋め込みを有する構造物の非線形応答に関する実験とその解析, 日本建築学会構造系論文報告集 第 438 号, 1992 年 8 月
- ・ 古山田他：「大地震入力に対する埋込み構造物の非線形挙動に関する研究 (その 1～その 5)」, 日本建築学会学術講演梗概集, 2008 年 9 月
- ・ 井原他：「大地震入力に対する埋込み構造物の非線形挙動に関する研究 (その 5)」, 日本建築学会学術講演梗概集, 2008 年 9 月
- ・ 今村他：「浮上りを考慮した構造物の大地震入力時非線形挙動に関する研究 (その 2)」, 日本建築学会学術講演梗概集, 2013 年 8 月
- ・ 内山他：「3次元 FEM を用いた建屋－地盤の基礎浮き上がり評価法の高度化に関する研究 (その 4)」, 日本建築学会学術講演梗概集, 2004 年 8 月
- ・ 滝田, 成川他：埋込まれた矩形建物の側面地盤ばねの検討, 日本建築学会学術講演梗概集, 1995 年 8 月

## 添付資料 1. NOVAK ばねの円形仮定の妥当性 (辺長比) について

NOVAK のばねは、円形を仮定している。一方、ここでの検討対象の原子炉建屋は矩形の平面形状をしている。ここでは、円形仮定の妥当性について既往の文献を調査する。

### (1) 「標準化報告書」での内容

NOVAK の側面ばねは建屋の平面形が円形として導かれたものであるのに対し、一般に建屋は矩形のものが多いことから、「標準化報告書」では、平面形が矩形の建屋への適用性について検討を実施している。具体的には、矩形平面に関する地盤ばねを二次元境界要素法 (BEM) で計算し、このばねの値と面積が等価な円半径 (等価円半径) を用いた地盤ばねの値とを比較・検討している。



添図 1.1 矩形平面と等価円半径

「標準化報告書」における、正方形平面の場合と等価円の場合を比較して添図 1.2 に示す。この結果より、正方形平面の地盤ばねの虚部が等価円の場合の虚部より若干大きくなる傾向にあるが、正方形平面の地盤ばねを、等価円半径を用いて NOVAK の方法により算定しても実用上問題ないものと考えられるとしている。

「標準化報告書」において、長辺と短辺が異なり正方形でない場合での等価円半径を用いた NOVAK の側面ばねの適用性について検討した結果を添図 1.3 に示す。この結果より長辺と短辺の比 (辺長比) が 1.1 程度の長方形平面であれば、等価円半径を用いて地盤ばねを算定しても実用上ほぼ問題ないものと考えられるとしている。

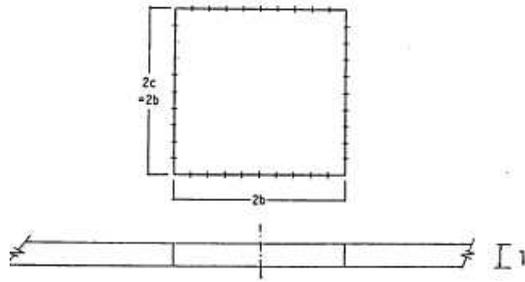


図 7.1 正方形平面のBEM解析モデル

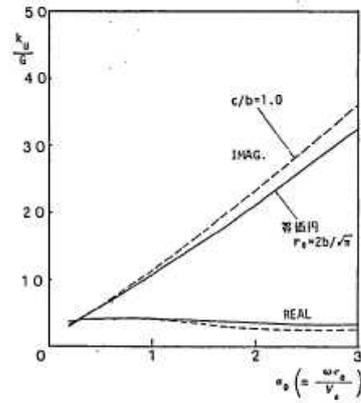


図 7.2 正方形平面と等価円の $K_u$

a. 解析対象 (BEM)

b. 解析結果

添図 1.2 正方形平面と等価円の比較 (「標準化報告書」に加筆)

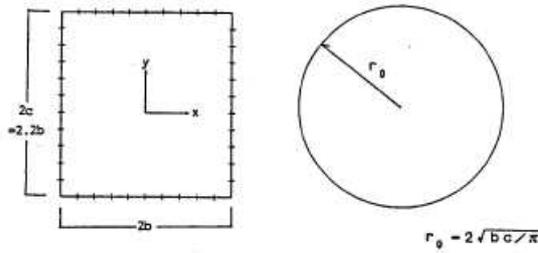


図 7.3  $c/b=1.1$  の長方形平面のBEM解析モデルと等価円半径 $r_0$

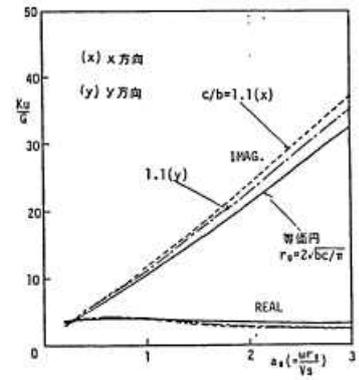


図 7.4  $c/b=1.1$  と等価円の $K_u$

a. 解析対象 (BEM と NOVAK)

b. 解析結果

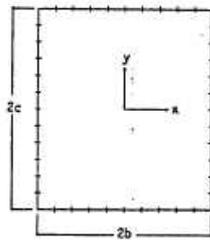


図 7.5 長方形平面のBEM解析モデル

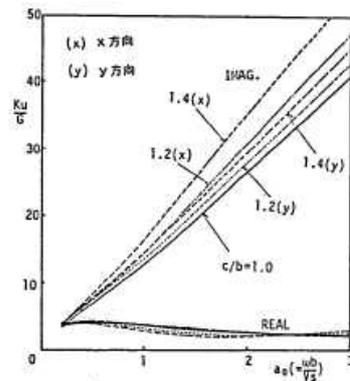


図 7.6 辺長比の違いによる $K_u$  の比較

a. 解析対象 (BEM と NOVAK)

b. 解析結果

添図 1.3 辺長比に関する検討事例 (辺長比 1.1 の場合) (「標準化報告書」に加筆)

(2) 既往文献での内容

滝田 博章ほか「埋込まれた矩形建物の側面地盤ばねの検討」(日本建築学会学術講演梗概集 1995年8月)では、主要周期帯が5Hz以下の建屋を設計する場合には、辺長比1.7程度まで等価円を用いてNovakの方法を用いてよいとしている。

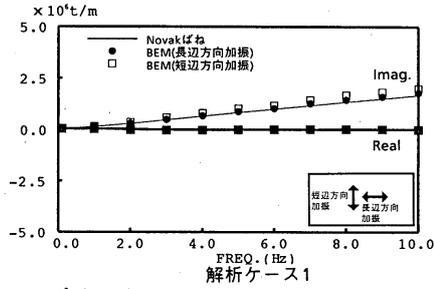


図-3 NovakとBEMの側面地盤ばねの比較 (辺長比1.3の場合)

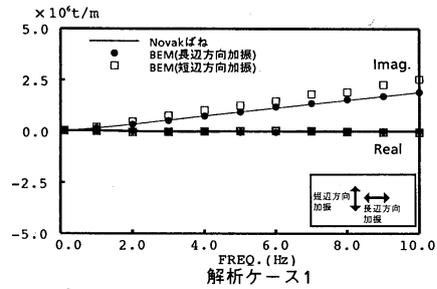
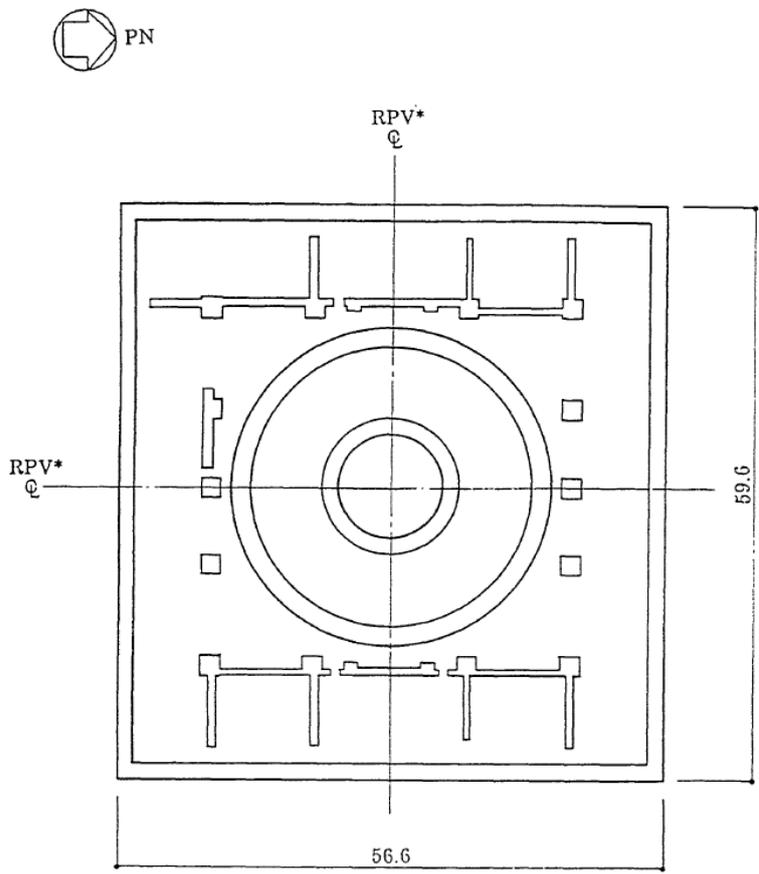


図-4 NovakとBEMの側面地盤ばねの比較 (辺長比1.7の場合)

添図 1.4 辺長比に関する検討事例 (辺長比 1.1 の場合) (滝田 博章ほか「埋込まれた矩形建物の側面地盤ばねの検討」(日本建築学会学術講演梗概集 1995年8月)より)

(3) 今回対象の6号炉原子炉建屋について

今回の検討対象である、6号炉原子炉建屋は56.6m(NS)×59.6m(EW)であり、辺長比は1.05となり、いずれの場合においてもNOVAKのばねの適用範囲内となっている。



注記 \*: 原子炉圧力容器 (以下、「RPV」と略す。)

図3-1 原子炉建屋平面図(T.M.S.L.-8.2) (単位 : m)

添図 1.5 原子炉建屋地下部分の平面図 (T.M.S.L.-8.2m の例)

## 添付資料 2 中越沖地震の観測記録を用いた 2 次元 FEM 解析モデルの信頼性の検証

### (1) 検討の概要

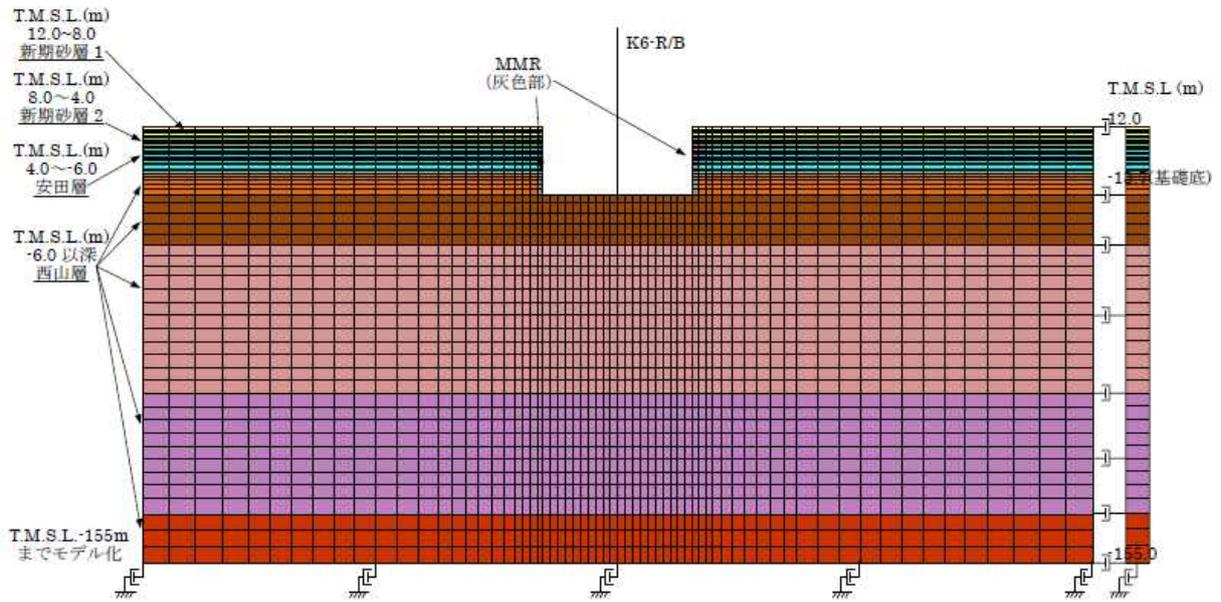
2007 年新潟県中越沖地震に対して、本編 2 章で示した 2 次元 FEM 解析モデルを用いてシミュレーション解析を行い、解析モデルの信頼性を検証する。

2 次元 FEM 解析モデルを添図 2.1 に示す。なお、2 次元 FEM 解析モデルには、地震観測時点の建屋の質量状態を反映させる。

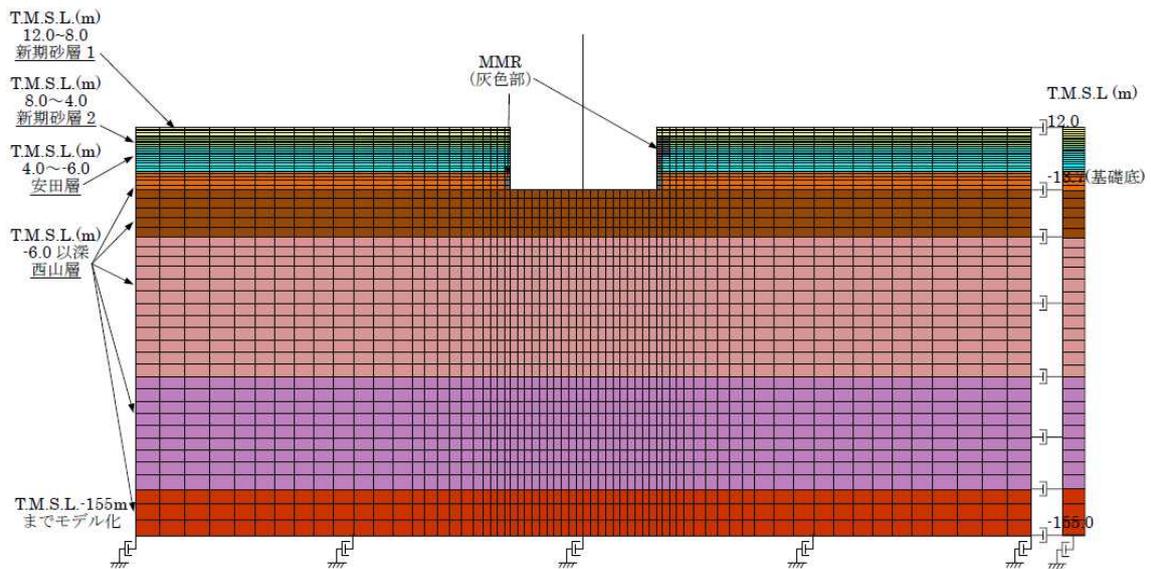
解析に用いる地震の諸元を添図 2.2 に、地震計位置を添図 2.3 に示す。原子炉建屋基礎上で得られた観測記録を添図 2.4 および添図 2.5 に示す。また、解析用地盤物性値を添表 2.1 に示す。

原子炉建屋基礎上 (6-R2 : T.M.S.L.-8.2m) で観測された記録に基づき、基礎上での応答が観測記録と同一となるよう入力地震波を設定し地震応答解析を行う。

地震計を設置している 3 階の位置 (6-R1 : T.M.S.L. 23.5m) での解析結果と観測記録とを比較する。



(NS 方向)



(EW 方向)

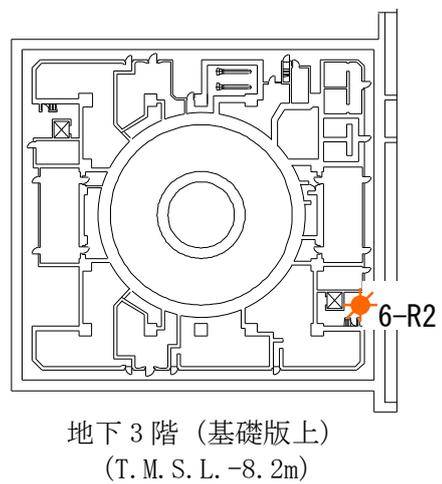
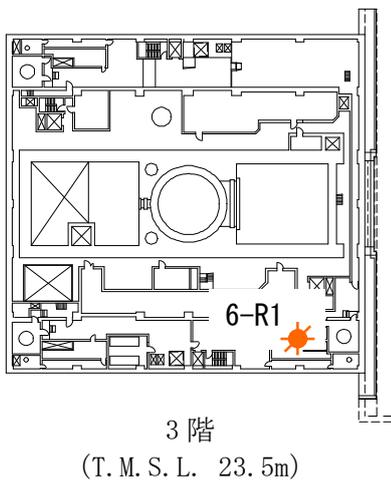
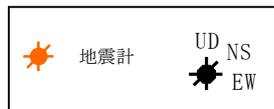
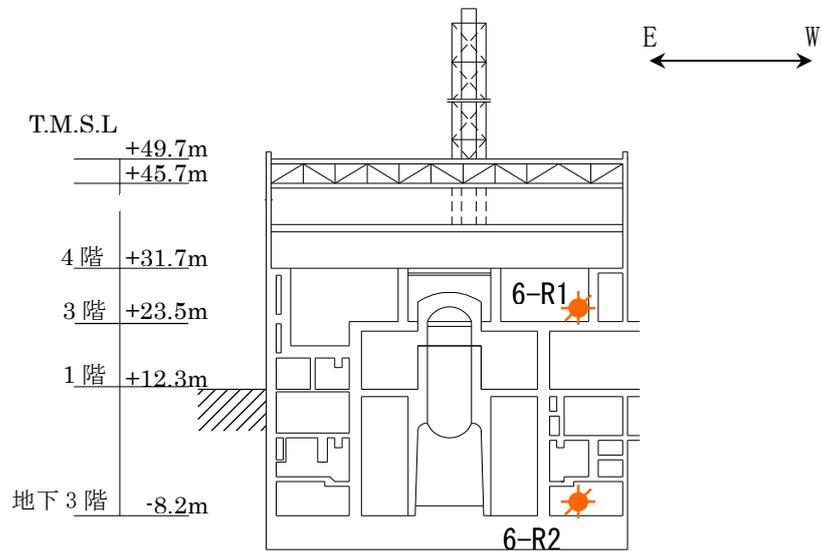
添図 2.1 2次元 FEM 解析モデル

地震名	新潟県中越沖地震
発生日時	2007年7月16日 午前10時13分頃
マグニチュード	6.8
震源深さ	17km
震央距離	16km
震源距離	約23km

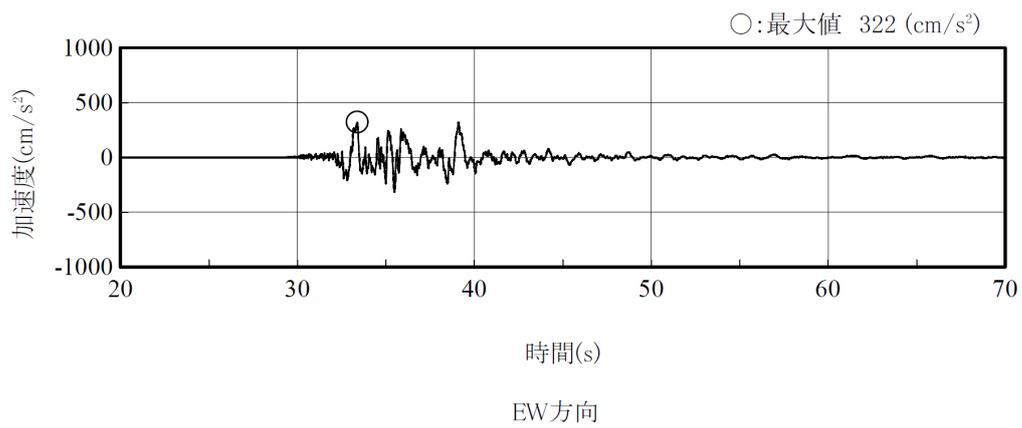
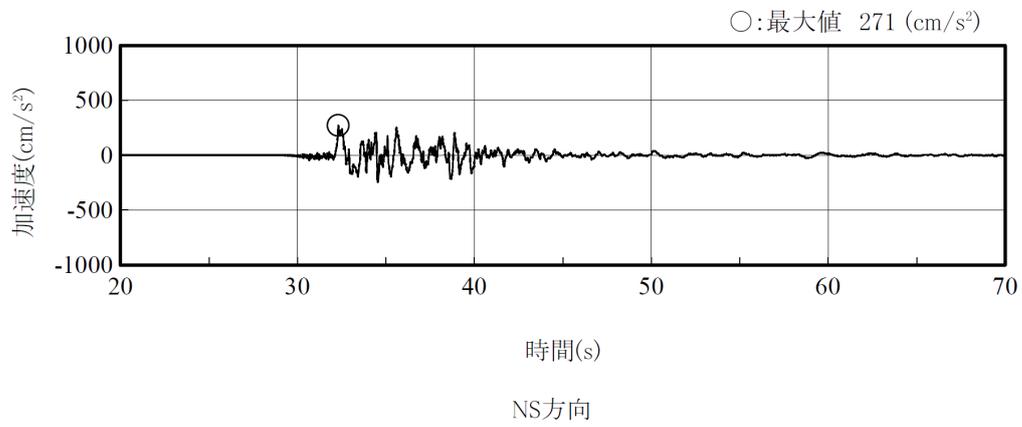


©Google ©ZENRIN

添図 2.2 検討に用いる地震の諸元 (2007年新潟県中越沖地震)

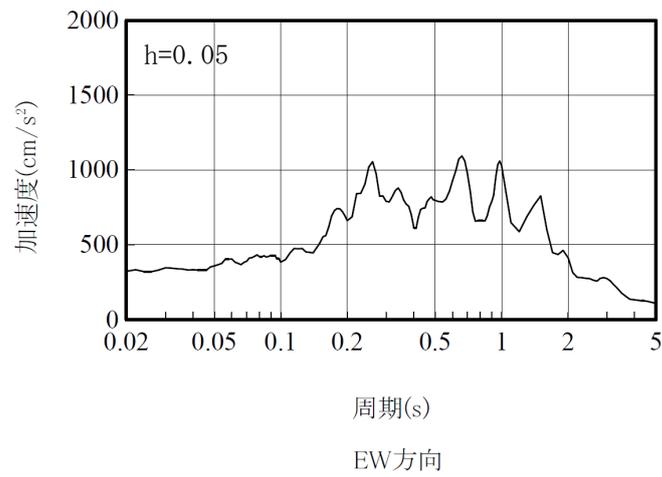
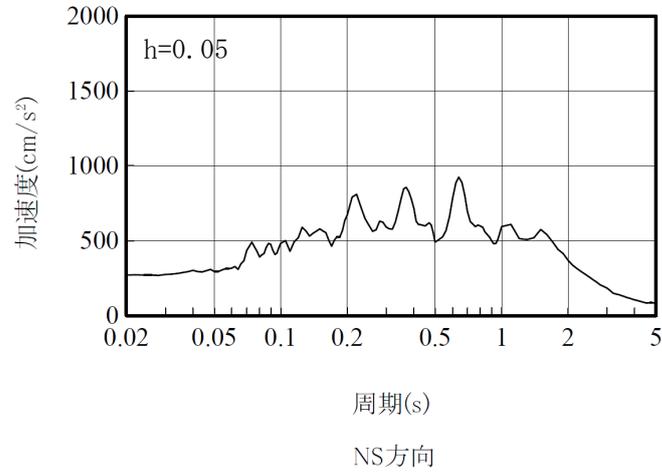


添図 2.3 地震計位置



(記録の主要動を含む 50 秒間を表示)

添図 2.4 原子炉建屋の基礎上の観測記録 加速度時刻歴波形  
(6-R2 : T.M.S.L.-8.2m)



添図 2.5 原子炉建屋の基礎上の観測記録 加速度応答スペクトル  
(6-R2 : T.M.S.L.-8.2m)

添表 2.1 シミュレーション検討モデルの解析用地盤物性値

標高 T. M. S. L (m)	地層	せん断波 速度 $V_s$ (m/s)	単位体積 重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$	せん断 弾性係数 $G$ ( $\times 10^2$ N/mm <sup>2</sup> )	ヤング 係数 $E$ ( $\times 10^2$ N/mm <sup>2</sup> )	減衰 定数 $h$ (%)
+12.0	〔砂層〕	150	16.1	0.347	0.11	0.29	22
+8.0		200	16.1	0.308	0.19	0.50	22
+4.0	安田層	330	17.3	0.462	1.22	3.57	4
-6.0	西山層	490	17.0	0.451	3.86	11.20	3
-33.0		530	16.6	0.446	4.41	12.75	3
-90.0		590	17.3	0.432	5.71	16.35	3
-136.0		650	19.3	0.424	7.73	22.02	3
-155.0		〔解放 基盤〕	720	19.9	0.416	10.50	29.74

## (2) 観測記録による解析結果

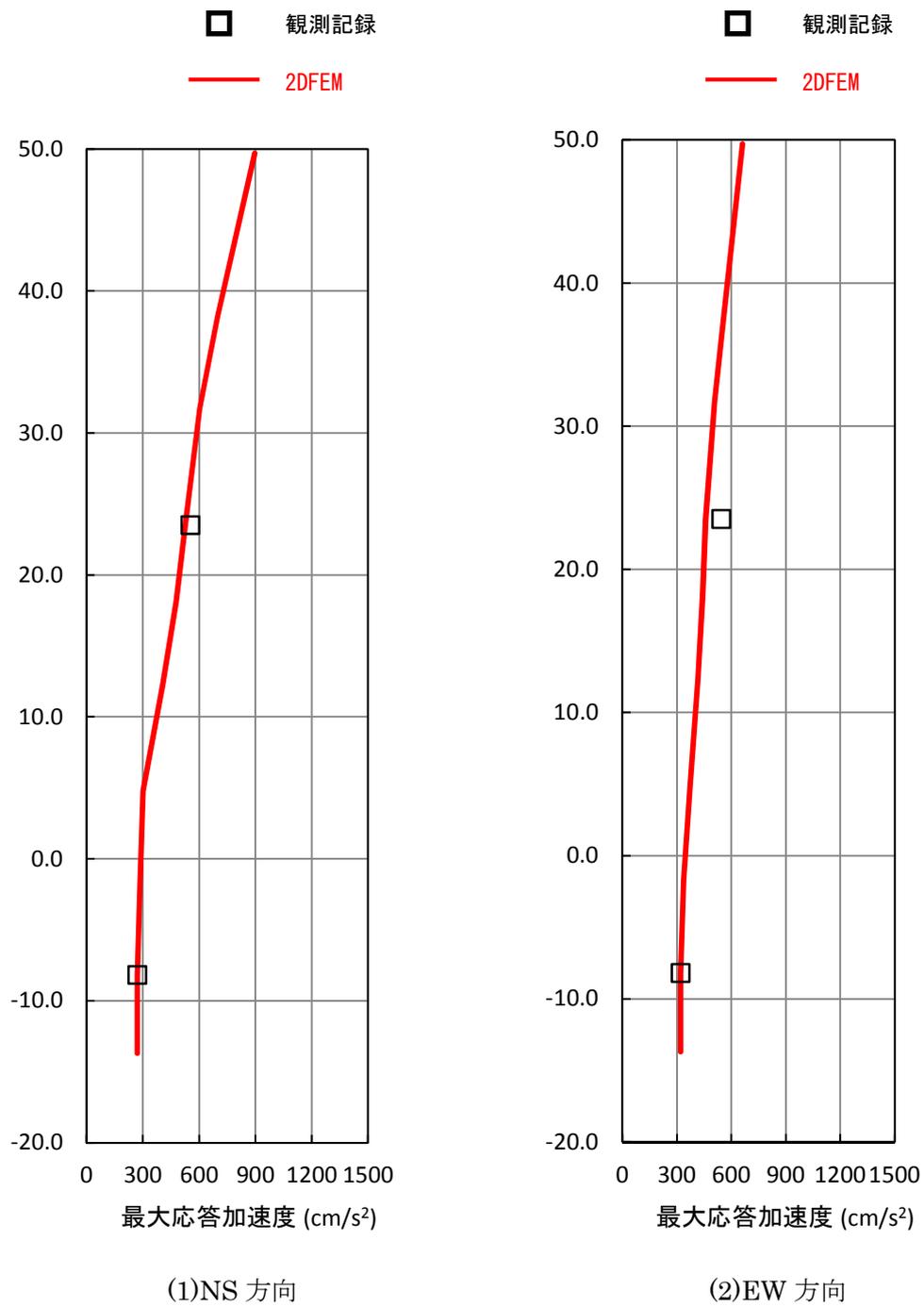
解析結果の建屋の最大応答加速度分布を観測記録と比較し添図 2.6 に示す。また、原子炉建屋 3 階 (6-R1 : T.M.S.L. 23.5m) の地震計位置での解析結果と観測記録の加速度波形及び加速度応答スペクトルの比較を添図 2.7 及び添図 2.8 に示す。

## (3) 観測記録と解析結果の比較・考察

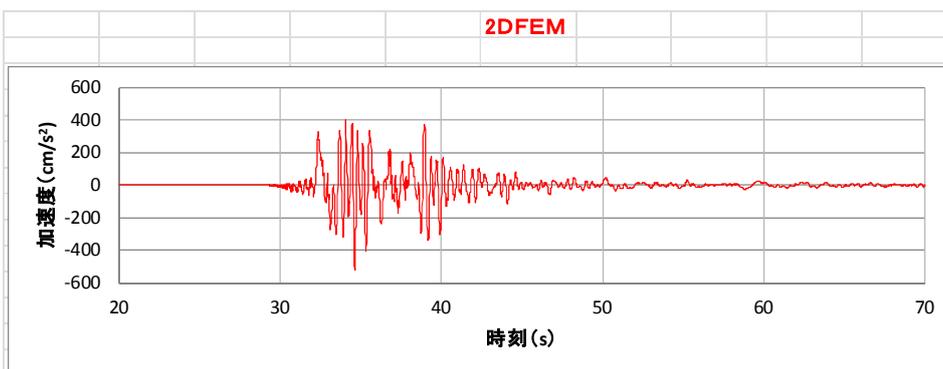
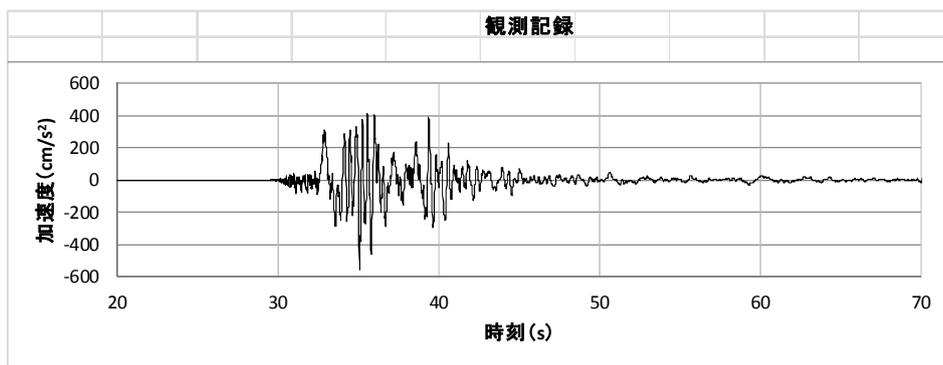
添図 2.6～添図 2.8 に示した通り、最大応答加速度、加速度波形及び加速度応答スペクトルにおいて、NS 方向及び EW 方向の解析結果は、観測記録と概ね対応する結果となった。

なお、EW 方向の床応答スペクトルの比較において、短周期で一部観測記録を下回る部分がみられるものの、主要な周期帯では観測記録と同等の応答となっている。これらより、地震時の建屋～地盤間の挙動と地盤の建屋への拘束効果の確認においては 2 次元 FEM を適用できるものと考えられる。

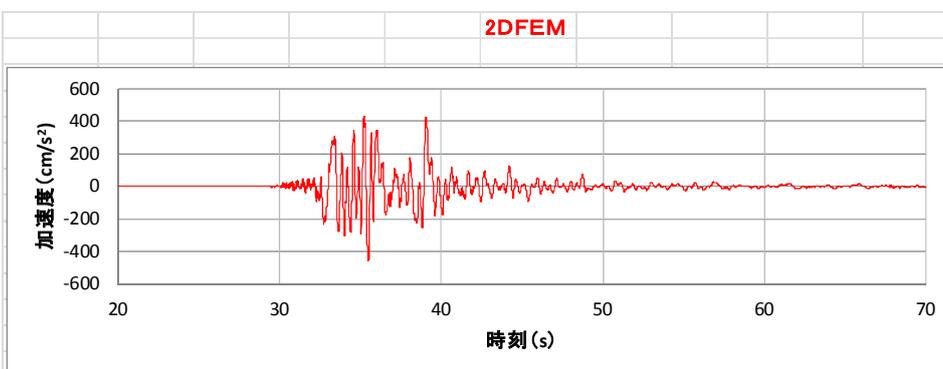
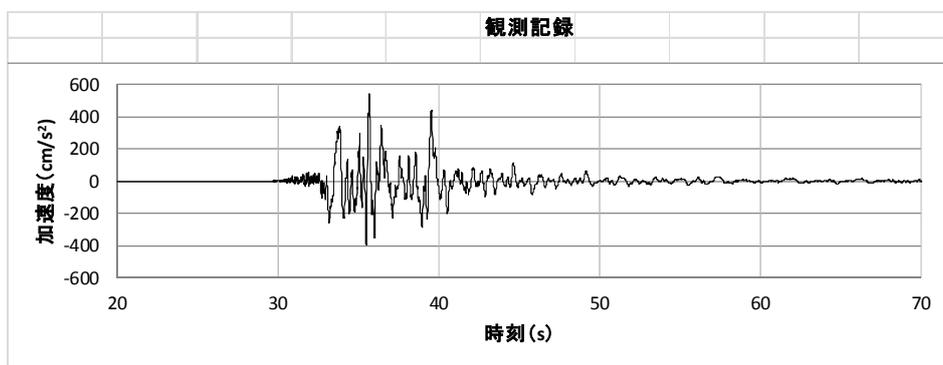
また、今回工認モデルの妥当性については、別途本資料「1. 建屋及び原子炉の地震応答解析モデルの詳細化について、添付資料-1 今回工認モデルの地震応答解析に対する 3 次元 FEM モデルによる妥当性の検証」において、建屋 3 次元 FEM による検討を実施することにより確認している。



添図 2.6 観測記録と解析結果の最大応答加速度の比較

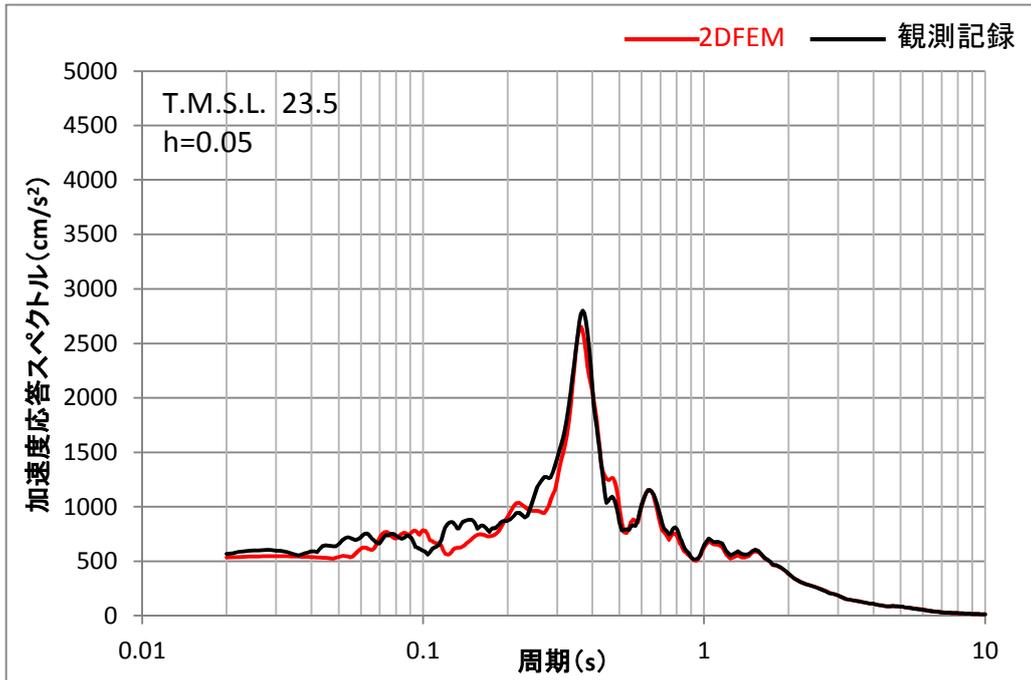


(1) NS 方向

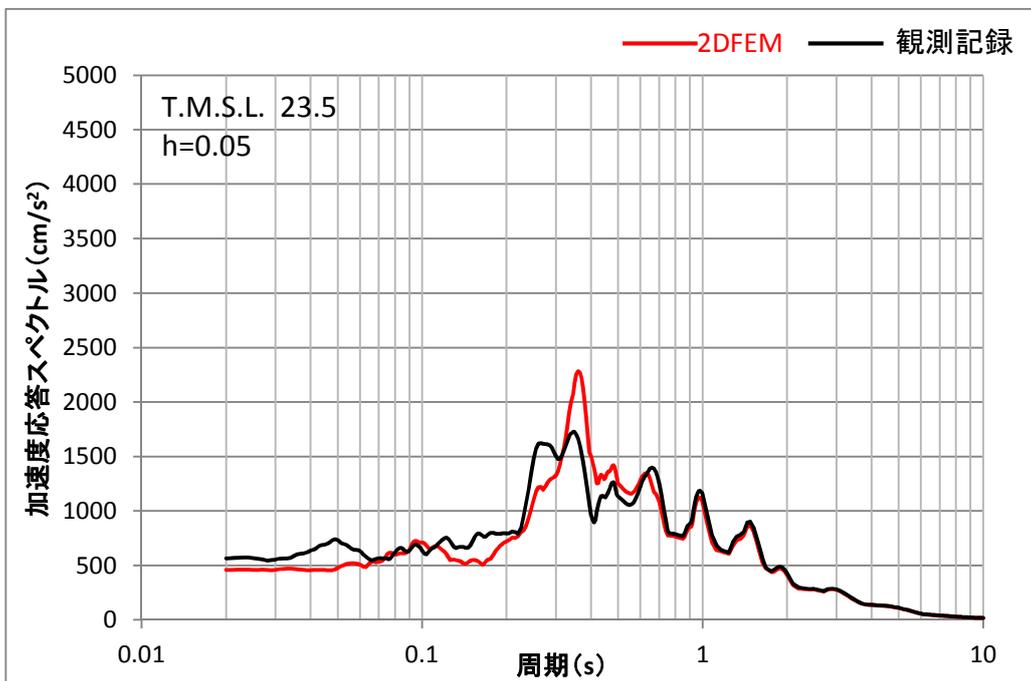


(2)EW 方向

添図 2.7 観測記録と解析結果の加速度波形の比較  
(3階 : T.M.S.L. 23.5m)



(a) NS 方向



(b) EW 方向

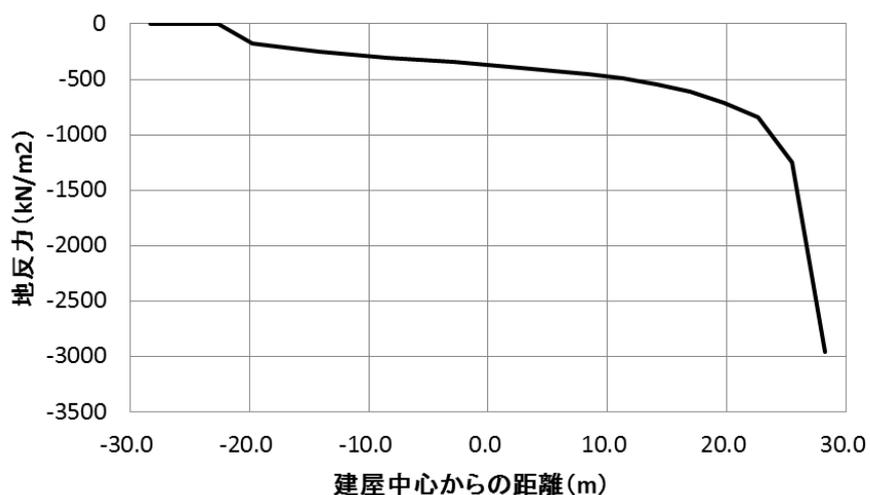
添図 2.8 観測記録と解析結果の加速度応答スペクトルの比較  
(3階 : T.M.S.L. 23.5m)

### 添付資料 3 2次元 FEM モデルの建屋基礎下の地反力分布

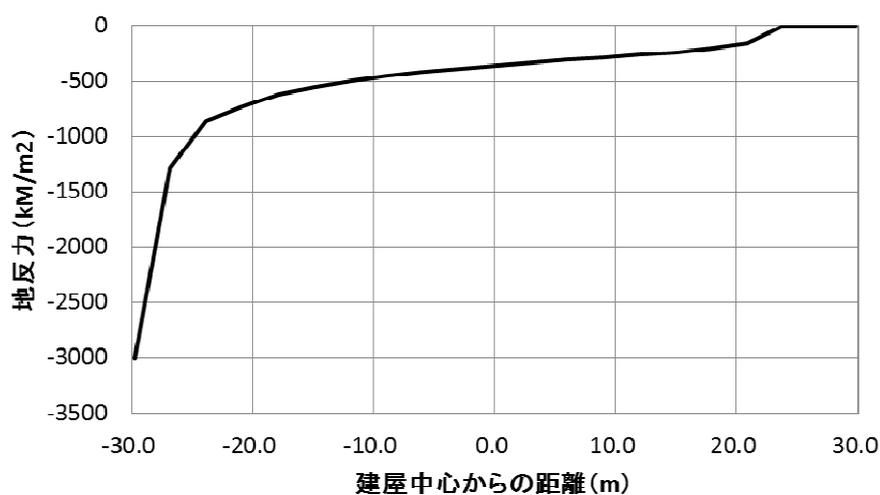
2次元 FEM モデルの地震応答解析結果から建屋基礎下の地反力分布を検討する。対象としたケースは NS 方向基本モデルと EW 方向基本モデルである。

底面の接地率が最小となった時刻における建屋基礎底面と地盤の間に設置した鉛直方向の各軸ばねの圧縮軸圧から評価した地反力を、NS 方向基本モデルの場合を添図 3.1 に、EW 方向基本モデルの場合を添図 3.2 に示す。

なお、支持地盤の極限支持力度は、 $5982\text{kN/m}^2$  ( $610\text{tf/m}^2$ ) である。



添図 3.1 底面の接地率が最小となる時刻における地反力分布 (NS 方向基本モデル)



添図 3.2 底面の接地率が最小となる時刻における地反力分布 (EW 方向基本モデル)

#### 添付資料4 セン断ばねの履歴特性と初期剛性の建屋応答への影響について

##### 1. セン断ばねの履歴特性について

地下外壁と側面地盤間のせん断ばねは、側面土圧を表現する軸ばねと連成させたモデルであり、以下の特性を有している。

(基本的な特性)

- ・ 動摩擦力は軸ばねの軸圧に依存する (動摩擦力 = 摩擦係数  $\mu$  × 軸圧)
- ・ 側面地盤が剥離中 (軸ばねの軸圧がゼロ) は、せん断ばねにせん断応力は作用しない

(初期～剥離まで)

- ・ せん断応力が動摩擦力に達するまで、せん断応力～せん断変位関係は初期剛性上を移動する。せん断応力が動摩擦力に達した場合は、動摩擦力に応じてスケルトンカーブ上を移動する。軸圧が一定の場合のスケルトンカーブを添図 4.1 に示す。
- ・ せん断変位の増分が正の場合、動摩擦力は軸圧に依存するので、せん断応力は軸圧に応じて時々刻々変動する。
- ・ せん断変位の増分が負に反転した場合についても、動摩擦力に達するまでせん断応力～せん断変位関係は初期剛性上を移動する。軸圧が 0 となった場合に、剥離と判定される。

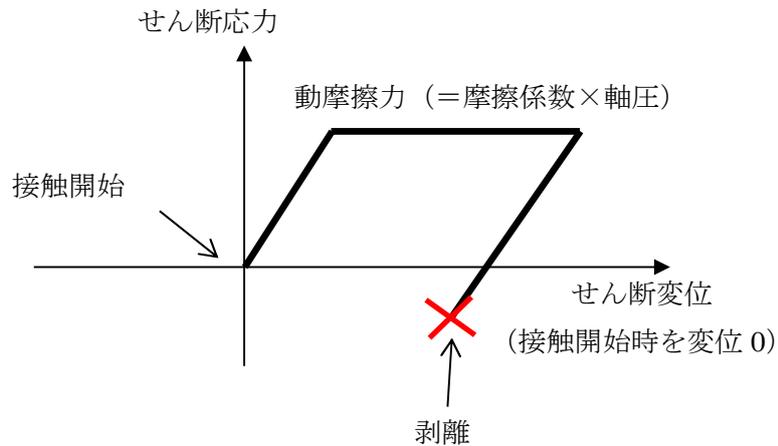
(剥離時)

- ・ 剥離時にはせん断応力は作用しないが、地下外壁と側面地盤間の上下方向の相対変位は時々刻々変動する。

(再接触後)

- ・ 再接触時の変位を 0 として再接触後のせん断変位の変動に対して、せん断応力～せん断変位関係は動摩擦力に達するまで初期剛性上を移動する。
- ・ せん断応力が動摩擦力に達した場合は、動摩擦力に応じてスケルトンカーブ上を移動する。

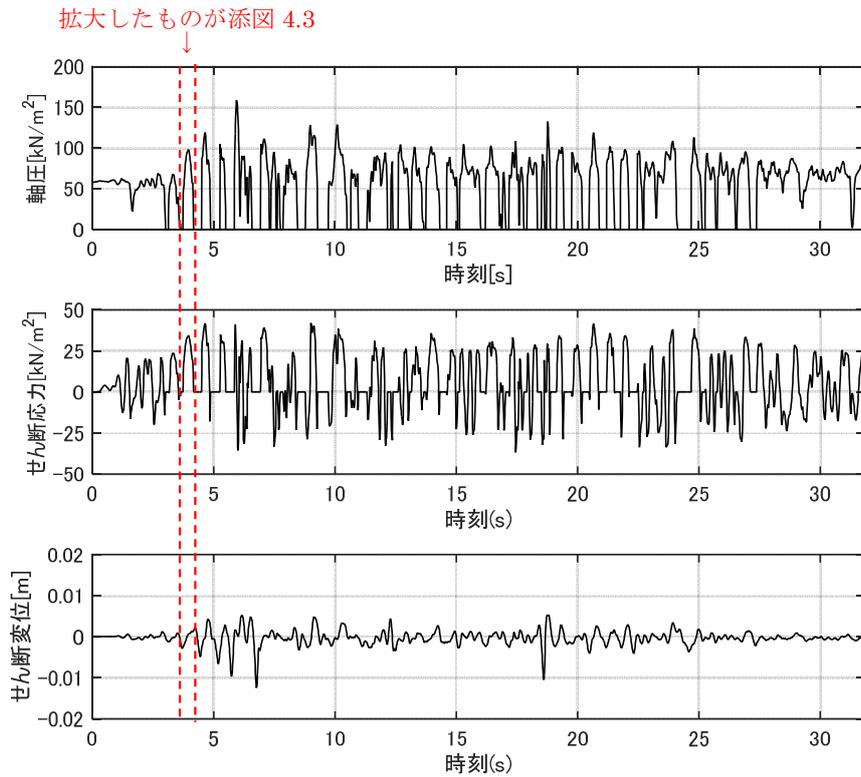
添図 4.1 においては、軸圧が一定の場合を示しているが、動摩擦力は軸圧によって変動するため、軸圧変動が加わると複雑な特性になる。なお、せん断ばねは地下外壁と側面地盤が接触している間のみ摩擦が働くので、建屋～地盤間が接触剥離する場合、せん断応力-せん断変位のループは多くても半ループまでの履歴となる。従って、せん断ばねの履歴によるエネルギー吸収は少ないことがわかる。



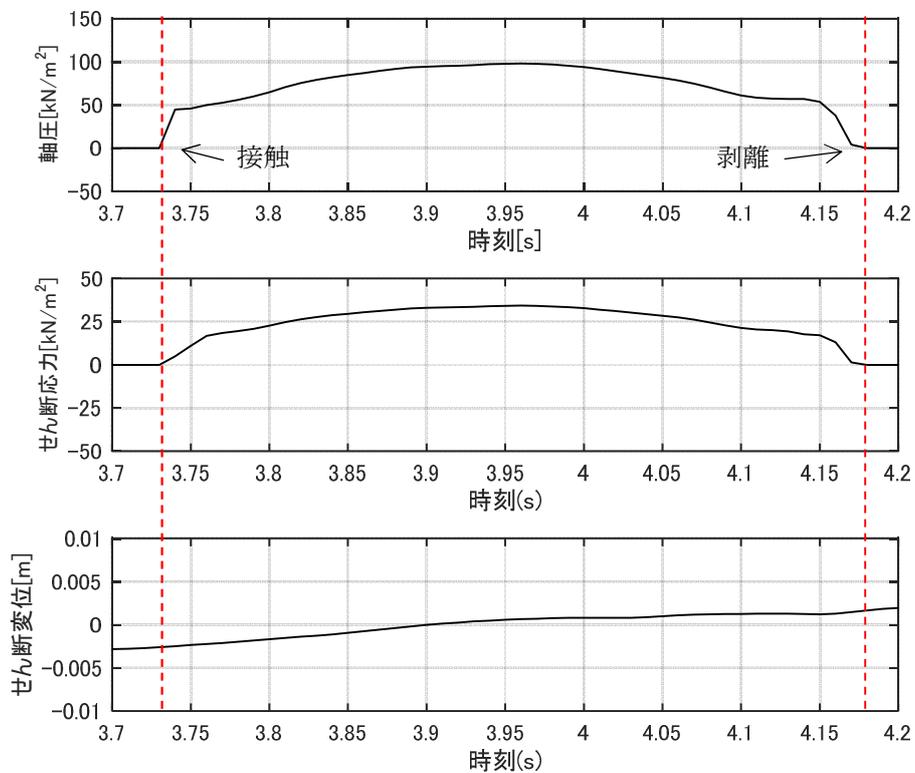
添図 4.1 せん断ばねの特性

参考として、添図 4.2 に、NS 方向基本モデルの B1 階床レベルにおける地下外壁の節点に取り付けた軸ばねの軸圧、せん断ばねのせん断応力およびせん断変位の時刻歴波形を示す。また、添図 4.3 に、軸圧、せん断応力およびせん断変位の時刻歴波形のうち応答の初期において大きな軸圧およびせん断応力が生じている、3.7 秒から 4.2 秒の時刻歴波形を拡大して示す。

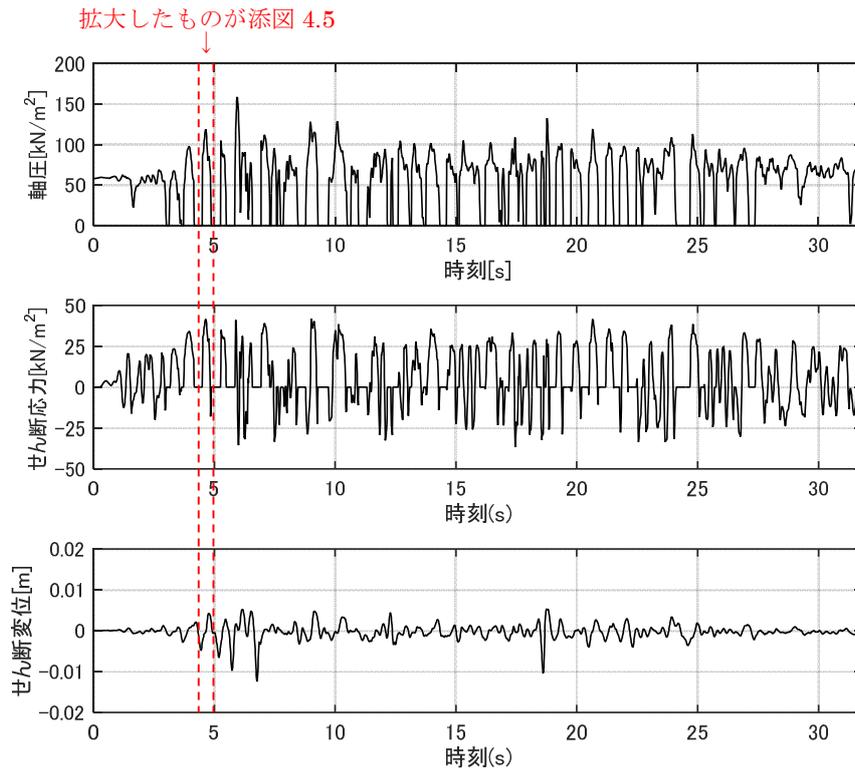
また、上記とは別の時間帯 (4.45~4.90 秒) での時刻歴波形を添図 4.4 (添図 4.2 の再掲)、添図 4.5 に示す。添図 4.5 のせん断応力は 4.83 秒付近から負の値となっている。これは軸圧が存在する状態で 4.76 秒付近からせん断変位の増分が正から負に転じて、せん断ばねの履歴が戻り方向になったためである。これらの図より、動摩擦力に対応したせん断応力が生じていることが分かる。



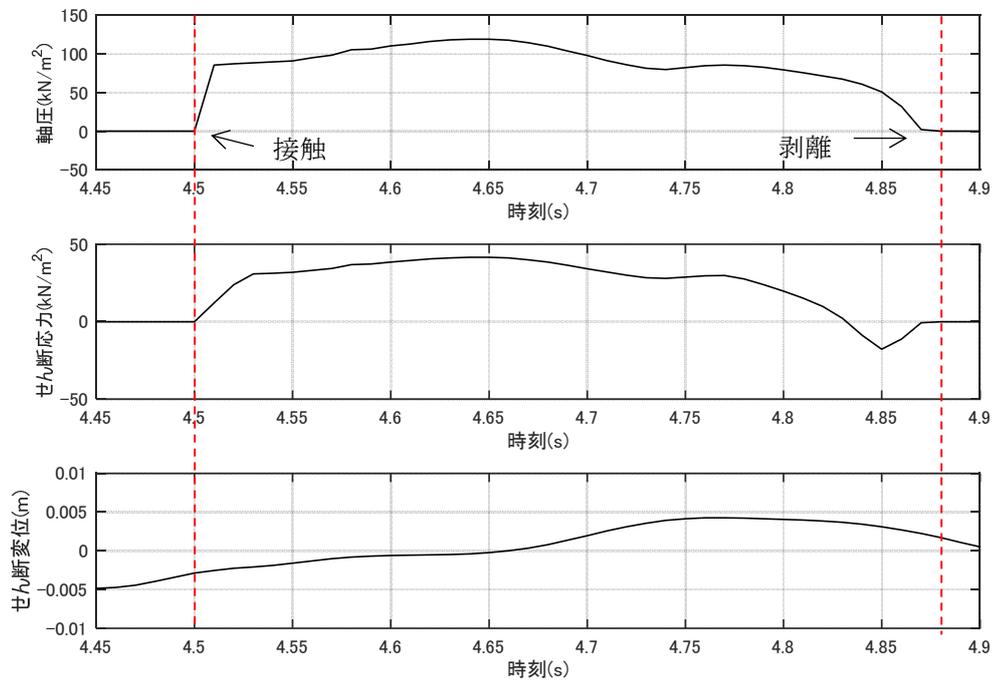
添図 4.2 軸圧，せん断応力およびせん断変位の時刻歴波形（基本モデル NS 方向）



添図 4.3 軸圧，せん断応力およびせん断変位の時刻歴波形（3.7 秒~4.2 秒拡大）



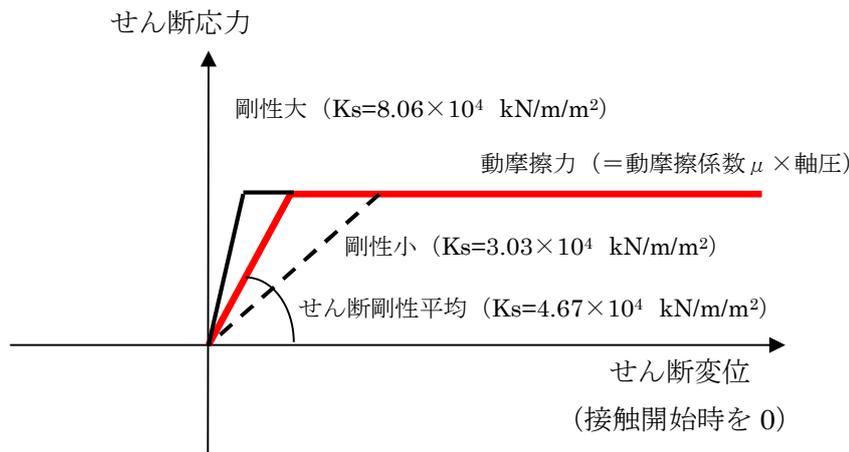
添図 4.4 軸圧，せん断応力およびせん断変位の時刻歴波形（基本モデル NS 方向）



添図 4.5 軸圧，せん断応力およびせん断変位の時刻歴波形（4.45 秒～4.90 秒拡大）

## 2. せん断ばねの初期剛性の建屋応答への影響について

添図 4.6 に本編 4.4 節「ジョイント要素せん断ばねのせん断剛性のばらつきの影響検討」に用いたせん断ばねの特性を示す。せん断ばねの剛性が影響するのはせん断応力が動摩擦力に達するまでである。せん断ばねの動摩擦力は軸圧に依存するため、軸圧の変化により早い段階で動摩擦力に達して滑る場合は、せん断ばねの剛性の建屋応答への影響は小さくなると推測される。



添図 4.6 せん断剛性をばらつかせた場合のせん断ばねの特性

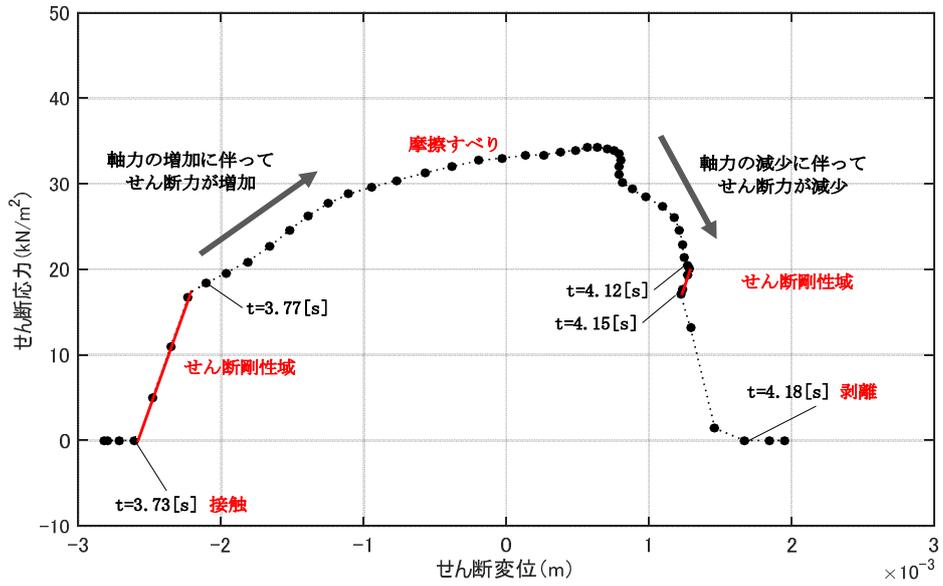
添図 4.7 に、NS 方向基本モデルの B1 階床レベルにおける地下外壁の節点のせん断ばねの 3.7 秒～4.2 秒におけるせん断応力-せん断変位関係を示す。図中の黒点が各時刻における値を示している。図中に赤線で示したせん断応力-せん断変位関係が直線になっている部分がせん断ばねの初期剛性の範囲に該当する。接触から再接触までを 1 ループとした場合に、初期剛性の範囲にある時間の割合は 1 ループ中の 10% 程度であり、多くの時間では初期剛性に依存しない動摩擦力が生じている状態にあることが分かる。

添図 4.8 に、せん断ばねの剛性のばらつきを考慮した各解析ケースのせん断力の時刻歴を示す。せん断剛性の違いが応答に影響するのは、せん断ばねの初期剛性の範囲にある場合のみであるが、各ケースともに初期剛性の部分は極めて短く、また、せん断ばねの初期剛性を変化させた場合のせん断力の時刻歴の形状は同等となっている。

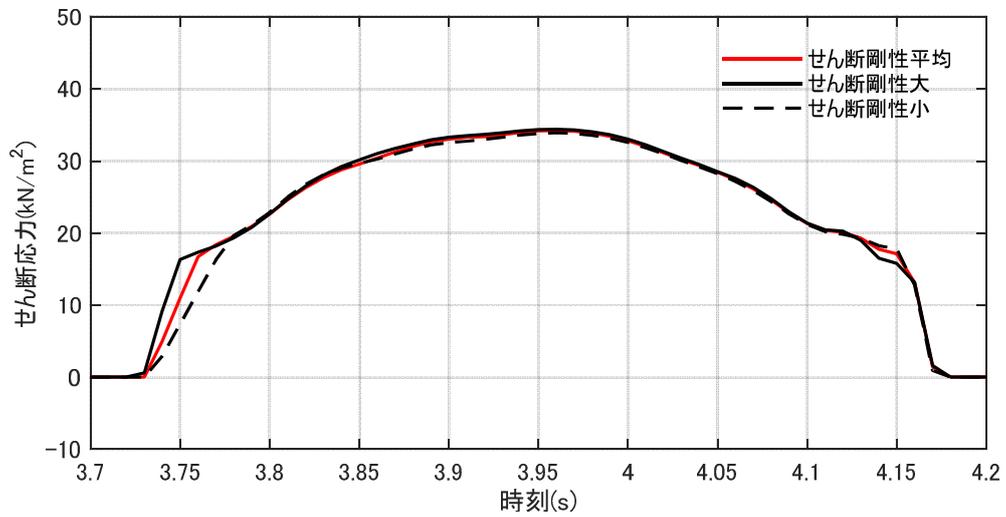
上記の添図 4.7、添図 4.8 とは別の時間帯 (4.45 秒～4.90 秒) におけるせん断ばねのせん断応力-せん断変位関係、および、剛性のばらつきを考慮したせん断応力の時刻歴を添図 4.9、添図 4.10 に示す。この時間帯はせん断変位が反転している特徴があるが、せん断ばねが初期剛性の範囲にある時間帯は 1 ループ中の 16% 程度であり、また、せん断ばねの初期剛性を変化させた場合のせん断力の時刻歴の形状は同等となっている。

これらより、せん断ばねが初期剛性の範囲にある時間が短いことと、せん断ばねの初期剛性を変化させた場合のせん断力の時刻歴の形状は同等であることからことから、せん断

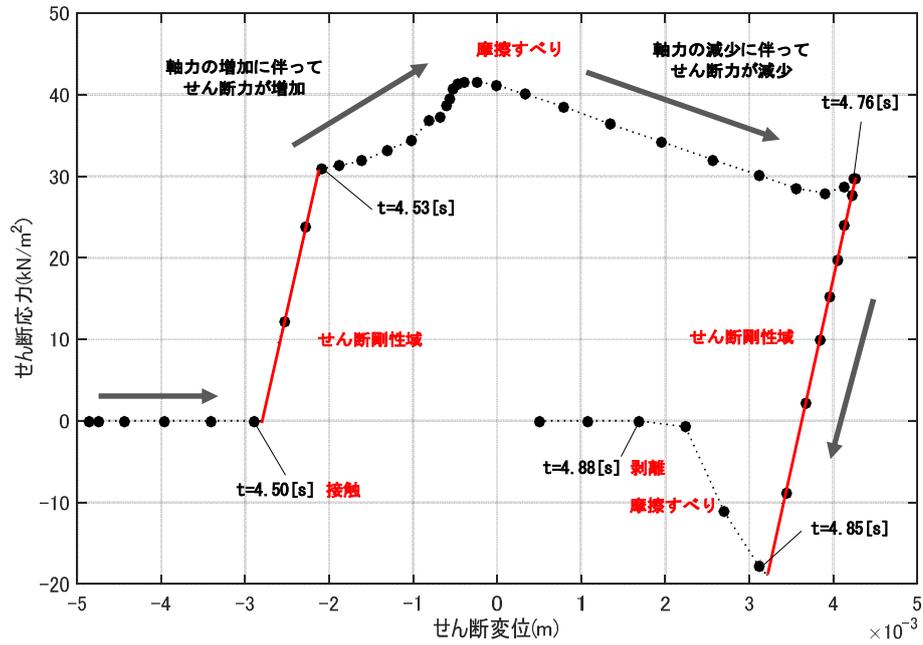
ばねの初期剛性の建屋応答への影響は極めて小さいことが分かる。



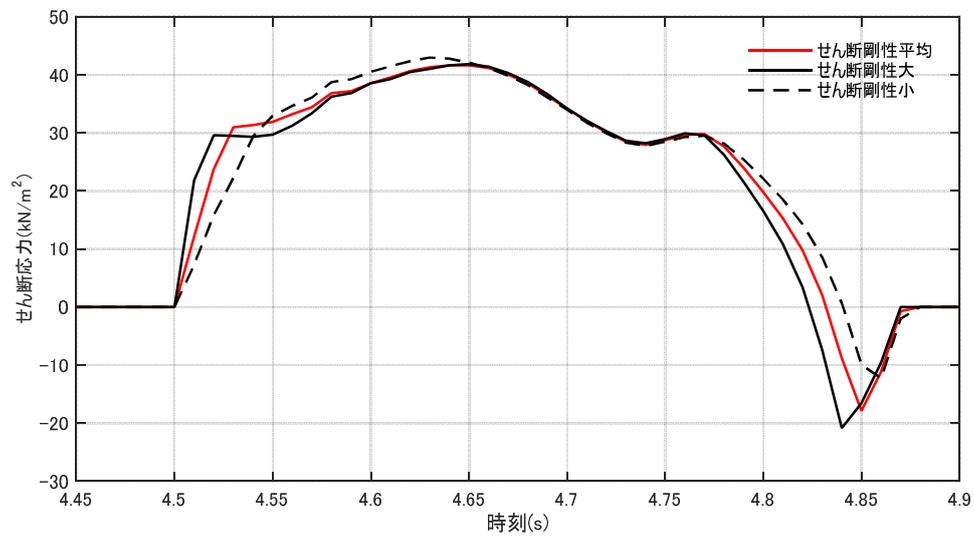
添図 4.7 せん断応力-せん断変位関係 (3.7 秒~4.2 秒)



添図 4.8 せん断応力の時刻歴 (せん断剛性をばらつかせた場合の比較)



添図 4.9 せん断応力-せん断変位関係 (4.45 秒~4.90 秒)



添図 4.10 せん断応力の時刻歴 (せん断剛性をばらつかせた場合の比較)

