

本資料のうち、枠囲みの内容は機密事項に属しますので公開できません。

柏崎刈羽原子力発電所6号及び7号炉審査資料	
資料番号	KK67-0100 改34
提出年月日	平成29年1月30日

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

平成29年1月

東京電力ホールディングス株式会社

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

目 次

1. 概要	1
2. 既工認モデルと今回工認で採用予定のモデルの差異について	1
2. 1 原子炉格納容器の構造概要	1
2. 2 既工認モデルと今回工認で採用予定のモデルの差異について	3
2. 3 既工認との差異についての考察	7
3. 弾塑性解析を採用する目的と論点について	10
3. 1 弾塑性解析を採用することの目的	10
3. 2 弾塑性解析を採用するにあたっての論点	11
4. 材料構成則の適用性・妥当性について	13
4. 1 コンクリート（引張側）	13
4. 2 コンクリート（圧縮側）	23
4. 3 鉄筋（圧縮側、引張側）	23
5. 既往試験結果に基づく弾塑性応力解析の妥当性・適用性	26
5. 1 構造物全体を対象とした既往試験による弾塑性応力解析の妥当性確認	26
5. 2 今回工認における弾塑性解析手法の妥当性・適用性の確認	29
6. まとめ	31

添付資料ー 1 有効性評価における RCCV 検討時の評価モデルとの差異について

添付資料ー 2 CCV 規格における許容限界設定の考え方について

添付資料ー 3 コンクリート引張側構成則に関する影響検討

添付資料ー 4 コンクリート圧縮側の応力歪み曲線の折れ線近似について

1. 概要

6号炉及び7号炉原子炉格納容器コンクリート部（以下、「RCCV」という）の応力解析において、荷重状態IVにおける荷重組合せでは基本的に弾塑性解析を採用する予定である。本資料は、鉄筋コンクリート構造物の3次元弾塑性解析応力解析が先行電力を含めた既工認での採用事例がないことを踏まえ、その妥当性・適用性について説明するものである。

本資料では、まず既工認モデルと今回工認モデルの差異について整理・考察し、新手法としての妥当性を確認すべき項目として、弾塑性応力解析の採用のみが抽出されることを確認する。その上で、弾塑性解析を採用する際の論点を整理する。次に、抽出された論点に対して、既往の研究から得られた知見の整理を通して、その適用性又は妥当性について考察する。

2. 既工認モデルと今回工認で採用予定のモデルの差異について

2.1 原子炉格納容器の構造概要

RCCVの構造は6,7号炉ではほぼ同じであるため、構造概要については7号炉を代表として説明する。

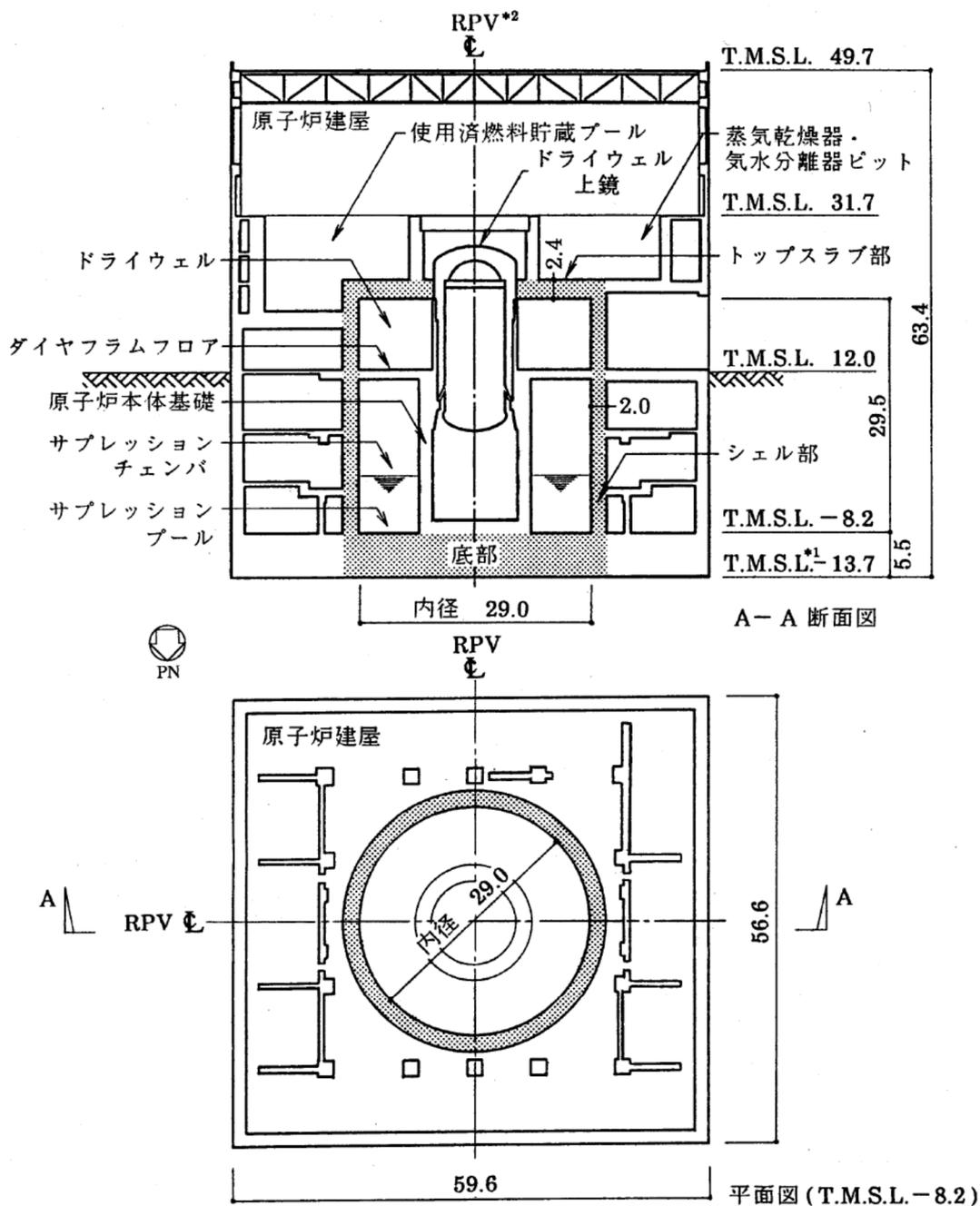
原子炉格納容器は、コンクリート部が耐圧、耐震およびしゃへいの機能を有し、コンクリート部に内張りした鋼板であるライナプレートが漏えい防止の機能を有する鉄筋コンクリート製原子炉格納容器である。

コンクリート部は、シェル部、トップスラブ部および底部から構成され、シェル部は、原子炉建屋の床と接合されている。また、トップスラブ部の一部は、使用済燃料貯蔵プール、蒸気乾燥器・気水分離器ピット等を兼ねる構造となっている。底部は、RCCVおよびこれを取り囲む原子炉建屋の共通の基礎となっている鉄筋コンクリート造の基礎スラブであり、平面の形状は、NS方向56.6m、EW方向59.6mの矩形である。

RCCVの内径は29.0m、底部上端からトップスラブ部下端までの高さは29.5m、ドライウエル上鏡を含めた全体高さは約36mである。RCCVの概要を図2-1に示す。

RCCVの内部は、ダイヤフラムフロアおよび原子炉本体基礎によりドライウエルとサブレーションチェンバに区分されている。

基礎スラブは、RCCVの底部となっている部分とそれ以外の部分より構成され、特にRCCV底部は、圧力バウンダリを構成するように設計されている。また、その上面には、漏えい防止の機能を有するライナプレートが設けられている。



注記 *1: 東京湾平均海面 (以下, 「T.M.S.L.」と略す。)

*2: 原子炉圧力容器 (以下, 「RPV」と略す。)

注: 部分は, 原子炉格納容器を示す。

(単位: m)

図 2-1 RCCV の概要 (7号炉の例)

2. 2 既工認モデルと今回工認で採用予定のモデルの差異について

まず、既工認で採用した RCCV の解析モデルと今回工認で採用する予定の解析モデルとの差異を整理し、論点となりうる項目を整理する。

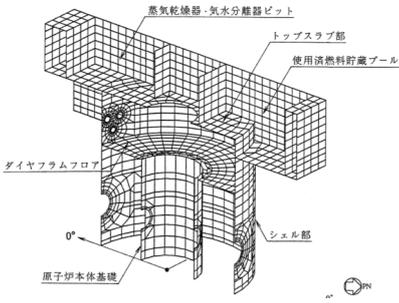
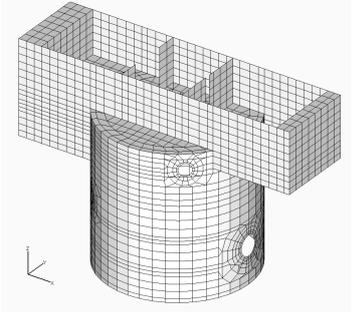
既工認における RCCV の解析モデルと今回工認で採用予定の解析モデルの比較表を表 2-1 に示す。また、今回工認で採用予定の解析モデルの境界条件、拘束条件を表 2-2 に示す。

表 2-1 で整理した通り、既工認と今回工認における解析モデルの差異としては、以下の 4 点が抽出された。

- (1) 既工認時に半割モデルとしていたものを全周モデルとしたこと
- (2) 弾塑性解析の解析では事象発生順に荷重を入力すること
- (3) 応力解析に弾塑性解析を採用すること
- (4) コンクリートの物性値（ヤング係数，ポアソン比）

なお、上記は今回工認の耐震設計で用いる評価モデルと既工認の耐震設計の評価モデルとの差異を整理した結果であるが、今回工認の重大事故評価で採用予定の RCCV の評価モデルについても、既往の有効性評価時の検討（200°C2Pd 条件時の RCCV 構造健全性評価）で用いた RCCV の評価モデルから一部モデルを見直す予定である。そこで、有効性評価時と工認時のモデル化の差異及び差異が既往の有効性評価時の解析結果に与える影響について検討を実施した。その結果を添付資料-1 に示す。

表 2-1 応力解析モデル及び手法の比較 (RCCV)

項目	内容	既工認時	今回工認時
解析手法		・ 3次元 FEM モデルを用いた応力解析	・ 同左
解析コード		・ NASTRAN	・ NASTRAN (弾性解析 ^{※1}) ・ ABAQUS (弾塑性解析 ^{※2})
解析手順		・ 同時に荷重を組合せる (弾性解析)	・ 同時に荷重を組合せる (弾性解析) ・ 事象発生順に荷重を入力する (弾塑性解析)
モデル化	モデル化範囲	・ 構造が東西軸に対してほぼ対称であることを踏まえ北半分の 180° のみをモデル化 (半割モデル)	・ 360° 全周をモデル化
	メッシュサイズ	・ モデル全体で概ね 1~2m 程度 (開口周辺等はさらに細分割)	・ 同左
	要素タイプ	シェル要素：シェル部, トップスラブ部 ROD 要素, BAR 要素：境界条件の設定に使用	・ 同左
要素分割		シェル要素：シェル部, トップスラブ部 ROD 要素, BAR 要素：境界条件の設定に使用	・ 同左
材料物性		・ コンクリートのヤング係数 $E=2.7 \times 10^6 \text{t/m}^2$ ・ コンクリートのポアソン比 $\nu=0.167$ ・ コンクリートの線膨張係数 $\alpha=1.0 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$	・ コンクリートのヤング係数 $E=2.88 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ ^{※3} ・ コンクリートのポアソン比 $\nu=0.2$ ^{※4} ・ コンクリートの線膨張係数 $\alpha=1.0 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$ (変更無し)
評価方法	応力解析	荷重状態 I ~ IV：弾性応力解析	荷重状態 IV：弾塑性応力解析 荷重状態 I ~ III：弾性応力解析
	許容限界	・ 部材に発生する応力・ひずみが許容限界を超えないことを確認 ^{※5}	・ 同左 ^{※5}
モデル図			

※1, 2：荷重状態 I ~ III に対しては弾性解析を実施する。荷重状態 I ~ III については、RCCV の挙動を弾性範囲内に収めるという設計思想に基づき設計が行われており、許容値も弾性範囲内とされていること、並びに、温度荷重により発生する熱応力については CCV 規格「(解説 CVE-3330) 熱応力の扱い」に基づき、荷重状態 I 及び荷重状

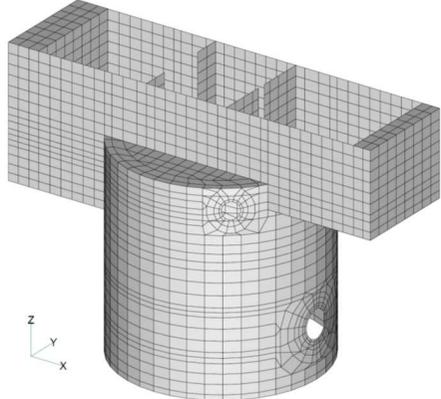
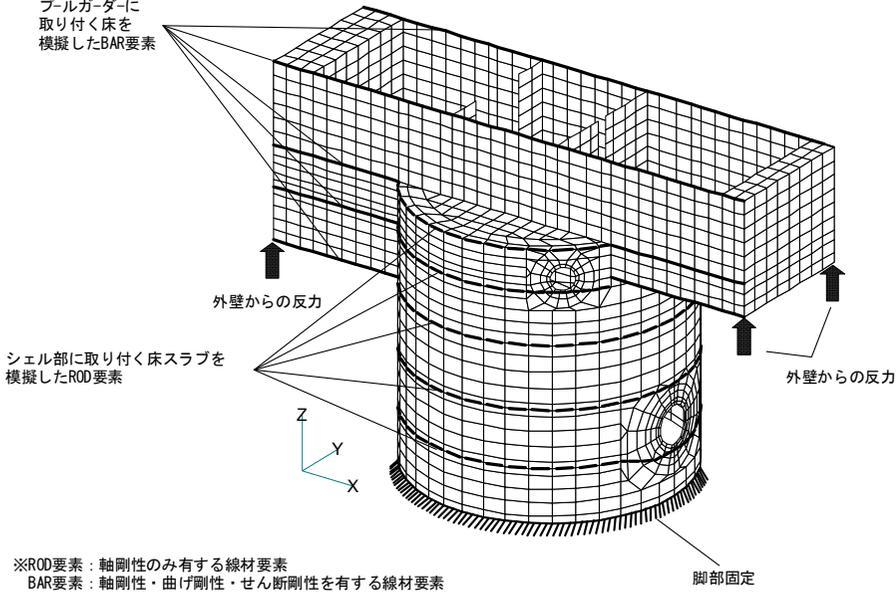
態Ⅱにおいては弾性剛性を 1/2 に、荷重状態Ⅲにおいては弾性剛性を 1/3 に一律低減して算定することにより考慮することから既工認時と同様に弾性解析を実施することとし、荷重状態Ⅳについては、評価基準値が塑性化を許容した終局強度設計を行っており、許容値も塑性化を考慮した数値となっていることから、弾塑性解析を実施することとした。

※3：コンクリートのヤング係数としては、RCCV が原子炉建屋の躯体の一部であることを鑑み、地震応答解析モデルで採用する数値（実剛性）を準用する方針である。これは設定したコンクリート強度を用いて、日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説-許容応力度設計法-1999」による計算式により算定した数値であるが、CCV 規格においても、解析に用いる材料定数として、同計算式を用いることとされており、また、応力評価に用いるコンクリート強度としては、既工認と同様に設計基準強度を採用する方針である。

※4：適用規準を日本建築学会「原子炉施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（2005）に見直したことによる。

※5：許容限界については、既工認時：通商産業省告示 452 号「コンクリート製原子炉格納容器に関する構造等の技術基準」、今回工認：「発電用原子力設備規格コンクリート製原子炉格納容器規格 JSME S NE1-2003」に基づき設定しているが、数値は同じである。荷重状態Ⅳ（ S_s （既工認時は S_2 ）を含む荷重組合せ等）の場合は、鉄筋：5000 μ 、コンクリート：3000 μ という鉄筋及びコンクリートの非線形化を許容するような許容限界となっているが、この数値が設定された経緯及び考え方について整理した結果を添付資料-2 に示す。

表 2-2 RCCV の応力解析におけるモデル化、境界条件、拘束条件

モデル概要	境界条件、拘束条件
<p>○モデル化範囲 使用済燃料プール、蒸気乾燥器・気水分離器ピット及びダイヤフラムを含めて 360° モデル化</p>	<p>基礎スラブ及び床との境界条件</p> <p>基礎スラブとシェル部とは固定とし、シェル部及びプールガードに取り付く床スラブはそれぞれ梁要素 (ROD 要素・BAR 要素*) としてモデル化</p>
<p>○使用要素 シェル要素, ROD 要素, BAR 要素</p>  <p style="text-align: center;">応力解析モデル</p>	 <p> プールガードに取り付く床を模擬したBAR要素 外壁からの反力 シェル部に取り付く床スラブを模擬したROD要素 外壁からの反力 脚部固定 </p> <p> ※ROD要素：軸剛性のみ有する線材要素 BAR要素：軸剛性・曲げ剛性・せん断剛性を有する線材要素 </p> <p style="text-align: center;">基礎スラブ及び床スラブとの境界</p>

2. 3 既工認との差異についての考察

(1) 応力解析に弾塑性解析を採用することについて

弾塑性応力解析については、基準地震動 S_s による地震動の増大に伴い、原子炉建屋の鉄筋コンクリート構造全体としての挙動が弾塑性領域に入ると考えられることに加えて CCV 規格における許容限界が鉄筋コンクリートの塑性域のひずみであることを踏まえて、その塑性域の挙動を適切に評価するために採用するものである。ただし、先行電力を含めた既工認で採用された事例がなく、手法自体の変更となることから解析結果に与える影響も大きいと判断し、以降でその詳細について分析・検討し、今回工認で新手法として採用することの妥当性を確認することとする。なお、弾塑性解析の採用にあたって解析コードとして ABAQUS を採用しているが、汎用の有限要素解析コードであり、コンクリート製格納容器を含む鉄筋コンクリート構造物に対する既往知見もあること（詳細は、本資料「4. 材料構成則の適用性・妥当性について (2) 解析プログラム「ABAQUS」を用いた検討例」を参照）から、ここでは論点として取り上げないこととする。なお、今回工認では、添付資料として「計算機プログラム（解析コード）の概要」を添付し、その妥当性を説明する予定である。

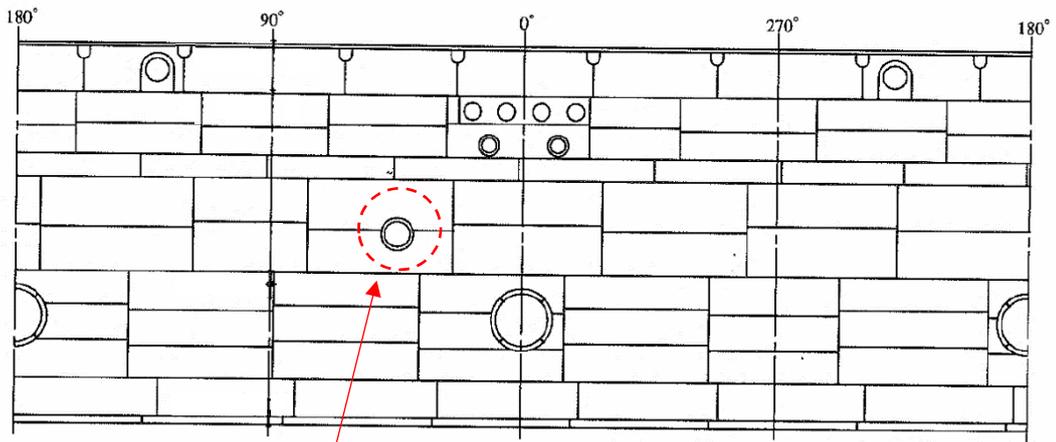
(2) 弾塑性解析の解析で事象発生順に荷重を入力することについて

弾性応力解析においては、一般に荷重の組合せ順序が解析結果に影響することはない。しかし、弾塑性応力解析についてはコンクリートや鉄筋が弾塑性領域に入った場合、荷重を入力する順序が解析結果に若干影響する。したがって、今回工認で実施する弾塑性解析においては、実際に事象の発生する順序で荷重を入力することで、実現象を捉える解析を行なう。例えば荷重状態Ⅳの荷重組合せでは、死荷重および活荷重や、運転時圧力等の常時荷重を先に入力し、次に地震荷重、地震時配管荷重等の地震発生時の荷重を入力する。これは実際の発生事象の順序を正確に評価した解析を実施するためであることから、本変更点については、特に論点としては扱わないこととする。

(3) 既工認時に半割モデルとしていたものを全周モデルとしたことについて

既工認で使用した半割モデルは、RCCV が東西軸に対してほぼ対称な構造となっていることを踏まえ、建設当時の計算機速度等を考慮して作成したものであり、北半分のみをモデル化している。また、その妥当性については、建設当時実施した構造実験のシミュレーション解析を行うことにより確認しているものである。ただし、RCCV は完全な対称構造ではなく、図 2-2 に示す通り、シェル部の開口部に差異があり、この開口部周辺の評価を正確に行うためには、全周モデルとし解析することが望ましいと考えられる。

現在の計算機速度等を踏まえると、全周モデルにより解析を実施することが可能であることから、今回工認で採用予定の解析モデルでは、弾性解析、弾塑性解析共に全周モデルを採用することとした。これは非対称条件をより正確に評価するための変更であることから、本変更点については、論点としては扱わないこととする。



非対称となる開口部

RCCV 外周展開図

図 2-2 RCCV シェル部の開口部の非対称性

(4) コンクリートの物性値（ヤング係数，ポアソン比）

コンクリートの物性値のうち，ヤング係数については，原子炉建屋の動解モデルで使用する物性値と整合の取れた値（実剛性）を採用する予定である。実剛性の設定値の妥当性については，原子炉建屋の動解モデルの審査における論点となっており，動的解析モデルの審査の中で妥当性を説明している。また，応力評価に用いるコンクリート強度としては設計基準強度を採用する方針である。

一方，ポアソン比の変更については適用規準を日本建築学会「原子炉施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」(2005)に見直したことによるものであり，同様の変更については先行審査でも認可実績があり，論点とはならないと考えている。

以上のことから，コンクリートの物性値の変更については，本資料における論点としては取り扱わないこととする。

3. 弾塑性解析を採用することの目的と論点について

3. 1 弾塑性解析を採用することの目的

弾性解析と弾塑性解析の応答性状の違いを示した概念図を図 3-1 に示す。弾性解析は、どれだけ入力が大きくなっても初期の剛性が維持され続けるという仮定での解析を実施することとなるので、入力レベルが小さい場合は実現象を精度良く再現することが出来るが、入力の増大により挙動が弾塑性領域に入るような場合、部材の塑性化により剛性が低下する現象を模擬できない。そのため、実挙動が弾塑性に入る場合に弾性解析を用いると、応力を過大に評価し、ひずみ（変形量）は過小に評価することとなる。この傾向は入力が大きくなればなるほど、より顕著になると考えられる。

今回工認では、基準地震動 S_s による地震動の増大に伴い、原子炉建屋の鉄筋コンクリート構造全体としての挙動が弾塑性領域に入ると考えられることから、入力レベルに応じた構造物の挙動を適切に評価することを目的として弾塑性解析を採用することが必要であると判断した。

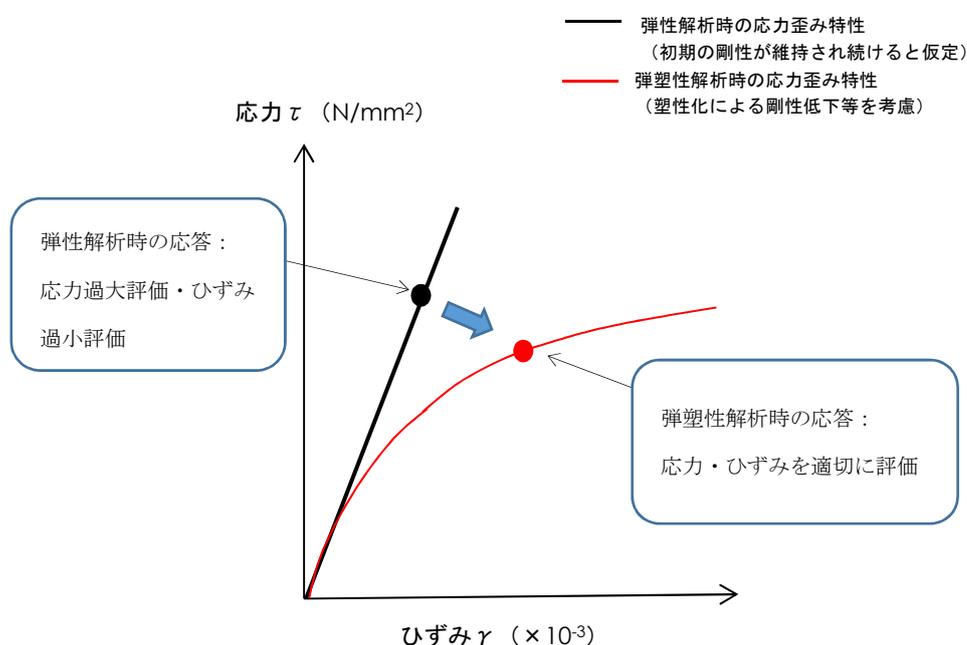


図 3-1 弾性解析と弾塑性解析の違い（概念図）

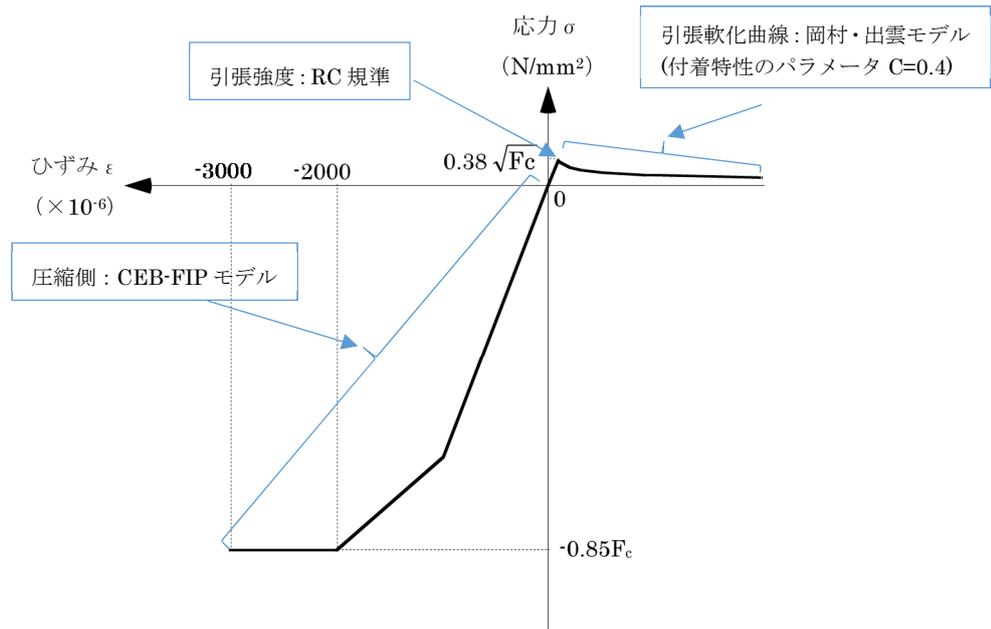
3. 2 弾塑性解析を採用するにあたっての論点

3. 1で説明したとおり、RCCVの応力解析に弾塑性解析を取り入れることによる利点としては、既工認で採用していた弾性解析では表現出来ないような大入力時の弾塑性挙動を評価できることにある。弾塑性挙動を適切に評価するにあたっては、弾塑性領域を含めた鉄筋及びコンクリートの材料構成則（材料の応力とひずみの関係をモデル化したもの）を適切に設定し解析を実施する必要があると考えられる。

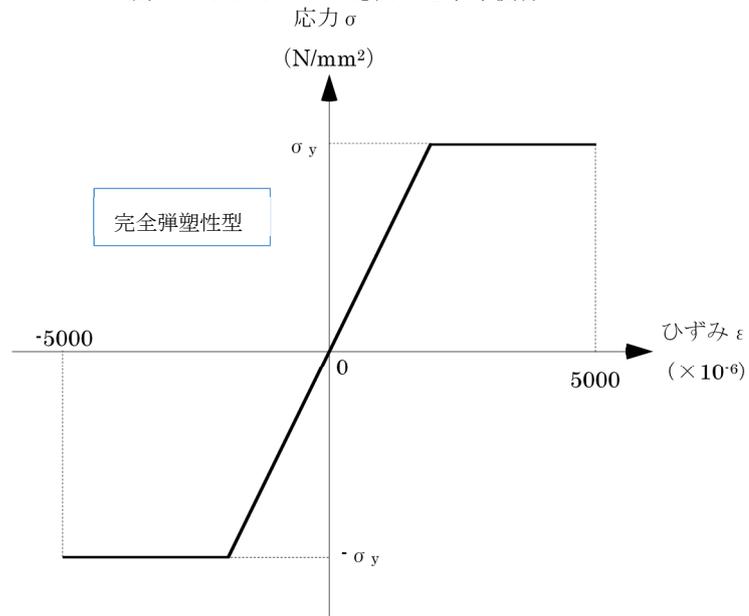
今回の工認で採用予定の材料構成則を図3-2に示す。ここで、コンクリート（圧縮側）はCEB-FIP^[1]モデル、コンクリート（引張側）はRC規準^[2]（ひび割れ点の評価）と岡村・出雲モデル^[3]（ひび割れ点以降の引張軟化曲線）、鉄筋（圧縮・引張側）は完全弾塑性型を用いているが、弾塑性挙動へ与える影響が大きいため、その設定の妥当性・適用性については十分に確認する必要があると判断し、「材料構成則の設定の妥当性」を弾塑性解析採用にあたっての論点として位置づけ、その妥当性・適用性を検討することとした。

なお、コンクリートの構成則の設定において、初期剛性については実剛性、最大応力を決める際のコンクリート強度（図3-2における $0.38\sqrt{F_c}$ 及び $0.85F_c$ の F_c の値）としては設計基準強度を採用する方針である。

また、材料構成則を適切に設定することに加え、弾塑性応力解析のもつ不確実性を踏まえ、構造物全体を対象とした実証的な試験データにより、今回工認で採用する弾塑性解析手法の妥当性・適用性についても併せて確認することとした。



(a) コンクリートの応力-ひずみ関係



(b) 鉄筋の応力-ひずみ関係

F_c : コンクリートの設計基準強度, σ_y : 鉄筋の降伏強度

図 3-2 採用予定の材料構成則

4. 材料構成則の適用性・妥当性について

RCCV の応力解析では、基準地震動 S_s による外力の増大に伴い、鉄筋コンクリート部材の塑性化が想定されることから、鉄筋コンクリートの弾塑性挙動を踏まえた適切な評価を実施するために弾塑性解析を採用する予定である。その中でも適用した材料構成則が弾塑性挙動に直結する項目であることから、弾塑性解析を採用する上での論点として位置づけ、以下で設定にあたって適用した文献の内容を整理し、その妥当性・適用性を検討する。

4.1 コンクリート（引張側）

コンクリートの引張側の材料構成則のうち、ひび割れが発生するまでのコンクリートの剛性は圧縮側の初期剛性と同様の値とし、引張強度については、RC 規準²⁾における曲げひび割れ時のコンクリート引張強度に関する記載である(4.1)式を参考に、その下限値を設定している。なお、RC 規準は、既工認でも適用実績のある規格規準である。また、今回の検討では保守的に引張強度の下限値を参照し、コンクリート引張側のエネルギー消費を低く見積もることにより鉄筋の引張側の負担が増えるように配慮しており、十分に保守的な設定であると考えられる。

$${}_c\sigma_t = (0.38 \sim 0.75)\sqrt{\sigma_b} \quad (4.1)$$

${}_c\sigma_t$: コンクリートの引張強度

σ_b : コンクリートの圧縮強度

また、ひび割れ発生後は応力再配分により力の大部分は鉄筋が負担することとなるものの、実現象としては、鉄筋とコンクリート間の付着によりひび割れ後のコンクリートも構造全体に生じる応力の一部を負担することから、ひび割れ後の性状を考慮するために、ひび割れ点以降のコンクリートの構成則として引張軟化曲線を定義している。引張軟化曲線としては、弾塑性解析で使用する計算機コード(ABAQUS)で、各種実験結果との対応が良いことが確認されている岡村・出雲モデル³⁾を採用する予定である。

岡村・出雲モデルは、既往文献における知見を参照して設定した項目であり、先行審査を含めた既工認で適用実績が無いため、以下で、モデルの概要（モデルが提唱された論文における妥当性検証の内容含む）について整理した上で、既往の検討例を整理することにより RCCV の弾塑性応力解析への適用性を検討する。

なお、コンクリートの引張側構成則については、設定値が解析結果に与える影響を確認するための検討を実施している。検討結果については、添付資料-3 に示す。

(1) 岡村・出雲モデルの概要

岡村・出雲モデルは、文献^[3]に示されるコンクリートの引張軟化曲線であり、ひび割れた鉄筋コンクリートの引張軟化曲線を評価する際に設定する。鉄筋に関係なく、ひびわれ後のコンクリートの平均応力-平均ひずみの関係を与えているのが特徴であり、下記の式により表現される。

$$\frac{\sigma_t}{f_t} = \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_t} \right)^c \quad (4.2)$$

σ_t : ひびわれと直角方向のコンクリートの平均引張応力

f_t : 2 軸応力下のコンクリートの引張強度

ε_{cr} : ひびわれ発生時の平均引張ひずみ

ε_t : ひびわれと直角方向の平均引張ひずみ

c : 付着性状を表すパラメータ

本モデルの妥当性については、原論文においても既往の実験結果との比較により検証されているため、以下ではその概要について記載する。

原論文では、(4.2)式を用いることで既往の実験（Collins-Vecchio の実験^[4]、森田・角の実験^[5]）から求められたコンクリートの平均応力-平均ひずみ曲線をほぼ再現できることを確認している（図 4-1）。ここで、付着性状を表すパラメータ c としては、鉄筋として溶接された金網を用いた Collins-Vecchio の実験^[4]では $c=0.2$ 、異形鉄筋を用いた森田・角の実験^[5]は $c=0.4$ が採用されている。なお、今回工認の RCCV の応力解析モデルでは、RCCV で用いている鉄筋が異形鉄筋であることを踏まえ、 $c=0.4$ を採用している。後述する財団法人原子力発電技術機構の原子炉格納容器信頼性実証事業における解析例でも $c=0.4$ が採用されている。

また、ひび割れ後のコンクリートの構成則として(4.2)式を用いた検討を実施し、既往の実験時の挙動を再現できるかを確認している。ここでは、既往の実験（Collins-Vecchio の実験^[4]及び青柳・山田の実験^[6]）からコンクリートの引張剛性の影響を受ける供試体を選定し、鉄筋コンクリート部材の挙動（せん断ひずみ、鉄筋のひずみ）が実験値とよく一致する結果となることを確認している（図 4-2）。このことから岡村・出雲モデルがひび割れ後の挙動をよく表現できるモデルであるとしている。

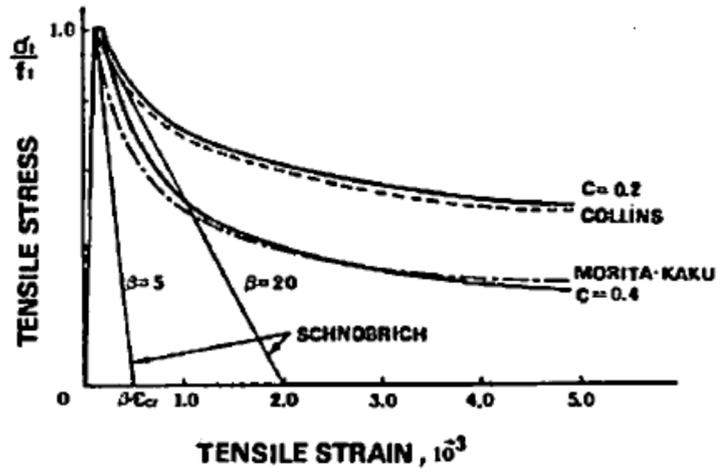


図 4-1 岡村・出雲モデルと他のモデルとの比較 ([3]より引用)

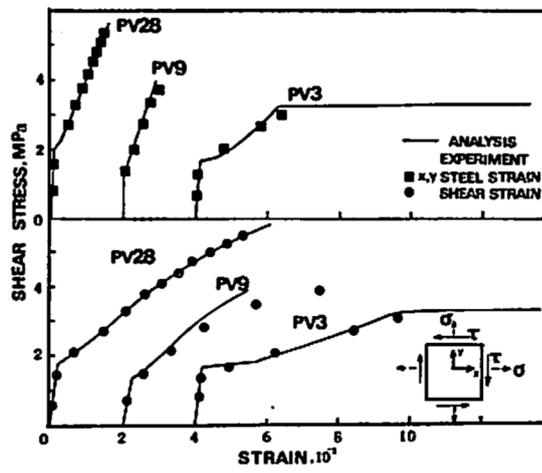


図 4-2 コンクリート引張剛性モデルの検証結果 ([3]より引用)

(2) 解析プログラム「ABAQUS」を用いた検討例

a) 日本建築学会「コンクリート系構造の部材解析モデルと設計への応用」での検討例

日本建築学会「コンクリート系構造の部材解析モデルと設計への応用」^[7]には、RCCV の応力解析でも用いる予定の解析プログラム「ABAQUS」を使用した解析例が示されている。

ここでもコンクリートの引張軟化曲線として岡村・出雲モデルを用いた検討例が示されており、既往の試験結果と解析結果との対応が良好であることが確認されている。

本文献においては、簡易要素ベンチマークテスト、梁せん断試験、床曲げ試験の検討例が示されている。以下にその概要を述べる。

梁せん断破壊試験については、既往の文献^[9]に示される試験体を模擬して、試験体中央部に鉛直方向単調荷重を変位制御で載荷する静的漸増非線形解析を実施し、ABAQUS で用いる塑性損傷モデルに係るパラメータを検討したものである（図 4-3）。ここでの検討の結論としても、コンクリートの引張軟化曲線は、岡村・出雲モデルを用いた検討ケースが文献における実験結果との対応が良好とされている。

鉄筋コンクリート床の曲げ破壊試験については、既往の文献^[10]に示される試験体を模擬し、荷重積載部に鉛直方向単位荷重を変位制御で載荷する静的漸増非線形解析を実施し、ABAQUS で用いる塑性損傷モデルに係るパラメータを検討したものである（図 4-4）。ここでの検討の結論としても、コンクリートの引張軟化曲線は、岡村・出雲モデルを用いた検討ケースが文献における実験結果との対応が良好とされている。

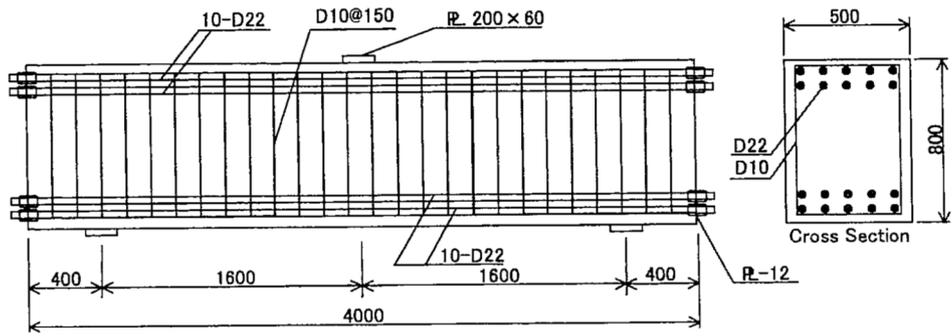


図-4.3.9 試験体諸元 (単位: mm)

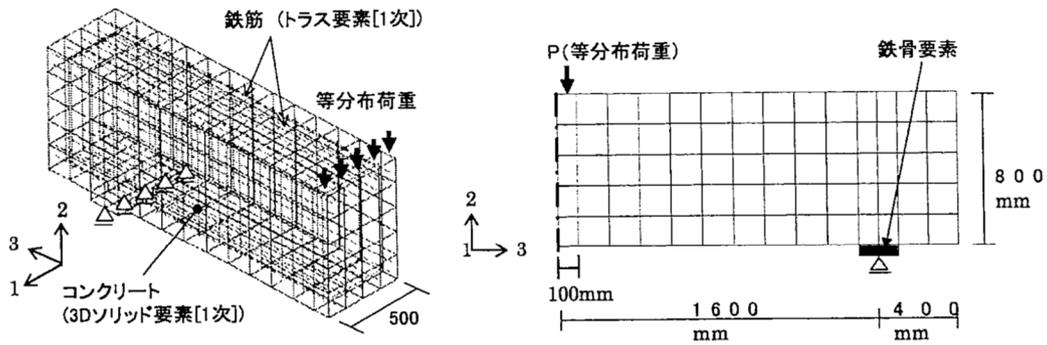


図-4.3.10 解析モデル

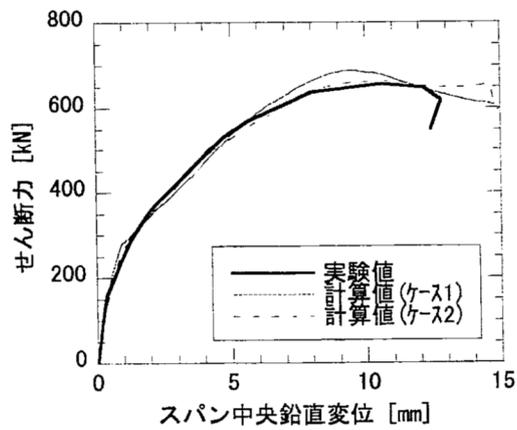


図-4.3.11 せん断力-スパン中央鉛直変位関係

図 4-3 梁せん断破壊試験に基づく検証結果 ([7]より引用)

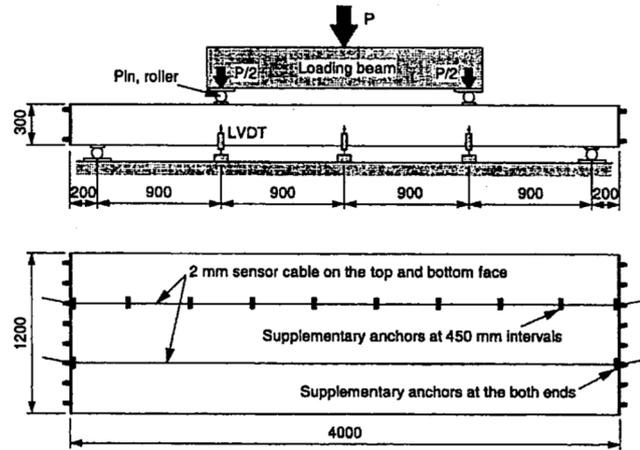


図-4.3.12 試験体諸元

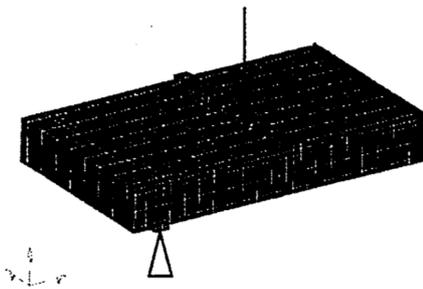


図-4.3.13 解析モデル

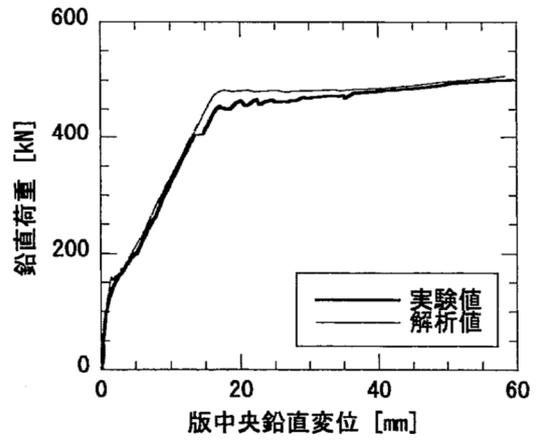


図-4.3.14 鉛直荷重—版中央鉛直変位関係

図 4-4 鉄筋コンクリートの曲げ破壊試験に基づく検証結果 ([7]より引用)

b) 原子炉格納容器信頼性実証事業における検討例

財団法人原子力発電技術機構が実施した原子炉格納容器信頼性実証事業^[11]においても、基礎要素特性試験（二軸引張基礎要素特性試験）の結果を用いて、ABAQUSによる検討を実施しており、そこで得られた知見として、コンクリートの構成則特性については、出雲式が実験との整合が良いと記載されている。試験及び解析の概要を以下に示す。

基礎要素特性試験は、RCCVの限界挙動を評価する解析モデルの妥当性検証を主たる目的として実施されたものであり、RCCVにおいて想定される破損部位とモードを踏まえて試験内容が設定されている。RCCVの破壊想定部位及びモードは図4-5に示す通りとしており、この内、局所的な損傷が大きくなる領域（円筒壁脚部：面外せん断、面外曲げ、大開口部：引張、トップスラブ開口部：円周方向引張曲げ、トップスラブ隅角部：面外せん断、面外曲げ）に対しては、部分詳細モデルを用いた解析を実施し、特に、円筒壁における大開口部周りでは、開口部周りの厚板部と薄板の接合部等の開口部を構成する補強部材等の影響で、ライナにひずみ集中が発生することが想定された。このため、開口部及び周囲の鉄筋コンクリート/ライナ性状を模擬した2軸引張試験が実施されることとなったものである。

試験ではRCCVの開口部及び周囲の鉄筋コンクリート/ライナ性状を模擬した試験体（ライナ有り・無し）の2種類の試験体を直角2方向に引張加力し、その構造的挙動を確認している。試験体の材料（鉄筋、コンクリート）は実機と同等のものを用いており、配筋についても実機をできる限り忠実にモデル化している。試験体の縮尺は、ライナの破損を評価するためにはできるだけ大きな縮尺が望ましいとして、1/2倍としている。試験体形状及び加力装置を図4-6に示す。

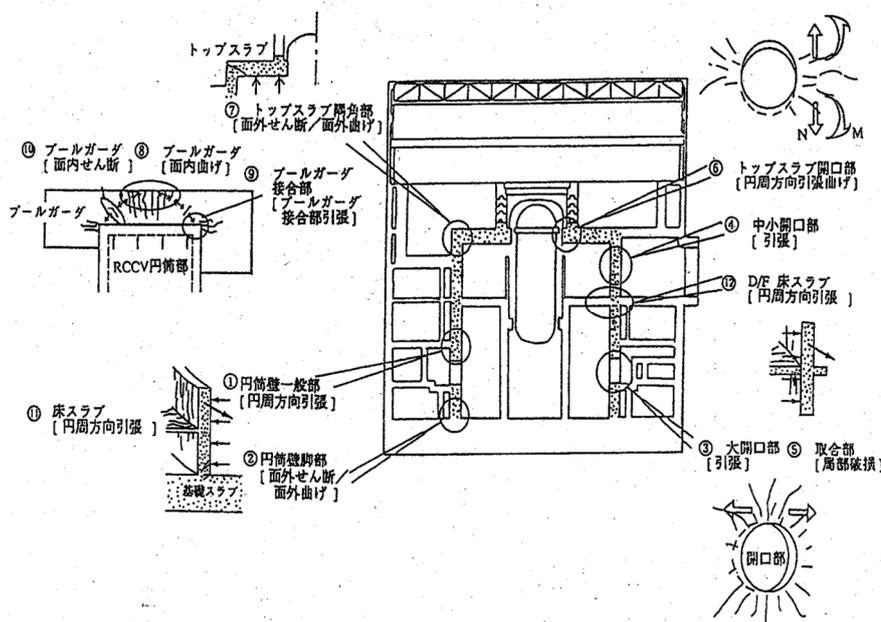
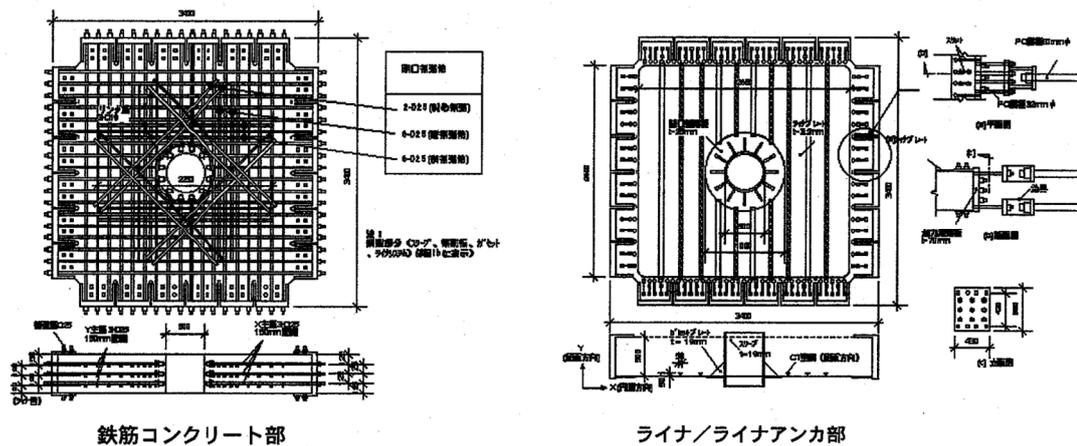
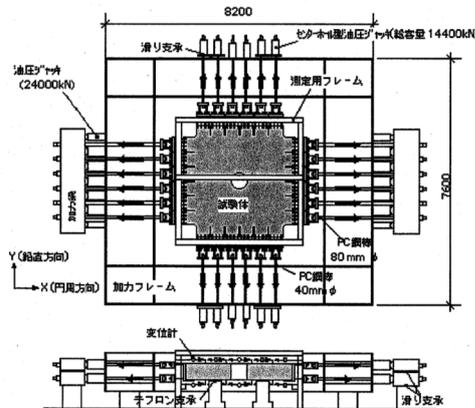


図 4-5 RCCV の破損想定部位とモード ([11]より抜粋)



試験体形状



試験装置

図 4-6 二軸引張基礎要素特性試験の試験体及び試験装置 ([11]より抜粋)

実験結果を踏まえた解析としては、荷重分布・材料物性・構成則・要素の種類（シェル要素，ソリッド要素）・ライナアンカのモデル化が及ぼす影響について検討が行われている。シェル要素での検討は、解析コード LASHET(清水建設（株）所有)，ソリッド要素での検討では、解析コードとして ABAQUS が使用されている。

ソリッド要素モデルは、開口部周りや円筒部脚部，トップスラブ隅角部を対象とする解析に用いられており，検討にあたっては，図 4-7 に示す通り，ライナ無しの RC のみのモデルとライナ有りのモデルが作成されている。ライナ無しのモデルはコンクリートの引張強度とテンションステイフニング特性（引張軟化曲線）をパラメータとして解析し，シェル要素モデルと解析精度の比較が行われている。

解析結果を図 4-8 に示す。この解析から得られた知見のうち，コンクリート構成則特性については，出雲式(岡村・出雲モデル)が実験との整合が良いとされている。

なお，NUPEC による解析において，岡村・出雲モデル適用時の付着性状を表すパラメータは，岡村・出雲モデルの原論文で異形鉄筋に対する適用性が確認されている $c=0.4$ が使用されている。

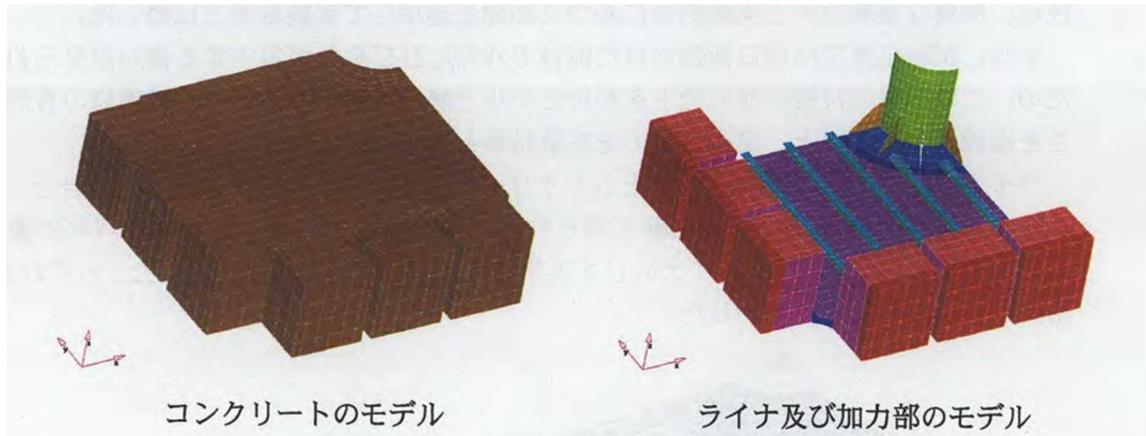


図 4-7 ソリッド要素による解析モデル ([11]より抜粋)

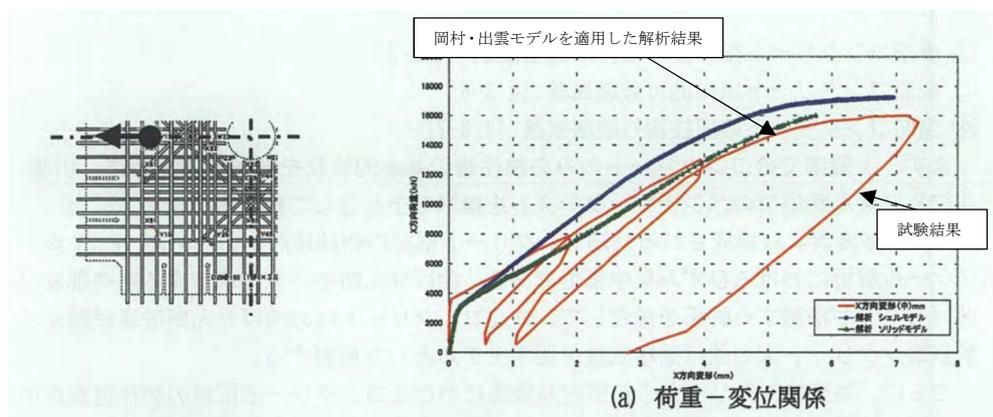


図 4-8 解析結果 ([11]より抜粋、加筆)

(3) 岡村・出雲モデルの RCCV 応力解析への適用性について

岡村・出雲モデルは、提案時より既往の複数の実験結果を用いて妥当性が十分に検証されていること、また、今回使用する解析プログラム「ABAQUS」を用いた検討例でも RCCV 実機を想定した試験体を含めた各種実験結果との対応が良好とされていることから、3次元 FEM モデルによる弾塑性応力解析を実施する際のコンクリート（引張側）の構成則（引張軟化曲線）として、採用することは妥当であると考えている。

4.2 コンクリート(圧縮側)

コンクリートの圧縮応力度とひずみの関係は、「発電用原子力設備規格コンクリート製原子炉格納容器規格 JSME S NE1-2003」(以下、CCV 規格という)の図 CVE3511.2-1 を参考にした上で、パラボラ型の応力歪み曲線を想定するにあたって標準的な CEB-FIP Model code⁹⁾に基づき設定している。

CEB-FIP Model code¹⁾におけるコンクリート(圧縮側)の構成則は以下の(4.3)式により規定されている。なお、(4.3)式に基づく場合、6, 7号炉のコンクリート圧縮強度は 50MPa(N/mm²)以下であるため、終局ひずみは 0.0035 となるが、CCV 規格における終局ひずみは 0.003 であるため RCCV の応力解析で用いるのは 0.003 までの範囲内とする。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{cd} &= 0.85f_{cd} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 \right] && (\varepsilon_c < \varepsilon_{c1} \text{ の場合}) \\ \sigma_{cd} &= 0.85f_{cd} && (\varepsilon_{c1} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \text{ の場合}) \\ \sigma_{cd} &= 0 && (\varepsilon_{cu} < \varepsilon_c \text{ の場合}) \end{aligned} \right\} \quad (4.3)$$

ここで、 $\varepsilon_{c1} = 0.002$,

$\varepsilon_{cu} = 0.0035$ ($f_{ck} \leq 50\text{MPa}$ の場合) ,

$\varepsilon_{cu} = 0.0035 \left(\frac{50}{f_{ck}} \right)$ ($50\text{MPa} \leq f_{ck} \leq 80\text{MPa}$ の場合) とする。

σ_{cd} :コンクリートの応力, ε_c :コンクリートのひずみ, ε_{cu} :コンクリートの終局ひずみ, f_{cd} , f_{ck} :コンクリート圧縮強度

既工認において、荷重状態IVに対する RCCV の応力解析は弾性解析であったが、応力解析から求まる応力(膜力、曲げモーメント等)をもとにコンクリートの圧縮ひずみを算定する際、パラボラ型の応力歪み曲線を仮定している。既工認「原子炉格納容器コンクリート部の耐震性についての計算書」から関連箇所の抜粋を図 4-9 及び図 4-10 に示す。ここで設定したパラボラ型の応力歪み曲線は、今回と同様に CEB-FIP Model Code に基づき設定している。なお、既工認と今回工認で参照した CEB FIP Model Code は同じものであるものの、前掲した図 3-2 に示したとおり、今回工認では折れ線近似している。折れ線近似することの考え方は添付資料-4 に示す。

以上のことから、コンクリートの圧縮側の弾塑性特性については、CEB-FIP Model Code⁹⁾に基づき設定することは妥当であると考えている。

4.3 鉄筋(引張側, 圧縮側)

鉄筋の非線形特性については、CCV 規格(CVE-3511.2 の記載)に基づき完全弾塑性型として設定している。

既工認において、荷重状態IVに対する RCCV の応力解析は弾性解析であったが、応力解析から求まる応力をもとに鉄筋の圧縮及び引張ひずみを算定する際、完全弾塑性型を仮定している。既工認「原子炉格納容器コンクリート部の耐震性についての計算書」から関連箇所の抜粋を図 4-9 及び図 4-10 に示す。

以上のことから、3次元 FEM モデルによる弾塑性応力解析を実施する際の鉄筋(引張側, 圧縮側)の材料構成則として、採用することは妥当であると考えている。

(b) 荷重状態Ⅳ

荷重状態Ⅳにおいて生ずる膜力及び曲げ応力によるひずみは次による。

・ コンクリートの圧縮ひずみが、0.003を超えないことを確認する。

・ 鉄筋の引張ひずみ及び圧縮ひずみが、0.005を超えないことを確認する。

・ コンクリート及び鉄筋のひずみは、次により算定する。

イ、ひずみは、中立軸からの距離に比例する。

ロ、コンクリートの圧縮応力度とひずみの関係は放物線とし、
・ コンクリートの最大圧縮応力度は、コンクリートの設計基準強度の0.85倍の値(280kg/cm²)とする。

ハ、コンクリートの引張強度は無視する。

ニ、鉄筋の応力度とひずみの関係は完全弾塑性型とし、鉄筋の
・ 最大引張応力度及び最大圧縮応力度は、表2-3に示す鉄筋の許容応力度であって荷重状態Ⅲの値とする。

この場合、膜力は、荷重状態Ⅰ、荷重状態Ⅱ及び荷重状態Ⅲと同様に等価膜力を用いる。

図5-9に断面内応力度分布の概念図を示す。

図 4-9 既工認からの抜粋 (RCCV シェル部の検討を例示)

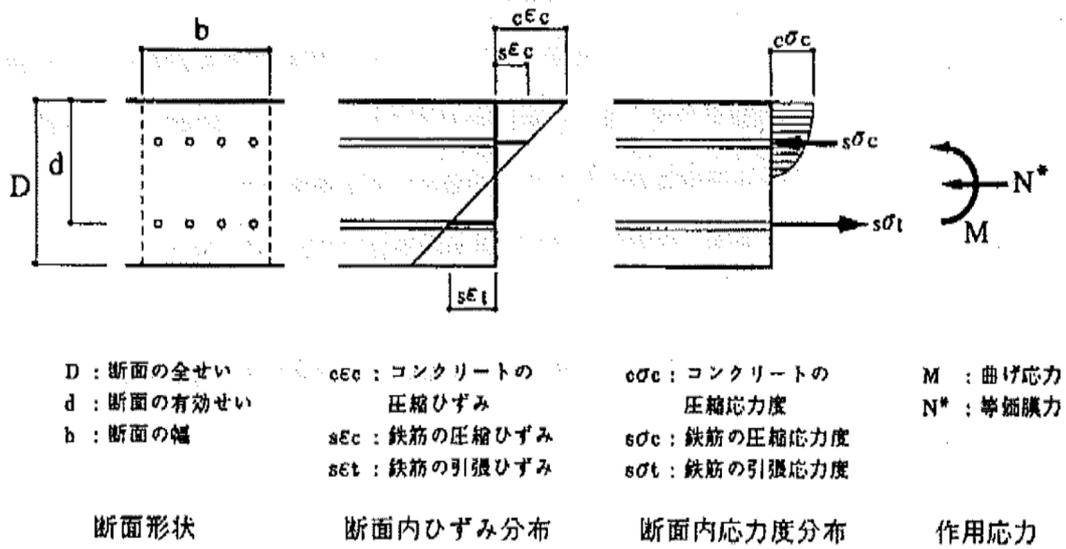


図5-9 シェル部断面内応力度分布概念図(荷重状態Ⅳ)

図 4-10 既工認からの抜粋 (RCCV シェル部断面内応力度分布概念図を例示)

5. 既往試験結果に基づく弾塑性応力解析の妥当性・適用性

弾塑性応力解析手法が有する不確かさを踏まえ、既往知見（試験及びシミュレーション解析）について整理した上で、これらの試験における解析結果と今回工認で採用予定の RCCV の解析条件について比較することにより、RCCV に対して弾塑性応力解析を適用することの妥当性・適用性を確認する。

検討に用いる既往知見としては、財団法人 原子力発電技術機構（NUPEC）の原子炉格納容器信頼性実証事業において実施された、プレストレストコンクリート製格納容器（以下、PCCV とする）の耐圧実証試験^[11]を選定した。

本章の検討は、弾塑性応力解析手法が有する不確かさを踏まえた上で、構造物全体を対象とした解析に弾塑性解析手法を適用することの妥当性を実証的なデータに基づき確認することであるため、PCCV 耐圧実証試験は、対象が PCCV であるものの、1/4 縮小の格納容器全体を対象とした試験であり、試験体を終局状態まで載荷し弾塑性挙動を確認していること、また、今回工認で採用予定の解析コード（ABAQUS）によるシミュレーション解析を実施していることから、弾塑性応力解析の妥当性・適用性を確認するために参照する解析例としては適切な事例であると判断した。

5. 1 構造物全体を対象とした既往試験による弾塑性応力解析の妥当性確認

財団法人 原子力発電技術機構による原子炉格納容器信頼性実証事業の中で行なわれた構造挙動試験のうち、PCCV に関して、試験および解析評価の概要について以下で整理する。本試験では PCCV プラント構造を対象にシビアアクシデント時のアクシデントマネジメント（以下、AM とする）条件下での格納容器の躯体限界圧挙動および漏えい挙動を評価するために実験的実証および構造限界圧挙動解析モデル化技術の精度向上が検討されている。

試験にあたっては、PCCV 構造の 1/4 縮尺モデルを制作し、常温で高圧窒素ガスを準静的に注入することにより、躯体限界圧挙動およびライナの限界圧時の漏えい挙動を実験的に把握することを目的として試験が行われている。試験体の形状および主要諸元を図 5-1 に示す。縮尺 1/4 の本試験体は、基礎板、円筒胴部、ドーム部より構成されている。

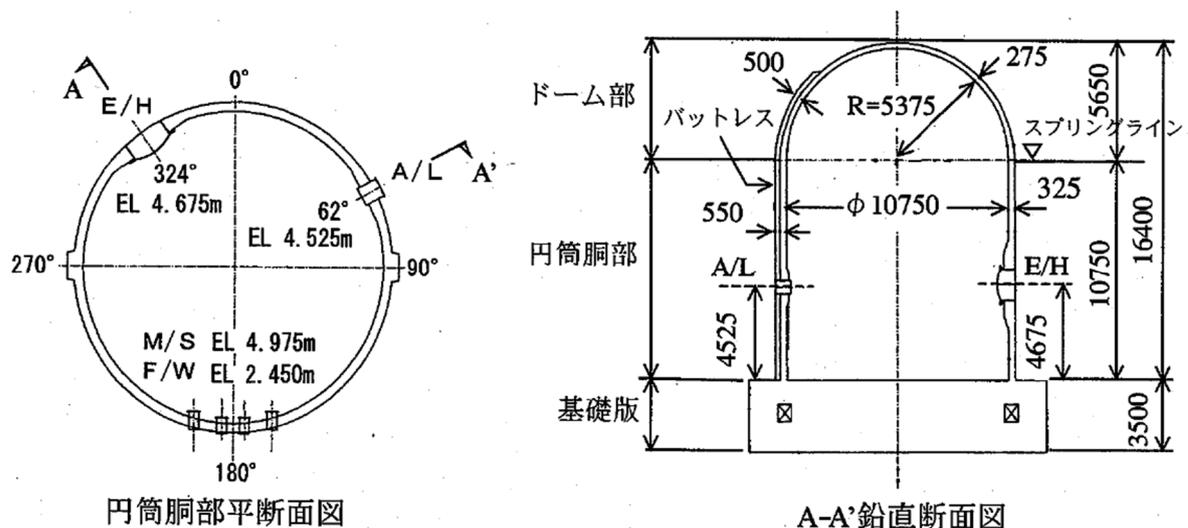


図 5-1 試験体外形図と主要諸元（[11]より引用）

限界圧構造挙動試験（LST）では、SA 時の AM 条件下での格納容器の躯体限界圧挙動を評価することを目的として、最大で 3.3Pd まで加圧されている。限界圧構造挙動試験（LST）に対しては、格納容器の半径方向および頂部鉛直方向の変形に着目して試験結果と解析結果の比較を行っており、解析モデルとしては、図 5-2 に示すようなシェル要素モデルが使用されている。構造物全体に対する解析で使用する解析コードとしては、ABAQUS と FINAL が使用されているが、以下では ABAQUS に着目する。

コンクリート・ライナは積層シェル要素、鉄筋は積層シェル内に鉄筋層、テンドンについては要素軸方向の剛性のみ有する梁要素としてモデル化されている。図 5-3 にシミュレーション解析結果（内圧－変位関係）を示す。実験と解析による载荷挙動を比較すると、ABAQUS による解析で対象範囲としている最大圧力に至るまでの試験結果の変位挙動が良好に模擬されており、適正な材料構成則を使う限りはほぼ妥当な評価ができ、実機の評価において ABAQUS を適用することは妥当であるとされている。

以上より、解析条件を適切に設定することにより、弾塑性応力解析で妥当な結果が得られることが確認できる。

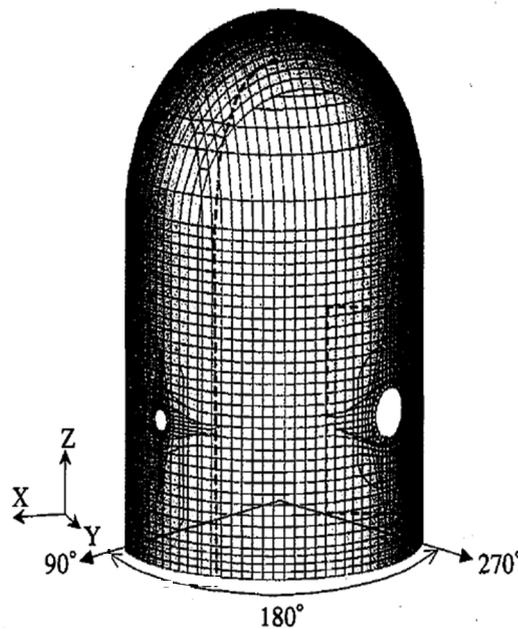


図 5-2 全体解析モデル（[11] より引用）

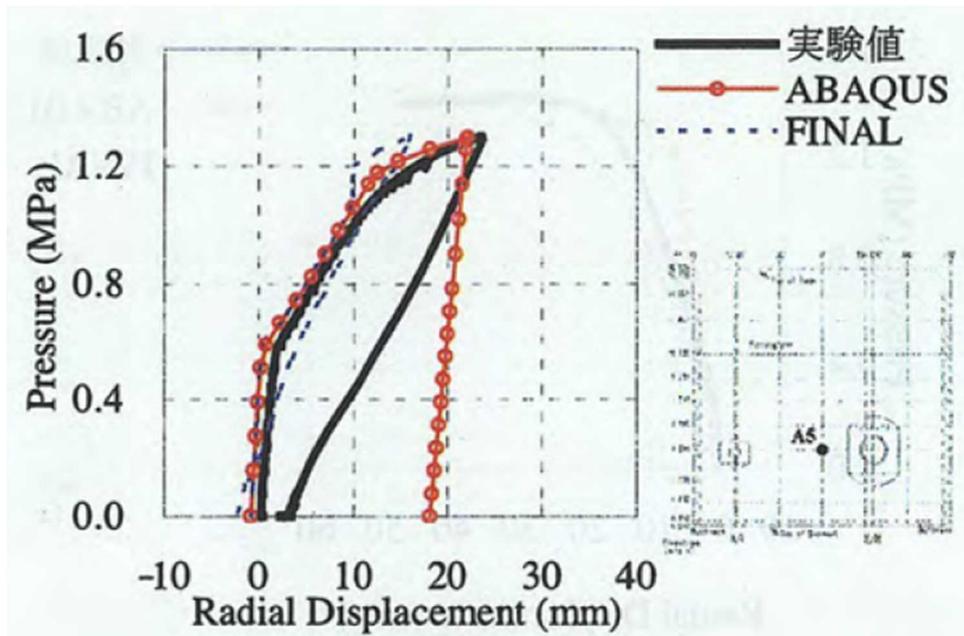


図 5-3 内圧—半径方向変位関係 ([11] より引用)

5. 2 今回工認における弾塑性解析手法の妥当性・適用性の確認

今回工認と 5.1 で整理した限界圧構造挙動試験（LST）における弾塑性解析手法の比較結果を表 5-1 に示す。これより、モデル化、解析手法、解析コード、材料構成則について今回工認と限界圧構造挙動試験（LST）の解析手法に大きな差異は無く、同様の弾塑性解析手法であることが確認できる。

構造物全体を対象とした試験のシミュレーション解析により妥当性が確認されている弾塑性解析の諸条件と今回工認で採用する予定の解析条件について比較した結果、設定条件や手法に有意な差が無いことが確認出来たことから、今回工認で採用する予定の弾塑性解析手法は妥当であり、また、参照した試験が構造物全体を模擬した縮小試験体によるものであることから、同様の弾塑性解析手法を RCCV 全体を対象とした弾塑性解析に適用することは可能であると考えられる。

以上より、RCCV に対して弾塑性応力解析を適用することの妥当性・適用性を確認した。

表 5-1 今回工認と限界圧構造挙動試験 (LST) における弾塑性解析手法の差異

項目		KK67RCCV(今回工認)	限界圧構造挙動試験 (LST)	差異の考察	
モデル化	メッシュサイズ	モデル全体で概ね 1~2m 程度 (開口周辺等はさらに細分割)	モデル全体で概ね 0.38m 程度 (開口周辺等はさらに細分割)	LST 試験体は 1 / 4 縮尺であり、円周方向の分割数としては同等	
	要素タイプ	シェル要素：シェル部，トップスラブ部 ROD 要素，BAR 要素：境界条件の設定に使用	シェル要素：円筒胴部，ドーム部 梁要素：テンドン	格納容器構造の違いによる差異であり、論点として扱う必要なし	
解析手法		・3次元 FEM モデルを用いた応力解析	同左	—	
解析コード		・ABAQUS (弾塑性解析)	同左	—	
構成則	コンクリート	圧縮側 応力-ひずみ	折れ線近似 (CEB-FIP Model Code1990)	折れ線近似 (修正 Kent&Park)	両者とも折れ線近似しており、条件としては同等
		引張側 応力-ひずみ	岡村出雲モデル (c=0.4) (テンションスティフニング特性)	同左	—
	鉄筋	応力-ひずみ	完全弾塑性型	同左	—

6. まとめ

原子炉格納容器コンクリート部の応力解析で採用予定の解析モデルについて、既工認との手法の差異を整理した。論点として、弾塑性挙動に与える影響が大きい材料構成則（鉄筋、コンクリート）を抽出した。その上で適用文献の内容を整理し、その適用性・妥当性を確認した。

また、弾塑性解析手法の不確かさを踏まえ、構造物全体を対象とした試験のシミュレーション解析により妥当性が確認されている弾塑性解析の諸条件と今回工認で採用する予定の解析条件について比較し、弾塑性解析手法としての妥当性・適用性を確認した。

以上より、今回採用予定の応力解析モデルの妥当性を確認した。

<参考文献>

- [1] Comite Euro-International du Beton : CEB-FIP MODEL CODE 1990 (DESIGN CODE),1993
- [2] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説-許容応力度設計法-1999, 1999年
- [3] 出雲, 島, 岡村：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学, Vol.25, No.9.1987.9
- [4] M.P.Collins, F.J. Vecchio: The response of reinforced concrete to in-plane shear and normal stresses, University of Toronto, March 1982
- [5] 森田司郎・角徹三：鉄筋コンクリート部材の引張試験による付着効果の研究, セメント技術年報, Vol.18, pp.426-430, 昭 39
- [6] 山田一字・青柳征夫：ひび割れ面におけるせん断伝達, 第 2 回 鉄筋コンクリート構造物のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, pp.19-26, 1983.10
- [7] 日本建築学会：コンクリート系構造の部材解析モデルと設計への応用, 2008 年
- [8] 美原義徳：「ABAQUS V6.3 における塑性損傷論に基づくコンクリートモデルについて」, ABAQUS 国内ユーザーズミーティング 2002 講演論文集, pp.59-68, 2002
- [9] Saito,H et al. : Ultimate strength of reinforced concrete members subjected to transient high temperature distribution, Transactions of the 12th international conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT), Volume H, pp.31-36, Aug. 1993
- [10] Kumagai,H. et al.:Fiber optic distributed sensor for concrete structures, Proceeding of the 1st fib Congress, Session 15, pp.179-184,2002
- [11] 財団法人 原子力発電技術機構：重要構造物の安全評価(原子炉格納容器信頼性実証事業)に関する総括報告書, 平成 15 年 3 月

添付資料－1 有効性評価における RCCV 検討時の評価モデルとの差異について

1. 有効性評価における RCCV 検討時の評価モデルとの差異について

有効性評価で説明した 200°C2Pd 条件の解析モデルと今回申請の耐震設計で用いる解析モデル、加えて、工認段階の重大事故評価で用いる解析モデルについて、主な差異を表 1-1 に示す。主な差異として、構成則設定時のコンクリート強度を実強度から設計基準強度に見直すこと以外にも、重大事故評価用の解析モデルで RCCV と基礎版とを一体化させることやライナプレートの弾塑性特性を考慮することが挙げられる。

表 1-1 解析モデルの差異

条件	設置許可	今回工認	
	①有効性評価 (200°C2Pd 評価)	②重大事故 評価条件	③設計基準 耐震設計条件
コンクリート剛性	実剛性	実剛性	実剛性
コンクリート強度	実強度	設計基準強度	設計基準強度
境界条件	RCCV 脚部固定	基礎版と一体化	RCCV 脚部固定
ライナプレート	弾性(温度依存性非 考慮)	弾塑性 (温度依存性 考慮)	無し*

※温度荷重モデルでは、ライナを弾性（温度依存なし）でモデル化

2. 条件の違いが既往の評価結果に与える影響について

今回工認における重大事故評価については、表 1-1 の条件②を用いて実施する予定であるが、一方で有効性評価時に RCCV の 200°C2Pd 条件時の構造健全性について、条件①で実施した解析結果を元に説明している。そこで仮に条件②を採用した場合でも、有効性評価で説明した 200°C2Pd 時の RCCV の評価結果へ与える影響がないことを確認するために、条件②による 200°C2Pd 時の評価を実施することとした。

条件①（有効性評価時）と条件②について、シェル部及びトップスラブ部の一般部での鉄筋のひずみ分布及びコンクリートの最小主ひずみ分布を比較した結果を図 2-1～4 に示す。

