

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2
提出年月日	2021年7月19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

添付書類「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 最大接地圧について

別紙6 剛性低下を考慮した影響検討

別紙7 原子炉建屋基礎版の応力解析における応力平均化の考え方

別紙8 原子炉建屋基礎版の応力解析における浮力の影響検討

別紙9 原子炉建屋基礎版の応力解析における地震時増分土圧の算定について

別紙10 原子炉建屋基礎版評価における誘発上下動の取り扱いについて

本日の説明範囲

## 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

## 目 次

1. 概要 ..... 別紙 2-1
2. 応力解析におけるモデル化, 境界条件及び拘束条件..... 別紙 2-2

## 1. 概要

本資料は、原子炉建屋基礎版の応力解析におけるモデル化、境界条件及び拘束条件についての概要を示すものである。

## 2. 応力解析におけるモデル化，境界条件及び拘束条件

原子炉建屋基礎版の応力解析におけるモデル化，境界条件及び拘束条件を表 2-1 に示す。

直接基礎の底面の地盤ばねの設定における基本的な考え方は，以下のとおり。なお，地震時の評価を行うことから，各荷重に共通で動的な地盤物性に基づく地盤ばねを用いる。

- ・ 水平ばね

振動アドミタンス理論に基づく水平ばねより算出する。

- ・ 鉛直ばね

基礎浮上りを考慮し，回転ばね反力として生じる転倒モーメントを適切に評価するため，振動アドミタンス理論に基づく回転ばねより算出する。

有限要素法を用いた解析モデルにおける要素分割の考え方\*については，以下のとおり。

- ・ はり要素

はり要素の場合は，曲げの変位関数が 3 次で精度が高いため，基本的に要素分割の細分化は不要であるが，部材の接合点間で変位情報出力や荷重入力がある場合には複数要素に細分し，曲線部材がある場合は，その曲線が直線近似できる程度の分割にすることが一般的である。また，分布荷重がある場合や分布質量が関係する自重荷重などの計算では，要素分割することにより質量分布がより正確になり，解析結果の精度が向上する。更に，要素分割の細分化により，変形図やモード図で構造物の変形状態を容易に把握することが可能となる。

- ・ シェル要素

要素分割は，基本的には発生する応力状態によって決まり，構造形状と荷重条件より要素分割数を考慮する。要素形状の縦横比（アスペクト比）は，重要部分で 1:2 以下，その他の領域や応力変化が少ない領域では，1:3 程度までで，分割に際しては 4 角形要素を利用して格子状とするのが一般的である。曲面板構造の場合は，平板要素や軸対称シェル要素の大きさは，集中荷重や不連続部を含む曲面部近傍では  $2.5\sqrt{R/t}$  を 10~20 分割すると適切な応力分布が求められ，構造物の半径 (R) と板厚 (t) が考慮されている。また，面内曲げ・軸力及び面外のせん断や曲げを受ける部材のシェル要素の辺の長さは，シェルの広がり方向の応力分布の状態から決まり，応力変化が大きい領域は要素を小さくする必要がある。

注記\*：構造解析のための有限要素法実践ハンドブック（非線形 CAE 協会，2008 年）

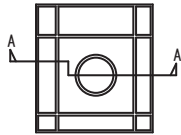
表 2-1 (1) モデル化, 境界条件及び拘束条件 (1/4)

モデル概要

○モデル化範囲

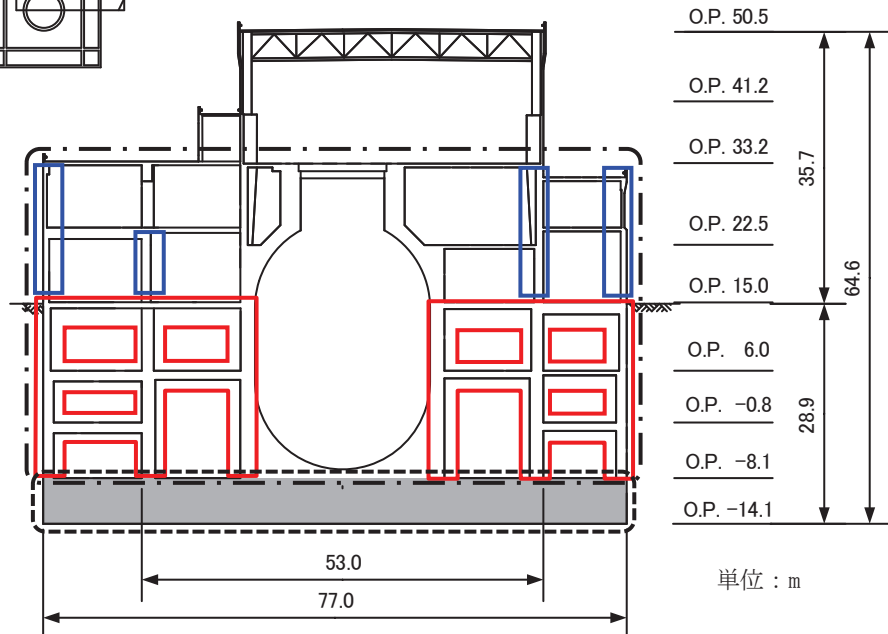
- ・基礎版全体及び上部構造モデル部分については基礎版より立ち上がる耐震壁及び床スラブの剛性を拘束条件として考慮する。

⊙PN



□ : はり要素でのモデル化範囲

□ : シェル要素でのモデル化範囲



⋯⋯ 拘束条件として考慮

⋯⋯ モデル化範囲

モデル化範囲 (単位 : m)

表 2-1 (2) モデル化、境界条件及び拘束条件 (2/4)

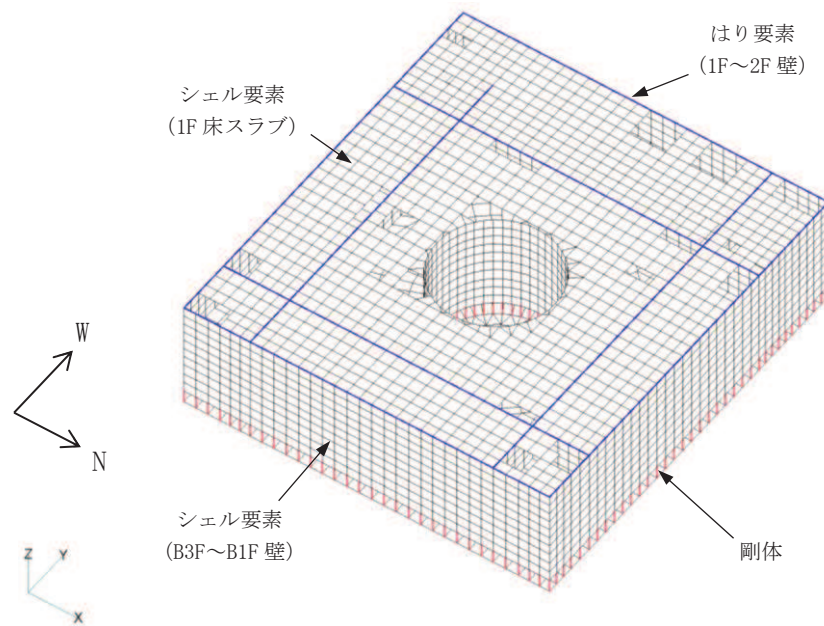
モデル概要

○使用要素

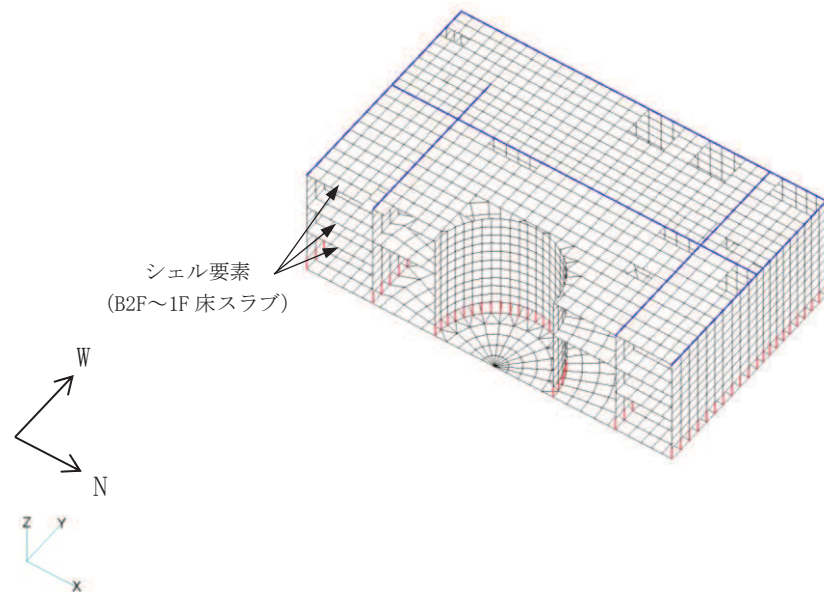
- ・積層シェル要素

○要素分割

- ・要素の一辺の長さを 2.0m 程度とし、壁及びスラブの配置を考慮して分割する。



(a) 全体図



(b) 西側半分図化

節点数 : 6642  
要素数 : 7080

モデル概要

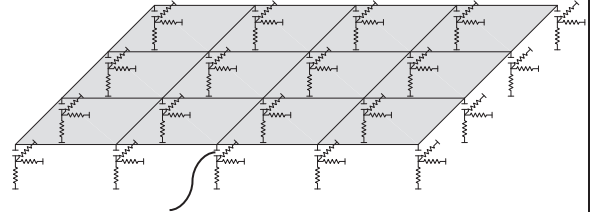


表 2-1 (3) モデル化, 境界条件及び拘束条件 (3/4)

境界条件

基礎版と地盤の境界

- 基礎版と底面地盤との間に底面地盤を表現するギャップ要素を設け, 基礎版と底面地盤との間の剥離 (基礎版の浮上り) を考慮している。

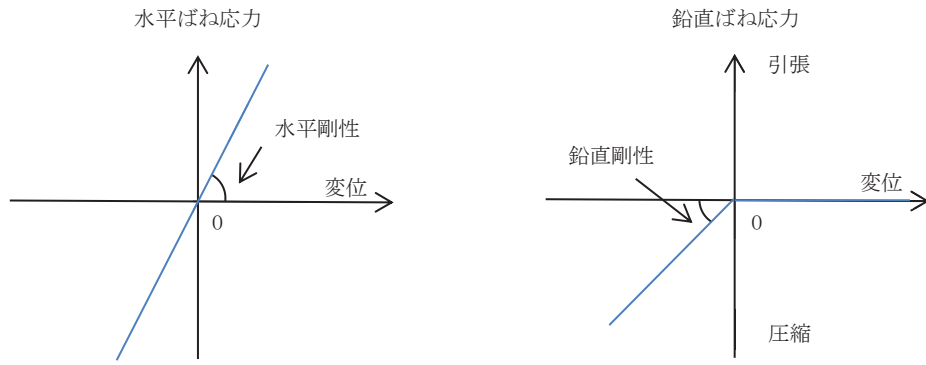


ギャップ要素

モデル概要

○ギャップ要素

鉛直ばねに引張力が発生した際に, 水平剛性及び鉛直剛性をゼロとし, 浮上りを考慮する。



注: 鉛直ばねに引張力が発生した場合には, 水平剛性もゼロとする。

(a) 水平剛性

(b) 鉛直剛性

ギャップ要素の概念図

○底面地盤ばね

水平剛性及び鉛直剛性は以下のとおり設定する。

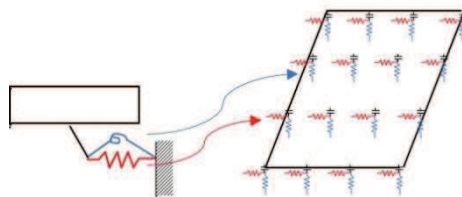
- 水平剛性: 振動アドミタンス理論による水平ばね  $K_H$  を節点支配面積  $A_i$  で離散化。

$$K_{Hi} = (K_{HNS} / A + K_{HEW} / A) / 2 \times A_i \quad A: \text{基礎版の底面積}$$

- 鉛直剛性: 転倒モーメントが支配的となるため振動アドミタンス理論による回転ばね  $K_R$  を節点支配面積  $A_i$  で離散化。

$$K_{Vi} = (K_{RNS} / I_{NS} + K_{REW} / I_{EW}) / 2 \times A_i$$

$I$ : 基礎版の断面二次モーメント



基礎版底面全体で  
離散化

底面地盤ばね

表 2-1 (4) モデル化, 境界条件及び拘束条件 (4/4)

拘束条件	
上部構造物と基礎版の境界	
<ul style="list-style-type: none"> <li>・基礎版と上部構造物の境界部においては, 上部構造物の剛性を考慮することで, 基礎版の応力・変形状態を評価する。 <b>なお, 上部構造物の剛性は以下のように考慮する。</b></li> <li>・B3F, B2F 及び B1F の耐震壁をシェル要素として剛性を評価する。それより上部の 1F 及び 2F の耐震壁は O.P. 15.0m 位置にはり要素として剛性を評価する。</li> <li>・B2F, B1F 及び 1F の床スラブをシェル要素として剛性を評価する。</li> </ul>	
はり要素の剛性 (断面性能)	
<ul style="list-style-type: none"> <li>・曲げ剛性 (断面二次モーメント) : <math>I = t \times h^3 / 12 + t \times h \times y^2</math></li> <li>・せん断剛性 (せん断断面積) : <math>A_s = t \times h</math></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>t : 壁の厚さ</li> <li>h : モデル化する壁の高さ</li> <li>y : 基礎版中心から壁 図心までの距離</li> </ul>

## 別紙 3 地震荷重の入力方法

## 目 次

1. 概要 ..... 別紙 3-1
2. 地震荷重の入力方法 ..... 別紙 3-2

## 1. 概要

本資料は、原子炉建屋基礎版に作用する地震荷重の入力方法について示すものである。

## 2. 地震荷重の入力方法

原子炉建屋基礎版の応力解析に当たって、FEM モデルに入力する地震荷重として、水平地震力、鉛直地震力及び地震時土圧荷重を考慮する。

地震荷重の入力は、基準地震動  $S_s$  に対する地震応答解析結果を考慮し、FEM モデルに入力する水平力、曲げモーメント及び鉛直力が、各質点位置で地震応答解析結果と等価になるように設定する。

具体的には、水平地震力については、地震応答解析により求まる最大応答せん断力に基づく水平力を FEM モデルに入力する。上部構造物から作用する基礎版への地震時反力については、FEM モデルにおける上部構造物脚部に対応する各節点に、節点の支配面積に応じて分配し、節点荷重として入力する。基礎版モデル部分については、地震応答解析より求まる基礎版底面地盤ばねの最大水平力から、上部構造物から作用する水平力を差し引いた値と等価になる荷重（以下「付加せん断力」という。）を FEM モデルの基礎版の各節点に、節点の支配面積に応じて分配し、節点荷重として入力する。

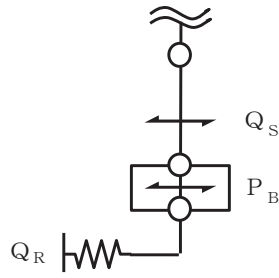
また、地震応答解析により求まる最大応答曲げモーメントを FEM モデルに入力する。上部構造物から作用する基礎版への地震時反力は、偶力に置換して水平力の入力位置に節点荷重として入力する。基礎版モデル部分については、地震応答解析より求まる基礎版底面地盤ばねの最大曲げモーメントから、上部構造物から作用する曲げモーメントを差し引いた値と等価になる荷重（以下「付加曲げモーメント」という。）を FEM モデルの基礎版の各節点に、節点の支配面積と中心位置からの距離に応じて偶力に置換して分配し、節点荷重として入力する。

なお、水平地震力及び曲げモーメントについては、耐震壁の位置に対応する節点に入力することを原則とするが、シェル壁は内部の PCV 底部コンクリート、PCV 下部コンクリートと一体となって基礎版に地震力を伝達することから、シェル壁の内側に対応する節点に入力する。また、曲げモーメントの偶力への置換については、建屋中心軸からの平面保持を仮定している。

鉛直地震力については、地震応答解析により求まる基礎直上の部材の軸力から算出した軸力係数に基づく鉛直力を FEM モデルに入力する。上部構造物から作用する基礎版への地震時反力については、FEM モデルにおける上部構造物脚部位置に対応する各節点の支配面積に応じて上部構造物の重量を分配した支配重量に軸力係数を乗じた節点荷重として入力する。基礎版モデル部分については、地震応答解析より求まる基礎版底面地盤ばねの鉛直力から上部構造物から作用する鉛直力を差し引いた値と等価になる荷重（以下「付加軸力」という。）を基礎版の重量で除して付加軸力係数を算定する。そして、FEM モデルの基礎版の各節点の支配重量に付加軸力係数を乗じた節点荷重として入力する。

地下外壁部に作用する地震時土圧荷重により基礎版に作用する荷重は、**曲げモーメントを考慮し、**外壁を各階スラブ位置で支持した連続はりモデルを用いて算定する。算定した外壁脚部に生じる単位長さ当たりの曲げモーメントは、基礎版外周の節点の支配長さに応じて分配し、節点荷重として入力する。**なお、外壁脚部にはせん断力も生じるが、外壁脚部のせん断力は基礎版に対して圧縮力として作用することから、既工認でも断面設計において必要鉄筋量が保守的になるように考慮しないこととしており、今回工認でも同様とする。**

FEM モデルに入力する地震荷重の概念図を図 2-1 に示す。また、FEM モデルに入力する地震荷重を図 2-2 に示す。

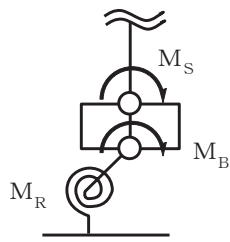


■基礎版モデル部分に作用させる付加せん断力  $P_B$  の算出

$$P_B = Q_R - Q_S$$

$P_B$  : FEMにする付加せん断力  
 $Q_R$  : 地震応答解析より設定した地盤ばねに生じる水平力  
 $Q_S$  : 地震応答解析より設定した上部構造物から基礎版に作用するせん断力

(a) 水平地震力

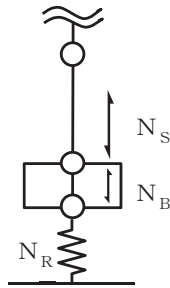


■基礎版モデル部分に作用させる付加曲げモーメント  $M_B$  の算出

$$M_B = M_R - M_S$$

$M_B$  : FEMにする付加曲げモーメント  
 $M_R$  : 地震応答解析より設定した地盤ばねに生じる曲げモーメント  
 $M_S$  : 地震応答解析より設定した上部構造物から基礎版に作用する曲げモーメント

(b) 曲げモーメント



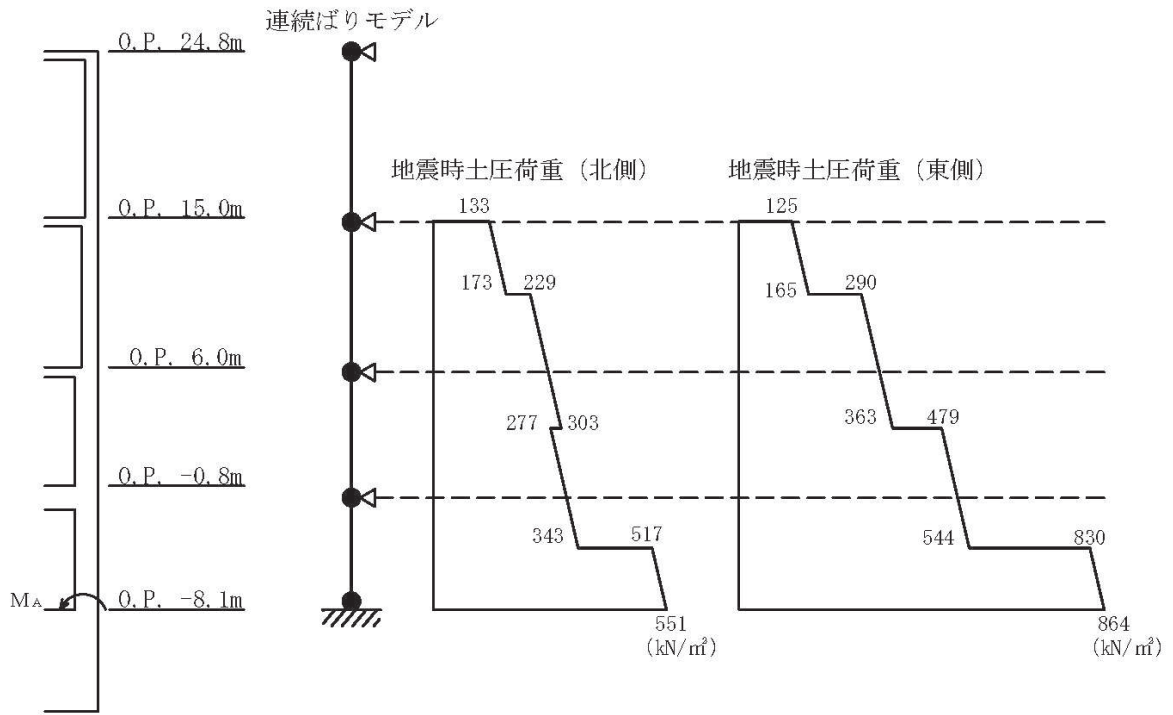
■基礎版モデル部分に作用させる付加軸力  $N_B$  の算出

$$N_B = N_R - N_S$$

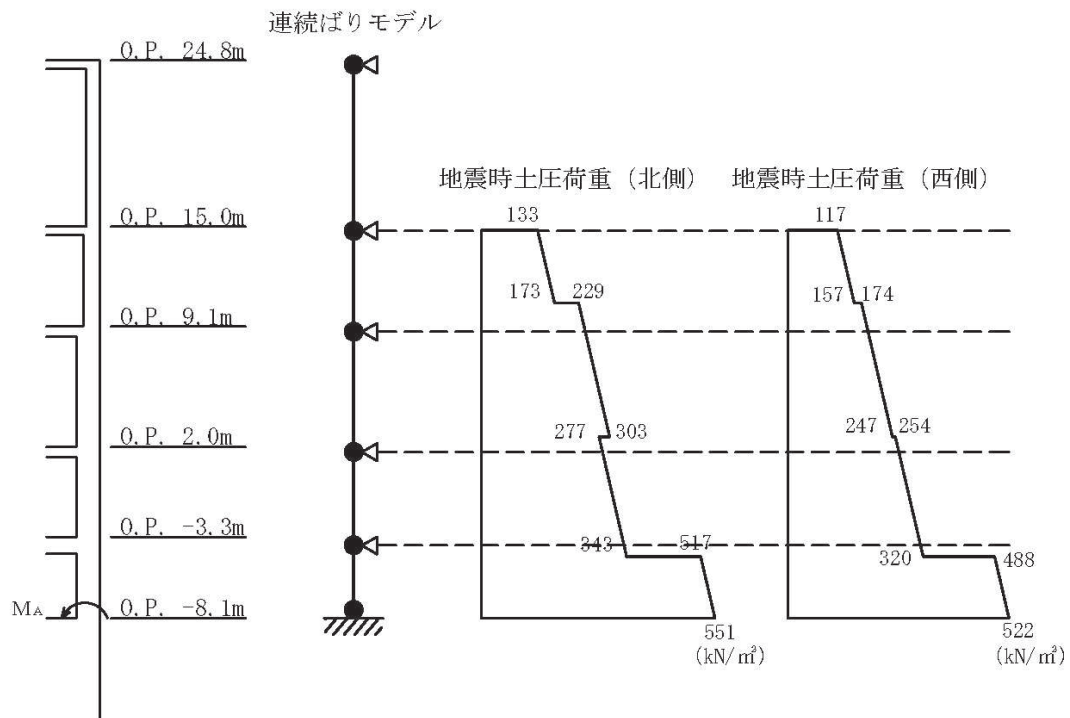
$N_B$  : FEMにする付加軸力  
 $N_R$  : 地震応答解析より設定した地盤ばねに生じる鉛直力  
 $N_S$  : 地震応答解析より設定した上部構造物から基礎版に作用する鉛直力