## 添付資料5 建屋基礎下のマンメイドロックの建屋応答への影響

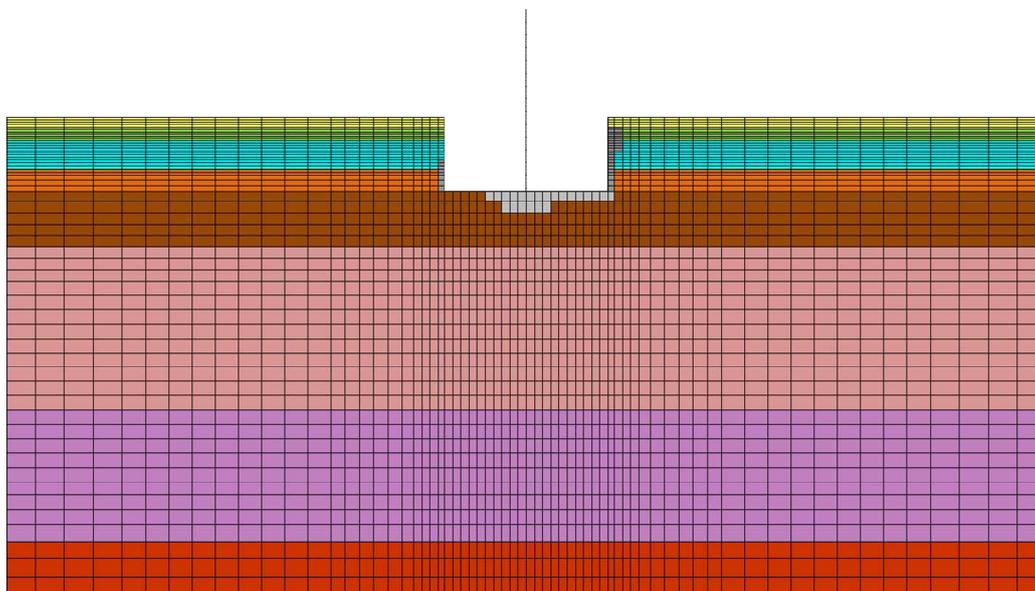
### (1) 検討の概要

地盤 2 次元 FEM による側面地盤の接触剥離を考慮した検討においては、建屋埋め込みによる側面地盤の拘束効果を把握するために側面地盤のマンメイドロックは地盤モデルに考慮したが、建屋基礎下のマンメイドロックは拘束効果に影響が少ないと考えられるため地盤モデルに反映していない。

そこで、建屋基礎下のマンメイドロックの存在が建屋応答に及ぼす影響を検討するため、NS 方向の基本モデルの地盤に建屋基礎下のマンメイドロックを考慮した地盤モデルを作成し、NS 方向の基本モデルと基礎下マンメイドロックを考慮したモデルによる建屋応答を比較する。

### (2) 解析モデル

解析モデルを添図 5.1 に示す。原子炉建屋単独の基本モデルの建屋基礎下にマンメイドロック（図 2.3.3 参照）をモデル化したものである。

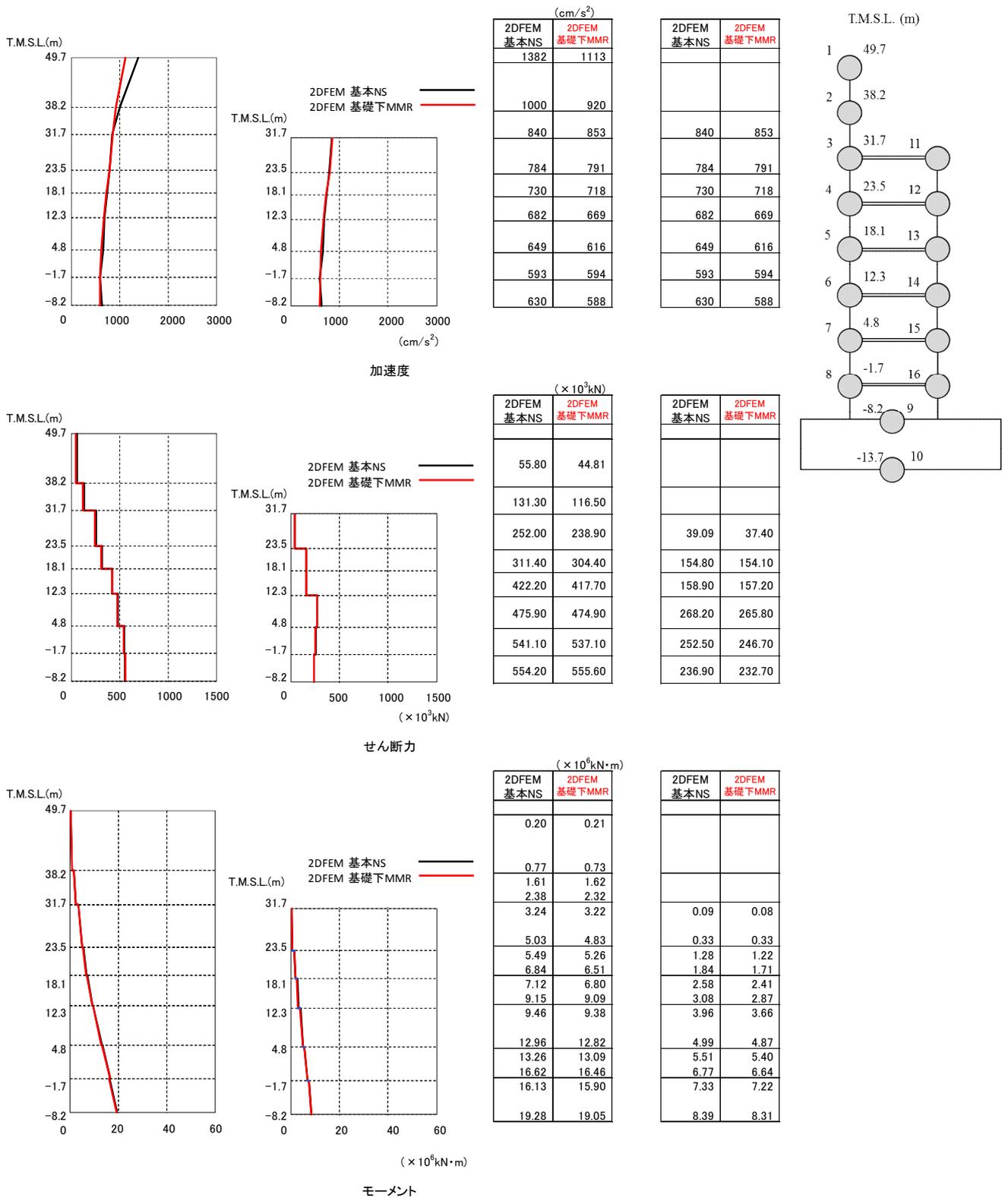


添図 5.1 K6 基礎下 MMR を考慮した 2 次元 FEM 解析モデル  
の地盤メッシュ (NS 方向)

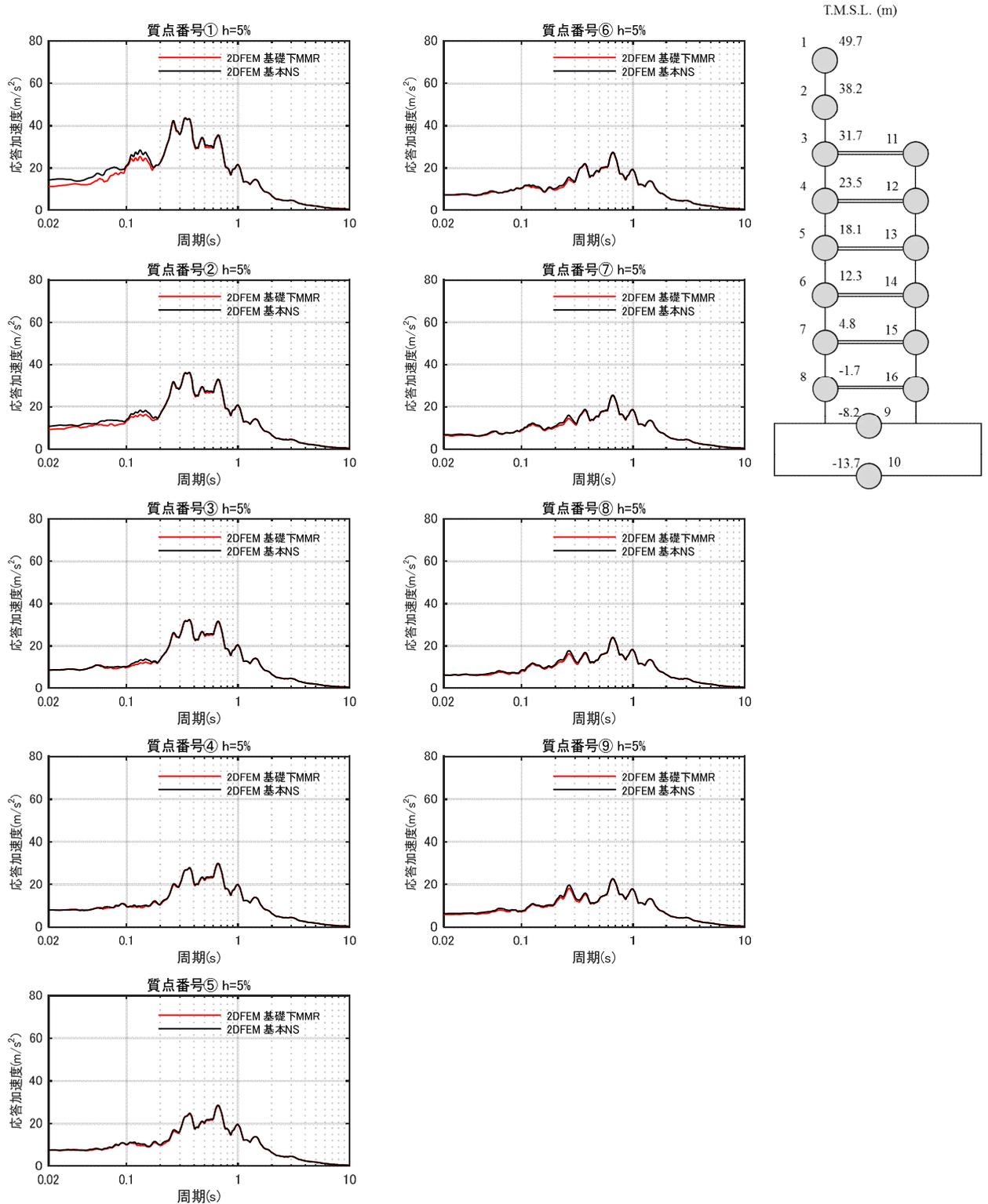
(3) 建屋応答の比較

添図 5.2～添図 5.4 に建屋の最大応答結果及び床応答スペクトルを比較して示す。

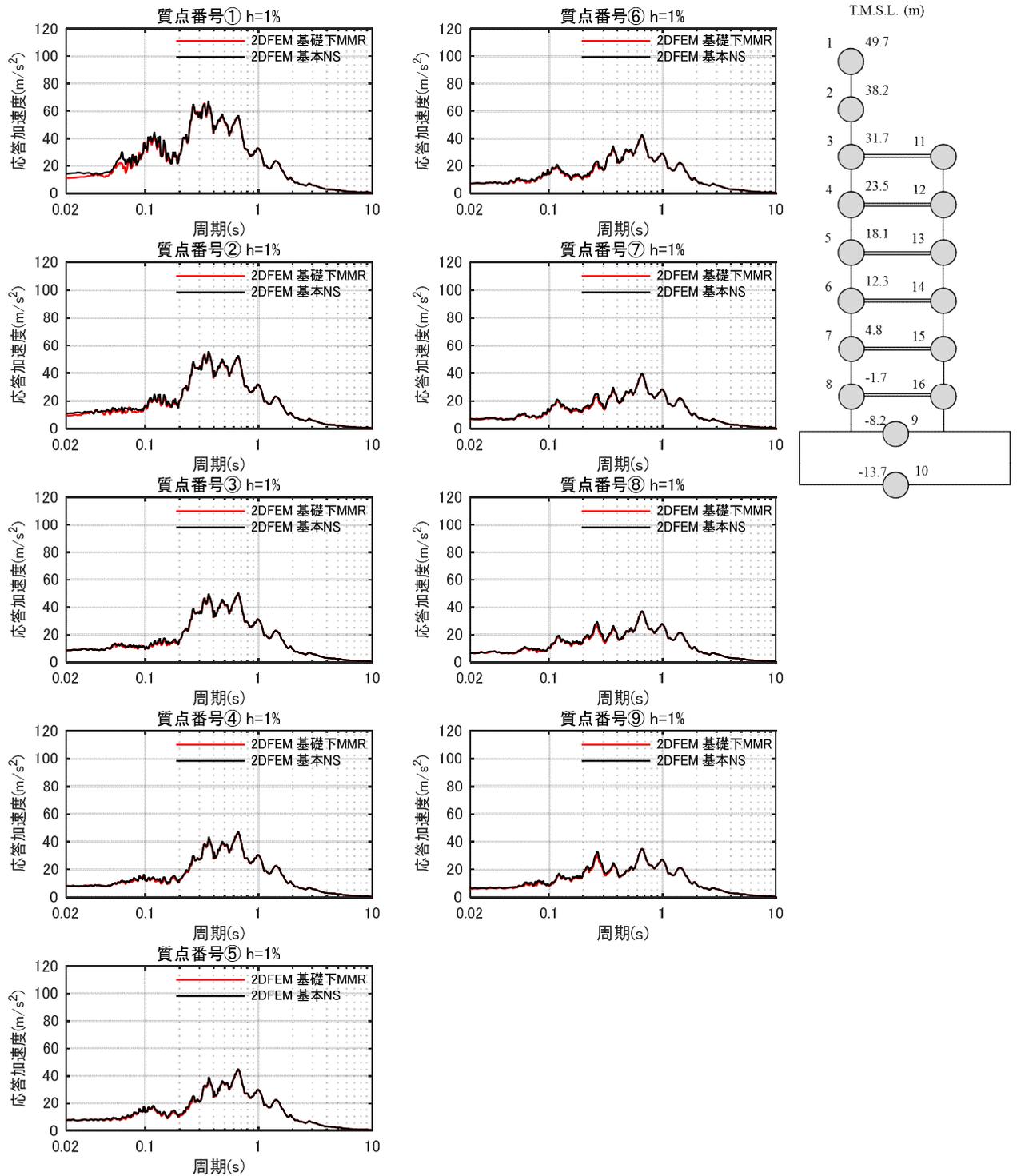
建屋基礎下のマンメイドロックを考慮しても，建屋の応答は顕著な影響を受けないことを確認した。



添図 5.2 建屋の最大応答分布の比較 (基本モデルと K6 基礎下 MMR モデル)



添図 5.3 床応答スペクトルの比較(基本モデルと K6 基礎下 MMR モデル)(NS 方向)h=5%



添図 5.4 床応答スペクトルの比較(基本モデルと K6 基礎下 MMR モデル)(NS 方向)h=1%

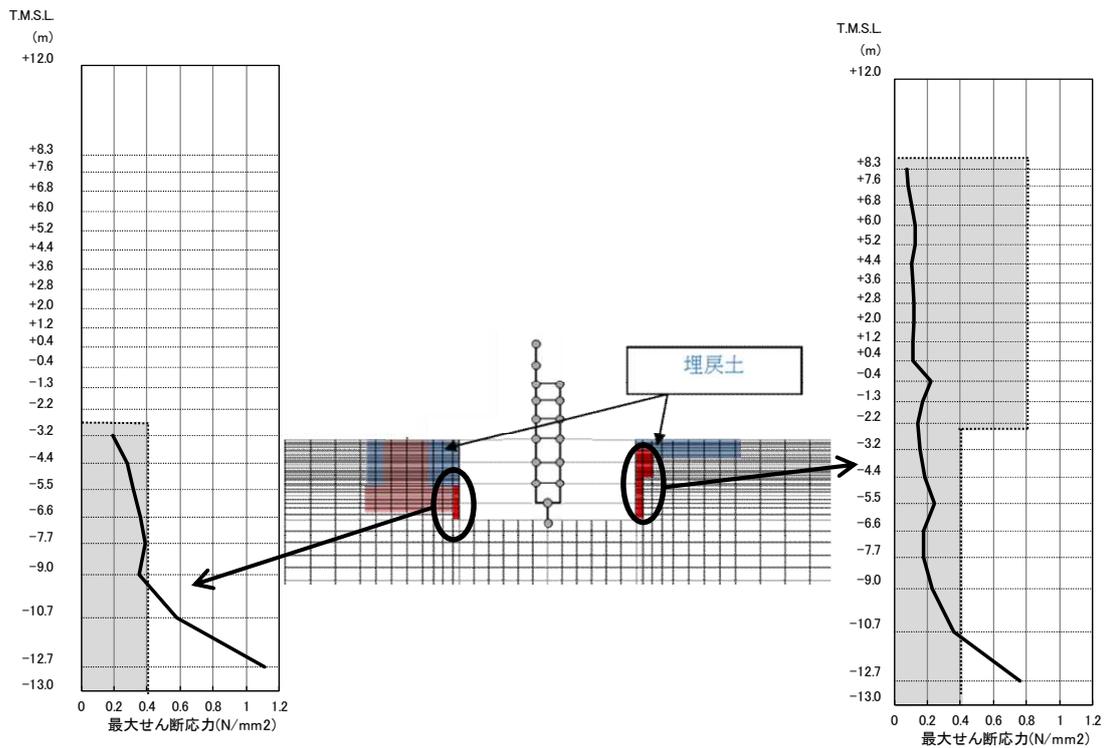
## 添付資料 6 建屋周辺のマンメイドロックについて

建屋外周のマンメイドロックについて、建屋周辺の埋戻し状況を詳細に模擬した解析ケース（論点③に対する検討で実施）を代表として、最大せん断応力を確認した。

建屋外周マンメイドロックの最大応答せん断応力分布を添図 6.1 に示す。同図より、建屋外周マンメイドロックの最大応答せん断応力は、最大でも  $1.1 \text{ N/mm}^2$ （建屋基礎近傍の最深部）程度となっている。

これはマンメイドロックのせん断強度  $1.84 \text{ N/mm}^2$ \*（保守的に圧密圧力の影響を無視した値）以下であることから、マンメイドロックが局所的に破壊することはないと考えている。

\* 出典：柏崎刈羽原子力発電所原子炉設置変更許可申請書（6号及び7号原子炉施設の変更）  
（平成 25 年 9 月 27 日）



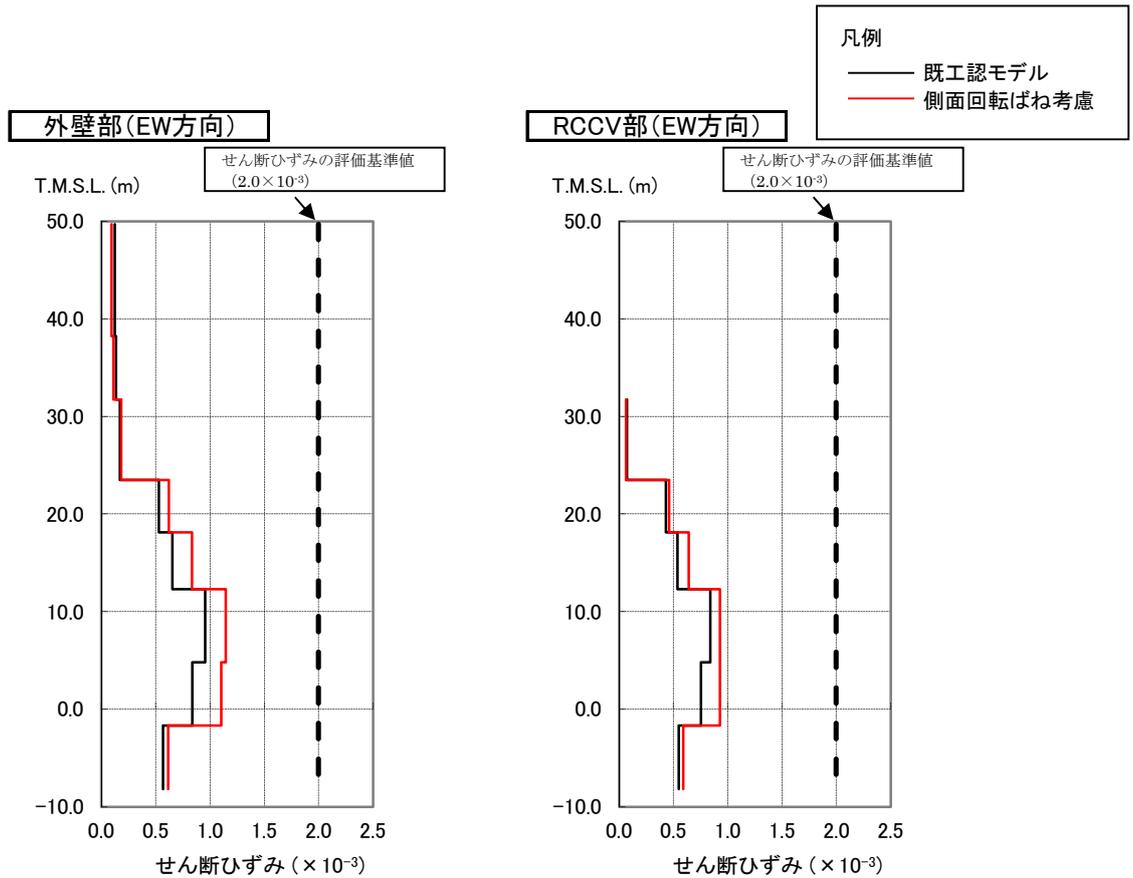
添図 6.1 建屋外周のマンメイドロックの最大応答せん断応力分布

参考資料-1 回転ばね考慮モデルと既工認モデルとの応答結果比較 (Ss-2EW 方向)

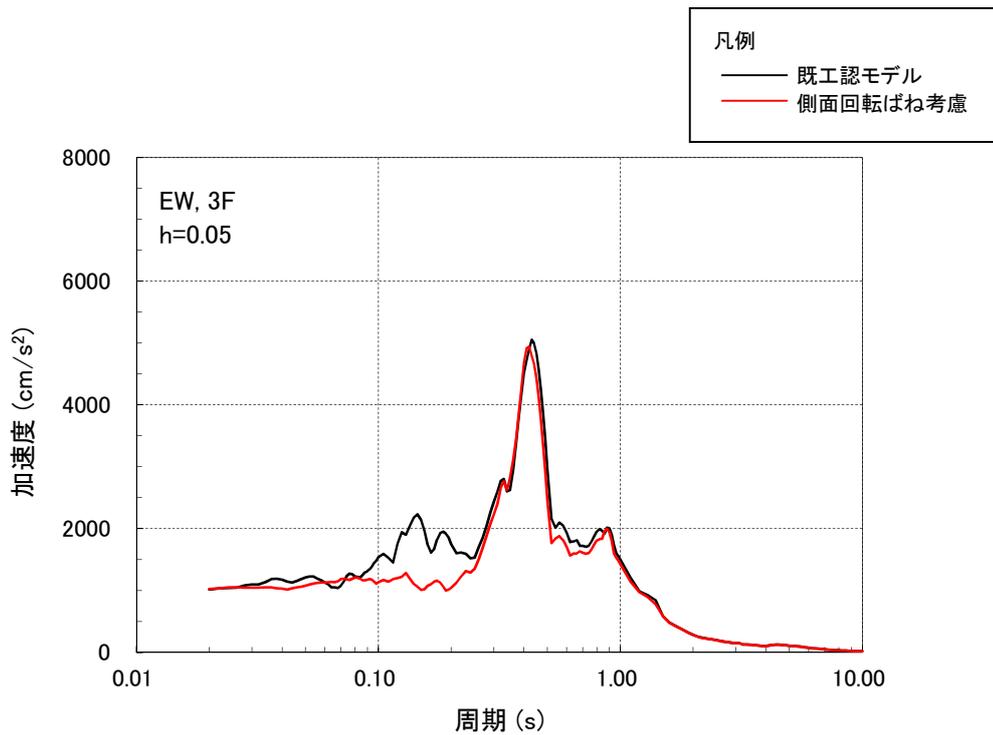
本編では Ss-1NS 方向を代表として側面回転ばねを考慮することの定量的な効果を示したが、ここでは建屋底面の接地率がわずかに Ss-1NS 方向を下回るケースとして Ss-2EW 方向の結果について参考として示す。底面の接地率を参表-1, せん断ひずみ及び応答スペクトルを参図-1,2 に示す。

参表-1 側面回転ばねが建屋底面の接地率に与える影響 (7号炉原子炉建屋での試算例)

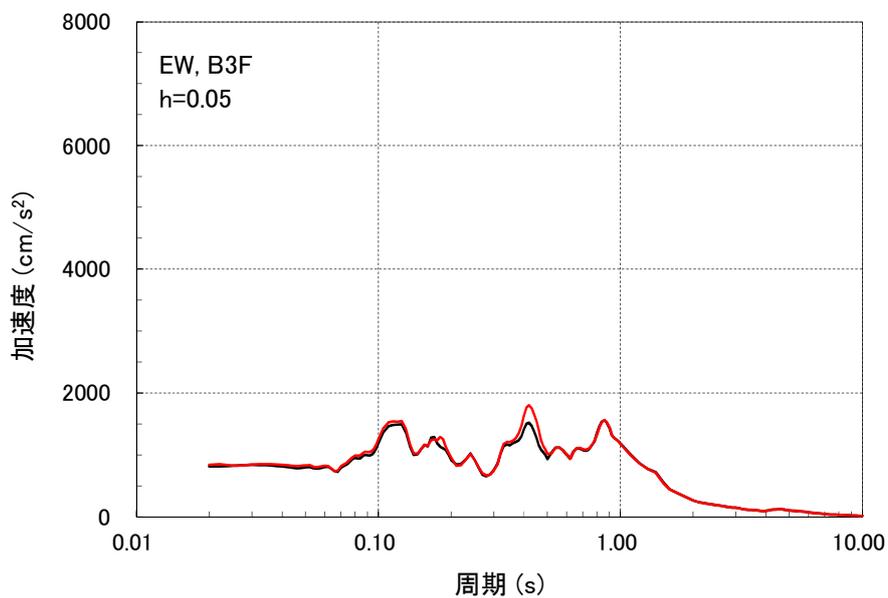
解析ケース	建屋底面の接地率
	EW 方向
既工認モデル	49.9%(Ss-2)
側面回転ばね考慮	67.0%(Ss-2)



参図-1 側面回転ばねを考慮することが応答せん断ひずみに与える影響 (Ss-2, EW 方向)  
(7号炉原子炉建屋での試算例)



(a) (3階, Ss-2, EW方向)



(b) (基礎版上, Ss-2, EW方向)

参図-2 側面回転ばねが床応答スペクトルに与える影響  
(7号炉原子炉建屋での試算例)

## 参考資料-2 埋め込み SR モデルにおける側面回転ばねの影響検討

### 1. はじめに

本資料では、埋め込み SR モデルでの側面回転ばねの建屋応答への影響検討について参考として示す。

解析は、側面回転地盤ばねを 100%考慮した場合、50%考慮した場合、無視 (0%) した場合の Ss-1 に対する NS 方向及び EW 方向で実施する。

### 2. 解析結果

#### 2.1 地震応答解析結果

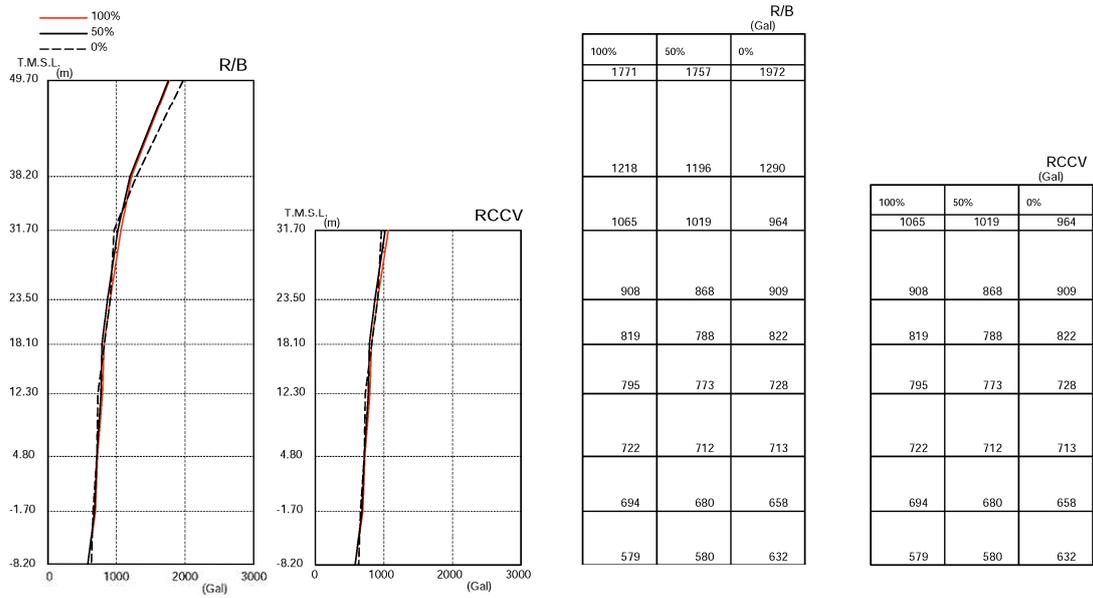
参表-1 に接地率の比較を示す。

参図-1～参図-8 に、最大応答値を比較して示す。

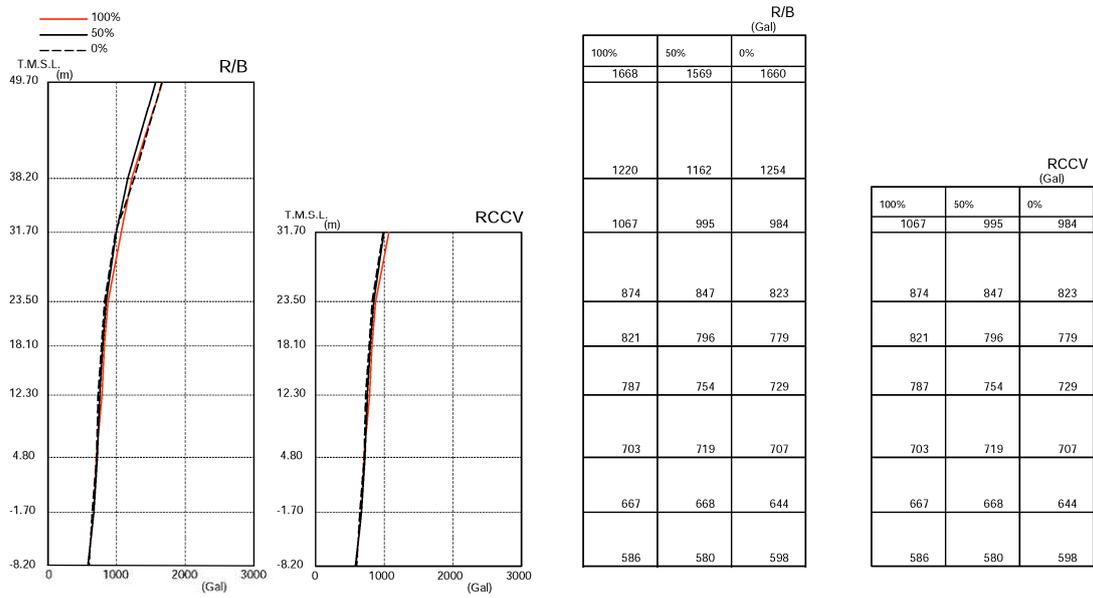
参図-9～参図-10 に、基礎版上、1 階床、3 階床位置の加速度応答スペクトル (h=5%及び h=1%) を比較して示す。

参表-1 接地率の比較

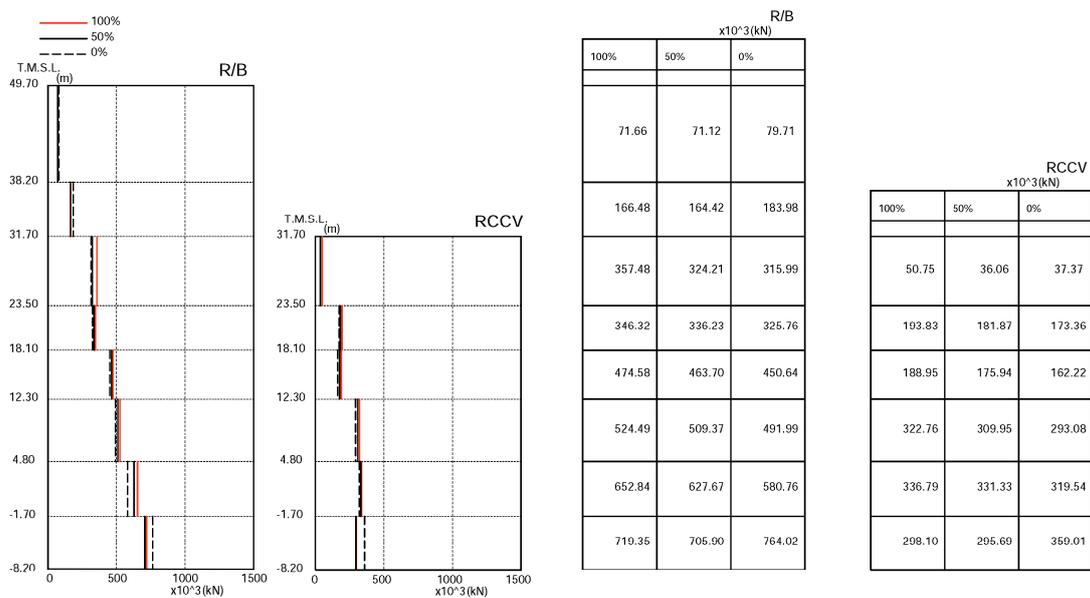
解析ケース	接地率 (%)	
	NS 方向	EW 方向
側面回転ばね 100%	68.2	68.8
側面回転ばね 50%	64.6	65.4
側面回転ばね 0%	50.9	52.0



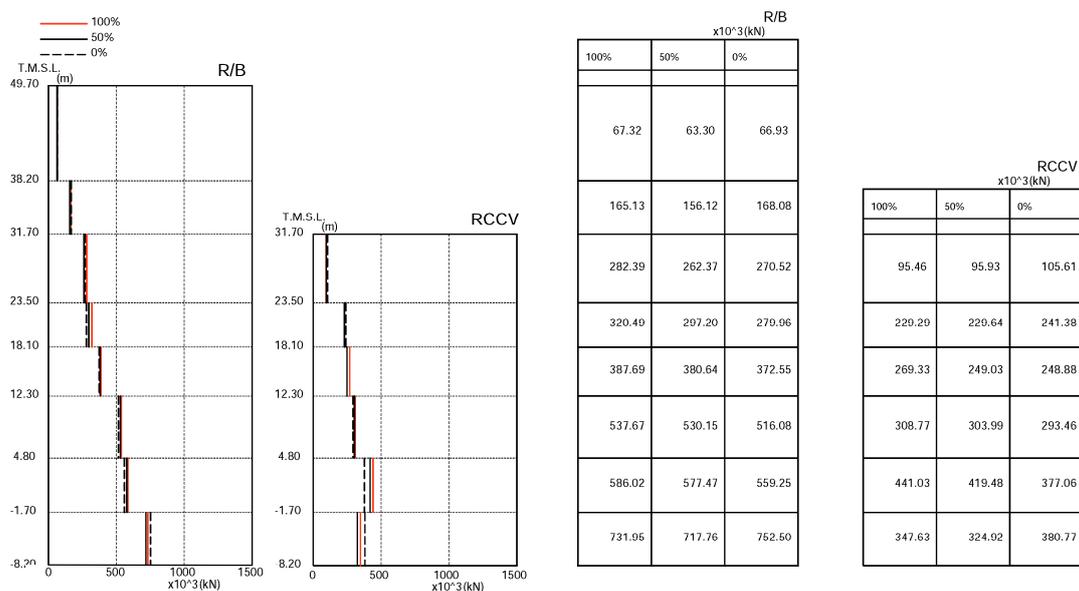
参图-1 最大応答加速度(NS 方向、Ss-1)



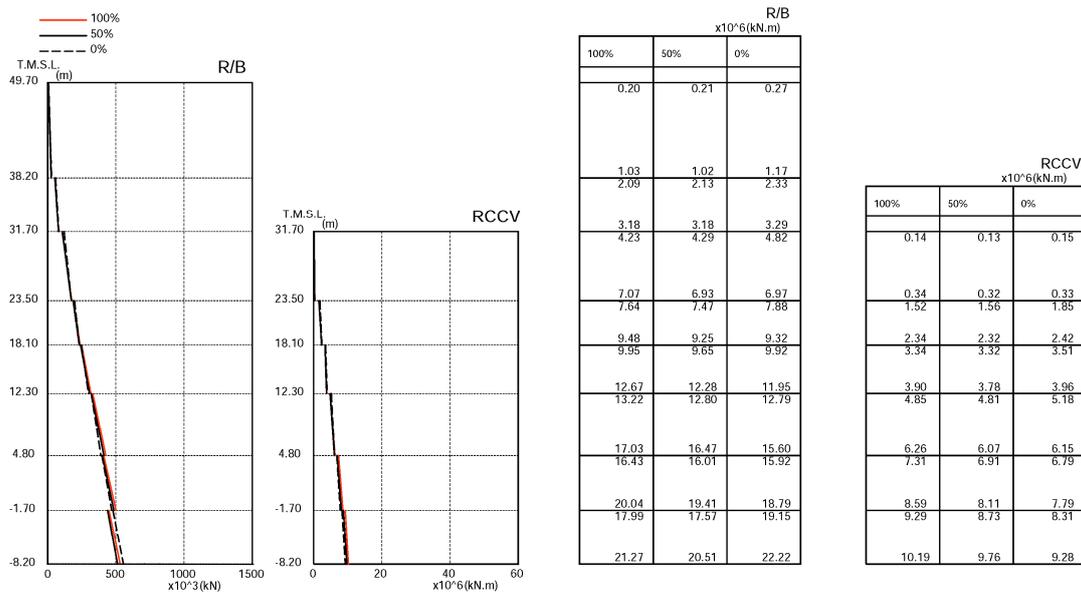
参图-2 最大応答加速度(EW 方向、Ss-1)



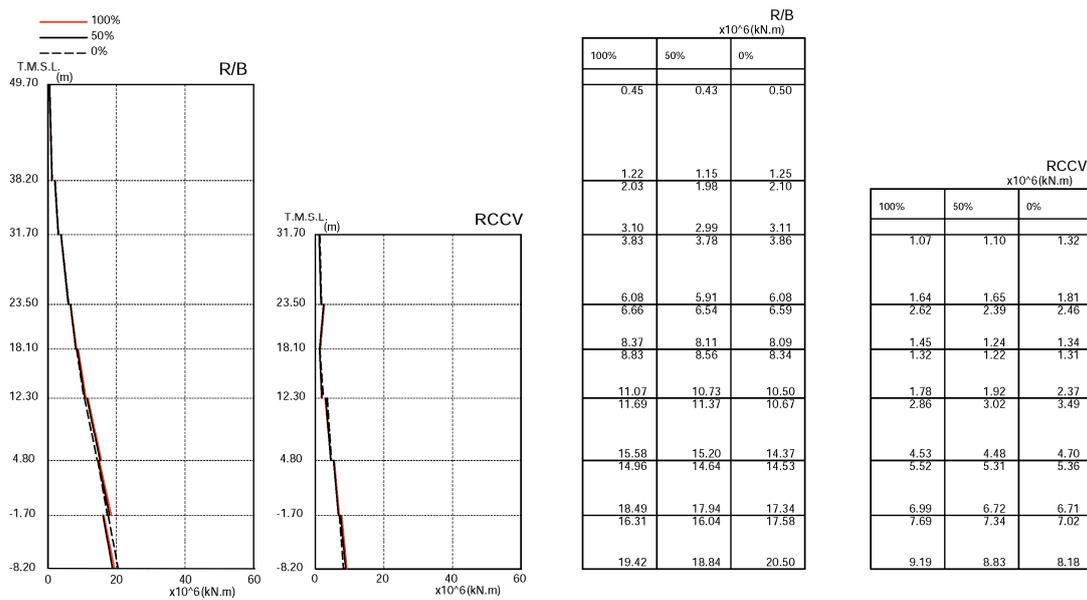
参图-3 最大応答せん断力(NS方向、Ss-1)



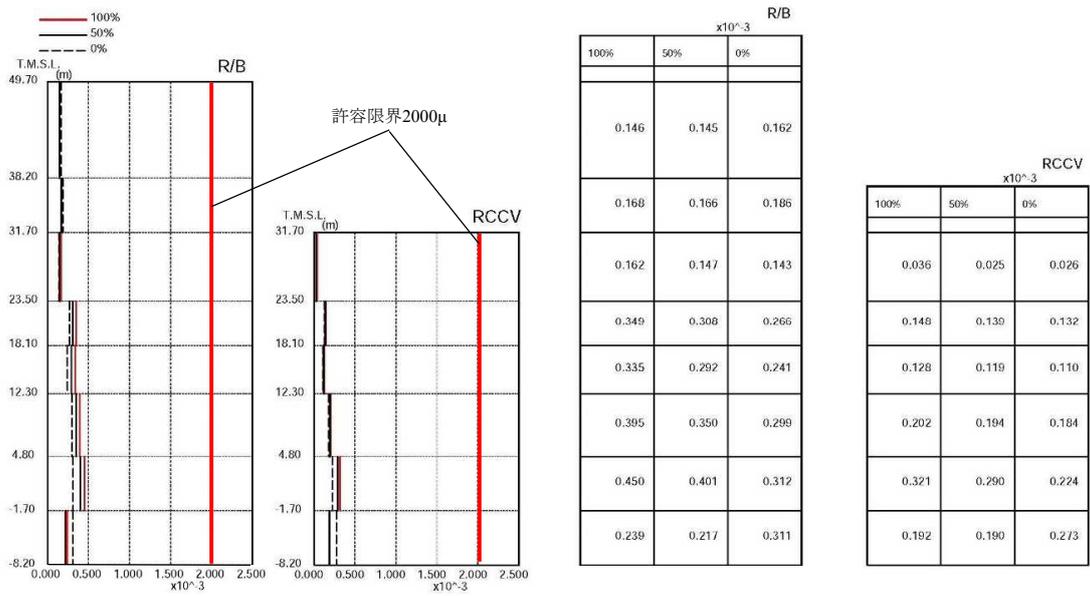
参图-4 最大応答せん断力(EW方向、Ss-1)



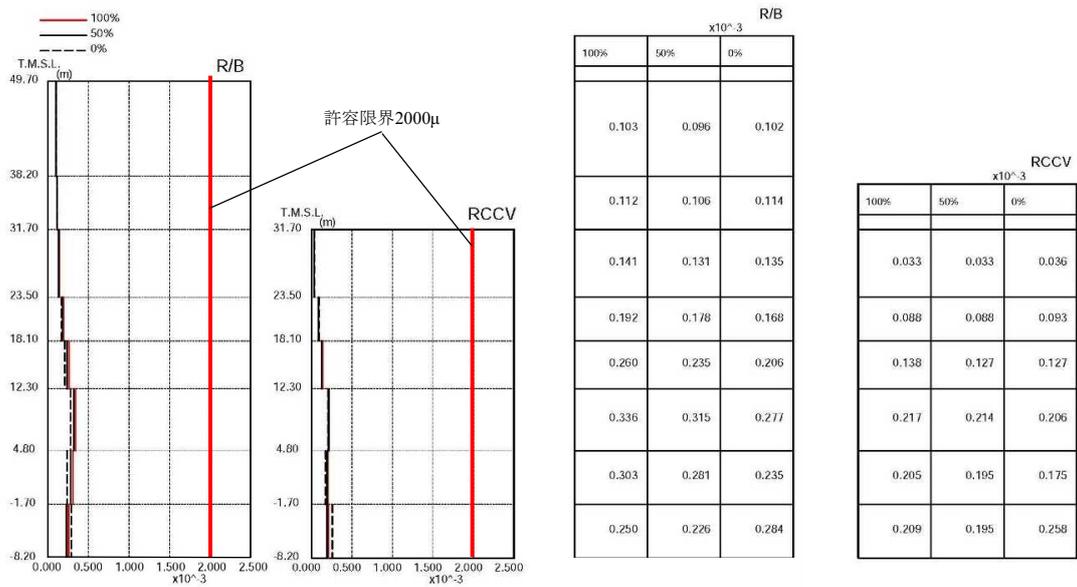
参図-5 最大応答曲げモーメント (NS 方向、Ss-1)



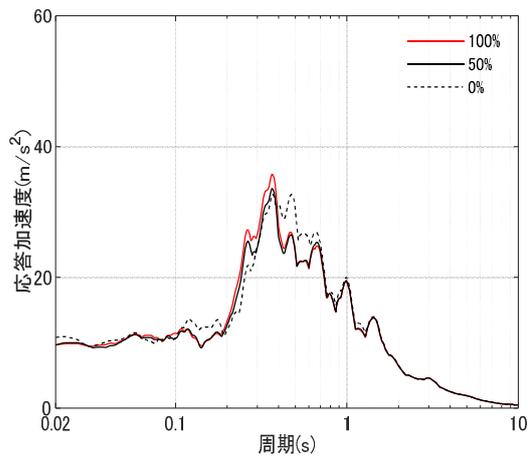
参図-6 最大応答曲げモーメント (EW 方向、Ss-1)



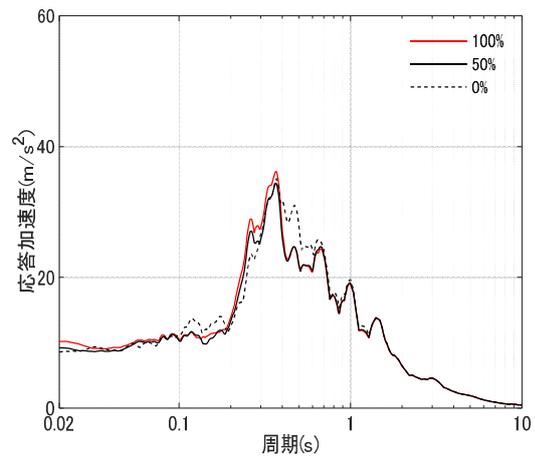
参図-7 最大応答せん断ひずみ(NS方向、Ss-1)



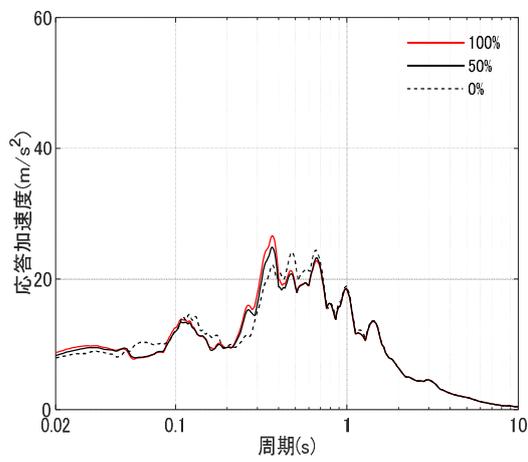
参図-8 最大応答せん断ひずみ(EW方向、Ss-1)



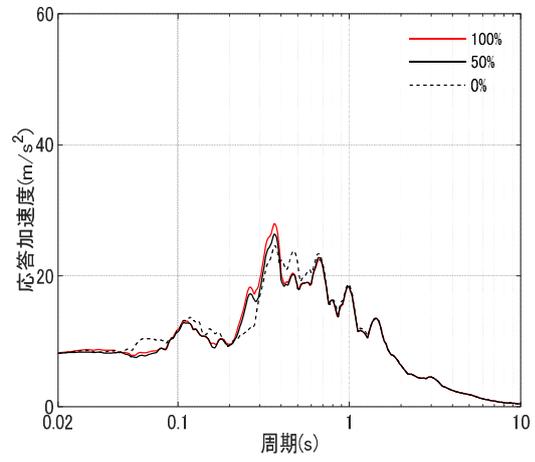
3階 : T. M. S. L. +23.50m



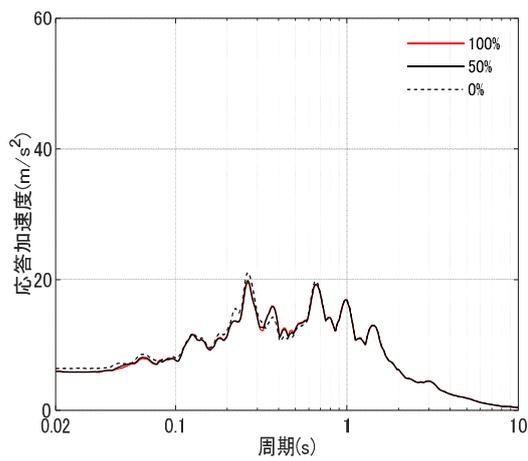
3階 : T. M. S. L. +23.50m



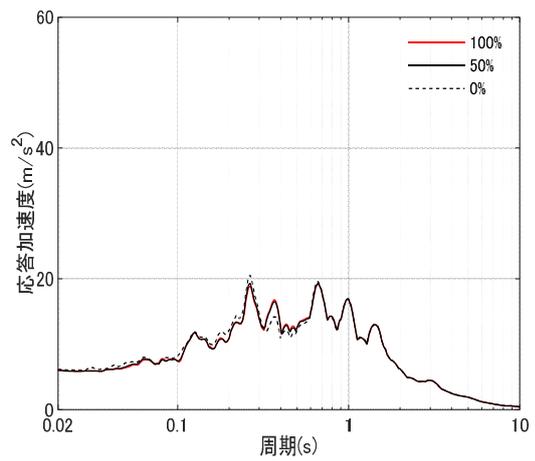
1階 : T. M. S. L. +12.30m



1階 : T. M. S. L. +12.30m

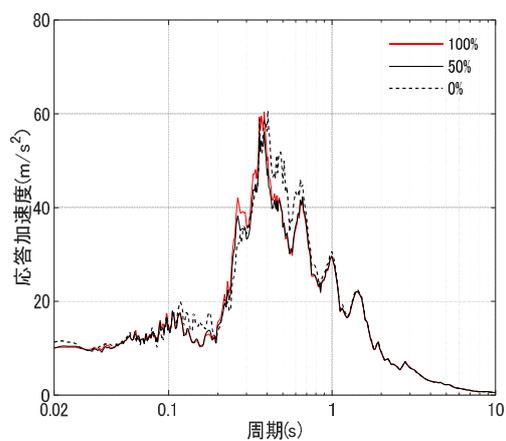


基礎版上 : T. M. S. L. -8.20m  
NS 方向

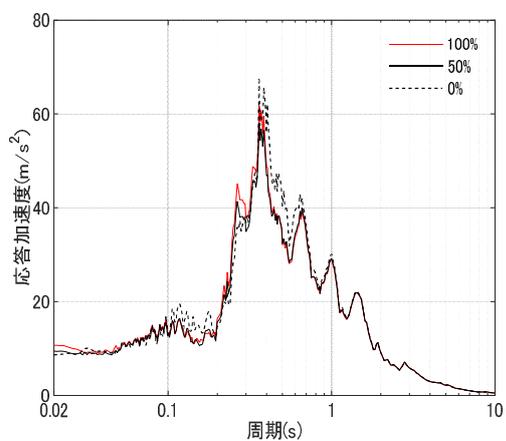


基礎版上 : T. M. S. L. -8.20m  
EW 方向

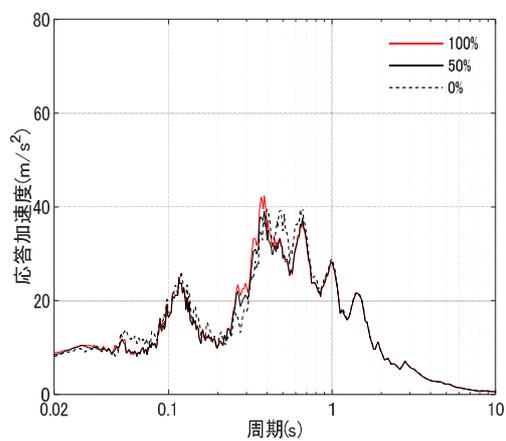
参図-9 加速度応答スペクトル(h=5%)



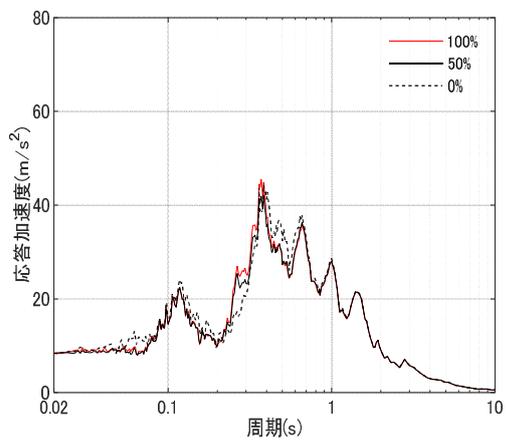
3階 : T. M. S. L. +23.50m



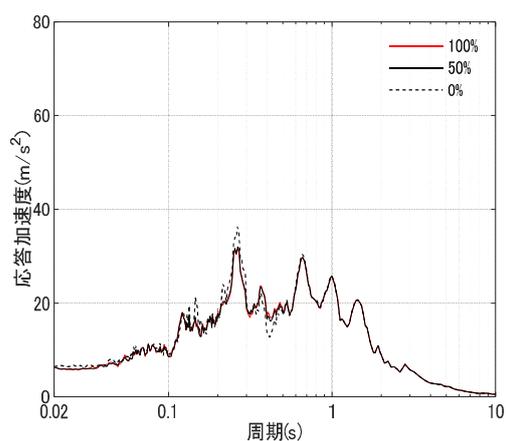
3階 : T. M. S. L. +23.50m



1階 : T. M. S. L. +12.30m

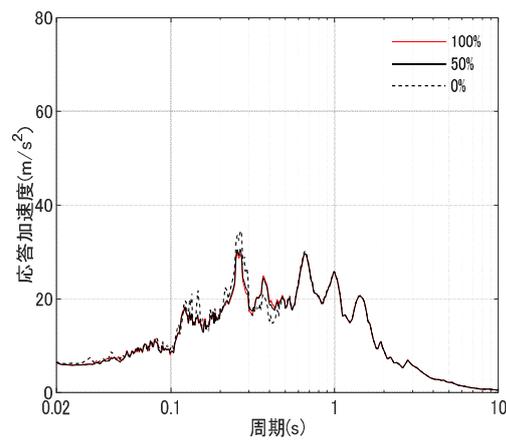


1階 : T. M. S. L. +12.30m



基礎版上 : T. M. S. L. -8.20m

NS 方向



基礎版上 : T. M. S. L. -8.20m

EW 方向

参図-10 加速度応答スペクトル(h=1%)

原子炉本体基礎の復元力特性について

## 目次

1	はじめに	1
2	RPV ペデスタルの設計概要	3
	(1) RPV ペデスタルの構造	3
	(2) RPV ペデスタルの設計フロー及び今回工認の変更点	5
	(3) 地震応答解析	6
	(4) RPV ペデスタルの構造強度評価	7
3	詳細化の目的と効果	8
3.1	詳細化の目的	8
3.2	詳細化の効果	10
4	詳細化の検討方針	12
	(1) 概要	12
	(2) 今回工認の検討範囲	13
	(3) スケルトンカーブの評価方針	14
	(4) 妥当性確認が必要な評価上の仮定	21
	(5) 妥当性の確認方針	21
5	復元力特性の設定方法	22
5.1	SC 規程を参考にした設定方針	22
	(1) SC 規程を参考にした設定方針	22
	(2) SC 規程を参考にした RPV ペデスタルの復元力特性の検討手順	24
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	25
5.3	スケルトンカーブの設定方法	27
	(1) 地震応答解析における RPV ペデスタルのモデル化	27
	(2) 曲げに対する弾塑性特性を考慮したスケルトンカーブ設定方法	33
	(3) せん断に対する弾塑性特性を考慮したスケルトンカーブ設定方法	44
5.4	構造の特徴に応じた追加検討事項の妥当性	58
	(1) 妥当性の確認対象	58
	(2) 確認方法	59
	(3) 確認結果	61
6	スケルトンカーブの作成	64
7	履歴特性の設定	85
	(1) 検討目的	85
	(2) 検討方法	85
	(3) 検討ケース	85
	(4) 検討結果	88

8	まとめ	90
9	参考文献	90

- 添付資料-1：RPV ペデスタル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 ペデスタルの減衰定数
  - 添付資料-3：SC 規程を参考にした RPV ペデスタル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 ペデスタルの支持性能
  - 添付資料-8：RPV ペデスタル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 ペデスタル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。

表 1-1 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	<b>非線形解析*</b>
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。）

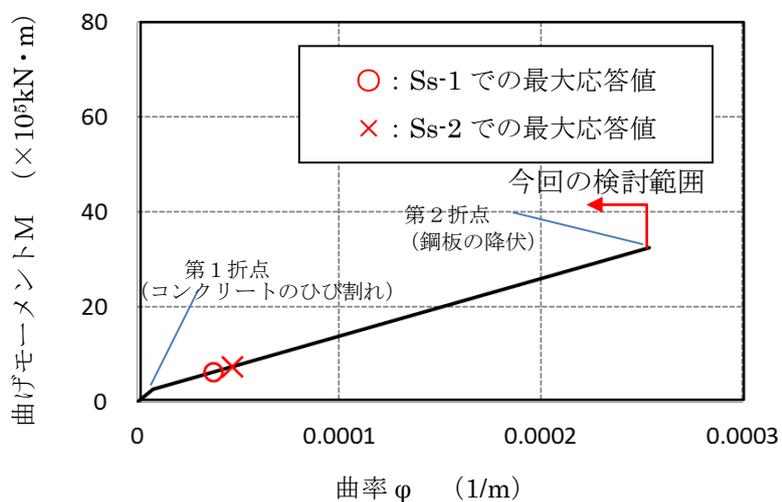


図 1-1 今回工認の基準地震動 Ss に対する RPV ペDESTALの地震応答の例

## 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図 2.1-1 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。

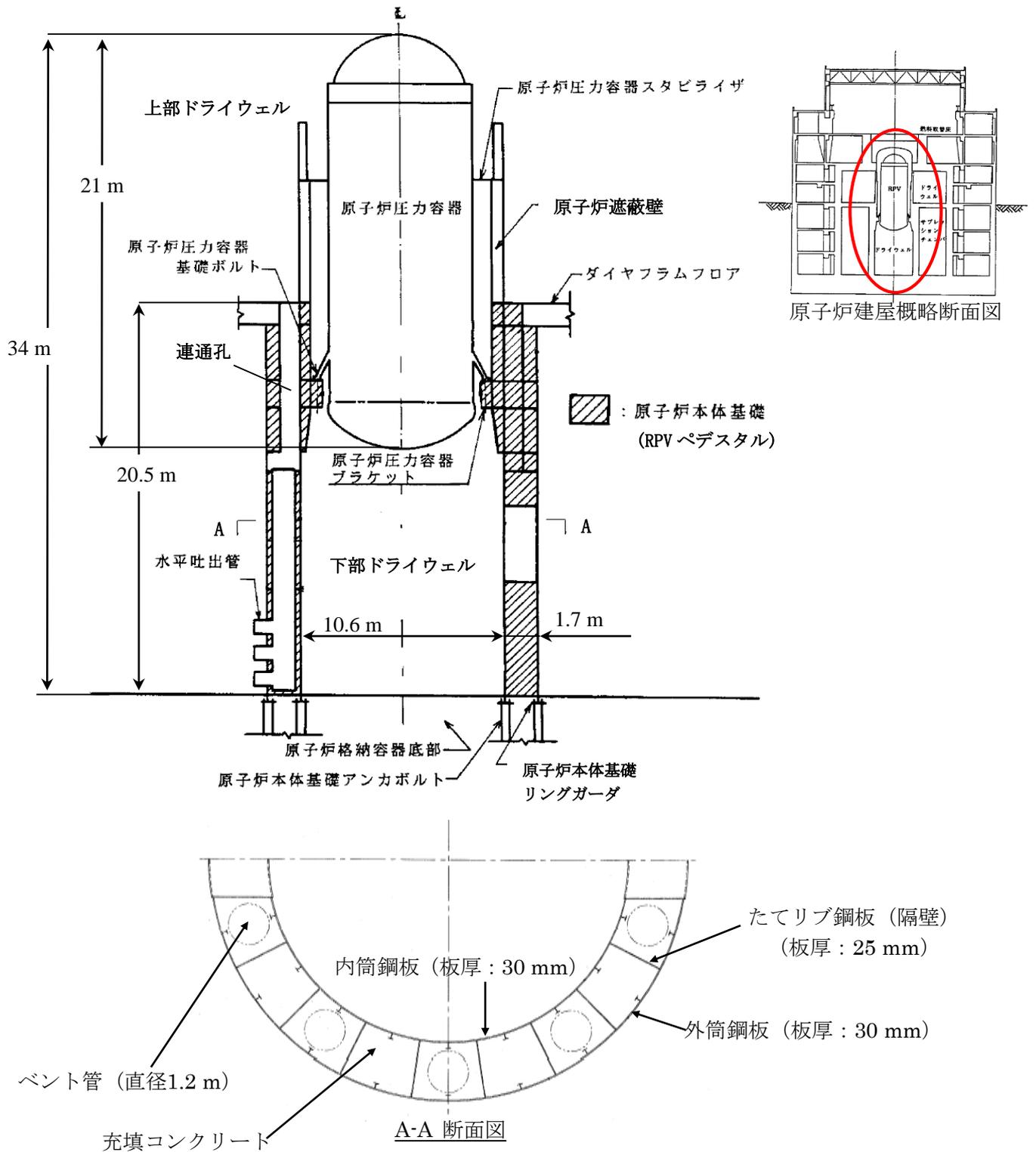


図 2.1-1 RPV ペデスタル概略図

## (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。(図 2.1-2)

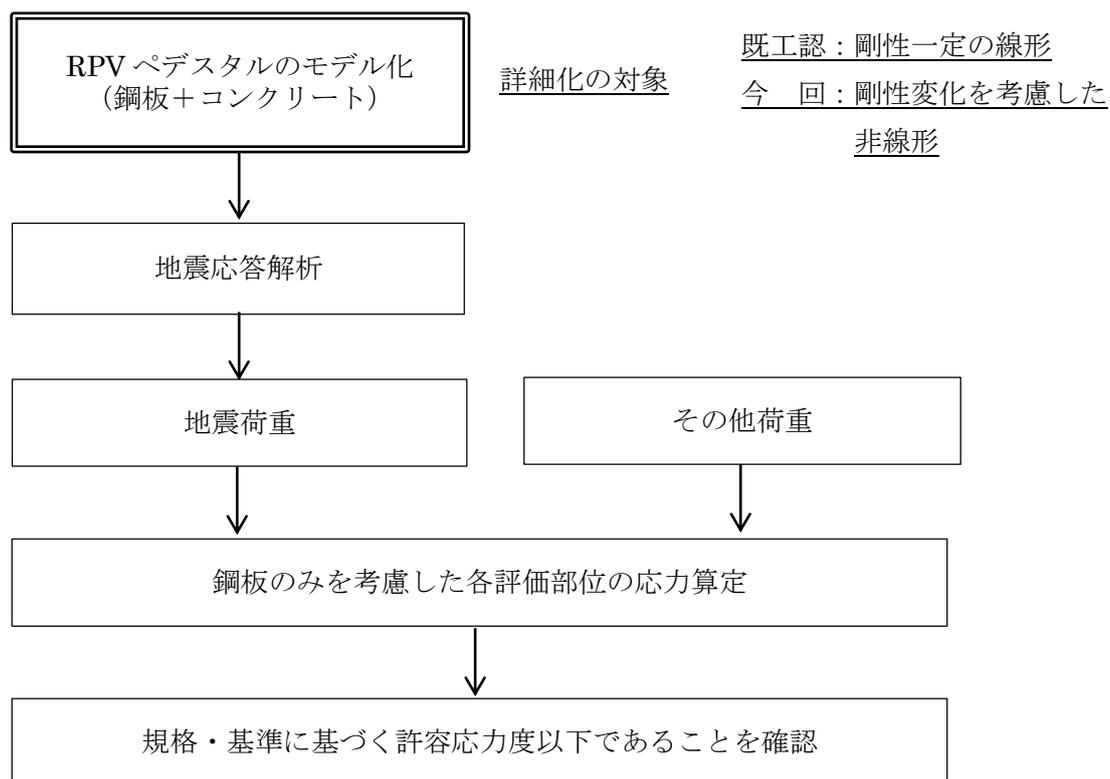


図 2.1-2 RPV ペDESTALの設計フロー

### (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。(図 2.1-3)

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。

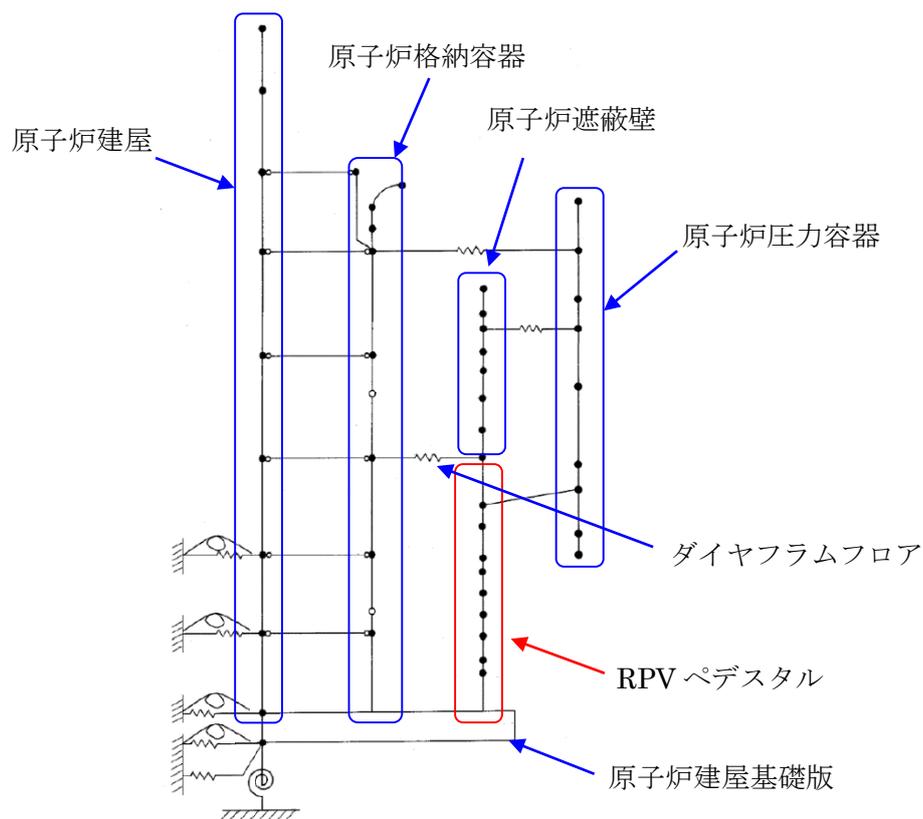


図 2.1-3 地震応答解析モデルの例

#### (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。(図 2.1-4)

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。

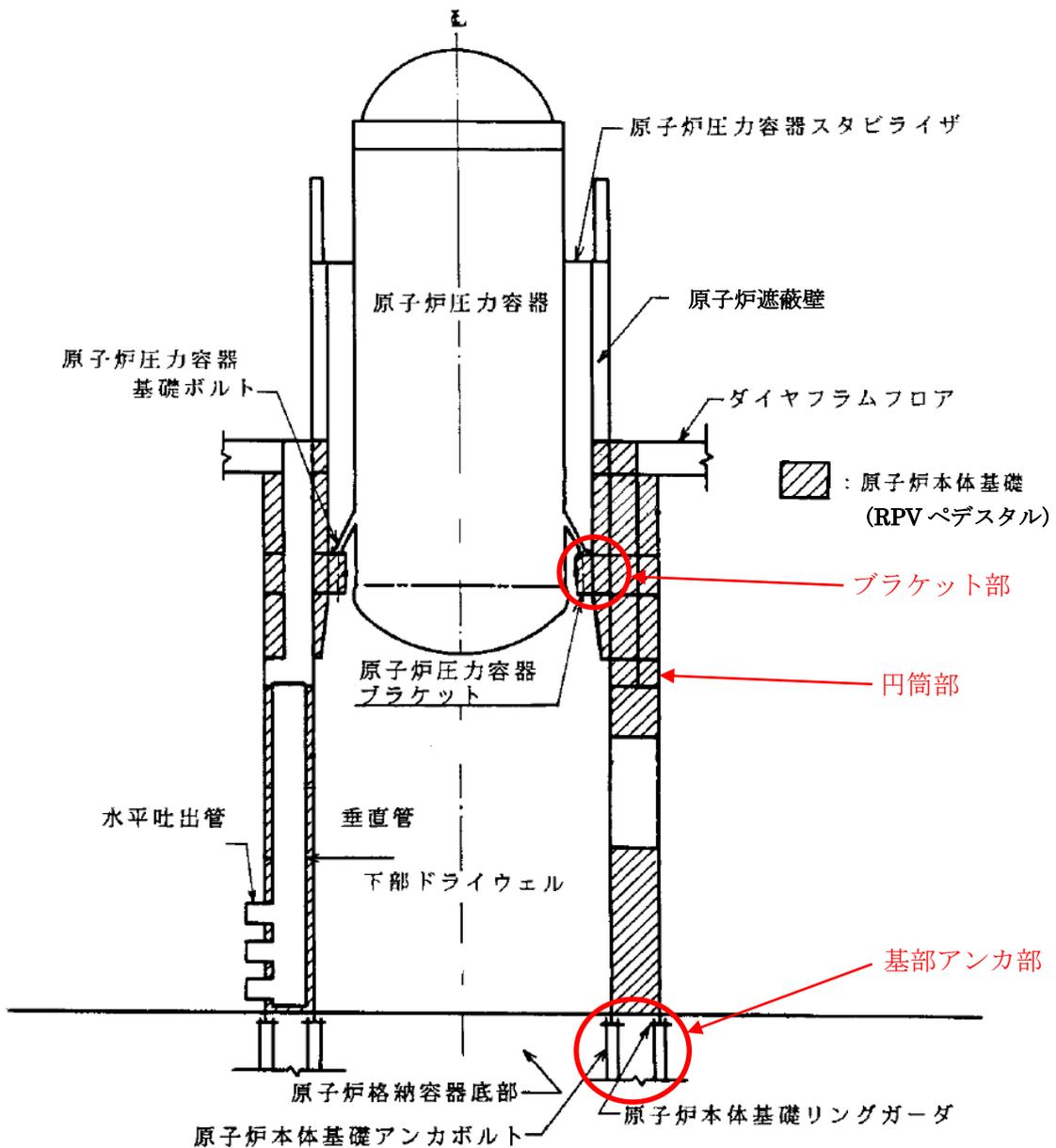


図 2.1-4 RPV ペDESTALの構造強度評価部位

### 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DESTAL と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。

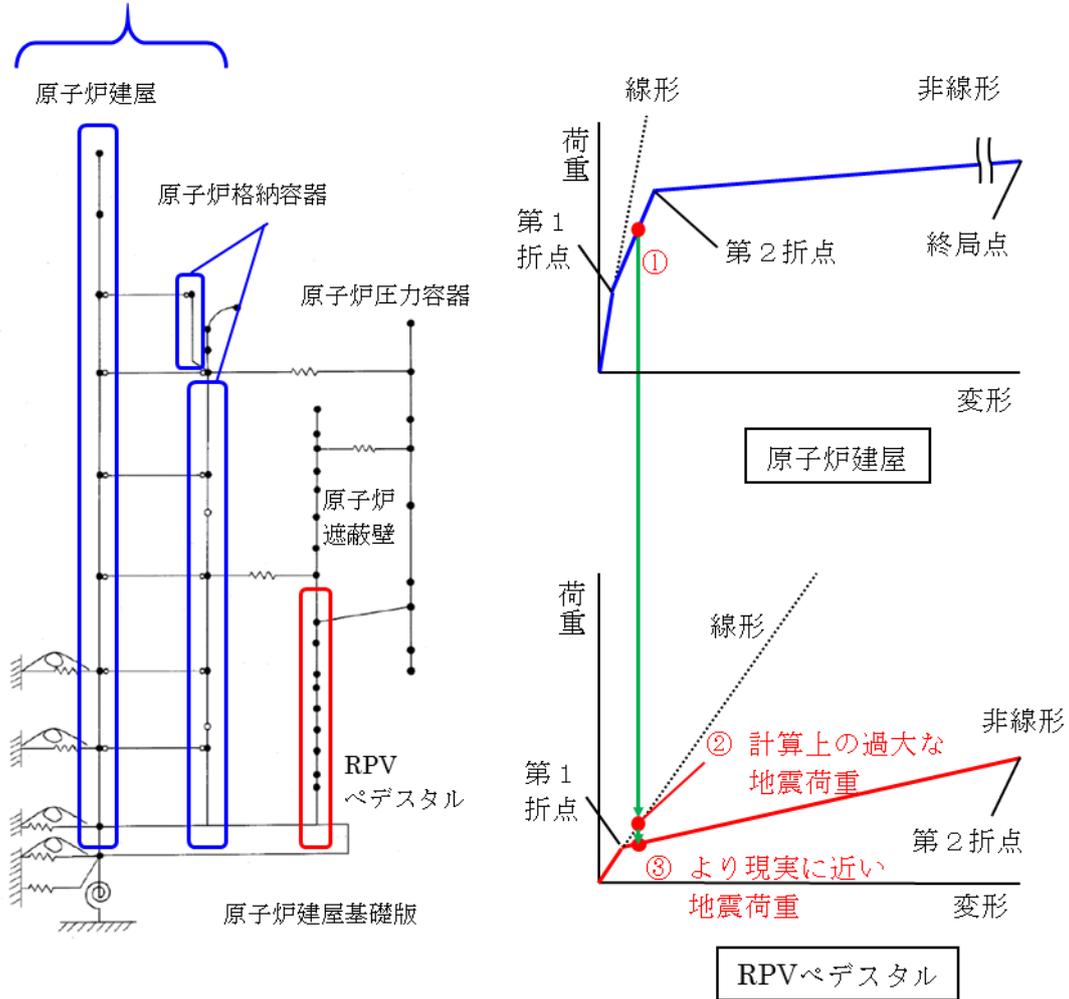
RPV ペDESTAL を既工認のまま変更せず線形とする場合、原子炉建屋がコンクリートのひび割れ点である第 1 折点を超え剛性低下した際（図 3.1-1 中の①）に、原子炉建屋と並列ばねを構成する RPV ペDESTAL が過大な地震荷重を計算上受け持つこととなり、原子炉建屋と RPV ペDESTAL の荷重分担のバランスが実態と大きく異なることとなる。（図 3.1-1 中の②）