条件②による評価の場合、有効性評価時と若干傾向が異なる部分はあるものの、鉄筋の大部分は降伏ひずみに達しておらず、一部の要素で局所的に降伏ひずみに達している程度であり、破断までには十分な余裕があり、コンクリートは、ひび割れは発生しているものの、圧縮ひずみは 2000 μ よりも小さく、破壊までには十分な余裕があることが評価できる。また、条件①による評価の場合も同様の考察となる。

以上より、仮に条件②を採用して 200°C2Pd 条件による解析を実施した場合でも、既往の有効性評価時と同様の結論が得られることが確認できることから、有効性評価時の RCCV

の限界温度・圧力として 200°C2Pd を用いることを妥当と判断した解析結果には与える影響がないことを確認した。

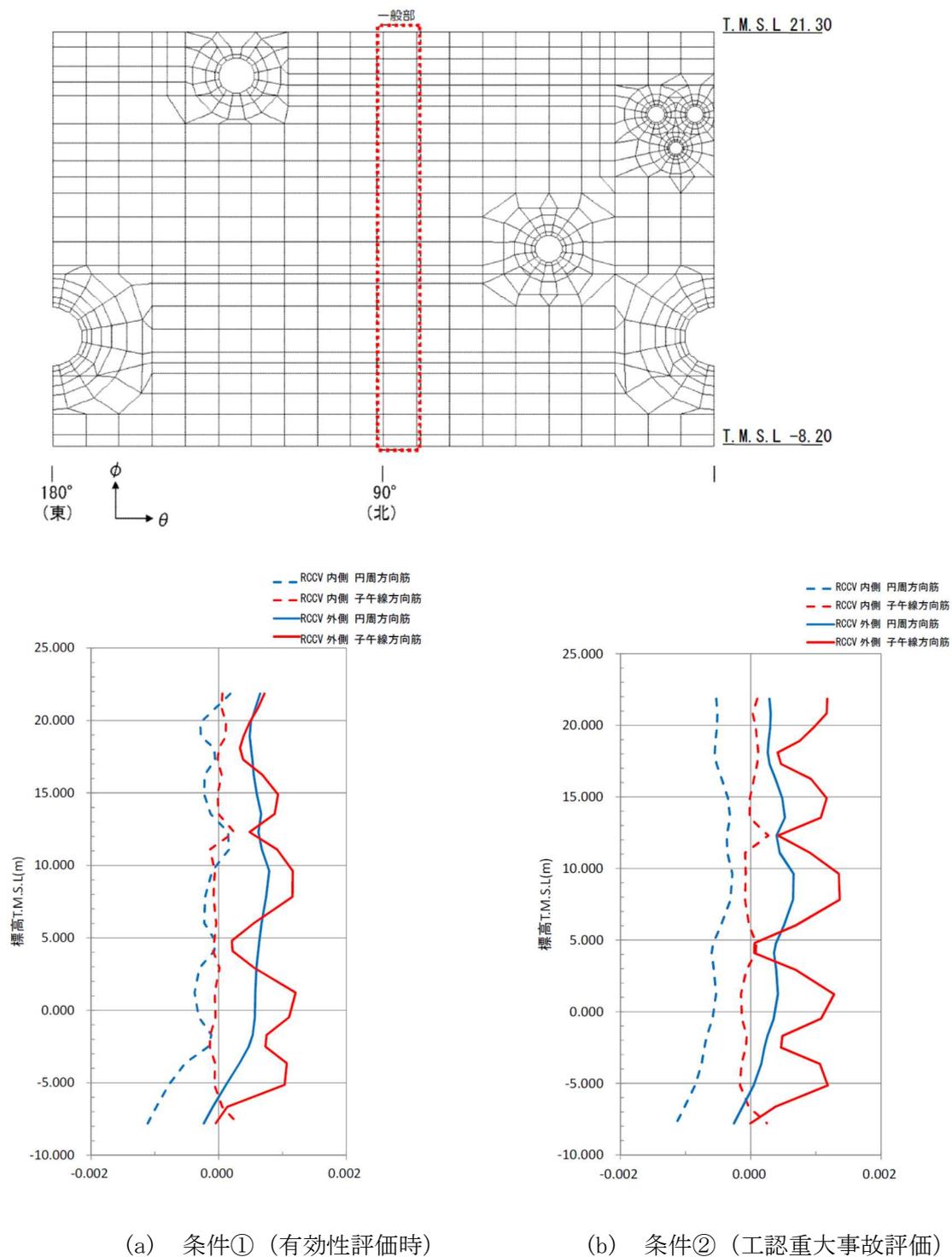
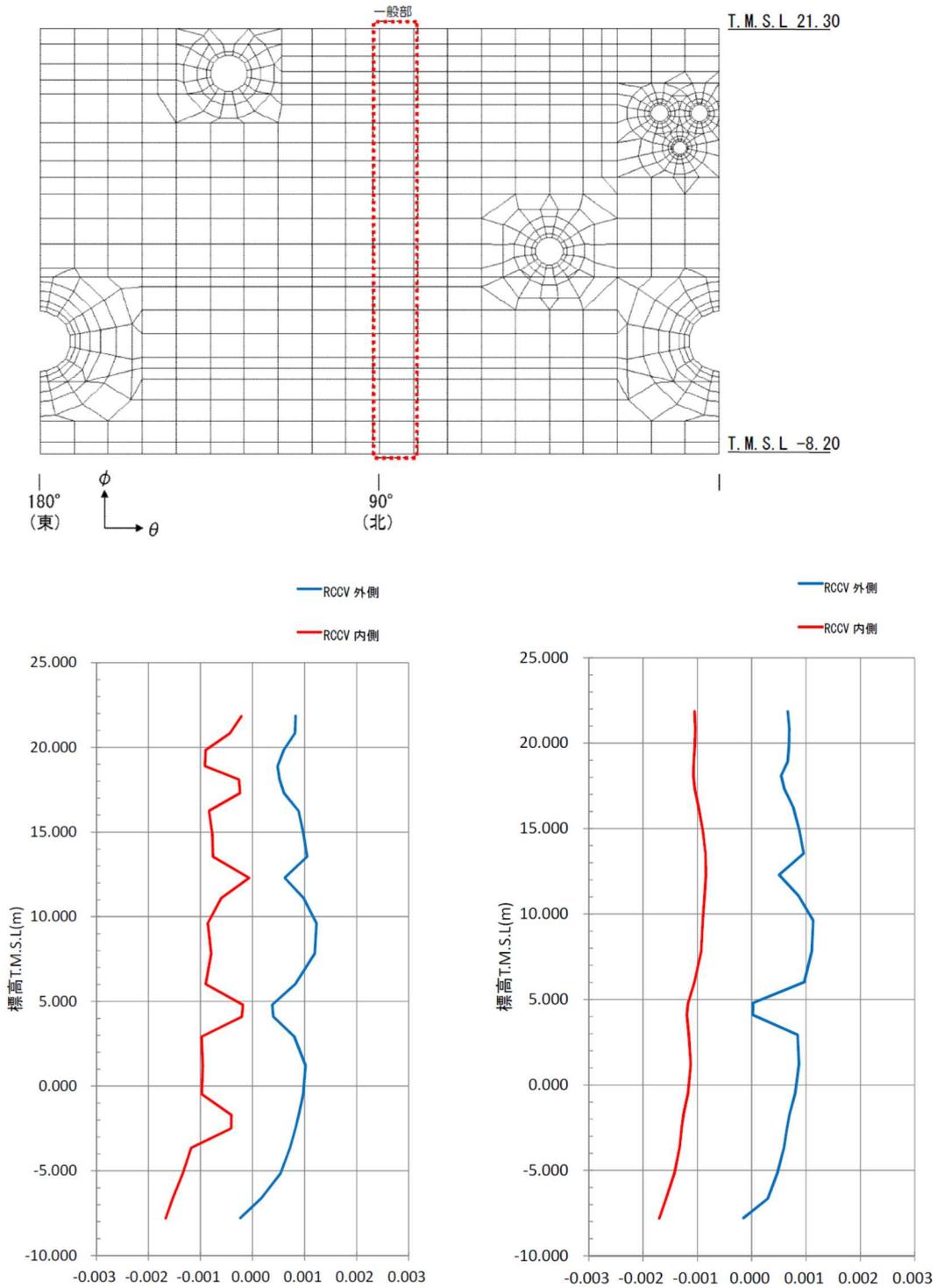


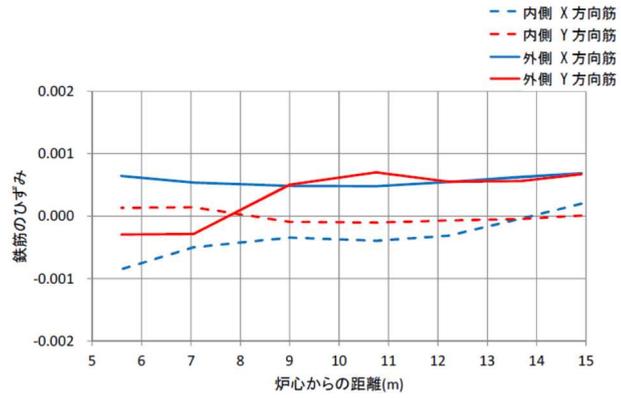
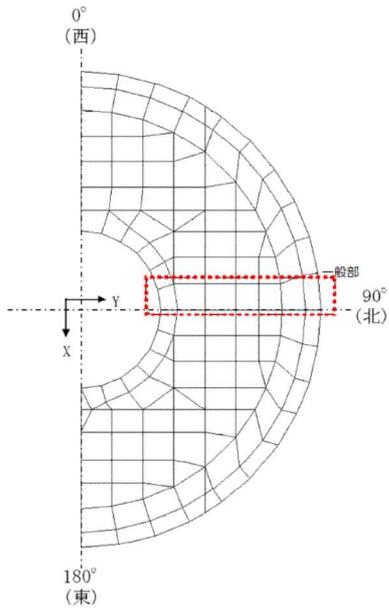
図 2-1 シェル部の一般部での変形状態 (鉄筋のひずみ)



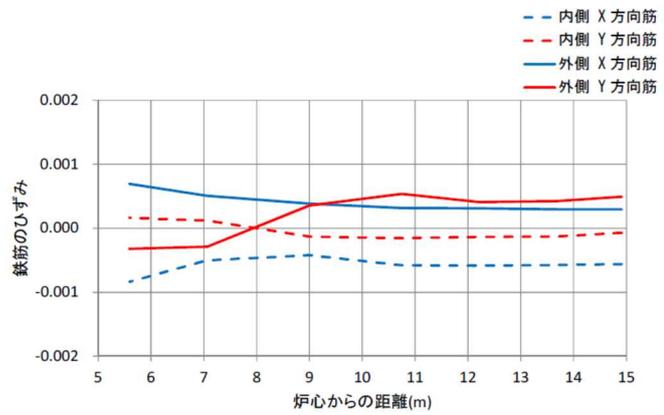
(a) 条件① (有効性評価時)

(b) 条件② (工認重大事故評価)

図 2-2 シェル部の一般部での変形状態 (コンクリートの主ひずみ)

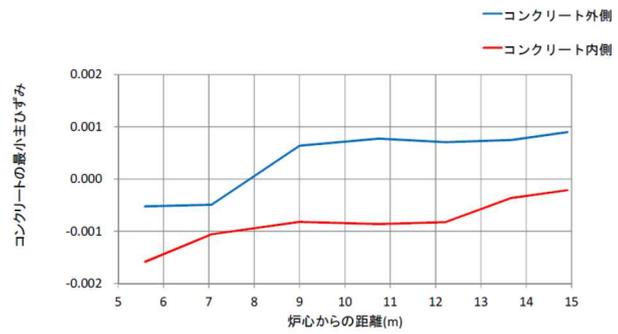
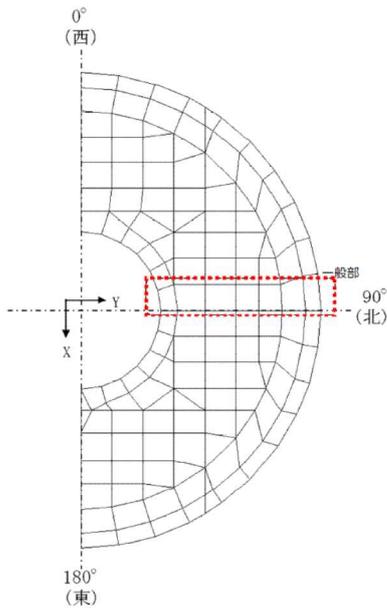


(a) 条件① (有効性評価時)

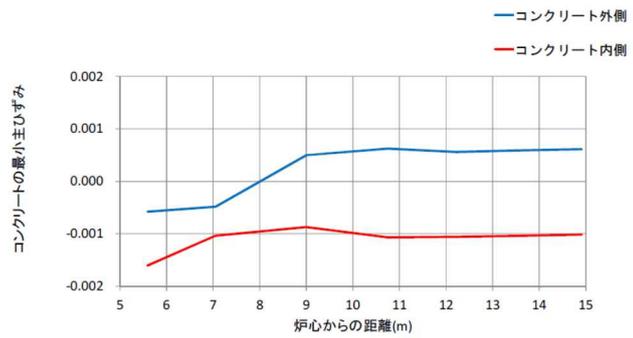


(b) 条件② (工認重大事故評価)

図 2-3 トップスラブ部の一般部での変形状態 (鉄筋のひずみ)



(a) 条件① (有効性評価時)



(b) 条件② (工認重大事故評価)

図 2-4 トップスラブ部の一般部での変形状態 (コンクリートの主ひずみ)

添付資料－２ CCV 規格における許容限界設定の考え方について

CCV 規格における荷重状態Ⅳのコンクリート及び鉄筋のせん断ひずみの許容限界設定の考え方について以下に示す。

1. コンクリート

CCV 規格において荷重状態Ⅳのコンクリートのひずみの許容値としては、 $0.003(3000\mu)$ が採用されている。

これは、American Concrete Institute「Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-02)」の Chapter 10 Flexural and axial loads の記載に基づき設定されている。

コンクリートのひずみが 3000μ に達した状態は、最大圧縮強度時のひずみ (2000μ 程度) を超えた応力下降域 (軟化域) の状態にあり、若干のひび割れが入っているものの、ある程度の強度を有している状態である。また、一般的に、コンクリートのひび割れは、スリット状ではなく、複雑な形状で生じるため、放射線の低減効果が期待でき、遮へい性能にあたる影響は無い。

なお、コンクリートの最大圧縮強度については、American Concrete Institute「Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-02)」の Chapter 10 Flexural and axial loads の記載に基づき、 $0.85F_c$ (設計基準強度の 0.85 倍) に制限しており、実際のコンクリートの最大圧縮強度に対して余裕を見込んだ数値が設定されている。

2. 鉄筋

CCV 規格において荷重状態Ⅳの鉄筋のひずみの許容値としては、 $0.005(5000\mu)$ が採用されている。

鉄筋のひずみを 5000μ とした理由について、CCV 規格の解説に「部材の変形が過大にならないように配慮して定めた」とし、「一般的に多く使用されている SD345 および SD390 の降伏ひずみ (中略) は 0.0017 及び 0.0019 であり、鉄筋の最大ひずみはこれら降伏ひずみの 2 から 3 倍程度とした」と記載されている。

一般に、鉄筋のひずみが 5000μ に達した状態は、降伏ひずみの $2\sim 3$ 倍程度であり、最大引張強度に至るまでには程遠い状態である。また、JIS に示される鉄筋の機械的性質としては、SD345 及び SD390 の場合、伸びが $16\sim 19\%$ ($160000\sim 190000\mu$) 以上とされており、 5000μ は破断に対しても十分余裕のある状態にあるといえる。

3. 気密性について

原子炉格納容器内部の機器から放出される放射性物質等の有害な物質の漏洩を防止するために、RCCV には鋼製のライナプレートが内張りされており、気密性はライナプレートにより担保されている。なお、柏崎の 6,7 号炉の場合、材質は SGV49 及び SUS304L であ

る。

CCV 規格によれば、ライナプレートは、「鉄筋コンクリート部の変形およびコンクリートとの温度差により強制されるような自己制御的ひずみ」に対して、「漏えいを生じることなく追従できる変形性能を有していればよいことから、ひずみを制限すること」としており、米国機械学会：「ASME Boiler & Pressure Vessel Code Section III Div.2」(2001)に基づき、ひずみについての許容値（表 3-1）が設定されている。

表 3-1 に示される許容値は、鋼材の降伏ひずみの数倍程度であり、破断に対しては十分余裕のある状態にあると言え、CCV 規格におけるライナプレートの許容ひずみは、耐漏えい性能を十分に確保することができる数値であると考えられる。

なお、JIS に示される SGV49（現在の SGV480 に相当）の伸びは 17～21%（170000～210000 μ ）、SUS304L の伸びは 40%（400000 μ ）以上であり、表 3-1 で規定された値は破断に対しても十分余裕のある状態にあるといえる。

表 3-1 ライナプレートの許容ひずみ (CCV 規格)

ひずみの種類		許容ひずみ	
荷重状態	ひずみの種別	膜	膜と曲げの和
ⅢおよびⅣ	圧縮ひずみ	0.005	0.014
	引張ひずみ	0.003	0.010

添付資料-3 コンクリートの引張側構成則に関する影響検討

1. 検討概要

引張側構成則の影響検討にあたって、まずは引張側構成則を無視する検討を試みたが、解の収束性が悪く、解析結果を得ることが出来なかった。そのため、コンクリートの引張強度が解析結果に与える影響に着目し、引張強度の変動に応じて、解がどの程度増減するかを検討を試みることにした。

今回の工認の解析モデルでは、コンクリートの引張強度として、RC 規準に記載されている引張強度のうち、下限値を採用している (図 1-1)。

ここでは、コンクリートの引張強度として、RC 規準に平均値として記載されている値を用い、引張強度の設定値が解析評価に与える影響を検討する。

今回検討と影響検討時のコンクリートの引張強度 $c\sigma_t$ を以下に示す。

今回工認：RC 規準に記載されているコンクリートの引張強度の下限値

$$\begin{aligned}c\sigma_t &= 0.38\sqrt{\sigma_B} \\ &= 2.15(\text{N/mm}^2)\end{aligned}$$

影響検討：RC 規準に記載されているコンクリートの引張強度の平均値

$$\begin{aligned}c\sigma_t &= 0.56\sqrt{\sigma_B} \\ &= 3.18(\text{N/mm}^2)\end{aligned}$$

ここで、 $c\sigma_t$ ：コンクリート引張強度

σ_B ：コンクリート圧縮強度 (設計基準強度 330kg/cm²(32.3N/mm²))

影響検討では、代表例として、Ss 地震時 (N→S 方向) の結果 (暫定条件に基づく概算値) を示す。なお、引張側軟化特性については、下限値を用いた場合と同様に岡村・出雲モデルとし、付着特性を示すパラメータ c は 0.4 とする。図 1-2 にコンクリートの引張側応力-ひずみ関係を示す。

なお、コンクリートの引張強度については、上記の RC 規準以外に、コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年制定, 土木学会) においても定義されているが、下記の通り、RC 規準の下限値と平均値の中間的な値であるため、このケースについては検討不要と判断した。

$$\begin{aligned}f_{tk} &= 0.23f'_{ck}{}^{\frac{2}{3}} \\ &= 2.33(\text{N/mm}^2)\end{aligned}$$

ここで、 f_{tk} ：コンクリート引張強度

f'_{ck} ：コンクリート圧縮強度 (設計基準強度 330kg/cm²(32.3N/mm²))

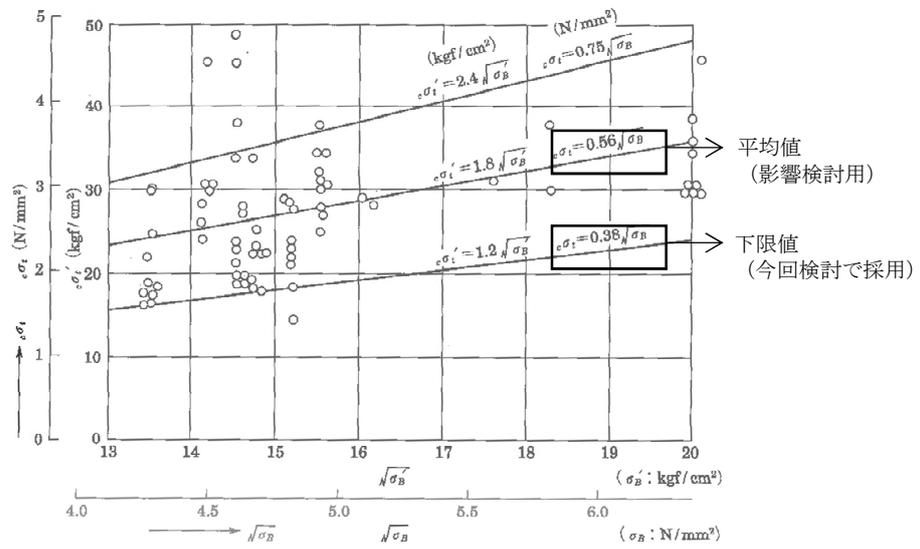


図 8.2 梁の曲げひび割れ時のコンクリート引張応力

図 1-1 コンクリートの引張強度 (RC 規準から抜粋)

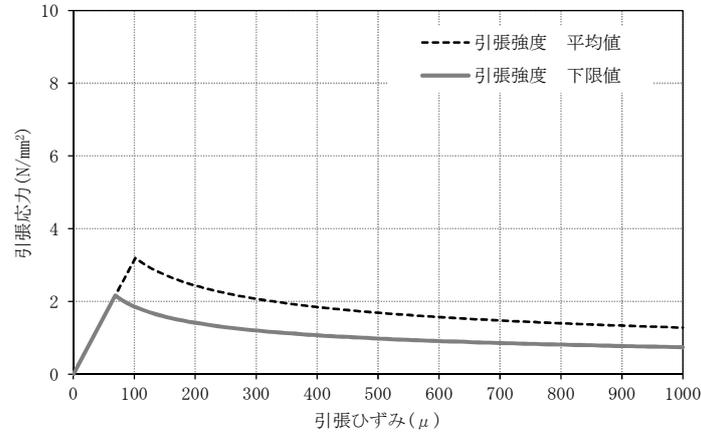


図 1-2 コンクリートの引張側応力-ひずみ関係

2. 検討結果

今回工認モデル（以下、下限値モデルとする）と、影響検討用のモデル（以下、平均値モデルとする）のシェル部一般部の子午線方向鉄筋のひずみを図 2-1 に、コンクリート最小主ひずみ分布を図 2-2 に示す。

図 2-1, 図 2-2 からコンクリート引張強度として、RC 規準による下限値を用いた場合は、平均値を用いた場合に比べ、コンクリート、鉄筋ともひずみが大きくなった。これは、コンクリートの引張軟化により剛性が低下するためである。

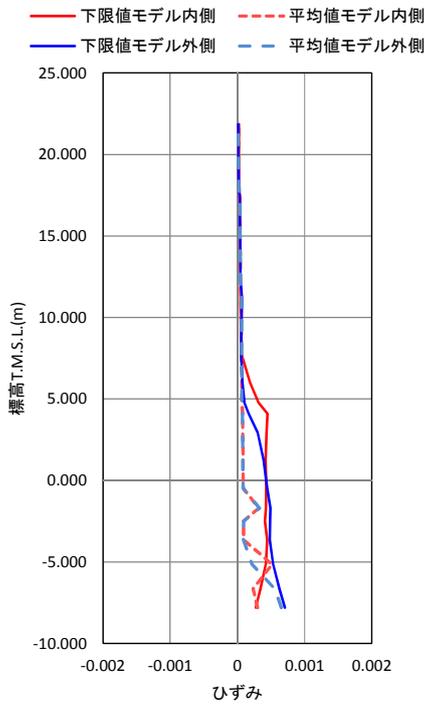
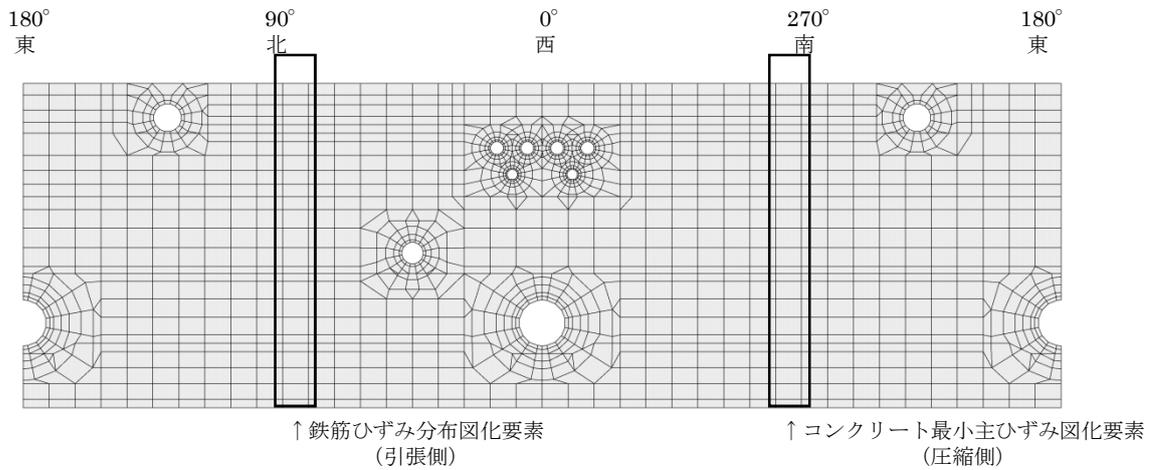


図 2-1 子午線方向鉄筋のひずみ

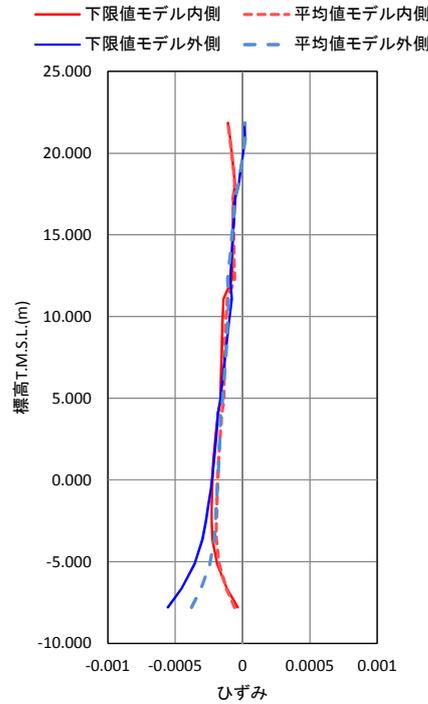


図 2-2 コンクリートの最小主ひずみ

3. まとめ

コンクリートの引張強度として、RC 規準に記載されている平均値と下限値を用いた場合の解析結果を比較して、コンクリートの引張強度の設定値が解析評価に与える影響を検討した。

その結果、下限値を用いた場合は、平均値を用いた場合に比べ、コンクリートと鉄筋のひずみが大きくなる傾向となることがわかった。このことからコンクリートの引張強度として、RC 規準に下限値として記載されている値を用いることは、躯体健全性評価に対して保守的な評価を与える設定であるといえる。

添付資料-4 コンクリート圧縮側の応力歪み曲線の折れ線近似について

コンクリート圧縮側の構成則の設定にあたって参照している CEB-FIP Model Code 1990 では、コンクリートの応力歪み関係はパラボラ型として定義されている。一方、今回工認の RCCV の解析にあたっては、原子炉建屋の地震応答解析における解析条件と整合させる観点から、コンクリート実剛性を考慮した上で、CEB-FIP Model Code 1990 に基づくパラボラ型を折れ線近似した応力ひずみ関係を用いて解析を実施する予定である。

今回工認で用いる予定の材料構成則について、折れ線近似を用いるにあたっての考え方を下記の①～③及び図-1 に示す。

- ① CEB-FIP Model Code 1990 に基づくパラボラ型の応力ひずみ曲線（図中破線）を算定する。算定式については、本編で示した (4.3) 式を用いることとし、式に入力するコンクリート強度としては設計基準強度を用いる。
- ② 初期剛性（ヤング係数）については、原子炉建屋等の地震応答解析モデルと同様に実剛性を用いる方針であることから、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法— (1999)」に基づく算定式により、コンクリート実強度に基づく実剛性を算定する。なお、CCV 規格 (CVE-3320) においても解析に用いる材料定数は本算定式を用いて設定することとされている。
- ③ CEB-FIP Model Code1990 によるパラボラ型の曲線が包絡する面積と、折れ線近似の応力ひずみ関係が包絡する面積が等価となる初期剛性上の折れ点を算出し、解析に用いる折れ線近似の応力ひずみ関係とする。

また、参考として、コンクリート強度に実強度を用いて CEB-FIP Model Code1990 によるパラボラ型の曲線を算定し、設計基準強度を用いたパラボラ型の曲線及び折れ線近似したものと比較した結果を図-2 に示す。これより、今回工認で使用する折れ線近似した応力歪み関係における初期剛性が、CEB-FIP Model Code の式に実強度を入力した場合の曲線の初期剛性と概ね整合していることが確認できる。

以上で示した通り、今回工認で採用予定のコンクリート圧縮側の応力歪み関係は、初期剛性を実剛性と整合させる観点から折れ線近似しているものの、包絡面積は CEB-FIP Model Code1990 に基づくパラボラ型（設計基準強度）と等価としており、保守性を損なうような近似方法ではないと考えられる。

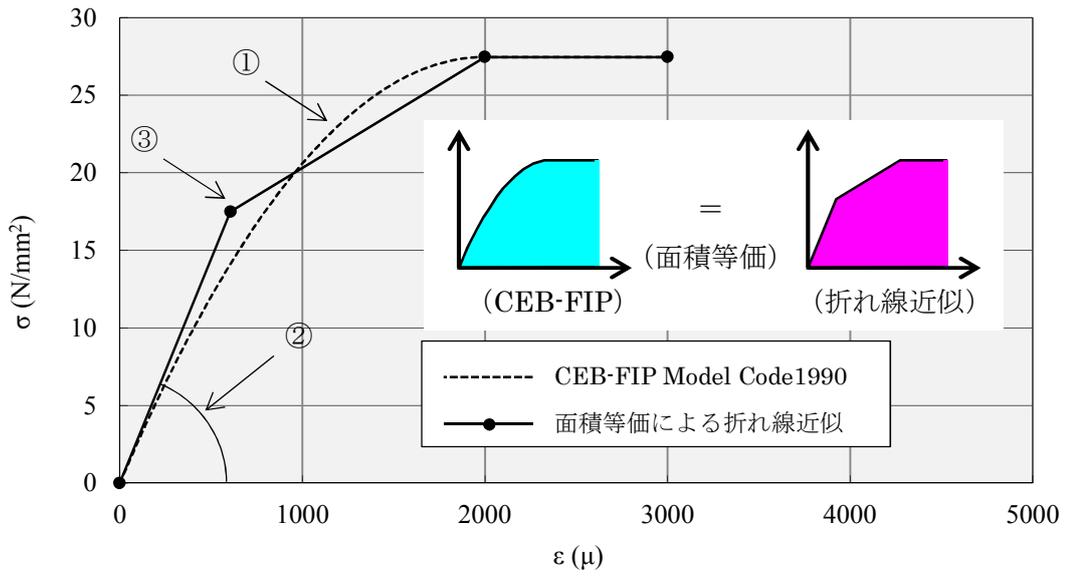


図-1 CCV 規格に基づくパラボラ型と折れ線近似の応力ひずみ関係

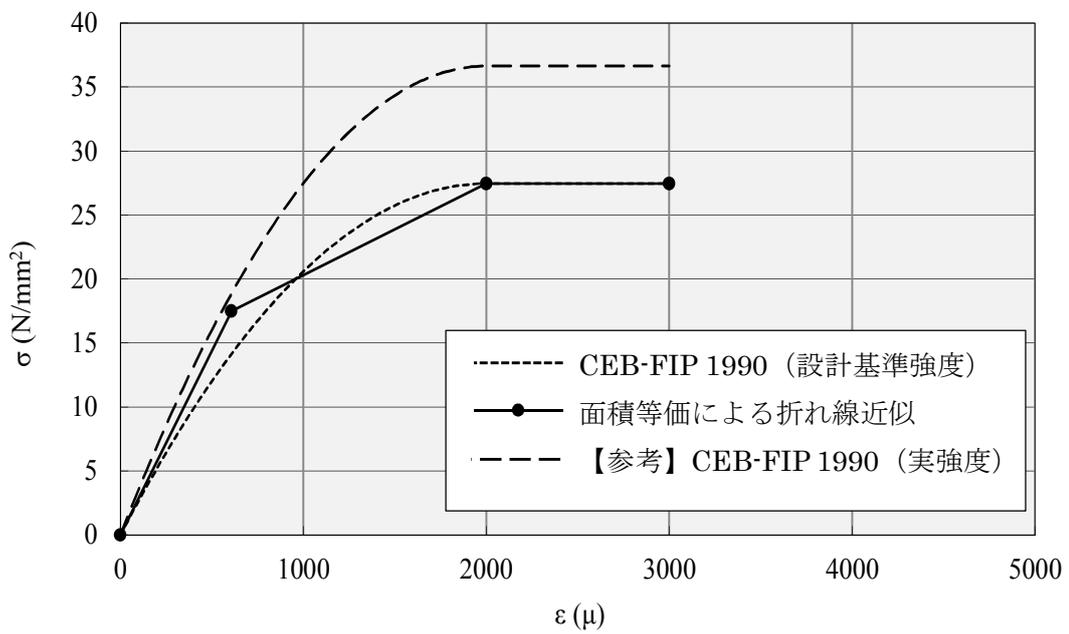


図-2 パラボラ型の曲線算定時に実強度を用いた場合との比較

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

1. 屋外重要土木構造物の評価手法の概要

屋外重要土木構造物の耐震評価について、今回工認では、屋外重要土木構造物の変位や変形をより実状に近い応答に適正化することを目的に、評価手法の高度化として、解析手法と減衰定数の変更を予定している。ここで、既工認は、柏崎刈羽原子力発電所6号機および7号機の工事計画認可（1991年8月）をいう。既工認と今回工認との手法の比較を表1-1に示す。コンクリート強度は、既工認と同じく設計基準強度を採用する方針とする。

既工認との相違点のうち、解析手法として適用している「時刻歴応答解析、限界状態設計法」は、新規制基準対応工認にて適用例がある手法である。

表 1-1 既工認と今回工認との手法の比較

	解析手法	解析モデル	減衰定数	コンクリート強度
既工認	周波数応答解析 許容応力度法	地質データに基づく FEMモデル	構造物の減衰 5%	設計基準強度
今回工認	時刻歴応答解析 限界状態設計法	地質データに基づく FEMモデル	構造物の減衰 1% +履歴減衰	設計基準強度
比較結果	●異なる	○同じ	●異なる	○同じ
適用例	○あり	○あり	×なし	○あり

2. 解析手法

屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について、既工認では、地震応答解析手法として周波数応答解析を採用し、許容応力度法による設計として、構造部材の曲げについては許容応力度、せん断については許容応力度に対して妥当な裕度を持つことを確認することを基本としていた。

今回工認では、屋外重要土木構造物の地震応答解析手法に時刻歴応答解析を適用した、限界状態設計法による設計を採用する。減衰定数は、構造物の減衰 1%及び履歴減衰とする。構造部材の曲げについては限界層間変形角または許容応力度、せん断についてはせん断耐力または許容応力度に対して妥当な裕度を持つことを確認することを基本とし、各設備の要求性能（支持性能、通水性能、貯水性能）を踏まえて照査項目・内容を追加する。

以下では、今回工認で採用する限界状態設計法のうち、構造部材の曲げ照査に係る土木学会マニュアルの適用性およびせん断照査に係る土木学会マニュアルの適用性について検討を行う。

2. 1 曲げ照査に係る土木学会マニュアルの適用性について

今回の工認申請における曲げに対する照査は、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会，2005）」（以下，土木学会マニュアルという。）に基づき，照査用層間変形角が限界層間変形角を超えないことを確認する。

コンクリート標準示方書では，構造部材の終局変位は，部材の荷重－変位関係の骨格曲線において，荷重が降伏荷重を下回らない最大の変位として求めてよいとしている。コンクリート標準示方書による構造部材の終局変位の考え方を第 2-1 図に示す。

一方，土木学会マニュアルでは，以下の考え方に基づいている。

屋外重要土木構造物を模したラーメン構造の破壊実験の結果より，かぶりコンクリートが剥落すると荷重が低下し始める。層間変形角 1/100 に至る状態は，かぶりコンクリートの剥落が発生する前の状態であることを確認しており¹²⁾，荷重が低下しない範囲にある。当該限界値を限界状態とすることで，構造全体としての安定性が確保できるものとして設定されたものである。ラーメン構造の破壊実験の例を第 2-2 図に示す。

従って，土木学会マニュアルによる曲げ照査手法は，コンクリート標準示方書による照査よりも安全側の評価を与えるため，適用性を有している。

さらに，土木学会マニュアルでは，日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針（案）・同解説（1997）」にて記載されている設計限界変形 1/100，終局限界変形 1/80 等を基準値として参照している。

対象は同じラーメン構造であり，軸力比（軸応力度／コンクリート圧縮強度比）は建築物よりも屋外重要土木構造物の方が小さいと考えられることから，変形性能がより大きくなる傾向にあり，層間変形角 1/100 は安全側であると考ええる。機能維持確保の観点からも耐荷性能が確保されることが担保できるため限界値として適切である。

参考に，建築学会における曲げ降伏先行型の部材について，復元力特性と限界状態（損傷度）の関係の概念図を第 2-3 図に，土木学会マニュアルにおける鉄筋コンクリートはり部材の荷重変位関係と損傷状態に対する概念図を第 2-4 図に示す。建築学会と土木学会マニュアルにおいて概ね対応が取れており，土木学会マニュアルの各損傷状態の設定は妥当であると考えられる。第 2-4 図において層間変形角 1/100 は第 4 折れ点よりも手前にあり，屋外重要土木構造物の限界状態に至っていないと考えられる。また，第 3 折れ点は層間変形角 1/100 よりもさらに手前にある。

耐震安全性評価では、当該許容限界値に対して、妥当な安全余裕を確保するため、構造部材の照査の過程において複数の安全係数を考慮する。安全係数は、材料係数、部材係数、荷重係数、構造解析係数及び構造物係数の 5 種に分けられる。それぞれの安全係数の考え方を第 2-5 図に示す。また、地盤物性のばらつきの考慮として、周辺地盤の変形特性について、平均値を基本ケースとした場合に、平均値 $\pm 1.0 \times$ 標準偏差(σ) のケースにおける影響の程度を安全係数として考慮した照査を、工事計画認可段階において実施する。

曲げに対する照査において考慮している安全係数は第 2-1 表に示すとおり、材料係数、部材係数、荷重係数、構造解析係数、構造物係数がある。これらの安全係数は土木学会マニュアルにおいて以下の考えにより定められている。

(1) 材料係数

コンクリート強度の特性値は、製造において、その値を下回る強度が発現する確率が 5% 以内となるように設定する。また、鉄筋の機械的性質の特性値に関しても、日本工業規格 (JIS) の規格範囲の下限値を設定してよいとしている。このように、双方とも特性値の段階で実強度に対して小さい値を設定しており、応答値・限界値ともに安全側の照査がなされているため、材料係数は 1.0 としている。

(2) 部材係数

安全側に配慮した設定を行っていることから、部材係数は 1.0 としている。

(3) 荷重係数

地震の影響以外の荷重の評価精度は、かなり高いものと考えられ、地震の影響については入力地震動そのものが最近の研究成果に基づいて設定されるため、荷重係数は 1.0 としている。

(4) 構造解析係数

限られた条件での実験であること、地盤パラメータの設定が応答解析結果に及ぼす影響などを考え併せて、構造解析係数は 1.2 以上を標準としている。

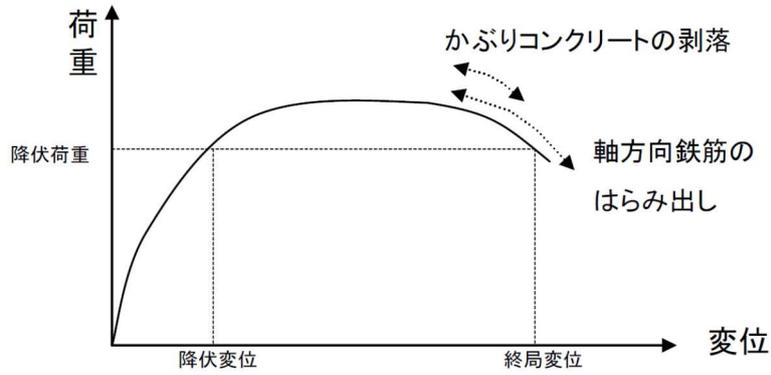
(5) 構造物係数

屋外重要土木構造物は重要度毎に適切な地震動が設定される。従って、構造物係数によりさらに構造物の重要性を考慮する必要はなく、耐震性能照査における構造係数は 1.0 としている。

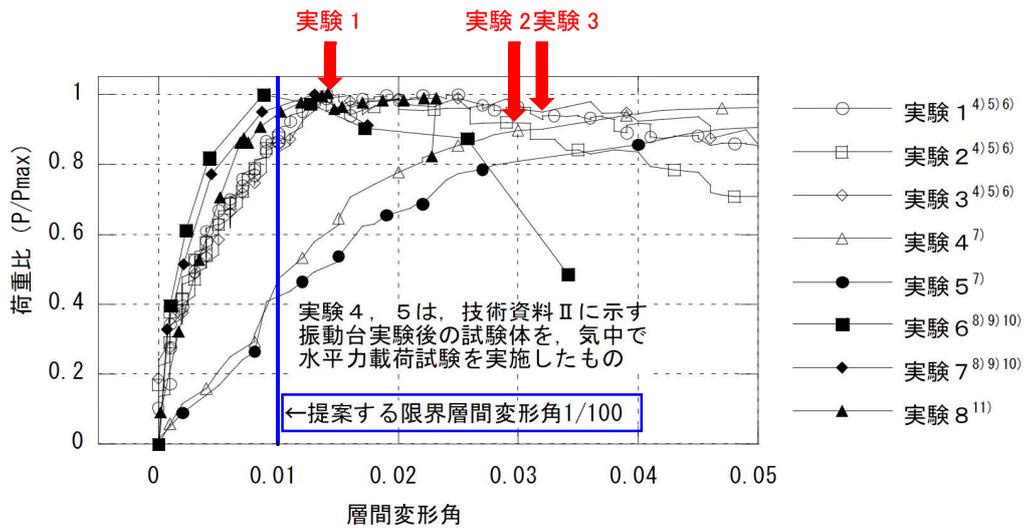
以上のことから、土木学会マニュアルによる曲げ照査手法は、コンクリート標準示方書による照査よりも安全側の評価を与えるため、技術的妥当性及び適用性を有するとともに適切な余裕が確保されていると判断できる。

第 2-1 表 曲げ評価において考慮している安全係数

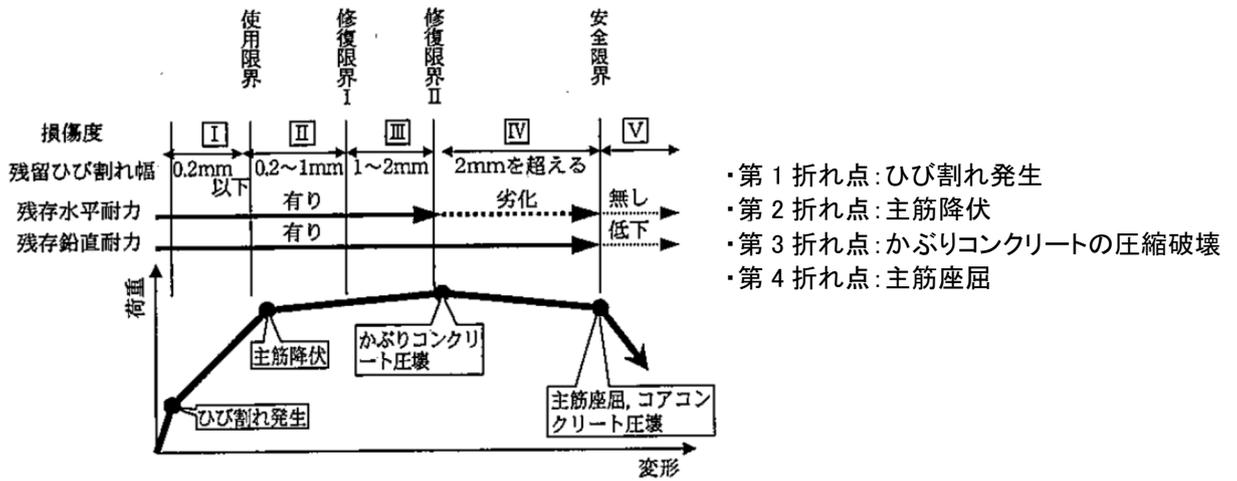
安全係数		曲げ照査	
		応答値算定	限界値算定
材料係数	コンクリート	1.0	1.0
	鉄筋	1.0	1.0
	地盤	1.0	—
部材係数		—	1.0
荷重係数		1.0	—
構造解析係数		1.2	—
構造物係数		1.0	



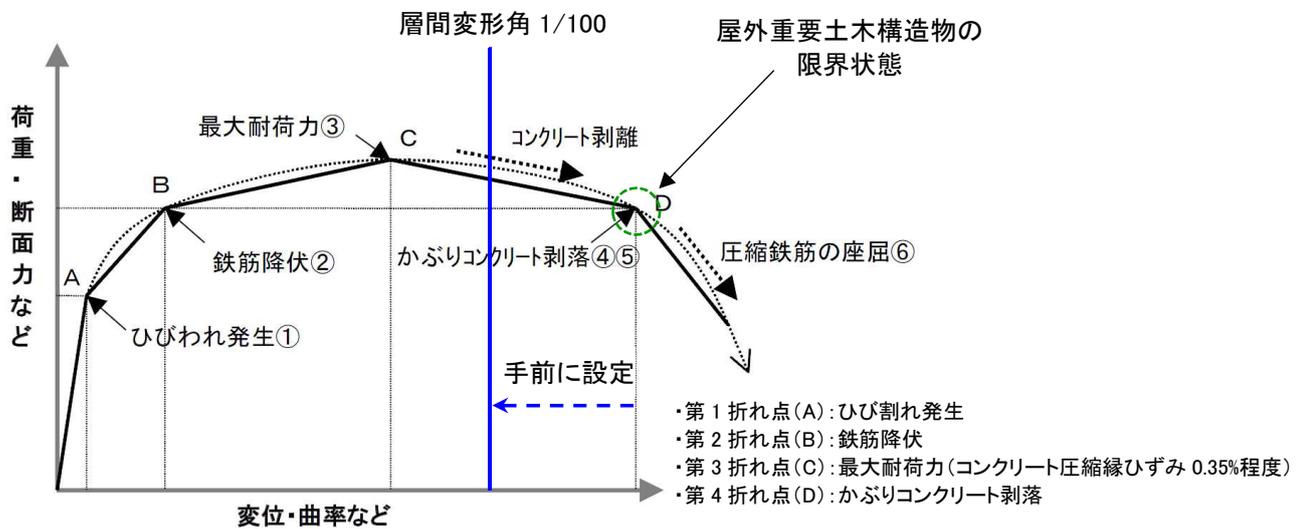
第 2-1 図 コンクリート標準示方書による構造部材の終局変位の考え方



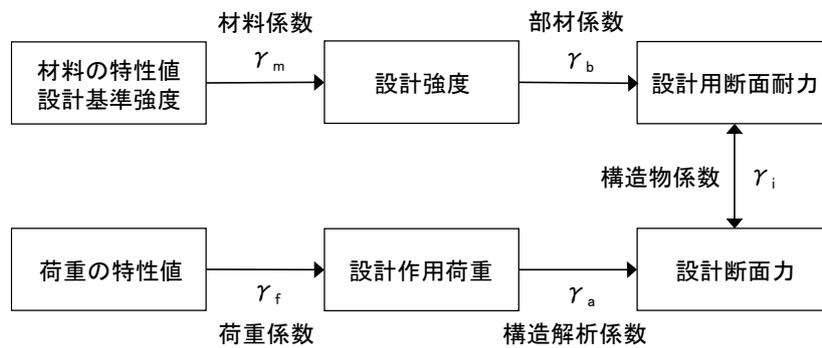
第 2-2 図 鉄筋コンクリート製ラーメン構造の破壊実験例 ¹⁾²⁾



第 2-3 図 曲げ降伏先行型の部材の復元力特性と限界状態（損傷度）の
関係の概念図（建築学会）



第 2-4 図 鉄筋コンクリートはり部材の荷重変位関係と損傷状態に対する概念図
(土木学会マニュアル)



※上記に加えて、地盤物性のばらつきに関する安全係数を考慮する

第 2-5 図 安全係数の考え方

【参考文献】

- 1)松尾ら：コンクリート製地中構造物の合理的な耐震性能評価指標に関する検討，土木学会地震工学論文集,2003
- 2)石川ら：鉄筋コンクリート製地中構造物の変形性状と損傷状態に関わる実験的考察，第 26 回地震工学研究発表会公演論文集， pp885-888

2. 2 せん断照査に係る土木学会マニュアルの適用性について

今回の工認申請におけるせん断に対する照査は、土木学会マニュアルに基づき、照査用せん断力が、せん断耐力を下回ることを確認する。

2. 2. 1 せん断耐力評価式

コンクリート標準示方書では、棒部材及びディープビームについて第 2-2 表に示すと通りのせん断耐力式を定義している。このうち、ディープビームについては、コンクリート標準示方書及び土木学会マニュアルにおいて同様の評価式となっている。

土木学会マニュアルでは、コンクリート標準示方書におけるせん断耐力式のうち棒部材式において、等価せん断スパンにより設定可能な係数 β_a を考慮している。これは屋外重要土木構造物が地中に埋設されたラーメン構造で、土圧、水圧、地震時慣性力等の多数の分布荷重が作用していることによる分布荷重が卓越し、スパン内に反曲点が存在する等の載荷形態にある条件下では、せん断耐力が増大するという実験的知見を踏まえ、より合理的なせん断耐力を与えるよう、コンクリート標準示方書のせん断耐力式を精緻化したものである。当該せん断耐力式は、第 2-7 図に示すとおり、屋外重要土木構造物を模した破壊試験より得られるせん断耐力と整合的であり、合理的な評価が可能であることを確認されている¹⁾²⁾。

また、これら多数の荷重の複合作用を個々に分解することは困難であることから、せん断耐力の算定時に個々の荷重作用を区分せず最終的な設計用断面力分布を用いて合理的なせん断耐力を算定することとしている¹⁾。

耐震安全性評価では、当該許容限界値に対して、妥当な安全余裕を確保するため、構造部材の照査の過程において複数の安全係数を考慮する。安全係数は、材料係数、部材係数、荷重係数、構造解析係数及び構造物係数の 5 種に分けられる。それぞれの安全係数の考え方を第 2-6 図に示す。また、地盤物性のばらつきの考慮として、周辺地盤の変形特性について、平均値を基本ケースとした場合に、平均値 $\pm 1.0 \times$ 標準偏差(σ)のケースにおける影響の程度を安全係数として考慮した照査を、工事計画認可段階において実施する。

せん断に対する照査において考慮している安全係数は第 2-3 表に示すとおり、材料係数、部材係数、荷重係数、構造解析係数、構造物係数がある。これらの安全係数は土木学会マニュアルにおいて以下の考えにより定められている。

(1) 材料係数

限界値算定時に適用する材料係数はコンクリート標準示方書に準拠して、コンクリートに対して 1.3、鉄筋に対して 1.0 としている。応答値算定時に適用する材料係数は、コンクリートと鉄筋の物性値が、特性値の段階で実強度に対して小さい値を設定していることから安全側の照査がなされているため、材料係数は 1.0 としている。

(2) 部材係数

コンクリート標準示方書に準拠して、コンクリート寄与分に対して 1.3, 鉄筋寄与分に対して 1.1 としている。

(3) 荷重係数

地震の影響以外の荷重の評価精度は、かなり高いものと考えられ、地震の影響については入力地震動そのものが最近の研究成果に基づいて設定されるため、荷重係数は 1.0 としている。

(4) 構造解析係数

変形に関する応答値の評価精度に比較して、断面力に関する応答値の評価精度は高いと考えられることから、変形照査の場合より低減させて 1.05 としている。

(5) 構造物係数

基準地震動は地点毎にサイト特性を考慮して設定され、重要度分類に対応して入力地震動が選定される。従って、構造物係数よりさらに構造物の重要性を考慮する必要はなく、耐震性能照査における構造係数は 1.0 としている。

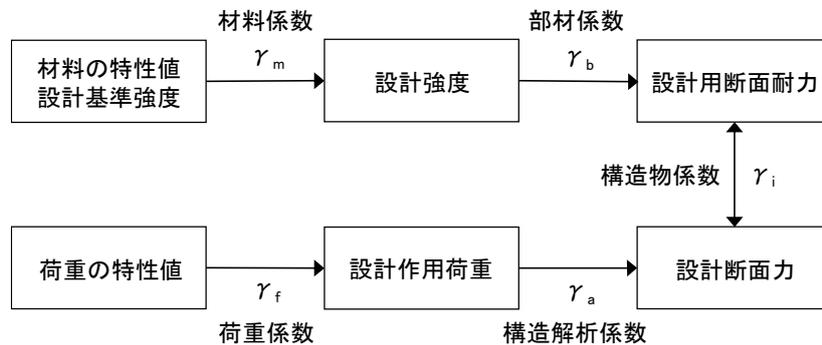
以上のことから、土木学会マニュアルによるせん断照査手法は、屋外重要土木構造物の構造的特徴を踏まえ設定された手法であるため、技術的妥当性及び適用性を有すると判断できる。

第 2-2 表 せん断耐力式の比較表

	コンクリート標準示方書	土木学会マニュアル
棒 部 材	$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$ V_{yd} : せん断耐力 V_{cd} : コンクリート負担 V_{sd} : せん断補強筋負担 $V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ β_d, β_p : 構造寸法や鉄筋量で決まる係数 β_n : 発生曲げモーメントで決まる係数 f_{vcd} : 設計基準強度, 安全係数等で決まる b_w : 腹部の幅 d : 有効高さ γ_b : 安全係数	$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$ V_{yd} : せん断耐力 V_{cd} : コンクリート負担 V_{sd} : せん断補強筋負担 $V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ β_d, β_p : 構造寸法や鉄筋量で決まる係数 β_n : 発生曲げモーメントで決まる係数 $\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d}$ f_{vcd} : 設計基準強度, 安全係数等で決まる b_w : 腹部の幅 d : 有効高さ γ_b : 安全係数
	せん断スパンより設定される係数 β_a を考慮し コンクリート標準示方書のせん断耐力式を精緻化	
デ イ ー プ ビ ーム	$V_{yda} = V_{cda} + V_{sda}$ V_{yda} : せん断耐力 V_{cda} : コンクリート負担 V_{sda} : せん断補強筋負担 $V_{cda} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{ada} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ $\beta_a = \frac{5}{1 + (a_v/d)^2}$ a_v : 荷重作用点から支承前面までの距離 f_{ada} : 設計基準強度, 安全係数等で決まる	$V_{yda} = V_{cda} + V_{sda}$ V_{yda} : せん断耐力 V_{cda} : コンクリート負担 V_{sda} : せん断補強筋負担 $V_{cda} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{ada} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ $\beta_a = \frac{5}{1 + (a_v/d)^2}$ a_v : 荷重作用点から支承前面までの距離 f_{ada} : 設計基準強度, 安全係数等で決まる
	同一の評価式	

第 2-3 表 せん断耐力評価において考慮している安全係数

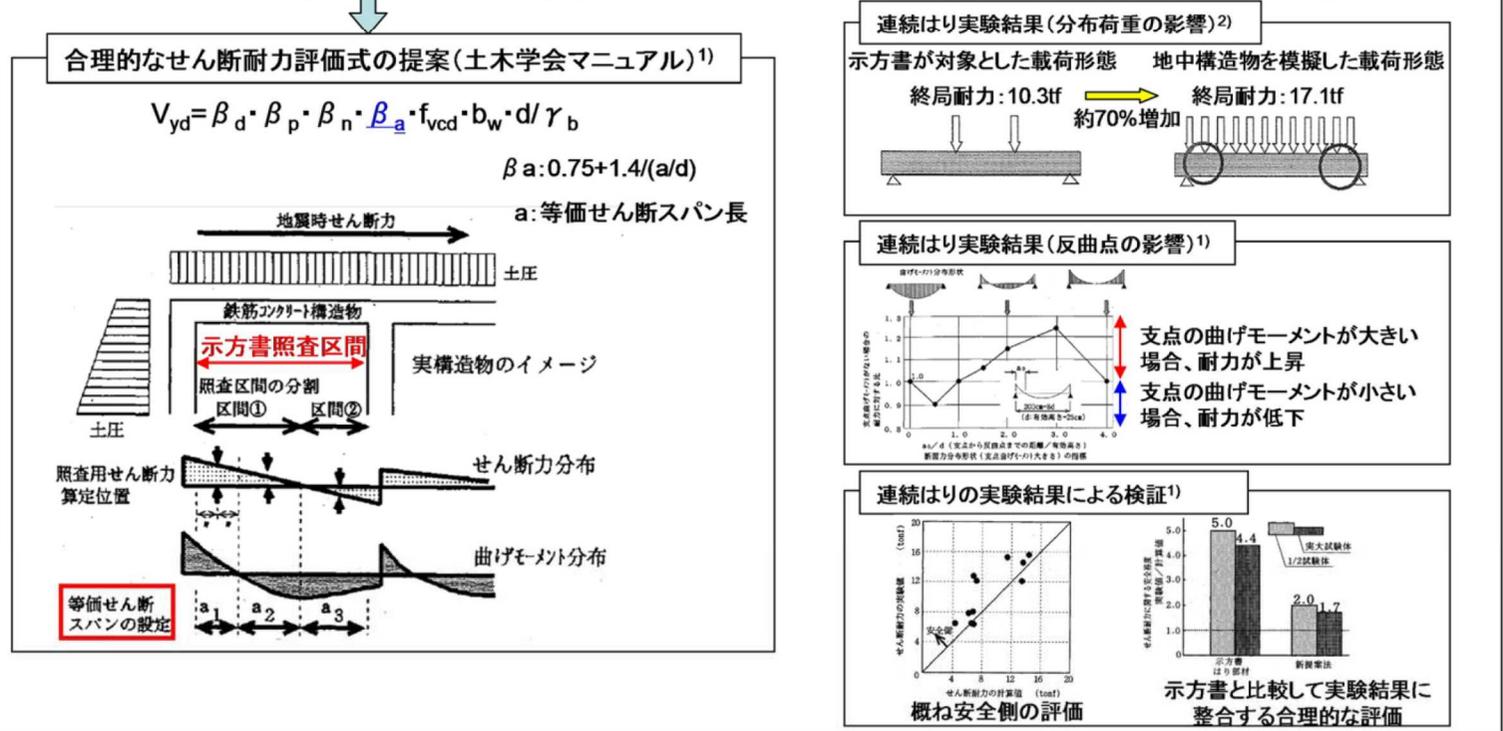
安全係数		せん断照査	
		応答値算定	限界値算定
材料係数	コンクリート	1.0	1.3
	鉄筋	1.0	1.0
	地盤	1.0	—
部材係数	コンクリート	—	1.3
	鉄筋	—	1.1
荷重係数		1.0	—
構造解析係数		1.05	—
構造物係数		1.0	



※上記に加えて、地盤物性のばらつきに関する安全係数を考慮する

第 2-6 図 安全係数の考え方
(第 2-5 図の再掲)

○コンクリート標準示方書におけるせん断耐力評価式 $V_{yd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$
 2点荷重の単純はりの実験結果に基づいた単純な荷重形態あるいは単純な断面力分布は精度良くせん断耐力を評価する。
 <問題点>
 ・分布荷重が卓越する場合、支点付近に大きな荷重が加わる場合および支点反力が大きい場合において、せん断耐力を過小評価する。
 ○地中構造物を模擬した実験によるせん断耐力評価式
 地中に埋設されたラーメン構造で、分布荷重が卓越、スパン内に反曲点が存在する等複雑な荷重形態を考慮してせん断耐力を評価する。



第 2-7 図 土木学会マニュアルによるせん断耐力式評価の設定経緯

(6) 安全上適切と認められる規格及び基準を用いた評価について

屋外重要土木建造物の耐震安全性については、屋外重要土木建造物の構造上の特徴を踏まえ、土木学会マニュアルに基づき評価を実施しているが、当該マニュアルについては工認審査ガイドにおいて「安全上適切と認められる規格及び基準等」として取り扱われていない。したがって、工認審査ガイドにおいて「安全上適切と認められる規格及び基準等」として適用可能な規格及び基準等に準拠した評価を実施し、土木学会マニュアルの評価結果と比較することで、現在の評価が妥当であることを確認する。

評価項目のうち、構造部材の曲げについては、工認審査ガイドにおいて「安全上適切と認められる規格及び基準等」として取り扱われているコンクリート標準示方書よりも保守的な手法を用いていることから、ここでは、耐震裕度が厳しい構造部材のせん断に対して検討を実施する。

検討では、基準地震動 S_s による地震応答解析により得られた応答値を用い、「安全上適切と認められる規格及び基準等」として、工認審査ガイド記載の原子力施設鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説（(社)日本建築学会，2005 制定）（以下、建築学会基準という）によるせん断照査結果と比較を行うことで、土木学会マニュアルによるせん断照査が、「安全上適切と認められる規格及び基準等」として取り扱われる建築学会基準とほぼ同等な評価であることを確認する。

【参考文献】

- 1)原子力土木委員会・限界状態設計部会：原子力発電所・鉄筋コンクリート製屋外重要土木建造物への限界状態設計法の適用-安全性照査マニュアルの提案-，土木学会論文集 No.442/V-16
- 2)遠藤ら：鉄筋コンクリート製地中建造物の限界状態に用いるせん断耐力評価法，電力中央研究所報告
- 3)（社）日本建築学会：原子力施設鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説

2. 2. 2 材料非線形解析を用いたせん断耐力評価

構造部材の照査において発生するせん断力が、せん断耐力式によるせん断耐力を上回る部材については、以下で示す材料非線形解析を用いたせん断耐力評価を実施する。

(1) 評価条件

2. 2. 1 で示したせん断耐力式は、既往の実験等から一般化されたものであることから、構造部材の形状、作用荷重及び RC の非線形特性を踏まえた材料非線形解析を実施することにより、より高い精度でせん断耐力を求め、構造部材のせん断照査を行う。

第 2-4 表及び第 2-5 表に材料非線形解析の概要を示す。

材料非線形解析は、90 年代までに、ひび割れの進展モデルや破壊エネルギーの概念等、基本となるモデルが提示され、様々な問題に適用されながら有効性と信頼性を高めており、「コンクリート標準示方書 設計編（土木学会，2012）」や「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会，2005）」等で取り扱われている。

材料非線形解析にて用いる RC の構成則については種々あるが、ここでは、現在までに実務でも使用され、適用性と信頼性が確認されており、「コンクリート標準示方書 設計編（土木学会，2012）」において標準とされる以下の手法とする。

- ① 鉄筋とコンクリートとの一体性を前提とする分散ひび割れモデルにてモデル化する。
- ② 鉄筋との複合作用が支配的な鉄筋周辺のコンクリートについては、平均化構成則を用いる。
- ③ 鉄筋との複合作用が及ばない領域では、コンクリートの破壊力学の概念を導入する。

なお、材料非線形解析の適用にあたっては、当該構造物の構造的な特徴や荷重条件が類似する既往の実験等から得られたせん断耐力と、材料非線形解析によるせん断耐力を比較し、その適用性を判断した上で、モデル化や各種パラメータの設定に係る解析者の差を考慮した安全係数を設定する。

第 2-4 表 材料非線形解析の位置付け

区分	限界状態	選択される標準的な解析手法と耐震性能に用いる物理量	
1	構造物の部材が降伏に至らない	①	<p>① 線形解析</p> <ul style="list-style-type: none"> ・鉄筋及びコンクリートの最大応力 ・最大せん断応力
2	構造物が最大耐力に至らない	②	<p>② 等価線形解析</p> <ul style="list-style-type: none"> ・鉄筋及びコンクリートの最大応力 ・最大せん断応力, 最大せん断力 ・最大曲げモーメント
3	構造物が崩壊しない	③	<p>③ 部材非線形解析</p> <ul style="list-style-type: none"> ・最大曲げモーメント ・最大曲率, 最大変位 ・最大層間変形角, 最大せん断力
		④	<p>④ 材料非線形解析</p> <ul style="list-style-type: none"> ・最大変位 ・最大層間変形角 ・最大ひずみ, 最大せん断力

第 2-5 表 部材非線形解析と材料非線形解析の特徴

	部材非線形解析	材料非線形解析		
モデル化	骨組モデル	有限要素		
解析次元	1 次元	2 次元	3 次元	
構成則	M- ϕ , M- θ 等	応力-ひずみ関係		
要素	はり要素	ファイバー要素	平面ひずみ要素	立体要素
特徴	(汎用性)	狭い	← →	広い
	(解析時間)	短い	← →	長い

1) 適用基準

材料非線形解析については、土木学会マニュアル、コンクリート標準示方書 設計編（土木学会，2012）等に基づき実施する。基準と異なる設定を用いる場合には、設定根拠の妥当性を確認する。

第 2-6 表に参考とする主な基準・文献を示す。

第 2-6 表 参考とする主な基準等

項目	参考とする主な基準等	備考
材料定数・材料特性	・コンクリート標準示方書 ・土木学会マニュアル	—
許容限界	—	・既往文献等より設定した許容限界（破壊基準）が，部材係数の設定における材料非線形解析にて，実験結果と整合的であることを確認。

2) 材料定数

耐震評価に用いる材料定数は、設計図書及び文献等を基に設定する。コンクリート及び鉄筋の材料定数を第 2-7 表及び第 2-8 表に示す。

第 2-7 表 コンクリートの材料定数

	設定値	諸 元
単位体積重量	0.0kN/m ³	材料非線形解析による荷重に含まれることから考慮しない)
圧縮強度	18.1 N/mm ²	設計基準強度 (設計図書 23.5N/mm ²) ／材料係数 ($\gamma_{mc}=1.3$)
引張強度	1.45N/mm ²	引張強度 (コ示) ／材料係数
圧縮ピークひずみ	0.2%	コンクリート標準示方書
ひび割れ—せん断 伝達係数	1.0	コンクリート標準示方書
破壊エネルギー	0.0768N/mm	コンクリート標準示方書

第 2-8 表 鉄筋の材料定数

	設定値	諸 元	
単位体積重量	0.0kN/m ³	材料非線形解析による荷重に含まれることから考慮しない)	
ヤング係数	200kN/mm ²	コンクリート標準示方書	
降伏 強度	主鉄筋	2000N/mm ²	せん断破壊先行型の破壊形態となるよう、曲げ耐力が増大するように設定
	せん断補 強筋	345 N/mm ²	設計図書

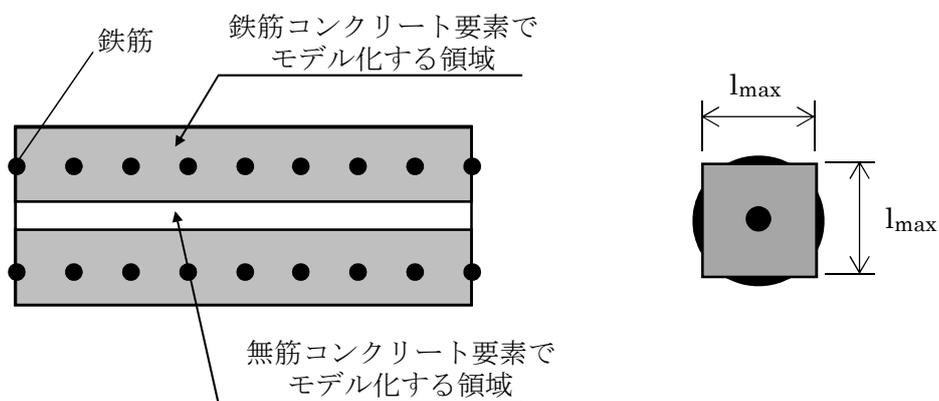
3) 解析モデルの要素分割

材料非線形解析の対象とする構造部材を平面ひずみ要素にてモデル化する。構造部材のモデル化にあたっては、第 2-8 図に示すとおり、鉄筋の付着が有効な領域を鉄筋コンクリート要素としてモデル化し、付着の影響が及ばない領域を無筋コンクリートとしてモデル化する。

部材厚方向の要素分割数については、鉄筋を含む要素と無筋要素を明確に指定できる分割数が望ましいこと及び 3 層以上の分割数をとる場合、解析結果に大きな差異が生じない¹⁾ ことから 3 層以上に設定することとする。

具体的には、鉄筋を含む要素は、鉄筋を中心としてかぶり厚きの 2 倍とし、無筋領域については、要素形状が極端に扁平とならないように分割する。

なお、対象とする構造部材に接合する部材は、弾性要素でモデル化し、モデル下端を固定境界とする。



$$l_{max} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} D_b \sqrt{\frac{f_y}{f_t}}$$

ここに、 l_{max} : 鉄筋一本当たりの付着有効面積を正方形で考えた場合の一辺の長さ

D_b : 鉄筋の直径

f_y : 鉄筋の降伏強度

f_t : コンクリートの引張強度

第 2-8 図 鉄筋付着有効領域と無筋領域の分割の概要

4) コンクリートの非線形特性

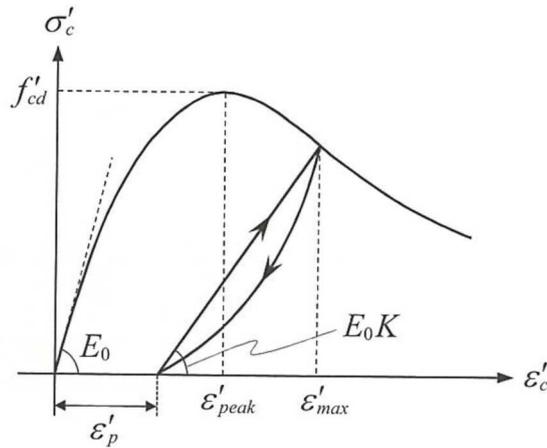
耐震評価に用いる要素は鉄筋コンクリート要素および無筋コンクリート要素に分類されるが、それぞれの非線形特性は同一の考え方で表される。

・圧縮応力下における応力-ひずみ関係

第 2-9 図における一軸圧縮応力下における応力-ひずみ関係を示す。

圧縮応力下の応力-ひずみの骨格曲線は、最大応力点までの硬化域と、最大応力点を越えた軟化域で表され、残留塑性ひずみと除荷再載荷時の剛性低下を考慮している。

また、ひび割れ発生後のコンクリートの圧縮強度については、第 2-10 図に示す、低減係数を破壊パラメータに乗じることで、ひび割れ発生後の圧縮強度の低下を考慮する。



$$\sigma'_c = E_0K(\varepsilon'_c - \varepsilon'_p) \geq 0$$

$$E_0 = \frac{2 \cdot f'_{cd}}{\varepsilon'_{peak}}$$

$$K = \exp \left\{ -0.73 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \left(1 - \exp \left(-1.25 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right) \right\}$$

$$\varepsilon'_p = \varepsilon'_{max} - 2.86 \cdot \varepsilon'_{peak} \left\{ 1 - \exp \left(-0.35 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right\}$$

ここに、 $f'_{cd} = f'_{ck}/\gamma_c$

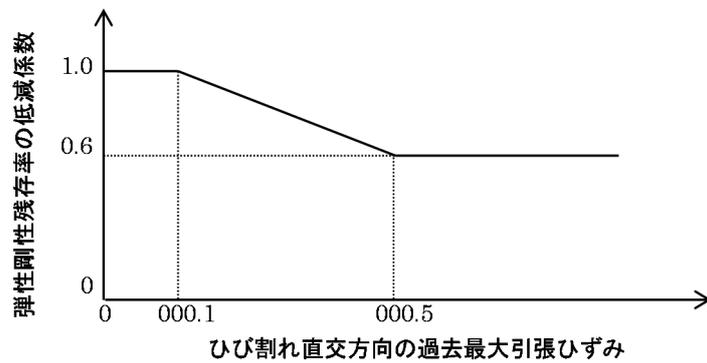
ε'_{peak} : 圧縮強度に対応するひずみ (一般に、0.002 としてもよい)

ε'_{max} : 過去に受けた圧縮ひずみの最大値

ε'_p : 塑性ひずみ

K : 弾性剛性残存率

第 2-9 図 圧縮応力下におけるコンクリートの非線形特性

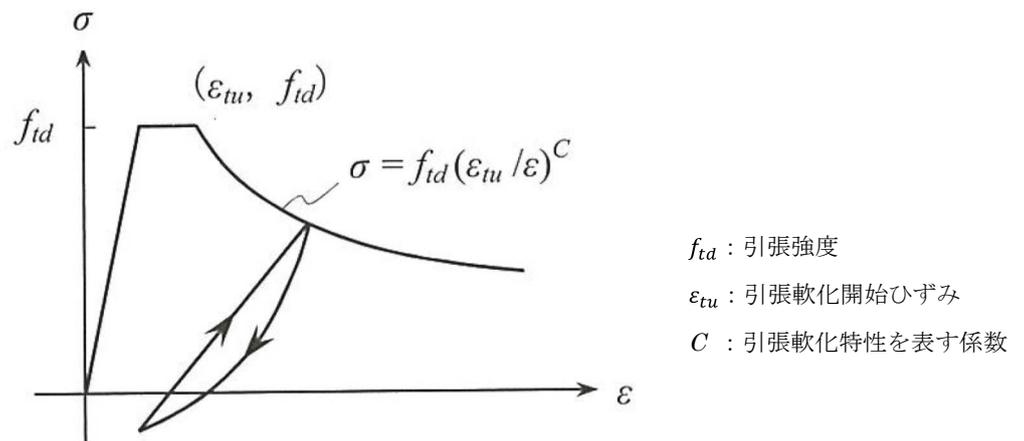


第 2-10 図 弾性剛性残存率の低減係数

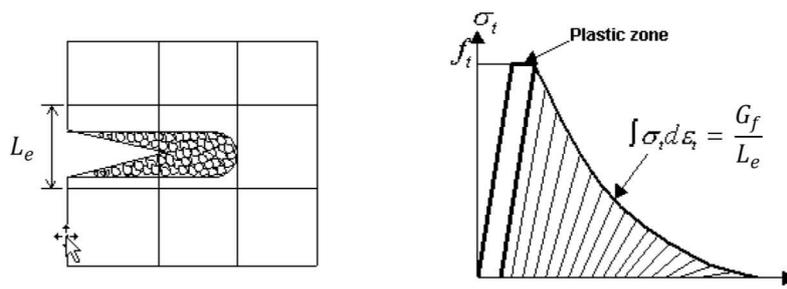
・引張応力下における応力-ひずみ関係

引張応力下における応力-ひずみ関係は、ひび割れ発生までは線形弾性とし、ひび割れ強度以降は、鉄筋とコンクリートの付着の影響等を考慮し、第 2-11 図に示す骨格曲線を用いて、ひび割れ間のコンクリートに引張応力分担を考慮する。

引張力を受ける無筋コンクリート要素では、引張軟化挙動は、破壊エネルギー (G_f) によって定義する。引張軟化挙動の考慮にあたっては、第 2-12 図に示すひび割れ発生後の軟化曲線とひび割れ発生点からの除荷曲線とで囲まれる面積が G_f/Le (要素寸法) に一致するように、軟化特性を表す係数 C を用いる。



第 2-11 図 引張対力下における鉄筋とコンクリートの付着効果を考慮した応力-ひずみ関係

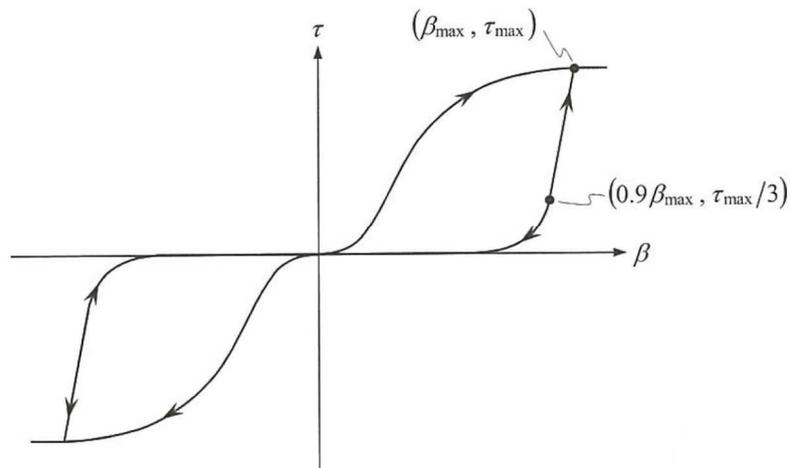


第 2-12 図 応力—ひずみ曲線と破壊エネルギー G_f の関係

・ ひび割れ面でのせん断伝達関係

コンクリートのひび割れ発生後にひび割れ角度を固定する固定ひび割れモデルでは、ひび割れ面のずれによるせん断応力伝達特性を考慮する必要がある。

ひび割れ面でのせん断伝達挙動は、斜めひび割れの発生に伴う剛性低下や破壊を評価するため、第 2-13 図に示すとおり、ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比をパラメータとし、コンクリートの剛性低下を考慮するモデルを用いる。