(c) 鉛直地震力

図 2-1 (1) FEM モデルにする地震荷重の概念図 (1/2)



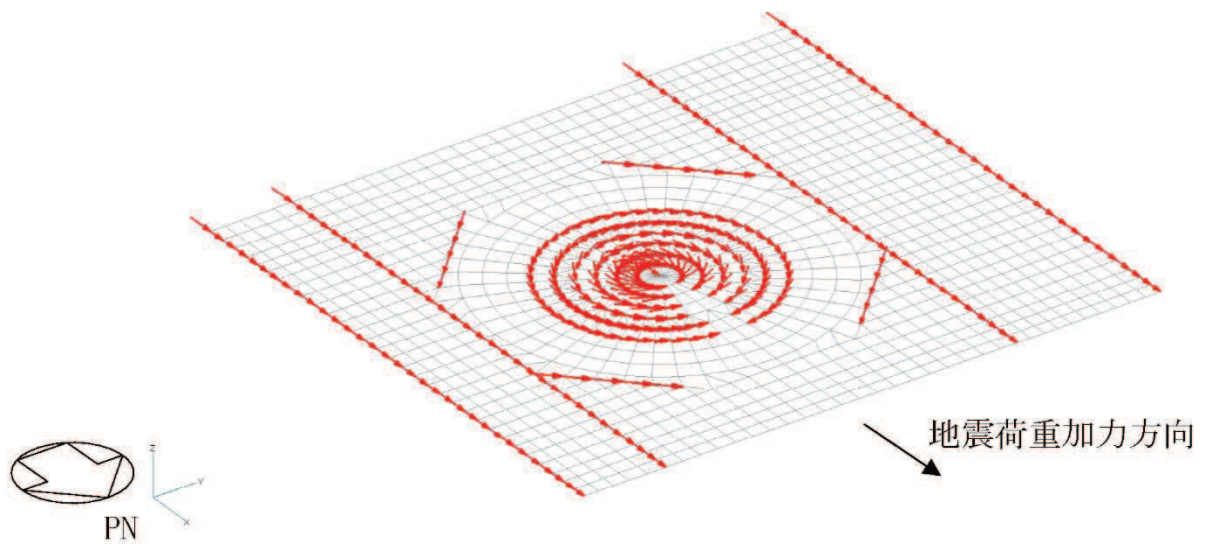
(d) 地震時土圧荷重 (RK通り, R11通りのRC~RK間)



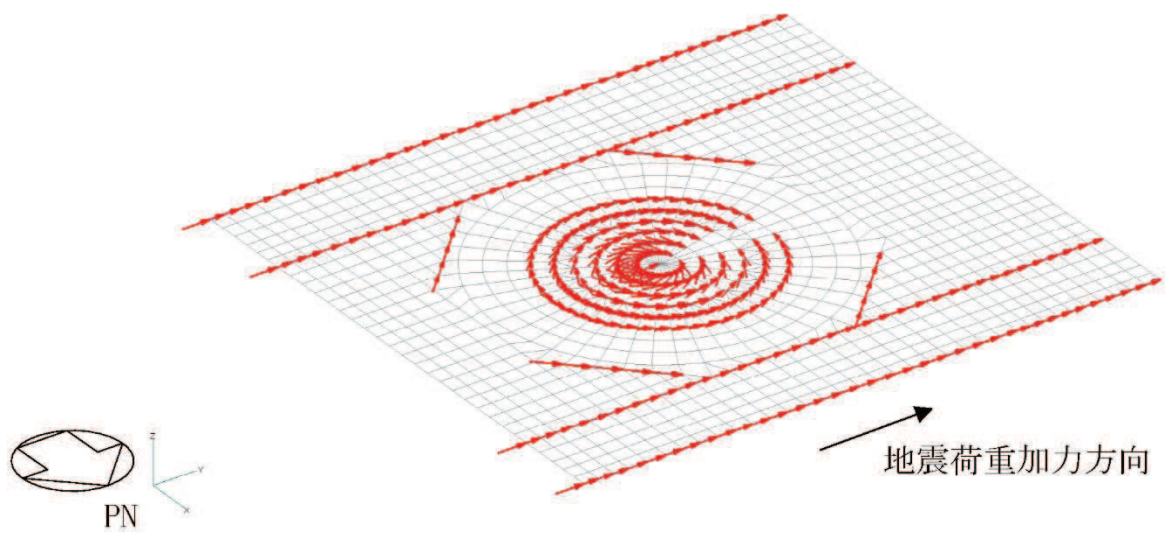
(e) 地震時土圧荷重 (RA通り, R11通りのRA~RC間)

図 2-1 (2) FEM モデルに入力する地震荷重の概念図 (2/2)



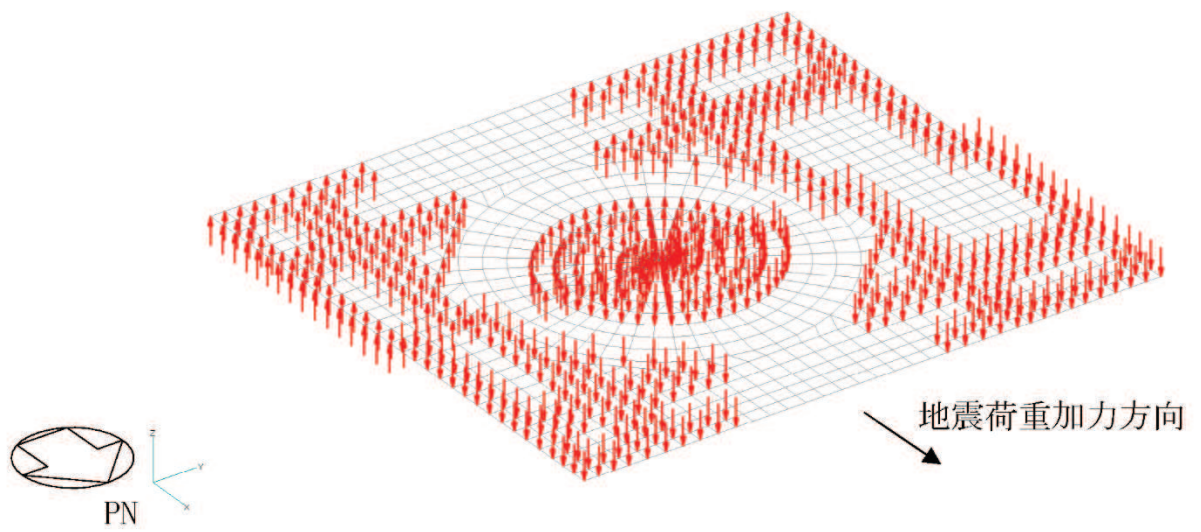


(a) 水平力 (SN 方向) 基礎版モデル部分

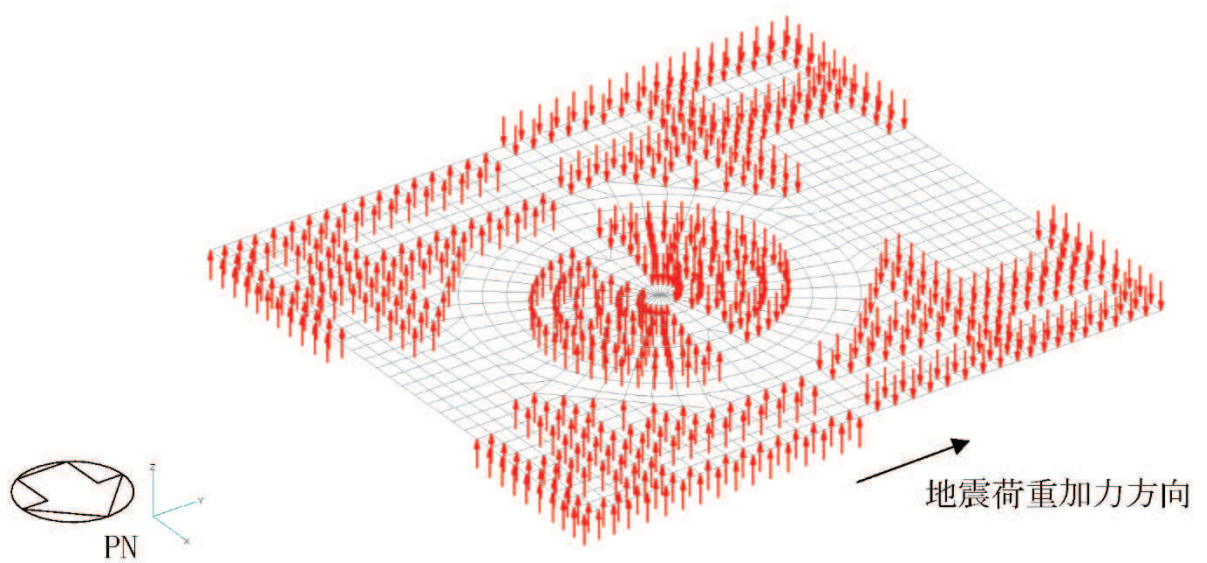


(b) 水平力 (EW 方向) 基礎版モデル部分

図 2-2 (1) FEM モデルに入力する地震荷重 (1/7)

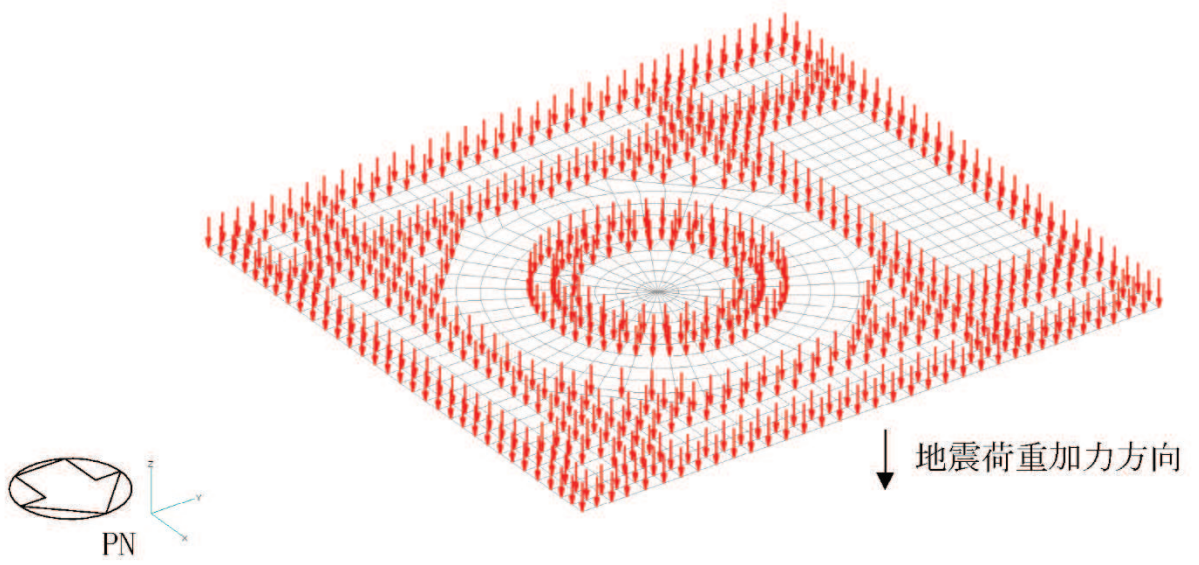


(c) 曲げモーメント (SN 方向) 基礎版モデル部分



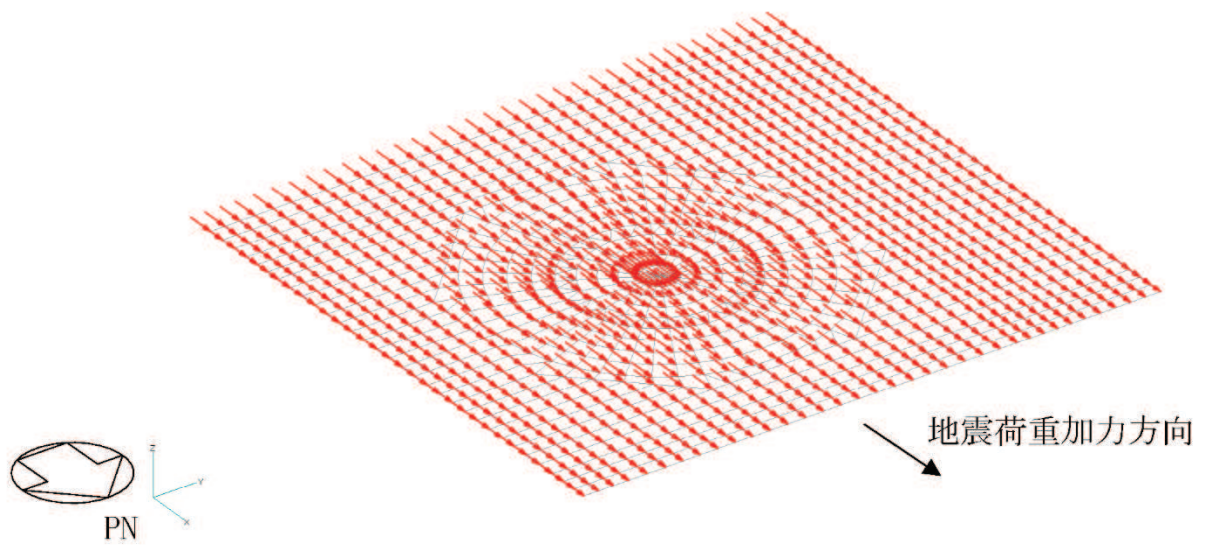
(d) 曲げモーメント (EW 方向) 基礎版モデル部分

図 2-2 (2) FEM モデルに入力する地震荷重 (2/7)

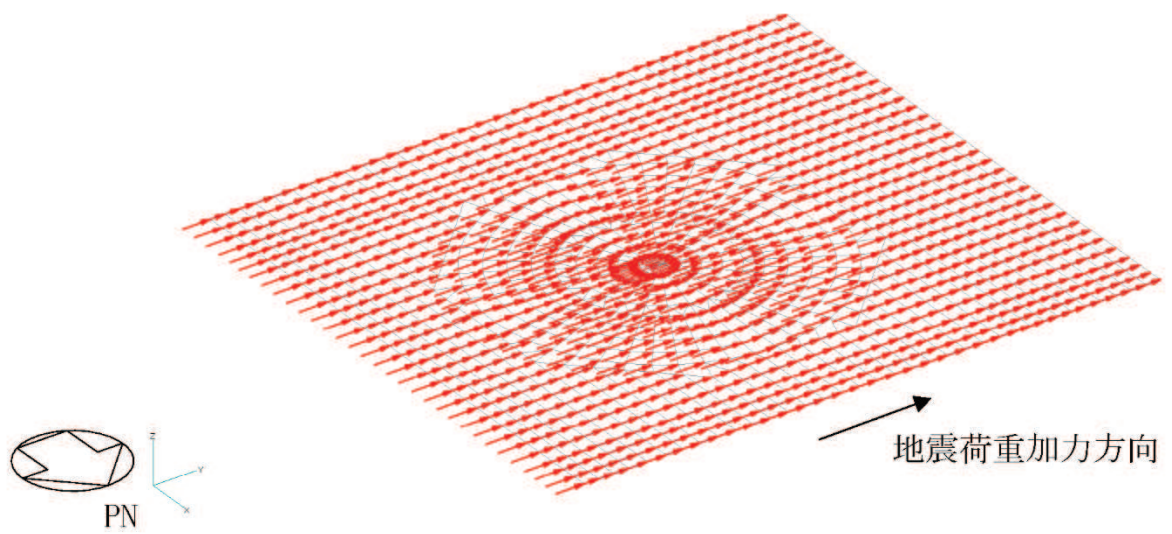


(e) 鉛直力 基礎版モデル部分

図 2-2 (3) FEM モデルに入力する地震荷重 (3/7)

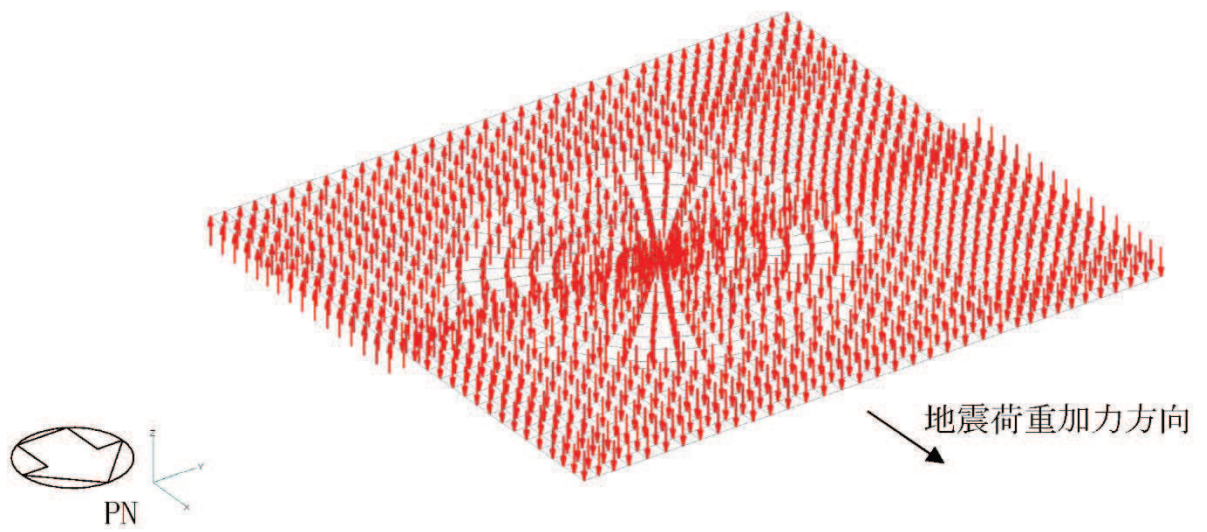


(f) 付加せん断力 (SN 方向)

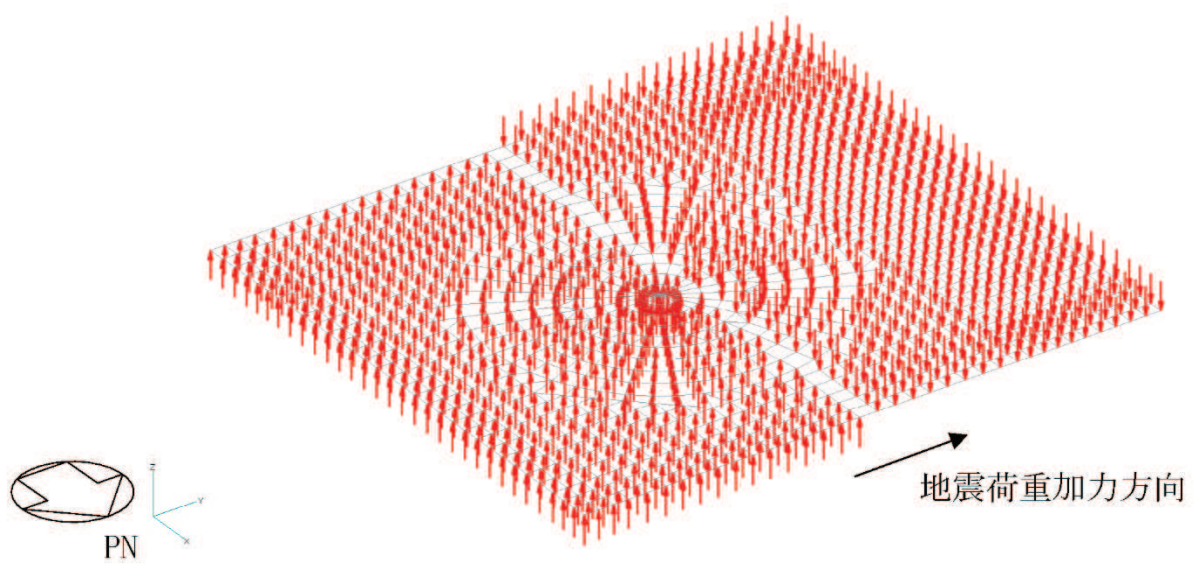


(g) 付加せん断力 (EW 方向)

図 2-2 (4) FEM モデルに入力する地震荷重 (4/7)

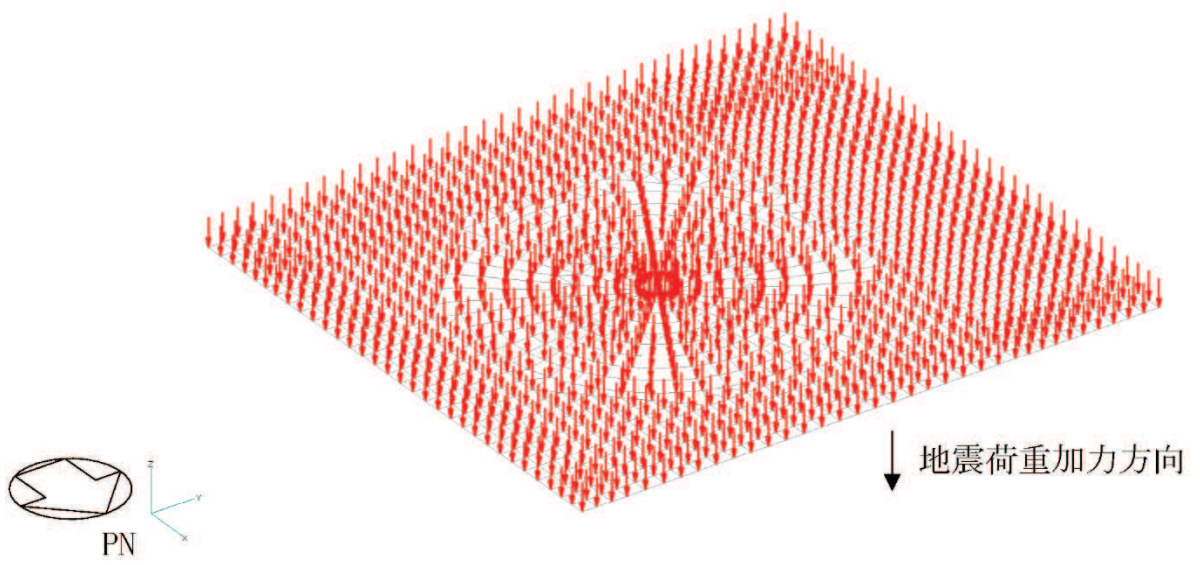


(h) 付加曲げモーメント (SN 方向)



(i) 付加曲げモーメント (EW 方向)

