

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0610-8_改0
提出年月日	2021年 2月 22日

補足-610-8 【原子炉建屋基礎版の耐震性についての計算書に関する
補足説明資料】

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

VI-2-9-3-4「原子炉建屋基礎版の耐震性についての計算書」の記載内容を補足するための資料を以下に示す。

別紙1 応力解析における既工認と今回工認の解析モデル及び手法の比較

別紙1-1 原子炉建屋基礎版の応力解析モデルへの弾塑性解析の適用

別紙2 応力解析におけるモデル化，境界条件及び拘束条件の考え方

別紙3 地震荷重の入力方法

別紙4 応力解析における断面の評価部位の選定

別紙5 剛性低下を考慮した影響検討

別紙6 ソリッド要素によるモデル化での影響検討

今回ご提示資料

別紙 1 応力解析における既工認と今回工認の解析モデル及び手法
の比較

目 次

- 1. 概要 別紙 1-1
- 2. 応力解析モデル及び手法の比較 別紙 1-2
 - 2.1 既工認時及び今回工認時の応力解析モデル及び手法の比較 別紙 1-2
 - 2.2 既工認モデルと今回工認モデルの差異について 別紙 1-6

1. 概要

本資料は、原子炉建屋基礎版の既工認時及び今回工認時の応力解析モデル及び手法の比較を示すものである。

2. 応力解析モデル及び手法の比較

2.1 既工認時及び今回工認時の応力解析モデル及び手法の比較

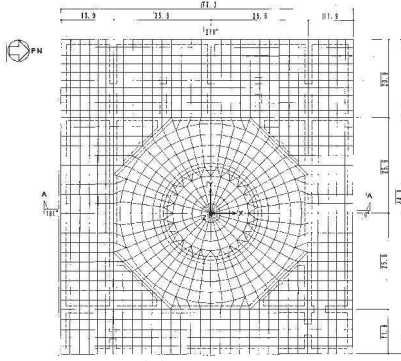
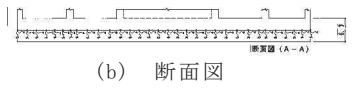
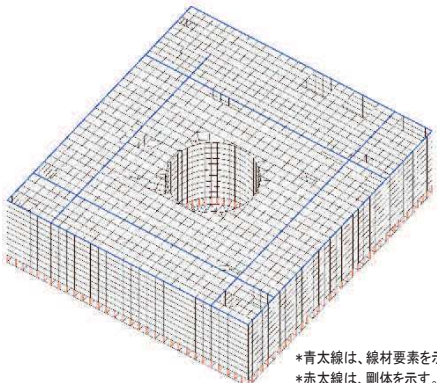
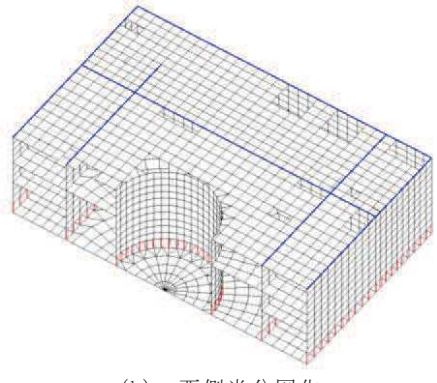
原子炉建屋基礎版の応力解析モデル及び手法の比較を表2-1に示す。

比較に用いる既工認時の応力解析モデル及び手法は、平成元年6月8日付け元資庁第2015号にて認可された既工事計画認可申請書 第1回申請 添付書類「IV-2-6-1 原子炉格納施設の基礎に関する説明書」（以下「既工認」という。）のものである。

表 2-1 (1) 応力解析モデル及び手法の比較 (原子炉建屋基礎版) (1/2)

項目	内容	既工認	今回工認	備考
解析手法		・ 3次元 FEM モデルを用いた応力解析 (弾性解析)	・ 3次元 FEM モデルを用いた応力解析 (弾塑性解析)	(1)
解析コード		・ N A S T R A N	・ A B A Q U S	(1)
モデル	モデル化範囲	(基礎版部分) ・ 基礎版 (上部構造モデル部分) ・ 基礎版より立ち上がる耐震壁	(基礎版部分) ・ 同左 (上部構造モデル部分) ・ 基礎版より立ち上がる耐震壁及び床スラブ	(2)
	材料物性	検討時の各規準, コンクリートの設計基準強度に基づき設定 ・ コンクリートのヤング係数: $E = 2.65 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ (SI 換算) ・ コンクリートのポアソン比: $\nu = 0.167$	適用規準等の見直しによる再設定 耐震壁の剛性は, 原子炉建屋の地震応答解析モデルに基づき設定 ・ コンクリートのヤング係数 基礎版 : $E = 2.51 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ 耐震壁 (NS 方向) : $E = 1.88 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ 耐震壁 (EW 方向) : $E = 2.01 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ シェル壁 : $E = 1.945 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ 床スラブ : $E = 2.51 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ ・ コンクリートのポアソン比 : $\nu = 0.2$ ・ 鉄筋のヤング係数 : $E = 2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$	(3)
	要素種別	・ 基礎版全体をシェル要素でモデル化 ・ 外部、内部ボックス壁、火打ち壁、シェル壁等の剛性の高い壁は、等価な剛性を考慮したはり要素でモデル化	・ 基礎版全体をシェル要素でモデル化 ・ 地下部分の一部はシェル要素でモデル化し、壁及び床スラブの立体的な形状による剛性への寄与を考慮	(2)
	境界条件	・ 底面を弾性地盤ばねにより支持 ・ 底面の弾性地盤ばねは、浮上りを考慮 ・ B3F~2Fの耐震壁の剛性を考慮	・ 底面を弾性地盤ばねにより支持 ・ 底面の弾性地盤ばねは、浮上りを考慮 ・ B3F~2Fの耐震壁の剛性を考慮 ・ B2F~1Fの床スラブの剛性を考慮	(2)
	非線形特性	・ 考慮しない	コンクリート ・ 圧縮側のコンクリート構成則 : CEB-FIP Model code に基づき設定 ・ ひび割れ発生後の引張軟化曲線: 出雲ほか (1987) による式 鉄筋 ・ バイリニア型	(1)
地震荷重との組合せ	$G + P + S_1$ $G + P + S_2$ G : 固定荷重 (浮力を含む) P : 積載荷重 S_1 : S_1 地震荷重と $3.0C_i$ 静的地震荷重の包絡荷重 (地震時土圧荷重を含む) S_2 : S_2 地震荷重 (地震時土圧荷重を含む)	$G + P + S_s$ G : 固定荷重 (浮力を含む) P : 積載荷重 S_s : S_s 地震荷重 (地震時土圧荷重, トラスサポート地震時反力を含む)	-	

表 2-1 (2) 応力解析モデル及び手法の比較 (原子炉建屋基礎版) (2/2)

項目	内容	既工認	今回工認	備考
荷重の設定	固定荷重及び積載荷重	・ 固定荷重, 配管荷重, 機器荷重, 積載荷重及び浮力	・ 同左	—
	地震荷重	・ 上部構造からの地震力 (水平力, 曲げモーメント, 鉛直力) 及び基礎部の付加地震力を入力	・ 同左	—
	地震時土圧荷重	$P = 10.0 + 0.6 \cdot \gamma \cdot h$ γ : 土の単位体積重量 (t/m ³) h : 地表面からの深さ (m)	$P = 0.5 \cdot \gamma \cdot h + C$ γ : 土の単位体積重量 (kN/m ³) h : 地表面からの深さ (m) C : 地震時増分土圧 (kN/m ²)	<ul style="list-style-type: none"> ・ 地震時土圧は, 常時土圧に地震時増分土圧を加えて算出 ・ 地震時増分土圧は「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版 ((社) 日本電気協会)」に基づき有限要素モデルより算出した荷重を包絡したものと評価
評価方法	応力解析	・ 発生応力が許容応力度を超えないことを確認	・ 鉄筋及びコンクリートのひずみ並びに面外せん断力が評価基準値を超えないことを確認	(4) (5)
解析モデル	 <p>(a) 平面図</p>  <p>(b) 断面図</p>	 <p>(a) 全体図</p> <p>*青太線は、線材要素を示す。 *赤太線は、剛体を示す。</p>  <p>(b) 西側半分図化</p>		

【主要な差異】（表の備考欄に対応）

- (1) 既工認では弾性解析を採用しているが、今回工認では弾塑性解析を採用する。（詳細は 2.2.1 及び別紙 1-1 に示す。）
- (2) 今回工認では一部耐震壁及び床スラブをシェル要素でモデル化する。（詳細は 2.2.2 に示す。）
- (3) コンクリートのヤング係数については、「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－」（（社）日本建築学会，1999 改定）に基づき再計算し，地震応答解析モデルと同様に，初期剛性低下については地震観測記録の分析等を踏まえてその影響を考慮する。その考え方については別紙 1-1 に示す。
- (4) 「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」（（社）日本機械学会，2003），「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（（社）日本建築学会，2005 制定）に基づき評価（詳細は別紙 1-1 に示す。）
- (5) 荷重の種類で区分した解析ステップごとに荷重を入力する一連の解析を実施し，最終的な応力又はひずみにより評価を実施する。なお，解析ステップは地震荷重以外の荷重，地震荷重の順である。（詳細は別紙 1-1 に示す。）

2.2 既工認モデルと今回工認モデルの差異について

2.2.1 弾塑性解析の採用

応力解析に弾塑性解析を採用することについては、基準地震動 S_s による入力
の増大に伴い、原子炉建屋の鉄筋コンクリート構造全体としての挙動が塑性域に
入ると考えられるため、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。弾塑性解析の適用の妥当性について「別紙 1-1」に示す。

また、準拠する規格・基準について、原子炉建屋の基礎版に要求される機能は、
基準地震動 S_s に対する間接支持構造物としての機能であり、許容限界としては
機能維持となる。一方、鉄筋コンクリート造構造物に関する規格である「日本機
械学会 発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格（以下「CCV
規格」という。）」は、基準地震動 S_s に対して主要施設としての機能確保が必要な
施設に対する設計規格であるため、原子炉建屋基礎版の弾塑性解析は CCV 規格に
基づき実施する。

2.2.2 一部耐震壁及び床スラブのシェル要素でのモデル化

既工認時は、ボックス壁、火打ち壁、シェル壁等の剛性の高い壁を等価な剛性を
考慮したはり要素でモデル化している。このうち地下部分の一部をシェル要素で
モデル化することは、壁の立体的な形状による剛性への寄与を考慮することを目
的に採用するものである。既工認モデルと今回工認モデルの概念図を図 2-1 に、
既工認と今回工認の耐震壁の剛性評価及び解析上の影響について表 2-2 に示す。

既工認時はボックス壁、火打ち壁、シェル壁等の剛性の高い壁を等価な剛性を考
慮したはり要素でモデル化しているが、考慮している剛性は基礎版面外方向の剛
性のみとしている。本来、基礎版より上階において直交する耐震壁は相互につな
がっているが、その効果は考慮されない。

一方、今回工認時では地下 3 階、地下 2 階及び地下 1 階の壁をシェル要素でモ
デル化していることから、既工認時にははり要素で考慮していた基礎版に対する面
外剛性に加えて、耐震壁の面外剛性、面内剛性も考慮される。また、地下 2 階、地
下 1 階及び 1 階の床スラブをシェル要素でモデル化する。これらの壁及び床スラ
ブが全体として基礎版への拘束部材となり、より実状に近い構造挙動となる。例え
ば、地震荷重時に基礎版が面外に変形しながら浮上りを生ずる挙動に対して、地震
方向の耐震壁と直交方向の耐震壁が一体性を保持しつつ、立体的に抵抗すること
となる。また、既工認モデルのはり要素は中立軸を耐震壁の図心として評価したも
のを基礎版中心位置に設定しており偏心が考慮されないのに対し、今回工認モデ
ルではシェル要素を基礎版上端より立ち上げるため、基礎版中心（モデル化位置）
と耐震壁の図心の偏心距離が考慮されることにより曲げ剛性が大きく評価される。
これらの結果、基礎版の面外変形が既工認モデルに比較して小さくなり、基礎版の
応力は低減することとなる。

ただし、実機では基礎版上端から上部全体の耐震壁及び床スラブが一体として

拘束効果を発揮するのに対し、今回工認モデルではシェル要素でモデル化するのは基礎版直上の 3 層分の耐震壁のみであり、拘束効果は実機より小さく保守的である。

なお、耐震壁の地震力算定に用いる地震応答解析では基礎版を剛体として扱っているため、基礎版の柔性等の実際の柔らかさを考慮する場合に対し基本的に耐震壁が負担する地震力を保守的に評価している。また、耐震壁の土圧荷重の評価においては一方向版を仮定し、基礎版との接続部で固定とする等の評価を実施していることなどから耐震壁には十分な余裕があるが、シェル要素でモデル化した耐震壁に発生する応力については、念のためその影響について確認する。

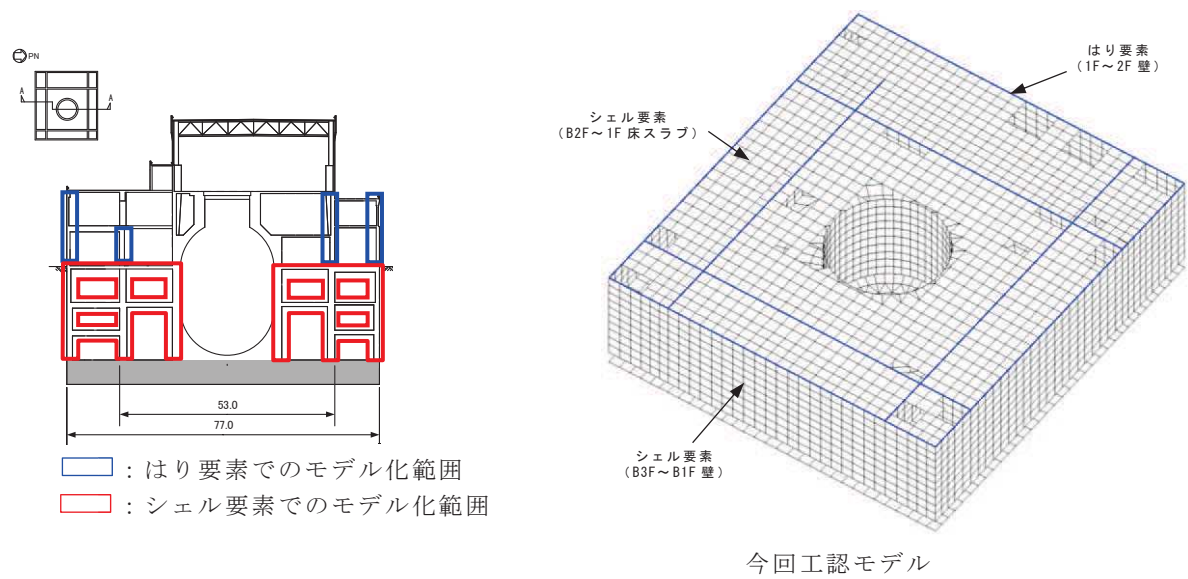
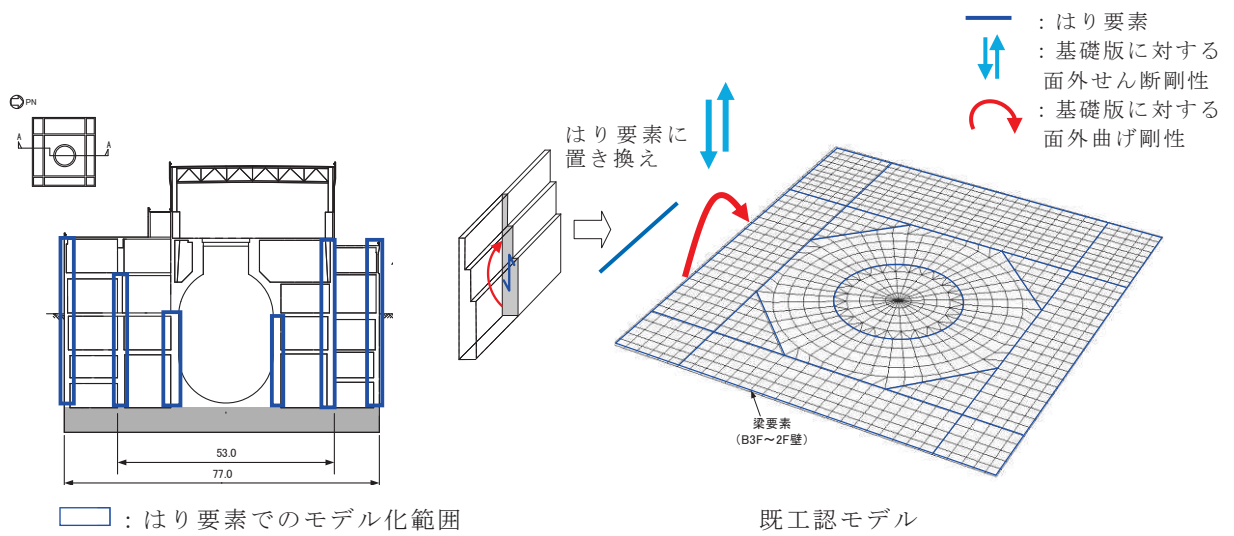
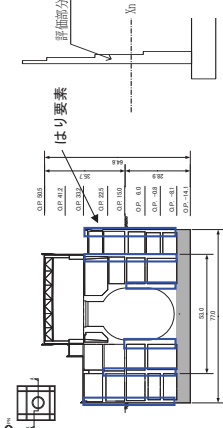
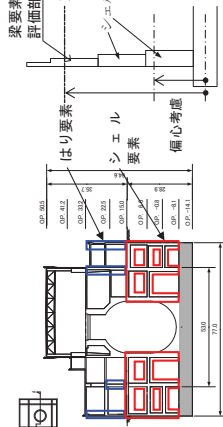
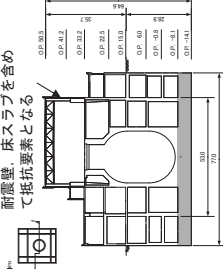