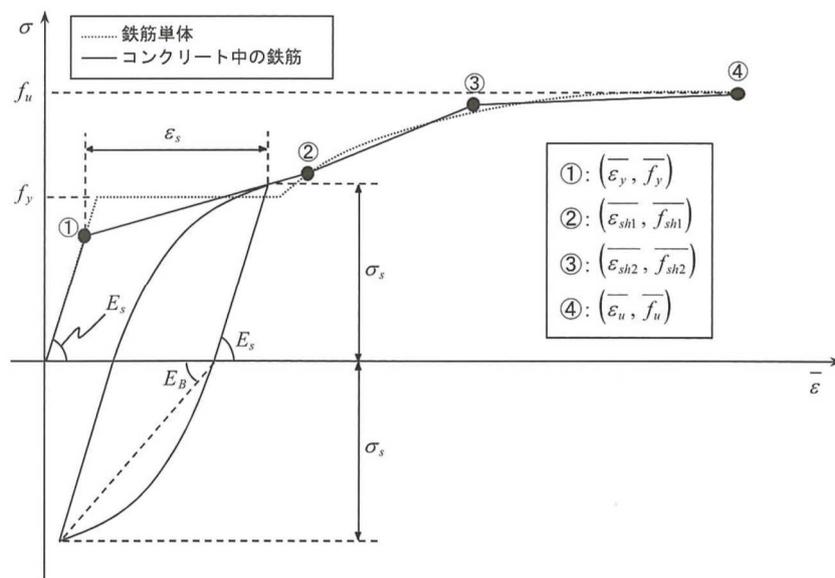


- β : ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比 (γ / ε)
- τ : ひび割れ面でのせん断応力
- τ_{max} : 除荷開始時せん断応力
- β_{max} : 除荷開始時せん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比

第 2-13 図 ひび割れ面でのせん断伝達モデル

5) 鉄筋の非線形特性

ひび割れを複数含む領域におけるコンクリート中の鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係は、単体鉄筋の応力-ひずみ関係と異なり、第 2-14 図に示すひずみ硬化特性を考慮する。



第 2-14 図 ひずみ硬化域までモデル化した鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係

6) 鉄筋コンクリートとしてのモデル化

コンクリートと鉄筋の界面の付着特性をテンションスティフニング効果（引張特性が硬化する現象）として、鉄筋コンクリート要素の中に取り込むことにより、鉄筋コンクリートの構成則を直接与える。

鉄筋コンクリートの引張応力下の平均応力は、以下の式で表される。

$$\bar{\sigma}_{RC} = \frac{A_s}{A_{RC}} \bar{\sigma}_s + \frac{A_c}{A_{RC}} \bar{\sigma}_c$$

ここに、 $\bar{\sigma}_{RC}$ 、 $\bar{\sigma}_c$: それぞれ鉄筋とコンクリートの平均応力

A_s 、 A_c : それぞれ鉄筋とコンクリートの断面積、 $A_{RC} = A_s + A_c$

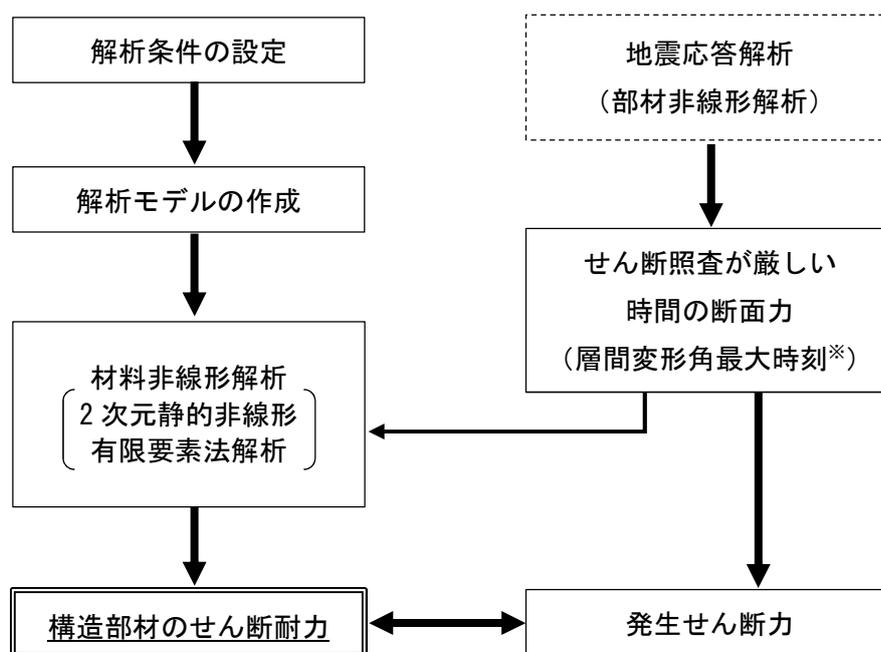
7) 荷重の組合せ

材料非線形解析においては、地震応答解析（部材非線形解析）により得られた荷重を用いることから、荷重の組み合わせは、地震応答解析と同様である。

(2) 評価方法

1) 耐震安全性評価フロー

材料非線形解析を用いたせん断耐力評価の評価フローを第 2-15 図に示す。



※層間変形角が最大となる時刻と、せん断力が最大となる時刻の整合性は、補足確認する。

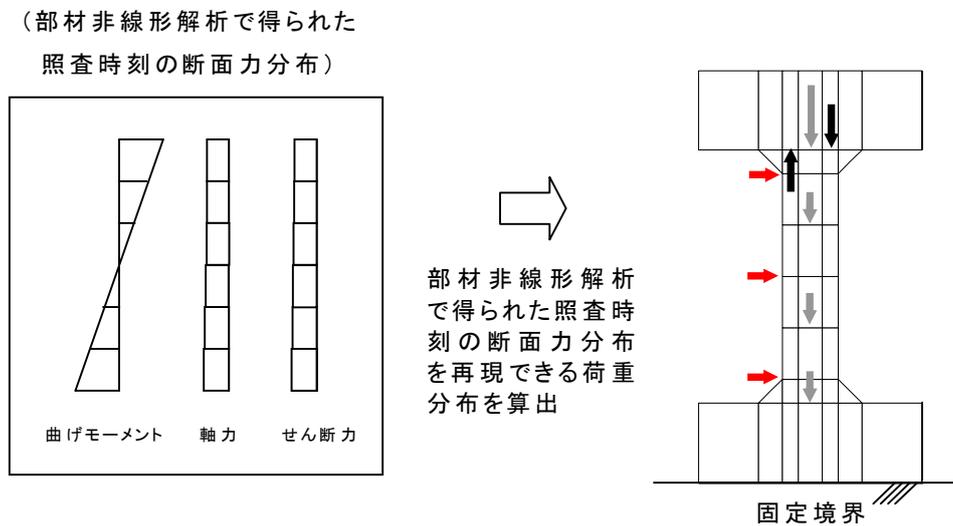
第 2-15 図 材料非線形解析の耐震安全性評価フロー

2) 荷重の設定

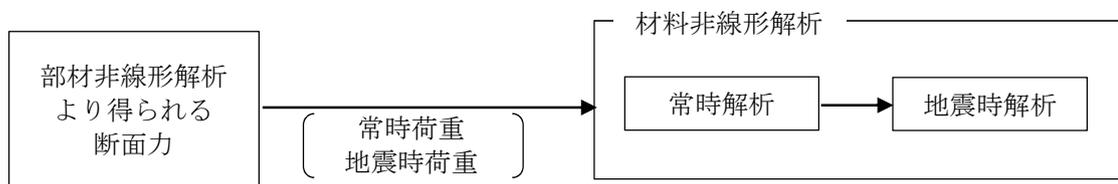
材料非線形解析にて考慮する荷重は、地震応答解析（部材非線形解析）から得られる荷重を考慮する。具体的には、地震応答解析（部材非線形解析）で評価対象部材のせん断照査結果が厳しくなる時刻（層間変形角最大時）における断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を材料非線形解析モデルに第 2-16 図に示すとおりに作用させる。

材料非線形解析では、部材非線形解析で得られた照査時刻の断面力分布を再現できる荷重分布を算出し、この荷重比率を維持しながら漸増载荷する。

作用荷重は、常時荷重及び地震時荷重に分けて、第 2-17 図に示すとおり常時解析と地震時解析に分けて実施する。



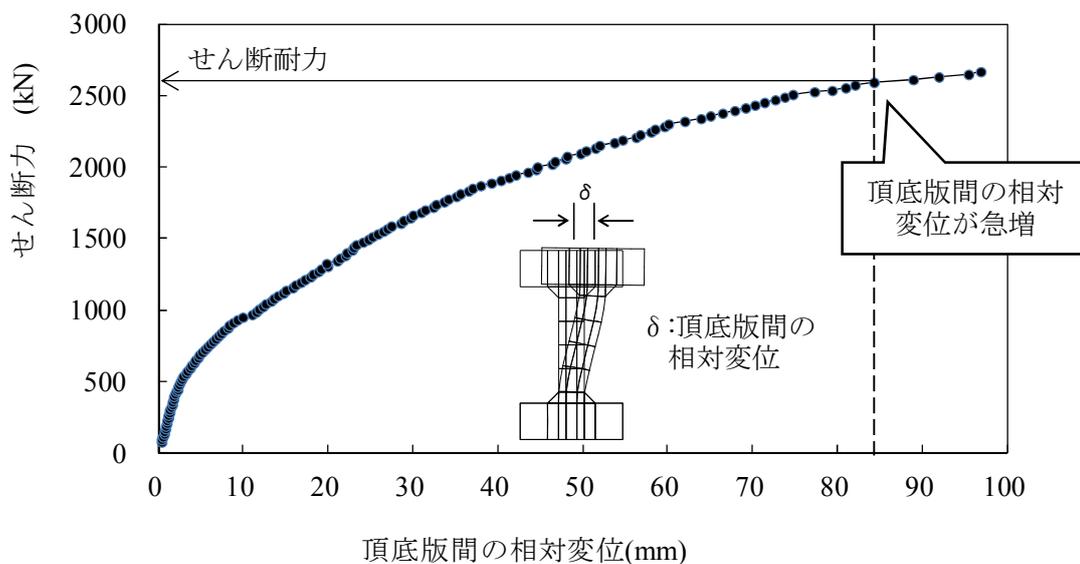
第 2-16 図 材料非線形解析における载荷状況



第 2-17 図 荷重の作用手順

3) せん断耐力

材料非線形解析を用いたせん断耐力は、材料非線形解析におけるせん断力—相対変位関係や要素ひずみの応答から設定する。具体的には、第 2-18 図に示す例のとおり、せん断力—相対変位関係においてせん断力の増分に対して相対変位が急増する点又はせん断力が最大となる点を部材のせん断耐力と判断する。



第 2-18 図 材料非線形解析を用いたせん断耐力の設定例

4) 安全係数の設定

材料非線形解析では，地震応答解析（部材非線形解析）で得られる断面力 P0（曲げモーメント，軸力，せん断力）を材料非線形解析に作用させた時のせん断力 V と材料非線形解析で得られるせん断耐力 V_y に，下記の通り部材係数 γ_{b1} ， γ_{b2} ，構造解析係数 γ_a ，構造物係数 γ_i を考慮し，照査用せん断力 V_d，設計せん断耐力 V_{yd} を算定する。

$$V_d = \gamma_i \cdot \gamma_a \cdot V$$

$$V_{yd} = V_y / (\gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2})$$

考慮した安全係数を第 2-9 表に示す。ここで，部材係数 γ_{b1} については，実験またはせん断耐力式により得られるせん断耐力と材料非線形解析により得られるせん断耐力との比率により設定することとし，解析における構成則の相違や，要素の種類，要素分割，材料物性の設定，入力増分等，多岐にわたる解析者間の差を考慮する。

具体的には，第 2-10 表に示す 17 ケースの材料非線形解析を実施し，実験又はせん断耐力との差が最も大きい Case No.12 の部材係数 1.24 を設定する。

第 2-9 表 考慮した安全係数

安全係数		値	設定根拠
部材係数	γ_{b1}	1.24	別途実施する材料非線形解析により設定
	γ_{b2}	1.00	地震応答解析による層間変形角より設定
構造物係数	γ_i	1.00	構造物の重要度は，基準地震動 S _s により評価することで包絡されていると判断
構造解析係数	γ_a	1.05	各種文献より保守的に設定

第 2-10 表 部材係数 γ_{b1} の設定

Case No.	実験結果	解析結果	部材係数 (解析結果/ 実験結果)
	せん断耐力 (kN)	せん断耐力 (kN)	
1	475	437	0.92
2	1,187	1,234	1.04
3	324	343	1.06
4	294	306	1.04
5	581	529	0.91
6	329	359	1.09
7	1,587	1,904	1.20
8	350	399	1.14
9	855	855	1.00
10	165	168	1.02
11	333	403	1.21
12	127	157	1.24
13	188	165	0.88
14	163	156	0.96
15	273	172	0.63
16	356	235	0.66
17	432	324	0.75
平均	—	—	0.99
標準偏差	—	—	0.18

【参考文献】

- 1)原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル, 土木学会, 2005 年

3. 屋外重要土木構造物の減衰定数

(1) 減衰の設定について

今回工認で採用している時刻歴応答解析において、地盤および構造物の減衰は、粘性減衰と履歴減衰とで考慮している。

粘性減衰による減衰は、固有値解析にて求まる固有周期および減衰比に基づき、質量マトリックスおよび剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。土木学会マニュアルに従い Rayleigh 減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。材料毎に減衰を設定するために要素剛性比例型としている。なお、一次の基準モードについては構造系全体がせん断変形しているモードを選定している。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

[C]：減衰係数マトリックス，[M]：質量マトリックス，
[K]：剛性マトリックス， α ， β ：係数

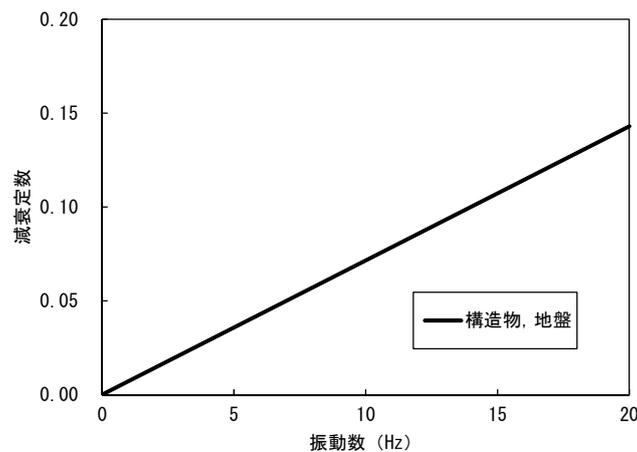
係数 α ， β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = h / \pi f$$

h：各材料の減衰定数，f：固有値解析により求められた一次固有振動数

設定した Rayleigh 減衰を第 3-1 図に示す。



第 3-1 図 設定した Rayleigh 減衰（7号機取水路一般部の例）

今回工認における剛性比例型減衰は、履歴減衰が生じない状態等における解析上の安定のためになるべく小さい値として一次固有振動数に対して減衰1%を採用している。

履歴減衰による減衰は、構造部材の部材非線形性（曲げモーメントー曲率関係）における非線形の程度に応じた値となる。

（2）既工認と今回工認との相違について

今回工認における構造物の粘性減衰定数は、履歴減衰が生じない状態等における解析上の安定のためになるべく小さい値として一次固有振動数に対して減衰1%となる剛性比例型減衰を採用している。

既工認では、周波数応答解析における構造物の減衰定数は5%を用いた（JEAG4601-1987 記載）。

非線形解析における粘性減衰による減衰の値は、道路橋示方書・同解説 V耐震設計編（平成14年）¹⁾において、構造部材の非線形性を非線形履歴モデルで表した場合には、この部材の履歴減衰は履歴モデルによって自動的に解析に取り入れられるため、非線形履歴モデルを用いて表した部材の減衰定数は、コンクリート部材は2%（0.02）程度、鋼部材は1%（0.01）程度とするのがよいとされている。

最新の道路橋示方書・同解説（平成24年）においても、構造部材の非線形性を非線形履歴モデルで表した場合の減衰定数について、鉄筋コンクリート橋脚は2%（0.02）とされている。

以上のように、粘性減衰の減衰定数は、履歴減衰が生じない状態等における解析上の安定のために設定される値であるため、構造物の減衰について、なるべく小さい値として減衰1%を採用していることは、技術的妥当性を有するものと判断した。

（3）構造物の減衰定数の影響

解析モデルの中で構造物の占める割合は小さいため、構造物の減衰の影響は小さいと考えられる。

地盤の減衰定数は1%のまま、構造物の減衰定数を5%とした場合の解析モデル全体の一次モード減衰を確認したところ1.03%であった。

以上のことから、地盤の減衰の影響が支配的であり、構造物の減衰の影響は小さいと考えられる。

【参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編 平成14年3月

4. 耐震性能照査の手順

機器・配管を支持する屋外重要土木構造物の照査では、想定される荷重条件に対して機器・配管の機能を維持することが主たる目的となる。このため、土木学会マニュアルでは、機器・配管を支持する屋外重要土木構造物の耐震性能評価においては、機器・配管の機能維持のために屋外重要土木構造物に求められる制約条件を与条件としている、とされている。

屋外重要土木構造物の耐震性能の照査にあたっては、地盤と構造物の連成解析を行い、床応答や変位を算定する。機器・配管の耐震安全性は、当該構造物を支持する屋外重要土木構造物の床応答や変位を用いて、別途確認を行う。第 3-1 表に対象構造物の例を示す。

第 3-1 表 検討対象構造物の例

屋外重要土木構造物	機器・配管
軽油タンク基礎	軽油タンク 燃料移送ポンプ 燃料移送ポンプ出口逆止弁
燃料移送系配管ダクト	燃料油系配管

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

目 次

1. 概要	1
2. 原子炉建屋屋根トラスについて	1
2.1 原子炉建屋屋根トラスの概要	1
2.2 原子炉建屋屋根トラスの地震応答解析モデル	3
2.3 既工認と今回工認における原子炉建屋屋根トラスの解析モデルの比較.....	5
2.4 弾塑性解析の採用について	7
2.4.1 弾塑性解析を採用することの目的.....	7
2.4.2 弾塑性解析を採用することの論点.....	8
2.4.3 弾塑性特性の設定の妥当性・適用性について.....	12
2.5 原子炉建屋屋根トラスの評価に関するまとめ	13
3. 排気筒について.....	14
3.1 排気筒の概要.....	14
3.2 排気筒の地震応答解析モデル.....	17
3.3 既工認と今回工認における排気筒の解析モデルの比較	21
3.4 排気筒の評価のまとめ.....	21
添付資料 1 屋根トラスの耐震補強工事について	
参考資料 1 剛性比例型減衰の妥当性について	
参考資料 2 排気筒基礎部の評価について	
参考資料 3 排気筒の入力地震動及び固有振動数・固有モードについて	
参考資料 4 排気筒の想定破損箇所及び破損モード，溶接箇所と筒身支持位置の関係について	
参考資料 5 屋根トラスの入力地震動及び固有振動数・固有モードについて	

1. 概要

本資料は、柏崎刈羽原子力発電所第6号及び7号炉の建物・構築物のうち、鉄骨構造部の詳細評価モデルを構築して評価を実施している原子炉建屋屋根トラス及び排気筒の地震応答解析モデルの内容について説明し、既工認時のモデルとの差異及びモデル変更の目的について説明するものである。なお、6、7号炉とも同様の構造であり、モデル化の考え方も共通であるため、ここでは7号炉を例として説明する。

2. 原子炉建屋屋根トラスについて

2.1 原子炉建屋屋根トラスの概要

原子炉建屋の上部構造は、鉄骨造陸屋根をもつ屋根トラスで構成されている。屋根トラスの平面は、39.0m(南北)×59.6m(東西)の長方形をなしており、オペフロレベル (T.M.S.L. 31.7m) からの高さは18.0mである。屋根トラスの概要を図2.1.1に示す。表2.1.1にトラス部材の諸元のうち、RB通りの主トラス材について例示する。

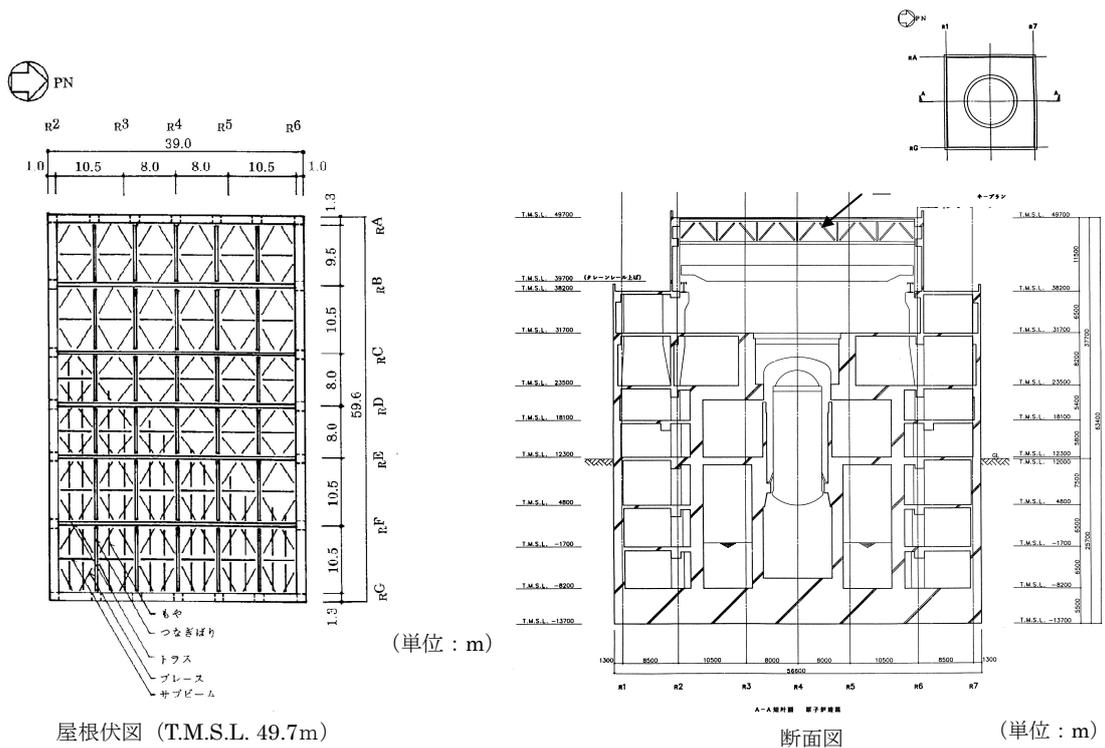


図 2.1.1 原子炉建屋屋根トラスの概要

表 2.1.1 rB 通り主トラスの部材諸元

部位	使用部材
上弦材	H-428×407×20×35
	下弦材
H-400×408×21×21	
斜材	H-400×400×13×21
	H-350×350×12×19
	H-244×252×11×11
束材	2Cs-200×90×8×13.5

2.2 原子炉建屋屋根トラスの地震応答解析モデル

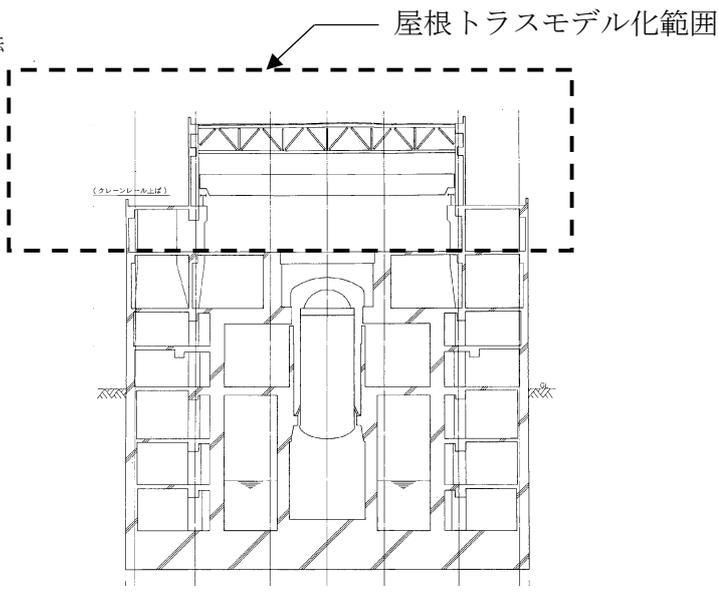
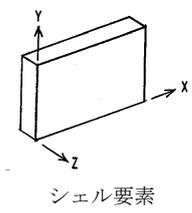
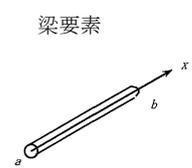
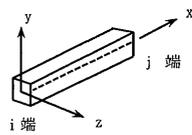
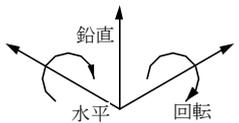
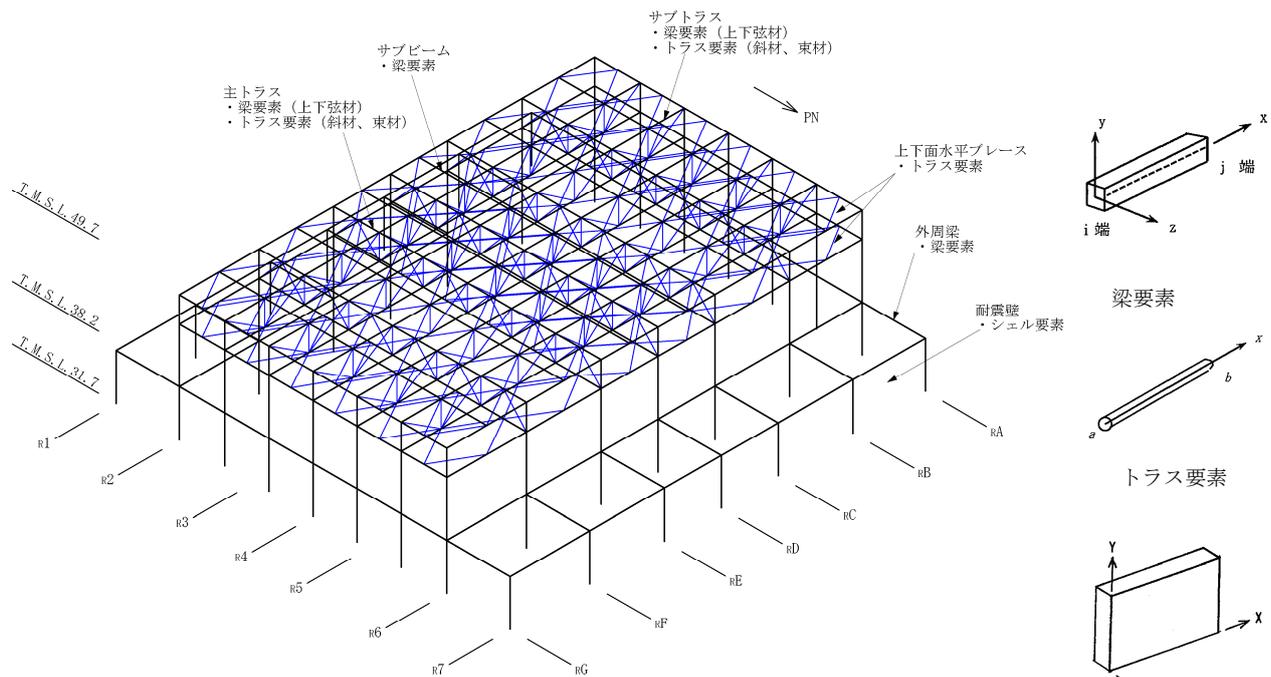
原子炉建屋屋根トラスは、鉛直方向の地震動の影響を受けやすいと考えられるため、水平方向と鉛直方向地震力の同時入力による評価を行うために3次元モデルによる地震応答解析を採用する。

地震応答解析モデルは、オペフロレベル（T.M.S.L. 31.7m）より上部の鉄骨鉄筋コンクリート造の柱、梁、壁および鉄骨造の屋根トラス、屋根面水平ブレース等を線材、面材により立体的にモデル化した3次元フレームモデルとし、部材に発生する応力を地震応答解析によって直接評価できるモデルとしている。解析モデルの概要を図2.2.1に示す。

屋根トラス部は、主トラス、サブトラス（つなぎばり）、屋根上下面水平ブレース、サブビームをモデル化する。各鉄骨部材は軸、曲げ変形を考慮した梁要素（トラスの上下弦材）と軸変形のみを考慮したトラス要素（屋根面水平ブレース、トラスの斜材、束材等）としてモデル化する。また、耐震壁および外周梁は各々シェル要素および軸、曲げ変形を考慮した梁要素としてモデル化し、耐震壁の開口部についても考慮する。なお、柱脚の条件は固定とする。また、解析に用いる材料の物性値を表2.2.1に示す。

なお、基準地震動 S_s に対する評価を実施する際、トラス材としてモデル化した部材の一部については、弾性範囲を超えることが確認されたため、部材座屈後の挙動を模擬できる手法（修正若林モデル）に基づく弾塑性特性を考慮している。考慮した弾塑性特性の詳細については、「2.4 弾塑性解析の採用について」で示すこととする。

解析モデルへの入力地震動は、原子炉建屋の質点系モデルによる地震応答解析結果から得られるオペフロレベル（T.M.S.L. 31.7m）の応答結果（水平、鉛直、回転成分）を用いることとし、オペフロ位置を固定として、同時入力による地震応答解析を実施する。また、地震応答解析における減衰評価は、水平材の応答に影響の大きい鉛直方向1次固有振動数（5.19Hz）に対して減衰定数が $h=2\%$ となる剛性比例型減衰を与えている。



原子炉建屋断面図

図 2.2.1 屋根トラスの解析モデルの概要

表 2.2.1 解析に用いる材料定数

部位	材料	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数
屋根トラス	鉄骨	2.05×10 ⁵	0.3	0.02
躯体	コンクリート	2.88×10 ⁴	0.2	0.05

2.3 既工認と今回工認における原子炉建屋屋根トラスの解析モデルの比較

原子炉建屋屋根トラスの解析モデルについて、既工認で採用した解析モデルと今回工認で採用する予定の解析モデルとの差異を整理する。既工認における屋根トラスの解析モデルと今回工認で採用予定の解析モデルの比較表を表 2.3.1 に示す。

表 2.3.1 のうち、解析コード、要素分割及び地震荷重の差異については、解析手法を変更したことに伴う変更である。また、モデル化については、原子炉建屋屋根トラスが鉛直方向の地震動の影響を受けやすいと考えられるため、水平方向と鉛直方向地震力の同時入力による評価を適切に行うことを目的として 3 次元フレームモデルによる弾塑性時刻歴応力解析を採用している。コンクリートのヤング係数及びポアソン比については、別資料（「別紙 1 建屋の地震応答解析におけるコンクリート実剛性の採用について」）にて考察しているため、ここでは差異として取り上げないこととする。

以上を踏まえると、既工認と今回工認における主要な差異として、「原子炉建屋屋根トラスに対する弾塑性解析時刻歴応力解析の採用」を抽出し、以下で検討を行うこととした。

表 2.3.1 原子炉建屋屋根トラスの解析モデルの比較

項目	既工認	今回工認
解析手法	・静的応力解析（弾性解析）	・時刻歴応力解析（弾塑性解析）
解析コード	・NASTRAN	・DYNA2E
モデル化	・2次元フレームモデル	・3次元フレームモデル (屋根トラス部の耐震補強工事の内容を反映 ^{※1})
要素分割	梁要素：トラスの上下弦材 トラス要素：トラスの斜材，束材	梁要素：トラスの上下弦材，外周梁 トラス要素：屋根面水平ブレース，トラスの斜材，束材 シェル要素：耐震壁
材料物性	・鉄骨のヤング係数： $E=2.1 \times 10^7 \text{t/m}^2$ ・コンクリートのヤング係数 $E=2.7 \times 10^6 \text{t/m}^2$ ・コンクリートのポアソン比 $\nu=0.167$	・鉄骨のヤング係数： $E=2.05 \times 10^5 \text{(N/mm}^2\text{)}$ ・コンクリートのヤング係数 $E=2.88 \times 10^4 \text{kN/mm}^2$ ・コンクリートのポアソン比 $\nu=0.2$
評価方法	・S2地震及び静的地震力に対して発生応力が許容限界を超えないことを確認	・Ss地震に対し，主トラスの各部材に発生する応力が，許容限界を超えないことを確認 ・弾塑性特性（修正若林モデル）を適用する部材（つなぎ梁（束材・斜材），下面水平ブレース） ^{※2} が破断しないことを確認
地震荷重	・水平：原子炉建屋の地震応答解析結果に基づく地震荷重を静的に考慮 ・鉛直：静的震度を鉛直力として入力	・水平及び鉛直： モデル脚部に原子炉建屋の質点系モデルの地震応答解析による応答を同時入力

※1：耐震補強工事の概要については，添付資料1に示す。

※2：弾塑性特性を考慮する部材は，既工認時には地震力を負担する部材としては取り扱われていなかったが，3次元挙動を適切に評価するという観点から今回工認で採用予定の3次元フレームモデルではモデル化することとした部材である。

2.4 弾塑性解析の採用について

2.4.1 弾塑性解析を採用することの目的

原子炉建屋屋根トラスについては、基準地震動 S_s による地震動の増大に伴い、トラスを構成する部材の一部が弾塑性領域に入ると考えられるが、弾性解析では当該部材の塑性化による影響を考慮できないため、解析と実現象に乖離が生じることになる。そこで今回工認では、屋根トラスの弾塑性挙動を適切に評価することを目的として、部材の弾塑性特性を考慮した地震応答解析を採用する予定としている。

原子炉建屋屋根トラスの応力解析に弾塑性解析を取り入れることによる利点としては、既工認で採用していた弾性解析では表現出来ないような大入力時の弾塑性挙動を評価できることにある。弾塑性挙動を適切に評価するにあたっては、部材の弾塑性特性を適切に設定し解析を実施する必要があると考えられる。

今回工認で採用予定の屋根トラス部材の弾塑性特性について、表 2.4.1 に示す。表 2.4.1 に示す通り、軸力のみを負担するトラス要素に対してのみ弾塑性特性として修正若林モデルを採用する予定である。当該モデルについては、先行電力の審査にて採用実績があり、モデルの妥当性自体に大きな論点はないと考えられるものの、柏崎刈羽 6 号炉及び 7 号炉原子炉建屋屋根トラス部材の評価への適用性については、十分に確認する必要があると考えられる。

以下では、修正若林モデルの概要を確認した上で、原子炉建屋屋根トラス部材への適用性を検討する。また、修正若林モデルを用いた弾塑性解析を実施することにより、一部部材の塑性化を考慮することとなるため、当該部材のクライテリアについても検討する。

表 2.4.1 屋根トラス部材の弾塑性特性について

評価部位		モデル要素	弾塑性特性
主トラス	上弦材	梁要素	考慮しない(弾性)
	下弦材		
	斜材	トラス要素	考慮しない(弾性)
	束材		
サブトラス	上弦材	梁要素	考慮しない(弾性)
	下弦材		
	斜材	トラス要素	弾塑性 (修正若林モデル)
	束材		
水平ブレース	上弦面 水平ブレース	トラス要素	考慮しない(弾性)
	下弦面 水平ブレース		弾塑性 (修正若林モデル)

2.4.2 弾塑性特性の設定の妥当性・適用性について

(1) 今回工認で採用予定の弾塑性特性（修正若林モデル）の概要

原子炉建屋屋根トラスを構成する部材のうち、軸力のみを負担するトラス要素としてモデル化した部材については、弾塑性特性として修正若林モデルを使用している。

修正若林モデルは、原子力発電所建屋（実機）を対象として実施された谷口らの研究[1]に示される部材レベルの弾塑性特性である。修正若林モデルは、若林モデル[2]を基本としているが、谷口らの研究[1]で実施された実験のシミュレーション解析を踏まえて、繰り返し载荷による初期座屈以降の耐力低下を累積塑性歪の関数で表現し、実験との対応度を向上させた手法であり、式（1）により評価される。

$$n/n_0 = 1/(\bar{\zeta} - Pn)^{1/6} \leq 1 \quad (1)$$

$n = N/N_y$ N :軸力 N_y :降伏軸力

n_0 :無次元化初期座屈耐力 $\bar{\zeta}$: 無次元化圧縮側累積塑性歪

$Pn = (n_E/4) - 5$ $n_E = \pi^2 E/(\lambda e^2 \sigma_y)$ λe :有効細長比

修正若林モデルの弾塑性特性を図 2.4.1 に示す。

谷口らの研究[1]においては、実機の特徴を反映した X 型ブレース架構の静的繰り返し実験を実施している。また、修正若林モデルの妥当性を確認するにあたって、ブレース部材の弾塑性特性として修正モデルを適用した解析モデルによる実験のシミュレーション解析を実施しており、解析結果は実験結果を概ねよくとらえているとしている。試験体の概要を図 2.4.2、解析結果と実験結果の比較を図 2.4.4 に示す。

なお、本復元力特性については、前述の通り、川内原子力発電所タービン建屋の解析で考慮したブレースの弾塑性特性として採用されており、認可実績がある。

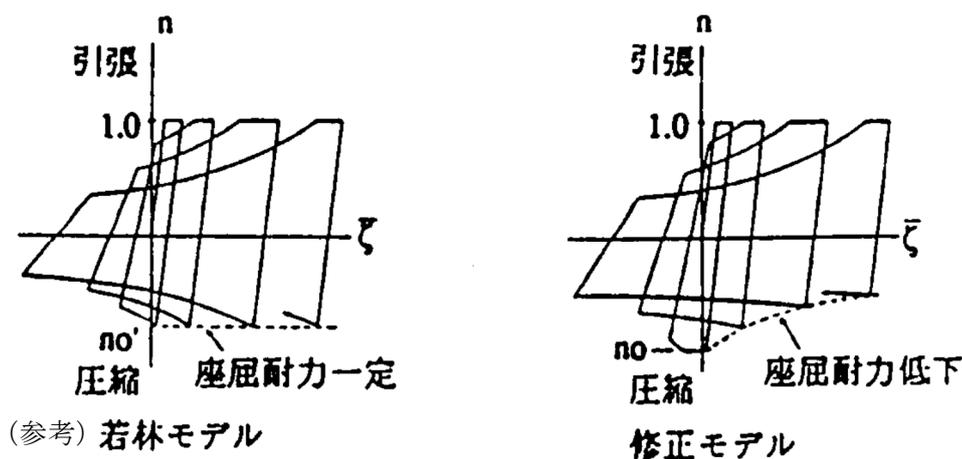


図 2.4.1 修正若林モデルの弾塑性特性（[1]より引用，一部加筆）

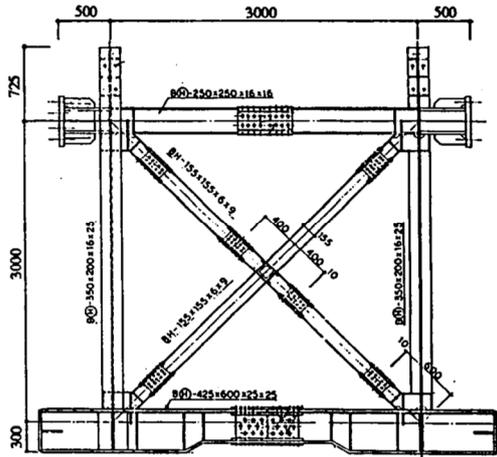
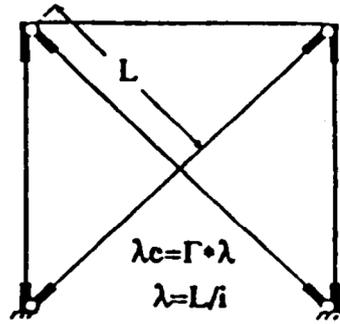
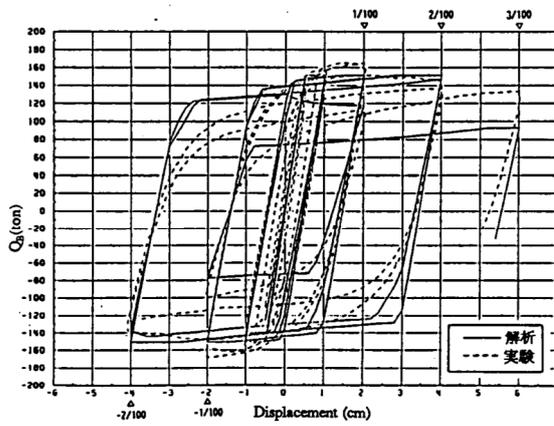


図 2.4.2 試験体の概要 ([1]より引用)

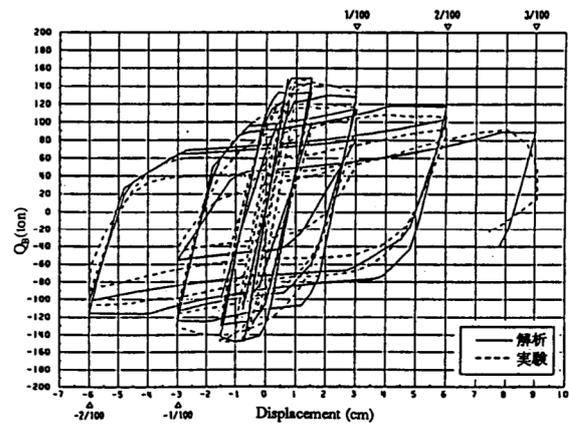


Γ : 等価座屈長さ係数
 λ_c : 有効細長比
 λ : 細長比(芯々)

図 2.4.3 解析モデル ([1]より引用)



SXII - 40.9 - B



SXIII - 60.9 - B

図 2.4.4 解析結果と実験結果の比較 ([1]より引用)

(2) 原子炉建屋屋根トラスに対する検証例

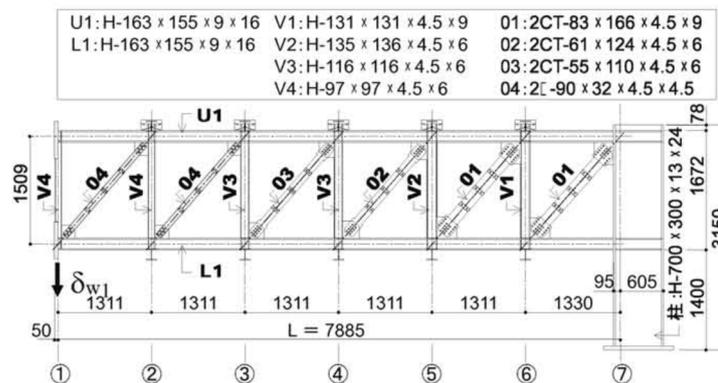
谷口らの研究[1]は、X型ブレース架構を対象としたものであったが、原子炉建屋屋根トラスに対して本弾塑性特性を適用した検討例として、鈴木らの研究[3]がある。

この研究は、原子炉建屋屋根トラスの終局耐力について検討したものであるが、実験結果を高精度にシミュレーションするために構築したモデルの中で本弾塑性特性が適用されている。

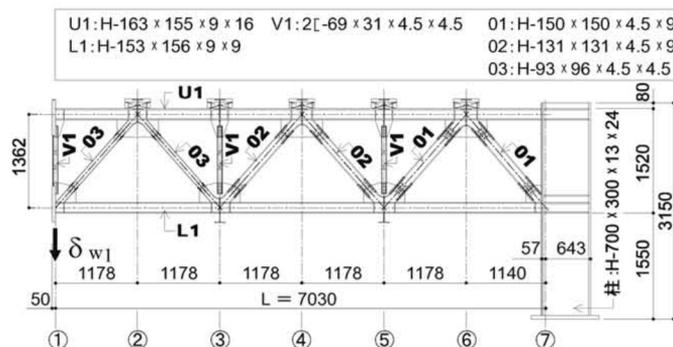
鈴木らの研究[3]では、終局耐力を検討するにあたり原子炉建屋屋根トラスを模擬した縮小試験体を製作し、トラスの崩壊挙動に与える影響が大きい鉛直動的荷重を模擬した静的載荷試験により、その弾塑性挙動を確認している。なお、試験にあたっては、原子力発電所鉄骨屋根トラスがプラット形とワーレン形の2種類に分類されることを踏まえ、この2種類のトラス形式についての試験体を製作している。6、7号炉の原子炉建屋屋根トラスはこのうち、ワーレン形に該当する。試験体の概要を図2.4.5に示す。

実験のシミュレーション解析においては、トラス要素としてモデル化した部材の弾塑性特性として修正若林モデルが適用されており、実験結果とシミュレーション解析を比較し、精度良く実験結果を追跡できているとしている。結果の比較を図2.4.6に示す。

以上のように修正若林モデルは、提案当初のX型ブレース材に加えて、ワーレン形、プラット形の鉄骨トラスでも実験結果を精度良く追跡できているとされており、幅広い鉄骨架構形式において軸力のみを負担する部材の弾塑性特性として適用可能であると考えられる。



(a)プラット形試験体



(b)ワーレン形試験体

図 2.4.5 試験体の概要 ([3]より引用)

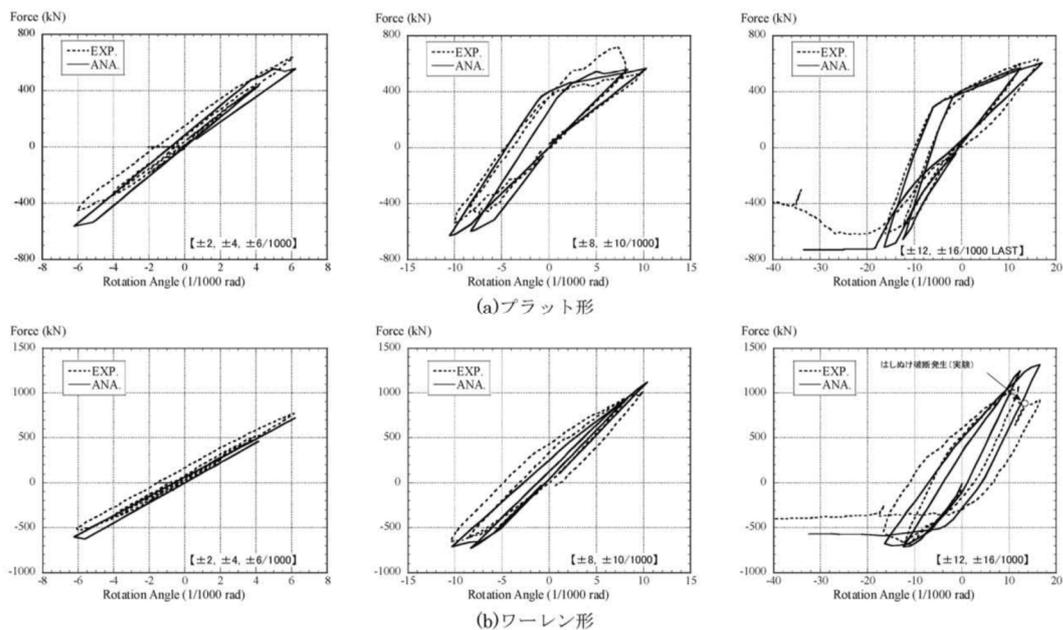


図 2.4.6 実験のシミュレーション解析結果 ([3]より引用)

(3) 原子力発電所鉄骨屋根トラスへの適用性

今回採用を予定している修正若林モデルについては、提案当初より、原子力発電所（実機）を対象として実施された実験により妥当性が検証されており、また、原子炉建屋鉄骨屋根トラスを模擬した加力実験のシミュレーション解析においてもその適用性・妥当性が検証されている。これより、原子炉建屋屋根トラスの鉄骨部材のうち、トラス要素としてモデル化した部材の弾塑性特性として、修正若林モデルを採用することは妥当であると考えられる。

2.4.3 各部材のクライテリアについて

入力地震動の増大に伴い鉄骨部材の一部が弾塑性領域に入ると考えられることから、今回工認においては、弾塑性解析による評価を実施し、弾塑性特性を適用した部材が破断しないことを確認する予定である。これらの塑性化を許容する部材は、既工認時には地震力を負担しない部材として取り扱われていたが、3次元挙動を適切に評価するという観点からモデルに取り入れた部材である。なお、主トラス等の主要構造部材については、既工認時より地震力を負担する部材として取り扱われており、今回工認においても既工認と同様に弾性範囲内にあることを確認する。表-2.4.1に各部材のクライテリアを示す。

塑性化する鉄骨部材が破断しないことの確認にあたっては、各部材の累積塑性変形倍率を整理した上で、累積塑性変形倍率が最も大きい部材について検討を実施する。検討は、当該部材の履歴ループを参照し、局部集中ひずみの繰返し回数が、中込他(1995)^[4]に基づき算定される、当該部材の最大ひずみ度に対する破断寿命(繰返し回数)を下回っていることを確認する。この手法は先行審査(川内原子力発電所タービン建屋)でも認可実績のある手法であることから、手法自体に技術的な論点はないものと考えられる。

表 2.4.1 今回工認における屋根トラス各部材のクライテリア

評価部位		評価方法
主トラス	上弦材	弾性範囲内であることを確認
	下弦材	
	斜材	
	束材	
サブトラス	上弦材	弾性範囲内であることを確認
	下弦材	
	斜材	破断しないことを確認
	束材	
水平 ブレース	屋根面 水平ブレース	弾性範囲内であることを確認
	下弦面 水平ブレース	破断しないことを確認

2.5 原子炉建屋屋根トラスの評価に関するまとめ

今回工認では、原子炉建屋屋根トラスの評価にあたって、3次元フレームモデルによる弾塑性解析（弾塑性特性としては修正若林モデルを考慮）を採用する予定である。修正若林モデルは先行審査で採用実績のある弾塑性特性であるが、X型ブレースを対象として検討されたものであったため、本検討においては、修正若林モデルの原子炉建屋屋根トラスへの適用性を検討する必要があると判断した。既往文献（原子炉建屋鉄骨屋根トラスを模擬した加力実験のシミュレーション解析）を参照し、その適用性・妥当性が検証されていることを確認した。また、弾塑性特性を考慮する部材のクライテリアについても検討し、妥当性を確認した。

以上より、今回工認において原子炉建屋屋根トラスの評価に弾塑性解析を採用することは妥当であると考えられる。

なお、原子炉建屋屋根トラスは、原子炉建屋の地震応答解析結果に基づくオペフロレベルの応答を入力動として評価を実施しており、入力動の不確かさ（建屋応答の不確かさ）をふまえた場合でも許容値を満足することを確認することにより保守性に配慮した設計とする予定である。

3. 排気筒について

3.1 排気筒の概要

排気筒は、原子炉建屋の屋上 (T.M.S.L. 38.2m) に位置し、内径 2.4m の鋼板製筒身 (換気空調系用排気筒) を鋼管四角形鉄塔 (制震装置付) で支えた鉄塔支持形排気筒である。また、筒身内部には、耐震 S クラス設備である非常用ガス処理系用排気筒が筒身に支持されている。排気筒の概要を図 3.1.1 に示す。表 3.1.1 に排気筒部材の諸元を示す。

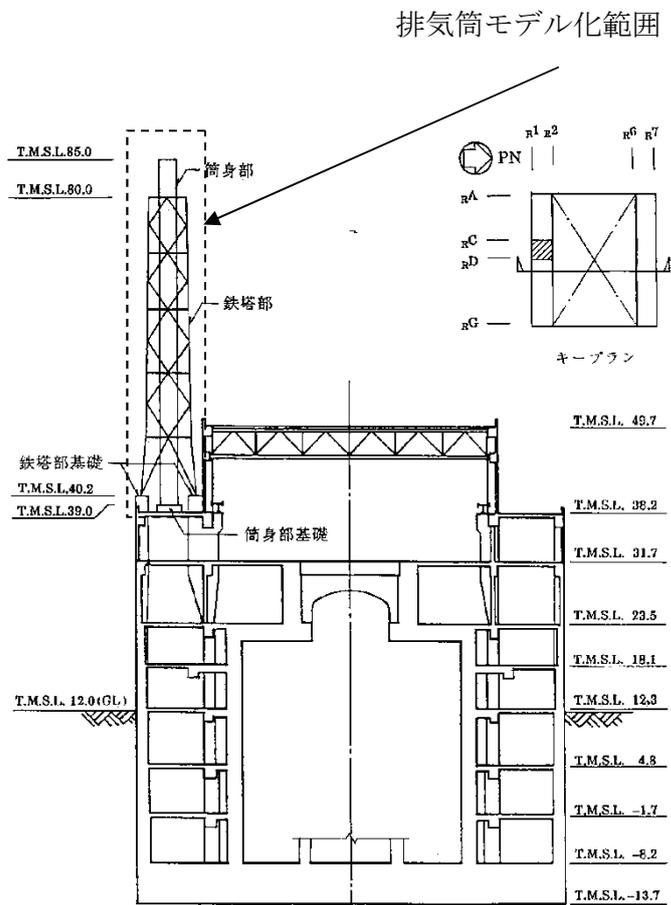


図 3.1.1 排気筒の概要 (その 1)

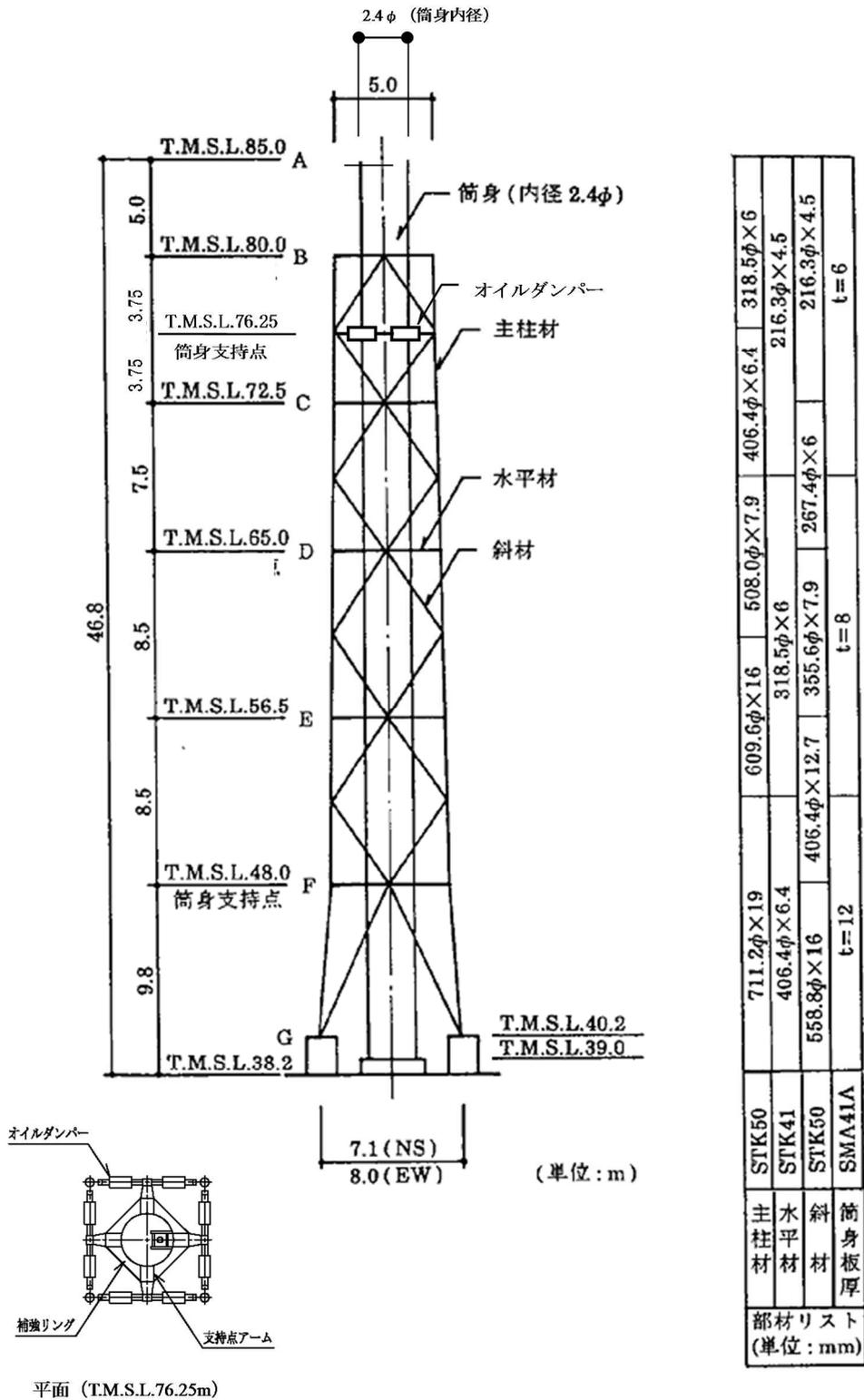


図 3.1.1 排気筒の概要 (その 2)

表 3.1.1 排気筒の部材諸元一覧

部位	部材間	寸法 (mm)
主柱材	B-C	318.5 φ ×6
	C-D	406.4 φ ×6.4
	D-E	508.0 φ ×7.9
	E-F	609.6 φ ×16
	F-G	711.2 φ ×19
斜材	B-C	216.3 φ ×4.5
	C-D	267.4 φ ×6
	D-E	355.6 φ ×7.9
	E-F	406.4 φ ×12.7
	F-G	558.8 φ ×16
水平材	B	216.3 φ ×4.5
	C	216.3 φ ×4.5
	D	318.5 φ ×6
	E	318.5 φ ×6
	F	406.4 φ ×6.7
筒身部	A-B	2412 φ ×6
	B-C	2412 φ ×6
	C-D	2412 φ ×6
	D-E	2416 φ ×8
	E-F	2416 φ ×8
	F-G	2424 φ ×12

3.2 排気筒の地震応答解析モデル

排気筒は塔状構造物であり、水平2方向及び鉛直方向地震力の同時入力の影響を受ける可能性があることから、3次元モデルによる地震応答解析を実施する。

排気筒の地震応答解析モデルは、屋上 (T.M.S.L.38.2m) より上部を立体的にモデル化した立体架構モデルとし、部材に発生する応力を地震応答解析によって直接評価できるモデルとしている。解析モデルの概要を図 3.2.1 に、解析に用いる材料の物性値を表 3.2.1 に示す。

モデルの作成にあたっては、排気筒を構成する全ての構造部材をモデル化することを基本方針とする。構成部材のうち、筒身、鉄塔部の主柱および鉄骨鉄筋コンクリート造の基礎部については軸、曲げ変形を考慮した梁要素として、鉄塔斜材、水平材についてはトラス要素としてモデル化する。なお、全部材が基準地震動 S_s に対して弾性範囲内の応答となることから、弾塑性特性は考慮していない。

制振装置 (オイルダンパー) の概要を図 3.2.2 に、諸元を表 3.2.3 に示す。オイルダンパーは、地震応答解析より求まる速度及び変位が許容値*の範囲内であることを確認することにより、その適用性を確認することとする。表 3.2.4 に基準地震動 S_s による応答 (暫定条件に基づく試算値) を用いた確認結果を示す。ダンパーの最大応答は、許容値を下回っており、基準地震動 S_s レベルの入力に対しても適用可能であることが確認出来る。

解析モデルへの入力は、原子炉建屋の質点系モデルによる地震応答解析結果から得られる屋上レベル (T.M.S.L.38.2m) における応答結果 (水平、鉛直、回転成分) を用いることとし、排気筒の基礎位置を固定として同時入力による地震応答解析を実施する。

また、地震応答解析における減衰評価は、剛性比例型減衰を用いており、水平方向の応答が排気筒の応答性状に支配的であることを踏まえて、水平方向 (NS 方向) の鉄塔の1次固有周期 (3.69Hz) に対して減衰定数が $h=2\%$ となる減衰を与えることとしている。

※設計時に定めた許容値であり、既工認の耐震計算書においても同じ許容値を用いてダンパーの適用性を確認している。

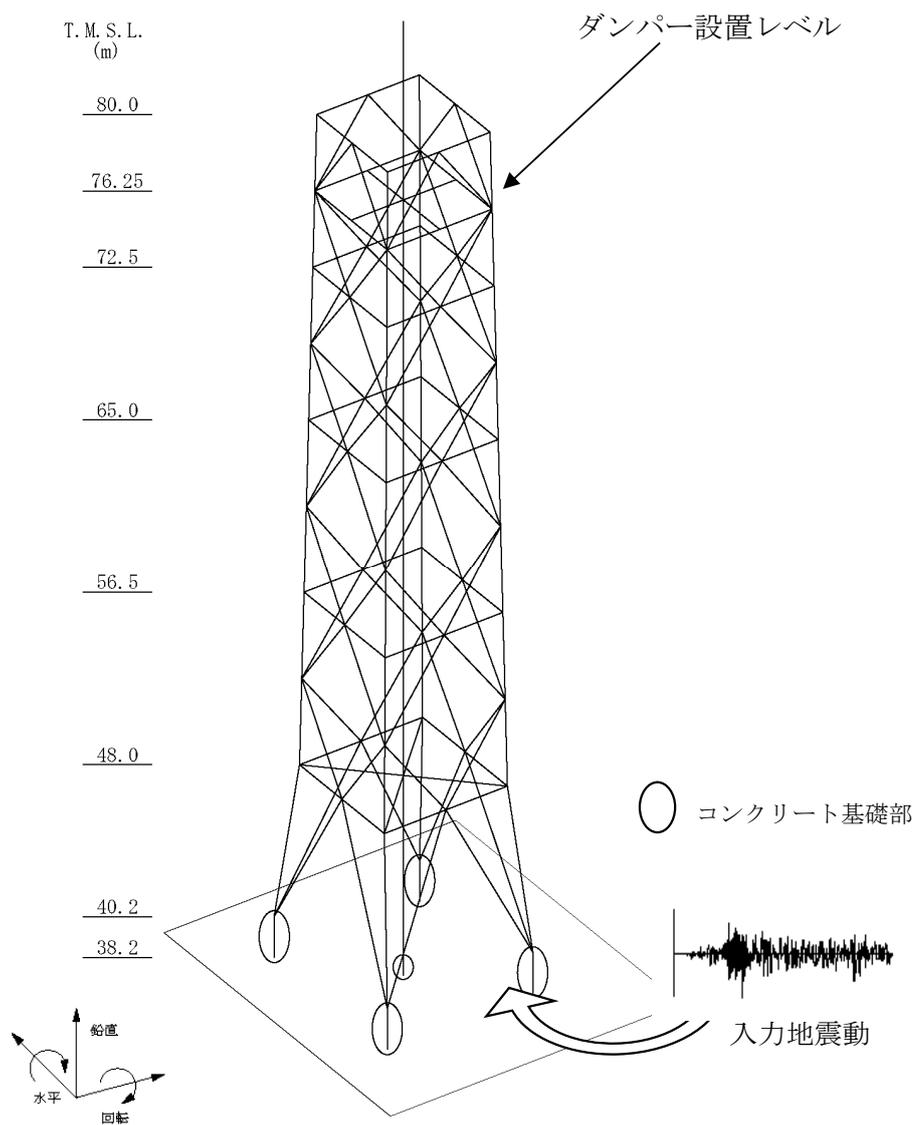
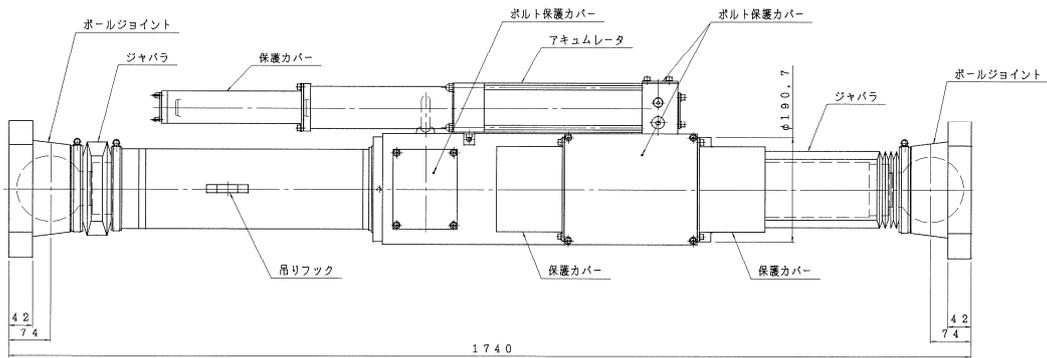
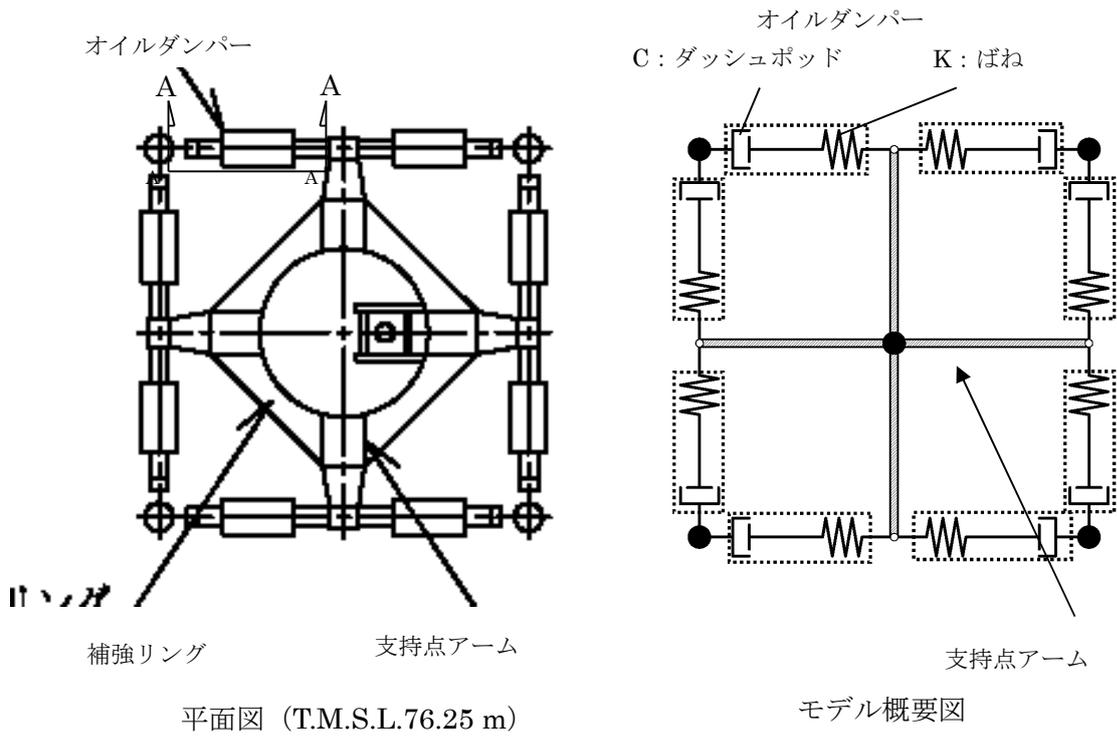


図 3.2.1 排気筒の地震応答解析モデルの概要

表 3.2.1 解析に用いる材料定数

部位	材料	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数
鉄塔, 筒身	鉄骨	2.05×10 ⁵	0.3	0.02
基礎	コンクリート	2.88×10 ⁴	0.2	0.05



A-A オイルダンパー詳細図 (単位: mm)

図 3.2.2 オイルダンパーの概要

表 3.2.3 オイルダンパー諸元

重量	6.0	(kN/台)
ばね定数	$K=0.3 \times 10^8$	(N/m)
減衰係数	$C=1.2 \times 10^5$	(N・s/m)

表 3.2.4 オイルダンパーの適用性

	Ss 最大応答値 (暫定値)	許容値
速度(m/s)	1.88	2.60
変位 (mm)	131	175

3.3 既工認と今回工認における排気筒の解析モデルの比較

排気筒の解析モデルについて、既工認で採用した解析モデルと今回工認で採用する予定の解析モデルとの差異を整理する。改造工認における排気筒の解析モデルと今回工認で採用予定の解析モデルの比較表を表 3.3.1 に示す。

表 3.3.1 のうち、要素分割及び地震荷重、解析コードの差異については、解析手法を変更したことに伴う変更である。また、既工認では、鉄塔部と筒身部を質点系でモデル化して地震応答解析（水平）を実施し、地震荷重を算定している。筒身部の評価は地震応答解析結果から求まる応力及び静的な鉛直荷重を用いた構造検討を実施し、鉄塔部については地震応答解析結果から求まる地震荷重及び静的な鉛直荷重を 3 次元フレームモデルに入力することにより構造検討を実施している。今回工認では、3 次元フレームモデルによる時刻歴応力解析（水平及び鉛直）を実施し、鉄塔部の各部材も含めて時刻歴解析で直接応力を算定することにより構造検討を実施する方針である。3 次元フレームモデルによる時刻歴応力解析は先行審査でも適用されている手法である。

また、コンクリートのヤング係数及びポアソン比については、別資料（「別紙 1 建屋の地震応答解析におけるコンクリート実剛性の採用について」）にて考察しているため、ここでは差異として取り上げないこととする。

以上を踏まえると、既工認と今回工認における解析モデルの主要な論点となる項目はないと考えられる。

3.4 排気筒の評価のまとめ

柏崎刈羽原子力発電所第 6 号及び 7 号炉の排気筒について、既工認と今回工認における解析モデル及び解析手法を比較し、差異を抽出した結果、先行電力を含む既工認で採用実績がある手法であり、主要な論点となる項目はないことを確認した。

なお、排気筒は、原子炉建屋の地震応答解析結果に基づく屋上レベルの応答を入力動として評価を実施しており、入力動の不確かさ（建屋応答の不確かさ）をふまえた場合でも許容値を満足することを確認することにより保守性に配慮した設計とする予定である。

4. まとめ

柏崎刈羽原子力発電所第 6 号及び 7 号炉の原子炉建屋屋根トラス及び排気筒について、既工認と今回工認における解析モデル及び解析手法を比較した。その結果、既工認と差異が認められる部分についてはその妥当性・適用性について検討を行い、今回工認で使用する解析モデルとして妥当であることを確認した。

表 3.3.1 排気筒の解析モデルの比較

項目	既工認（改造工認）	今回工認
解析手法	<ul style="list-style-type: none"> 地震応答解析（弾性解析） 静的応力解析（弾性解析） 	<ul style="list-style-type: none"> 時刻歴応力解析（弾性解析）
解析コード	<ul style="list-style-type: none"> DYNA2E（地震応答解析） NASTRAN（静的応力解析） 	<ul style="list-style-type: none"> DYNA2E
モデル化	<ul style="list-style-type: none"> 質点系モデル（地震応答解析） 3次元フレームモデル（静的応力解析） 	<ul style="list-style-type: none"> 3次元フレームモデル
要素分割	<p>【地震応答解析】</p> <ul style="list-style-type: none"> 鉄塔部・筒身部を質点系でモデル化，ダンパー部はダッシュポッド要素とバネ要素でモデル化 <p>【応力解析】</p> <ul style="list-style-type: none"> 梁要素：鉄塔部（支柱材） トラス要素：鉄塔部（水平材，斜材） 	<ul style="list-style-type: none"> 梁要素：鉄塔部（支柱材），筒身部，基礎部 トラス要素：鉄塔部（水平材，斜材） ダッシュポッド要素、ばね要素：ダンパー
材料物性	<ul style="list-style-type: none"> 鋼材のヤング係数： $E=2.05 \times 10^5 (N/mm^2)$ 鉄骨のポアソン比：0.3 	<ul style="list-style-type: none"> 鉄骨のヤング係数： $E=2.05 \times 10^5 (N/mm^2)$ 鉄骨のポアソン比：0.3 コンクリートのヤング係数 $E=2.88 \times 10^4 \text{ kN/mm}^2$ コンクリートのポアソン比 $\nu=0.2$
評価方法	<ul style="list-style-type: none"> S₁地震及び静的地震力に対して発生応力が許容限界を超えないことを確認 	<ul style="list-style-type: none"> S_s地震に対し，発生応力が許容限界を超えないことを確認
地震荷重	<p>【地震応答解析】</p> <ul style="list-style-type: none"> 水平：モデル脚部に質点系モデルの地震応答解析による水平方向の動的応答を入力 鉛直：実施せず <p>【応力解析】</p> <ul style="list-style-type: none"> 水平：地震応答解析から求まる地震荷重を入力 鉛直：静的震度を鉛直力として入力 	<ul style="list-style-type: none"> 水平及び鉛直：モデル脚部に質点系モデルの地震応答解析による水平及び鉛直方向の動的応答を同時入力

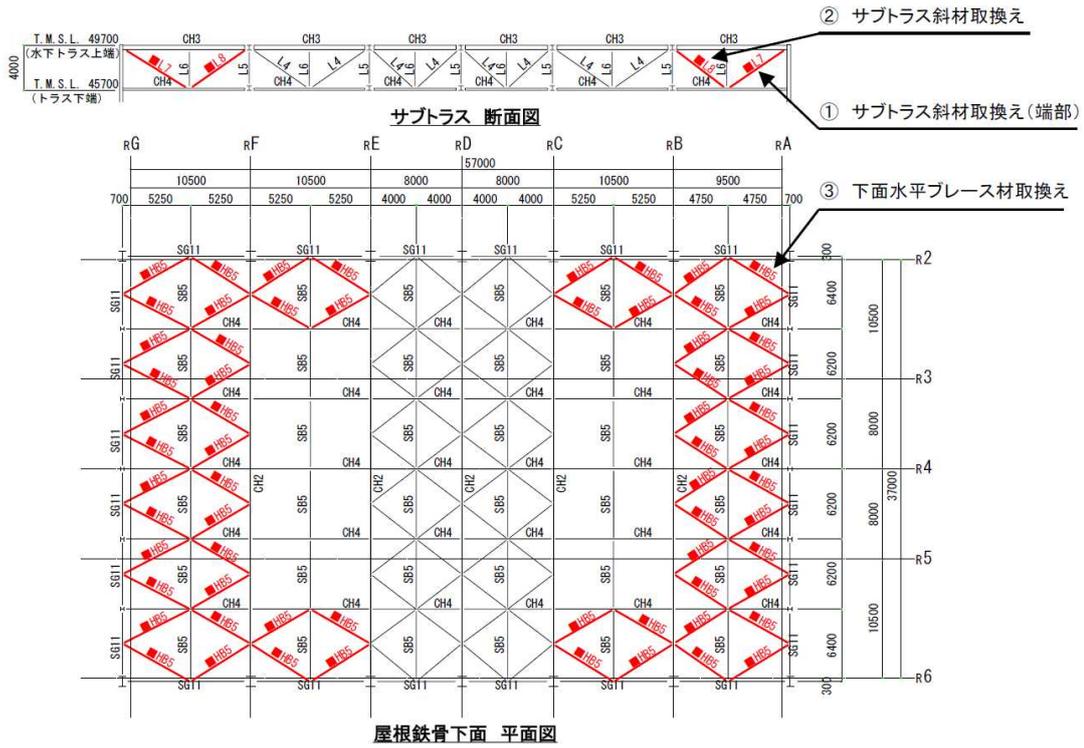
【参考文献】

- [1] 谷口他：鉄骨 X 型ブレース架構の復元力特性に関する研究，日本建築学会構造工学論文集
Vol.37B 号，1991 年 3 月，pp303-316
- [2] 柴田他：鉄骨筋違の履歴特性の定式化，日本建築学会構造工学論文集第 316 号，昭和 57 年 6
月，pp18-24
- [3] 鈴木他：原子力発電所鉄骨屋根トラスの終局限界に関する研究，日本建築学会構造系論文集
Vol.76 No.661，2011 年 3 月，P571-580
- [4] 中込他（1995）：繰返し力を受ける SM490 鋼の疲労性に関する研究 日本建築学会 構造系論文
集 No. 469, 127-136, 1995. 3