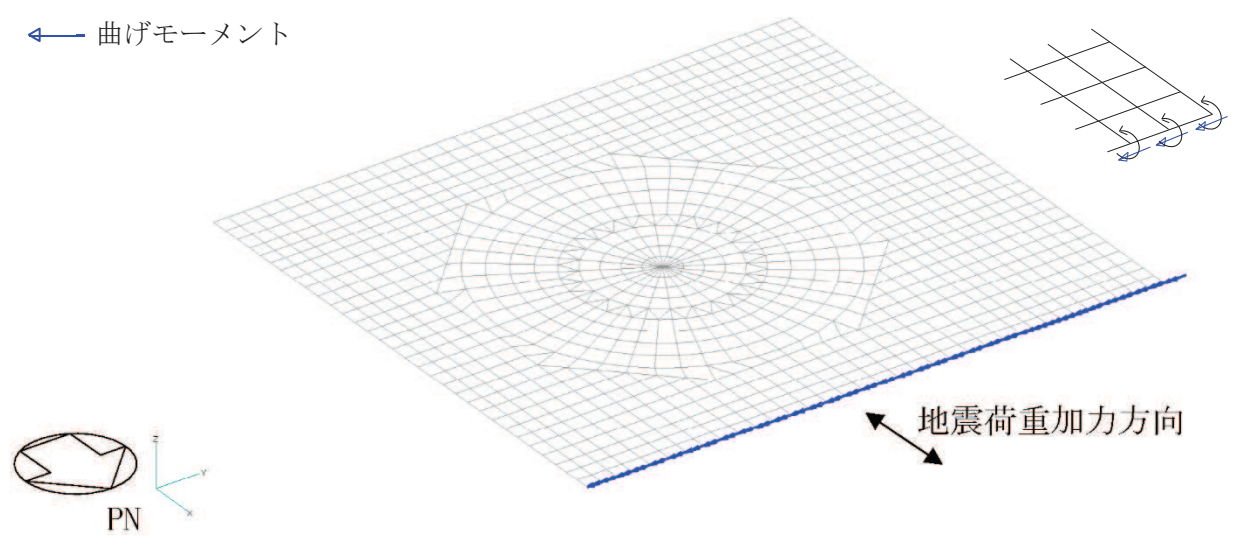
図 2-2 (5) FEM モデルに入力する地震荷重 (5/7)



(j) 付加軸力

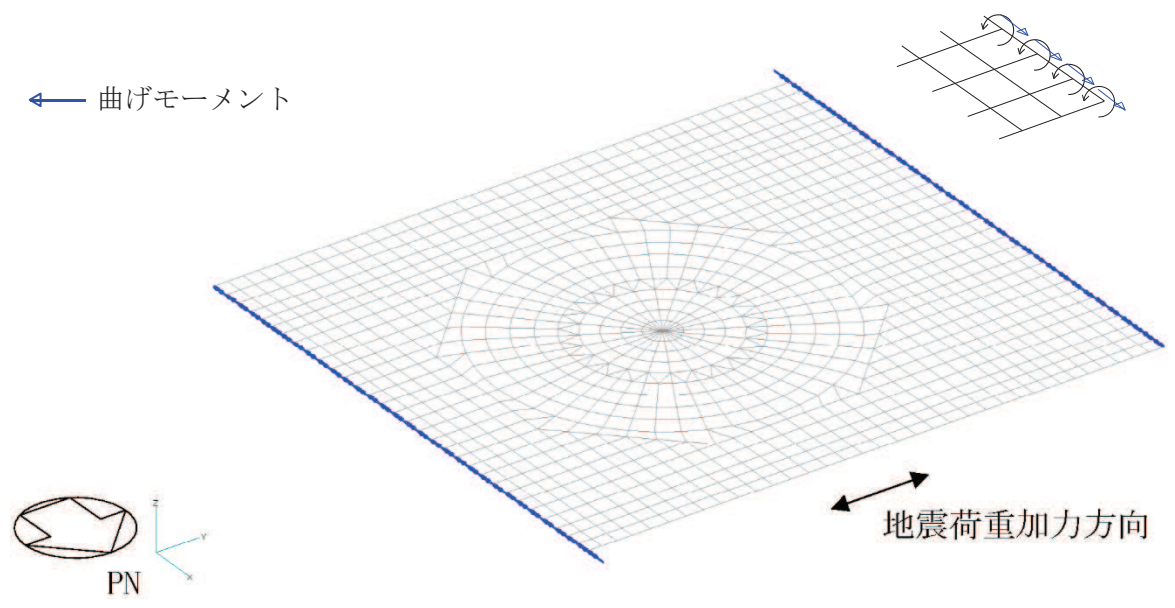
図 2-2 (6) FEM モデルに入力する地震荷重 (6/7)

← 曲げモーメント



(k) 地震時土圧荷重 (SN 方向) 曲げモーメント

← 曲げモーメント



(l) 地震時土圧荷重 (EW 方向) 曲げモーメント

図 2-2 FEM モデルに入力する地震荷重 (7/7)

## 別紙 6 剛性低下を考慮した影響検討



## 目 次

1. 検討の概要 .....	別紙 6- 1
2. 検討方針 .....	別紙 6- 4
3. 荷重及び荷重の組合せ .....	別紙 6- 4
4. 使用材料の許容限界 .....	別紙 6- 4
5. 応力解析 .....	別紙 6- 5
6. 評価方法 .....	別紙 6- 9
7. 評価結果 .....	別紙 6- 9
8. 検討のまとめ .....	別紙 6-14

## 1. 検討の概要

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いる。これを踏まえ、平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震等の地震やコンクリートの乾燥収縮によるひび割れ等に伴う初期剛性の低下については、観測記録や試験データなどから適切に地震応答解析モデルへ反映し、保守性を確認した上で適用することとし、地震応答解析モデルの耐震壁の初期剛性を低減している（以下「基本ケースの初期剛性」という）。

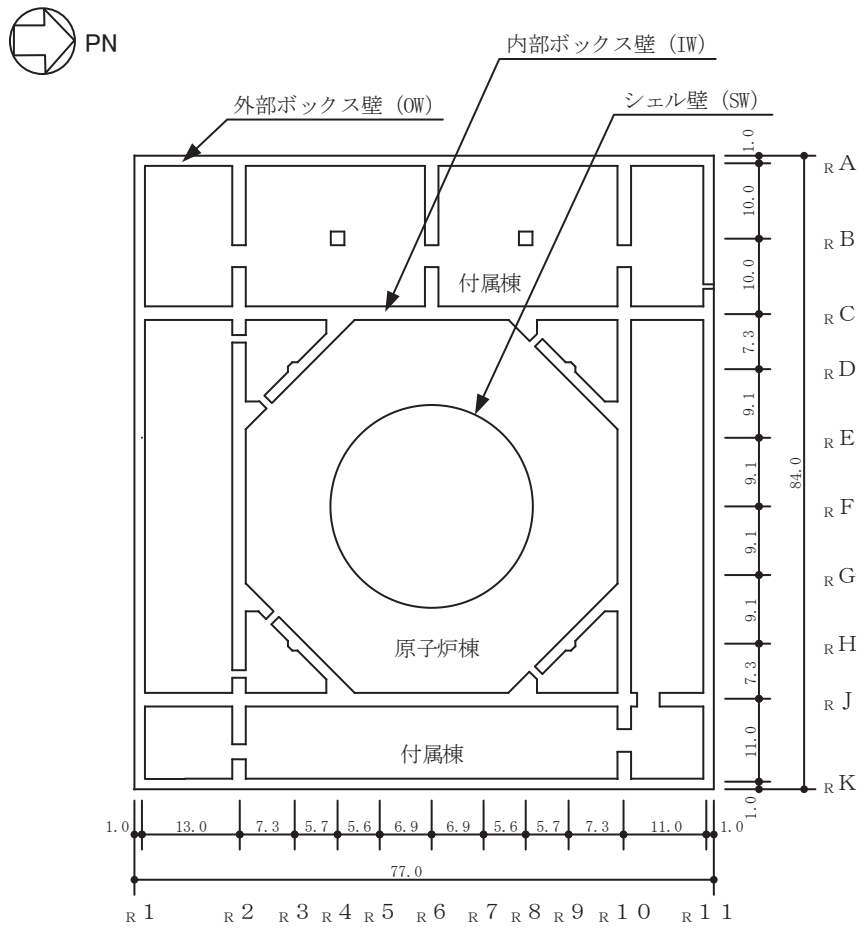
一方、地震応答解析の不確かさケースのうち、建屋剛性の不確かさについて、水平方向については、全ての基準地震動  $S_s$  入力後の建屋全体の平均的な剛性低下を全ての基準地震動  $S_s$  について評価し、最も剛性低下するケースの低下後の剛性を初期剛性の不確かさとして考慮することとしている（以下「不確かさケースの初期剛性」という）。

添付書類「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」（以下「基礎版の耐震計算書」という。）では、解析モデルにおいてモデル化した耐震壁の剛性については、基本ケースの初期剛性として評価を行っている。ここでは、剛性低下を考慮した影響検討として、不確かさケースの初期剛性にに基づき評価を実施する。

なお、基礎版部分については、観測記録に基づく分析の結果、剛性低下は認められないことを踏まえ、基礎版の耐震計算書と同様にコンクリート設計基準強度に基づく剛性を設定する。

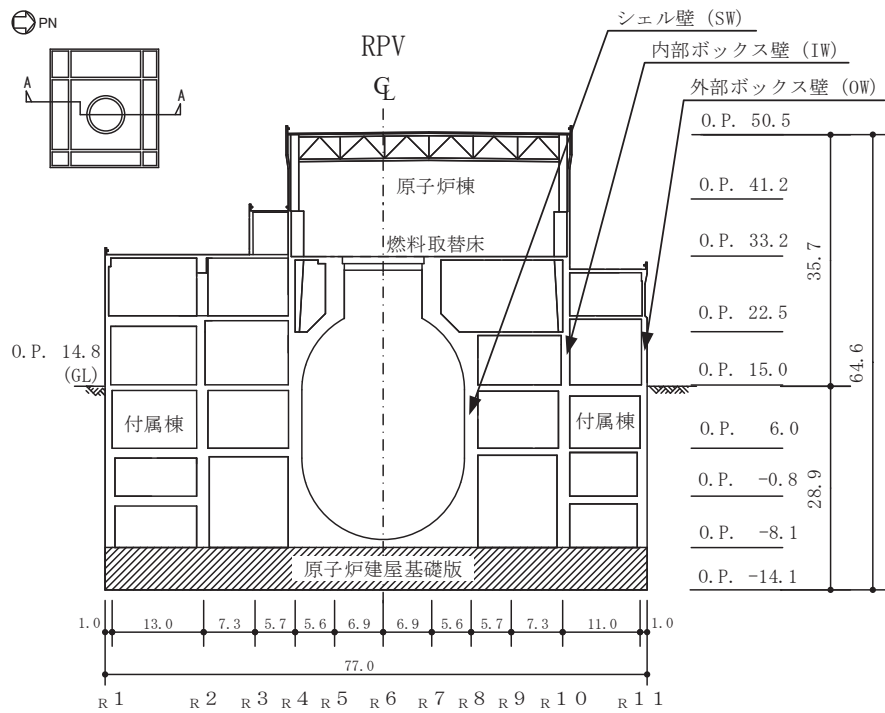
原子炉建屋基礎版の平面形状は、南北方向 77.0m、東西方向 84.0m の矩形であり、厚さは 6.0m である。

原子炉建屋基礎版の概略平面図及び概略断面図を図 1-1 及び図 1-2 に示す。



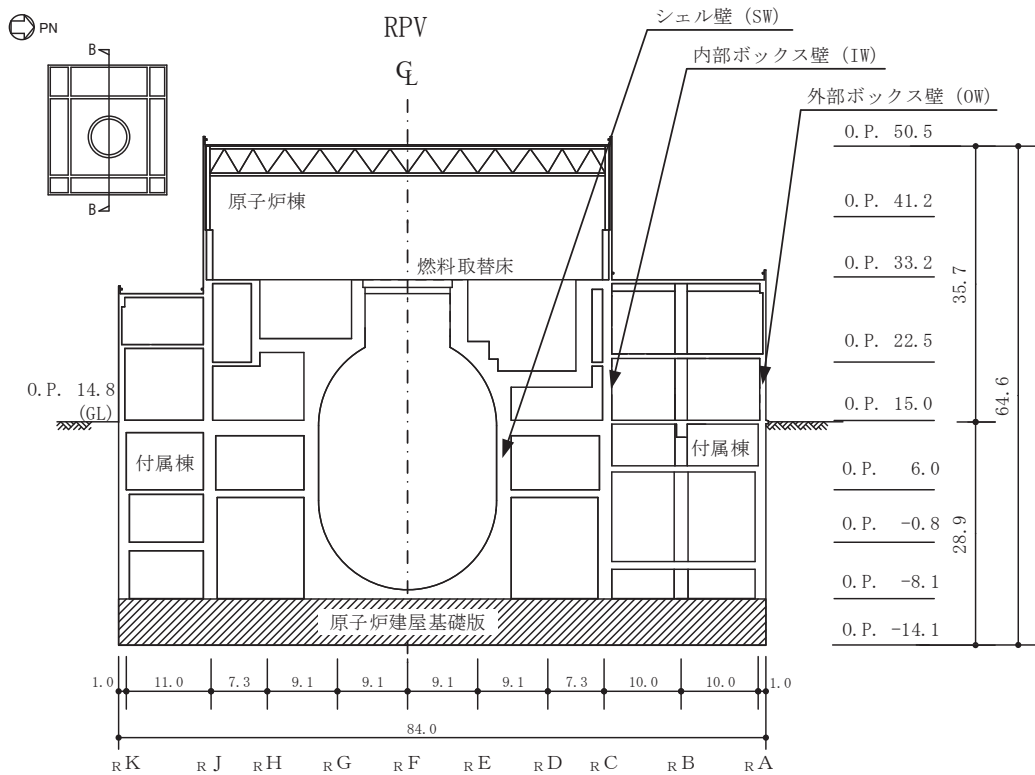
(単位：m)

図 1-1 原子炉建屋基礎版の概略平面図 (0.P.-8.1 m)



(単位 : m)

図 1-2(1) 原子炉建屋基礎版の概略断面図 (A-A 断面 NS 方向)



(単位 : m)

図 1-2(2) 原子炉建屋基礎版の概略断面図 (B-B 断面 EW 方向)

## 2. 検討方針

剛性低下を考慮した影響検討として、耐震壁部分の剛性を不確かさケースの初期剛性とした場合の原子炉建屋基礎版の評価を行う。

評価に当たっては、 $S_s$ 地震時に対して、3次元FEMモデルの応力解析結果を用いた断面の評価について、許容値を超えないことを確認する。

解析モデルの詳細及び許容値については、基礎版の耐震計算書に示すものと同一である。

## 3. 荷重及び荷重の組合せ

荷重の組合せは、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。また、荷重の組合せを表3-1に示す。荷重の詳細は、基礎版の耐震計算書に示す固定荷重(G)、積載荷重(P)及び地震荷重( $S_s$ )と同一である。

表3-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
$S_s$ 地震時	$G + P + S_s$

G : 固定荷重

P : 積載荷重

$S_s$  : 地震荷重 (地震時土圧, トーラスサポート地震時反力を含む)

## 4. 使用材料の許容限界

コンクリート及び鉄筋の許容限界は、基礎版の耐震計算書の「4.3 許容限界」に示す内容と同一である。

## 5. 応力解析

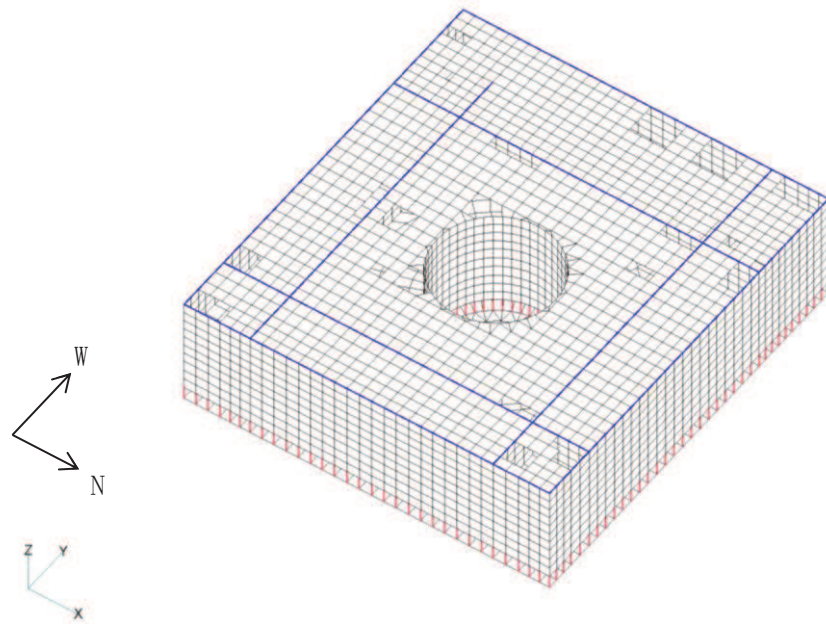
解析モデル図を図 5-1 に示す。解析モデルの詳細は、コンクリートの剛性を除き基礎版の耐震計算書の「4.4 解析モデル及び諸元」に示す内容と同一である。

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。不確かさケースの初期剛性に基づく解析モデルのコンクリートの物性値を表 5-1 に、基本ケースの初期剛性に基づく解析モデル（設計ケース）のコンクリートの物性値を表 5-2 に示す。

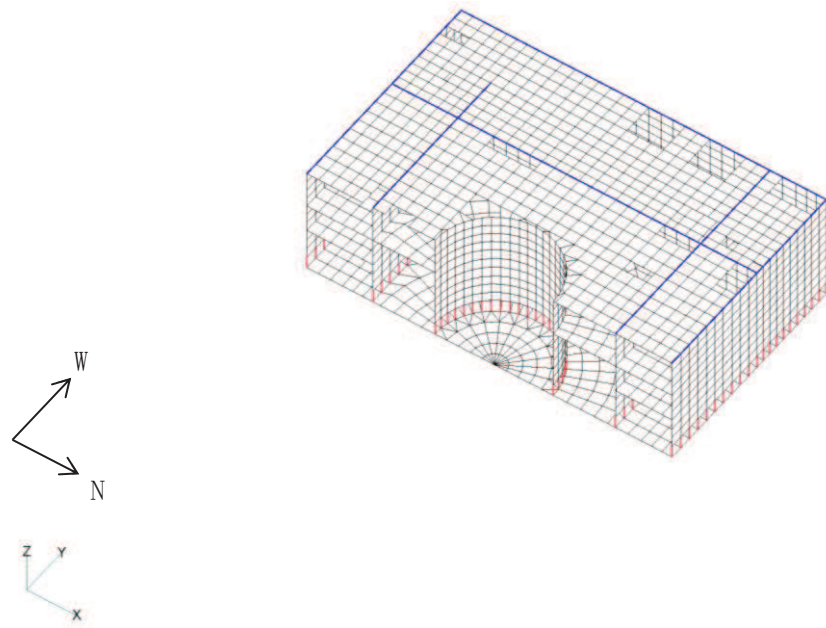
S<sub>s</sub>地震時の応力は、基礎版の耐震計算書の「4.5.1 応力解析方法」に示す、次の荷重を組み合わせて求める。

G	: 固定荷重
P	: 積載荷重
S <sub>s</sub> S <sub>s</sub> N	: S→N 方向 S <sub>s</sub> 地震荷重（地震時土圧を含む）
S <sub>s</sub> S <sub>s</sub> N S	: N→S 方向 S <sub>s</sub> 地震荷重（地震時土圧を含む）
S <sub>s</sub> S <sub>s</sub> E W	: E→W 方向 S <sub>s</sub> 地震荷重（地震時土圧を含む）
S <sub>s</sub> S <sub>s</sub> W E	: W→E 方向 S <sub>s</sub> 地震荷重（地震時土圧を含む）
S <sub>s</sub> S <sub>s</sub> U D	: 鉛直方向（下向き） S <sub>s</sub> 地震荷重
S <sub>s</sub> S <sub>s</sub> D U	: 鉛直方向（上向き） S <sub>s</sub> 地震荷重

水平地震力と鉛直地震力の組合せは、「原子力発電所耐震設計技術規程（J E A C 4 6 0 1 - 2015）」を参考に、組合せ係数法（組合せ係数は 1.0 と 0.4）を用いるものとする。荷重の組合せケースを表 5-3 に示す。

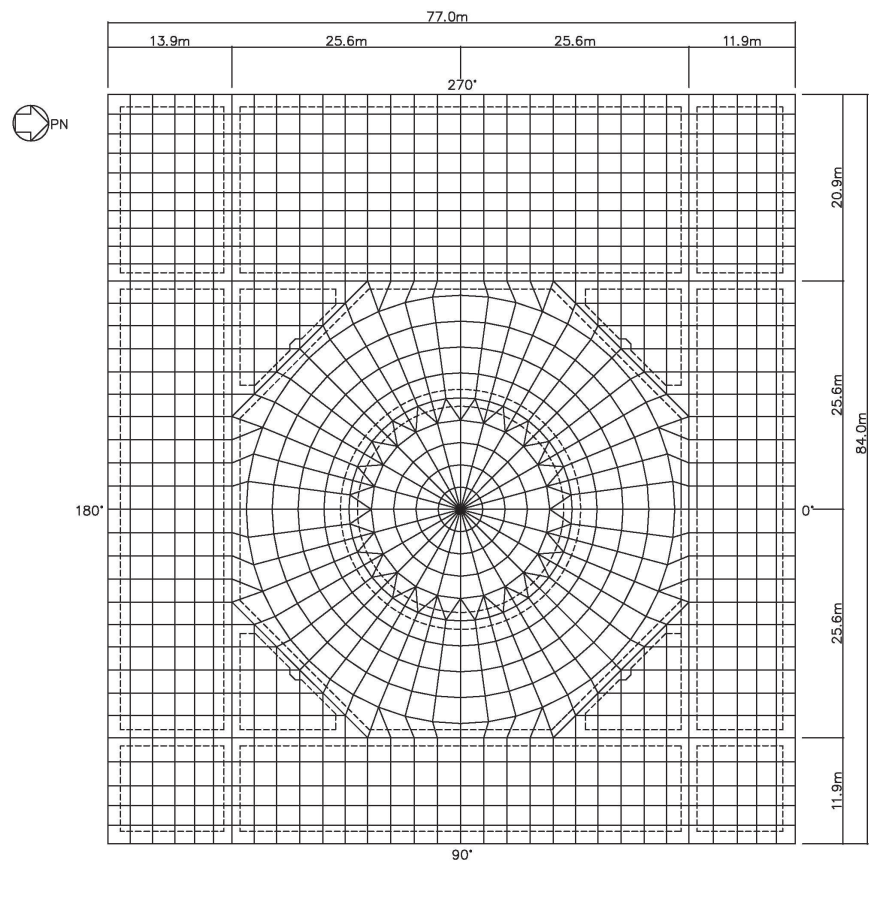


(a) 全体鳥瞰図



(b) 全体鳥瞰断面図

図 5-1(1) 解析モデル (1/2)



(c) 基礎版要素分割図

図 5-1(2) 解析モデル (2/2)

表 5-1 コンクリートの物性値 (不確かさケースの初期剛性に基づく解析モデル)

部 位	設計基準強度 $F_c$ ( $N/mm^2$ )	ヤング係数 $E$ ( $N/mm^2$ )	ポアソン比 $\nu$
基礎版・床スラブ	32.4	$2.51 \times 10^4$	0.2
耐震壁 (NS 方向)		$1.48 \times 10^4$	
耐震壁 (EW 方向)		$1.56 \times 10^4$	
耐震壁 (シェル壁)		$1.52 \times 10^4$	

表 5-2 コンクリートの物性値 (基本ケースの初期剛性に基づく解析モデル)

部 位	設計基準強度 $F_c$ ( $N/mm^2$ )	ヤング係数 $E$ ( $N/mm^2$ )	ポアソン比 $\nu$
基礎版・床スラブ	32.4	$2.51 \times 10^4$	0.2
耐震壁 (NS 方向)		$1.88 \times 10^4$	
耐震壁 (EW 方向)		$2.01 \times 10^4$	
耐震壁 (シェル壁)		$1.945 \times 10^4$	