図 2-1 既工認モデルと今回工認モデルの概念図

表 2-2 一部耐震壁及び床スラブをシエル要素へ変更したことに伴う解析上の影響

項目	既工認	今回工認	実機の状態 (想定される実現象)
<p>影響範囲 (モデル化範囲)</p> <p>上部躯体の剛性</p>	<p>地下3階から地上2階までの外部、内部ボックス壁、火打ち壁、シエル壁等の剛性の高い壁</p> 	<p>地下3階から地上2階までの外部、内部ボックス壁、火打ち壁、シエル壁等の剛性の高い壁</p> <p>地下2階から地上1階までの床スラブ</p> 	<p>建屋全体として、耐震壁、床スラブも抵抗要素となる</p> 
<p>要素タイプ</p>	<p>モデル化範囲の耐震壁は、等価な剛性を考慮したはり要素でモデル化</p>	<p>耐震壁は、地下3階から地下1階までをシエル要素、地上1階より上部ははり要素でモデル化</p> <p>床スラブは、地下2階から地上1階までをシエル要素でモデル化</p>	<p>—</p>
<p>剛性評価</p>	<p>地下3階から地上2階までの壁を対象としたせん断断面積、断面二次モーメントから等価な1本のはり要素に置き換えている。</p> <p>⇒拘束効果は実機及び今回工認モデルより弱い。</p> <p>壁の曲げ剛性は壁の図心位置で評価したものを基礎版中心位置に設定しており偏心が考慮されないため、今回工認モデルより小さい。</p>	<p>地下3階から地下1階は層毎に中立軸に対する曲げ剛性を考慮しており、既工認モデルに比べて実機の状態に近いモデルとなっている。</p> <p>⇒拘束効果は実機より弱い。</p> <p>壁の曲げ剛性は基礎版中心からの偏心が考慮されており既工認より大きいですが、実機よりは小さい。</p>	<p>床スラブの拘束等により、および層毎に中立軸に対する曲げ剛性が薄くと考えられ、建屋上部躯体全体として拘束効果を発揮する。</p>
<p>土圧に対する挙動</p>	<p>基礎版のみ</p>	<p>基礎版、シエル要素でモデル化した耐震壁 (地下3階から地下1階) 及び床スラブ (地下2階から地上1階)</p>	<p>基礎版、地下耐震壁及び床スラブ (地下3階から地表まで)</p>
<p>土圧の負担要素</p>	<p>土圧による荷重はすべて基礎版が負担するモデルとなっている。</p> <p>⇒実機及び今回工認モデルより負担要素は少ない。</p>	<p>基礎版に加え地下3階から地表までの3層分の耐震壁及び各階の床スラブが荷重を負担している。</p> <p>⇒実機と同等。</p>	<p>基礎版に加え地下3階から地表までの3層分の耐震壁及び各階の床スラブが荷重を負担する。</p>
<p>基礎版の評価におけるモデル化の特徴及び保守性</p>	<p>既工認モデルは当時の計算能力の制約もあり、上部躯体の立体的構造をモデル化しないシンプルなモデルとして評価しているため、モデル化した範囲の荷重を基礎版がすべて負担するモデルとなっている。</p> <p>このようなモデル化により、基礎版の評価において実挙動に対して保守的なモデルとなっている。</p>	<p>今回工認モデルは基礎版及び地下2階から地上1階以外の床スラブはモデル化していないため、これらの床スラブを含めた建屋上部躯体全体としての拘束効果は考慮されていない。</p> <p>このようなモデル化により、基礎版の評価において実挙動に対して保守的なモデルとなっている。</p>	<p>—</p>

別紙 1-1 原子炉建屋基礎版の応力解析モデルへの弾塑性解析の適用

目 次

1. 概要.....	別紙 1-1- 1
2. 原子炉建屋基礎版の概要.....	別紙 1-1- 1
2.1 原子炉建屋基礎版の構造概要.....	別紙 1-1- 1
2.2 基礎版における地震観測.....	別紙 1-1- 1
3. 弾塑性解析の採用について.....	別紙 1-1- 3
3.1 弾塑性解析を採用する目的とその効果.....	別紙 1-1- 3
3.2 弾塑性解析を採用するに当たっての解析条件.....	別紙 1-1- 4
4. 材料構成則の妥当性・適用性について.....	別紙 1-1- 8
4.2 コンクリート(圧縮側).....	別紙 1-1-16
4.3 鉄筋(引張側, 圧縮側).....	別紙 1-1-16
5. 既往研究に基づく弾塑性解析の妥当性・適用性.....	別紙 1-1-17
6. まとめ.....	別紙 1-1-23

別紙 1-1-1 許容限界設定の考え方について

別紙 1-1-2 シェル壁内部の構造物から基礎版に伝達される荷重等の考え方について

別紙 1-1-3 基礎版と耐震壁の剛性の組合せの考え方について

参考資料 1 原子炉建屋 地震計配置

参考資料 2 地震観測記録に基づく基礎版の剛性低下に係る試検討

1. 概要

原子炉建屋の基礎版等の応力解析においては、既工認では弾性解析を採用しているが、今回工認では弾塑性解析を採用する。

本資料は、基礎版の3次元弾塑性解析の妥当性・適用性について説明するものである。

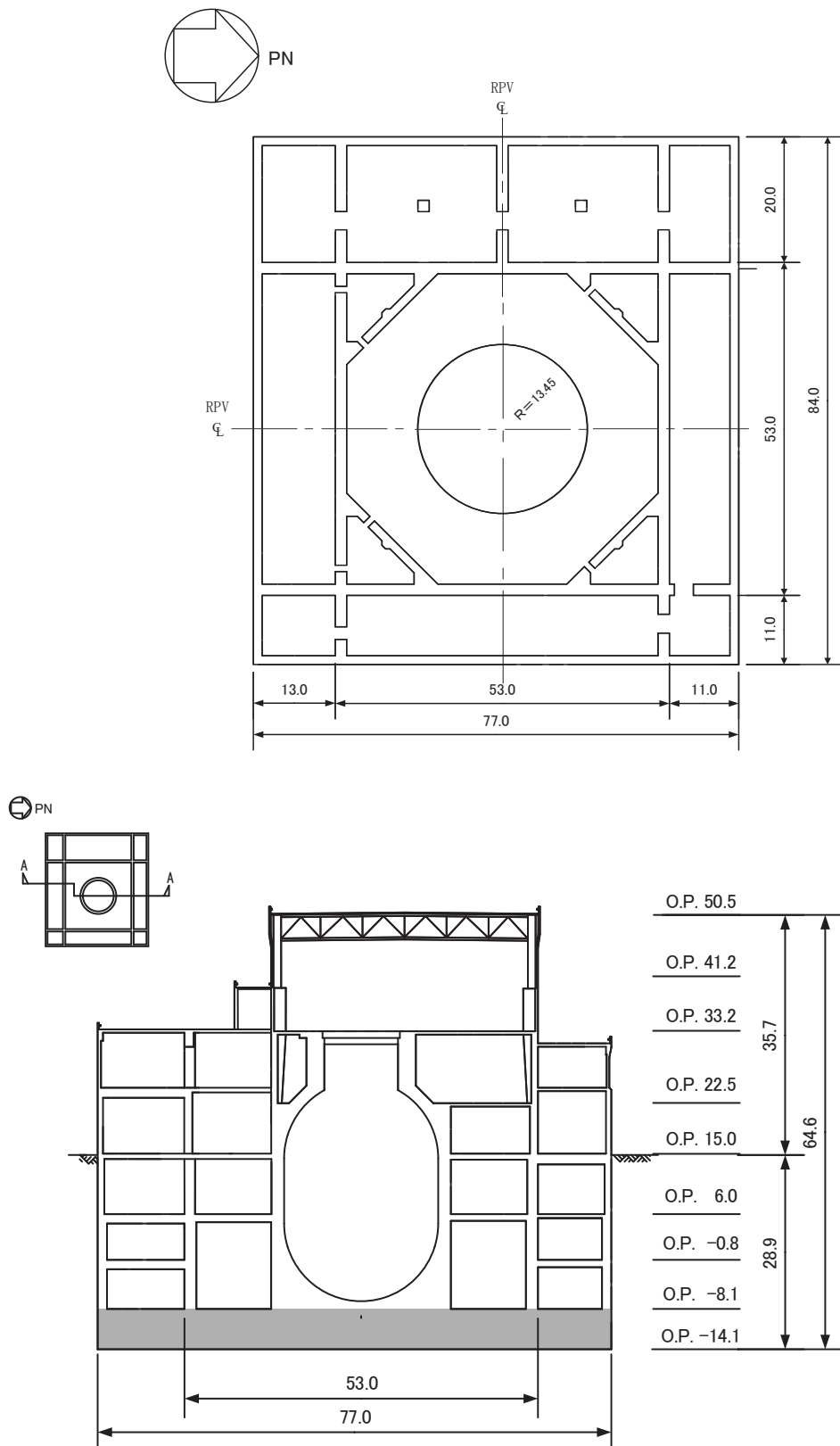
2. 原子炉建屋基礎版の概要

2.1 原子炉建屋基礎版の構造概要

基礎版は厚さ 6.0m の鉄筋コンクリートの平板であり、外部ボックス壁、内部ボックス壁、火打ち壁、シェル壁、RPV ペデスタル等から伝わる上部構造物や機器配管系の荷重を支持する部材である。図 2-1 に基礎版の概要を示す。

2.2 基礎版における地震観測

基礎版上には地震計を複数設置して地震観測を実施しており、3.11 地震等の観測記録が得られている。解析モデルの策定に当たっては、これらの記録の分析結果を考慮する。



(単位:m)

図 2-1 基礎版の概要

3. 弾塑性解析の採用について

3.1 弾塑性解析を採用する目的とその効果

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ため、入力レベルが小さい場合は実現象を精度良く再現することができるが、入力の増大により挙動が塑性域に入るような場合、部材の塑性化により剛性が低下する現象を模擬できない。そのため、実挙動が塑性域に入る場合に弾性解析を用いると、応力を過大に評価する場合やひずみ（変形量）を過小に評価する場合がある。図3-1は入力を応力で与える場合の傾向を示しており、入力する応力が大きくなるに従い、ひずみが過少に評価される傾向を示している。

今回工認では、基準地震動 S_s による入力の増大に伴い、原子炉建屋の鉄筋コンクリート構造全体としての挙動が塑性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。

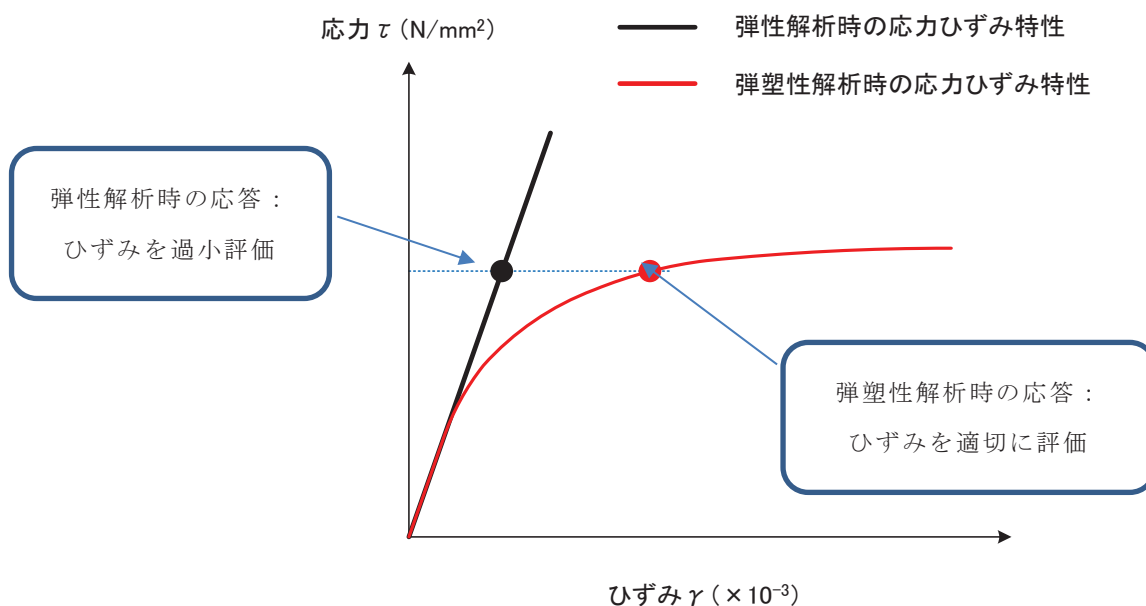


図3-1 弾性解析と弾塑性解析の違い（概念図）

3.2 弾塑性解析を採用するに当たっての解析条件

(1) 材料構成則の妥当性

基礎版の応力解析に弾塑性解析を取り入れることによる利点は、既工認で採用していた弾性解析では表現でき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は、塑性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。

今回工認で採用する材料構成則を図 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・適用性について検討することとする。