このように原子炉建屋を非線形、RPV ペDESTAL 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DESTAL に対しても原子炉建屋と同様にコンクリートの剛性変化を考慮した復元力特性を導入する。（図 3.1-1 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

図 3.1-1 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。(表 3.2-1)

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。(表 3.2-2)

表 3.2-1 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 <sup>※1</sup> ：非線形 RPV ペデスタル： <u>線形</u>		原子炉建屋 <sup>※1</sup> ：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 <sup>3</sup> kN・m]	28,400	2,000	28,900	1,270
モーメントの 分担割合 <sup>※2</sup>	93.4 %	<u>6.6 %</u>	95.8 %	<u>4.2 %</u>
せん断力 [×10 <sup>3</sup> kN]	993	101	1,010	65
せん断力の 分担割合 <sup>※2</sup>	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

表 3.2-2 基準地震動 Ss 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°] <sup>※2</sup>	許容値 <sup>※1</sup> [kN/4.5°] <sup>※2</sup>
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： <u>線形</u>	7,389	5,907
		原子炉建屋：非線形 RPV ペDESTAL： <u>非線形</u>	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<sub>AS</sub>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 80 本、外側 160 本配置されており、最小ユニットである内側 1 本、外側 2 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。

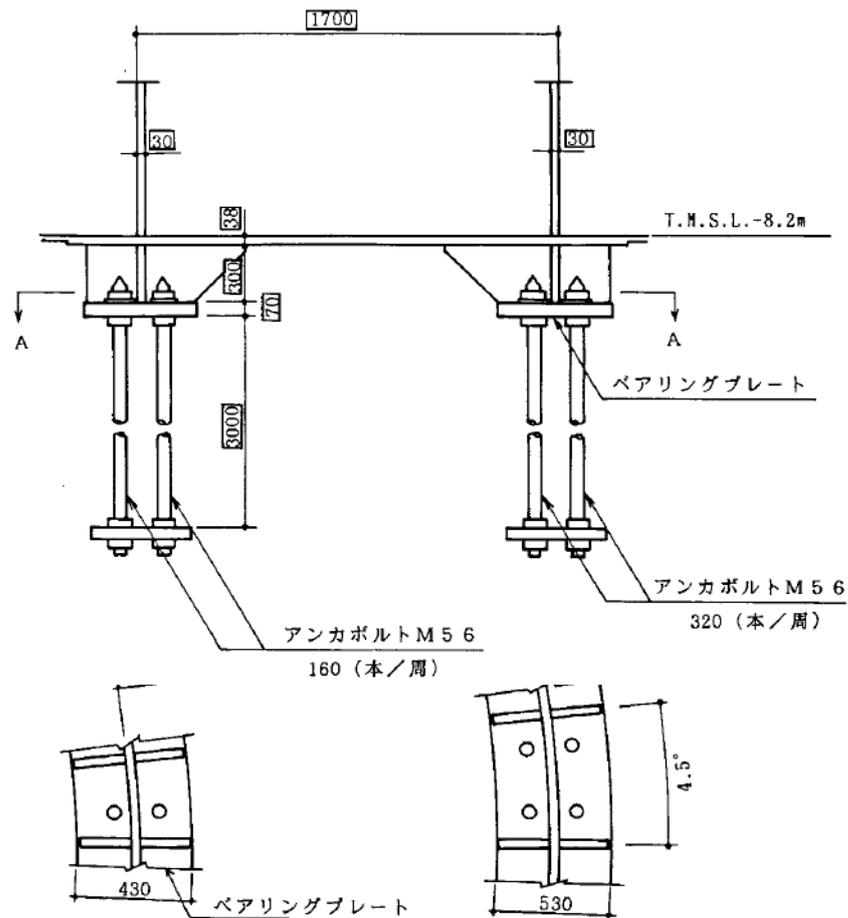


図 3.2-1 RPV ペDESTAL のアンカ部構造

#### 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。(表 4-1)

表 4-1 RPV ペDESTALの耐震設計に関する既工認と今回工認の比較

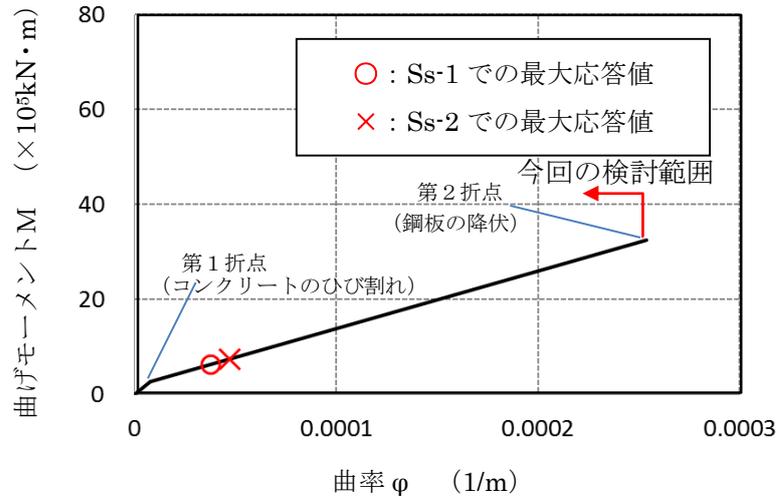
	既工認	今回工認
地震応答解析	原子炉建屋と連成しモデル化	同左
	剛性は鋼板及びコンクリートをともに考慮	同左
	線形解析	<b>非線形解析*</b>
構造強度評価	鋼構造として、鋼板のみで耐えるよう設計	同左

※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。）

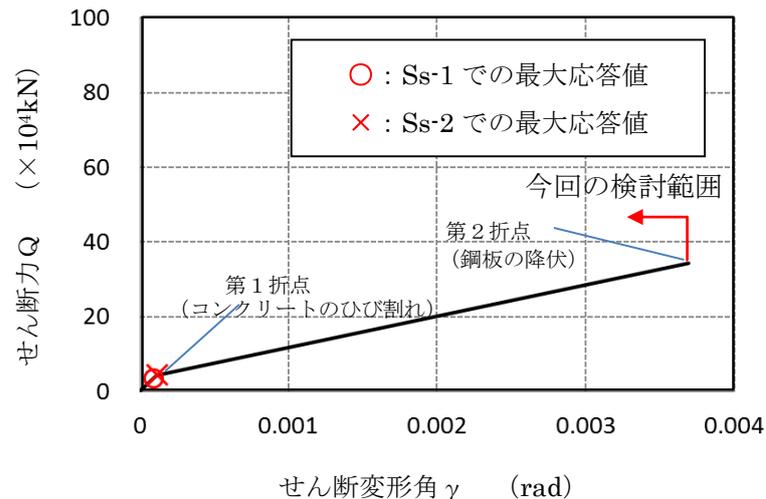
(2) 今回工認の検討範囲

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

図 4-1 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。

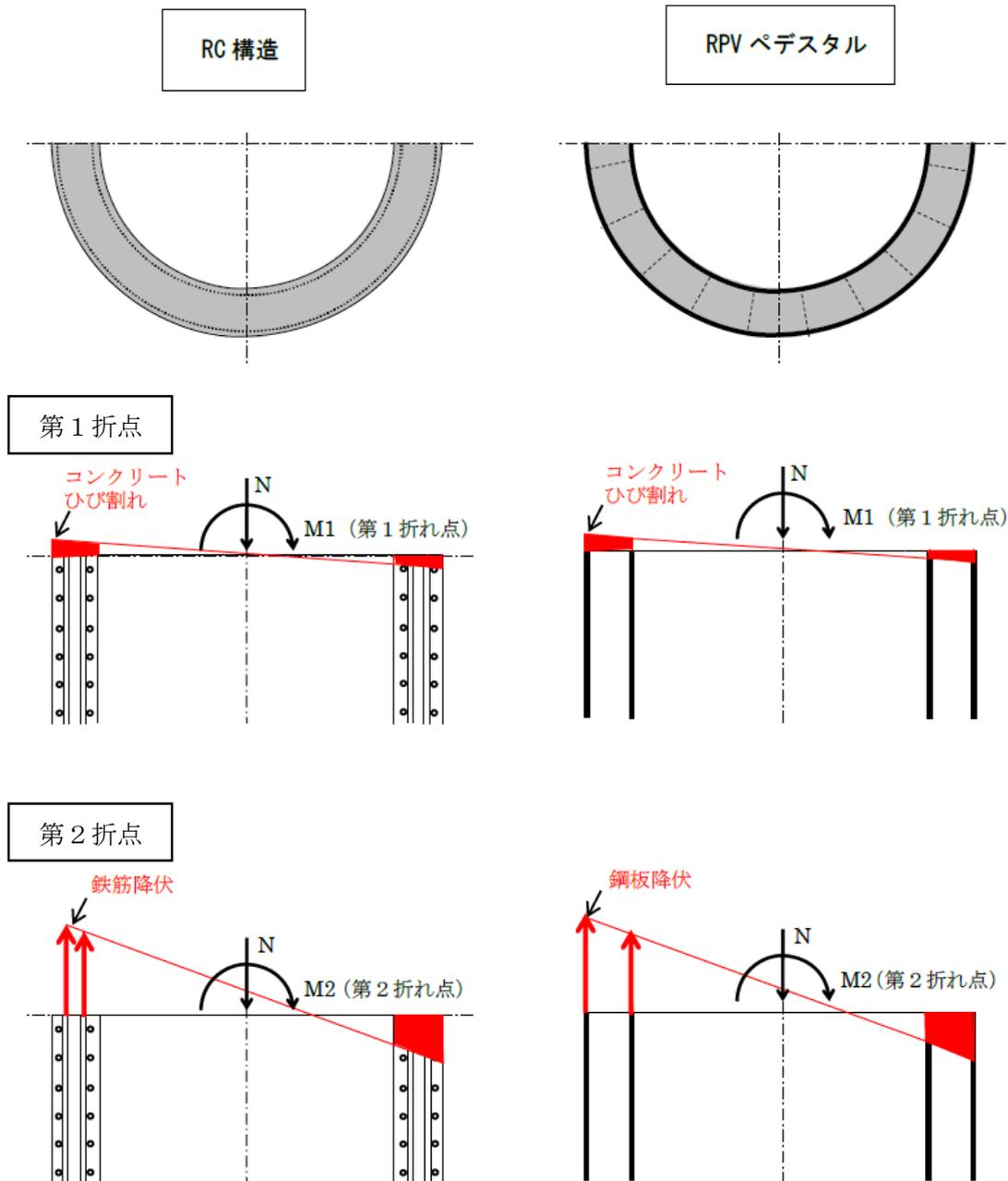


図 4-2 RC 構造と RPV ペDESTAL の曲げに対する抵抗機構

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 $45^\circ$ 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<sup>(3)</sup>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。

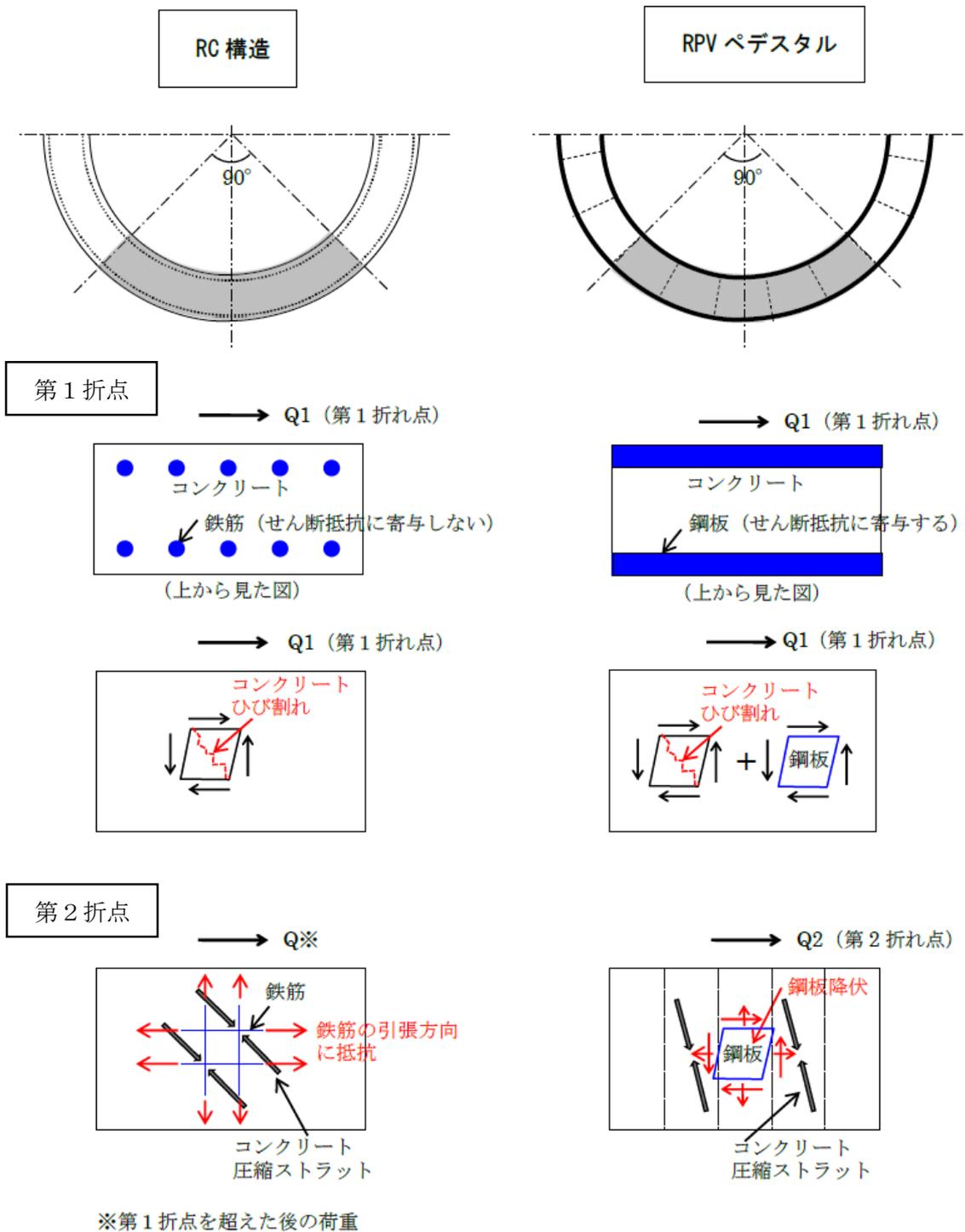


図 4-3 RC 構造と RPV ペDESTAL のせん断に対する抵抗機構

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<sup>③</sup>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。

表 4-2 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	$\tau_1$ $= \sqrt{0.31\sqrt{F_c}(0.31\sqrt{F_c} + \sigma_v)}$ $\gamma_1 = \tau_1 / G$	鋼板のせん断剛性の寄与分を考慮して同様の考え方で評価が可能 $\tau_{cr} = \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}$ ただし, $\sigma_B$ 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 <sup>(3)</sup> に基づき, コンクリートのせん断ひび割れ角度 $\theta$ に応じたせん断ひび割れ後のコンクリート剛性 $K_\beta$ 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 $\theta$ 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/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_v$  : 縦軸応力度 (N/mm<sup>2</sup>) (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 (mm<sup>4</sup>)  
 $Z_e$  : 鉄筋を考慮した断面係数 (mm<sup>3</sup>)  
 $f_t = 1.2\sqrt{F_c}$   
: コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $M_y$  : 引張鉄筋降伏時モーメント (N・m)  
 $\phi_y$  : 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/mm<sup>2</sup>)  
 $G$  : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)

<RPV ペDESTAL>

- $\sigma_v$  : 鋼板を考慮した鉛直方向軸応力度 (圧縮を正, N/mm<sup>2</sup>)  
 $I_e$  : 鋼板を考慮した断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)  
 $Z_e$  : 鋼板を考慮した断面係数 (mm<sup>3</sup>)  
 $f_t$  : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $E_c$  : コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $M_y$  : 鋼板降伏時モーメント (N・mm)  
 $\phi_y$  : 鋼板降伏時曲率 (1/mm)  
 $A_s$  : 鋼板のせん断断面積 (mm<sup>2</sup>)  
 $A_c$  : コンクリートのせん断断面積 (mm<sup>2</sup>)  
 $G_s$  : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $G_c$  : コンクリートのせん断弾性係数 (mm<sup>2</sup>)  
 $E_s$  : 鋼板のヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $E_c'$  : コンクリートのひび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/mm<sup>2</sup>)  
 $K_\alpha$  : 鋼板のせん断剛性  
 $K_\beta$  : 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  
 $\sigma_y$  : 鋼板の降伏点強度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度で設計基準強度  $F_c$  を用いてよい (N/mm<sup>2</sup>)  
 $F_c$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\nu_c$  : 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<sup>(3)</sup>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

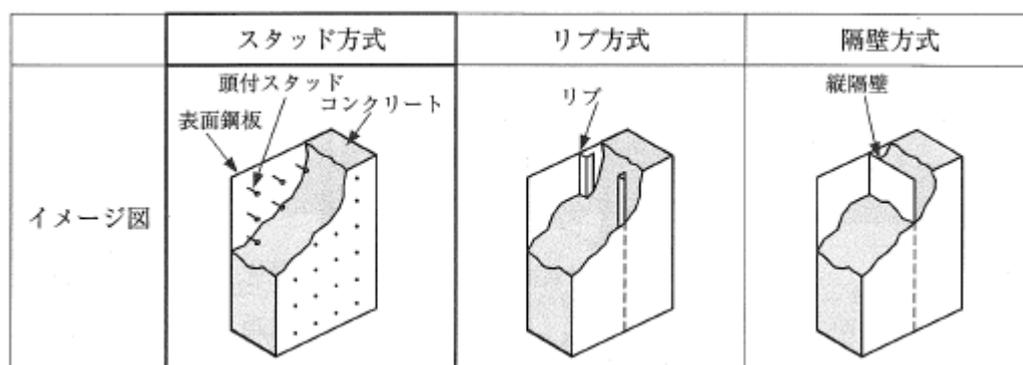
#### (1) SC 規程を参考にした設定方針

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)

図 5.1-1 SC 構造の各種構造形式 (例)

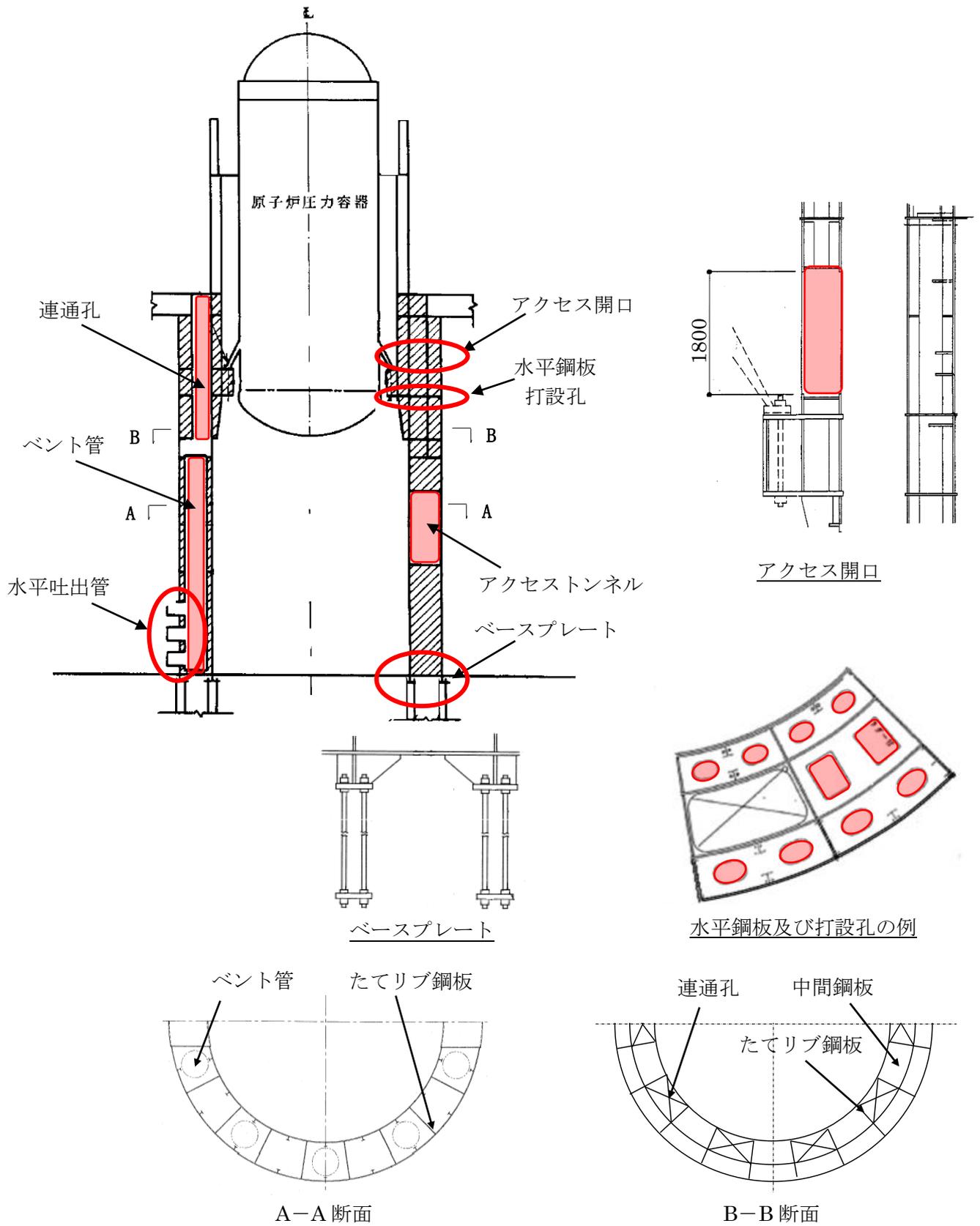


図 5.1-2 RPV ペデスタルの構造概要

(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。

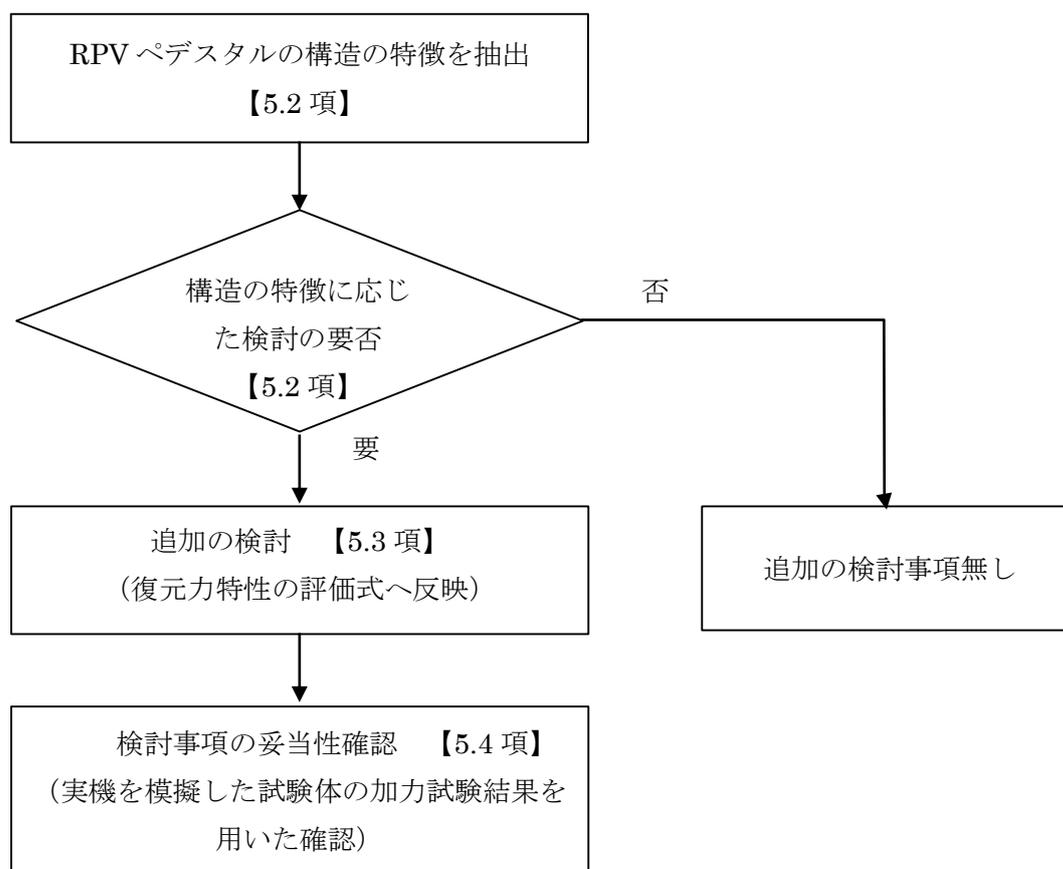


図 5.1-3 RPV ペDESTAL の復元力特性評価方法の検討手順

## 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表 5.2 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。

表 5.2 RPV ペデスタルの構造の特徴及び追加検討の要否

RPV ペデスタルの構造の特徴		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 ペデスタル	ベント管	○	RPV ペデスタル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 ペデスタル	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、図 5.3(1)-1 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 は図 5.3(1)-1 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表 5.3(1)-1 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表 5.3(1)-2 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表 5.3(1)-3 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)

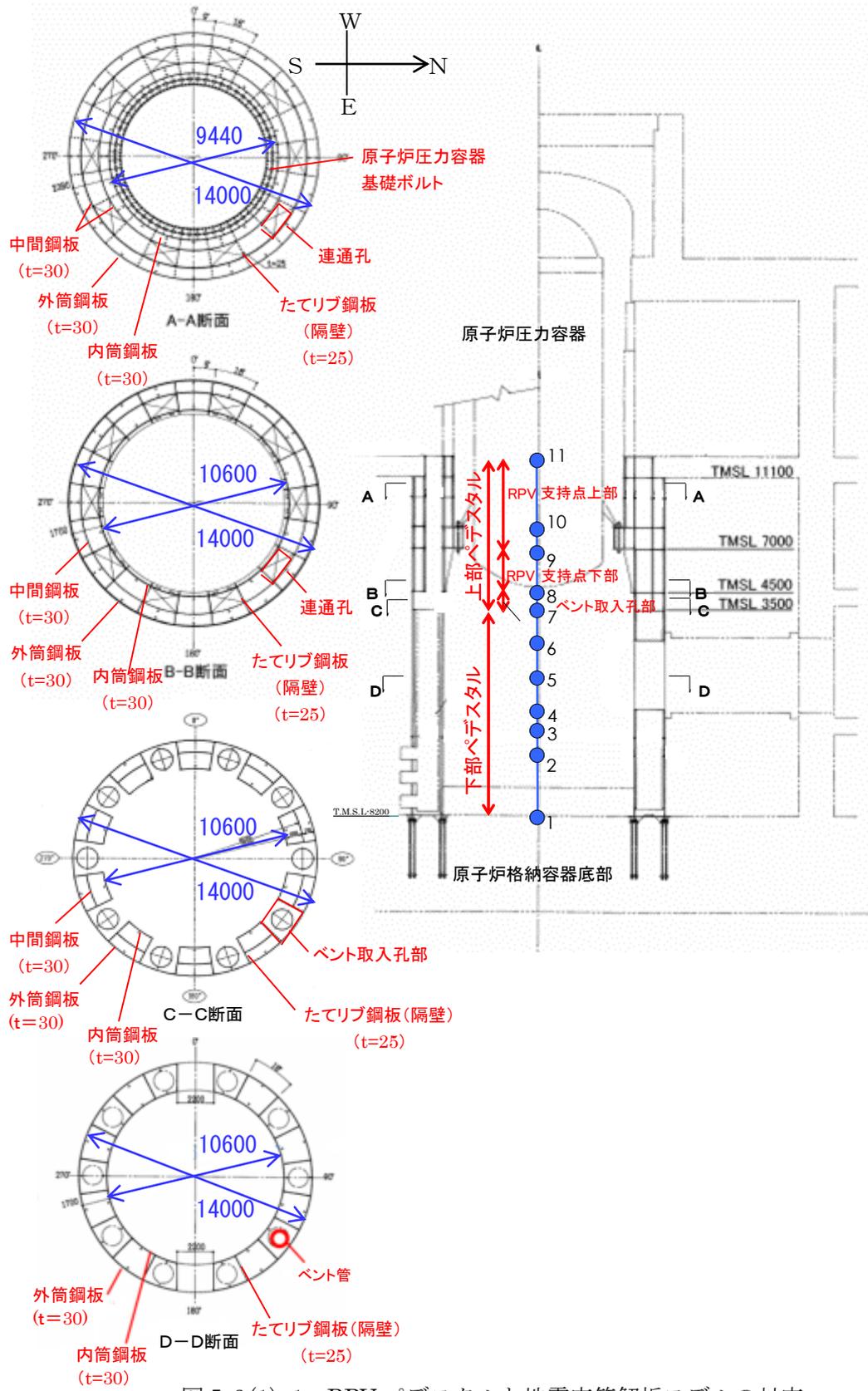


図 5.3(1)-1 RPV ペDESTALと地震応答解析モデルの対応

表 5.3(1)-1 RPV ペデスタル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 ペデスタル	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 ペデスタル	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	

表 5.3(1)-2 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/mm<sup>2</sup>)
- $E_s$  : 鋼板のヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $I_c$  : コンクリートの断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)
- $I_s$  : 鋼板の断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)
- $G_c$  : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $G_s$  : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $A_c$  : コンクリートのせん断断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $A_s$  : 鋼板のせん断断面積 (mm<sup>2</sup>)

表 5.3(1)-3 RPV ペDESTAL 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DESTAL の評価式		設定理由	試験で妥当性確認する範囲	
			下部ペDESTAL	上部ペDESTAL			
曲げ変形	第1折点	$M_1 = Z_e(f_t + \sigma_v)$	$M_1 = Z_e(f_t + \sigma_v)$	$M_1 = Z_e(f_t + \sigma_v)$ ただし, $f_t=0$ とする	$M_1 = Z_e(0.5f_t + \sigma_v)$	注2, 注3	評価式は RC 構造と同様の考え方で適用可能。
		$\Phi_1 = M_1/(E_c \cdot I_e)$	$\Phi_1 = M_1/(E_c \cdot I_e)$	同左 (構造特性の反映点無し)	同左 (構造特性の反映点無し)		
	第2折点	$M_2 = M_y$ $\Phi_2 = \Phi_y$	$M_2 = M_y$ $\Phi_2 = \Phi_y$	同左 (構造特性の反映点無し)	同左 (構造特性の反映点無し)		構造を踏まえたコンクリート引張強度 $f_t$ とせん断ひび割れ強度 $\tau_{cr}$ 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。
せん断変形	第1折点	$\tau_1 = \sqrt{0.31\sqrt{F_c}(0.31\sqrt{F_c} + \sigma_v)}$	$Q_1 = (A_c + \frac{G_s}{G_c} \cdot A_s) \cdot \tau_{cr}$	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。
			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)		
		$\gamma_1 = \tau_1/G$	$\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c$	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	$\tau_2 = 1.35\tau_1$ $\gamma_2 = 3\gamma_1$	$Q_2 = \frac{(K_\alpha + K_\beta)}{\sqrt{(3K_\alpha^2 + K_\beta^2)}} \cdot A_s \cdot \sigma_v$ $\gamma_2 = \frac{Q_2}{(K_\alpha + K_\beta)}$ $K_\alpha = A_s \cdot G_s$	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	構造に応じたコンクリートのひび割れ角度 $\theta$ 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。
		$K_\beta = \frac{1}{\frac{4}{(A_c \cdot E'_c)} + \frac{2(1-\nu_s)}{(A_s \cdot E_s)}}$	$K_\beta$ : SC 規程の附属書 2.1 解説を参考に設定 $K_\beta = \frac{(\cos \theta)^2 \cdot H}{2 \left[ \frac{1 - \nu^2}{E'_c \cdot t_c \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot E_s} (C1 + C2) \right]}$	$K_\beta$ : SC 規程の附属書 2.1 解説を参考に設定 $K_\beta = \frac{(\cos \theta)^2 \cdot H}{2 \left[ \frac{1 - \nu^2}{E'_c \cdot t_c \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot E_s} (C1 + C2) \right]}$			

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  $f_t=0$  とした。
3. 上部ペDESTAL 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DESTAL 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  $\tau_{cr}$  に 0.5 を乗じた。
5. SC 規程における  $K_\beta$  (=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DESTAL 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  $\theta$  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/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_v$  : 縦軸応力度 (N/mm<sup>2</sup>) (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 (mm<sup>4</sup>)  
 $Z_e$  : 鉄筋を考慮した断面係数 (mm<sup>3</sup>)  
 $f_t = 1.2\sqrt{F_c}$   
: コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $M_y$  : 引張鉄筋降伏時モーメント (N・m)  
 $\phi_y$  : 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/mm<sup>2</sup>)  
 $G$  : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)

<RPV ペDESTAL (JEAC4618-2009) >

- $\sigma_v$  : 鋼板を考慮した鉛直方向軸応力度 (圧縮を正, N/mm<sup>2</sup>)  
 $I_e$  : 鋼板を考慮した断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)  
 $Z_e$  : 鋼板を考慮した断面係数 (mm<sup>3</sup>)  
 $f_t$  : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $E_c$  : コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $M_y$  : 鋼板降伏時モーメント (N・mm)  
 $\phi_y$  : 鋼板降伏時曲率 (1/mm)  
 $A_s$  : 鋼板のせん断断面積 (mm<sup>2</sup>)  
 $A_c$  : コンクリートのせん断断面積 (mm<sup>2</sup>)  
 $G_s$  : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $G_c$  : コンクリートのせん断弾性係数 (mm<sup>2</sup>)  
 $E_s$  : 鋼板のヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $E_c'$  : コンクリートのひび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/mm<sup>2</sup>)  
 $K_\alpha$  : 鋼板のせん断剛性  
 $K_\beta$  : 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  
 $\sigma_y$  : 鋼板の降伏点強度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度で設計基準強度  $F_c$  を用いてよい (N/mm<sup>2</sup>)  
 $F_c$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\nu_c$  : 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  $\theta$  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  $\phi$  との  $M$ - $\phi$  関係を以下に示す状態を考慮して算定する (図 5.3(2)-1 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、

- $\sigma_v$  : 鋼板を考慮した鉛直方向軸応力度 (圧縮を正,  $\text{N}/\text{mm}^2$ )
- $\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度で設計基準強度  $F_c$  を用いてよい ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
- $\nu_1$  : 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 ( $\text{mm}^4$ )
- $Z_e$  : 鋼板を考慮した断面係数 ( $\text{mm}^3$ )
- $f_t$  : コンクリートの曲げ引張強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
- $\sigma_v$  : 鋼板を考慮した鉛直方向軸応力度 (圧縮を正,  $\text{N}/\text{mm}^2$ )
- $E_c$  : コンクリートのヤング係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
- $M_y$  : 鋼板降伏時モーメント ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ )
- $\phi_y$  : 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 ( $\text{mm}$ )

今回の  
設定範囲

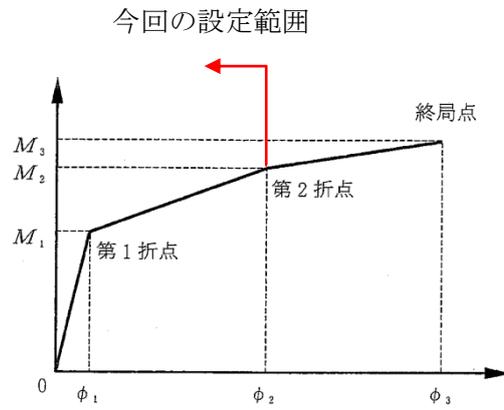


図 5.3(2)-1 曲げ変形に対するスケルトンカーブ  
(1)に加筆)

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。

図 5.3(2)-2 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。

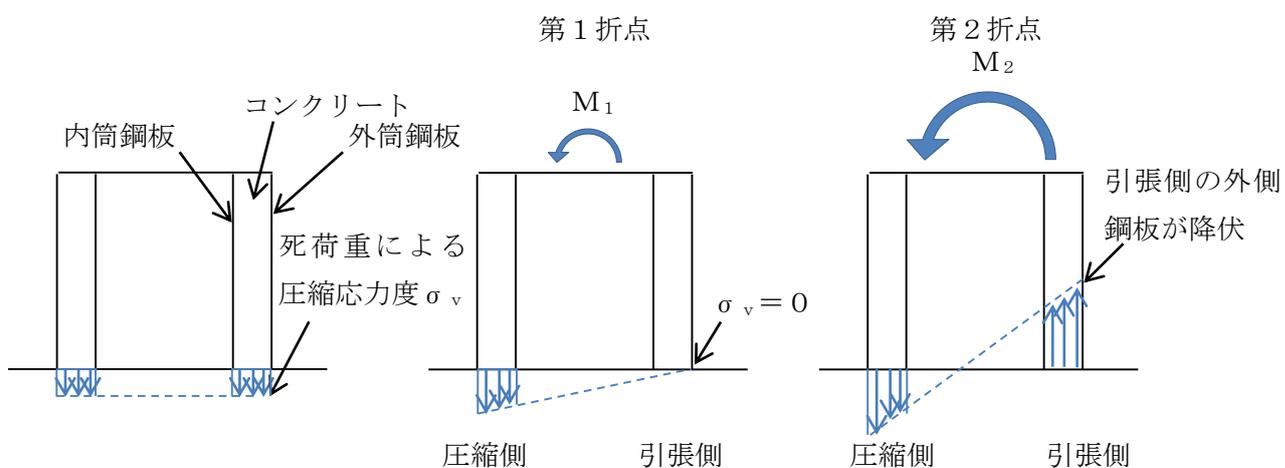


図 5.3(2)-2 下部ペDESTAL曲げ変形の各状態（概念図）

(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、図 5.3(2)-3（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

•  $\phi_1$  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 ( $\text{mm}^3$ ) ( $= I_e / (D / 2)$ )

$D / 2$  : 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 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ) ( $= 0.38\sqrt{\sigma_B}$ )

$\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

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

$\sigma_v$  : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

(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 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$E_s$  : 鋼板のヤング係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$I_e$  : 鋼板を考慮したコンクリートの断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )

(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 ( $\sigma_v$ ) がゼロとなる時点の  $M$  及び  $\phi$  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 ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ )

$\phi_y$  : 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  $\phi$  を表している。

第2折点の曲げモーメント  $M$  及び曲率  $\phi$  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  $\phi_2$  を求める。

表 5.3(2)-1 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)	

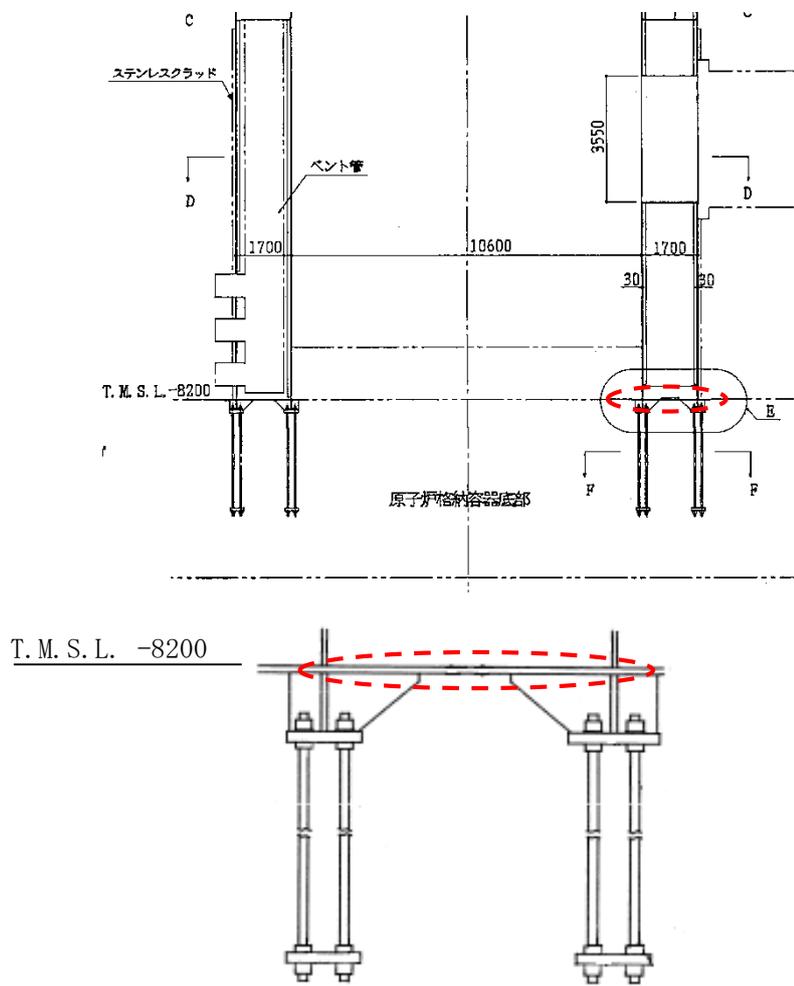


図 5.3(2)-3 RPV ペDESTALの脚部  
 [コンクリートがベースプレートにて分断されている箇所を赤破線で示す]

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。

図 5.3(2)-4 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。

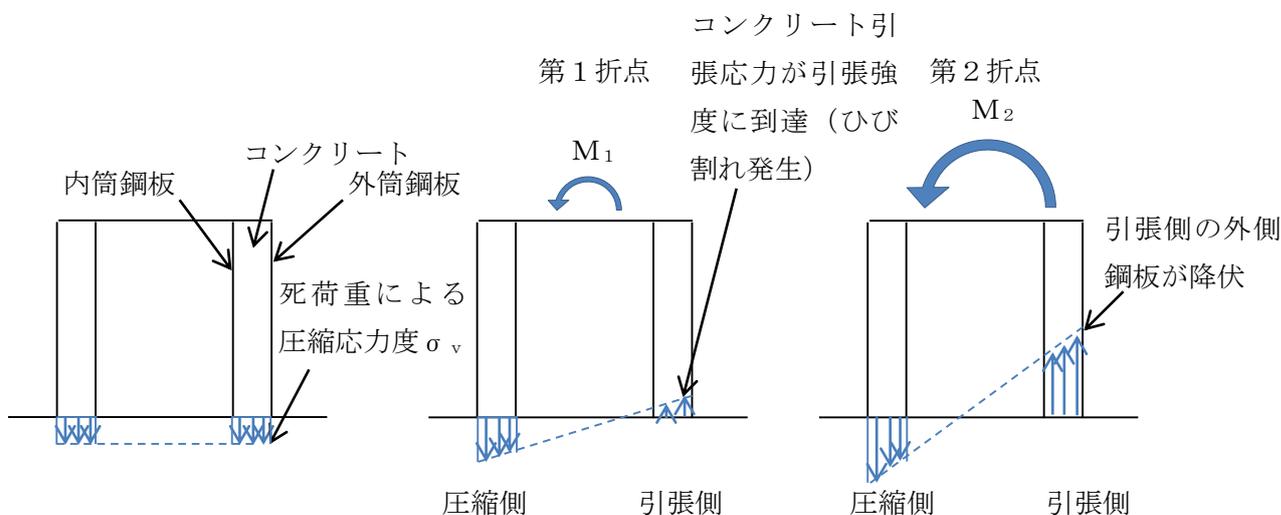


図 5.3(2)-4 上部ペDESTAL曲げ変形の各状態（概念図）

(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。図 5.3(2)-5 及び図 5.3(2)-6 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)

- $M_1 = Z_e \cdot (0.5f_t^{*1} + \sigma_v)$
- $\phi_1$ 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 ( $\text{mm}^3$ ) ( $= I_e / (D/2)$ )

$D/2$ : 中心から最外縁までの距離 ( $D$ は最外直径)

$\sigma_v$ : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

(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 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ) ( $= 0.38\sqrt{\sigma_B}$ )

$\sigma_B$ : コンクリートの圧縮強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

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

$E_c$ : コンクリートのヤング係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$E_s$ : 鋼板のヤング係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$I_e$ : 鋼板を考慮したコンクリートの断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )

(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  $\phi$  を表している。

(第2折点)

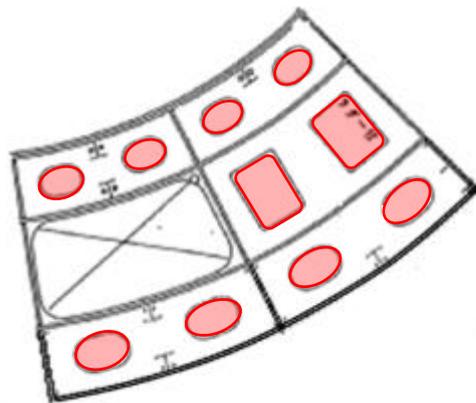
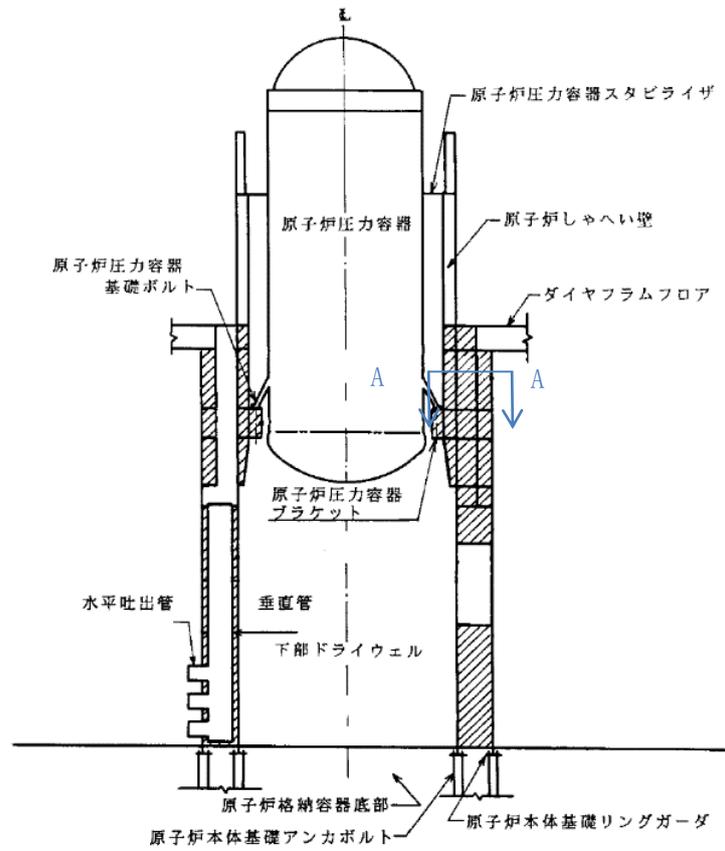
- $M_2 = M_y$
  - $\phi_2 = \phi_y$
- $M_y$ : 鋼板降伏時モーメント ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ )
- $\phi_y$ : 鋼板降伏時曲率 ( $1/\text{mm}$ )

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  $\phi$  を表している。

第2折点の曲げモーメント  $M$  及び曲率  $\phi$  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  $\phi_2$  を求める。

表 5.3(2)-2 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

図 5.3(2)-5 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]

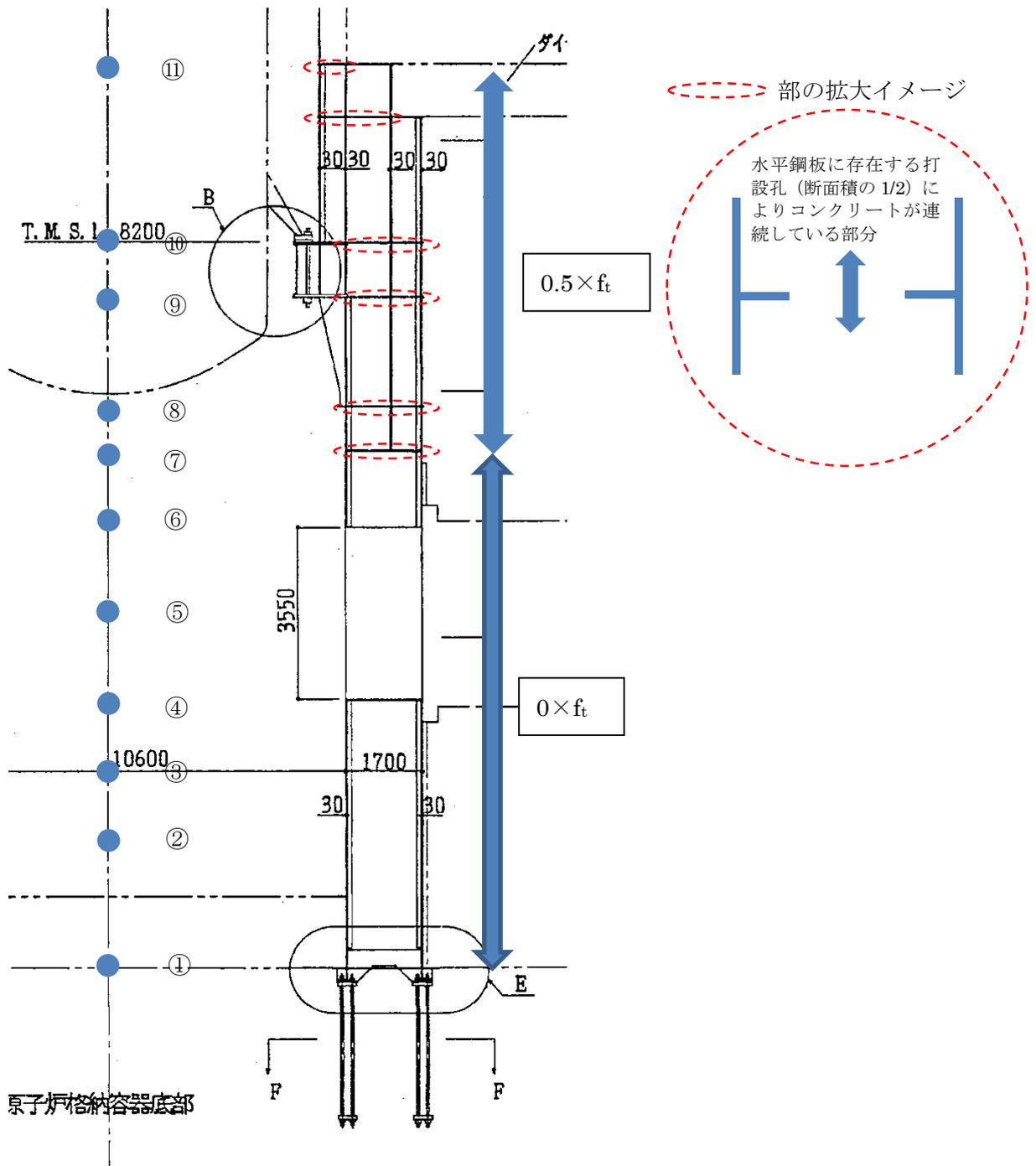


図 5.3(2)-6 RPV ペDESTAL 立面図  
(コンクリート打設用開口部を赤破線部で示す)

(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  $\gamma$  との Q- $\gamma$  関係を以下に示す状態を考慮して算定する (図 5.3(3)-1 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

$$Q_1 = (A_c + \frac{G_s}{G_c}) \cdot A_s \cdot \tau_{cr} \quad (\text{N}) \quad \dots\dots\dots (\text{附 2.1-1})$$

$$\gamma_1 = \left( \frac{\tau_{cr}}{G_c} \right) \quad (\text{rad}) \quad \dots\dots\dots (\text{附 2.1-2})$$

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

$$Q_2 = \frac{(K_\alpha + K_\beta)}{\sqrt{(3K_\alpha^2 + K_\beta^2)}} \cdot A_s \cdot \sigma_y \quad (\text{N}) \quad \dots\dots\dots (\text{附 2.1-3})$$

$$\gamma_2 = \frac{Q_2}{(K_\alpha + K_\beta)} \quad (\text{rad}) \quad \dots\dots\dots (\text{附 2.1-4})$$

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

$$Q_3 = A_c \cdot \sqrt{\left( \frac{A_s}{A_c} \right) \cdot \sigma_y \cdot \nu_1 \cdot \sigma_B} \quad (\text{N}) \quad \dots\dots\dots (\text{附 2.1-5})$$

$$\gamma_3 = 6.0 \times 10^{-3} \quad (\text{rad}) \quad \dots\dots\dots (\text{附 2.1-6})$$

ここで、

- $A_s$  : 鋼板のせん断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $A_c$  : コンクリートのせん断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $G_s$  : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $G_c$  : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $E_s$  : 鋼板のヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $E_c'$  : コンクリートのひび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/mm<sup>2</sup>)
- $\nu_s$  : 鋼板のポアソン比
- $\sigma_v$  : 鋼板を考慮した鉛直方向軸応力度 (圧縮を正, N/mm<sup>2</sup>)
- $K_\alpha$  : 鋼板のせん断剛性
- $K_\beta$  : 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
- $\sigma_y$  : 鋼板の降伏点強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度で設計基準強度  $F_c$  を用いてよい (N/mm<sup>2</sup>)
- $\nu_1$  : コンクリート圧縮強度の有効係数で、 $0.7 - \frac{\sigma_B}{200}$  を用いてよい

今回の  
設定範囲

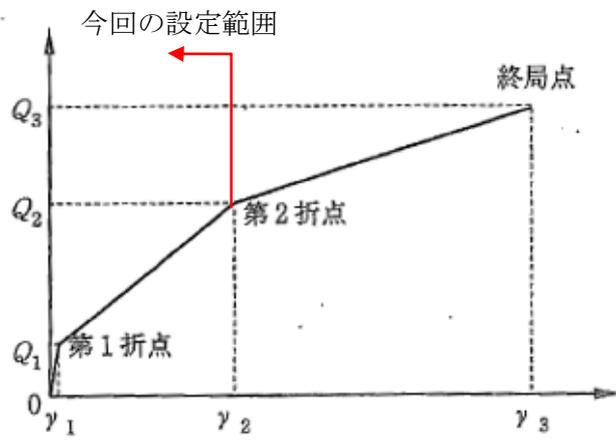


図 5.3(3)-1 せん断変形に対するスケルトンカーブ  
 ((1)に加筆)

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。

図 5.3(3)-2 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  $\tau_{cr}$  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  $\theta$  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  $\sigma_y$  に到達し第 2 折点に到達する。

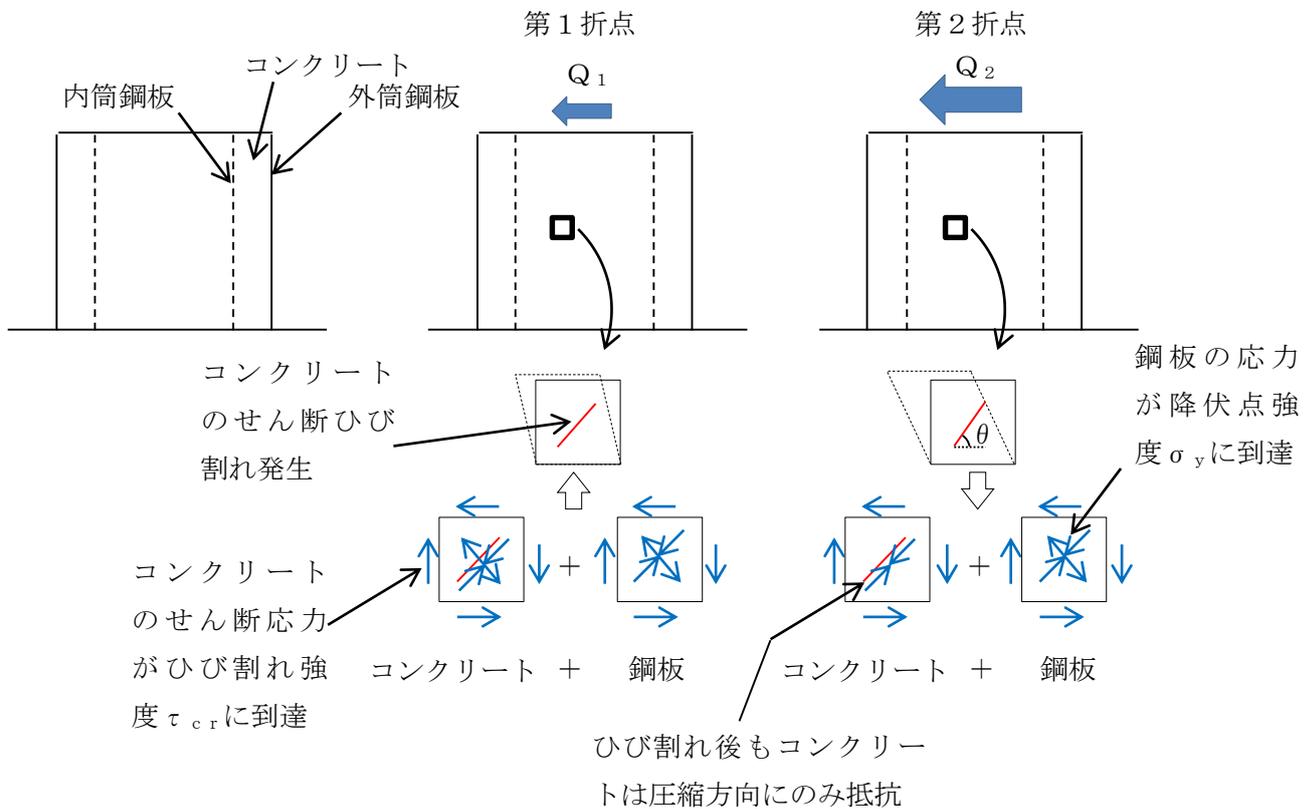


図 5.3(3)-2 下部ペDESTALせん断変形の各状態（概念図）

(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  $\tau_{cr}$  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  $\theta$  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 ペデスタル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  $\tau_{cr}$  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 ( $\text{mm}^2$ )

$A_s$  : 鋼板のせん断断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$G_c$  : コンクリートのせん断弾性係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$G_s$  : 鋼板のせん断弾性係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$E_c$  : コンクリートのヤング係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$E_s$  : 鋼板のヤング係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$\tau_{cr}$  : コンクリートのせん断ひび割れ強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

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

$\sigma_v$  : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

(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)  $\times$  ( $E_s/E_c$ ) + (コンクリート部の断面積))

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

(第2折点)

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

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

ただし,  $K_\alpha = A_s \cdot G_s$

$A_s$  : 鋼板のせん断断面積 (mm<sup>2</sup>)

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

$K_\alpha$  : 鋼板のせん断剛性

$K_\beta$  : 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

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

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  $\theta$  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  $K_\beta$  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<sup>(3)</sup>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)

$\delta$  : 水平変位 (mm)

$\gamma$  : 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/mm<sup>2</sup>)

$E_s$  : 鋼材のヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$t_c$  : コンクリート板厚 (mm)

$\nu_c$  : コンクリートのポアソン比

$\nu_s$  : 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(mm<sup>2</sup>)

sAx : 鋼材の鉛直断面の断面積(mm<sup>2</sup>)

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

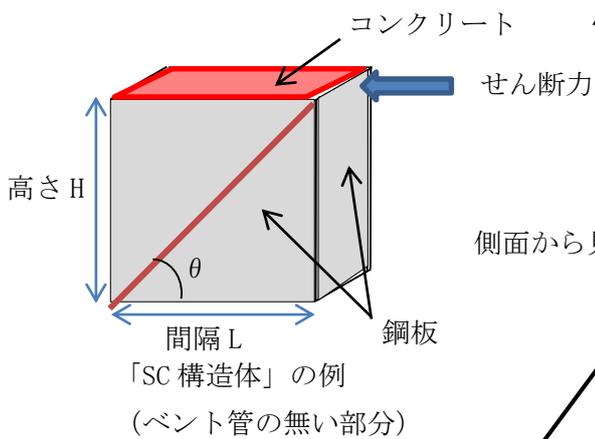
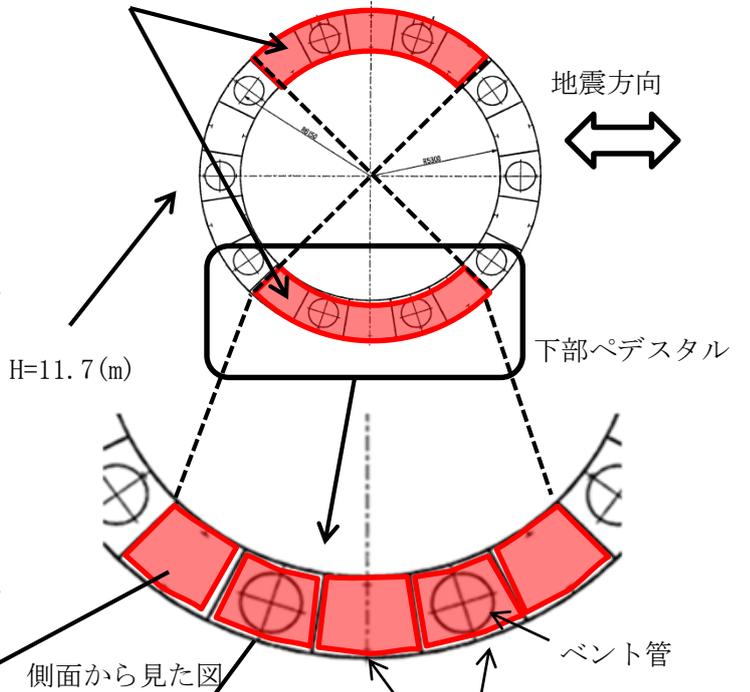
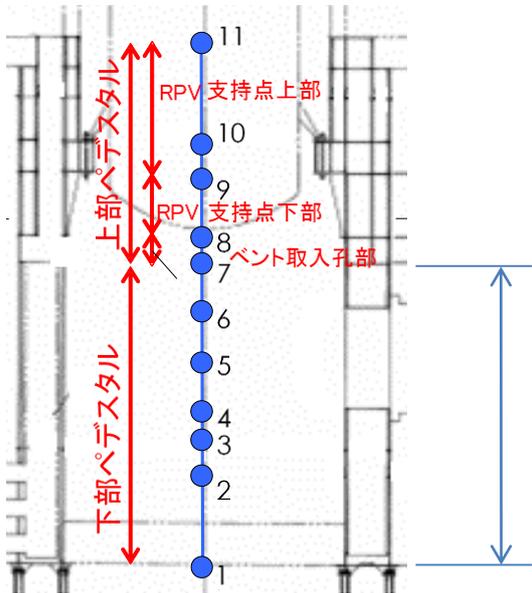
( $\theta=45^\circ$  とした場合の評価式が SC 規程に例示されている。)