表 5-3 荷重の組合せケース

外力の状態	ケース No.	荷重の組合せ
S s 地震時	1	$G + P + 1.0 S_{s_{SN}} + 0.4 S_{s_{UD}}$
	2	$G + P + 1.0 S_{s_{SN}} + 0.4 S_{s_{DU}}$
	3	$G + P + 1.0 S_{s_{NS}} + 0.4 S_{s_{UD}}$
	4	$G + P + 1.0 S_{s_{NS}} + 0.4 S_{s_{DU}}$
	5	$G + P + 1.0 S_{s_{EW}} + 0.4 S_{s_{UD}}$
	6	$G + P + 1.0 S_{s_{EW}} + 0.4 S_{s_{DU}}$
	7	$G + P + 1.0 S_{s_{WE}} + 0.4 S_{s_{UD}}$
	8	$G + P + 1.0 S_{s_{WE}} + 0.4 S_{s_{DU}}$
	9	$G + P + 0.4 S_{s_{SN}} + 1.0 S_{s_{UD}}$
	10	$G + P + 0.4 S_{s_{SN}} + 1.0 S_{s_{DU}}$
	11	$G + P + 0.4 S_{s_{NS}} + 1.0 S_{s_{UD}}$
	12	$G + P + 0.4 S_{s_{NS}} + 1.0 S_{s_{DU}}$
	13	$G + P + 0.4 S_{s_{EW}} + 1.0 S_{s_{UD}}$
	14	$G + P + 0.4 S_{s_{EW}} + 1.0 S_{s_{DU}}$
	15	$G + P + 0.4 S_{s_{WE}} + 1.0 S_{s_{UD}}$
	16	$G + P + 0.4 S_{s_{WE}} + 1.0 S_{s_{DU}}$

## 6. 評価方法

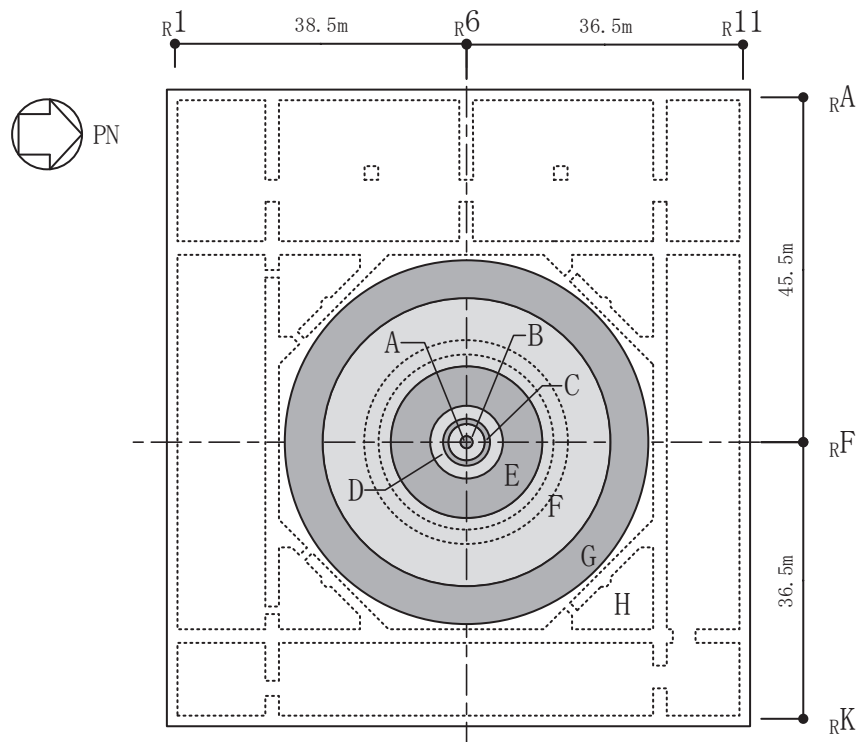
基礎の断面の評価は、基礎版の耐震計算書の「4.5.2 断面の評価方法」に示す方法と同一である。

## 7. 評価結果

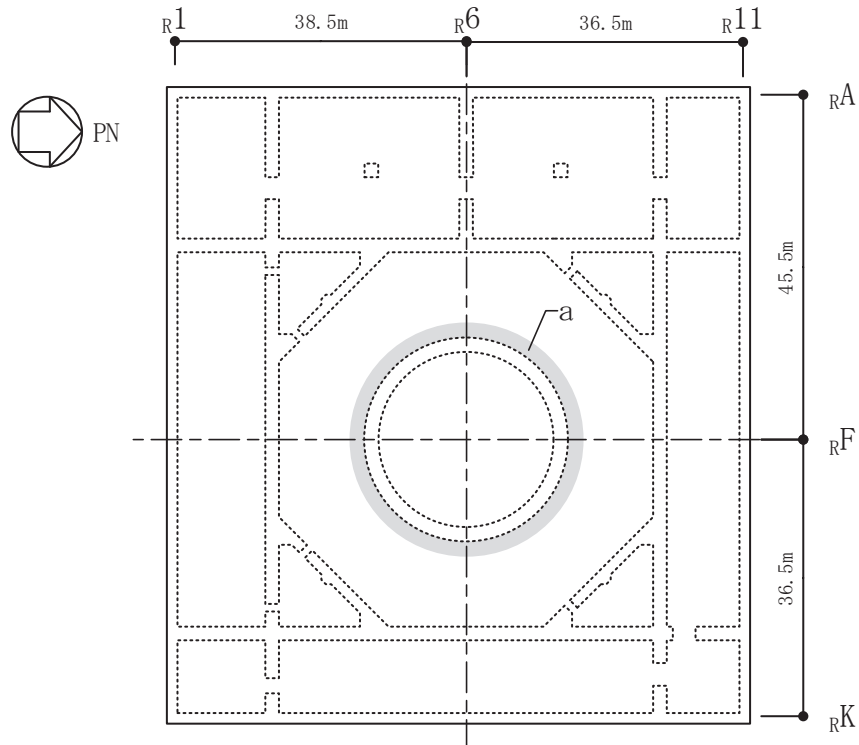
断面の評価結果を以下に示す。また、3次元 FEM モデルの配筋領域図及び配筋一覧を図 7-1 及び表 7-1 に示す。断面の評価結果を記載する要素は、軸力及び曲げモーメントによる鉄筋及びコンクリートのひずみ並びに面外せん断力に対する評価において、発生値に対する許容値の割合が最小となる要素とする。

選定した要素の位置を図 7-2 に、評価結果を表 7-2 に示す。

S s 地震時における剛性低下を考慮した影響検討結果と、設計ケースの評価結果とを比較すると、剛性低下の影響により発生値は増加傾向にあるが、軸力及び曲げモーメントによる鉄筋及びコンクリートのひずみ並びに面外せん断応力度が、各許容値を超えないことを確認した。



(a) 主筋



(b) せん断補強筋

図 7-1 配筋領域図

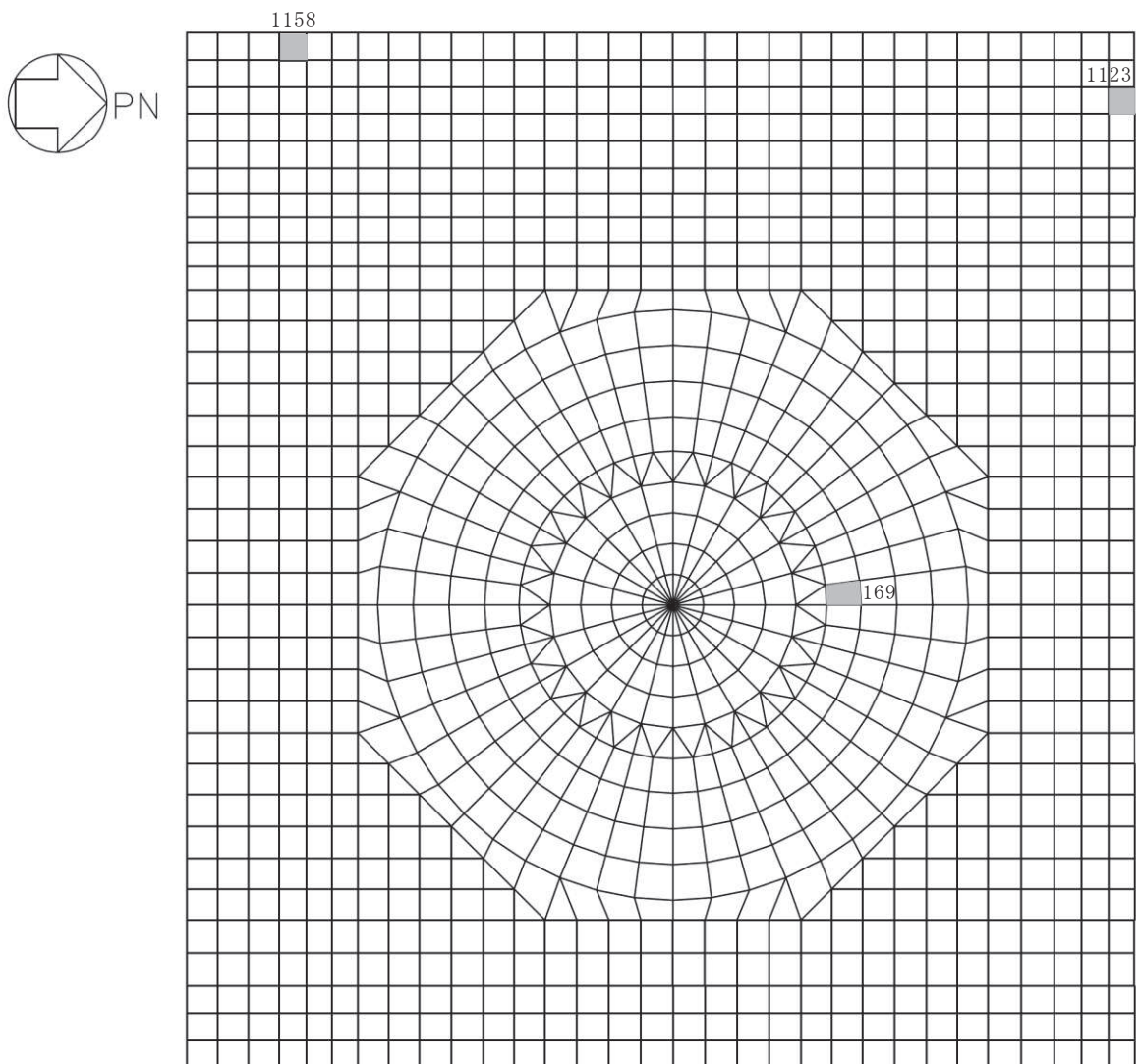
表 7-1 配筋一覧

(a) 主筋

領域	上ば筋		下ば筋	
	方向	配筋	方向	配筋
A	NS	2-D38@200	NS	2-D38@200
	EW	2-D38@200	EW	2-D38@200
B	NS	2-D38@200	NS	2-D38@200
	EW	2-D38@200	EW	2-D38@200
	放射	3×54-D38	放射	5×54-D38
C	放射	3×54-D38	放射	5×54-D38
	円周	2-D38@200 + D38@400	円周	2-D38@200 + 3-D38@400
D	放射	3×108-D38	放射	5×108-D38
	円周	2-D38@200 + D38@400	円周	2-D38@200 + 3-D38@400
E	放射	3×216-D38	放射	5×216-D38
	円周	2-D38@200 + D38@400	円周	2-D38@200 + 3-D38@400
F	放射	3×432-D38	放射	5×432-D38
	円周	2-D38@200 + D38@400	円周	2-D38@200 + 3-D38@400
G	放射	3×864-D38	放射	5×864-D38
	円周	2-D38@200 + D38@400	円周	2-D38@200 + 3-D38@400
H	NS	2-D38@200	NS	3-D38@200 + D38@400
	EW	2-D38@200	EW	3-D38@200 + D38@400

(b) せん断補強筋

領域	配筋
a	D32@400×108/周



注：数字は要素番号を示す。

図 7-2 選定した要素の位置 S s 地震時

表 7-2 原子炉建屋基礎版の評価結果 S s 地震時

(a) 不確かさケースの初期剛性に基づく解析モデル

評価項目		方向	要素 番号	組合せ ケース	発生値	許容値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ( $\times 10^{-3}$ )	EW	1123	6	0.815	3.00
	鉄筋圧縮ひずみ ( $\times 10^{-3}$ )	放射	169	2	0.512	5.00
面外せん断力	面外せん断応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	NS	1158	4	2.41 (1.57*)	2.42

注記\*：応力の再分配等を考慮して、応力平均化を行った結果。

(b) 基本ケースの初期剛性に基づく解析モデル

評価項目		方向	要素 番号	組合せ ケース	発生値	許容値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ( $\times 10^{-3}$ )	EW	1123	6	0.766	3.00
	鉄筋圧縮ひずみ ( $\times 10^{-3}$ )	放射	169	2	0.488	5.00
面外せん断力	面外せん断応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	NS	1158	4	2.36 (1.52*)	2.42

注記\*：応力の再分配等を考慮して、応力平均化を行った結果。

## 8. 検討のまとめ

原子炉建屋基礎版の耐震評価にあたり，剛性低下を考慮した影響検討を実施した。

検討の結果，剛性低下を考慮した影響検討結果と設計ケースによる評価結果とを比較すると，剛性低下の影響により発生値は増加傾向にあるが，軸力及び曲げモーメントによる鉄筋及びコンクリートのひずみ並びに面外せん断応力度が，各許容値を超えないことを確認した。

以上のことから，剛性低下を考慮した影響検討の結果，原子炉建屋基礎版が有する耐震性への影響はないことを確認した。

## 別紙 7 原子炉建屋基礎版の応力解析における応力平均化の考え方



## 目 次

1. 概要 .....	別紙 7- 1
2. 応力平均化の考え方 .....	別紙 7- 2
2.1 応力平均化を実施した領域における断面の評価要素 .....	別紙 7- 2
2.2 応力平均化の方法 .....	別紙 7- 4
2.3 応力平均化の結果 .....	別紙 7- 9
2.4 断面の評価結果 .....	別紙 7-11

## 1. 概要

本資料は、「補足-610-8 原子炉建屋基礎版の耐震性評価についての計算書に関する補足説明資料」のうち「別紙 6 剛性低下を考慮した影響検討」の不確かさケースの初期剛性に基づく解析ケース及び基本ケースの初期剛性に基づく解析ケース（工認ケース）を対象として、原子炉建屋基礎版の応力解析における応力平均化の考え方について示すものである。

3次元 FEM モデルを用いた応力の算定において、FEM 要素に応力集中等が見られる場合については、「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）」（以下「RC-N 規準」という。）に基づき、応力の再配分等を考慮してある一定の領域の応力を平均化したうえで断面の評価を行っている。この場合、当該要素における応力度ではなく、周囲の複数の要素で平均化した応力度に対して断面の評価を実施していることから、本資料では、複数の要素での応力平均化の考え方及びその結果を示す。

## 2. 応力平均化の考え方

### 2.1 応力平均化を実施した領域における断面の評価要素

断面の評価要素は、応力平均化を行うことによって応力が変わることから、応力平均化前の断面力に対する検定値を元を選定している。

原子炉建屋基礎版では、応力平均化前の応力分布において、局所的に大きな面外せん断力が発生している要素を断面の評価要素とし、応力平均化を行い、応力平均化後の値に対する断面の評価を実施した。

応力平均化を実施した要素を表 2-1、要素位置図を図 2-1 に示す。

表 2-1 応力平均化要素

#### (a) 不確かさケースの初期剛性に基づく解析モデル

評価項目	方向	要素番号	組合せケース	平均化前の検定値 (発生値/許容値)
面外せん断 応力度	NS	1158	4	1.00

#### (b) 基本ケースの初期剛性に基づく解析モデル

評価項目	方向	要素番号	組合せケース	平均化前の検定値 (発生値/許容値)
面外せん断 応力度	NS	1158	4	0.98

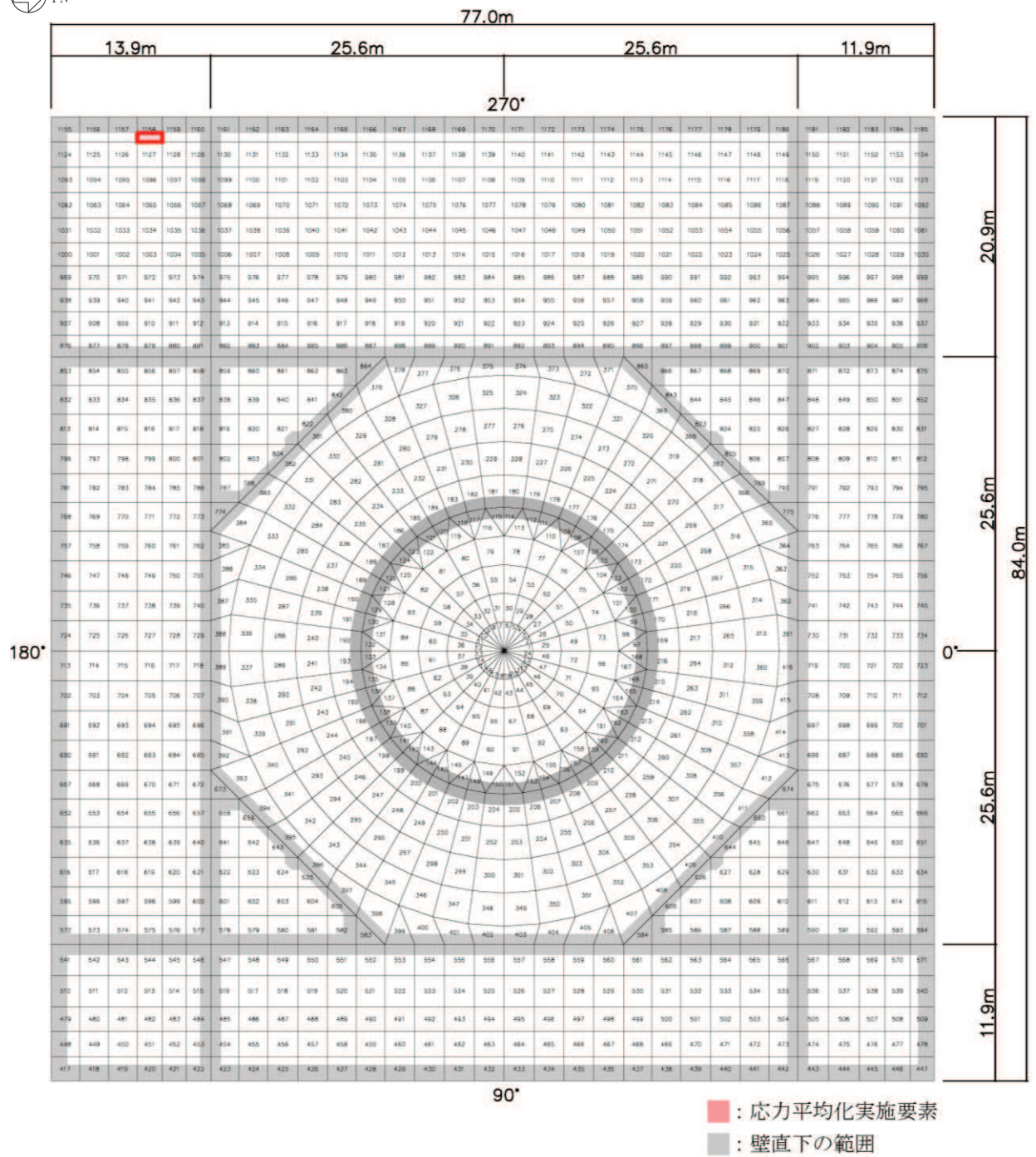


図 2-1 要素位置図

## 2.2 応力平均化の方法

3次元 FEM モデルを用いた応力解析においては、部材断面やモデル形状が大きく変化して不連続になっている箇所は、局所的な応力集中が発生しやすい。原子炉建屋基礎版の3次元 FEM モデルを用いた応力解析において、当該部は図 2-2 に示すようにシェル壁、耐震壁と隣接した要素であり、応力が集中しやすい。図 2-3 に示す面外せん断力のコンター図を見ると、当該要素周辺では大きな面外せん断力が発生していることが分かる。

そこで、今回の原子炉建屋基礎版の応力解析においては、RC-N 規準を参考に、コンクリートのひび割れによる応力の再配分を考慮し、応力の平均化を行った。なお、今回の原子炉建屋基礎版の応力解析には弾塑性解析を採用し、材料の非線形特性を設定しているが、面外せん断力に対しては非線形特性を考慮できないことから、算出された応力に対して平均化を行った。

RC-N 規準においては、「線材では、部材端に生じる斜めせん断ひび割れによって部材有効せい程度離れた断面の引張鉄筋の応力度が部材端と同じ大きさまで増大する現象（テンションシフト）が生じるが、面材では、斜めひび割れが発生した場合においても、材軸直交方向への応力再配分によって、線材におけるテンションシフトのような現象は生じにくいと考えられる。」とされており、耐震壁の面外せん断力について、「面材であるため、局所的に応力の集中があったとしても、応力の再配分を生じ、破壊に至ることはない。」とされている。また、基礎版のような大断面を有する面材の面外せん断力について、「通常の場合、FEM 解析の要素サイズは、基礎版厚より小さいため、付図 2.2 に模式的に示されるように設計用面外せん断力は想定されるひび割れ領域での平均面外せん断力に対して大きめの評価となっているといえる。また、基礎版においても、耐震壁と同様、面材における面外せん断力の再配分も期待できる。」とされている。RC-N 規準の付図 2.2 を図 2-4 に示す。

壁、床スラブ、基礎版のような面材については、RC-N 規準に示されるように、面材に荷重を作用させる直交部材からせん断破壊面が 45 度の角度で進展すると考えられることから、せん断破壊面が面材の表面から裏面まで貫通する範囲、すなわち部材厚の範囲に応力が再配分されると考えられる。原子炉建屋基礎版における面外せん断力に対する応力平均化の考え方を図 2-5 に示す。

以上より、応力の平均化は、応力コンター図及び基礎版の直上の壁配置等を考慮し、当該要素の壁から離れる側の応力方向に位置する隣接要素に対して、壁面から基礎版の部材厚である 6.0m 分の範囲で行った。各要素について応力平均化範囲を図 2-6 に示す。