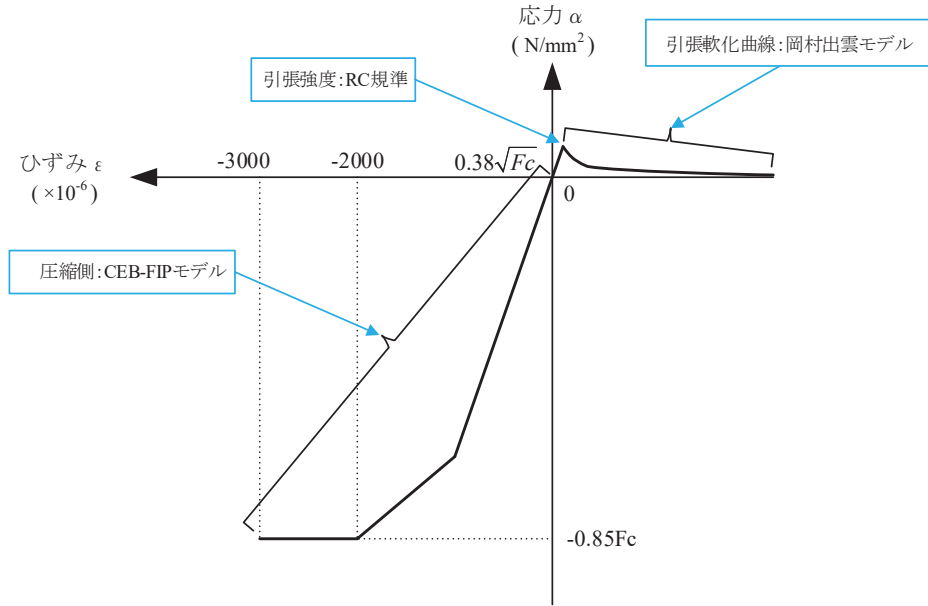
(2) 鉄筋コンクリート構造物の初期剛性低下

3.11 地震に対する原子炉建屋の質点系モデルを用いたシミュレーション解析では、耐震壁の初期剛性を低下させることにより観測記録との整合性が図られており、その傾向を基礎版の弾塑性解析にも適用する。

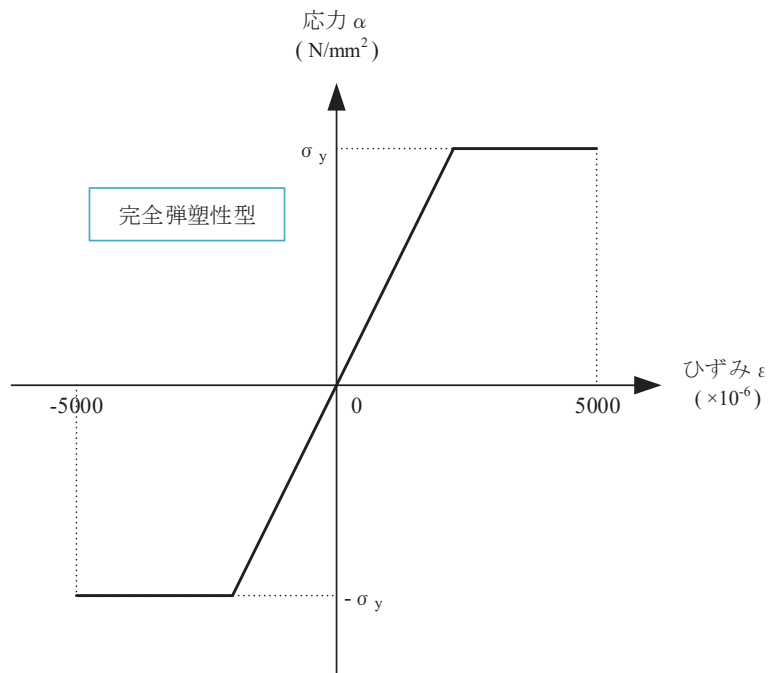
具体的には、以下の解析を実施する。

- ・基礎版の弾塑性解析では、基礎版の剛性を低下させた解析が、低下させない解析と比較し、必ずしもすべてのメッシュが安全側に評価される訳ではないことから、解析としては基礎版の初期剛性を既工認と同様に設計基準強度ベースで評価したケースを基本とし、初期剛性低下を考慮した検討も実施する。
- ・3.11 地震に関する点検・解析結果では、基礎版には地震によるひび割れは発生していないことを踏まえ、既工認と同様に設計基準強度ベースで剛性を評価したケースを基本ケースとし、初期剛性を低下させるケースは不確かさケースとして扱う。
- ・不確かさケースに用いる初期剛性の低下量については、**参考資料 3**に示す基礎版上に設置されている地震観測記録の分析等を踏まえ設定する。材料構成則への反映方法は、コンクリートの材料構成則の初期剛性を低下させることとし、圧縮側も引張側も同じ値で低下させることとする。
- ・壁部分については、質点系モデルの基本ケースにおける耐震壁の初期剛性に整合するよう剛性を補正したものを基本ケースとし、質点系モデルの不確かさケースにおける耐震壁の初期剛性に整合するよう剛性を補正したものを不確かさケースとして扱う。シェル要素についてはコンクリートの材料構成則の初期剛性を低下させることとし、圧縮側も引張側も質点系モデルと整合する値で低下させることとする。はり要素については上部耐震壁の質点系モデルの初期剛性

低下に整合するように補正する。補正の考え方を図 3-3, 図 3-4 に示す。また, 基礎版と耐震壁の剛性の組合せの考え方を別紙 1-1-3 に示す。



(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

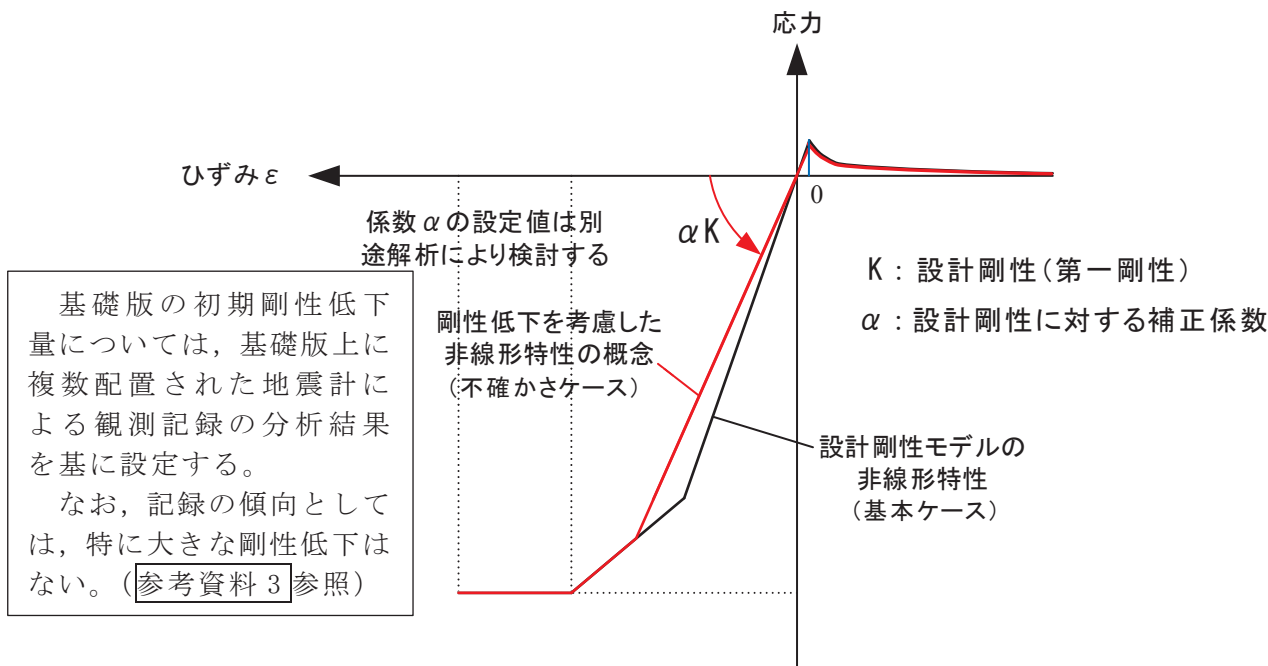
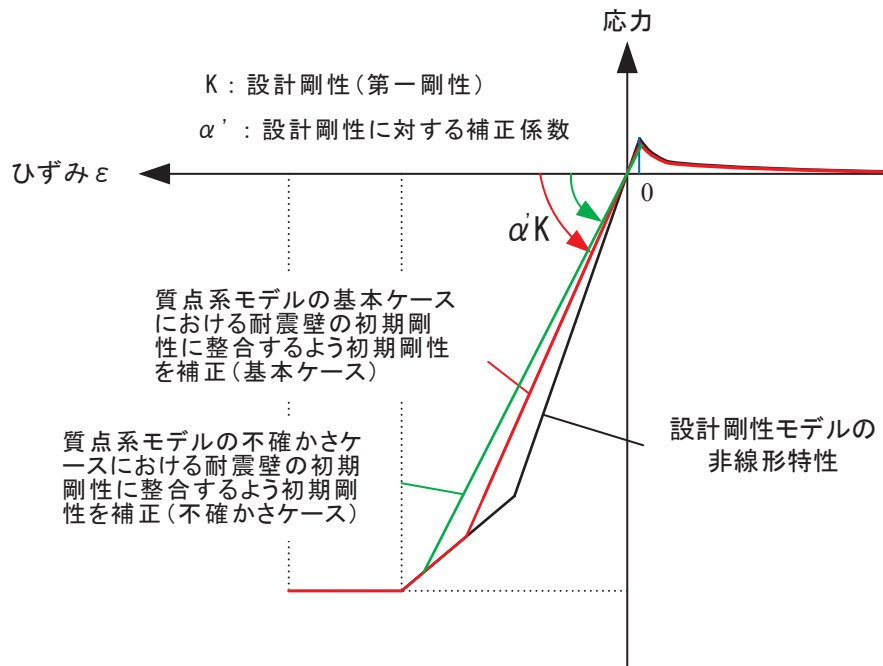
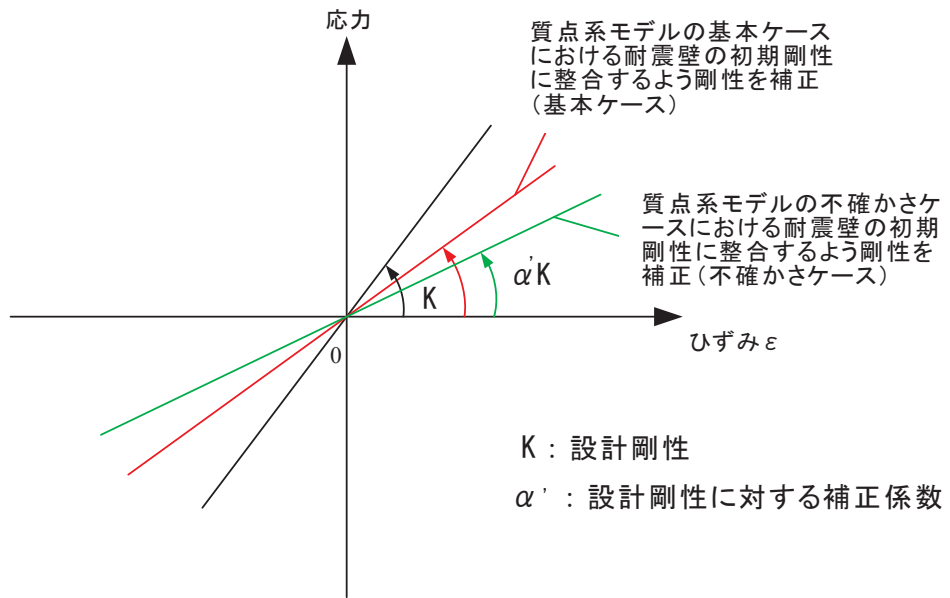


図 3-3 基礎版の剛性低下の考え方



(a) シェル要素



(b) はり要素

図 3-4 耐震壁の剛性低下の考え方

4. 材料構成則の妥当性・適用性について

基礎版の応力解析では、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。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、以下で設定に当たって適用した文献の内容を整理し、その妥当性・適用性を検討する。

4.1 コンクリート（引張側）

コンクリートの引張側の材料構成則のうち、ひび割れが発生するまでのコンクリートの剛性は圧縮側の初期剛性と同様の値とし、引張強度については、RC 規準^[2]における曲げひび割れ時のコンクリート引張強度に関する記載である(4.1)式を参考に、その下限値を設定している。なお、RC 規準は、既工認でも適用実績のある規格規準である。

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

${}_c\sigma_t$: 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、既工認で適用実績がないため、以下で、モデルの概要（モデルが提唱された論文における妥当性検証の内容含む）について整理した上で、既往の検討例を整理することにより基礎版の弾塑性解析への適用性を検討する。

(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、ひび割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、(4.2)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 : ひび割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} : ひび割れ発生時の平均引張ひずみ
- ε_t : ひび割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。また、ひび割れ後のコンクリートの構成則として(5.2)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。

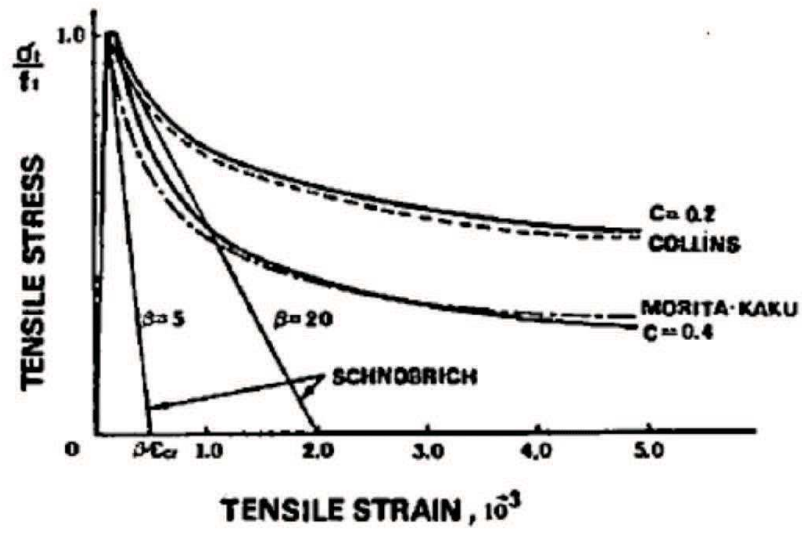


図 4-1 岡村・出雲モデルと他のモデルとの比較 ([3]より引用)

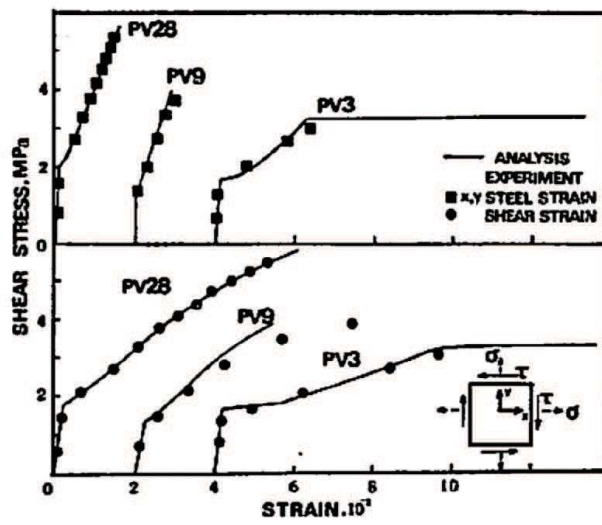


図 4-2 コンクリート引張剛性モデルの検証結果 ([3]より引用)

(2) 解析プログラム「ABAQUS」を用いた検討例

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、基礎版の応力解析でも用いる予定の解析プログラム「ABAQUS」を使用した解析例が示されている。