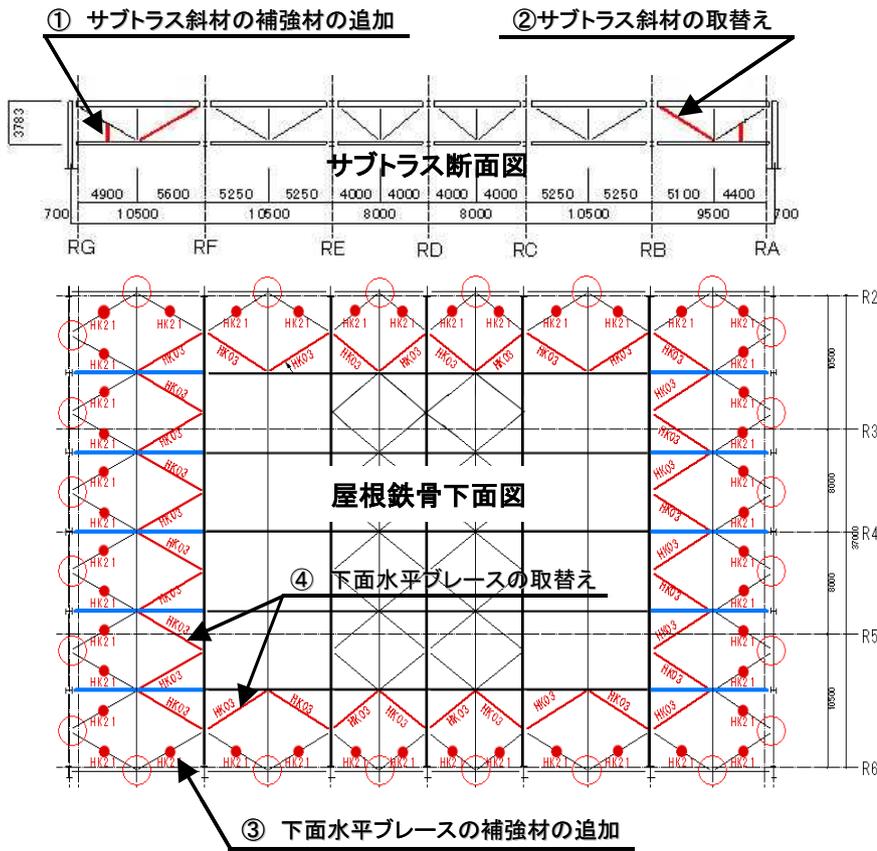
原子炉建屋屋根トラスの耐震補強について

柏崎刈羽原子力発電所 6 号炉及び 7 号炉の原子炉建屋屋根トラスについては耐震補強工事を実施しており、本資料では、当該工事における補強の内容について説明する。

屋根トラスの補強については、主トラスについては余裕があることが確認されたものの、それと直交するサブトラスの一部や下面水平ブレースなどの余裕の少ない部材については、部材取替え及び補強材の追加による耐震補強工事を実施している。耐震補強の補強箇所を図—1 に、補強部材の詳細を表—1 に示す。



図一1 (a) 屋根トラスの補強箇所 (6号炉)



図一1 (b) 屋根トラスの補強箇所 (7号炉)

表-1 (a) 補強部材の詳細 (6号炉)

No	箇所及び補強方法		
①	サブトラス斜材 取換え(端部)	補強前 2Ls-90×90×10 ↓ 補強後 2Ls-120×120×8	
②	サブトラス斜材 取換え	補強前 2Ls-90×90×10 ↓ 補強後 2Ls-130×130×9	
③	下面水平ブレース材 取換え	補強前 CT-150×300×10×15 ↓ 補強後 CT-175×350×12×19	

表-1 (b) 補強部材の詳細 (7号炉)

No.	箇所及び補強方法		
①	サブトラス斜材 補強材の追加		斜材 2Ls-90×90×10 補強材 L-75×75×6
②	サブトラス斜材 取替え		補強前 2Ls-90×90×10 補強後 2Ls-130×130×9
③	下面水平 ブレース材 補強材の追加		ブレース材 CT-150×300×10×15 補強材 [-150×75×6.5×10]
④	下面水平 ブレース材 取替え		補強前 CT-150×300×10×15 補強後 CT-175×350×12×19

剛性比例型減衰の妥当性について

1. はじめに

今回工認では、原子炉建屋屋根トラスの地震応答解析における減衰評価について、鉄骨造の構造物に対して一般的に適用している剛性比例型としている。

表-1 に 7 号炉原子炉建屋屋根トラスの固有値解析結果を、図-1 に剛性比例型減衰による減衰定数と振動数の関係を示す。

鉄骨造の屋根トラスは、水平材として鉛直方向の挙動が卓越すると考えられるため、水平材の応答に影響の大きい鉛直方向 1 次固有振動数 (5.19Hz) に対して減衰定数が $h=2\%$ となる剛性比例型減衰を与えている。図-1 より、剛性比例型減衰の特徴として高次モードの減衰を大きくとることになるが、高次モードが屋根トラスの応答へ及ぼす影響は小さいため、剛性比例型減衰の採用が屋根トラスの応答へ与える影響は小さいと考える。

以下では、振動数、周期に加えて、刺激係数、有効質量比についても高次モードまで確認し、剛性比例型減衰の設定の妥当性を検討する。

表-1 固有値解析結果

次数	振動数 (Hz)	周期 (sec)	備考
1	5.19	0.193	鉛直方向一次
2	6.16	0.162	鉛直方向二次
3	7.07	0.141	
4	7.51	0.133	NS方向一次
5	8.10	0.123	
6	9.22	0.108	EW方向一次

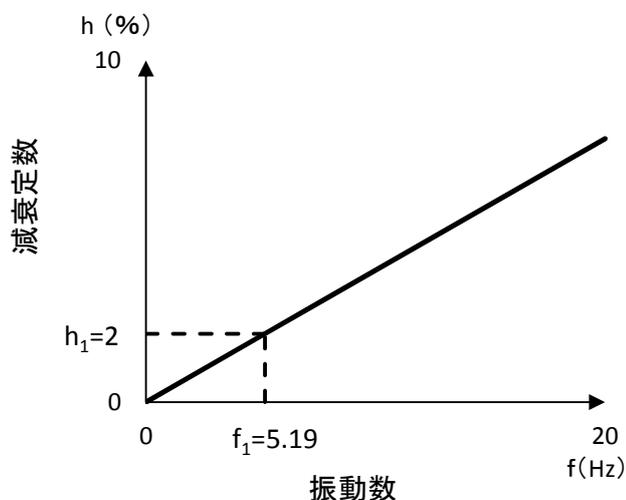


図-1 剛性比例型減衰による減衰定数と振動数の関係

2. 剛性比例型減衰設定の妥当性の確認

屋根トラスについて、剛性比例型減衰の設定の妥当性を確認するために、振動数、周期に加えて、刺激係数、有効質量比を追加の上、固有値解析結果を高次モードまで確認した結果を表-2に示す。

屋根トラスの水平方向の1次固有振動数は、NS方向：7.51Hz、EW方向：9.22Hzであり、原子炉建屋の地盤-建屋連成系の水平方向の1次固有振動数（NS、EW方向共に2.3Hz程度）と開きがあることから、屋根トラスの評価においては、水平方向の入力による影響は小さいと考えられる。

一方、屋根トラスの鉛直方向の1次固有振動数は、5.19Hzであり、原子炉建屋鉛直方向の地盤-建屋連成系の1次固有振動数（4Hz程度）と近接しており、また構造面から考えても、屋根トラスの評価においては鉛直動の影響が大きいと考えられる。なお、鉛直方向については、固有振動数が近接している2次モード、3次モードの影響も考えられるが、1次モードが他の高次モードに対して刺激係数、有効質量比とも大きく、1次モードが全体応答に与える影響が大きいと考えられる。

また、参考として屋根トラスの各方向の固有振動数と解析モデルへの入力地震動の加速度応答スペクトルの関係を図-2に示す。これより、入力動の応答スペクトルにおけるピークと屋根トラスの固有振動数については、上記の考察と整合した関係になっていることが確認できる。

以上のことから、屋根トラスは、刺激係数、有効質量比とも他のモードに比較して大きく、固有振動数が建屋地盤連成系の1次固有振動数と近接している鉛直方向の1次モードが応答性状に支配的と考えられることから、鉛直方向1次固有振動数（5.19Hz）に対して減衰定数が $h=2\%$ となる剛性比例型減衰を設定することは妥当であると考えられる。

なお、詳細設計においては、必要に応じて剛性比例型以外の減衰を用いて、高次モードの影響を確認することとする。

表-2 固有値解析結果

固有周期、振動数、刺激係数、有効質量比(屋根トラス)

次数	振動数 (Hz)	周期 (sec)	刺激係数			有効質量比			備考
			X方向	Y方向	Z方向	X方向	Y方向	Z方向	
1	5.19	0.193	0.000	-0.001	1.596	0.000	0.000	0.065	鉛直方向一次
2	6.16	0.162	-0.004	-0.089	-0.073	0.000	0.000	0.000	鉛直方向二次
3	7.07	0.141	-0.002	0.004	0.416	0.000	0.000	0.003	鉛直方向三次
4	7.51	0.133	1.220	-0.004	-0.003	0.298	0.000	0.000	NS方向一次
5	8.10	0.123	-0.013	-0.473	-0.055	0.000	0.004	0.000	
6	9.22	0.108	0.003	1.811	-0.003	0.000	0.396	0.000	EW方向一次
7	10.16	0.098	1.414	0.011	0.007	0.032	0.000	0.000	
8	10.43	0.096	0.738	-0.011	-0.006	0.010	0.000	0.000	
9	10.44	0.096	-0.031	0.009	0.067	0.000	0.000	0.000	
10	11.08	0.090	-0.199	-0.007	-0.002	0.001	0.000	0.000	
11	11.81	0.085	0.010	0.027	0.008	0.000	0.000	0.000	
12	11.94	0.084	0.009	0.004	0.009	0.000	0.000	0.000	
13	13.58	0.074	0.017	-0.027	-0.069	0.000	0.000	0.000	
14	14.07	0.071	0.063	0.005	-0.003	0.000	0.000	0.000	
15	14.55	0.069	-0.011	0.024	-0.846	0.000	0.000	0.005	
16	14.90	0.067	-0.027	0.033	-0.935	0.000	0.000	0.007	
17	15.57	0.064	-0.007	-0.054	-0.301	0.000	0.000	0.002	
18	15.60	0.064	0.008	0.038	-0.050	0.000	0.000	0.000	
19	16.29	0.061	-0.004	0.289	0.040	0.000	0.001	0.000	
20	16.95	0.059	0.015	-0.264	0.000	0.000	0.010	0.000	

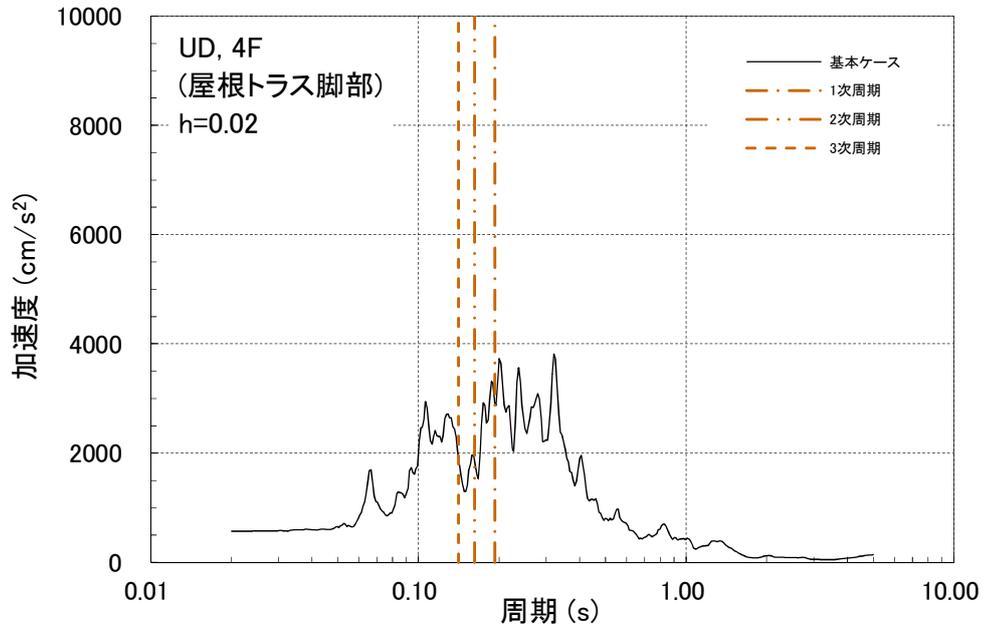


図-2 (a) 固有振動数と入力動の加速度応答スペクトルの関係 鉛直方向

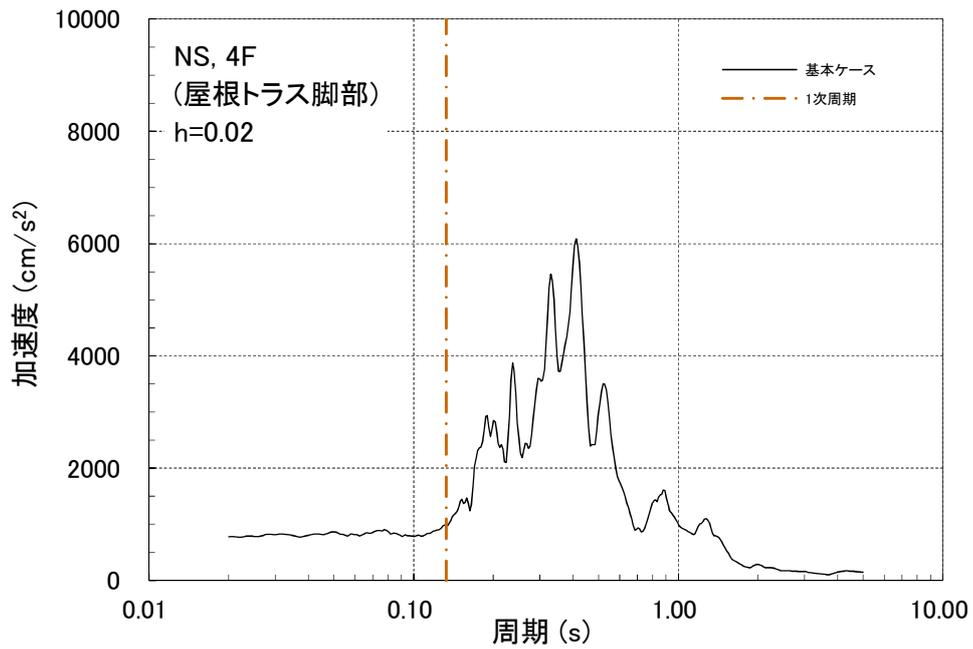


図-2 (b) 固有振動数と入力動の加速度応答スペクトルの関係 NS 方向

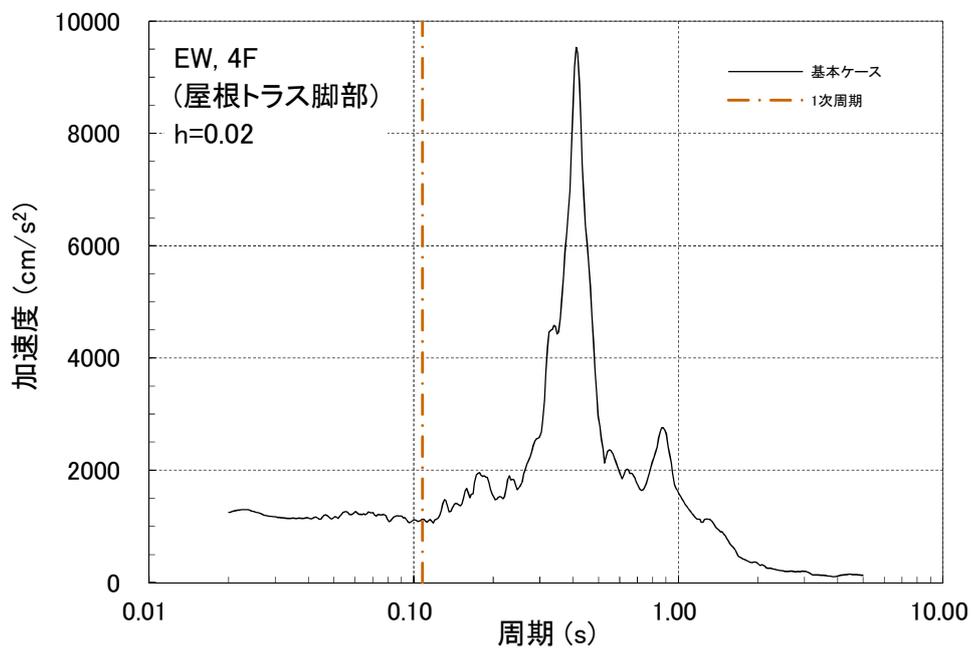


図-2 (c) 固有振動数と入力動の加速度応答スペクトルの関係 EW 方向

3. 排気筒の減衰の設定について

原子炉建屋屋根トラスと同様に、排気筒の地震応答解析における減衰評価についても、鉄骨造の構造物に対して一般的に適用している剛性比例型としている。

鉄骨造の排気筒は、塔状構造物であることから水平方向の挙動が卓越すると考えられるため、筒身部よりも応答に影響の大きい鉄塔部の水平（NS）方向 1 次固有振動数（3.69Hz）に対して減衰定数が $h=2\%$ となる剛性比例型減衰を与えている。

排気筒について、剛性比例型減衰の設定の妥当性を確認するために、振動数、周期に加えて、刺激係数、有効質量比を追加の上、固有値解析結果を高次モードまで確認した結果を表-3 に示す。

排気筒の水平方向の 1 次固有振動数は、筒身部では NS 方向：0.98Hz、EW 方向：0.98Hz、鉄塔部では NS 方向：3.69Hz、EW 方向：3.71Hz となっており、原子炉建屋の地盤-建屋連成系の水平方向の一次固有振動数（NS、EW 方向共に 2.3Hz 程度）と比較すると、両者とも近接しており、筒身部、鉄塔部それぞれの 1 次モードの影響が大きいと考えられる。刺激係数、有効質量比についても、鉄塔部、筒身部の 1 次モードは共に大きいため、筒身部、鉄塔部それぞれの 1 次モードの影響は大きいと考えられる。

また、1 次モード以外に刺激係数・有効質量比が比較的大きいモードとしては、筒身の NS 方向 2 次（固有振動数 6.63Hz）、筒身の EW 方向 2 次（固有振動数 6.67Hz）、鉄塔の NS 方向 2 次（10.74Hz）、鉄塔の EW 方向 2 次（11.15Hz）が挙げられるが、原子炉建屋の地盤-建屋連成系の水平方向の一次固有振動数（NS、EW 方向共に 2.3Hz 程度）とは開きがあることから、これらのモードの影響は小さいと考えられる。

一方、排気筒の鉛直方向の 1 次固有振動数は、筒身部 19.06Hz、鉄塔部 20.43Hz であり、原子炉建屋鉛直方向の地盤-建屋連成系の 1 次固有振動数（4Hz 程度）と開きがあることから、排気筒の評価においては、鉛直方向の入力による影響は小さいと考えられる。

また、参考として排気筒の各方向の固有振動数と解析モデルへの入力地震動の加速度応答スペクトルの関係を図-3 に示す。これより、入力動の応答スペクトルにおけるピークと排気筒の固有振動数については、上記の考察と整合した関係になっていることが確認できる。

以上のことから、排気筒は、刺激係数、有効質量比とも他のモードに比較して大きく、固有振動数が建屋地盤連成系の 1 次固有振動数と近接している筒身部及び鉄塔部の水平方向の 1 次モードが応答性状に支配的と考えられるが、より保守的な評価となる鉄塔部の水平方向 1 次固有振動数（3.69Hz）に対して減衰定数が $h=2\%$ となる剛性比例型減衰を設定しており、排気筒の評価で採用予定の剛性比例型減衰の設定は妥当であると考えられる。

表-3 固有值解析結果

固有周期、振動数、刺激係数、有効質量比(排気筒)

次数	振動数 (Hz)	周期 (sec)	刺激係数			有効質量比			備考
			X方向	Y方向	Z方向	X方向	Y方向	Z方向	
1	0.98	1.021	1.528	0.000	0.000	0.139	0.000	0.000	筒身NS方向1次
2	0.98	1.018	0.000	1.511	0.000	0.000	0.136	0.000	筒身EW方向1次
3	2.75	0.364	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	
4	3.69	0.271	-1.616	0.000	0.000	0.214	0.000	0.000	鉄塔NS方向1次
5	3.71	0.269	0.000	-1.538	0.000	0.000	0.197	0.000	鉄塔EW方向1次
6	6.63	0.151	-1.201	0.000	0.000	0.064	0.000	0.000	筒身NS方向2次
7	6.67	0.150	0.000	-1.186	0.000	0.000	0.061	0.000	筒身EW方向2次
8	7.73	0.129	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
9	9.71	0.103	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	
10	10.74	0.093	1.067	0.000	0.001	0.191	0.000	0.000	鉄塔NS方向2次
11	11.15	0.090	0.000	1.035	0.000	0.000	0.181	0.000	鉄塔EW方向2次
12	11.51	0.087	0.000	0.000	0.010	0.000	0.000	0.000	
13	12.24	0.082	0.000	-0.369	0.000	0.000	0.007	0.000	
14	12.27	0.081	-0.290	0.000	0.000	0.004	0.000	0.000	
15	13.31	0.075	0.000	0.000	-0.010	0.000	0.000	0.000	
16	14.57	0.069	0.708	0.000	0.000	0.034	0.000	0.000	
17	14.58	0.069	0.000	0.843	0.000	0.000	0.046	0.000	
18	15.34	0.065	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
19	18.04	0.055	-0.661	0.000	-0.001	0.061	0.000	0.000	
20	18.24	0.055	0.000	-0.721	0.000	0.000	0.079	0.000	
21	18.55	0.054	0.000	-0.007	0.000	0.000	0.000	0.000	
22	19.06	0.052	0.000	0.000	1.251	0.000	0.000	0.172	筒身鉛直方向1次
23	20.43	0.049	-0.001	0.000	1.615	0.000	0.000	0.324	鉄塔鉛直方向1次
24	22.68	0.044	0.000	-0.209	0.000	0.000	0.008	0.000	
25	22.76	0.044	-0.195	0.000	0.000	0.008	0.000	0.000	
26	23.45	0.043	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
27	24.63	0.041	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
28	26.13	0.038	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
29	28.48	0.035	0.000	0.012	0.000	0.000	0.000	0.000	
30	28.49	0.035	0.011	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

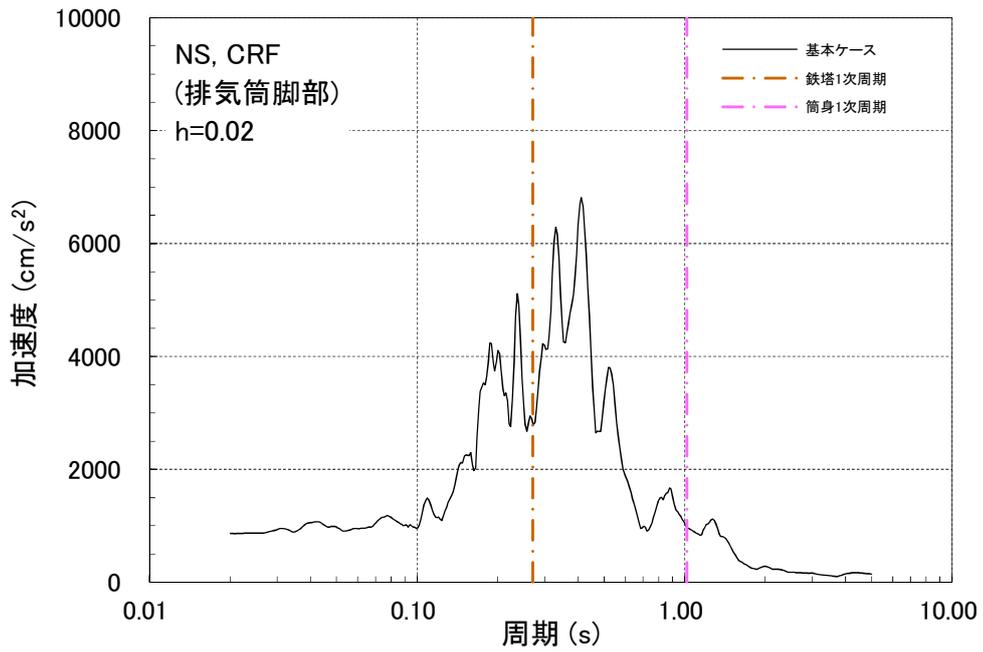


図-3 (a) 固有振動数と入力動の加速度応答スペクトルの関係 NS 方向

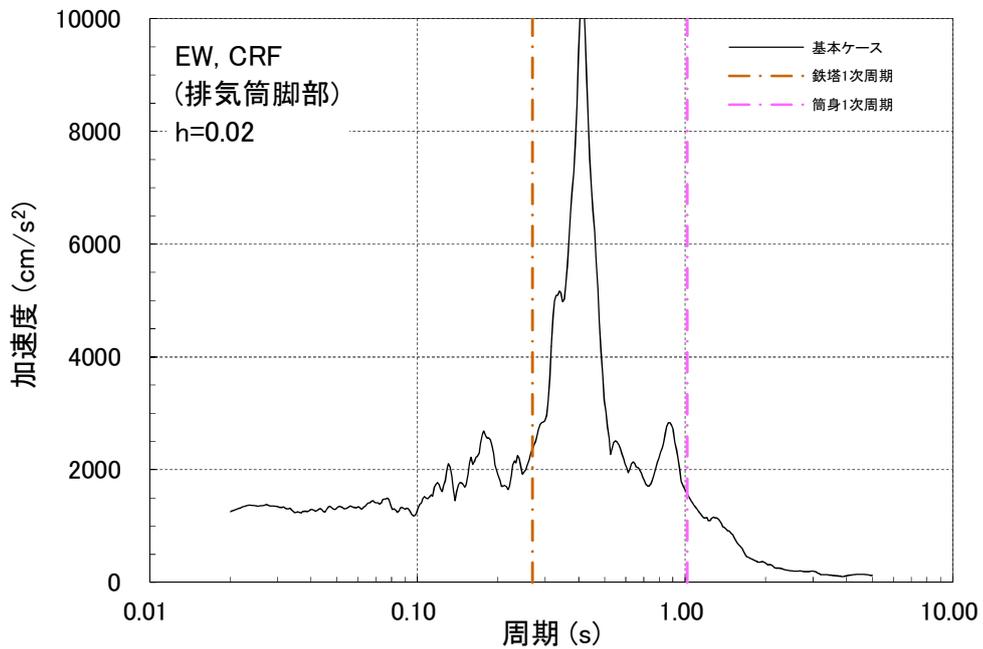


図-3 (b) 固有振動数と入力動の加速度応答スペクトルの関係 EW 方向

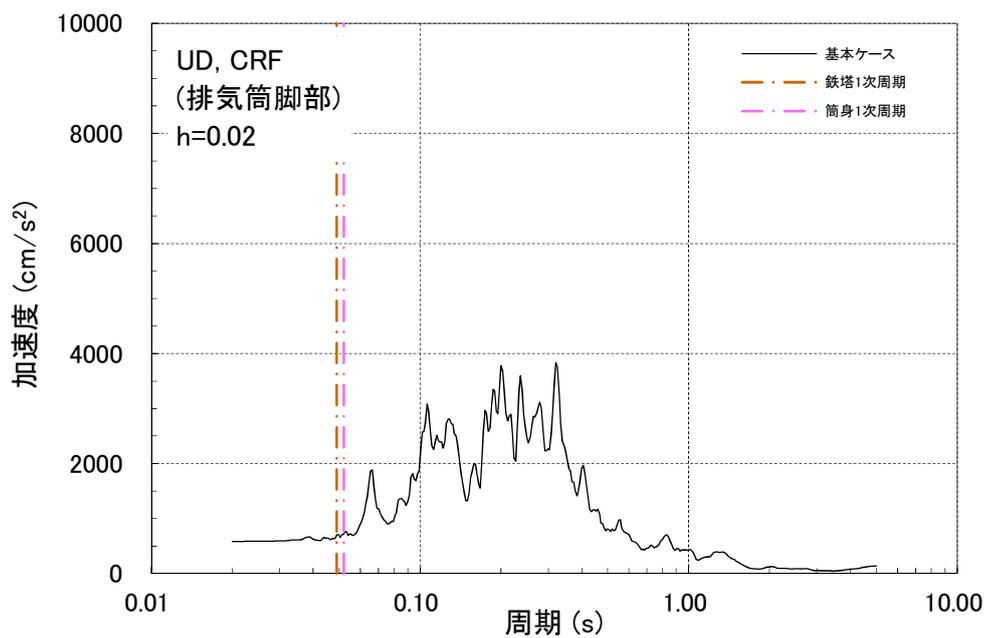


図-3 (c) 固有振動数と入力動の加速度応答スペクトルの関係 鉛直方向

排気筒の基礎部について

1. 基礎の概要

排気筒の基礎は、原子炉建屋と一体となった鉄骨鉄筋コンクリート造の立ち上がり部である。排気筒基礎の概要を図-1 に示す。

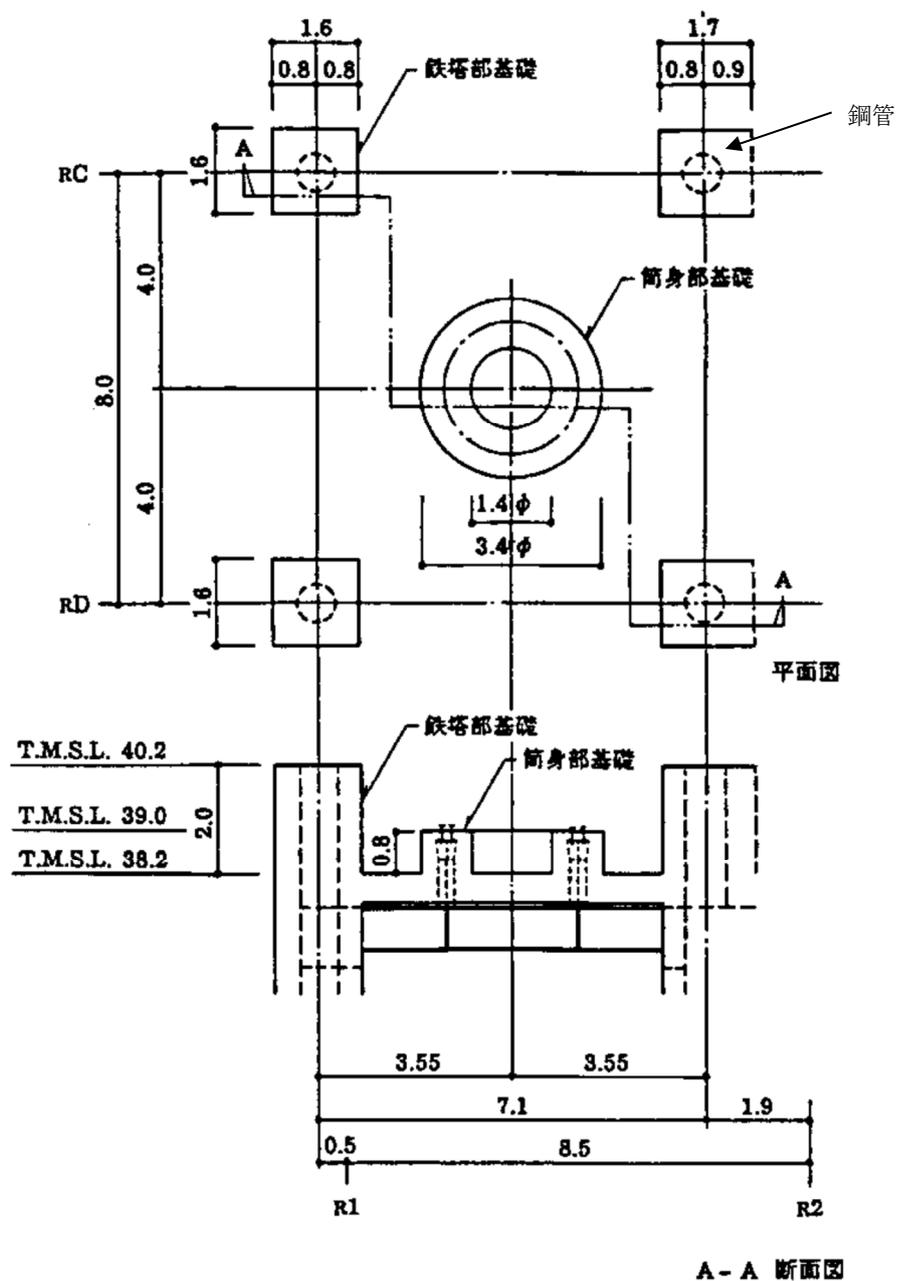


図-1 排気筒基礎の概要

2. 基礎部の評価について

今回工認における基礎部の評価は、既工認と同様に、鉄塔部基礎ボルト、鉄塔部基礎、筒身部基礎ボルトを対象として、実施する予定である。

(1) 鉄塔部基礎ボルト

鉄塔部基礎ボルトについては、基礎ボルト1本あたりに発生する応力を評価し、基礎ボルトの諸元から求まる短期許容応力度との比較を行うことにより評価を実施する。

(2) 鉄塔基礎部

鉄塔基礎部については、曲げモーメント、せん断力、軸力に対する評価を実施する。

曲げモーメントについては、鉄筋コンクリート部の鉄筋のみが負担すると仮定し、発生する応力が鉄筋の短期許容応力度を下回っていることを確認する。

せん断力については、コンクリートで負担すると仮定し、発生する応力がコンクリートの短期許容応力度を下回っていることを確認する。なお、評価に用いるコンクリート強度は既工認と同様に設計基準強度を用いるものとする。

軸力については鋼管のみが負担するものとして、発生する応力が鋼材の短期許容応力度を下回っていることを確認する。

(3) 筒身部基礎ボルト

筒身部基礎ボルトについては、基礎ボルト1本あたりに発生する応力を評価し、基礎ボルトの諸元から求まる短期許容応力度との比較を行うことにより評価を実施する。

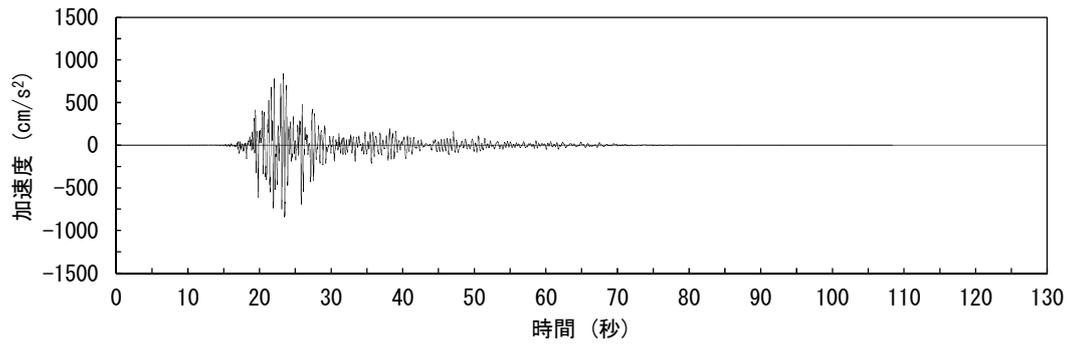
排気筒の入力地震動及び固有振動数・固有モードについて

排気筒は、原子炉建屋の屋上（T.M.S.L.38.2m）に位置し、内径 2.4m の鋼板製筒身（換気空調系用排気筒）を鋼管四角形鉄塔（制震装置付）で支えた鉄塔支持形排気筒である。

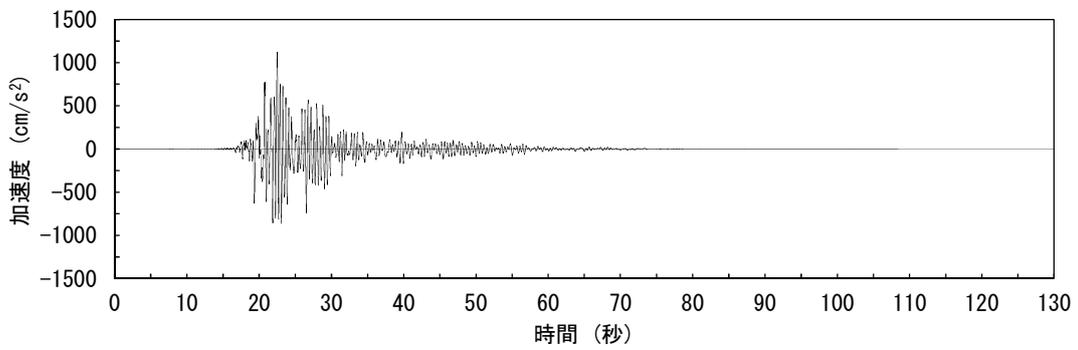
排気筒は塔状構造物であり、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の同時入力の影響を受ける可能性がある構造物であることから、3次元モデルによる地震応答解析を実施する。解析モデルへの入力地震動は、原子炉建屋の質点系モデルによる地震応答解析結果から得られる屋上レベル（T.M.S.L.38.2m）における応答結果（水平、鉛直、回転成分）を用いている。

排気筒への入力として用いている入力動の時刻歴波形を Ss-2 を例として図-1 に示す。地震応答解析を実施する際には、水平、鉛直成分は加速度時刻歴波形を、回転成分は回転変位時刻歴波形を入力している。

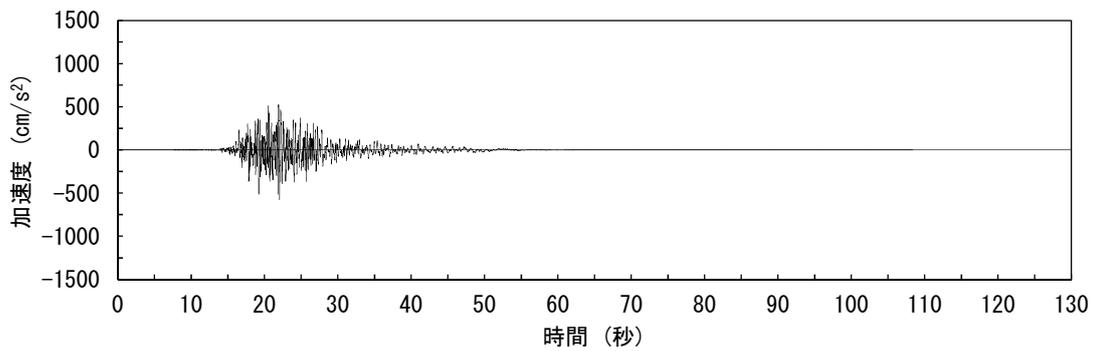
回転変位から求まる脚部鉛直変位は、鉄塔部支柱材の脚部において、最大で NS 方向 1.7mm 程度、EW 方向 2.9mm 程度となる。



(a) 南北方向 (水平)

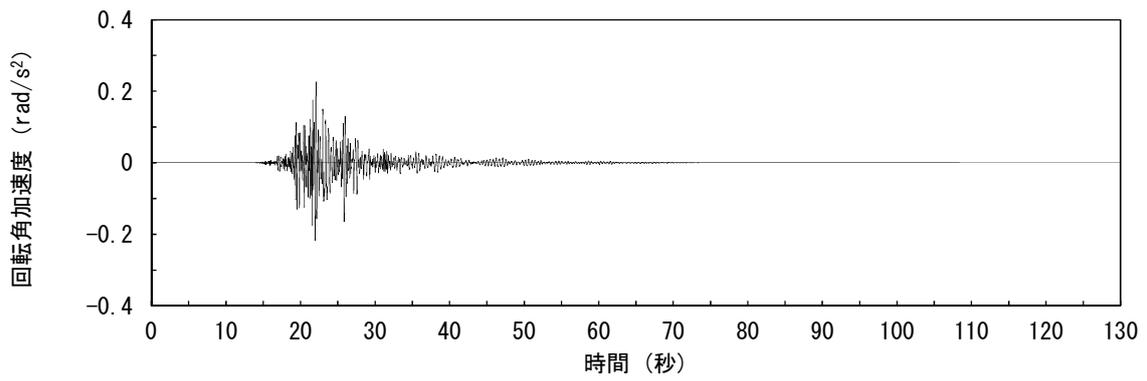


(b) 東西方向 (水平)

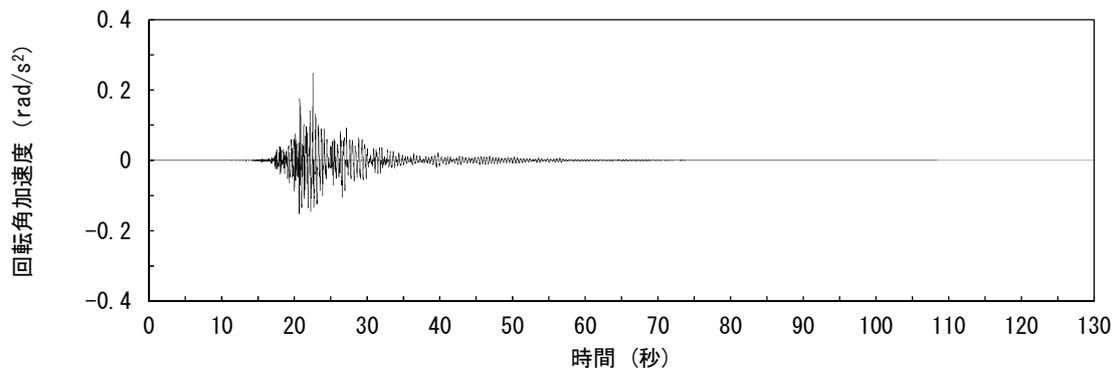


(c) 鉛直方向

図-1(1) 入力動の時刻歴波形
(加速度、水平、鉛直成分)

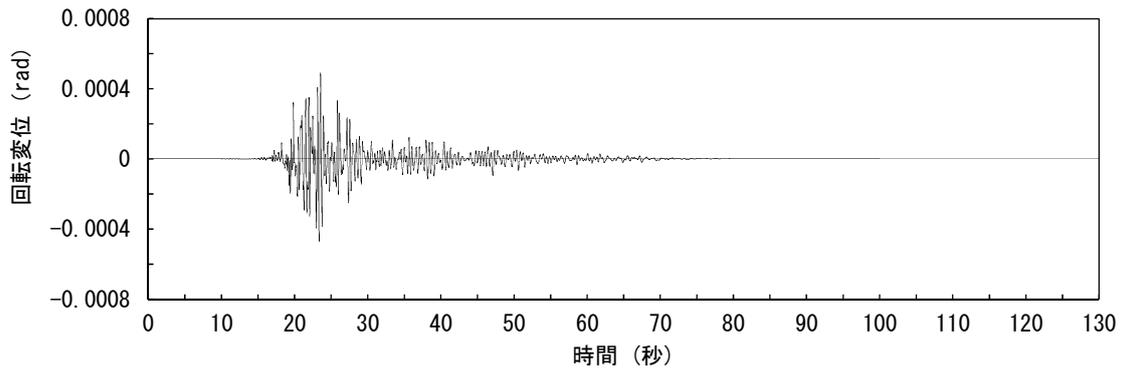


(d) 南北方向 (回転)

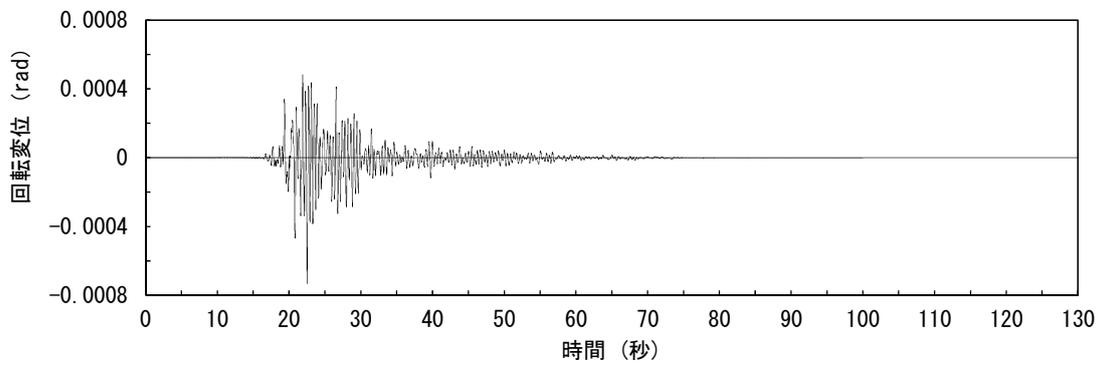


(e) 東西方向 (回転)

図一 1 (2) 入力動の時刻歴波形
(加速度、回転成分)



(f) 南北方向 (回転)



(g) 東西方向 (回転)

図-1(3) 入力動の時刻歴波形
(変位、回転成分)

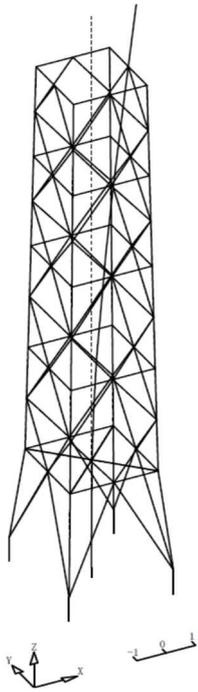
排気筒のモデル化にあたっては、鋼製材のうち、筒身、鉄塔部およびコンクリート造の基礎部については軸、曲げ変形を考慮した梁要素、鉄塔斜材、水平材についてはトラス要素としてモデル化する。固有値解析結果を表-1 および図-2 に示す。

筒身部の1次固有振動数は水平方向で1Hz、鉛直方向で19Hzとなり、鉄塔部の1次固有振動数は水平方向で3.7Hz、鉛直方向で20Hzとなる。

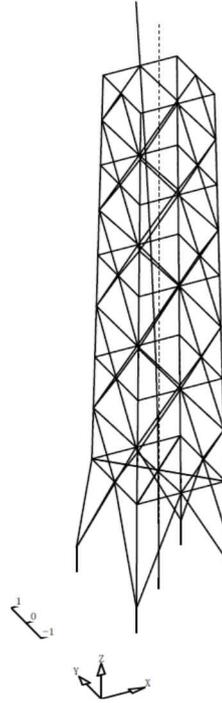
表-1 固有値解析結果

次数	振動数 (Hz)	周期 (sec)	刺激係数			備考
			X	Y	Z	
1	0.98	1.021	1.528	0.000	0.000	筒身NS方向1次
2	0.98	1.018	0.000	1.511	0.000	筒身EW方向1次
4	3.69	0.271	-1.616	0.000	0.000	鉄塔NS方向1次
5	3.71	0.269	0.000	-1.538	0.000	鉄塔EW方向1次
22	19.06	0.052	0.000	0.000	1.251	筒身鉛直方向1次
23	20.43	0.049	-0.001	0.000	1.615	鉄塔鉛直方向1次

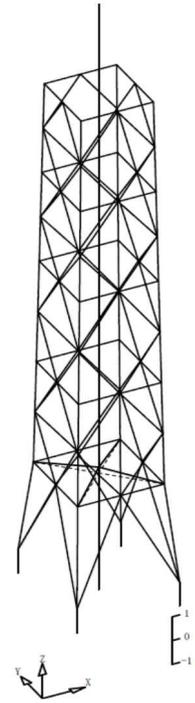
(筒身部)



筒身南北方向 1 次

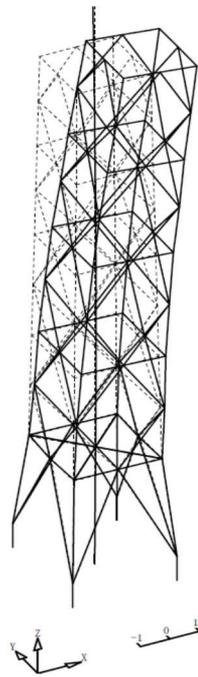


筒身東西方向 1 次

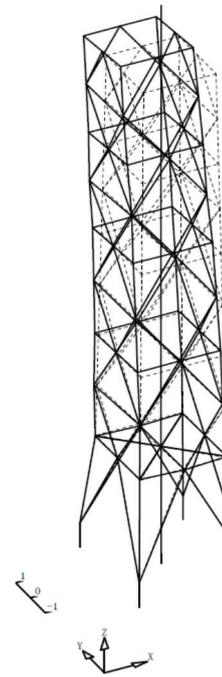


筒身鉛直方向 1 次

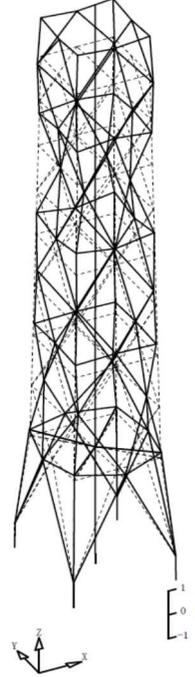
(鉄塔部)



鉄塔南北方向 1 次



鉄塔東西方向 1 次



鉄塔鉛直方向 1 次

図-2 固有値解析結果 (刺激係数)

排気筒の想定破損箇所及び破損モード，溶接箇所と筒身支持位置の関係について

排気筒の地震応答解析モデルは，屋上（T.M.S.L.38.2m）より上部を立体的にモデル化した立体架構モデルとしている。解析モデルの作成にあたっては，排気筒を構成する全ての構造部材をモデル化することを基本方針としている。

主要な基準地震動（Ss-1 および Ss-2）に対して，各部材の発生応力度と評価基準値に対する比率を図-1 に示す。基準地震動 Ss に対して，各部材は弾性範囲内におさまる。また，図-1 には鉄塔部と筒身部の接続位置や，鉄塔部および筒身部の溶接箇所も合わせて示す。最大応力は，鉄塔部，筒身部とも構造物の高さ方向の概ね中間部で発生し，かつ，溶接箇所とは異なる位置で発生しているため，排気筒脚部や溶接部での破断により崩壊する状態にはならない。

排気筒の破損モードとしては，図-1 に示す応力度比をみると，脚部の曲げヒンジより先に，鉄塔部の主柱材や筒身の局部座屈または主柱材端部に曲げヒンジが形成されることが想定されるため，倒壊に至るようなモードとはならないと考えられる。また，鉄塔部と筒身部の接続部近傍での応力度比は中間部に比べて小さく，鉄塔部及び筒身部の応力度比が大きい位置と一致していないことから，どちらかの破損から連鎖的な破壊が進行することは無いと考えられる。

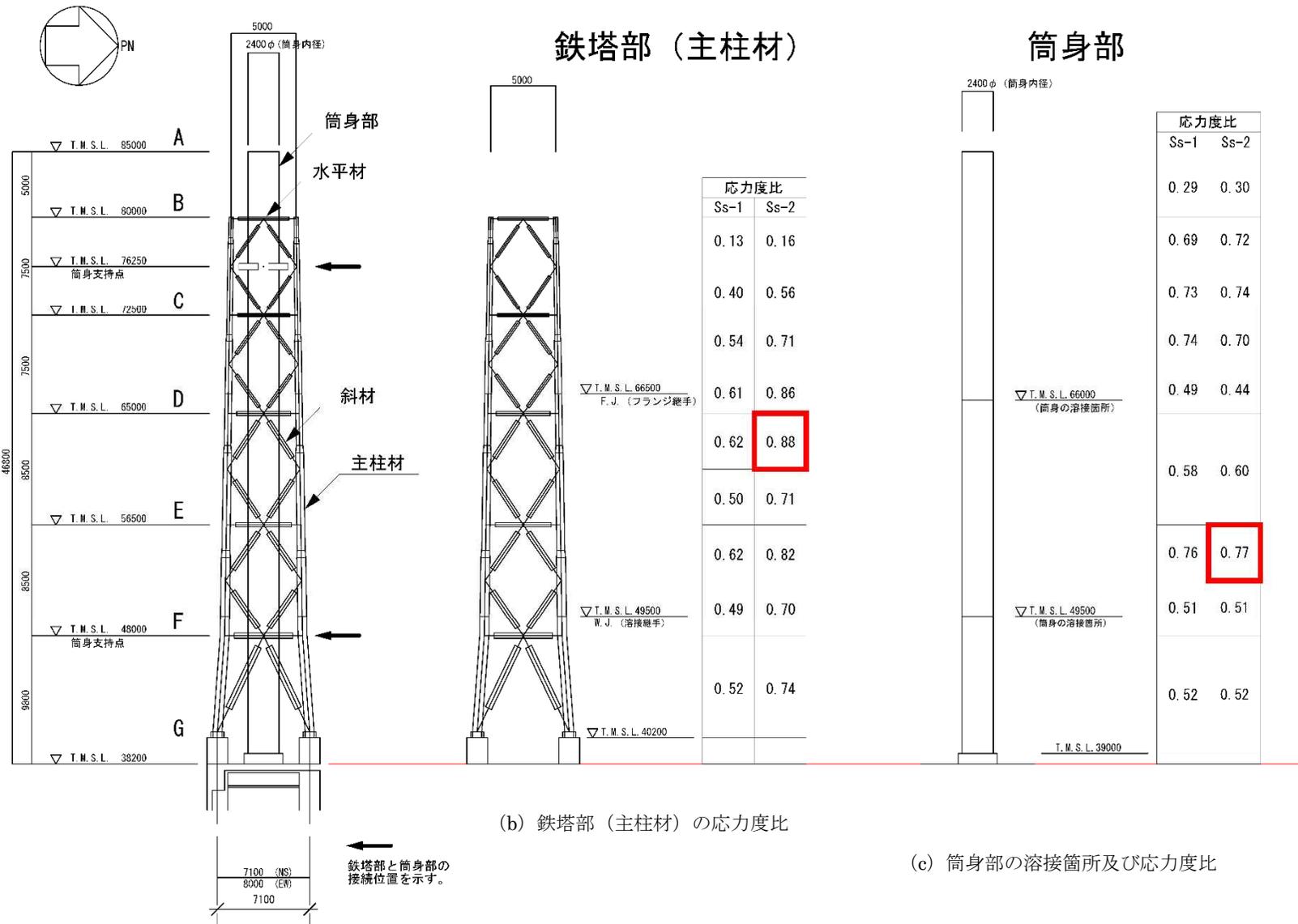
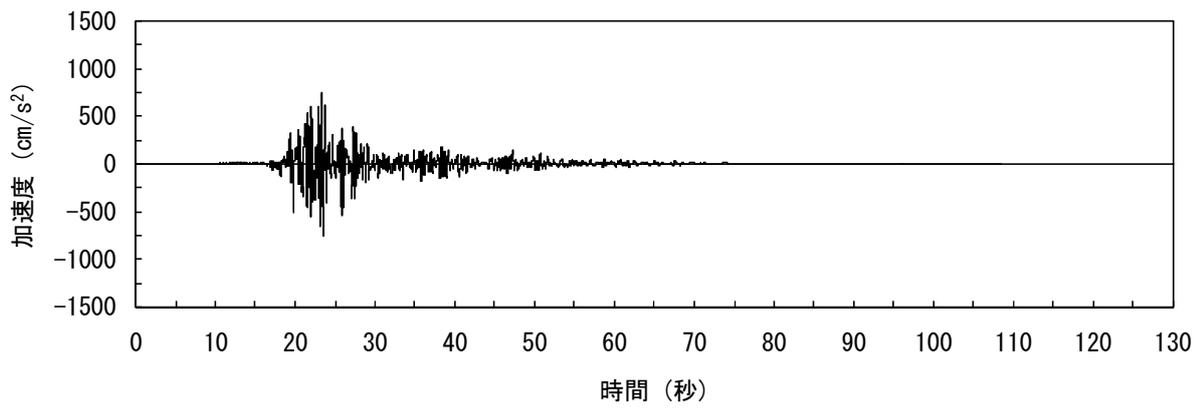


図-1 排気筒の評価結果（暫定値）と溶接箇所

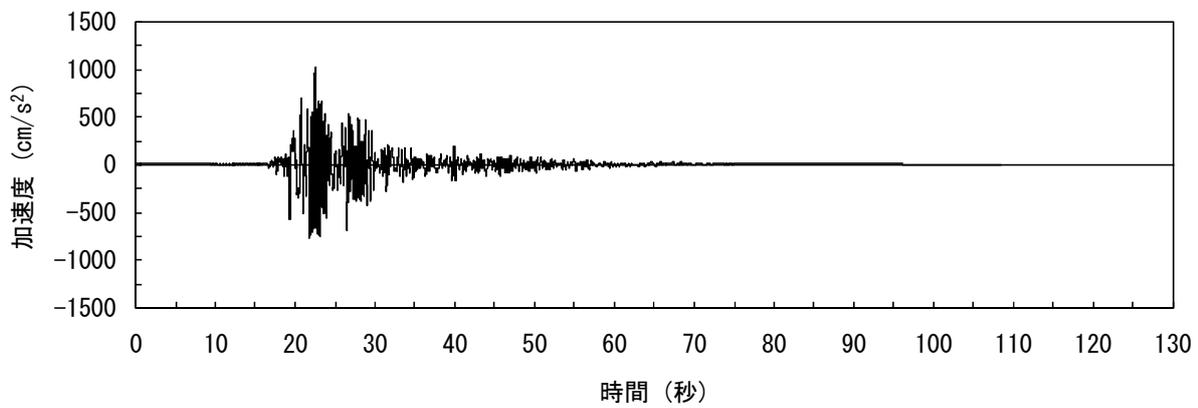
屋根トラスの入力地震動及び固有振動数・固有モードについて

1. 屋根トラスの入力地震動

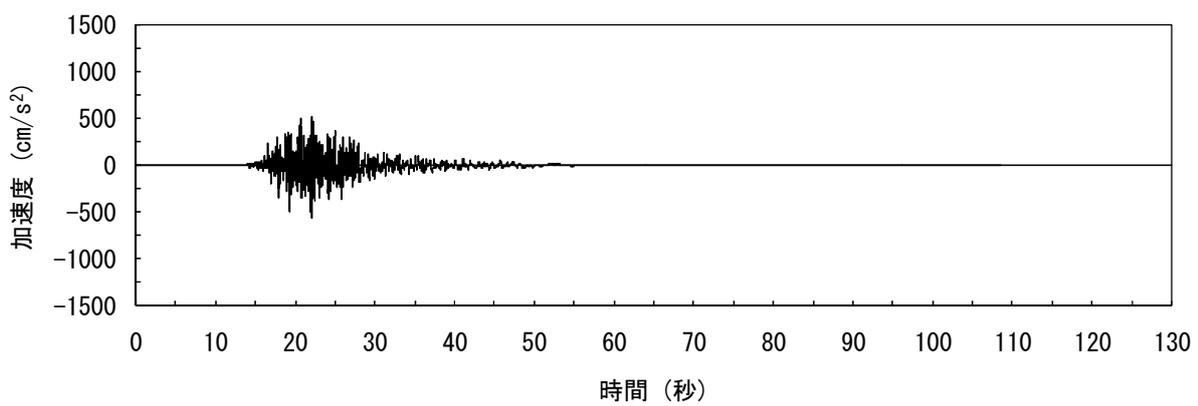
屋根トラスへの入力として用いている入力動の時刻歴波形(暫定応答)について、Ss-2 を例として図-1 に示す。地震応答解析を実施する際には、水平、鉛直成分は加速度時刻歴波形を、回転成分は回転変位時刻歴波形を入力している。



(a) 南北方向 (水平)

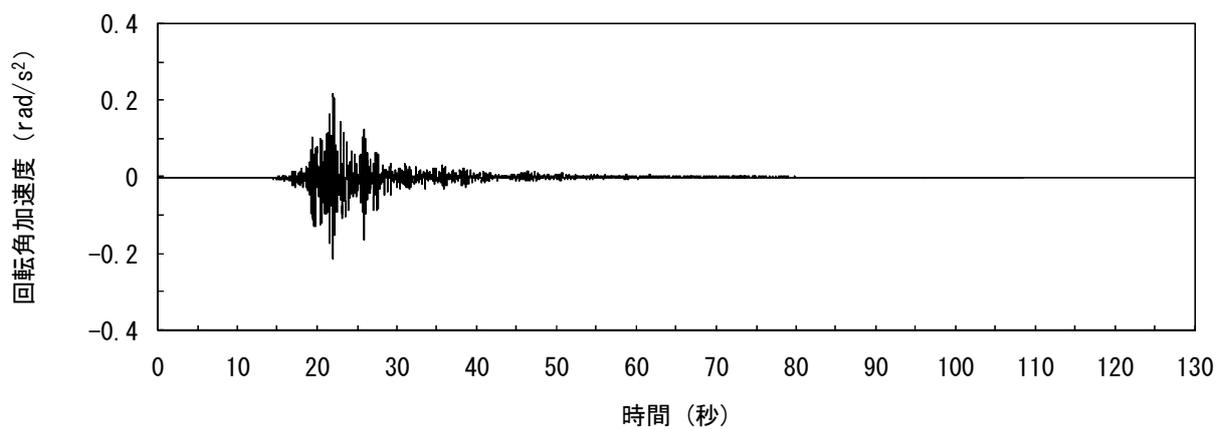


(b) 東西方向 (水平)

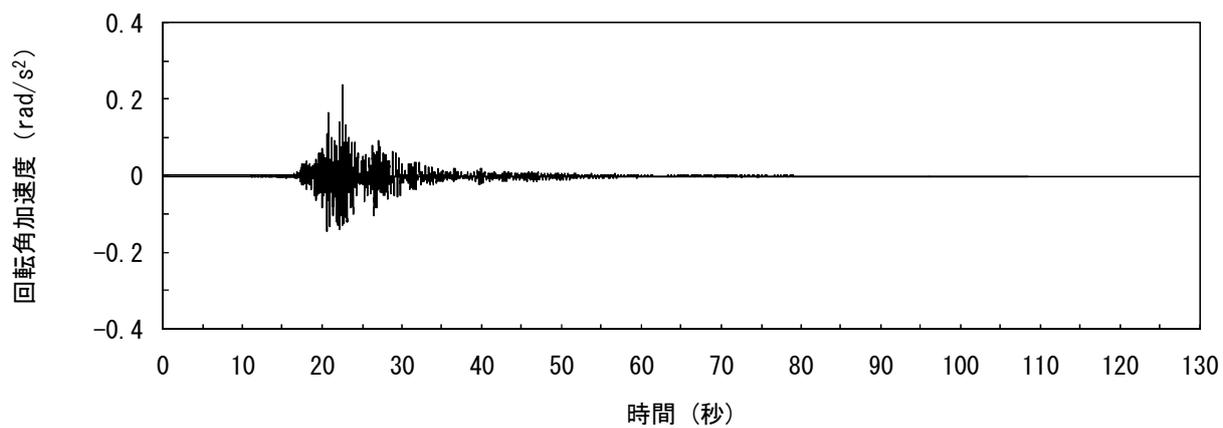


(c) 鉛直方向

図-1(1) 入力動の時刻歴波形
(加速度、水平、鉛直成分)



(d) 南北方向 (回轉)



(e) 東西方向 (回轉)

図-1(2) 入力動の時刻歴波形
(加速度、回轉成分)

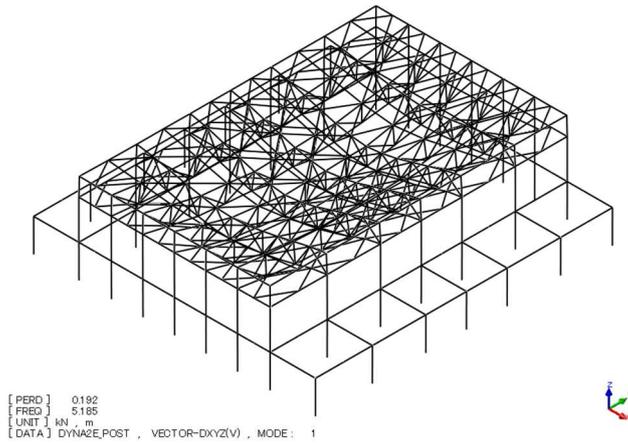
2. 屋根トラスの固有値解析結果

屋根トラスの固有値解析結果を表-1 および図-2 に示す。

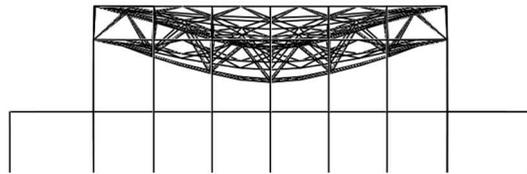
1次固有振動数は鉛直方向で 5.19Hz、水平方向で 7.51Hz (NS 方向)、9.22Hz (EW 方向) となる。

表-1 固有値解析結果

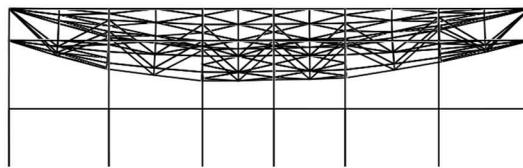
次数	振動数 (Hz)	周期 (sec)	刺激係数			備考
			水平方向(X)	水平方向(Y)	鉛直方向(Z)	
1	5.19	0.193	0.000	-0.001	1.596	鉛直方向一次
2	6.16	0.162	-0.004	-0.089	-0.073	鉛直方向二次
3	7.07	0.141	-0.002	0.004	0.416	
4	7.51	0.133	1.220	-0.004	-0.003	NS方向一次
5	8.10	0.123	-0.013	-0.473	-0.055	
6	9.22	0.108	0.003	1.811	-0.003	EW方向一次



(a) 鳥瞰図

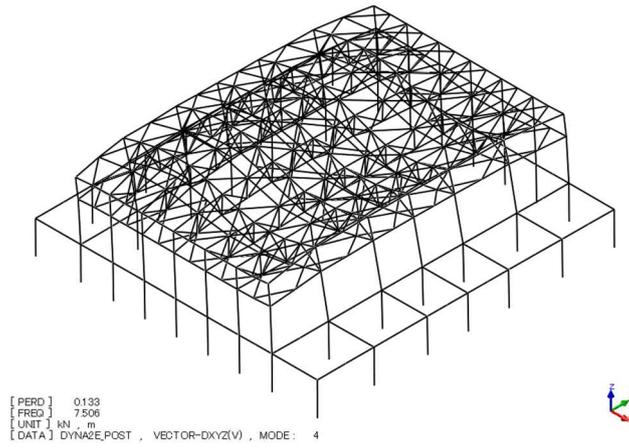


(b) ZX 面

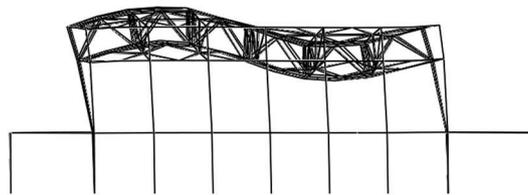


(c) YZ 面

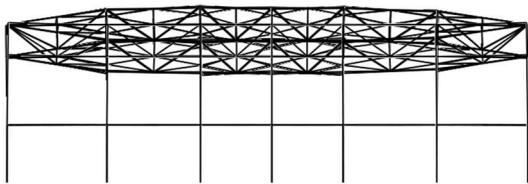
図-2 固有値解析結果 (刺激係数)、UD 方向 1 次モード



(a) 鳥瞰図

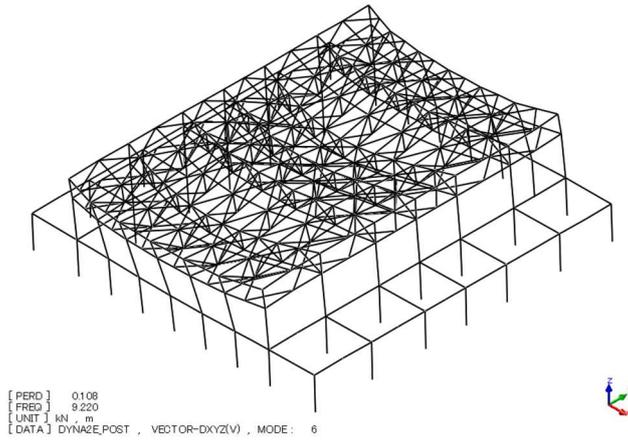


(b) ZX 面

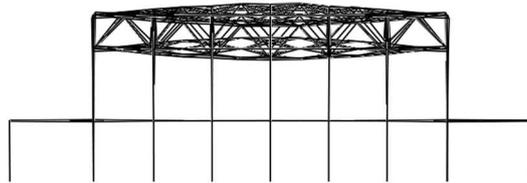


(c) YZ 面

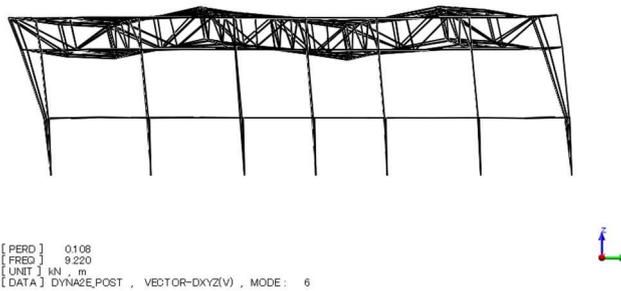
図-2 固有値解析結果 (刺激係数)、NS 方向 1 次モード



(a) 鳥瞰図



(b) ZX 面



(c) YZ 面

図-2 固有値解析結果 (刺激係数)、EW 方向 1 次モード

3. 屋根トラスの耐震評価の見通し

基準地震動 S_s による暫定応答を用いた評価結果のうち、屋根トラスを構成する主トラス方向の発生応力と評価基準値の比（発生応力/評価基準値）が最も大きい部材を含む RE 通りについて、評価部位を図-3 に、評価結果を表-3 に示す。屋根トラスについて各部材の発生応力は、評価基準値以下となっている。詳細な評価結果は、今回工認の時点で示す予定であるが、暫定応答による評価結果からは重大な課題が存在するとは考えられない。

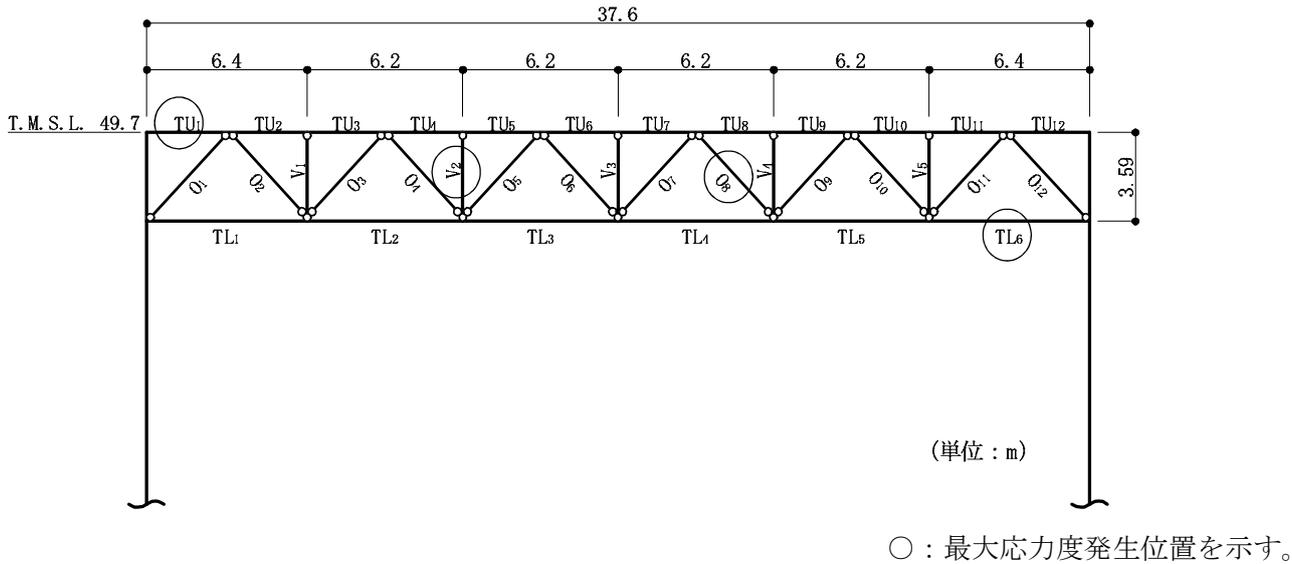


図-3 評価部位

表-3 主トラスの評価結果（暫定値）

部材	評価結果 (発生応力/評価基準値)	位置	使用部材
上弦材	0.59	TU1	H-428×407×20×35
下弦材	0.66	TL6	H-400×408×21×21
斜材	0.62	O8	H-244×252×11×11
束材	0.42	V2	2[s-200×90×8×13.5

3 - 2 機器・配管系設備に関するその他手法の相違点について

1. はじめに

今回工認における機器・配管系設備の耐震評価において既工認から評価手法を変更する予定のものうち、他プラントを含めた認可実績のあるものについて本資料にて整理する。

2. 手法の相違点

(1) 原子炉建屋クレーンへの非線形時刻歴応答解析の適用

原子炉建屋クレーンの解析では、より詳細な手法を用いる観点から、脱線防止ラグ等の構造変更を踏まえ、浮き上がり及び滑り条件を考慮した非線形時刻歴応答解析にて評価を実施する。原子炉建屋クレーンの非線形時刻歴応答解析の適用については、大間 1 号炉の建設工認において適用実績がある手法である。(添付 1 参照)

(2) 立形ポンプの解析モデルの精緻化

既工認において、立形ポンプについては設備の寸法、質量情報に基づき、ケーシング部とローター（軸）部を 2 軸でモデル化しているが、今回の評価では、JEAG4601-1991 追補版に基づき取付フランジ部を回転ばねとして考慮する等のモデルの精緻化を行っている。本解析モデルは、大間 1 号炉の建設工認において適用実績がある手法である。(添付 2 参照)

(3) 最新知見として得られた減衰定数の採用

最新知見として得られた減衰定数を採用する設備は以下のとおりであり、その値は、振動試験結果等を踏まえ、設計評価用として安全側に設定した減衰定数を採用したものである。また、鉛直方向の動的地震力を適用することに伴い、鉛直方向の設計用減衰定数についても新たに設定している。(添付 3 参照)

天井クレーン、燃料取替機及び配管系の減衰定数並びに鉛直方向の設計用減衰定数は大間 1 号炉において適用実績がある。

- ① 天井クレーンの減衰定数
- ② 燃料取替機の減衰定数
- ③ 配管系の減衰定数

(4) 水平方向と鉛直方向の動的地震力の二乗和平方根（SRSS）法による組み合わせ

今回工認の評価では、鉛直方向の動的地震力が導入されたことから、水平方向と鉛直方向の地震力の組み合わせとして、既往の研究等に基づき二乗和平方根（以下、「SRSS」という。）法を用いる。SRSS 法による荷重の組み合わせは、大間 1 号炉の建設工認において適用実績がある手法である。(添付 4 参照)

- (5) 水平方向応答解析モデルとは別に鉛直方向応答解析モデルを追加

今回工認では鉛直動的地震動が導入されたことから、原子炉本体及び炉内構造物について、鉛直方向応答を適切に評価する観点で、水平方向応答解析モデルとは別に鉛直方向応答解析モデルを新たに採用し鉛直地震動に対する評価を実施する。鉛直方向応答解析モデルは大間 1 号炉にて適用実績があるモデルである。(添付 5 参照)

3. 添付資料

- (1) 原子炉建屋クレーンへの非線形時刻歴応答解析の適用
- (2) 立形ポンプの解析モデルの精緻化
- (3) 最新知見として得られた減衰定数を採用するもの
- (4) 水平方向と鉛直方向の動的地震力の二乗和平方根 (SRSS) 法による組み合わせ
- (5) 鉛直方向応答解析モデルを追加したもの

添付資料 1 原子炉建屋クレーンへの非線形時刻歴応答解析の適用

1. 概要

原子炉建屋クレーン（図 1.1）の耐震評価は、既工認では鉛直方向は静的地震力のみであったことから簡便に手計算により実施していた。

今回工認では、鉛直動的地震力を考慮する必要があること及びクレーンの車輪部の構造変更によりレール上に固定されていないという構造上の特徴を踏まえ、鉛直方向の地震力に対する車輪部の浮き上がり挙動を考慮した解析モデル（図 1.2）を用いた非線形時刻歴応答解析により評価を実施する。

なお、本モデル及び評価手法は大間 1 号炉の建設工認にて適用例があり、大間 1 号炉と柏崎刈羽の 6 号及び 7 号炉の原子炉建屋クレーンは類似構造であることから、柏崎刈羽 6 号及び 7 号炉にも適用可能である。