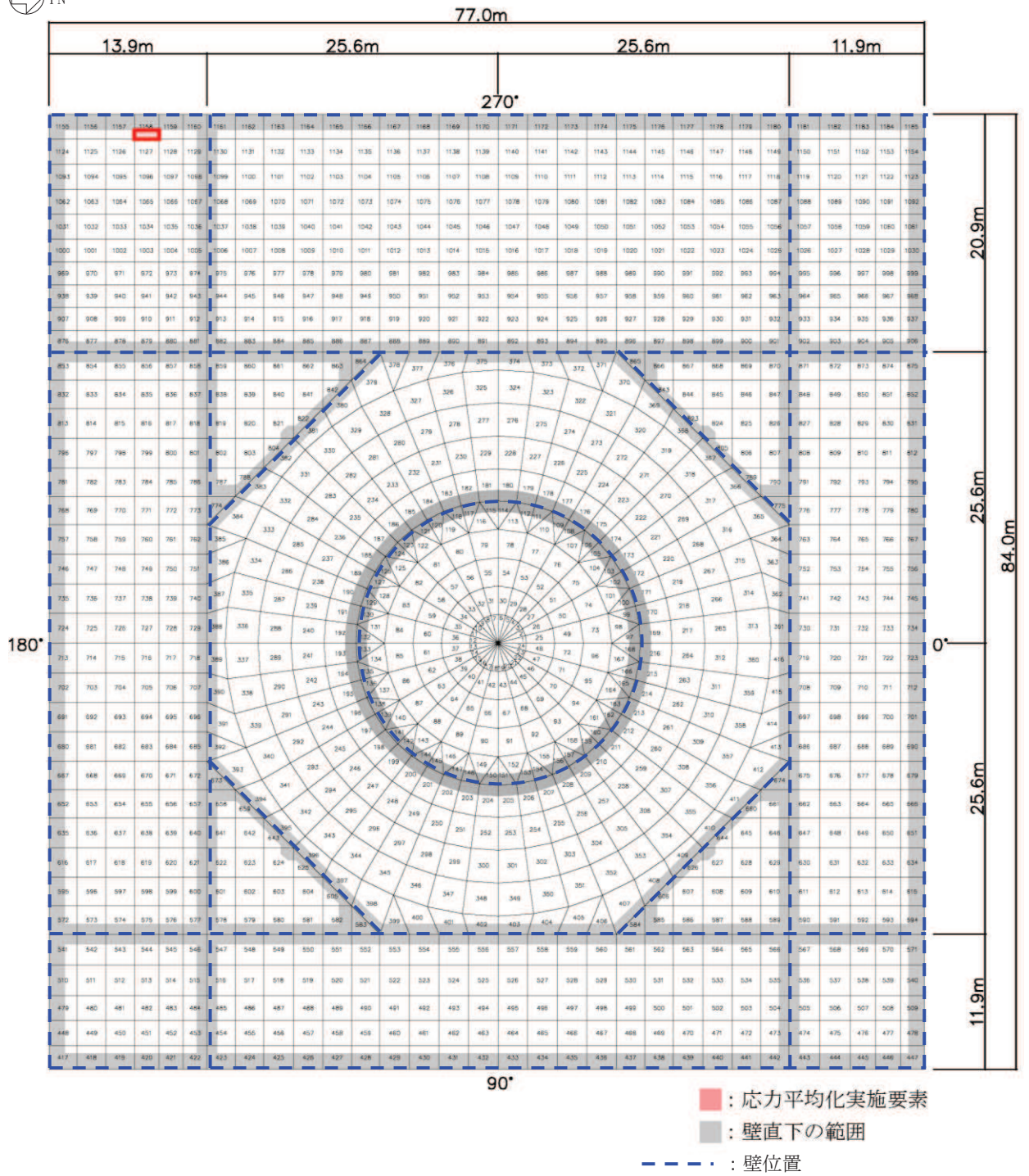
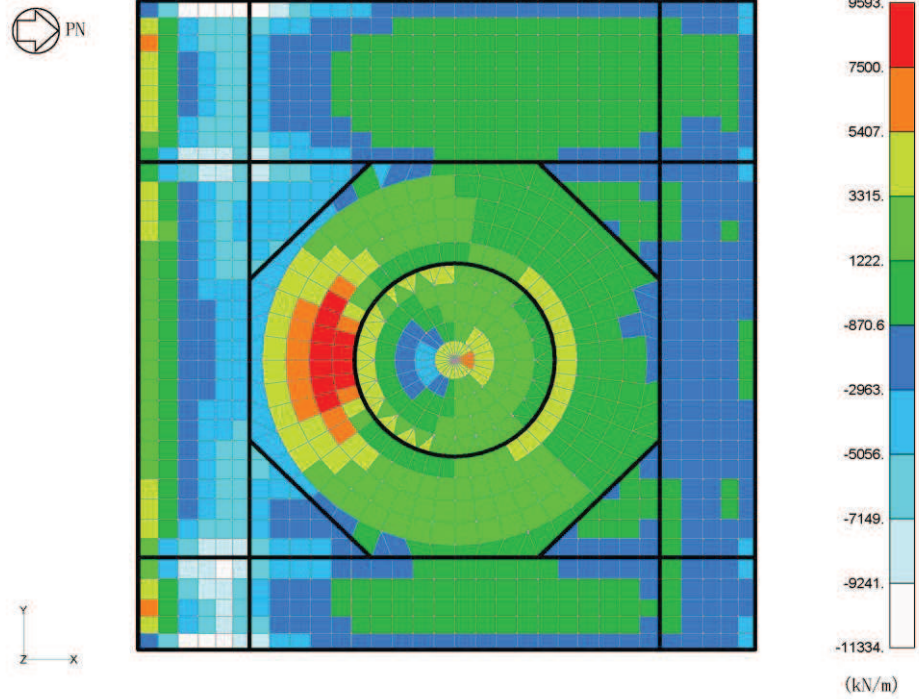


図 2-2 原子炉建屋基礎版に接続する壁の配置

c4004 Qx

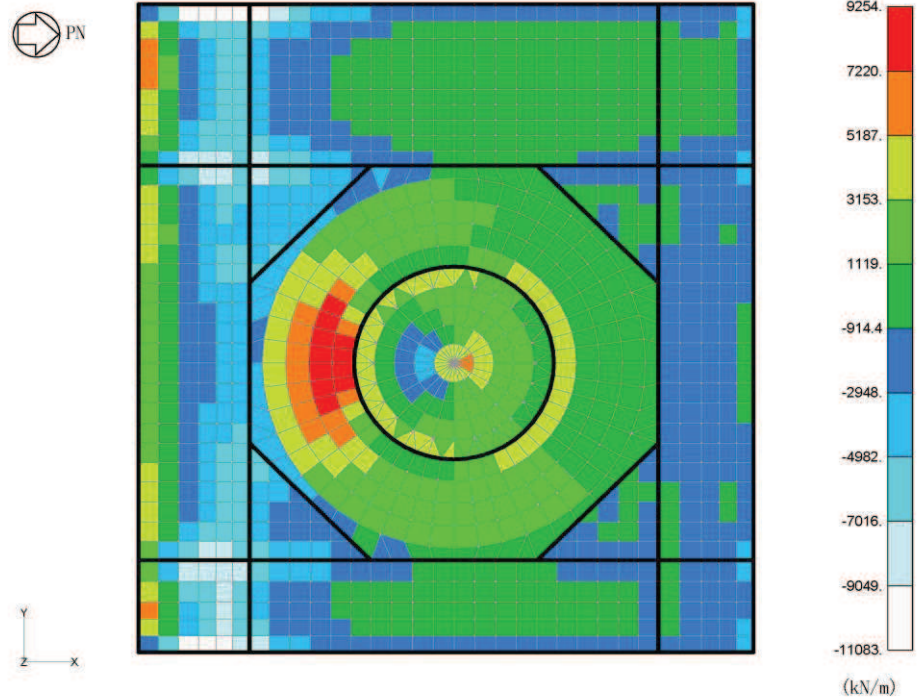


※要素25~360は円周方向を示す。  
※太線部は壁の位置を示す。

組合せケース 4 (放射方向, NS 方向)

(a) 不確かさケースの初期剛性に基づく解析モデル

c3004 Qx



※要素25~360は円周方向を示す。  
※太線部は壁の位置を示す。

組合せケース 4 (放射方向, NS 方向)

(b) 基本ケースの初期剛性に基づく解析モデル

図 2-3 面外せん断力のコンター図

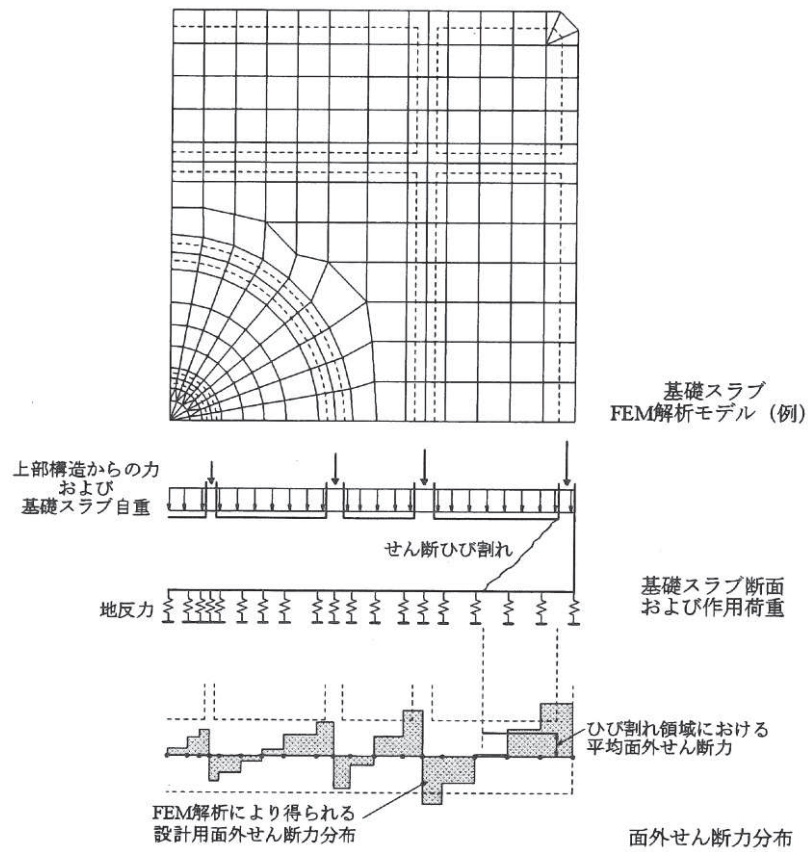


図 2-4 RC-N 規準の付図 2.2

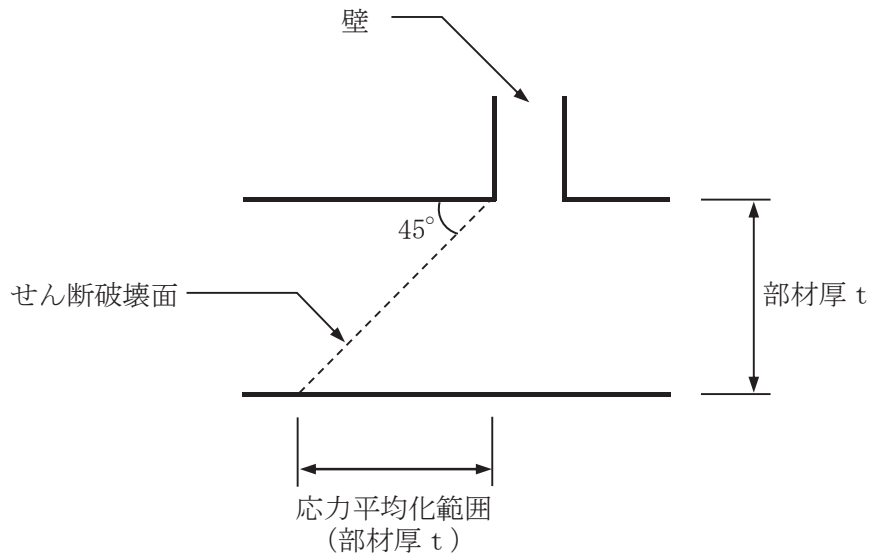
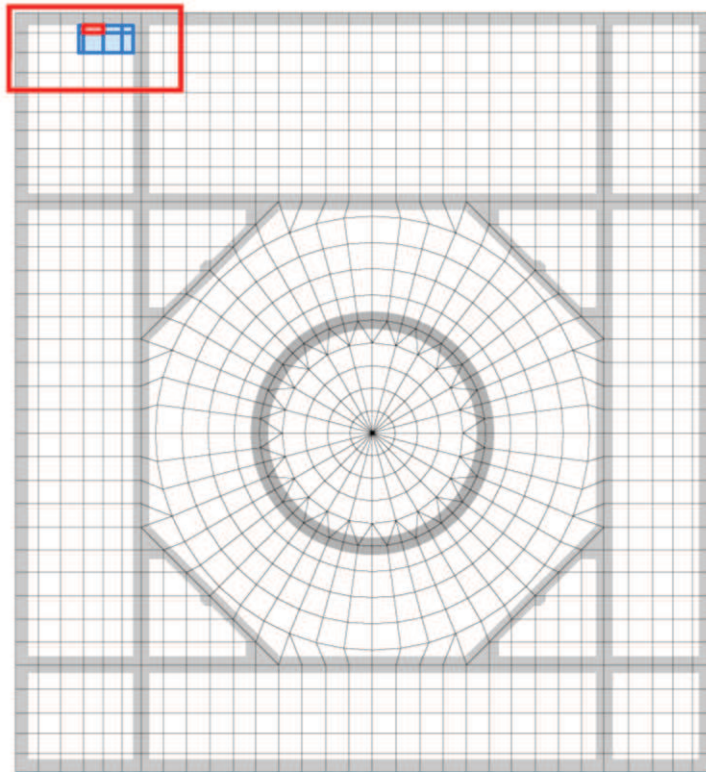


図 2-5 原子炉建屋基礎版における面外せん断力に対する応力平均化の考え方





1155	1156	1157	1158	1159	1160	1161	1162
1124	1125	1126	1127	1128	1129	1130	1131
1093	1094	1095	1096	1097	1098	1099	1100
1062	1063	1064	1065	1066	1067	1068	1069

- : 応力平均化実施要素
- : 平均化実施に用いた周辺要素
- : 壁直下の範囲 (平均化対象外)

NS 方向 要素番号 1158

図 2-6 応力平均化範囲

### 2.3 応力平均化の結果

応力平均化の手法として、下式のとおり、要素面積を考慮した重み付け平均で平均化を行っている。応力平均化に用いる各要素の発生値、面積及び重み付け値を表2-2及び表2-4に示す。また、応力平均化の結果を表2-3及び表2-5に示す。

$$\tau_{ave} = \Sigma(\tau_i \times A_i) / \Sigma A_i$$

ここで、

$\tau_{ave}$  : 平均化後の面外せん断応力度

$\tau_i$  : 平均化前の各要素の面外せん断応力度 (発生値)

$A_i$  : 応力平均化範囲における各要素の面積

表2-2 応力平均化に用いる各要素の発生値、面積及び重み付け値  
(不確かさケースの初期剛性に基づく解析モデル)

方向	応力平均化対象要素	組合せケース	要素番号	発生値 $\tau_i$ (N/mm <sup>2</sup> )	要素面積 $A_i$ (m <sup>2</sup> )	重み付け値 $\tau_i \times A_i$ ( $\times 10^6$ N)
NS	1158	4	1126	0.74	1.10	0.82
			1127	1.16	4.84	5.61
			1128	1.48	4.62	6.85
			1129	1.46	2.64	3.86
			1157	2.13	0.40	0.86
			1158	2.41	1.76	4.25
			1159	2.39	1.68	4.01
			1160	2.16	0.96	2.07
合計					18.00	28.33

表2-3 応力平均化結果  
(不確かさケースの初期剛性に基づく解析モデル)

方向	要素番号	組合せケース	面外せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
			平均化前	平均化後
NS	1158	4	2.41	1.57

表2-4 応力平均化に用いる各要素の発生値，面積及び重み付け値  
(基本ケースの初期剛性に基づく解析モデル)

方向	応力平均化 対象要素	組合せ ケース	要素番号	発生値 $\tau_i$ (N/mm <sup>2</sup> )	要素面積 $A_i$ (m <sup>2</sup> )	重み付け値 $\tau_i \times A_i$ ( $\times 10^6$ N)
NS	1158	4	1126	0.72	1.10	0.79
			1127	1.12	4.84	5.41
			1128	1.43	4.62	6.62
			1129	1.40	2.64	3.69
			1157	2.04	0.40	0.82
			1158	2.36	1.76	4.16
			1159	2.32	1.68	3.90
			1160	2.08	0.96	2.00
合計					18.00	27.39

表 2-5 応力平均化結果  
(基本ケースの初期剛性に基づく解析モデル)

方向	要素番号	組合せケース	面外せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
			平均化前	平均化後
NS	1158	4	2.36	1.52

## 2.4 断面の評価結果

### 2.4.1 断面の評価方法

断面の評価方法として、面外せん断力の発生値が許容値を超えないことを確認する。許容値は、「RC-N 規準」に基づき算出する。

### 2.4.2 断面の評価結果

応力平均化後の評価結果を表 2-6 に示す。表 2-6 より、応力平均化後の面外せん断応力度の発生値が許容値を超えないことを確認した。

表 2-6 応力平均化後の評価結果

(a) 不確かさケースの初期剛性に基づく解析モデル

方向	要素番号	組合せケース	面外せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		平均化後の検定値 (発生値/許容値)
			発生値	許容値*	
NS	1158	4	1.57	2.42	0.66

注記\* : 応力平均化範囲に存在する面外せん断補強筋を考慮して許容値を算定

(b) 基本ケースの初期剛性に基づく解析モデル

方向	要素番号	組合せケース	面外せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		平均化後の検定値 (発生値/許容値)
			発生値	許容値*	
NS	1158	4	1.52	2.42	0.63

注記\* : 応力平均化範囲に存在する面外せん断補強筋を考慮して許容値を算定

## 別紙 8 原子炉建屋基礎版の応力解析における浮力の影響検討

## 目 次

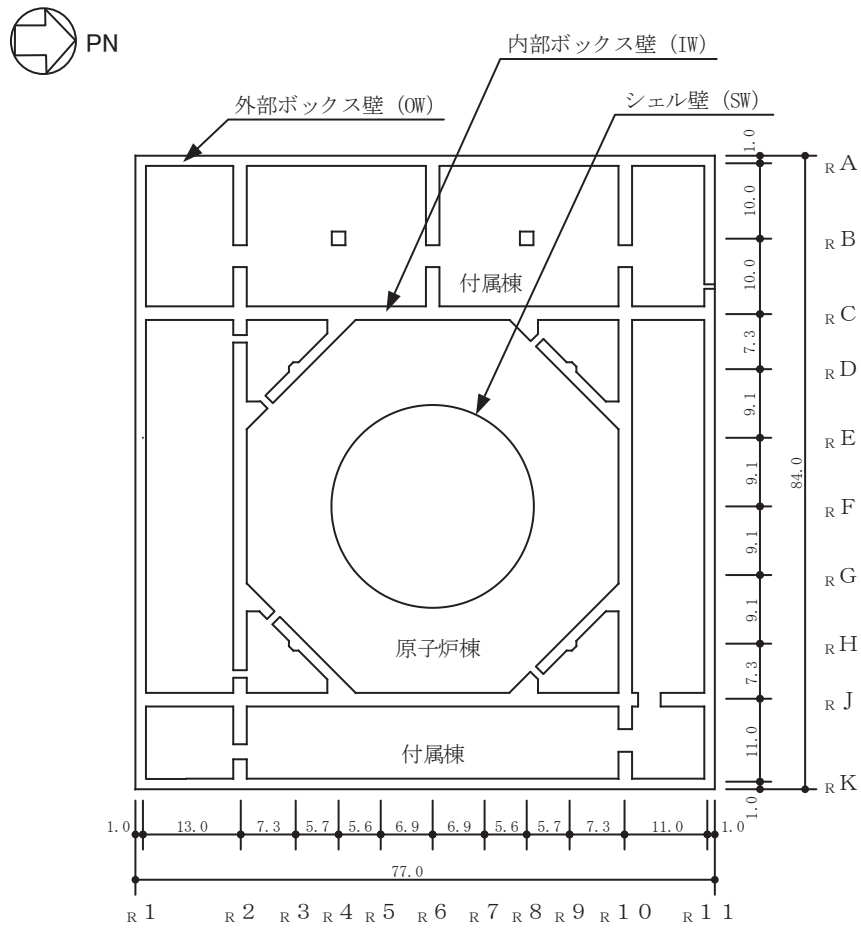
1. 検討の概要 .....	別紙 8- 1
2. 検討方針 .....	別紙 8- 4
3. 荷重及び荷重の組合せ .....	別紙 8- 4
4. 使用材料の許容限界 .....	別紙 8- 4
5. 応力解析 .....	別紙 8- 5
6. 評価方法 .....	別紙 8- 9
7. 評価結果 .....	別紙 8- 9
8. 検討のまとめ .....	別紙 8-14

## 1. 検討の概要

添付書類「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」において、浮力の算定にあたっては、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、地下水位を基礎版中央レベルに設定して評価を行っている。一方で、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」では、浸透流解析の結果は原子炉建屋基礎版よりも低い位置であることから、ここでは、地下水位を基礎版下レベルに設定した場合の影響を検討する。

原子炉建屋基礎版は、付属棟基礎と一体となっており、付属棟基礎を含む平面の形状は、南北方向 77.0m、東西方向 84.0m の矩形であり、厚さは 6.0m である。

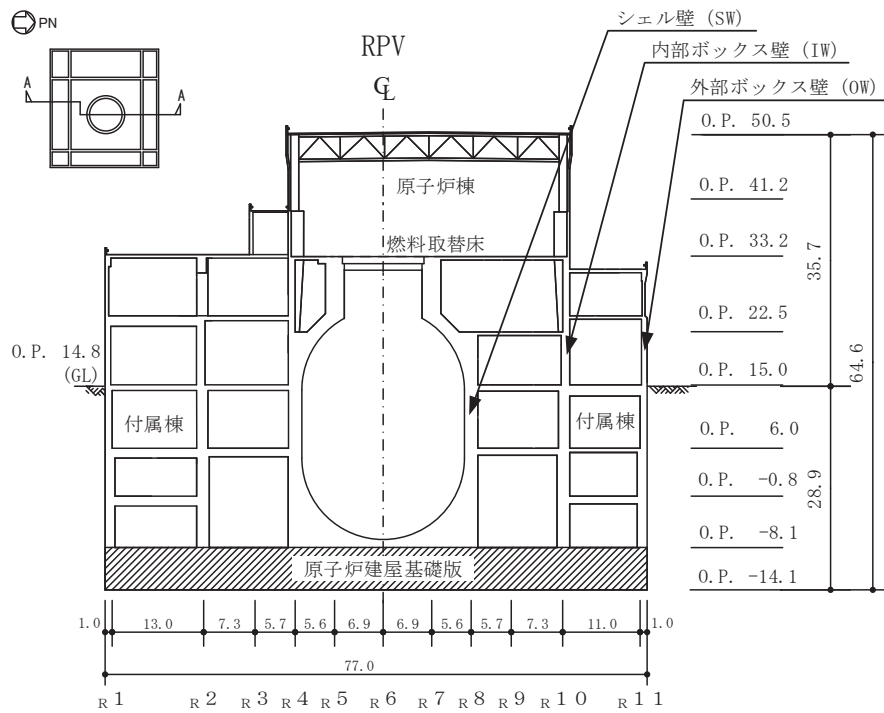
原子炉建屋基礎版の概略平面図及び概略断面図を図 1-1 及び図 1-2 に示す。



(単位 : m)

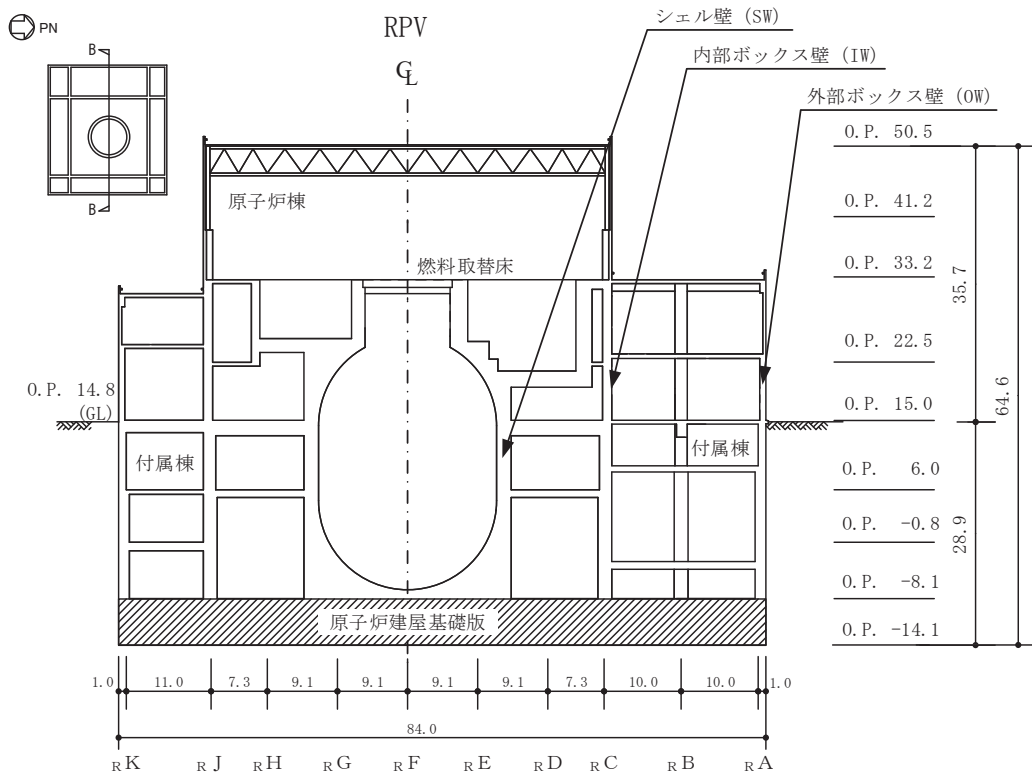
図 1-1 原子炉建屋基礎版の概略平面図 (0.P.-8.1 m)