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

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

梁せん断破壊試験については、既往の文献^[8]に示される試験体を模擬して、試験体中央部に鉛直方向単調荷重を変位制御で載荷する静的漸増非線形解析を実施し、「ABAQUS」で用いる塑性損傷モデルに係るパラメータを検討したものである(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^[9]に示される試験体を模擬し、荷重積載部に鉛直方向単位荷重を変位制御で載荷する静的漸増非線形解析を実施し、「ABAQUS」で用いる塑性損傷モデルに係るパラメータを検討したものである(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。

また、弾塑性解析による既往の検討^{[10][11]}では、基礎版をシェル要素でモデル化した場合の面外せん断変形時の応力分布性状に関する比較検討を行っており、AIJ指針、道路橋示方書、鉄道構造物等設計標準、Eurocodeに記述されている柱・梁部材の塑性ヒンジ領域の長さや部材せいとの関係におおむね整合する解析結果が得られることを示している(図4-5)。

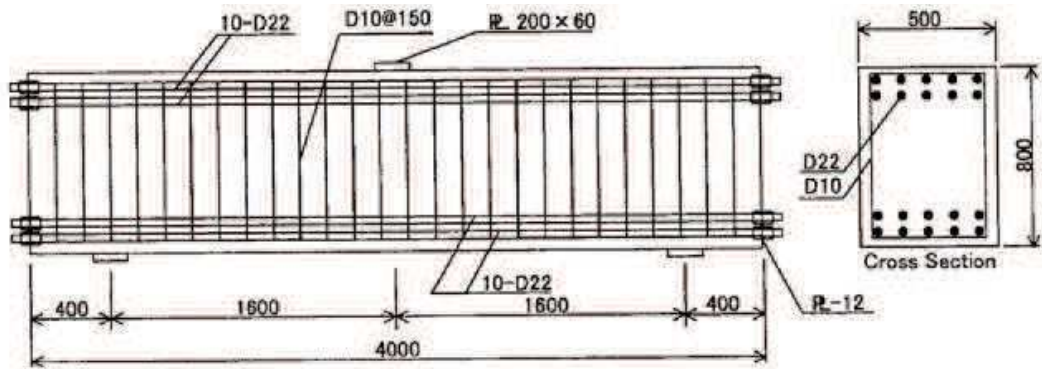


図-4.3.9 試験体諸元 (単位: mm)

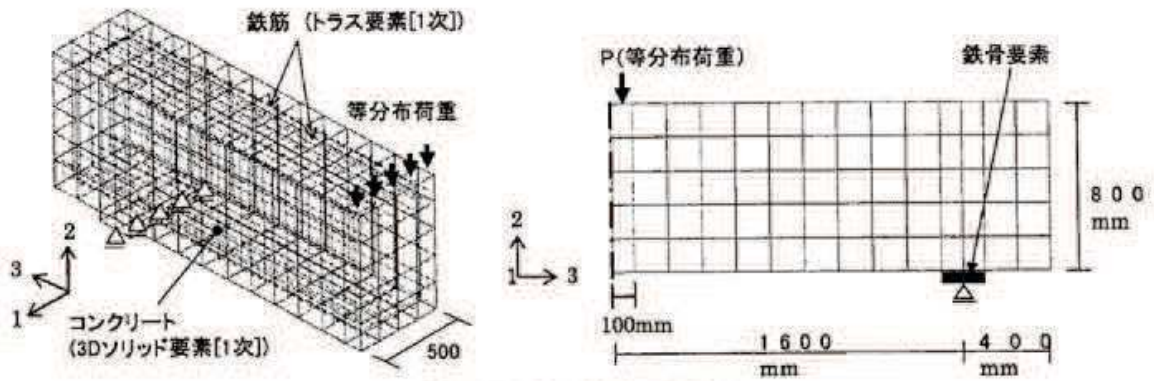


図-4.3.10 解析モデル

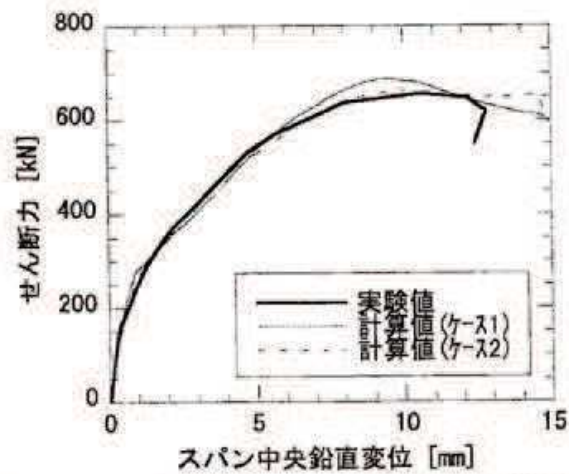


図-4.3.11 セン断力ースパン中央鉛直変位関係

図 4-3 梁せん断破壊試験に基づく検証結果 ([7]より引用)

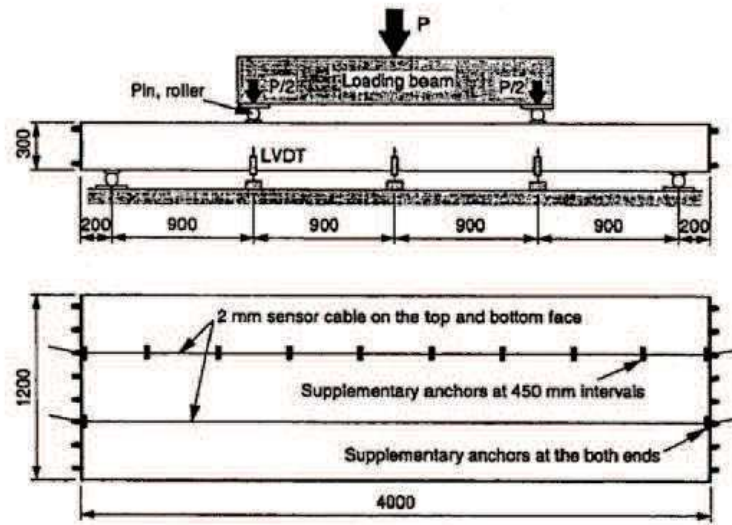


図-4.3.12 試験体諸元

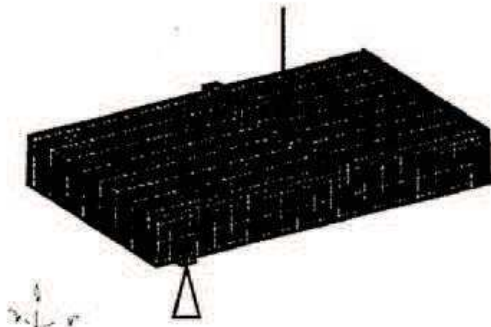


図-4.3.13 解析モデル

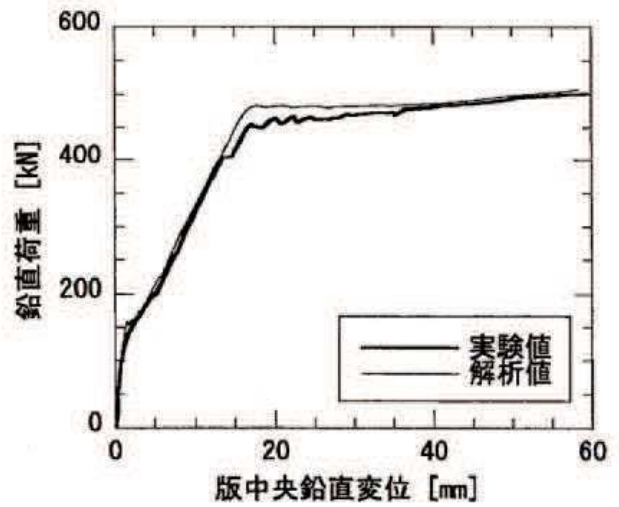


図-4.3.14 鉛直荷重—版中央鉛直変位関係

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)

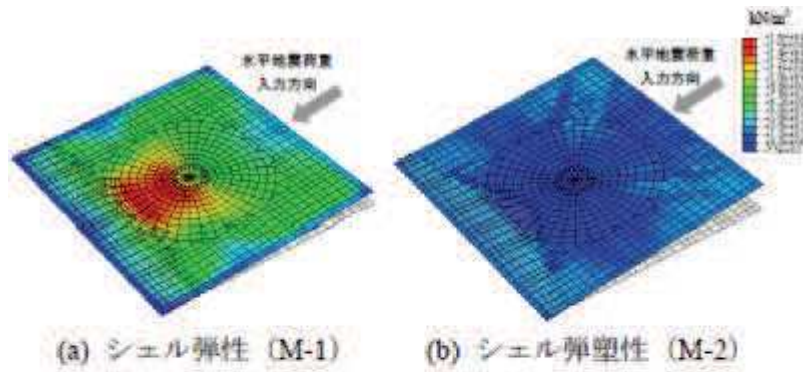


図-5 基礎スラブコンクリート部の最大主応力分布

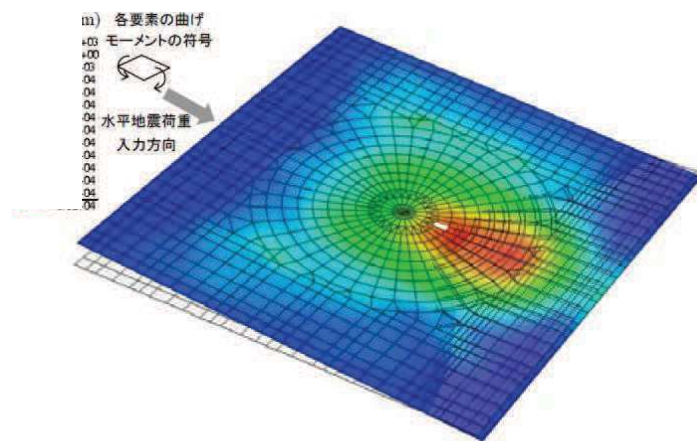


図-3 弾塑性解析 (M-2) による曲げモーメント分布

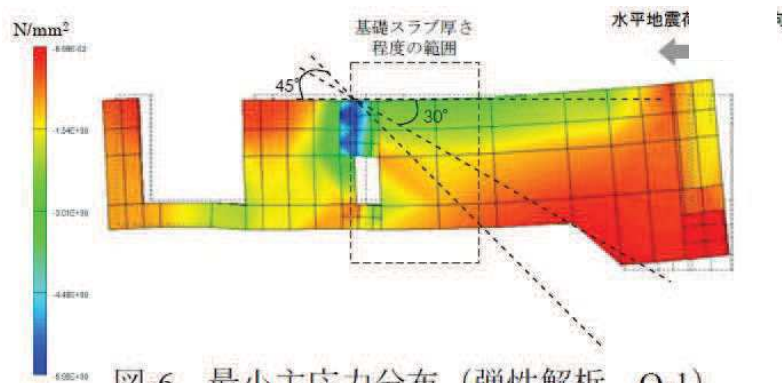


図 4-5 弾塑性解析による既往の検討例
([10], [11]より引用)

(3) 岡村・出雲モデルの基礎版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から、3次元 FEM モデルによる弾塑性解析を実施する際のコンクリート（引張側）の構成則（引張軟化曲線）として、採用することは妥当であると考えられる。

4.2 コンクリート (圧縮側)

コンクリートの圧縮応力度とひずみの関係は、CCV 規格の図 CVE3511.2-1 を参考にし
た上で、パラボラ型の応力ひずみ曲線を想定するに当たって標準的な CEB-FIP Model
Code^[1]に基づき設定している。

CEB-FIP Model Code におけるコンクリート (圧縮側) の構成則は以下の(4.3)式によ
り規定されている。なお、(4.3)式に基づく場合、女川2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 であるため基礎版の応力解析で用いるのは 0.003 までの範囲内とす
る。

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

ここで $\varepsilon_{cl} = 0.002$

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

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

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

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。このことから、図 3-2(b) に示した鉄筋の非線形特性を採用する
ことは妥当であると考えられる。

5. 既往研究に基づく弾塑性解析の妥当性・適用性

(1) 基礎版の応力解析における適用要素の規基準類上の扱い

「原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1987 (社) 日本電気協会」の「5.3.2 応力解析」には、「格納施設の基礎マット等の厚いコンクリート構造の FEM 解析のモデル化については、基礎の幾何学的形状、上部構造及び基礎の解析モデル作成上の整合性を考慮して適切な要素を選択しなければならない。一般的に、原子炉建屋の基礎マットのようにマット厚の厚い部位の 3 次元 FEM 解析にはソリッド要素、又は面外せん断を考慮した平板要素を採用するのが良い。」と記載されている。ここで、面外せん断を考慮した平板要素とは、今回適用するシェル要素に該当する。

「原子炉施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2005 (社) 日本建築学会」の「8 条 構造解析の基本事項」の解説には、「基礎スラブは荷重状態が複雑なため、弾性地盤に支持された板として FEM でモデル化する場合が多い。要素としてはシェル要素またはソリッド要素が用いられる。」とされており、また、「11 条 基礎スラブ」の解説には、「原子炉建屋の基礎スラブの解析モデルは図 11.1 に示すように基礎スラブの形状に応じて、シェル要素やソリッド要素によりモデル化する。また、ボックス壁やボックス壁に接合する上層の床スラブによる全体変形の拘束効果を適切に反映する。」として、シェル要素を用いた基礎版のモデル化例 (図 5-1) が記載されている。

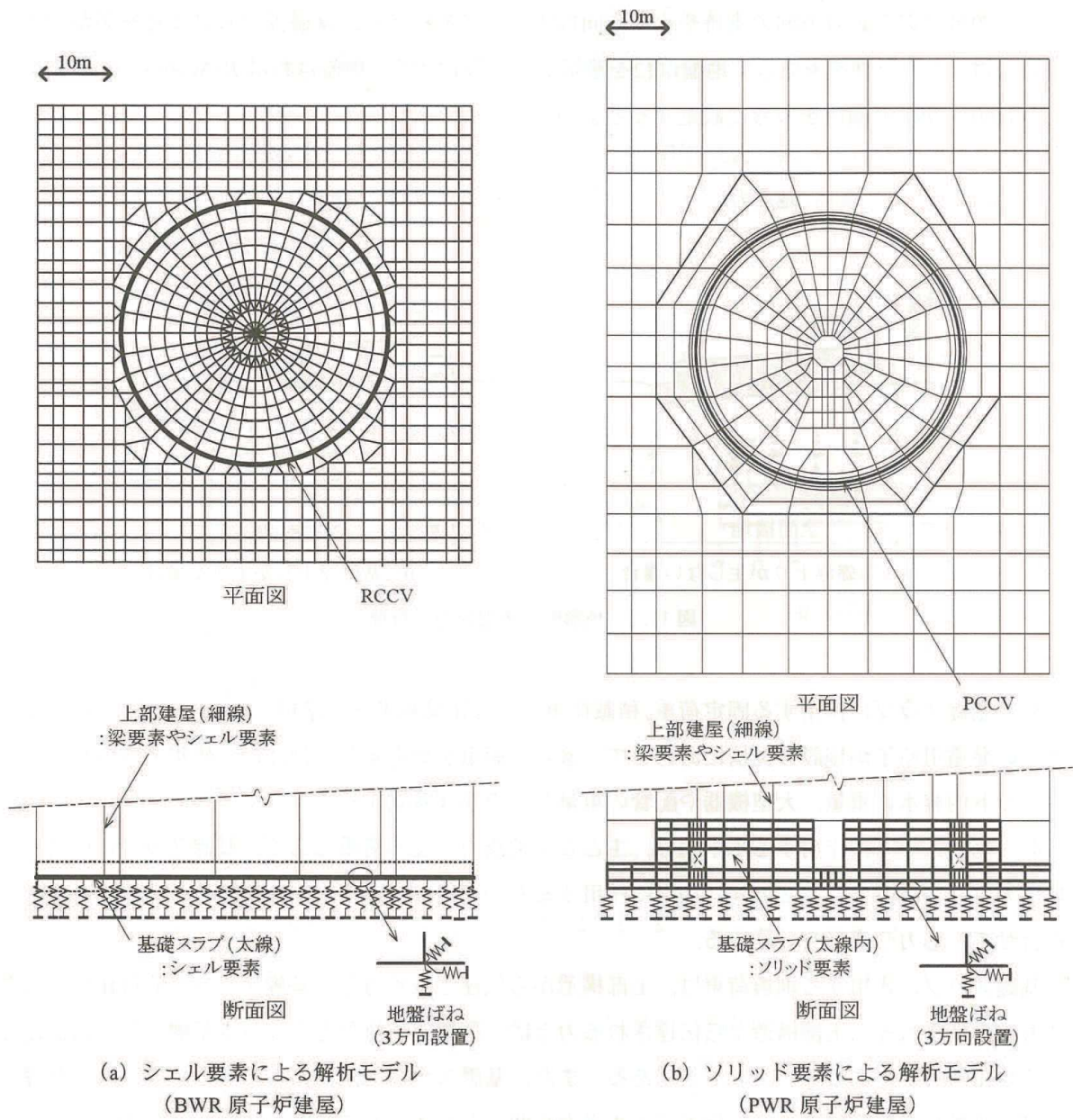


図 5-1 FEM による解析モデルの例 (文献 [12] より引用)