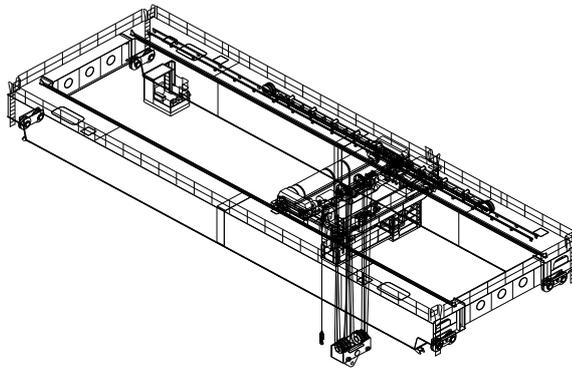


図 1.1 原子炉建屋クレーン（7号炉の例）

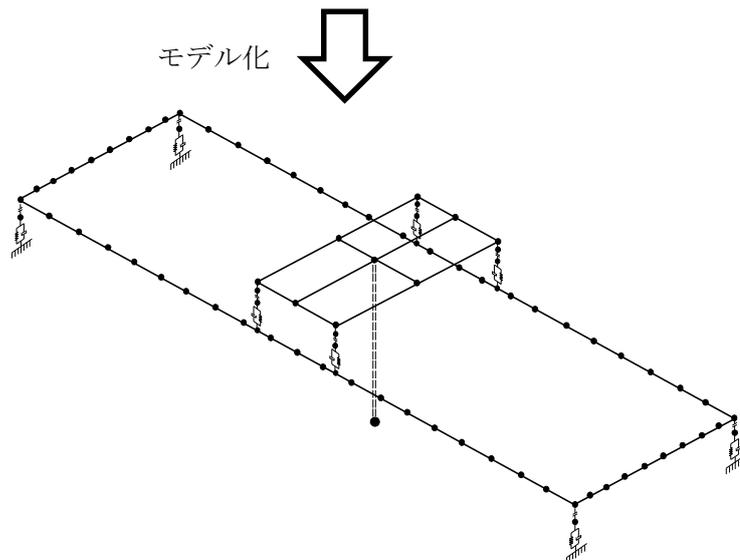


図 1.2 今回工認の解析モデル

2. 原子炉建屋クレーンの構造

大間1号炉と柏崎刈羽の6号及び7号炉の原子炉建屋クレーンは、図2.1に示すとおり原子炉建屋に設置された走行レール上をガーダ及びサドルが走行し、ガーダ上に設置された横行レール上をトロリが横行する構造であり、いずれも同様の構造（添付資料1）となっており、地震力に対し以下の挙動を示す。

(1) 走行方向の水平力

- (a) クレーンは走行レール上に乗っているだけで固定されていないため、走行方向の水平力がクレーンに加わっても、クレーンはレール上をすべるだけで、クレーン自身にはレールと走行車輪間の最大静止摩擦力以上の水平力は加わらない。
- (b) クレーンの走行車輪は、駆動輪又は従動輪である。
- (c) 駆動輪は、電動機及び減速機等の回転部分と連結されているため、地震の加速度が車輪部に加わると回転部分が追従できず、最大静止摩擦力以上の力が加わればレール上をすべる。

(2) 横行方向の水平力

a. ガーダ関係

- (a) 横行方向は、走行レールに対して直角方向であるため、ガーダは建屋と固定されているものとし、水平力がそのままガーダに作用する。

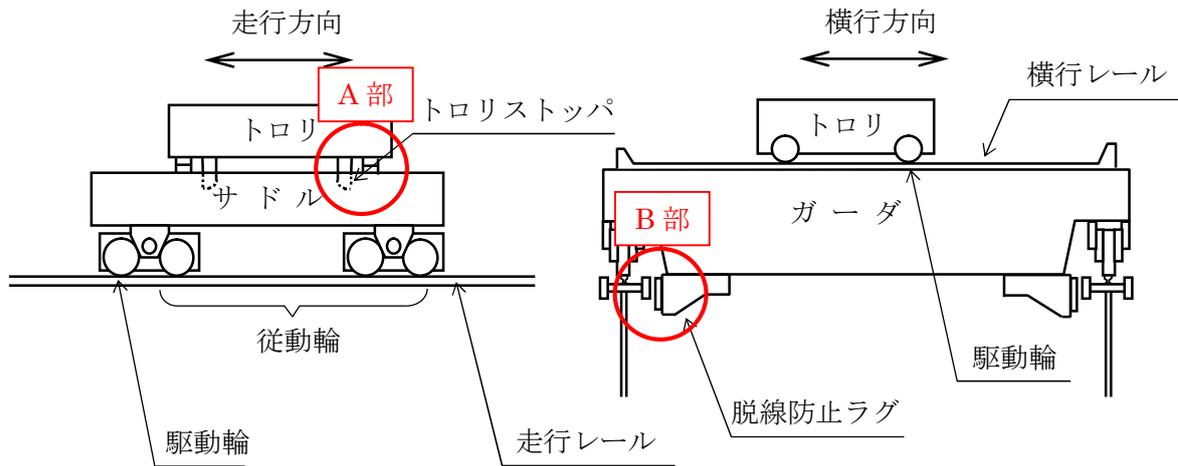
b. トロリ関係

- (a) トロリはガーダの上に乗っているだけでガーダとは固定されていないため、水平力がトロリに加わっても、トロリはレール上をすべるだけで、トロリ自身にはレールと横行車輪間の最大静止摩擦力以上の水平力は加わらない。
- (b) トロリの横行車輪は、駆動輪又は従動輪である。
- (c) トロリの駆動輪は、電動機及び減速機等の回転部分と連結されているため、地震の加速度が車輪部に加わると回転部分が追従できず、最大静止摩擦力以上の力が加わればレール上をすべる。

(3) 鉛直力

ガーダ及びトロリは、レールと固定されていないことから、鉛直方向の地震力によってレールから浮き上がる可能性がある。

また、柏崎刈羽6号及び7号炉の原子炉建屋クレーンは、これまでに実施した耐震強化工事によりトロリストopp及び脱線防止ラグの構造変更を行っており、車輪まわりのトロリストopp及び脱線防止ラグとレール間の取り合い構造は、認可実績のある大間原子力発電所の原子炉建屋クレーンと同様の構造となっていることから、車輪まわりを含めた地震応答解析モデルは大間原子力発電所と同様にモデル化することができる。(構造変更の概要は添付資料2参照。)



	大間	柏崎刈羽6号	柏崎刈羽7号
A部			
B部			

図 2.1 車輪まわりの構造比較

3. 解析評価方針

(1) 評価方法

既工認、今回工認及び大間1号機建設工認の評価方法を表3.1に示す。今回工認では、鉛直動的地震力を考慮する必要があること及びクレーンの車輪部の構造を変更しておりレール上に固定されていないという構造上の特徴を踏まえ、鉛直方向の地震力に対する車輪部の浮き上がり挙動を考慮した3次元FEM解析モデルを用いた非線形時刻歴応答解析により評価を実施する。

表3.1 既工認、今回工認及び大間1号機建設工認の評価方法の比較

項目	柏崎刈羽6, 7号		大間1号機 (建設工認)
	既工認	今回工認	
解析手法	手計算による評価	非線形時刻歴応答解析	同左
解析モデル	—	3次元FEM解析モデル	同左
車輪—レール間の境界条件	すべり考慮	すべり, 浮き上がり, 衝突考慮	同左
地震力	水平	動的地震力	同左
	鉛直	静的地震力	
入力する地震動	原子炉建屋におけるクレーン設置位置の床応答加速度	原子炉建屋におけるクレーン設置位置の床応答加速度時刻歴	同左
減衰定数	水平	1.0% ^{※1}	同左
	鉛直	—	
解析プログラム	—	Abaqus (6号: Ver.6.11-1) (7号: Ver.6.5-4)	Abaqus (Ver.6.5-4)

※1: 既工認では剛であることを確認した上で動的震度を適用しているため減衰定数は評価に使用していない。

※2: 資料3-2の添付資料3にて適用性を説明。

(2) 地震応答解析モデル

クレーンを構成する主要部材をビーム要素でモデル化し、車輪部はレール上に乗っており固定されておらず、すべり及び浮き上がり挙動を考慮する構造であることから、ギャップ要素及びばね、減衰要素でモデル化する。クレーンの解析モデルを図 3.1 に示す。

なお、今回工認の原子炉建屋クレーンのモデル化は、大間 1 号炉と同一の設定方法とする。(車輪部の非線形要素については参考資料 1 参照。)

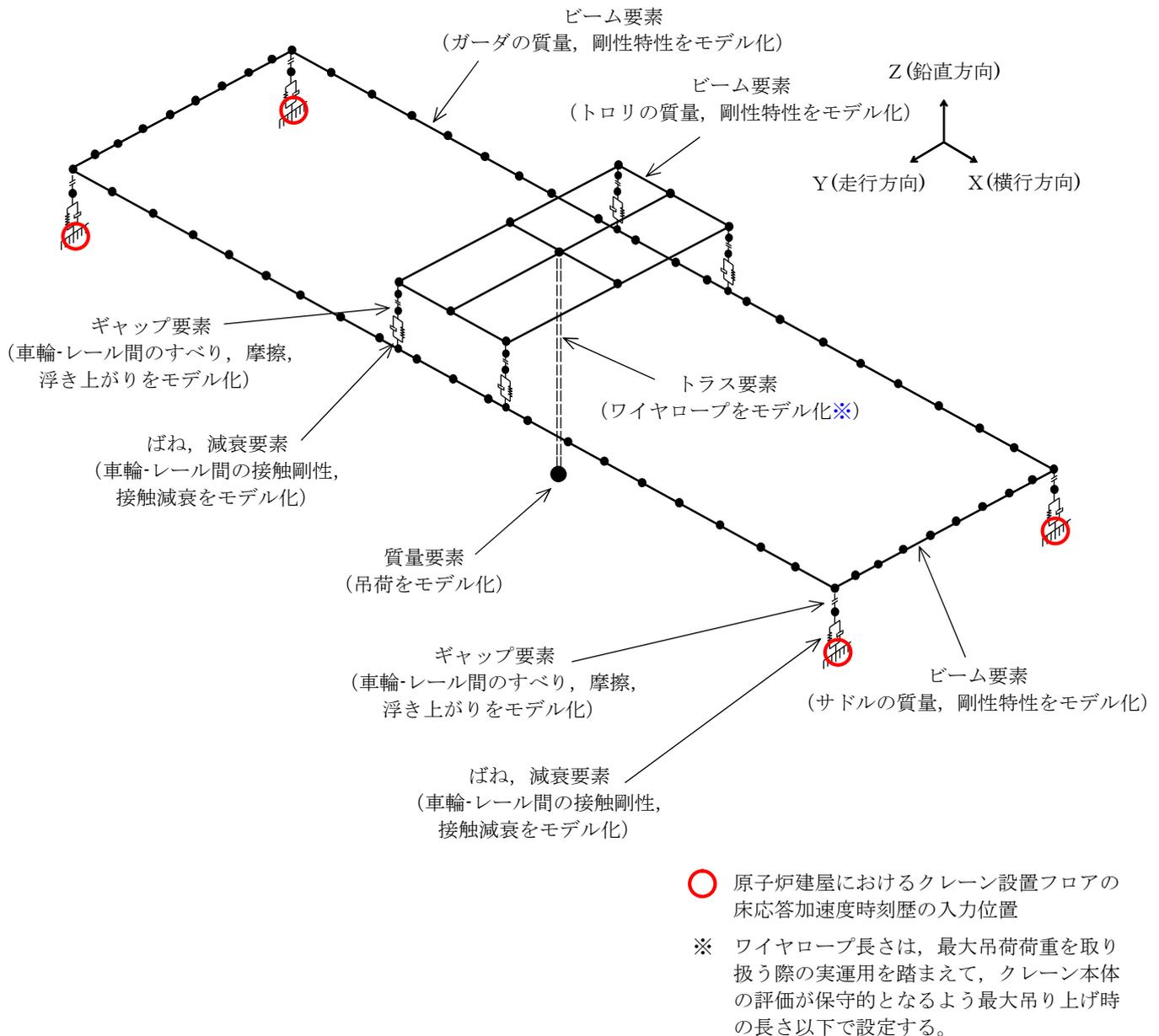


図 3.1 クレーン解析モデル (7号炉の例)

(3) 地盤物性等の不確かさに対する検討方針

スペクトルモーダル解析等では、床応答加速度は地盤物性等の不確かさによる固有周期のシフトを考慮して周期方向に±10%拡幅したものをを用いている。

本評価では設計用床応答スペクトルを用いない時刻歴応答解析を採用することから、今回工認では地盤物性等の不確かさによる建屋固有周期のシフトの影響も考慮し、機器評価への影響が大きい地震動に対し ASME Boiler and Pressure Vessel Code SECTION III, DIVISION 1-NONMANDATORY APPENDIX N (ARTICLE N-1222.3 Time History Broadening) に規定された、設計用床応答スペクトルで考慮されている拡幅±10%に相当する地震入力のゆらぎを仮定する手法等による検討を行う予定である。

なお、ゆらぎを考慮した設計用床応答スペクトルの谷間にクレーンの固有周期が存在する場合は、ASME の規程に基づきピーク位置が固有周期にあたるようにゆらぎを考慮した評価も行う。

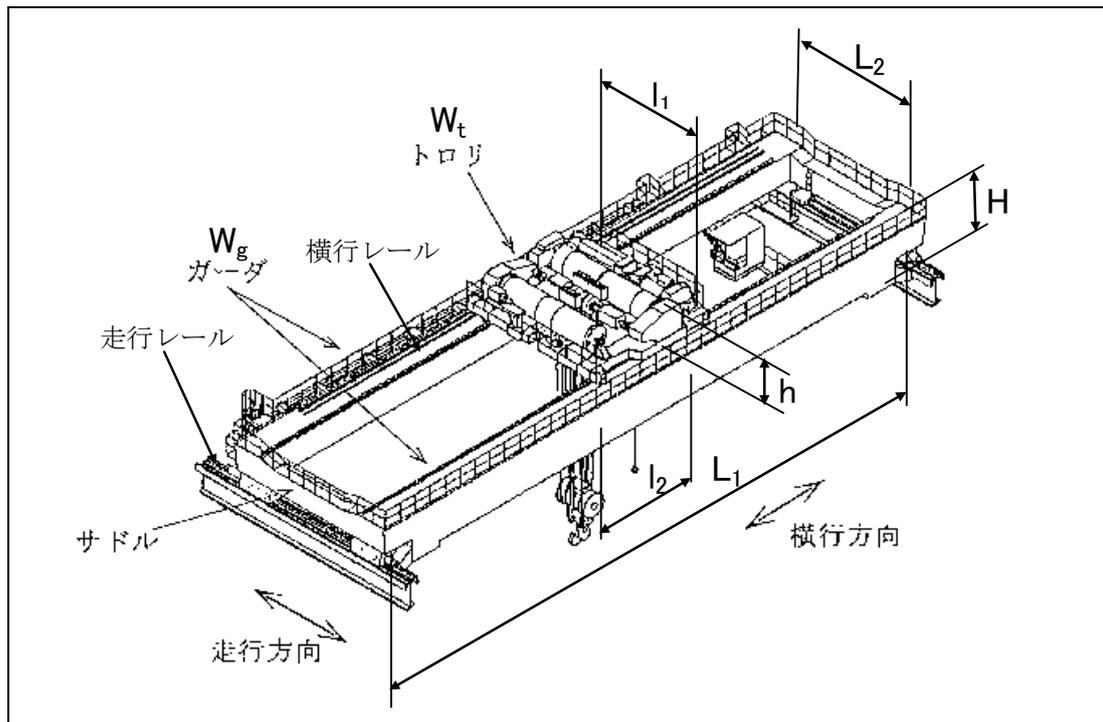
4. 添付資料

- (1) 原子炉建屋クレーンの主要諸元
- (2) 原子炉建屋クレーンの耐震強化工事による構造変更
- (3) クレーン車輪部の非線形要素（摩擦・接触・減衰）
- (4) 原子炉建屋クレーンの地震時挙動に関する補足説明

5. 参考文献

- (1) 平成 19 年度 原子力施設等の耐震性評価技術に関する試験及び調査 動的上下動耐震試験（クレーン類）に係る報告書（08 耐部報-0021,（独）原子力安全基盤機構）
- (2) 平成 20 年度 原子力施設等の耐震性評価技術に関する試験及び調査 動的上下動耐震試験（クレーン類）に係る報告書（09 耐部報-0008,（独）原子力安全基盤機構）

添付資料1 原子炉建屋クレーンの主要諸元

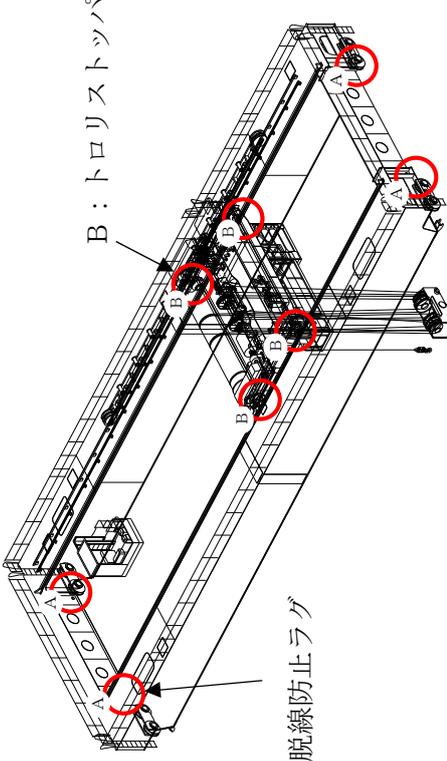
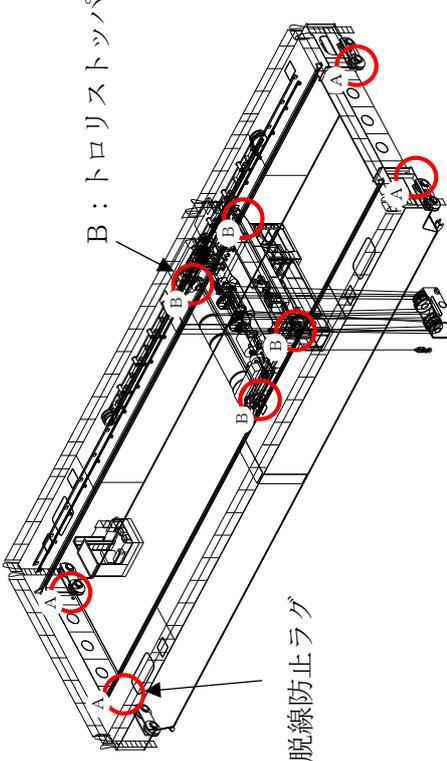
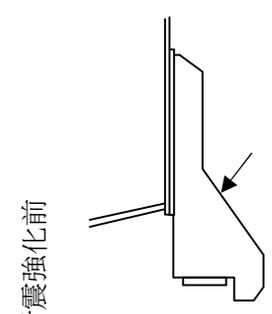
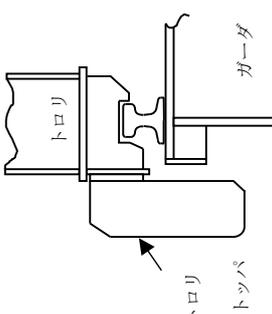


仕様		大間	柏崎刈羽	
		1号炉	6号炉	7号炉
トロリ	質量 $W_t(\text{ton})$	80.0	86.5	80.0
	高さ $h(\text{m})$	2.815	2.405	2.515
	スパン $l_1(\text{m})$	7.7	5.8	7.7
	スパン $l_2(\text{m})$	4.6	5.4	4.6
ガーダ	質量 $W_g(\text{ton})$	190	226	190
	高さ $H(\text{m})$	2.5	2.6	2.8
	スパン $L_1(\text{m})$	34.9	34.9	34.9
	スパン $L_2(\text{m})$	9.38	6.47	9.38
総質量	$W(\text{ton})$	270.0	312.5	270.0

添付資料 2 (1/2) 原子炉建屋クレーンの耐震強化工事による構造変更 (6号炉)

変 更 前	変 更 後	備 考
<p>耐震強化前</p> <p>脱線防止ラグ</p> <p>A: 脱線防止ラグの形状</p> <p>B: トロリストップの形状</p>	<p>耐震強化後</p> <p>脱線防止ラグ</p> <p>A: 脱線防止ラグの形状</p> <p>B: トロリストップの形状</p>	<p>脱線防止ラグおよびトロリストップの形状を変更</p>

添付資料 2 (2/2) 原子炉建屋クレーンの耐震強化工事による構造変更 (7号炉)

変 更 前	変 更 後	備 考
 <p>A : 脱線防止ラグ</p> <p>B : トロリストップ</p>	 <p>A : 脱線防止ラグ</p> <p>B : トロリストップ</p>	<p>脱線防止ラグおよびトロリストップの形状を変更</p>
<p>耐震強化前</p>  <p>トロリストップ</p> <p>トロリ</p> <p>ガーダ</p> <p>A : 脱線防止ラグの形状</p>	<p>耐震強化後</p>  <p>トロリストップ</p> <p>トロリ</p> <p>ガーダ</p> <p>B : トロリストップの形状</p>	

添付資料3 クレーン車輪部の非線形要素（摩擦・接触・減衰）

クレーン車輪部のモデル化では、すべり、浮き上がり及び衝突の挙動を模擬するためギャップ要素を用いる。また、接触部位の局所変形による接触剛性をばね要素で、衝突による減衰効果を減衰要素で模擬し、図 1.1 に示すように、ギャップ要素と直列に配置する。

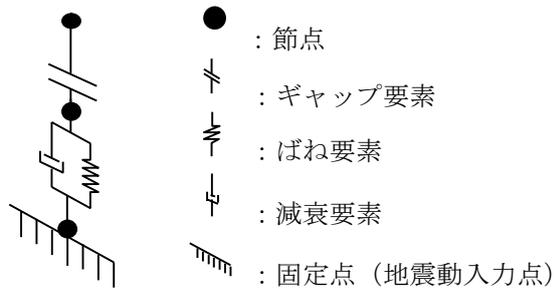


図 1.1 車輪部の非線形要素

a. 車輪とレール間の摩擦特性

クレーンの車輪には電動機及び減速機等の回転部分と連結された駆動輪と、回転部分と連結されていない従動輪の 2 種類がある。このうち駆動輪は回転が拘束されているため、地震の加速度を車輪部に入れると回転部分が追従できず、最大静止摩擦係数以上の力が加わればレール上をすべる。

ここで、摩擦係数は既工認と同様の 0.3 を用いる。

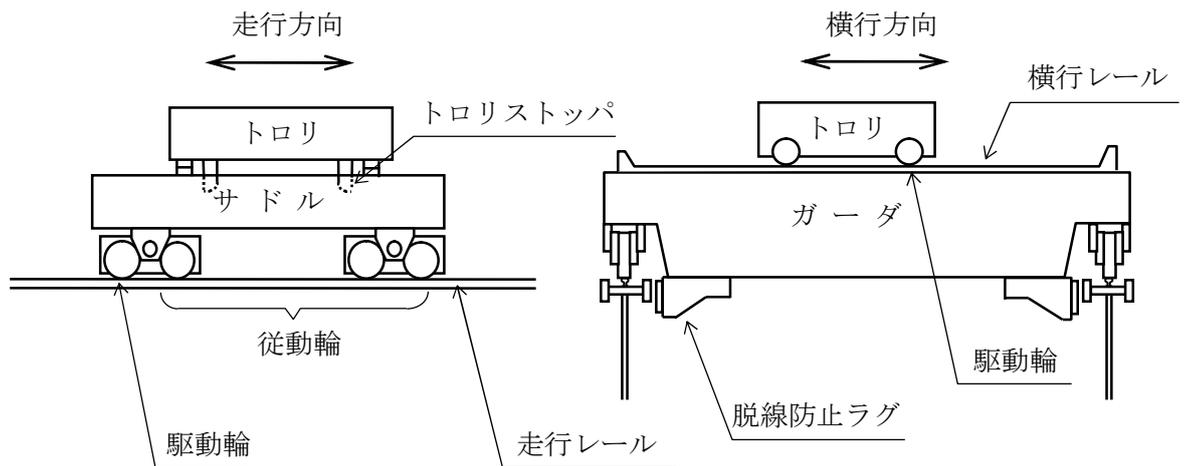


図 1.2 概要図（7号炉の例）

b. 車輪とレールの接触剛性

接触剛性は、「平成 20 年度 原子力施設等の耐震性評価技術に関する試験及び調査 動的上下動耐震試験（クレーン類）に係る報告書（09 耐部報-0008,（独）原子力安全基盤機構）」を参照し、車輪とレールの衝突時の剛性を模擬するものとして接触剛性を考慮したばね要素とクレーン質量で構成される 1 自由度系の固有振動数が 20Hz 相当になるよう設定する。

c. 車輪とレール間の衝突による減衰

衝突による減衰は、「平成 19 年度 原子力施設等の耐震性評価技術に関する試験及び調査 動的上下動耐震試験（クレーン類）に係る報告書（08 耐部報-0021,（独）原子力安全基盤機構）」にて実施した要素試験のうちの車輪反発係数試験結果から評価した反発係数から換算する。なお、減衰比と反発係数の関係式には次式を用いる。

$$e = \exp\left(-\frac{h\pi}{\sqrt{1-h^2}}\right)$$

ここで、 e は反発係数、 h は減衰比である。図 1.3 に、上記の式で表される反発係数と減衰比の関係を示す。

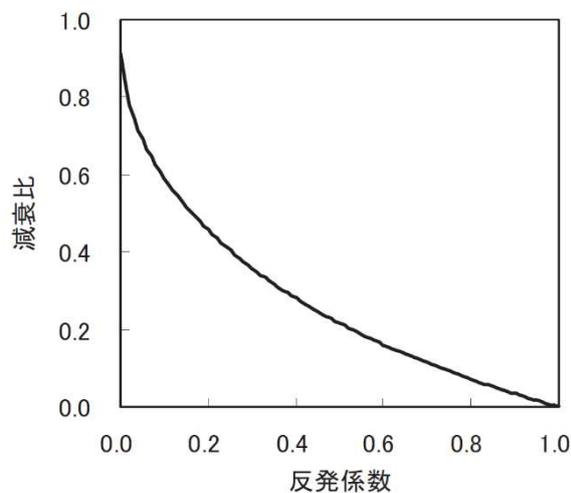


図 1.3 反発係数と減衰比の関係

添付資料4 原子炉建屋クレーンの地震時挙動に関する補足説明

1. 車輪とレールとの摩擦力及び落下防止部材との接触による摩擦力の考慮について

クレーンはレール上を車輪で移動する構造であるため、建屋に固定されておらず、地震時にはレールに沿う方向にはすべりが発生し、摩擦力以上の荷重を受けない構造である。

クレーン本体とランウェイガーダ間の取り合い部を例とすると、すべりを想定する面としては、鉛直方向（車輪～レール間）と水平方向（脱線防止ラグ～ランウェイガーダ間）が挙げられる。（図1）

鉛直方向には、自重が常時下向きに加わっており、地震による鉛直方向加速度が $1G$ を上回りクレーン本体が浮き上がりの挙動を示すごく僅かな時間帯を除き、常に車輪はレール上面に接触し垂直抗力 N が発生する状態であることから、摩擦係数 μ ($=0.30$) 一定の条件下、垂直抗力 N を時々刻々変化させた摩擦力 f ($=\mu N$) を考慮している。

これに対して、水平方向には常時作用する荷重が無く、水平方向（横行方向）の地震力が作用し脱線防止ラグがランウェイガーダ側面に接触する際にのみ垂直抗力 R が発生する。しかしながら、地震力は交番荷重であること及び、接触後も部材間の跳ね返りが発生することから、側面の接触時間はごく僅かな時間となる。また、大きな摩擦力が発生するためには、横行方向の地震力により瞬間的に垂直抗力 R が発生する間に、走行方向の大きな地震力が同時に作用することが必要であることから、各方向地震動の非同時性を考慮し、側面の接触による摩擦力は考慮していない。

なお、基準地震動 S_s による地震力に対して、駆動輪に接続される電動機及び減速機等の回転部分が破損し駆動輪が自由に回転する可能性も考えられるが、その場合は駆動輪が回転することにより摩擦力は低減することから、上記のように摩擦力を考慮した評価を行うことで保守的な評価となると言える。

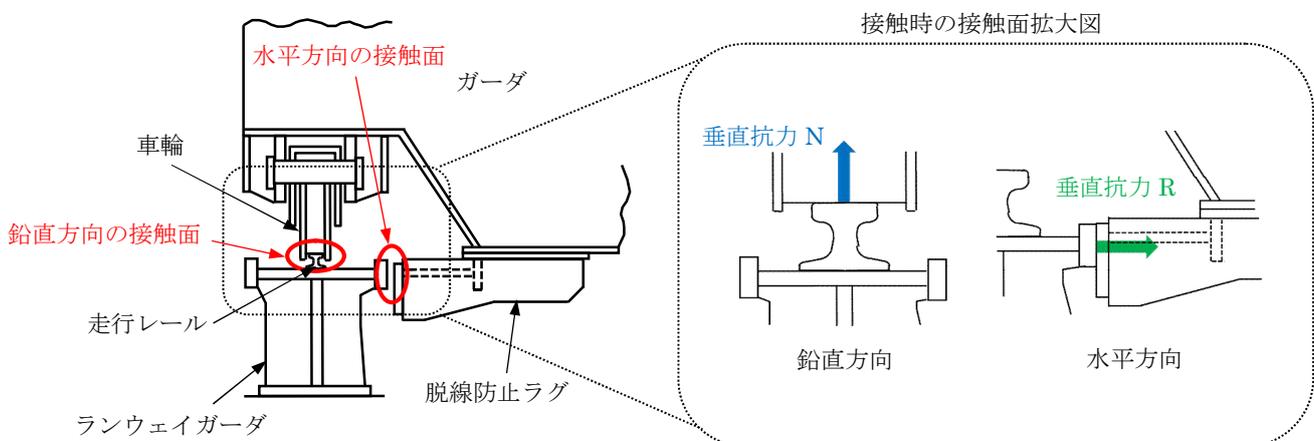


図1 鉛直方向と水平方向の接触面

2. レール等の破損による解析条件への影響について

クレーンのモデル化にあたっては、車輪がレール上にあり、レール直角方向に対しては脱線防止ラグ又はトロリストoppaが接触して機能することを前提としている。

ここでは、地震応答解析モデルの前提としている「レール上に車輪が乗っていること」が、脱線防止ラグ又はトロリストoppaの健全性を確認することで満足されることを、クレーン本体とランウェイガーダ間の取り合い部を例として示す。

クレーン横行方向に地震力が作用する際は、車輪がレール上に乗り上がる挙動が想定されるが、脱線防止ラグがランウェイガーダに接触することで、横行方向の移動量は制限される。脱線防止ラグは構造強度部材として基準地震動 S_s によって生じる地震力に対して、許容応力を満足する設計としており、地震で破損することは無いため、脱線防止ラグとランウェイガーダ間のギャップ量に相当する移動量となった場合であっても、構造上車輪はレール上から落ちることは無い。(図 2)

本体ガーダとトロリストoppaの寸法も同様の関係となっている。

また、脱線防止ラグとランウェイガーダが接触するより前に、車輪からレールに荷重が伝わることとなるが、車輪のつばとレールが接触（移動量 12.5mm）してから脱線防止ラグとランウェイガーダが接触（移動量 35mm）し移動が制限されるまでの移動量は 22.5mm (=35mm-12.5mm) 程度であることから、脱線防止ラグが接触して機能する前に鋼製部材であるレールが大きく破損することは無いと考えられる。このように、車輪のつばの有無によらず構造強度部材である脱線防止ラグが機能することで車輪がレール上にとどまる設計であることから、車輪のつばは地震応答解析の前提条件へ影響するものではない。

以上より、地震時に脱線防止ラグがランウェイガーダに接触して機能する前に、車輪がすべり面であるレールから落下することや、レールが大きく破損することが無いことから、脱線防止ラグが機能する前に地震応答解析モデルの前提を満足しなくなるおそれはないと言える。

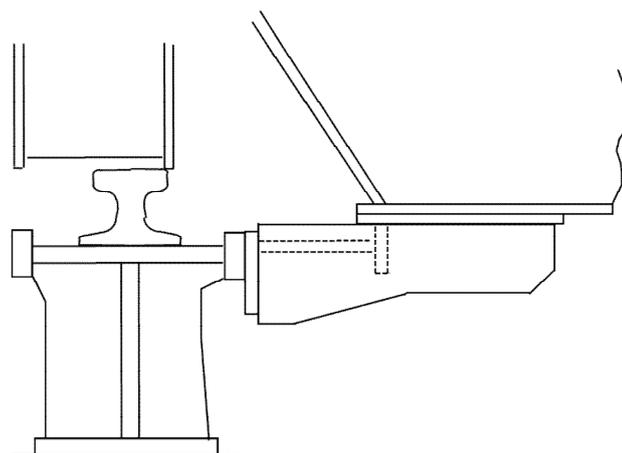
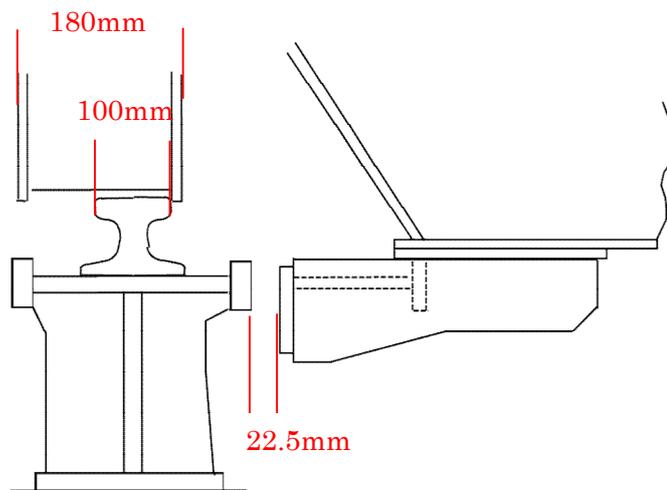
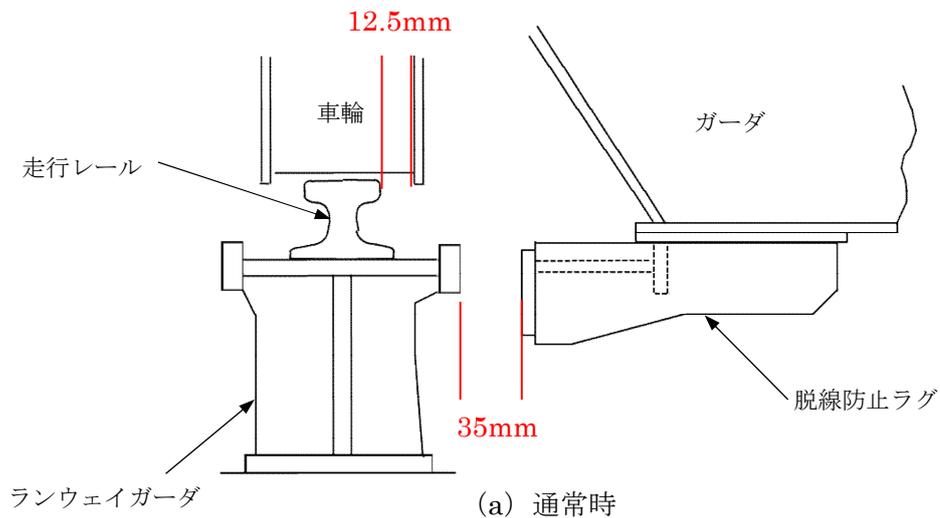


図 2 概念図（柏崎刈羽 7 号炉の例）

（本図は車輪がレールから外れないことを示すための概念図であり，構造物の大きさや間隙については実物とは異なる。）

添付資料 2 立形ポンプの解析モデルの精緻化

既工認における立形ポンプの解析モデルは、実機構造を踏まえた振動特性とするため、設備の寸法、質量情報に基づき、主要部であるローター、インナーケーシング及びディスチャージケーシングを相互にばね等で接続した多質点系モデルとして構築していた。

今回工認では、最新の知見に基づくモデル化を行う観点から、既工認モデルに対して JEAG4601-1991 追補版に基づくモデルの精緻化を行う。(図 1 参照)

なお、本解析モデルは大間 1 号炉の建設工認にて適用実績がある。

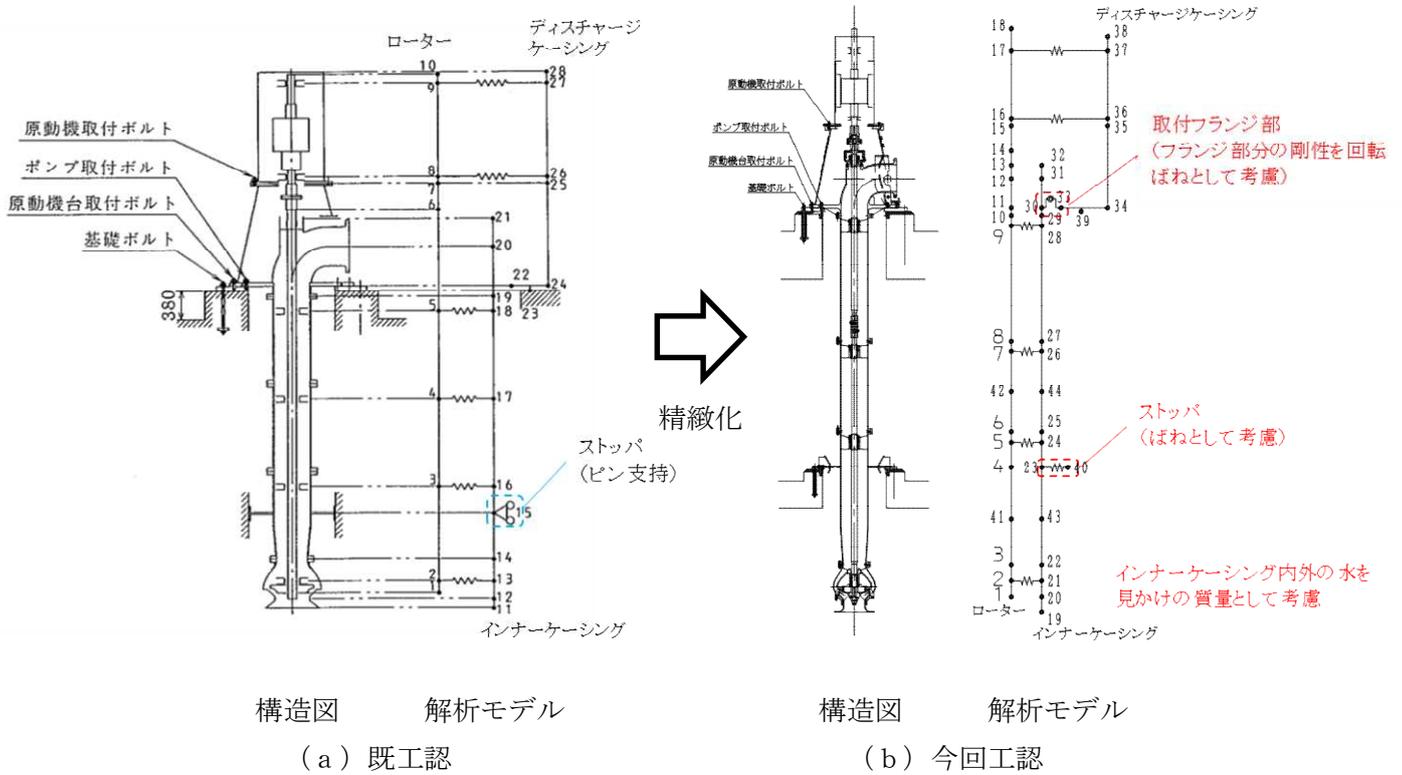


図 1 原子炉補機冷却海水ポンプ解析モデル図 (7 号炉の例)

添付3 最新知見として得られた減衰定数を採用するもの

1. 概要

今回工認では、以下の設備について最新知見として得られた減衰定数を採用する。これらの変更は、振動試験結果を踏まえ設計評価用として安全側に設定した減衰定数を最新知見として反映したものであり、大間1号炉の建設工認において適用実績がある。

- ① 原子炉建屋クレーンの減衰定数^{※1}
- ② 燃料取替機の減衰定数^{※1}
- ③ 配管系の減衰定数^{※2}

※1 電力共通研究「鉛直地震動を受ける設備の耐震評価手法に関する研究(H7～H10)」

※2 電力共通研究「機器・配管系に対する合理的耐震評価手法の研究(H12～H13)」

なお、本資料に記載する①～③の内容については、「大間原子力発電所1号機の工事計画認可申請に関わる意見聴取会」において聴取されたものである。

また、鉛直方向の動的地震力を適用することに伴い、鉛直方向の設計用減衰定数についても大間1号炉と同様に新たに設定している。

2. 今回の評価で用いた設計用減衰定数

最新知見として反映した原子炉建屋クレーン, 燃料取替機及び配管系の設計用減衰定数を表 1 及び表 2 に示す。

表 1 原子炉建屋クレーン及び燃料取替機の設計用減衰定数

設 備	設計用減衰定数 (%)			
	水平方向		鉛直方向	
	JEAG4601* ¹	柏崎刈羽* ²	JEAG4601* ¹	柏崎刈羽* ²
原子炉建屋クレーン	1.0	2.0	—	2.0
燃料取替機	1.0	2.0	—	1.5(2.0)* ³

注記 *1:原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991 追補版(社団法人日本電気協会)

*2:柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉

*3:()外は, 燃料取替機のトリ位置が端部にある場合

()内は, 燃料取替機のトリ位置が中央部にある場合

表 2 配管系の設計用減衰定数

配管区分		設計用減衰定数 ^(注1) (%)			
		保温材無		保温材有 ^(注2)	
		JEAG 4601*1	柏崎 刈羽*2	JEAG 4601*1	柏崎 刈羽*2
I	支持具がスナバ及び架構レストレイント主体の配管系で、その数が4個以上のもの	2.0	同左	2.5	3.0
II	スナバ、架構レストレイント、ロッドレストレイント、ハンガ等を有する配管系で、アンカ及びUボルトを除いた支持具の数が4個以上であり、配管区分 I に属さないもの	1.0	同左	1.5	2.0
III*3	U字ボルトを有する配管系で、架構で水平配管の自重を受けるUボルトの数が4個以上のもの	—	2.0	—	3.0
IV	配管区分 I、II 及び III に属さないもの	0.5	同左	1.0	1.5

注記 *1:原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991 追補版(社団法人 日本電気協会)

*2:柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉

*3:区分 III (Uボルトを有する配管系)については、新たに設定したものであり、
現行 JEAG4601 では区分 IV に含まれている。

: 新たに設定したもの

: JEAG4601 から見直したもの

(注1) 水平方向及び鉛直方向の設計用減衰定数は同じ値を使用

(注2) 保温材による付加減衰定数は、配管全長に対する金属保温材使用割合が 40%以下の場合 1.0%を適用するが、金属保温材使用割合が 40%を超える場合は 0.5%とする。

(適用条件)

- a) 適用対象がアンカからアンカまでの独立した振動系であること。
大口径管から分岐する小口径管は、その口径が大口径管の口径の 1/2 倍以下である場合、その分岐部をアンカ相当とする独立の振動系とみなしてよい。
- b) 配管系全体として、配管系支持具の位置及び方向が局所的に集中していないこと。
- c) 配管系の支持点間の間隔が次の条件を満たすこと。
配管系全長 / (配管区分ごとに定められた支持具の支持点数) \leq 15 (m / 支持点)
ここで、支持点とは、支持具が取り付けられている配管節点をいい、複数の支持具が取り付けられている場合も 1 支持点とする。
- d) 配管と支持構造物の間のガタの状態等が施工管理規程に基づき管理されていること。ここで、施工管理規程とは、支持装置の設計仕様に要求される内容を反映した施工要領等をいう。

3. 設計用減衰定数の考え方

(1) 原子炉建屋クレーン及び燃料取替機の設計用減衰定数

a. 既工認の設計用減衰定数

原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991 追補版(以下、「JEAG4601」という。)において原子炉建屋クレーン及び燃料取替機は溶接構造物として分類されているため、設計用減衰定数は1.0%と規定されている。既工認では、上記の設計用減衰定数1.0%を適用していた。

b. 設計用減衰定数の見直し

原子炉建屋クレーン及び燃料取替機の減衰定数に寄与する要素には、材料減衰と部材間に生じる構造減衰に加え、車輪とレール間のガタや摩擦による減衰があり、溶接構造物としての1.0%より大きな減衰定数を有すると考えられることから、実機を試験体とした振動試験が実施された。

振動試験の結果、原子炉建屋クレーンの減衰定数については水平2.0%、鉛直2.0%が得られた。また、燃料取替機の減衰定数については水平2.0%、鉛直1.5%(燃料取替機のトロリ位置が端部にある場合)、2.0%(燃料取替機のトロリ位置が中央部にある場合)が得られた。

c. 柏崎刈羽原子力発電所6号及び7号炉への適用性

振動試験の概略と、振動試験における試験体と柏崎刈羽原子力発電所6号及び7号炉、並びに先行認可実績のある大間1号炉の実機との仕様の比較を参考資料1, 2に示す。

柏崎刈羽原子力発電所6号及び7号炉の原子炉建屋クレーン及び燃料取替機については、試験結果の適用性が確認されている大間1号炉の原子炉建屋クレーンと同等の基本仕様であり、重量比(トロリ重量/総重量)との比較から振動特性は同等である。

ここで、原子炉建屋クレーン(トロリ中央/端部)及び燃料取替機(トロリ中央位置)の鉛直方向の減衰定数については、応答振幅の増加に伴い減衰比は増加する傾向が試験結果から得られており、柏崎刈羽原子力発電所6号及び7号炉の応答振幅はこの試験における応答振幅よりも大きくなる。

一般的に構造物の減衰は、材料減衰及び構造減衰によるものが支配的であると考えられる。材料減衰は、材料が変形する際の内部摩擦による減衰であり、減衰比は振幅によらず一定となる。一方の構造減衰は、部材の接合部における摩擦現象によって発生し、振幅とともに増大すると言われている。

実機のクレーン類は、機上に駆動部品や搭載機器類(取付器具、電気盤、巻上機、ワイヤロープ、燃料取替機マストチューブ等)を多数持つ構造であり、振幅とともに増大する構造減衰を期待できると考えられる。

また、燃料取替機のトロリ端部位置については、試験結果から明確な応答振幅に対する増加傾向は確認できていないものの、燃料取替機にはボルト締結部等の摩擦減衰を期待

できる電気盤等の上部構造物が多数設置されていることから、応答振幅の増加に伴い減衰比は少なくとも増加する傾向となり1.5%以上で推移すると考えられる。

さらに、水平方向の減衰定数については原子炉建屋クレーン及び燃料取替機ともに鉛直方向よりも大きい減衰が得られている。

従って、今回の評価における原子炉建屋クレーンの減衰定数については水平2.0%、鉛直2.0%を用いる。また、燃料取替機の減衰定数については水平2.0%、鉛直1.5%(燃料取替機のトロリ位置が端部にある場合)、2.0%(燃料取替機のトロリ位置が中央部にある場合)を用いる。

(2) 配管系の設計用減衰定数

a. 既工認の設計用減衰定数

JEAG4601における配管系の設計用減衰定数は、配管支持装置の種類や個数によって3区分に分類されており、さらに保温材を設置した場合の設計用減衰定数が規定されている。既工認では、上記の設計用減衰定数を適用していた。

b. 今回の評価で用いる設計用減衰定数

以下、(a)、(b)に示す項目については、配管系の振動試験の研究成果に基づき、JEAG4601に規定する値を見直し設定する。

(a) Uボルト支持配管系

JEAG4601におけるUボルト支持配管系の設計用減衰定数は、0.5%と規定されている。

Uボルト支持配管系の減衰に寄与する要素には、主に配管支持部における摩擦があり、架構レストレイントを支持具とする配管系と同程度の減衰定数を有すると考えられることから、振動試験等が実施され、減衰定数2.0%が得られた。

振動試験で用いられたUボルトについては、原子力発電所で採用されている代表的なものを用いていることから、振動試験等により得られた減衰定数を適用できると判断し、今回の評価におけるUボルト支持配管系の設計用減衰定数は、振動試験結果から得られた減衰定数2.0%を設定する。

なお、参考として振動試験結果の概略を参考資料3に示す。

(b) 保温材を設置した配管系

JEAG4601における保温材を設置した配管系の設計用減衰定数は、振動試験の結果に基づき、保温材を設置していない配管系に比べ設計用減衰定数を0.5%付加できることが規定されている。

その後、保温材の有無に関する減衰定数の試験データが拡充され、保温材を設置した場合に付加できる設計用減衰定数を見直すための検討が行われた。

今回の評価における保温材を設置した場合に付加する設計用付加減衰定数は、振動試験結果から得られた減衰定数1.0%を、保温材無の場合に比べて付加することとする。

なお、振動試験結果の概略を参考資料4に示す。

c. 柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉への適用性

減衰定数の検討においては、要素試験結果から減衰定数を算出するための評価式を求め、その上で、実機配管系の解析を行い、減衰定数を求めている。

まず要素試験においては、原子力発電所で採用されている代表的な 4 タイプ(参考資料3補足参照)を選定しており、柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉においても、この 4 タイプの U ボルトを採用している。

次に実機配管系の解析対象とした 28 モデルには、ABWR プラントと同一設計である BWR プラントの実機配管も含まれている。また配管仕様(口径, 肉厚, 材質), 支持間隔・配管ルートも異なっており, 様々な配管剛性や振動モードに対応している。(参考資料 3 参照)

従って, 今回検討した設計用減衰定数は柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉へ適用可能と判断し, 柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉における配管の設計用減衰定数として設定する。

4. 鉛直方向の設計用減衰定数について

今回工認では、鉛直方向の動的地震力を適用することに伴い、鉛直方向の設計用減衰定数を新たに設定している。

鉛直方向の設計用減衰定数は、基本的に水平方向と同様とするが電気盤や燃料集合体等の鉛直地震動に対し剛体挙動する設備は 1.0%とする。また、原子炉建屋クレーン、燃料取替機及び配管系については、既往の試験等により確認されている値を用いる。

なお、これらの設計用減衰定数は、大間 1 号炉の建設工認にて適用例がある。

表 1 機器・配管系の設計用減衰定数

設 備	設計用減衰定数 (%)			
	水平方向		鉛直方向	
	既工認	今回工認	既工認	今回工認
溶接構造物	1.0	同左	—	1.0
ボルト及びリベット構造物	2.0	同左	—	2.0
ポンプ・ファン等の機械装置	1.0	同左	—	1.0
燃料集合体	7.0	同左	—	1.0
制御棒駆動機構	3.5	同左	—	1.0
電気盤	4.0	同左	—	1.0
使用済燃料貯蔵ラック	1.0	Ss:7.0 Sd:5.0	—	1.0
天井クレーン	1.0	2.0	—	2.0
燃料取替機	1.0	2.0	—	1.5(2.0)*
配管系	0.5~2.0	0.5~3.0	—	0.5~3.0

注記 *:()外は、燃料取替機のトリ位置が端部にある場合

()内は、燃料取替機のトリ位置が中央部にある場合

原子炉建屋クレーンの振動試験～減衰比の検討～設計用減衰定数の設定

実機を試験体とした振動試験から得られた、原子炉建屋クレーンの減衰特性に基づき、設計用減衰定数の検討を行った。

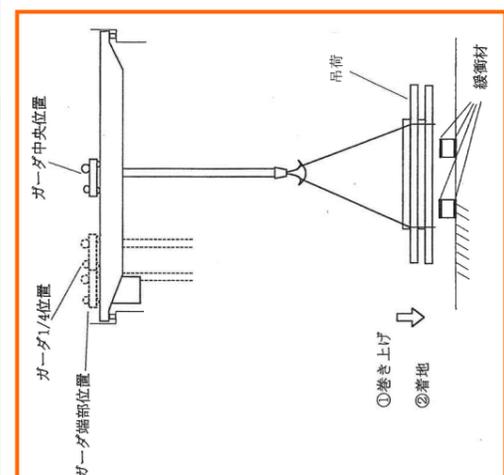
1. 代表試験体の選定

原子炉建屋天井クレーン8タイプ、一般用2タイプの基本仕様(トロリ及びガーダの質量、高さ、スパン)を調査。
各天井クレーンの構成要素、基本構造及び減衰定数に影響を与えると考えられる天井クレーン全質量とトロリ質量の比、及び振動特性が同等であることを確認。

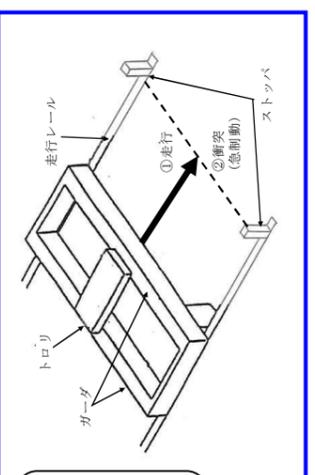
一般用天井クレーンを代表試験体とし、個体差、及びガーダ形状の相違の影響を確認するために、ガーダの断面形状が異なるタイプの同一仕様の試験体 No.1, No.2, 及びガーダの断面形状が同じタイプの試験体 No.3 を使用し、合計3機の試験体で実施。

2. 振動試験

【鉛直方向の加振方法】
吊荷を床から50mm程度まで持ち上げた後、最大速度で下降させて床に着地させ、この時の自由振動を計測する。



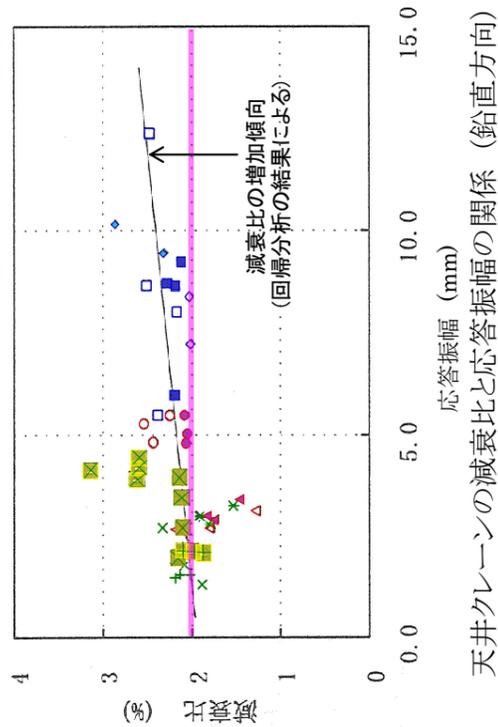
【水平方向の加振方法】
クレーンを1m程度走行させ、急停止することにより、自由振動を計測する。



3. 計測データの処理

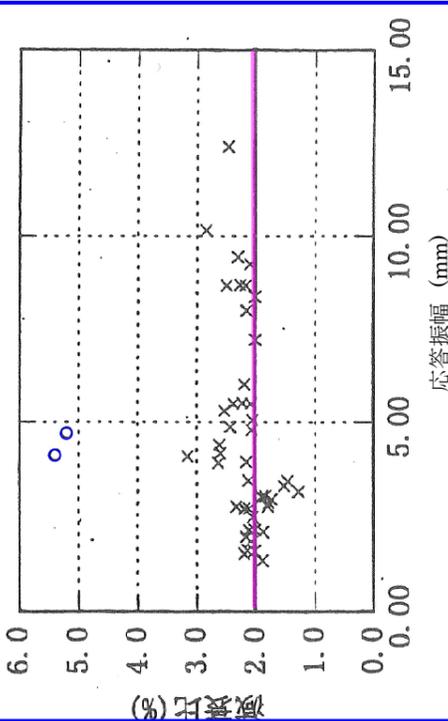
振動試験で得られた自由振動波形から減衰比を算定。

【凡例】
試験体 No.1 (試験体 No.2)
<ガーダ形状が異なるタイプ>
(同一タイプ2機で試験を実施)
●(■) トロリ中央, 走行ギヤ側
○(□) トロリ中央, 架線側
▲(◇) トロリ1/4, 走行ギヤ側
△(◇) トロリ1/4, 架線側
試験体 No.3
<ガーダ形状が同一なタイプ>
× トロリ主中補中, A側
☒ トロリ主中補中, B側
* トロリ主1/4補1/4, A側
☒ トロリ主1/4補1/4, B側
+ トロリ主端補端, A側
田 トロリ主端補端, B側



天井クレーンの減衰比と応答振幅の関係 (鉛直方向)

【凡例】
試験体 No.2
○ 水平方向減衰比[トロリ中央部]
試験体 No.1～No.3
× 鉛直方向減衰比
(左図に示した鉛直方向の結果を参考として記載)



天井クレーンの減衰比と応答振幅の関係 (水平方向)

4. 設計用減衰定数の設定

【試験結果 (鉛直方向)】
応答振幅に対する減衰比の傾向は、応答振幅が比較的小さい場合には減衰比のばらつきが大きいですが、応答振幅が大きくなると、減衰比の発生源となる構造減衰が増加し、減衰比が徐々に増加するとともに、そのばらつきが小さくなる。
応答振幅5.0mmで減衰比2.0%以上が得られている。

【試験結果 (水平方向)】
水平方向の減衰比は、応答振幅4.7mmにおいて5.2%という結果が得られている。

【設計用減衰定数 (鉛直方向)】
応答振幅の増加に伴い減衰比は増加傾向にあり、設計用減衰レベルで減衰比2.0%以上となっていることから、設計用減衰定数2.0%とした。

【設計用減衰定数 (水平方向)】
水平方向の減衰比は、応答振幅レベル4.7mmにおいて5%程度の減衰比が得られているが、データ点数が少ないため、鉛直方向と同じ2.0%を水平方向の設計用減衰定数とした。

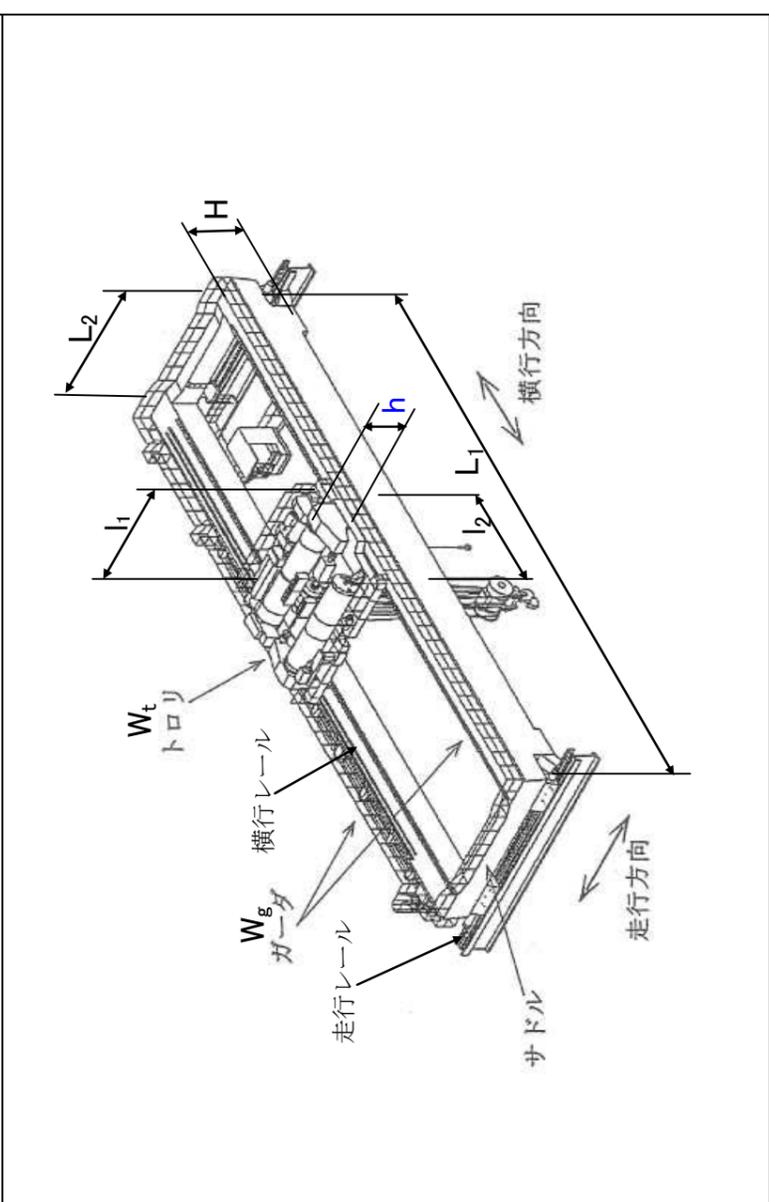
■ 原子炉建屋クレーンの試験体と実機との仕様比較

原子炉建屋クレーンは、ガーダ 2 本上にトロリが設置されている構造である。表 2-1 に天井クレーン試験体、柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉並びに大間 1 号炉の原子炉建屋クレーンの主要な仕様を示す。

表 2-1 天井クレーン試験体と柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉並びに大間 1 号炉の原子炉建屋クレーン実機の仕様の比較

仕様	試験体		実機 原子炉建屋クレーン			
	一般用天井クレーン		柏崎刈羽		大間	
	No.1,2	No.3	6号炉	7号炉	1号炉	
トロリ	質量 Wt(ton)	43.5	71.0	86.5	80.0	80.0
	高さ h(m)	2.265	3.0	2.405	2.515	2.815
	スパン l ₁ (m)	5.8	5.8	5.8	7.7	7.7
	スパン l ₂ (m)	4.1	3 (主巻用) 2.5(補巻用)	5.4	4.6	4.6
ガーダ	質量 Wg(ton)	104.5	191.5	226	190	190
	高さ H(m)	1.32	2.3	2.6	2.8	2.5
	スパン L ₁ (m)	33.0	33.0	34.9	34.9	34.9
	スパン L ₂ (m)	7.06	8.9	6.47	9.38	9.38
総質量	W(ton)	148.0	262.5	312.5	270.0	270.0
トロリ質量と 総質量の比	Wt/WT	0.294	0.270	0.277	0.296	0.296

備考



■ 試験体と実機の比較の考え方

減衰比は、一般的に振動エネルギーと消散エネルギーの比で表される。消散エネルギーはガーダ等の構造部材の材料減衰、トロリ、ガーダ等のガタや摩擦による構造減衰により発生すると考えられ、天井クレーンにおいては、ガーダ、トロリは固定構造ではなく、レールと車輪間にすべりが発生することから、トロリとガーダとの微小な相対運動によるエネルギーの消散が減衰特性に最も影響が大きい因子と考えられる。

ここで、トロリとガーダとの相対運動による消散エネルギーはトロリ質量に比例し、振動エネルギーはクレーンの振動質量に比例する。天井クレーンは建屋に対して走行車輪部のみで支持された両端支持のみの構造をしており、地震時の振動モードは上下・水平方向共にガーダ中央のたわみが最大となる 1 次モードが支配的となる。そのため、振動質量はクレーンの総質量に比例し、減衰比はトロリ質量とクレーンの総質量の比に影響を受けることになる。

上表より、柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉の原子炉建屋クレーンのトロリ質量と総質量の比は、試験体及び先行認可実績のある大間 1 号炉の実機と同程度になることを確認している。以上から、柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉の原子炉建屋クレーンの設計用減衰定数としては、水平 2.0%、鉛直 2.0%を適用する。

燃料取替機の振動試験～減衰比の設定

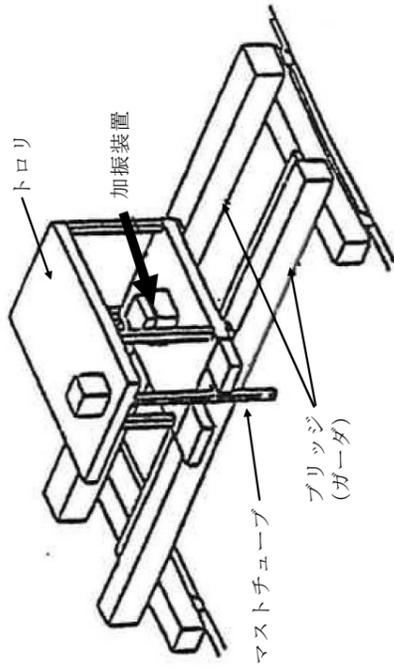
実機を試験体とした振動試験から得られた、燃料取替機の減衰特性に基づき、設計用減衰定数の検討を行った。

1. 代表試験体の選定

燃料取替機 5 機について、基本仕様 (トロリ及びブリッジの質量, 高さ, スパン) を調査。
各燃料取替機の構成要素、基本構造、サイズ、質量及び振動特性が同等であることを確認。

燃料取替機 5 機の中から建設中プラントの燃料取替機を代表試験体として選定。

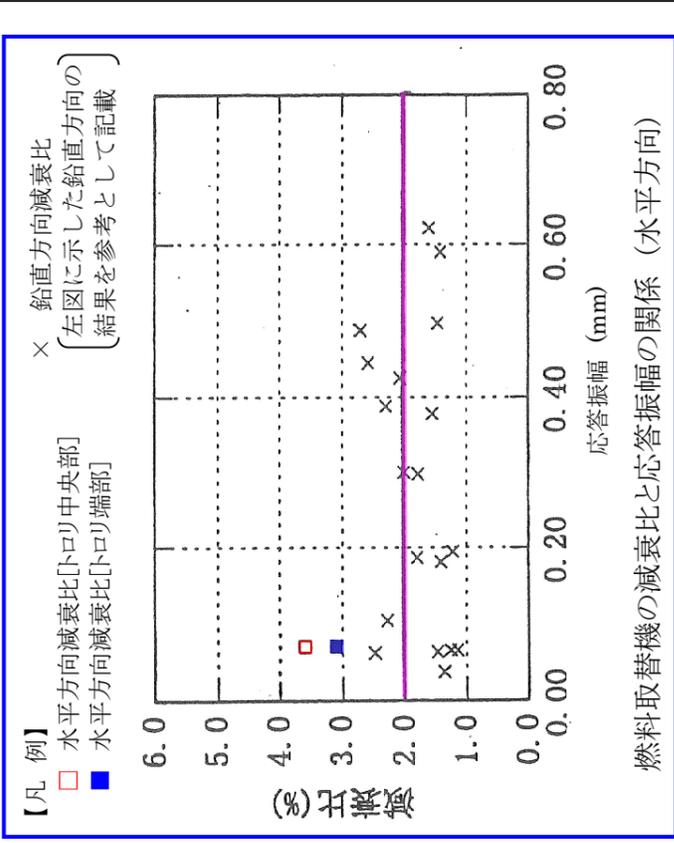
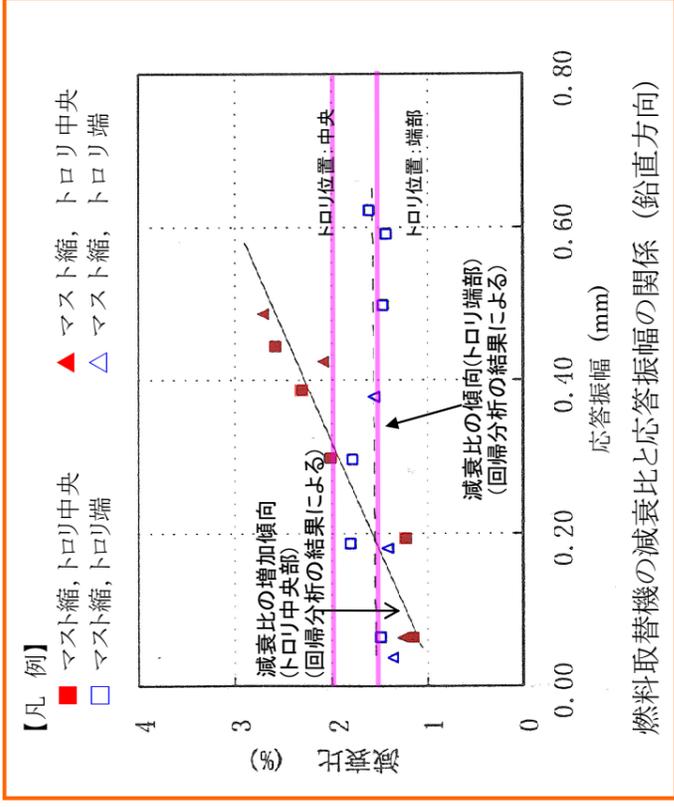
2. 振動試験



【加振方法 (鉛直・水平方向)】
トロリ中央部に設置した加振装置による強制加振。
(正弦波 5Hz～20Hz)

3. 計測データの処理

振動試験で得られた周波数応答曲線からハーフパワー法で減衰比を算定。



4. 設計用減衰定数の設定

【試験結果 (鉛直方向)】
トロリ位置が中央部の場合では、応答振幅の増加にしたがって減衰比は増加する傾向を示している。応答振幅 0.40mm で減衰比 2.0%以上が得られている。
トロリ位置が端部の場合では、応答振幅に係らず 1.5%程度の減衰比が得られている。

【試験結果 (水平方向)】
燃料取替機の水平方向の減衰比は、トロリ位置が中央部では応答振幅 0.07mm において 3.6%, トロリ位置が端部では応答振幅 0.07mm において 3.1%という結果が得られている。

【設計用減衰定数 (鉛直方向)】
トロリ位置が中央部の場合では、応答振幅の増加に伴い減衰比は増加傾向にあり、応答振幅レベル 0.40mm でも減衰比 2.0%以上となっていることから、設計用減衰定数 2.0%としたとしている。
トロリ位置が端部の場合では、応答振幅に係らず 1.5%程度の減衰比が得られていることから、設計用減衰定数 1.5%とした。

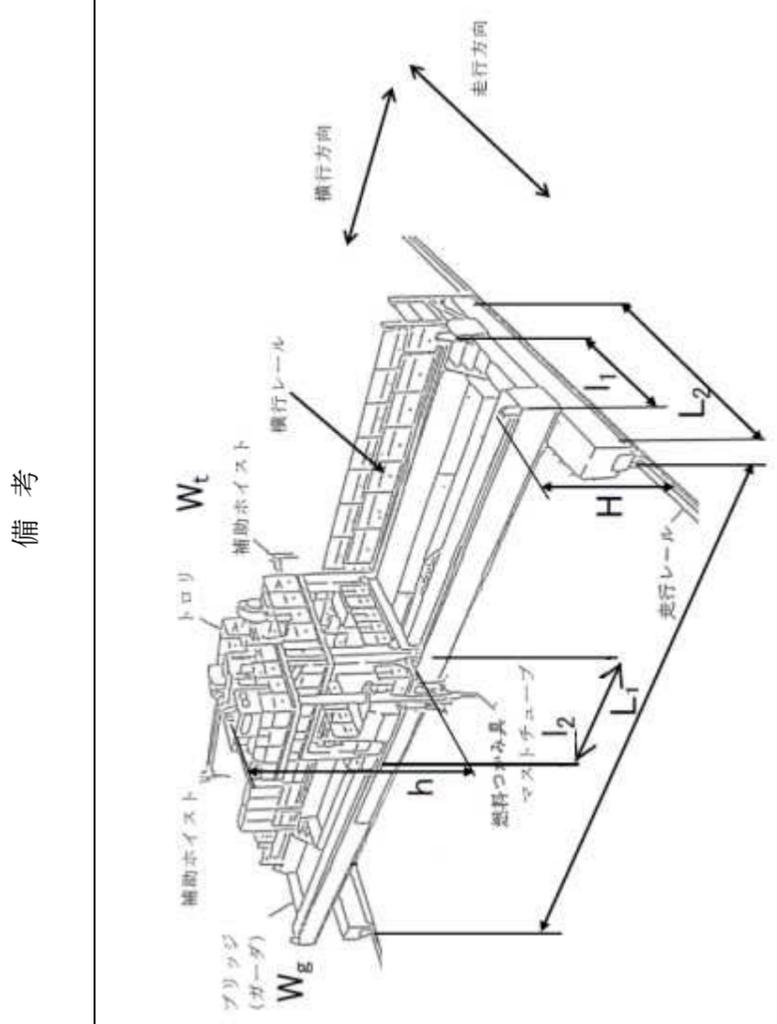
【設計用減衰定数 (水平方向)】
水平方向の減衰比は、応答振幅レベル 0.07mm で 3.6% (トロリ中央部) 及び 3.1% (トロリ端部) の減衰比が得られているが、データ点数が少ないため、鉛直方向と同じ 2.0%を水平方向の設計用減衰定数とした。

■ 燃料取替機の試験体と実機との仕様比較

燃料取替機は、フレーム構造のブリッジ上にトロリが設置されている構造である。表 3-1 に燃料取替機試験体、柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉並びに大間 1 号炉の燃料取替機の主要な仕様を示す。

表 3-1 燃料取替機試験体と柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉並びに大間 1 号炉の実機の仕様の比較

仕様	試験体	実機			備考
		柏崎刈羽		大間(参考)	
		6号炉	7号炉	1号炉	
トロリ	質量 Wt(ton)	15.5	16.1	20.0	27.0
	高さ h(m)	4.795	4.163	5.795	5.795
	スパン l ₁ (m)	3.0	2.8	3.0	3.0
	スパン l ₂ (m)	2.6	3.0	2.7	3.0
ブリッジ	質量 Wg(ton)	23.6	30.4	28.5	40.0
	高さ H(m)	2.005	2.917	2.005	2.075
	スパン L ₁ (m)	12.46	15.16	15.16	15.16
	スパン L ₂ (m)	4.6	4.8	4.6	4.43
総質量		39.1	46.5	48.5	67.0



■ 試験体と実機の比較の考え方

燃料取替機については、ブリッジ等の骨組み構造の材料減衰、トロリ、ブリッジ等のガタや摩擦による構造減衰が影響を与えると考えられる。トロリの構造減衰はトロリ位置によって異なる。試験で得られた減衰比データとしては、ブリッジ中央にトロリがある場合、ブリッジの端部にトロリのある場合は、2種類ある。鉛直方向に関しては、ブリッジの中央にトロリがある場合の方が、ブリッジの端部にトロリがある場合に比べて、減衰比は高くなっている。

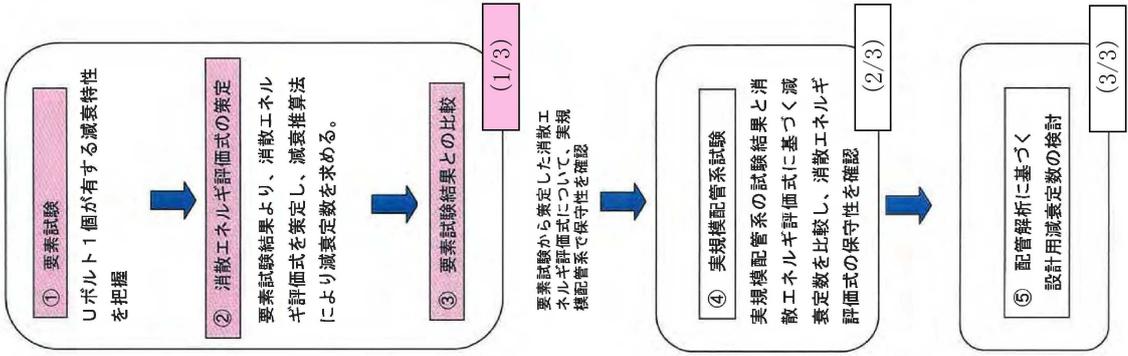
ブリッジ中央にトロリがある場合、鉛直方向に関しては、応答振幅の増加に伴い減衰比は増加傾向にあり、応答振幅レベル 0.40mm で減衰比 2.0%以上となっていることから、設計用減衰定数を 2.0%とする。水平方向の減衰比は、応答振幅レベル 0.07mm で 3.6%の減衰比が得られているが、データ点数が少ないため、鉛直方向と同じ 2.0%を水平方向の設計用減衰定数とした。ブリッジ端部にトロリがある場合、鉛直方向に関しては、応答振幅に係らず 1.5%程度の減衰比が得られていることから、設計用減衰定数 1.5%とした。水平方向の減衰比は、応答振幅レベル 0.07mm で 3.1%の減衰比が得られているが、データ点数が少ないため、鉛直方向と同じ 2.0%を水平方向の設計用減衰定数とした。