ここで、コンクリートの圧縮ストラット角度  $\theta$  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  $\theta$  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  $\theta$  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。（図 5.3(3)-3 参照。）

各々の  $\theta$  を用いて  $K_\beta$ （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  $K_\beta$  を算出し、上に示した SC 規程式に代入し、 $Q_2$ 、 $\gamma_2$  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

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

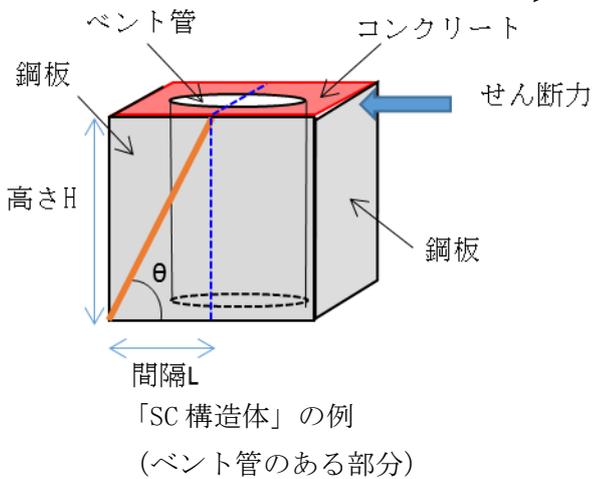


図 5.3(3)-3 下部ペデスタルの隔壁構造の概念図

表 5.3(3)-1 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> $\tau_{cr} = \frac{1}{\sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}}$	<p>ただし,</p> $\tau_{cr} = 0.5 \times \frac{1}{\sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}}$	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 $\tau_{cr}$ 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, <math>K_\alpha = A_s \cdot G_s</math></p>	同左  (構造特性の反映無し)	
		$K_\beta = \frac{1}{\frac{4}{(A_c \cdot E_c')} + \frac{2(1-\nu_s)}{(A_s \cdot E_s)}}$	$K_\beta$ : 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 $\theta$ 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 $\theta$ 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 <sup>(3)</sup> に示される理論式を用い、実際の $\theta$ 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 (図 5.3(3)-2 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  $\theta$  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)

- $Q_1$ ,  $\gamma_1$  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  $\tau_{cr}$  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 ( $\text{mm}^2$ )

$G_s$  : 鋼板のせん断弾性係数 ( $\text{N/mm}^2$ )

$K_\alpha$  : 鋼板のせん断剛性

$K_\beta$  : 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

$\sigma_y$  : 鋼板の降伏点強度 ( $\text{N/mm}^2$ )

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  $\theta$  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  $K_\beta$  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<sup>(3)</sup>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)

$\delta$  : 水平変位(mm)

$\gamma$  : 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/mm<sup>2</sup>)

$E_s$  : 鋼材のヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)

$t_c$  : コンクリート板厚(mm)

$\nu_c$  : コンクリートのポアソン比

$\nu_s$  : 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(mm<sup>2</sup>)

$sAx$  : 鋼材の鉛直断面の断面積(mm<sup>2</sup>)

$\theta$  : 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 $\theta$ 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 $\theta$ 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 $\theta$ を設定する。

各々の $\theta$ を用いて $K_\beta$ (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 $K_\beta$ を算出し、上に示したSC規程式に代入し、 $Q_2$ 、 $\gamma_2$ を求める。

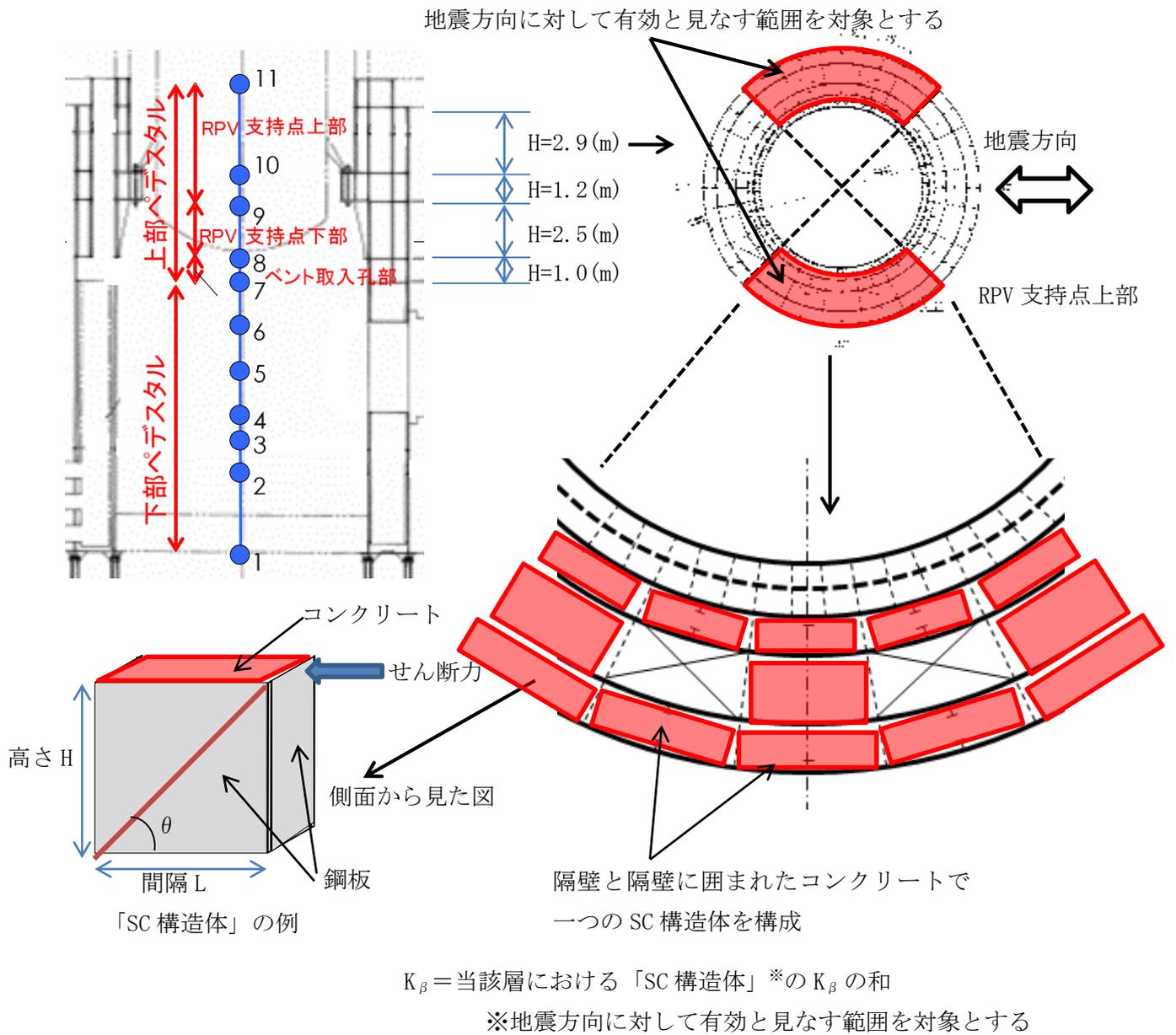


図 5.3(3)-4 上部ペDESTALの隔壁構造の概念図 (RPV 支持点上部を例示)

表 5.3(3)-2 セン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)	
		<p>ただし,</p> $\tau_{cr} = \frac{1}{\sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}}$	同左 (構造特性の反映無し)	
	第 2 折点	$Q_2 = \frac{(K_\alpha + K_\beta)}{\sqrt{(3K_\alpha^2 + K_\beta^2)}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$ $\gamma_2 = \frac{Q_2}{(K_\alpha + K_\beta)}$ <p>ただし, <math>K_\alpha = A_s \cdot G_s</math></p> $K_\beta = \frac{1}{\frac{4}{(A_c \cdot E_c')} + \frac{2(1-\nu_s)}{(A_s \cdot E_s)}}$	同左 (構造特性の反映無し)	
		$K_\beta = \frac{1}{\frac{4}{(A_c \cdot E_c')} + \frac{2(1-\nu_s)}{(A_s \cdot E_s)}}$	$K_\beta$ : 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 $\theta$ 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 $\theta$ 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 <sup>(3)</sup> に示される理論式を用い、実際の $\theta$ 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。

表 5.4(1) 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。 ・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
	円筒型	○	
下部 ペDESTAL	ベント管	○	・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 ・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
	ベースプレート	○	
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。(表 5.4(2)，図 5.4(2)，加力試験の内容は添付資料-5 参照)

表 5.4(2) 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 (表 5.4(1)再掲)	実機と試験体の差異	
			○：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。

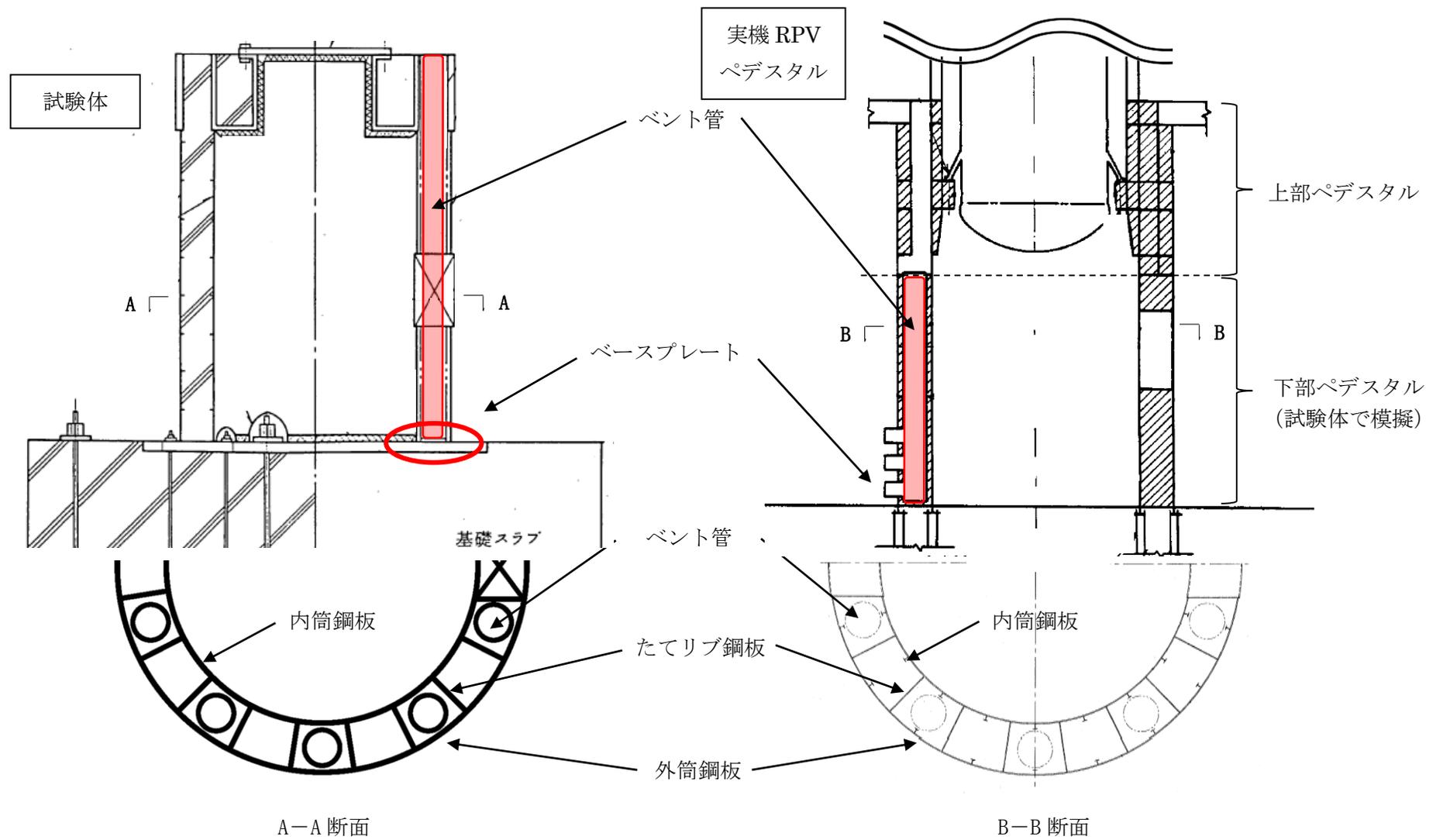


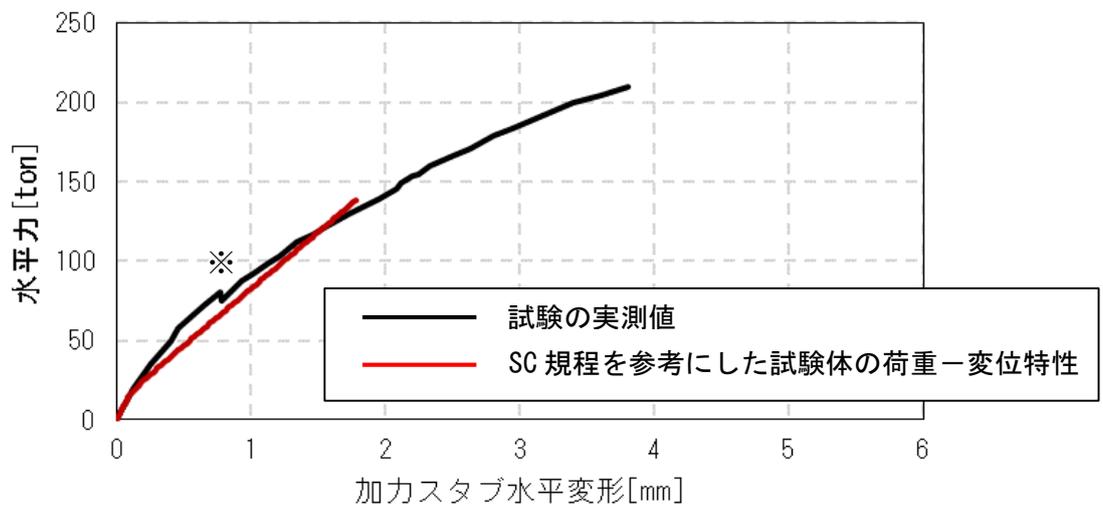
図 5.4(2) 試験体と実機 RPV ペDESTAL の構造

### (3) 確認結果

5.3 項で設定した SC 規程式を参考にした試験体の曲げ及びせん断のスケルトンカーブを用いた荷重－変位特性を作成し、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図 5.4(3)に示す。

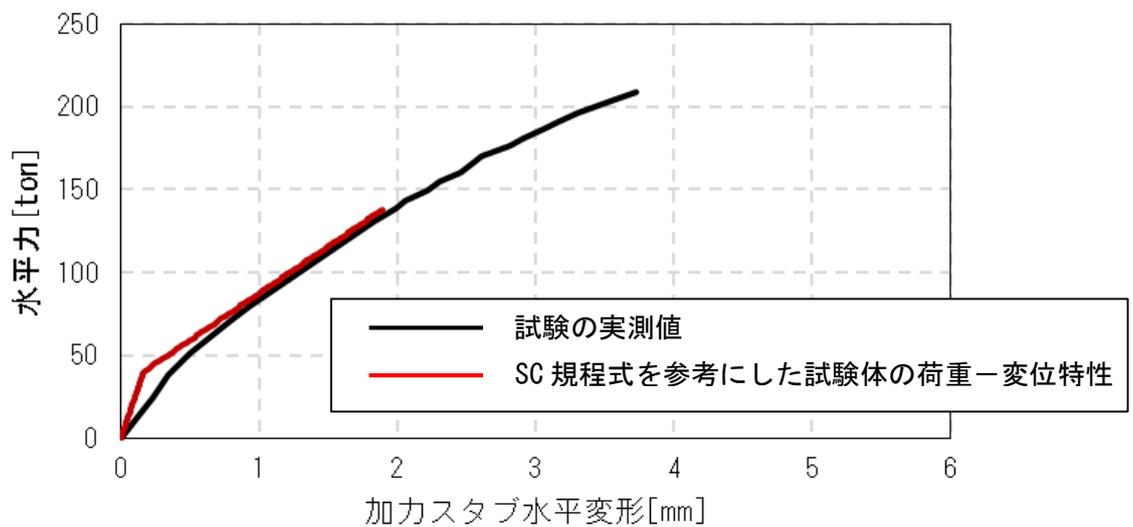
今回適用範囲としている鋼板降伏までの範囲において、SC 規程式を参考にした試験体の荷重－変位特性は試験結果とよく一致していることから、SC 規程の評価式に対し、RPV ペDESTAL の構造の特徴を踏まえて追加検討して設定した以下の仮定の妥当性を確認した。

- ・ 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)



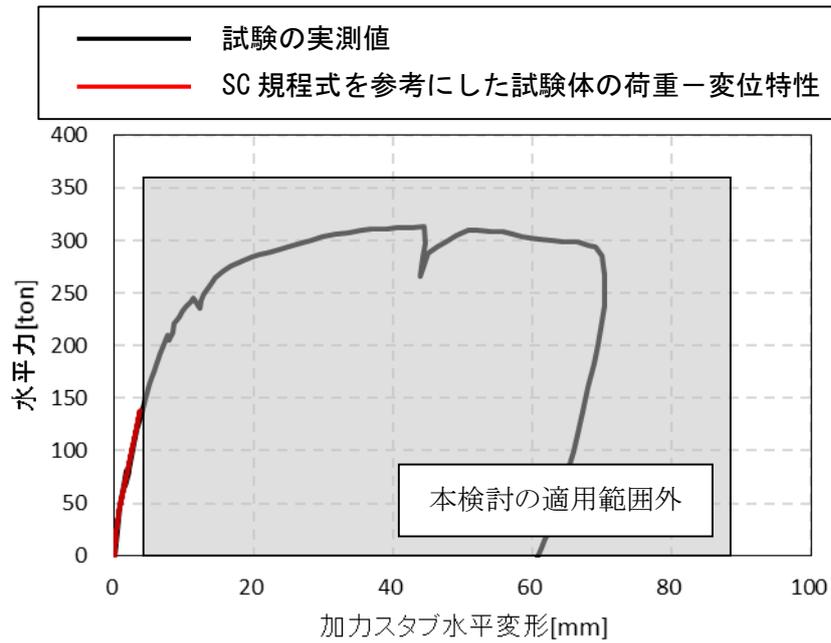
(a) 曲げ変形の比較

※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

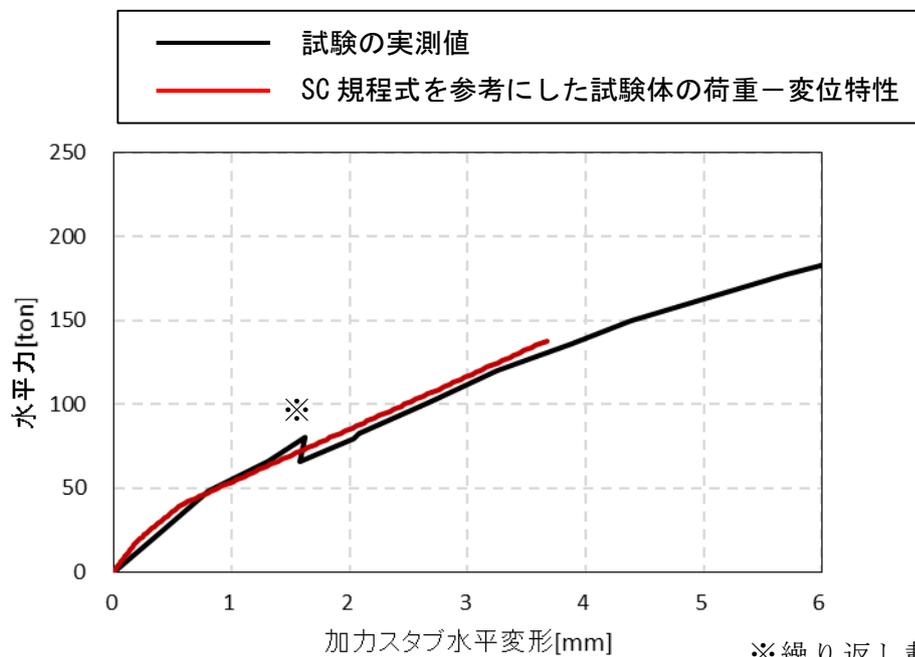


(b) せん断変形の比較

図 5.4(3) 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)



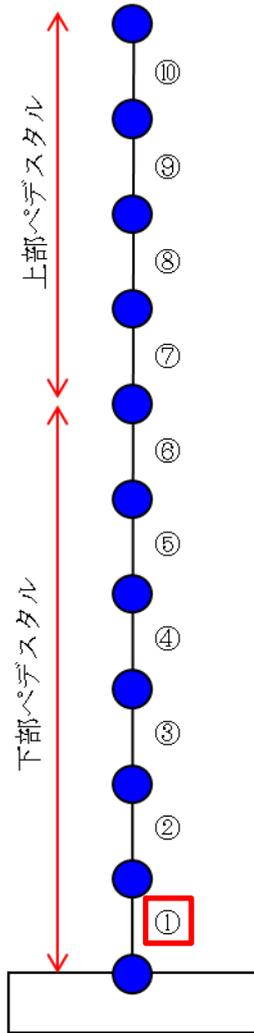
※繰り返し載荷した試験結果を包絡したことによる不連続点

図 5.4(3) 荷重-変形関係の比較 (2 / 2)

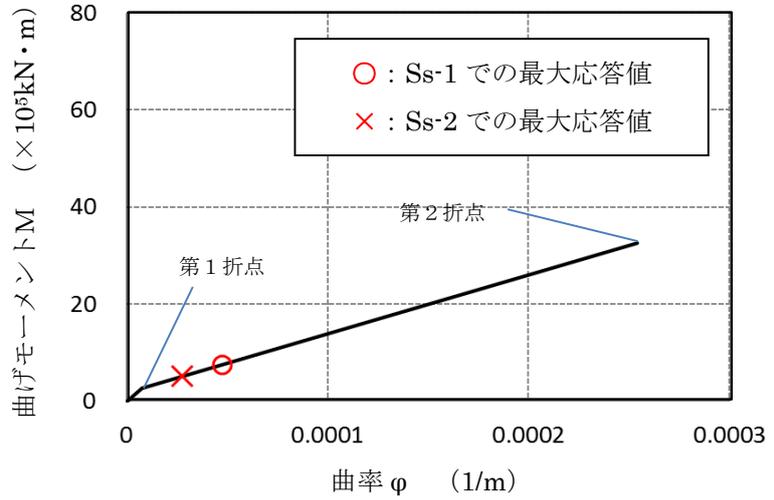
## 6 スケルトンカーブの作成

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 Ss-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図 6 に示す。(スケルトンカーブの導出過程は添付資料-3 参照)

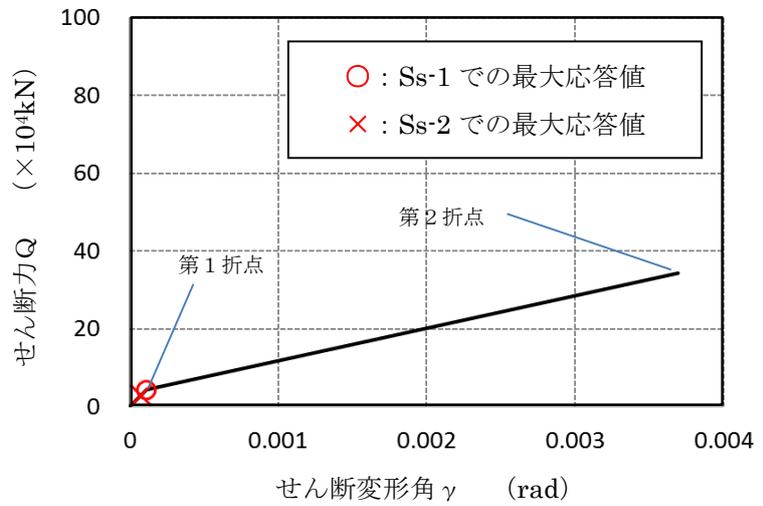
要素①のスケルトンカーブ (NS方向)



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

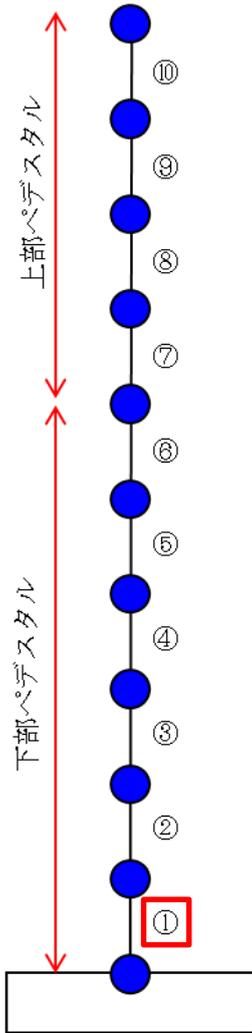


(b) せん断力-せん断変形角関係

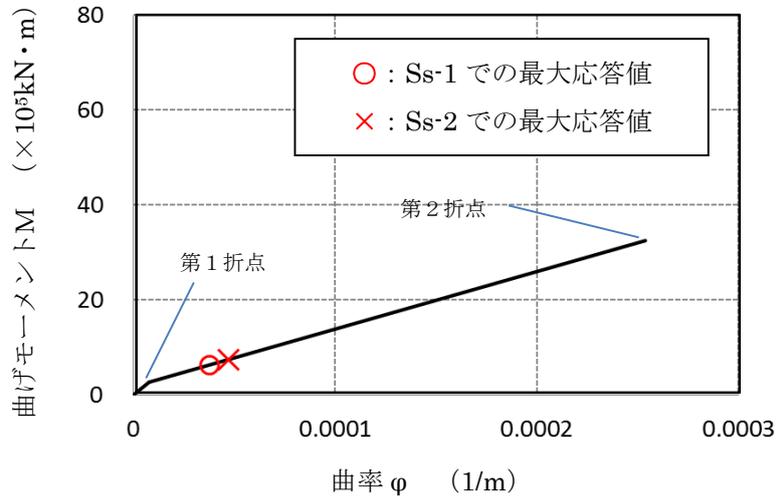
※暫定条件に基づく概算値

図6 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)

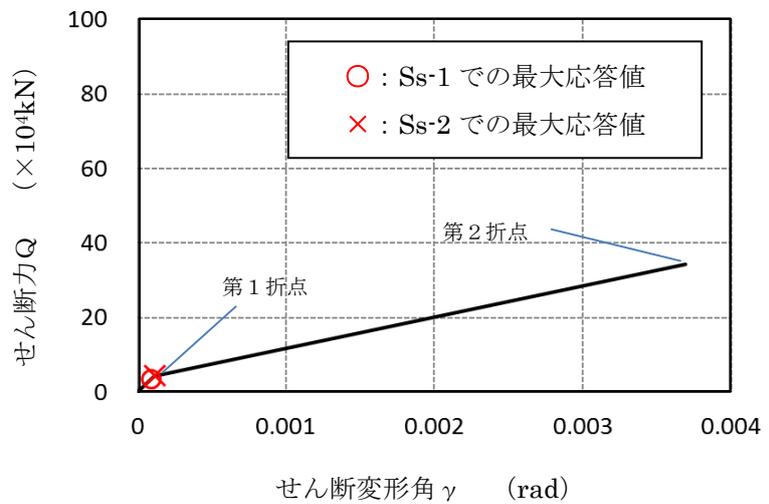
要素①のスケルトンカーブ (EW方向)



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

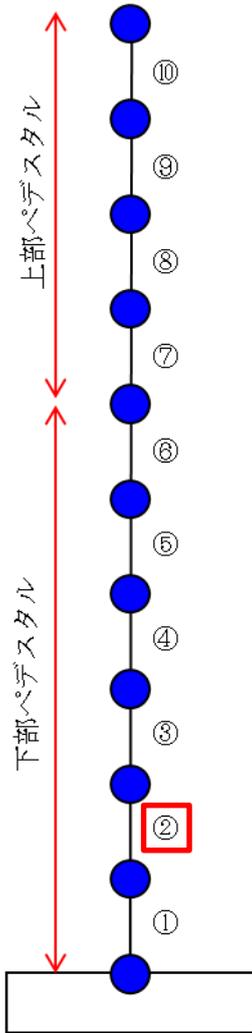


(b) せん断力ーせん断変形角関係

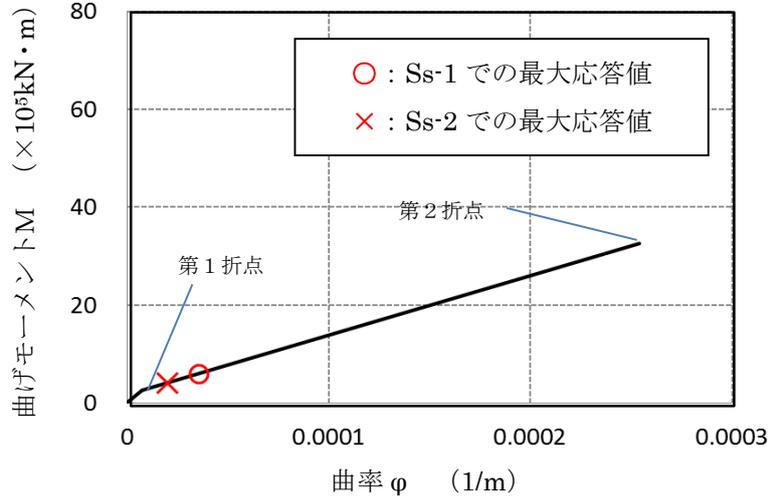
※暫定条件に基づく概算値

図6 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)

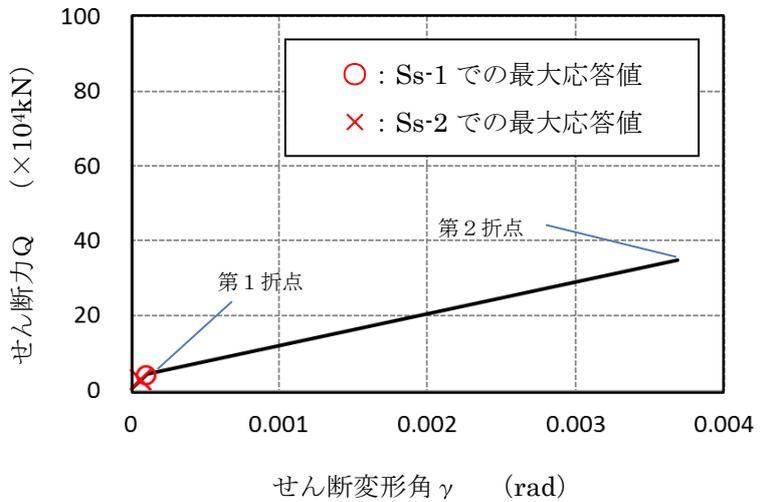
要素②のスケルトンカーブ (NS方向)



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-曲率関係

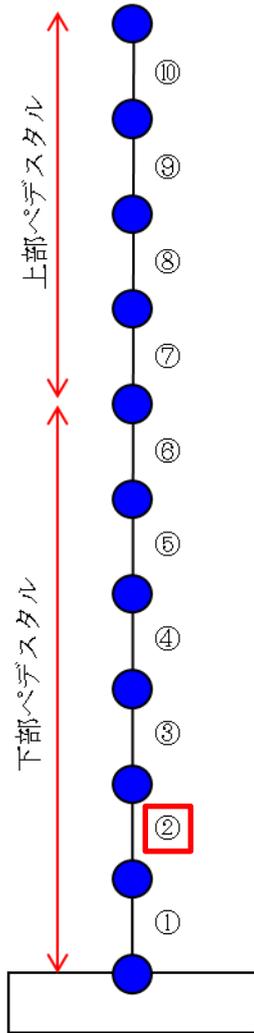


(b) せん断力-せん断変形角関係

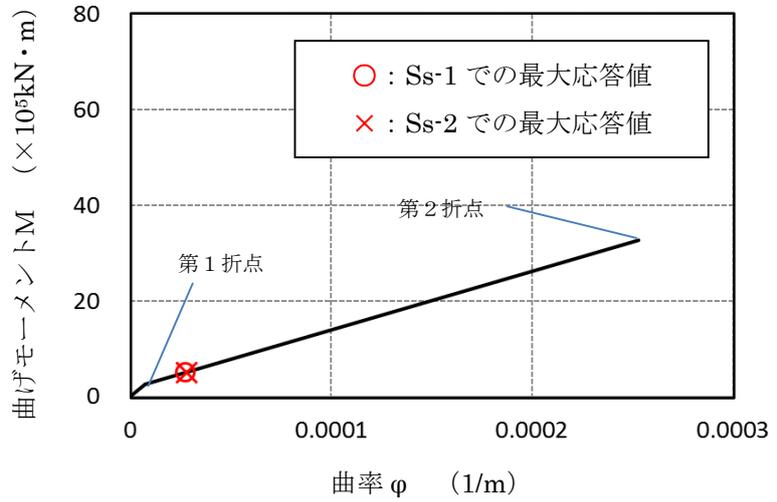
※暫定条件に基づく概算値

図6 SC規程を参考にしたRPVペDESTアル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)

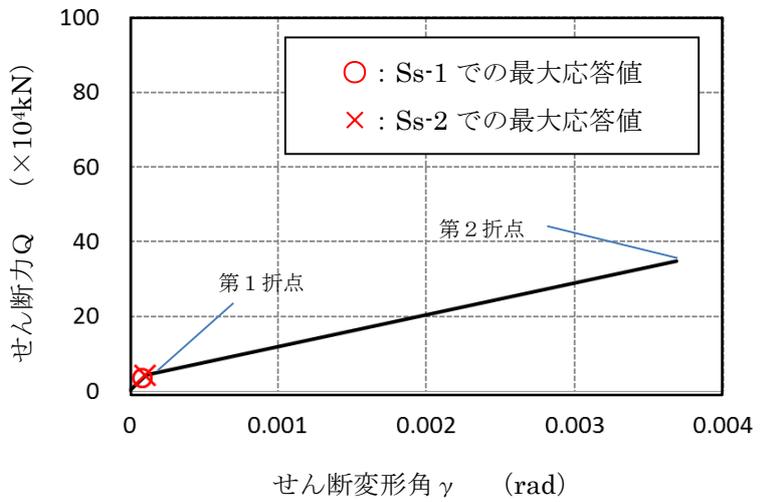
要素②のスケルトンカーブ（EW方向）



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

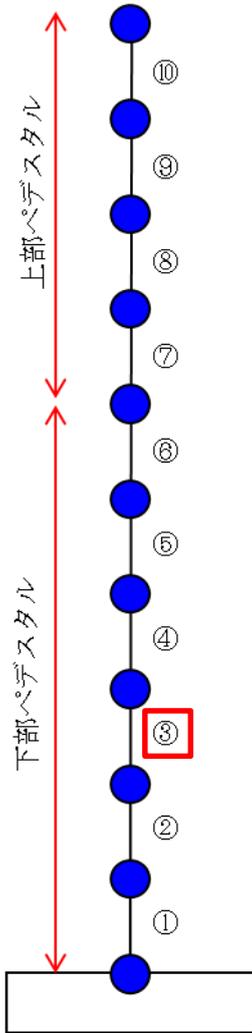


(b) せん断力ーせん断変形角関係

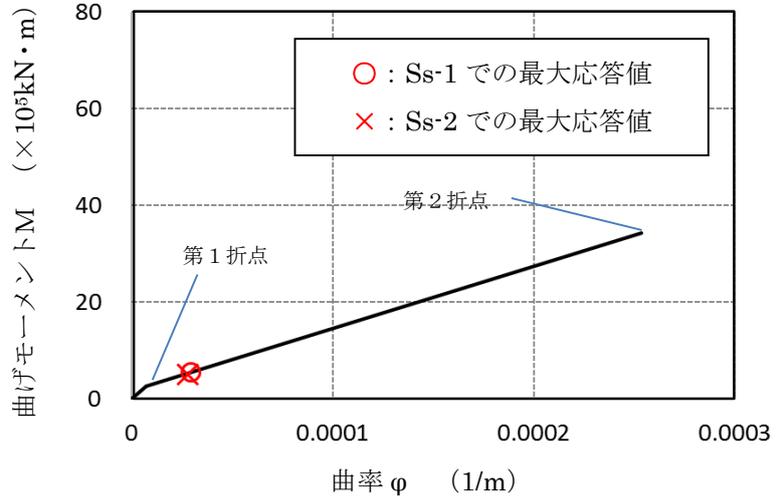
※暫定条件に基づく概算値

図6 SC規程を参考にしたRPVペDESTアル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）

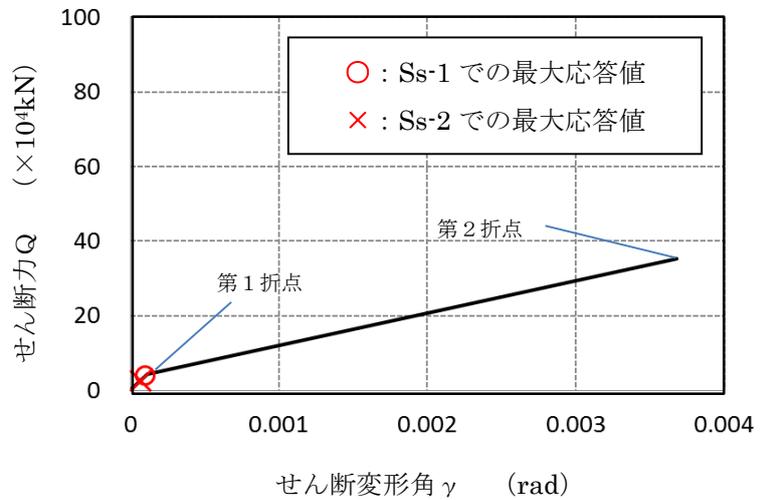
要素③のスケルトンカーブ (NS方向)



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

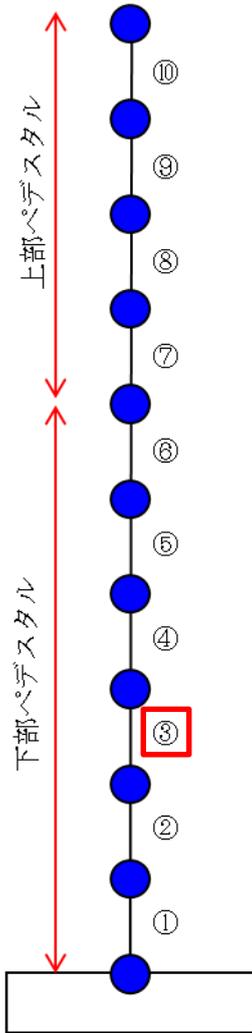


(b) せん断力ーせん断変形角関係

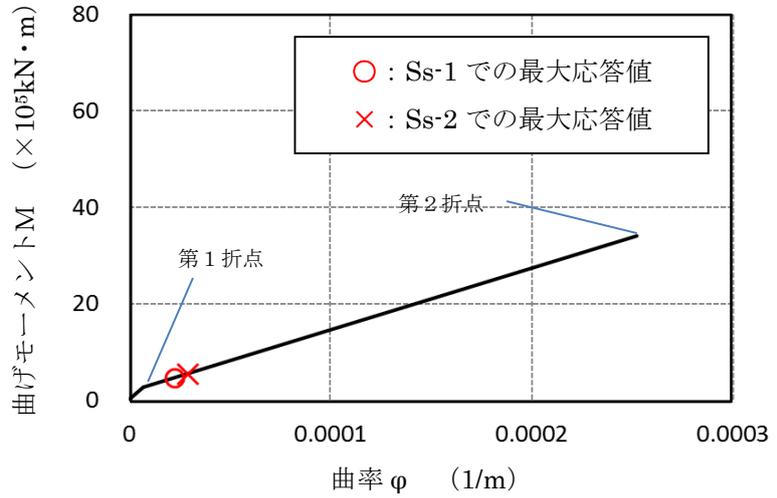
※暫定条件に基づく概算値

図6 SC規程を参考にしたRPVペDESTアル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)

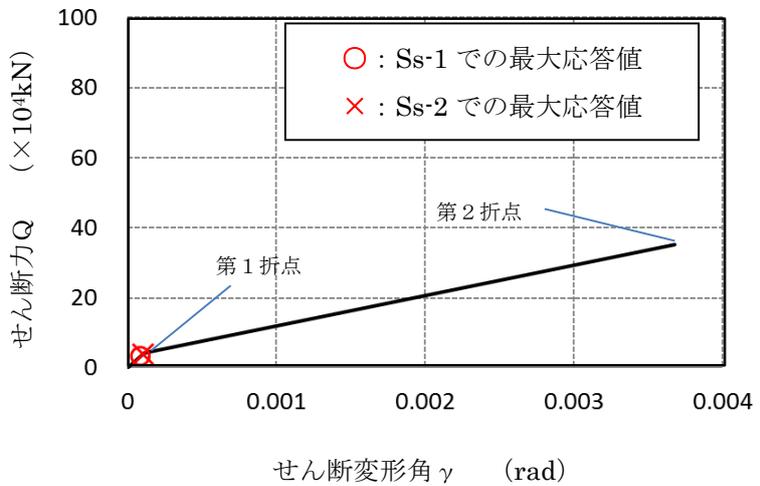
要素③のスケルトンカーブ（EW方向）



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

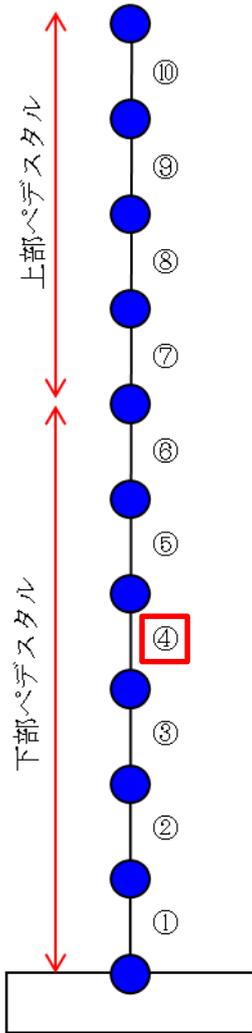


(b) せん断力ーせん断変形角関係

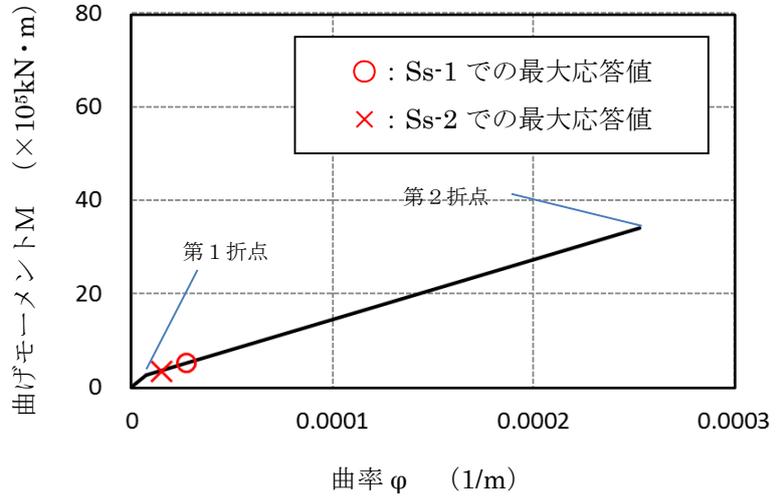
※暫定条件に基づく概算値

図6 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）

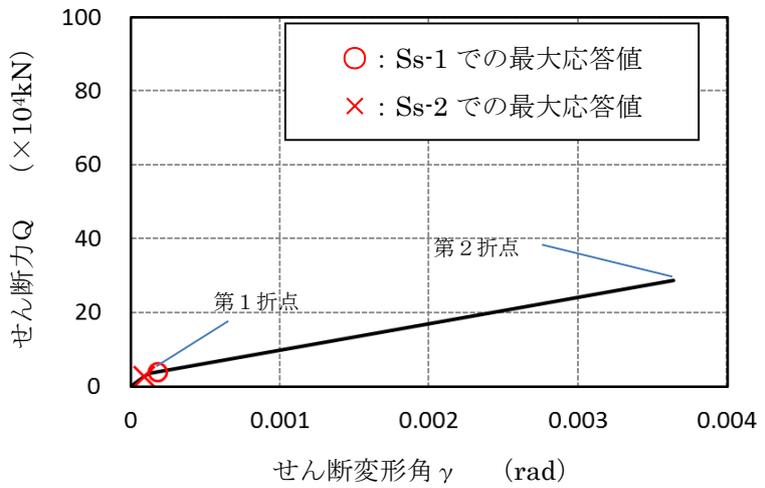
要素④のスケルトンカーブ (NS方向)



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

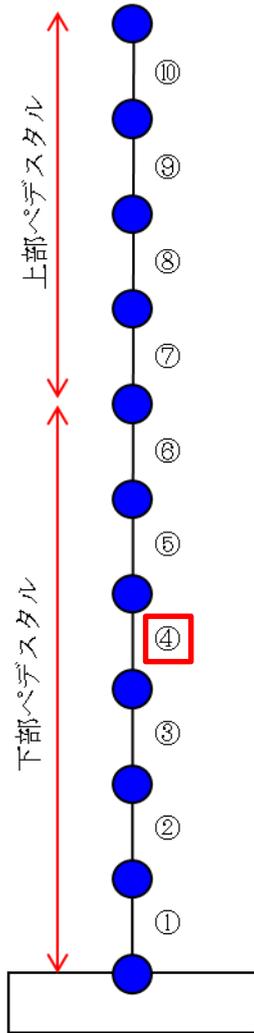


(b) せん断力ーせん断変形角関係

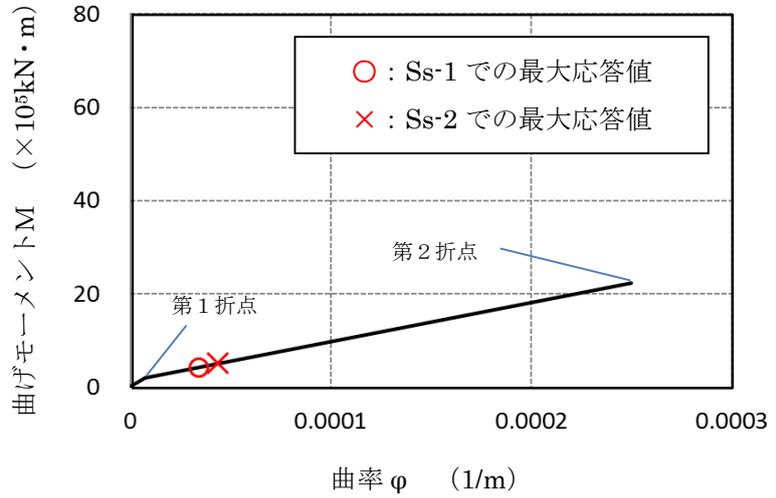
※暫定条件に基づく概算値

図6 SC規程を参考にしたRPVペDESTアル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)

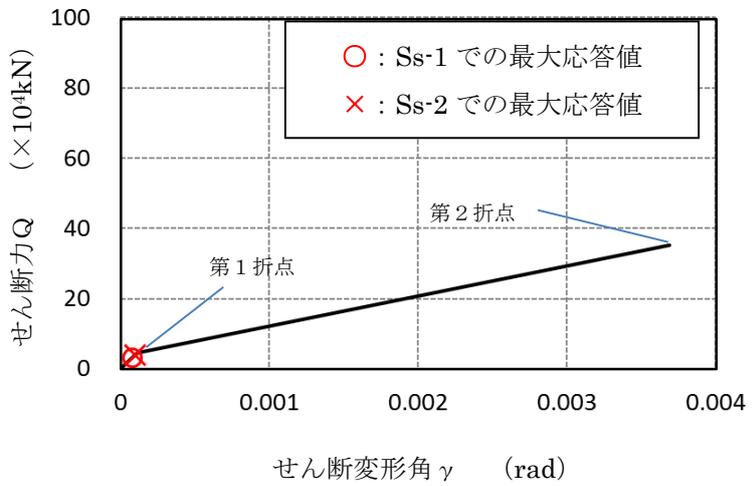
要素④のスケルトンカーブ (EW方向)



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

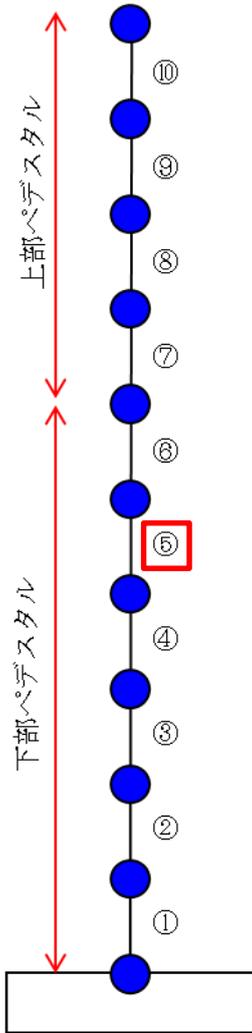


(b) せん断力ーせん断変形角関係

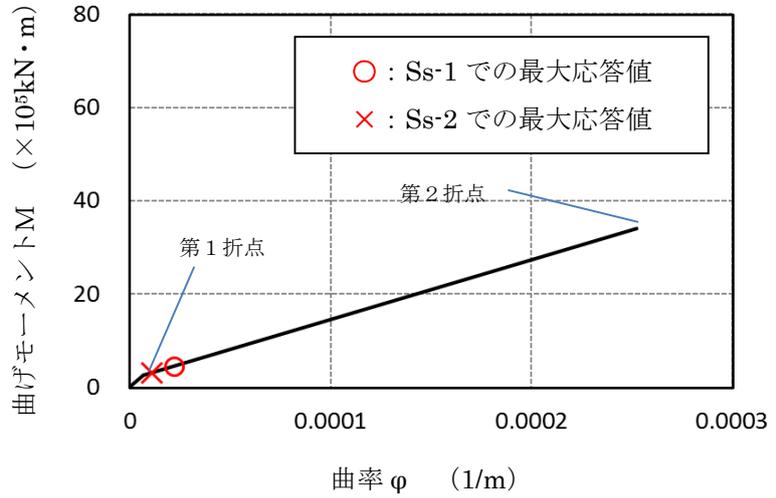
※暫定条件に基づく概算値

図6 SC規程を参考にしたRPVペDESTアル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)

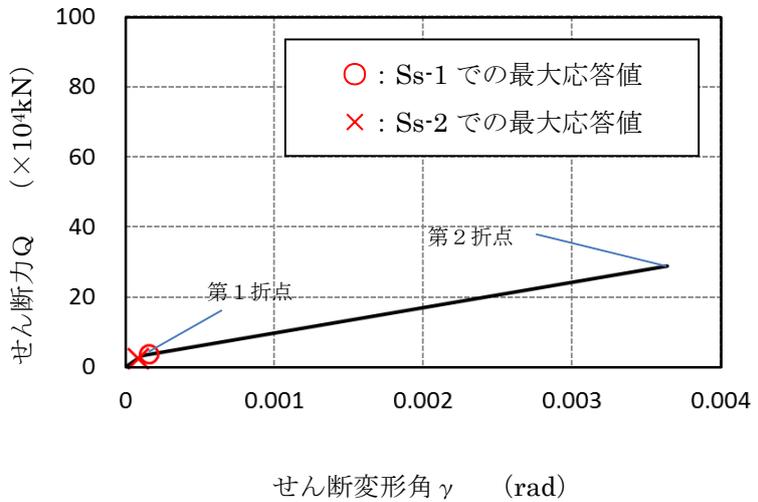
要素⑤のスケルトンカーブ (NS方向)



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

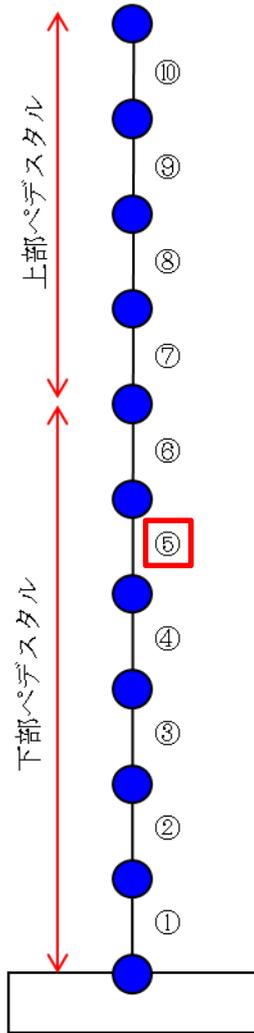


(b) せん断力-せん断変形角関係

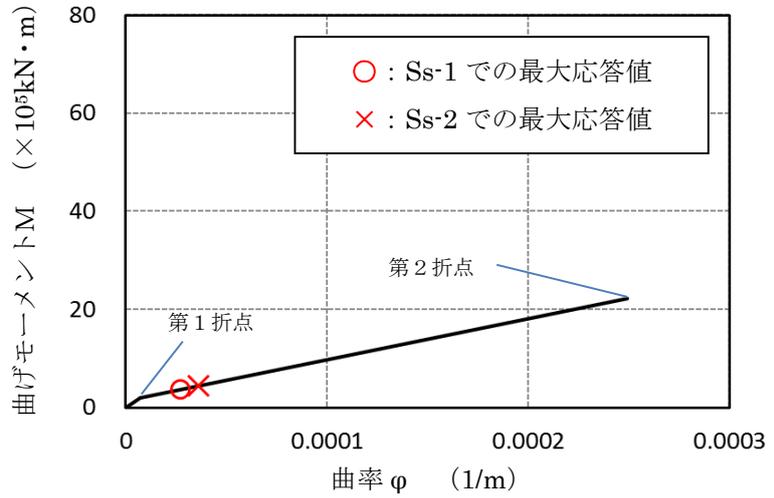
※暫定条件に基づく概算値

図6 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)

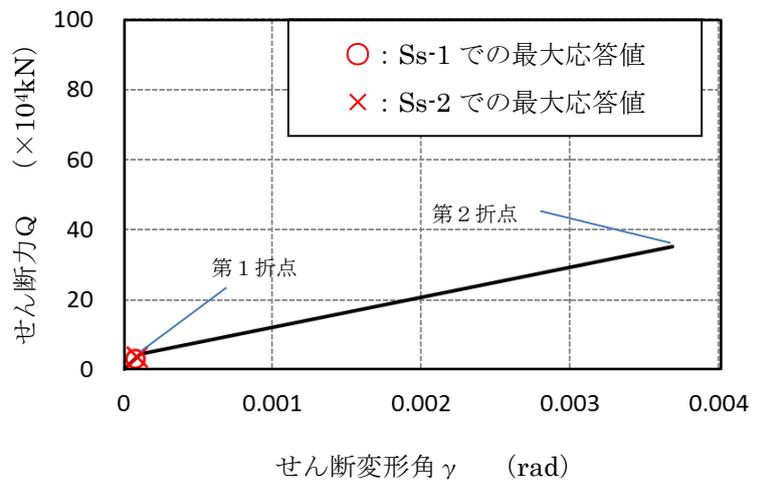
要素⑤のスケルトンカーブ (EW方向)



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

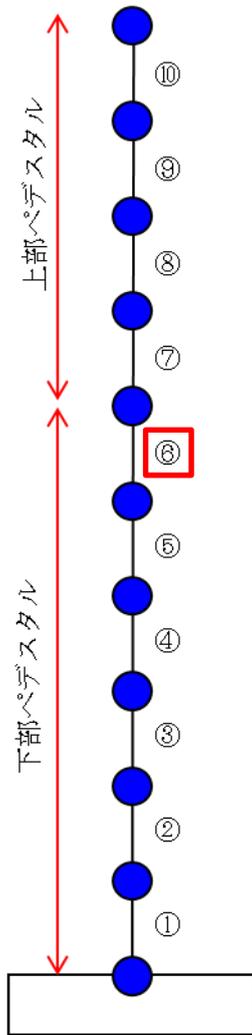


(b) せん断力ーせん断変形角関係

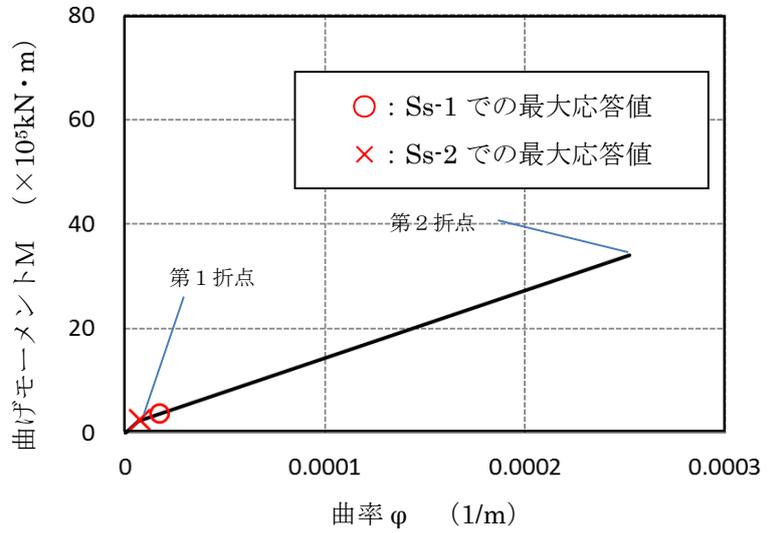
※暫定条件に基づく概算値

図6 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)

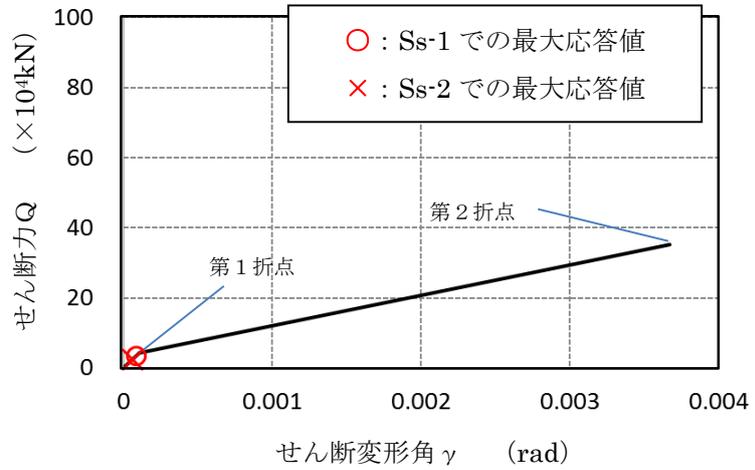
要素⑥のスケルトンカーブ (NS方向)



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

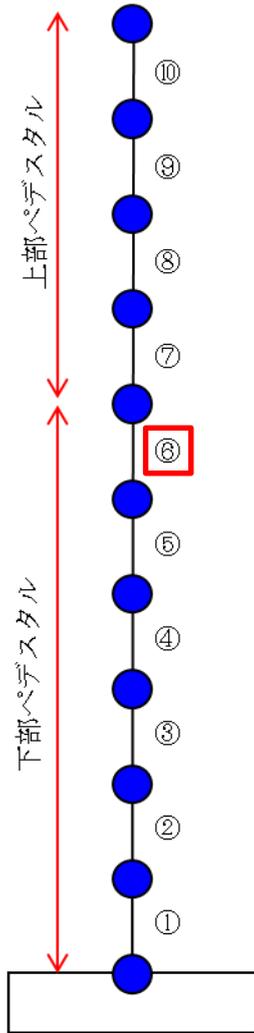


(b) せん断力ーせん断変形角関係

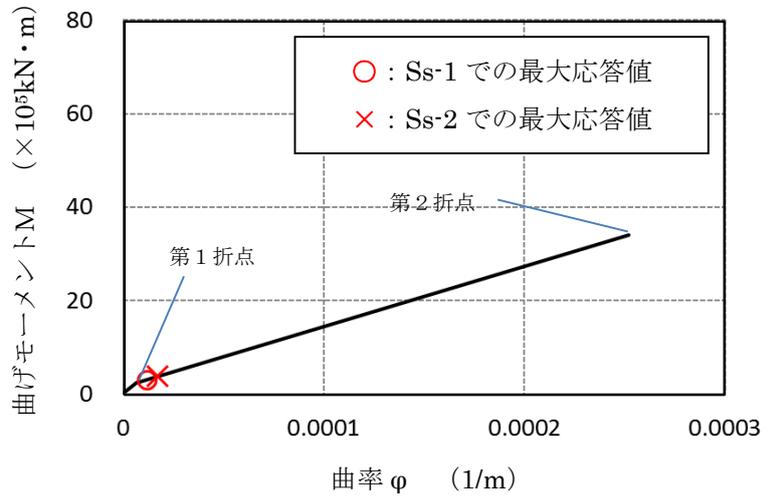
※暫定条件に基づく概算値

図6 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)

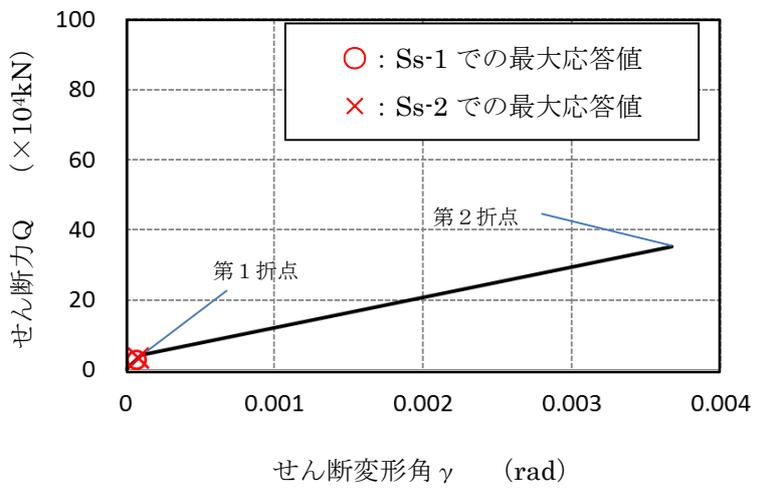
要素⑥のスケルトンカーブ (EW方向)



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

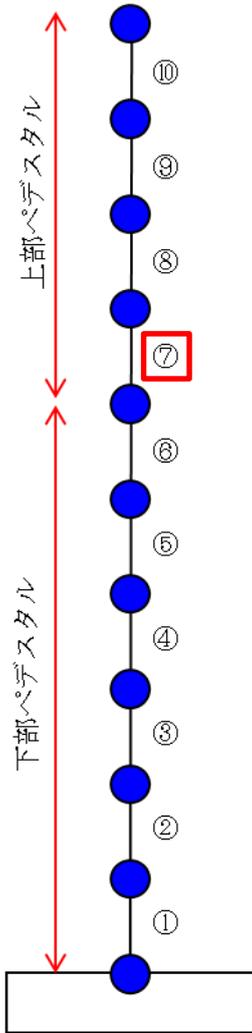


(b) せん断力ーせん断変形角関係

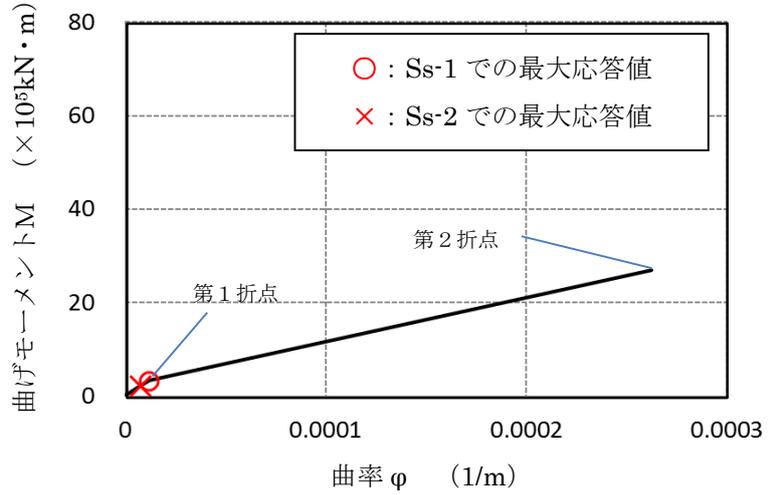
※暫定条件に基づく概算値

図6 SC規程を参考にしたRPVペDESTアル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)

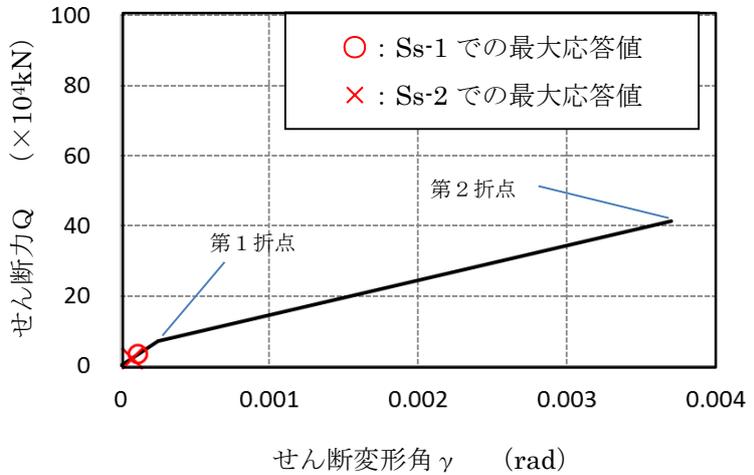
要素⑦のスケルトンカーブ (NS方向)



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

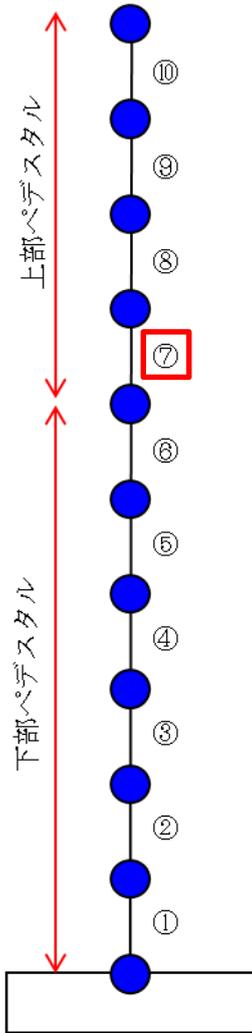


(b) せん断力ーせん断変形角関係

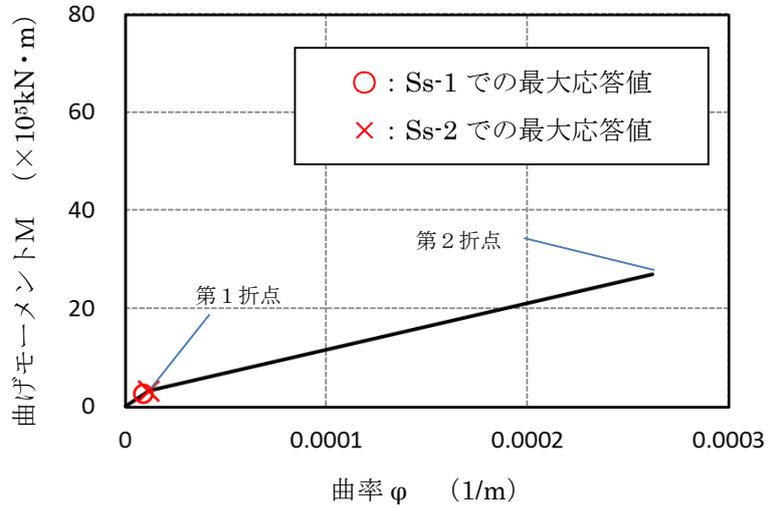
※暫定条件に基づく概算値

図6 SC規程を参考にしたRPVペDESTAL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)