(2) 弾塑性解析を用いた解析的検討

小柳他が実施した「原子炉建屋基礎スラブの合理的応力評価方法に関する解析的検討」^{[10] [11]}においては、基礎版をシェル要素でモデル化した場合とソリッド要素でモデル化した場合の弾性解析及び弾塑性解析を実施し、曲げモーメント及びせん断力の応力性状について比較検討することにより、合理的な応力評価法について検討している。

検討に当たっては、曲げモーメントについては、厚さ 5.5m 程度の基礎版を対象に積層シェル要素を、面外せん断力に対しては厚さ 8m 程度の基礎版を対象にソリッド要素をそれぞれ用いて検討を実施している。解析結果の概要を図 5-2 及び図 5-3 に示す。

図 5-2 に示したシェル要素によるモデルでは、弾塑性解析結果の各要素の曲げモーメントと弾性解析結果の曲げモーメントの比率の分析から、これらの比率が一定とみなせる範囲を評価している。この結果、基礎版程度の厚さの範囲では応力比率がほぼ一定であり、弾塑性モデルにおいてコンクリートのひび割れ等により応力が平均化されていると評価している。また、この結果は既往知見に基づく柱・梁接合部の塑性ヒンジ領域と同等であるとしている。

図 5-3 に示したソリッド要素によるモデルの場合は、基礎版の断面内の応力分布から圧縮ストラット角度を 30~45° と評価し、柱・梁部材に関する既往知見とおおむね対応することを示している。圧縮ストラット角度から面外せん断力に関する平均化応力の範囲を基礎版厚さの 0.8 倍~1.4 倍、平均的には 1.0 倍程度と想定できると評価している。また、この結果は実験等による既往知見ともおおむね対応しているとしている。

本文献は、塑性化が生じる応力レベルの基礎版の部位についての合理的な応力評価法について検討した文献であり、検討の過程において厚さ 5.5m 程度の基礎版の曲げモーメントに対してはシェル要素の弾性解析及び弾塑性解析を、厚さ 8m 程度の基礎版の面外せん断力に対してはソリッド要素を用いて検討を実施している。これらより、曲げモーメントに関しては、弾性解析結果と弾塑性解析結果の比較により平均化応力の範囲を検討し、既往知見の塑性ヒンジ領域と同等であることが確認された。また、検討に用いているモデルは違うものの、シェル要素とソリッド要素を用いた検討では同程度の平均化応力の範囲を示していることが確認された。

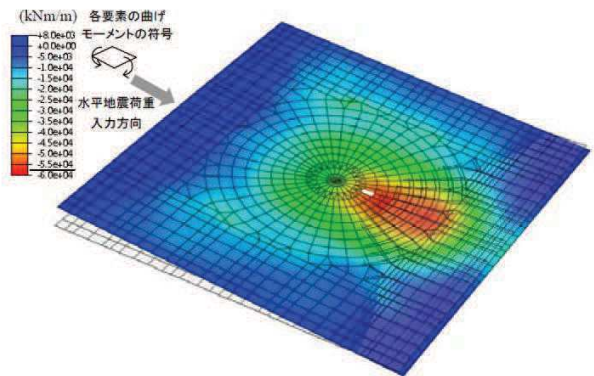


図-3 弾塑性解析 (M-2) による曲げモーメント分布

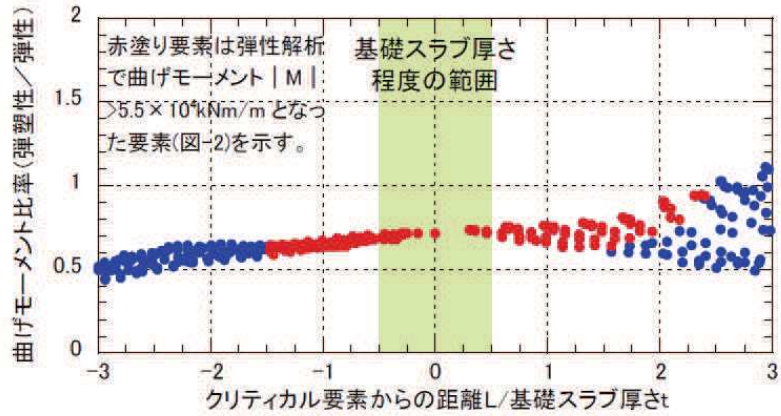


図-4 白塗り要素中心からの距離と曲げモーメント比率

図 5-2 シェル要素を用いた基礎版の弾塑性解析結果の概要 (文献 [11] より引用)

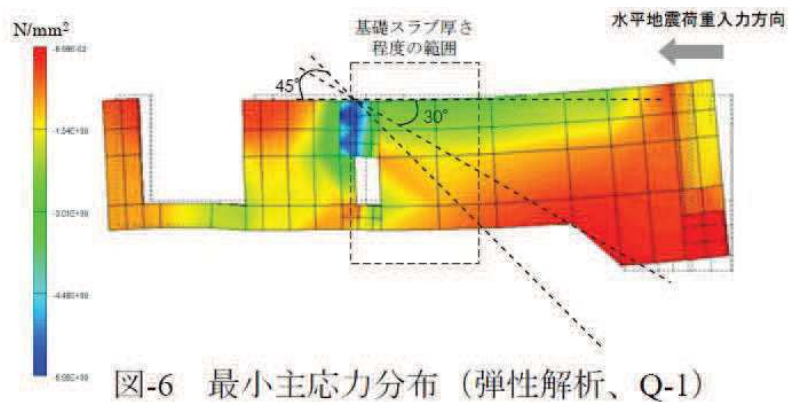


図-6 最小主応力分布 (弾性解析、Q-1)

図 5-3 ソリッド要素を用いた基礎版の弾塑性解析結果の概要 (文献 [11] より引用)

(3) ソリッド要素とはり要素及びシェル要素の比較検討

山田が実施した「FEMにおける構造モデリング—ソリッド要素と構造要素（はり，シェル）の選択—」^[13]においては、「コンピュータ性能の飛躍的な進歩により，非常に大規模な連続体の数値シミュレーションが可能となっている現状では，はり要素やシェル要素によってモデル化されてきた対象を，連続体としてソリッド要素によってモデル化し，大規模問題として複雑な構造物の応力解析を行うことが可能となっている。しかしながら，工学的観点で計算の精度や効率を考えたとき，すべてをソリッド要素でモデル化することは必ずしも適切ではない」との観点に基づき，モデル化の選択について考察を加えている。本文献では，はり要素やシェル要素の構造要素とソリッド要素とした場合について，片持ちはりを対象とした解析を行い，たわみの理論値との比較から要素選定に関する検討を行っている。

表 5-1 及び図 5-4 は，せん断変形の影響が表れる問題として，片持ちはりの長さが比較的短い場合の結果であり，たわみの数値をソリッド要素（双 1 次四辺形要素）とティモシェンコはり要素で比較したものである。表中の値は，ソリッド要素を用いた詳細な分割（1000×2000）による結果を参照解として正規化したものである。局所的な応力集中がなく曲げとほぼ一樣なせん断変形が支配的な状況においては，はり要素が適用可能であること，また，ある程度詳細な要素分割を行うことで，ソリッド要素についても適用可能であることが分かる。「以上では，はりにより議論を進めてきたが，シェル要素についても基本的には同様である」とされている。

なお，基礎版に支配的な地震時においては，ほぼ同様な応力状態にあると考えられる。

本論文では，はり，シェルの構造要素について，「一般に構造要素が適用可能な場合には，連続体としてソリッド要素によりモデル化するよりも効率的で精度の高いシミュレーションが可能となる」としている。

表 5-1 梁モデルを用いたソリッド要素とはり要素の解析結果の概要
(文献 [13] より引用)

表 3 短い片持ちはりに対するたわみ

L	双 1 次四辺形要素			ティモシェンコ はり要素	
	分割	変位型	改良型	分割	1 次要素
3	3×2	0.697	0.952	5	0.995
	6×4	0.898	0.984	10	1.002
	12×8	0.971	0.995	20	1.004
5	5×2	0.703	0.978	5	0.993
	10×4	0.902	0.992	10	1.000
	20×8	0.973	0.997	20	1.002

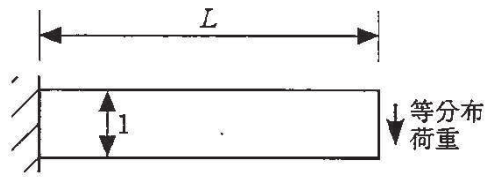


図7 一定断面片持ちはりの問題

図5-4 梁モデルを用いたソリッド要素とはり要素の解析検討モデル概要図
(文献 [13] より引用)

(4)まとめ

既往研究に基づき、弾塑性解析の妥当性・適用性についての検討を行った結果、シェル要素を用いた基礎版の応力解析については規基準類上採用できること、また既往文献における適用実績があることを確認した。

以上より、原子炉建屋の基礎版の応力解析において、シェル要素を用いた弾塑性解析による手法を採用することは妥当であると考えられる。

また、シェル要素を用いた応力解析の検証の観点から、面外せん断応力が大きい場合には、代表ケースを選定してソリッド要素で基礎版をモデル化した解析を行い、モデル化手法による比較を行うこととする。

6. まとめ

基礎版の応力解析で採用した解析モデルについて、既工認との手法の差異を整理した。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）について、適用文献の内容を整理し、その妥当性・適用性を確認した。また、原子炉建屋で確認されている初期剛性低下について、材料構成則への反映方法を確認した。

以上より、今回採用した応力解析モデルの妥当性を確認した。

<参考文献>

- [1] Comite Euro-International du Beton : CEB-FIP MODEL CODE 1990 (DESIGN CODE), 1993
- [2] 日本建築学会 : 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説-許容応力度設計法-1999, 1999年
- [3] 出雲, 島, 岡村 : 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学, Vol.25, No.9.1987.9
- [4] M.P.Collins, F.J. Vecchio: The response of reinforced concrete to in-plane shear and normal stresses, University of Toronto, March 1982
- [5] 森田司郎・角徹三 : 鉄筋コンクリート部材の引張試験による付着効果の研究, セメント技術年報, Vol.18, pp.426-430, 昭39
- [6] 山田一字・青柳征夫 : ひび割れ面におけるせん断伝達, 第2回 鉄筋コンクリート構造物のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, pp.19-26, 1983.10
- [7] 日本建築学会 : コンクリート系構造の部材解析モデルと設計への応用, 2008年
- [8] Saito,H et al. : Ultimate strength of reinforced concrete members subjected to transient high temperature distribution, Transactions of the 12th international conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT), Volume H, pp.31-36, Aug. 1993
- [9] Kumagai,H. et al. :Fiber optic distributed sensor for concrete structures,Proceeding of the 1st fib Congress, Session 15, pp.179-184,2002
- [10] 小柳他 : 原子炉建屋基礎スラブの合理的応力評価方法に関する解析的検討 (その1) 基礎スラブの試解析, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.1039-1040, 2009
- [11] 小林他 : 原子炉建屋基礎スラブの合理的応力評価方法に関する解析的検討 (その2) 合理的応力評価法 (案), 日本建築学会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.1041-1042, 2009
- [12] 日本建築学会 : 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2005年
- [13] 山田貴博 : FEMにおける構造モデリング—ソリッド要素と構造要素 (はり, シェル) の選択—, 精密工学会誌 Vol. 77, No. 9, 2011

別紙 1-1-1 許容限界設定の考え方について

CCV 規格等におけるコンクリート及び鉄筋のひずみ、面外せん断力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 規格においてコンクリートのひずみの許容値としては、 $0.003(3000\mu)$ が採用されている。

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

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

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

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

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

3. 鉄筋コンクリートの面外せん断力

面外せん断力の許容値は、短期許容応力度を基本とする。

別紙 1-1-2 シェル壁内部の構造物から基礎版に伝達される荷重等の
考え方について

1. はじめに

原子炉建屋基礎版の応力解析において、シェル壁内部の構造物に関するモデル化、及び基礎版へ伝達する荷重の考え方を以下に示す。

2. 基礎版モデルの考え方

基礎版の解析モデルでは、基礎版は一律 6m の厚さとしてモデル化しており、原子炉本体他 PCV 内機器や PCV 底部コンクリート、PCV 下部コンクリートの剛性についてはモデル化上は考慮せず、これらの常時荷重、地震時の慣性力は考慮している。これは既工認と同様の考え方である。

3. 基礎版へ伝達する荷重の考え方

(1) 鉛直荷重の考え方

シェル壁内部の鉛直荷重については、基礎に作用する荷重を当該作用位置に応じて入力する。シェル壁から作用する鉛直荷重については、当該壁位置に入力している。原子炉本体他 PCV 内機器、PCV 底部コンクリート、PCV 下部コンクリートの自重および鉛直地震荷重（質点系モデルによる応答結果に基づき設定）は、基礎版に直接作用する荷重として入力しており、図 3-1 に鉛直荷重の考え方を示す。また、シェル壁内部以外の荷重についても考え方は同様である。

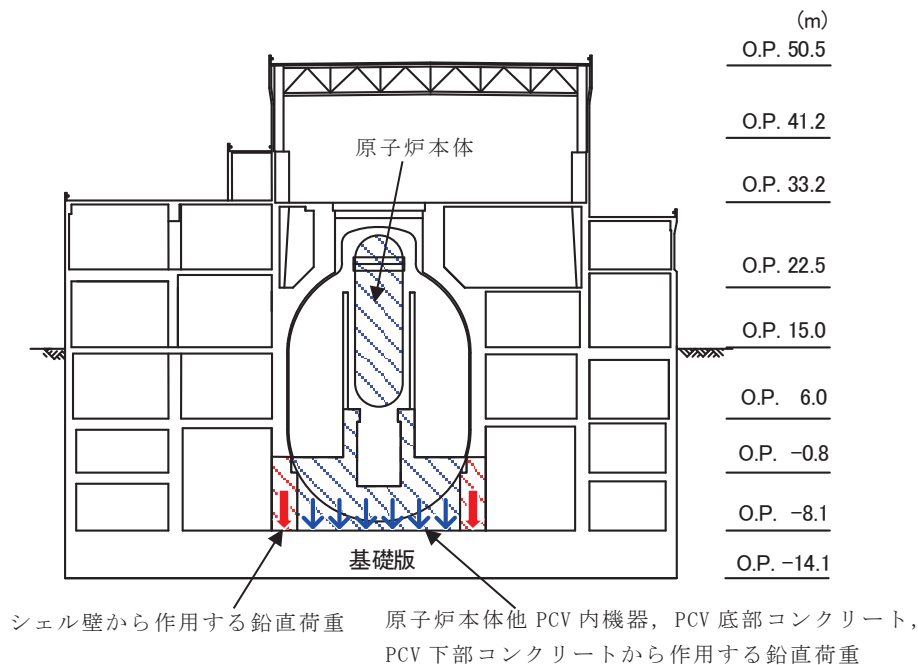


図 3-1 シェル壁内部の鉛直荷重の考え方

具体的な鉛直地震荷重の設定方法は次のとおり。

① 壁から作用する鉛直地震荷重

壁から作用する鉛直地震荷重は、基礎版の解析モデルにおいて当該部分が支える重量（原子炉本体他 PCV 内機器、PCV 底部コンクリート、PCV 下部コンクリートは含まない）に係数を乗じて算定する。算定に用いる係数は、一軸の質点系モデルによる鉛直方向の地震応答解析より算定される基礎版直上の軸力を、質点系モデルにおいて当該部分が支える重量で除して求める。ここで、鉛直方向の質点系モデルの質点重量は水平方向の質点系モデルの質点重量と整合した値としている。

