

格納容器圧力逃がし装置基礎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

V-2-2-14「格納容器圧力逃がし装置基礎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 応力解析におけるモデル化，境界条件及び拘束条件の考え方

別紙 2 地震荷重の入力方法

別紙 3 応力解析における断面の評価部位の選定

別紙 4 杭の極限支持力及び極限引抜き抵抗力の設定

別紙 5 杭頭接合部の検討

別紙 1 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 1-1
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 1-2

別紙 1-1 底面地盤ばねの設定方法

1. 概要

本資料は、格納容器圧力逃がし装置基礎（以下「装置基礎」という。）の基礎スラブ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

装置基礎の基礎スラブ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。

杭基礎の底面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。

・水平ばね

地震応答解析モデルにおける地盤部分の 3 次元 FEM モデルを用いて無質量剛基礎による水平方向の加振解析を行い，算定した複素インピーダンスの実部から設定する。

・鉛直ばね

水平ばねと同様に算定した複素インピーダンスの実部から設定する。水平加力時の鉛直ばねについては，転倒モーメントを適切に評価するため，回転方向の加振解析により算出した回転ばねより設定する。鉛直加力時及び長期荷重時の鉛直ばねについては，ロッキング挙動が卓越しないため，鉛直方向の加振解析から算出した鉛直ばねより設定する。

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。

・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，構造形状と荷重状態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。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 装置基礎の基礎スラブ(1/4)

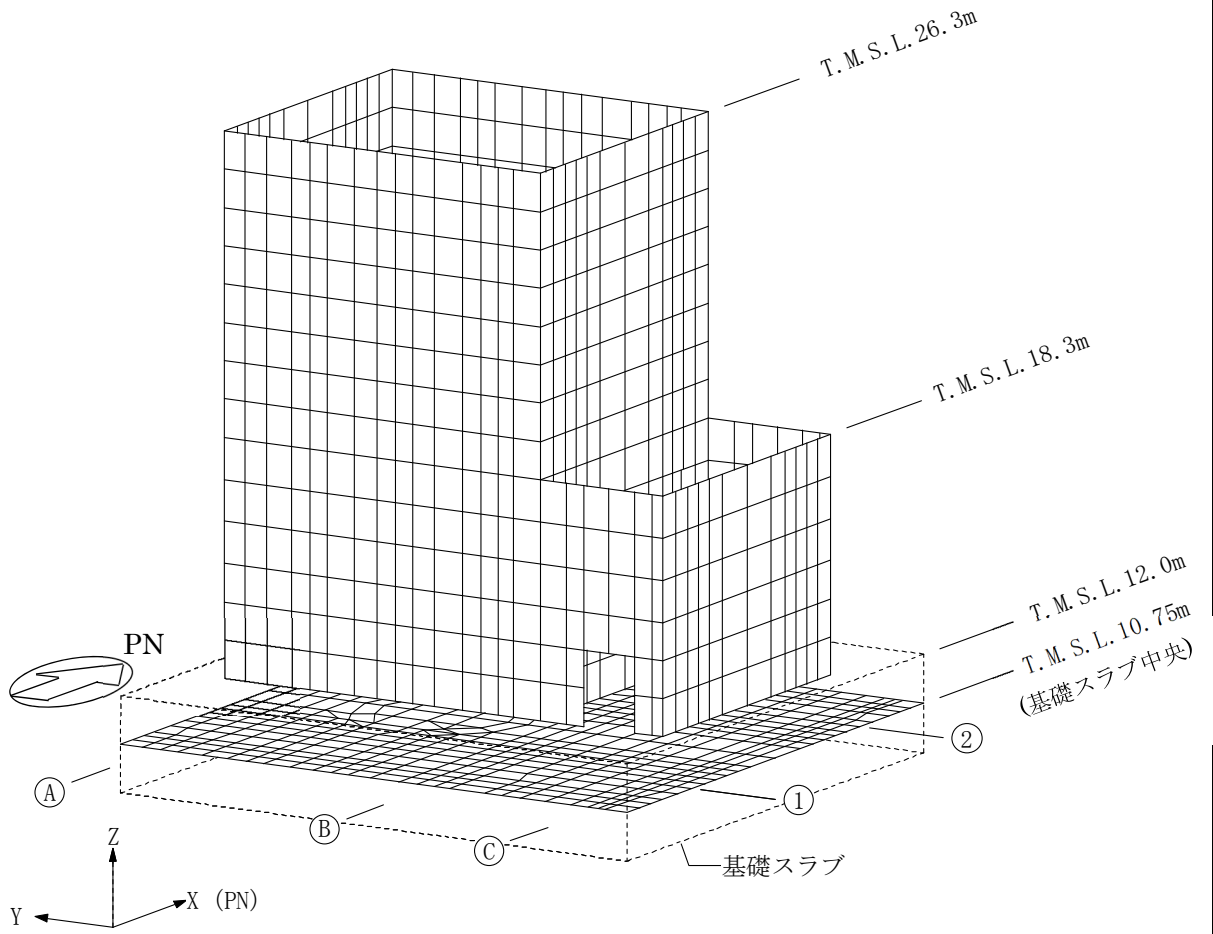
モデル概要

○モデル化範囲

- ・基礎スラブ及び遮蔽壁をモデル化する。

○使用要素

- ・基礎スラブ, 遮蔽壁: シェル要素



(単位: m)

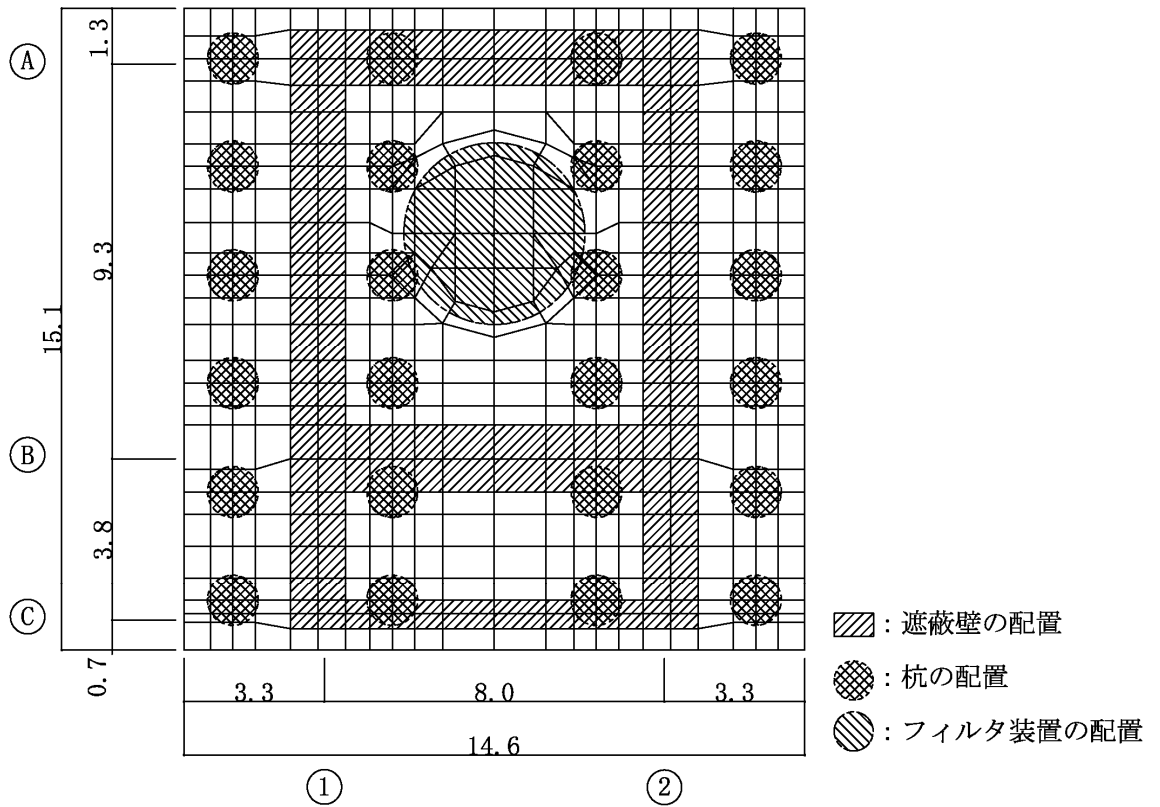
モデル概要 (全体図)

表 2-1 装置基礎の基礎スラブ (2/4)

モデル概要

○要素分割

- 要素の一边の長さを 1m 以下として分割する。上部構造及び杭のモデル化に加え、フィルタ装置の荷重を考慮するため、遮蔽壁、杭及びフィルタ装置の位置を考慮して分割する。



(単位 : m)

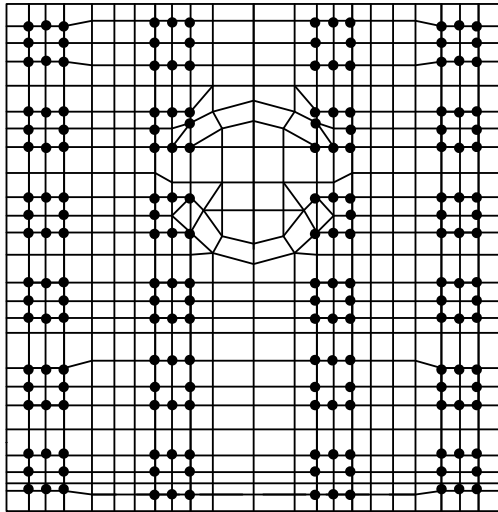
モデル概要 (基礎スラブ)

表 2-1 装置基礎の基礎スラブ(3/4)

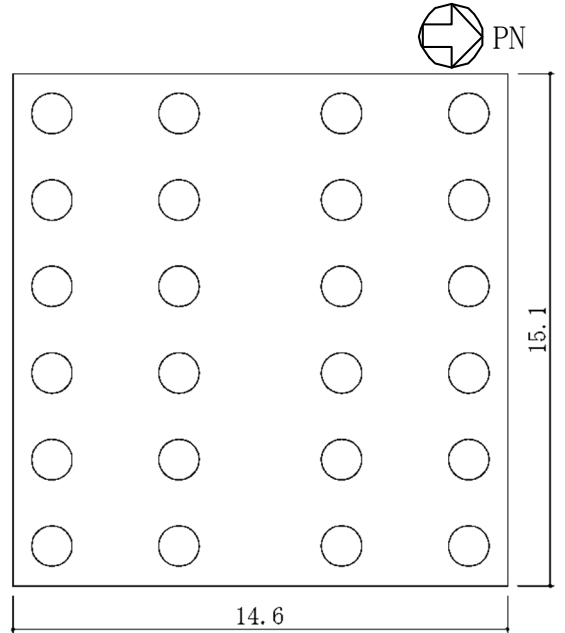
境界条件, 拘束条件
<p>上部構造物と基礎スラブの境界</p> <ul style="list-style-type: none"> ・基礎スラブと上部構造物との境界部においては, 上部構造物の剛性を考慮することで, 基礎スラブの応力・変形状態を評価する。 ・主要な開口部については, 要素を設置しないことで考慮する。 ・基礎スラブから立ち上がる独立柱はない。
<p>基礎スラブと地盤の境界</p> <ul style="list-style-type: none"> ・基礎スラブ底面の地盤ばね 設定に用いる水平ばね, 回転ばね及び鉛直ばねは, 地震応答解析モデルにおける地盤部分の 3 次元 FEM モデルを用いて加振解析を行い, 算定した複素インピーダンスの実部から設定する。 解析に用いる水平ばね及び鉛直ばねは以下のとおりとする。 水平ばね: 設定した水平ばねを以下の式で離散化 $K_H = k_H / n$ 鉛直ばね: 水平加力時は設定した回転ばねを以下の式で離散化し, NS 方向と EW 方向の平均値により鉛直ばねを算定 $K_V = k_R / \sum_{i=1}^n L_i^2$ 鉛直加力時及び長期荷重時は鉛直ばねを以下の式で離散化 $K_V = k_V / n$ ここで, K_H: 応力解析で用いる水平地盤ばね定数 K_V: 応力解析で用いる鉛直地盤ばね定数 k_H: 加振解析により設定した水平地盤ばね定数 k_R: 加振解析により設定した回転地盤ばね定数 k_V: 加振解析により設定した鉛直地盤ばね定数 n: 杭本数 L_i: 各杭の中心と基礎スラブの回転中心軸との距離 ・上記の地盤ばね (3 方向) は各杭位置周辺の 7~8 節点に均等に離散化してモデル化する。

表 2-1 装置基礎の基礎スラブ(4/4)

基礎スラブと地盤の境界

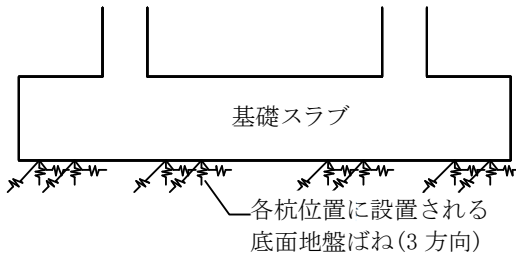


● : 地盤ばね



(単位 : m)

○ : 場所打ち鋼管コンクリート



モデル概要

別紙1-1 底面地盤ばねの設定方法

目 次

1. 概要 別紙 1-1-1
2. 算出方法 別紙 1-1-1
3. 算出結果 別紙 1-1-5

1. 概要

本資料は、V-2-2-14「格納容器圧力逃がし装置基礎の耐震性についての計算書」における、応力解析に用いる基礎スラブ底面の地盤ばね定数の設定方法を示すものである。

2. 算出方法

格納容器圧力逃がし装置基礎（以下「装置基礎」という。）は3次元FEMモデルを用いての地震応答解析を行っている。そのため、応力解析に用いる基礎スラブ底面の地盤ばね定数も同様の3次元FEMモデルを用いた加振解析により算出する。

解析モデルは、V-2-2-13「格納容器圧力逃がし装置基礎の地震応答計算書」における3次元FEMモデルのうち、遮蔽壁及び基礎スラブの一軸多質点系モデルを除いたものとする。なお、基礎スラブー原地盤間、杭ー原地盤間及び地盤改良体ー原地盤間のジョイント要素は削除し、基礎スラブー原地盤間は相互作用のない二重節点とし、杭ー原地盤間及び地盤改良体ー原地盤間は節点共有とする。地盤定数は、地震時に地盤の非線形化が最も進行する基準地震動 S_s-1 の等価地盤物性値とする。解析モデルを図2-1に、地盤定数を表2-1に示す。

加振方法は単位加振、加振位置は基礎スラブ中央とし、加振方向はNS方向、EW方向及び鉛直方向とする。加振位置と加振方向を図2-2に示す。加振解析には、解析コード「SoilPlus」を用いる。

地盤ばね定数は、加振解析で算出したインピーダンスの実部の値のうち、振動数が0.2Hzの際の値とする。地盤ばね定数とインピーダンスの概念図を図2-3に示す。

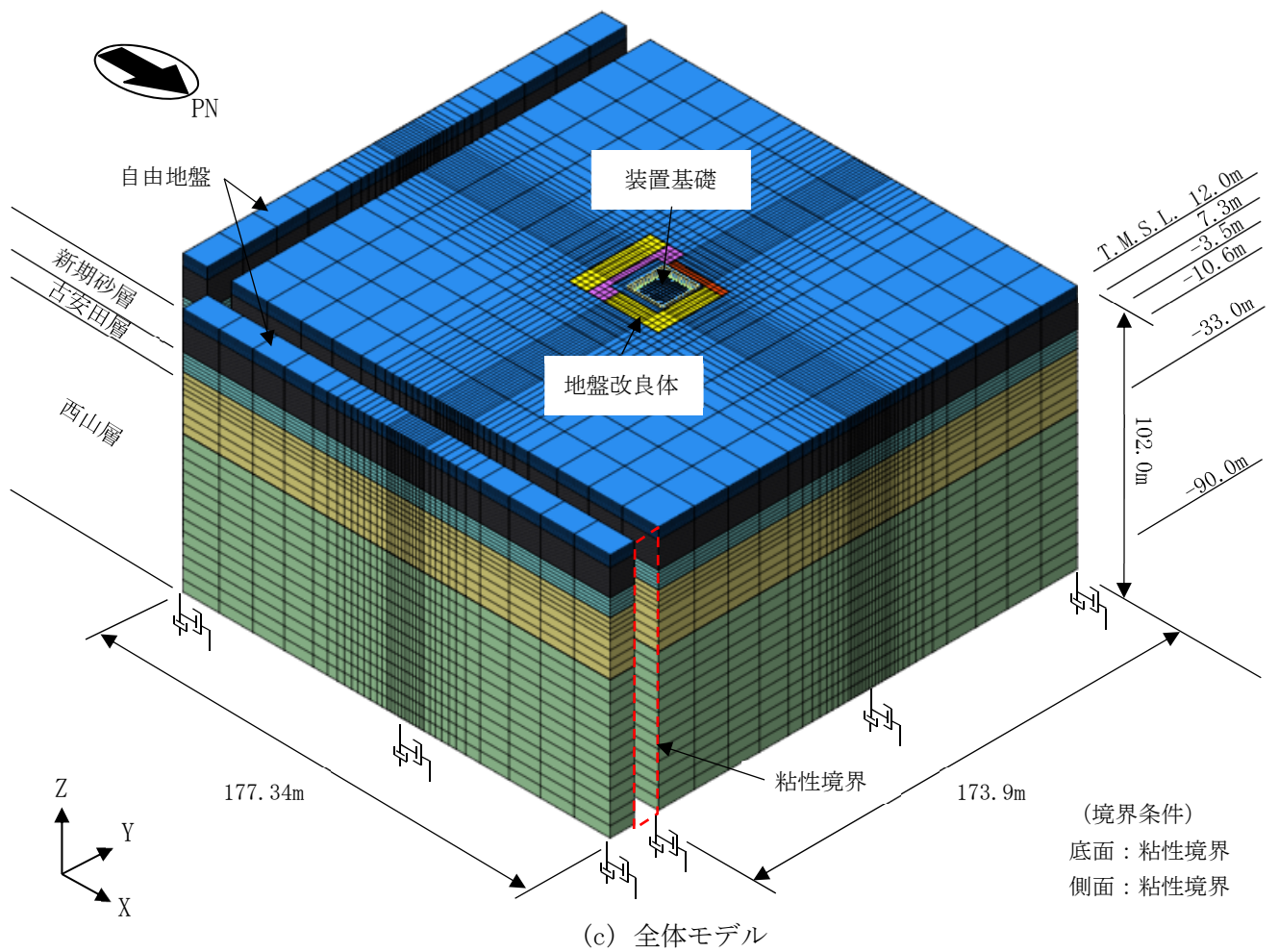
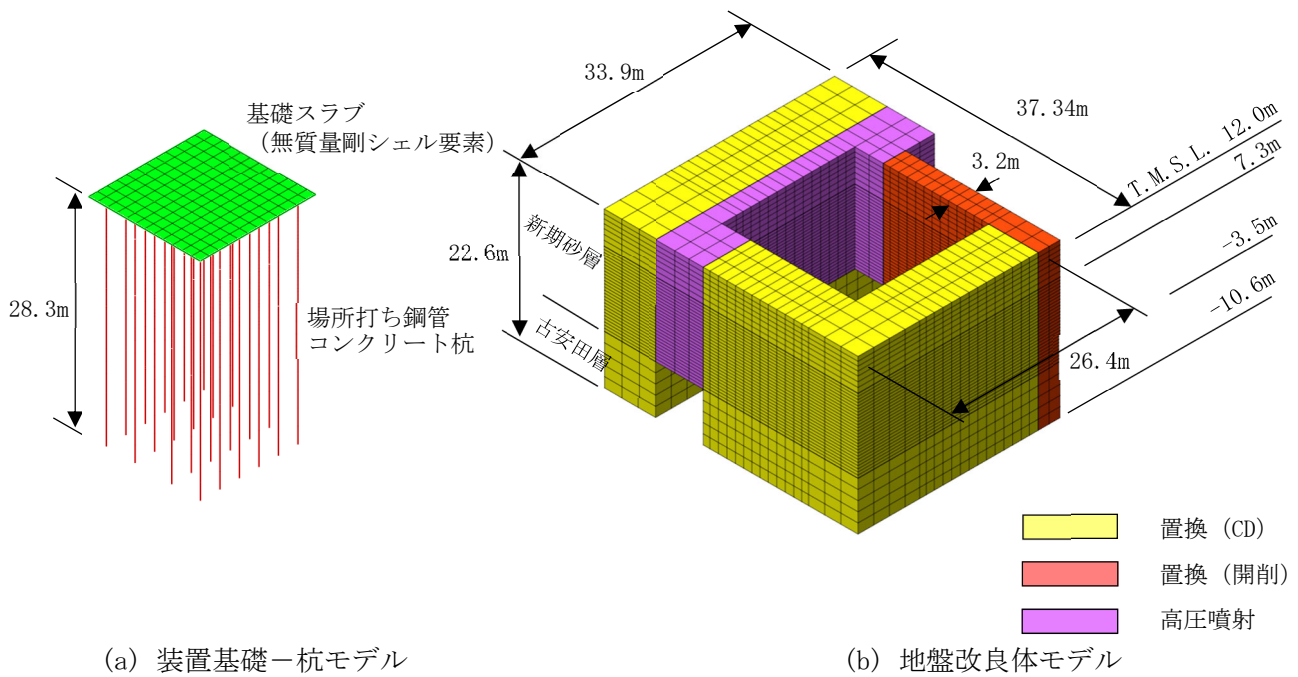


表 2-1 地盤定数

(a) 原地盤

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ (kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	減衰 定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	15100	36900	0.41	18
+7.3		200	16.1	0.308	7220	65700	0.11	29
-3.5	古安田層	330	17.3	0.462	101000	192000	0.53	6
-10.6	西山層	490	17.0	0.451	391000	416000	0.94	3
-33.0		530	16.6	0.446	427000	475000	0.90	3
-90.0								

(b) 地盤改良体 (置換 (CD))

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ (kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	減衰 定数 h (%)
+12.0	地盤改良体 (置換 (CD))	800	17.9	0.302	1130000	1170000	0.97	1
+7.3		800	17.9	0.302	1130000	1170000	0.97	1
-3.5 -10.6		800	18.0	0.302	1080000	1170000	0.93	1

注：T. M. S. L. -10.6m以深は原地盤の値を採用する

(c) 地盤改良体 (置換 (開削))

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ (kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	減衰 定数 h (%)
+12.0	地盤改良体 (置換 (開削))	840	18.1	0.302	1270000	1310000	0.97	1
+7.3		840	18.1	0.302	1270000	1310000	0.97	1
-3.5 -10.6		840	18.1	0.302	1230000	1310000	0.94	1

注：T. M. S. L. -10.6m以深は原地盤の値を採用する

(d) 地盤改良体 (高圧噴射)

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G (kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ (kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	減衰 定数 h (%)
+12.0	地盤改良体 (高圧噴射)	810	19.7	0.375	1280000	1320000	0.97	1
+7.3 -3.5		810	19.7	0.375	1280000	1320000	0.97	1

注：T. M. S. L. -3.5m以深は原地盤の値を採用する

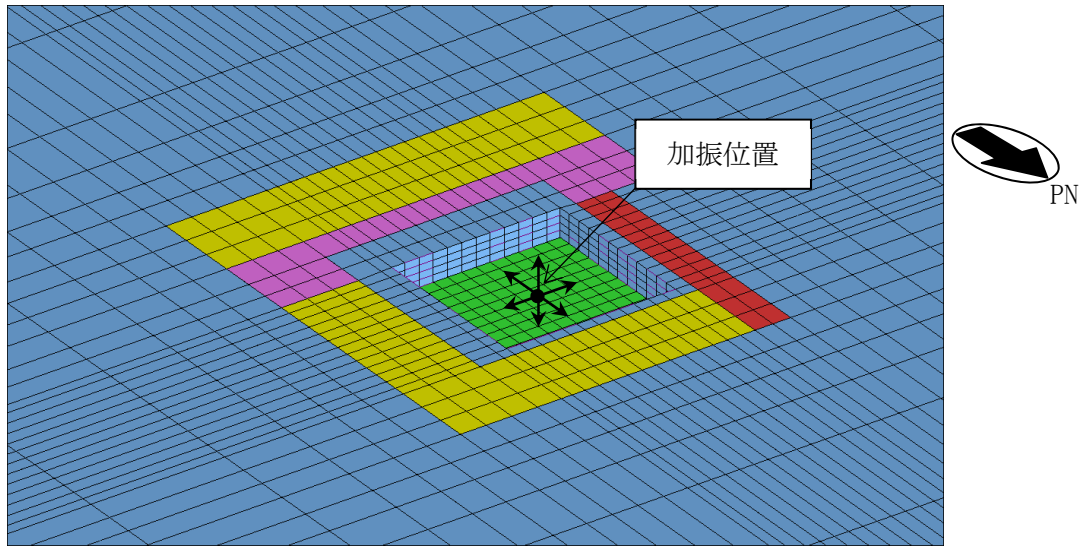


図 2-2 加振位置と加振方向

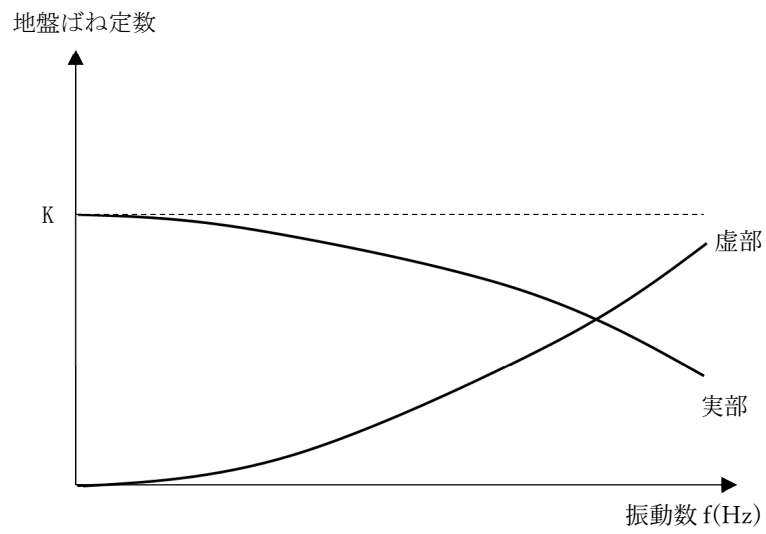
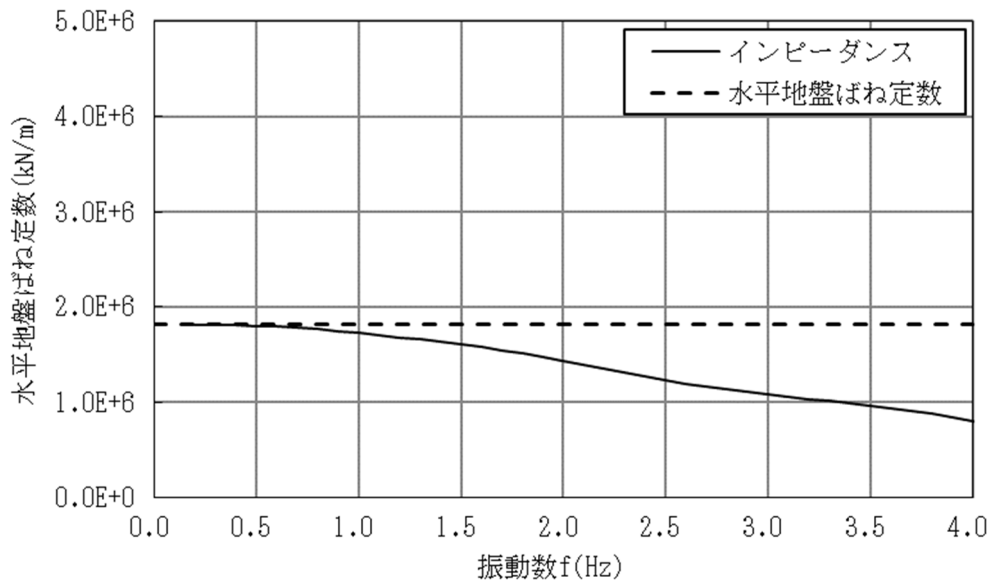