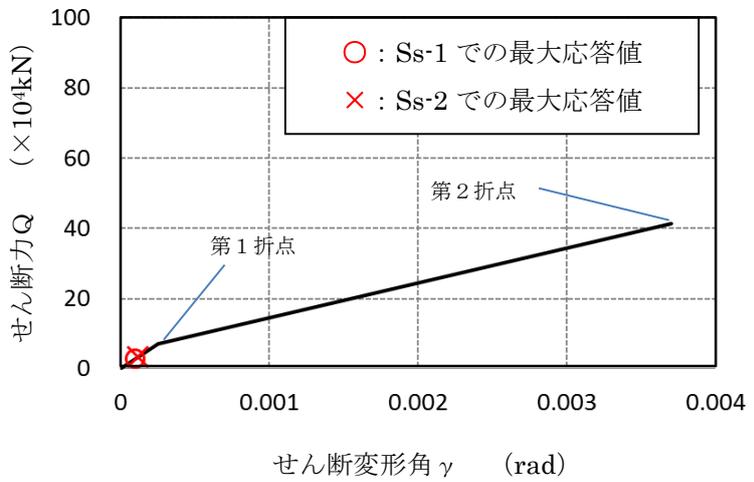
要素⑦のスケルトンカーブ (EW方向)



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

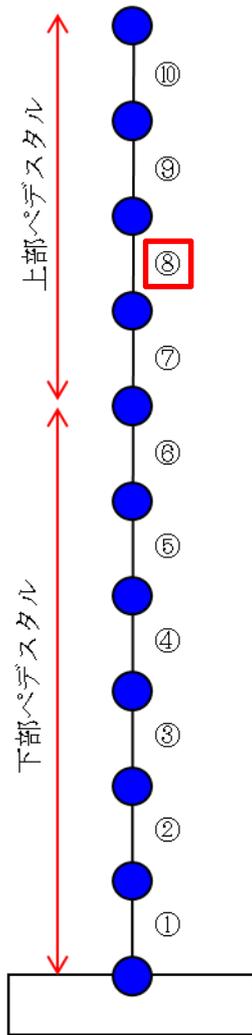


(b) せん断力ーせん断変形角関係

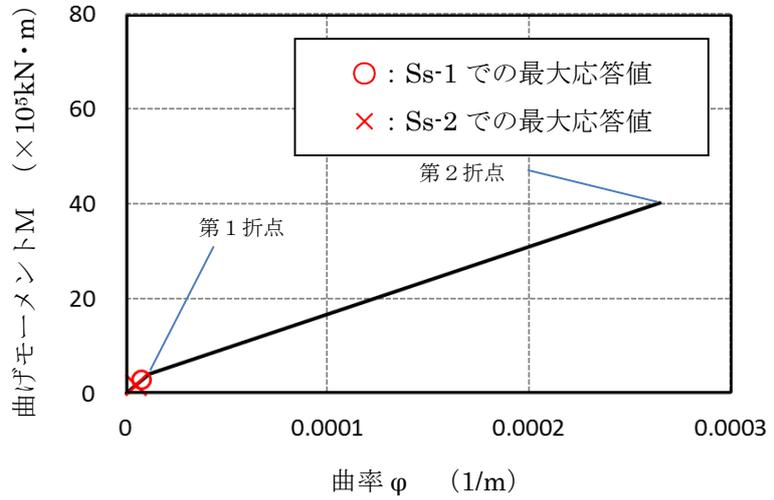
※暫定条件に基づく概算値

図6 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)

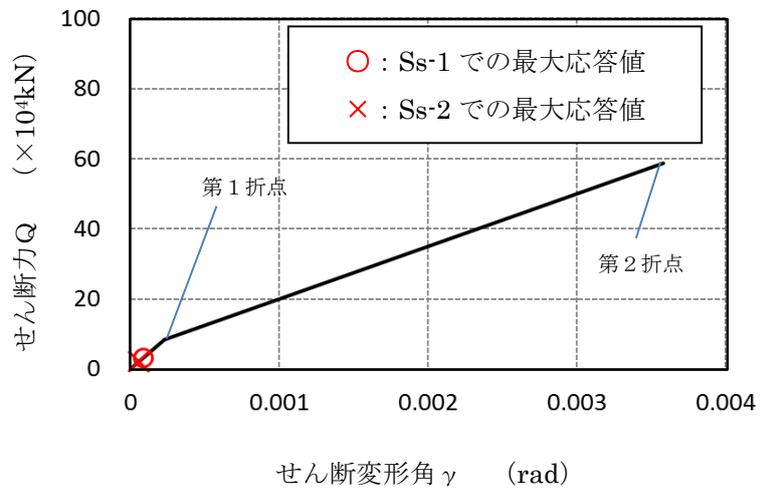
要素⑧のスケルトンカーブ (NS方向)



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

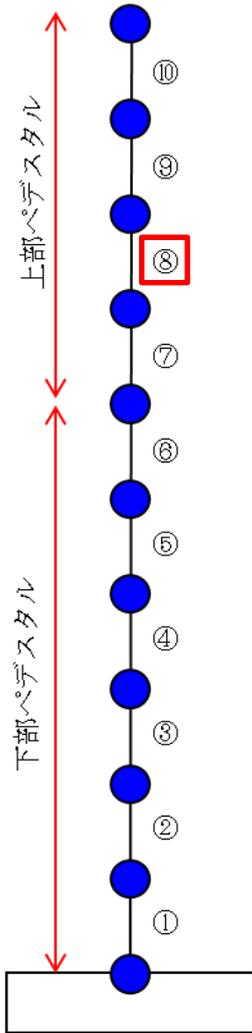


(b) せん断力ーせん断変形角関係

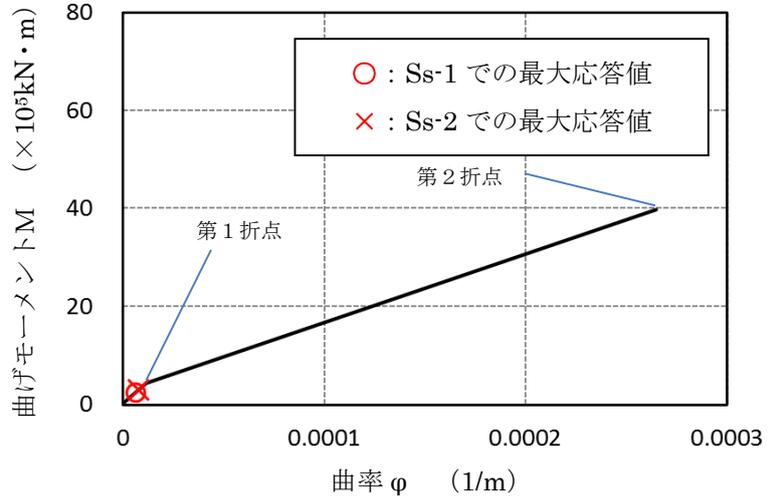
※暫定条件に基づく概算値

図6 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)

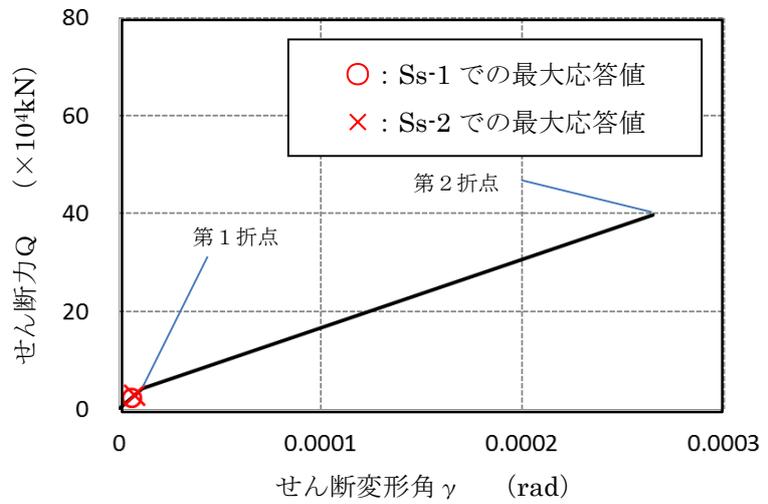
要素⑧のスケルトンカーブ (EW方向)



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

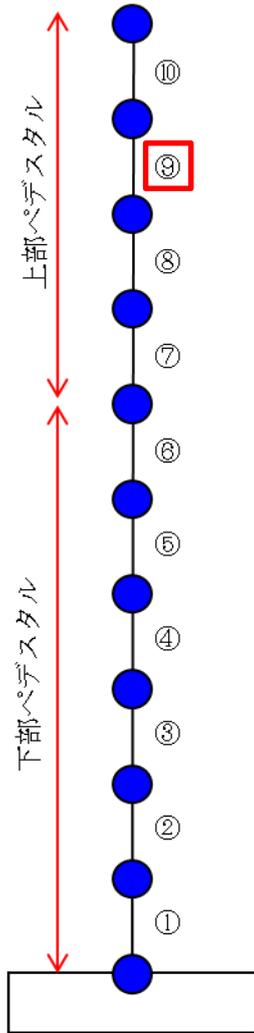


(b) せん断力ーせん断変形角関係

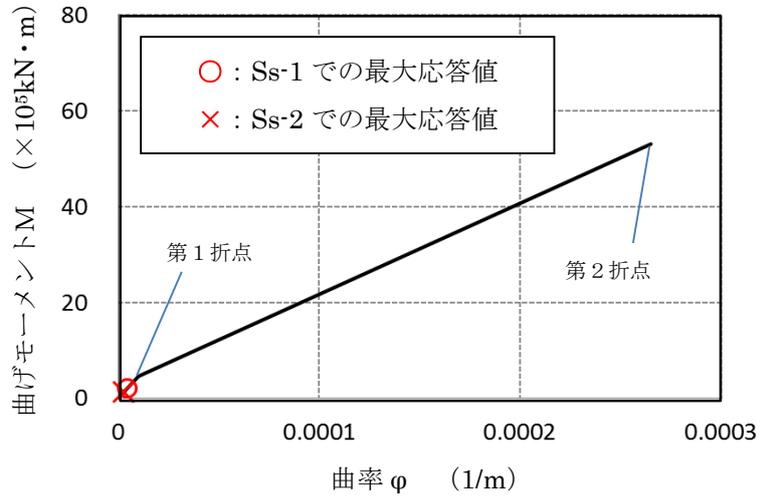
※暫定条件に基づく概算値

図6 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)

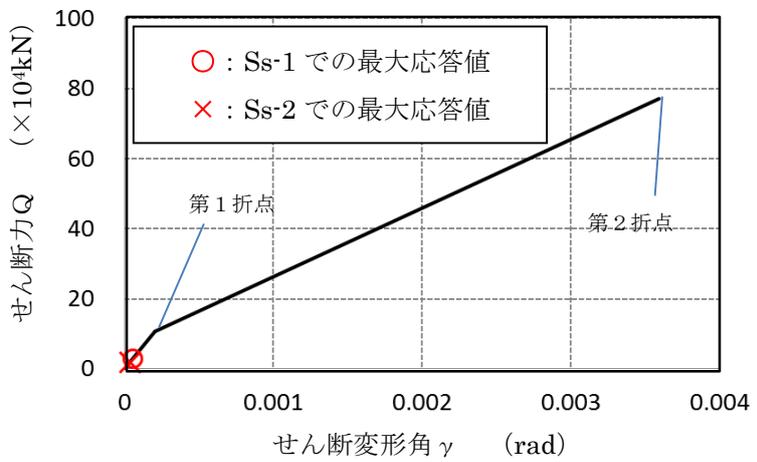
要素⑨のスケルトンカーブ (NS方向)



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

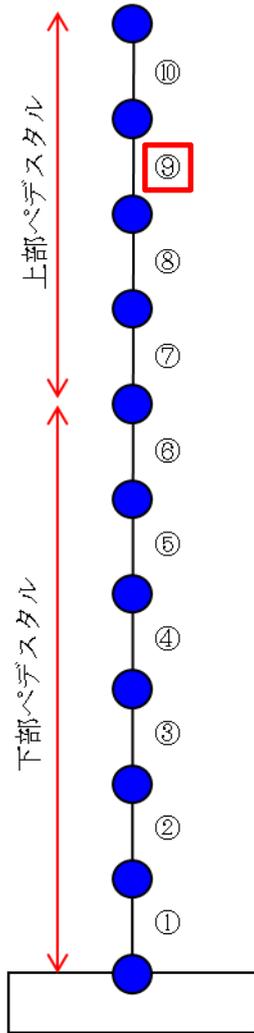


(b) せん断力ーせん断変形角関係

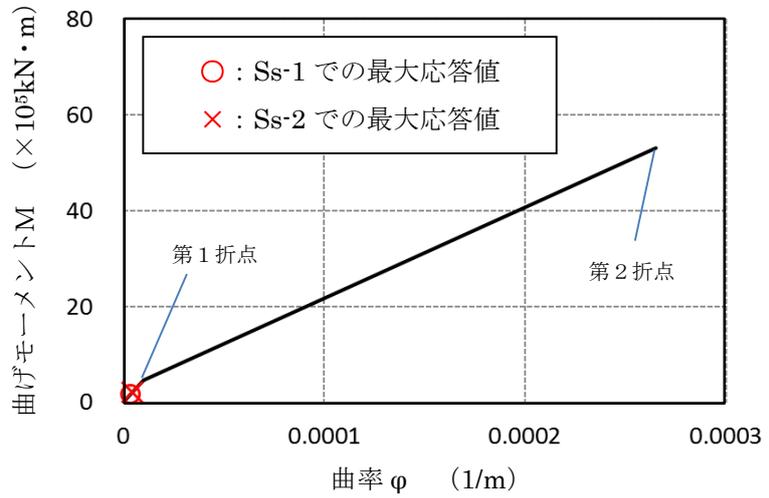
※暫定条件に基づく概算値

図6 SC規程を参考にしたRPVペDESTAL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)

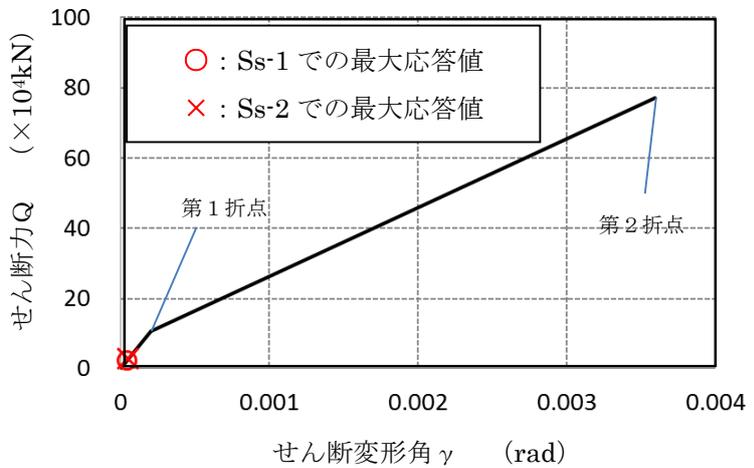
要素⑨のスケルトンカーブ (EW方向)



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

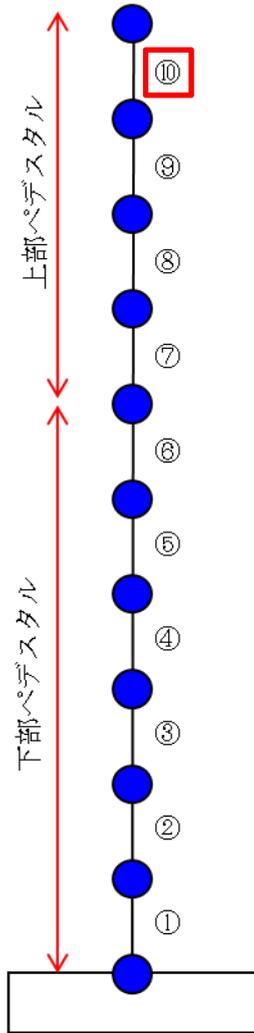


(b) せん断力ーせん断変形角関係

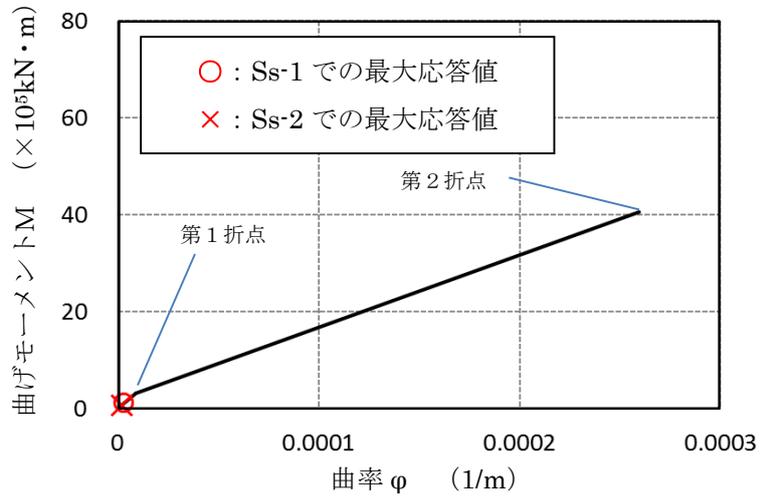
※暫定条件に基づく概算値

図6 SC規程を参考にしたRPVペDESTAL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)

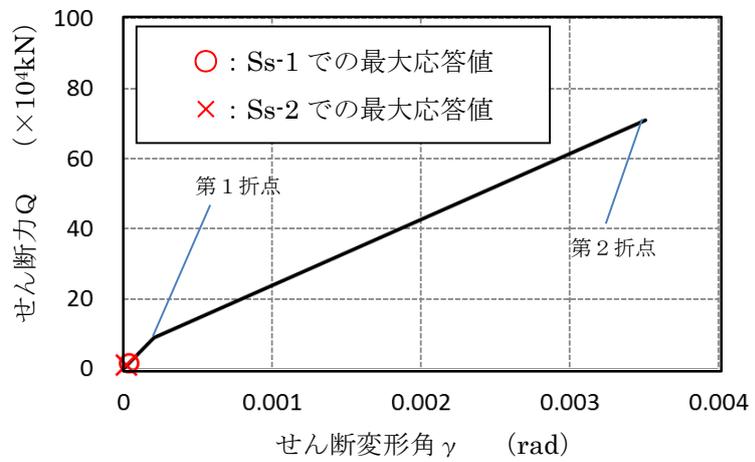
要素⑩のスケルトンカーブ (NS方向)



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

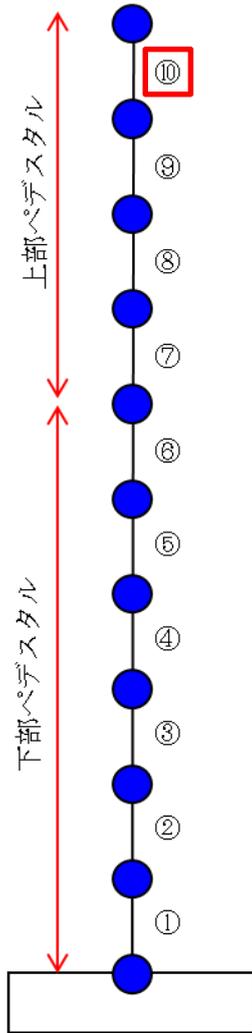


(b) せん断力ーせん断変形角関係

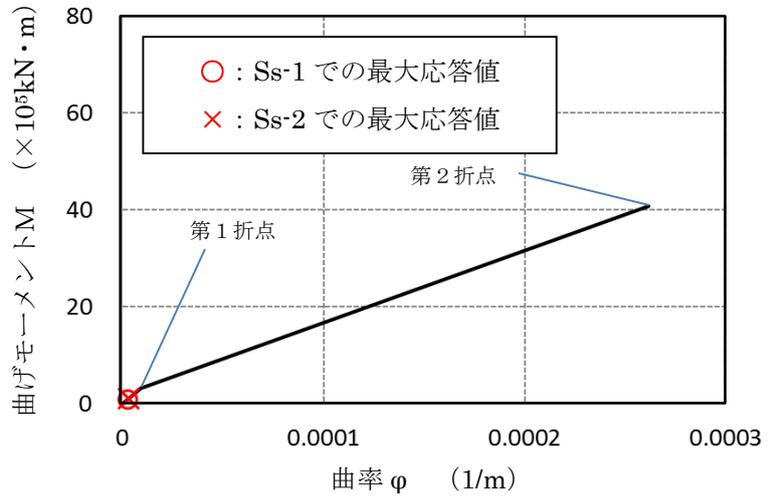
※暫定条件に基づく概算値

図6 SC規程を参考にしたRPVペDESTAL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)

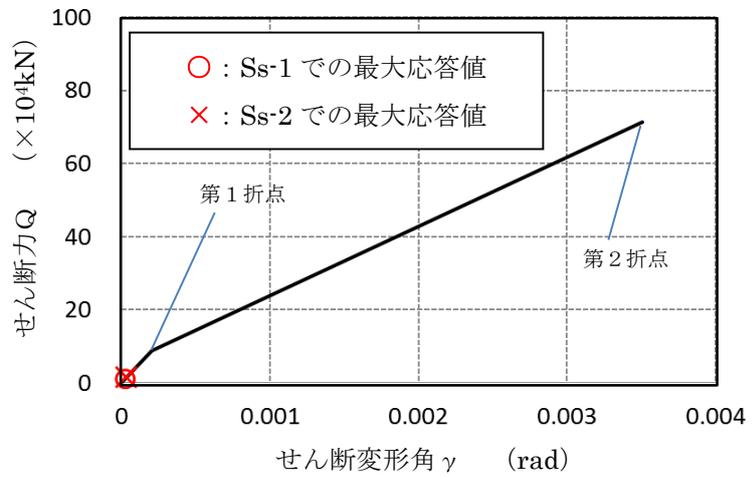
要素⑩のスケルトンカーブ（EW方向）



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

図6 SC規程を参考にしたRPVペDESTAL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DESTAL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表 7(3)-1 に示す。

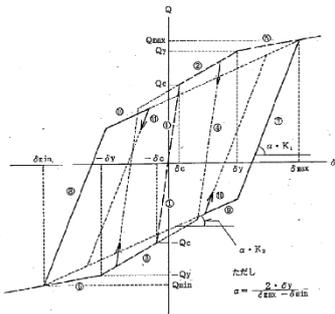
ケース A は、SC 規程を踏まえて、曲げとせん断の双方ともに最大点指向型の履歴特性を採用したケースである。

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（図 7(3)-2 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。

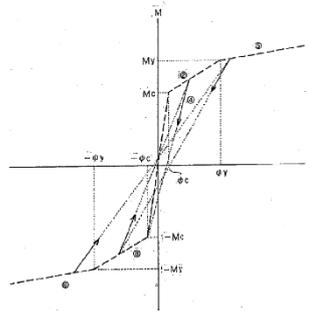
参考として、最大点指向型、ディグレイディングトリリニア型及び原点指向型の履歴特性のイメージを図 7(3)-1 に示す。

表 7(3)-1 履歴特性に関するパラメータスタディ

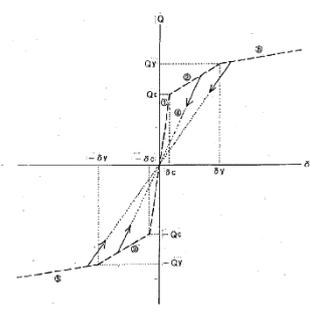
ケース	曲げ	せん断
ケース A (SC 規程準拠)	最大点指向型	最大点指向型
ケース B	ディグレイディング トリリニア型	原点指向型



(a)ディグレイディングトリリニア型

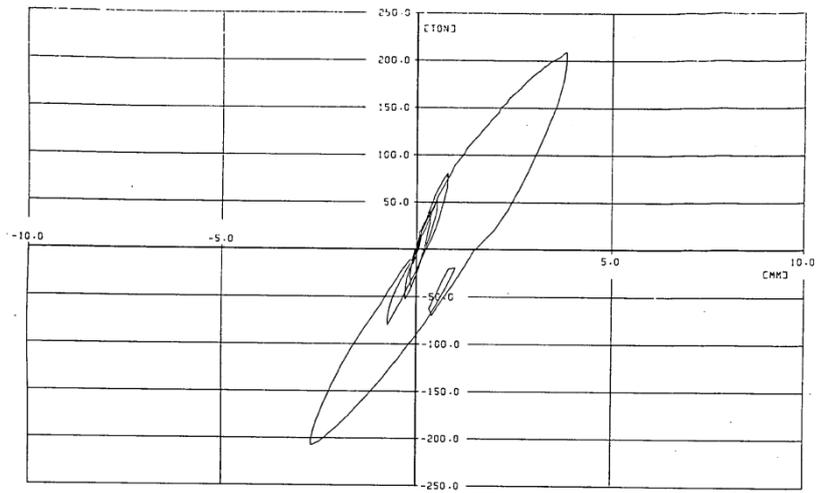


(b)最大点指向型

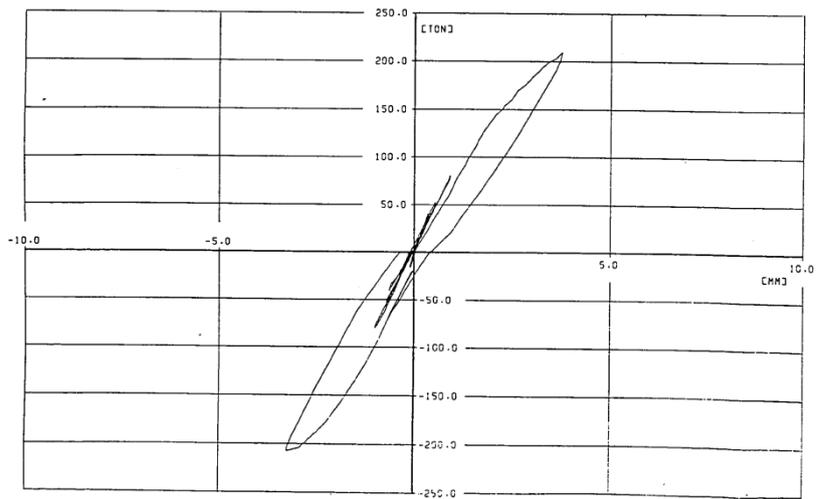


(c)原点指向型

図 7(3)-1 履歴特性のイメージ



(a) 水平力ー曲げ変形関係



(b) 水平力ーせん断変形関係

図 7(3)-2 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図 7(4)-1 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 ペダスタル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。

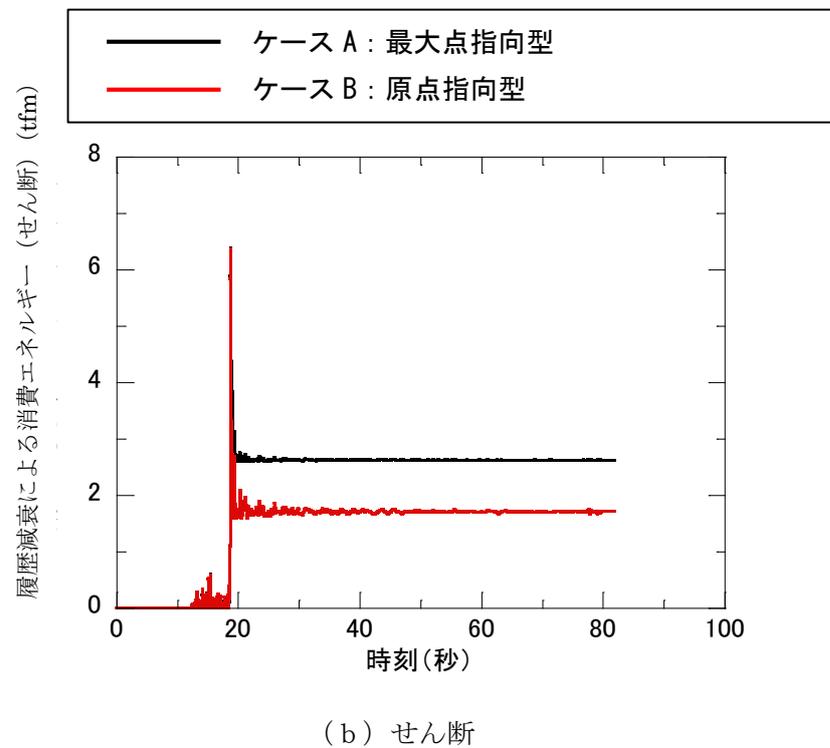
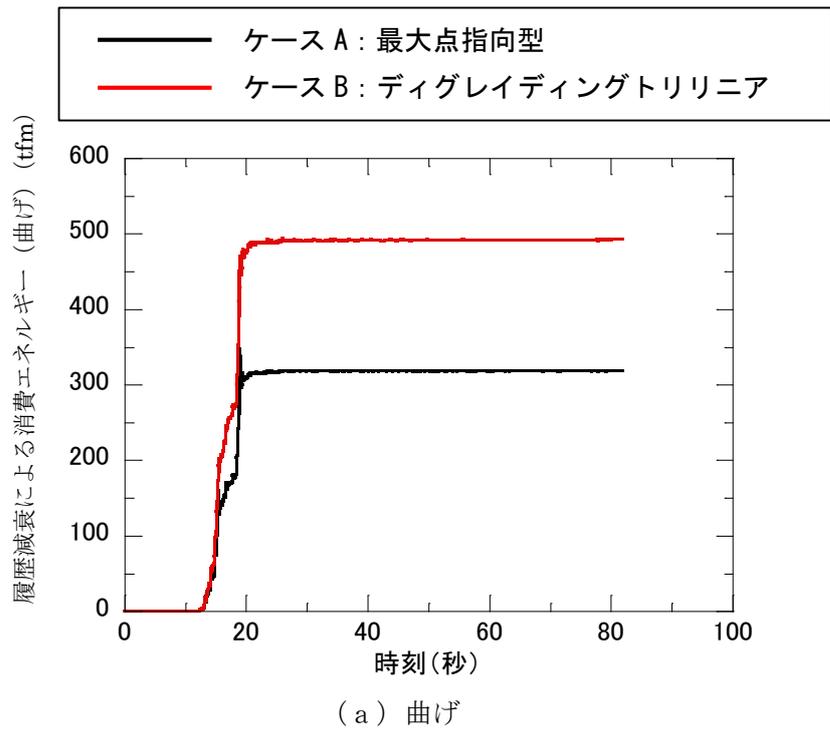


図 7(4)-1 履歴特性のパラメータスタディによる消費エネルギーの比較

## 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試験」，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 日本建築学会学術講演梗概集（昭和 61 年）
- (7) 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平成 20 年度中間報告，JANTI-SANE-02，中越沖地震後の原子炉機器の健全性評価委員会，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：電気技術規程原子力編 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991 追補版

## 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/cm<sup>2</sup>）に、RPV ペDESTALの設計基準強度（300kg/cm<sup>2</sup>）と R/B の設計基準強度（330kg/cm<sup>2</sup>）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/cm<sup>2</sup> 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

$\omega_i$ :  $i$  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。

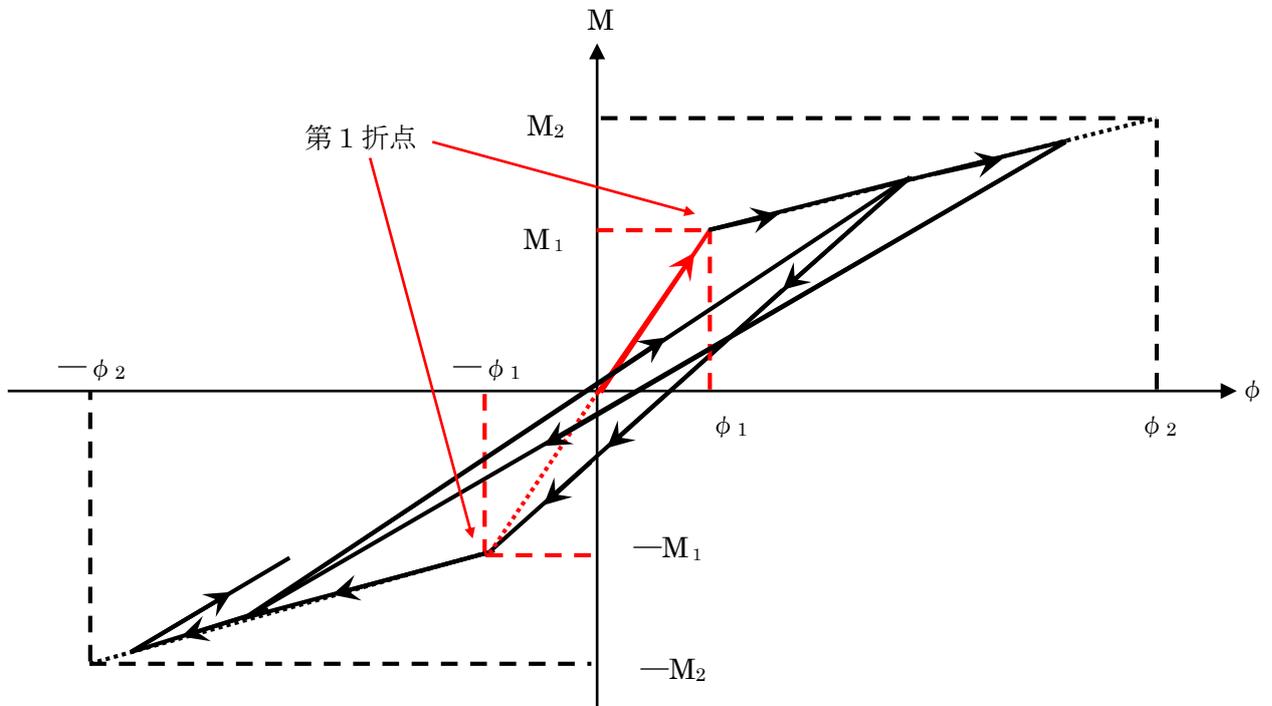


図 1 最大点指向型の履歴特性の例（曲げモーメント）

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	3
2. 試験体の計算過程	5
(1) 曲げのスケルトンカーブ導出過程	5
(2) せん断のスケルトンカーブ導出過程	11
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	23
4. 下部ペDESTALの計算過程	25
(1) 曲げのスケルトンカーブ導出過程	25
(2) せん断のスケルトンカーブ導出過程	34
5. 上部ペDESTALの計算過程	50
(1) 曲げのスケルトンカーブ導出過程	50
(2) せん断のスケルトンカーブ導出過程	59

## 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。(図 1-1)

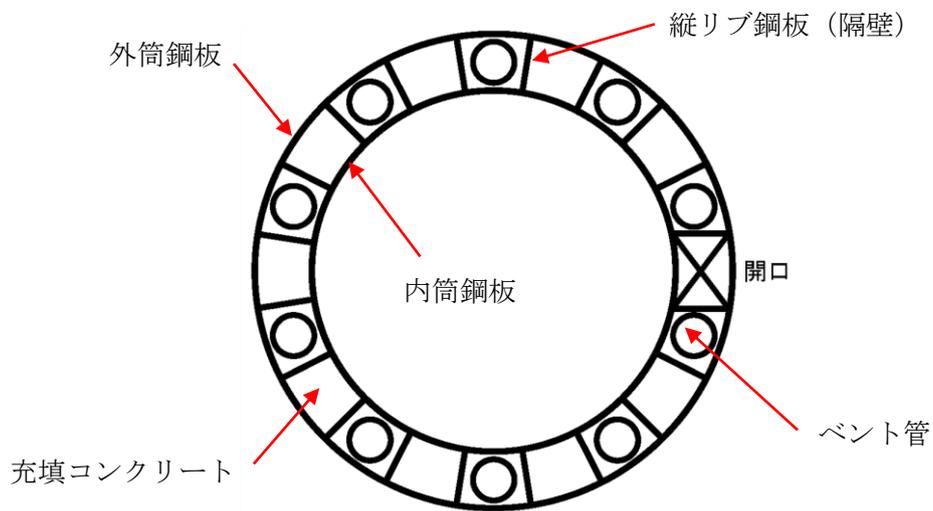
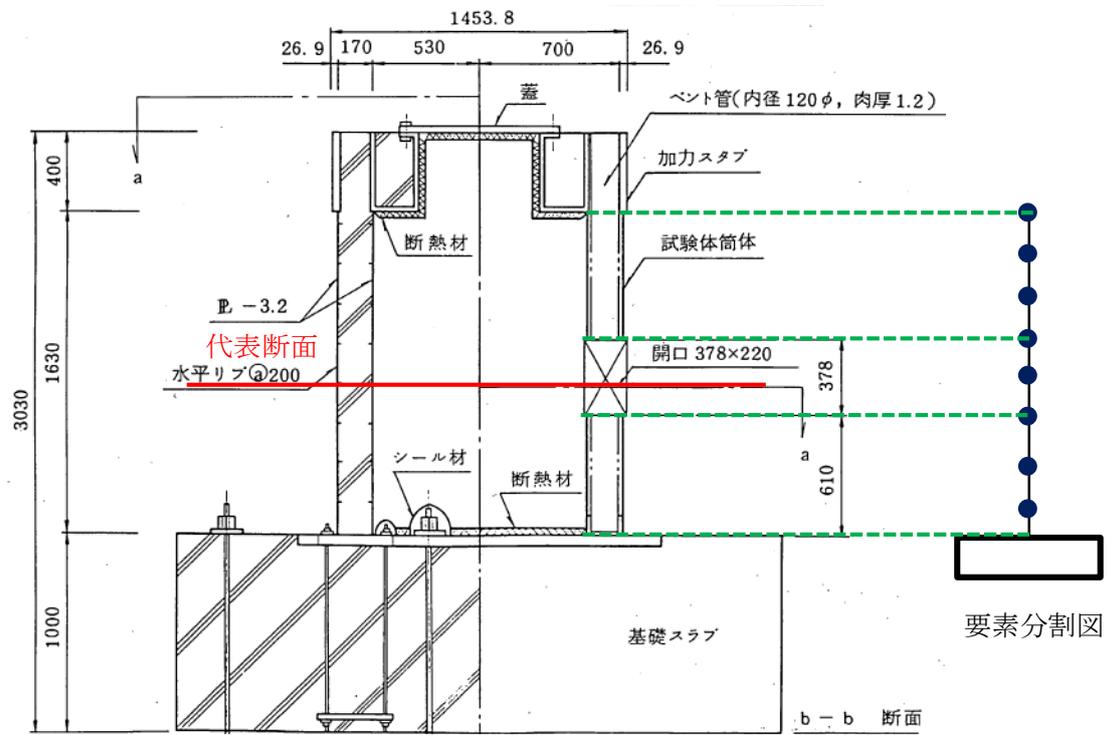


図 1-1 スケルトンカーブ設定の具体的計算過程提示の代表断面

## 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
- $\phi_1$  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 ( $\text{mm}^3$ ) ( $= I_e / (D / 2)$ )

$D / 2$  : 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 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ) ( $= 0.38\sqrt{\sigma_B}$ )

$\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

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

$\sigma_v$  : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

(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 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$E_s$  : 鋼板のヤング係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$I_e$  : 鋼板を考慮したコンクリートの断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )

(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 ( $\sigma_v$ ) がゼロとなる時点の  $M$  及び  $\phi$  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 ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ )

$\phi_y$  : 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。(図 2(1)-1)

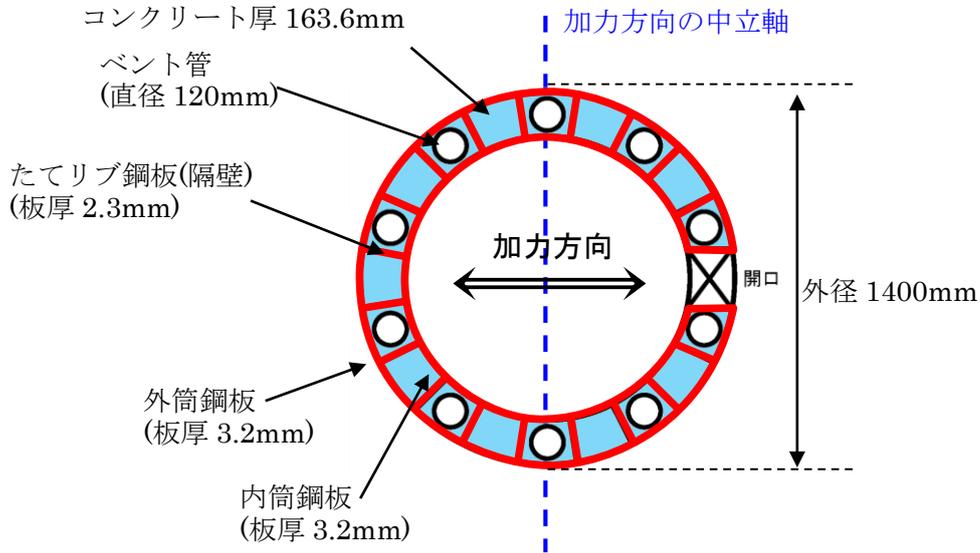


図 2(1)-1 断面二次モーメント及び断面積の算出に考慮する各部材断面  
(赤：鋼板, 水色：コンクリート)

●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。(表 2(1)-1, 表 2(1)-2)

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  $\gamma = 2.3 \text{ t/m}^3$  及び圧縮強度を用いて求める。

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

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

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

表 2 (1)-1 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 <sup>2</sup> )	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 <sup>2</sup> )	告示 501 号
コンクリートの圧縮強度 $\sigma_B$	29.4 (N/mm <sup>2</sup> ) (300(kg/cm <sup>2</sup> ))	設計基準強度

表 2(1)-2 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 $I_c$	$9.91886 \times 10^{10}$ (mm <sup>4</sup> )	図 2(1)-1 の水色部分
各鋼板の断面二次モーメントの和 $I_s$	$5.0359 \times 10^9$ (mm <sup>4</sup> )	図 2(1)-1 の赤線部分
コンクリート部の断面積 $A_{n,c}$	$5.19 \times 10^5$ (mm <sup>2</sup> )	図 2(1)-1 の水色部分
各鋼板の断面積の和 $A_{n,s}$	$2.85 \times 10^4$ (mm <sup>2</sup> )	図 2(1)-1 の赤線部分

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

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

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  $\sigma_v$  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  $\phi_1$  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  $\sigma$  とひずみ  $\varepsilon$  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  $\phi_2$  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。(図2(1)-2,3参照)

本計算に用いるコンクリートの応力度  $\sigma$  とひずみ  $\varepsilon$  の関係は、パラボラ型の応力ひずみ曲線を採用し、CEB-FIP<sup>(1)</sup>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  $\phi_2$  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。

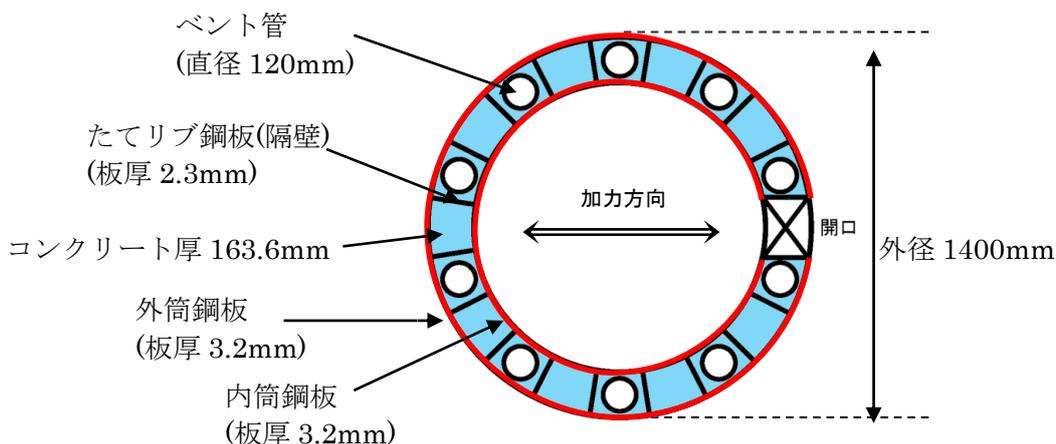


図2(1)-2 ファイバーモデルに考慮する各部材断面  
(赤：鋼板， 水色：コンクリート)

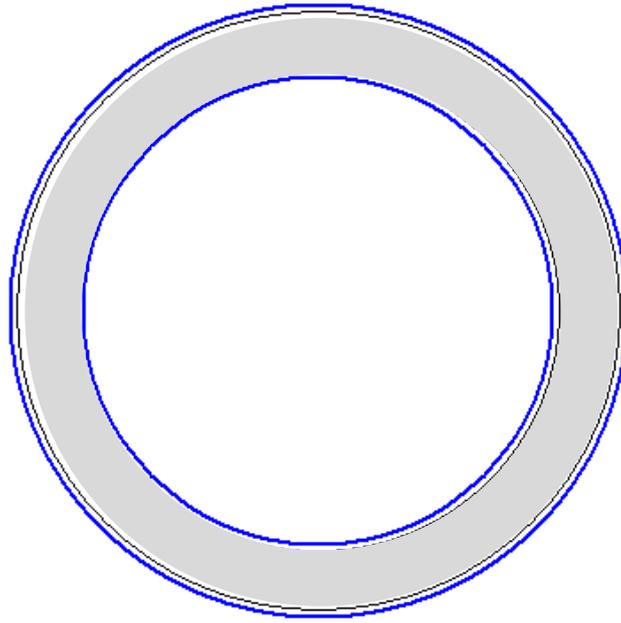


図 2(1)-3 ファイバーモデル構造図(黒線の間がコンクリート，青線が鋼板)

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

$\phi$  : 曲率  
 $\epsilon_c$  : 圧縮側最大ひずみ  
 $\epsilon_s$  : 鋼板の圧縮ひずみ

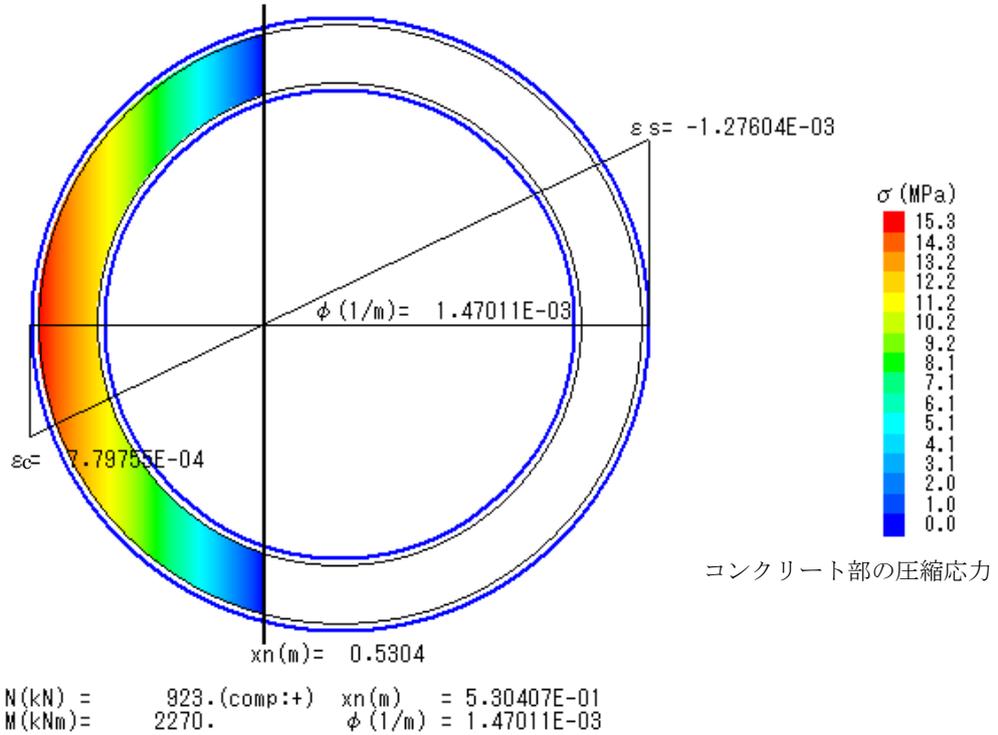
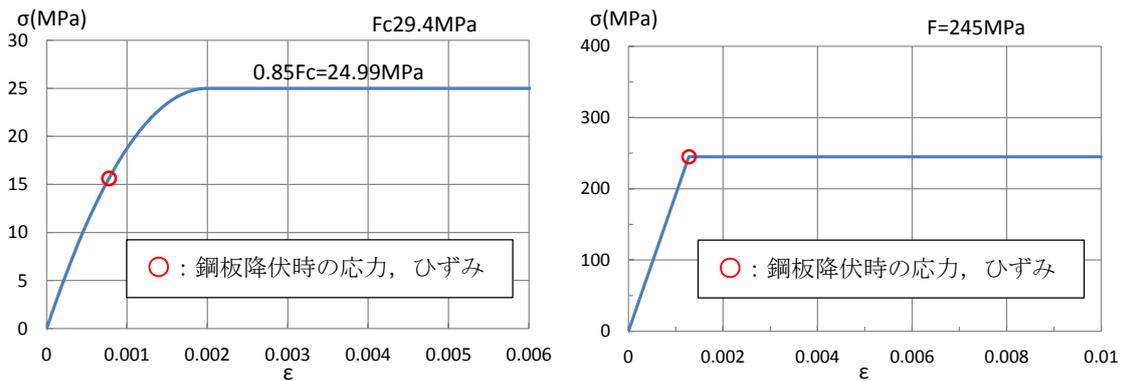


図 2(1)-4 ファイバーモデルによる解析結果



(a) コンクリート

(b) 鋼板

図 2(1)-5 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  $\tau_{cr}$  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 ( $\text{mm}^2$ )

$A_s$  : 鋼板のせん断断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$G_c$  : コンクリートのせん断弾性係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$G_s$  : 鋼板のせん断弾性係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$E_c$  : コンクリートのヤング係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$E_s$  : 鋼板のヤング係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$\tau_{cr}$  : コンクリートのせん断ひび割れ強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

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

$\sigma_V$  : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

(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  $\tau_{cr}$  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  $Q, \gamma$  を表している。

(第2折点)

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

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

$$\text{ただし, } K_\alpha = A_s \cdot G_s$$

$A_s$  : 鋼板のせん断断面積 (mm<sup>2</sup>)

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

$K_\alpha$  : 鋼板のせん断剛性

$K_\beta$  : 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

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

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 $\theta$ 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 $K_\beta$ 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<sup>(2)</sup>に示される以下の理論式を用いて、 $cQ = K_\beta \cdot \gamma$ 、 $\delta = H \cdot \gamma$ 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)

$\delta$  : 水平変位 (mm)

$\gamma$  : 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/mm<sup>2</sup>)

$E_s$  : 鋼材のヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$t_c$  : コンクリート板厚 (mm)

$\nu_c$  : コンクリートのポアソン比

$\nu_s$  : 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(mm<sup>2</sup>)

sAx : 鋼材の鉛直断面の断面積(mm<sup>2</sup>)

$\theta$  : 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)

ベント管及び開口による断面欠損を考慮し算出する。(図2(2)-1)

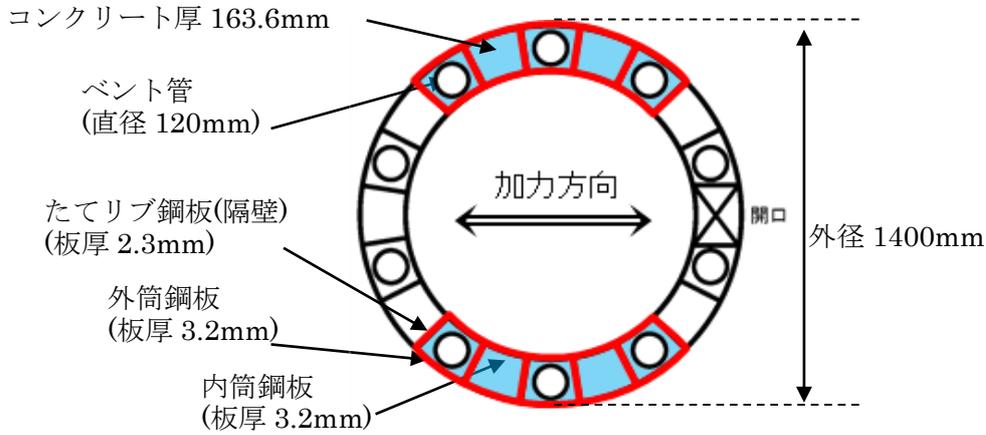


図2(2)-1 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面  
(赤：鋼板, 水色：コンクリート)

●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ペダスタルと同様に求める。(表2(2)-1, 表2(2)-2)

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。

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

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

表 2(2)-1 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 <sup>2</sup> )	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 <sup>2</sup> )	式 2(2)-2
コンクリートのヤング係数 $E_c$	25,500 (N/mm <sup>2</sup> )	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 <sup>2</sup> )	告示 501 号
コンクリートの圧縮強度 $\sigma_B$	29.4 (N/mm <sup>2</sup> )	設計基準強度

表 2(2)-2 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 $A_c$	$2.595 \times 10^5$ (mm <sup>2</sup> )	図 2(2)-1 の水色部分
鋼板のせん断断面積 $A_s$	$1.425 \times 10^4$ (mm <sup>2</sup> )	図 2(2)-1 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  $\sigma_v$  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/mm<sup>2</sup>) となる。

コンクリートの圧縮強度  $\sigma_B$  (表 2(2)-1) と  $\sigma_v$  を用いて、コンクリートのせん断ひび割れ強度  $\tau_{cr}$  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  $\tau_{cr}$  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  $\gamma_1$  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 $K_{\beta}$ 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 $K_{\beta}$ 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 $K_{\beta}$ を求める。
- ・ 層全体の $K_{\beta}$ を求める。

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

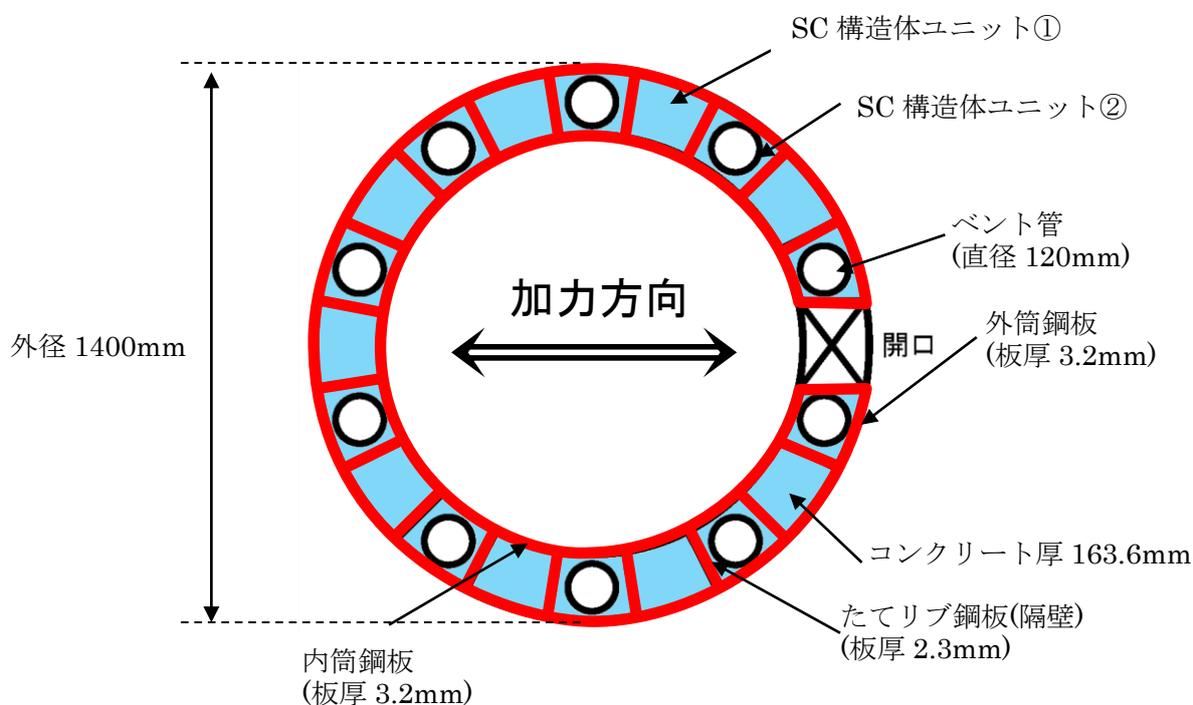


図 2(2)-2 SC構造体ユニット (赤が鋼板, 青がコンクリート)

鋼板のせん断剛性 $K_{\alpha}$ 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。

●  $K_\beta$ 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。 $K_\beta$ 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。(図 2(2)-3, 表 2(2)-3, 表 2(2)-4)

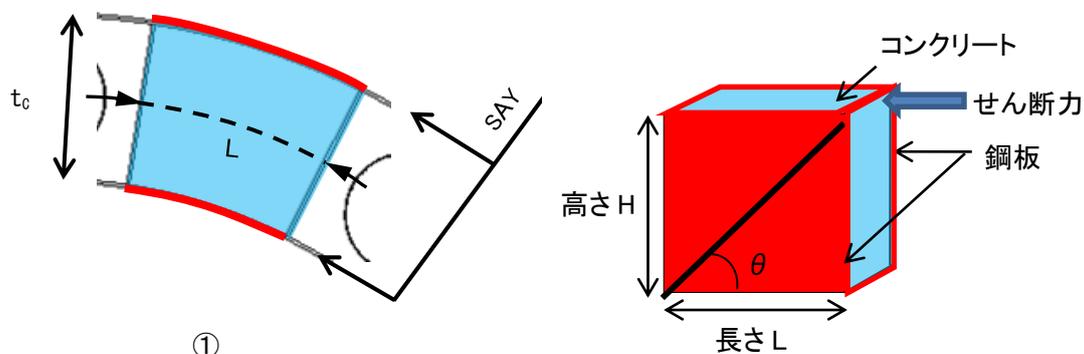


図 2(2)-3 SC 構造体ユニット① (赤が鋼板, 水色がコンクリート)

表 2(2)-3 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 <sup>2</sup> )	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 <sup>2</sup> )	告示 501 号
コンクリートのポアソン比 $\nu_c$	0.167	鉄筋コンクリート構造計算規準
鋼材のポアソン比 $\nu_s$	0.3	鋼構造設計規準

表 2(2)-4 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)	図 2(2)-3 の高さ H
SC 構造体ユニットの長さ L	193.2 (mm)	図 2(2)-3 の長さ L
コンクリート板厚 $t_c$	163.6 (mm)	図 2(2)-3 の $t_c$
鋼材の水平断面の断面積 $s_{Ay}$	1,236 (mm <sup>2</sup> )	-
鋼材の鉛直断面の断面積 $s_{Ax}$	10,432 (mm <sup>2</sup> )	-

圧縮ストラット角度  $\theta$  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  $K_{\beta}$  を求める。

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

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

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

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

●  $K_\beta$ 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。 $K_\beta$ 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。(図 2(2)-4, 表 2(2)-5, 表 2(2)-6)

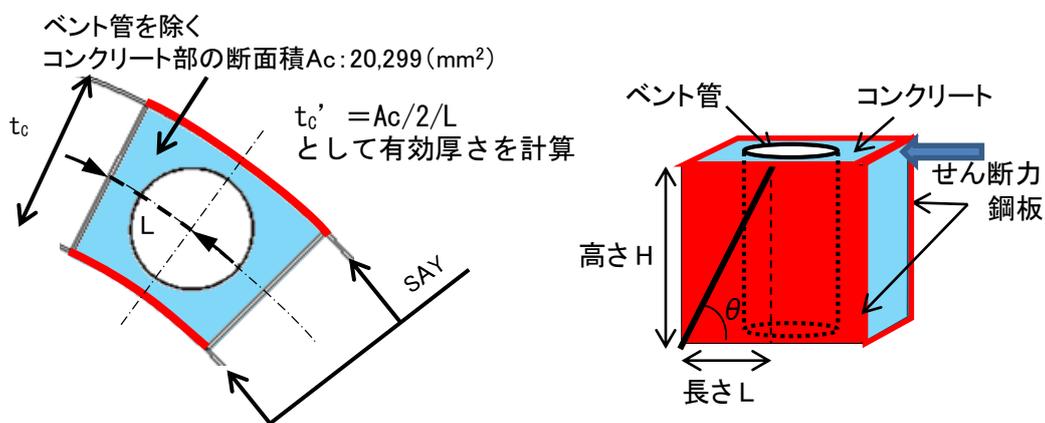


図 2(2)-4 SC 構造体ユニット② (赤が鋼板, 水色がコンクリート)

表 2(2)-5 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 <sup>2</sup> )	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 <sup>2</sup> )	告示 501 号
コンクリートのポアソン比 $\nu_c$	0.167	鉄筋コンクリート構造計算規準
鋼材のポアソン比 $\nu_s$	0.3	鋼構造設計規準

表 2(2)-6 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)	図 2(2)-4 の高さ H
SC 構造体ユニットの長さ L	96.6 (mm)	図 2(2)-4 の長さ L
コンクリート板厚 $t_c$	163.6 (mm)	図 2(2)-4 の $t_c$
鋼材の水平断面の断面積 $s_{Ay}$	618 (mm <sup>2</sup> )	-
鋼材の鉛直断面の断面積 $s_{Ax}$	10,432 (mm <sup>2</sup> )	-

圧縮ストラット角度  $\theta$  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、 $K_{\beta}$  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  $K_{\beta}$  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  $K_{\beta}$

層全体の  $K_{\beta}$  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  $K_{\beta} \times 5$

$$\underline{= 1.32 \times 10^7 \text{ (N)}} \quad \dots \dots \dots \text{(式 2(2)-17)}$$

●  $K_\alpha$ の算出方法

ベント管による断面欠損を考慮し算出する。(図 2(2)-5)

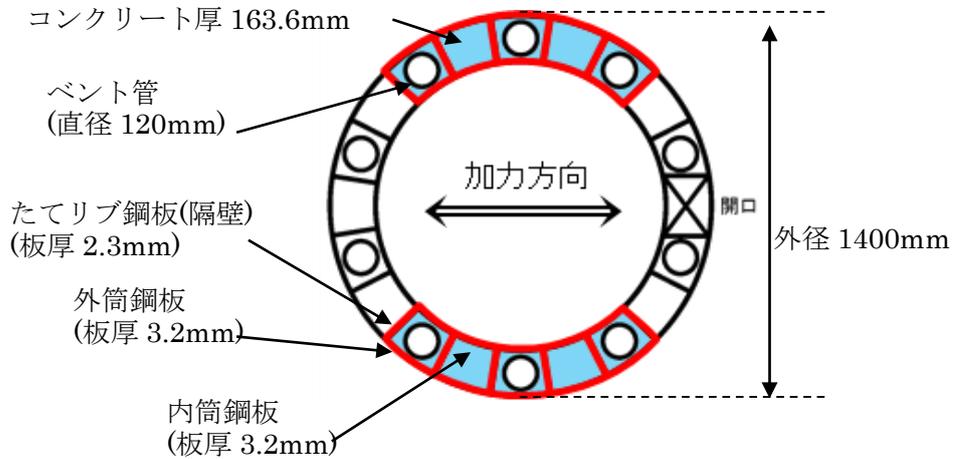


図 2(2)-5 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面

(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。 $K_\alpha$ 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。(表 2(2)-7, 表 2(2)-8)

表 2(2)-7 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 <sup>2</sup> )	告示 501 号
鋼板のせん断弾性係数 $G_s$	73,900 (N/mm <sup>2</sup> )	式 2(2)-2
鋼板の降伏点強度 $\sigma_y$	245 (N/mm <sup>2</sup> )	JIS G 3101

表 2(2)-8 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
鋼板のせん断断面積 $A_s$	$1.425 \times 10^4$ (mm <sup>2</sup> )	図 2(2)-5 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  $K_\alpha$  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  $K_\beta$  を用いて，第 2 折点のせん断力  $Q_2$  及びせん断変形角  $\gamma_2$  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  $\gamma_2$

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

### 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。(表 3-1)

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。

表 3-1 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図 3-1 に示す。

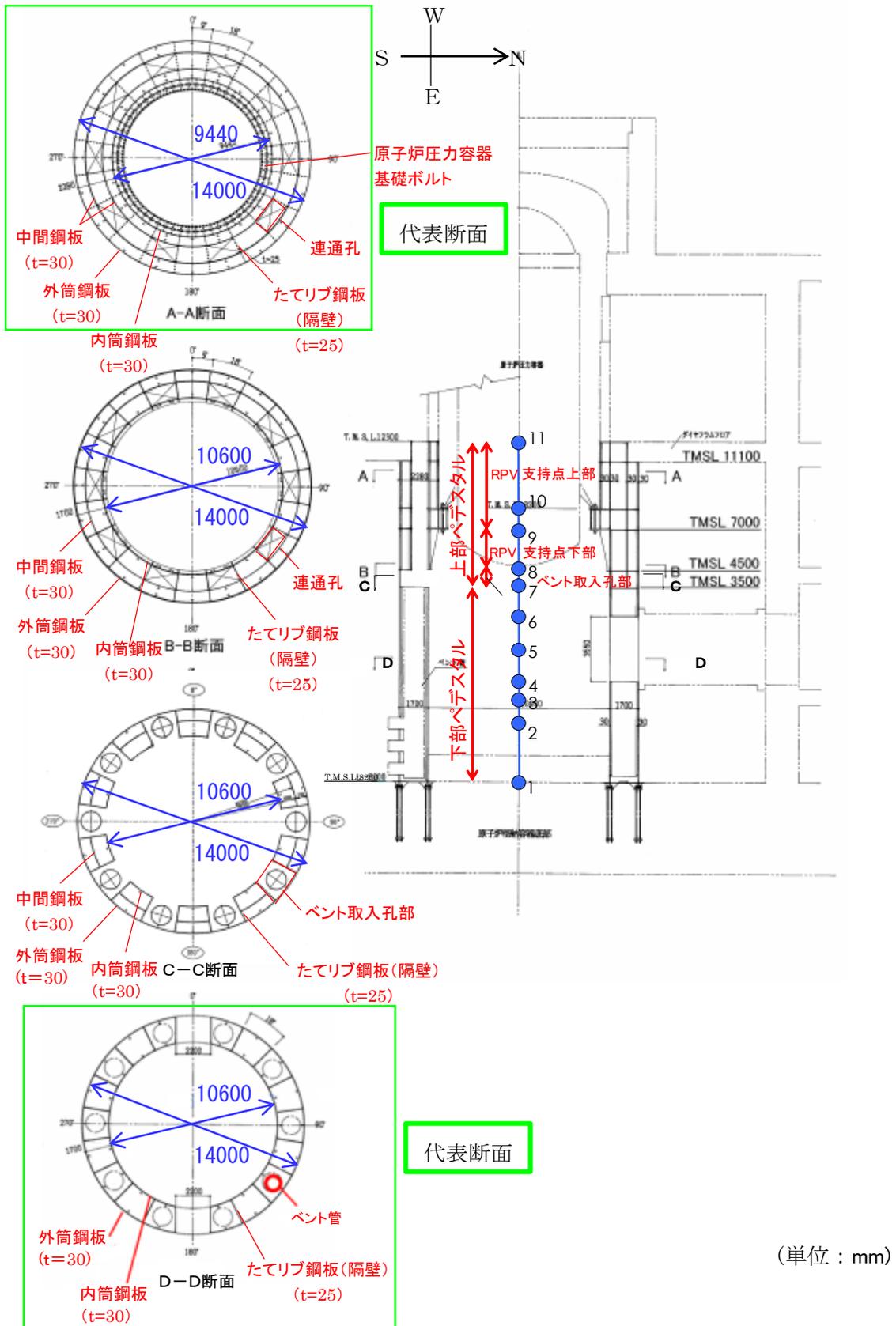


図 3-1 スケルトンカーブ設定の具体的計算過程提示の代表断面

#### 4. 下部ペデスタルの計算過程

##### (1) 曲げのスケルトンカーブ導出過程

###### a. RPV ペデスタル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

- $\phi_1$  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 ( $\text{mm}^3$ ) ( $= I_e / (D / 2)$ )

$D / 2$  : 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 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ) ( $= 0.38\sqrt{\sigma_B}$ )

$\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

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

$\sigma_v$  : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

(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 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$E_s$  : 鋼板のヤング係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$I_e$  : 鋼板を考慮したコンクリートの断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )

(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 ( $\sigma_v$ ) がゼロとなる時点の  $M$  及び  $\phi$  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 ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ )

$\phi_y$  : 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。(図 4(1)-1)

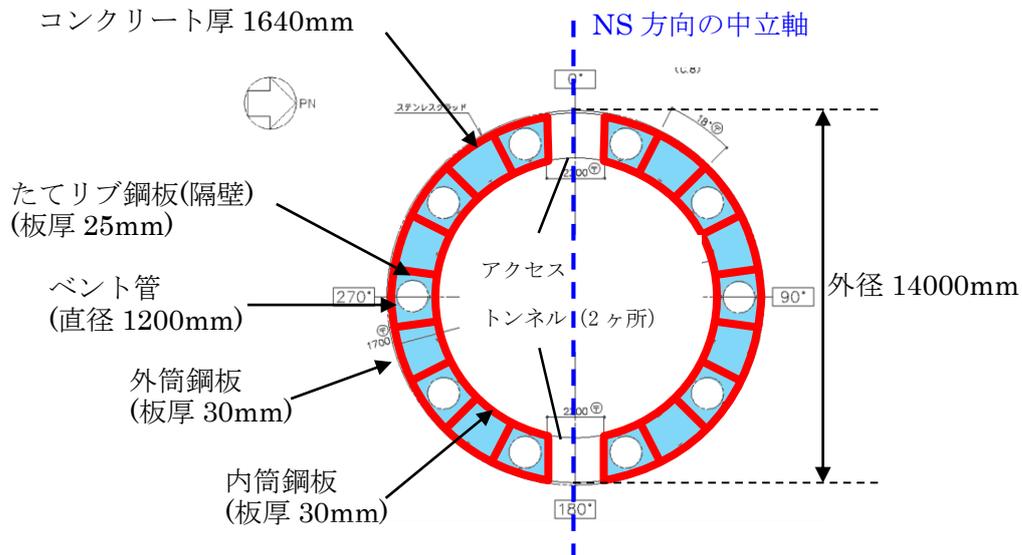


図 4(1)-1 断面二次モーメント及び断面面積の算出に考慮する各部材断面  
(赤：鋼板, 水色：コンクリート)

●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面積は, 既工認と同様の値を用いる。(表 4(1)-1, 表 4(1)-2)

表 4(1)-1 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 <sup>2</sup> )	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 <sup>2</sup> )	告示 501 号
コンクリートの圧縮強度 $\sigma_B$	29.4 (N/mm <sup>2</sup> )	設計基準強度

表 4(1)-2 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 $I_c$	$9.93430 \times 10^{14}$ (mm <sup>4</sup> )	図 4(1)-1 の水色部分
各鋼板の断面二次モーメントの和 $I_s$	$5.3917 \times 10^{13}$ (mm <sup>4</sup> )	図 4(1)-1 の赤線部分
コンクリート部の断面積 $A_{n,c}$	$4.4807 \times 10^7$ (mm <sup>2</sup> )	図 4(1)-1 の水色部分
各鋼板の断面積の和 $A_{n,s}$	$2.463 \times 10^6$ (mm <sup>2</sup> )	図 4(1)-1 の赤線部分

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

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

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。

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

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  $\sigma_v$  を求める。

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

以上より、第 1 折点の曲げモーメント  $M_1$  及び曲率  $\phi_1$  を算出する。

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

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

●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。(図 4(1)-2)

コンクリート厚 1640mm

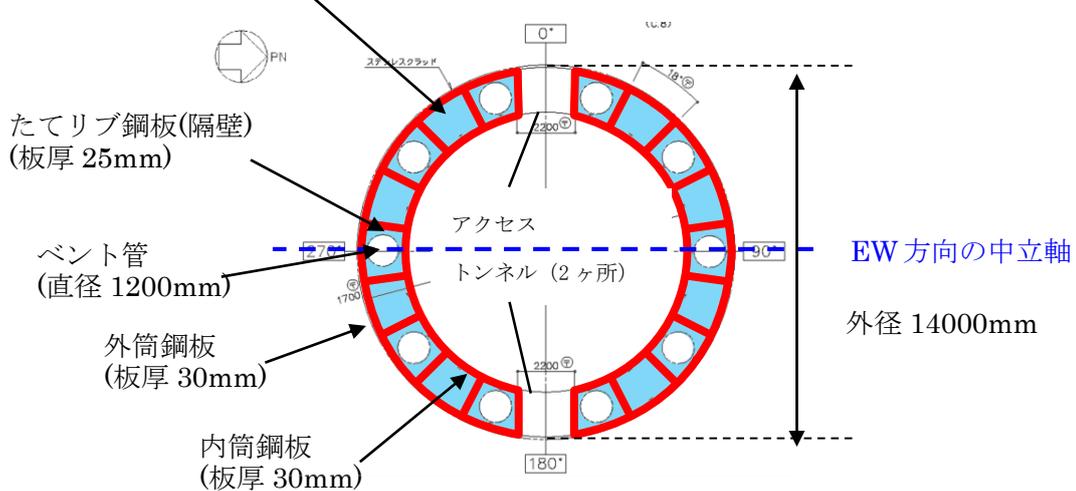


図 4(1)-2 断面二次モーメント及び断面積の算出に考慮する各部材断面  
(赤：鋼板， 水色：コンクリート)

●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。(表 4(1)-3，表 4(1)-4)

表 4(1)-3 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 <sup>2</sup> )	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 <sup>2</sup> )	告示 501 号

表 4(1)-4 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 $I_c$	$7.2490 \times 10^{14}$ (mm <sup>4</sup> )	図 4(1)-2 の水色部分
各鋼板の断面二次モーメントの和 $I_s$	$4.3908 \times 10^{13}$ (mm <sup>4</sup> )	図 4(1)-2 の赤線部分
コンクリート部の断面積 $A_{n,c}$	$4.4807 \times 10^7$ (mm <sup>2</sup> )	図 4(1)-2 の水色部分
各鋼板の断面積の和 $A_{n,s}$	$2.463 \times 10^6$ (mm <sup>2</sup> )	図 4(1)-2 の赤線部分

各部材断面の断面二次モーメント（表 4(1)-4）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。

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

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。

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

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  $\sigma_v$  を求める。

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

以上より、第 1 折点の曲げモーメント  $M_1$  及び曲率  $\phi_1$  を算出する。

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

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

(第2折点)

RPV ペDESTALの断面をファイバーモデルとしてモデル化し、漸増させる荷重（モーメント）に対して収束計算により中立軸と曲率を求め、鋼板とコンクリートの応力度 $\sigma$ とひずみ $\varepsilon$ 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 $\phi_2$ 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。（図4(1)-3～5参照）

本計算に用いるコンクリートの応力度 $\sigma$ とひずみ $\varepsilon$ の関係は、パラボラ型の応力ひずみ曲線を採用し、CEB-FIP<sup>(1)</sup>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 $\phi_2$ 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。

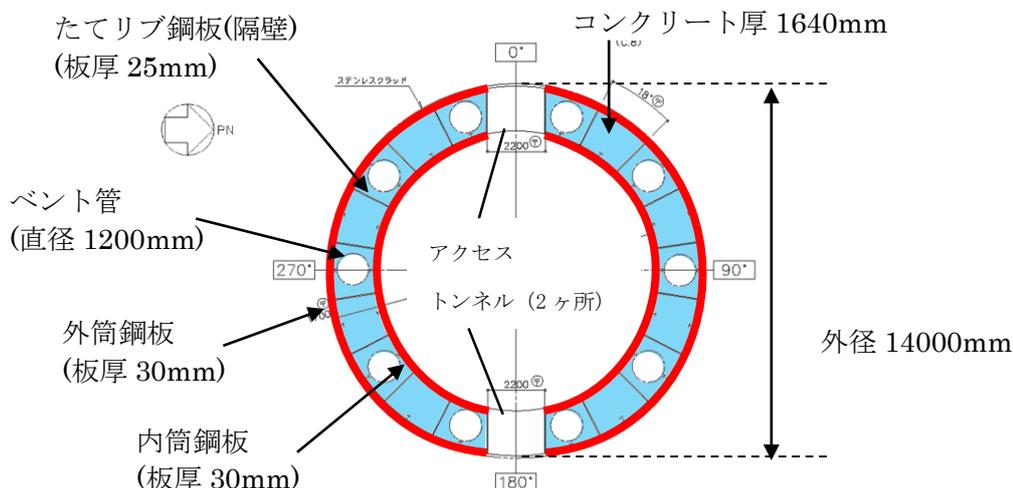


図4(1)-3 ファイバーモデルに考慮する各部材断面  
(赤：鋼板， 水色：コンクリート)

●NS 方向

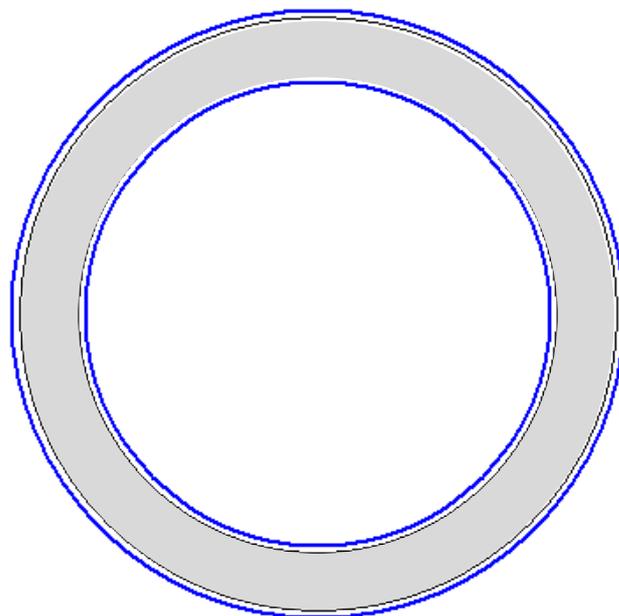


図 4(1)-4 ファイバーモデル構造図(黒線の間がコンクリート，青線が鋼板)【NS 方向】

●EW 方向

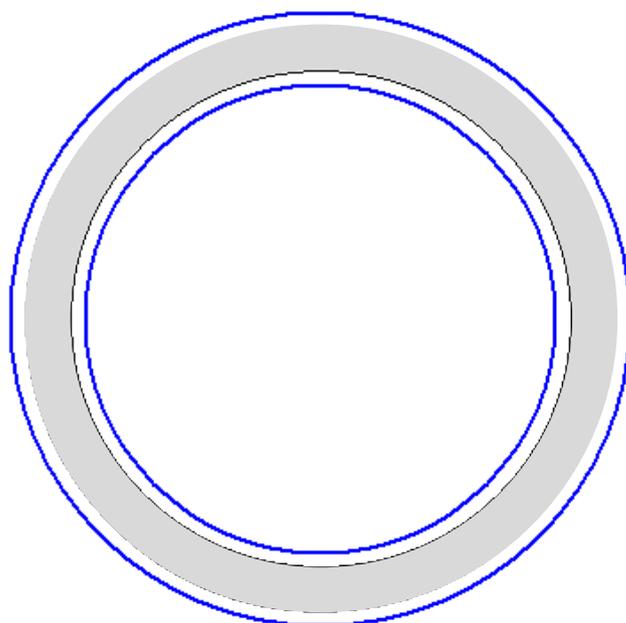


図 4(1)-5 ファイバーモデル構造図(黒線の間がコンクリート，青線が鋼板)【EW 方向】

●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

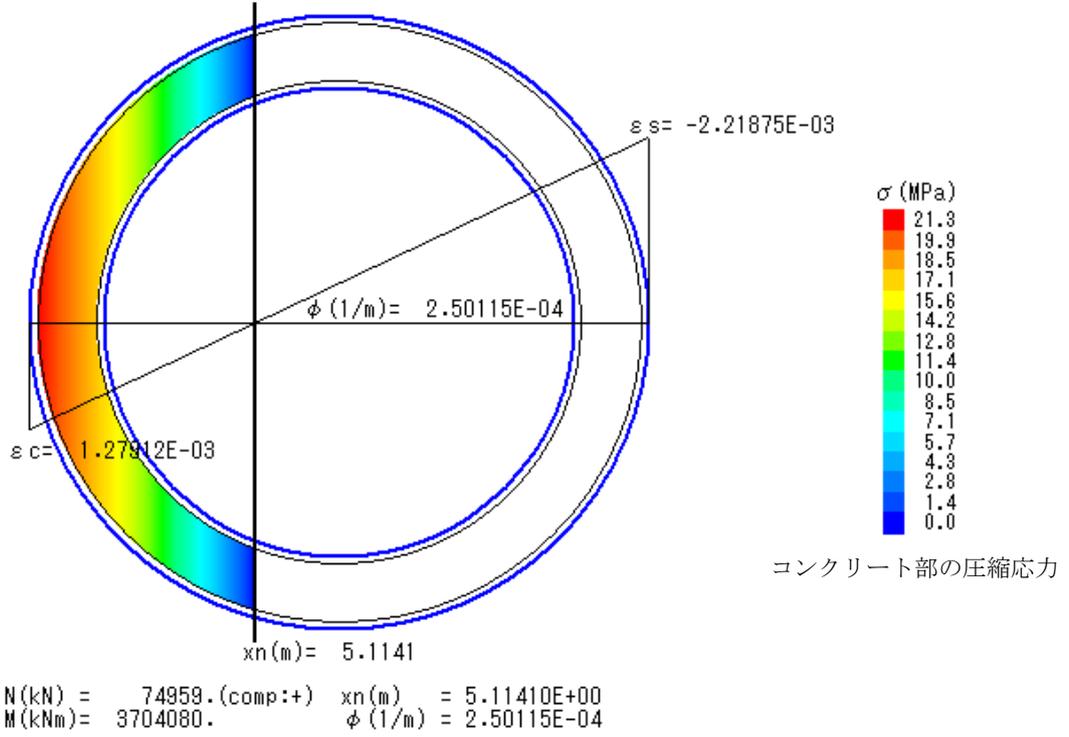
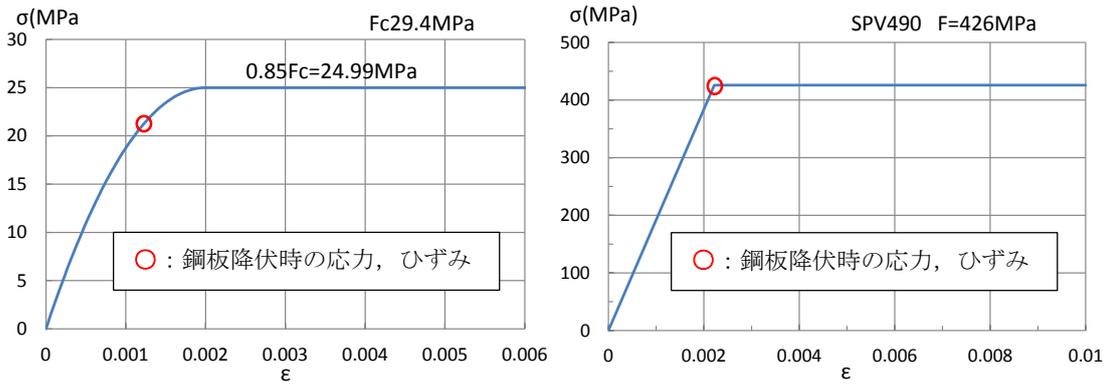


図 4(1)-6 ファイバーモデルによる解析結果 【NS 方向】



(a) コンクリート

(b) 鋼板

図 4(1)-7 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

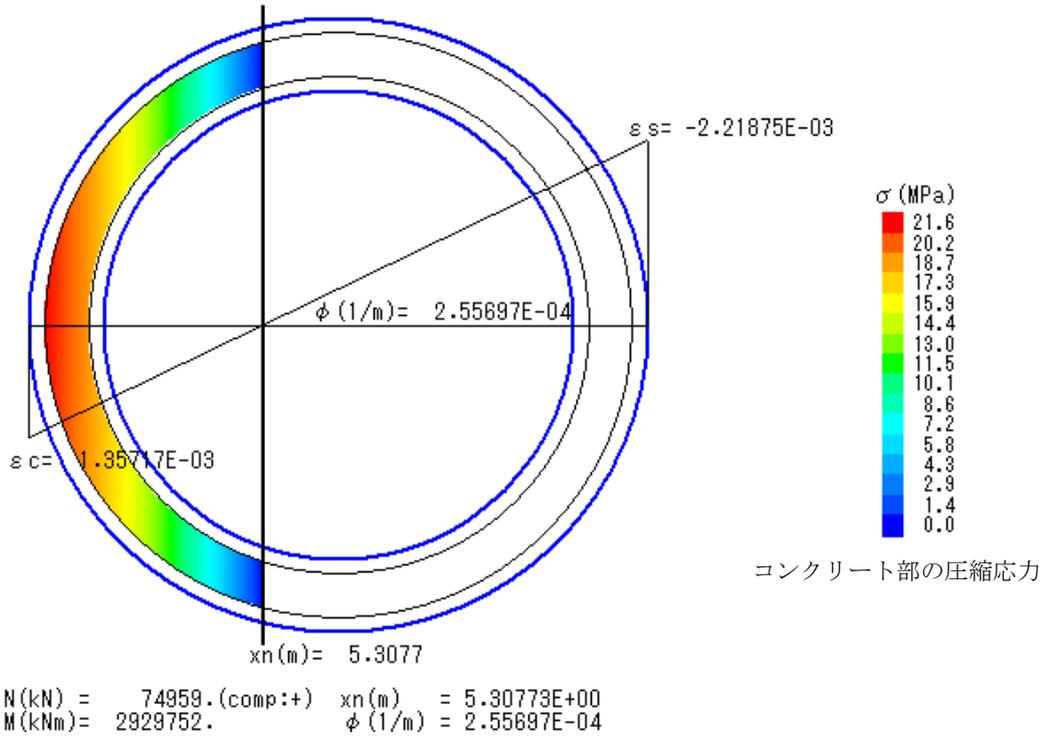
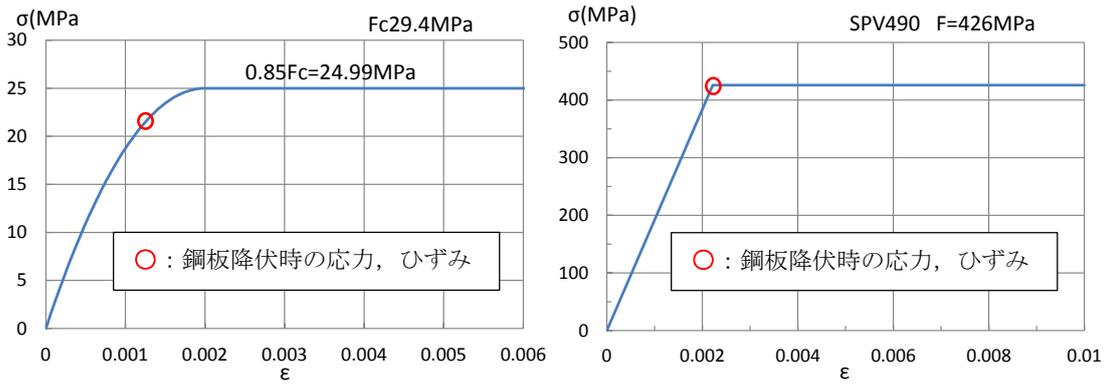


図 4(1)-8 ファイバーモデルによる解析結果 【EW 方向】



(a) コンクリート

(b) 鋼板

図 4(1)-9 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  $\tau_{cr}$  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 ( $\text{mm}^2$ )

$A_s$  : 鋼板のせん断断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$G_c$  : コンクリートのせん断弾性係数 ( $\text{N/mm}^2$ )

$G_s$  : 鋼板のせん断弾性係数 ( $\text{N/mm}^2$ )

$E_c$  : コンクリートのヤング係数 ( $\text{N/mm}^2$ )

$E_s$  : 鋼板のヤング係数 ( $\text{N/mm}^2$ )

$\tau_{cr}$  : コンクリートのせん断ひび割れ強度 ( $\text{N/mm}^2$ )

$\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 ( $\text{N/mm}^2$ )

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

$\sigma_v$  : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 ( $\text{N/mm}^2$ )

(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) × ( $E_s/E_c$ ) + (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  $\tau_{cr}$  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  $Q$ ,  $\gamma$  を表している。

(第2折点)

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

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

$$\text{ただし, } K_\alpha = A_s \cdot G_s$$

$A_s$  : 鋼板のせん断断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$G_s$  : 鋼板のせん断弾性係数 ( $\text{N/mm}^2$ )

$K_\alpha$  : 鋼板のせん断剛性

$K_\beta$  : 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

$\sigma_y$  : 鋼板の降伏点強度 ( $\text{N/mm}^2$ )

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  $\theta$  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  $K_\beta$  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<sup>(2)</sup>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)

$\delta$  : 水平変位 (mm)

$\gamma$  : 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。 ( $\text{N/mm}^2$ )

$E_s$  : 鋼材のヤング係数 ( $\text{N/mm}^2$ )

$t_c$  : コンクリート板厚 (mm)

$\nu_c$  : コンクリートのポアソン比

$\nu_s$  : 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(mm<sup>2</sup>)

sAx : 鋼材の鉛直断面の断面積(mm<sup>2</sup>)

$\theta$  : 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。(図4(2)-1)

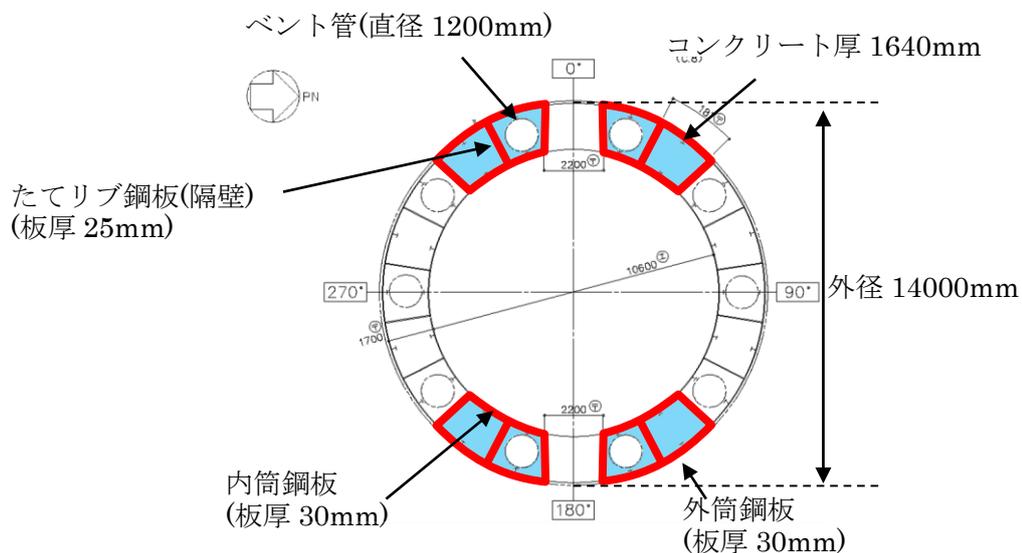


図4(2)-1 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面

(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。(表4(2)-1，表4(2)-2)

表 4(2)-1 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 <sup>2</sup> )	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 <sup>2</sup> )	式 2(2)-2
コンクリートのヤング係数 $E_c$	25,500 (N/mm <sup>2</sup> )	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 <sup>2</sup> )	告示 501 号
コンクリートの圧縮強度 $\sigma_B$	29.4 (N/mm <sup>2</sup> )	設計基準強度

表 4(2)-2 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 $A_c$	$1.8776 \times 10^7$ (mm <sup>2</sup> )	図 4(2)-1 の水色部分
鋼板のせん断断面積 $A_s$	$1.099 \times 10^6$ (mm <sup>2</sup> )	図 4(2)-1 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  $\sigma_v$  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/mm<sup>2</sup>) となる。

コンクリートの圧縮強度  $\sigma_B$  (表 4(2)-1) と  $\sigma_v$  を用いて、コンクリートのせん断ひび割れ強度  $\tau_{cr}$  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  $\tau_{cr}$  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  $\gamma_1$  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。(図 4(2)-2)

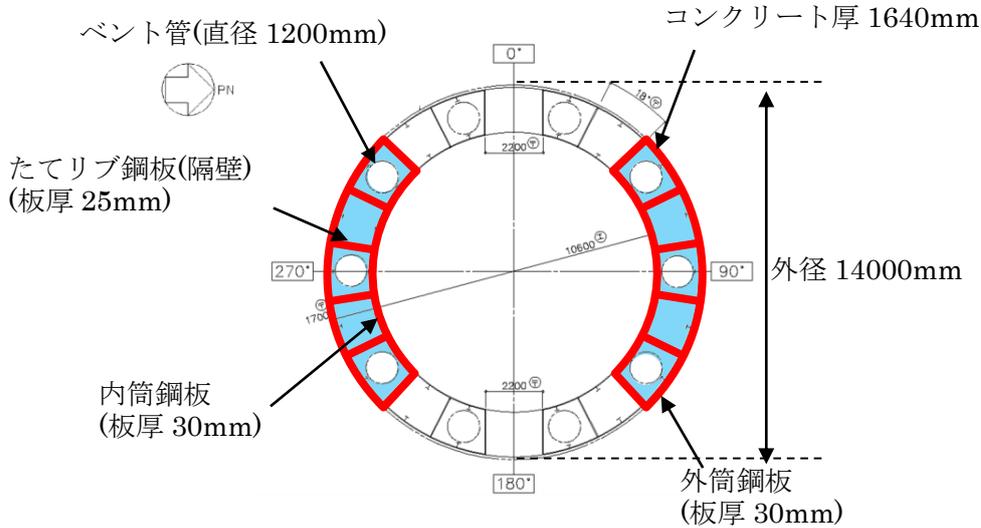


図 4(2)-2 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面  
(赤：鋼板， 水色：コンクリート)

●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。(表 4(2)-3，表 4(2)-4)

表 4(2)-3 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 <sup>2</sup> )	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 <sup>2</sup> )	式 2(2)-2
コンクリートのヤング係数 $E_c$	25,500 (N/mm <sup>2</sup> )	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 <sup>2</sup> )	告示 501 号
コンクリートの圧縮強度 $\sigma_B$	29.4 (N/mm <sup>2</sup> )	設計基準強度

表 4(2)-4 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 $A_c$	$2.6031 \times 10^7 \text{ (mm}^2\text{)}$	図 4(2)-2 の水色部分
鋼板のせん断断面積 $A_s$	$1.364 \times 10^6 \text{ (mm}^2\text{)}$	図 4(2)-2 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  $\sigma_v$  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  $\sigma_B$  (表 4(2)-3) と  $\sigma_v$  を用いて、コンクリートのせん断ひび割れ強度  $\tau_{cr}$  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  $\tau_{cr}$  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  $\gamma_1$  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 $K_\beta$ 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、 $K_\beta$ 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 $K_\beta$ 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 $K_\beta$ を求める。
- ・層全体の $K_\beta$ を求める。

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

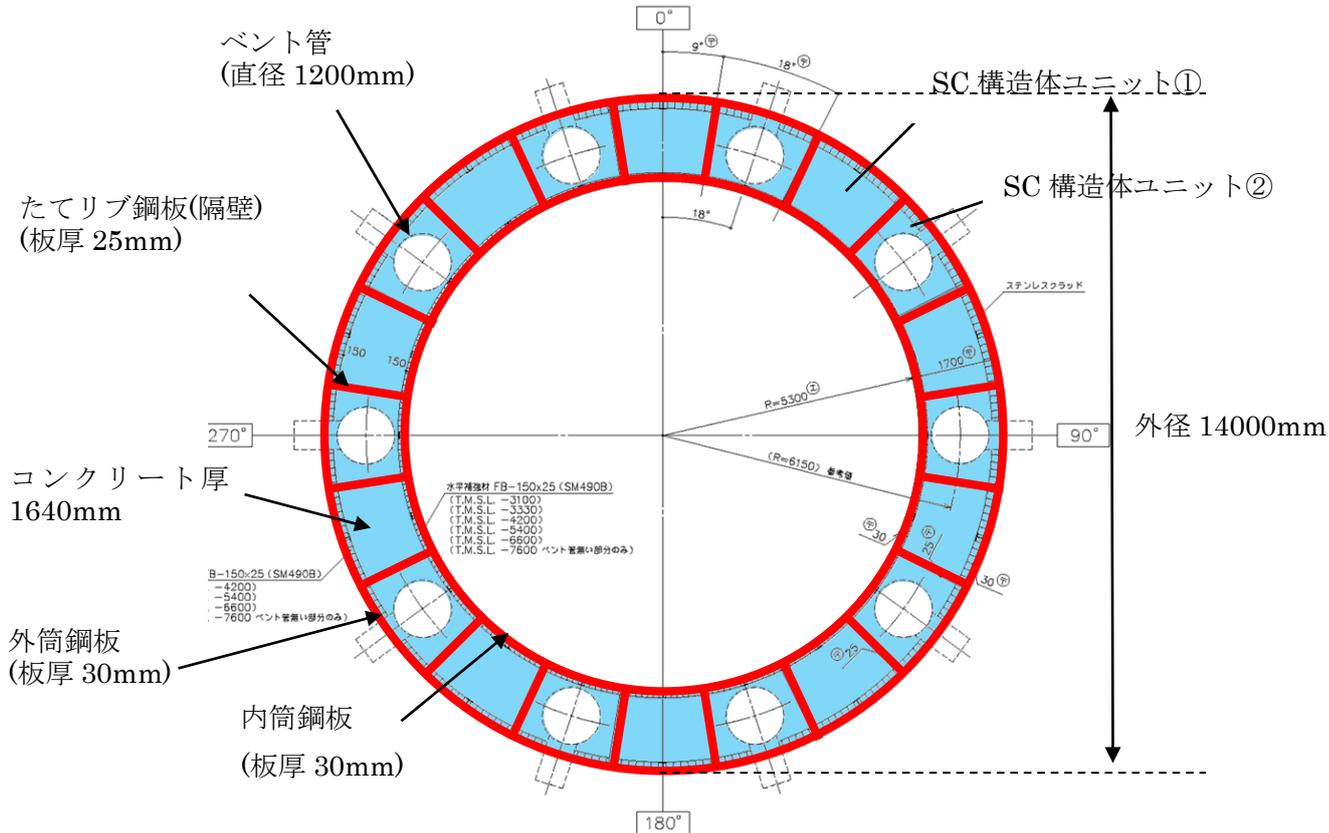


図 4(2)-3 SC 構造体ユニット (赤：鋼板， 水色：コンクリート)

鋼板のせん断剛性 $K_\alpha$ 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。

●  $K_\beta$ 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、 $K_\beta$ 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。(図4(2)-4, 表4(2)-5, 表4(2)-6)

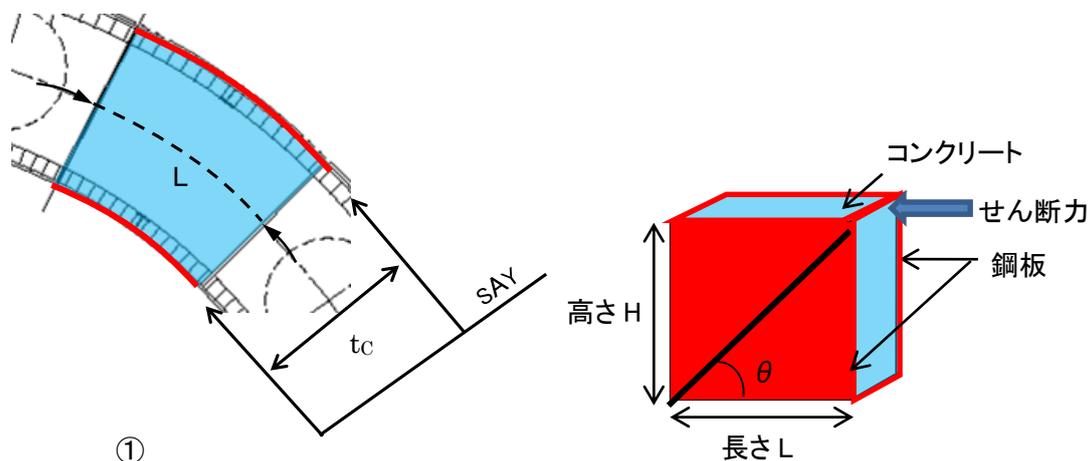


図4(2)-4 SC 構造体ユニット① (赤が鋼板, 水色がコンクリート)

表4(2)-5 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 <sup>2</sup> )	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 <sup>2</sup> )	告示501号
コンクリートのポアソン比 $\nu_c$	0.167	鉄筋コンクリート構造計算規準
鋼材のポアソン比 $\nu_s$	0.3	鋼構造設計規準

表4(2)-6 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)	図4(2)-4 の高さ H
SC 構造体ユニットの長さ L	1,932 (mm)	図4(2)-4 の長さ L
コンクリート板厚 $t_c$	1,640 (mm)	図4(2)-4 の $t_c$
鋼材の水平断面の断面積 $s_{Ay}$	115,920 (mm <sup>2</sup> )	-
鋼材の鉛直断面の断面積 $s_{Ax}$	702,000 (mm <sup>2</sup> )	-

圧縮ストラット角度  $\theta$  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  $K_{\beta}$  を求める。

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

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

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

$$= \underline{4.40 \times 10^8 \text{ (N)}} \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(2)-11)}$$

●  $K_\beta$  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、 $K_\beta$  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。(図 4(2)-5, 表 4(2)-7, 表 4(2)-8)

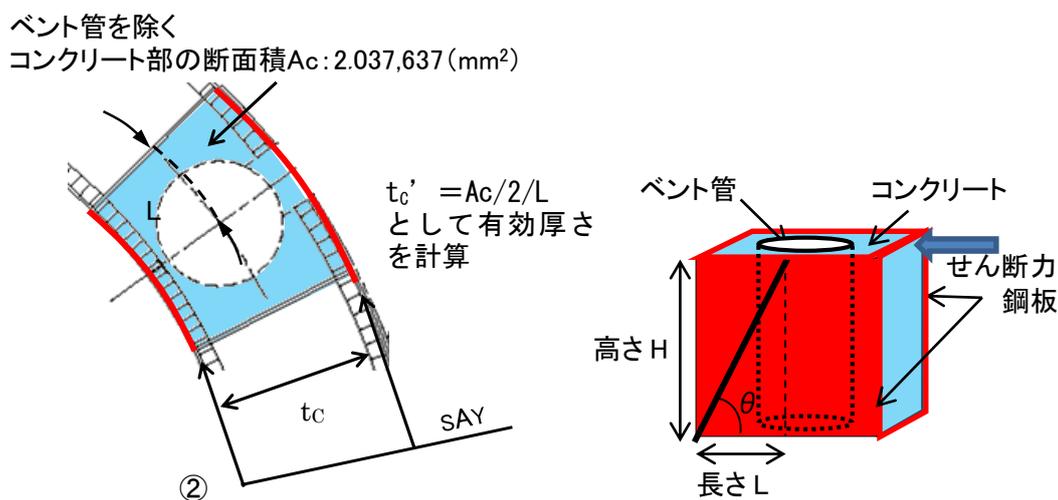


図 4(2)-5 SC 構造体ユニット② (赤が鋼板, 水色がコンクリート)

表 4(2)-7 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 <sup>2</sup> )	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 <sup>2</sup> )	告示 501 号
コンクリートのポアソン比 $\nu_c$	0.167	鉄筋コンクリート構造計算規準
鋼材のポアソン比 $\nu_s$	0.3	鋼構造設計規準

表 4(2)-8 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)	図 4(2)-5 の高さ $H$
SC 構造体ユニットの長さ $L$	966 (mm)	図 4(2)-5 の長さ $L$
コンクリート板厚 $t_c$	1,640 (mm)	図 4(2)-5 の $t_c$
鋼材の水平断面の断面積 $s_{Ay}$	57,960 (mm <sup>2</sup> )	-
鋼材の鉛直断面の断面積 $s_{Ax}$	702,000 (mm <sup>2</sup> )	-

圧縮ストラット角度  $\theta$  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、 $K_{\beta}$  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  $K_{\beta}$  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  $K_{\beta}$

層全体の  $K_{\beta}$  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。(図 4(2)-6)

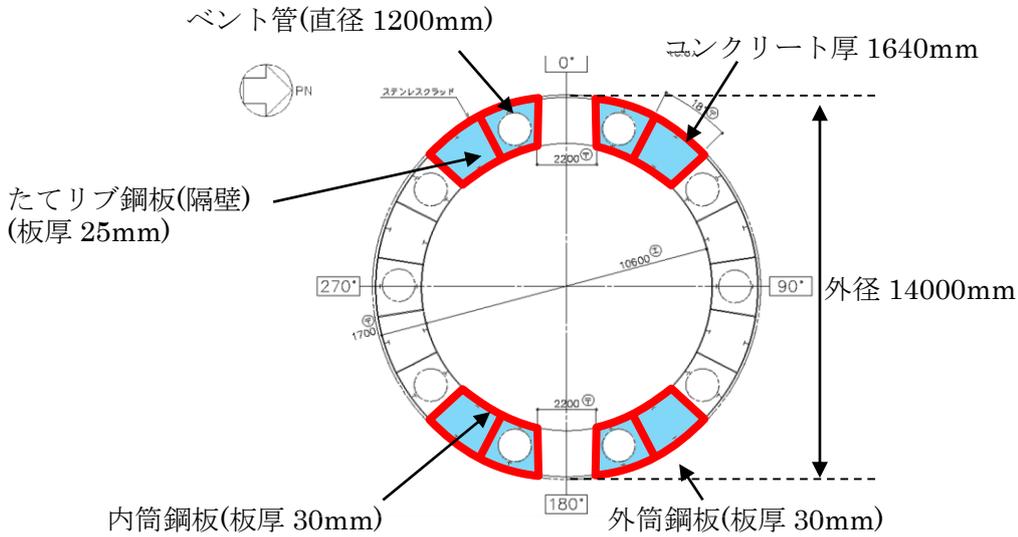


図 4(2)-6 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面

(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。(表 4(2)-9, 表 4(2)-10)

表 4(2)-9 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 <sup>2</sup> )	告示 501 号
鋼板のせん断弾性係数 $G_s$	73,900 (N/mm <sup>2</sup> )	式 2(2)-2
鋼板の降伏点強度 $\sigma_y$	426 (N/mm <sup>2</sup> )	JIS G 3115

表 4(2)-10 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 $A_s$	$1.099 \times 10^6$ (mm <sup>2</sup> )	図 4(2)-6 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  $K_\alpha$  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  $K_\beta$  を用いて，第 2 折点のせん断力  $Q_2$  及びせん断変形角  $\gamma_2$  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  $\gamma_2$

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

●EW 方向

ベント管による断面欠損を考慮し算出する。(図 4(2)-7)

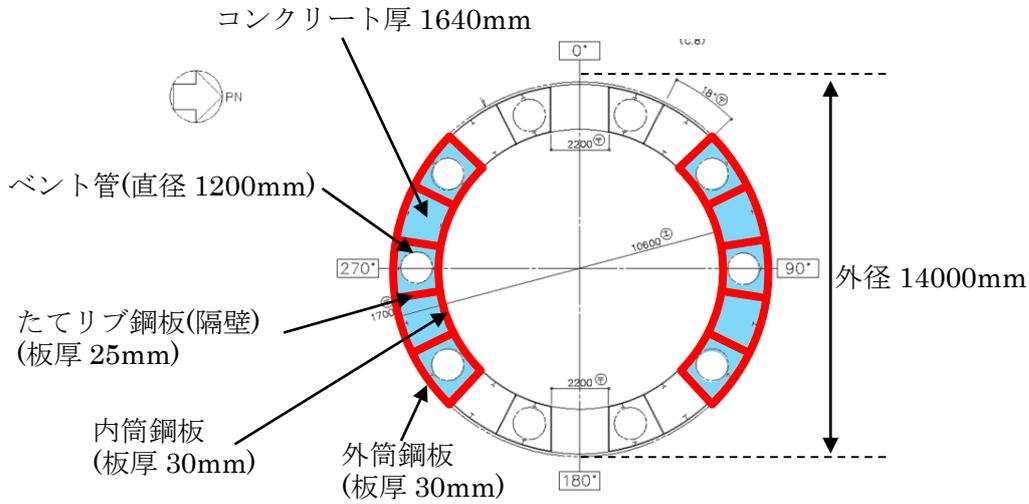


図 4(2)-7 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面  
(赤：鋼板, 水色：コンクリート)

●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。(表 4(2)-11, 表 4(2)-12)

表 4(2)-11 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 <sup>2</sup> )	告示 501 号
鋼板のせん断弾性係数 $G_s$	73,900 (N/mm <sup>2</sup> )	式 2(2)-2
鋼板の降伏点強度 $\sigma_y$	426 (N/mm <sup>2</sup> )	JIS G 3115

表 4(2)-12 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 $A_s$	$1.364 \times 10^6$ (mm <sup>2</sup> )	図 4(2)-7 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  $K_\alpha$  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  $K_\beta$  を用いて、第 2 折点のせん断力  $Q_2$  及びせん断変形角  $\gamma_2$  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  $\gamma_2$

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

## 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)

- $M_1 = Z_e \cdot (0.5f_t^{*1} + \sigma_v)$
- $\phi_1$ 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 ( $\text{mm}^3$ ) ( $= I_e / (D/2)$ )

$D/2$ : 中心から最外縁までの距離 ( $D$ は最外直径)

$\sigma_v$ : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

(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 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ) ( $= 0.38\sqrt{\sigma_B}$ )

$\sigma_B$ : コンクリートの圧縮強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

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

$E_c$ : コンクリートのヤング係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$E_s$ : 鋼板のヤング係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$I_e$ : 鋼板を考慮したコンクリートの断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )

(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  $\phi$  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 ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ )

$\phi_y$ : 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。(図5(1)-1)

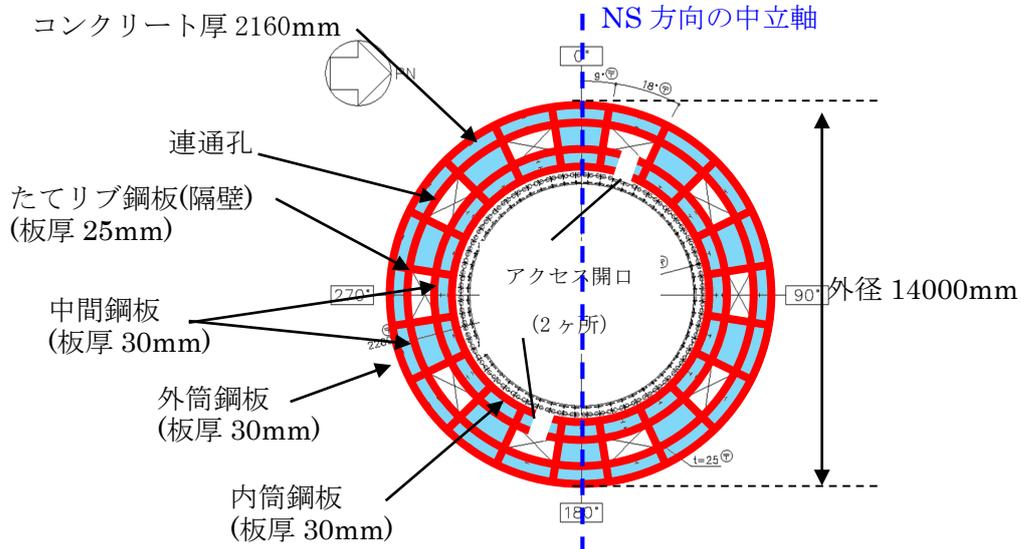


図5(1)-1 断面二次モーメント及び断面積の算出に考慮する各部材断面

(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。(表5(1)-1, 表5(1)-2)

表5(1)-1 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 <sup>2</sup> )	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 <sup>2</sup> )	告示501号

表5(1)-2 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 $I_c$	$8.35811 \times 10^{14}$ (mm <sup>4</sup> )	図5(1)-1の水色部分
各鋼板の断面二次モーメントの和 $I_s$	$7.5003 \times 10^{13}$ (mm <sup>4</sup> )	図5(1)-1の赤線部分
コンクリート部の断面積 $A_{n,c}$	$5.0397 \times 10^7$ (mm <sup>2</sup> )	図5(1)-1の水色部分
各鋼板の断面積の和 $A_{n,s}$	$4.392 \times 10^6$ (mm <sup>2</sup> )	図5(1)-1の赤線部分

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

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

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。

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

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  $\sigma_v$  を求める。

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

以上より、第 1 折点の曲げモーメント  $M_1$  及び曲率  $\phi_1$  を算出する。

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

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

●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。(図 5(1)-2)

コンクリート厚 2160mm

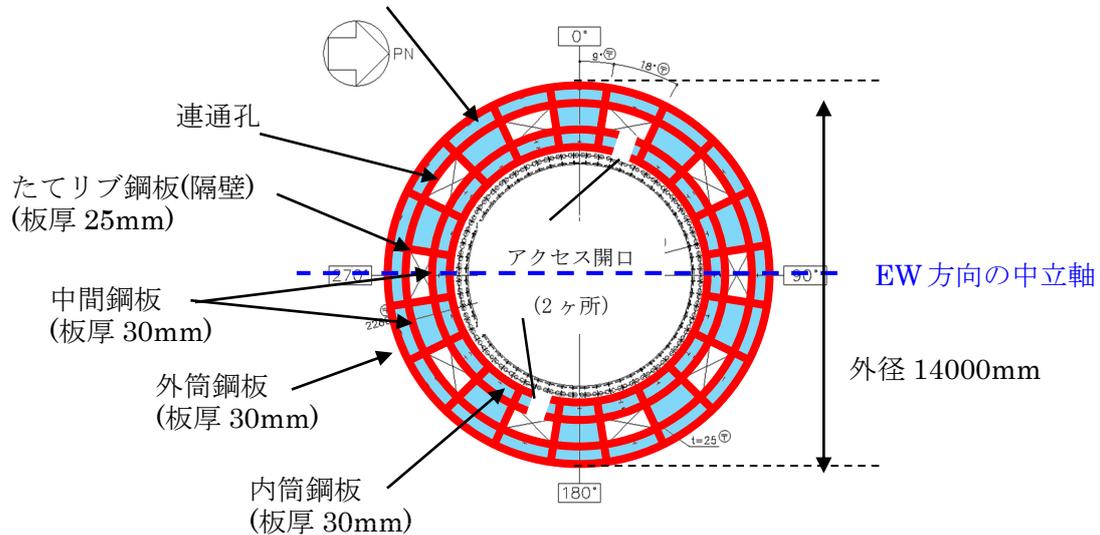


図 5(1)-2 断面二次モーメント及び断面積の算出に考慮する各部材断面

(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。(表 5(1)-3，表 5(1)-4)

表 5(1)-3 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 <sup>2</sup> )	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 <sup>2</sup> )	告示 501 号

表 5(1)-4 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 $I_c$	$8.33523 \times 10^{14}$ (mm <sup>4</sup> )	図 5(1)-2 の水色部分
各鋼板の断面二次モーメントの和 $I_s$	$7.4655 \times 10^{13}$ (mm <sup>4</sup> )	図 5(1)-2 の赤線部分
コンクリート部の断面積 $A_{n,c}$	$5.0397 \times 10^7$ (mm <sup>2</sup> )	図 5(1)-2 の水色部分
各鋼板の断面積の和 $A_{n,s}$	$4.392 \times 10^6$ (mm <sup>2</sup> )	図 5(1)-2 の赤線部分

各部材断面の断面二次モーメント（表 5(1)-4）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。

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

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。

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

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  $\sigma_v$  を求める。

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

以上より、第 1 折点の曲げモーメント  $M_1$  及び曲率  $\phi_1$  を算出する。

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

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

(第2折点)

RPV ペDESTALの断面をファイバーモデルとしてモデル化し、漸増させる荷重（モーメント）に対して収束計算により中立軸と曲率を求め、鋼板とコンクリートの応力度  $\sigma$  とひずみ  $\varepsilon$  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  $\phi_2$  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、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。(図 5(1)-3~5 参照)

本計算に用いるコンクリートの応力度  $\sigma$  とひずみ  $\varepsilon$  の関係は、パラボラ型の応力ひずみ曲線を採用し、CEB-FIP<sup>(1)</sup>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  $\phi_2$  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。

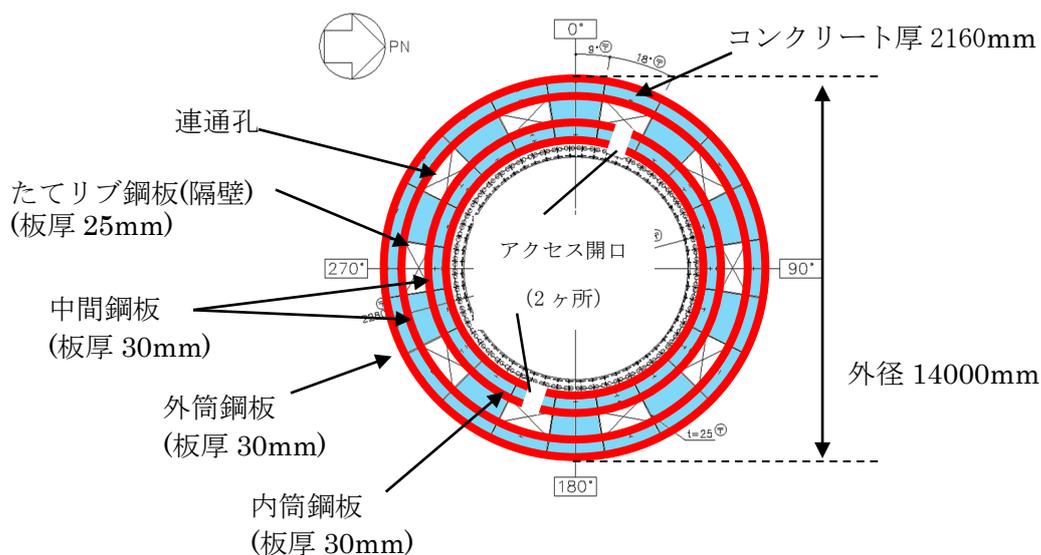


図 5(1)-3 ファイバーモデルに考慮する各部材断面  
(赤：鋼板、 水色：コンクリート)

●NS 方向

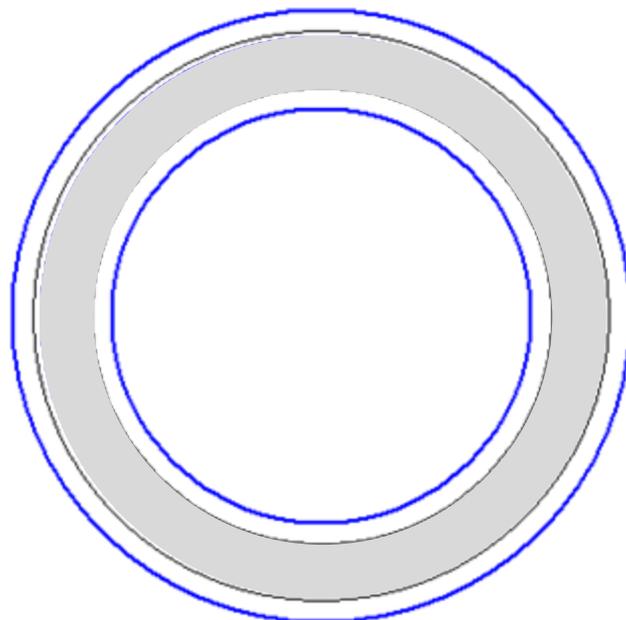


図 5(1)-4 ファイバーモデル構造図(黒線の間がコンクリート，青線が鋼板)

●EW 方向

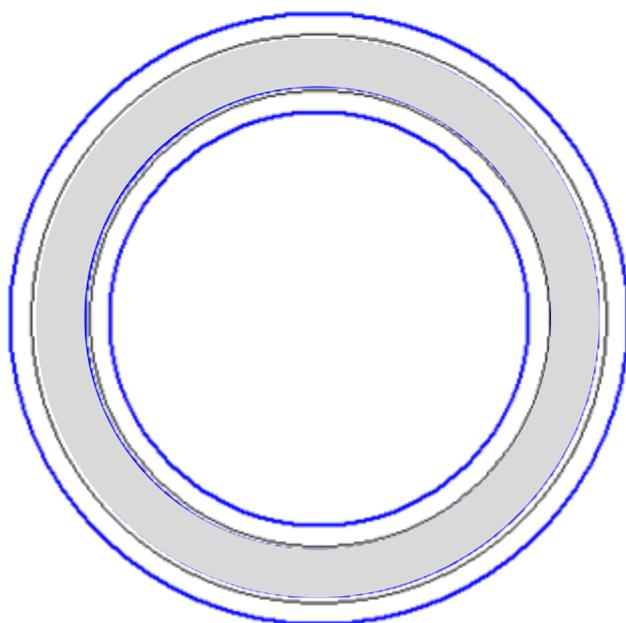


図 5(1)-5 ファイバーモデル構造図(黒線の間がコンクリート，青線が鋼板)

●NS 方向

N : 軸力	$\phi$ : 曲率
M : モーメント	$\epsilon_c$ : 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)	$\epsilon_s$ : 鋼板の圧縮ひずみ

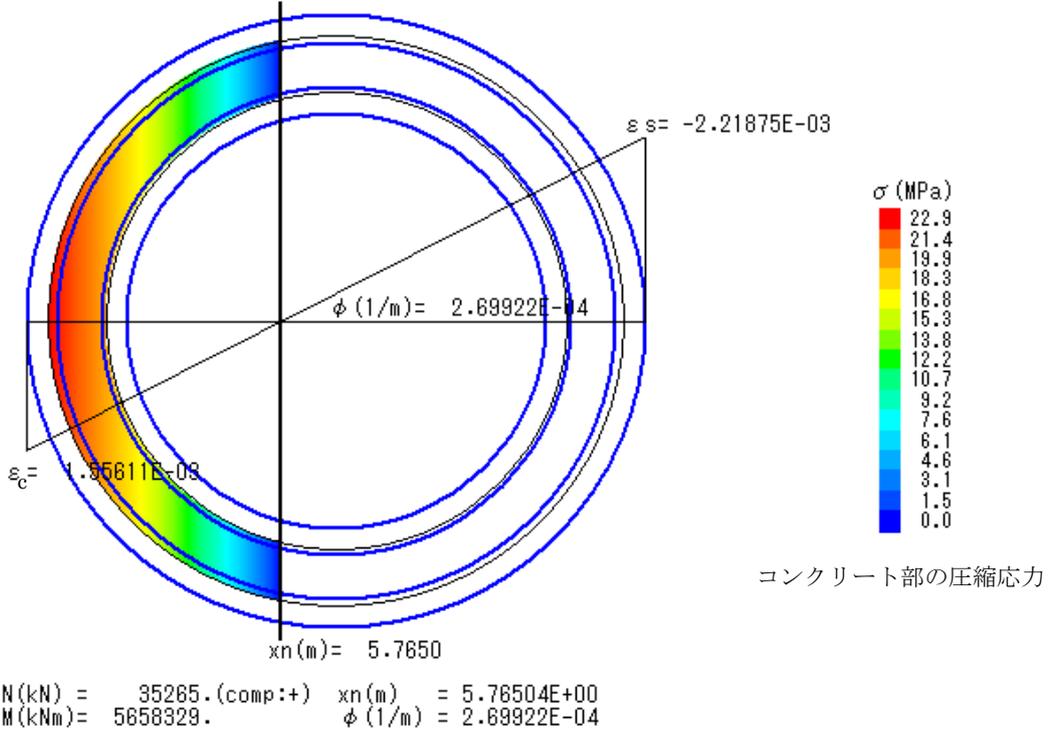
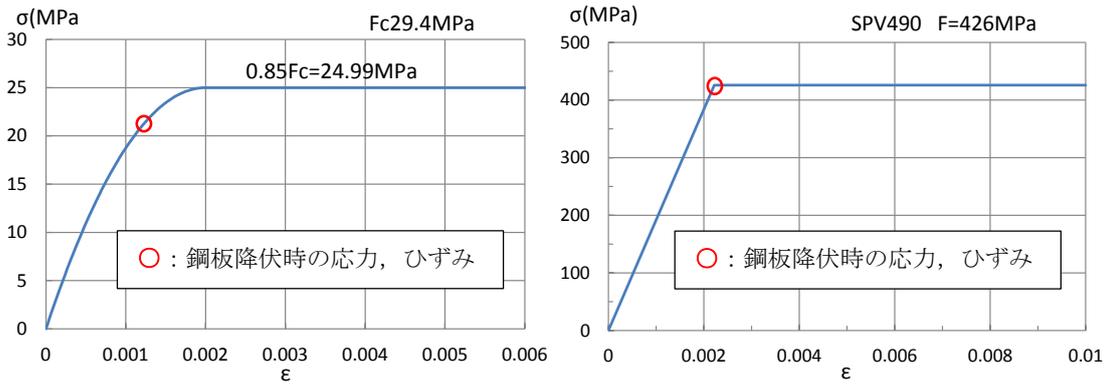


図 5(1)-6 ファイバーモデルによる解析結果 【NS 方向】



(a) コンクリート

(b) 鋼板

図 5(1)-7 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  
 εc : 圧縮側最大ひずみ  
 εs : 鋼板の圧縮ひずみ

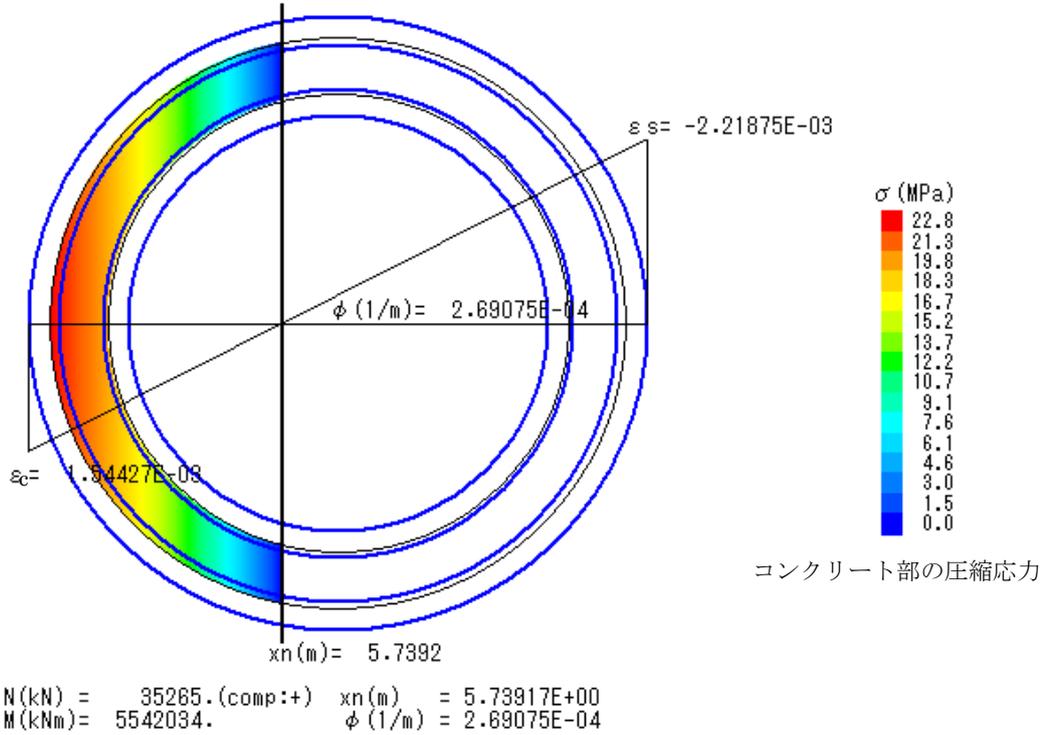
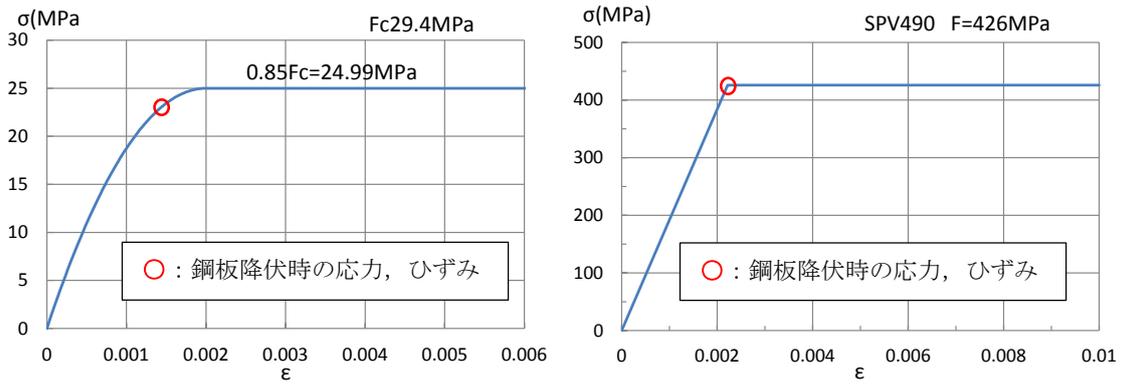


図 5(1)-8 ファイバーモデルによる解析結果 【EW 方向】



(a) コンクリート

(b) 鋼板

図 5(1)-9 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  $\tau_{cr}$  は SC 規程に従う。

$A_c$  : コンクリートのせん断断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$A_s$  : 鋼板のせん断断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$G_c$  : コンクリートのせん断弾性係数 ( $\text{N/mm}^2$ )

$G_s$  : 鋼板のせん断弾性係数 ( $\text{N/mm}^2$ )

$E_c$  : コンクリートのヤング係数 ( $\text{N/mm}^2$ )

$E_s$  : 鋼板のヤング係数 ( $\text{N/mm}^2$ )

$\tau_{cr}$  : コンクリートのせん断ひび割れ強度 ( $\text{N/mm}^2$ )

$\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 ( $\text{N/mm}^2$ )

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

$\sigma_v$  : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 ( $\text{N/mm}^2$ )

(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)  $\times$  ( $E_s/E_c$ ) + (コンクリート部の断面積))

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

(第2折点)

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

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

$$\text{ただし, } K_\alpha = A_s \cdot G_s$$

$A_s$  : 鋼板のせん断断面積 (mm<sup>2</sup>)

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

$K_\alpha$  : 鋼板のせん断剛性

$K_\beta$  : 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

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

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  $\theta$  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  $K_\beta$  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<sup>(2)</sup>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)

$\delta$  : 水平変位 (mm)

$\gamma$  : 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/mm<sup>2</sup>)

$E_s$  : 鋼材のヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$t_c$  : コンクリート板厚 (mm)

$\nu_c$  : コンクリートのポアソン比

$\nu_s$  : 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 (mm<sup>2</sup>)

sAx : 鋼材の鉛直断面の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\theta$  : 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。(図5(2)-1)

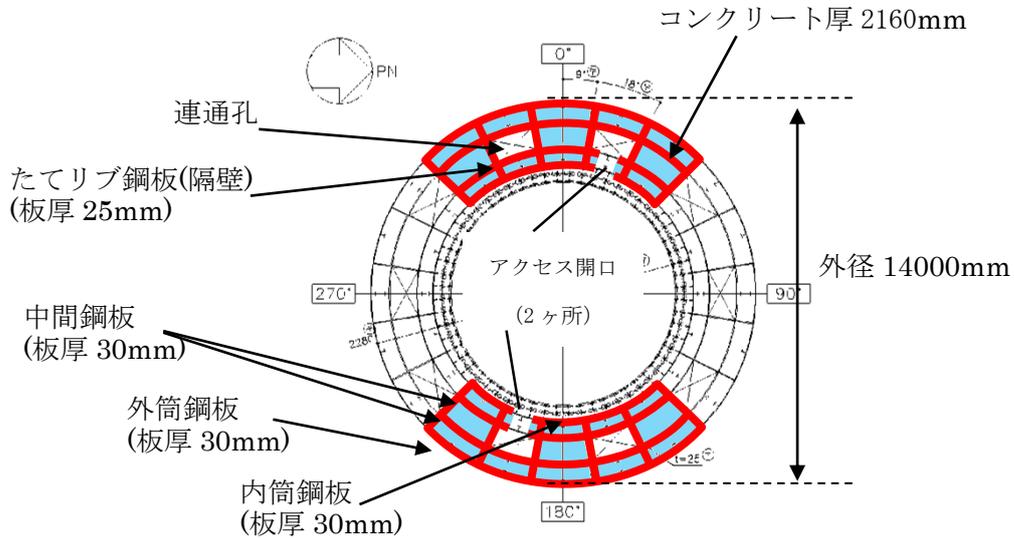


図5(2)-1 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面

(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。(表5(2)-1, 表5(2)-2)

表5(2)-1 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 <sup>2</sup> )	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 <sup>2</sup> )	式2(2)-2
コンクリートのヤング係数 $E_c$	25,500 (N/mm <sup>2</sup> )	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 <sup>2</sup> )	告示501号
コンクリートの圧縮強度 $\sigma_B$	29.4 (N/mm <sup>2</sup> )	設計基準強度

表 5(2)-2 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 $A_c$	$2.5122 \times 10^7 \text{ (mm}^2\text{)}$	図 5(2)-1 の水色部分
鋼板のせん断断面積 $A_s$	$2.186 \times 10^6 \text{ (mm}^2\text{)}$	図 5(2)-1 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  $\sigma_v$  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  $\sigma_B$  (表 5(2)-1) と  $\sigma_v$  を用いて、コンクリートのせん断ひび割れ強度  $\tau_{cr}$  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  $\gamma_1$  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。(図 5(2)-2)

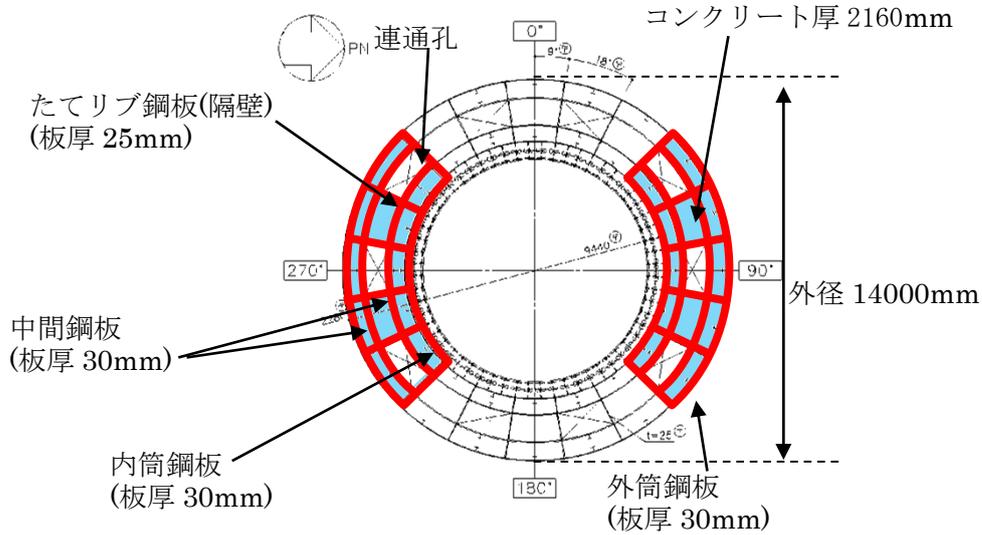


図 5(2)-2 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面  
(赤：鋼板， 水色：コンクリート)

●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。(表 5(2)-3，表 5(2)-4)

表 5(2)-3 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 <sup>2</sup> )	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 <sup>2</sup> )	式 2(2)-2
コンクリートのヤング係数 $E_c$	25,500 (N/mm <sup>2</sup> )	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 <sup>2</sup> )	告示 501 号
コンクリートの圧縮強度 $\sigma_B$	29.4 (N/mm <sup>2</sup> )	設計基準強度

表 5(2)-4 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 $A_c$	$2.5275 \times 10^7$ (mm <sup>2</sup> )	図 5(2)-2 の水色部分
鋼板のせん断断面積 $A_s$	$2.206 \times 10^6$ (mm <sup>2</sup> )	図 5(2)-2 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  $\sigma_v$  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/mm<sup>2</sup>) となる。