実機への適用性の観点では、上表の試験体と柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉における燃料取替機の構造の比較から、ブリッジスパン、質量は同等以上となっており、振動特性として応答は大きくなる傾向にあると考えられる。また、試験では低加速度レベル (水平約 100Gal, 鉛直約 200Gal) にて実施されているが、実際の基準地震動 Ss はそれよりも大きな加速度レベルとなる。試験結果から、応答の増加に伴い減衰比も増加傾向にあるため、上記の試験結果より得られた減衰比は適用可能と考えられる。

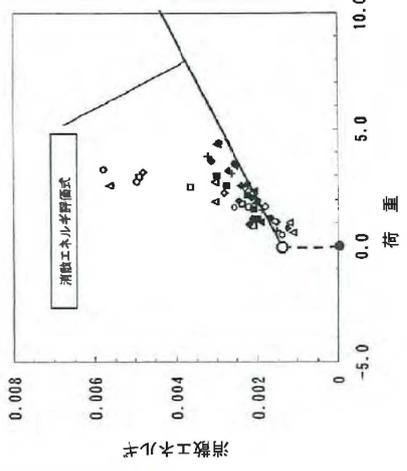
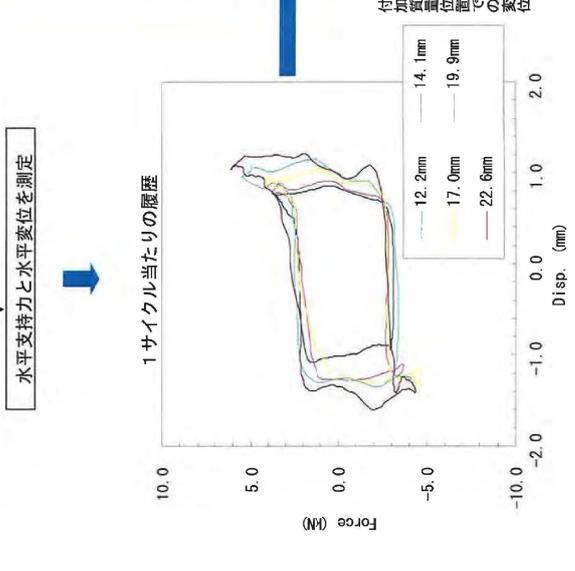
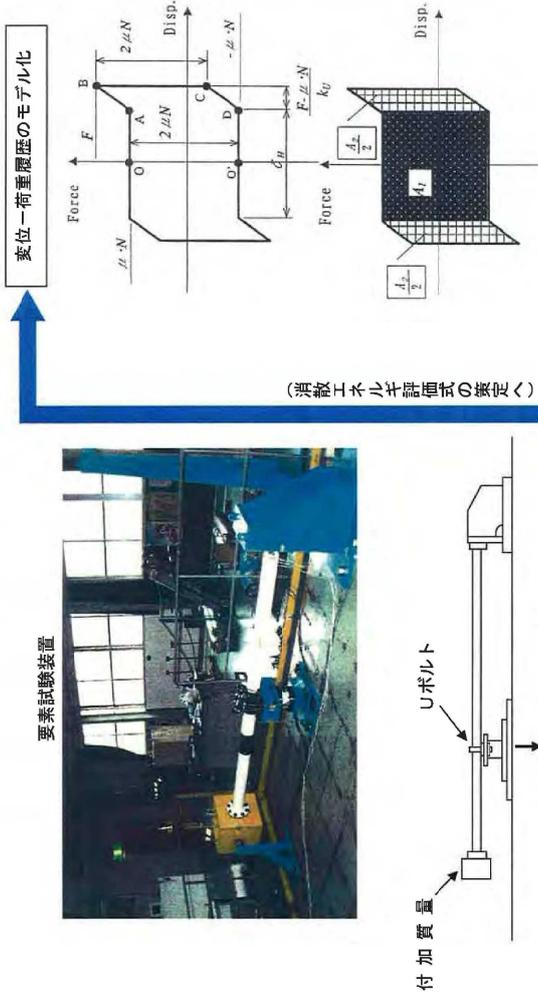
以上から、燃料取替機の設計用減衰定数として水平 2.0%、鉛直 1.5%(燃料取替機のトロリ位置が端部にある場合)、2.0%(燃料取替機のトロリ位置が中央部にある場合)を適用する。

Uボルト支持配管系の振動試験 (1/3) : ①要素試験～②消散エネルギー評価式の策定～③要素試験結果との比較

Uボルト支持配管系の研究の流れ



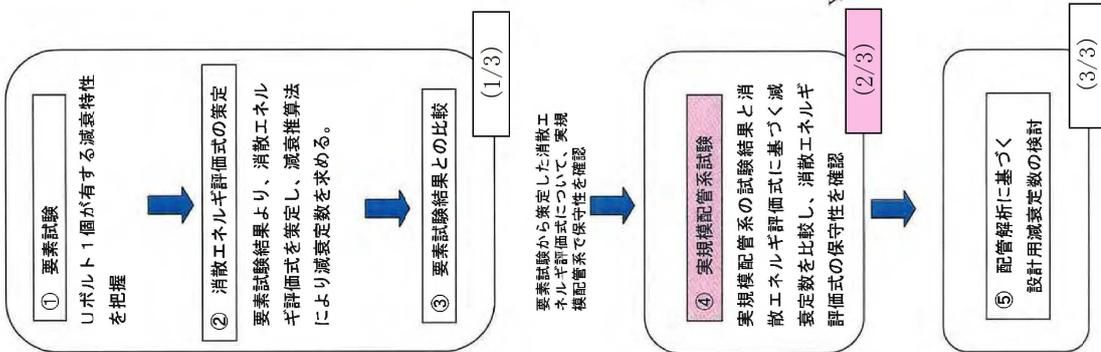
Uボルト支持部1箇所の減衰特性を把握するため、最も単純な試験体で振動試験を実施。



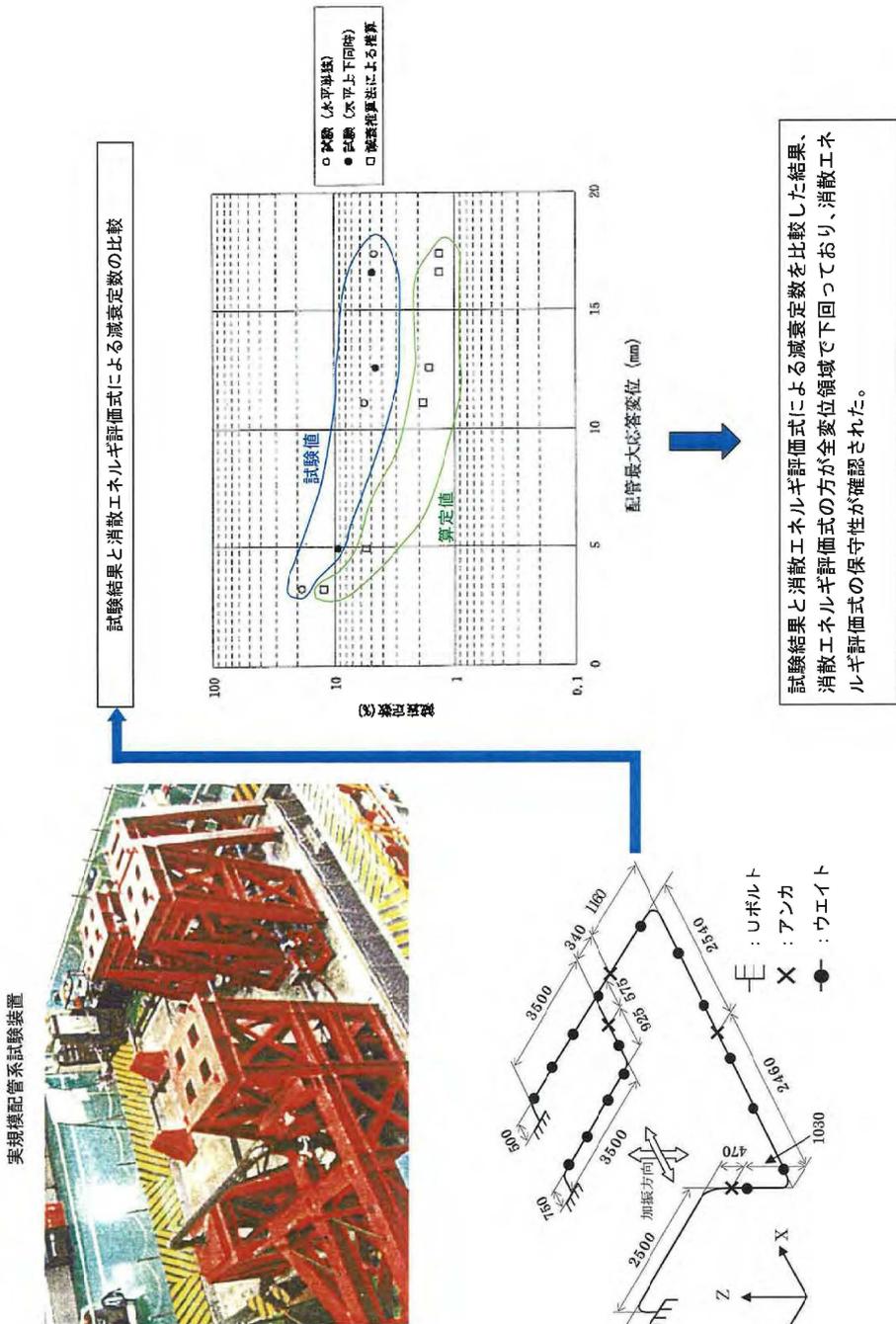
Uボルト支持配管系の減衰定数に関する研究の流れ (要素試験)

Uボルト支持配管系の振動試験 (2/3) : ④実規模配管系試験

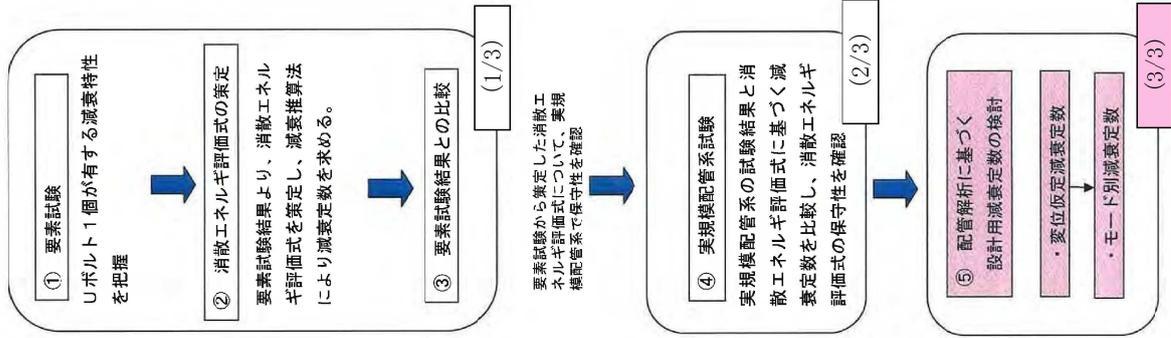
Uボルト支持配管系の研究の流れ



要素試験結果に基づき策定した消散エネルギー評価式の実機への適用性確認のため、実規模配管系試験による振動試験を実施し、試験結果より得られる減衰定数と消散エネルギー評価式より得られる減衰定数の比較検討を行った。



Uボルト支持配管系の研究の流れ



Uボルト支持配管系の振動試験 (3/3) : ⑤配管解析に基づく設計用減衰定数の検討

参考資料-3 (3/8)

実機プラントにおいては、配管系の支持箇所やルートは多種多様である。ここでは、実機配管系の計算モデルに対して消散エネルギー評価式を用いて減衰定数を算出し、さらに、Uボルト支持配管系の設計用減衰定数の検討を行った。

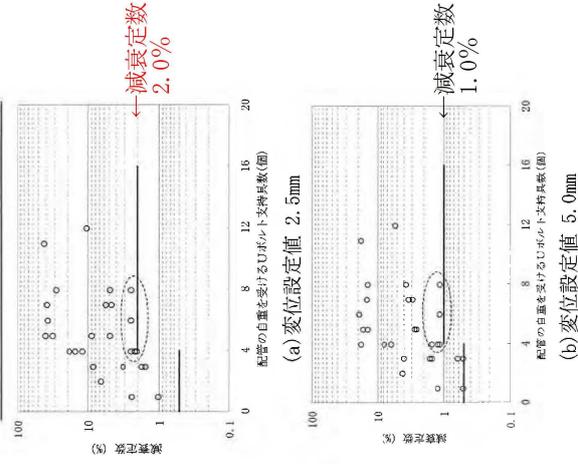
Uボルト支持配管系 (2θ モデル) に対する解析による検討 (各振動モードが全て一律の変位が生じると仮定)

実規模配管系試験にて消散エネルギー評価式の保守性を確認したが、設計用減衰定数を設定するにあたっては、Uボルト支持具数や配管ルートなど様々な配管系について検討する必要がある。ここでは、消散エネルギー評価式による減衰定数が配管変位に依存するため、配管系の振動モード変位を一定と仮定した状態で減衰定数(変位仮定減衰定数)を算出した。対象はUボルト支持部を有する実機配管系(2θモデル)とした。

解析の結果、Uボルト4個以上の配管系において

- ・ 仮定変位 2.5mm の場合、減衰定数 2.0% 以上が得られた。
- ・ 仮定変位 5.0mm の場合、減衰定数 1.0% 以上が得られた。

Uボルト支持配管系の減衰推算結果



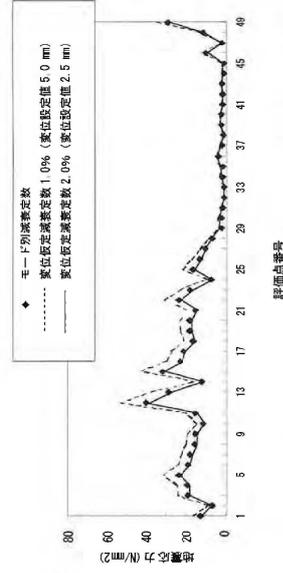
詳細計算による減衰定数の検討 (モード別減衰定数による検討)

変位仮定減衰定数は計算結果からも判るよう「仮定する変位」に依存する。そこで、変位 2.5mm の減衰定数及び変位 5.0mm の減衰定数のそれぞれ 2% 及び 1% を与える下限値を示した配管モデルに対して、より詳細な解析を行い、Uボルト支持配管系の設計用減衰定数を検討した。

比較検討の結果、詳細計算結果と変位 2.5mm を与えた場合の結果がよく一致していることがわかり、Uボルト支持配管系の設計用減衰定数を 2.0% に設定することとしたとしている。

なお、2.0% の適用に当たっては、以下の項目を条件ととしている。

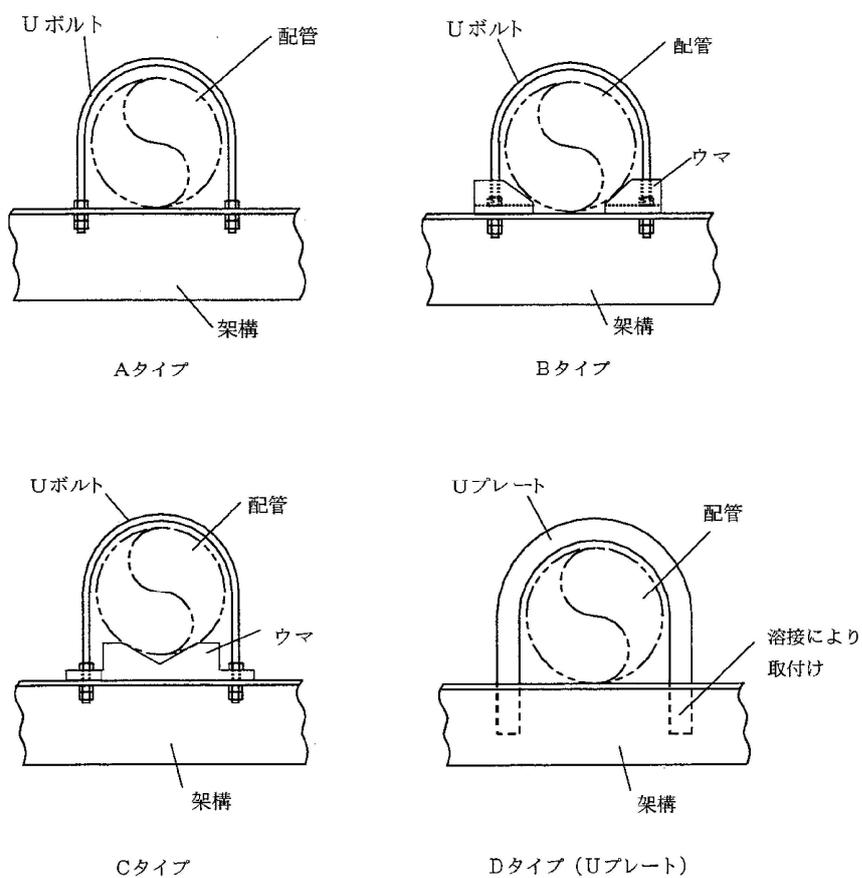
- Uボルトは、運転時に配管とボルト頂部との間に隙間があるよう施工されること。
- 今回、検討対象としたUボルトの据付状態であること(架構で水平配管の自重を受けるUボルト)。



Uボルト支持配管系の減衰定数に関する研究の流れ (設計用減衰定数の検討)

【補足】要素試験に用いたUボルト支持構造物のタイプ

試験に用いたUボルトは、原子力発電所で採用されている代表的な4タイプを選定した。



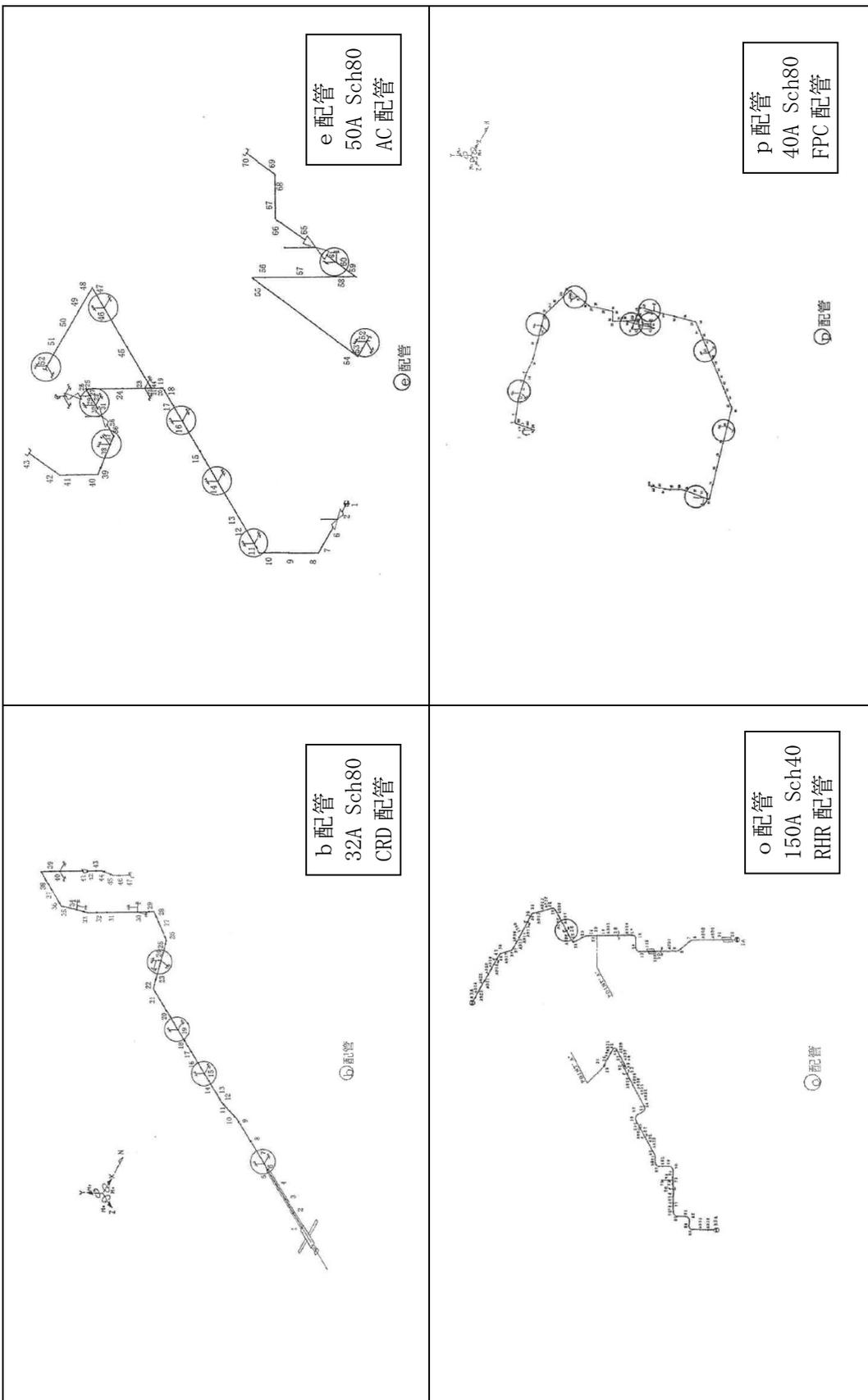
【解析を行った配管仕様】

- ・口径：20A～400A
- ・材質：ステンレス鋼，炭素鋼

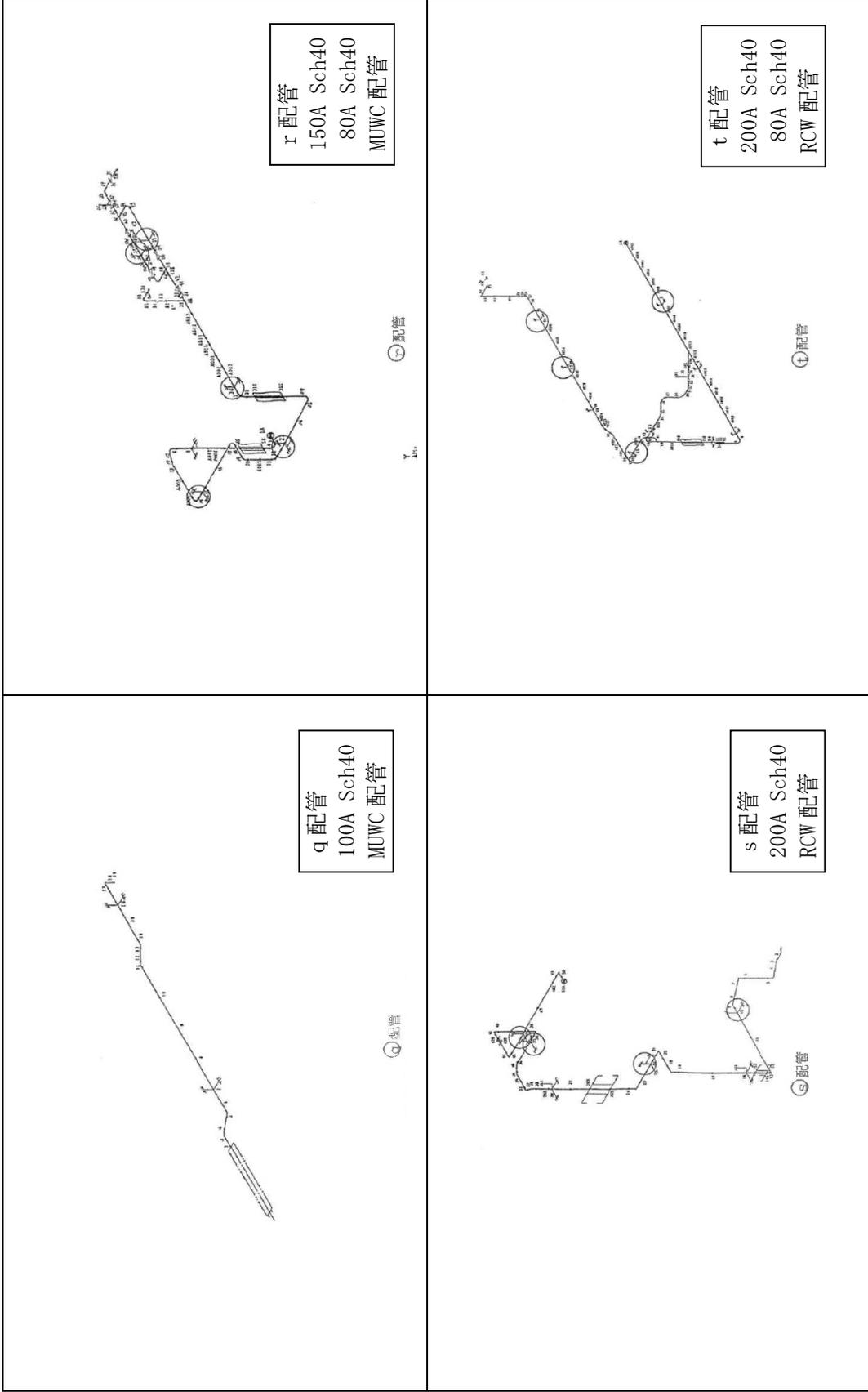
上記のうちBWR実機配管

	系統	口径
b 配管	CRD	32A
e 配管	AC	50A
o 配管	RHR	150A
p 配管	FPC	40A
q 配管	MUWC	100A
r 配管	MUWC	150A, 80A
s 配管	RCW	200A
t 配管	RCW	200A, 80A
u 配管	CRD	32A

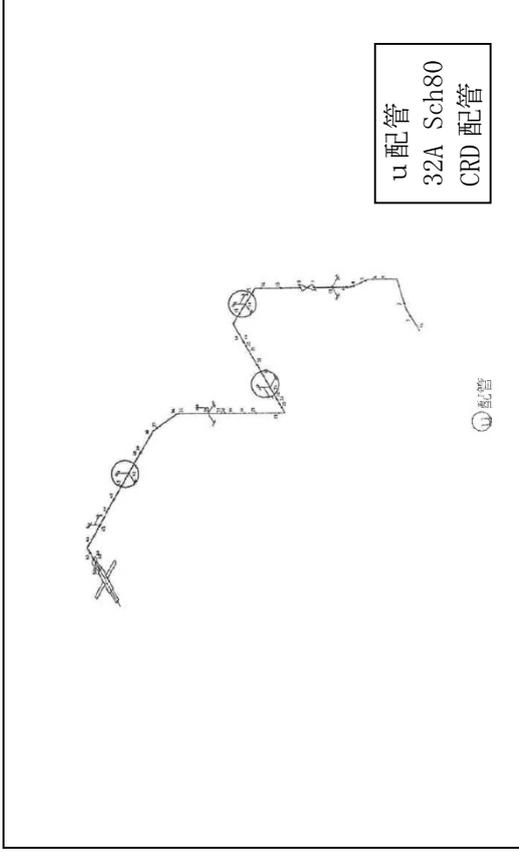
実機配管系の解析モデル図 (b・e・o・p配管)



実機配管系の解析モデル図 (q・r・s・t 配管)



実機配管系の解析モデル図 (u配管)



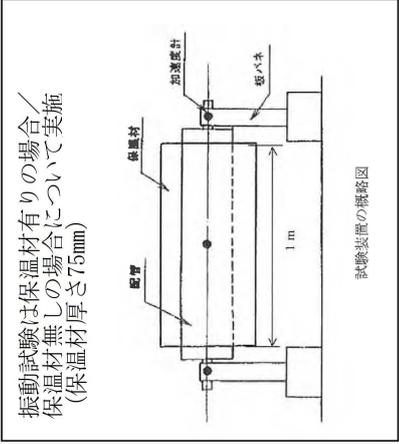
配管系の保温材による付加減衰定数

試験体を使用した振動試験から得られた、配管系の保温材による付加減衰定数に基づき、設計用減衰定数の検討を行った。

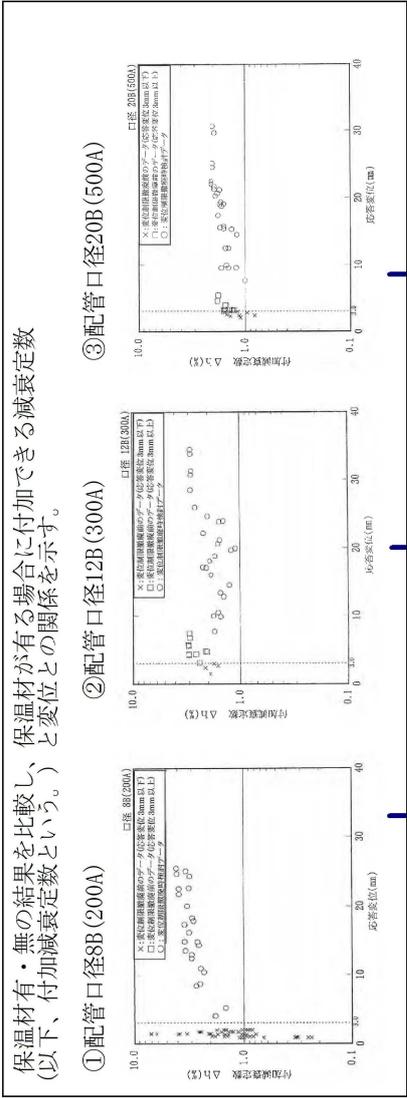
1. 試験体

3種類の配管口径
 ① 8B (200A)
 ② 12B (300A)
 ③ 20B (500A)
 の試験体を用いて振動試験を実施

2. 振動試験



3. 試験結果



4. 設計用減衰定数の設定

【試験結果 (8B, 12B, 20B)】
 ○応答変位3mm以上の領域
 保温材による付加減衰定数は1.0%以上、応答変位の増大に伴い漸増または一定の値を示す傾向
 ○応答変位3mm以下の領域 (小応答領域)
 減衰データにばらつきあり、付加減衰定数1%以下の場合もある

【設計用減衰定数の設定】
 小応答変位領域については、配管強度上問題とならないことから、保温材による付加減衰定数は1.0%とする。

※ただし、本試験において金属保温材が施工されている配管長さは配管全長に対し40%を超える割合であったことから、下記の適用条件を設定した。
 ①金属保温材が施工されている配管長さが配管全長に対して40%以下の場合・・・1.0%を付加する
 ②40%を超える場合・・・0.5%を付加する

添付資料 4

水平方向と鉛直方向の動的地震力の二乗和平方根（SRSS）法による組み合わせ

1. 概要

今回工認の耐震設計では、これまで静的な取扱いのみであった鉛直方向の地震力について、動的な地震力を考慮することとなるとともに、水平方向及び鉛直方向の動的な地震力による荷重を適切に組み合わせることが必要となる。

従来の水平方向及び鉛直方向の荷重の組み合わせは、静的な地震力による鉛直方向の荷重には地震継続時間や最大加速度の生起時刻のような時間の概念がなかったことから、水平方向及び鉛直方向の地震力による荷重の最大値同士の絶対値の和としていた。（以下、「絶対値和法」という。）

一方、水平方向及び鉛直方向の両者がともに動的な地震力である場合、両者の最大加速度の生起時刻に差があるという実挙動を踏まえると、従来と同じように絶対値和法を用いるのではなく、時間的な概念を取り入れた荷重の組み合わせ法を検討する必要がある。

本資料では、水平方向及び鉛直方向の動的地震力の組み合わせに関する既往研究⁽¹⁾をもとに、二乗和平方根法（以下、「SRSS法（Square Root of the Sum of the Squares）」という。）による組み合わせ法の妥当性について説明するものである。

なお、SRSS法による組み合わせは、大間1号炉の建設工認において適用実績のある手法である。

2. 柏崎刈羽原子力発電所で用いる荷重の組み合わせ法

柏崎刈羽原子力発電所では、静的な地震力による荷重の組合せについては、従来どおり絶対値和法を用いて評価を行う。また、動的な地震力による荷重の組合せについては、既往知見に基づき、SRSS法を用いて評価を行うことも可能である。

3. 水平方向及び鉛直方向の地震力による荷重の組み合わせ法に関する研究の成果

3.1 荷重の組み合わせ法の概要

絶対値和法と SRSS 法の概要を以下に示す。

(1) 絶対値和法

本手法は、水平方向及び鉛直方向の地震力による最大荷重（又は応力）※を絶対値和で組み合わせる方法である

この方法は、水平方向及び鉛直方向の地震力による最大荷重が同時刻に同位相で生じることを仮定しており、組合せ法の中で最も大きな荷重を与える。本手法は、主に地震力について時間の概念がない静的地震力による荷重の組合せに使用する。

$$\text{組合せ荷重（又は応力）} = |M_H|_{\max} + |M_V|_{\max}$$

M_H ：水平方向地震力による荷重（又は応力）

M_V ：鉛直方向地震力による荷重（又は応力）

(2) SRSS 法

本手法は、水平方向及び鉛直方向の地震力による最大荷重（又は応力）※を二乗和平方根で組み合わせる方法である。

この方法は、水平方向及び鉛直方向の地震力による最大荷重の生起時刻に時間的なずれがあるという実挙動を考慮しており、水平方向及び鉛直方向地震動の同時入力による時刻歴応答解析結果との比較において平均的な荷重を与える。本手法は、動的な地震力による荷重同士の組合せに使用する。

$$\text{組合せ荷重(又は応力)} = \sqrt{(M_H)_{\max}^2 + (M_V)_{\max}^2}$$

M_H ：水平方向地震力による荷重（又は応力）

M_V ：鉛直方向地震力による荷重（又は応力）

※：荷重の段階で組み合わせる場合と、荷重により発生した応力の段階で組み合わせる場合がある。（次頁の「補足」参照）

応力で組み合わせる場合は、対象設備の応力評価項目に留意した上で適用する。

(補足) 荷重または応力による組み合わせについて

水平方向及び鉛直方向の動的地震力を SRSS で組み合わせる際、評価対象の機器の形状や部位に応じて荷重の段階で組み合わせる場合と、荷重により発生した応力の段階で組み合わせる場合がある。ここでは、その使い分けについて具体例を用いて説明する。

A. 荷重の段階で組み合わせを行う場合

横形ポンプの基礎ボルトの引張応力の評価を例とすると、以下の式で示すように水平方向地震力と鉛直方向地震力の組み合わせは、荷重である水平方向地震力によるモーメント ($m \cdot g \cdot C_H \cdot h$) と鉛直方向地震力によるモーメント ($m \cdot g \cdot C_V \cdot l_1$) を組み合わせる。

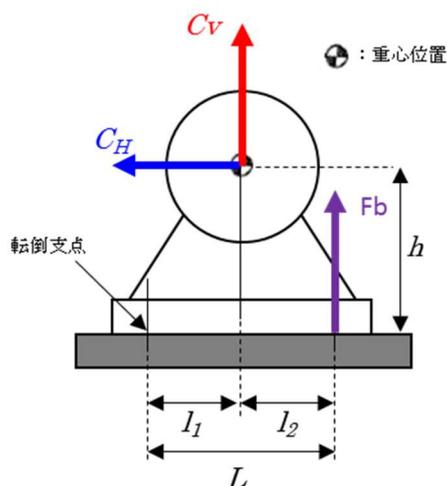
本手法については、非同時性を考慮する地震荷重についてのみ SRSS しており、実績のある妥当な手法である。

【絶対和】

$$F_b = \frac{1}{L} \{ mg(C_H h + C_V l_1) + mgC_p(h + l_1) + M_p - mgl_1 \} \quad \dots \text{(式 A-1)}$$

【SRSS 法】

$$F_b = \frac{1}{L} \{ mg\sqrt{(C_H h)^2 + (C_V l_1)^2} + mgC_p(h + l_1) + M_p - mgl_1 \} \quad \dots \text{(式 A-2)}$$



- F_b : 基礎ボルトに生じる引張力
- C_H : 水平方向震度
- C_V : 鉛直方向震度
- C_P : ポンプ振動による震度
- g : 重力加速度
- h : 据付面から重心までの距離
- l₁, l₂ : 重心と基礎ボルト間の水平方向距離
- L : 支点としている基礎ボルトより最大引張応力がかかる基礎ボルトまでの距離
- m : 機器の運転時質量

図 A 横形ポンプに作用する震度

B. 応力による組み合わせを行う場合

横置円筒容器の脚の組合せ応力の評価を例とすると、脚には、水平方向地震力による曲げモーメント M_{11} 及び鉛直方向荷重 P_l 、鉛直方向地震力による鉛直荷重 $(R_1+m_{s1}g) C_v$ が作用する。(図 B-1)

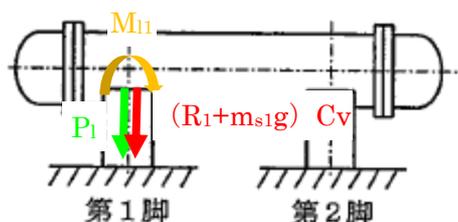


図 B-1 横置円筒容器の脚部に作用する荷重

水平地震力による圧縮応力 σ_{s2} 及び鉛直方向地震力による圧縮応力 σ_{s4} は式 B-1、式 B-2 で表され、脚の組合せ応力の評価の際はこれらの応力を SRSS 法により組み合わせ式 B-4 を用いて評価を行う。

$$\sigma_{s2} = \frac{M_{11}}{Z_{sy}} + \frac{P_l}{A_s} \quad \dots \text{(式 B-1)}$$

σ_{s2} : 水平方向地震力により脚に生じる曲げ及び
圧縮応力の和
 M_{11} : 水平方向地震力により脚底面に作用曲げモーメント
 P_l : 水平方向地震力により胴の脚つけ根部に作用する
鉛直方向荷重
 Z_{sy} : 脚の断面係数
 A_s : 脚の断面積

$$\sigma_{s4} = \frac{R_1 + m_{s1}g}{A_s} C_v \quad \dots \text{(式 B-2)}$$

σ_{s4} : 鉛直方向地震力により脚に生じる圧縮応力
 R_1 : 脚が受ける自重による荷重
 m_{s1} : 脚の質量

【絶対和】

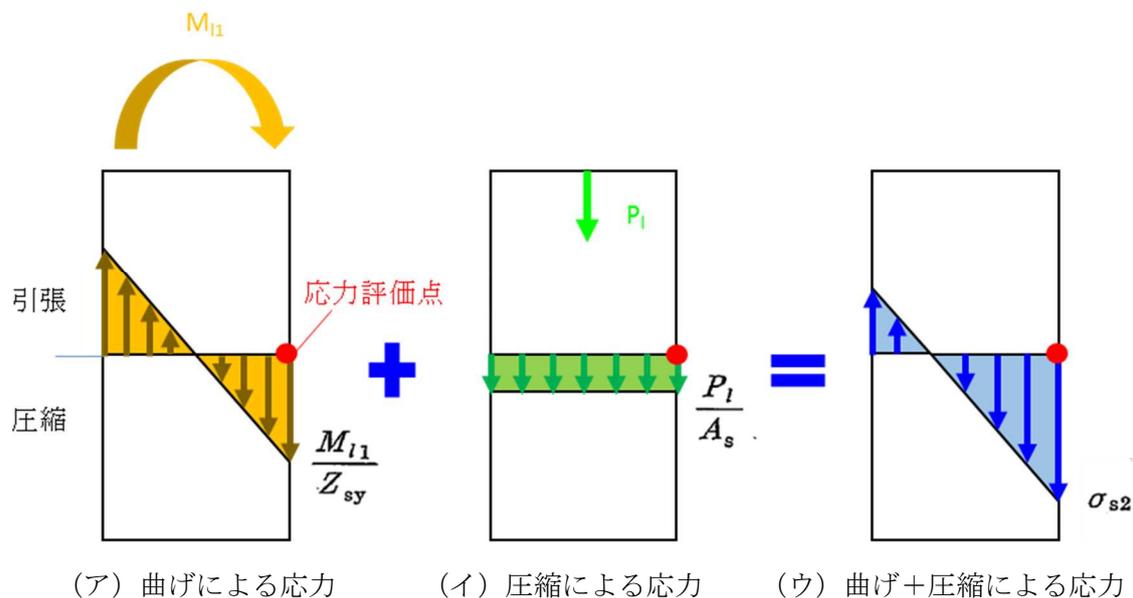
$$\sigma_{sl} = \sqrt{(\sigma_{s1} + \sigma_{s2} + \sigma_{s4})^2 + 3\tau_{s2}^2} \quad \dots \text{(式 B-3)}$$

【SRSS 法】

$$\sigma_{sl} = \sqrt{(\sigma_{s1} + \sqrt{\sigma_{s2}^2 + \sigma_{s4}^2})^2 + 3\tau_{s2}^2} \quad \dots \text{(式 B-4)}$$

σ_s : 水平方向地震力および鉛直方向地震力が作用した
場合の脚の組合せ応力
 σ_{s1} : 運転時質量により脚に生じる圧縮応力
 τ_{s2} : 水平方向地震力により脚に生じるせん断応力

ここで、水平地震力による圧縮応力 σ_{s2} 及び鉛直方向地震力による圧縮応力 σ_{s4} は図 B-2 に示すように、ともに脚の外表面の圧縮応力を表すものであり、脚の同一評価点、同一応力成分であることから、これらの組み合わせを SRSS 法により行うことは妥当である。



(a) 水平地震力による応力評価点の圧縮応力

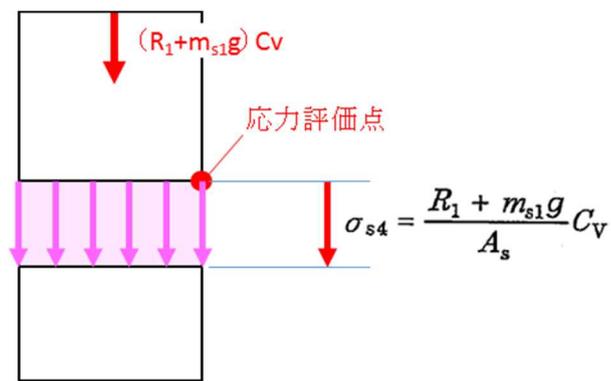


図 B-2 横置円筒容器の脚部に作用する地震力による応力概念図

3.2 SRSS 法の妥当性

既往研究では、実機配管系に対して、水平及び鉛直地震動による最大荷重を SRSS 法により組み合わせた場合と水平及び鉛直地震動の同時入力による時刻歴応答解析法により組み合わせた場合との比較検討を以下の通り行っている。

(1) 解析対象配管系モデル

解析対象とした配管は、代表プラントにおける格納容器内の配管系で給水系 (FDW) ×2 本、残留熱除去系 (RHR) 及び主蒸気系 (MS) の計 4 本の配管モデルである。当該配管系は、耐震 S クラスに分類されるものである。

(2) 入力地震動

解析に用いた入力地震動は、地震動の違いによる影響を確認するため、兵庫県南部地震 (松村組観測波)、人工波及びエルセントロ波の 3 波を用いた。機器・配管系への入力地震動となる原子炉建屋中間階の応答波の例を図 1-1～図 1-3 に示す。

(3) 解析結果

解析結果を図 2-1～図 2-4 に示す。図 2-1～図 2-4 は、水平方向及び鉛直方向の応力に対して、同時入力による時刻歴応答解析法及び SRSS 法により組み合わせた結果をまとめたものであり、参考までに絶対値和法による結果も併記した。

図 2-1～図 2-4 より、いずれの配管系においても最大応力発生点においては、時刻歴応答解析法に対して SRSS 法の方が約 1.1 倍から約 1.4 倍の比率で上回る結果となった。最大応力発生点における SRSS 法と同時入力による時刻歴応答解析法との評価結果の比較を表 1 に示す。また、最大応力発生点の部位を図 3-1～図 3-4 に示す。

さらに、配管系全体の傾向を確認するため、配管系の主要な部位における発生応力の比較を図 4 に示す。図 4 は、図 2-1～図 2-4 に基づき、各配管モデルの節点の応力値をプロットしたものである。図 4 より、SRSS 法は発生応力の低い領域では同時入力による時刻歴応答解析法に対して平均的な結果を与え、発生応力の増加に伴い保守的な結果を与える傾向にあることが確認できる。

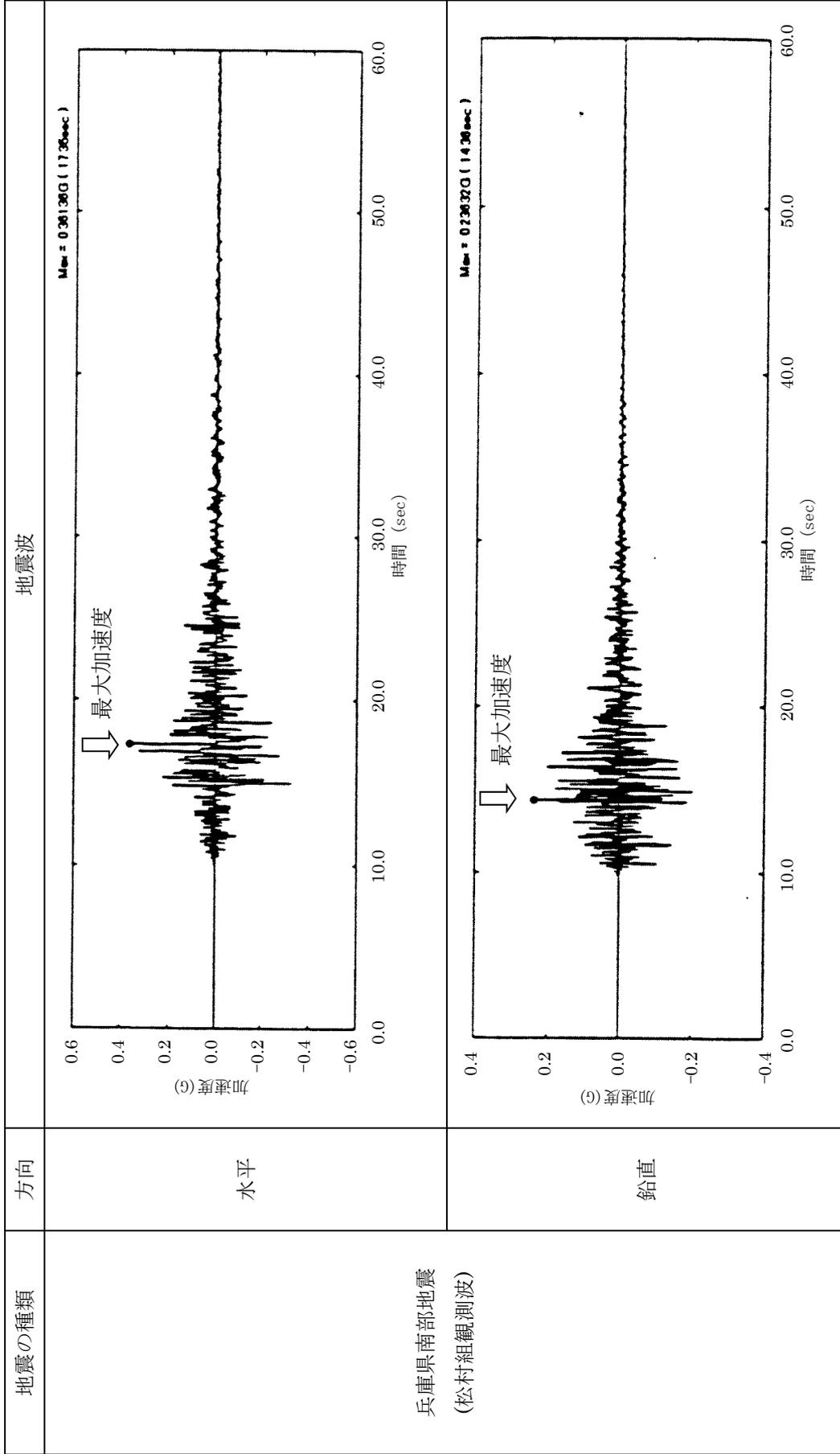


図 1-1 機器・配管系への入力地震動 (兵庫県南部地震)

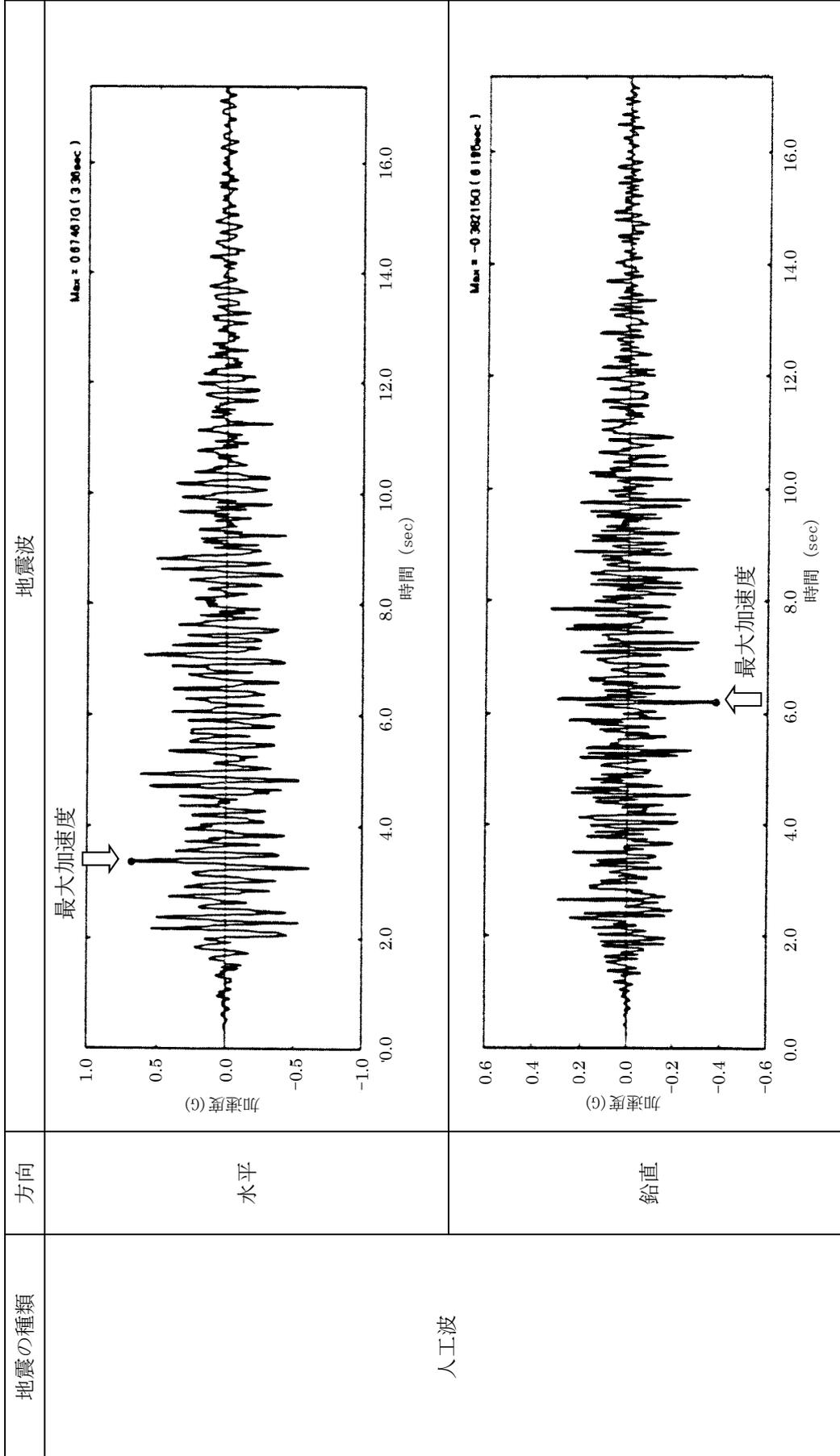


図 1-2 機器・配管系への入力地震動（人工波）

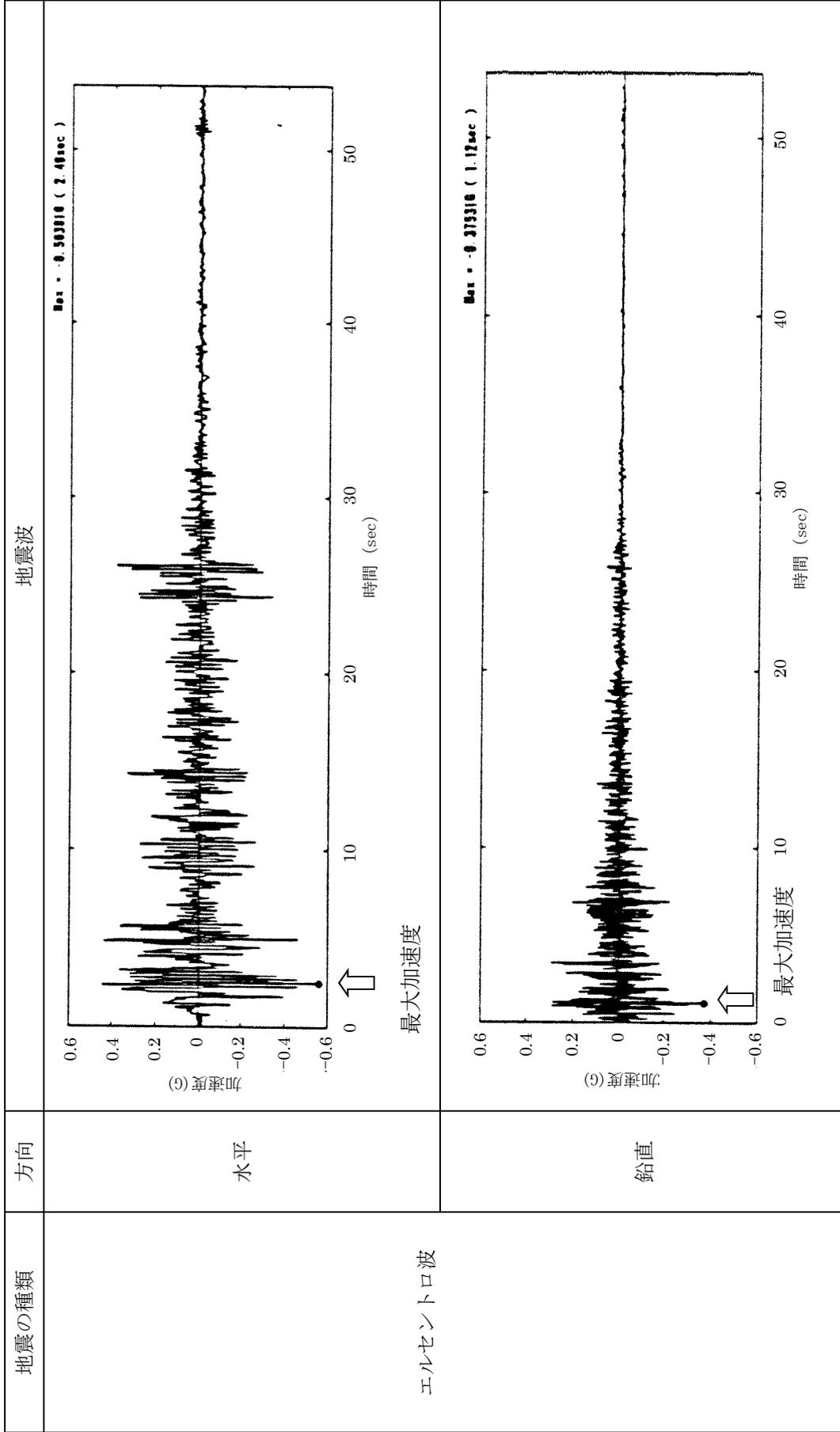


図 1-3 機器・配管系への入力地震動 (エルセントロ波)

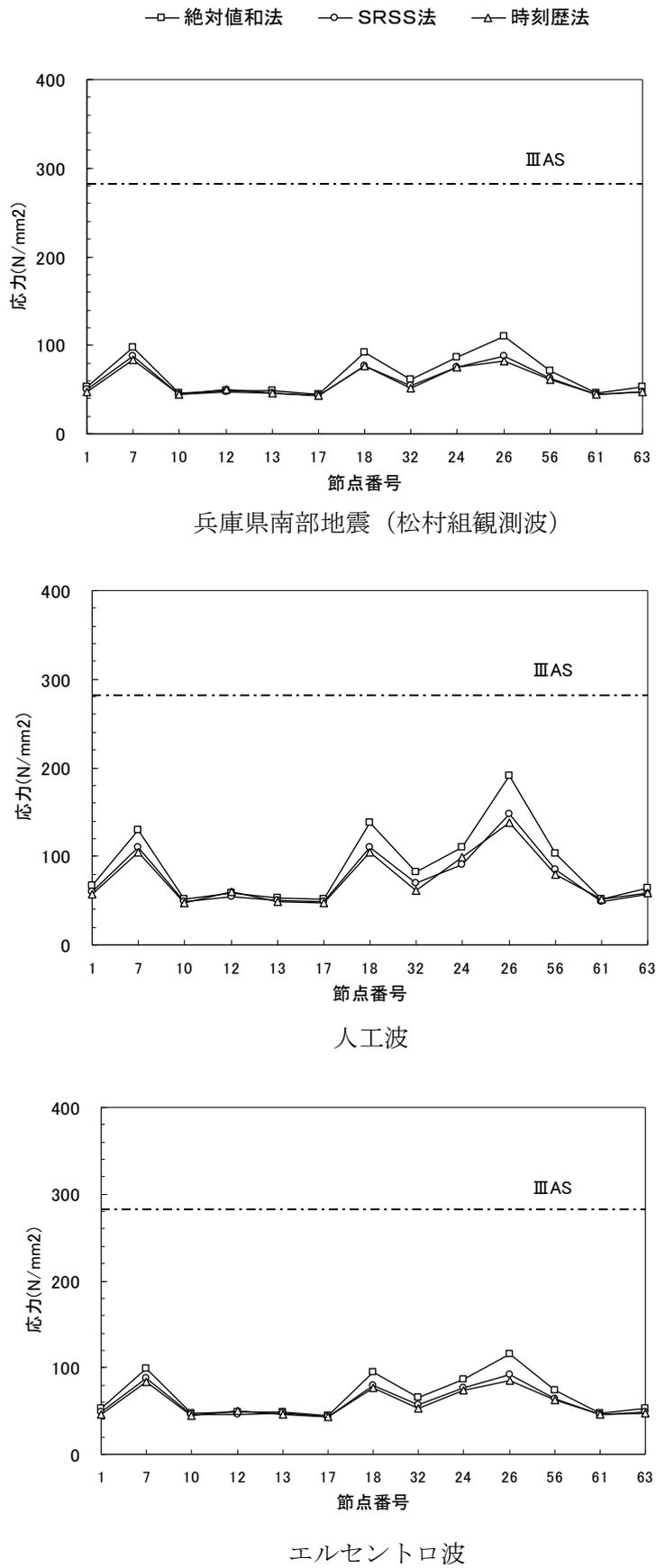
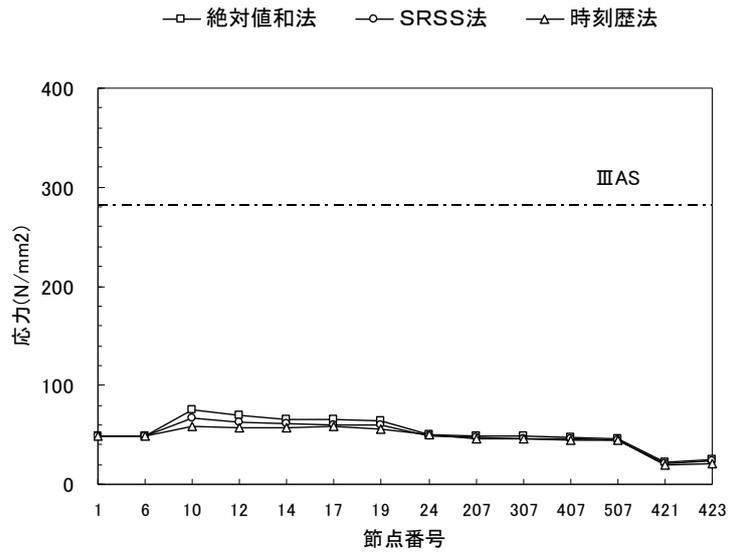
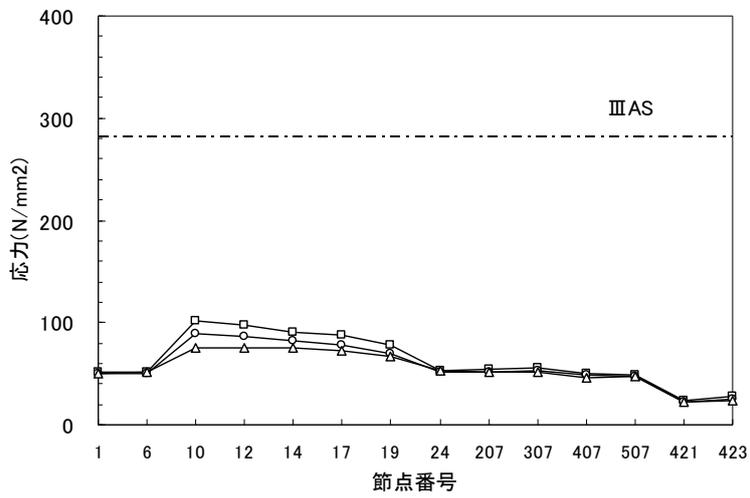


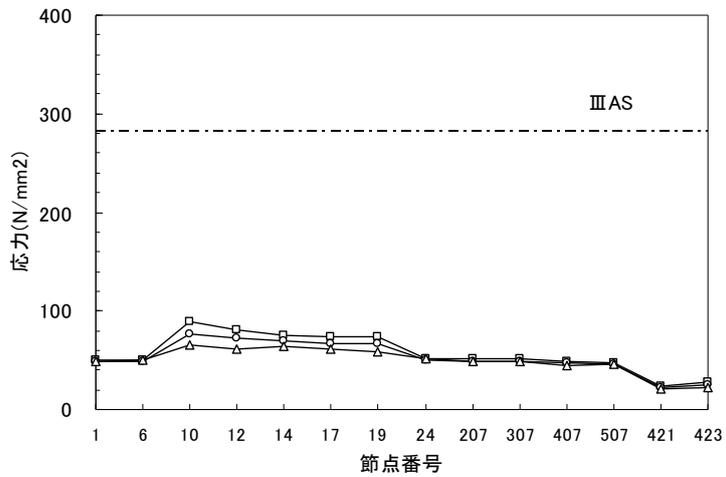
図 2-1 主要な部位における発生応力 (FDW-001 A プラント)



兵庫県南部地震（松村組観測波）



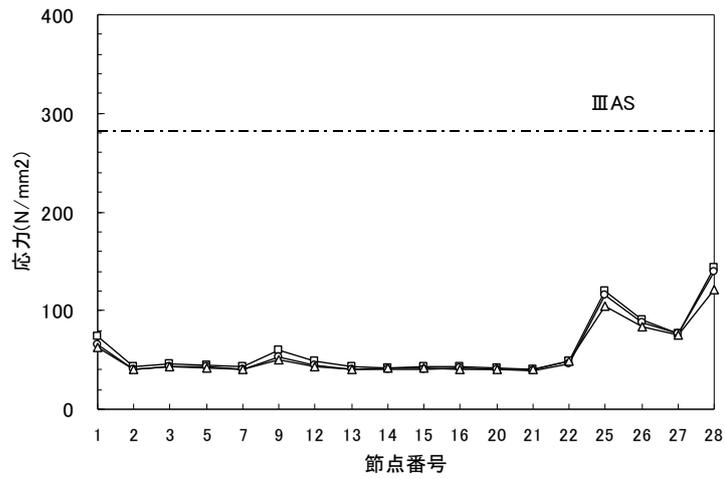
人工波



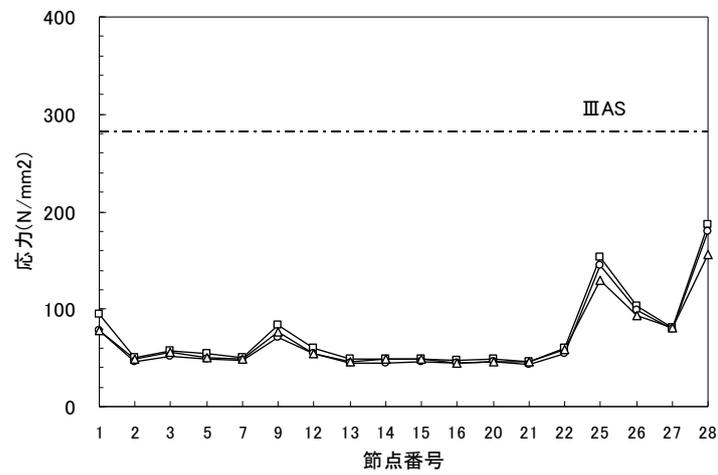
エルセントロ波

図 2-2 主要な部位における発生応力 (MS-001 Aプラント)

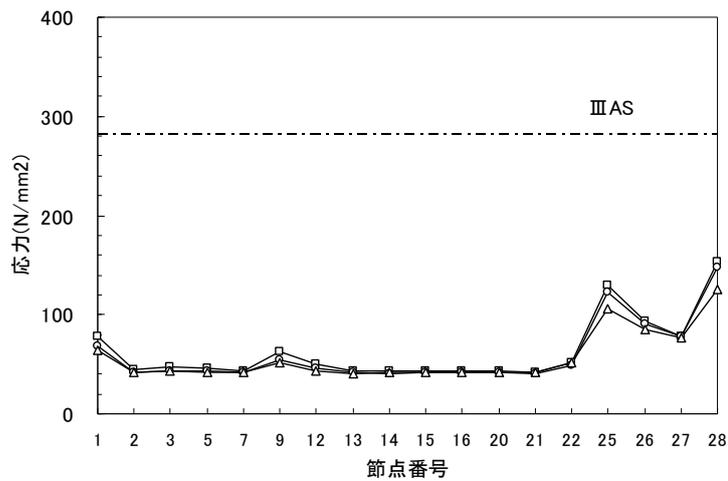
—□— 絶対値和法 —○— SRSS法 —△— 時刻歴法



兵庫県南部地震（松村組観測波）



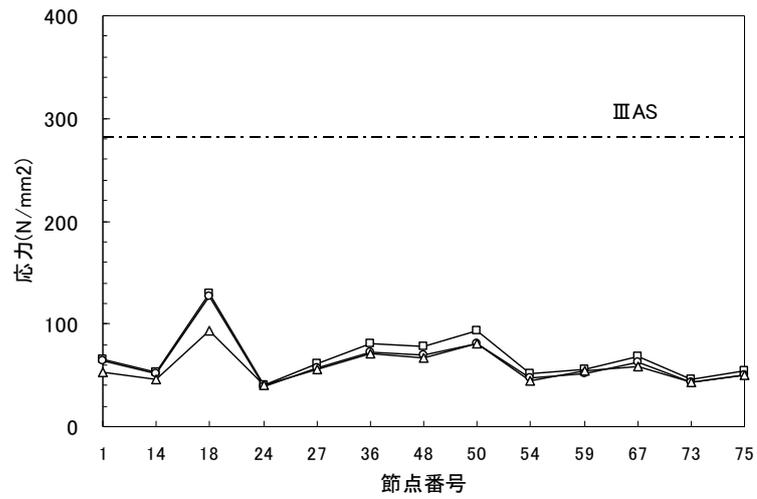
人工波



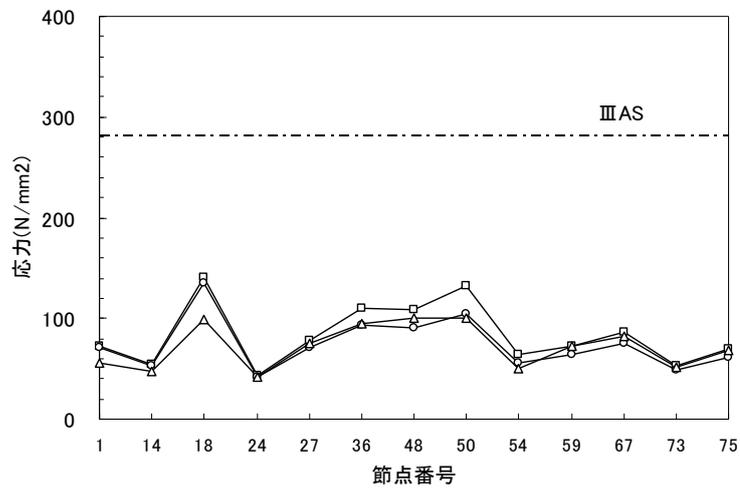
エルセントロ波

図 2-3 主要な部位における発生応力 (RHR-001 A プラント)

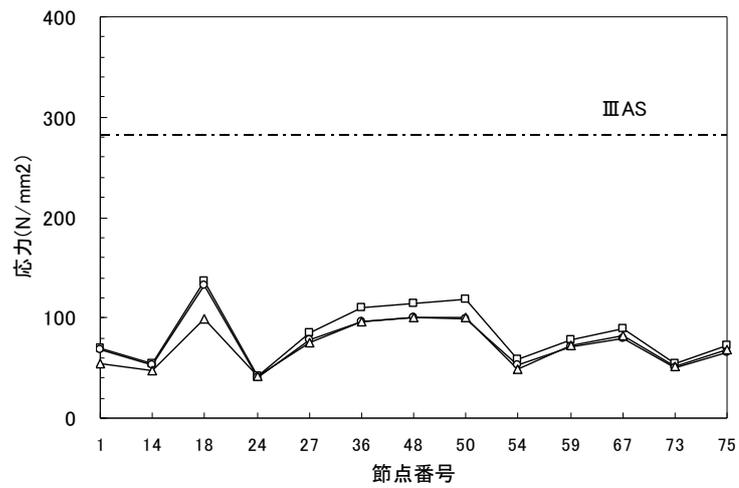
□ 絶対値和法 ○ SRSS法 △ 時刻歴法



兵庫県南部地震 (松村組観測波)



人工波



エルセントロ波

図 2-4 主要な部位における発生応力 (FDW-001 B プラント)

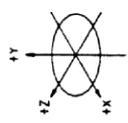
表1 SRSS法と同時入力による時刻歴応答解析法との比較（最大応力発生点）

解析対象配管	入力地震波	最大応力発生点	SRSS/同時入力
FDW-001 (Aプラント)	松村組観測波	分岐部(節点 No26)	1.08
	人工波	分岐部(節点 No26)	1.08
	エルセントロ波	分岐部(節点 No26)	1.08
MS-001 (Aプラント)	松村組観測波	分岐部(節点 No10)	1.15
	人工波	分岐部(節点 No10)	1.20
	エルセントロ波	分岐部(節点 No10)	1.18
RHR-001 (Aプラント)	松村組観測波	拘束点(節点 No28)	1.15
	人工波	拘束点(節点 No28)	1.15
	エルセントロ波	拘束点(節点 No28)	1.18
FDW-001 (Bプラント)	松村組観測波	拘束点(節点 No18)	1.35
	人工波	拘束点(節点 No18)	1.37
	エルセントロ波	拘束点(節点 No18)	1.34

FDW：給水系配管

MS：主蒸気系配管

RHR：残留熱除去系配管



最大応力発生点

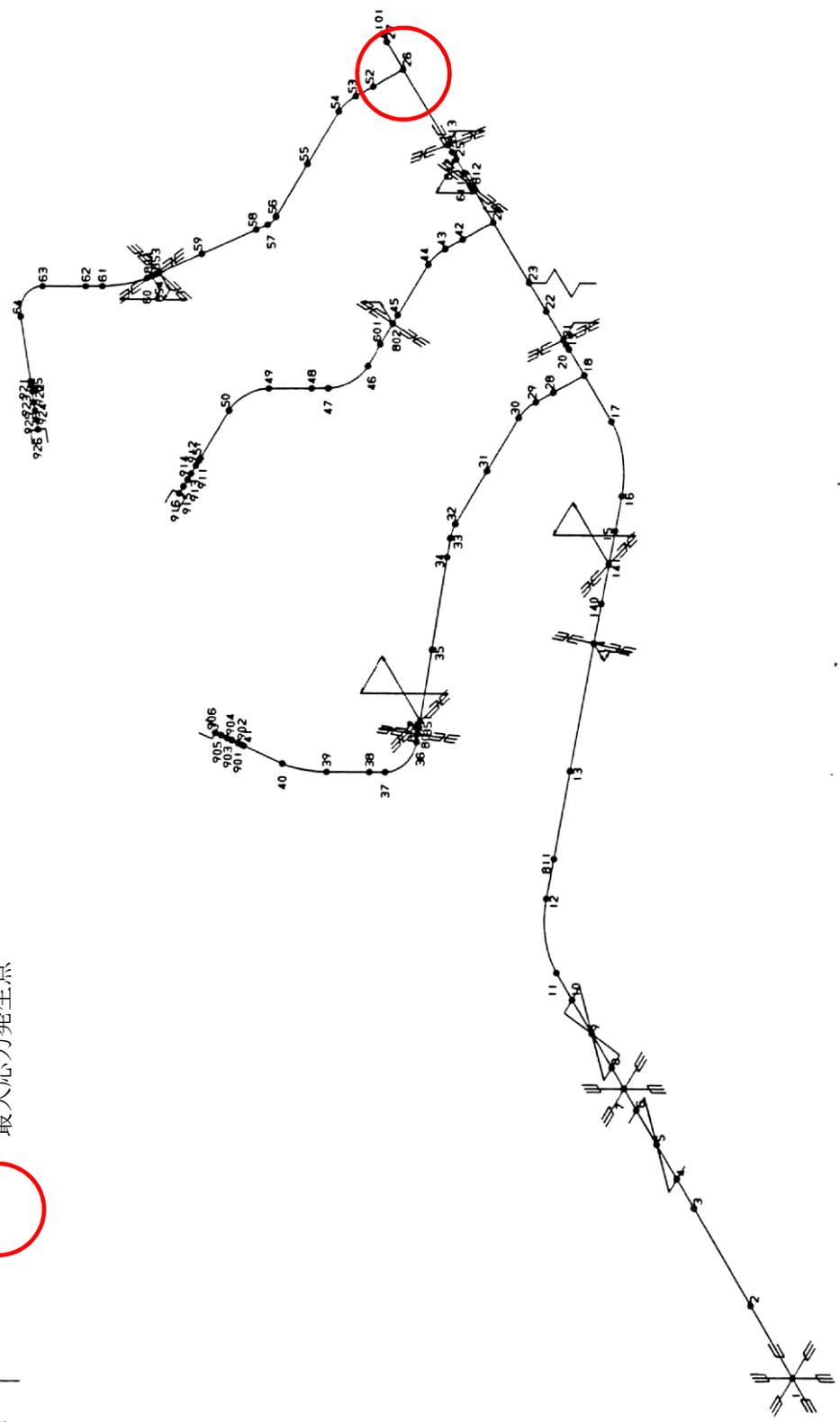
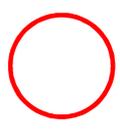
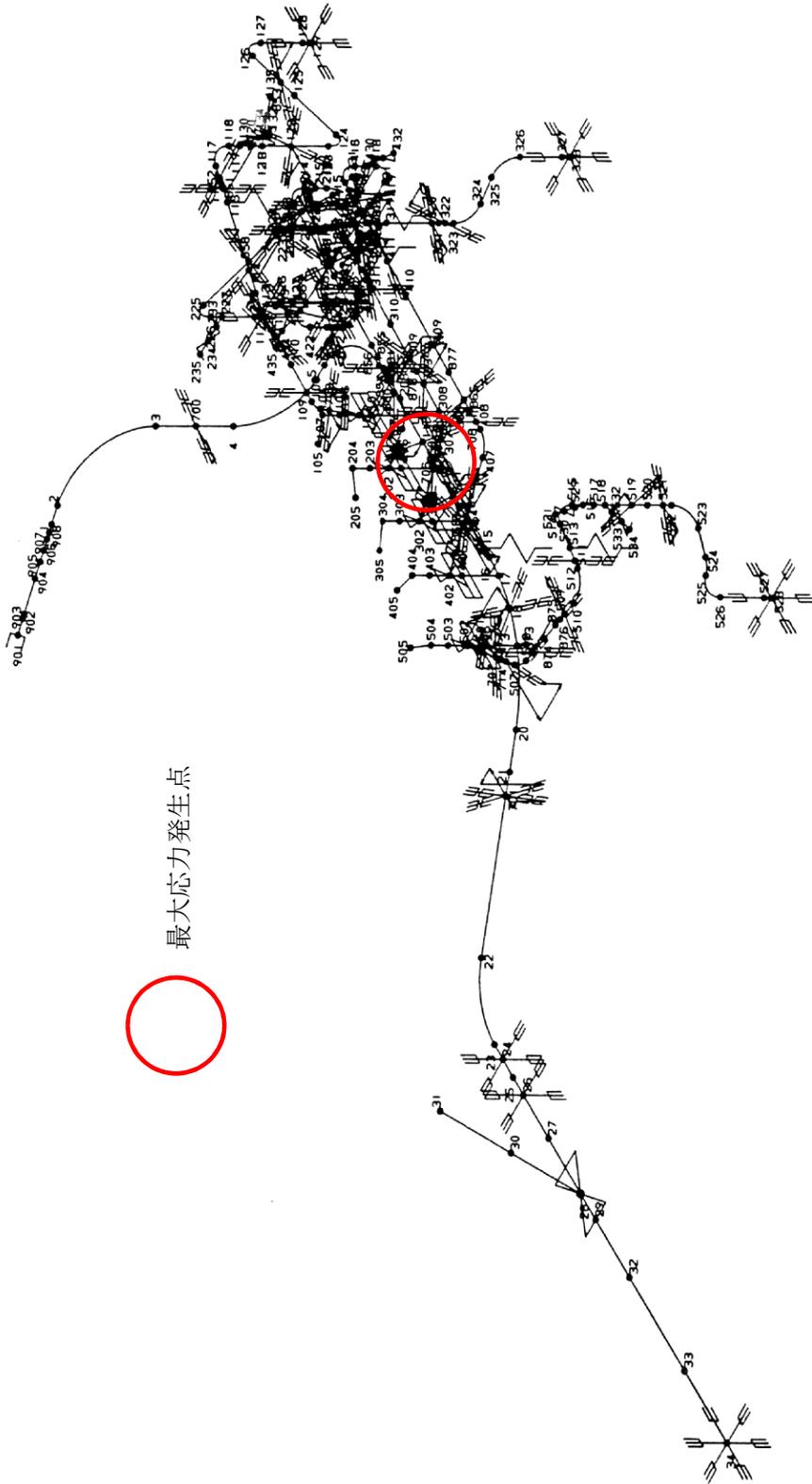
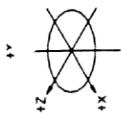