(単位 : m)

図 1-2(1) 原子炉建屋基礎版の概略断面図 (A-A 断面 NS 方向)



(単位 : m)

図 1-2(2) 原子炉建屋基礎版の概略断面図 (B-B 断面 EW 方向)

## 2. 検討方針

原子炉建屋基礎版の評価にあたり、浮力の算定において、地下水位を基礎版下レベルに設定した場合の影響を検討する。

評価に当たっては、 $S_s$ 地震時に対して、3次元FEMモデルの応力解析結果を用いた断面の評価について、許容値を超えないことを確認する。

解析モデルの詳細及び許容値については、添付書類「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」（以下「基礎版の耐震計算書」という。）に示すものと同一である。

## 3. 荷重及び荷重の組合せ

荷重の組合せは、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。また、荷重の組合せを表3-1に示す。固定荷重（G）を除き荷重の詳細は、基礎版の耐震計算書に示す積載荷重（P）及び地震荷重（ $S_s$ ）と同一である。固定荷重（G）については、地下水位を基礎版下レベルに設定した場合の検討を行う。

表3-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
$S_s$ 地震時	G + P + $S_s$

G : 固定荷重（浮力は0 kN/m<sup>2</sup>とする）

P : 積載荷重

$S_s$  : 地震荷重（地震時土圧，トラスサポート地震時反力を含む）

## 4. 使用材料の許容限界

コンクリート及び鉄筋の許容限界は、基礎版の耐震計算書の「4.3 許容限界」に示す内容と同一である。

## 5. 応力解析

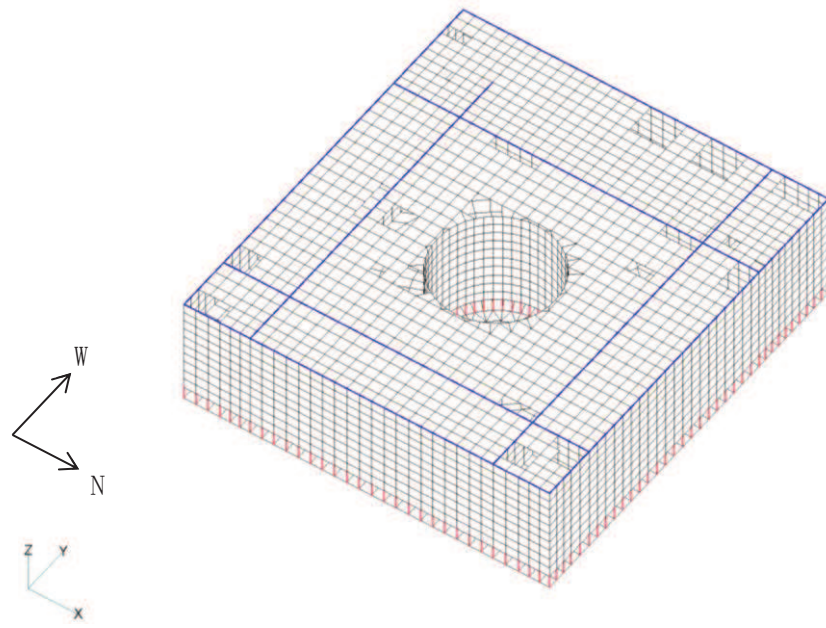
解析モデル図を図 5-1 に示す。解析モデルの詳細は、基礎版の耐震計算書の「4.4 解析モデル及び諸元」に示す内容と同一である。

S<sub>s</sub>地震時の応力は、基礎版の耐震計算書の「4.5.1 応力解析方法」に示す、次の荷重を組み合わせて求める。

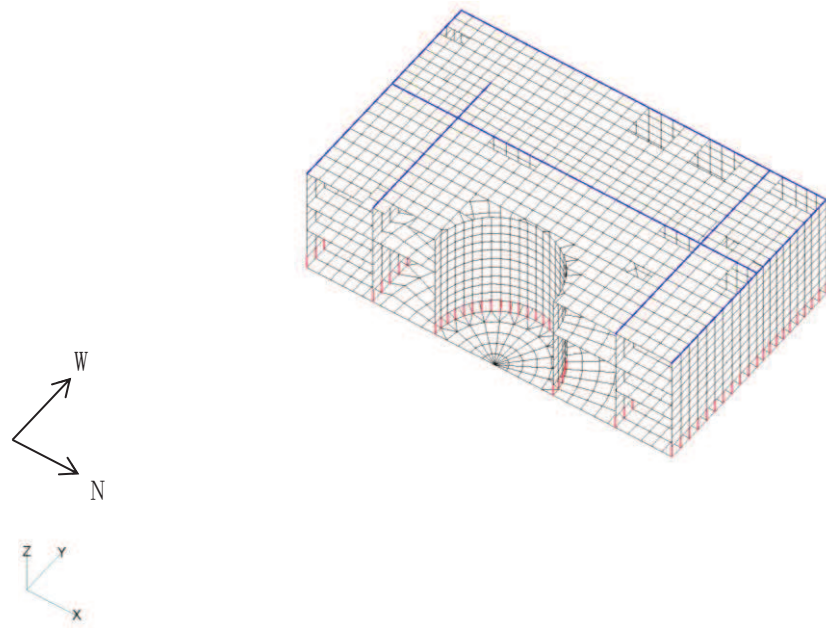
G	: 固定荷重
P	: 積載荷重
S <sub>s</sub> S <sub>s</sub> N	: S→N 方向 S <sub>s</sub> 地震荷重 (地震時土圧を含む)
S <sub>s</sub> S <sub>s</sub> NS	: N→S 方向 S <sub>s</sub> 地震荷重 (地震時土圧を含む)
S <sub>s</sub> S <sub>s</sub> EW	: E→W 方向 S <sub>s</sub> 地震荷重 (地震時土圧を含む)
S <sub>s</sub> S <sub>s</sub> WE	: W→E 方向 S <sub>s</sub> 地震荷重 (地震時土圧を含む)
S <sub>s</sub> S <sub>s</sub> UD	: 鉛直方向 (下向き) S <sub>s</sub> 地震荷重
S <sub>s</sub> S <sub>s</sub> DU	: 鉛直方向 (上向き) S <sub>s</sub> 地震荷重

水平地震力と鉛直地震力の組合せは、「原子力発電所耐震設計技術規程 (J E A C 4 6 0 1 - 2015)」を参考に、組合せ係数法 (組合せ係数は 1.0 と 0.4) を用いるものとする。荷重の組合せケースを表 5-1 に示す。

影響検討にあたっては、鉛直方向 (上向き) の中で最も検定比の大きいケース No. 4, 及び鉛直方向 (下向き) の中で最も検定比の大きいケース No. 11 に対する検討を実施する。

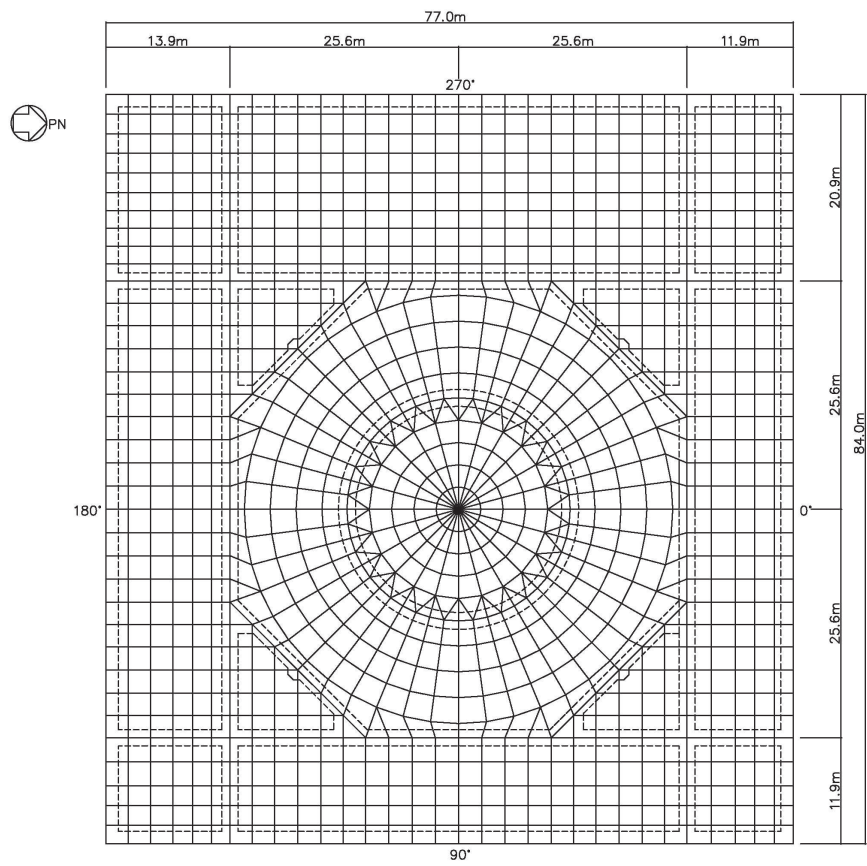


(a) 全体鳥瞰図



(b) 全体鳥瞰断面図

図 5-1(1) 解析モデル (1/2)



(c) 基礎版要素分割図

図 5-1 解析モデル (2/2)

表 5-1 荷重の組合せケース

外力の状態	ケース No.	荷重の組合せ
S s 地震時	1	$G + P + 1.0 S_{s\ SN} + 0.4 S_{s\ UD}$
	2	$G + P + 1.0 S_{s\ SN} + 0.4 S_{s\ DU}$
	3	$G + P + 1.0 S_{s\ NS} + 0.4 S_{s\ UD}$
	4	$G + P + 1.0 S_{s\ NS} + 0.4 S_{s\ DU}$
	5	$G + P + 1.0 S_{s\ EW} + 0.4 S_{s\ UD}$
	6	$G + P + 1.0 S_{s\ EW} + 0.4 S_{s\ DU}$
	7	$G + P + 1.0 S_{s\ WE} + 0.4 S_{s\ UD}$
	8	$G + P + 1.0 S_{s\ WE} + 0.4 S_{s\ DU}$
	9	$G + P + 0.4 S_{s\ SN} + 1.0 S_{s\ UD}$
	10	$G + P + 0.4 S_{s\ SN} + 1.0 S_{s\ DU}$
	11	$G + P + 0.4 S_{s\ NS} + 1.0 S_{s\ UD}$
	12	$G + P + 0.4 S_{s\ NS} + 1.0 S_{s\ DU}$
	13	$G + P + 0.4 S_{s\ EW} + 1.0 S_{s\ UD}$
	14	$G + P + 0.4 S_{s\ EW} + 1.0 S_{s\ DU}$
	15	$G + P + 0.4 S_{s\ WE} + 1.0 S_{s\ UD}$
	16	$G + P + 0.4 S_{s\ WE} + 1.0 S_{s\ DU}$

注：着色部分は本資料における検討ケースを示す。

## 6. 評価方法

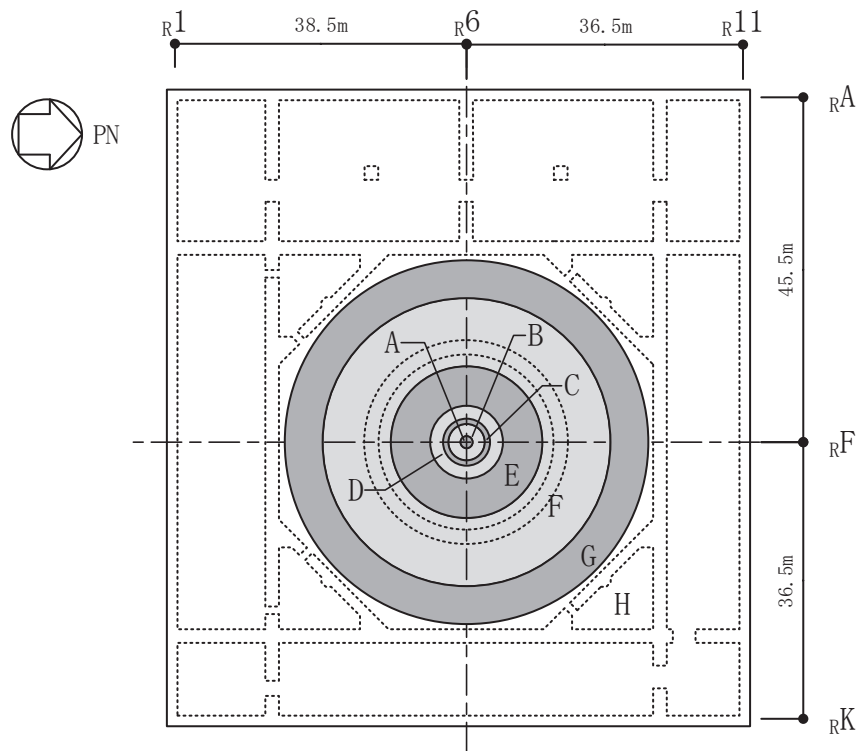
基礎の断面の評価は、基礎版の耐震計算書の「4.5.2 断面の評価方法」に示す方法と同一である。

## 7. 評価結果

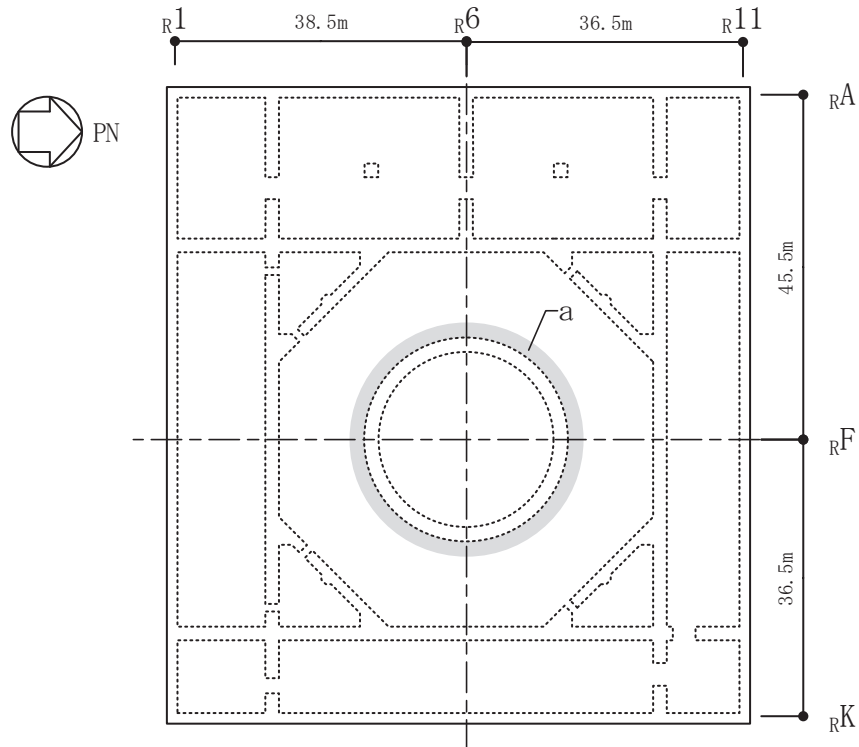
断面の評価結果を以下に示す。また、3次元 FEM モデルの配筋領域図及び配筋一覧を図 7-1 及び表 7-1 に示す。断面の評価結果を記載する要素は、軸力及び曲げモーメントによる鉄筋及びコンクリートのひずみ並びに面外せん断力に対する評価において、発生値に対する許容値の割合が最小となる要素とする。

選定した要素の位置を図 7-2 に、評価結果を表 7-2 に示す。

地下水位を基礎版中央レベルとして評価したケースに対する評価結果と比較すると、鉛直方向（上向き）のケース No. 4 では発生値は減少傾向にあり、鉛直方向（下向き）のケース No. 11 では発生値は変わらず、軸力及び曲げモーメントによる鉄筋及びコンクリートのひずみ並びに面外せん断応力度が、各許容値を超えないことを確認した。



(a) 主筋



(b) せん断補強筋

図 7-1 配筋領域図



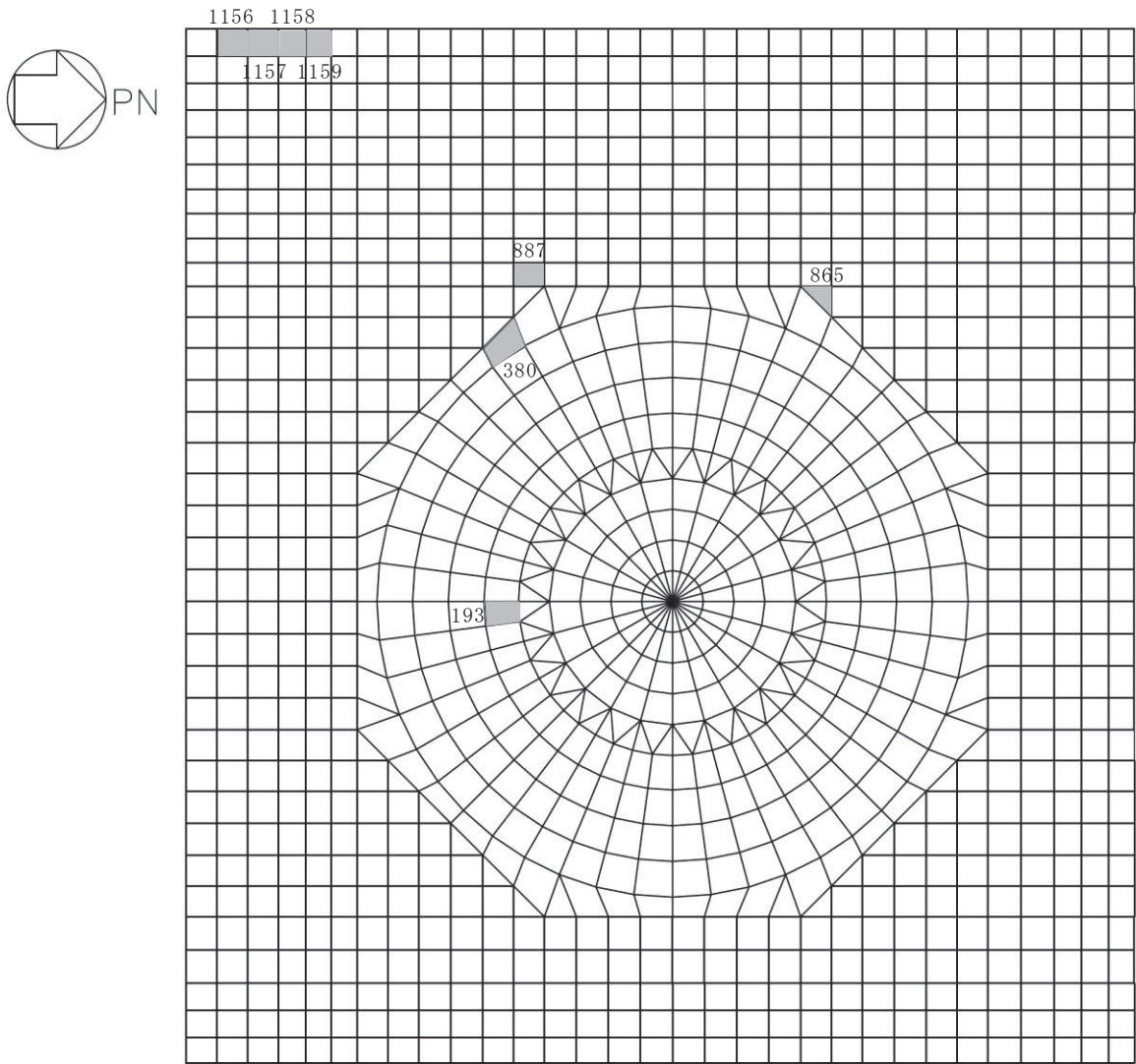
表 7-1 配筋一覧

(a) 主筋

領域	上ば筋		下ば筋	
	方向	配筋	方向	配筋
A	NS	2-D38@200	NS	2-D38@200
	EW	2-D38@200	EW	2-D38@200
B	NS	2-D38@200	NS	2-D38@200
	EW	2-D38@200	EW	2-D38@200
	放射	3×54-D38	放射	5×54-D38
C	放射	3×54-D38	放射	5×54-D38
	円周	2-D38@200 + D38@400	円周	2-D38@200 + 3-D38@400
D	放射	3×108-D38	放射	5×108-D38
	円周	2-D38@200 + D38@400	円周	2-D38@200 + 3-D38@400
E	放射	3×216-D38	放射	5×216-D38
	円周	2-D38@200 + D38@400	円周	2-D38@200 + 3-D38@400
F	放射	3×432-D38	放射	5×432-D38
	円周	2-D38@200 + D38@400	円周	2-D38@200 + 3-D38@400
G	放射	3×864-D38	放射	5×864-D38
	円周	2-D38@200 + D38@400	円周	2-D38@200 + 3-D38@400
H	NS	2-D38@200	NS	3-D38@200 + D38@400
	EW	2-D38@200	EW	3-D38@200 + D38@400

(b) せん断補強筋

領域	配筋
a	D32@400×108/周



注：数字は要素番号を示す。

図 7-2 選定した要素の位置 S s 地震時

表 7-2 原子炉建屋基礎版の評価結果 S s 地震時

(a) 地下水位を基礎版下レベルとした場合

評価項目		方向	要素 番号	組合せ ケース	発生値	許容値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ( $\times 10^{-3}$ )	NS	1157	4	0.592	3.00
		NS	887	11	0.0779	3.00
	鉄筋圧縮ひずみ ( $\times 10^{-3}$ )	放射	193	4	0.354	5.00
		EW	865	11	0.0575	5.00
面外せん断力	面外せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	NS	1159	4	1.92	2.42
		EW	380	11	1.16	2.42

(b) 地下水位を基礎版中央レベルとした場合 (工認ケース)

評価項目		方向	要素 番号	組合せ ケース	発生値	許容値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ( $\times 10^{-3}$ )	NS	1156	4	0.690	3.00
		NS	887	11	0.0779	3.00
	鉄筋圧縮ひずみ ( $\times 10^{-3}$ )	放射	193	4	0.472	5.00
		EW	865	11	0.0575	5.00
面外せん断力	面外せん断応力度 ( $N/mm^2$ )	NS	1158	4	2.36	2.42
		EW	380	11	1.16	2.42

## 8. 検討のまとめ

原子炉建屋基礎版の評価にあたり、浮力の算定において、地下水位を基礎版下レベルに設定した場合の影響を検討した。

検討の結果、地下水位が基礎版下レベルの場合に対する評価結果を地下水位が基礎版中央レベルの場合に対する評価結果と比較すると、浮力の影響により鉛直方向（上向き）のケース No. 4 では発生値は減少傾向にあり、鉛直方向（下向き）のケース No. 11 では発生値は変わらず、軸力及び曲げモーメントによる鉄筋及びコンクリートのひずみ並びに面外せん断応力度が、各許容値を超えないことを確認した。