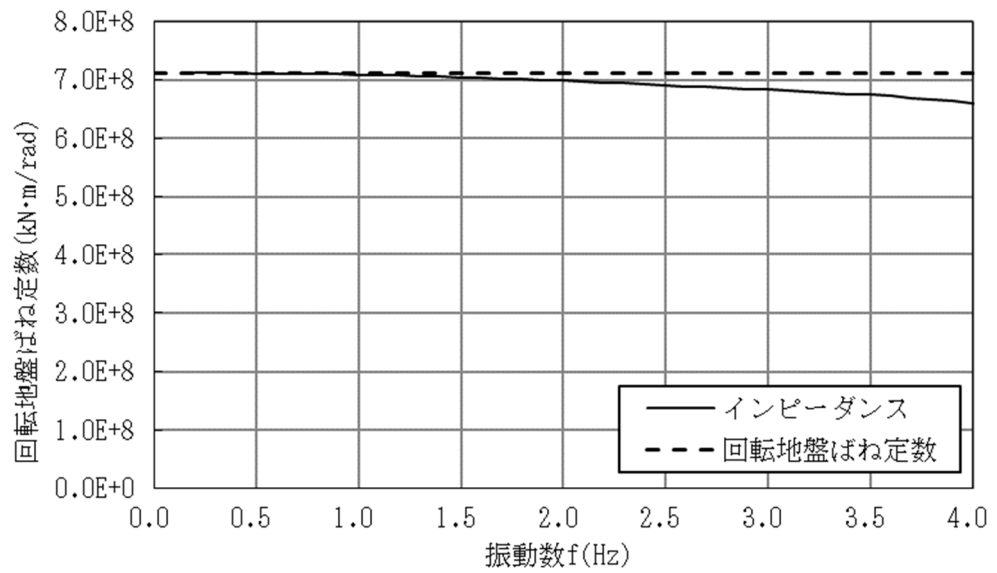
図 2-3 地盤ばね定数とインピーダンスの概念図

3. 算出結果

杭頭位置を水平，回転及び鉛直に加振した際のインピーダンスの算出結果を図 3-1～図 3-3 に，作成した地盤ばね定数を表 3-1 に示す。

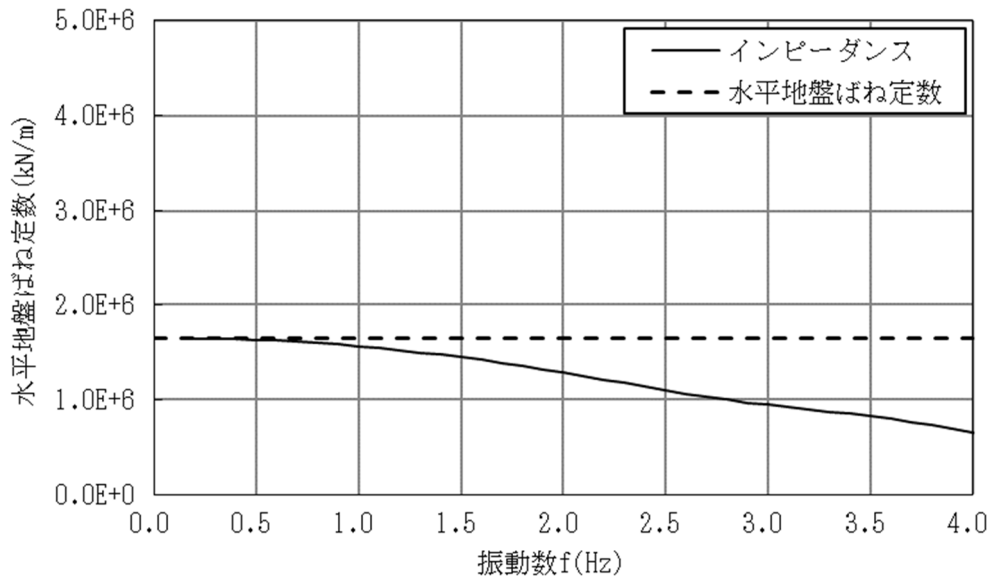


(a) 水平方向

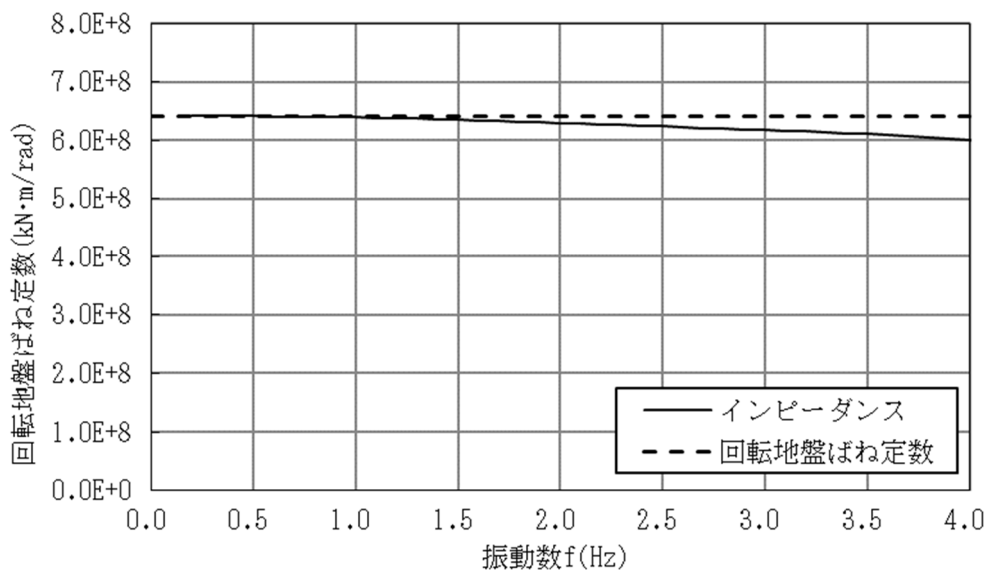


(b) 回転方向

図 3-1 杭頭インピーダンス (NS 方向)



(a) 水平方向



(b) 回転方向

図 3-2 杭頭インピーダンス (EW 方向)

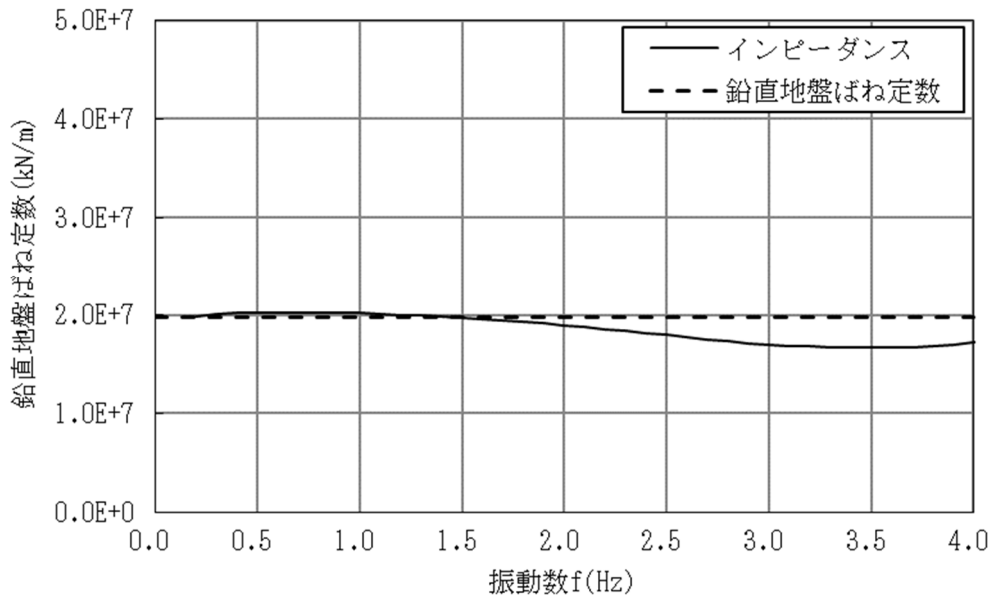


図 3-3 杭頭インピーダンス (鉛直方向)

表 3-1 地盤ばね定数

ばねの種類	NS 方向	EW 方向	鉛直方向
水平地盤ばね k_H (kN/m)	1.81×10^6	1.65×10^6	—
回転地盤ばね k_R (kN·m/rad)	7.12×10^8	6.42×10^8	—
鉛直地盤ばね k_V (kN/m)	—	—	1.98×10^7

別紙 2 地震荷重の入力方法

目 次

1. 概要 別紙 2-1
2. 地震荷重の入力方法 別紙 2-2

1. 概要

本資料は、格納容器圧力逃がし装置基礎（以下「装置基礎」という。）の基礎スラブ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

装置基礎の基礎スラブの応力解析にあたっては、FEM モデルに入力する地震荷重として、水平地震力及び鉛直地震力を考慮する。なお、FEM モデルについては、評価対象である基礎スラブに加え、上部構造物からの地震荷重及び拘束効果を適切に評価するため、構造物全体をモデル化している。

構造物の地震荷重の入力は、基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果を考慮し、FEM モデルの基礎スラブ底面ばね（地盤ばね反力）並びに基礎スラブ上端質点位置での最大応答せん断力、最大応答曲げモーメント及び最大応答軸力が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、FEM モデルに入力する水平地震力のうち、耐震壁に作用する地震荷重は、FEM モデルにおける耐震壁上端レベルの各節点に支配面積に応じて分配し、節点荷重として入力する。基礎スラブに作用する地震荷重は、地震応答解析より求まる杭のせん断力から、耐震壁より作用する水平荷重を差し引いた値を、FEM モデルの基礎スラブの各節点に支配面積に応じて分配し、節点荷重として入力する。

曲げモーメントについては、地震応答解析により求まる最大応答曲げモーメントと FEM モデルに作用した水平荷重により発生する曲げモーメントの差分（以下「付加曲げモーメント」という。）を考慮する。耐震壁に作用する付加曲げモーメントは、基礎スラブの節点のうち耐震壁直下の節点に支配面積と中心位置からの距離に応じて鉛直方向の偶力に置換して分配し、節点荷重として入力する。基礎スラブに作用する付加曲げモーメントは、地震応答解析より求まる杭の軸力を用いて算出した曲げモーメントから耐震壁より作用する曲げモーメントを差し引いた値を、FEM モデルの基礎スラブの各節点に支配面積と中心位置からの距離に応じて鉛直方向の偶力に置換して分配し、節点荷重として入力する。

鉛直地震力のうち、耐震壁に作用する地震荷重は、FEM モデルにおける耐震壁上端レベルの各節点に支配面積に応じて分配し、節点荷重として入力する。基礎スラブに作用する地震荷重は、地震応答解析より求まる杭の軸力から、耐震壁より作用する鉛直力を差し引いた値を、FEM モデルの基礎スラブの各節点に支配面積に応じて分配し、節点荷重として入力する。

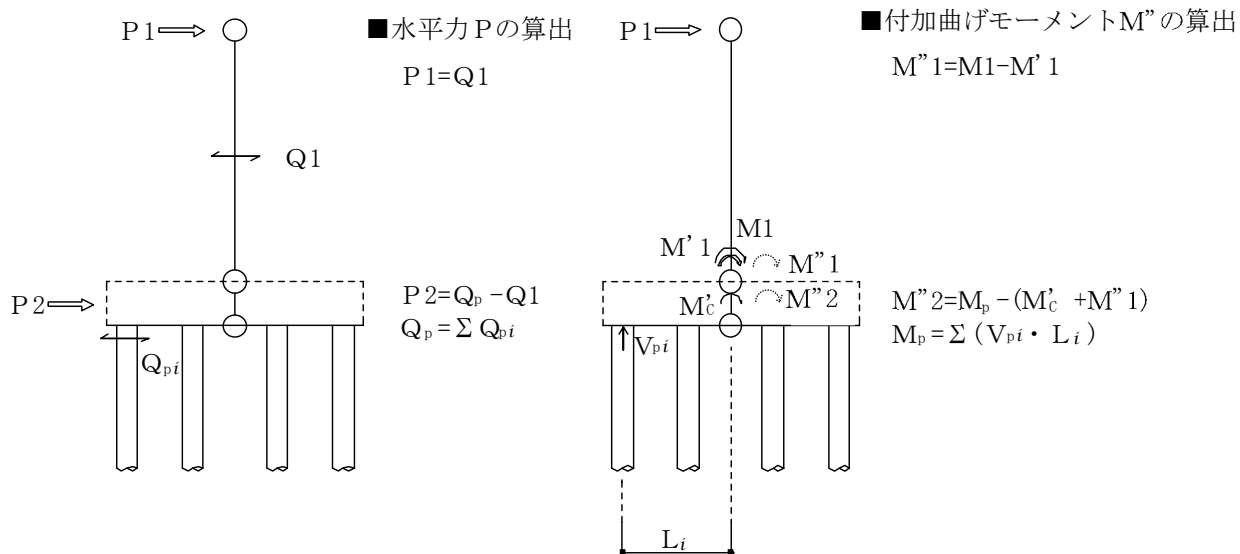
フィルタ装置の地震荷重の入力は、フィルタ装置の設計用震度に基づき設定する。

具体的には、水平地震力はフィルタ装置を支持する範囲の要素に水平方向の分布荷重として入力する。

曲げモーメントについては、フィルタ装置の水平地震力及び重心位置に基づき設定する。曲げモーメントは、基礎スラブの要素のうちフィルタ装置を支持する範囲の要素に要素の面積と中心位置からの距離に応じて鉛直方向の偶力に置換して分配し、鉛直方向の分布荷重として入力する。

鉛直地震力については、フィルタ装置を支持する範囲の要素に鉛直方向の分布荷重として入力する。

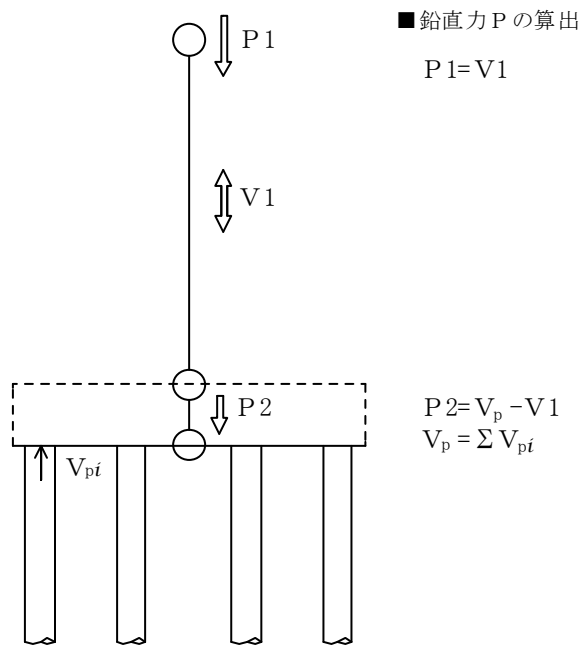
FEM モデルに入力する地震荷重の概念図を図 2-1 及び図 2-2 に示す。FEM モデルに入力する水平地震力、付加曲げモーメント及び鉛直地震力の概要を図 2-3～図 2-12 に示す。



- Q₁ : 地震応答解析による最大応答せん断力
- Q_{pi} : 地震応答解析による杭の応答せん断力
- Q_p : 地震応答解析による基礎スラブ底面の最大応答せん断力
- M₁ : 地震応答解析による最大応答曲げモーメント
- V_{pi} : 地震応答解析による杭の応答軸力
- M_p : 地震応答解析による基礎スラブ底面の最大応答曲げモーメント
- P_i : FEM に入力する水平荷重
- M'_i : FEM に入力した水平荷重により発生する曲げモーメント
- M'_c : FEM に入力した水平荷重により基礎スラブ中心位置に発生する曲げモーメント
- M''_i : FEM に入力する付加曲げモーメント
(最大応答曲げモーメントと水平荷重により発生する曲げモーメントの差分)

(a) 水平地震力

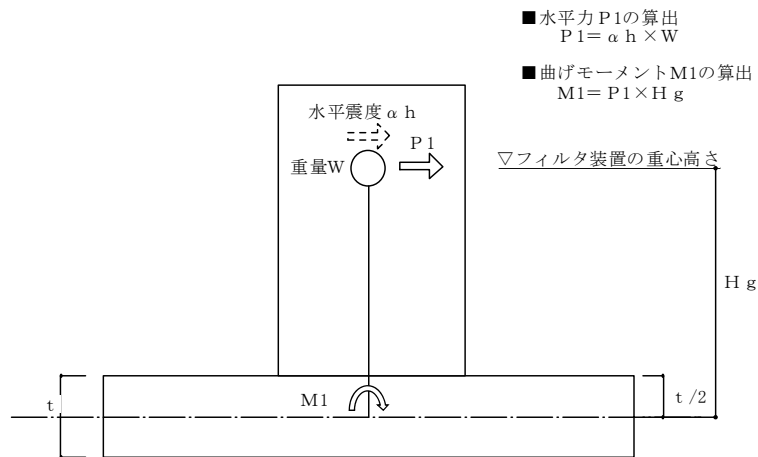
図 2-1 FEM モデルに入力する構造物の地震荷重の概念図 (1/2)



- V1 : 地震応答解析による最大応答軸力
- V_{pi} : 地震応答解析による杭の応答軸力
- V_p : 地震応答解析による基礎スラブ底面の最大応答軸力
- P_i : FEM に入力する鉛直力

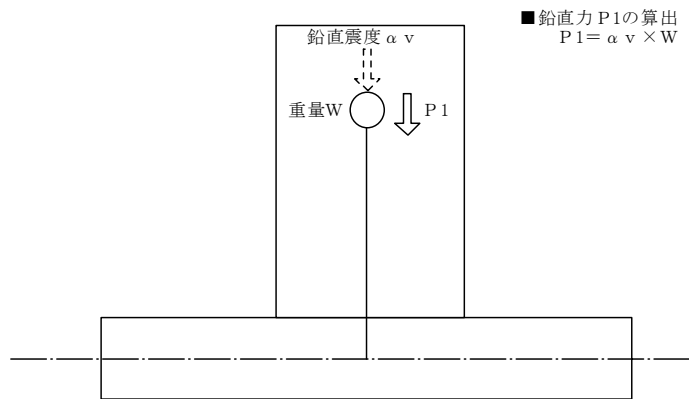
(b) 鉛直地震力

図 2-1 FEM モデルに入力する構造物の地震荷重の概念図 (2/2)



- αh : フィルタ装置の設計用水平震度
- W : フィルタ装置の重量
- H_g : 基礎スラブ中心からフィルタ装置重心までの高さ
- t : 基礎スラブの厚さ
- P_1 : FEM に入力する水平荷重
- M_1 : FEM に入力する曲げモーメント

(a) 水平地震力



- αv : フィルタ装置の設計用鉛直震度
- W : フィルタ装置の重量
- P_1 : FEM に入力する鉛直荷重

(b) 鉛直地震力

図 2-2 FEM モデルに入力するフィルタ装置の地震荷重の概念図

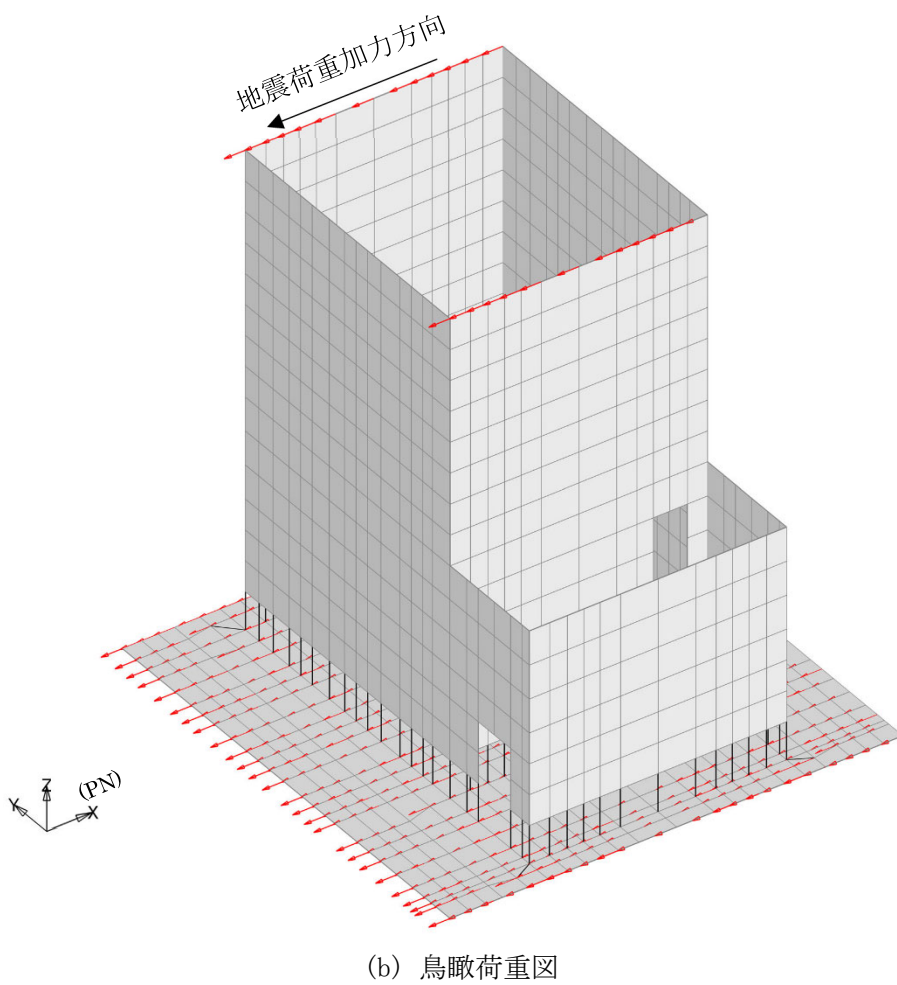
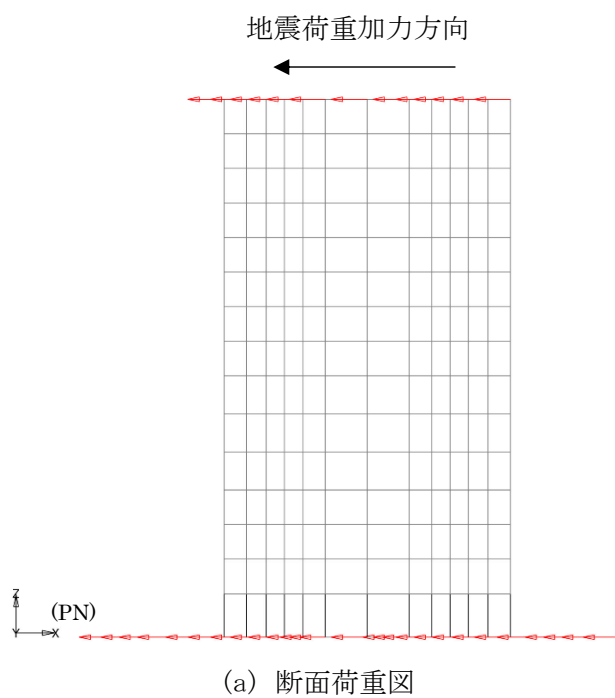


図 2-3 FEM モデルに入力する水平地震力 (NS 方向)

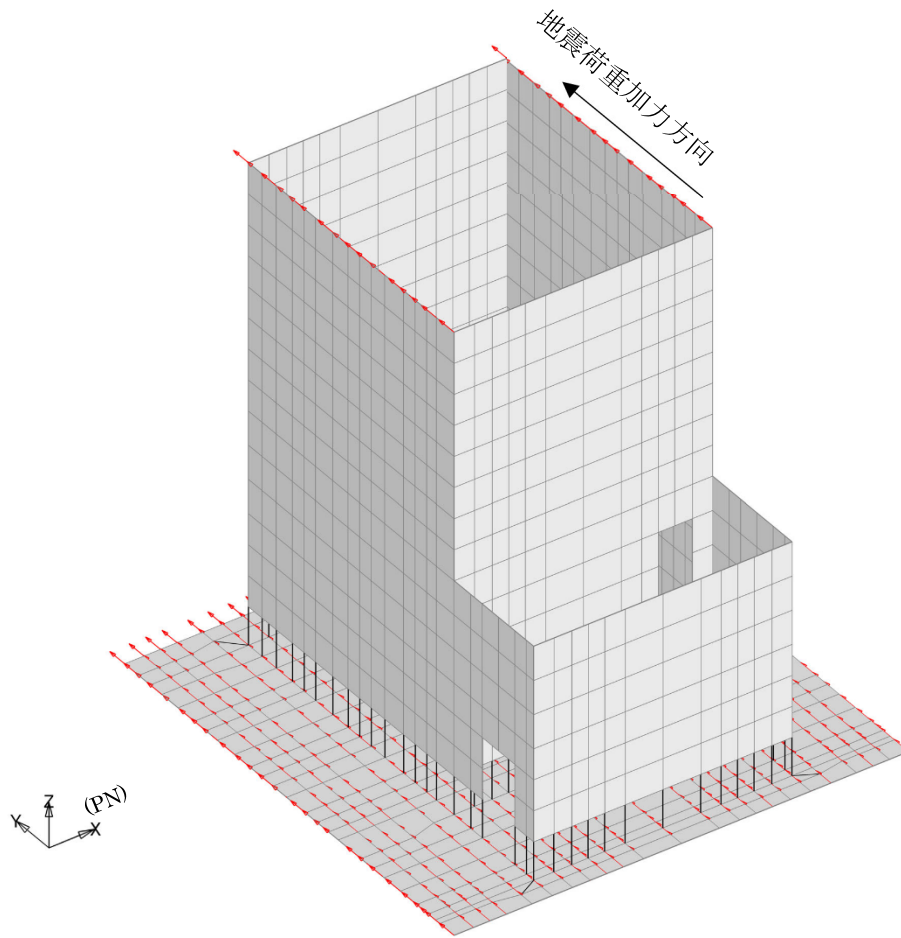
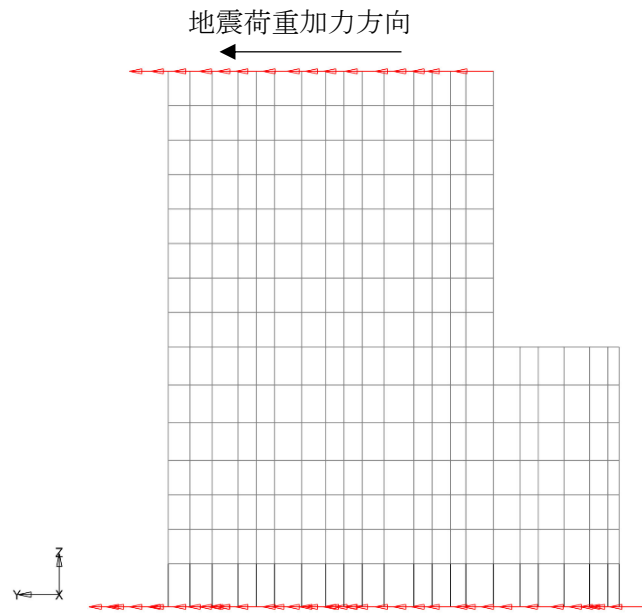
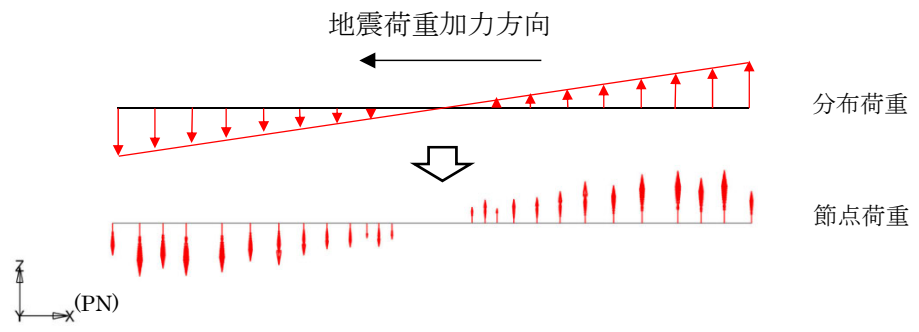
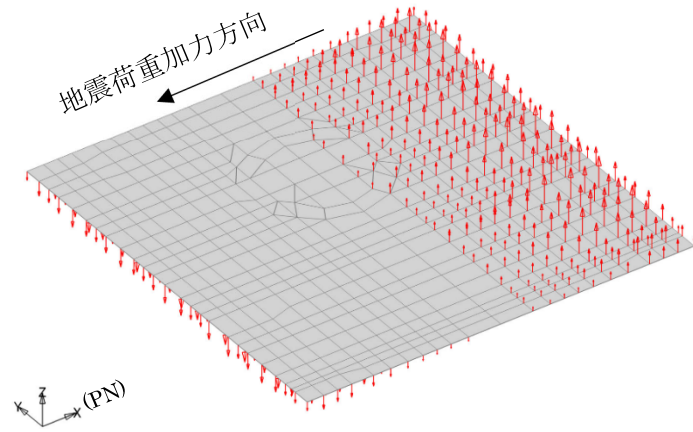