② 基礎版に直接作用する鉛直地震荷重

基礎版に直接作用する鉛直地震荷重は、質点系モデルによる鉛直方向の地震応答解析より算定される基礎底面地盤ばねの軸力から、壁から作用する鉛直地震荷重を差し引いた値を、基礎版各部に直接作用する重量（原子炉本体他 PCV 内機器、PCV 底部コンクリート、PCV 下部コンクリートの他、基礎版の自重を含む）に応じて分配する。すなわち、基礎版の解析モデルにおける鉛直方向地盤ばねの反力の総和と、質点系モデルの基礎底面ばねの軸力が等価になるように設定する。図 3-2 に基礎版に直接作用する鉛直地震荷重の算定の考え方を示す。

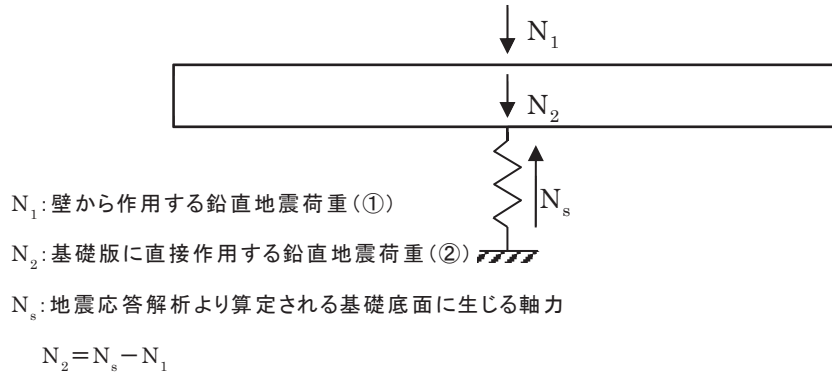


図 3-2 基礎版に直接作用する鉛直地震荷重の算定の考え方

(2) 水平荷重の考え方

シェル壁内部の水平荷重については、質点系モデルによる地震応答解析結果より得られるシェル壁脚部のせん断力、曲げモーメントを用い、基礎上端(O.P. -8.1m)と基礎版のモデル化位置である基礎版中心(O.P. -11.1m)との離間距離により付加される曲げモーメント分についても考慮のうえ、シェル壁の内側に入力する。

質点系モデルでは、原子炉本体他 PCV 内機器、PCV 底部コンクリート、PCV 下部コンクリートの重量は、シェル壁軸の質点重量に集約している。重量を算入する質点レベルは、RPV スタビライザや原子炉本体基礎脚部の位置を考慮して、図 3-3 に示すように算入している。

このため、シェル壁内部の構造物に作用する水平地震時慣性力は、原子炉建屋地震応答解析により得られるシェル壁軸の応答（せん断力、曲げモーメント）に含まれ、曲げモーメントは各重量算入質点の高さを考慮した値として得られる。

曲げモーメントの補正方法を図 3-4 に、シェル壁から伝達する水平地震荷重の基礎版解析における入力イメージを図 3-5 に示す。また、シェル壁内部以外の荷重についても考え方は同様である。

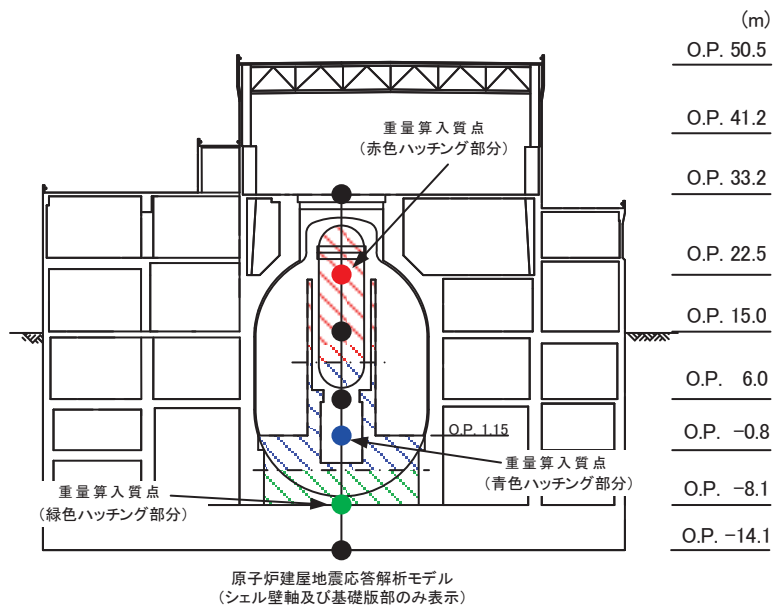


図 3-3 原子炉本体他 PCV 内機器、PCV 底部コンクリート、PCV 下部コンクリートの重量算入質点の考え方

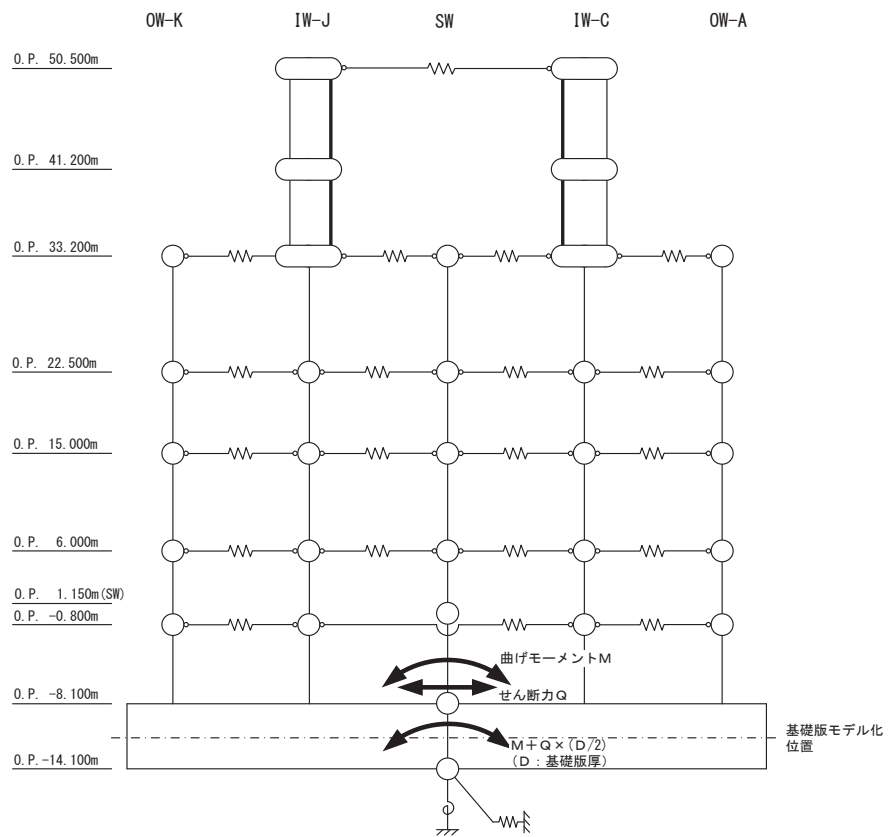


図 3-4 基礎版の解析モデルに用いる曲げモーメントの補正方法

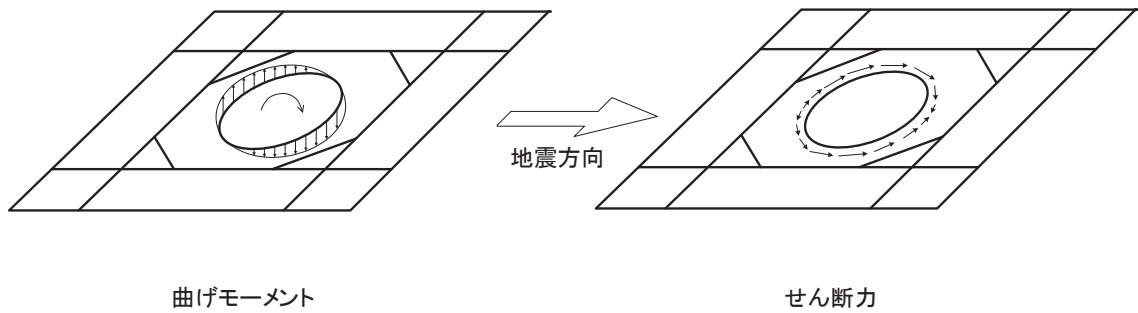


図 3-5 シェル壁から伝達する水平地震荷重の基礎版の解析モデルにおける入力イメージ

別紙 1-1-3 基礎版と耐震壁の剛性の組合せの考え方について

基礎版の評価を主体として考えた場合、定性的には基礎版の剛性が低くかつ耐震壁の剛性が低い場合が基礎版の変形が大きく評価される。従って基礎版の評価を主体とする検討においては、基礎版の剛性低下を考慮する不確かさケースと組み合わせる耐震壁の剛性は、質点系モデルの不確かさケースに合わせ低下させた値を採用する。

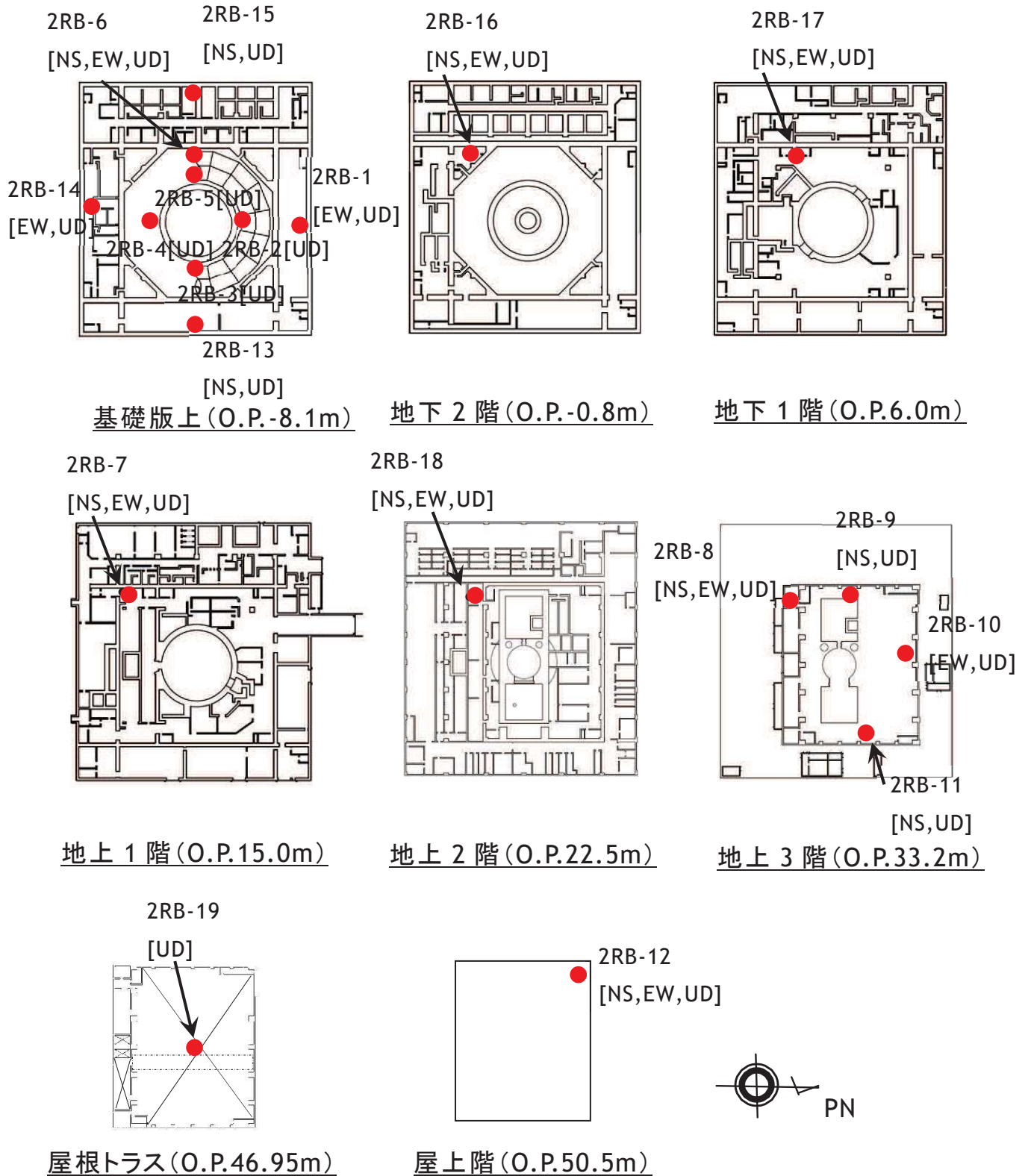
耐震壁の評価を主体として考えた場合、定性的には基礎版の剛性が低くかつ耐震壁の剛性が高い方が、耐震壁が負担する応力は大きく評価される。しかし、剛性低下の傾向は耐震壁は顕著であるものの基礎版は小さいもしくは認めにくいこと、また、もともと耐震壁の設計は保守性を有していることから、耐震壁の評価を主体とする検討においては、基礎版の剛性としては設計剛性を採用する基本ケースを用い、それと組み合わせる耐震壁の剛性は、質点系モデルの基本ケースに合わせ低下させた値を採用する。検討の結果、耐震壁の拘束効果が耐震壁の評価に及ぼす影響が大きい場合は、基礎版の剛性を低下させたケースとの組み合わせについても検討する。

表 1 基礎版と耐震壁の剛性の組合せの考え方

		耐震壁	
		【基本ケース】 質点系モデルの基本ケースにおける耐震壁の初期剛性に整合	【不確かさケース】 質点系モデルの不確かさケースにおける耐震壁の初期剛性に整合
基礎版	【基本ケース】 設計基準強度による剛性	○	—
	【不確かさケース】 地震観測記録の分析等を踏まえ初期剛性を低下	— *1	○

*1 検討の結果、耐震壁の拘束効果が耐震壁の評価に及ぼす影響が大きい場合は、基礎版の剛性を低下させたケースとの組み合わせについても検討する。

原子炉建屋 地震計配置



地震観測記録に基づく基礎版の剛性低下に係る検討

1. はじめに

基礎版の応力解析モデルについては、既工認と同様に設計基準強度ベースで剛性を評価したケースを基本ケースとし、更に初期剛性を低下させるケースは不確かさケースとして扱う方針としている。不確かさケースに用いる初期剛性の低下量については、基礎版上に設置されている地震観測記録の分析を踏まえ設定する方針としており、ここではその検討結果を示す。