以上のことから、地下水位を基礎版下レベルに設定した場合の影響検討の結果、原子炉建屋基礎版が有する耐震性への影響はないことを確認した。

別紙 9 原子炉建屋基礎版の応力解析における地震時増分土圧の算定  
について

## 目 次

1. 概要 .....	別紙 9- 1
2. 地震時増分土圧の算定 .....	別紙 9- 1
2.1 算定プロセス .....	別紙 9- 1
2.2 建屋等価剛性の算定 .....	別紙 9- 2
2.3 入力地震動の算定 .....	別紙 9- 4
2.4 解析モデル .....	別紙 9- 5
2.4.1 解析モデル概要 .....	別紙 9- 5
2.4.2 建屋諸元 .....	別紙 9- 5
2.4.3 地盤諸元 .....	別紙 9- 9
2.5 地震応答解析 .....	別紙 9-11
2.6 地震時増分土圧の算定結果 .....	別紙 9-11
3. 隣接構造物の影響確認 .....	別紙 9-12
3.1 影響確認方針 .....	別紙 9-12
3.2 地震時増分土圧の算定結果 .....	別紙 9-13
3.3 まとめ .....	別紙 9-14

## 1. 概要

本資料は、原子炉建屋基礎版の評価に用いる地震時増分土圧の算定について、使用した解析モデルおよび算定プロセスを説明するものである。ここでは代表として NS 方向について説明する。

また、原子炉建屋基礎版の評価に用いる地震時増分土圧は、隣接構造物を考慮していない解析モデルにより評価している。一方、原子炉建屋の東側には海水ポンプ室が位置していることから、本資料では、原子炉建屋の基礎版評価に用いる地震時増分土圧について、海水ポンプ室を考慮した地震応答解析から得られる地震時増分土圧との比較を行い、その保守性を確認する。

## 2. 地震時増分土圧の算定

### 2.1 算定プロセス

算定プロセスの概要を図 2-1

図に示す。

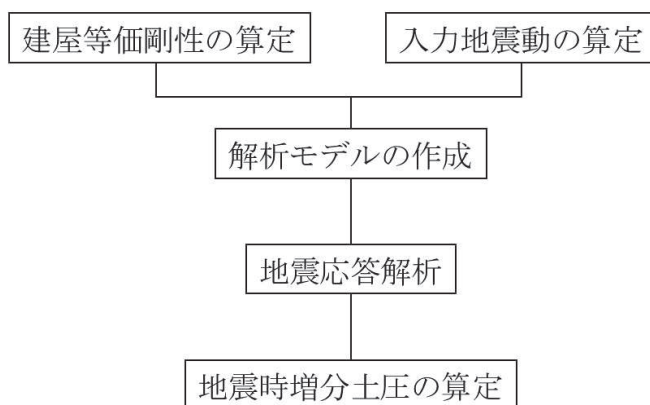


図 2-1 地震時増分土圧の算定プロセスの概要

## 2.2 建屋等価剛性の算定

土圧算定に用いる解析プログラムである SuperFLUSH/2D では、周波数応答解析を行うため、線形問題にしか適用が出来ない。建屋は、基準地震動  $S_s$  に対する地震応答解析時に非線形領域に到達することから、等価線形剛性を以下の手順により算出する。

- ① 質点系モデル（非線形）において、各床レベルの応答加速度時刻歴波形をフーリエ変換し、フーリエスペクトルを算定する。さらに、基礎レベルの応答波形フーリエスペクトルで除すことで、基礎に対する建屋各床レベルのフーリエスペクトル比（伝達関数）を算出する（図 2-2 の青線）。
- ② 質点系モデル（線形）において、①と同様の手順により、フーリエスペクトル比を算出する（図 2-2 の赤線）。
- ③ 質点系モデル（非線形）と質点系モデル（線形）のフーリエスペクトル比の 1 次ピーク振動数を比較すると、図 2-2 で示したように差が生じる。非線形モデルの 1 次ピーク振動数  $f_1$  と、線形モデルの 1 次ピーク振動数  $f_2$  を算出する。
- ④ 振動数比  $f_1/f_2$  を算出する。
- ⑤ 振動数比を 2 乗することにより、剛性比  $\alpha$  を算定する（表 2-1 参照）。
- ⑥ 等価線形モデルの剛性は、非線形地震応答解析モデルの初期剛性  $K$  に剛性比  $\alpha$  を乗じ、 $K_e = \alpha K$  とする。

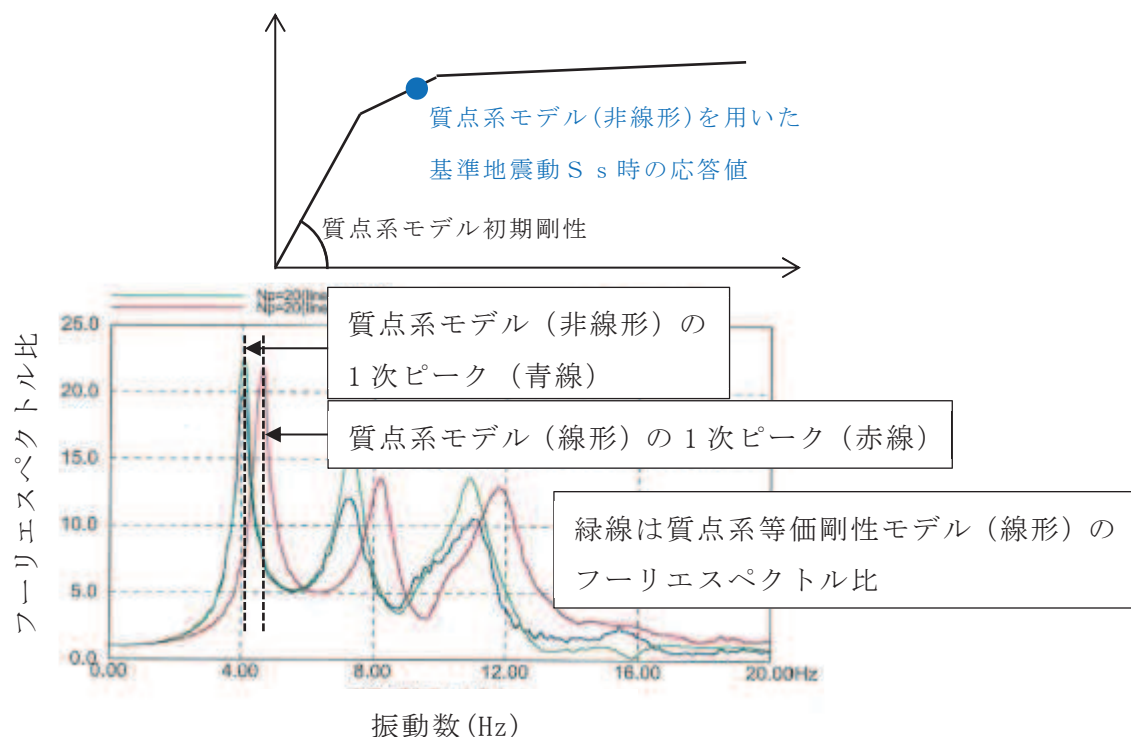


図 2-2 質点系モデル（非線形）と質点系モデル（線形）の伝達関数の例



表 2-1 1次ピーク振動数比及び剛性比  $\alpha$

地震波	非線形モデルの 1次ピーク振動数 $f_1$ (Hz)	線形モデルの 1次ピーク振動数 $f_2$ (Hz)	1次ピーク振動数比 (NS)	剛性比 $\alpha$ (NS)
Ss-D1	4.123	4.421	0.93	0.87
Ss-D2	3.953	4.415	0.90	0.80
Ss-D3	4.337	4.410	0.98	0.97
Ss-F1	4.403	4.418	1.00	0.99
Ss-F2	4.126	4.381	0.94	0.89
Ss-F3	4.327	4.407	0.98	0.96
Ss-N1	3.962	4.433	0.89	0.80
最小値	-	-	-	<b>0.80</b>

### 2.3 入力地震動の算定

解析モデルに入力する地震動は、解放基盤表面で定義された基準地震動  $S_s$  から、2次元 FEM モデル入力基盤面 (O.P. -200m) までの地盤モデルを用いて一次元波動論 (SHAKE) により求める。入力地震動の算定の概念図を図 2-3 に示す。

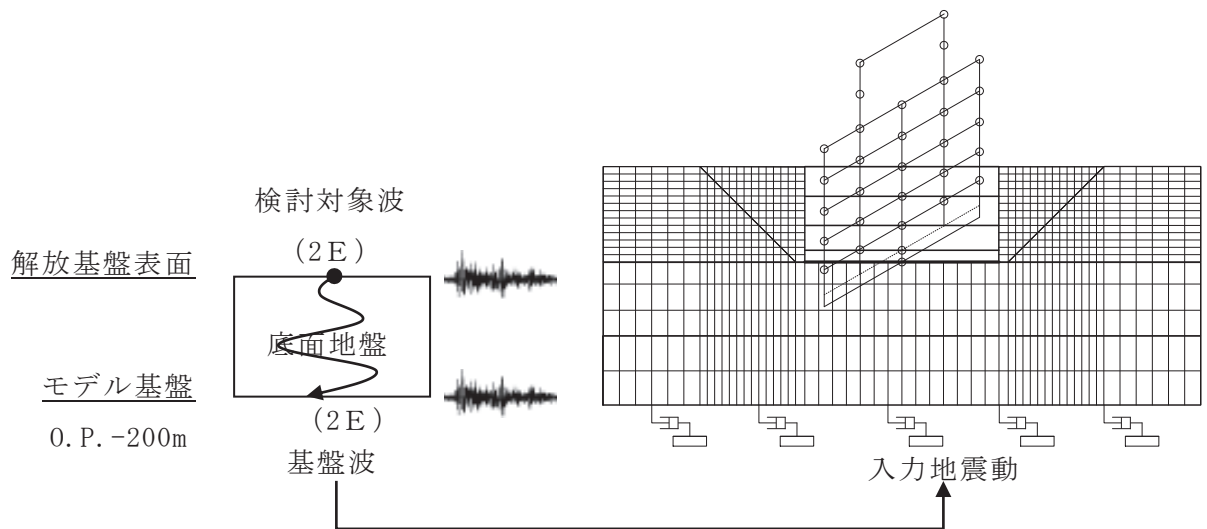


図 2-3 入力地震動の算定の概念図

## 2.4 解析モデル

### 2.4.1 解析モデル概要

解析モデル図を図 2-4 に示す。モデルの左右境界はエネルギー伝達境界とし、底面境界は粘性境界とする。

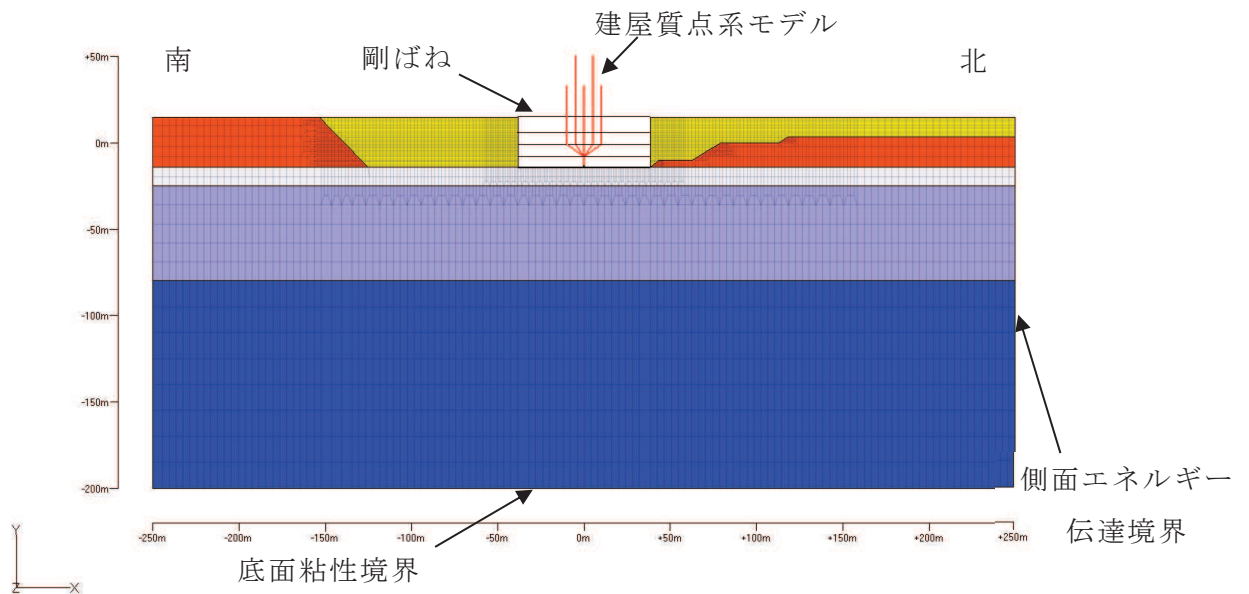


図 2-4 解析モデル図

### 2.4.2 建屋諸元

建屋諸元は、質点系モデル（図 2-5）をベースに単位幅（1m）に換算して算定する。建屋諸元を表 2-2 エラー！ 参照元が見つかりません。～表 2-3 に示す。

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

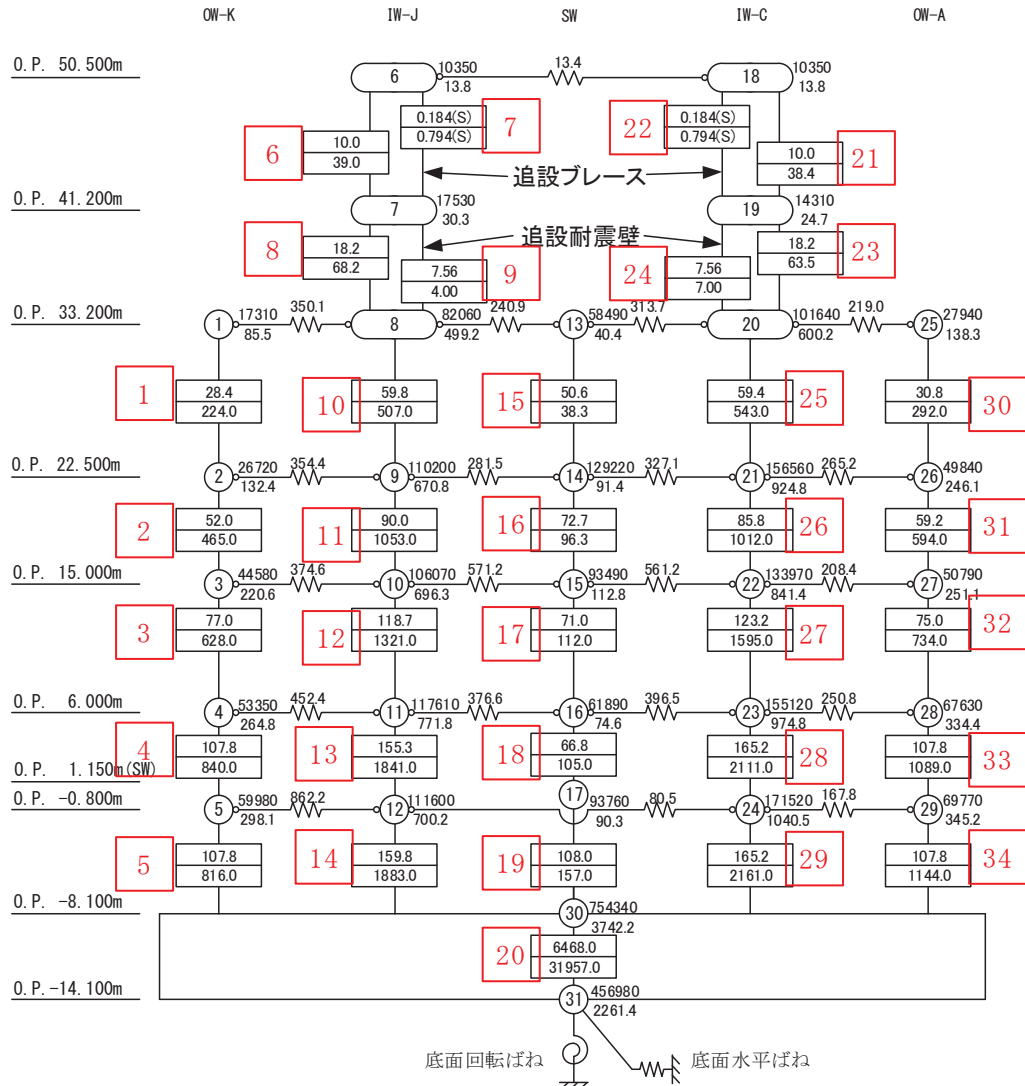
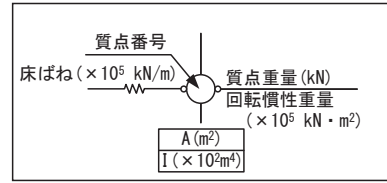


図 2-5 02R/B 質点系モデル及び諸元 (NS 方向)

注記\* : 赤字は曲げせん断棒の要素番号を示す。

表 2-2 質点の諸元

番号	単位幅 (1m) あたり	
	質量 kN	回転慣性質量 kN・m <sup>2</sup>
1	2.061E+02	1.018E+05
2	3.181E+02	1.576E+05
3	5.307E+02	2.627E+05
4	6.351E+02	3.152E+05
5	7.140E+02	3.549E+05
6	1.232E+02	1.646E+04
7	2.087E+02	3.607E+04
8	9.769E+02	5.942E+05
9	1.312E+03	7.985E+05
10	1.263E+03	8.289E+05
11	1.400E+03	9.188E+05
12	1.329E+03	8.336E+05
13	6.963E+02	4.810E+04
14	1.538E+03	1.088E+05
15	1.113E+03	1.343E+05
16	7.368E+02	8.884E+04
17	1.116E+03	1.075E+05
18	1.232E+02	1.646E+04
19	1.703E+02	2.942E+04
20	1.210E+03	7.145E+05
21	1.864E+03	1.101E+06
22	1.595E+03	1.002E+06
23	1.847E+03	1.160E+06
24	2.042E+03	1.239E+06
25	3.326E+02	1.646E+05
26	5.933E+02	2.930E+05
27	6.046E+02	2.989E+05
28	8.051E+02	3.981E+05
29	8.306E+02	4.109E+05
30	8.980E+03	4.455E+06
31	5.440E+03	2.692E+06

表 2-3 曲げせん断棒の諸元

番号	単位幅 (1m) あたり		せん断弾性係数×0.8 kN/m <sup>2</sup>	ポアソン比 -	減衰比 -	
	せん断断面積 m <sup>2</sup>	断面2次モーメント m <sup>4</sup>				
1	3.381E-01	2.667E+02	6.825E+06	0.16	0.05	
2	6.190E-01	5.536E+02	6.825E+06	0.16	0.05	
3	9.167E-01	7.476E+02	6.825E+06	0.16	0.05	
4	1.283E+00	1.000E+03	6.825E+06	0.16	0.05	
5	1.283E+00	9.714E+02	6.825E+06	0.16	0.05	
6	1.190E-01	4.643E+01	2.730E+06	0.16	0.05	オペフロ上部
7	2.195E-03	9.452E-01	6.355E+07	0.16	0.05	補強鉄骨ブレース
8	2.167E-01	8.119E+01	2.730E+06	0.16	0.05	オペフロ上部
9	9.000E-02	4.763E+00	8.394E+06	0.16	0.05	補強耐震壁
10	7.119E-01	6.036E+02	6.825E+06	0.16	0.05	
11	1.071E+00	1.254E+03	6.825E+06	0.16	0.05	
12	1.413E+00	1.573E+03	6.825E+06	0.16	0.05	
13	1.849E+00	2.192E+03	6.825E+06	0.16	0.05	
14	1.902E+00	2.242E+03	6.825E+06	0.16	0.05	
15	6.024E-01	4.560E+01	6.825E+06	0.16	0.05	
16	8.655E-01	1.146E+02	6.825E+06	0.16	0.05	
17	8.452E-01	1.333E+02	6.825E+06	0.16	0.05	
18	7.952E-01	1.250E+02	6.825E+06	0.16	0.05	
19	1.286E+00	1.869E+02	6.825E+06	0.16	0.05	
20	7.700E+01	3.804E+04	6.825E+06	0.16	0.05	
21	1.190E-01	4.571E+01	2.730E+06	0.16	0.05	オペフロ上部
22	2.195E-03	9.452E-01	6.355E+07	0.16	0.05	補強鉄骨ブレース
23	2.167E-01	7.560E+01	2.730E+06	0.16	0.05	オペフロ上部
24	9.000E-02	8.335E+00	8.394E+06	0.16	0.05	補強耐震壁
25	7.071E-01	6.464E+02	6.825E+06	0.16	0.05	
26	1.021E+00	1.205E+03	6.825E+06	0.16	0.05	
27	1.467E+00	1.899E+03	6.825E+06	0.16	0.05	
28	1.967E+00	2.513E+03	6.825E+06	0.16	0.05	
29	1.967E+00	2.573E+03	6.825E+06	0.16	0.05	
30	3.667E-01	3.476E+02	6.825E+06	0.16	0.05	
31	7.048E-01	7.071E+02	6.825E+06	0.16	0.05	
32	8.929E-01	8.738E+02	6.825E+06	0.16	0.05	
33	1.283E+00	1.296E+03	6.825E+06	0.16	0.05	
34	1.283E+00	1.362E+03	6.825E+06	0.16	0.05	

### 2.4.3 地盤諸元

地盤の要素サイズは 20Hz 透過となるよう表 2-4 に従って設定する。埋戻土および原地盤の地盤物性を表 2-5 および表 2-6 に示す。また埋戻土の非線形特性は以下に従って設定する。

G/G<sub>0</sub> - γ 関係

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_m}}$$

$$\gamma_m = \frac{\tau_m}{G_0}$$

$$G_0 = 1787\sigma_c^{0.84}$$

$$\sigma_c \text{ [N/mm}^2\text{]} = Z \times \rho_t \times \frac{2}{3} \quad Z: \text{深度(地表面から各層中心までの距離)}$$

$$\rho_t = 18.6 \text{ [kN/m}^3\text{]} \quad (\text{地下水位以浅は, } 18.6 \text{ kN/m}^2, \text{ 地下水位以深は, } 20.6 \text{ kN/m}^3)$$

$$\tau_m = \tau_0 + \sigma_{md}' \tan \phi$$

$$\sigma_{md}' \text{ [N/mm}^2\text{]} = Z \times \rho_t \times \frac{3}{4} \quad Z: \text{深度(地表面から各層中心までの距離)}$$

$$\tau_0 \text{ [kN/m}^2\text{]} = 100$$

$$\phi \text{ [}^\circ\text{]} = 33.9$$

$$\gamma_m = \frac{\tau_m}{G_0}$$

G : せん断剛性

G<sub>0</sub> : 初期せん断剛性

γ : 埋戻土のせん断ひずみ

h - γ 関係

$$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$$

h : 埋戻土の減衰比

γ : 埋戻土のせん断ひずみ

表 2-4 地盤の要素サイズ

O. P. [m]	せん断波速度 [m/s]	波長 (f=20Hz) [m]	最大要素サイズ (波長の1/5以下) [m]
埋戻土	117	5.85	1
14.8~-14.1	900	45	9
-14.1~-25.0	1300	65	13
-25.0~-80.0	2150	107.5	21
-80.0~-200.0	2440	122	24