図 2-4 FEM モデルに入力する水平地震力 (EW 方向)

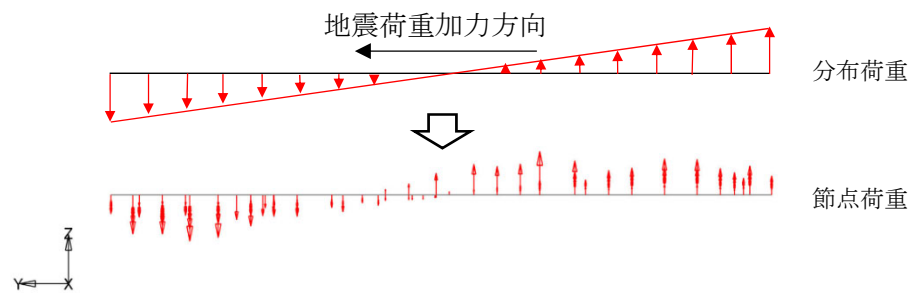


(a) 断面荷重図

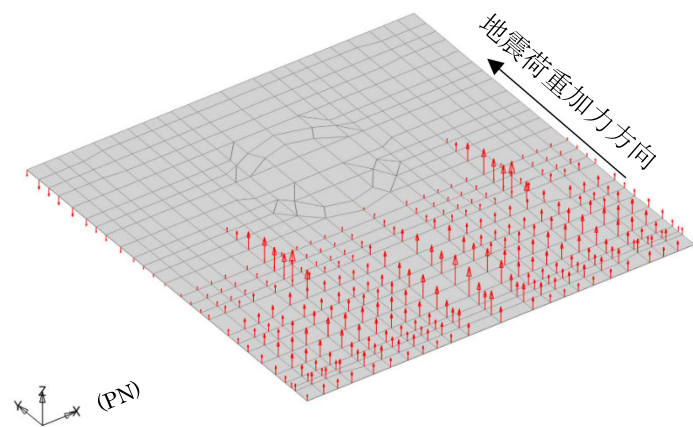


(b) 鳥瞰荷重図

図 2-5 FEM モデルに入力する付加曲げモーメント (NS 方向)



(a) 断面荷重図



(b) 鳥瞰荷重図

図 2-6 FEM モデルに入力する付加曲げモーメント (EW 方向)

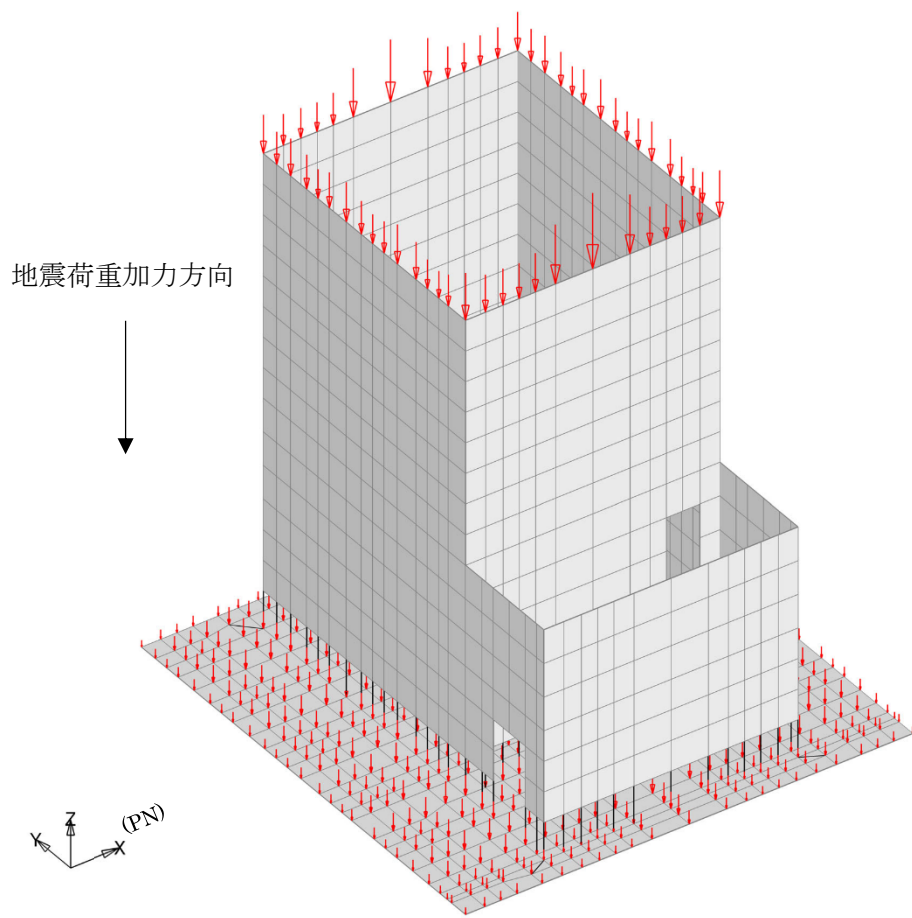
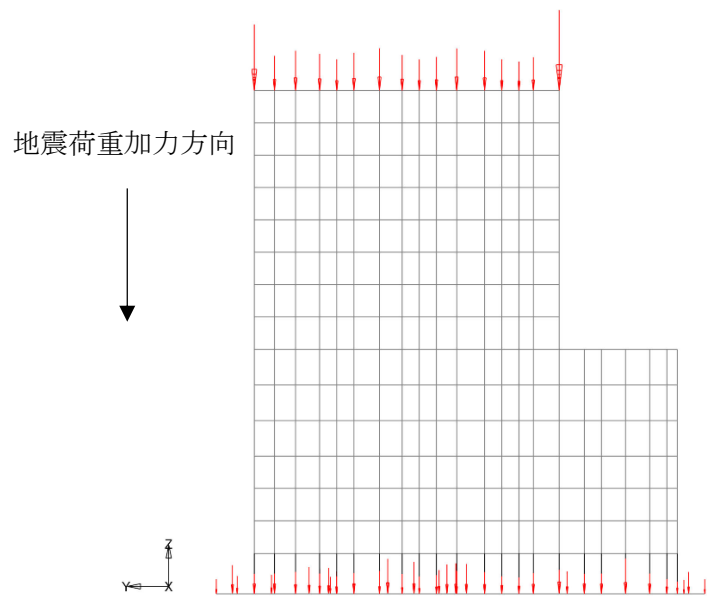


図 2-7 FEM モデルに入力する鉛直地震力

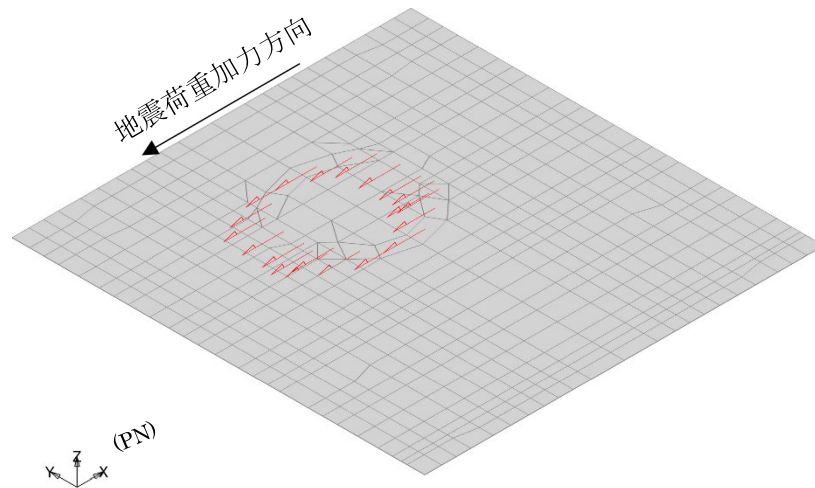
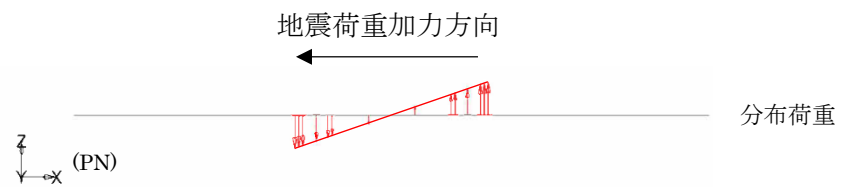
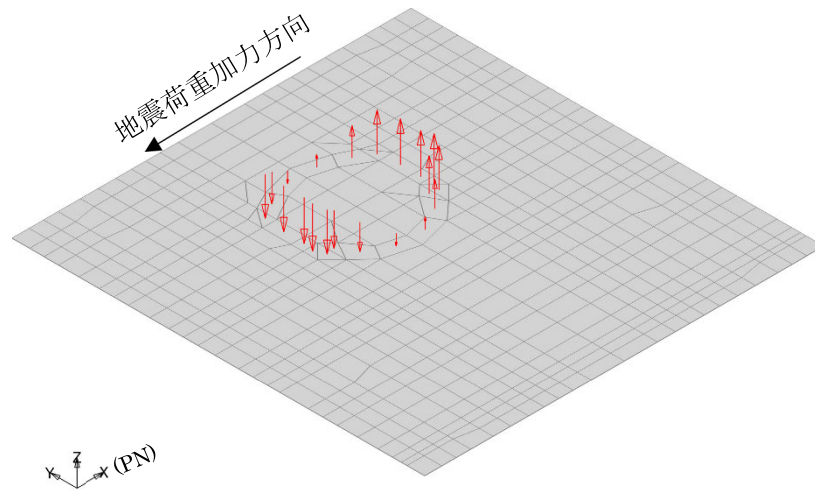


図 2-8 FEM モデルに入力するフィルタ装置の水平地震力 (NS 方向)



(a) 断面荷重図



(b) 鳥瞰荷重図

図 2-9 FEM モデルに入力するフィルタ装置の曲げモーメント (NS 方向)

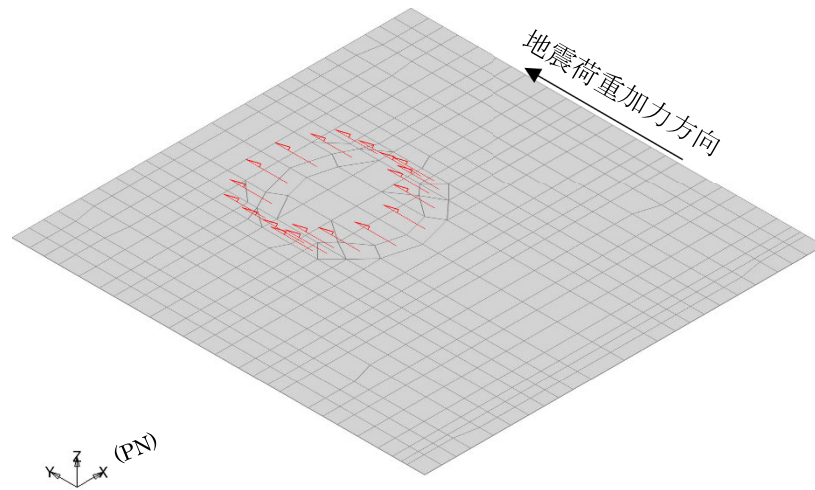
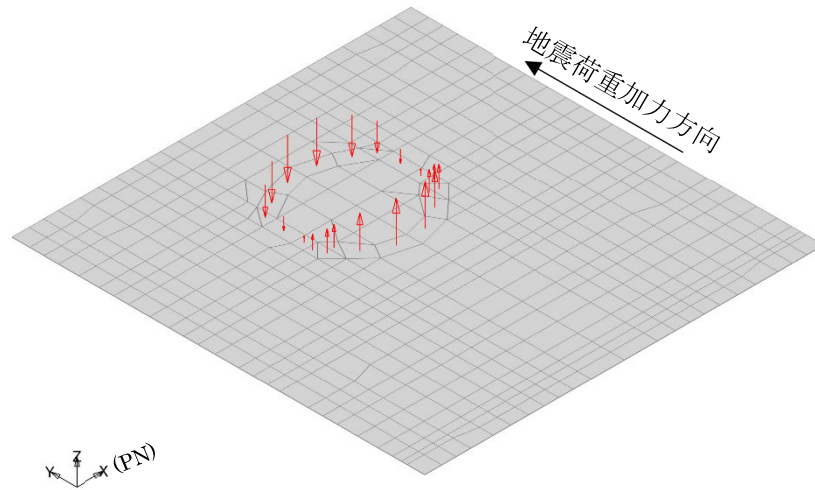
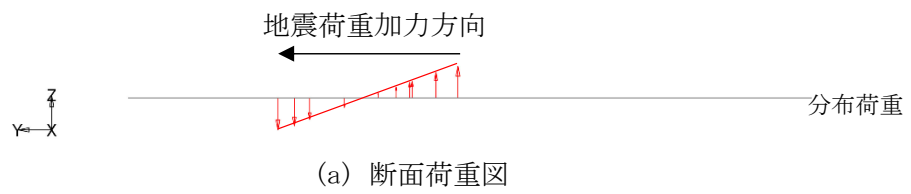


図 2-10 FEM モデルに入力するフィルタ装置の水平地震力 (EW 方向)



(b) 鳥瞰荷重図

図 2-11 FEM モデルに入力するフィルタ装置の曲げモーメント (EW 方向)

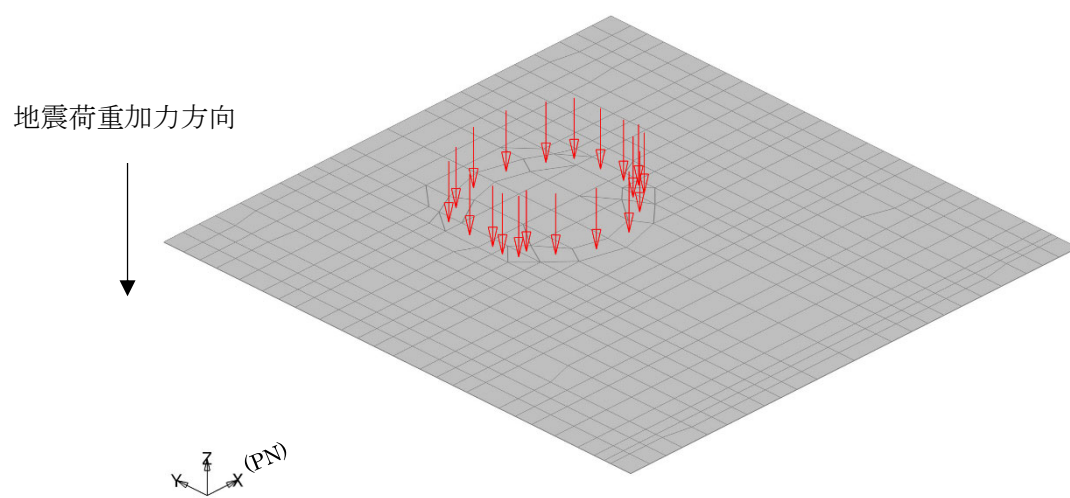


図 2-12 FEM モデルに入力するフィルタ装置の鉛直地震力

別紙 3 応力解析における断面の評価部位の選定

目 次

1. 概要	別紙 3-1
2. 断面の評価部位の選定	別紙 3-2

1. 概要

本資料は、格納容器圧力逃がし装置基礎（以下「装置基礎」という。）の基礎スラブの応力解析における断面の評価部位の選定に関し、工認記載の断面の評価要素の選定結果について示すものである。

2. 断面の評価部位の選定

装置基礎の基礎スラブの荷重の組合せケースを表 2-1 に、基礎スラブの配筋一覧を表 2-2 及び表 2-3 に、せん断補強筋の配筋領域を図 2-1 に示す。

装置基礎の面外せん断力の検討においては、開口部の範囲を除く遮蔽壁直下の要素を評価対象外とする。ただし、B 通りの開口部については、基礎スラブ上端から開口下端までの高さが 3300mm あることから、当該開口部直下の基礎スラブの面外変形は十分に拘束されると判断できるため、評価対象外とする。また、装置基礎においては、基礎スラブ厚さに対して杭と遮蔽壁の間隔が狭く、せん断スパン比が 1 以下であることから、遮蔽壁からの地震力は基礎スラブ内でアーチ作用により斜めに伝わる圧縮力として杭へ流れる。そのため、遮蔽壁と杭の間の要素のうち、遮蔽壁からの距離が基礎スラブ厚の 1/2 に包絡される要素についても、面外せん断力の評価対象外とする。面外せん断力の評価対象外範囲を図 2-2 に示す。

各評価項目の検定値一覧を表 2-4 に、断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果を図 2-3 に、断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの応力コンター図を図 2-4 に示す。

表 2-1 荷重の組合せケース

ケース No.	水平：鉛直	鉛直震度	荷重の組合せケース
1	1.0 : 0.4	上向き	$G + E + P_s + 1.0S_{s_{WE}} - 0.4S_{s_{UD}} + B L$
2		下向き	$G + E + P_s + 1.0S_{s_{WE}} + 0.4S_{s_{UD}} + B L$
3		上向き	$G + E + P_s + 1.0S_{s_{EW}} - 0.4S_{s_{UD}} + B L$
4		下向き	$G + E + P_s + 1.0S_{s_{EW}} + 0.4S_{s_{UD}} + B L$
5		上向き	$G + E + P_s + 1.0S_{s_{SN}} - 0.4S_{s_{UD}} + B L$
6		下向き	$G + E + P_s + 1.0S_{s_{SN}} + 0.4S_{s_{UD}} + B L$
7		上向き	$G + E + P_s + 1.0S_{s_{NS}} - 0.4S_{s_{UD}} + B L$
8		下向き	$G + E + P_s + 1.0S_{s_{NS}} + 0.4S_{s_{UD}} + B L$
9	0.4 : 1.0	上向き	$G + E + P_s + 0.4S_{s_{WE}} - 1.0S_{s_{UD}} + B L$
10		下向き	$G + E + P_s + 0.4S_{s_{WE}} + 1.0S_{s_{UD}} + B L$
11		上向き	$G + E + P_s + 0.4S_{s_{EW}} - 1.0S_{s_{UD}} + B L$
12		下向き	$G + E + P_s + 0.4S_{s_{EW}} + 1.0S_{s_{UD}} + B L$
13		上向き	$G + E + P_s + 0.4S_{s_{SN}} - 1.0S_{s_{UD}} + B L$
14		下向き	$G + E + P_s + 0.4S_{s_{SN}} + 1.0S_{s_{UD}} + B L$
15		上向き	$G + E + P_s + 0.4S_{s_{NS}} - 1.0S_{s_{UD}} + B L$
16		下向き	$G + E + P_s + 0.4S_{s_{NS}} + 1.0S_{s_{UD}} + B L$
17	1.0 : 0.4	上向き	$G + E + P_s + 1.0S_{s_{WE}} - 0.4S_{s_{UD}}$
18		下向き	$G + E + P_s + 1.0S_{s_{WE}} + 0.4S_{s_{UD}}$
19		上向き	$G + E + P_s + 1.0S_{s_{EW}} - 0.4S_{s_{UD}}$
20		下向き	$G + E + P_s + 1.0S_{s_{EW}} + 0.4S_{s_{UD}}$
21		上向き	$G + E + P_s + 1.0S_{s_{SN}} - 0.4S_{s_{UD}}$
22		下向き	$G + E + P_s + 1.0S_{s_{SN}} + 0.4S_{s_{UD}}$
23		上向き	$G + E + P_s + 1.0S_{s_{NS}} - 0.4S_{s_{UD}}$
24		下向き	$G + E + P_s + 1.0S_{s_{NS}} + 0.4S_{s_{UD}}$
25	0.4 : 1.0	上向き	$G + E + P_s + 0.4S_{s_{WE}} - 1.0S_{s_{UD}}$
26		下向き	$G + E + P_s + 0.4S_{s_{WE}} + 1.0S_{s_{UD}}$
27		上向き	$G + E + P_s + 0.4S_{s_{EW}} - 1.0S_{s_{UD}}$
28		下向き	$G + E + P_s + 0.4S_{s_{EW}} + 1.0S_{s_{UD}}$
29		上向き	$G + E + P_s + 0.4S_{s_{SN}} - 1.0S_{s_{UD}}$
30		下向き	$G + E + P_s + 0.4S_{s_{SN}} + 1.0S_{s_{UD}}$
31		上向き	$G + E + P_s + 0.4S_{s_{NS}} - 1.0S_{s_{UD}}$
32		下向き	$G + E + P_s + 0.4S_{s_{NS}} + 1.0S_{s_{UD}}$

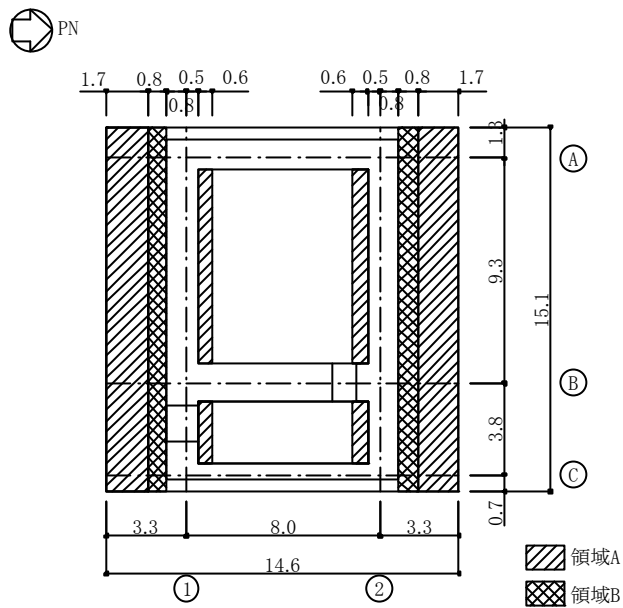
- G : 固定荷重
- E : 機器荷重
- P_s : 積雪荷重
- $S_{s_{WE}}$: 水平地震荷重 (W→E 入力, EW 方向)
- $S_{s_{EW}}$: 水平地震荷重 (E→W 入力, EW 方向)
- $S_{s_{SN}}$: 水平地震荷重 (S→N 入力, NS 方向)
- $S_{s_{NS}}$: 水平地震荷重 (N→S 入力, NS 方向)
- $S_{s_{UD}}$: 鉛直地震荷重
- BL : 浮力

表 2-2 装置基礎の基礎スラブの配筋（主筋）

スラブ厚 (m)	方向	位置	設計配筋	断面積 (mm ² /m)
2.5	NS	上ば筋	2-D38@200	11400
		下ば筋	2-D38@200	11400
	EW	上ば筋	2-D38@200	11400
		下ば筋	2-D38@200	11400

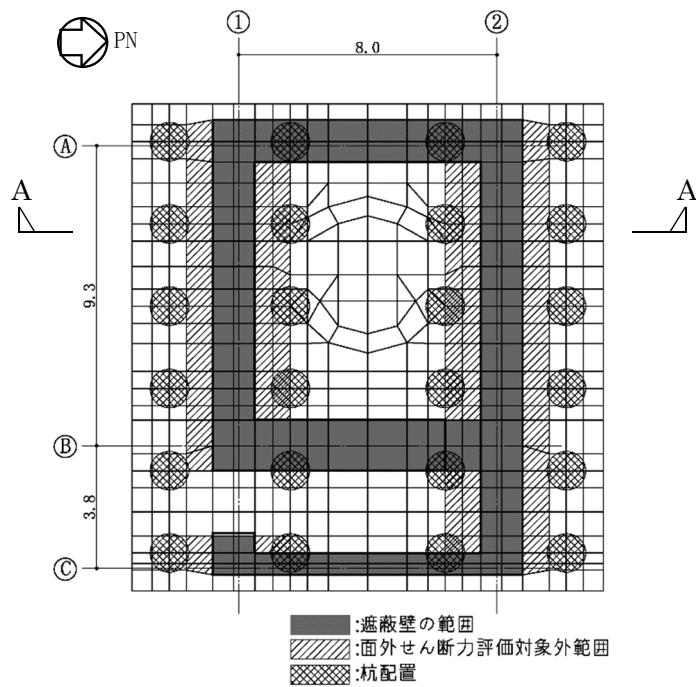
表 2-3 装置基礎の基礎スラブの配筋（せん断補強筋）

	鉄筋	ピッチ	断面積 (mm ² /m ²)
領域 A	D25	@400×@400	3169
領域 B	D25	@400×@200	6338

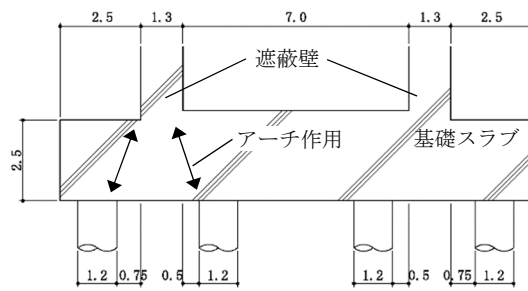


(単位：m)