2. 検討方法

基礎版上には鉛直方向の地震動を観測する地震計が NS 方向、EW 方向に各 4 箇所配置されており、3.11 地震を含めた複数地震に対して、鉛直方向の平均変位に対する相対変位量と、基礎版に作用した地震力の大きさの相関性について、以下の手順にて検討する。

検討方法の概念図を図 2-1 に、地震観測位置を図 2-2 に示す。

- ① 鉛直方向の加速度記録を積分して変位波形を算定する。
- ② 直線上に並ぶ 4 点の変位波形から平均変位波形を時刻歴上で算定する。
- ③ 平均変位波形と各観測点の変位波形の差分の最大値（絶対値）を算定する。
- ④ 算定した各観測点の変位差分の最大値と建屋への入力地震動の大きさ（例えば質点系モデルを用いたシミュレーション解析より算定されるベースシャー係数（最下層の層せん断力係数））の関係をプロットする。
- ⑤ プロットしたベースシャー係数と鉛直変位の関係より基礎版の剛性を分析する。
（おおむね比例関係であれば、特に大きな剛性低下はないと考えられる。）

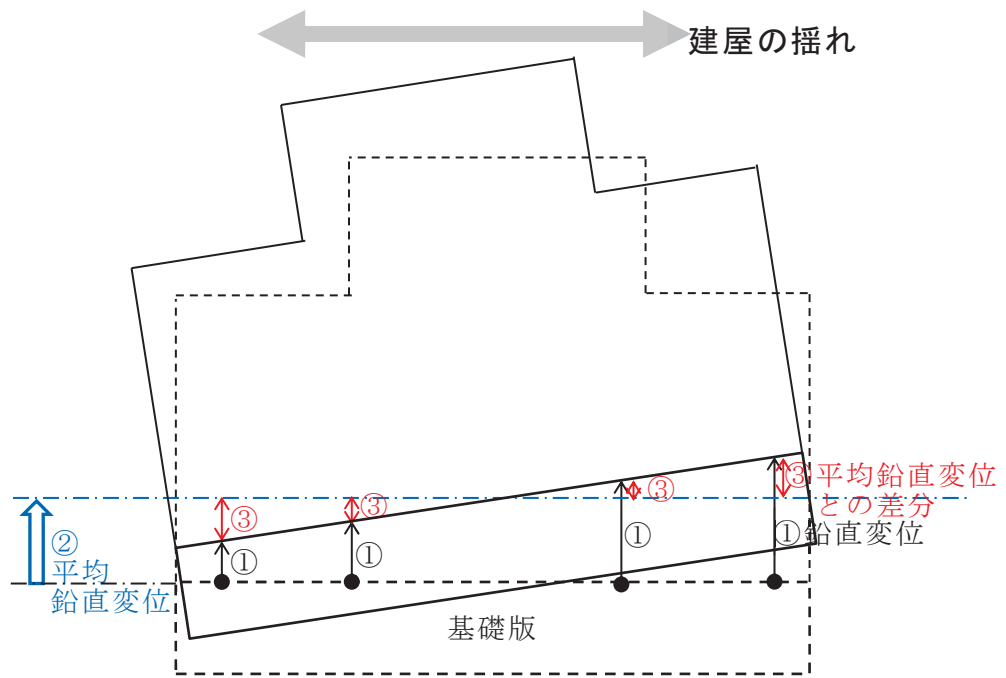
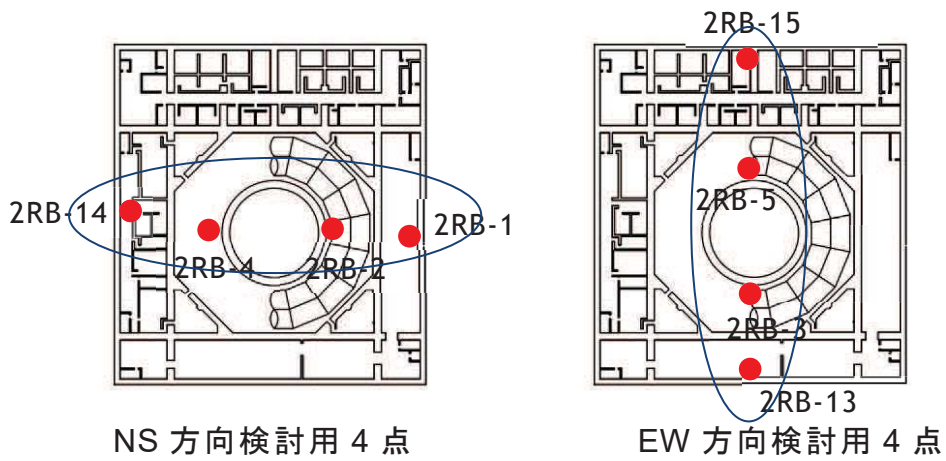


図 2-1 検討方法の概念図



基礎版上 (O.P.-8.1m)

図 2-2 地震観測位置 (原子炉建屋基礎版, 鉛直方向)

3. 検討結果

表 3-1 に示す過去の代表地震について、前述の方法により算定した鉛直変位とベースシャー係数の関係を図 3-1 に示す。また、3.11 地震前後の中小地震に対する検討結果を図 3-2 に示す。

ここで、過去の代表地震は、比較的大きな地震観測記録として、基礎版上の最大加速度を更新した地震を選定した。3.11 地震前後の検討においては、M5 以上かつ基礎版上で 20cm/s^2 以上の観測記録を条件に、3.11 地震前については 2005 年 8 月 16 日宮城県沖の地震以降の 7 地震を選定し、3.11 地震後については、4.7 地震以降の発生順に 7 地震を選定した。

検討の結果、代表地震の比較では鉛直変位とベースシャー係数の関係が比例関係となっており、3.11 地震前後の比較でも大きな傾向の違いは認められなかったため、基礎版部分の剛性低下は考慮しない方針とする。

表 3-1 過去の代表地震

No.	日時	検討用地震	ベースシャー係数	
			NS 方向	EW 方向
1	1994/10/4 22:22	北海道東方沖の地震	0.03	0.02
2	1996/2/17 0:22	福島県沖の地震	0.06	0.05
3	2003/5/26 18:24	宮城県沖の地震	0.21	0.20
4	2005/8/16 11:46	宮城県沖の地震	0.36	0.20
5	2011/3/11 14:46	東北地方太平洋沖地震	0.63	0.74

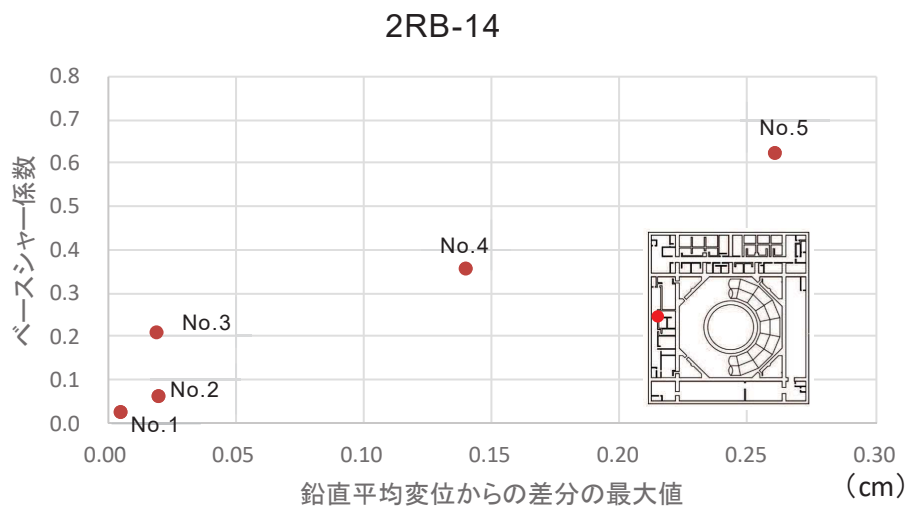
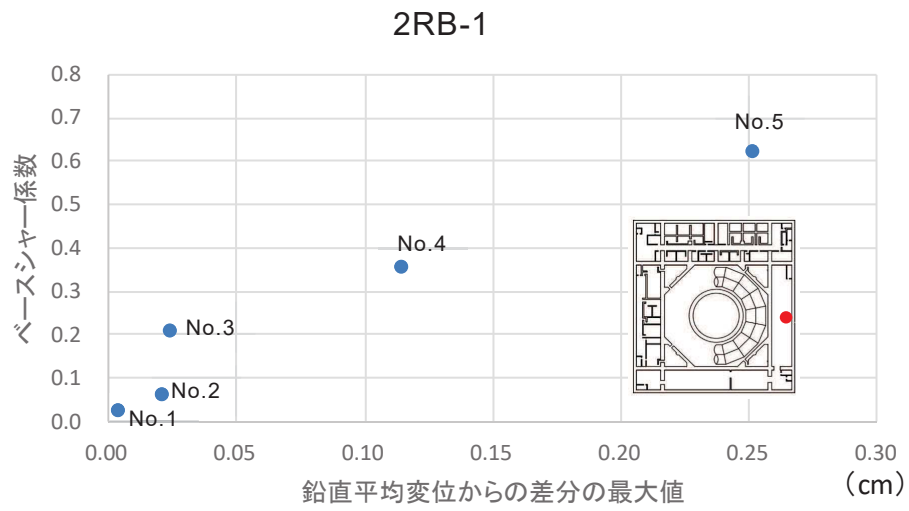


図 3-1 (1) ベースシャー係数と鉛直変位の比較 (NS 方向) (代表地震) (1)

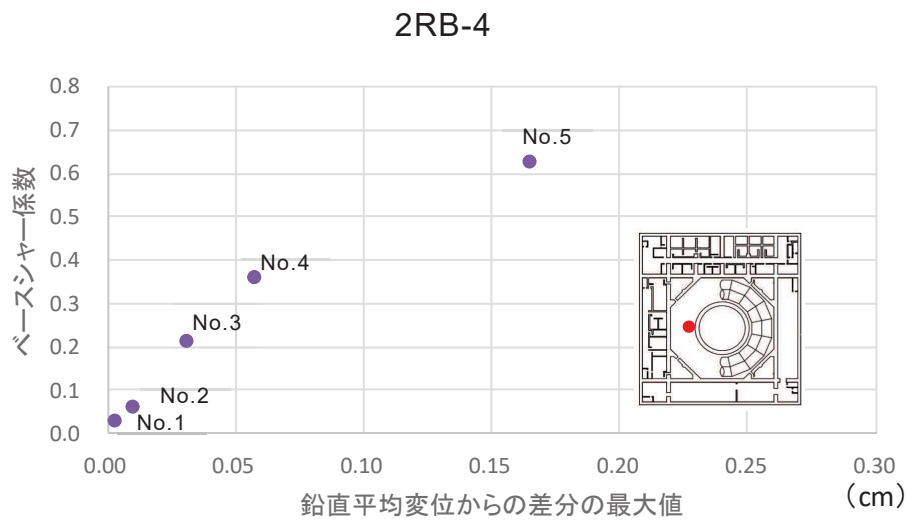
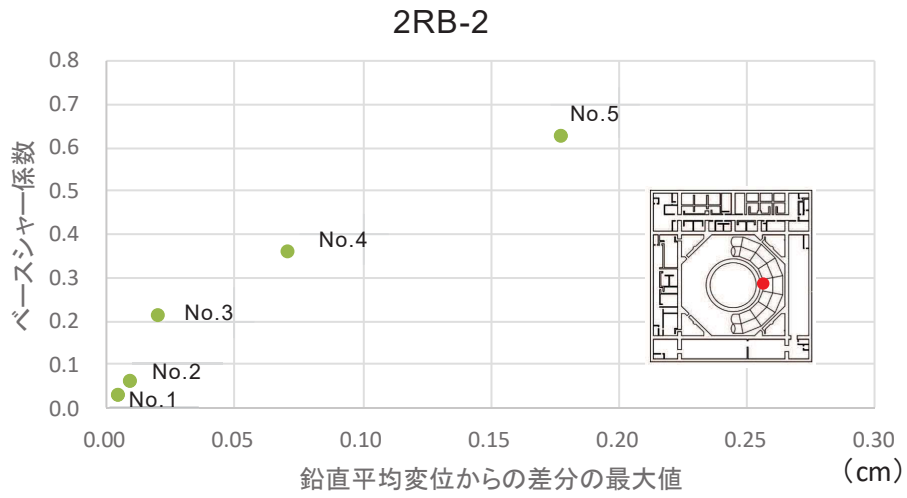
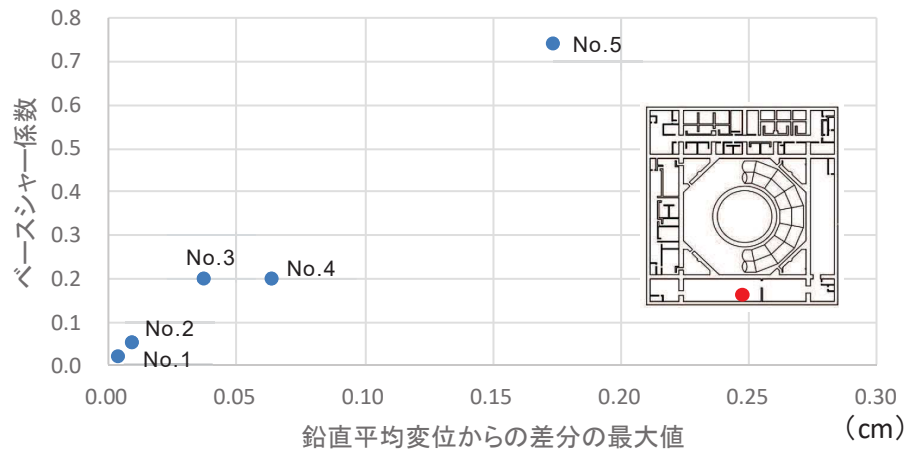


図 3-1 (2) ベースシャー係数と鉛直変位の比較 (NS 方向) (代表地震) (2)

2RB-13



2RB-15

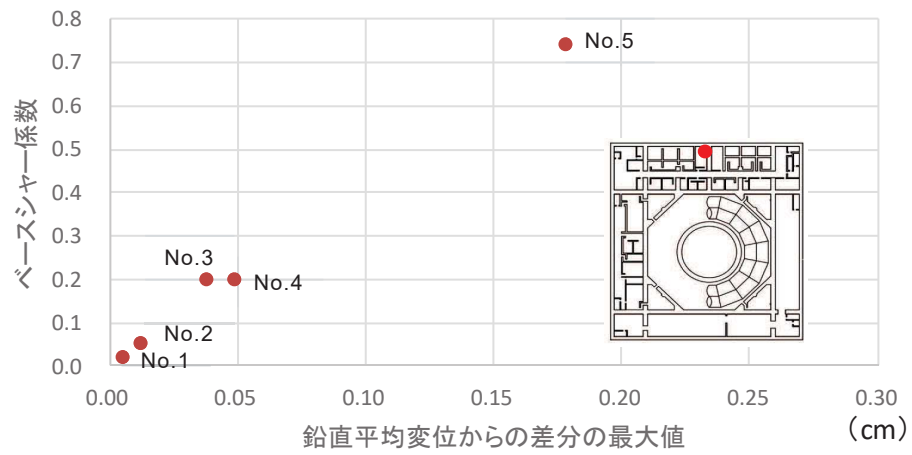


図 3-1 (3) ベースシャー係数と鉛直変位の比較 (EW 方向) (代表地震) (1)