表 2-5 埋戻土の地盤物性

O. P. [m]		ポアソン比	密度 [t/m <sup>3</sup> ]	初期せん断弾性係数 [kN/m <sup>2</sup> ]
上端	下端			
14.8	14.0	0.48	1.897	2.072E+04
14.0	13.0	0.48	1.897	5.576E+04
13.0	12.0	0.48	1.897	9.004E+04
12.0	11.0	0.48	1.897	1.219E+05
11.0	10.0	0.48	1.897	1.523E+05
10.0	9.0	0.48	1.897	1.815E+05
9.0	8.0	0.48	1.897	2.099E+05
8.0	7.0	0.48	1.897	2.376E+05
7.0	6.0	0.48	1.897	2.646E+05
6.0	5.1	0.48	1.897	2.898E+05
5.1	4.3	0.48	1.897	3.121E+05
4.3	3.5	0.48	1.897	3.327E+05
3.5	2.8	0.48	1.897	3.518E+05
2.8	2.1	0.48	1.897	3.695E+05
2.1	1.4	0.48	1.897	3.870E+05
1.4	0.7	0.48	1.897	4.044E+05
0.7	0.0	0.48	1.897	4.216E+05
0.0	-0.8	0.48	1.897	4.399E+05
-0.8	-1.5	0.48	1.897	4.581E+05
-1.5	-2.2	0.48	1.897	4.749E+05
-2.2	-2.9	0.48	1.897	4.916E+05
-2.9	-3.6	0.48	1.897	5.082E+05
-3.6	-4.3	0.48	1.897	5.247E+05
-4.3	-5.0	0.48	1.897	5.411E+05
-5.0	-5.7	0.48	1.897	5.574E+05
-5.7	-6.5	0.48	1.897	5.748E+05
-6.5	-7.3	0.48	1.897	5.932E+05
-7.3	-8.1	0.48	1.897	6.116E+05
-8.1	-9.1	0.48	1.897	6.320E+05
-9.1	-10.0	0.48	1.897	6.535E+05
-10.0	-10.6	0.48	1.897	6.704E+05
-10.6	-11.1	0.48	1.897	6.827E+05
-11.1	-12.1	0.48	2.101	6.948E+05
-12.1	-13.1	0.48	2.101	7.077E+05
-13.1	-14.1	0.48	2.101	7.205E+05



表 2-6 原地盤の地盤物性

O. P. [m]		ポアソン比	密度 [t/m <sup>3</sup> ]	せん断弾性係数[kN/m <sup>2</sup> ]			減衰比
上端	下端			標準地盤	+σ地盤	-σ地盤	
14.8	-14.1	0.448	2.38	1.930E+06	2.380E+06	1.523E+06	0.03
-14.1	-25.0	0.415	2.43	4.110E+06	4.695E+06	3.558E+06	0.03
-25.0	-80.0	0.368	2.51	1.157E+07	1.328E+07	1.004E+07	0.03
-80.0	-200.0	0.354	2.55	1.520E+07	1.737E+07	1.314E+07	0.03
-200.0	-	0.354	2.55	1.520E+07	1.737E+07	1.314E+07	0.03

2.5 地震応答解析

作成した入力地震動を解析モデルに入力して地震応答解析（周波数応答解析）を行う。使用プログラムは、SuperFLUSH/2D ver6 である。

2.6 地震時増分土圧の算定結果

建屋と地盤を結ぶ剛ばねの反力を、各剛ばねの支配幅で除して地震時増分土圧を算定する。算定した地震時増分土圧を表 2-7 に示す。

表 2-7 地震時増分土圧の算定結果

O. P. [m]	地震時増分土圧[kN/m <sup>2</sup> ]							
	北側				南側			
	標準地盤	+σ地盤	-σ地盤	包絡値	標準地盤	+σ地盤	-σ地盤	包絡値
14.8	125.9	118.3	132.5	132.5	213.7	219.0	209.8	219.0
10.5	125.9	118.3	132.5	132.5	213.7	219.0	209.8	219.0
10.5	179.4	169.3	189.0	189.0	312.5	317.7	304.2	317.7
2.6	179.4	169.3	189.0	189.0	312.5	317.7	304.2	317.7
2.6	154.8	146.5	163.6	163.6	289.0	297.4	286.5	297.4
-4.45	154.8	146.5	163.6	163.6	289.0	297.4	286.5	297.4
-4.45	336.6	336.4	338.1	338.1	450.8	468.9	433.0	468.9
-11.1	336.6	336.4	338.1	338.1	450.8	468.9	433.0	468.9

注記\*：赤字は最大値を示す。

### 3. 隣接構造物の影響確認

原子炉建屋の基礎版評価に用いる地震時増分土圧は、隣接構造物を考慮していない解析モデルにより評価している。一方、原子炉建屋の東側には海水ポンプ室が位置していることから、原子炉建屋の基礎版評価に用いる地震時増分土圧について、海水ポンプ室を考慮した地震応答解析から得られる地震時増分土圧との比較を行い、その保守性を確認する。

#### 3.1 影響確認方針

原子炉建屋と海水ポンプ室の位置関係を図 3-1 に示す。海水ポンプ室は原子炉建屋の東側にあることから、原子炉建屋東側の地震時増分土圧（基準地震動  $S_s7$  波の包絡値、地盤のばらつきを考慮）について、①海水ポンプ室を考慮したケースと、②海水ポンプ室を考慮しないケースについて比較を行う。

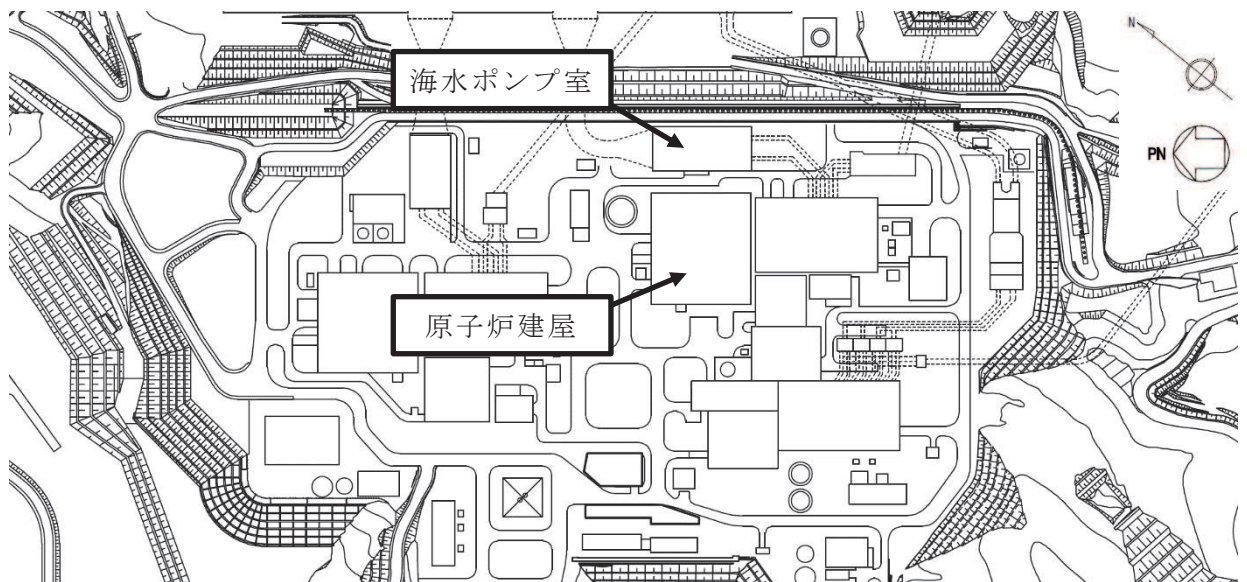


図 3-1 原子炉建屋と海水ポンプ室の位置関係

### 3.2 地震時増分土圧の算定結果

①海水ポンプ室を考慮したケースの地震時増分土圧と②海水ポンプ室を考慮しないケースの地震時増分土圧の比較を表 3-1 に示す。O. P. 2.6m～O. P. -11.1m では①海水ポンプ室を考慮したケースが②海水ポンプ室を考慮しないケースを約 10% 下回るものの、O. P. 14.8m～O. P. 2.6m では①海水ポンプ室を考慮したケースが②海水ポンプ室を考慮しないケースを約 5% 上回る結果となった。

表 3-1 地震時増分土圧の比較（原子炉建屋東側）

O. P. [m]	地震時増分土圧[kN/m <sup>2</sup> ]		①/②
	①海水ポンプ室を考慮したケース	②海水ポンプ室を考慮しないケース	
14.8	128.5	124.9	1.03
10.5	128.5	124.9	1.03
10.5	262.0	249.7	1.05
2.6	262.0	249.7	1.05
2.6	327.4	365.4	0.90
-4.45	327.4	365.4	0.90
-4.45	591.6	650.5	0.91
-11.1	591.6	650.5	0.91

一部で①海水ポンプ室を考慮したケースの土圧が②海水ポンプ室を考慮しないケースの土圧を上回ったため、基礎版評価に与える影響を検討する。

基礎版評価において土圧荷重は、外壁を各階スラブ位置で支持した連続はりモデルを用いて算定した曲げモーメント（図 3-2 の  $M_A$ ）として入力している。基礎版の FEM モデルに入力する土圧荷重について、①海水ポンプ室を考慮したケースと②海水ポンプ室を考慮しないケースの比較を表 3-2 に示す。表 3-2 より、①海水ポンプ室を考慮したケースが②海水ポンプ室を考慮しないケースを約 6% 下回ることを確認した。

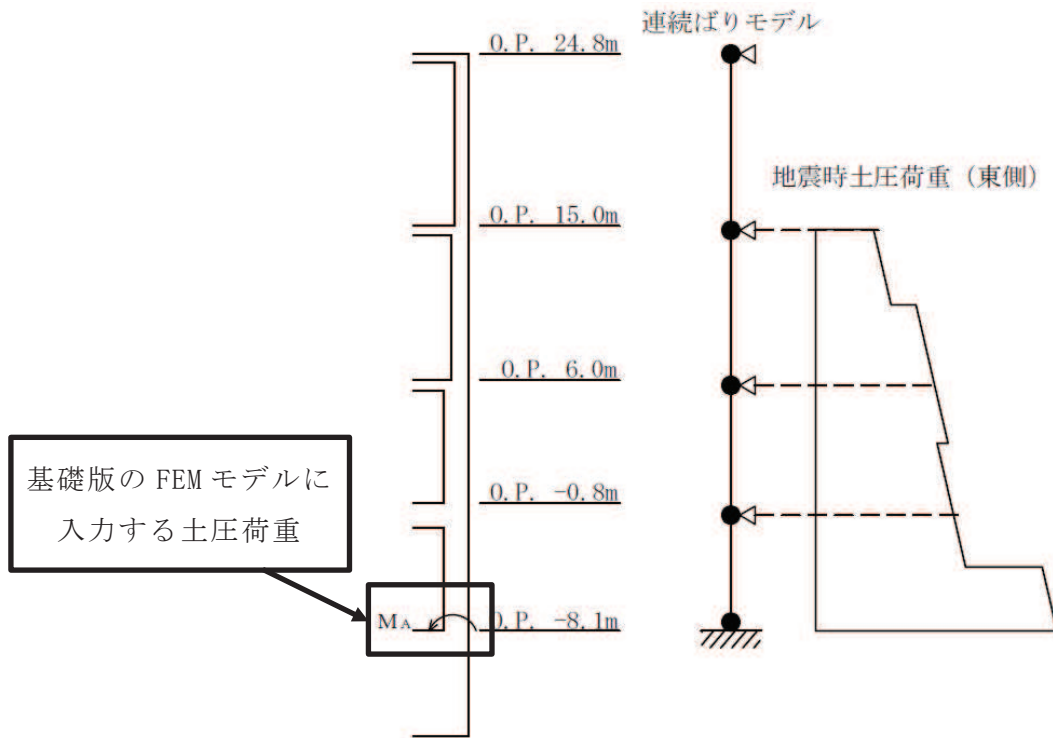


図 3-2 基礎版の FEM モデルに入力する土圧荷重の概念図（原子炉建屋東側）

表 3-2 基礎版の FEM モデルに入力する土圧荷重の比較（原子炉建屋東側）

基礎版の FEM モデルに入力する土圧荷重 [kN・m/m]		①/②
①海水ポンプ室を考慮したケース	②海水ポンプ室を考慮しないケース	
10447	11196	0.94

### 3.3 まとめ

原子炉建屋の基礎版評価に用いる地震時増分土圧について、①海水ポンプ室を考慮したケースと②海水ポンプ室を考慮しないケースの比較を行った。その結果、O.P. 2.6m～O.P. -11.1m では①海水ポンプ室を考慮したケースの土圧が②海水ポンプ室を考慮しないケースの土圧を約 10% 下回るものの、O.P. 14.8m～O.P. 2.6m では①海水ポンプ室を考慮したケースの土圧が②海水ポンプ室を考慮しないケースの土圧を約 5% 上回った。

一方、基礎版の FEM モデルに入力する曲げモーメントについては、①海水ポンプ室を考慮したケースが②海水ポンプ室を考慮しないケースを約 6% 下回る結果となった。これらの結果から、原子炉建屋の基礎版評価に用いる地震時増分土圧には保守性があることを確認した。

別紙 10 原子炉建屋基礎版評価における誘発上下動の取り扱いについて

## 目 次

1. はじめに ..... 別紙 10-1
2. 検討方法 ..... 別紙 10-2
3. 検討結果 ..... 別紙 10-5

## 1. はじめに

原子炉建屋基礎版の評価においては、鉛直地震荷重の評価に誘発上下動を考慮していない。誘発上下動は、水平方向地震動入力時に、基礎の浮き上がりが生じた場合に誘発されて生じる鉛直方向の建屋応答であり、誘発上下動の最大振幅が発生する時刻は、水平方向地震応答により基礎の浮き上がりが最大となる時刻に対応する。誘発上下動と鉛直方向地震応答の最大値の発生時刻は異なると考えられ、誘発上下動と鉛直方向地震動を時刻歴上で合算した波形による鉛直震度、鉛直軸力及び鉛直地盤ばね反力の応答最大値は、鉛直方向地震動のみの応答最大値との差がほとんどないと考えられる。

本資料では、誘発上下動を考慮しても原子炉建屋基礎版の評価における鉛直地震荷重の評価に影響がないことを確認する。

## 2. 検討方法

原子炉建屋基礎版の評価における鉛直地震動による外力評価における誘発上下動の影響を確認するため、原子炉建屋の基準地震動  $S_s$  に対する地震応答解析のうち、誘発上下動考慮モデルによる解析を行ったケースについて、誘発上下動を考慮した場合と誘発上下動を考慮しない場合の鉛直震度、鉛直軸力及び鉛直地盤ばね反力の最大値の確認を行う。

表 2-1 に原子炉建屋の基準地震動  $S_s$  に対する地震応答解析の検討ケースのうち、誘発上下動モデルを採用しているケースを、図 2-1 に検討方法の概念を示す。原子炉建屋の場合は、誘発上下動モデルを適用したケースは 6 ケースあり、 $S_s - D1$  を入力したケースが 1 ケース、 $S_s - N1$  を入力したケースが 5 ケースである。

基礎版評価における鉛直地震荷重は、基礎版上端の軸力と減衰力を考慮した鉛直地盤ばね反力の包絡値から以下の式により求めている。

$$k_{V_{\text{基礎}}} = (R_{\text{max}} - N_{\text{max}}) / W_{\text{基礎}} \quad (\text{基礎版})$$

$$k_{V_{\text{上部}}} = N_{\text{max}} / W_{\text{上部}} \quad (\text{上部構造：柱および壁軸力に作用させる})$$

ここで、 $R_{\text{max}}$ ：減衰力を考慮した鉛直地盤ばね反力の最大値

$N_{\text{max}}$ ：基礎上端の最大応答軸力

$W_{\text{基礎}}$ ：基礎上下の質点重量 (1211320kN)

$W_{\text{上部}}$ ：上部構造の質点重量 (2203650kN)



表 2-1 誘発上下動モデルを適用した  
原子炉建屋の基準地震動 S<sub>s</sub> の地震応答解析ケース

ケース	方向	地震動						
		S <sub>s</sub> -D1	S <sub>s</sub> -D2	S <sub>s</sub> -D3	S <sub>s</sub> -F1	S <sub>s</sub> -F2	S <sub>s</sub> -F3	S <sub>s</sub> -N1
ケース 1	NS							
	EW							
ケース 2	NS							
	EW							
ケース 3	NS							
	EW							
ケース 4	NS							○
	EW							○
ケース 5	NS	○						○
	EW							○
ケース 6	NS							○
	EW							

注記\* : ○は誘発上下動モデルを採用したケース

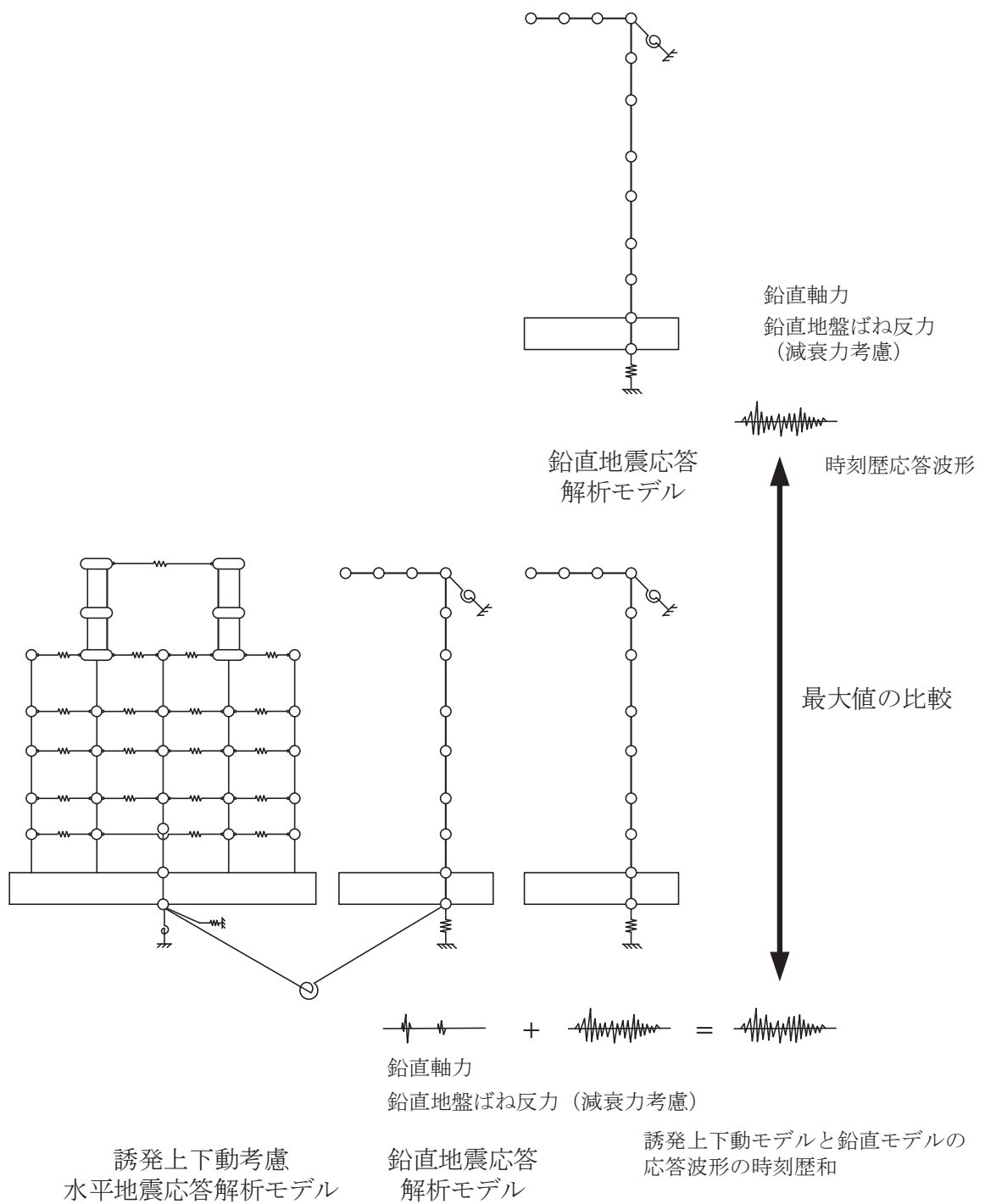


図 2-1 誘発上下動の影響検討方法の概念図

### 3. 検討結果

表 3-1～表 3-4 に原子炉建屋の鉛直方向地震応答解析結果の鉛直軸力及び鉛直地盤ばね反力の最大応答値と、誘発上下動を時刻歴上で合算した場合の最大応答値との比率を示す。S<sub>s</sub>-N1 を入力したケースでは、鉛直動と誘発上下動を同符号で合算した場合は最大値が大きくなり、逆符号で合算した場合は小さくなるが、S<sub>s</sub>-D1 を入力したケースでは誘発上下動を合算しても最大応答値はほとんど変化しない。

原子炉建屋基礎版の評価に用いている鉛直地震荷重（誘発上下動を考慮していない場合の包絡値）と誘発上下動を考慮した場合の包絡値を比較して表 3-5 に示す。鉛直地震荷重の包絡値は鉛直方向地震応答解析のケース 2 の S<sub>s</sub>-D1 となっているのに対して、誘発上下動を考慮した場合の包絡値はケース 5 の S<sub>s</sub>-D1 の誘発上下動と組み合わせたケースとなっており、両者に違いが無いことから、原子炉建屋基礎版の評価における鉛直地震荷重の評価に影響がないことを確認した。

表 3-1 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直軸力比（原子炉建屋）  
（誘発上下動＋鉛直動） / （鉛直動）

部材 番号	O. P. (m)	NS	NS	NS	NS	EW	EW
		ケース 4	ケース 5	ケース 5	ケース 6	ケース 4	ケース 5
		S <sub>s</sub> -N1	S <sub>s</sub> -D1	S <sub>s</sub> -N1	S <sub>s</sub> -N1	S <sub>s</sub> -N1	S <sub>s</sub> -N1
(7)	-8.100	1.11	1.00	1.12	1.10	1.09	1.08

表 3-2 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直軸力比（原子炉建屋）  
（誘発上下動－鉛直動） / （－鉛直動）

部材 番号	O. P. (m)	NS	NS	NS	NS	EW	EW
		ケース 4	ケース 5	ケース 5	ケース 6	ケース 4	ケース 5
		S <sub>s</sub> -N1	S <sub>s</sub> -D1	S <sub>s</sub> -N1	S <sub>s</sub> -N1	S <sub>s</sub> -N1	S <sub>s</sub> -N1
(7)	-8.100	0.89	1.00	0.88	0.90	0.91	0.92

表 3-3 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直地盤ばね反力比（原子炉建屋）  
（誘発上下動＋鉛直動） / （鉛直動）

	NS	NS	NS	NS	EW	EW
	ケース 4	ケース 5	ケース 5	ケース 6	ケース 4	ケース 5
	S <sub>s</sub> -N1	S <sub>s</sub> -D1	S <sub>s</sub> -N1	S <sub>s</sub> -N1	S <sub>s</sub> -N1	S <sub>s</sub> -N1
減衰力考慮	1.10	1.00	1.11	1.09	1.08	1.08
減衰力非考慮	1.16	1.00	1.15	1.16	1.12	1.10

表 3-4 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直地盤ばね反力比（原子炉建屋）  
（誘発上下動－鉛直動） / （－鉛直動）

	NS	NS	NS	NS	EW	EW
	ケース 4	ケース 5	ケース 5	ケース 6	ケース 4	ケース 5
	S <sub>s</sub> -N1	S <sub>s</sub> -D1	S <sub>s</sub> -N1	S <sub>s</sub> -N1	S <sub>s</sub> -N1	S <sub>s</sub> -N1
減衰力考慮	0.90	1.00	0.89	0.91	0.92	0.92
減衰力非考慮	0.93	1.00	0.91	0.94	0.94	0.94

表 3-5 原子炉建屋基礎版評価に適用する鉛直地震荷重包絡値の比較

	最大値発生ケース （地震動）	基礎上端軸力 (kN)	鉛直地盤ばね反力 (kN) （減衰力考慮）
誘発上下動 考慮なし	ケース 2 (S <sub>s</sub> -D1)	$2.34 \times 10^6$	$2.91 \times 10^6$
誘発上下動 考慮	ケース 5 NS 方向 (S <sub>s</sub> -D1)	$2.34 \times 10^6$	$2.91 \times 10^6$