図 3-1 給水系配管 (FDW-001 A プラント)

添 4-15



最大応力発生点

図 3-2 主蒸気系配管 (MS-001 A プラント)

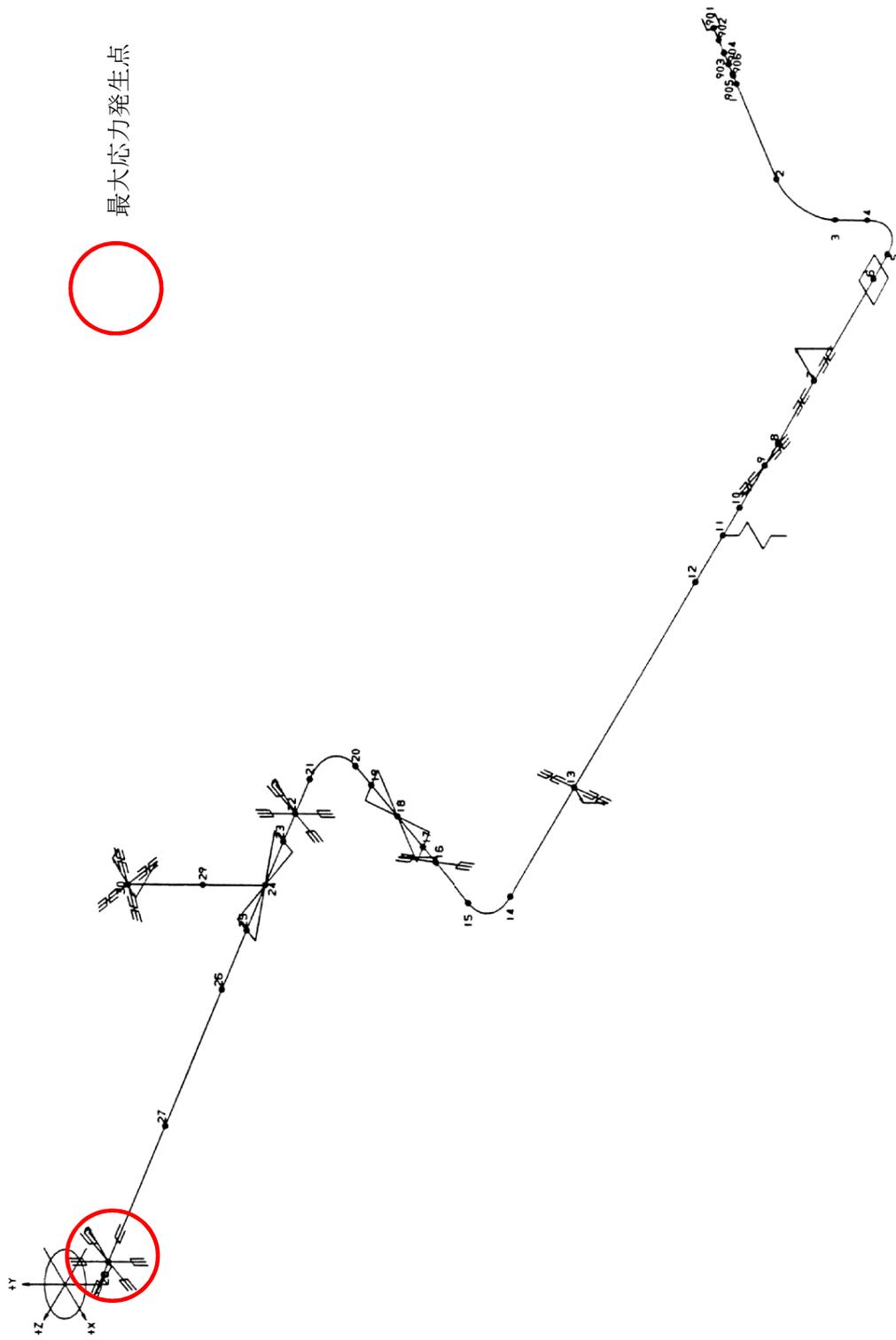
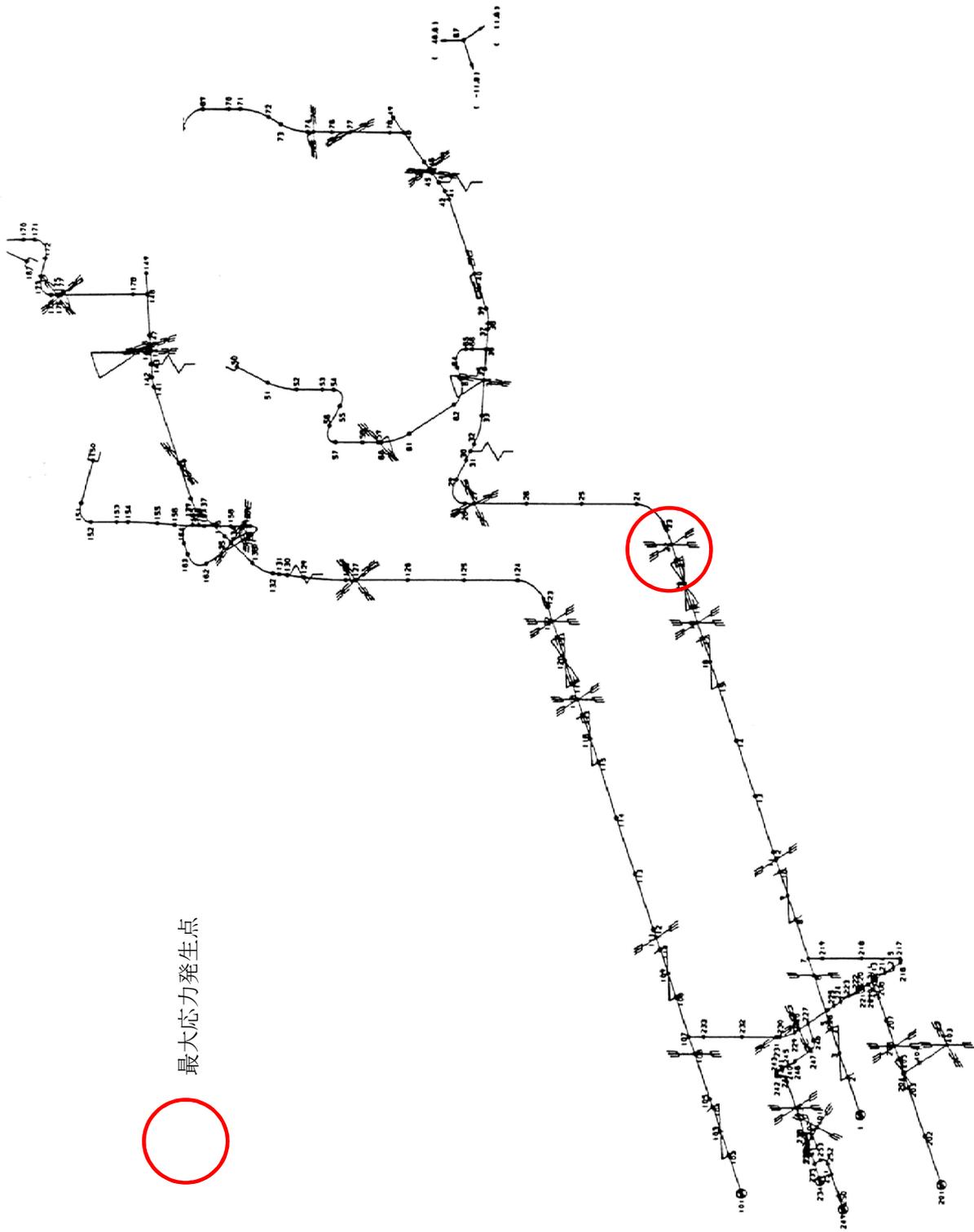


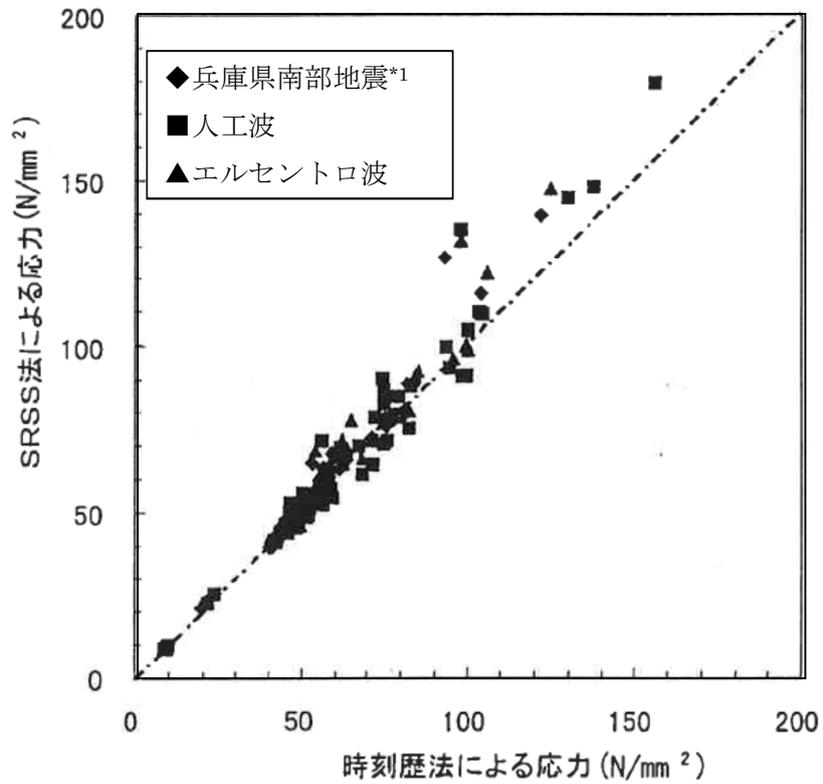
図 3-3 残留熱除去系配管 (RHR-001 A プラント)

添 4-17



最大応力発生点

図 3-4 給水系配管 (FDW-001 B プラント)



注記

* 1 : 松村組観測波

図 4 SRSS 法による応力と時刻歴応答解析法による応力の比較(主要部位)

4. 柏崎刈羽原子力発電所における水平方向及び鉛直方向の最大応答値の生起時刻の差について

柏崎刈羽原子力発電所における水平方向及び鉛直方向の最大応答値の生起時刻の差について、原子炉建屋を例に、柏崎刈羽原子力発電所の施設の耐震性評価において支配的な地震動である基準地震動 Ss-1, 2 に対する水平方向及び鉛直方向の最大応答値の生起時刻の差を確認した。ここで、機器・配管系の耐震評価に用いる水平方向の設計用震度は、全ての地震動に対する南北方向と東西方向の最大応答加速度を包絡した値を用いることを踏まえ、水平方向の最大応答値の生起時刻については、Ss-1,2 並びに南北方向及び東西方向を通じた最大応答加速度の生起時刻を用いた。

図 5 及び表 2 に示すように、水平方向及び鉛直方向の最大応答値の生起時刻には約 6 秒～約 17 秒の差があり、柏崎刈羽原子力発電所においても水平方向及び鉛直方向の最大応答値の生起時刻には差があることを確認した。

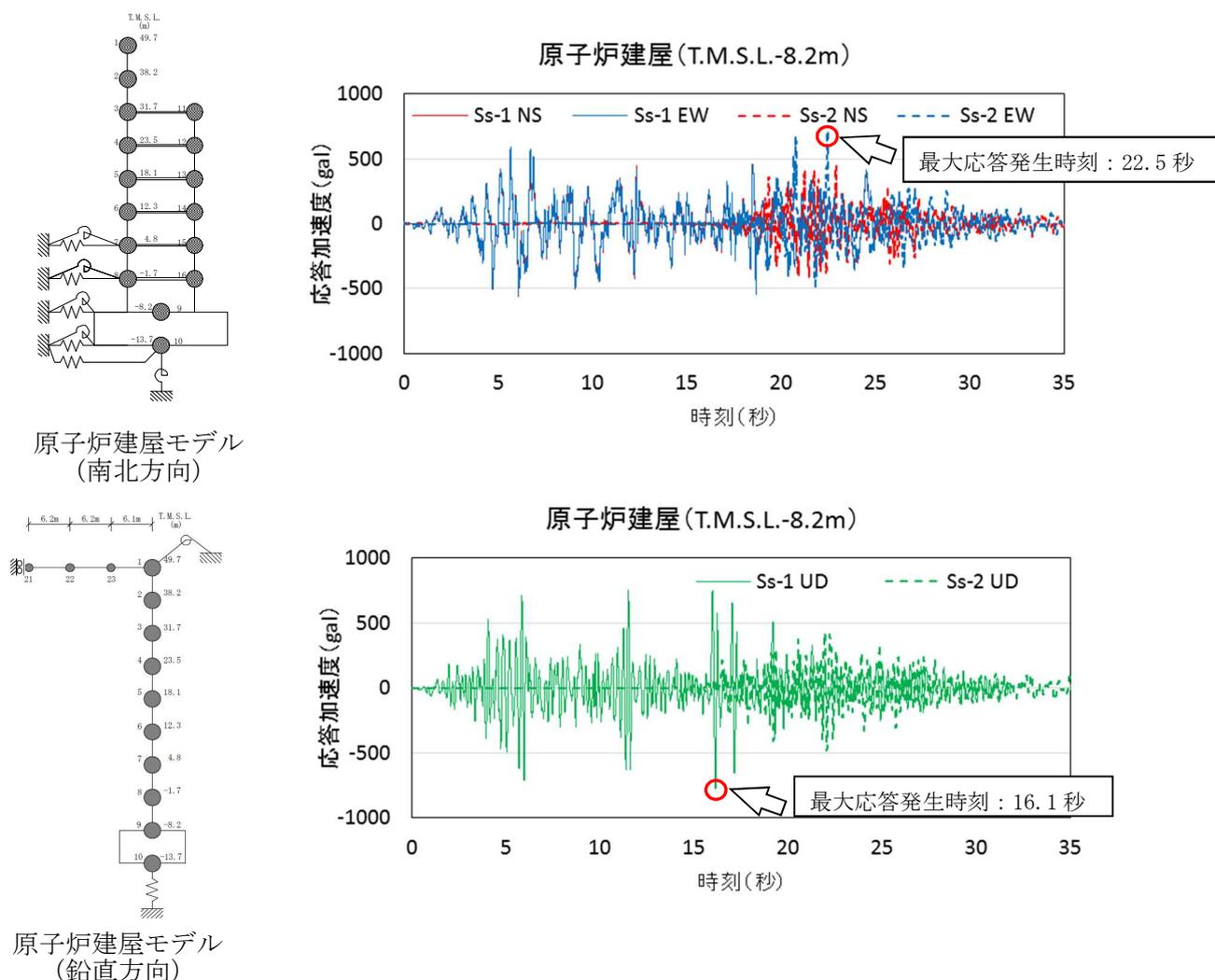


図 5 原子炉建屋の応答値 (T.M.S.L.-8.2m の例)

表 2 最大応答値の生起時刻の差

位 置 (m)	最大応答値の生起時刻 (秒)		生起時刻の差 (秒)
	水平方向	鉛直方向	
49.7	18.7	6.0	12.7
38.2	18.7	6.0	12.7
31.7	22.5	6.0	16.5
23.5	22.5	6.0	16.5
18.1	22.5	6.0	16.5
12.3	22.5	16.1	6.4
4.8	22.4	16.1	6.3
-1.7	22.4	16.1	6.3
-8.2	22.5	16.1	6.4
-13.7	22.5	16.1	6.4

5. まとめ

以上から、柏崎刈羽原子力発電所では、水平方向及び鉛直方向の動的な地震力の荷重の組み合わせ法として SRSS 法を用いることとする。

6. 参考文献

- (1) 電力共通研究「鉛直地震動を受ける設備の耐震評価手法に関する研究（ステップ2）」
(平成7年～平成10年)

7. 別紙

(参考) 新潟県中越沖地震による柏崎刈羽原子力発電所の水平方向及び鉛直方向の最大応答値の生起時刻の差について

(参考) 新潟県中越沖地震による柏崎刈羽原子力発電所の水平方向及び鉛直方向の最大応答値の生起時刻の差について

1. はじめに

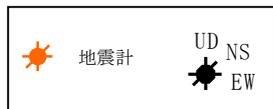
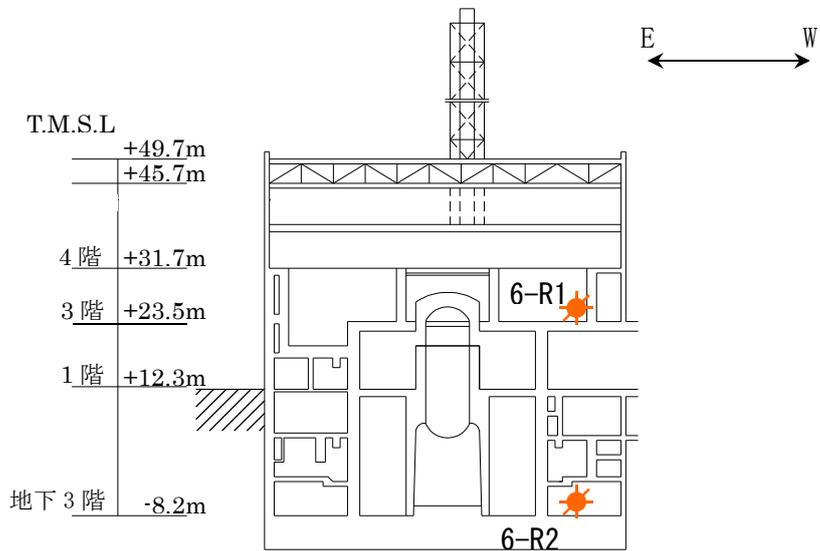
柏崎刈羽原子力発電所では、平成 19 年 7 月 16 日に新潟県中越沖地震による観測記録が得られている。本資料では、新潟県中越沖地震による柏崎刈羽原子力発電所の水平方向及び鉛直方向の最大応答値の生起時刻の差について参考として確認する。

2. 確認結果

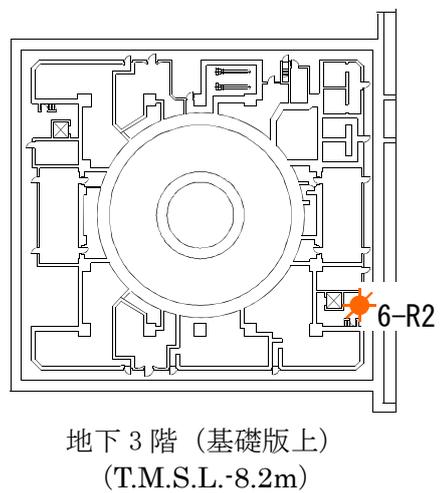
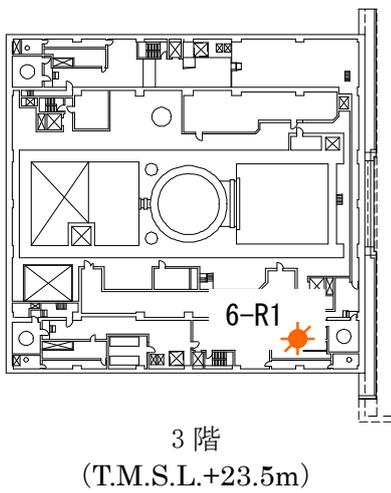
別紙表 1 に示すように、水平方向及び鉛直方向の最大応答値の生起時刻には約 1 秒～約 4 秒の差があり、柏崎刈羽原子力発電所において観測された実地震についても、水平方向及び鉛直方向の最大応答値の生起時刻には差があることを確認した。

別紙表 1 新潟県中越沖地震の観測記録における最大応答値の生起時刻の差

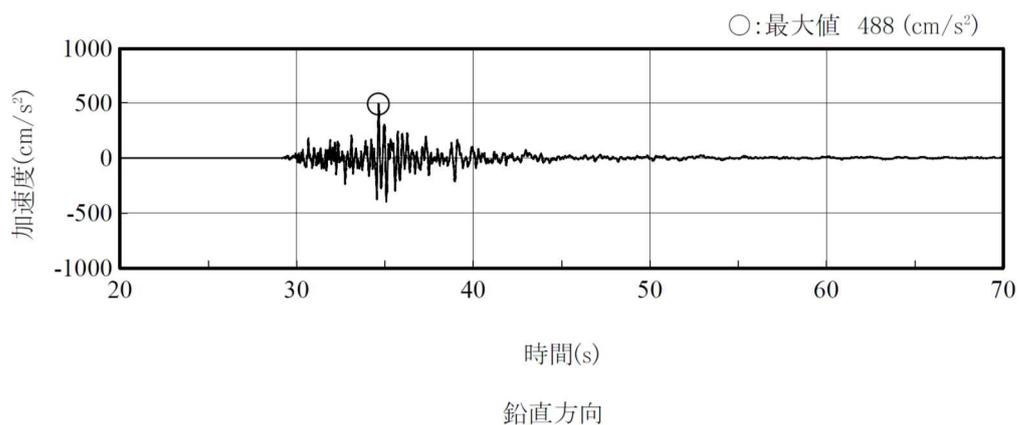
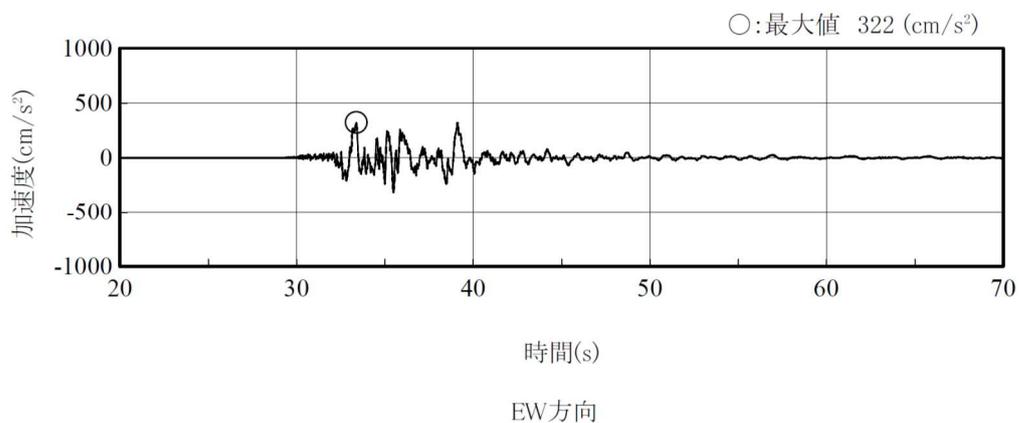
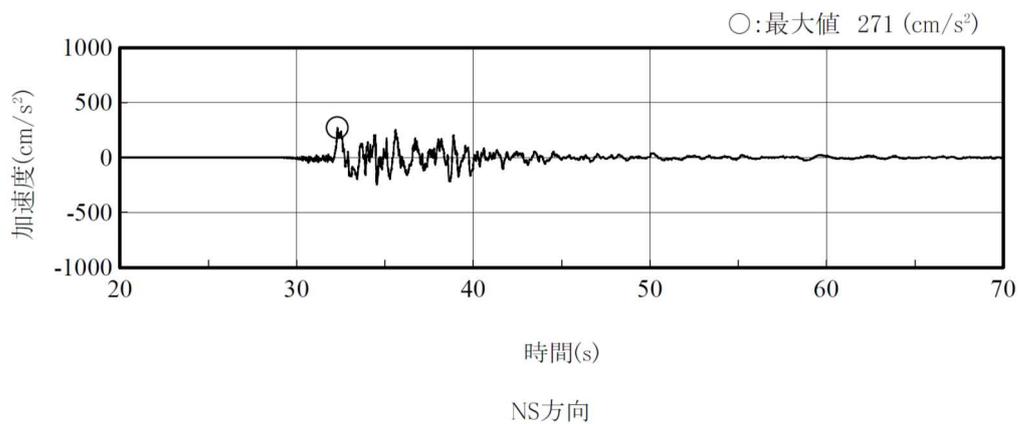
位 置 (m)	最大応答値の生起時刻 (秒)			生起時刻の差 (秒)	
	南北方向 (NS)	東西方向 (EW)	鉛直方向 (UD)	NS-UD	EW-UD
6 号炉 -8.2	32.3	33.4	34.6	2.3	1.2
7 号炉 -8.2	33.0	39.7	35.3	2.3	4.4



※T.M.S.L.とは、東京湾平均海面のことを指す。

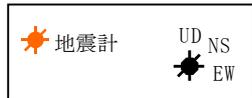
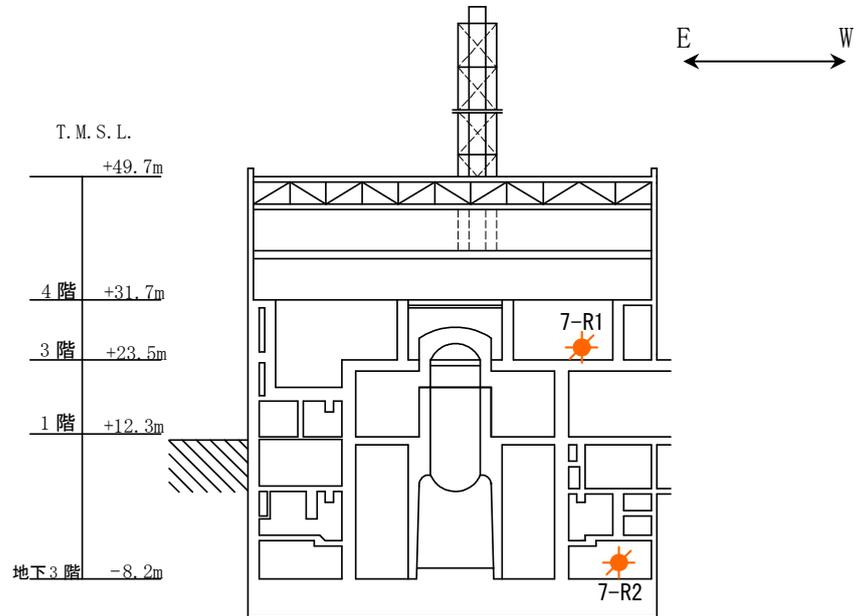


別紙図 1-1 6号炉原子炉建屋 地震計設置位置

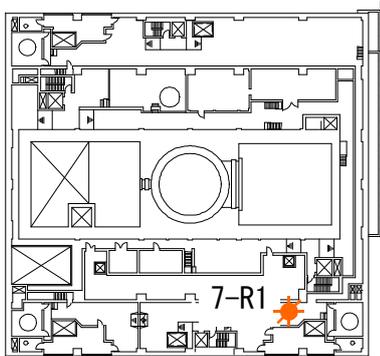


(記録の主要動を含む 50 秒間を表示)

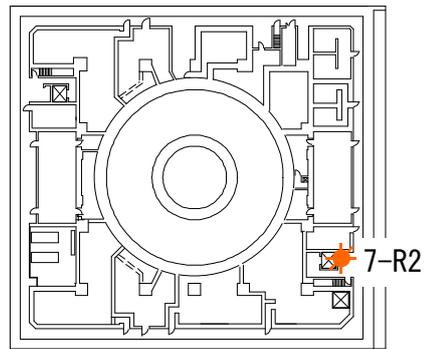
別紙図 1-2 原子炉建屋基礎上の観測記録 加速度時刻歴波形 (6号炉)
(6-R2 : T. M. S. L. -8. 2m)



※T.M.S.L.とは、東京湾平均海面のことを指す。

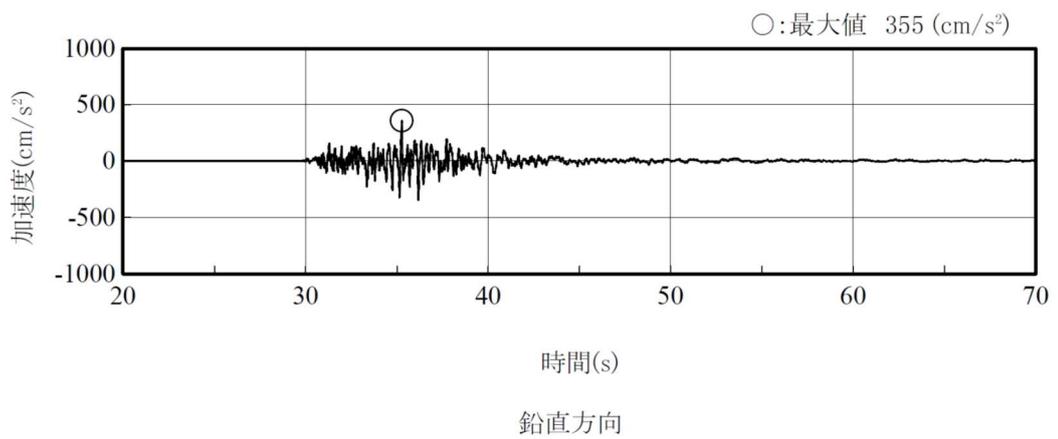
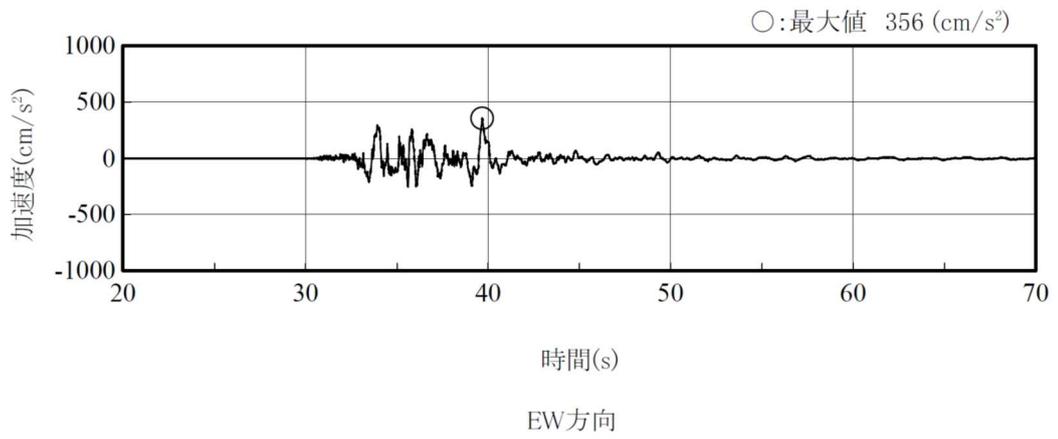
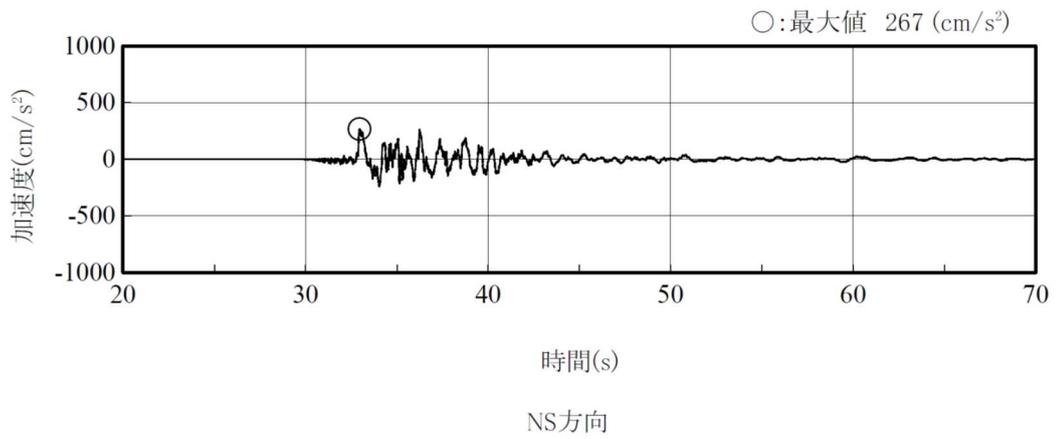


3階 (T.M.S.L.+23.5m)



地下3階 (基礎版上)
(T.M.S.L.-8.2m)

別紙図 2-1 7号炉原子炉建屋 地震計設置位置



(記録の主要動を含む 50 秒間を表示)

別紙図 2-2 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)

添付資料 5 鉛直方向応答解析モデルを追加したもの

1. 原子炉建屋－炉内構造物系連成 鉛直方向地震応答解析モデルの追加について

1.1 概要

原子炉格納容器内の原子炉圧力容器等の大型機器は、一般機器や配管等に比べて質量が大きく、原子炉建屋との相互作用を考慮した地震応答の算定が必要である。そのため、既工認において、原子炉圧力容器（炉心支持構造物及び炉内構造物等含む）、原子炉遮蔽壁及び原子炉本体基礎等の大型機器・構造物の耐震設計では、水平方向の動的地震力については原子炉建屋と大型機器を連成させた多質点モデルによる時刻歴応答解析を行うことで動的地震力を算定し、鉛直方向については静的震度による地震荷重を算定していた。

今回工認においては、耐震設計審査指針が改訂され、鉛直方向の動的地震力に対する考慮が必要となったことから、鉛直方向についても水平方向と同様に動的地震力の算定を行う。鉛直方向の地震応答解析モデルについては、鉛直方向の各応力評価点における軸力を算定するため、従来の水平方向モデルをベースに新たに多質点モデルを作成する。

なお、鉛直方向の地震応答解析モデルは、大間1号炉の建設工認において適用例がある。

1.2 地震応答解析モデルについて

原子炉建屋、原子力圧力容器及び原子炉本体基礎の概略断面図を図1、原子炉圧力容器内部構造物の構造図を図2に示す。

水平方向の解析モデルにおいては、原子炉圧力容器、原子炉遮蔽壁、原子炉本体基礎は図3、図4に示すような多質点モデルにてモデル化する。原子炉圧力容器は原子炉圧力容器スタビライザと等価なばねで原子炉遮蔽壁と結ばれ、原子炉本体基礎と剛に結合される。原子炉本体基礎はその下端において原子炉建屋基礎スラブ上端と剛に結合され、更にダイヤフラムフロアの剛性と等価なばねにより原子炉格納容器を介して原子炉建屋に支持される。

鉛直方向の解析モデルにおいても水平方向の解析モデルと同様に図5に示すような多質点モデルにてモデル化する。原子炉圧力容器は、原子炉本体基礎と剛に結合される。原子炉本体基礎は、その下端において原子炉建屋基礎スラブ上端と剛に結合され、原子炉建屋に支持される。

2. その他機器・配管系の鉛直方向地震応答解析モデルについて

その他機器・配管系の設備については、設備の構造上の特徴を踏まえ必要に応じて鉛直方向の地震応答解析モデルを作成する。

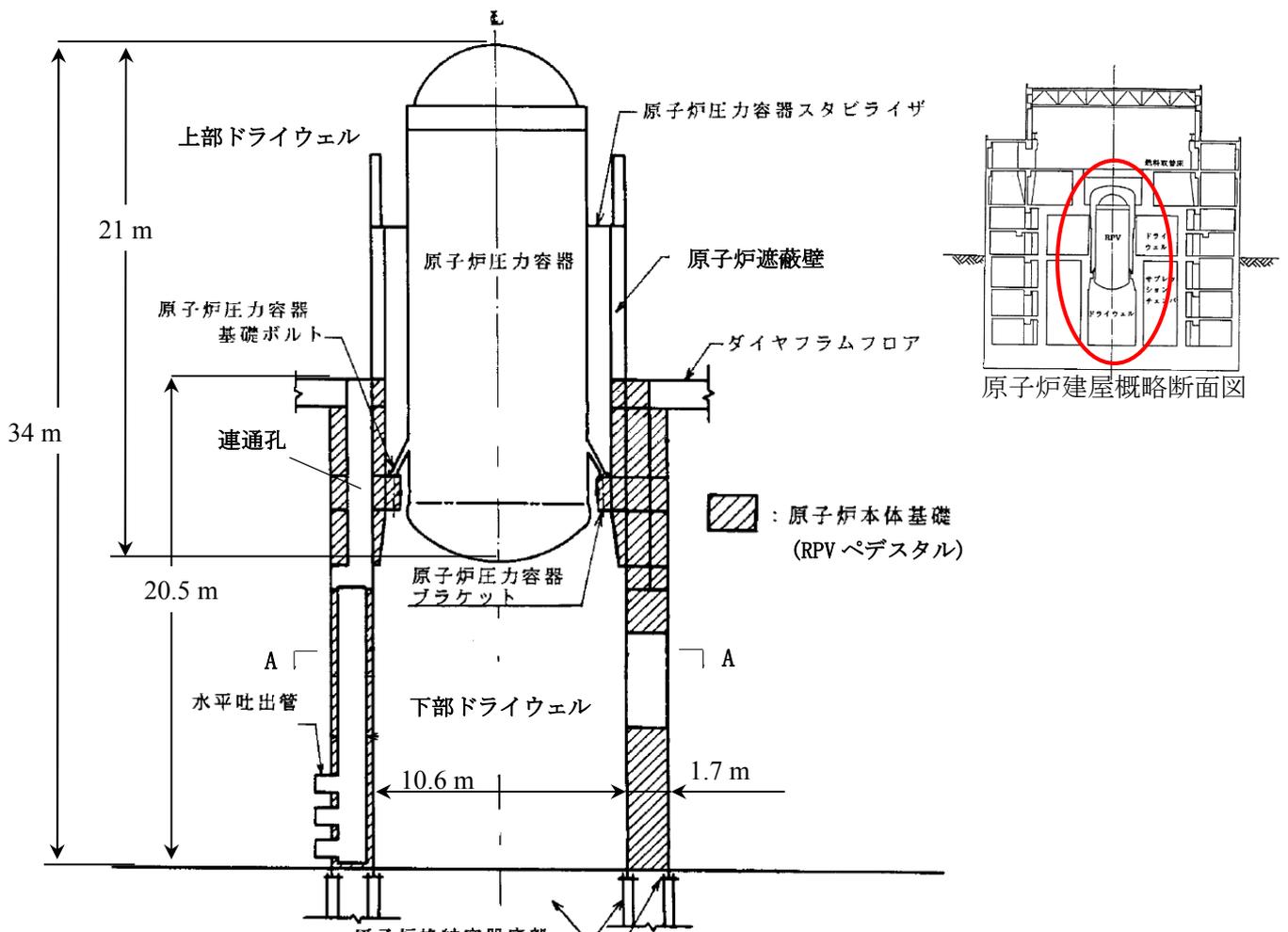


図1 原子炉圧力容器及び原子炉本体の基礎 概略断面図

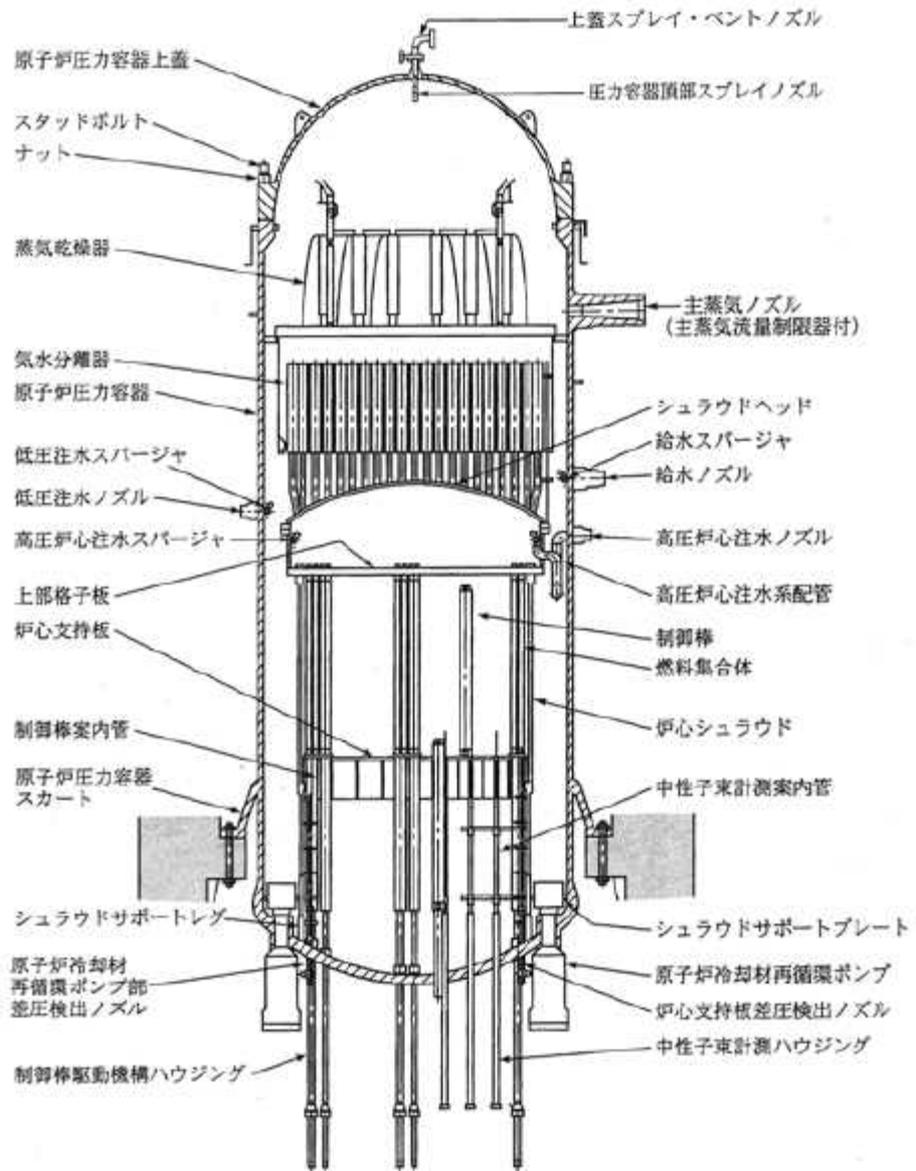


図2 原子炉压力容器内部構造物 構造図

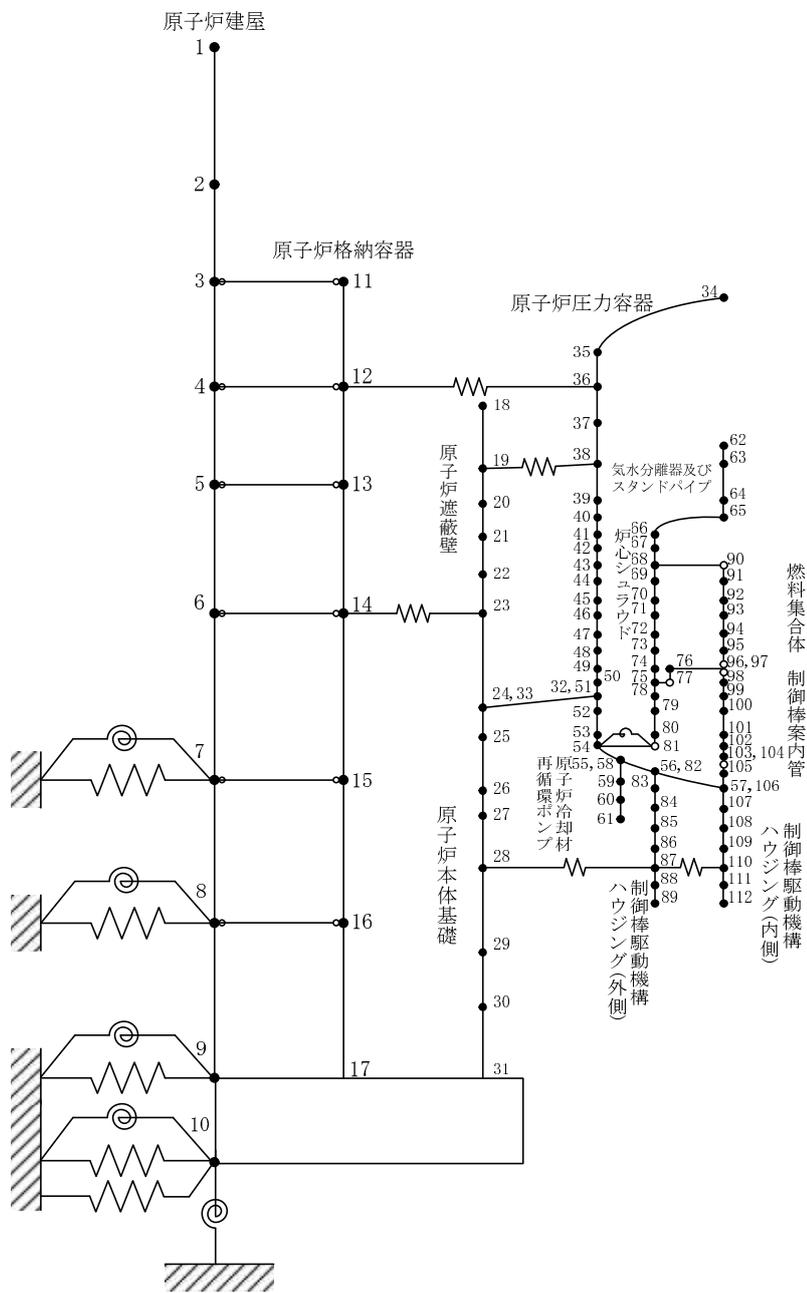


図3 原子炉建屋-炉内構造物系連成 地震応答解析モデル (水平方向(NS)) (7号炉の例)

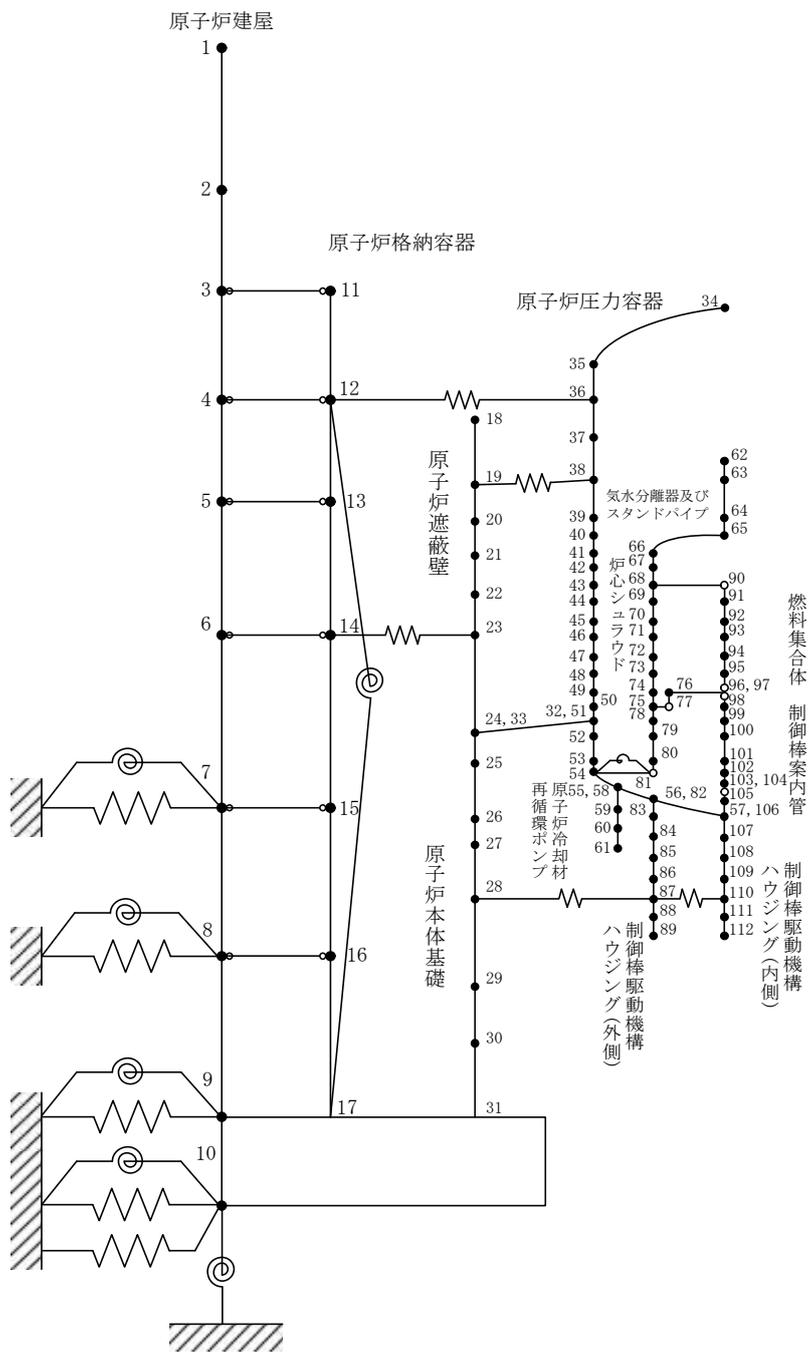


図4 原子炉建屋-炉内構造物系連成 地震応答解析モデル (水平方向(EW)) (7号炉の例)

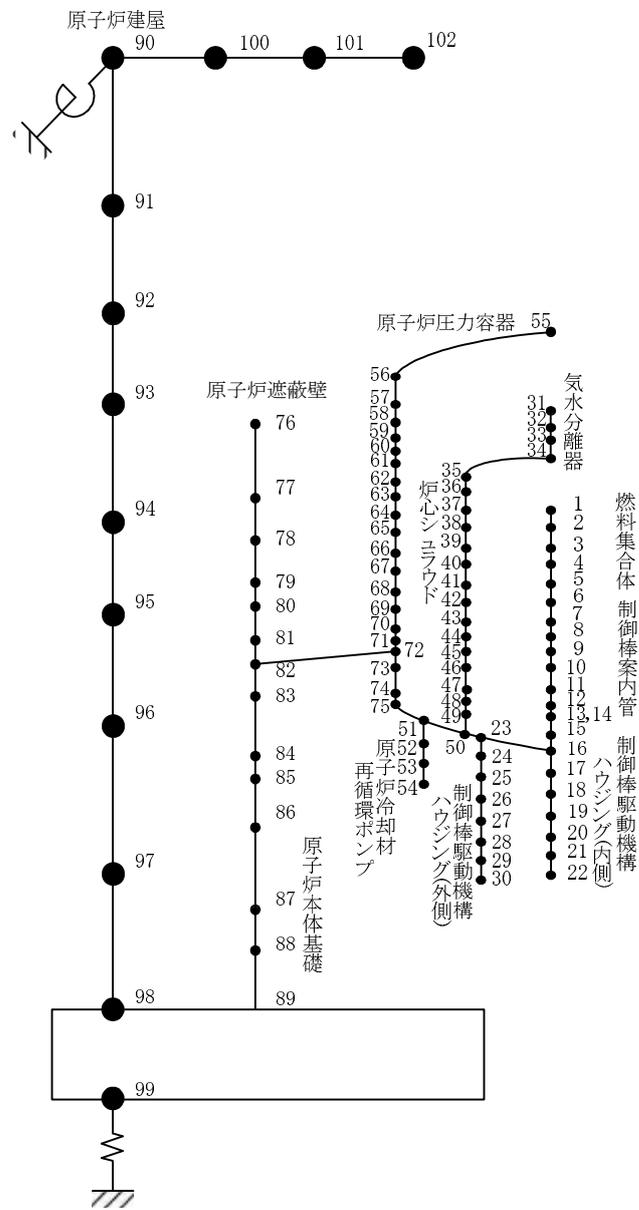


図5 原子炉建屋-炉内構造物系連成 地震応答解析モデル (鉛直方向) (7号炉の例)

IV. 基礎地盤傾斜が 1/2,000 を超えることに対する
耐震設計方針について

目 次

	頁
1. 概要	1
2. 基礎地盤傾斜に対する影響検討	1
2. 1 影響検討対象	1
2. 2 影響検討方針	1
3. 原子炉建屋を例とした基礎地盤傾斜に対する影響検討	3
3. 1 基礎地盤傾斜による地震荷重及び地震と組み合わせるべき荷重への影響	5
3. 2 耐震設計における原子炉建屋基礎地盤傾斜による影響の考慮方針の検討	7

1. 概要

「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価に係る審査ガイド」に「許容される傾斜が各建物及び構築物に対する要求性能に応じて設定されており、動的解析の結果に基づいて求められた基礎の最大不等沈下量及び残留不等沈下量による傾斜が許容値を超えてないことを確認する。一般建築物の構造的な障害が発生する限界（亀裂の発生率、発生区間等により判断）として建物の変形角を施設の傾斜に対する評価の目安に、1/2,000 以下となる旨の評価していることを確認する。なお、これは、基本設計段階での目安値であり、機器、設備等の仕様が明らかになる詳細設計段階において詳細に評価を行うこととなる。」との記載があるが、柏崎刈羽原子力発電所6号炉及び7号炉において、基礎地盤の安定性評価の結果、原子炉建屋の傾斜が基準地震動 S_s に対し一時的に1/2,000を超える結果となっていることから建物・構築物及び機器・配管系が傾斜する影響を検討する。

2. 基礎地盤傾斜に対する影響検討

2. 1 影響検討対象

基礎地盤傾斜の影響は、以下を対象として検討する。

- (1) 設計基準対象施設のうち、耐震重要度分類の S クラスに属する設備
- (2) (1)の間接支持構造物である建物・構築物
- (3) 屋外重要土木構造物
- (4) 重大事故等対処施設のうち、常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備
- (5) (4)の間接支持構造物である建物・構築物
- (6) (1)～(5)に対する波及的影響防止のために耐震性評価を実施する施設

2. 2 影響検討方針

基礎地盤傾斜の影響検討フローを図 1 に示す。

検討対象に対して、基準地震動による地震時の最大傾斜と地殻変動による傾斜を算定し、合算値が目安値である 1/2,000 を超えるかを判断する。ただし、応答スペクトルに基づく基準地震動（ S_s-1 , S_s-3 ）及び震源を特定せず策定する基準地震動（ S_s-8 ）については、地殻変動量が想定できないことから、基準地震動の最大傾斜により判断する。傾斜が 1/2,000 を超える対象については、傾斜の影響を考慮した耐震性評価を実施する。なお、表 1 に示す通り、地殻変動による傾斜は建屋を問わず、各基準地震動で同程度の大きさであること、検討対象は全て大湊側の建物・構築物であることから、検討用の地殻変動による傾斜として各基準地震動における 5 号炉、6 号炉又は 7 号炉原子炉建屋傾斜の最大値を用いる。

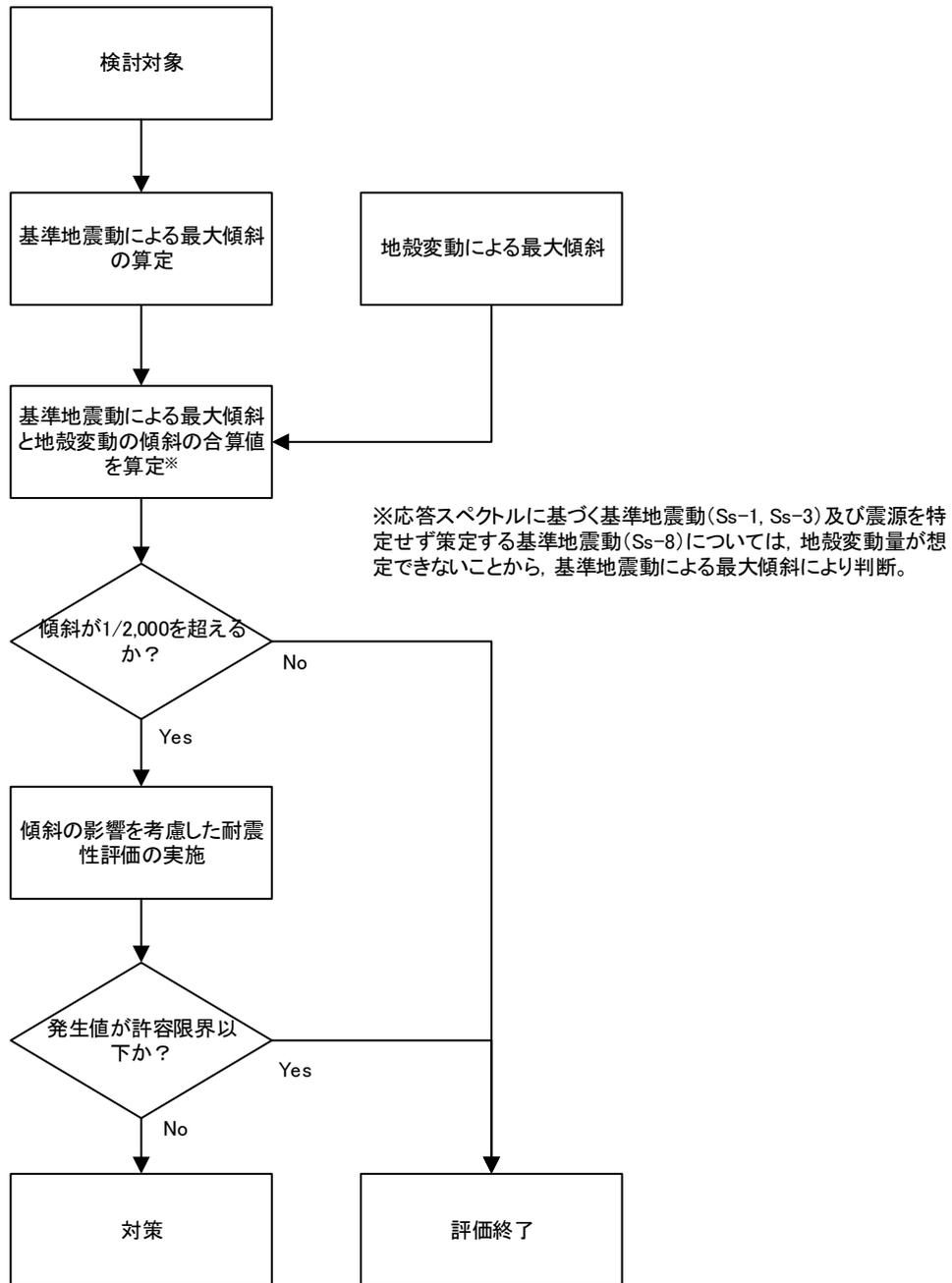


図1 基礎地盤傾斜の影響検討フロー

表 1 地殻変動の傾斜*

断層	F-B断層 〔Ss-2〕	長岡平野西縁断層帯 (傾斜角50度) 〔Ss-4〕	長岡平野西縁断層帯 (傾斜角35度) 〔Ss-5〕	長岡平野西縁断層～山 本山断層～十日町断層 帯西部の連動 (傾斜角50度) 〔Ss-6〕	長岡平野西縁断層～山 本山断層～十日町断層 帯西部の連動 (傾斜角35度) 〔Ss-7〕
6号炉 原子炉建屋	1/19,900	1/13,200	1/6,100	1/9,100	1/5,000
7号炉 原子炉建屋	1/20,000	1/13,300	1/6,000	1/9,200	1/4,900
5号炉 原子炉建屋	1/19,800	1/13,200	1/6,100	1/9,400	1/5,100

* 柏崎刈羽原子力発電所 6号炉及び7号炉 原子炉建屋等の基礎地盤及び周辺斜面の安定性について（平成28年12月26日，第425回審査会合資料1-3-1）より抜粋

3. 原子炉建屋を例とした基礎地盤傾斜に対する影響検討

6号炉及び7号炉原子炉建屋を例とした基礎地盤傾斜に対する影響検討を示す。

原子炉建屋の基礎地盤の安定性評価結果を表2及び表3に示す。表2に示す基準地震動による地震時の最大傾斜と地殻変動による傾斜の合算値の最大値 1/1,900 及び表3に示す基準地震動による最大傾斜の6号炉の最大値 1/1,600，7号炉の最大値 1/1,700 を包絡する 1/1,000 を検討用の傾斜とする。また，建屋傾斜が 1/2,000 を超えるのは最大不等沈下による一時的なものである（図2及び図3参照）が，基礎地盤の残留不等沈下が 1/1,000 という仮定で行う。

表 2 原子炉建屋の基準地震動による最大傾斜と地殻変動による傾斜の合算値*

断層		F-B断層 〔Ss-2〕	長岡平野西縁断層帯 (傾斜角50度) 〔Ss-4〕	長岡平野西縁断層帯 (傾斜角35度) 〔Ss-5〕	長岡平野西縁断層～ 山本山断層～十日町 断層帯西部の連動 (傾斜角50度) 〔Ss-6〕	長岡平野西縁断層～ 山本山断層～十日町 断層帯西部の連動 (傾斜角35度) 〔Ss-7〕
6号炉 原子炉建屋	①地殻変動による 最大傾斜	1/19,900	1/13,200	1/6,100	1/9,100	1/5,000
	②地震動による 最大傾斜	1/2,500	1/4,200	1/4,100	1/4,000	1/4,200
	①+② 最大傾斜	1/2,200	1/3,200	1/2,500	1/2,800	1/2,300
7号炉 原子炉建屋	①地殻変動による 最大傾斜	1/20,000	1/13,300	1/6,000	1/9,200	1/4,900
	②地震動による 最大傾斜	1/2,700	1/3,200	1/3,500	1/2,900	1/3,000
	①+② 最大傾斜	1/2,400	1/2,600	1/2,200	1/2,200	1/1,900
5号炉 原子炉建屋	①地殻変動による 最大傾斜	1/19,800	1/13,200	1/6,100	1/9,400	1/5,100
	②地震動による 最大傾斜	1/4,000	1/5,200	1/4,400	1/5,600	1/5,300
	①+② 最大傾斜	1/3,300	1/3,700	1/2,600	1/3,500	1/2,600

※ ② 地震動による最大傾斜は、各断層モデルに対応する基準地震動Ssを入力地震動としたケースの最大傾斜

表 3 原子炉建屋の基準地震動による最大傾斜*

評価対象	上段：最大相対変位 (cm)， 下段：最大傾斜										
	Ss-1		Ss-2	Ss-3		Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	
6号炉 原子炉建屋 汀線平行断面	2.8 〔6.79〕	3.0 (正,逆) 〔6.78〕	2.2 〔23.56〕	2.4 〔35.69〕	—	1.3 〔51.87〕	1.4 〔51.88〕	1.4 〔51.87〕	1.2 〔51.43〕	3.5 〔8.01〕	—
	1/2,000	1/1,800	1/2,500	1/2,300	—	1/4,200	1/4,100	1/4,000	1/4,700	1/1,600	—
6号炉 原子炉建屋 汀線直交断面	1.5 〔5.76〕	—	1.4 〔22.52〕	1.2 〔25.00〕	1.5 (正,逆) 〔17.49〕	1.2 〔51.96〕	1.1 〔46.56〕	1.2 〔54.60〕	1.4 〔46.97〕	1.7 〔8.02〕	1.7 (逆,正) 〔8.01〕
	1/3,900	—	1/4,300	1/4,900	1/4,000	1/5,000	1/5,100	1/5,000	1/4,200	1/3,500	1/3,400
7号炉 原子炉建屋 汀線平行断面	3.3 〔5.77〕	—	1.9 〔21.54〕	2.8 〔19.15〕	—	1.2 〔51.91〕	1.4 〔46.56〕	1.6 〔51.92〕	1.2 〔46.58〕	3.3 〔8.07〕	—
	1/1,700	—	1/2,900	1/2,000	—	1/4,500	1/4,100	1/3,600	1/4,600	1/1,700	—
7号炉 原子炉建屋 汀線直交断面	2.4 〔5.74〕	—	2.2 〔20.83〕	1.9 〔19.12〕	2.1 (正,逆) 〔17.50〕	1.8 〔52.57〕	1.7 〔46.54〕	2.0 〔51.94〕	1.9 〔46.95〕	2.5 〔8.03〕	—
	1/2,500	—	1/2,700	1/3,000	1/2,800	1/3,200	1/3,500	1/2,900	1/3,000	1/2,400	—
5号炉 原子炉建屋 汀線平行断面	2.5 〔18.79〕	—	1.9 〔23.54〕	2.1 〔36.55〕	2.1 (正,逆) 〔19.61〕	1.3 〔51.87〕	1.4 〔46.49〕	1.1 〔51.88〕	1.0 〔46.49〕	3.0 〔8.00〕	3.1 (逆,正) 〔7.99〕
	1/3,200	—	1/4,400	1/3,900	1/3,900	1/6,300	1/5,900	1/7,500	1/8,200	1/2,700	1/2,700
5号炉 原子炉建屋 汀線直交断面	2.3 〔9.18〕	—	2.1 〔22.53〕	1.6 〔37.21〕	1.8 〔17.51〕	1.6 〔51.96〕	1.9 〔46.56〕	1.5 〔51.96〕	1.6 〔46.96〕	2.3 〔8.03〕	—
	1/3,600	—	1/4,000	1/5,200	1/4,500	1/5,200	1/4,400	1/5,600	1/5,300	1/3,600	—

※ 下線は、各号炉における最大相対変位及び最大傾斜の最大値を示す。 ※ Ss-1, 3, 8の左側に、位相反転なしの場合の最大相対変位及び最大傾斜を記載。
 ※ Ss-1, 3, 8の右側に、位相反転ありの場合の最大相対変位及び最大傾斜が位相反転なしの場合の最大相対変位及び最大傾斜を上回った場合の最大相対変位及び最大傾斜を記載。
 ※ Ss-1, 3, 8の右側に記載の、(逆,正)は水平反転、(正,逆)は鉛直反転、(逆,逆)は水平反転かつ鉛直反転を示す。 ※ [] は、発生時刻 (秒) を示す。

* 柏崎刈羽原子力発電所 6号炉及び7号炉 原子炉建屋等の基礎地盤及び周辺斜面の安定性について (平成 28 年 12 月 26 日, 第 425 回審査会合資料 1-3-1) より抜粋

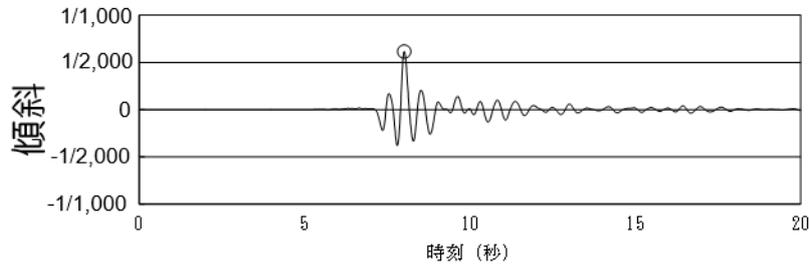


図2 6号炉原子炉建屋の傾斜 (Ss-8) *

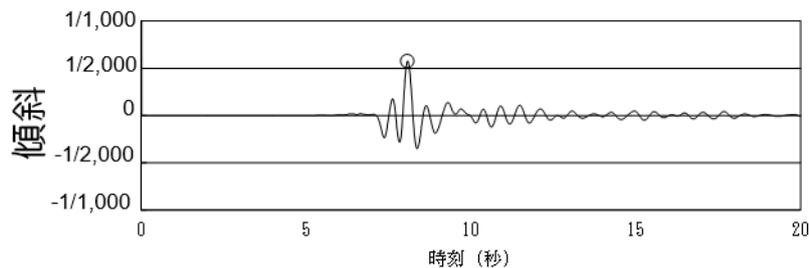


図3 7号炉原子炉建屋の傾斜 (Ss-8) *

* 柏崎刈羽原子力発電所 6号炉及び7号炉 原子炉建屋等の基礎地盤及び周辺斜面の安定性について (平成28年12月26日, 第425回審査会合資料1-3-1) より抜粋

3. 1 基礎地盤傾斜による地震荷重及び地震と組み合わせるべき荷重への影響

基準地震動 Ss と組み合わせるべき荷重は死荷重, 圧力荷重及び機械的荷重が挙げられる。以降で各荷重に対する建屋傾斜の影響を検討する。

3. 1. 1 基準地震動 Ss により定まる地震力への影響

耐震性評価用のせん断力, 曲げモーメント及び床応答スペクトル等の地震力は地震による加速度を入力として算定される。そこで, 建屋傾斜の有無による地震加速度への影響を検討する。

建屋傾斜が発生している状況の地震加速度を図4に示す。検討用の傾斜 (1/1,000) により水平方向, 鉛直方向の地震加速度はそれぞれ以下のように表される。

○傾斜時に発生する水平地震加速度:

$$C_H \cos\theta + C_V \sin\theta = \frac{1000}{\sqrt{1^2 + 1000^2}} C_H + \frac{1}{\sqrt{1^2 + 1000^2}} C_V \cong 0.999 C_H + 0.001 C_V \cong C_H$$

○傾斜時に発生する鉛直地震加速度:

$$C_V \cos\theta - C_H \sin\theta = \frac{1000}{\sqrt{1^2 + 1000^2}} C_V - \frac{1}{\sqrt{1^2 + 1000^2}} C_H \cong 0.999 C_V - 0.001 C_H \cong C_V$$

傾斜が発生している場合の水平地震加速度及び鉛直地震加速度は傾斜が発生していない場合の地震加速度と同等であり、傾斜が発生している場合の地震力についても、傾斜が発生していない場合と同等になると考えられる。

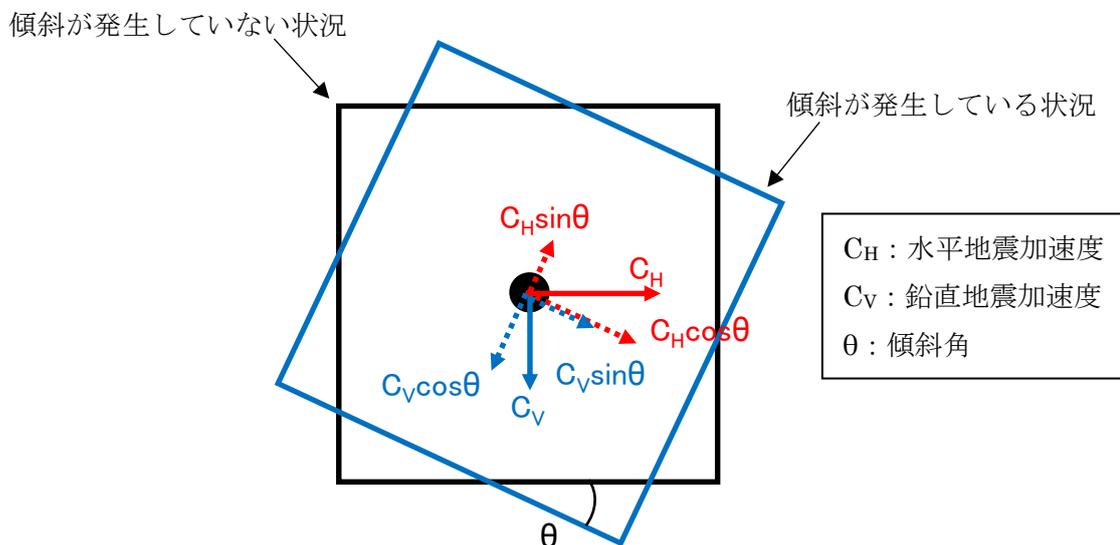


図4 傾斜が発生している状況での地震加速度概念図

3. 1. 2 死荷重への影響

建屋傾斜が発生している状況での死荷重を図5に示す。傾斜が発生していない場合、死荷重は鉛直方向のみに作用する。傾斜が発生している場合、水平方向に自重の分力が発生し、鉛直方向は水平方向に分力されるため、従来作用していた荷重より小さくなる。すなわち、傾斜を考慮すると水平方向の曲げモーメント及びせん断力が新たに発生し、鉛直方向の荷重は $mg \cos \theta$ となり、従来作用していた荷重 mg よりも減少する。

○傾斜時に新たに発生する曲げモーメント： $mg \sin \theta \times h$

○傾斜時に新たに発生するせん断力： $mg \sin \theta$

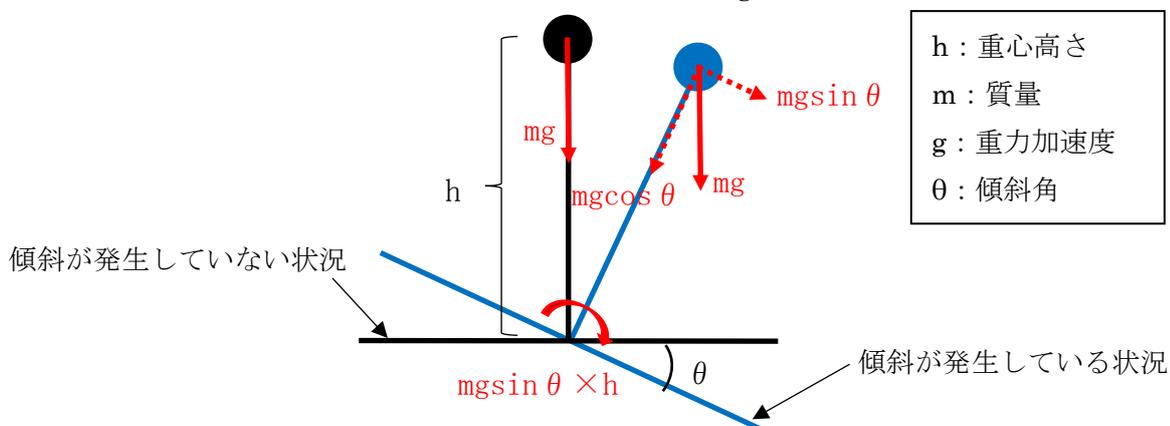


図5 傾斜が発生している状況での荷重概念図

3. 1. 3 圧力荷重及び機械的荷重への影響

圧力荷重は傾斜による影響が無いため変化しない。また、機械的荷重は、安全弁吹出し時の反力荷重、スクラム反力及びポンプの振動等があるが傾斜による影響が無いため変化しない。

3. 1. 4 建屋傾斜による荷重への影響検討結果

建屋傾斜による荷重への影響検討結果を表4に示す。建屋傾斜が発生している状況では、死荷重による曲げモーメント及びせん断力が水平方向に新たに発生する。

表4 建屋傾斜による荷重への影響検討結果

	水平方向	鉛直方向
Ss による地震力	地震加速度は傾斜が発生している場合と傾斜が発生していない場合を比較すると同等であるため、Ss による地震力も同等である。	同左
死荷重	基礎地盤が傾くことにより新たに、曲げモーメント ($mg\sin\theta \times h$)、せん断力 ($mg\sin\theta$) が発生する。	軸力が mg から $mg\cos\theta$ に減少する。
圧力荷重 機械的荷重	変化なし	変化なし

3. 2 耐震設計における原子炉建屋基礎地盤傾斜による影響の考慮方針の検討

残留不等沈下による基礎地盤の傾斜が 1/1,000 という仮定をした場合に、死荷重により新たに発生する曲げモーメント及びせん断力を耐震設計で考慮する。建屋傾斜を考慮すべき対象について耐震性評価手法を分類し、評価手法毎に基礎地盤の傾きにより新たに発生する荷重の反映方針を検討する。なお、傾斜時の死荷重による鉛直方向の荷重については傾斜がない場合よりも小さくなるため、設計で考慮しない。評価手法の分類を図6に示す。