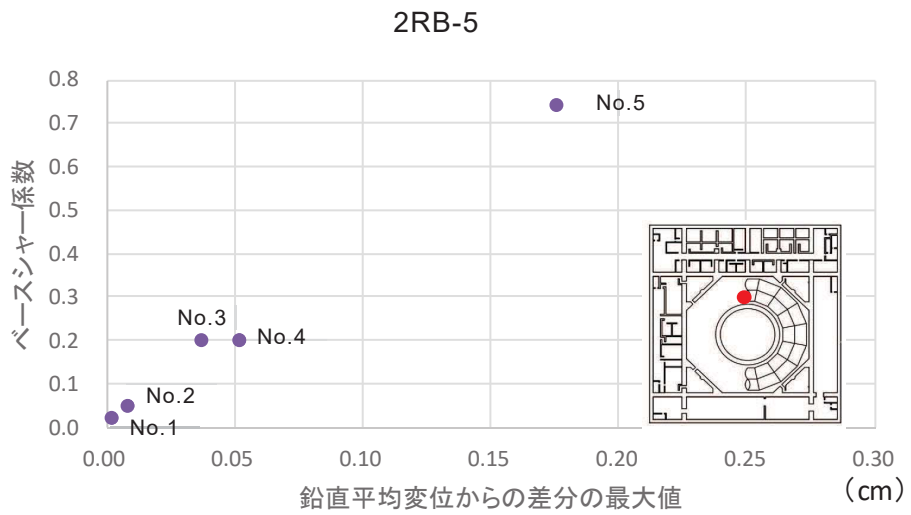
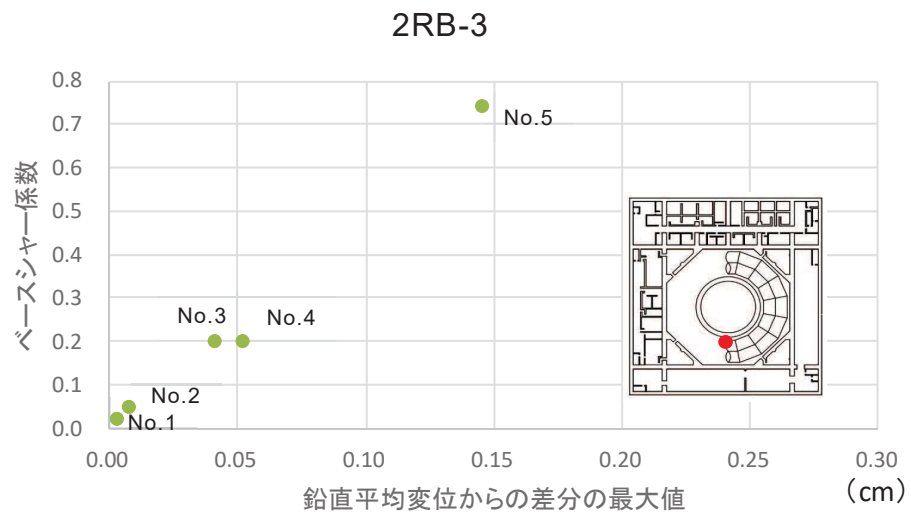


図 3-1 (4) ベースシャー係数と鉛直変位の比較 (EW 方向) (代表地震) (2)

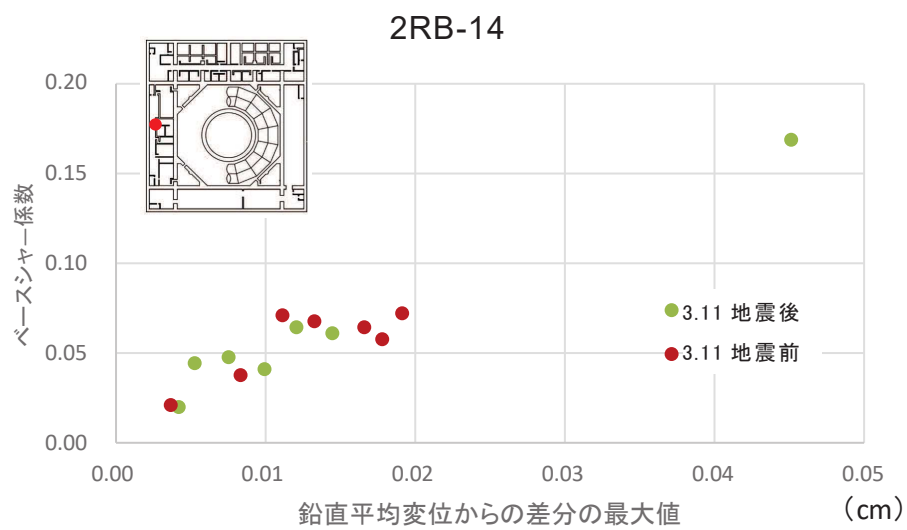
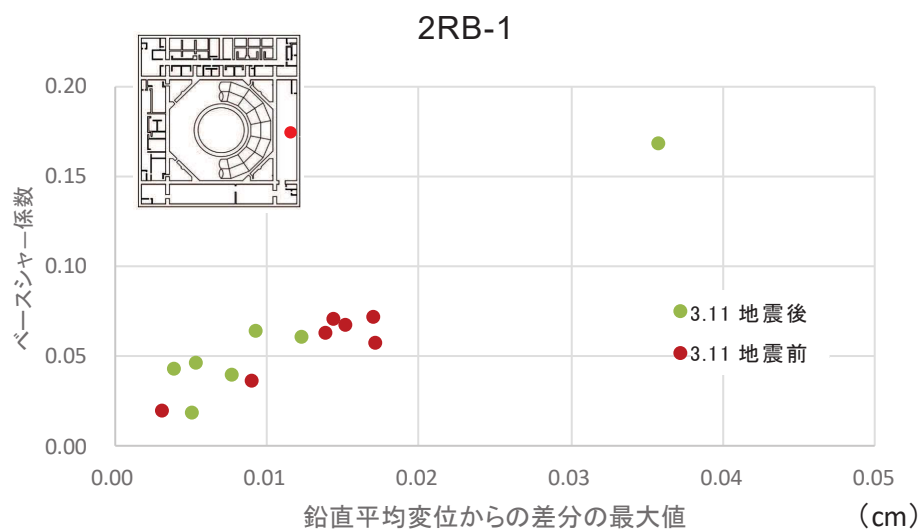


図 3-2 (1) ベースシャー係数と鉛直変位の比較 (NS 方向)
(3.11 地震前後の中小地震) (1)

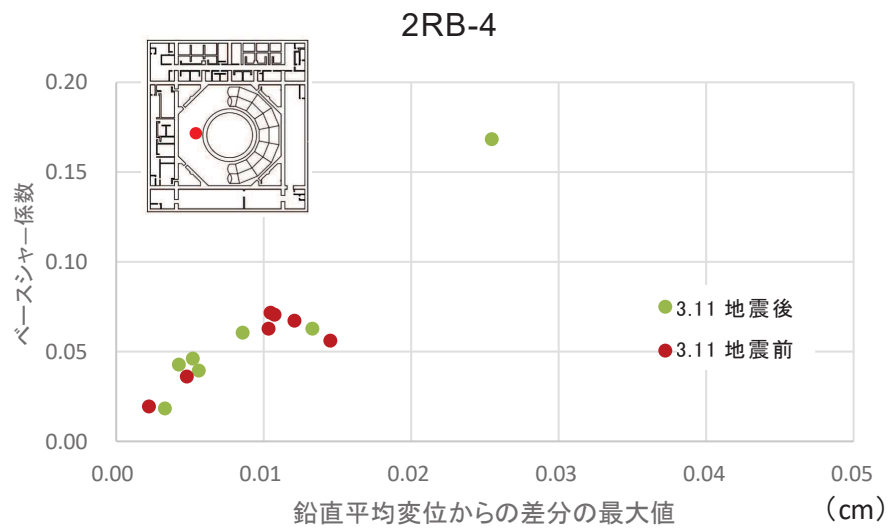
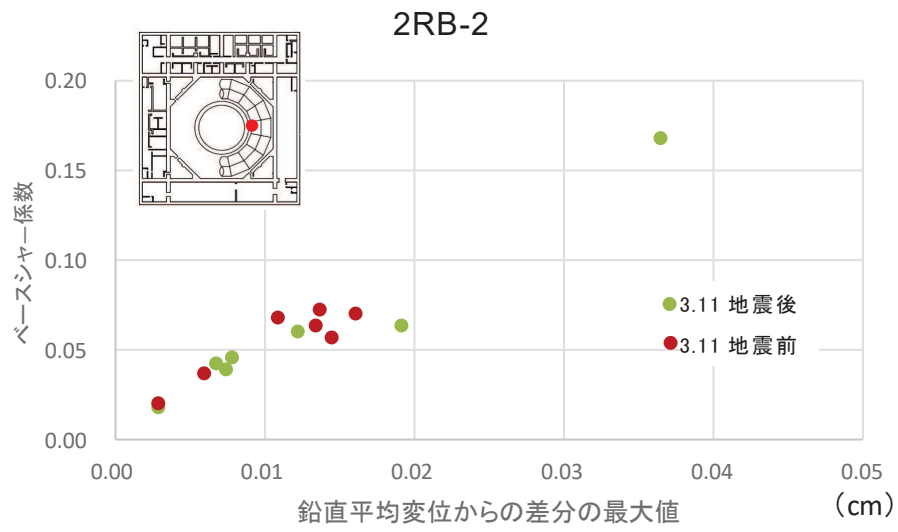


図 3-2 (2) ベースシャー係数と鉛直変位の比較 (NS 方向)
(3.11 地震前後の中小地震) (2)

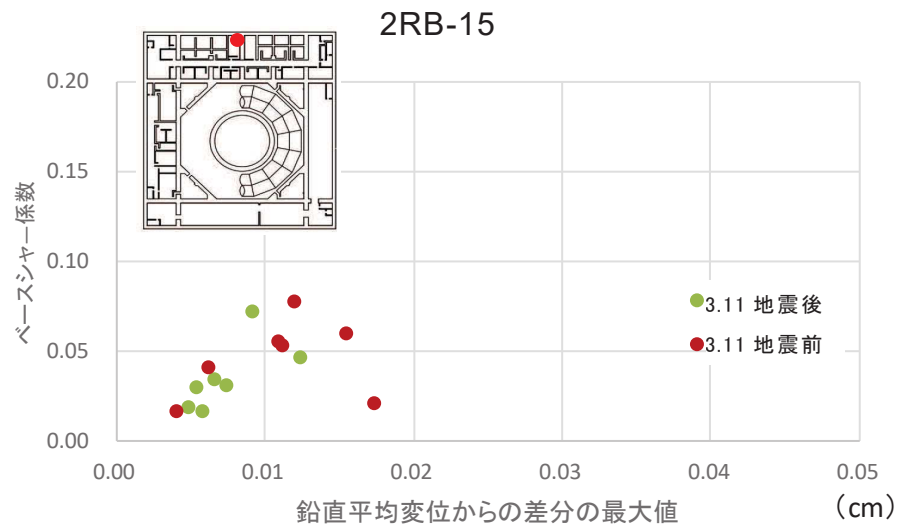
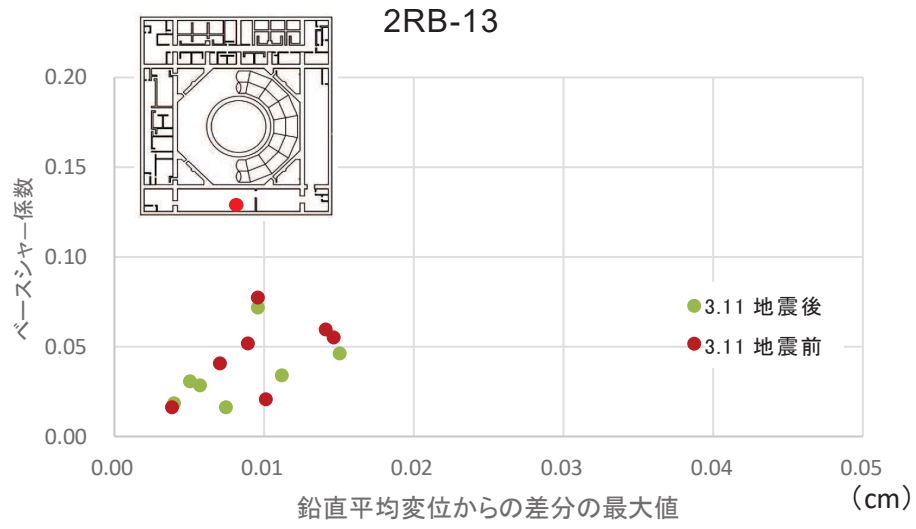


図 3-2 (3) ベースシャー係数と鉛直変位の比較 (EW 方向)
(3.11 地震前後の中小地震) (1)

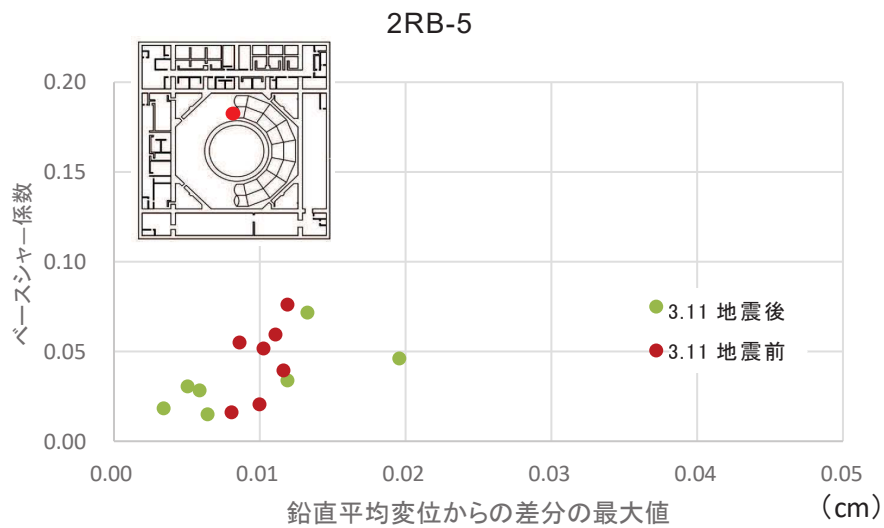
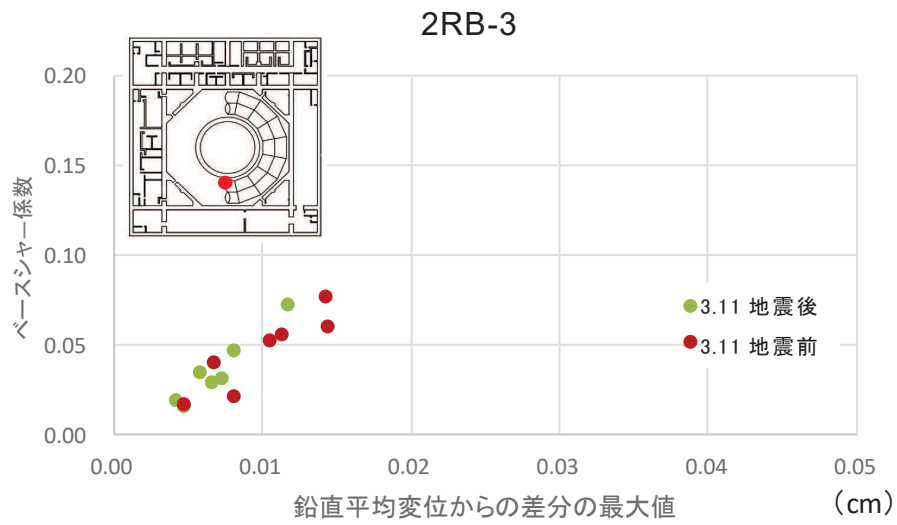


図 3-2 (4) ベースシャー係数と鉛直変位の比較 (EW 方向)
(3.11 地震前後の中小地震) (2)