コンクリートの圧縮強度  $\sigma_B$  (表 5(2)-3) と  $\sigma_v$  を用いて、コンクリートのせん断ひび割れ強度  $\tau_{cr}$  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  $\gamma_1$  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 $K_{\beta}$ 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、 $K_{\beta}$ 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 $K_{\beta}$ 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 $K_{\beta}$ を求める。
- ・層全体の $K_{\beta}$ を求める。

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

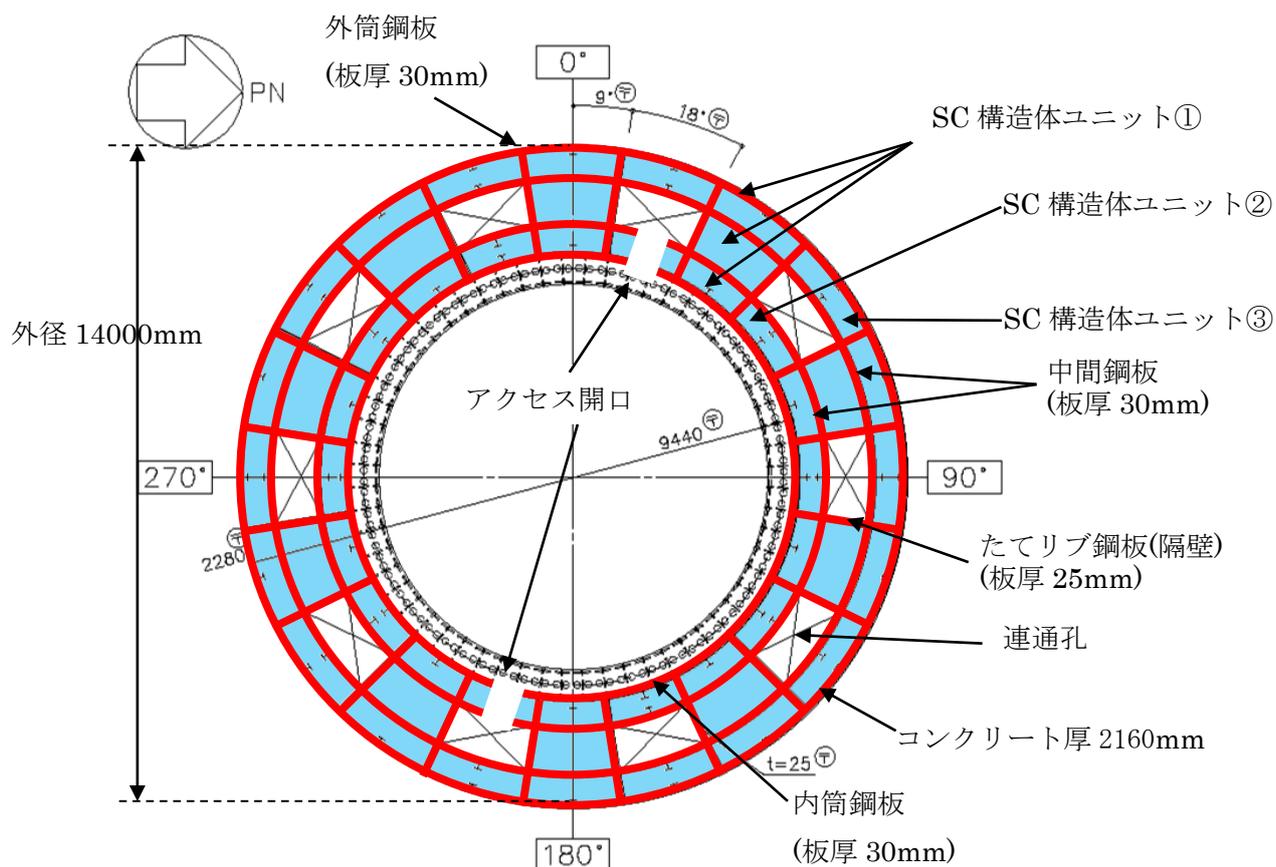


図 5(2)-3 SC構造体ユニット (赤：鋼板，水色：コンクリート)

鋼板のせん断剛性 $K_{\alpha}$ 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。

●  $K_\beta$ 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、 $K_\beta$ 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。(図5(2)-4, 表5(2)-5, 表5(2)-6)

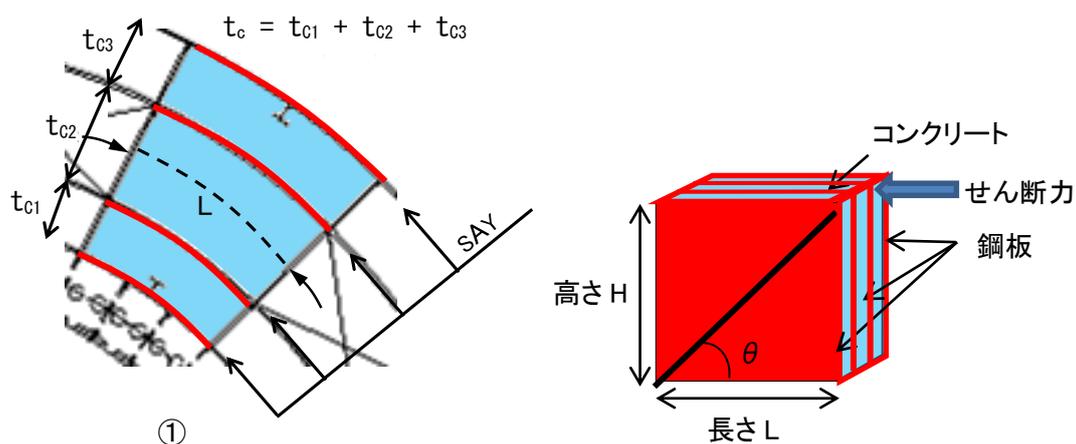


図5(2)-4 SC 構造体ユニット① (赤：鋼板, 水色：コンクリート)

表5(2)-5 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 <sup>2</sup> )	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 <sup>2</sup> )	告示501号
コンクリートのポアソン比 $\nu_c$	0.167	鉄筋コンクリート構造計算規準
鋼材のポアソン比 $\nu_s$	0.3	鋼構造設計規準

表5(2)-6 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)	図5(2)-4 の高さ H
SC 構造体ユニットの長さ L	1,841 (mm)	図5(2)-4 の長さ L
コンクリート板厚 $t_c$	2,160 (mm)	図5(2)-4 の $t_c$
鋼材の水平断面の断面積 $s_{Ay}$	220,920 (mm <sup>2</sup> )	-
鋼材の鉛直断面の断面積 $s_{Ax}$	348,000 (mm <sup>2</sup> )	-

圧縮ストラット角度  $\theta$  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  $K_{\beta}$  を求める。

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

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

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

$$= \underline{8.27 \times 10^9 \text{ (N)}} \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-11)}$$

●  $K_\beta$ 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、 $K_\beta$ 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。(図5(2)-5, 表5(2)-7, 表5(2)-8)

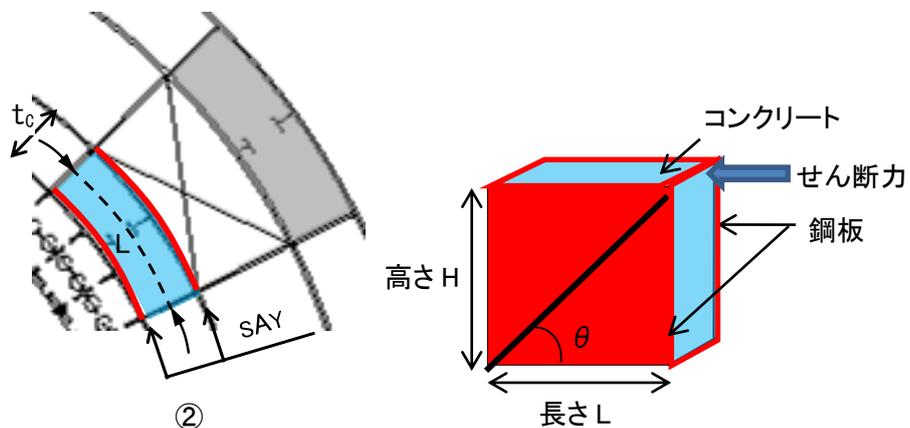


図5(2)-5 SC 構造体ユニット② (赤: 鋼板, 水色: コンクリート)

表5(2)-7 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 <sup>2</sup> )	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 <sup>2</sup> )	告示501号
コンクリートのポアソン比 $\nu_c$	0.167	鉄筋コンクリート構造計算規準
鋼材のポアソン比 $\nu_s$	0.3	鋼構造設計規準

表5(2)-8 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)	図5(2)-5 の高さ H
SC 構造体ユニットの長さ L	1,569 (mm)	図5(2)-5 の長さ L
コンクリート板厚 $t_c$	550 (mm)	図5(2)-5 の $t_c$
鋼材の水平断面の断面積 $s_{Ay}$	94,140 (mm <sup>2</sup> )	-
鋼材の鉛直断面の断面積 $s_{Ax}$	174,000 (mm <sup>2</sup> )	-

圧縮ストラット角度  $\theta$  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  $K_{\beta}$  を求める。

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

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

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

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

●  $K_\beta$ 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、 $K_\beta$ 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。(図 5(2)-6, 表 5(2)-9, 表 5(2)-10)

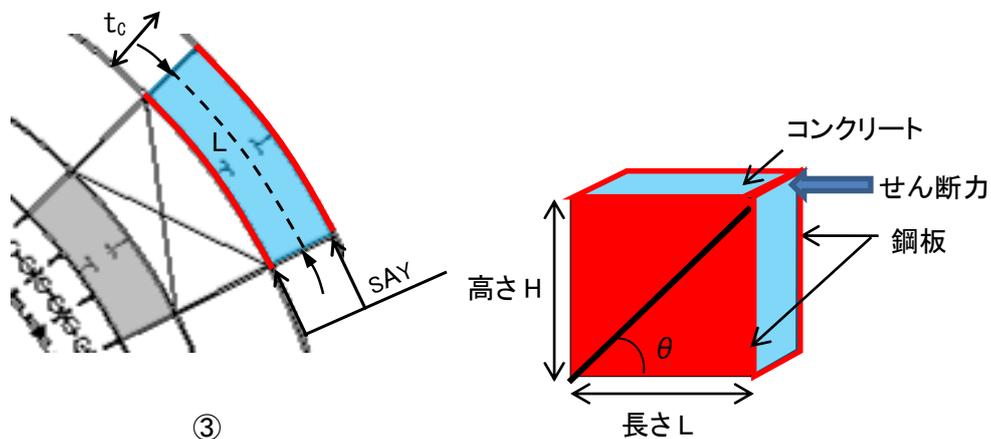


図 5(2)-6 SC 構造体ユニット③ (赤: 鋼板, 水色: コンクリート)

表 5(2)-9 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 <sup>2</sup> )	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 <sup>2</sup> )	告示 501 号
コンクリートのポアソン比 $\nu_c$	0.167	鉄筋コンクリート構造計算規準
鋼材のポアソン比 $\nu_s$	0.3	鋼構造設計規準

表 5(2)-10 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)	図 5(2)-6 の高さ H
SC 構造体ユニットの長さ L	2,099 (mm)	図 5(2)-6 の長さ L
コンクリート板厚 $t_c$	640 (mm)	図 5(2)-6 の $t_c$
鋼材の水平断面の断面積 $s_{Ay}$	125,940 (mm <sup>2</sup> )	-
鋼材の鉛直断面の断面積 $s_{Ax}$	174,000 (mm <sup>2</sup> )	-

圧縮ストラット角度  $\theta$  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  $K_{\beta}$  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  $K_{\beta}$

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

●  $K_\alpha$  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。(図 5(2)-7)

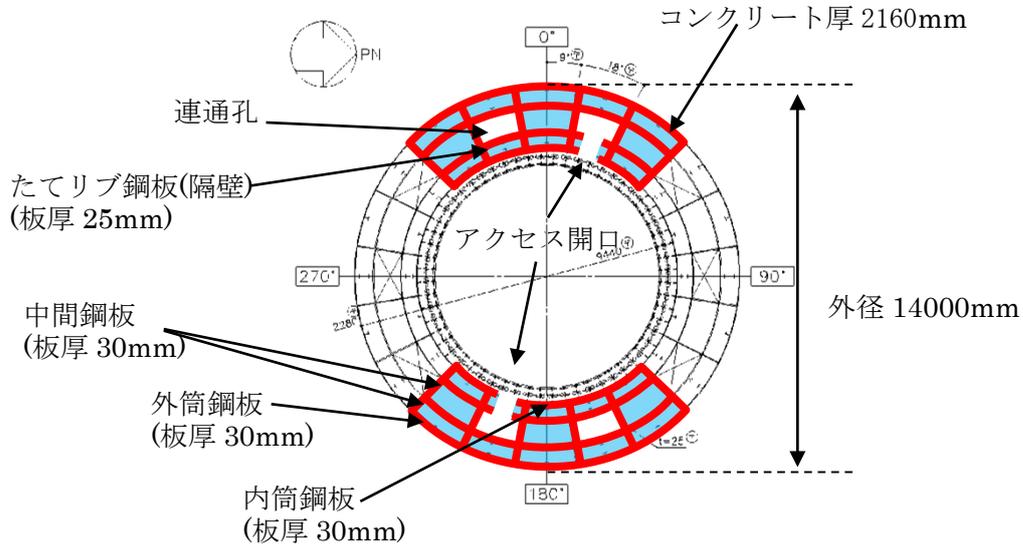


図 5(2)-7 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面

(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。(表 5(2)-11, 表 5(2)-12)

表 5(2)-11 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 <sup>2</sup> )	告示 501 号
鋼板のせん断弾性係数 $G_s$	73,900 (N/mm <sup>2</sup> )	式 2(2)-2
鋼板の降伏点強度 $\sigma_y$	426 (N/mm <sup>2</sup> )	JIS G 3115

表 5(2)-12 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
鋼板のせん断断面積 $A_s$	$2.186 \times 10^6$ (mm <sup>2</sup> )	図 5(2)-7 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  $K_\alpha$  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  $K_\beta$  を用いて，第 2 折点のせん断力  $Q_2$  及びせん断変形角  $\gamma_2$  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  $\gamma_2$

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

●EW 方向

連通孔による断面欠損を考慮し算出する。(図 5(2)-8)

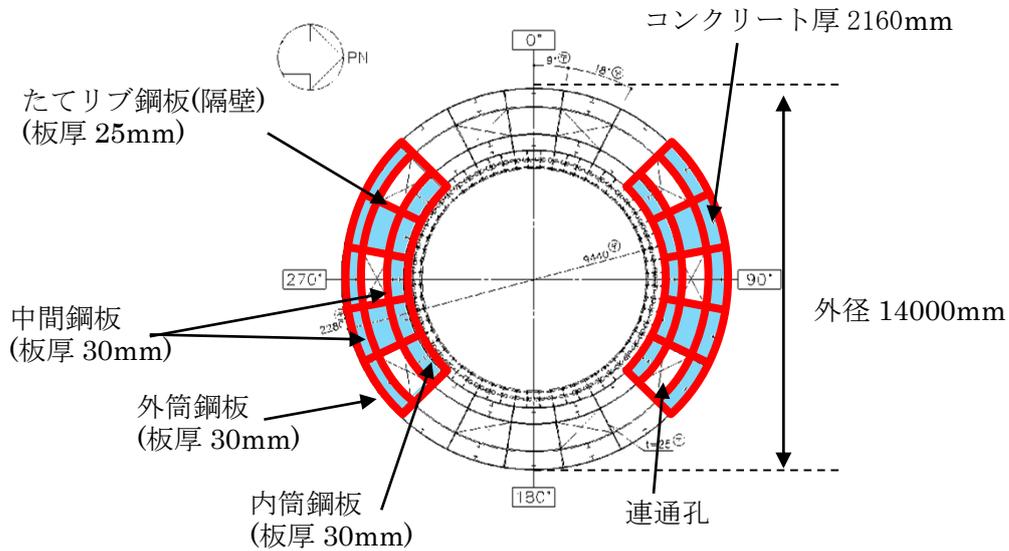


図 5(2)-8 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面  
(赤：鋼板， 水色：コンクリート)

●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。(表 5(2)-13, 表 5(2)-14)

表 5(2)-13 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 <sup>2</sup> )	告示 501 号
鋼板のせん断弾性係数 $G_s$	73,900 (N/mm <sup>2</sup> )	式 2(2)-2
鋼板の降伏点強度 $\sigma_y$	426 (N/mm <sup>2</sup> )	JIS G 3115

表 5(2)-14 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
鋼板のせん断断面積 $A_s$	$2.206 \times 10^6$ (mm <sup>2</sup> )	図 5(2)-8 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  $K_\alpha$  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  $K_\beta$  を用いて、第 2 折点のせん断力  $Q_2$  及びせん断変形角  $\gamma_2$  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  $\gamma_2$

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

〈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- $\phi$  特性、Q- $\gamma$  特性）を用いて、荷重  
変位特性を作成する。

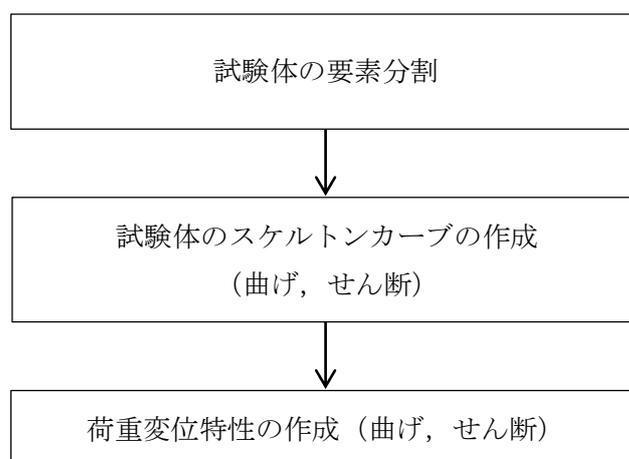


図 1-1 SC 規程を参考にした試験体の荷重変位特性の作成フロー

2. 試験体の構造及びスケルトンカーブの作成

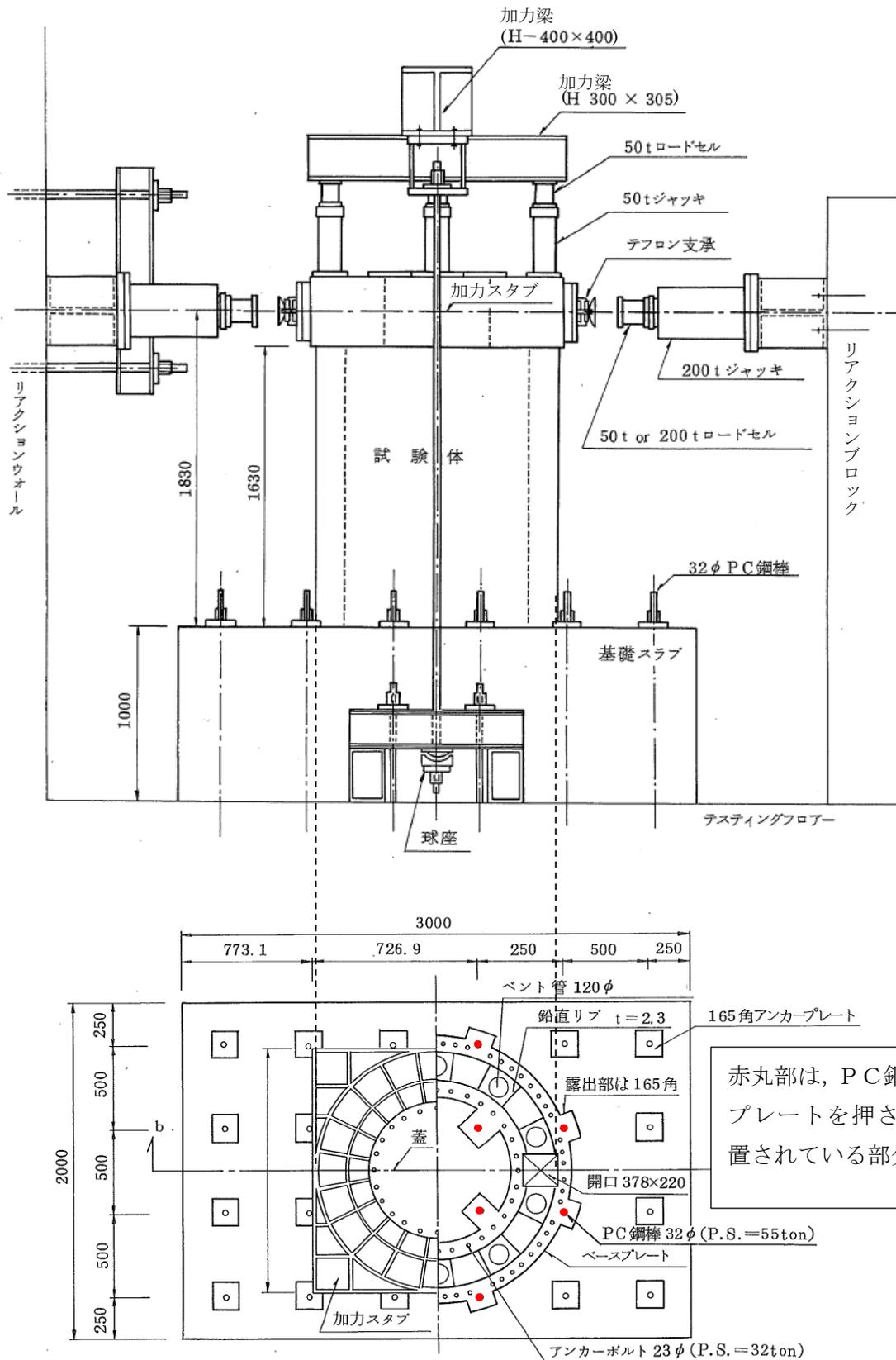
(1) 構造及び要素分割

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。（図 2-1）

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。（図 2-2）

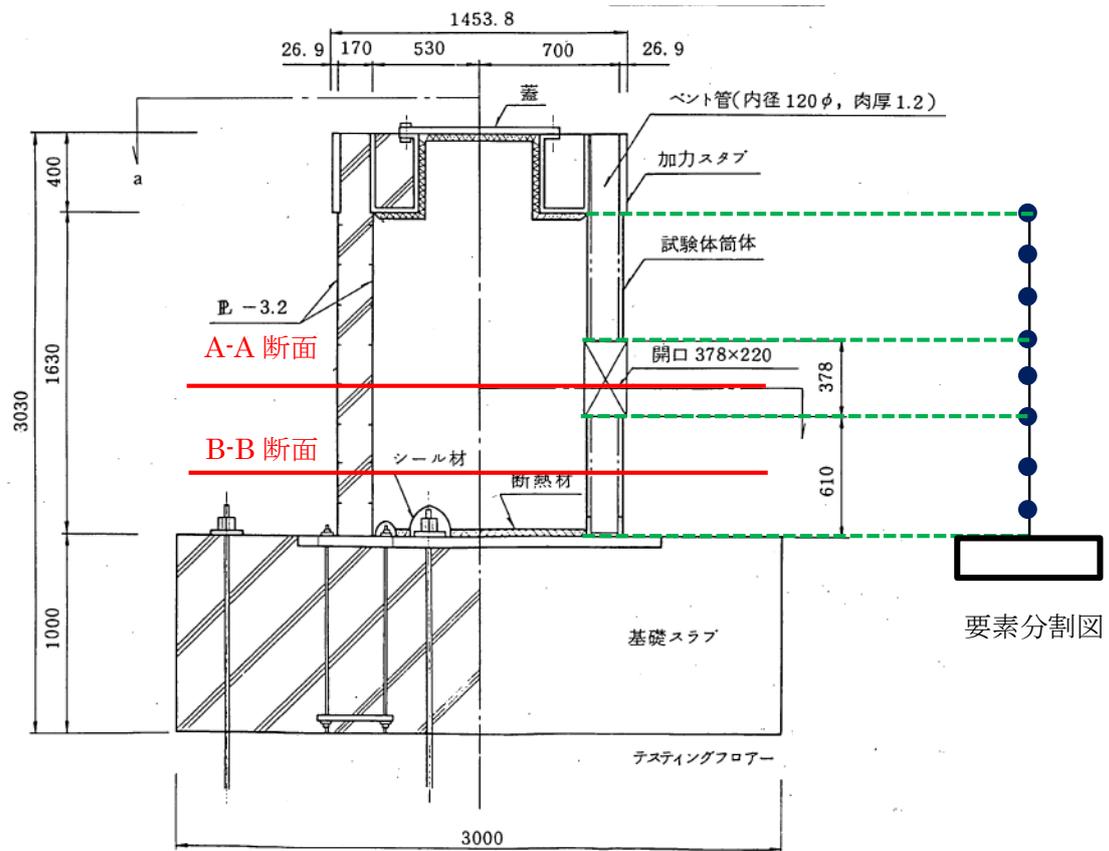
(2) 試験体のスケルトンカーブの作成

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。

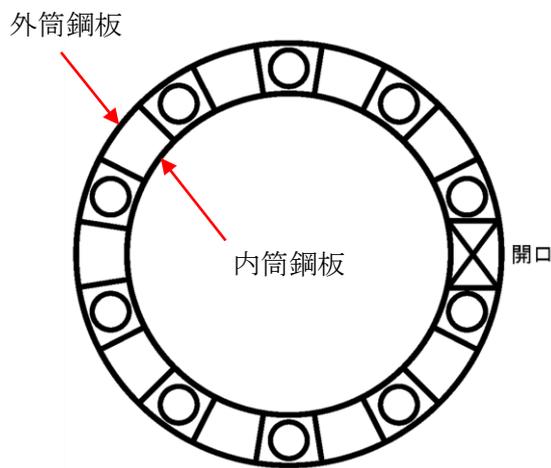


(単位 : mm)

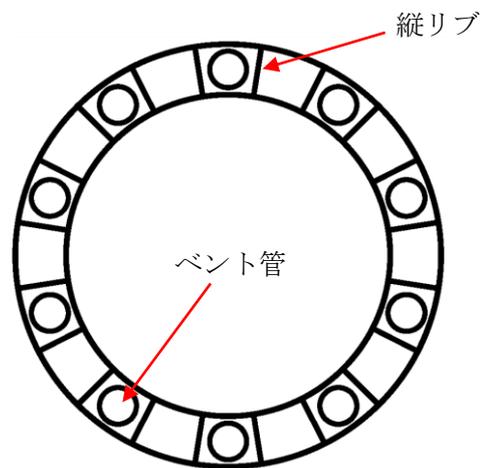
図 2-1 RPV ペダスタルの試験体と加力装置の概要  
 ((1)より引用, 加筆)



(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

図 2-2 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ペデスタルと同様に断面形状を考慮した試験体の各層の曲げモーメントM-曲率 $\phi$ 関係、せん断力Q-せん断変形角 $\gamma$ 関係をもとに、荷重P-変位 $\delta$ 関係を作成する。

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

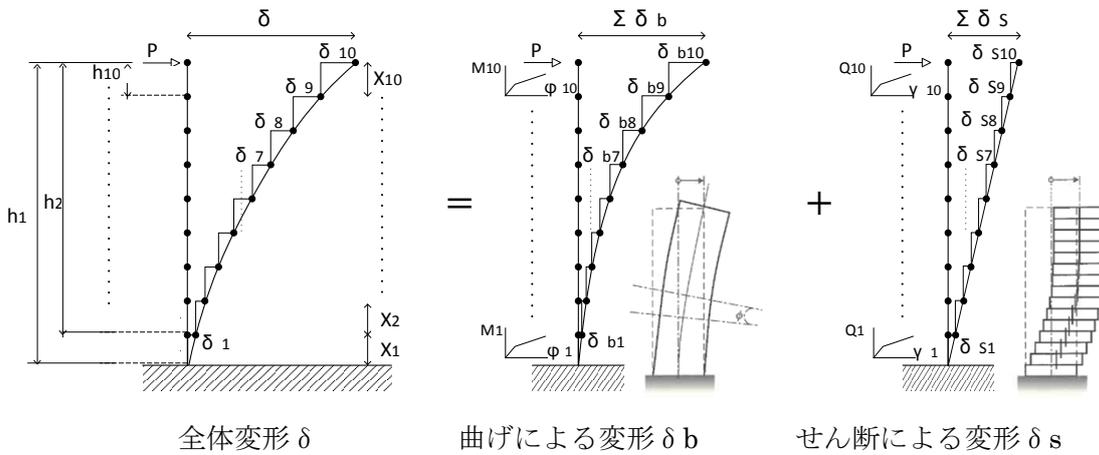


図3-1 算出方法のイメージ

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 $\delta_b$ 及び $\delta_s$ 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 $M = P \times$ ペデスタル頂部から対象要素下端までの距離h  
各層の $Q = P$
- ② 各層のM、Qから、スケルトンカーブのM- $\phi$ 、Q- $\gamma$ 関係より、各層の $\phi$ 、 $\gamma$ を求める。  
各層のM→スケルトンカーブ (M- $\phi$ 関係) →各層の $\phi$   
各層のQ→スケルトンカーブ (Q- $\gamma$ 関係) →各層の $\gamma$
- ③ 各層の $\phi$ 、 $\gamma$ から、各層の曲げ変形 $\delta_b$ 、せん断変形 $\delta_s$ を求める。  
 $\delta_b =$ 各層の回転角 $\theta \times$ ペデスタル頂部から対象要素下端までの距離h  
=各層の $\phi \times$ 各層の要素長さX $\times$ ペデスタル頂部から対象要素下端までの距離h※  
 $\delta_s =$ 各層の $\gamma \times$ 各層の要素長さX
- ④ 各層の $\delta_b$ 、 $\delta_s$ を足し合わせ、全体の $\delta$ を求める。  
 $\delta = \sum \delta_b + \sum \delta_s$

※ 曲げ変形  $\delta_b$  の算出について

曲げ変形  $\delta_b$  を算出するにあたり、図 3-2 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

$\theta_i$  : 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  $\phi$  と曲率の逆数である曲率半径  $\rho$  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  $\theta$  より各層の曲げ変形  $\delta_{bi}$  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  $\delta_b$  は以下の式で求めることができる。

$$\begin{aligned} \delta_b &= \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_4 + \dots \\ &\doteq (h_1 \times \theta_1) + (h_2 \times \theta_2) + (h_3 \times \theta_3) + (h_4 \times \theta_4) + \dots \\ &\doteq (h_1 \times X_1 \times \phi_1) + (h_2 \times X_2 \times \phi_2) + (h_3 \times X_3 \times \phi_3) + (h_4 \times X_4 \times \phi_4) + \dots \end{aligned}$$

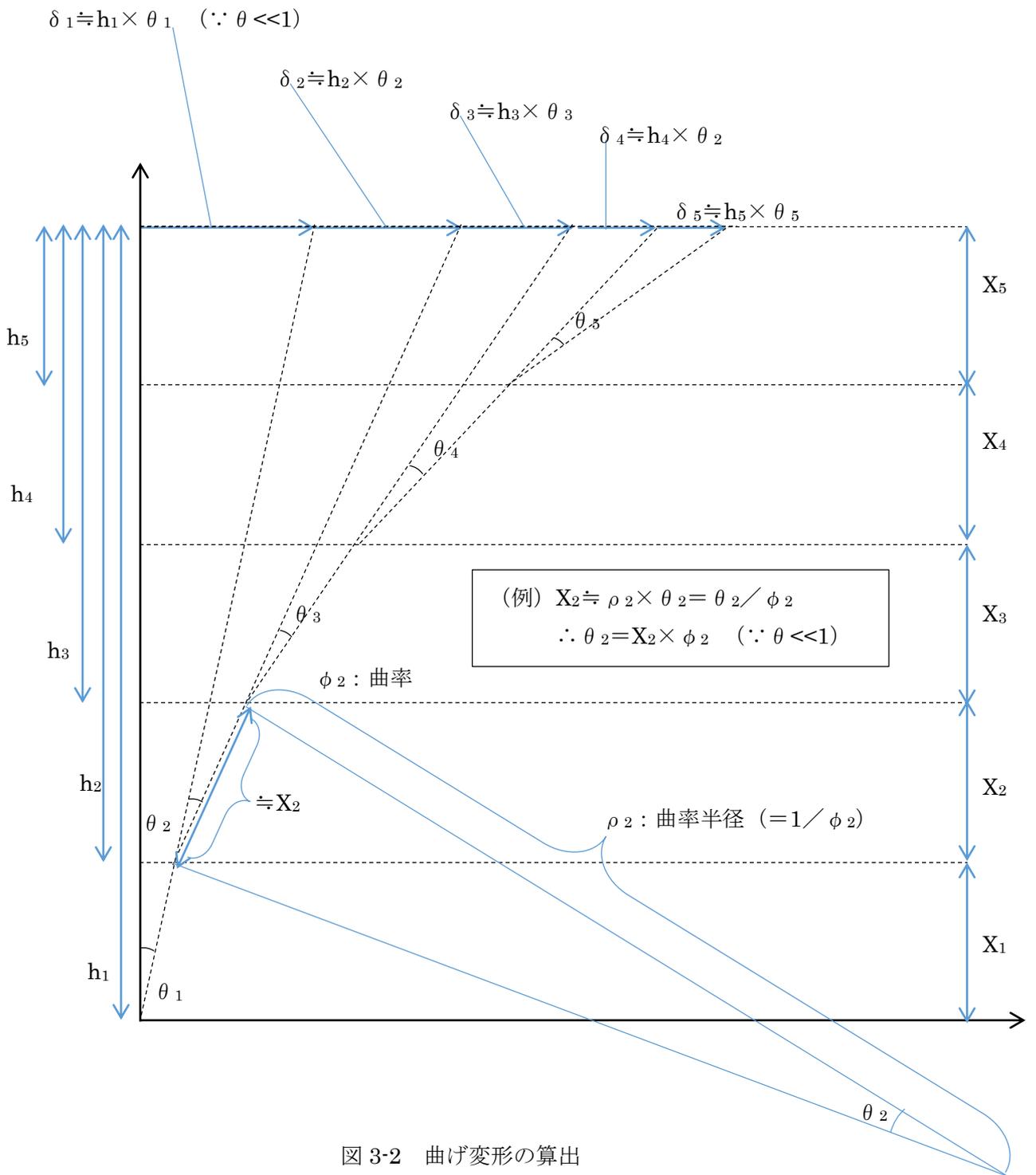


図 3-2 曲げ変形の算出

(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図 3-3 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-φ) から算出したもの (本資料の P. 4~6 参照)

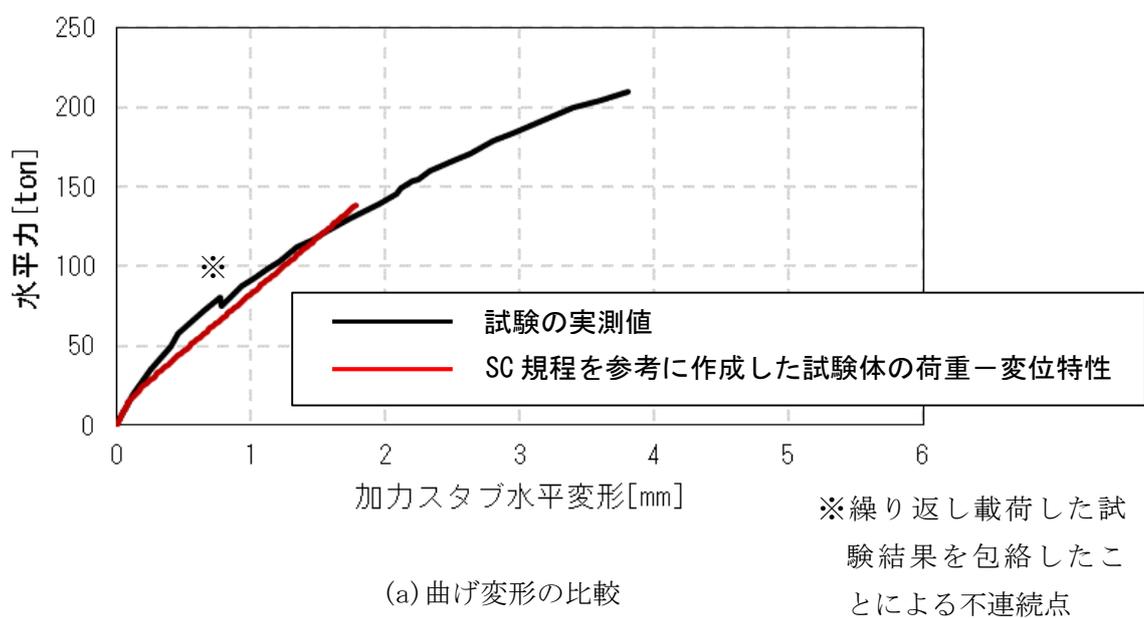
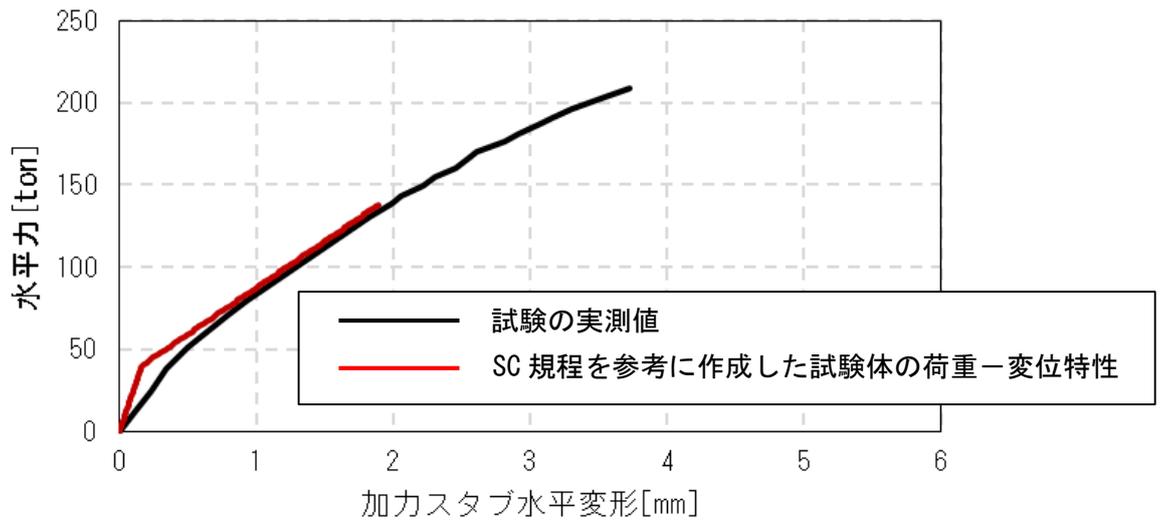


図 3-3 荷重-変形関係の比較 (1 / 3)

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

図 3-3 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）

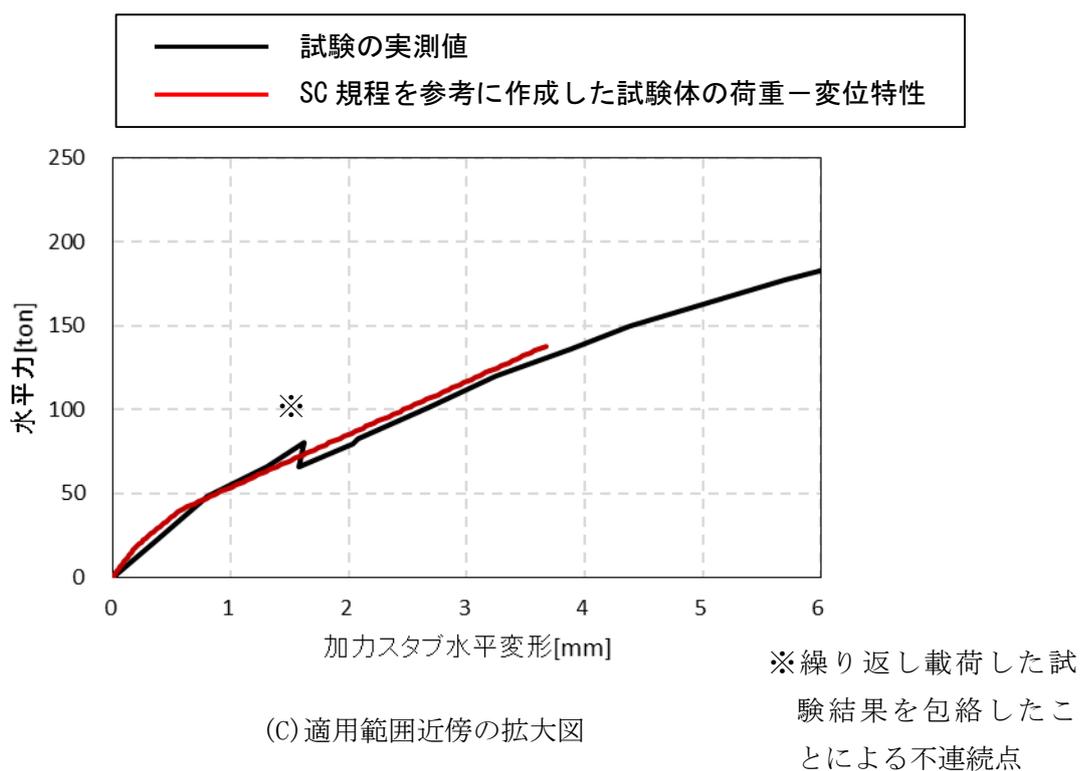


図 3-3 荷重-変形関係の比較（3 / 3）

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試験」，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<sup>(1)</sup>（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図 1-1 に、試験体の断面図を図 1-2 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<sup>(2)</sup>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アーと試験体の基礎スラブを、PC 鋼棒による軸力を介して緊結し固定した。

## (2)加力方法

試験当時の設計荷重相当の鉛直力※を付加した後、試験体の反力の影響を受けない剛な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図 1-3 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（図 1-3 に示す  $Q_0=52$  ton）に至るまで载荷を行い、その後、設計荷重の 1.5 倍相当（ $1.5Q_0=80$  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。（荷重変位特性は図 1-4 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（ $1.2\text{N/mm}^2$ ）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表 1-1 に示す。

表 1-1 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	図 1-1 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	図 1-5 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、図 1-7 に示す手法により曲げ変形を算出する	図 1-6 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、得られたひずみに縦弾性係数を乗じて応力度を算出する	図 1-8 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。（図 1-1）

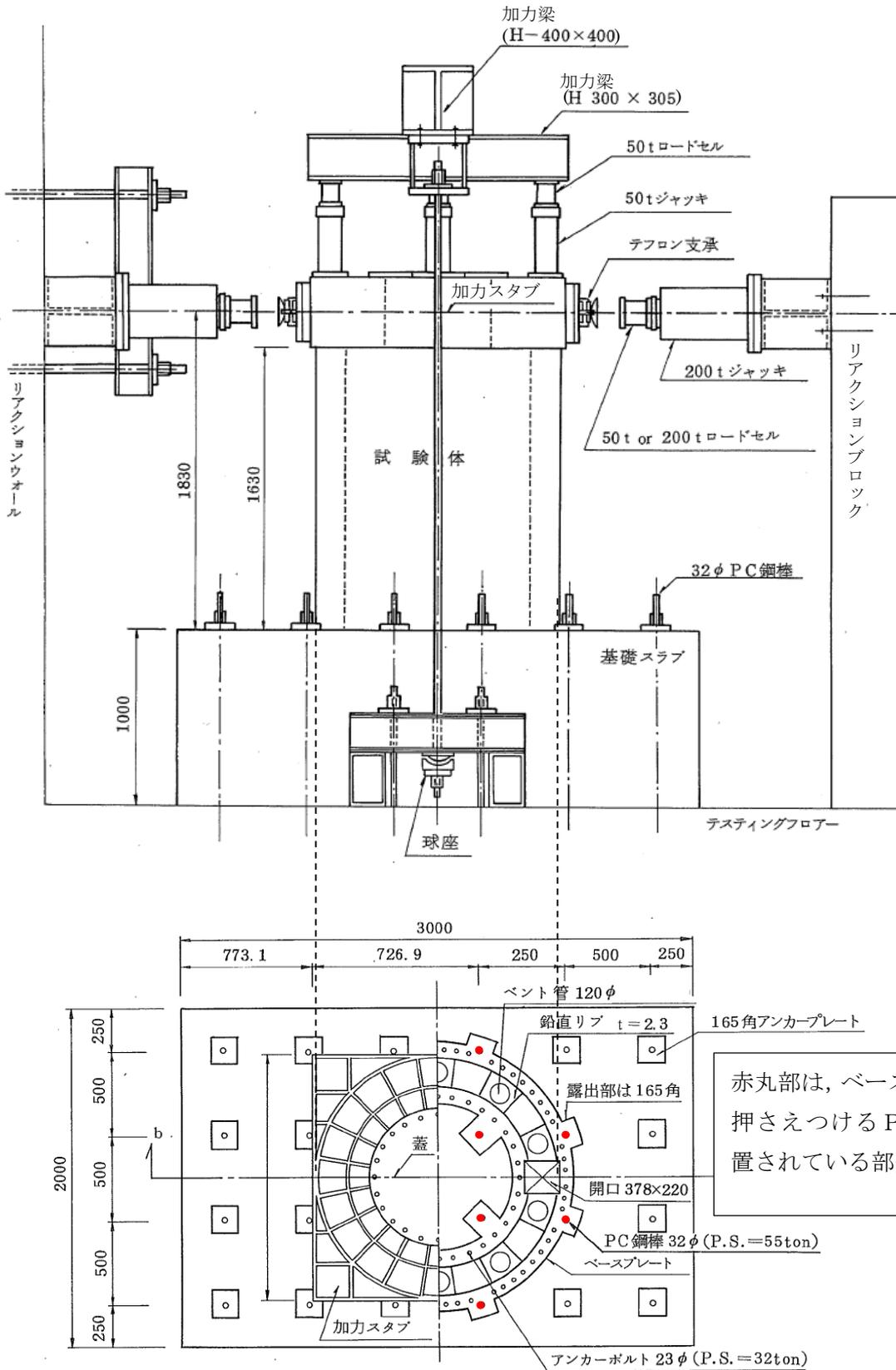
水平力載荷時の試験体各部の変形量は、不動点である基礎スラブに設置した計測フレームに取り付けた変位計にて計測を行った。また、試験体の曲げ変形を算出するため、試験体鉛直方向の相対変位を変位計にて計測した。（図 1-6）

全体変形  $\delta_T$  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図 1-5 の赤丸で図示）

曲げ変形  $\delta_B$  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  $\delta_s$  は全体変形  $\delta_T$  から曲げ変形  $\delta_B$  を減算することにより算出した。（図 1-7）

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）×（鋼材の縦弾性係数）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)

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



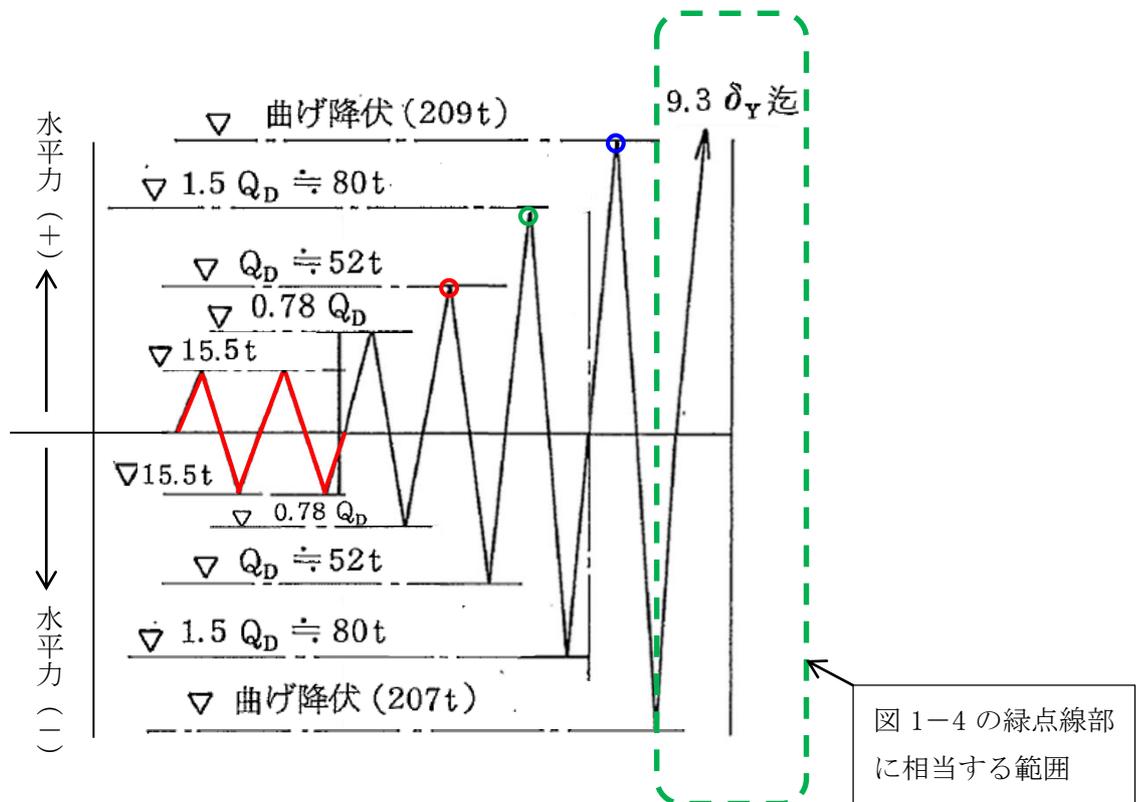
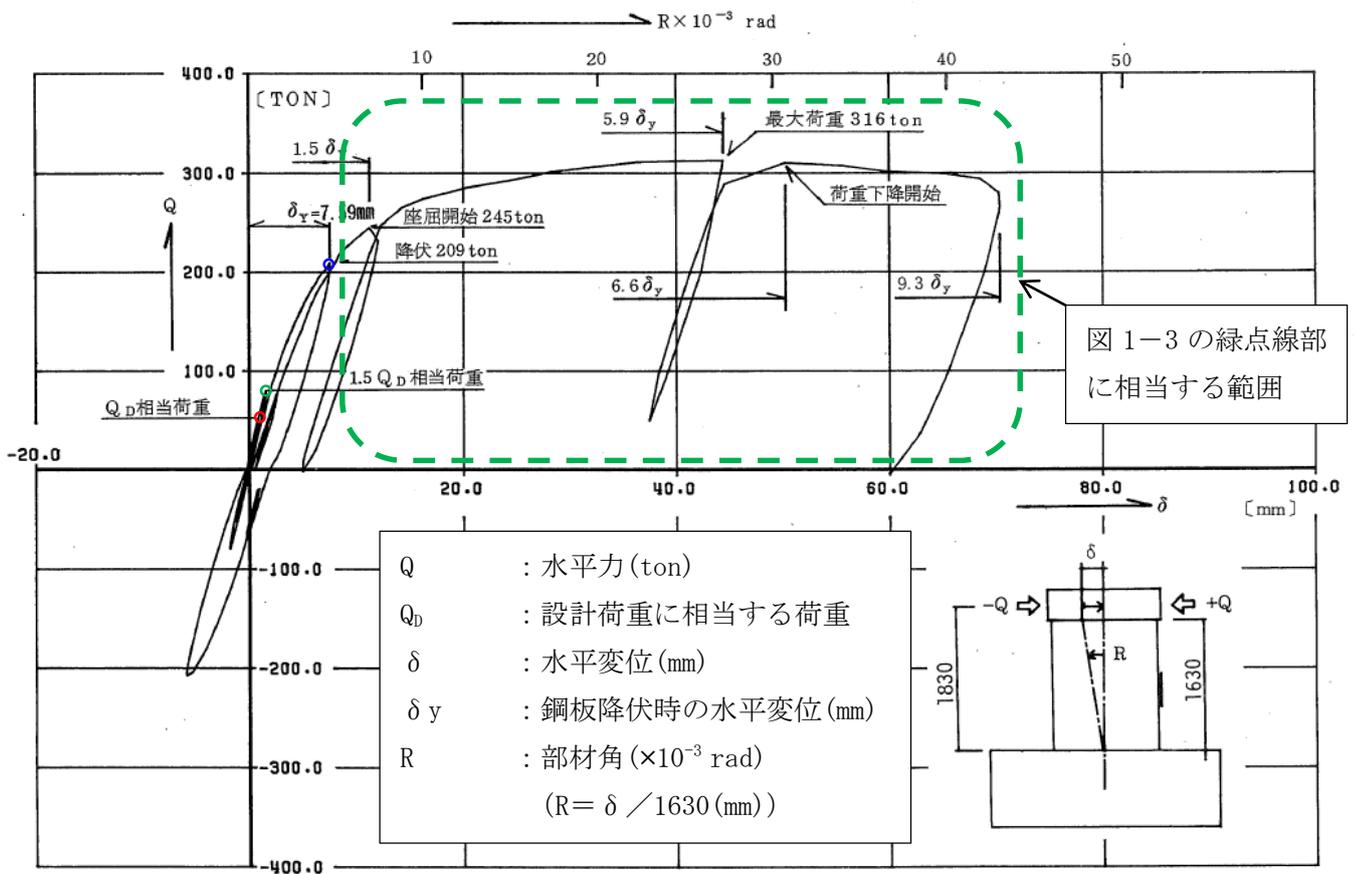


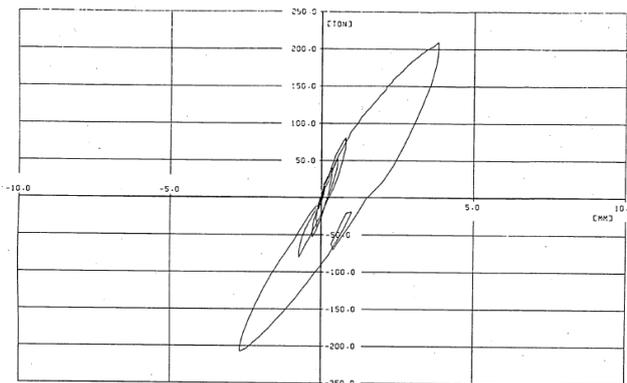
図 1-3 水平力の載荷サイクル  
 ((1)より引用, 加筆)

<記号の説明>

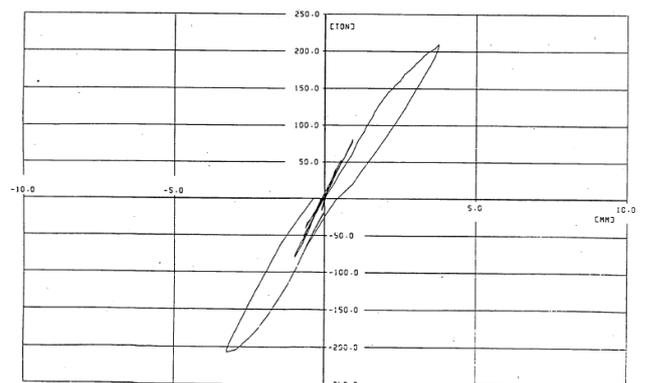
- $Q_D$  : 設計荷重に相当する荷重
- $\delta_Y$  : 鋼板降伏時の水平変位
- 赤線 : コンクリートのひび割れが生じない程度の小さな荷重(弾性荷重)で載荷する範囲
- 赤丸 : 設計荷重に相当する荷重( $Q_D = 52 \text{ ton}$ ) (図 1-4 の赤丸に相当)
- 緑丸 : 設計荷重に相当する荷重の 1.5 倍の荷重( $1.5Q_D = 80 \text{ ton}$ ) (図 1-4 の緑丸に相当)
- 青丸 : 曲げ降伏時の荷重(209 ton) (図 1-4 の青丸に相当)
- 緑点線 : 図 1-4 の緑点線部に相当する範囲



(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)

図 1-4 試験で得られた荷重変位特性  
 ((1)より引用, 加筆)

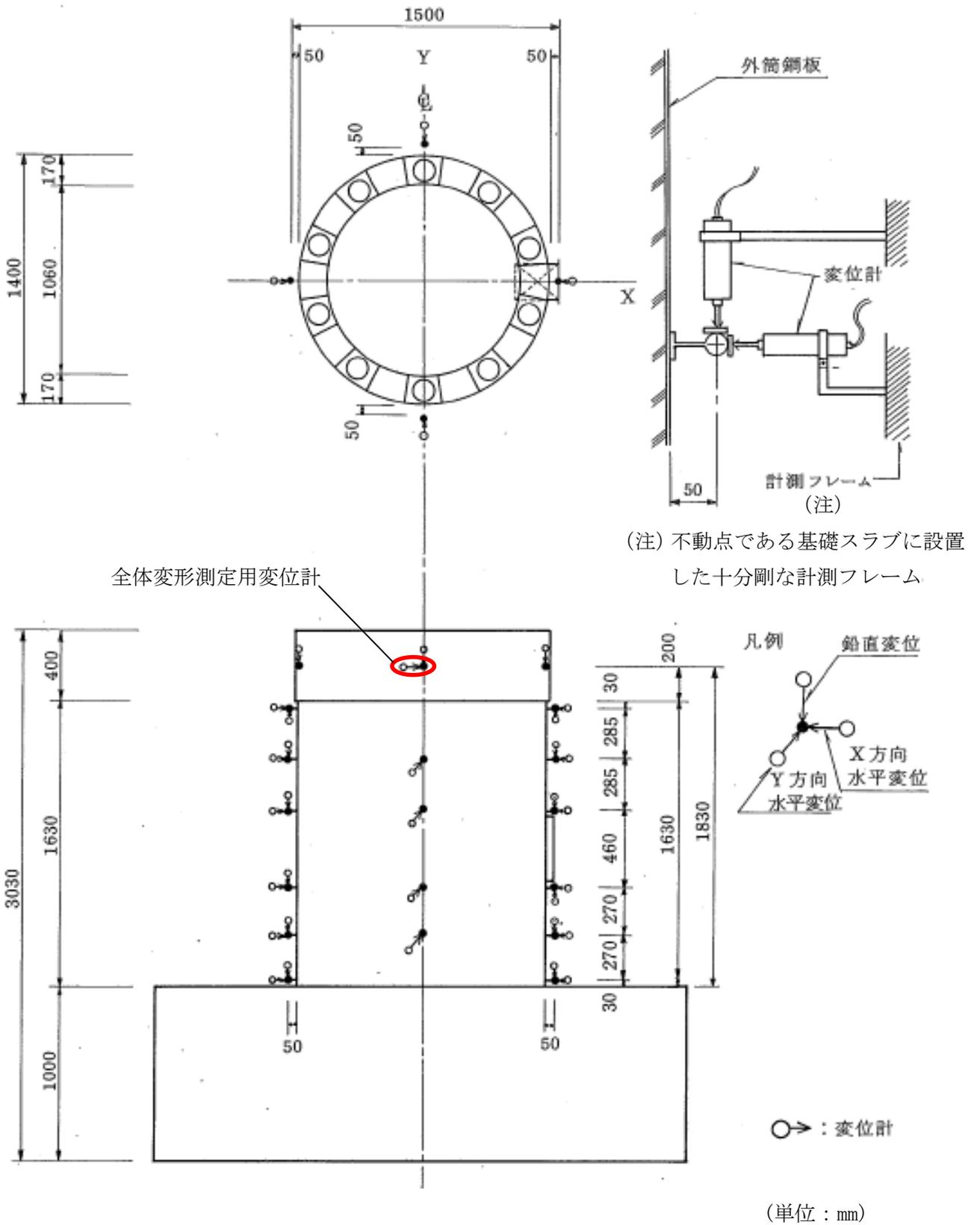


図 1-5 水平変位及び鉛直変位測定位置  
((1)より引用, 加筆)

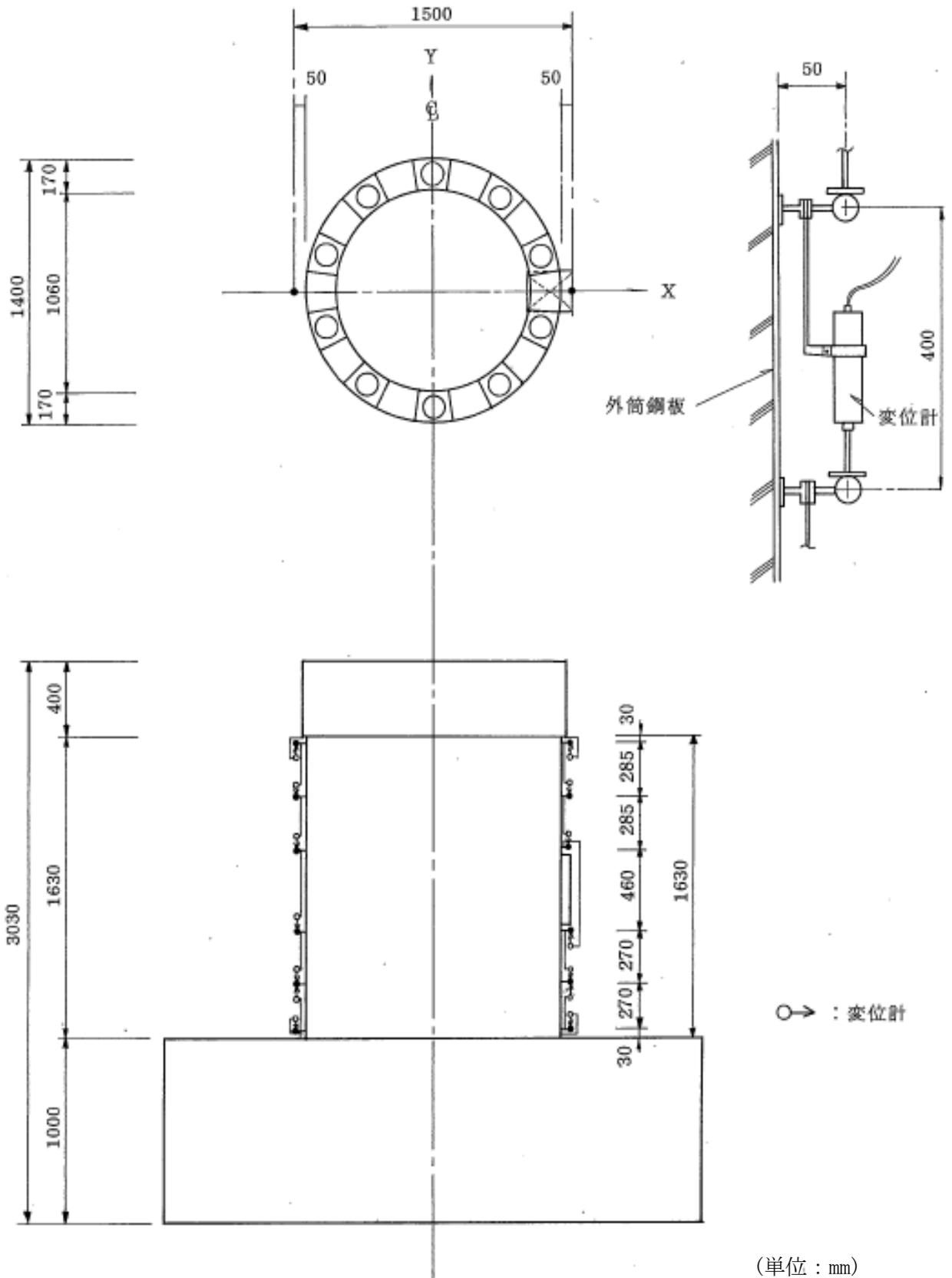
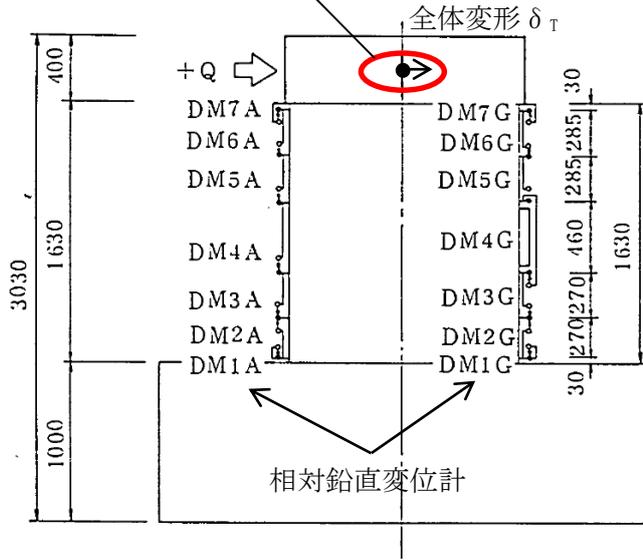


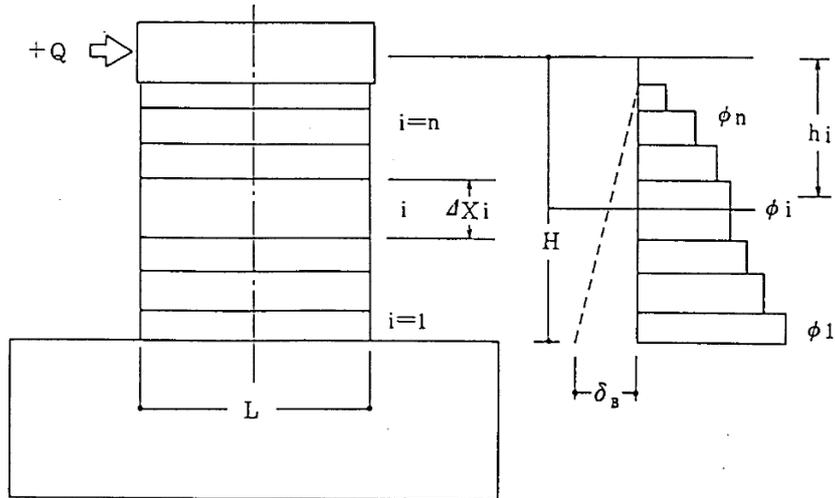
図 1-6 曲げ変形算出用変位測定位置  
((1)より引用, 加筆)

(単位 : mm)

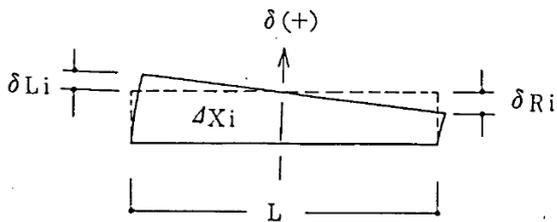
全体変形測定用変位計



(単位: mm)



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



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

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

$\delta_T$ : 全体変形

(頂部水平変位計による)

図 1-7 変形成成分離手法  
((1)より引用, 加筆)