図 2-1 装置基礎の基礎スラブの配筋領域（せん断補強筋）



(a) 平面図



(単位：m)

(b) A-A 断面図

図 2-2 面外せん断力評価対象外範囲

表 2-4 各評価項目の検定値一覧

項目	方向	要素番号	荷重 ケース	検定値
軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	NS	1319	24	0.549
	EW	3120	18	0.522
面外せん断力	NS	1604	24	0.759
	EW	3120	20	0.706

注：■は、検定値が最大となる要素を示す。

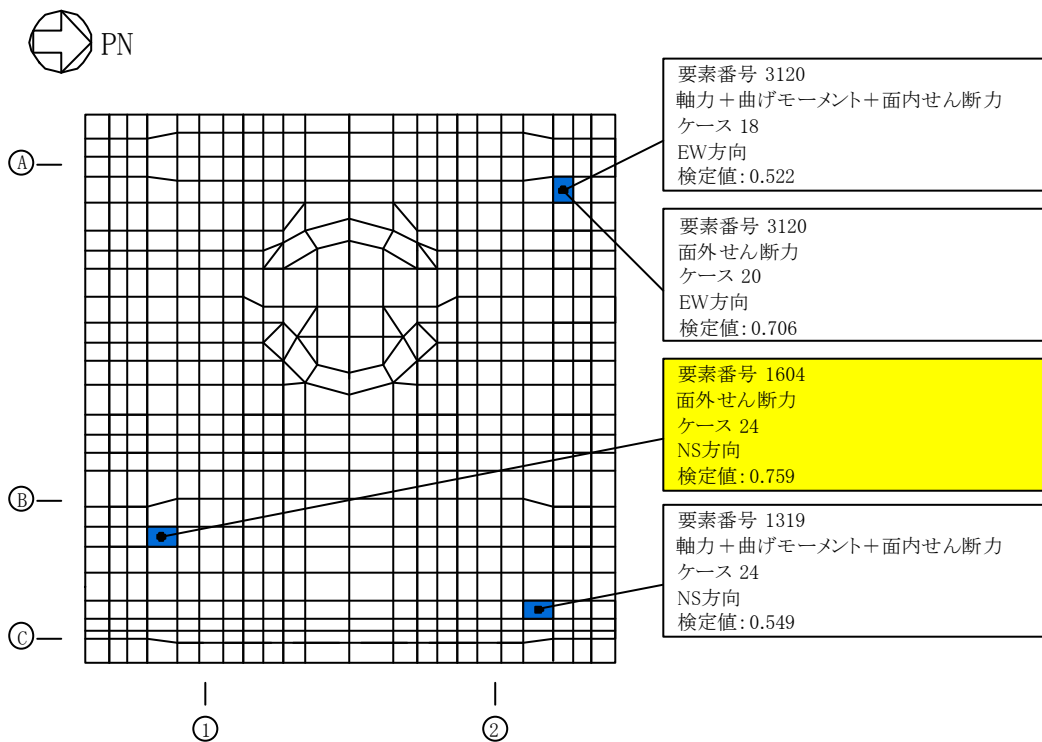
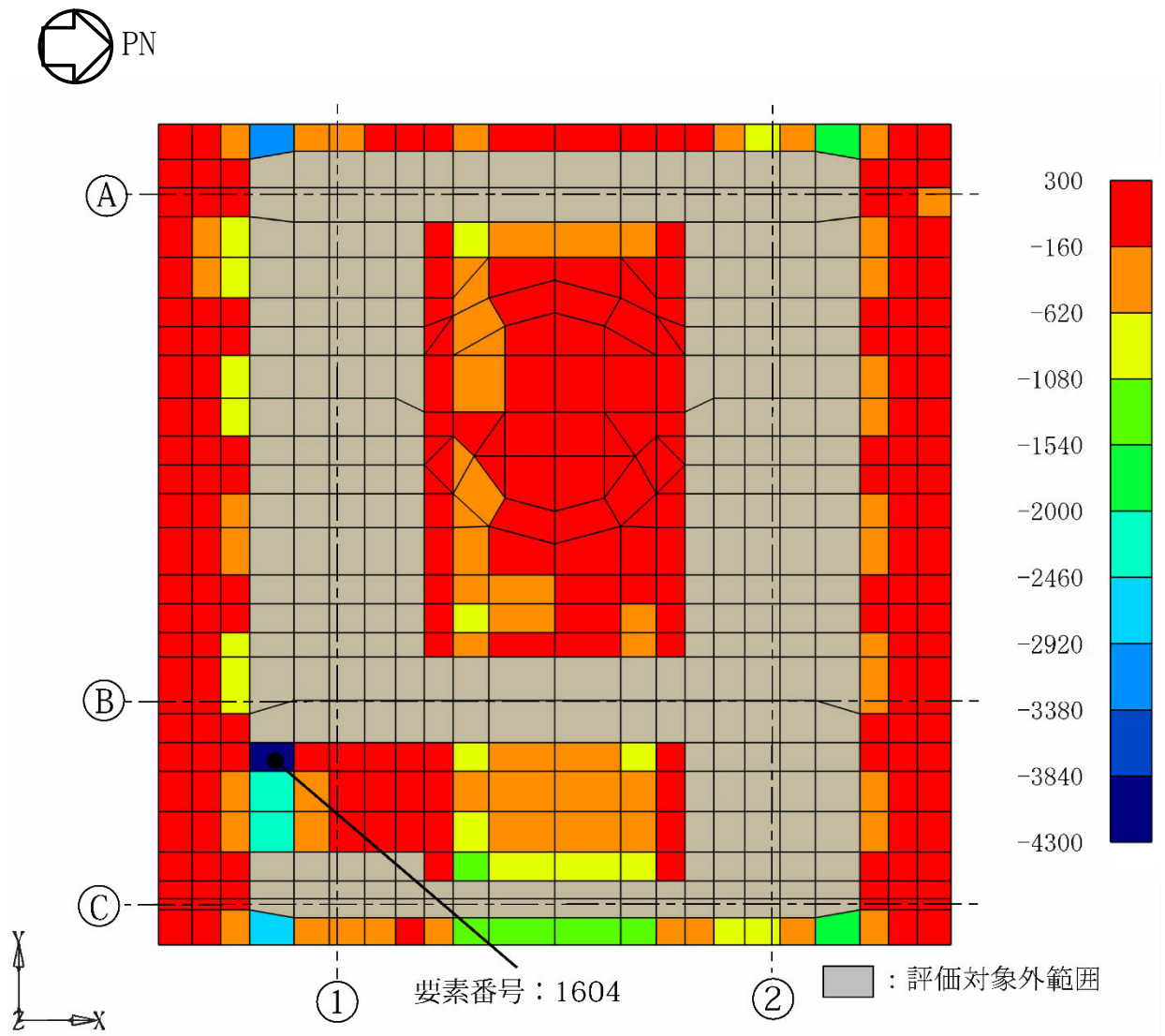


図 2-3 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果



面外せん断力 (NS 方向, ケース 24)

図 2-4 断面算定部位の選定に関する荷重組合せケースの応力コンター図

別紙4 杭の極限支持力及び極限引抜き抵抗力の設定

目 次

1. 概要	別紙 4-1
2. 杭の極限支持力の設定	別紙 4-1
2.1 地盤から決まる極限支持力	別紙 4-1
2.2 杭体から決まる極限支持力	別紙 4-4
2.3 杭の極限支持力	別紙 4-4
3. 杭の極限引抜き抵抗力の設定	別紙 4-5
3.1 地盤から決まる極限引抜き抵抗力	別紙 4-5
3.2 杭体から決まる極限引抜き抵抗力	別紙 4-7
3.3 杭の極限引抜き抵抗力	別紙 4-7

(参考資料 1) 杭の周面摩擦力を考慮しない鉛直支持力を用いた評価結果

1. 概要

本資料は、V-2-2-14「格納容器圧力逃がし装置基礎の耐震性についての計算書」において用いる杭の極限支持力及び極限引抜き抵抗力の設定方法を示すものである。

2. 杭の極限支持力の設定

格納容器圧力逃がし装置基礎（以下「装置基礎」という。）において、杭の極限支持力は「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説」（（社）日本道路協会，平成14年3月）（以下「道路橋示方書」という。）に基づき，以下①及び②から設定する。

①地盤から決まる極限支持力

②杭体から決まる極限支持力

2.1 地盤から決まる極限支持力

地盤から決まる極限支持力の評価式を以下に，極限支持力の算定に用いる諸元と算定結果を表2-1に示す。

$$R_u = q_d A + U \sum L_i f_i$$

ここで，

R_u ：地盤から決まる杭の極限支持力（kN）

q_d ：杭先端における単位面積あたりの極限鉛直支持力度（kN/m²）

A ：杭先端面積（m²）

U ：杭の周長（m）

L_i ：周面摩擦力を考慮する層の層厚（m）

f_i ：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度であり，杭の施工方法及び地盤種別により，標準貫入試験の N 値及び地盤の粘着力を用いて定められる。装置基礎に用いる場所打ち鋼管コンクリート杭では，施工時に鋼管の外周面にグラウトを充填することから，地盤との摩擦面は場所打ち杭と同等である。このため， f_i は場所打ち杭工法の値を参考に，砂質土の場合は $5N$ （ ≤ 200 ）（kN/m²），粘性土の場合は c 又は $10N$ （ ≤ 150 ）（kN/m²）とする（ N は標準貫入試験の N 値， c は地盤の粘着力）。ここで， N 値は装置基礎直下地盤の地盤調査結果に基づき，各層の平均 N 値とする。場所打ち鋼管コンクリート杭の施工手順を図2-1に示す。

なお，周面摩擦力を考慮せずに設定した極限支持力を用いた鉛直支持力の評価結果を（参考資料1）に示す。

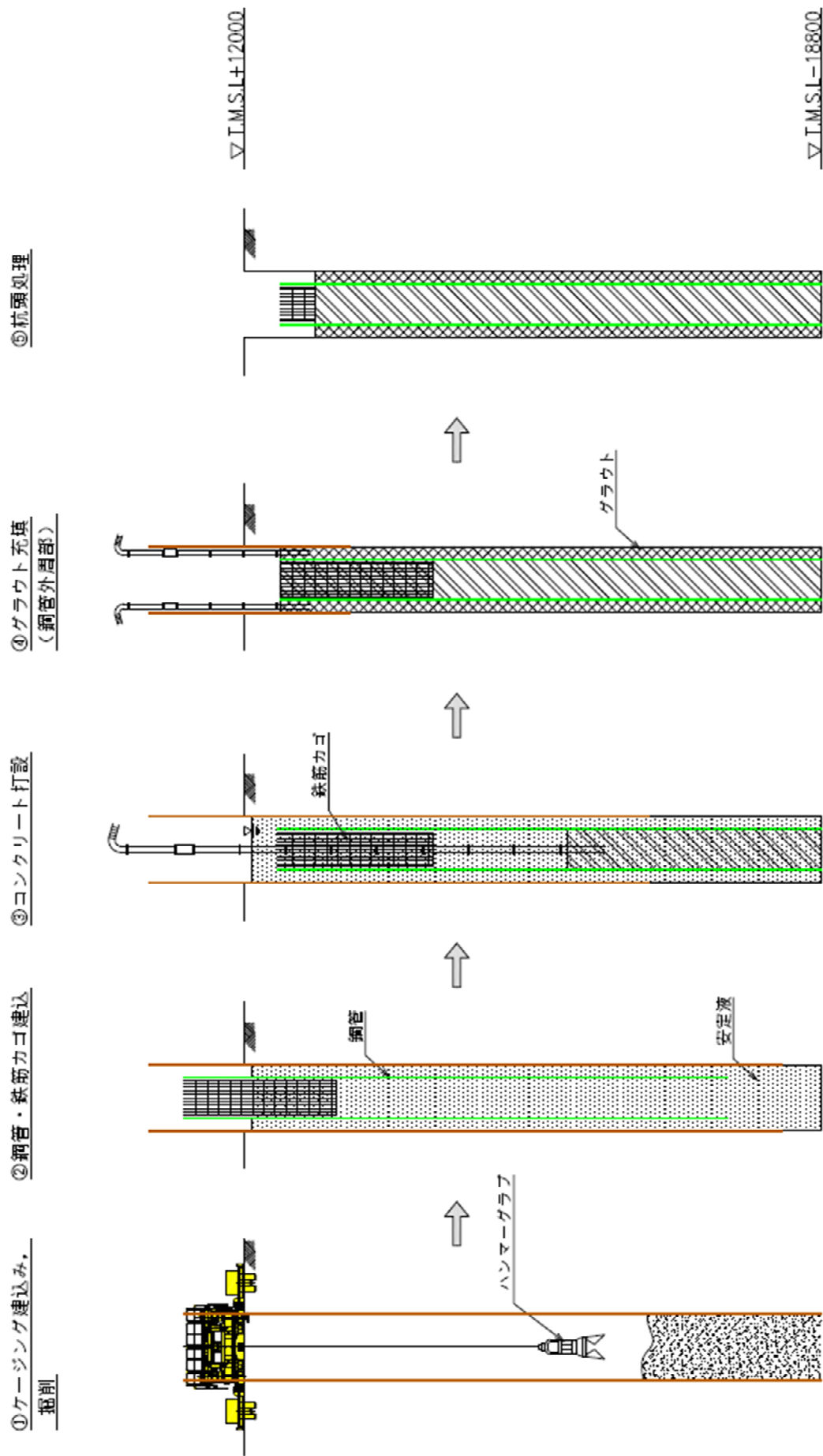


図2-1 場所打ち鋼管コンクリート杭の施工手順

表 2-1 地盤から決まる極限支持力の算定に用いる諸元と算定結果

項目		算定結果
地盤から決まる極限支持力 R_u (kN)		24360
杭先端における単位面積あたりの極限鉛直支持力度 q_d (kN/m ²)		6178
杭先端面積 A (m ²)		1.131
杭の周長 U (m)		3.770
周面摩擦力を考慮する層の 最大周面摩擦力度 f_i (kN/m ²)	新期砂層(1) (T. M. S. L. 9.5m ~ T. M. S. L. 7.3m)	95
	新期砂層(2) (T. M. S. L. 7.3m ~ T. M. S. L. -3.5m)	195
	古安田層 (T. M. S. L. -3.5m ~ T. M. S. L. -10.6m)	150
	西山層 (T. M. S. L. -10.6m ~ T. M. S. L. -18.8m)	150

2.2 杭体から決まる極限支持力

杭体から決まる極限支持力の評価式を以下に、極限支持力の算定に用いる諸元と算定結果を表 2-2 に示す。

$$R_{PU} = 0.85\sigma_{ck}A_c + \sigma_y A_s$$

ここで、

R_{PU} : 杭体から決まる極限支持力 (kN)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (kN/m²)

A_c : コンクリートの断面積 (m²)

σ_y : 鋼材の降伏点 (kN/m²)

A_s : 鋼材の断面積 (m²)

表 2-2 杭体から決まる極限支持力の算定に用いる諸元と算定結果

項目	算定結果
杭体から決まる極限支持力 R_{PU} (kN)	49960
コンクリートの設計基準強度 σ_{ck} (kN/m ²)	24000
コンクリートの断面積 A_c (m ²)	1.039
鋼材の降伏点 σ_y (kN/m ²)	325000
鋼材の断面積 A_s (m ²) *	0.08852

注記* : 鋼管の腐食代 1mm を考慮した値

2.3 杭の極限支持力

杭の極限支持力を表 2-3 に示す。

表 2-3 杭の極限支持力

(単位 : $\times 10^3$ kN)

地盤から決まる極限支持力	杭体から決まる極限支持力	杭の極限支持力
24.4	50.0	24.0

3. 杭の極限引抜き抵抗力の設定

装置基礎において、杭の極限引抜き抵抗力は「道路橋示方書」に基づき、以下①及び②から設定する。

①地盤から決まる極限引抜き抵抗力

②杭体から決まる極限引抜き抵抗力

3.1 地盤から決まる極限引抜き抵抗力

地盤から決まる極限引抜き抵抗力の評価式を以下に、極限引抜き抵抗力の算定に用いる諸元と算定結果を表 3-1 に示す。

$$P_u = P_U + W$$

$$P_U = U \sum L_i f_i$$

ここで、

P_u : 杭の有効重量を考慮した地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力 (kN)

W : 杭の有効重量 (kN)

P_U : 地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力 (kN)

U : 杭の周長 (m)

L_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

f_i : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度であり、杭の施工方法及び地盤種別により、標準貫入試験の N 値及び地盤の粘着力を用いて定められる。装置基礎に用いる場所打ち鋼管コンクリート杭では、施工時に鋼管の外周面にグラウトを充填することから、地盤との摩擦面は場所打ち杭と同等である。このため、 f_i は場所打ち杭工法の値を参考に、砂質土の場合は $5N$ (≤ 200) (kN/m^2)、粘性土の場合は c 又は $10N$ (≤ 150) (kN/m^2) とする (N は標準貫入試験の N 値、 c は地盤の粘着力)。ここで、 N 値は装置基礎直下地盤の地盤調査結果に基づき、各層の平均 N 値とする。場所打ち鋼管コンクリート杭の施工手順については図 2-1 に示したとおりである。

表 3-1 地盤から決まる極限引抜き抵抗力の算定に用いる諸元と算定結果

項目		算定結果
杭の有効重量を考慮した地盤から決まる極限引抜き抵抗力 P_u (kN)		17830
地盤から決まる極限引抜き抵抗力 P_u (kN)		17380
杭の有効重量 W (kN)		454
杭の周長 U (m)		3.770
周面摩擦力を考慮する層の 最大周面摩擦力度 f_i (kN/m ²)	新期砂層 (1) (T. M. S. L. 9.5m ~ T. M. S. L. 7.3m)	95
	新期砂層 (2) (T. M. S. L. 7.3m ~ T. M. S. L. -3.5m)	195
	古安田層 (T. M. S. L. -3.5m ~ T. M. S. L. -10.6m)	150
	西山層 (T. M. S. L. -10.6m ~ T. M. S. L. -18.8m)	150

3.2 杭体から決まる極限引抜き抵抗

杭体から決まる極限引抜き抵抗の評価式を以下に、極限引抜き抵抗の算定に用いる諸元と算定結果を表 3-2 に示す。

$$P_{PU} = \sigma_y A_s$$

ここで、

P_{PU} : 杭体から決まる極限引抜き抵抗 (kN)

σ_y : 鋼材の降伏点 (kN/m²)

A_s : 鋼材の断面積 (m²)

表 3-2 杭体から決まる極限引抜き抵抗の算定に用いる諸元と算定結果

項目	算定結果
杭体から決まる極限引抜き抵抗 R_{PU} (kN)	28760
鋼材の降伏点 σ_y (kN/m ²)	325000
鋼材の断面積 A_s (m ²) *	0.08852

注記* : 鋼管の腐食代 1mm を考慮した値

3.3 杭の極限引抜き抵抗

杭の極限引抜き抵抗を表 3-3 に示す。

表 3-3 杭の極限引抜き抵抗

(単位 : $\times 10^3$ kN)

地盤から決まる 極限引抜き抵抗	杭体から決まる 極限引抜き抵抗	杭の極限引抜き抵抗
17.8	28.8	17.0

(参考資料1) 杭の周面摩擦力を考慮しない鉛直支持力を用いた評価結果

1. 概要

装置基礎の杭の評価は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」の補足説明資料「地盤の支持性能について」に基づき、杭頭の発生軸力により評価を行っている。本資料は、参考用に周面摩擦力を考慮しない極限支持力と杭先端軸力を用いて評価した結果を示す。

2. 評価方法

杭の周面摩擦力を考慮しない極限支持力は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説」（（社）日本道路協会，平成14年3月）に示される地盤から決まる極限支持力の評価式のうち、周面摩擦力に関する項を無視した下式により算定する。

$$R_{pu} = q_d A$$

ここで、

R_{pu} : 地盤から決まる杭先端の極限支持力 (kN)

q_d : 杭先端における単位面積あたりの極限鉛直支持力度 (kN/m²)

A : 杭先端面積 (m²)

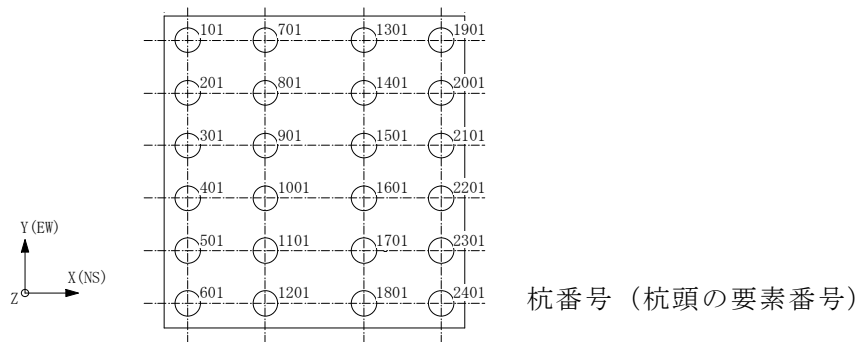
極限支持力に周面摩擦力を考慮しないため、鉛直支持力の評価には杭頭軸力ではなく杭先端軸力を用いる。評価対象は、V-2-2-13「格納容器圧力逃がし装置基礎の地震応答計算書」の補足説明資料「格納容器圧力逃がし装置基礎の地震応答計算書に関する補足説明資料」の別紙3-2「材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果」において、杭頭の最大応答軸力が最も大きくなるケース3（地盤剛性- σ ）のSs-2の杭番号2401とする。

3. 評価結果

杭先端の最大応答軸力及び評価結果を表3-1に示す。検定値が1.0を超えないことを確認した。

表3-1 杭先端の最大応答軸力及び評価結果

杭 番号	杭先端の 最大応答軸力 ($\times 10^3 \text{kN}$)	杭先端における 単位面積あたりの 極限鉛直支持力度 q_d (kN/m^2)	杭先端 面積 A (m^2)	杭先端 極限支持力 R_{pu} ($\times 10^3 \text{kN}$)	検定値
2401	5.03	6178	1.131	6.98	0.721



別紙5 杭頭接合部の検討

目 次

1. 概要	別紙 5-1
2. 杭の鉛直力に対する検討	別紙 5-2
2.1 鉛直押抜きせん断の検討	別紙 5-2
2.2 鉛直支圧の検討	別紙 5-4
3. 杭の引抜きに対する検討	別紙 5-5
4. 杭の水平力に対する検討	別紙 5-7
4.1 水平押抜きせん断の検討	別紙 5-7
4.2 水平支圧の検討	別紙 5-9
4.3 曲げモーメントの検討	別紙 5-10

1. 概要

柏崎刈羽原子力発電所の格納容器圧力逃がし装置基礎は、24本の場所打ち鋼管コンクリート杭で支持されている。杭頭部は、杭を基礎スラブに杭径分（1200mm）の長さを埋め込むことで基礎スラブへの定着を行っている。本資料は、地震応答解析で得られた杭頭軸力、杭頭せん断力及び杭頭曲げモーメントに対する定着部の検討結果を説明するものである。

杭頭接合部の検討は「建築基礎構造設計指針」（（社）日本建築学会，2001改定）及び「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（（社）日本建築学会，1999改定）に基づき実施する。

2. 杭の鉛直力に対する検討

2.1 鉛直押抜きせん断の検討

基礎スラブの鉛直押抜きせん断応力度 τ の検討は下式により行う。考慮する破壊面は、鉛直押抜き力が一番大きく、せん断抵抗の小さい基礎スラブ隅角部とする。概略図を図2-1に、検討結果を表2-1に示す。

$$\tau = P / \{ \pi (D + h) h \cdot (\theta / 360) \} \leq \tau_u$$

ここで、

P : 杭の鉛直押抜き力 (N)

D : 杭径 (mm)

h : 杭頭から基礎スラブ上面までの距離 (mm)

θ : せん断抵抗として考慮できる角度 ($^{\circ}$)

τ_u : せん断強度 (N/mm^2)

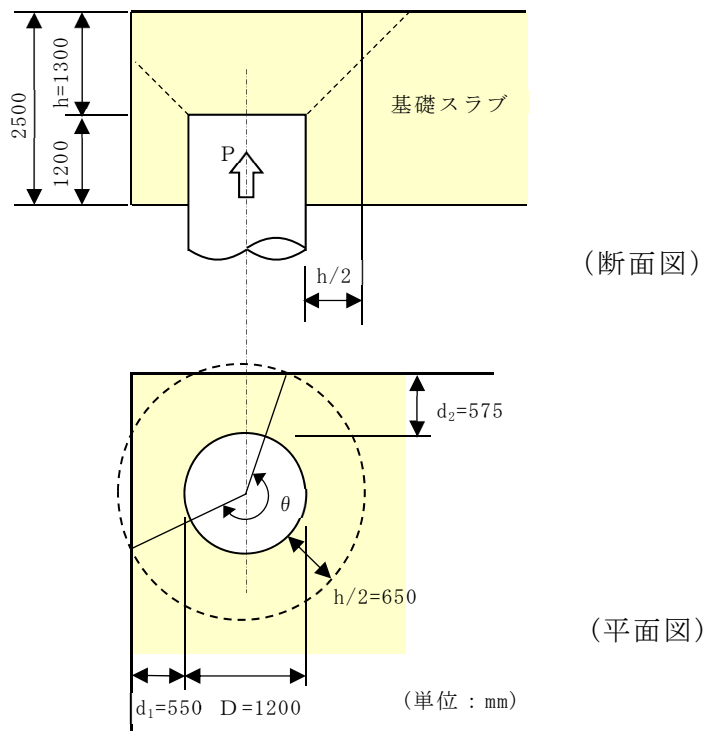
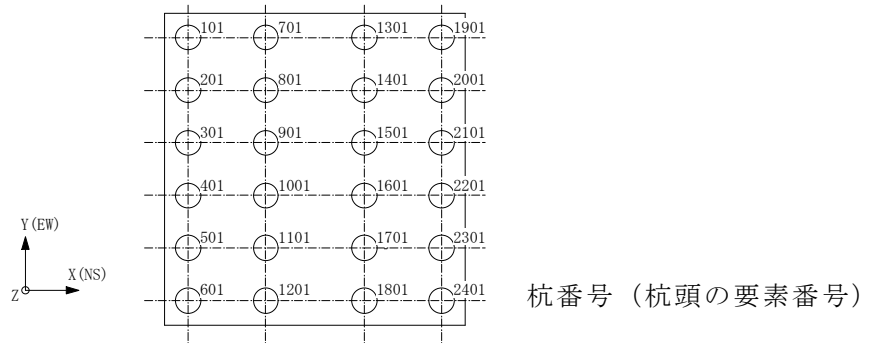


図2-1 杭の押抜きせん断の概要

表 2-1 鉛直押抜きせん断応力度に対する検討

杭番号	鉛直 押抜き力 P ($\times 10^3\text{N}$)	杭径 D (mm)	h (mm)	θ ($^\circ$)	せん断応力度 τ (N/mm^2)	せん断強度 τ_u^* (N/mm^2)	τ / τ_u
2401	10400	1200	1300	227	1.62	2.19	0.740