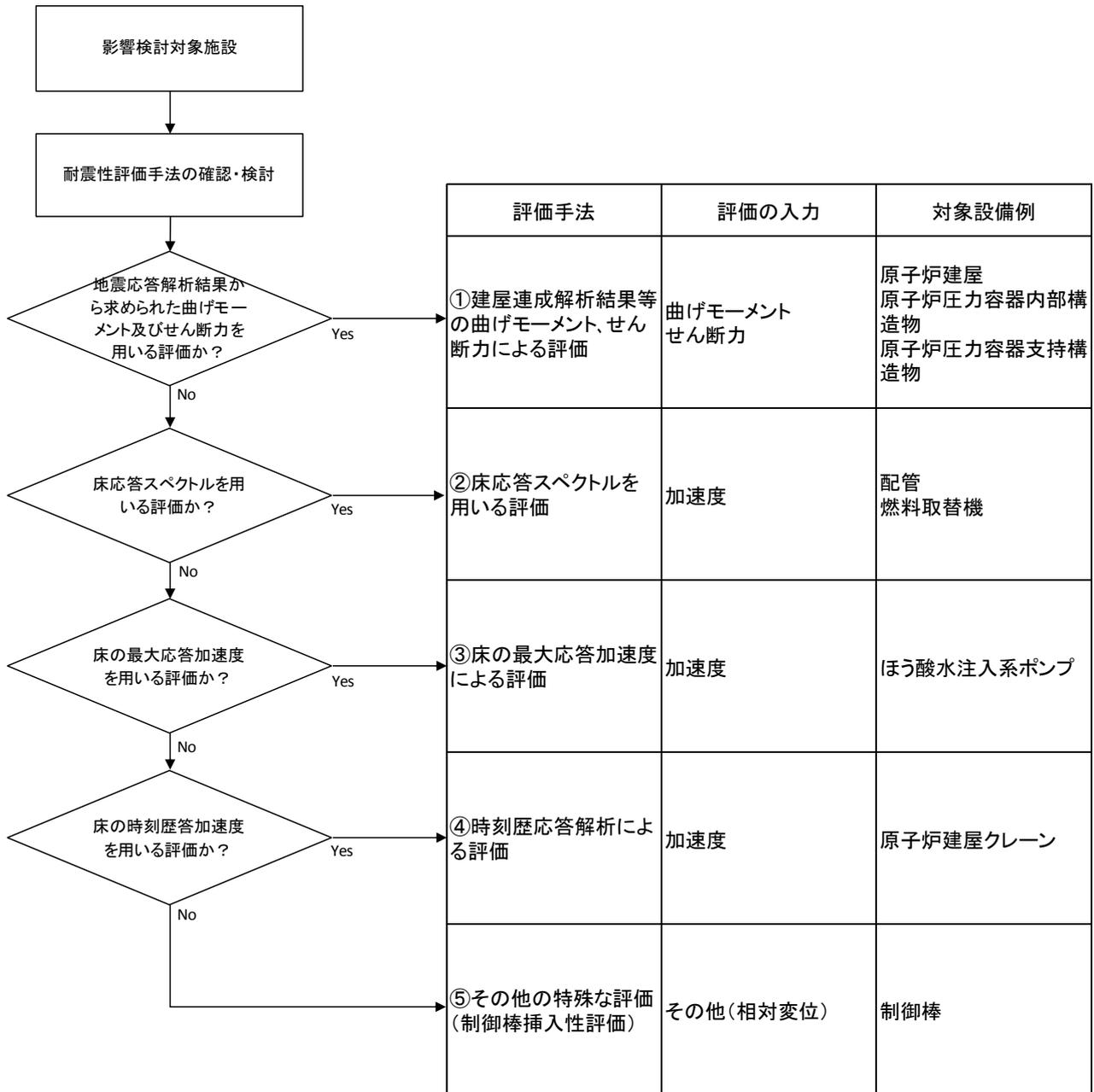


図 6 耐震性評価手法の分類

3. 2. 1 入力条件毎の反映方法の検討

評価手法を整理した結果、耐震性評価の入力として曲げモーメント及びせん断力を用いる評価と加速度を用いる評価に大きく分類される。それぞれに対する反映方法を検討する。

3. 2. 1. 1 曲げモーメント及びせん断力を入力とする評価

基礎地盤の傾きにより新たに発生する曲げモーメント及びせん断力を算定し、傾斜を考

慮せずに算定した曲げモーメント及びせん断力に上乘せする。

3. 2. 1. 2 加速度を入力とする評価

基礎地盤の傾きにより新たに発生するせん断力及び曲げモーメントは図 7 に示す通り、水平方向に加速度 $g \sin \theta$ が発生した状態と等価であることから、傾斜を考慮せずに算定した水平加速度に $g \sin \theta$ を上乘せする。

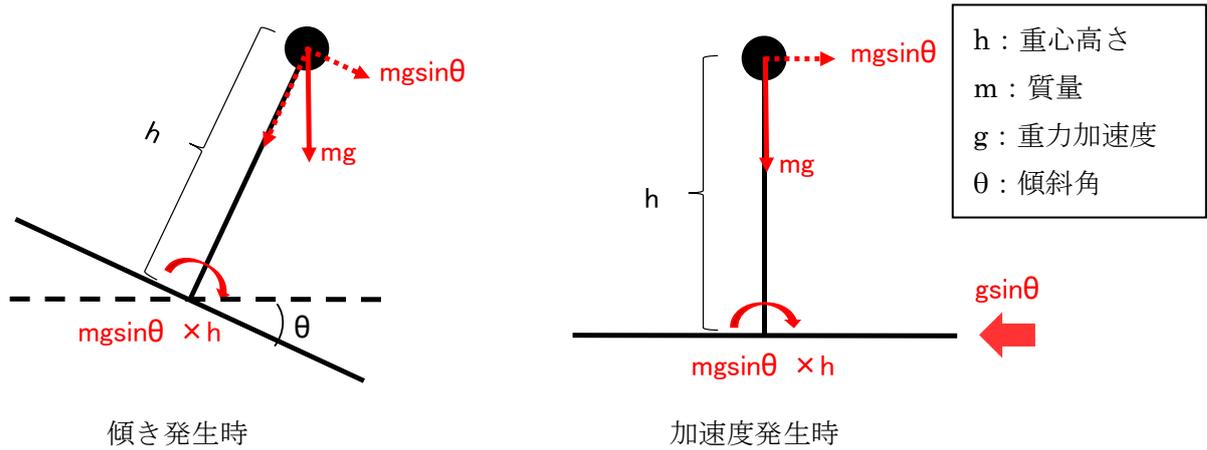


図 7 傾き発生時と加速度発生時の荷重状態

3. 2. 2 耐震性評価手法毎の反映方法の検討

図 6 にて分類した評価手法毎の反映方法を検討する。

3. 2. 2. 1 建屋連成解析結果等の曲げモーメント及びせん断力による評価 (図 6 の①)

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 8 に示すように連成させたモデルを使用し, 基準地震動 S_s による地震応答解析を実施することによって大型機器・構造物の評価用曲げモーメントやせん断力を算定している。

原子炉本体基礎を例として算定した曲げモーメントやせん断力が伝達されるイメージと基礎地盤の傾きにより発生する曲げモーメント及びせん断力を図 9 に示す。

建屋傾斜による影響の反映方法として, 基礎地盤の傾きにより新たに発生する曲げモーメントやせん断力を地震応答解析で算定した値に加算する。なお, 基礎地盤の傾きにより新たに発生する曲げモーメントやせん断力は水平方向に加速度 $g \sin \theta$ が負荷されている状態と等価であるため, $g \sin \theta$ を入力とした静的解析を実施することにより算定する。

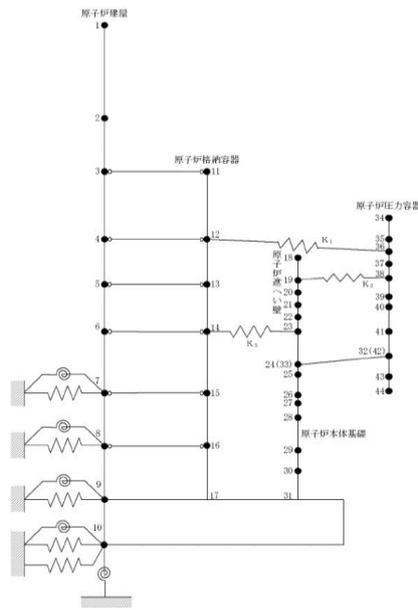
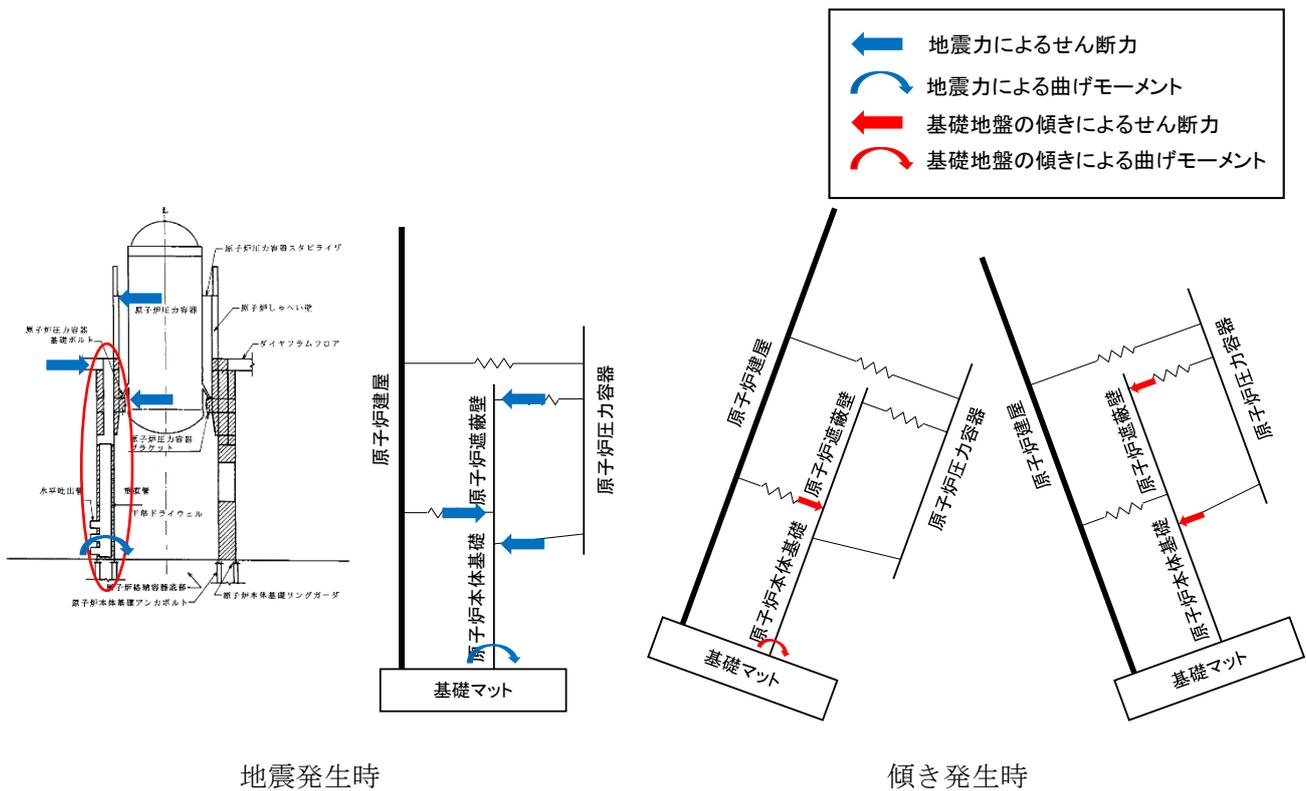


図8 原子炉建屋と大型機器を連成させた地震応答解析モデル例



地震発生時

傾き発生時

図9 原子炉本体基礎に作用する曲げモーメント及びせん断力のイメージ

3. 2. 2. 2 床応答スペクトルを用いる評価 (図6の②)

配管や燃料取替機は床応答スペクトルを入力として評価している。建屋傾斜による影響の反映方法として、基礎地盤の傾きにより新たに発生する曲げモーメント及びせん断力を、

加速度として水平方向の床応答スペクトルの全周期に $g \sin \theta$ を加算する。加算するイメージを図 10 に示す。

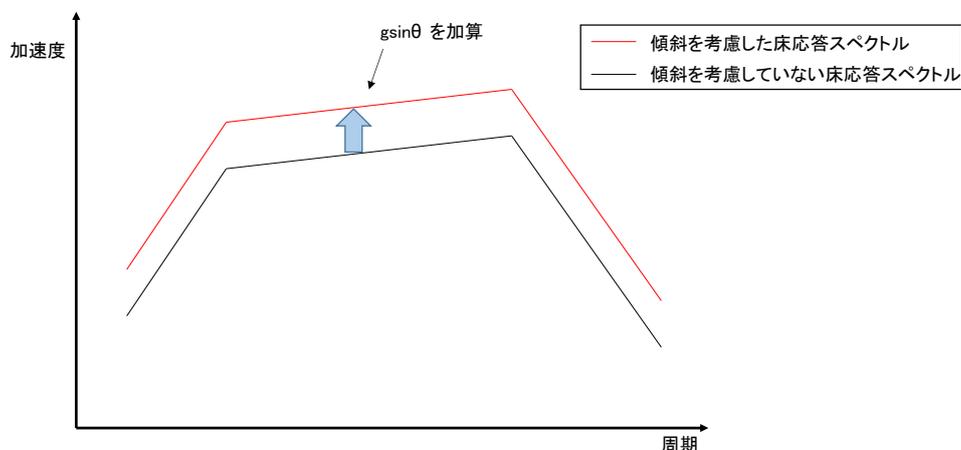


図 10 傾斜を考慮した床応答スペクトルのイメージ

3. 2. 2. 3 床の最大応答加速度による評価 (図 6 の③)

剛な設備の構造健全性評価や動的機器の機能維持評価に床の最大応答加速度を用いている。建屋傾斜による影響の反映方法として、基礎地盤の傾きにより新たに発生する曲げモーメント及びせん断力を、水平方向加速度として床の最大応答加速度に $g \sin \theta$ を加算する。

3. 2. 2. 4 時刻歴応答解析による評価 (図 6 の④)

原子炉建屋クレーンは浮き上がりを考慮するため、クレーンガーダの各車輪にギャップ要素を持つ非線形 FEM 解析モデルを用いて時刻歴応答解析を行う。建屋傾斜による影響の反映方法として、基礎地盤の傾きにより新たに発生する曲げモーメント及びせん断力を加速度として上乗せするために、入力として用いる時刻歴応答加速度を係数倍する。係数倍するイメージを図 11 に示す。

係数については、図 12 に示すように、建屋傾斜の影響を考慮した時刻歴応答加速度による床応答スペクトルが、建屋傾斜の影響を考慮していない時刻歴応答加速度による床応答スペクトルより、設備に影響を与える周期帯において $g \sin \theta$ 以上大きくなるように設定する。

なお、原子炉建屋クレーンについては、自重解析及び時刻歴応答解析を実施するが、自重解析に傾斜を考慮すると鉛直方向の荷重が小さくなるため、建屋傾斜の影響は時刻歴応答解析の入力条件として考慮する。

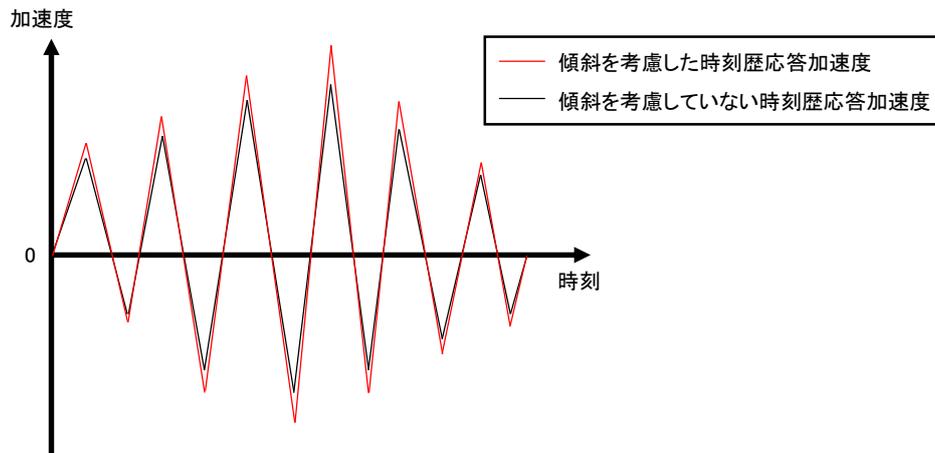


図 1.1 傾斜を考慮した時刻歴応答加速度のイメージ

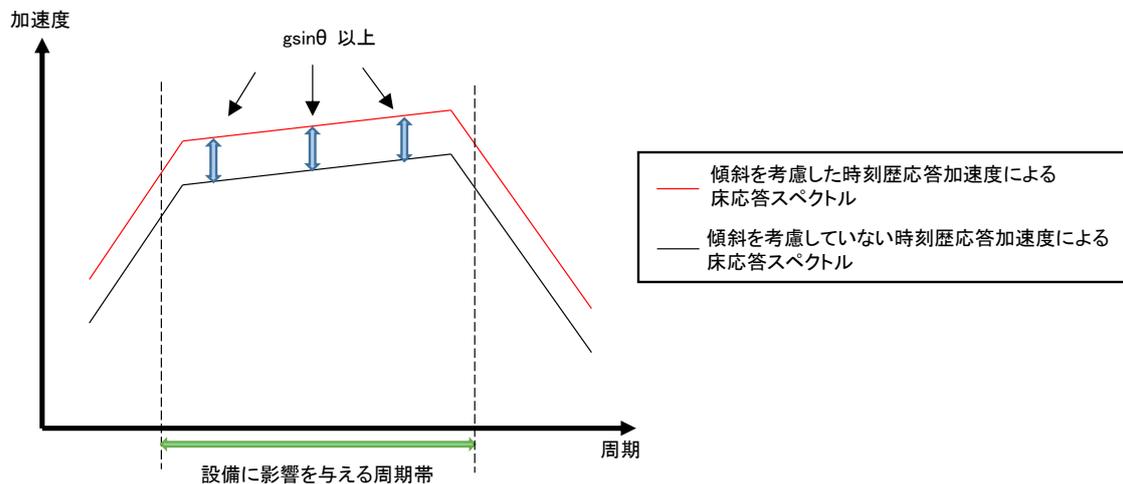


図 1.2 傾斜を考慮した時刻歴応答加速度による床応答スペクトルのイメージ

3. 2. 2. 5 その他の特殊な評価（制御棒挿入性評価）（図 6 の⑤）

制御棒の挿入性は、図 1.3 に示すような、燃料集合体、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、原子炉圧力容器内部構造物及び原子炉圧力容器支持構造物等を連成させたモデルを基準地震動 S_s に対する地震応答解析により、燃料集合体の相対変位を算定し、制御棒の挿入が確認されている相対変位と比較することにより評価する。

建屋傾斜による影響の反映方法として、基礎地盤の傾きにより新たに発生する相対変位（たわみ）を、地震応答解析で算定した値に加算する。基礎地盤の傾きにより新たに発生するたわみのイメージを図 1.4 に示す。なお、基礎地盤の傾きにより新たに発生するたわみは水平方向に加速度 $g \sin \theta$ が負荷されている状態と等価であるため、 $g \sin \theta$ を入力とした静的解析を実施することにより算定する。

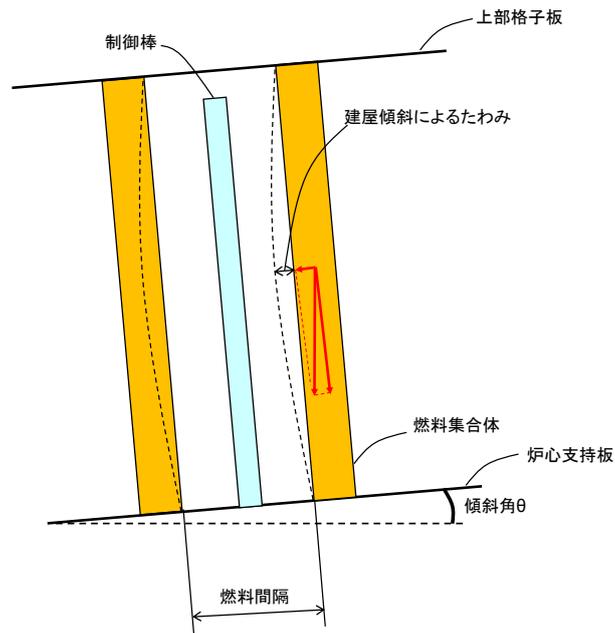


図 1 4 建屋傾斜が発生している状況での燃料集合体のたわみのイメージ

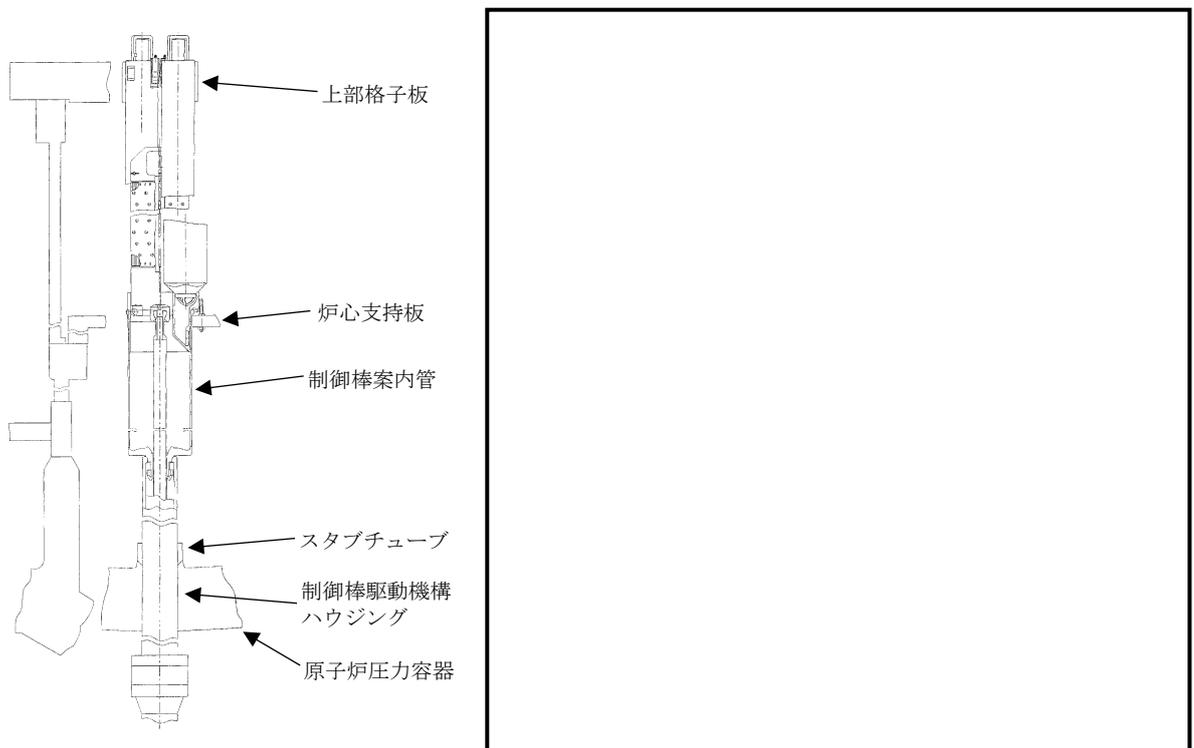


図 1 5 ミスアライメント設定値 (6号炉の例)

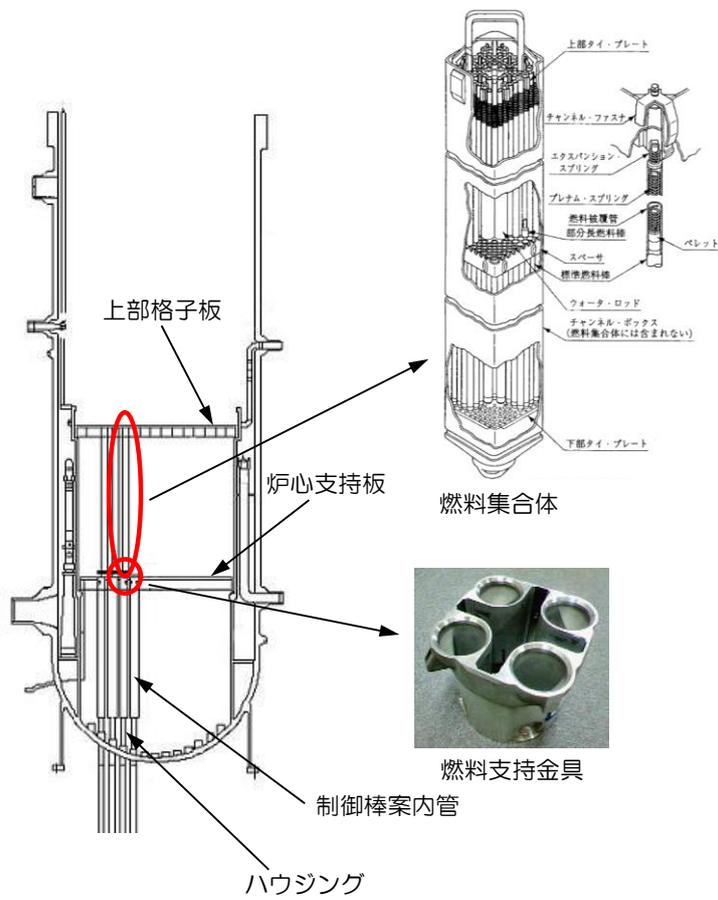


図 1 6 燃料集合体周辺機器の概念図

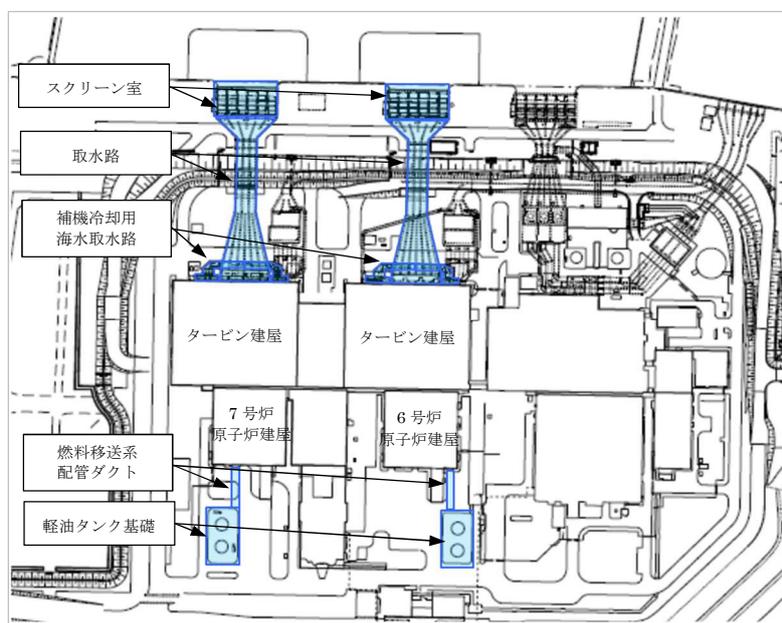
V. 屋外重要土木構造物の耐震評価における
断面選定の考え方について

1. 屋外重要土木構造物の耐震評価における断面選定の考え方

1.1 方針

屋外重要土木構造物の評価対象断面については、構造物の配置、荷重条件及び地盤条件を考慮し、耐震評価上最も厳しくなると考えられる位置を評価対象断面とする。

柏崎刈羽発電所 6号及び7号炉での対象構造物は、スクリーン室、取水路、補機冷却用海水取水路、軽油タンク基礎、燃料移送系配管ダクトである。各施設の平面配置図を第1-1図に示す。



第1-1図 平面配置図

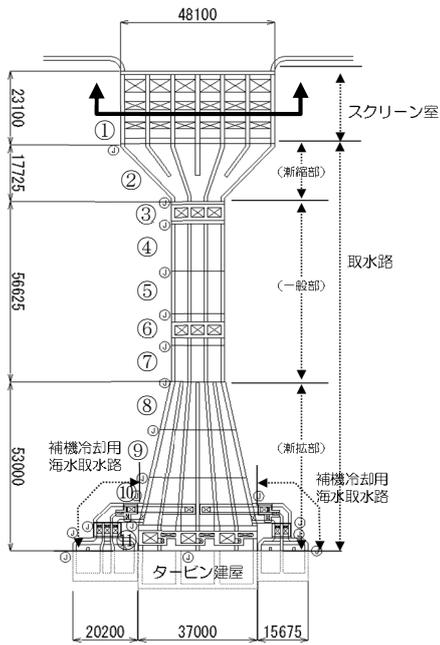
1.2 スクリーン室の断面選定の考え方

第 1-2 図，第 1-3 図及び第 1-4 図にスクリーン室の平面図，断面図及び縦断図を示す。

スクリーン室は，6 号及び 7 号炉ともに，延長約 23m の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，取水方向に対して内空寸法が一様で，頂版には取水方向に概ね規則的に開口が存在する。また，スクリーン室は，古安田層洪積粘性土層に直接設置されている。

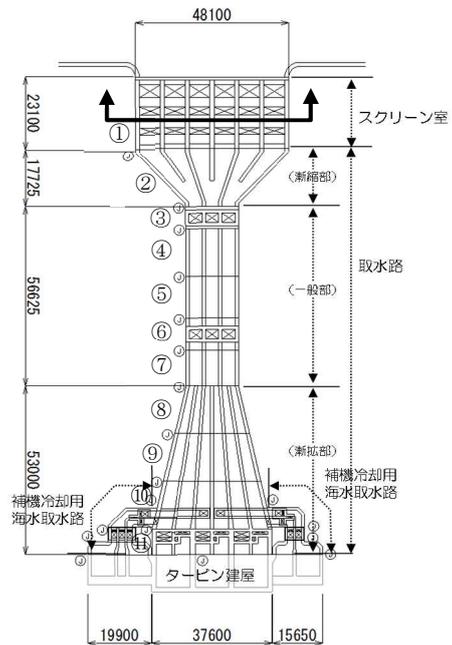
今回の工認では，スクリーン室の取水方向全長で開口を含めた平均的な剛性及び上載荷重を考慮し，基準地震動 S_s による耐震評価を実施する。

スクリーン室の検討断面では，地下水位以下に，液状化層（埋戻土層）および液状化影響評価対象層（古安田層洪積砂質土層）が分布することから，耐震評価では有効応力解析を実施する。



①：耐震ジョイント

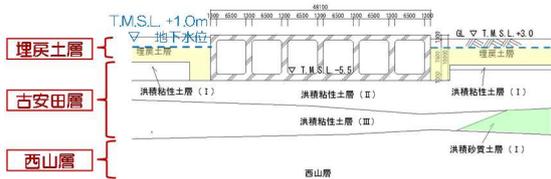
(6号炉)



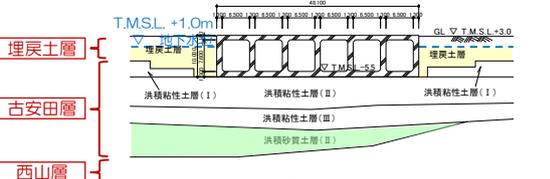
①：耐震ジョイント

(7号炉)

第1-2図 スクリーン室 平面図



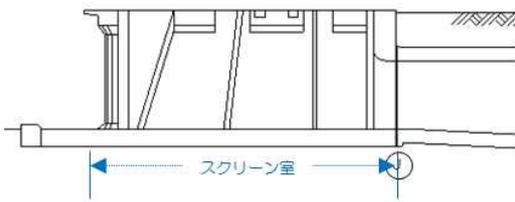
(6号炉)



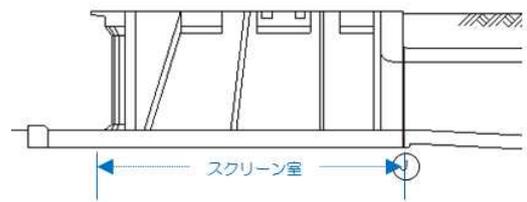
(7号炉)

(凡例)
 液状化層
 影響評価対象層

第1-3図 スクリーン室 断面図



(6号炉)



(7号炉)

第1-4図 スクリーン室 縦断面図

1.3 取水路の断面選定の考え方

第 1-5 図に取水路の平面図を示す。

取水路は、6 号及び 7 号炉ともに、延長約 127m の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、取水方向に対して複数の断面形状を示し、海側から大きく漸縮部、一般部、漸拡部に分けられる。また、取水路は、古安田層洪積粘性土層に直接設置もしくはマンメイドロックを介して西山層に設置されている。

今回の工認では、構造物の構造的特徴や地盤条件等を考慮した上で断面を選定し、基準地震動 S_s による耐震評価を実施する。

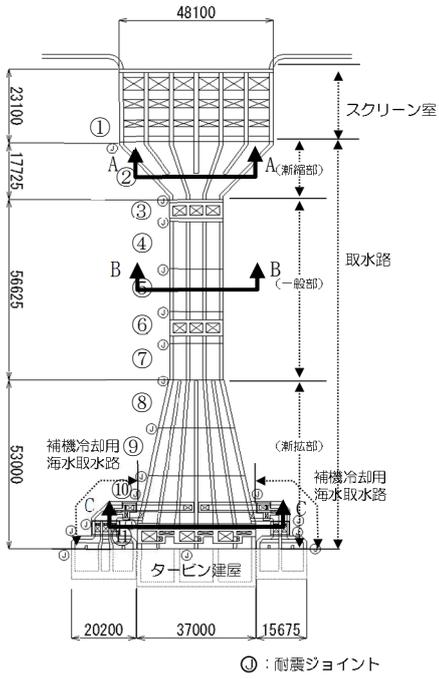
第 1-6 図～第 1-8 図及び第 1-1 表、第 1-2 表に取水路の縦断図、断面図及び構造諸元を示す。

取水路漸縮部は、一体の構造物であるが、取水方向に幅が漸縮するとともに、6 連のボックスカルバート形状から 3 連のボックスカルバート形状に変わる構造となっている。また、縦断方向で土被り厚は同じであり、その他の設置地盤条件もほぼ同様となっている。以上のことから、スクリーン室とほぼ同等の設置条件にあるものの、構造的特徴として 6 連から 3 連のボックスカルバート形状に変わることを踏まえ、構造物の幅に対する鉛直部材の割合が少なく耐震上厳しいと判断される A - A 断面を耐震評価の対象として選定する。

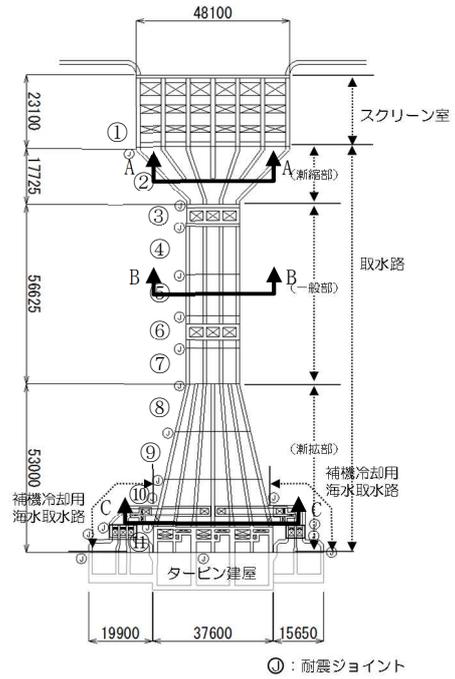
取水路一般部は、取水方向に幅が一様な 3 連のボックスカルバート形状の構造となっていることから、耐震評価の対象は、設置地盤条件に着目し、西山層の上限面の高さが深い区間で最も土被り厚が大きく耐震上厳しいと判断されるブロック⑤の B - B 断面を選定する。

取水路漸拡部は、取水方向に幅が漸拡する 6 連のボックスカルバート形状の構造となっている。また、縦断方向で土被り厚はほぼ同等であり、その他の設置地盤条件もほぼ同様となっている。以上のことから、耐震評価の対象は、構造的特徴を踏まえ、構造物の幅に対する鉛直部材の割合が最も少なく耐震上厳しいと判断されるブロック⑩のタービン建屋側の C - C 断面を選定する。

取水路の検討断面では、地下水位以下に、液状化層（埋戻土層）および液状化影響評価対象層（古安田層洪積砂質土層）が分布することから、耐震評価では有効応力解析を実施する。



(6号炉)



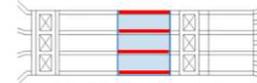
(7号炉)

第 1-5 図 取水路 平面図

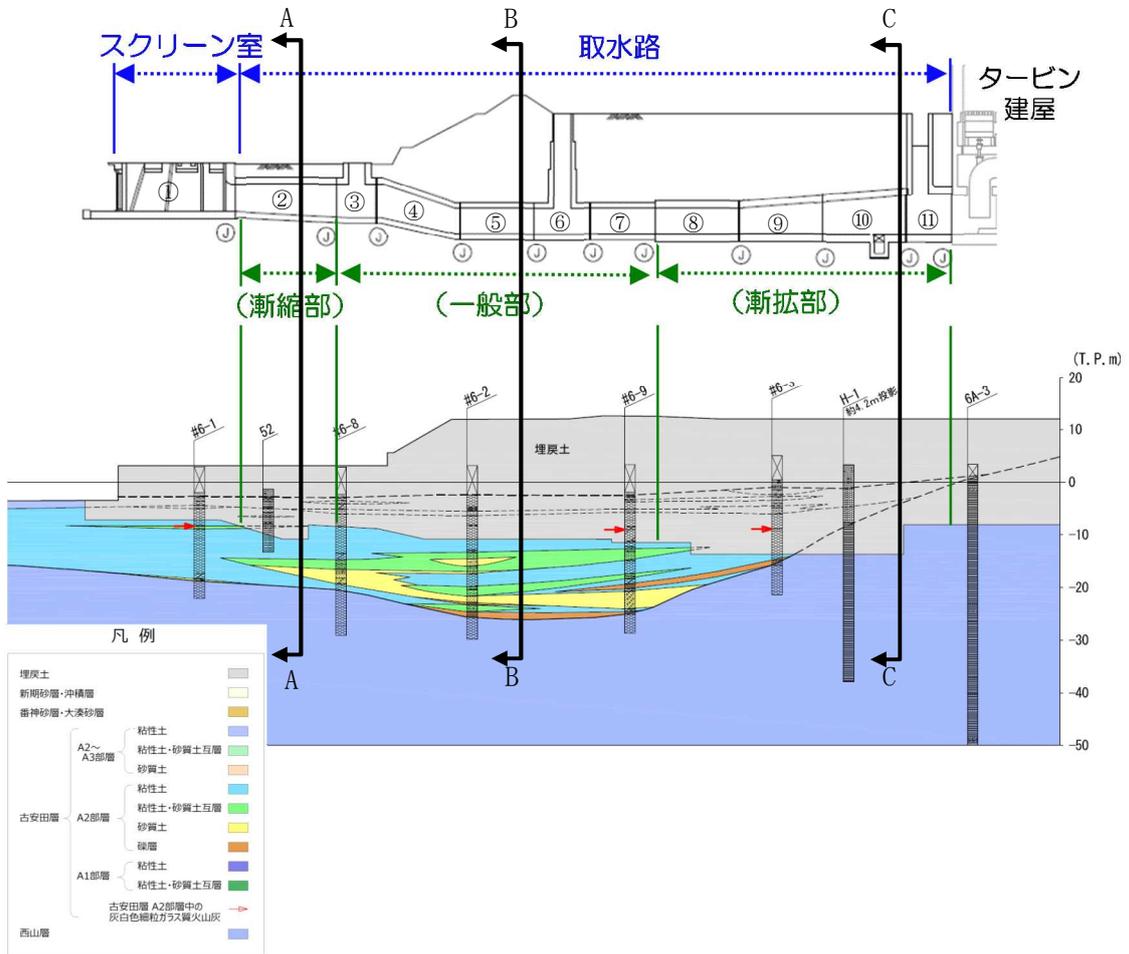
第 1-1 表 6 号炉取水路 構造諸元

ブロック番号	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪
設備区分	スクリーン室	取水路 (漸縮部)		取水路 (一般部)			取水路 (漸拡部)				
幅 (m)	48.1	48.1~16.6		16.6	16.6		16.6	17.3~24.0	24.0~30.9	30.9~37.6	
高さ (m)	10.0	7.0~8.0		8.0~6.6	6.6		6.6	7.2	7.2~8.3	8.3~9.5	
壁面積率	0.19	0.20		0.24	0.24		0.24	0.37	0.28	0.23	
頂板開口	有	無	立坑	無	無	立坑	無	無	無	無	立坑
機器荷重	有	無		無	無		無	無	無	無	
土被り厚 (m)	0	2.5		2.5~15.2	15.2~19.2		15.9	15.6	15.6~14.5	14.5~13.3	

※ここで壁面積率とは、横断面のせん断変形が鉛直部材の壁面に依存することを考慮して、構造物各ブロックの全体平面積（青色部分）に対する鉛直部材の平面積（赤色部分）と定義する



壁面積率 (例: ブロック5)

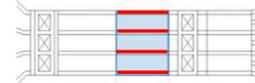


第 1-6 図 6 号炉取水路 縦断面図

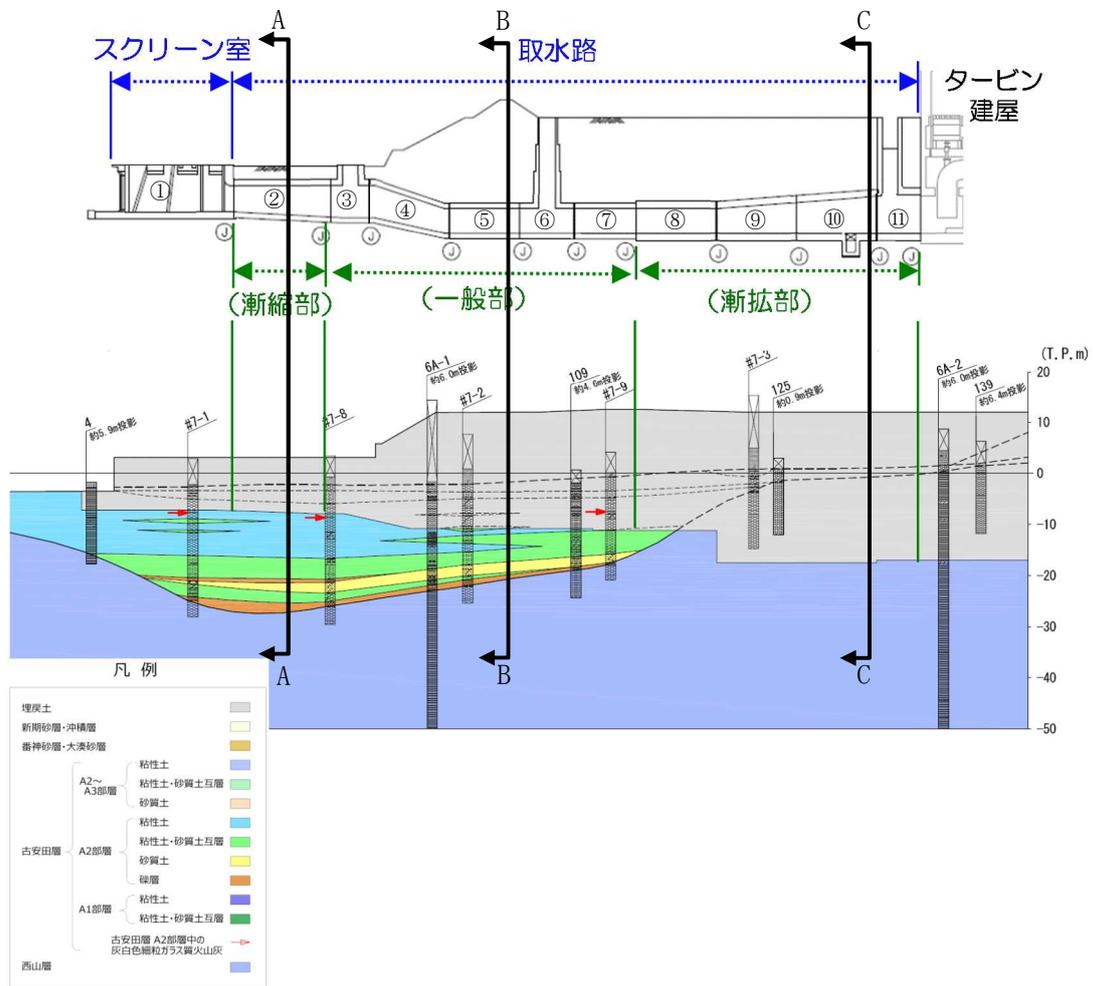
第 1-2 表 7 号炉取水路 構造諸元

ブロック番号	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪
設備区分	スクリーン室	取水路 (漸縮部)		取水路 (一般部)			取水路 (漸拡部)				
幅 (m)	48.1	48.1~16.6		16.6	16.6		16.6	17.3~24.0	24.0~30.9	30.9~37.6	
高さ (m)	10.0	7.0~8.0		8.0~6.6	6.6		6.6	7.2	7.2~8.3	8.3~9.5	
壁面積率	0.19	0.20		0.24	0.24		0.24	0.37	0.28	0.23	
頂板開口	有	無	立坑	無	無	立坑	無	無	無	無	立坑
機器荷重	有	無		無	無		無	無	無	無	
土被り厚 (m)	0	2.5		2.5~15.2	15.2~19.2		15.9	15.6	15.6~14.5	14.5~13.3	

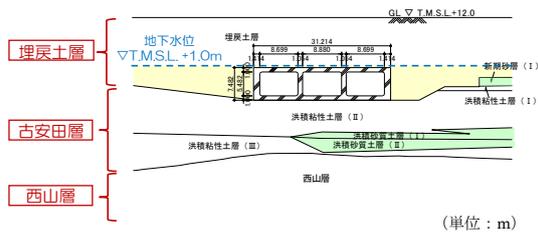
※ここで壁面積率とは、横断面のせん断変形が鉛直部材の壁面に依存することを考慮して、構造物各ブロックの全体平面積（青色部分）に対する鉛直部材の平面積（赤色部分）と定義する



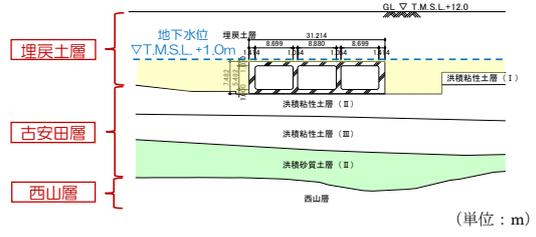
壁面積率（例：ブロック⑤）



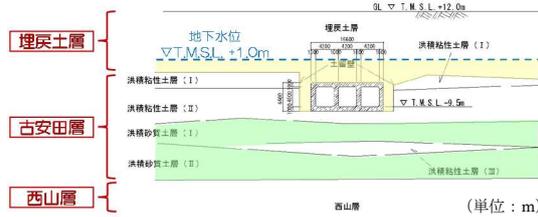
第 1-7 図 7 号炉取水路 縦断面図



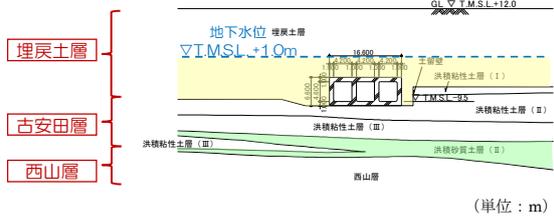
(6号炉取水路漸縮部)



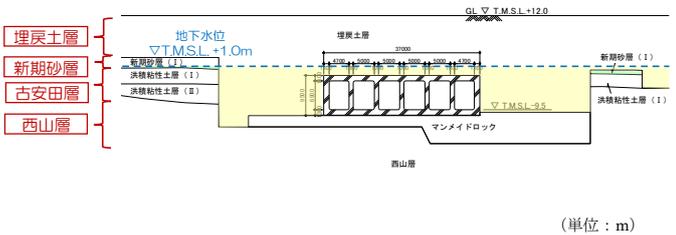
(7号炉取水路漸縮部)



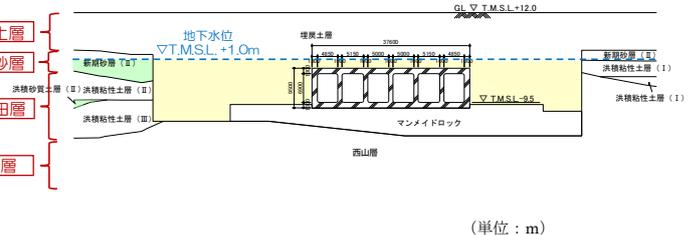
(6号炉取水路一般部)



(7号炉取水路一般部)



(6号炉取水路漸拡部)



(7号炉取水路漸拡部)

第 1-8 図 取水路 断面図

1.4 補機冷却用海水取水路の断面選定の考え方

第 1-9 図～第 1-11 図に補機冷却用海水取水路の平面図，縦断図及び断面図を示す。

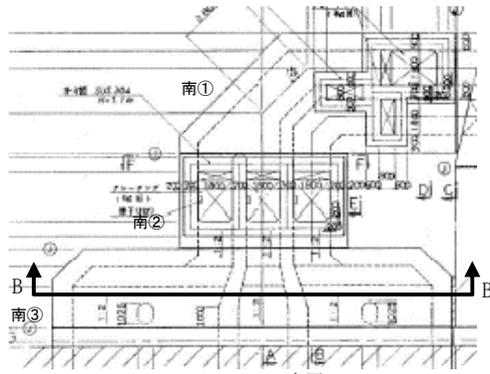
補機冷却用海水取水路は，6 号及び 7 号炉ともに，取水路漸拡部からそれぞれ北側，南側に分岐した鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，取水方向に対して複数の断面形状を示し，マンメイドロックを介して西山層に設置されている。

今回の工認では，構造物の構造的特徴や地盤条件等を考慮した上で断面を選定し，基準地震動 S_s による耐震評価を実施する。

補機冷却用海水取水路（北側）は，取水路漸拡部から 2 連のボックスカルバート形状で分岐し，2 連から 4 連（柱部 2 本）のボックスカルバート形状に変わるとともに，タービン建屋近傍で幅が大きくなる構造である。また，補機冷却用海水取水路（南側）は，取水路漸拡部から 2 連のボックスカルバート形状で分岐し，2 連から 5 連（柱部 2 本）のボックスカルバート形状に変わるとともに，タービン建屋近傍で幅が大きくなる構造である。

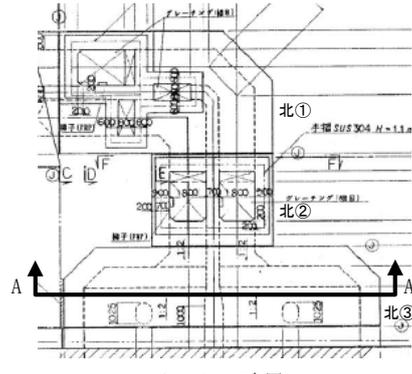
以上のことから，耐震評価の対象は，構造的特徴を踏まえ，構造物の幅に対する鉛直部材の割合が最も少なく耐震上厳しいと判断されるタービン建屋接続位置を選定し，北側 4 連（柱部 2 本）ボックスカルバート部のブロック北③の A - A 断面及び南側 5 連（柱部 2 本）ボックスカルバート部のブロック南③の B - B 断面を選定する。モデル化においては，ブロック全体の妻壁及び柱部を含めた平均的な剛性を考慮し，基準地震動 S_s による耐震評価を実施する。

補機冷却用海水取水路の検討断面では，地下水位以下に，液状化層（埋戻土層）が分布することから，耐震評価では有効応力解析を実施する。



タービン建屋

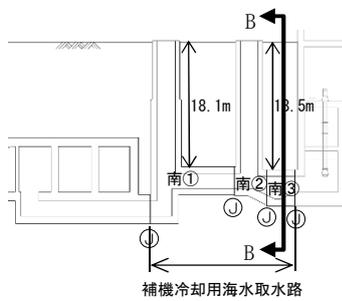
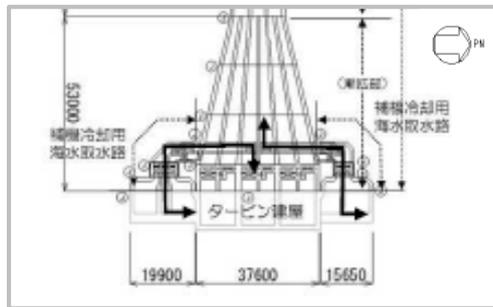
(南側)



タービン建屋

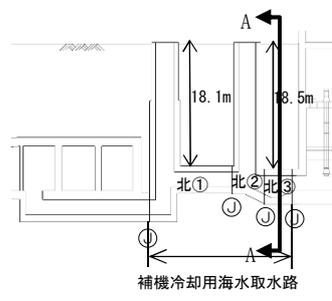
(北側)

第 1-9 図 補機冷却用海水取水路 平面図 (例：7号炉)



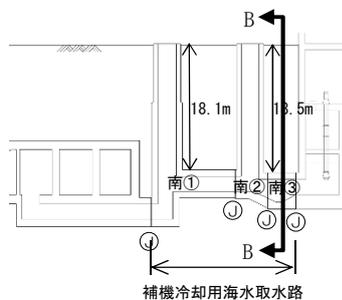
補機冷却用海水取水路

(6号炉南側)



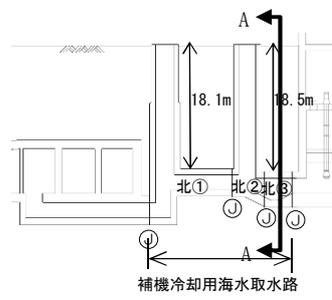
補機冷却用海水取水路

(6号炉北側)



補機冷却用海水取水路

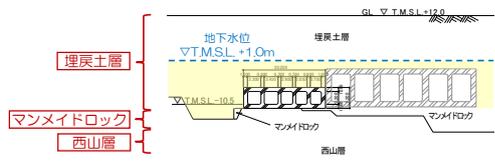
(7号炉南側)



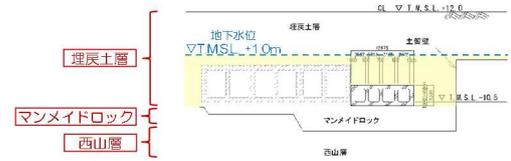
補機冷却用海水取水路

(7号炉北側)

第 1-10 図 補機冷却用海水取水路 縦断面

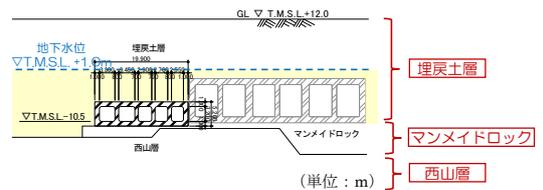


(6号炉南側)

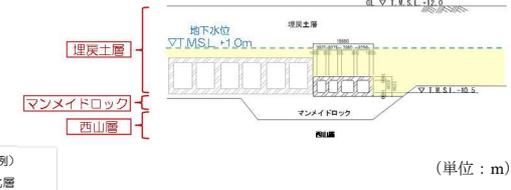


(6号炉北側)

(凡例)
 液状化層
 影響評価対象層



(7号炉南側)



(7号炉北側)

(凡例)
 液状化層
 影響評価対象層

第 1-11 図 補機冷却用海水取水路 断面図

1.5 軽油タンク基礎の断面選定の考え方

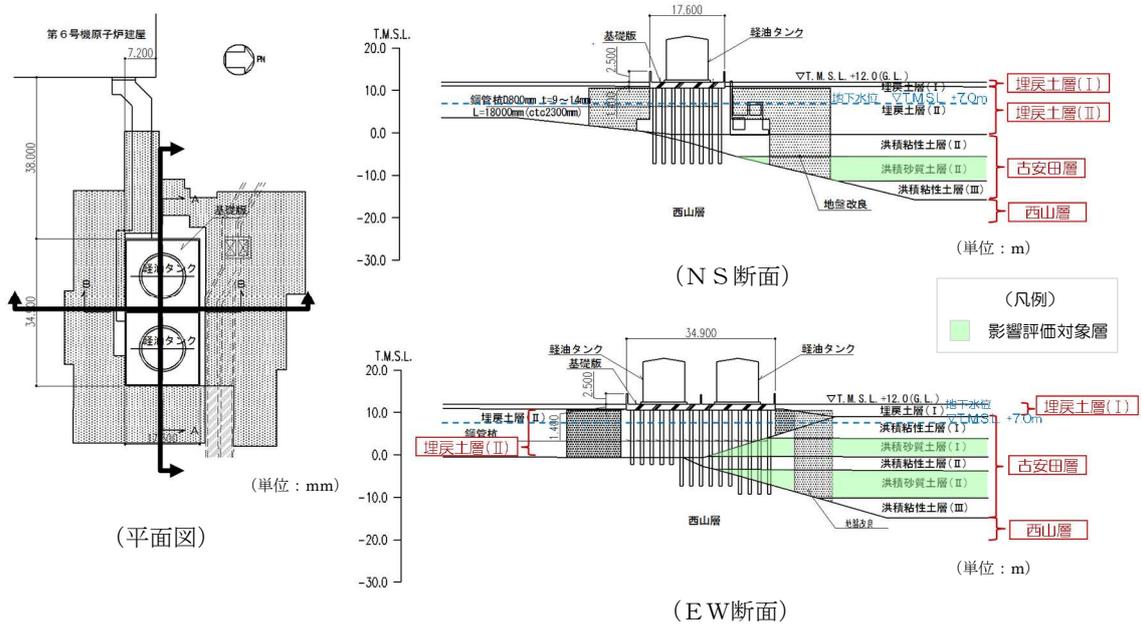
第 1-12 図及び第 1-13 図に軽油タンク基礎の平面図及び断面図を示す。

軽油タンク基礎は、6 号及び 7 号炉ともに、鉄筋コンクリート造の基礎版と杭を介して西山層に支持する地中構造物で、幅約 18m (NS 方向) × 約 35m (EW 方向)、高さ約 1.4m の基礎版を等間隔に配置した杭で支持する比較的単純な基礎構造物であり、評価対象断面方向に一様な構造となっている。また、基礎版及び杭の周辺には地震時における変形抑制対策として地盤改良を実施しているため周辺の地盤が構造物に与える影響はどの断面も大きな差異は無いと考えられる。

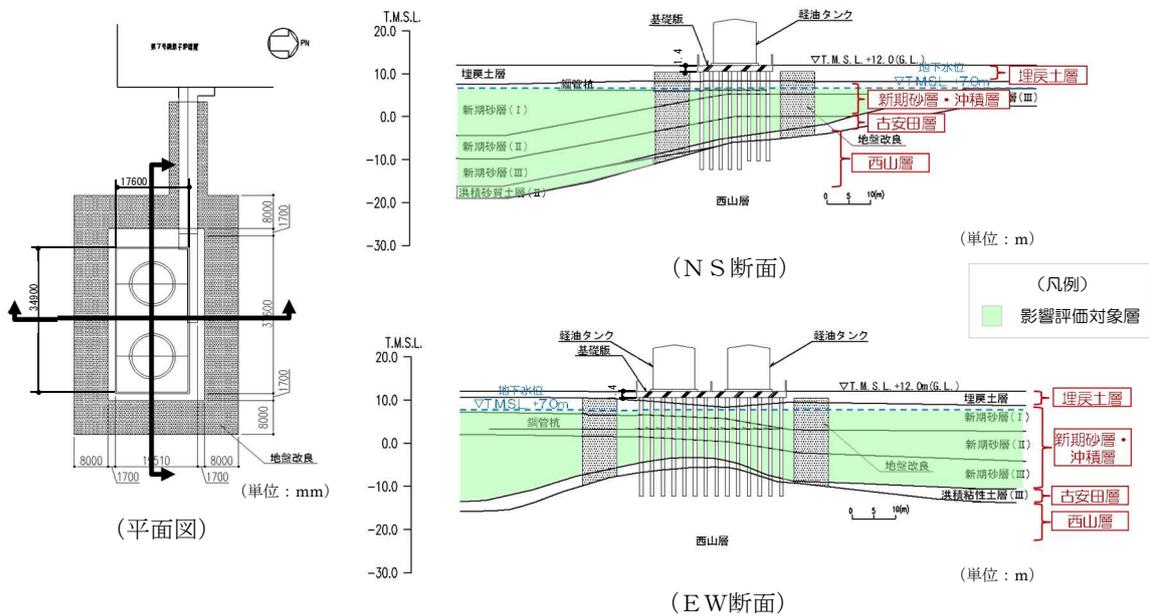
今回の工認では、基礎版の長軸方向及び短軸方向の 2 断面を選定し、基準地震動 S_s による耐震評価を実施する。

6 号炉軽油タンク基礎の検討断面では、地下水位以下に、液状化影響評価対象層（古安田層洪積砂質土層）が分布することから、耐震評価では有効応力解析を実施する。埋戻土層（Ⅱ）は、建設時に掘削した西山層泥岩を材料として埋め戻した粘性土であり、性状の確認を目的とした物理試験を実施した上で、非液状化層として扱う。

7 号炉軽油タンク基礎の検討断面では、地下水位以下に、液状化影響対象層（新期砂層・沖積層、古安田層洪積砂質土層）が分布することから、耐震評価では有効応力解析を実施する。



第 1-12 図 6 号炉軽油タンク基礎 平面図・断面図



第 1-13 図 7 号炉軽油タンク基礎 平面図・断面図

1.6 燃料移送系配管ダクトの断面選定の考え方

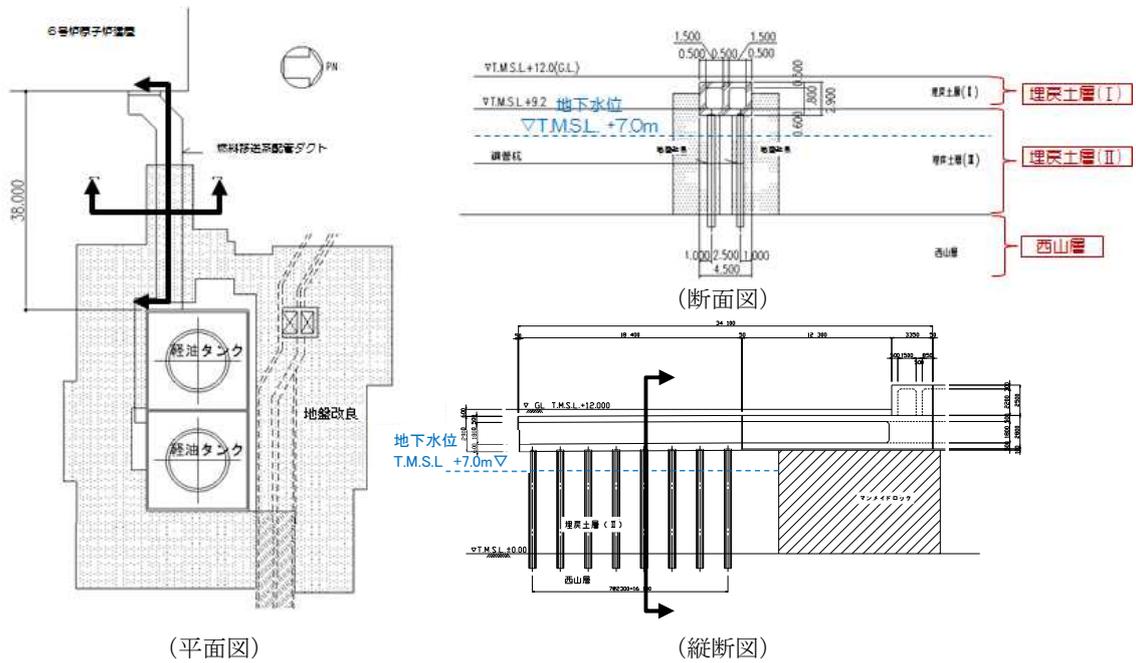
第 1-14 図及び第 1-15 図に燃料移送系配管ダクトの平面図，断面図及び縦断面図を示す。

6 号炉燃料移送系配管ダクトは，軽油タンク側は鉄筋コンクリート造のダクトと杭を介して，6 号炉原子炉建屋側はマンメイドロックを介して西山層に支持する地中構造物である。7 号炉燃料移送系配管ダクトは，鉄筋コンクリート造のダクトと杭を介して西山層に支持する地中構造物である。また，6 号及び 7 号炉ともにダクト及び杭の周辺には地震時における変形抑制対策として地盤改良を実施している。

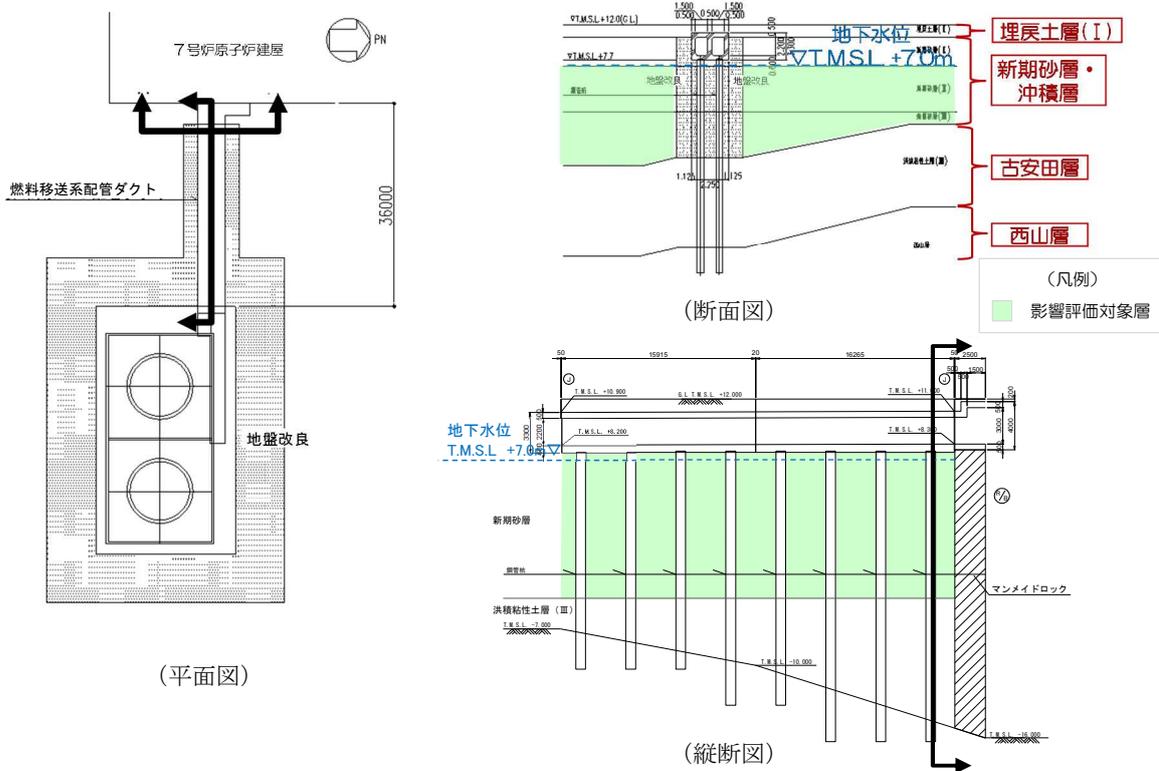
今回の工認では，6 号炉は，軸方向に一樣なダクト形状を示すことから，支持構造に着目し，杭基礎部とマンメイドロックに直接設置するダクトのうち，より曲げ変形が大きくなると考えられる杭基礎部の断面を選定し，基準地震動 S_s による耐震評価を実施する。また，7 号炉についても，軸方向に一樣なダクト形状を示すことから，より曲げ変形が大きくなると考えられる杭基礎部のうち最も杭長が長い断面を選定し，基準地震動 S_s による耐震評価を実施する。

6 号炉燃料移送系配管ダクトの検討断面では，地下水位以下に，液状化層及び液状化影響評価対象層は分布しない。埋戻土層（Ⅱ）は，建設時に掘削した西山層泥岩を材料として埋め戻した粘性土であり，性状の確認を目的とした物理試験を実施した上で，非液状化層として扱う。

7 号炉燃料移送系配管ダクトの検討断面では，地下水位以下に，液状化影響対象層（新期砂層・沖積層，古安田層洪積砂質土層）が分布することから，耐震評価では有効応力解析を実施する。



第1-14図 6号炉燃料移送系配管ダクト 平面図・断面図・縦断面図



第1-15図 7号炉燃料移送系配管ダクト 平面図・断面図・縦断面図

2. 重大事故等対処施設の土木構造物の耐震評価における断面選定の考え方

2.1 方針

重大事故等対処施設の土木構造物の評価対象断面については、構造物の配置や荷重条件及び地盤条件を考慮し、耐震評価上最も厳しくなると考えられる位置を評価対象断面とする。

柏崎刈羽発電所 6 号及び 7 号炉での対象構造物は、第一ガスタービン発電機基礎及び第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎である。各施設の平面配置図を第 2-1 図に示す。

2.2 第一ガスタービン発電機基礎及び第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎の断面選定の考え方

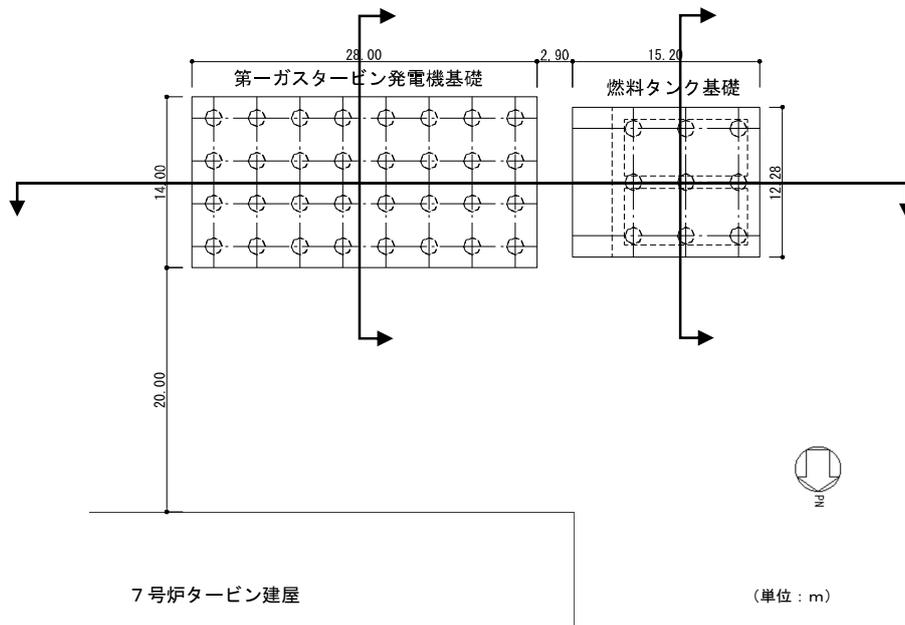
第 2-2 図に第一ガスタービン発電機基礎及び第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎の断面図を示す。

第一ガスタービン発電機基礎は、鉄筋コンクリート造の基礎版と杭を介して西山層に支持する地中埋設構造物で、幅約 14m (NS 方向) × 約 28m (EW 方向)、高さ約 3.6m の基礎版を等間隔に配置した杭で支持する比較的単純な基礎構造物であり、評価対象断面方向に一樣な構造となっている。また、基礎版及び杭の周辺には地震時における変形抑制対策として地盤改良を実施しているため周辺の地盤が構造物に与える影響はどの断面も大きな差異は無いと考えられる。

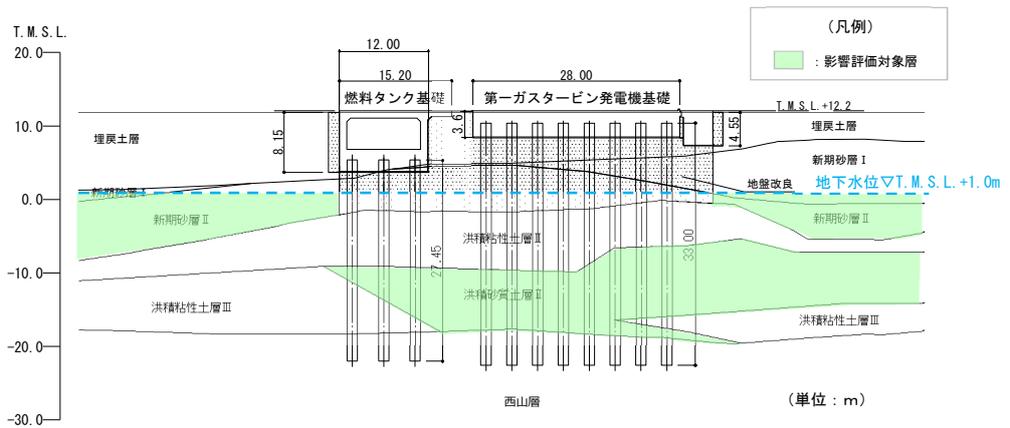
第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎は、鉄筋コンクリート造のピットと杭を介して西山層に支持する地中構造物で、幅約 12m (NS 方向) × 約 12m (EW 方向)、高さ約 8.2m のピットを等間隔に配置した杭で支持する比較的単純な基礎構造物であり、評価対象断面方向に一樣な構造となっている。また、ピット及び杭の周辺には地震時における変形抑制対策として地盤改良を実施しているため周辺の地盤が構造物に与える影響はどの断面も大きな差異は無いと考えられる。

今回の工認では、基礎版及びピットの長軸方向及び短軸方向の 2 断面を選定し、基準地震動 S_s による耐震評価を実施する。

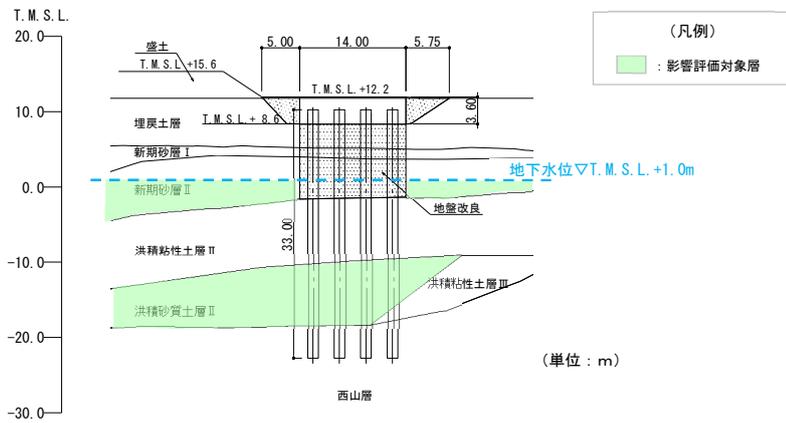
第一ガスタービン発電機基礎及び第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎の検討断面では、地下水位以下に、液状化影響対象層（新期砂層・沖積層，古安田層洪積砂質土層）が分布することから、耐震評価では有効応力解析を実施する。



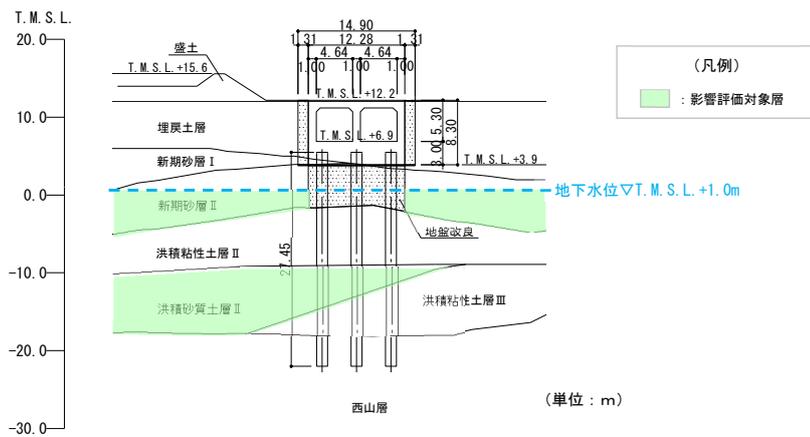
第 2-1 図 第一ガスタービン発電機基礎及び第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎平面図



(第一ガスタービン発電機基礎及び燃料タンク基礎 EW断面)



(第一ガスタービン発電機基礎 NS断面)



(第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎 NS断面)

第 2-2 図 第一ガスタービン発電機基礎及び第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎断面図