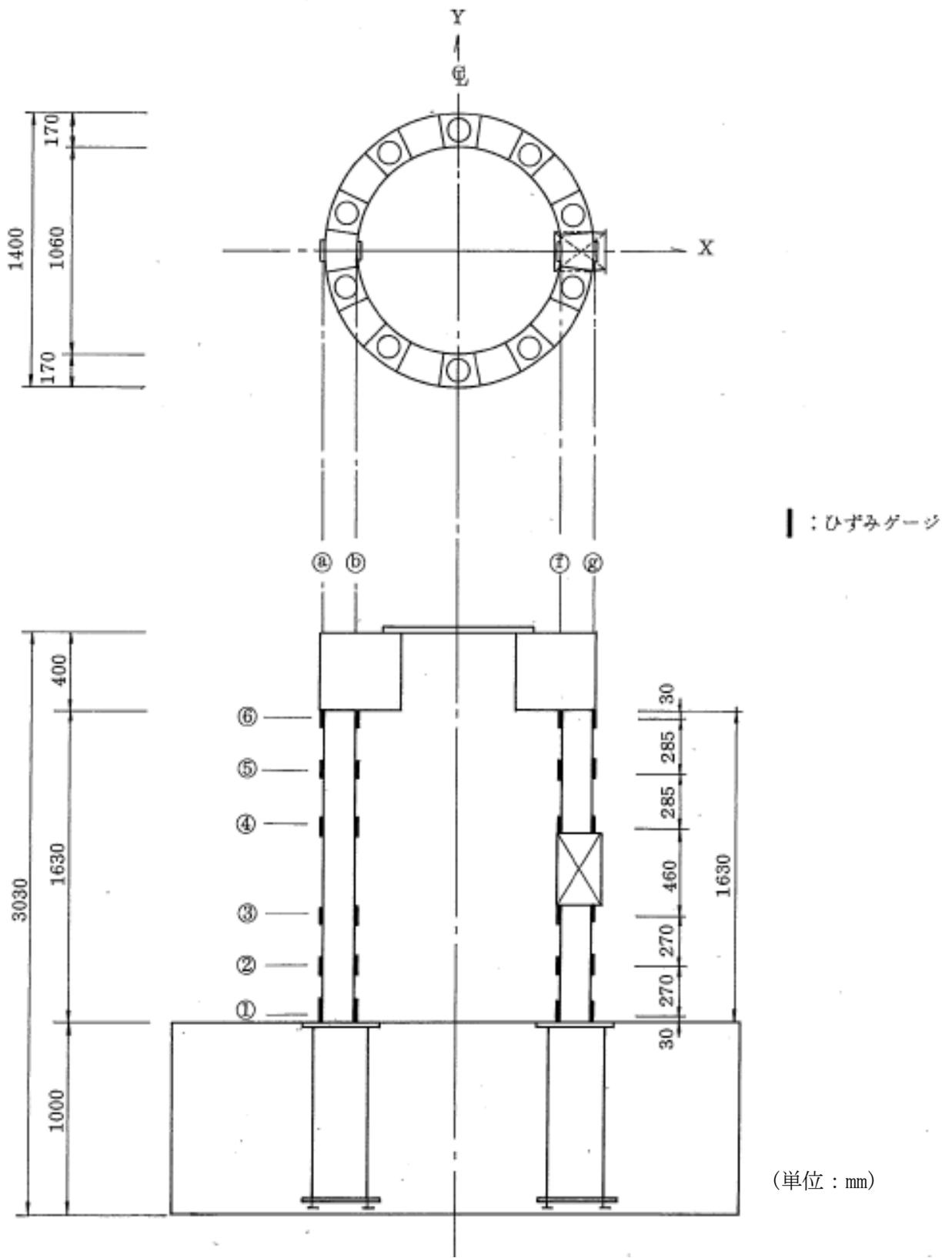


図 1-8 内外鋼板応力度算出用ひずみ測定位置  
 ((1)より引用, 加筆)

## 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の仕様を表2-1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規程式を用いた荷重-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試験」，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 日本建築学会学術講演梗概集（昭和61年）

表 2-1 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号炉及び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 <sup>※1</sup>	同左
	断面形状	円筒型 <sup>※1</sup>	同左
	ベント管内蔵	あり <sup>※2</sup>	同左
	ベースプレート	あり <sup>※1</sup>	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 <sup>※3</sup>	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 <sup>2</sup> )	300	300

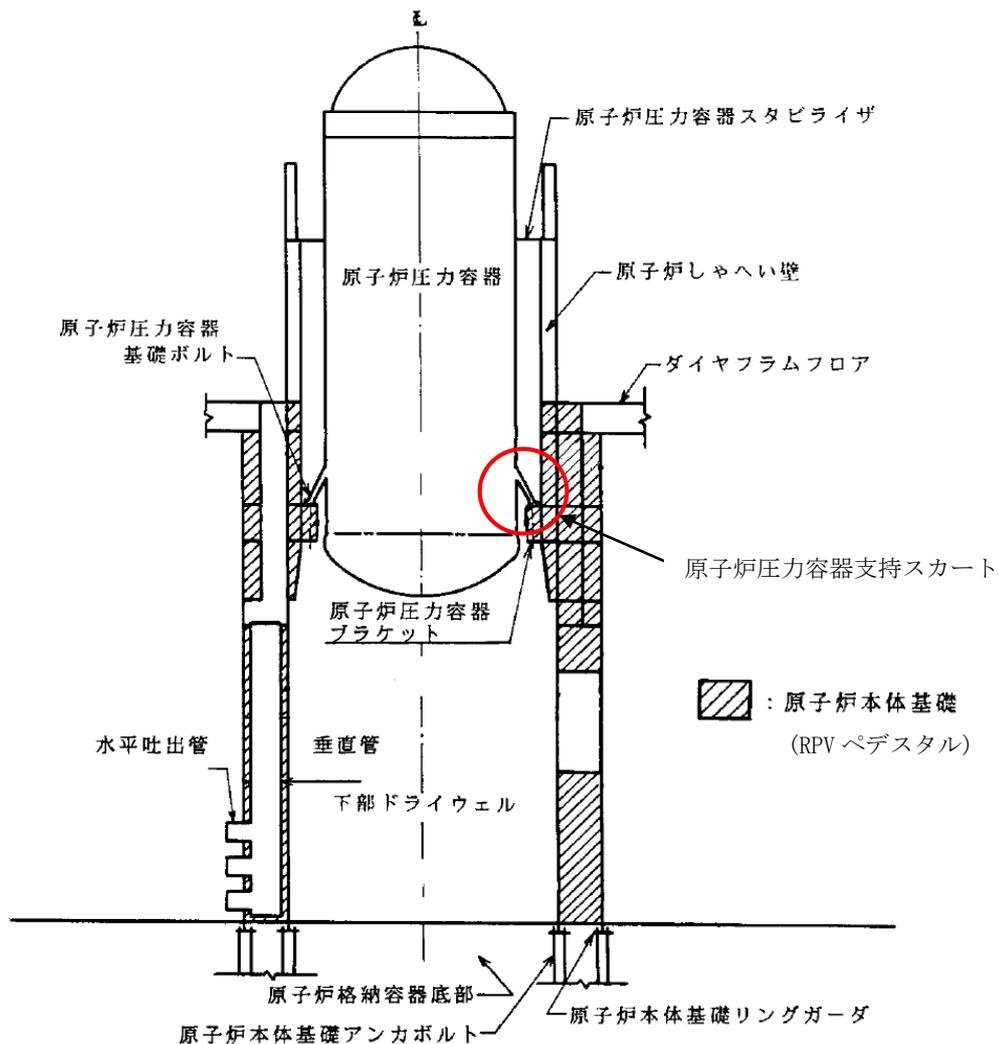
※1：柏崎刈羽原子力発電所の他号炉も含めて採用されている方式

※2：柏崎刈羽原子力発電所6号炉及び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。



参考図1 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/mm<sup>2</sup>) に対し、実機の圧縮応力度 (約 1.0N/mm<sup>2</sup>, 評価断面により異なる) は僅かに相違がある (参考表 1) 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  $\sigma_v$  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。

参考表 1 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 <sup>※1</sup>	試験 <sup>※2</sup> (鉛直力として付加)
約 1.0 N/mm <sup>2</sup>	1.2 N/mm <sup>2</sup>

※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の設定を行う。

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

表1 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
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。(図1)

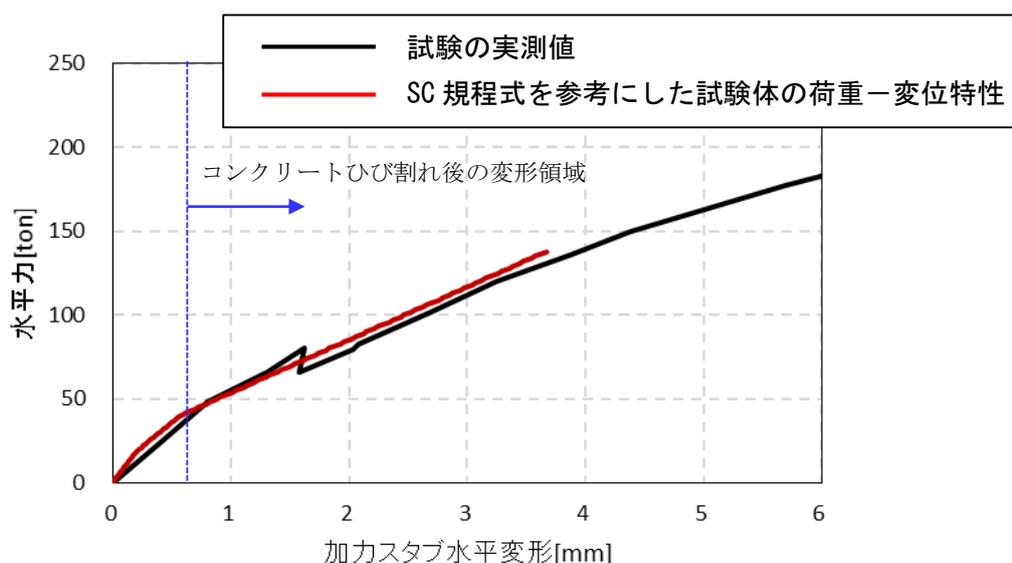


図1 荷重-変形関係の比較

(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表1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/mm<sup>2</sup>) 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。

表1 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 <sup>※1</sup>	試験 <sup>※2</sup> (鉛直力)
約 1.0 N/mm <sup>2</sup>	1.2 N/mm <sup>2</sup>

※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。

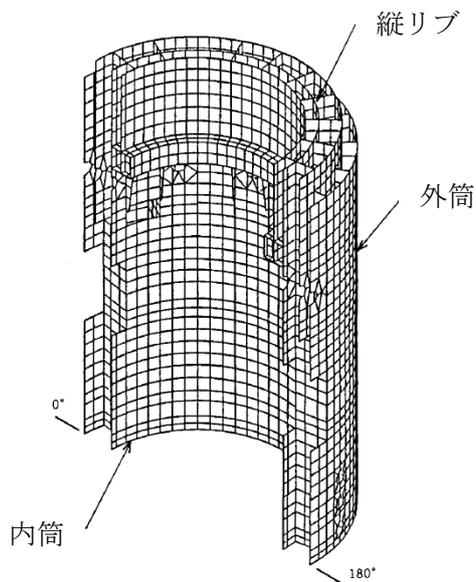


図-1 RPV ペDESTAL円筒部の FEM 解析モデル

表-1 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	$\frac{F}{1.5}$	$F$

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

$\sigma_y$  : JIS G 3115 に規定される鋼板の降伏点 (N/mm)

$\sigma_u$  : JIS G 3115 に規定される鋼板の引張強さ (N/mm)

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（図 1-1）。

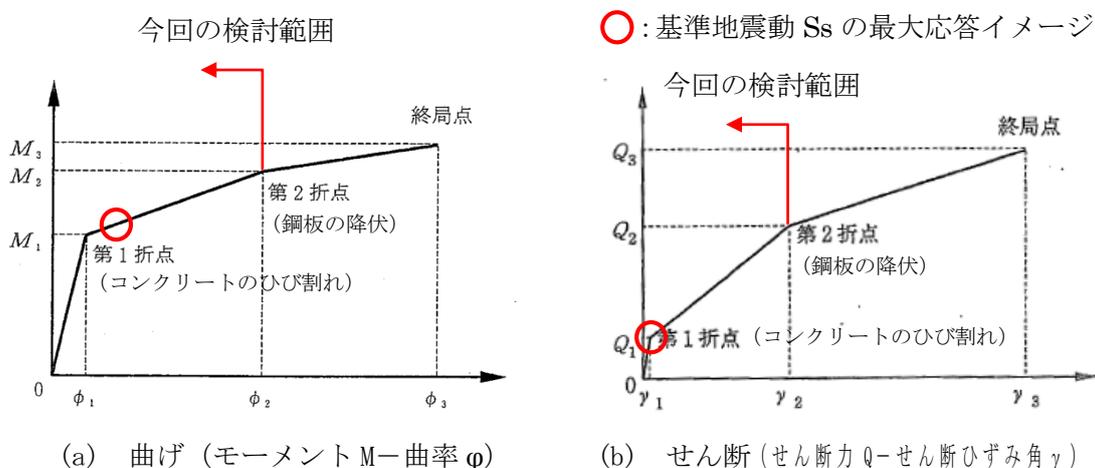


図 1-1 スケルトンカーブの概念図

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<sup>(1)</sup>。

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<sup>(2)</sup>。

<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)  
日本建築学会学術講演梗概集, 2145~2150, pp. 289-300, 1987年10月
- (2) 東京電力株式会社, 北海道電力株式会社, 東北電力株式会社, 中部電力株式会社,  
北陸電力株式会社, 関西電力株式会社, 中国電力株式会社, 九州電力株式会社, 日  
本原子力発電株式会社, 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: 共同研究報告書「原子炉建屋耐震余裕の  
評価法に関する研究その4(昭和61年度下半期最終報告書)」

## 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（図 1-1）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（図 1-2）から、影響検討は曲げ変形のみ実施する。

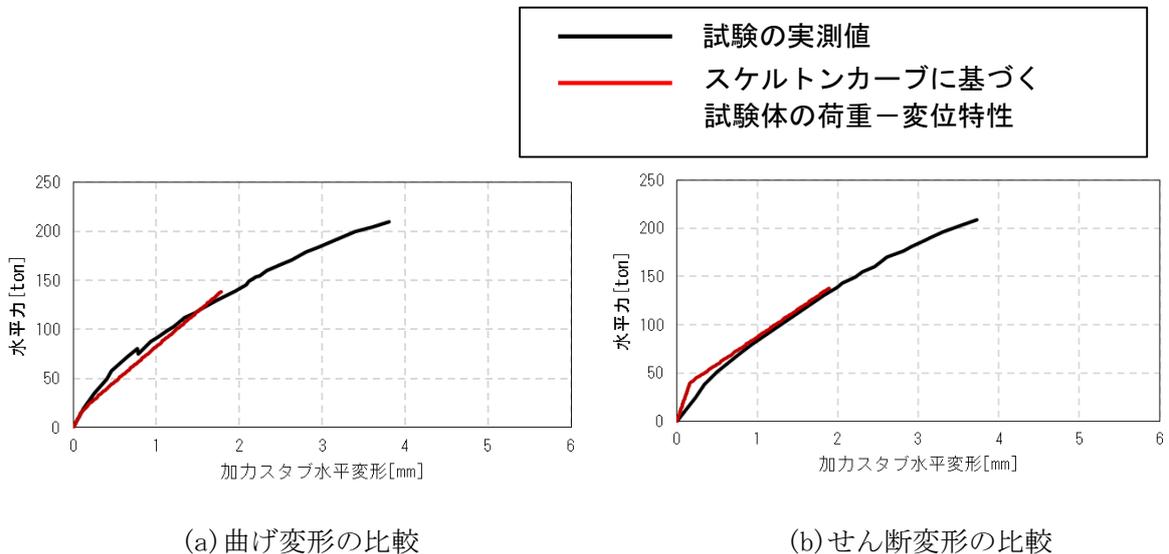


図 1-1 荷重-変形関係の比較

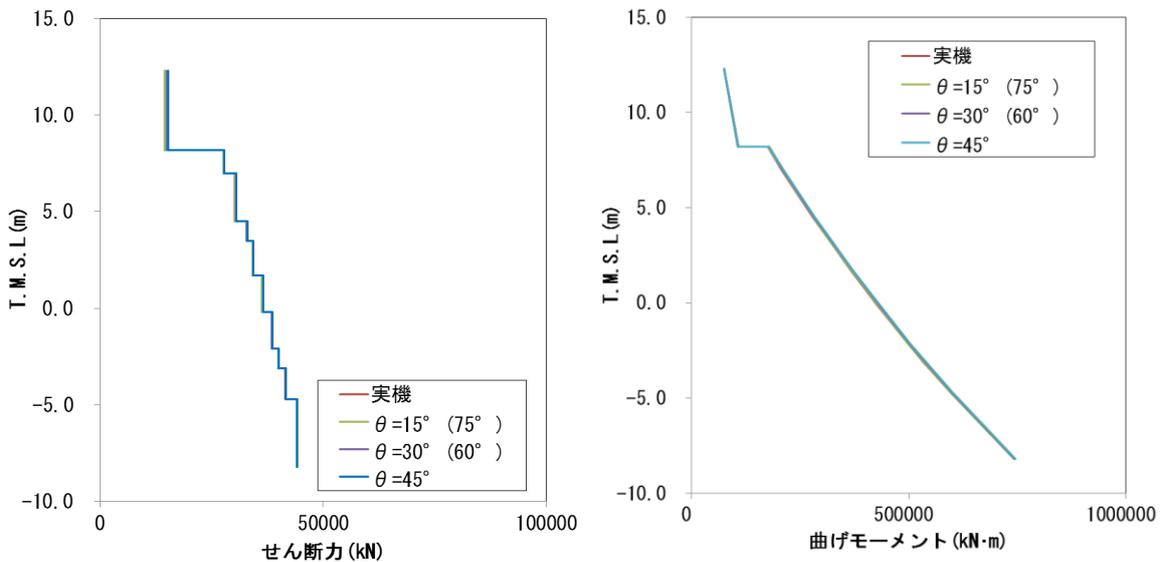


図 1-2 せん断力および曲げモーメントの応答分布図 (参考資料-2※より抜粋)

※：せん断第2折点の評価における圧縮ストラット角度 $\theta$ 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。(図 3-1)

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分を求めると、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。(表 3-1)

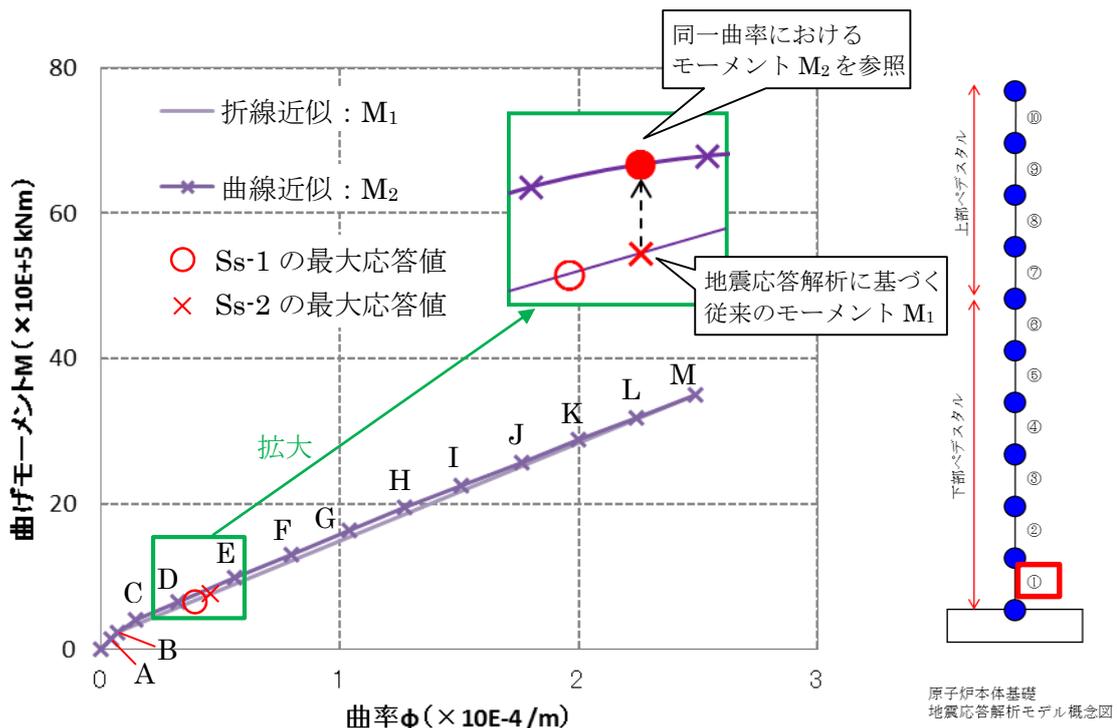


図 3-1 下部ペデスタル（要素①）の連続カーブと直線近似との比較（EW 方向）（暫定値）

表 3-1 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 $\phi$	$\times 10^{-4} / \text{m}$	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 $\phi$	$\times 10^{-4} / \text{m}$	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。

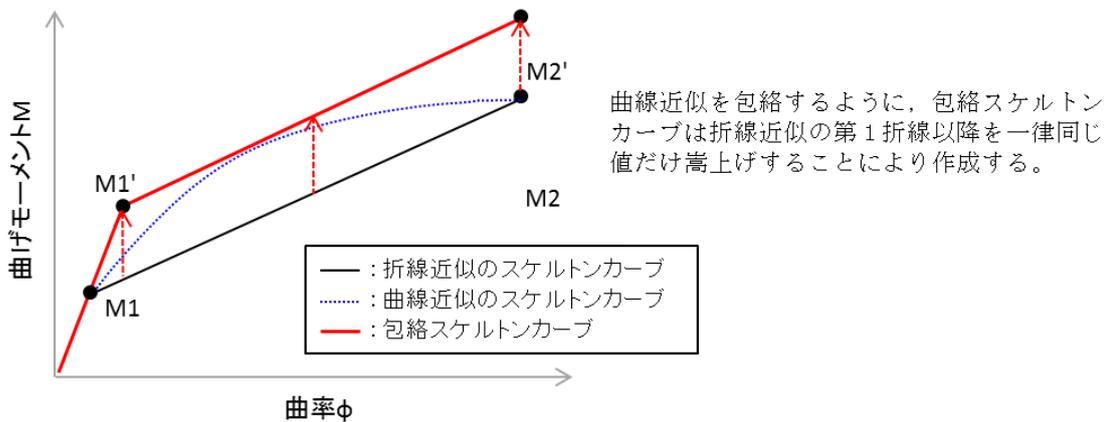


図 4-1 包絡スケルトンカーブの概念図

##### (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<sup>(1)</sup>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。

図 2-1 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。

$$Q = sQ + cQ \tag{式 2-1}$$

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

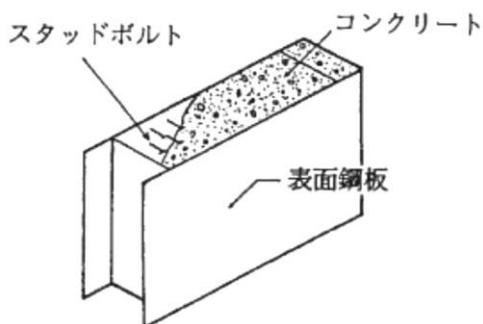


図 1-1 SC 構造の例

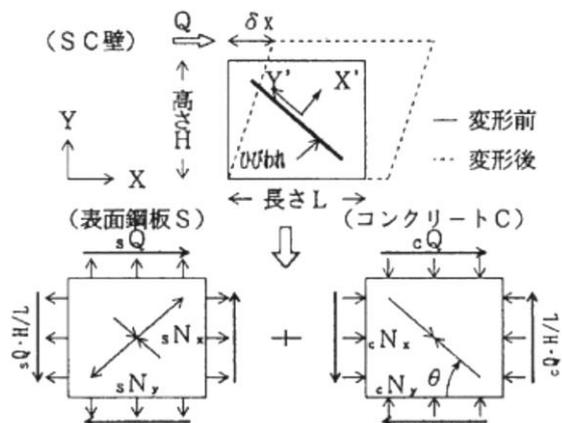


図 2-1 ひびわれ後の荷重分担

### 3. ひびわれ発生後の応力-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,  $\nu$  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。

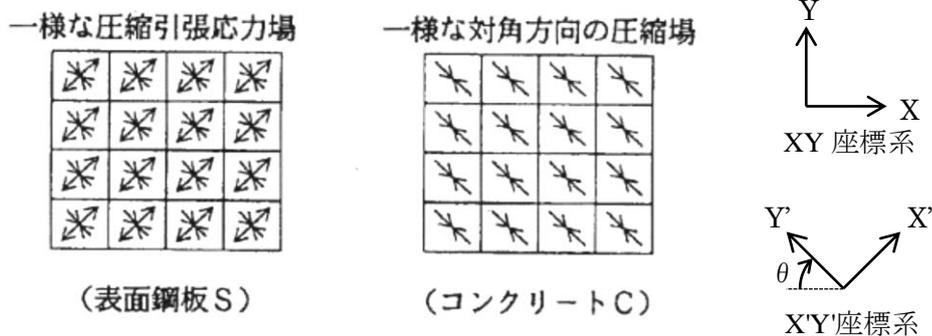


図 3-1 ひびわれ後の応力状態の仮定

#### 4. ひび割れ後の荷重－変形関係式

壁長さ方向を X 軸とする X-Y 座標系に変換し、応力に有効断面積を乗じて鋼板とコンクリートに生じる内力 N 及びせん断力 Q を求める。

鋼板は等方性弾性材料の仮定であるため、座標変換後も式 3-2 と同じ D マトリクスを用いる。(式 4-1)

一方のコンクリートは異方性弾性材料の仮定であるため、圧縮ストラット方向で定義した式 3-4 の X'-Y'座標系の D マトリクスをそのまま用いることができないことから、 $\pi/2-\theta$  の応力変換マトリクス [T<sub>1</sub>] 及びひずみ変換マトリクス [T<sub>2</sub>] 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<sub>x</sub>, sA<sub>y</sub> : X, Y 方向の鋼板軸力有効断面積  
 sA<sub>ys</sub> : Y 方向の鋼板せん断有効断面積

式 4-4 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  $K_{\beta}$  を求めることができる。(C1, C2 は式 4-5,6 により求める。)

$$cQ = \frac{(\cos \theta)^2}{2 \cdot \left[ \frac{1 - c\nu^2}{cE \cdot ct \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot sE} (C1 + C2) \right]} \cdot \delta x \quad (\text{式 4-4})$$

ここで、 $\delta x = H \cdot \gamma$  を代入すると以下の式が得られる。

$$cQ = \frac{(\cos \theta)^2}{2 \cdot \left[ \frac{1 - c\nu^2}{cE \cdot ct \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot sE} (C1 + C2) \right]} \cdot H \cdot \gamma \quad (\text{式 4-8})$$

$K_{\beta}$

## 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<sup>(1)</sup>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4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，日本建築学会学術講演梗概集，1985

【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 の試験体諸元を表 3-1 に示し、各試験体の断面を図 3-1 に示す。

試験概要・方法は図 3-2 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図 3-3 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。

表 3-1 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 [kg・cm <sup>2</sup> ]
		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					

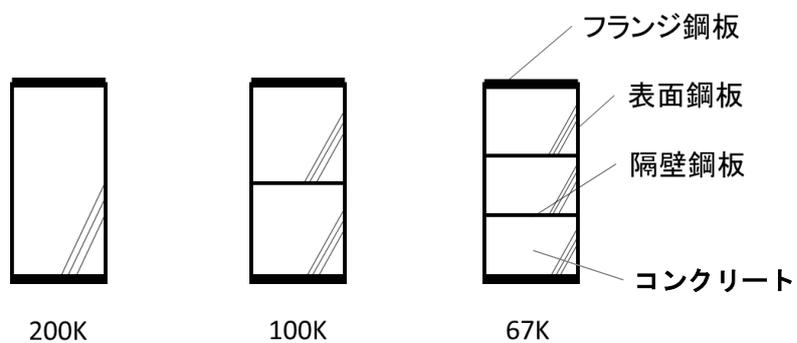


図 3-1 実験 1 の試験体断面

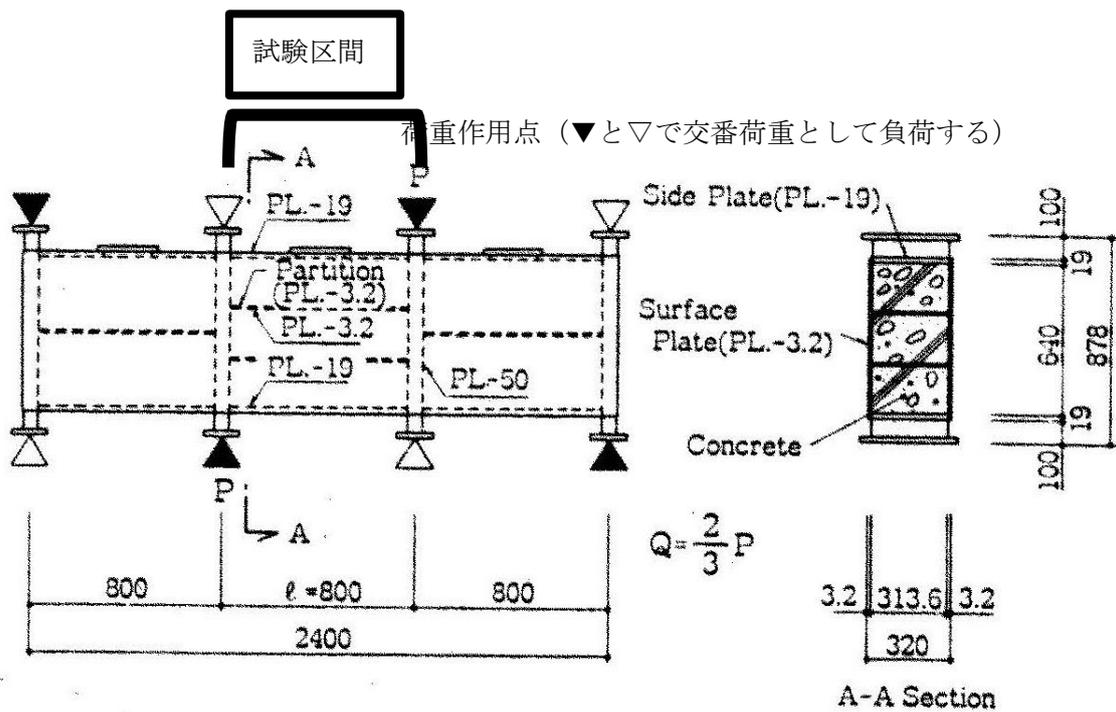


図 3-2 実験 1 の試験概要

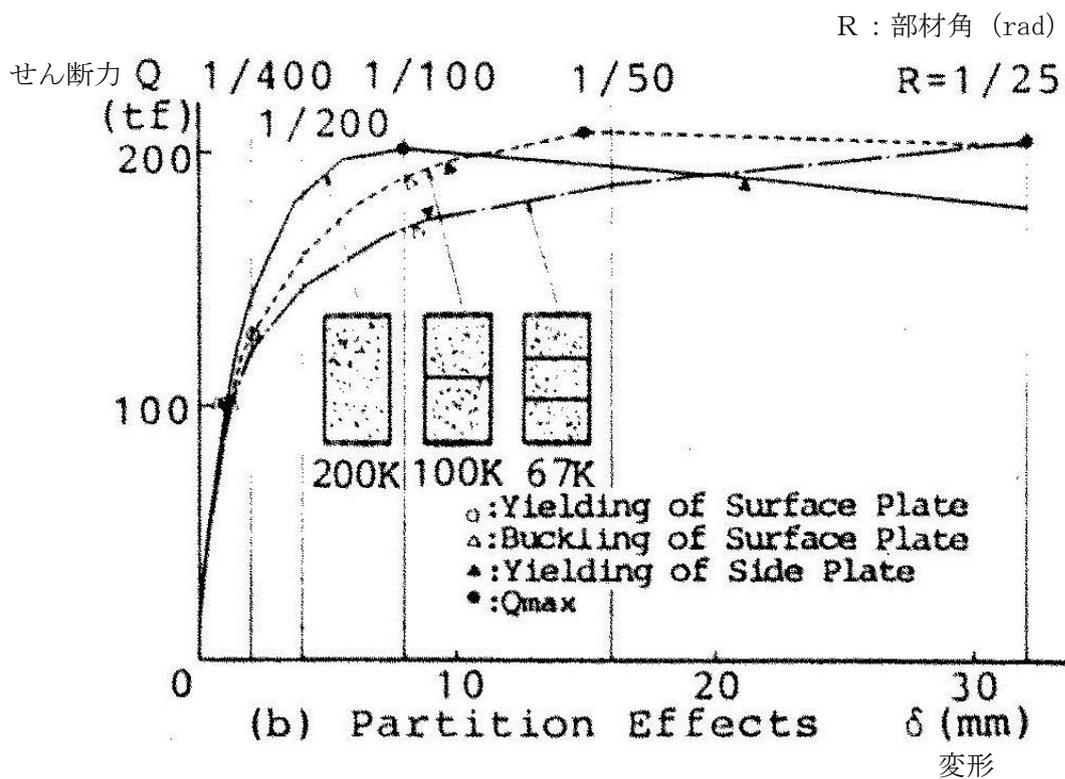


図 3-3 実験 1 の試験結果

(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表 3-2 に示す。試験体の平断面、及び断面が、図 3-4、図 3-5 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(図 3-6)。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。

試験結果が図 3-7 である。

表 3-2 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 <sup>2</sup> ]	圧縮強度※ [kgf/cm <sup>2</sup> ]
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

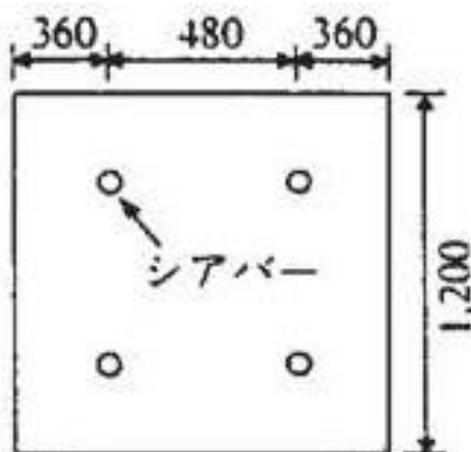


図 3-4 実験 2 の試験体縦断面

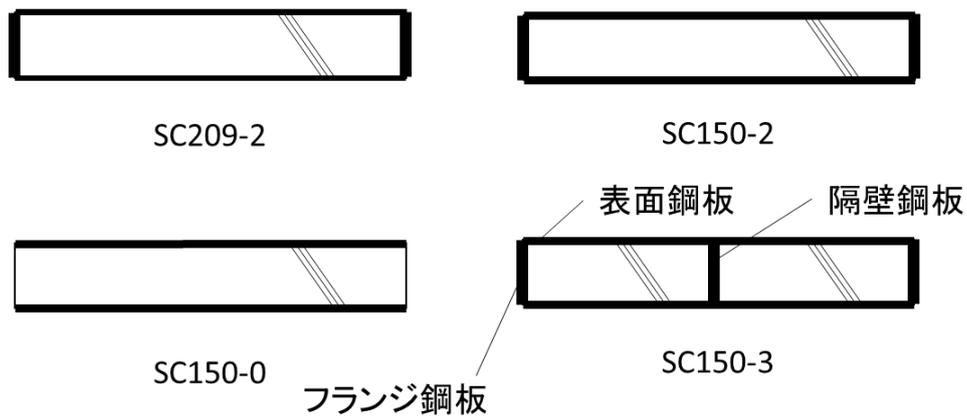


図 3-5 実験 2 の各試験体断面

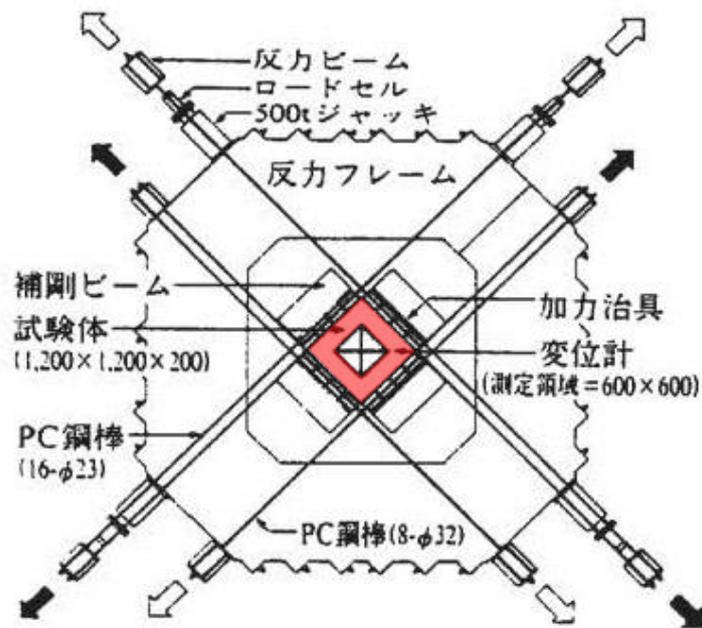


図 3-6 実験 2 の加力装置概要

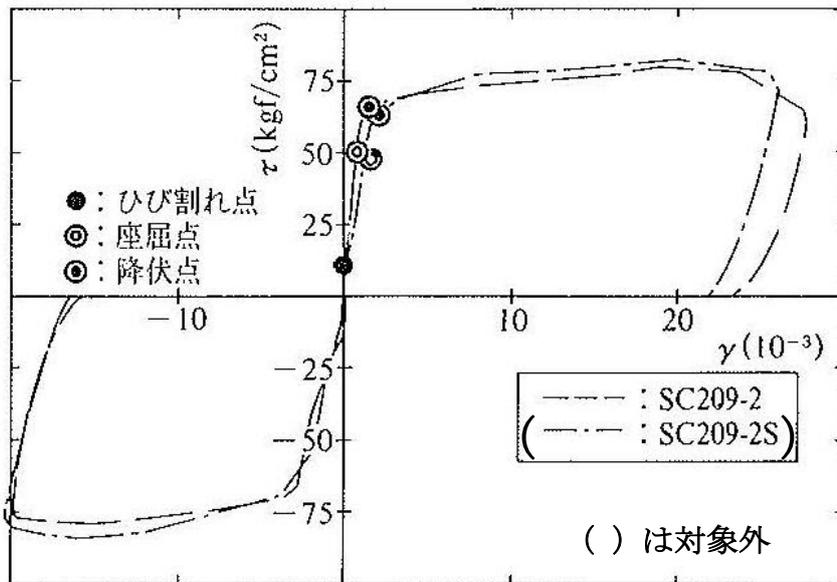
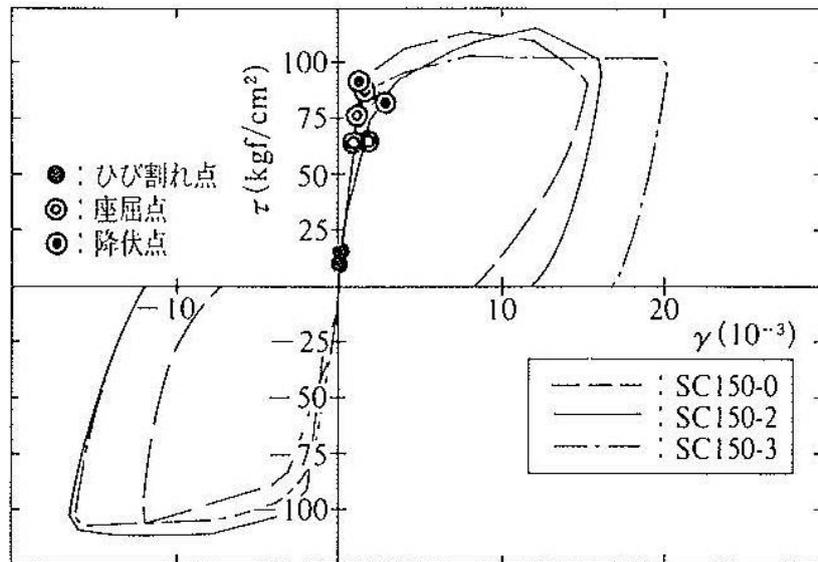


図 3-7 実験 2 の試験結果

#### 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図4-1~3, 5~8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>

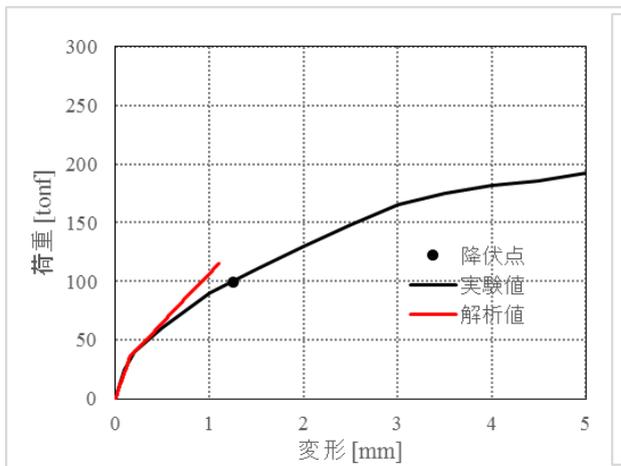


図 4-1 実験 1 200K

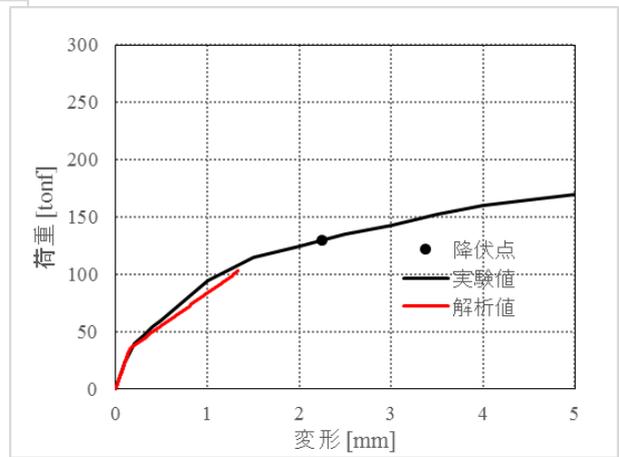


図 4-2 実験 1 100K

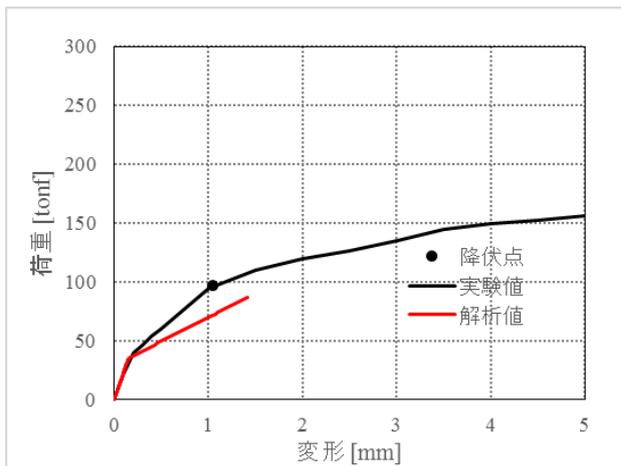


図 4-3 実験 1 67K

<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（図 4-2,3）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。

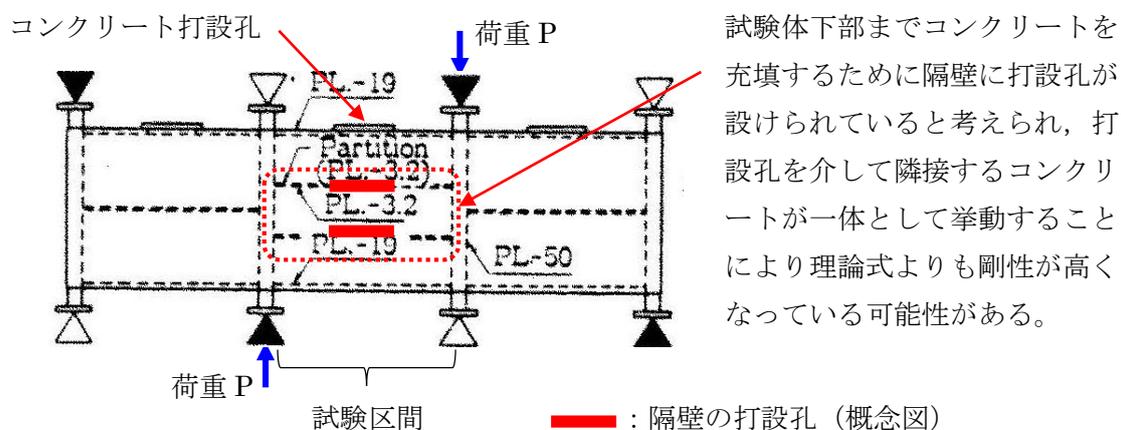


図 4-4 試験体に設けられたコンクリート打設孔の概念図

(2) 実験 2

<実験結果との比較>

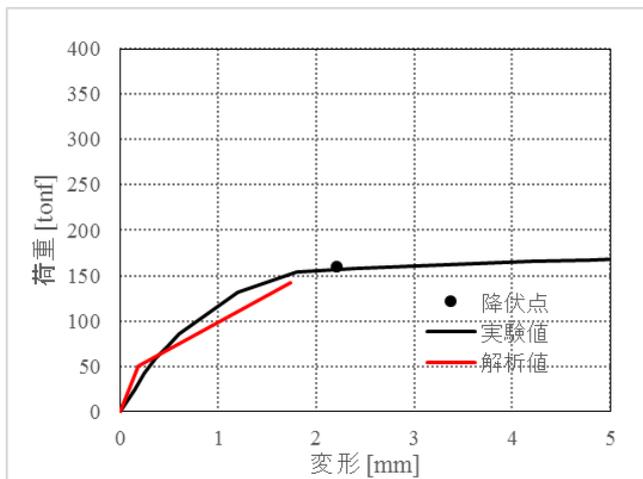


図 4-5 実験 2 SC209-2

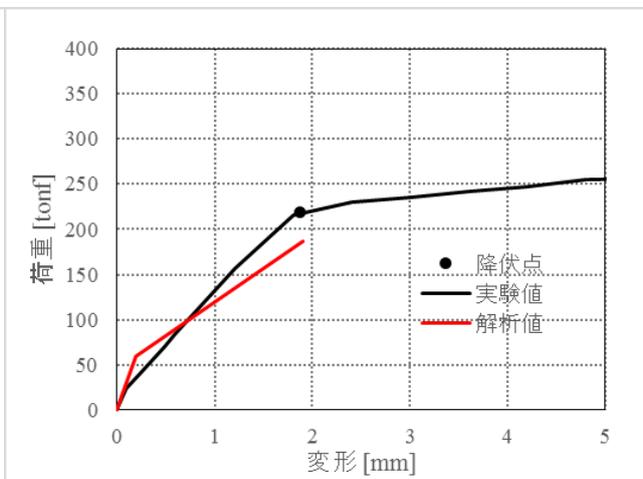


図 4-6 実験 2 SC150-0

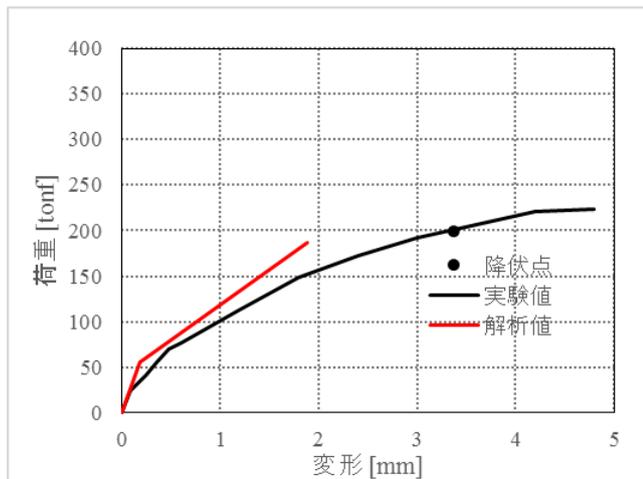


図 4-7 実験 2 SC150-2

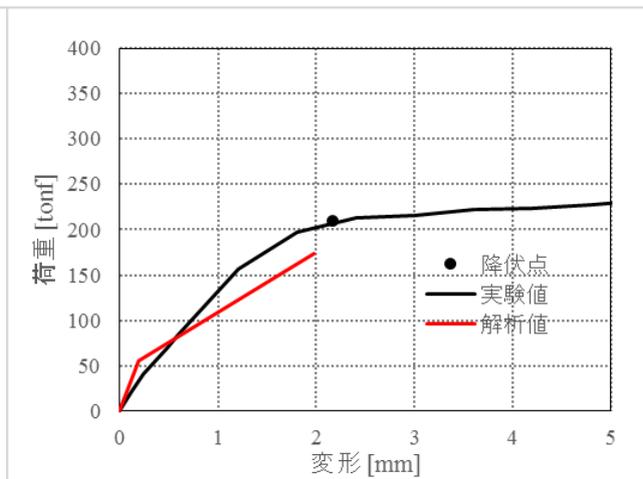


図 4-8 実験 2 SC150-3

< 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図 4-9 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。

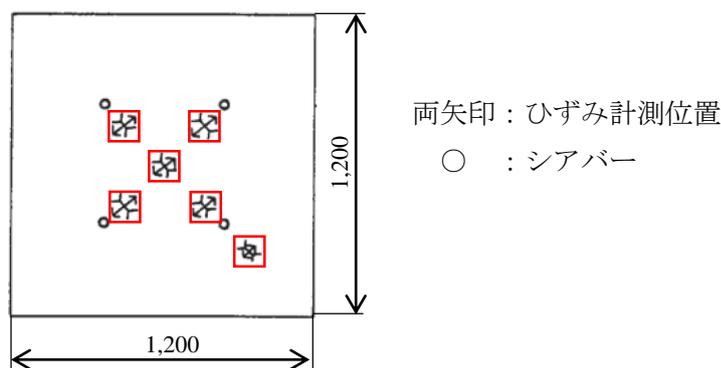


図 4-9 鋼板のひずみ計測点 (SC150-2)

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。

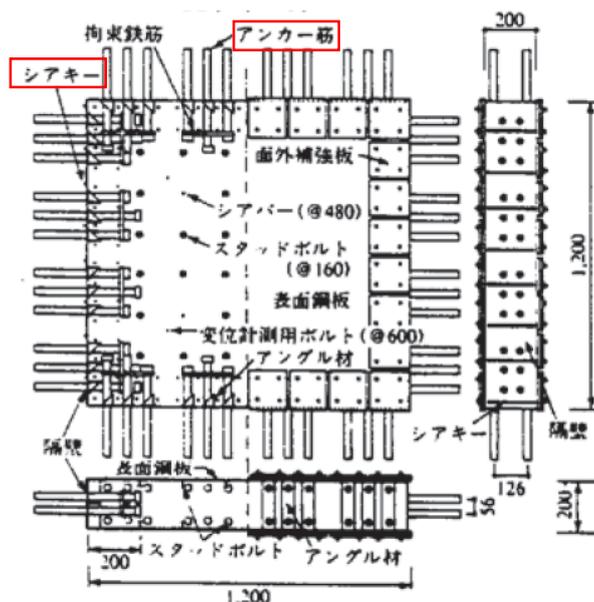


図 4-10 試験体及び加力装置

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。

表 4-1 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 $\theta$ 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 $\theta$ 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 $\theta$ の振り幅は、 $15^\circ$ 、 $30^\circ$ 、 $45^\circ$ 、 $60^\circ$ 、 $75^\circ$ 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折れ点がそれぞれ同一の数値となることから、本資料では $\theta=15^\circ$ 、 $30^\circ$ 、 $45^\circ$ 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 $\theta$ を変化させ作成したスケルトンカーブを図2に示す。

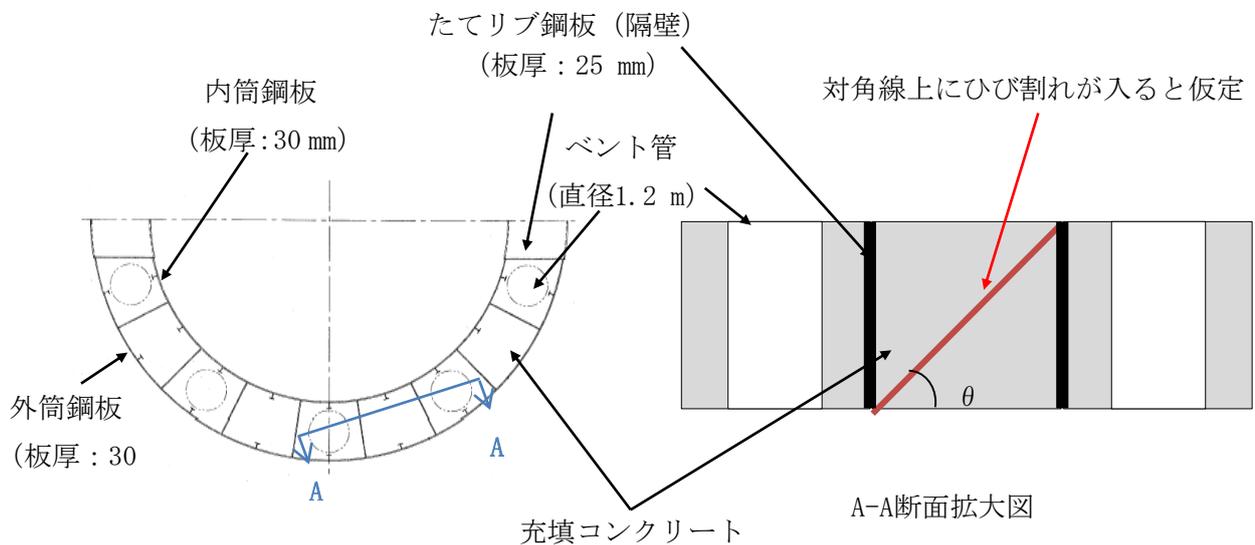
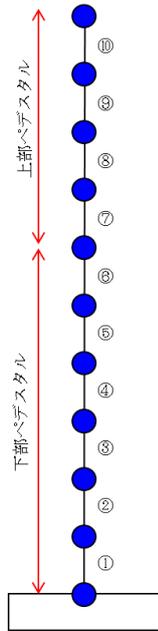
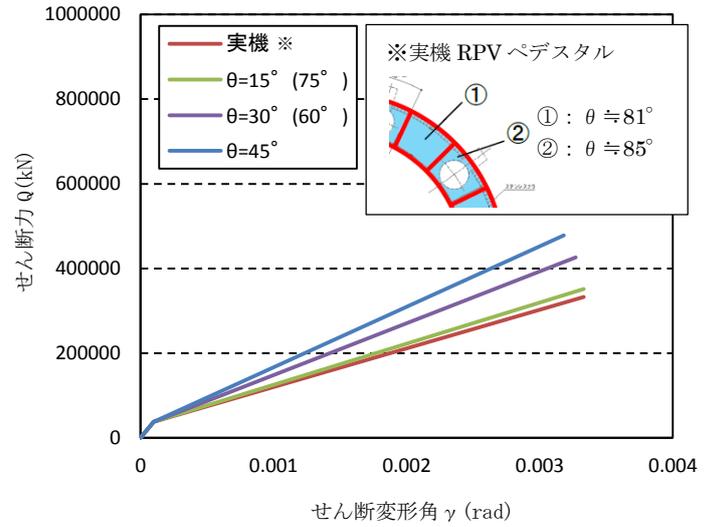


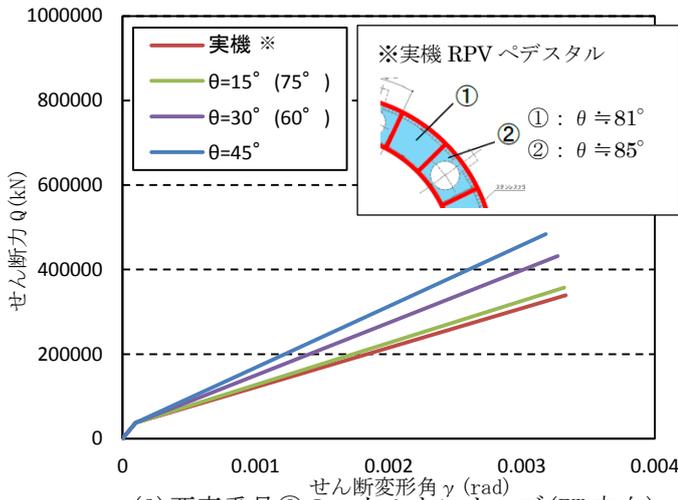
図1 下部ペDESTALの圧縮ストラット角度 $\theta$ の設定



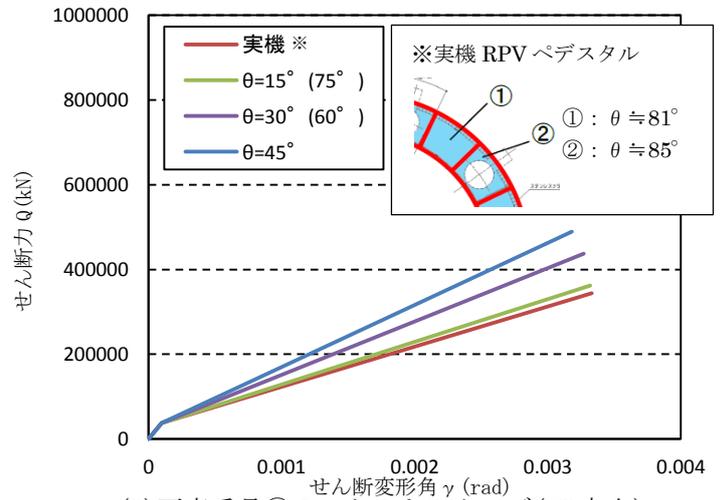
原子炉本体基礎地震応答解析モデル概念図



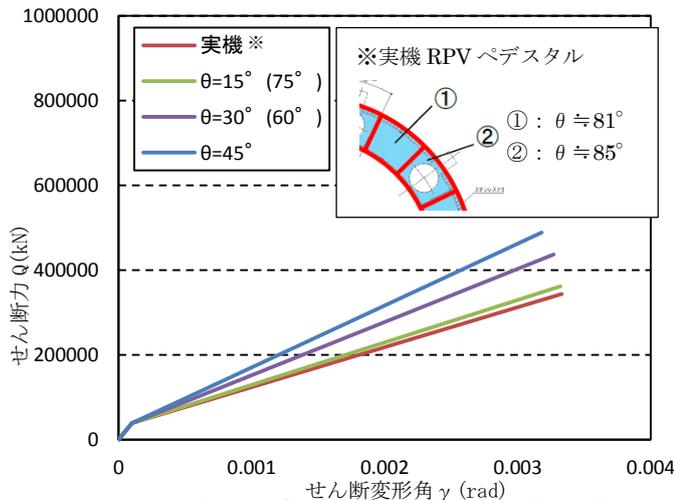
(1) 要素番号①のスケルトンカーブ (EW 方向)



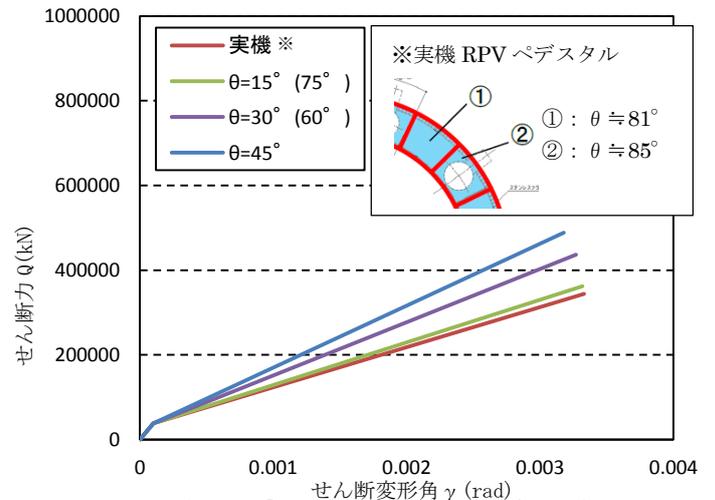
(2) 要素番号②のスケルトンカーブ (EW 方向)



(3) 要素番号③のスケルトンカーブ (EW 方向)

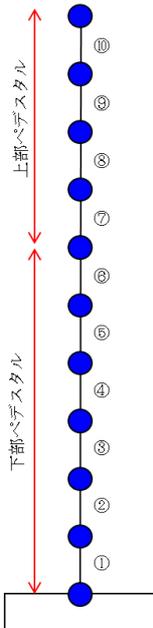


(4) 要素番号④のスケルトンカーブ (EW 方向)

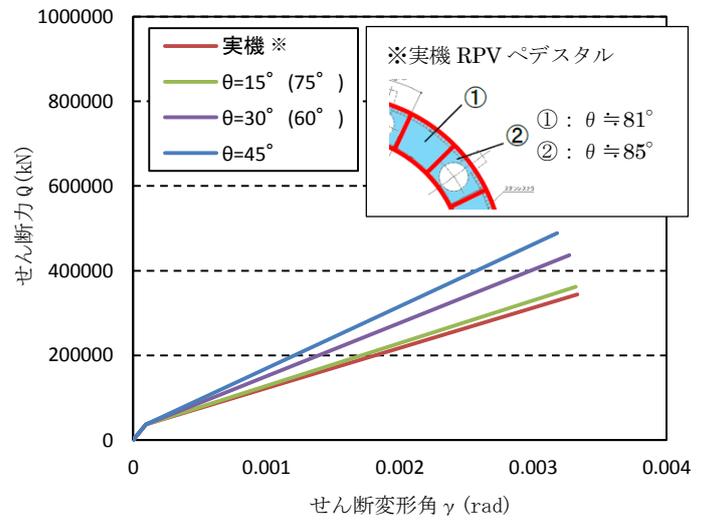


(5) 要素番号⑤のスケルトンカーブ (EW 方向)

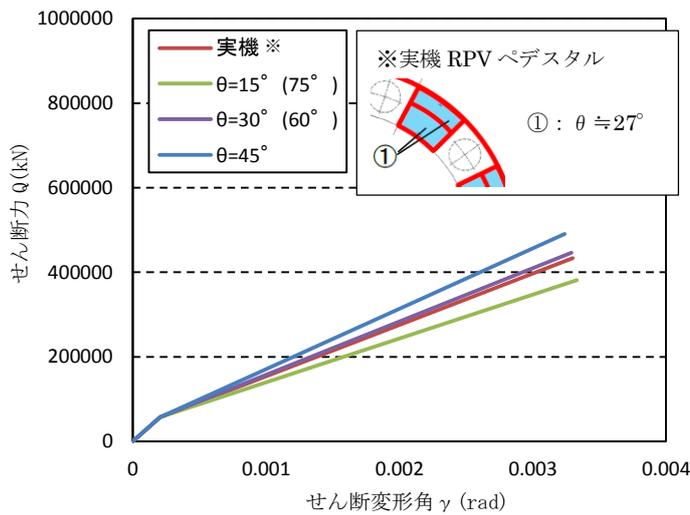
図2 圧縮ストラット角  $\theta$  の違いによるスケルトンカーブの比較 (1 / 2)



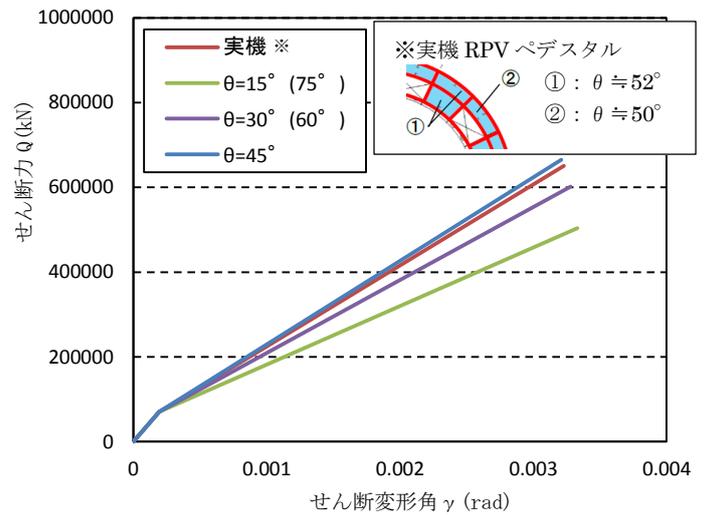
原子炉本体基礎地震応答解析モデル概念図



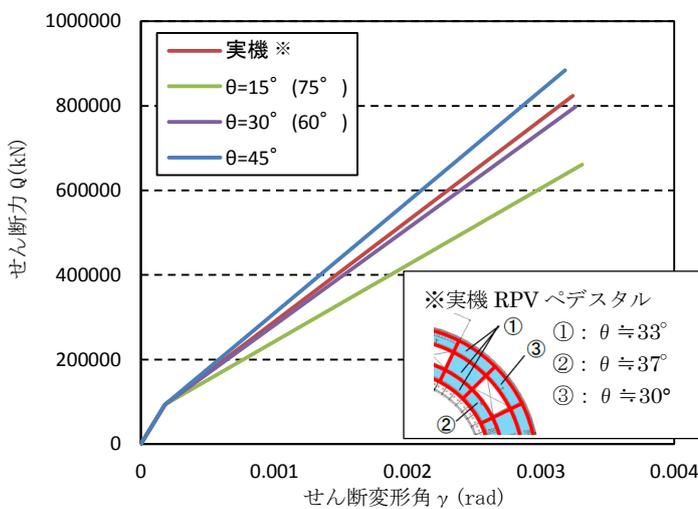
(6) 要素番号⑥のスケルトンカーブ (EW 方向)



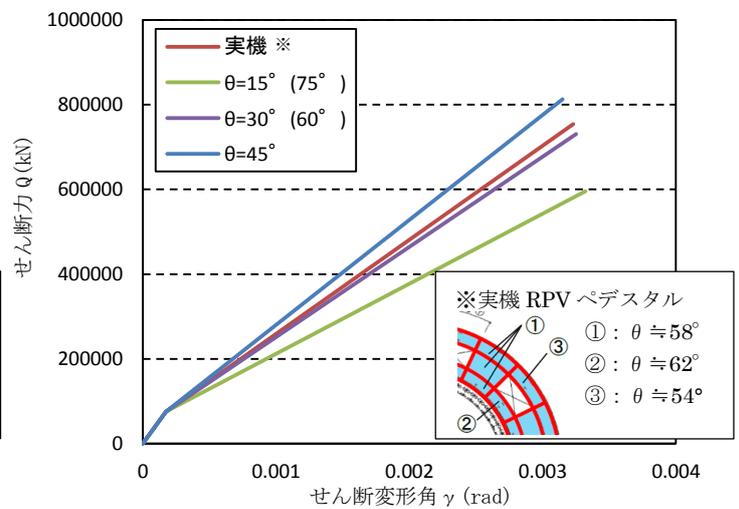
(7) 要素番号⑦のスケルトンカーブ (EW 方向)



(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)

図2 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  $\theta$  を  $15^\circ$  ,  $30^\circ$  ,  $45^\circ$  として地震応答解析を実施した結果を図 3 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  $\theta$  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  $\theta$  の地震荷重に対する感度が小さいことを確認した。

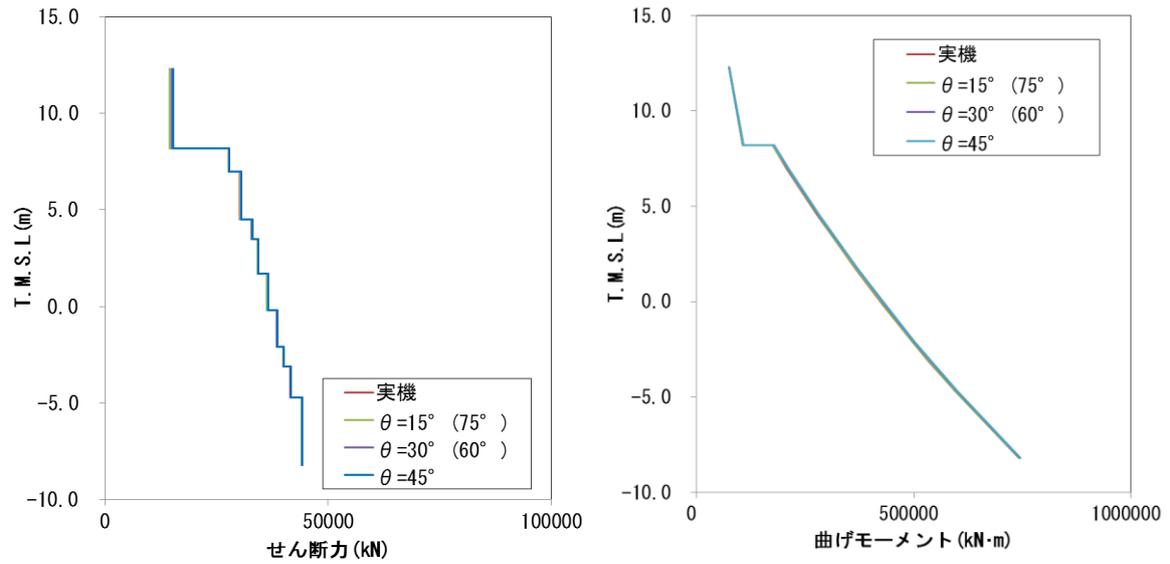


図 3 せん断力および曲げモーメントの応答分布図