注記*：平成 12 年建設省告示第 1450 号に基づく。



2.2 鉛直支圧の検討

杭頭における基礎スラブの鉛直支圧応力度 σ_n の検討は下式により行う。考慮する支圧面は、図2-1と同様に鉛直押抜き力が一番大きくなる基礎スラブ隅角部を対象とする。検討結果を表2-2に示す。

$$\sigma_n = P / (\pi D^2 / 4) \leq \sigma_u$$

ここで、

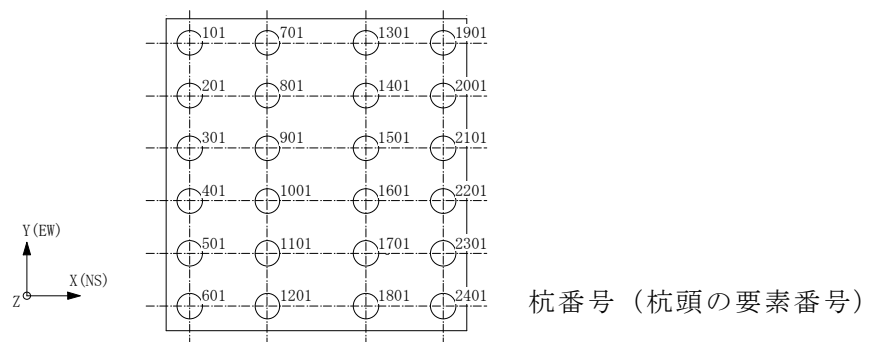
P : 鉛直支圧力 (N) (杭の鉛直押抜き力と同じ値)

D : 杭径 (mm)

σ_u : 支圧強度 (N/mm²)

表 2-2 鉛直支圧応力度に対する検討

杭番号	鉛直支圧力 P ($\times 10^3$ N)	杭径 D (mm)	支圧応力度 σ_n (N/mm ²)	支圧強度 σ_u (N/mm ²)	σ_n / σ_u
2401	10400	1200	9.20	24.0	0.384



3. 杭の引抜きに対する検討

基礎スラブの引抜きせん断応力度 τ の検討は下式により行う。考慮する破壊面は、引抜き力が一番大きい基礎スラブ隅角部とする。概略図を図3-1に、検討結果を表3-1に示す。

$$\tau = P_u / \{ \pi (D + h') h' \} \leq \tau_u$$

ここで、

P_u : 杭の引抜き力 (N)

D : 杭径 (mm)

h' : リングプレート中段下端から基礎スラブ底面までの距離 (mm)

τ_u : せん断強度 (N/mm²)

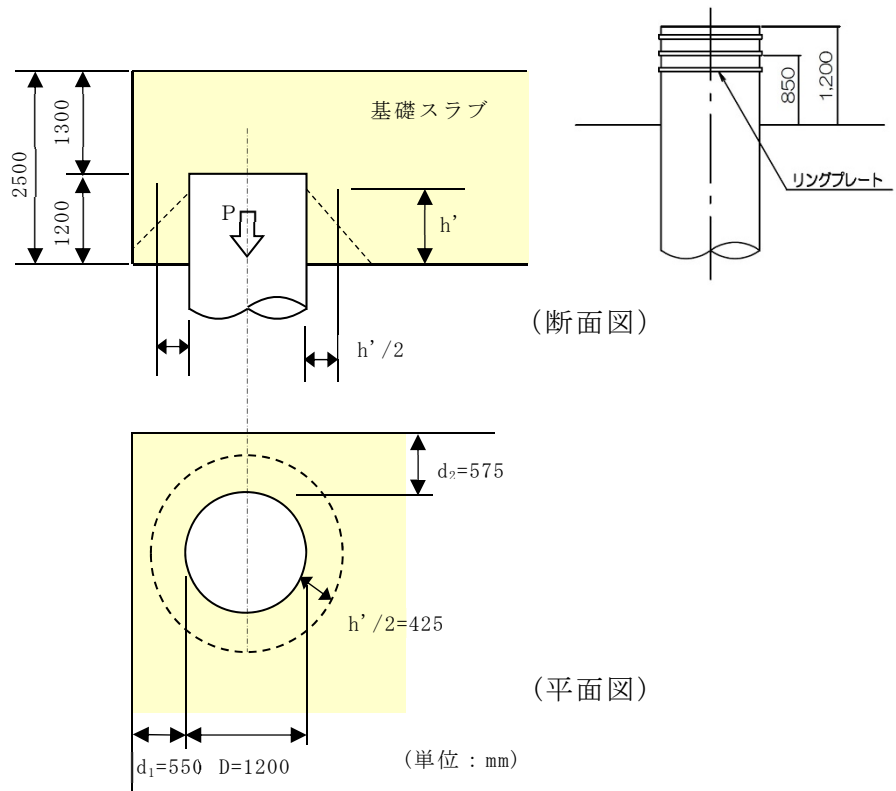
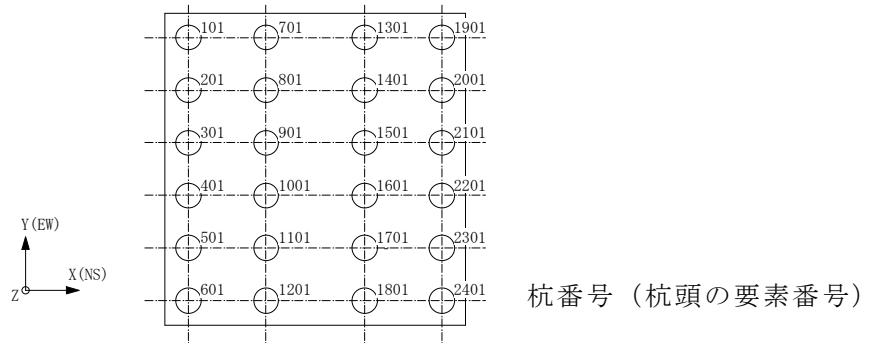


図3-1 杭の引抜きせん断の概要

表 3-1 引抜きせん断応力度に対する検討

杭番号	杭の 引抜き力 P_u ($\times 10^3\text{N}$)	杭径 D (mm)	h' (mm)	せん断応力度 τ (N/mm^2)	せん断強度 τ_u^* (N/mm^2)	τ / τ_u
601	9910	1200	850	1.81	2.19	0.827

注記*：平成12年建設省告示第1450号に基づく。



4. 杭の水平力に対する検討

4.1 水平押抜きせん断の検討

基礎スラブの水平押抜きせん断応力度 τ_h の検討は下式により行う。考慮する破壊面は、水平押抜き力が一番大きくなる基礎スラブ隅角部を対象とする。概略図を図4-1に、検討結果を表4-1に示す。

$$\tau_h = Q / \{d_1(2 \cdot L + D + 2 \cdot d_1)\} \leq \tau_u$$

ここで、

Q : 水平押抜き力 (N)

D : 杭径 (mm)

L : 杭の基礎スラブへの定着長 (mm)

d_1 : 杭縁から基礎スラブ縁までの最小距離 (mm)

τ_u : せん断強度 (N/mm²)

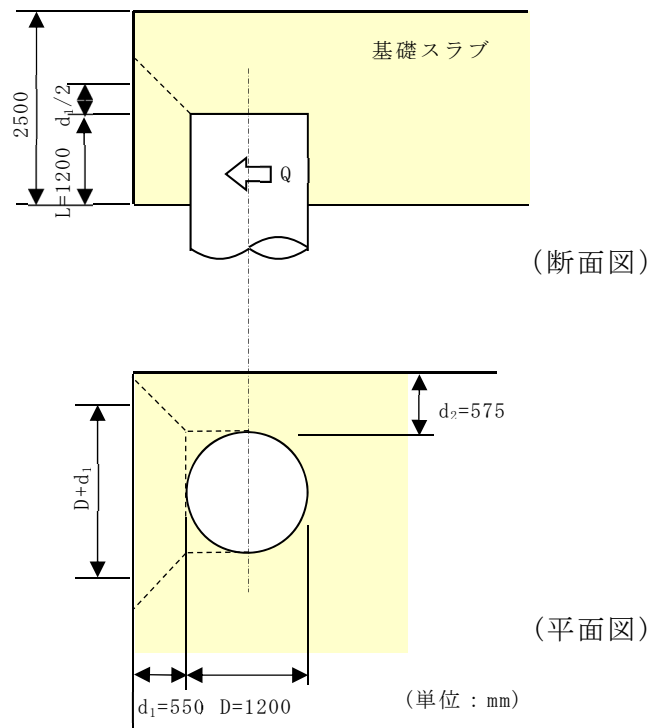
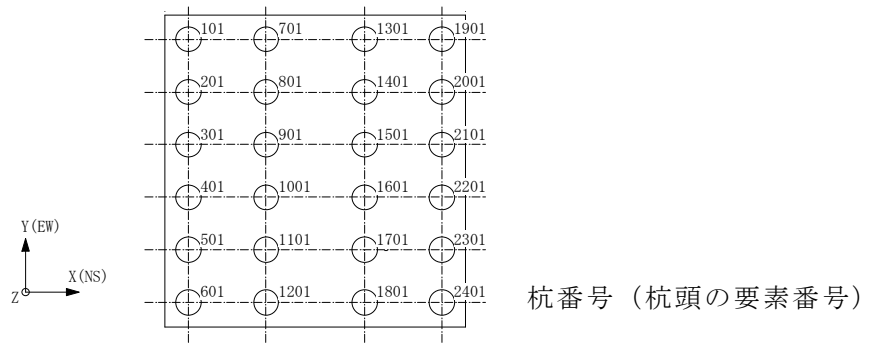


図4-1 杭の水平押抜きせん断の概要

表 4-1 水平押抜きせん断応力度に対する検討

杭番号	水平押抜き力 Q ($\times 10^3\text{N}$)	d_1 (mm)	杭径 D (mm)	杭定着長 L (mm)	せん断応力度 τ_h (N/mm^2)	せん断強度 τ_u^* (N/mm^2)	τ_h / τ_u
1901	5070	550	1200	1200	1.96	2.19	0.895

注記*：平成12年建設省告示第1450号に基づく。



4.2 水平支圧の検討

杭頭における基礎スラブの水平支圧応力度 σ_n の検討は下式により行う。考慮する支圧面は、図2-1と同様に水平押抜き力が一番大きくなる基礎スラブ隅角部を対象とする。検討結果を表4-2に示す。

$$\sigma_n = Q / (D \cdot L) \leq \sigma_u$$

ここで、

Q : 水平支圧力 (N) (水平押抜き力と同じ値)

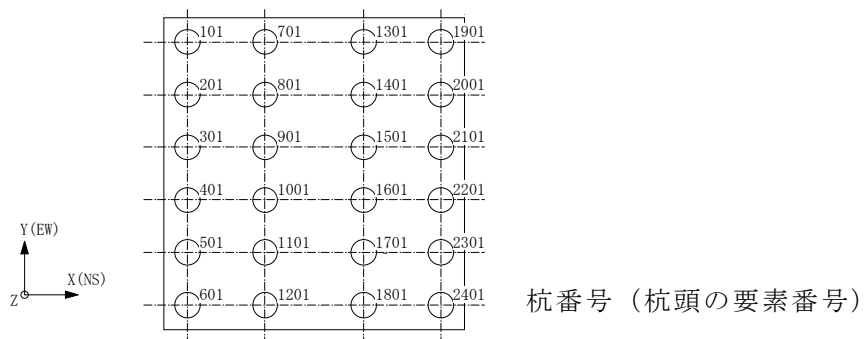
D : 杭径 (mm)

L : 杭の基礎スラブへの定着長 (mm)

σ_u : 支圧強度 (N/mm²)

表 4-2 水平支圧応力度に対する検討

杭番号	水平支圧力 Q ($\times 10^3$ N)	杭径 D (mm)	杭定着長 L (mm)	支圧応力度 σ_n (N/mm ²)	支圧強度 σ_u (N/mm ²)	σ_n / σ_u
1901	5070	1200	1200	3.52	24.0	0.147



4.3 曲げモーメントの検討

基礎スラブの曲げモーメントMの検討は下式により行う。杭頭の曲げモーメントが一番大きくなる基礎スラブ隅角部を対象に、図4-2に示す方法で曲げモーメントを検討する。検討結果を表4-3に示す。

$$M \leq M_p = {}_sM_p + {}_tM_p$$

$${}_sM_p = \sigma_u (D \cdot L^2 / 4) + \tau_u (\pi \cdot D \cdot L / 4) \cdot d'$$

$${}_tM_p = \sin^3 \theta \cdot (D^3 \cdot \sigma_u) / 12$$

ここで、

M_p : 杭全体の終局抵抗モーメント (N・mm)

${}_sM_p$: 杭側面におけるコンクリートの終局抵抗モーメント (N・mm)

${}_tM_p$: 杭上面におけるコンクリートの終局抵抗モーメント (N・mm)

D : 杭径 (mm)

L : 杭の基礎スラブへの定着長 (mm)

θ : MとNから決まる圧縮コンクリートの範囲を示す回転角 (°)

σ_u : 支圧強度 (N/mm²)

τ_u : せん断強度 (N/mm²)

d' : 円弧重心距離で、 $4D / (3\pi)$ (mm)

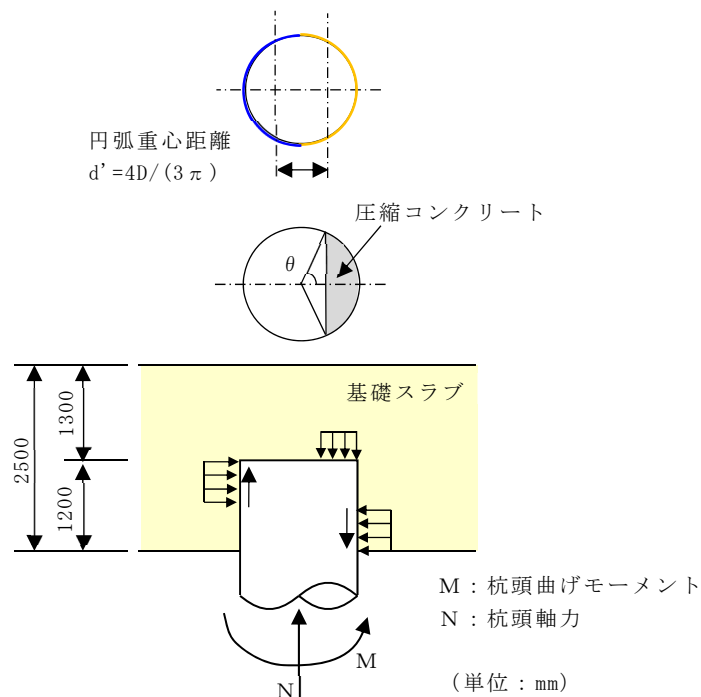
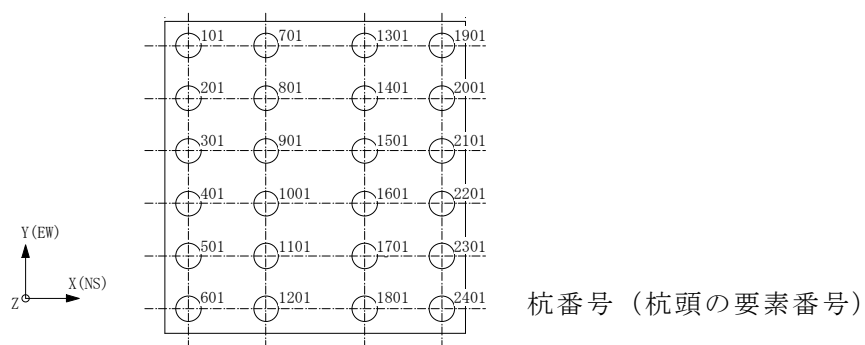


図 4-2 曲げモーメントの概要

表 4-3 曲げモーメントに対する検討

杭番号	杭頭軸力 N ($\times 10^3\text{N}$)	杭頭曲げ モーメント M ($\times 10^6\text{N}\cdot\text{mm}$)	回転角 θ ($^\circ$)	側面抵抗 モーメント ${}_sM_p$ ($\times 10^6\text{N}\cdot\text{mm}$)	上面抵抗 モーメント ${}_tM_p$ ($\times 10^6\text{N}\cdot\text{mm}$)	終局抵抗 モーメント M_p ($\times 10^6\text{N}\cdot\text{mm}$)	検定値 M/M_p
1901	6660	13100	65.7	11600	2620	14220	0.922



緊急時対策所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

V-2-2-16「緊急時対策所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 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 緊急時対策所の設置に伴う評価結果の影響について

別紙 6 最大接地圧について

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

1. 概要

本資料は、5号機原子炉建屋基礎スラブ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

5号機原子炉建屋の応力解析モデル及び手法の比較を表2-1に示す。また、今回工認時の応力解析モデルを図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、昭和58年8月22日付け58資庁第9522号にて認可された工事計画の添付資料「IV-1-3 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。

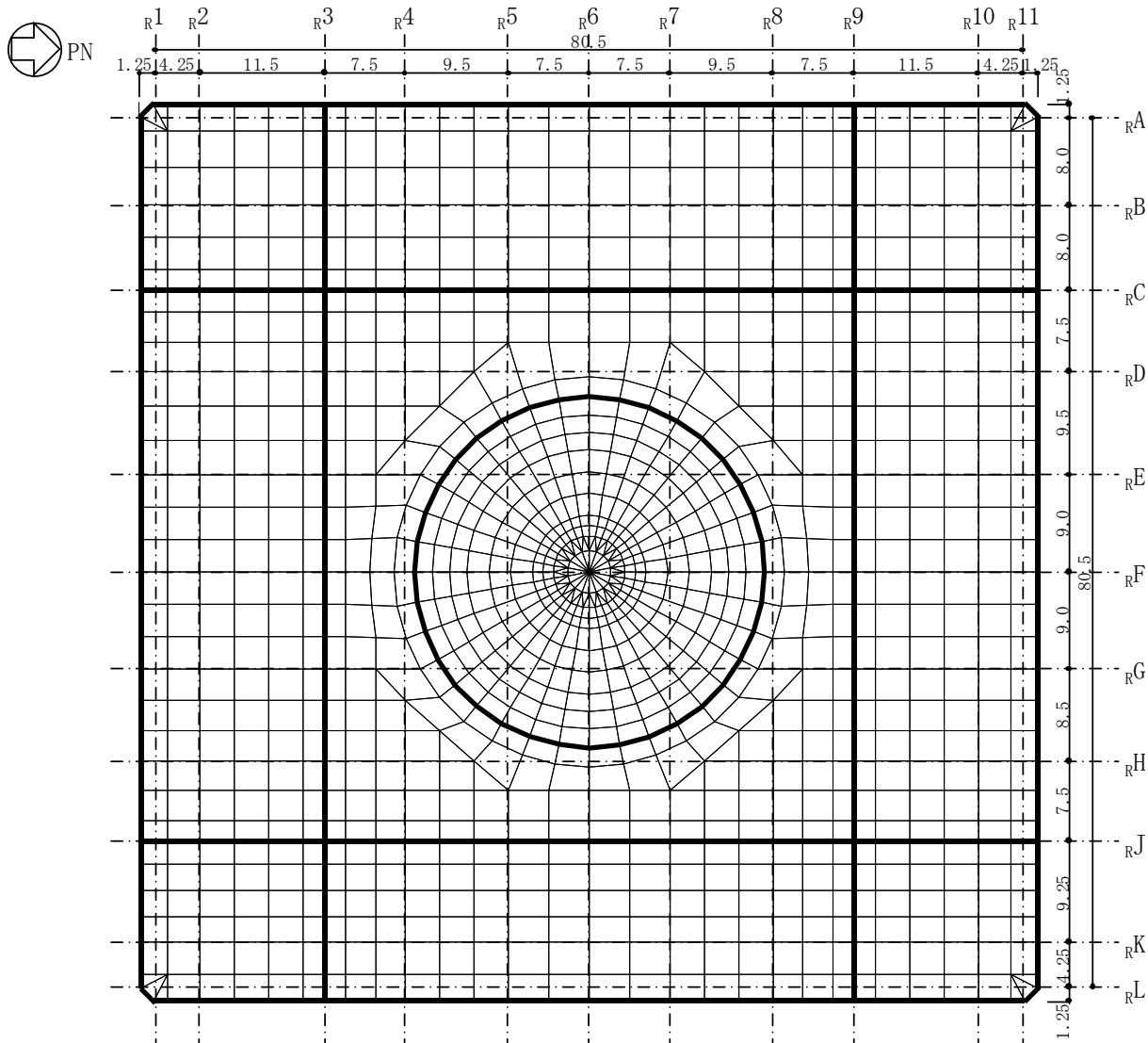
表 2-1 応力解析モデル及び手法の比較 (5号機原子炉建屋基礎スラブ)

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)	・同左	—
解析コード		・ N A S T R A N	・ M S C N A S T R A N	—
モデル	モデル化範囲	(基礎スラブモデル部分) ・基礎スラブ (上部構造モデル部分) ・基礎スラブより立ち上がる耐震壁	・同左	①
	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: $E = 2.06 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ (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 ・コンクリートのヤング係数: $E = 2.48 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ ・コンクリートのポアソン比: $\nu = 0.2$	② ③ ④
	要素種別	・基礎スラブ: シェル要素 ・耐震壁: はり要素	・同左	—
	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 ・側面の水平ばねは考慮せず	・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 ・側面の水平ばねを考慮	⑤
	非線形特性	・考慮しない	・同左	—
地震荷重との 組合せ	V L + O + S + S O E V L : 鉛直荷重 (固定荷重, 機器荷重, 配管荷重, 積載荷重, 積雪荷重, 浮力) O : 通常運転時荷重 S : 地震荷重 S O E : 地震時土圧	V L + S s + S O E + B L V L : 鉛直荷重 (固定荷重, 機器荷重, 配管荷重, 積載荷重, 積雪荷重) S s : 地震荷重 S O E : 地震時土圧 B L : 浮力	⑥	
荷重 の 設定	固定荷重	・構造体の自重を考慮	・同左	—
	地震荷重	・基礎自体の物体力及び基礎上端面における上部構造からの地震力 (転倒モーメント, 水平力, 鉛直力) を入力	・同左	—
	地震時土圧荷重	$P_a = 0.763 \cdot \gamma \cdot h$ γ : 土の単位体積重量 (t/m^3) h : 地表面からの深度 (m)	常時土圧 $P_0 = 0.5 \cdot \gamma \cdot h$ γ : 土の単位体積重量 (kN/m^3) h : 地表面からの深度 (m) 地震時増分土圧 ・(加力側) $P_a = 0.6 \cdot r \cdot \rho \cdot H_a \cdot \alpha_{\text{max}}$ ・(支持側) $P_{s_i} = \beta_i \cdot F / (B \cdot H_i)$ r : 埋戻し土部分の補正係数 ρ : 地盤一般部の密度 ($\times 10^3 \text{kg/m}^3$) H_a : 地盤一般部の厚さ (m) α_{max} : 地表面の最大加速度 (m/s^2) β_i : 建物・構築物の慣性力に対する側方地盤部 i 層の分担率 F : 建物・構築物の慣性力 (kN) B : 建物・構築物の奥行幅 (m) H_i : i 層の厚さ (m)	⑦

			地震時土圧 $P = P_0 + \max(P_a, P_s)$	
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	⑧

【具体的な反映事項】（表の備考欄に対応）

- ① 壁のモデル化範囲，開口部等の扱いについては，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」に示す。
- ② コンクリートのヤング係数及びせん断弾性係数については，「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。
- ③ 「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－」（社）日本建築学会，2005改定）に基づき設定。
- ④ コンクリートのヤング係数を算出するための圧縮強度は実強度，断面の評価のための圧縮強度は設計基準強度を採用。
- ⑤ 今回工認では地震応答解析モデルと整合させた境界条件を設定。
- ⑥ 浮力について，既工認と今回工認で凡例の記載が異なっているが，浮力算定時の地下水位面の設定は変更していない。
- ⑦ 「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）に基づき再計算し，詳細は図2-2に示す。
- ⑧ 「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）（以下「CCV規格」という。），「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）に基づき評価する。鉄筋及びコンクリートのひずみ算定においては，エネルギー定則に基づいた等価ひずみを算定する。詳細は図2-3～図2-4に示す。



— 上部耐震壁による拘束を表すはり要素

(単位：m)

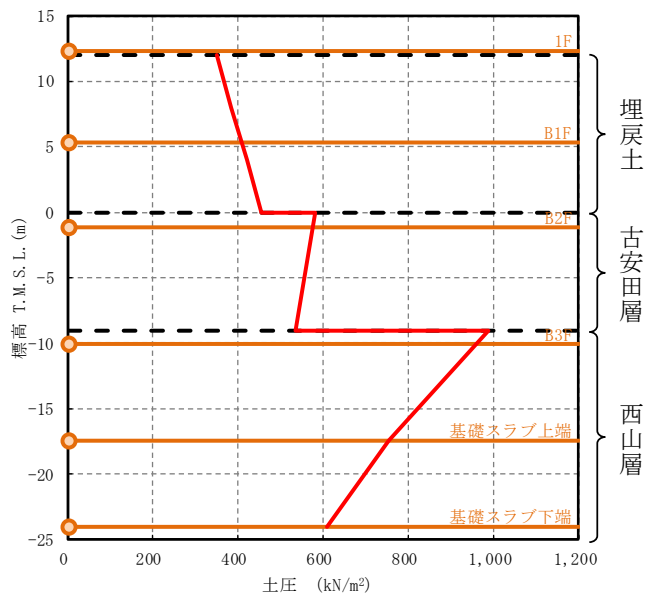
図 2-1 応力解析モデル図

(1) 地震時土圧荷重の算定方法

図 2-2 に地震時土圧荷重の算定方法を示す。地震時土圧荷重は、「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、常時土圧に地震時増分土圧を加えて算定した地震時土圧を包絡させて設定する。

地震時増分土圧は、建物・構築物に対し加力側に作用する地震時増分土圧と建物・構築物を支える支持側の地震時増分土圧を算定し、加力側増分土圧及び支持側増分土圧を包絡した値とする。

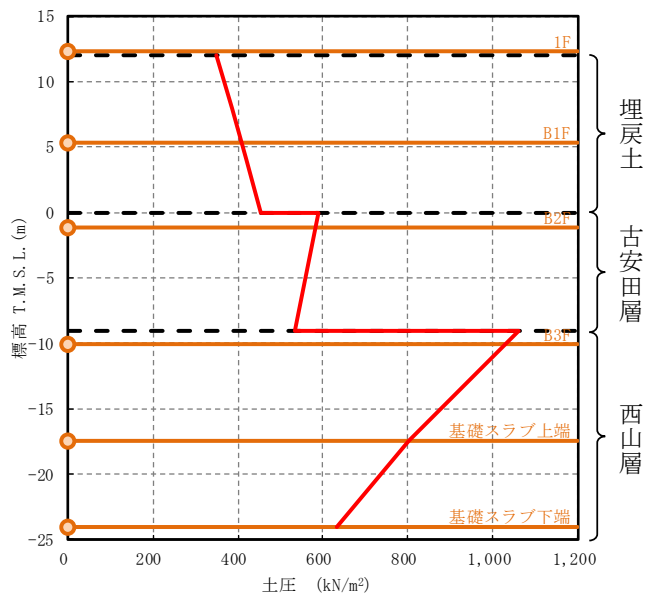
地震時土圧荷重は、基本ケース及びパラスタケースごとに算定した地震時土圧を包絡するように設定する。



(a) NS 方向

T. M. S. L (m)	決定ケース
12.0~0.0	Ss-1 ケース2
	Ss-1 ケース2
0.0~-9.0	Ss-8 ケース3
	Ss-1 ケース2
-9.0~-24.0	Ss-1 ケース5
	Ss-1 ケース5

— 地震時土圧包絡値



(b) EW 方向

T. M. S. L (m)	決定ケース
12.0~0.0	Ss-1 ケース2
	Ss-1 ケース2
0.0~-9.0	Ss-2 ケース1
	Ss-1 ケース2
-9.0~-24.0	Ss-2 ケース1
	Ss-2 ケース1

— 地震時土圧包絡値

注：東京湾平均海面（以下「T. M. S. L.」という。）

図 2-2 地震時土圧荷重の算定方法

(2) 基礎スラブの弾性応力解析における等価ひずみの採用について

基礎スラブのコンクリート及び鉄筋のひずみ評価結果は、以下のとおりである。

コンクリートひずみについては、別紙4「応力解析における断面の評価部位の選定」に示すとおり、コンクリート最大圧縮ひずみは要素番号 106 の 530×10^{-6} (許容限界 3000×10^{-6}) であり、最大圧縮ひずみにおいても許容限界に対して大きな余裕がある。なお、コンクリートのひずみコンター図を図 2-3 に示す。

鉄筋ひずみについては、荷重の組合せ全 16 ケースのうち、発生応力に対応するひずみが降伏時ひずみ (1683×10^{-6}) を超えるケースはなく、鉄筋の最大ひずみは要素番号 141 の 1018×10^{-6} (許容限界 5000×10^{-6}) となっている。検定値が最大となる鉄筋のひずみコンター図を図 2-4 に示す。

この結果より発生ひずみが降伏時ひずみを超える要素はなく、エネルギー一定則に基づく等価ひずみによる断面評価を行うことは妥当であると考えられる。

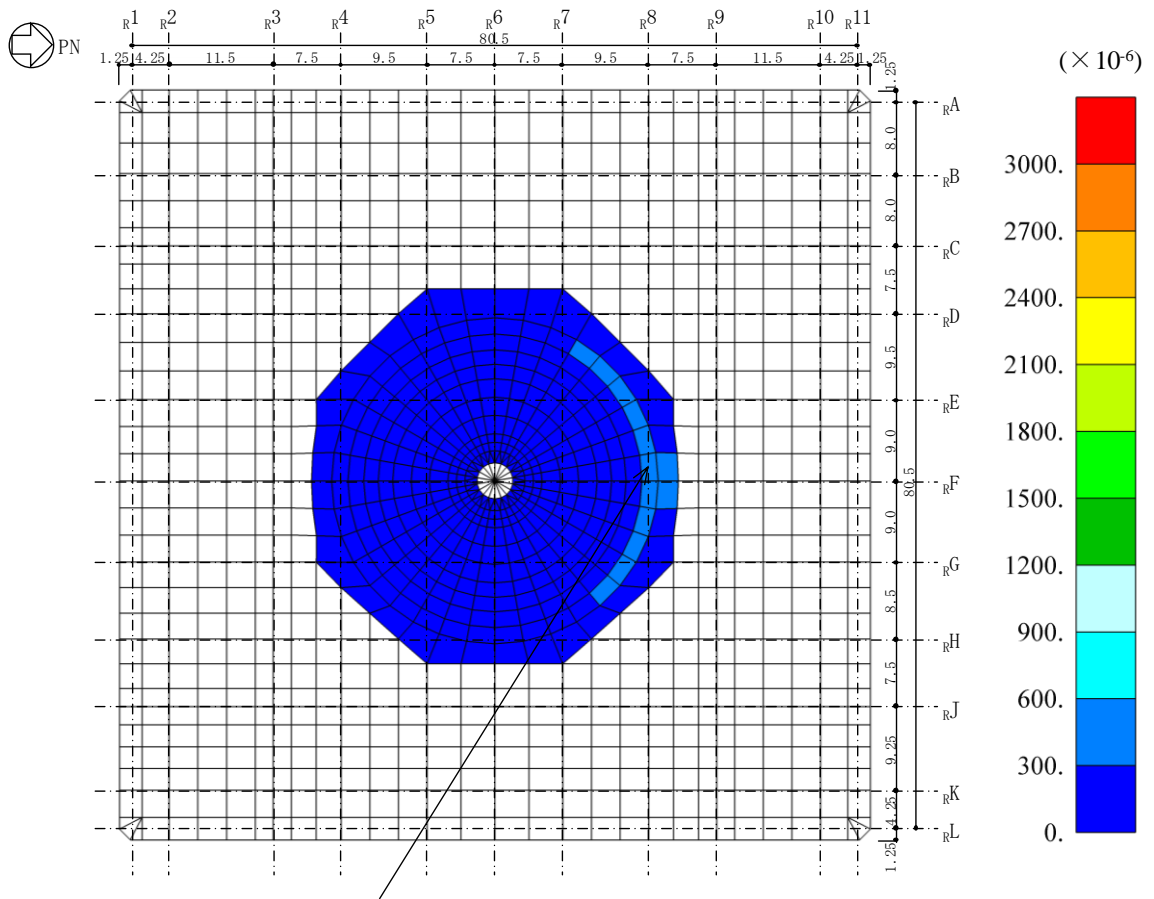


図 2-3 コンクリートのひずみコンター図
(ケース 1)

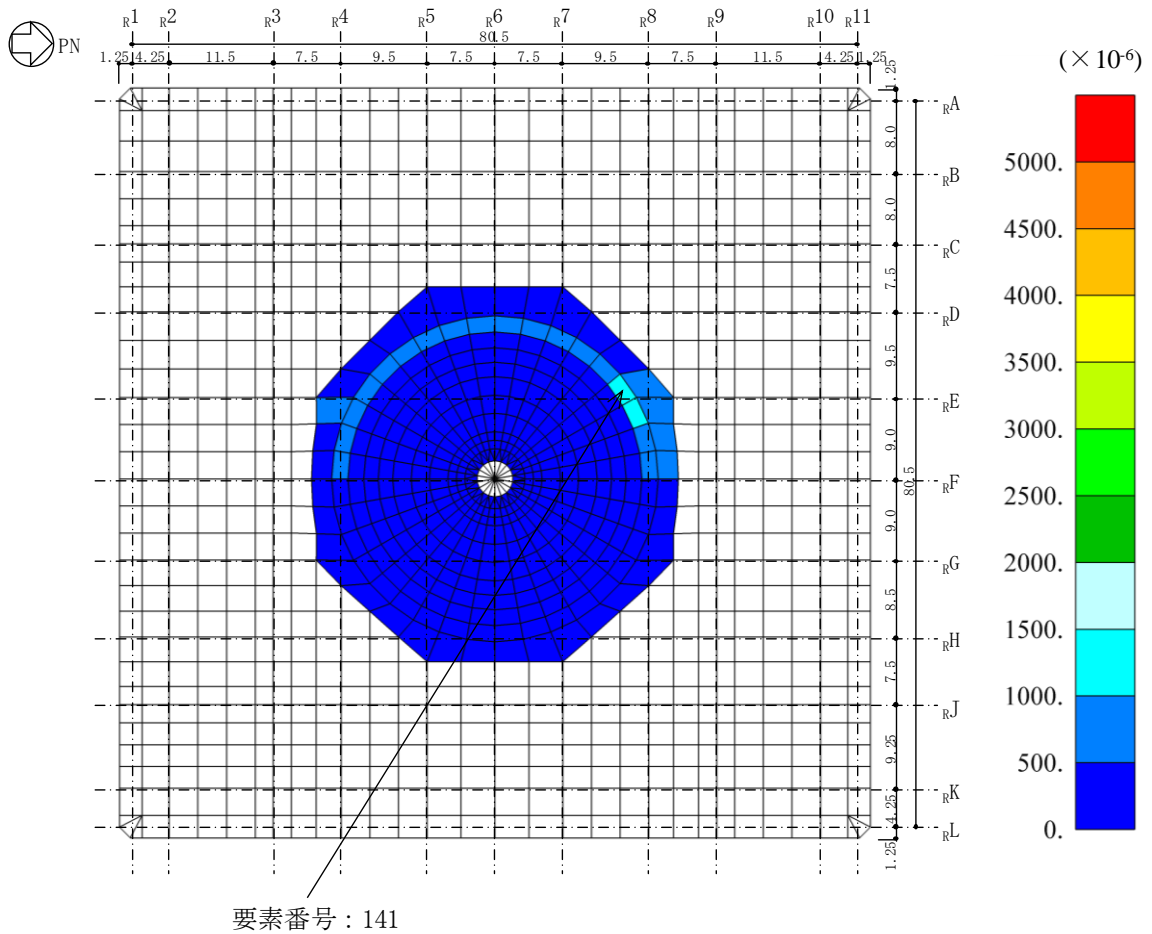


図 2-4 鉄筋のひずみコンター図
 (ケース 5, 鉄筋降伏時ひずみ : 1683×10^{-6})

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、5号機原子炉建屋基礎スラブ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

5号機原子炉建屋基礎スラブ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。

直接基礎の底面及び側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。

(1) 底面地盤ばね

・水平ばね

振動アドミッ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，振動アドミッタンス理論に基づく回転ばねより算出する。

(2) 側面地盤ばね

・水平ばね

Novak の手法に基づく水平ばねにより算出する。

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、構造形状と荷重状態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。曲面版構造の場合は、平板要素や軸対象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。

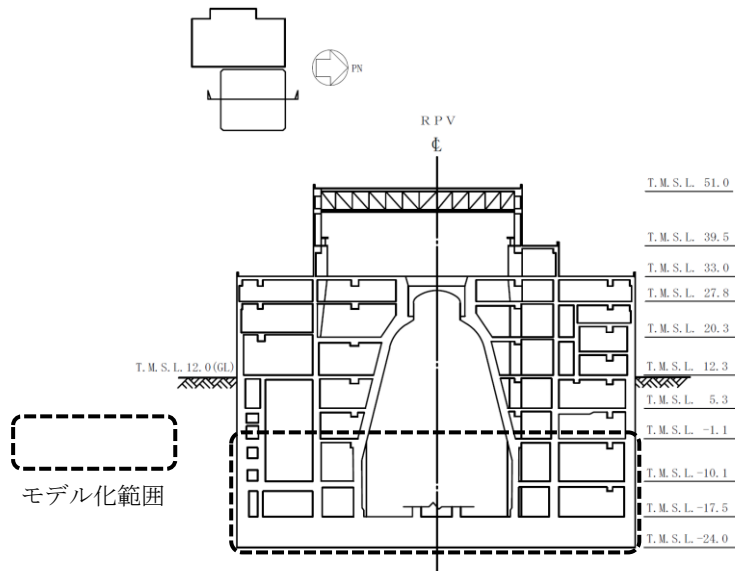
注記*：構造解析のための有限要素法実践ハンドブック（非線形CAE協会，2008年）

表 2-1 5号機原子炉建屋基礎スラブ (1/3)

モデル概要

○モデル化範囲

- ・基礎スラブ及び基礎スラブより立ち上がる T.M.S.L. -1.1m~T.M.S.L. -17.5m の耐震壁をモデル化する。



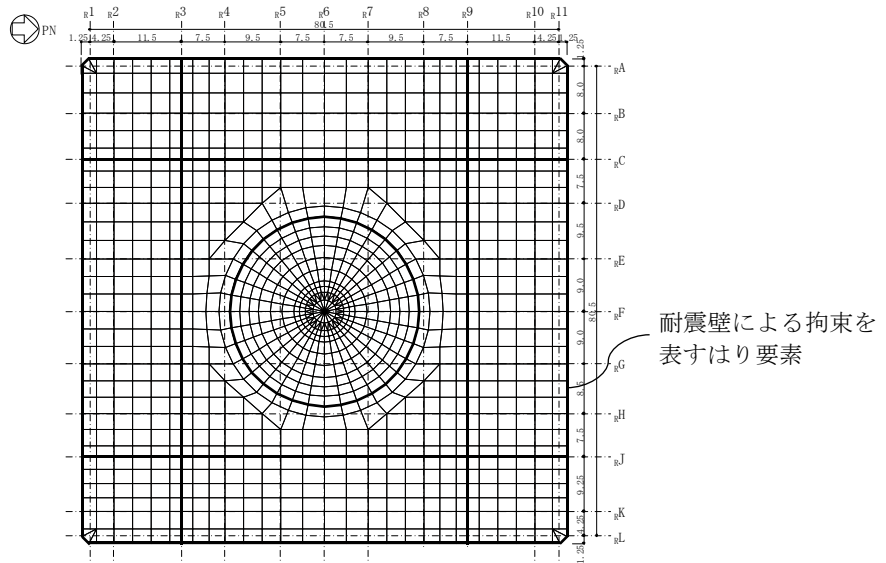
モデル化範囲

○使用要素

- ・基礎スラブ : シェル要素
- ・耐震壁 : はり要素

○要素分割

- ・要素の一边の長さを 3.0m 程度とし、耐震壁の配置を考慮して分割する。



モデル概要

表 2-1 5号機原子炉建屋基礎スラブ (2/3)

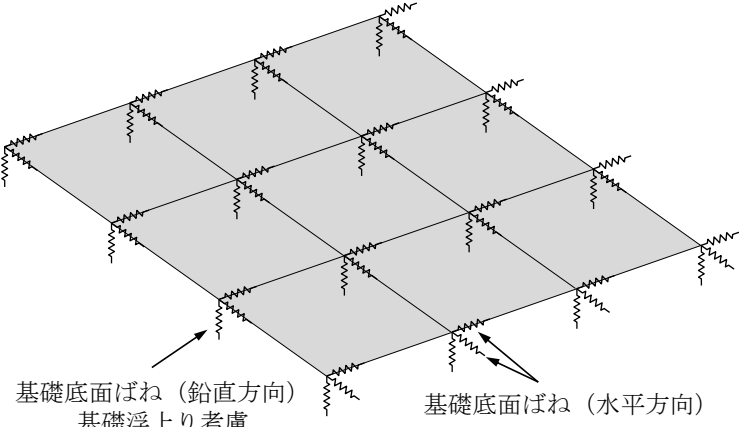
境界条件, 拘束条件		
上部構造物と基礎スラブの境界		
<ul style="list-style-type: none"> 基礎スラブと上部構造物との境界部においては, 上部構造物の剛性を考慮することで, 基礎スラブの応力・変形状態を評価する。 開口部については, 要素の剛性を低減することで考慮する。 基礎スラブから立ち上がる独立柱については, その剛性を考慮しない。 		
はり要素の剛性 (断面性能)		
<ul style="list-style-type: none"> 軸剛性 (軸断面積) : $A = t \times h$ 曲げ剛性 (断面二次モーメント) : $I = t \times h^3 / 12 + A \times (h / 2 + D / 2)^2$ せん断剛性 (せん断断面積) : $A_s = t \times h$ 	<ul style="list-style-type: none"> t : 壁厚 h : モデル化する壁の高さ D : 基礎スラブ厚 (6.5m) 	
基礎スラブと地盤の境界		
<ul style="list-style-type: none"> 基礎スラブの節点には, 底面地盤を表現するばね要素を設ける。解析では鉛直方向の底面地盤ばねに引張力が作用すると, 鉛直方向及び水平方向 (2 方向) の合計 3 つのばね剛性をゼロとすることにより, 基礎の浮上りを表現する。 		
		
ばね要素拡大図		

表 2-1 5号機原子炉建屋基礎スラブ (3/3)

基礎スラブと地盤の境界

○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。

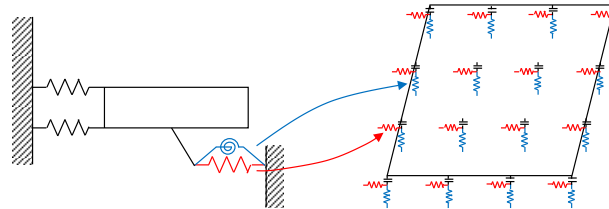
- ・ 水平剛性：振動アドミタンス理論による水平ばね $K_{H NS(EW)}$ を節点支配面積 A_i で離散化。

$$K_{Hi NS(EW)} = (K_{H NS(EW)} / A) \times A_i \quad A: \text{基礎スラブの底面積}$$

- ・ 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。

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

I ：基礎スラブの断面二次モーメント



基礎スラブ底面全体で
離散化

底面地盤ばね

○側面地盤ばね

水平剛性は以下のとおり設定する。

- ・ 水平剛性：Novak の手法に基づく側面水平地盤ばね定数 ${}_sK_s$ を節点支配長さ L_i で離散化。

$${}_s k_{si} = ({}_s K_s / (2 \times L_{NS} + 2 \times L_{EW})) \times L_i$$

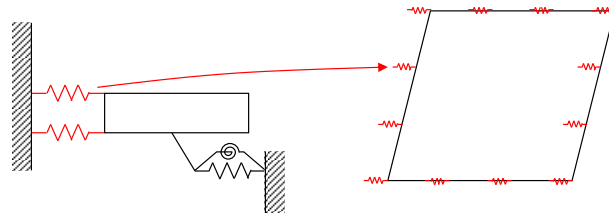
${}_s k_{si}$ ：地反力係数（側面水平）

${}_s K_s$ ：地盤ばね定数（側面水平）

L_{NS} ：基礎スラブ辺長（NS 方向）

L_{EW} ：基礎スラブ辺長（EW 方向）

L_i ：節点支配長さ



基礎スラブ外周で
離散化

側面地盤ばね

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、5号機原子炉建屋基礎スラブ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

5号機原子炉建屋基礎スラブ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。また、上部構造物の基礎スラブへの地震時反力を考慮する。

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モデルの基礎スラブ底面ばねと基礎スラブ側面地盤ばね並びに基礎スラブ質点位置でせん断力、曲げモーメント及び軸力が地震応答解析結果と等価になるように設定する。

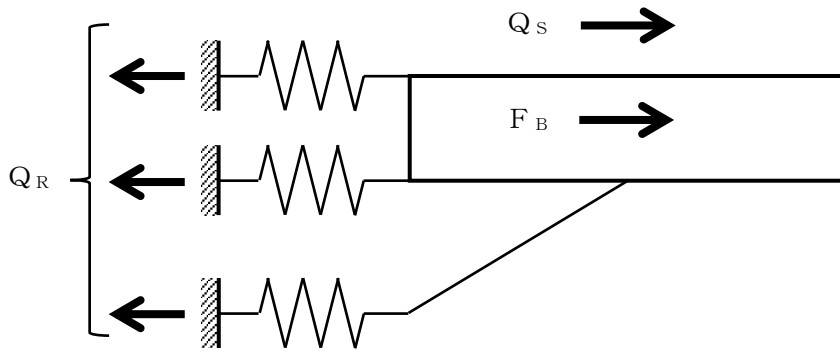
具体的には、水平地震力のうち、上部構造物から作用する基礎スラブへの地震時反力は、FEMモデルにおける上部構造物脚部に対応する各節点に支配面積に応じて分配し、節点荷重として入力する。基礎スラブについては、地震応答解析より求まる基礎スラブ底面地盤ばねと基礎スラブ側面地盤ばねに生じるそれぞれの最大水平力の合算値から、上部構造物から作用するせん断力を差し引いた値と等価になる荷重（以下「付加せん断力」という。）をFEMモデルの基礎スラブの各節点に節点の支配面積に応じて分配し、節点荷重として入力する。

また、曲げモーメントのうち、上部構造物から作用する基礎スラブへの地震時反力は、地震応答解析モデルの曲げ剛性で評価した地震直交方向の耐震壁のフランジ部分と地震方向の耐震壁のウェブ部分を含めて平面保持を仮定し、偶力に置換して水平荷重の入力位置と同じ箇所に節点荷重として入力する。基礎スラブについては、地震応答解析より求まる基礎スラブ底面地盤ばねに生じる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モデルの基礎スラブ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鉛直方向の偶力に置換して分配し、節点荷重として入力する。

水平荷重のうち、地下外壁部に作用する地震時土圧荷重により基礎スラブに作用する荷重は、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及びせん断力は、FEMモデルにおける地下外壁部に対応する各節点に支配長さに応じて分配し、節点荷重として入力する。

鉛直地震力のうち、上部構造物から作用する基礎スラブへの地震時反力は、FEMモデルにおける上部構造物脚部に対応する各節点に支配面積に応じて分配し、節点荷重として入力する。基礎スラブについては、地震応答解析より求まる基礎スラブ底面地盤ばねの鉛直力から上部構造物から作用する軸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。）を入力する。

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。なお、図2-2における地震時土圧荷重は、地震時増分土圧荷重として示す。



Q_S : 地震応答解析より設定した上部構造物から基礎スラブに作用するせん断力

F_B : FEM に入力する付加せん断力

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

$$F_B = Q_R - Q_S$$

$$Q_R = Q_b + W_b \cdot a_b$$

ここで,

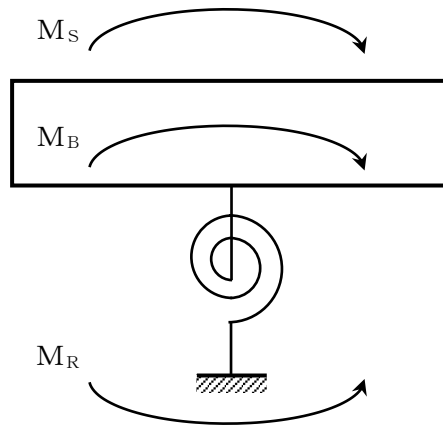
Q_b : 基礎要素の応答せん断力

W_b : 基礎下端質点の質量

a_b : 基礎下端質点の水平応答加速度

(a) 水平地震力

図 2-1 FEM モデルに入力する地震荷重の概念図 (1/4)



M_S : 地震応答解析より設定した上部構造物から基礎スラブに作用する曲げモーメント

M_B : FEM に入力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

$$M_B = M_R - M_S$$

$$M_R = M_b + I_b \cdot \theta_b$$

ここで、

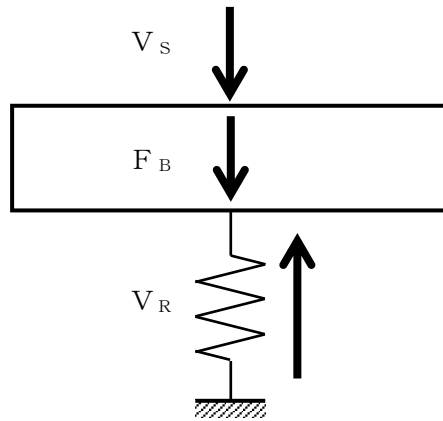
M_b : 基礎要素下端の応答曲げモーメント

I_b : 基礎下端質点の回転慣性質量

θ_b : 基礎下端質点の回転応答角加速度

(b) 曲げモーメント

図 2-1 FEM モデルに入力する地震荷重の概念図 (2/4)



V_s : 地震応答解析より設定した上部構造物から基礎スラブに作用する軸力

F_B : FEM に入力する付加軸力

V_R : 地震応答解析より設定した地盤ばねに生じる鉛直力

$$F_B = V_R - V_s$$

$$V_R = V_b + W_b \cdot a_b$$

ここで、

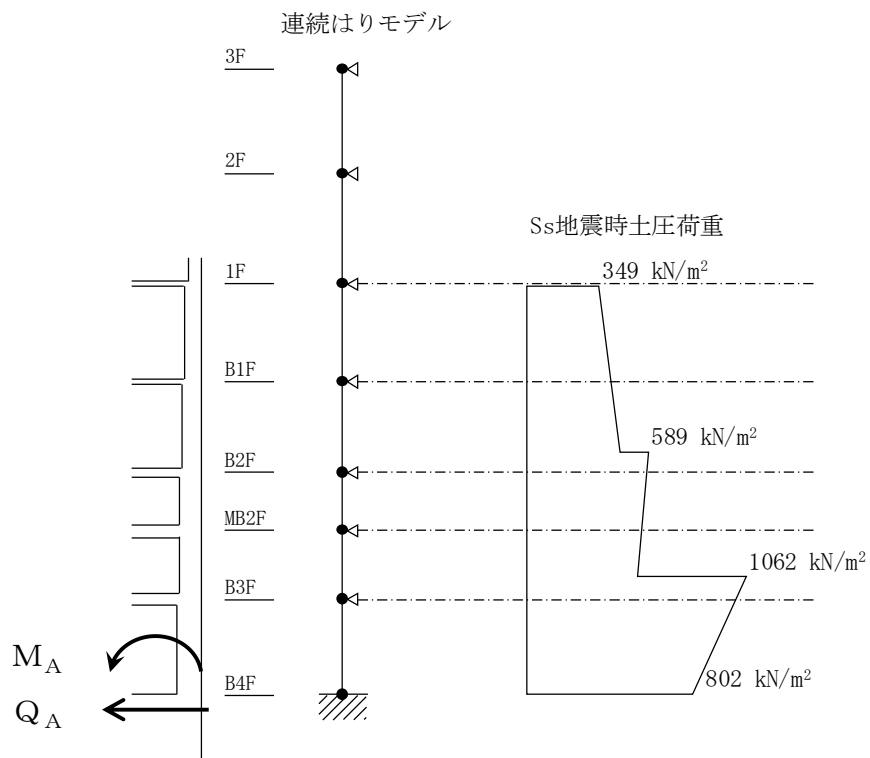
V_b : 基礎要素の応答軸力

W_b : 基礎下端質点の質量

a_b : 基礎下端質点の鉛直応答加速度

(c) 鉛直地震力

図 2-1 FEM モデルに入力する地震荷重の概念図 (3/4)



Q_A : 基礎スラブに入力するせん断力

M_A : 基礎スラブに入力する曲げモーメント

(d) 地震時土圧荷重

図 2-1 FEM モデルに入力する地震荷重の概念図 (4/4)

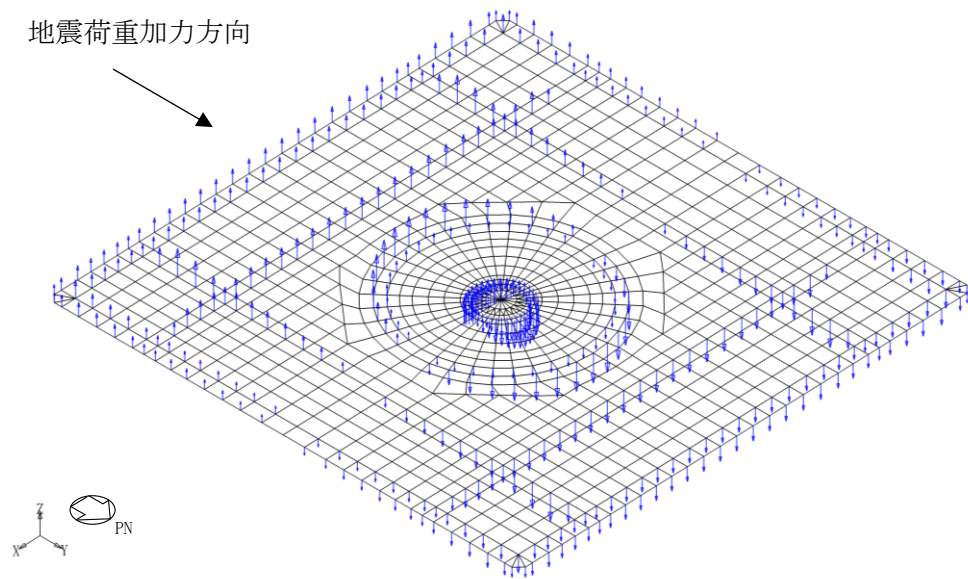
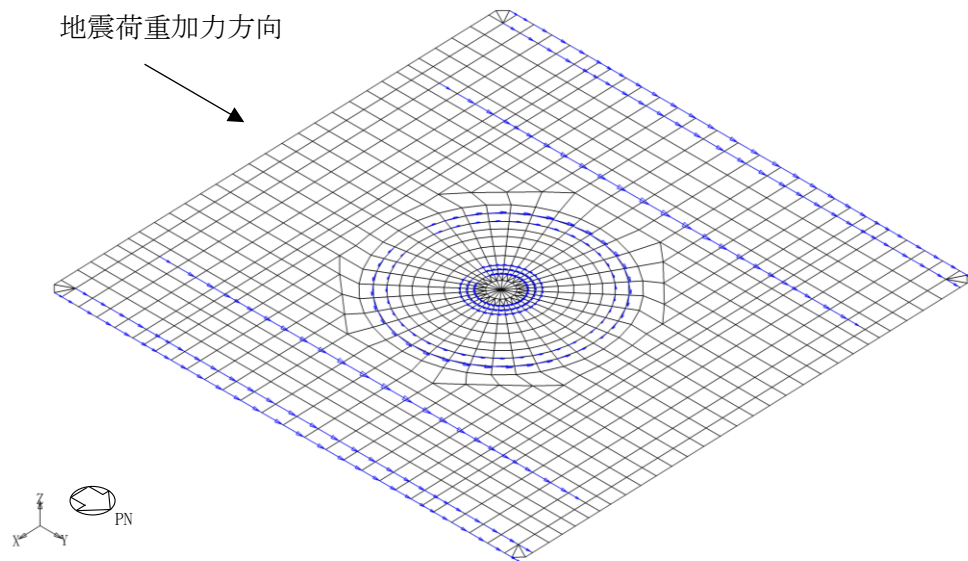
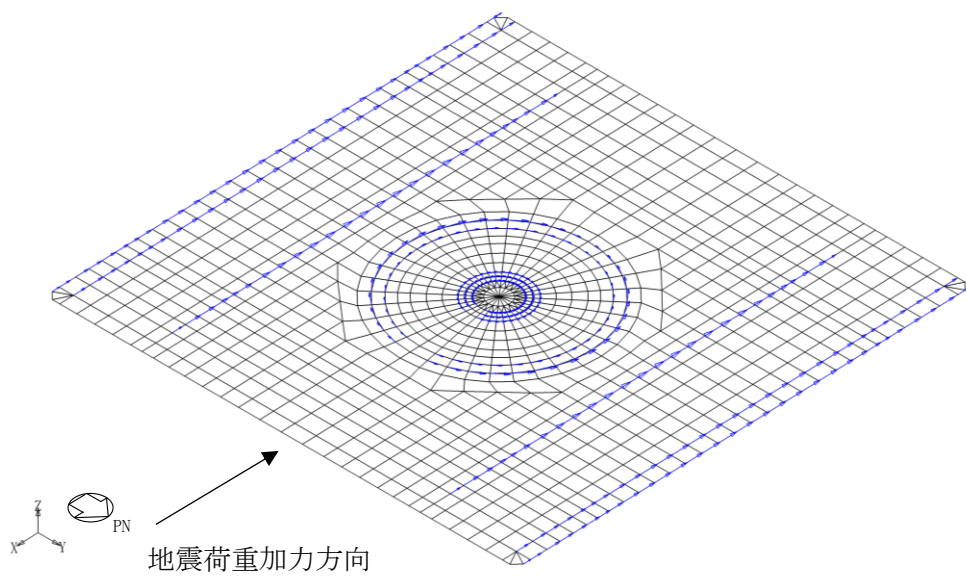
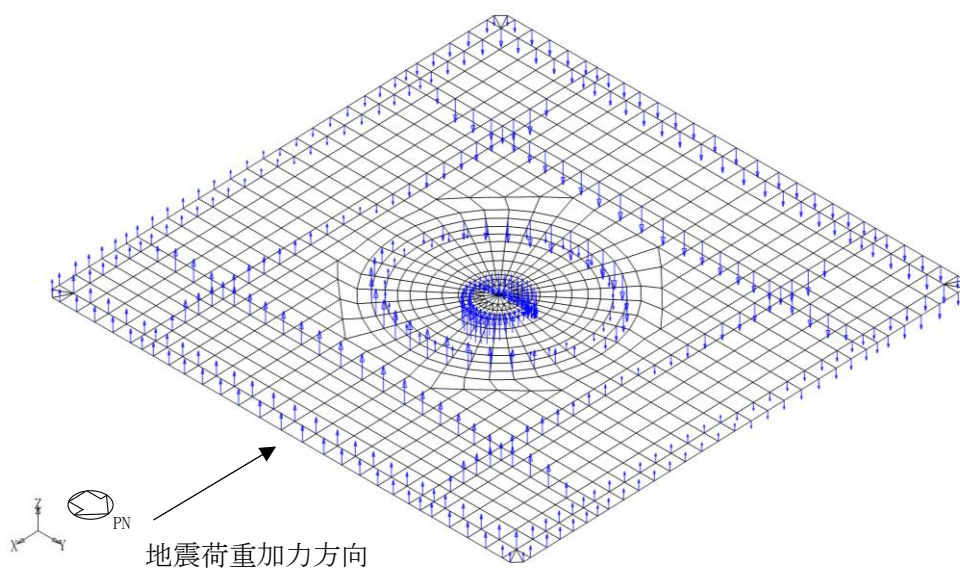


図 2-2 FEM モデルに入力する地震荷重 (1/7)

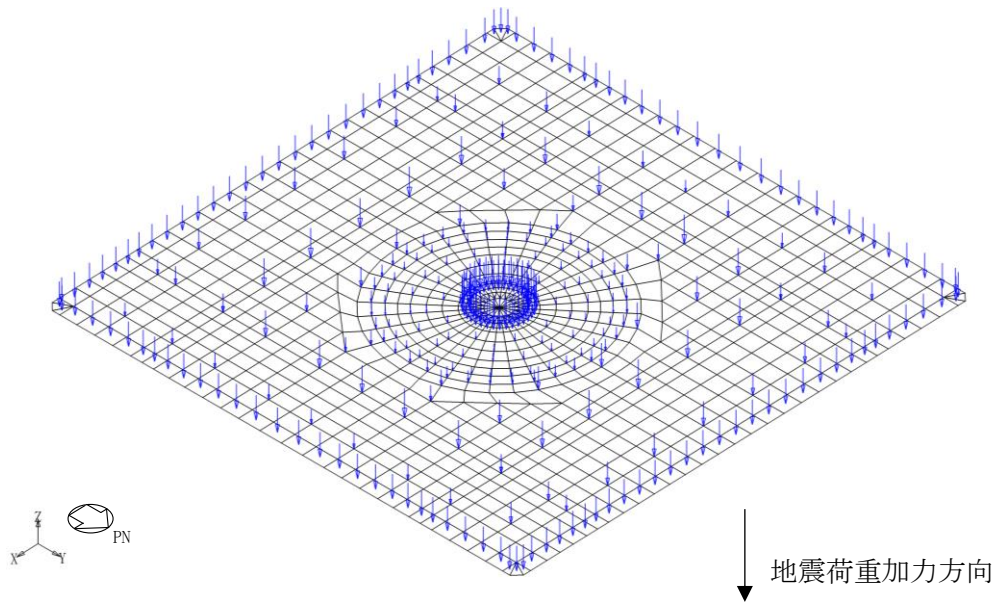


(c) せん断力 (EW 方向) 耐震壁



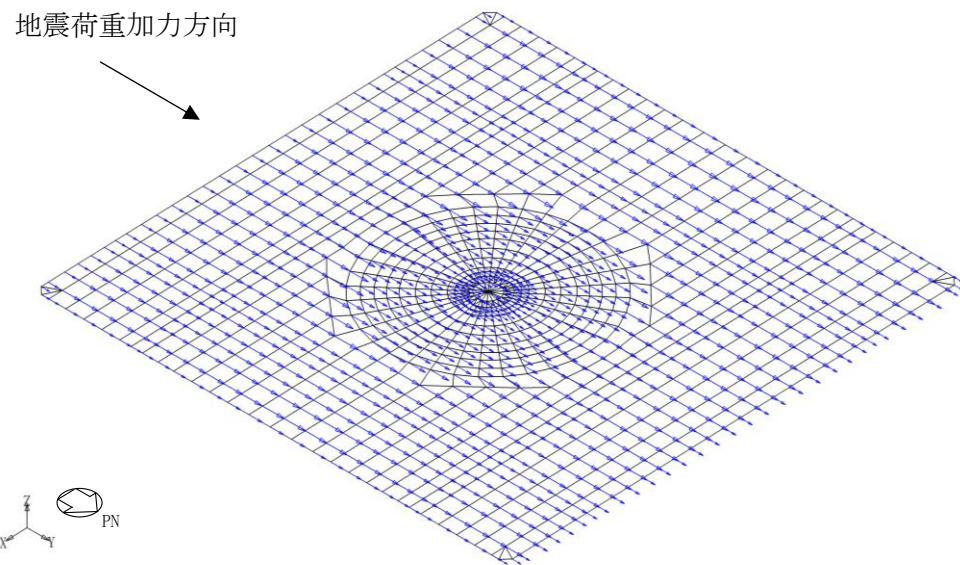
(d) 曲げモーメント (EW 方向) 耐震壁

図 2-2 FEM モデルに入力する地震荷重 (2/7)

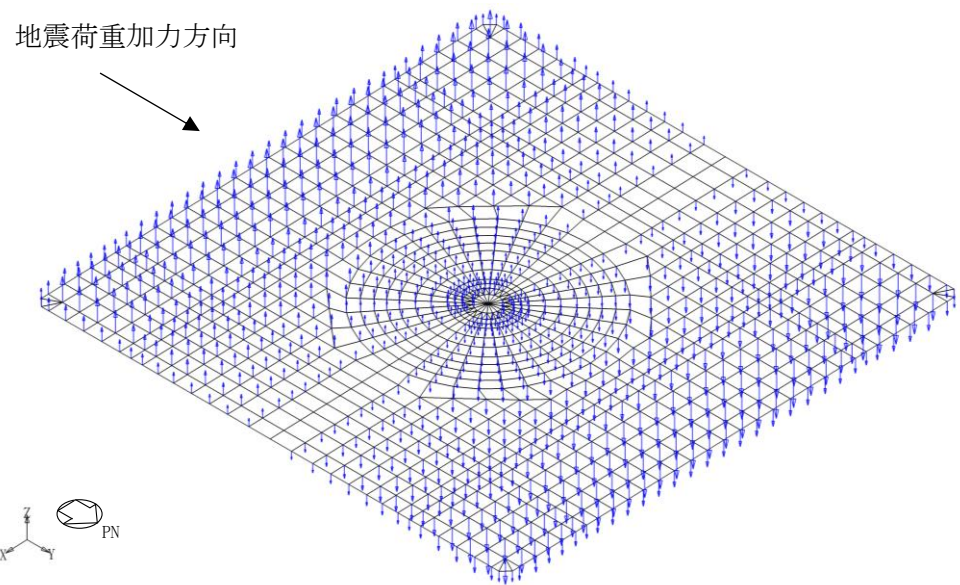


(e) 軸力

図 2-2 FEM モデルに入力する地震荷重 (3/7)

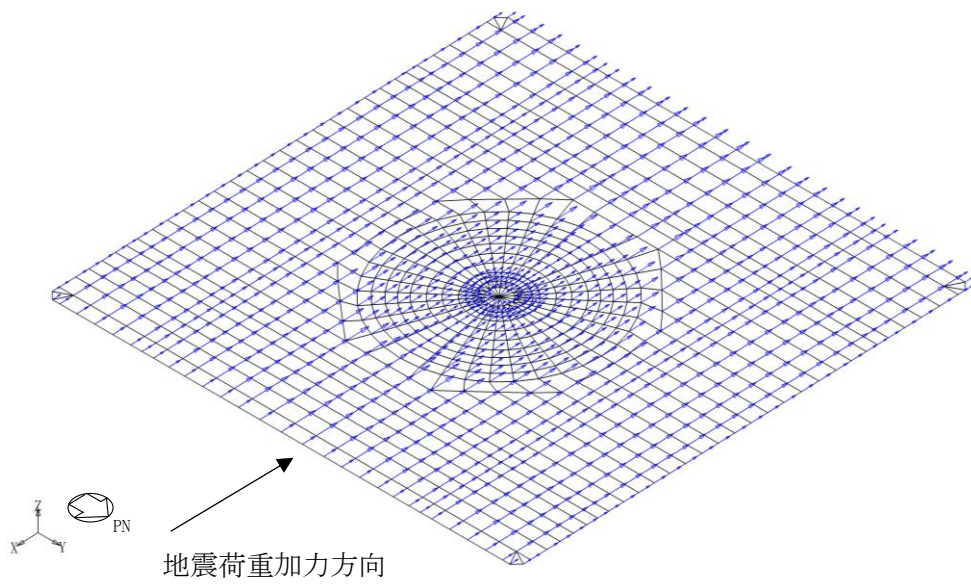


(f) 付加せん断力 (NS 方向)

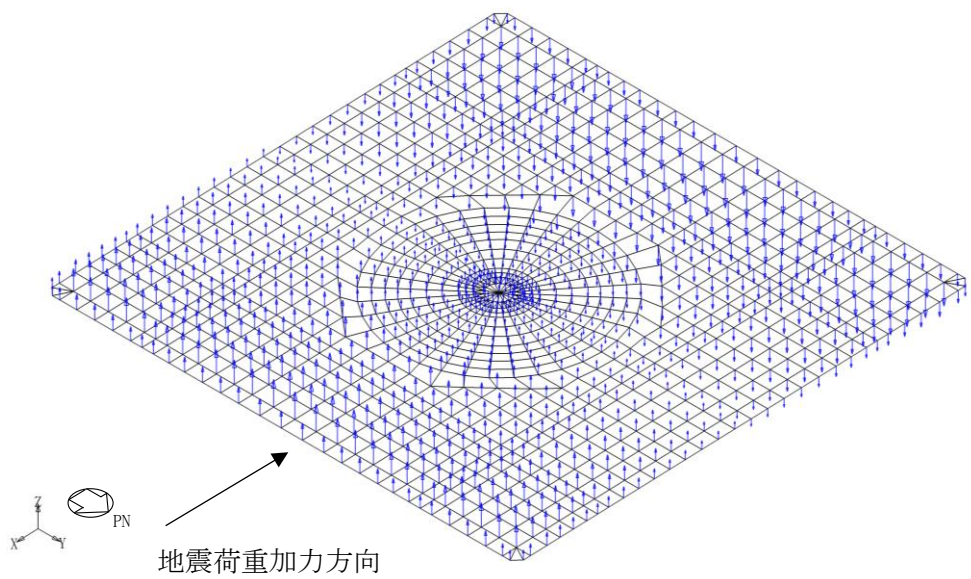


(g) 付加曲げモーメント (NS 方向)

図 2-2 FEM モデルに入力する地震荷重 (4/7)

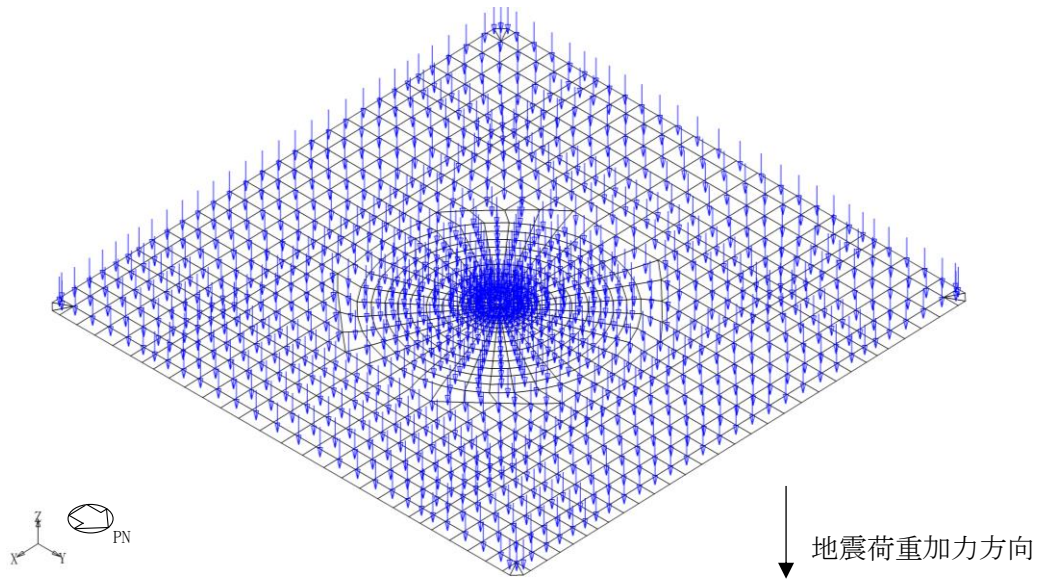


(h) 付加せん断力 (EW 方向)



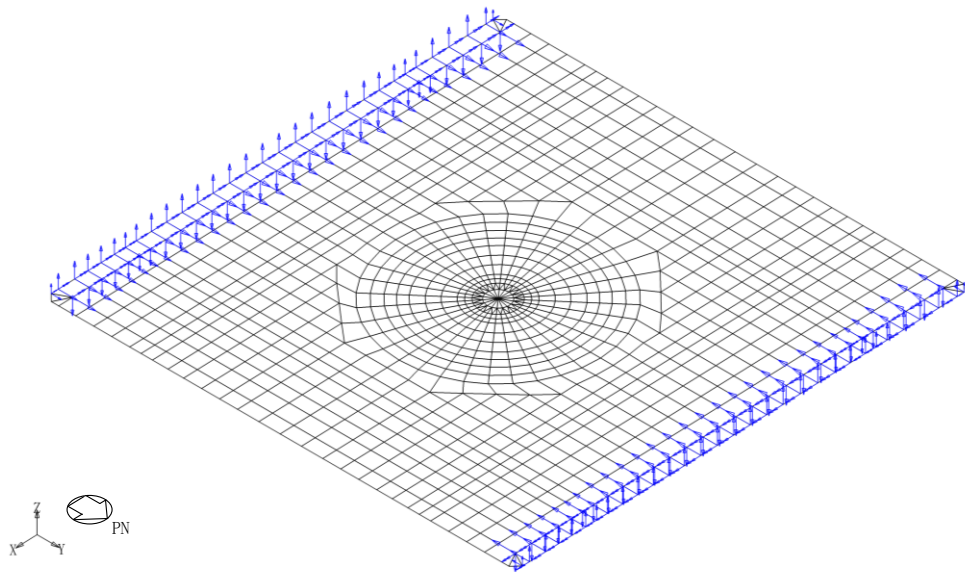
(i) 付加曲げモーメント (EW 方向)

図 2-2 FEM モデルに入力する地震荷重 (5/7)

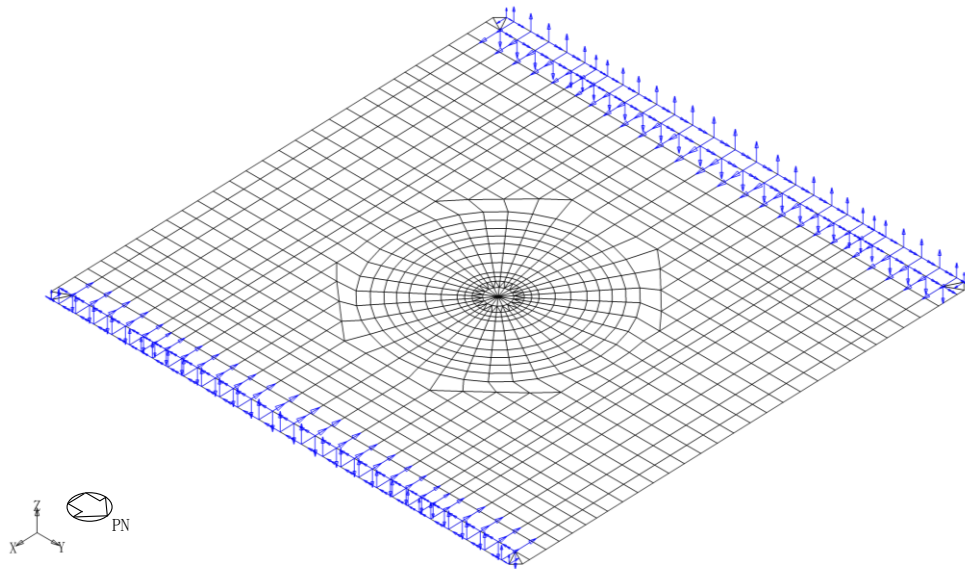


(j) 付加軸力

図 2-2 FEM モデルに入力する地震荷重 (6/7)



(k) 地震時増分土圧荷重 (NS 方向)



(l) 地震時増分土圧荷重 (EW 方向)

図 2-2 FEM モデルに入力する地震荷重 (7/7)

別紙 4 応力解析における断面の評価部位の選定

目 次

1. 概要 別紙 4-1
2. 断面の評価部位の選定 別紙 4-2

1. 概要

本資料は、5号機原子炉建屋基礎スラブの応力解析における断面の評価部位の選定に関し、工認記載の断面の評価要素の選定結果について示すものである。

2. 断面の評価部位の選定

5号機原子炉建屋基礎スラブの荷重の組合せケースを表2-1に、配筋領域図を図2-1～図2-9に、配筋一覧を表2-2～表2-10に示す。

各評価項目の検定値一覧を表2-11、断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果を図2-10に、断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図を図2-11に示す。

表 2-1 荷重の組合せケース

ケース No.	水平：鉛直	鉛直震度	荷重の組合せケース
1	1.0 : 0.4	下向き	$(1.0+0.4K_v)VL+S_s s_{SN}+SOE+BL$
2		上向き	$(1.0-0.4K_v)VL+S_s s_{SN}+SOE+BL$
3		下向き	$(1.0+0.4K_v)VL+S_s s_{NS}+SOE+BL$
4		上向き	$(1.0-0.4K_v)VL+S_s s_{NS}+SOE+BL$
5		下向き	$(1.0+0.4K_v)VL+S_s s_{EW}+SOE+BL$
6		上向き	$(1.0-0.4K_v)VL+S_s s_{EW}+SOE+BL$
7		下向き	$(1.0+0.4K_v)VL+S_s s_{WE}+SOE+BL$
8		上向き	$(1.0-0.4K_v)VL+S_s s_{WE}+SOE+BL$
9	0.4 : 1.0	下向き	$(1.0+K_v)VL+0.4S_s s_{SN}+0.4SOE+BL$
10		上向き	$(1.0-K_v)VL+0.4S_s s_{SN}+0.4SOE+BL$
11		下向き	$(1.0+K_v)VL+0.4S_s s_{NS}+0.4SOE+BL$
12		上向き	$(1.0-K_v)VL+0.4S_s s_{NS}+0.4SOE+BL$
13		下向き	$(1.0+K_v)VL+0.4S_s s_{EW}+0.4SOE+BL$
14		上向き	$(1.0-K_v)VL+0.4S_s s_{EW}+0.4SOE+BL$
15		下向き	$(1.0+K_v)VL+0.4S_s s_{WE}+0.4SOE+BL$
16		上向き	$(1.0-K_v)VL+0.4S_s s_{WE}+0.4SOE+BL$

VL : 鉛直荷重

$S_s s_{SN}$: 水平地震荷重 (S→N 入力, NS 方向)

$S_s s_{NS}$: 水平地震荷重 (N→S 入力, NS 方向)

$S_s s_{EW}$: 水平地震荷重 (E→W 入力, EW 方向)

$S_s s_{WE}$: 水平地震荷重 (W→E 入力, EW 方向)

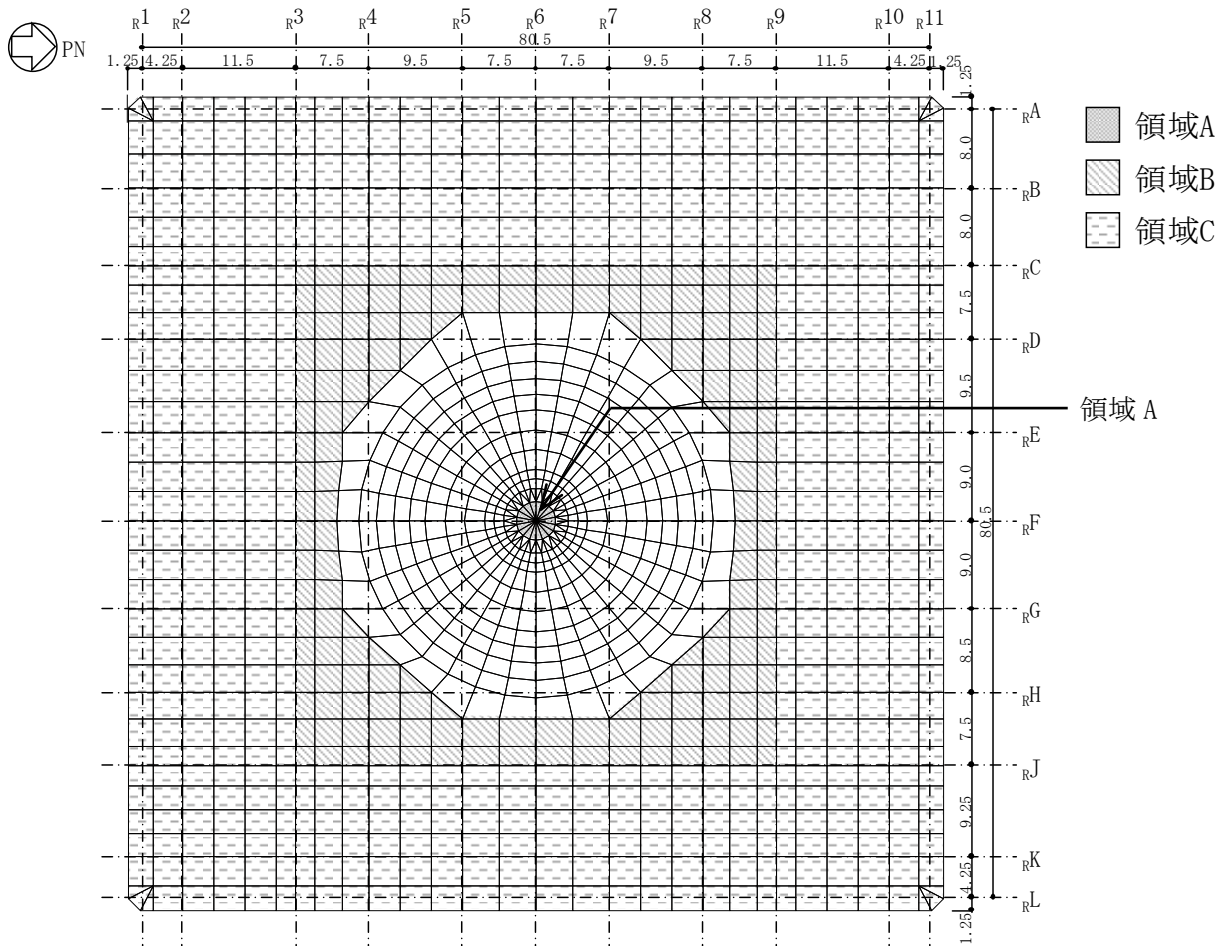
K_v : 鉛直震度

SOE : 土圧荷重

BL : 浮力

表 2-2 基礎スラブの配筋一覧 (NS 方向, 上ば筋)

	一段目	二段目	三段目	四段目	五段目	六段目	七段目	断面積 (mm ² /m)
領域A	D38@130	D38@260	D38@260	D38@260	—	—	—	21920
領域B	D38@200	D38@200	D38@200	—	—	—	—	17100
領域C	D38@200	D38@200	D38@400	—	—	—	—	14250

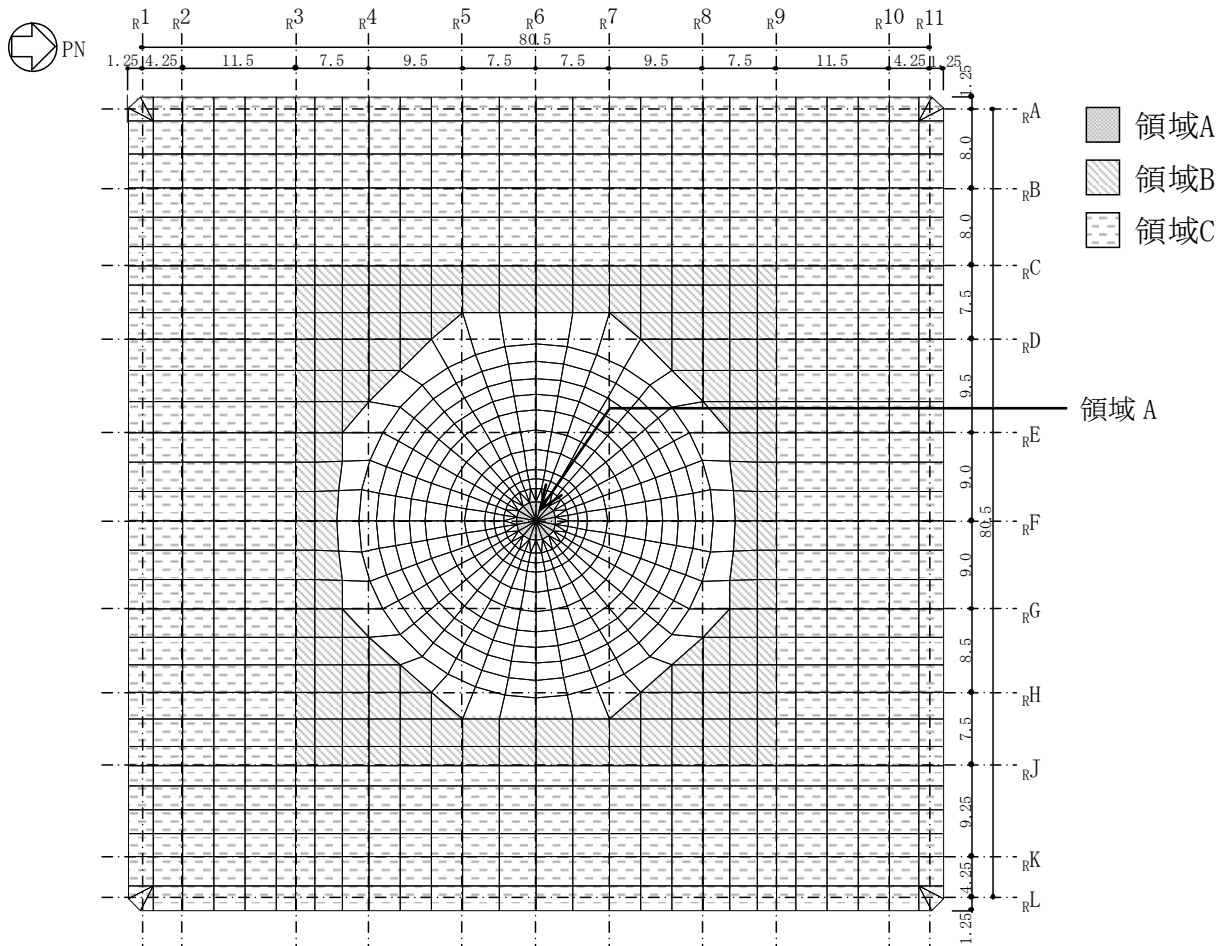


(単位 : m)

図 2-1 基礎スラブの配筋領域図 (NS 方向, 上ば筋)

表 2-3 基礎スラブの配筋一覧 (NS 方向, 下ば筋)

	一段目	二段目	三段目	四段目	五段目	六段目	七段目	断面積 (mm ² /m)
領域A	D38@130	D38@260	D38@260	D38@260	D38@260	—	—	26310
領域B	D38@200	D38@200	D38@200	D38@400	—	—	—	19950
領域C	D38@200	D38@200	D38@200	—	—	—	—	17100

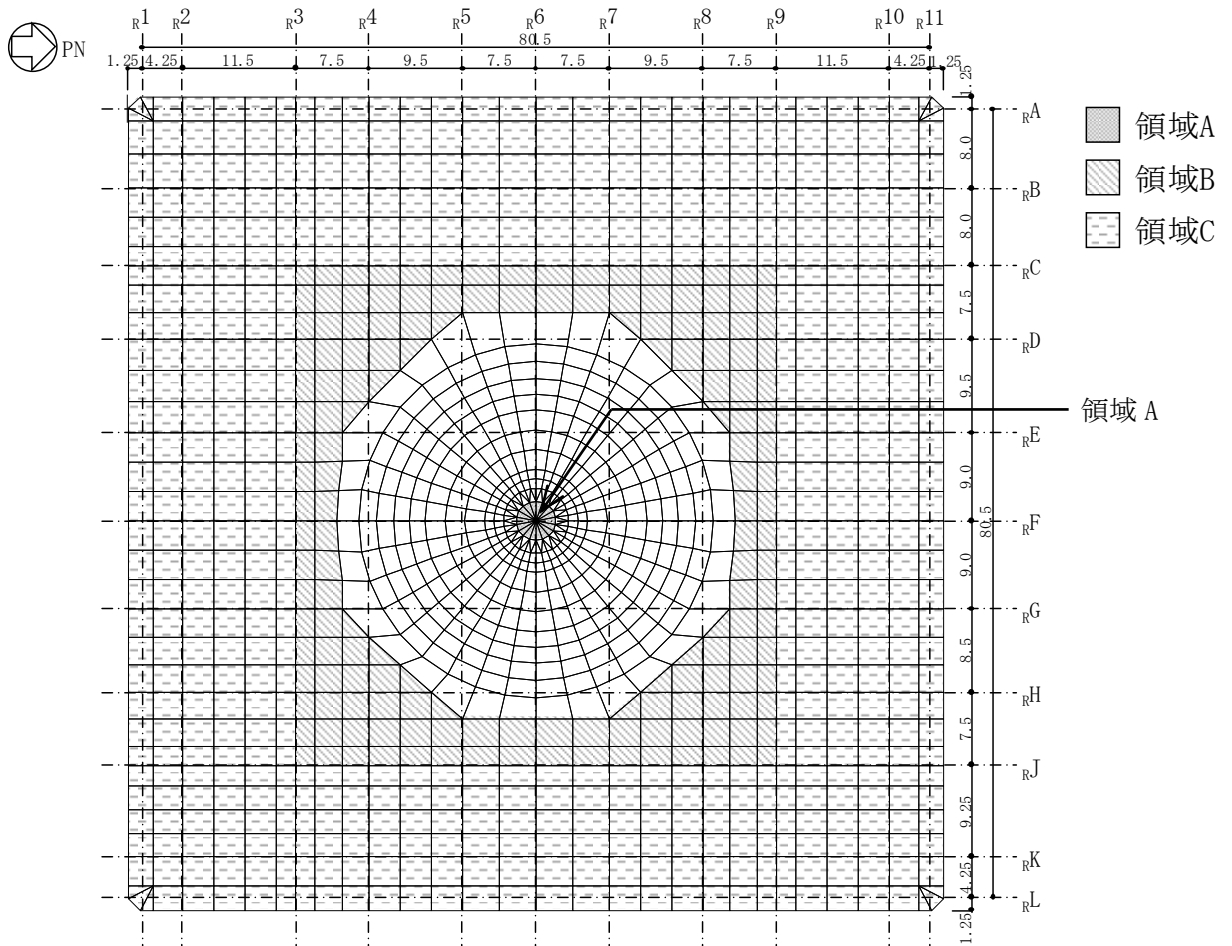


(単位 : m)

図 2-2 基礎スラブの配筋領域図 (NS 方向, 下ば筋)

表 2-4 基礎スラブの配筋一覧 (EW 方向, 上ば筋)

	一段目	二段目	三段目	四段目	五段目	六段目	七段目	断面積 (mm ² /m)
領域A	D38@130	D38@260	D38@260	D38@260	—	—	—	21920
領域B	D38@200	D38@200	D38@200	—	—	—	—	17100
領域C	D38@200	D38@200	D38@400	—	—	—	—	14250

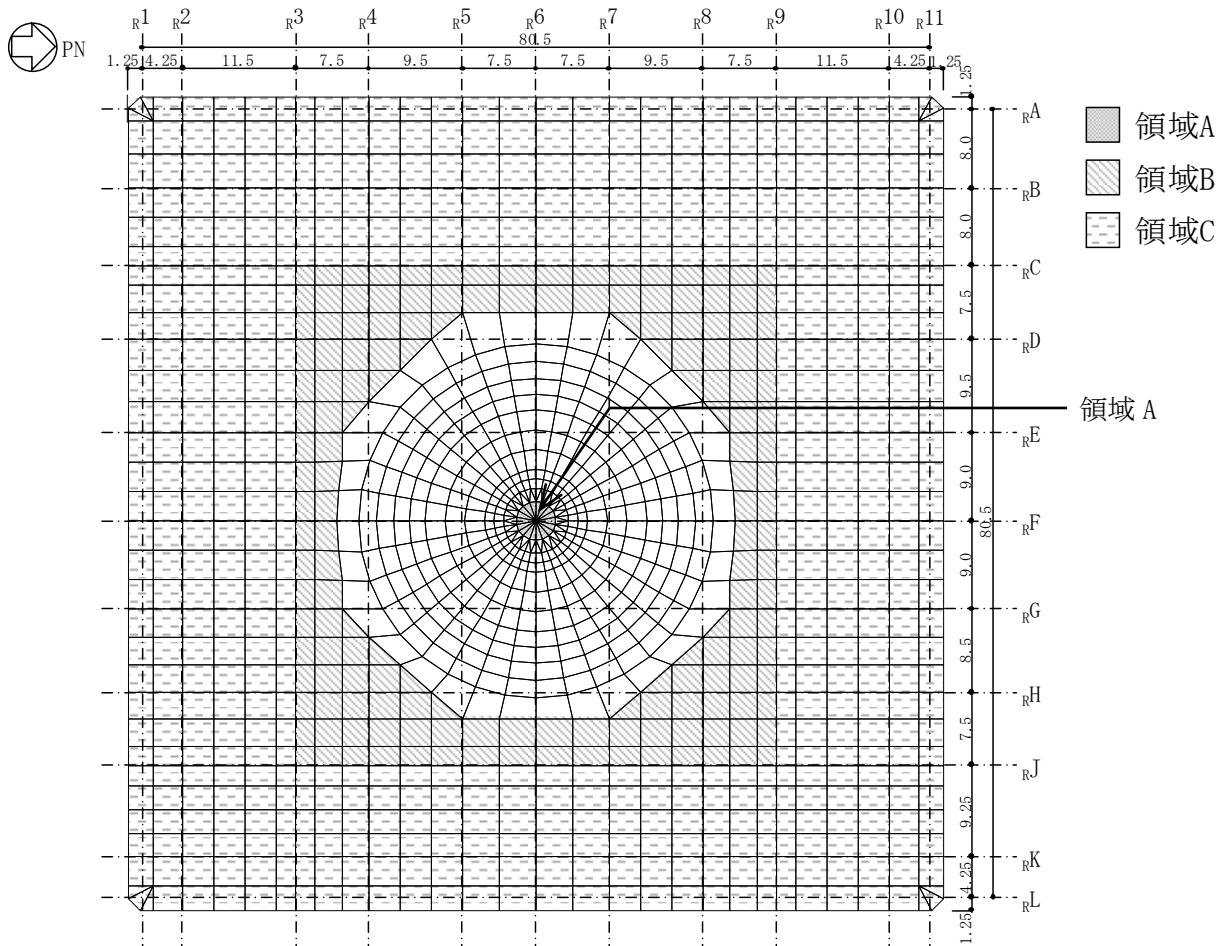


(単位 : m)

図 2-3 基礎スラブの配筋領域図 (EW 方向, 上ば筋)

表 2-5 基礎スラブの配筋一覧 (EW 方向, 下ば筋)

	一段目	二段目	三段目	四段目	五段目	六段目	七段目	断面積 (mm ² /m)
領域A	D38@130	D38@260	D38@260	D38@260	D38@260	—	—	26310
領域B	D38@200	D38@200	D38@200	D38@400	—	—	—	19950
領域C	D38@200	D38@200	D38@200	—	—	—	—	17100

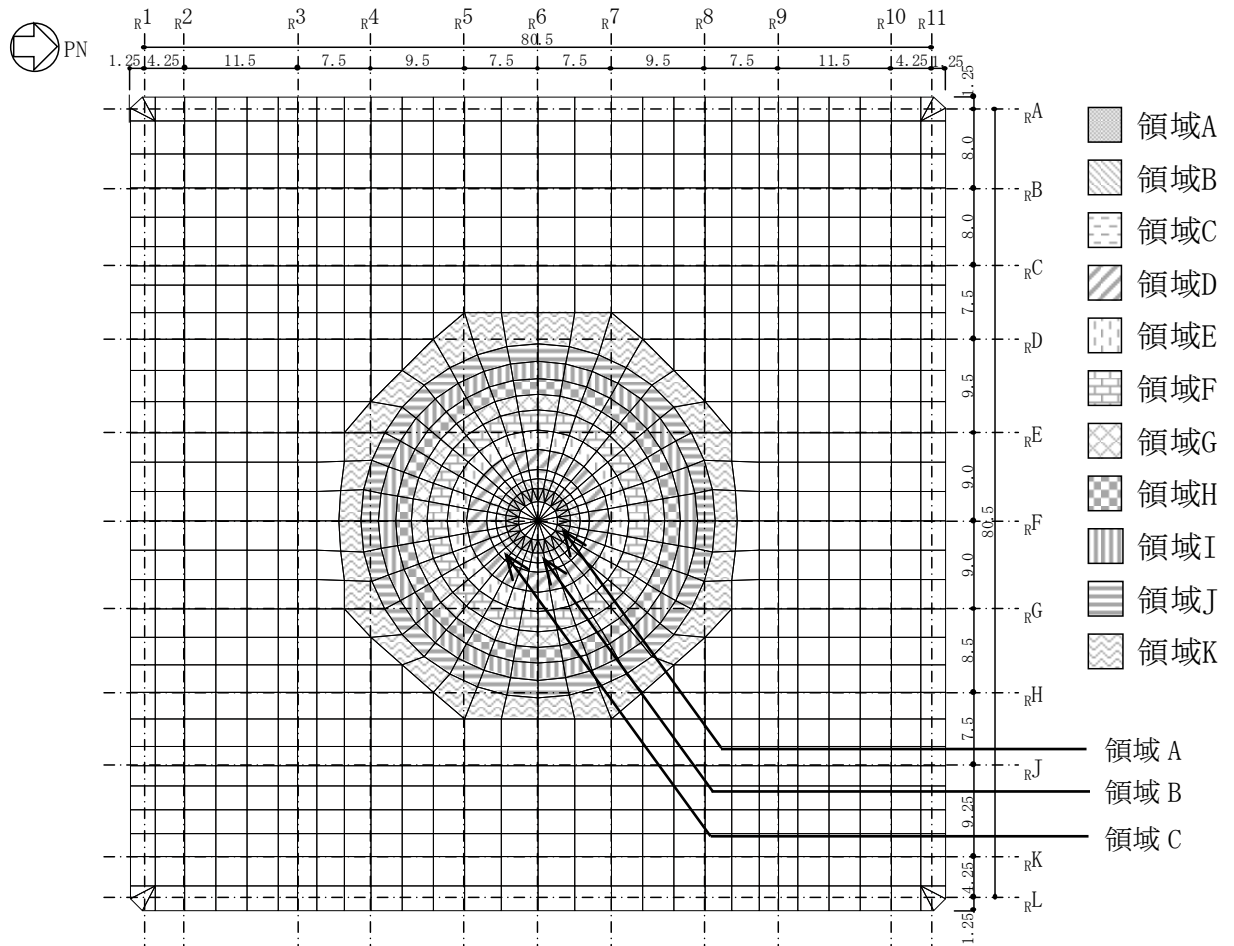


(単位 : m)

図 2-4 基礎スラブの配筋領域図 (EW 方向, 下ば筋)

表 2-6 基礎スラブの配筋一覧（半径方向，上ば筋）

	一段目	二段目	三段目	四段目	五段目	六段目	七段目	断面積 (mm ² /m)
領域A	108-D38	108-D38	108-D38	108-D38	—	—	—	23610
領域B	108-D38	108-D38	108-D38	108-D38	108-D38	—	—	23000
領域C	216-D38	216-D38	216-D38	216-D38	216-D38	—	—	37680
領域D	216-D38	216-D38	216-D38	216-D38	216-D38	—	—	27030
領域E	216-D38	216-D38	216-D38	216-D38	216-D38	—	—	21180
領域F	432-D38	432-D38	432-D38	216-D38	216-D38	—	—	27750
領域G	432-D38	432-D38	432-D38	216-D38	216-D38	—	—	24300
領域H	432-D38	432-D38	432-D38	216-D38	216-D38	—	—	21620
領域I	432-D38	432-D38	432-D38	432-D38	432-D38	—	—	24120
領域J	432-D38	432-D38	432-D38	432-D38	432-D38	—	—	21720
領域K	432-D38	432-D38	432-D38	432-D38	432-D38	—	—	19600

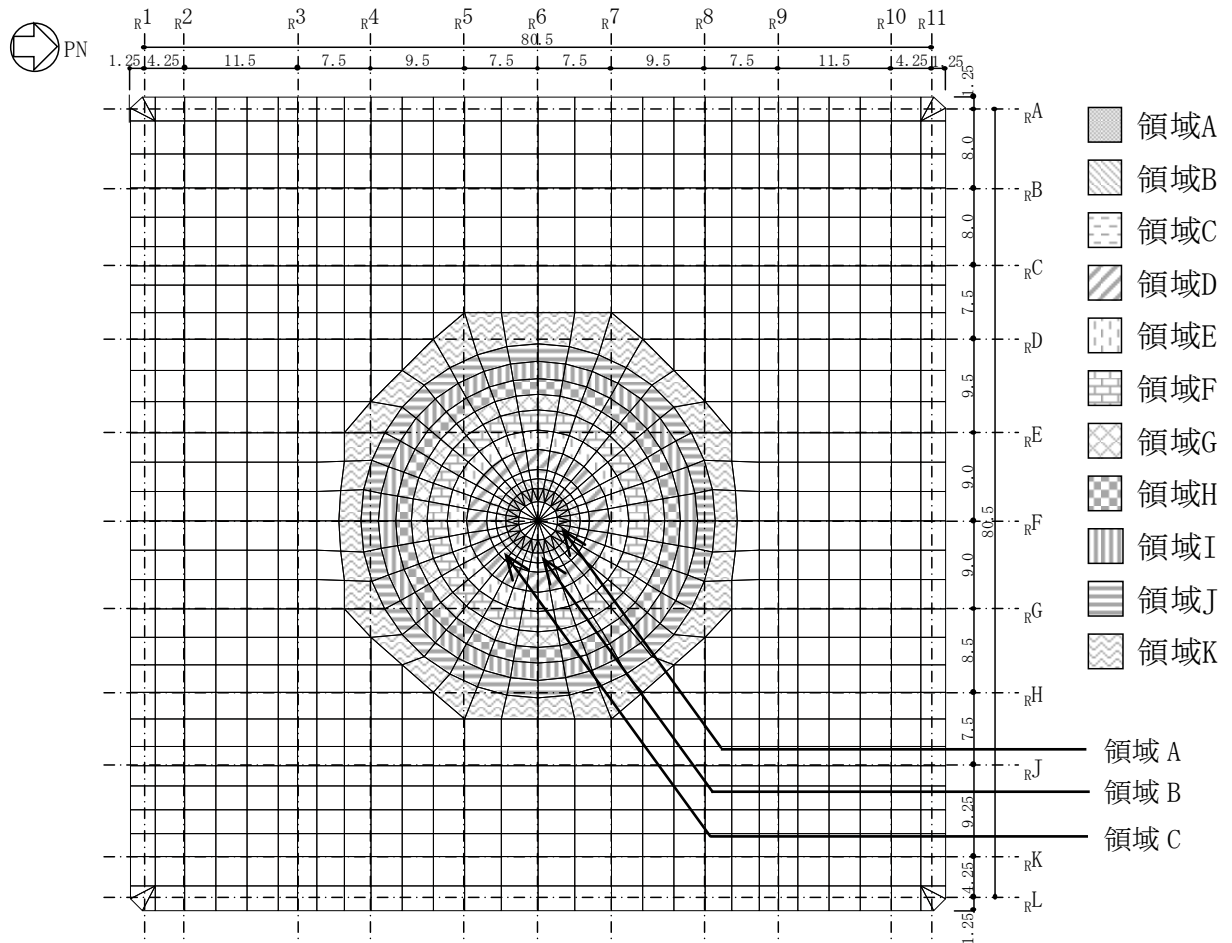


(単位：m)

図 2-5 基礎スラブの配筋領域図（半径方向，上ば筋）

表 2-7 基礎スラブの配筋一覧（半径方向，下ば筋）

	一段目	二段目	三段目	四段目	五段目	六段目	七段目	断面積 (mm ² /m)
領域A	108-D38	108-D38	108-D38	108-D38	108-D38	—	—	29510
領域B	108-D38	108-D38	108-D38	108-D38	108-D38	108-D38	108-D38	32200
領域C	216-D38	216-D38	216-D38	216-D38	216-D38	216-D38	108-D38	48990
領域D	216-D38	216-D38	216-D38	216-D38	216-D38	216-D38	108-D38	35140
領域E	216-D38	216-D38	216-D38	216-D38	216-D38	216-D38	—	25420
領域F	432-D38	432-D38	432-D38	216-D38	216-D38	216-D38	—	31210
領域G	432-D38	432-D38	432-D38	216-D38	216-D38	216-D38	—	27340
領域H	432-D38	432-D38	432-D38	432-D38	432-D38	432-D38	—	32430
領域I	432-D38	432-D38	432-D38	432-D38	432-D38	432-D38	—	28950
領域J	432-D38	432-D38	432-D38	432-D38	432-D38	432-D38	—	26060
領域K	432-D38	432-D38	432-D38	432-D38	432-D38	432-D38	—	23510

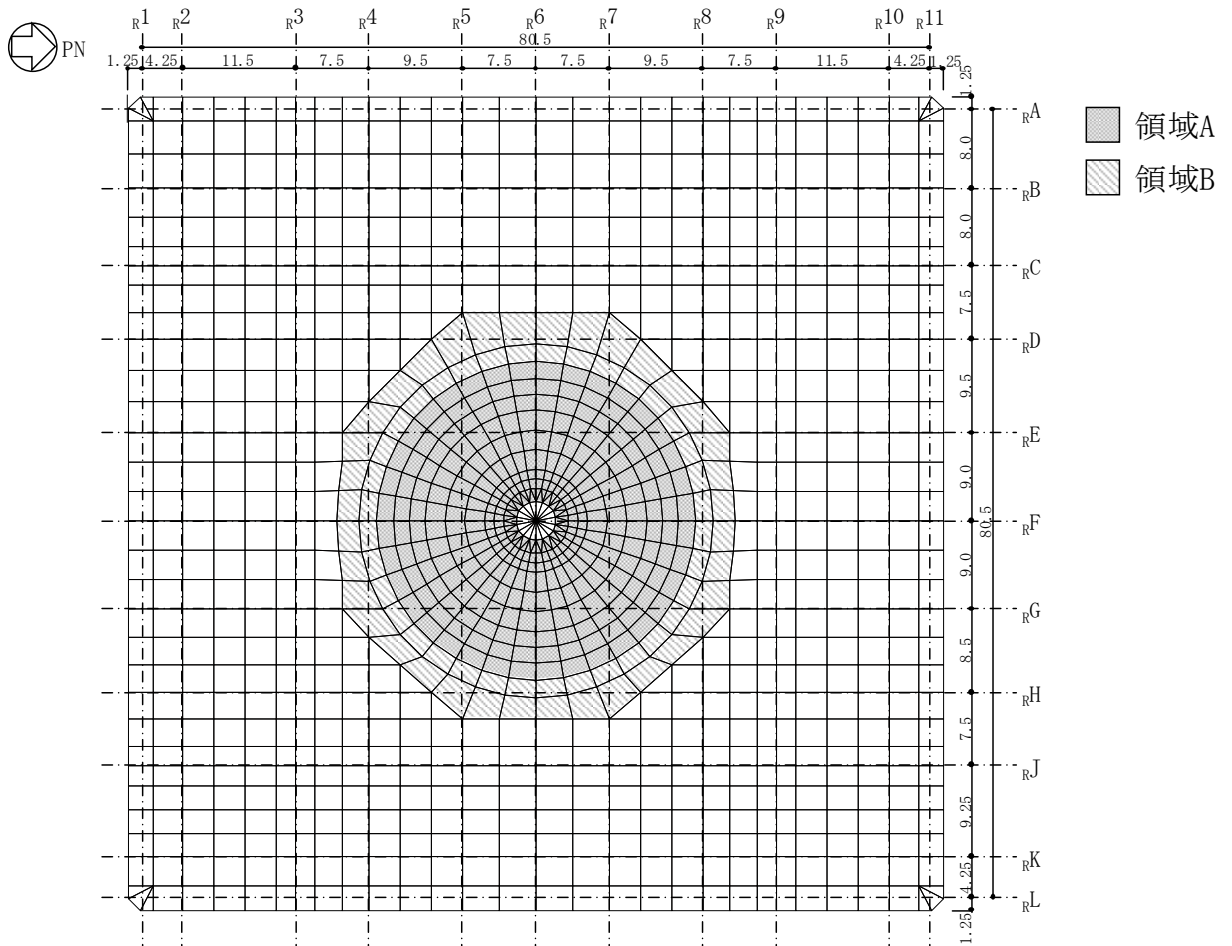


(単位：m)

図 2-6 基礎スラブの配筋領域図（半径方向，下ば筋）

表 2-8 基礎スラブの配筋一覧（円周方向，上ば筋）

	一段目	二段目	三段目	四段目	五段目	六段目	七段目	断面積 (mm ² /m)
領域A	D38@200	D38@200	D38@200	—	—	—	—	17100
領域B	D38@200	D38@200	D38@200	D38@200	D38@200	—	—	28500

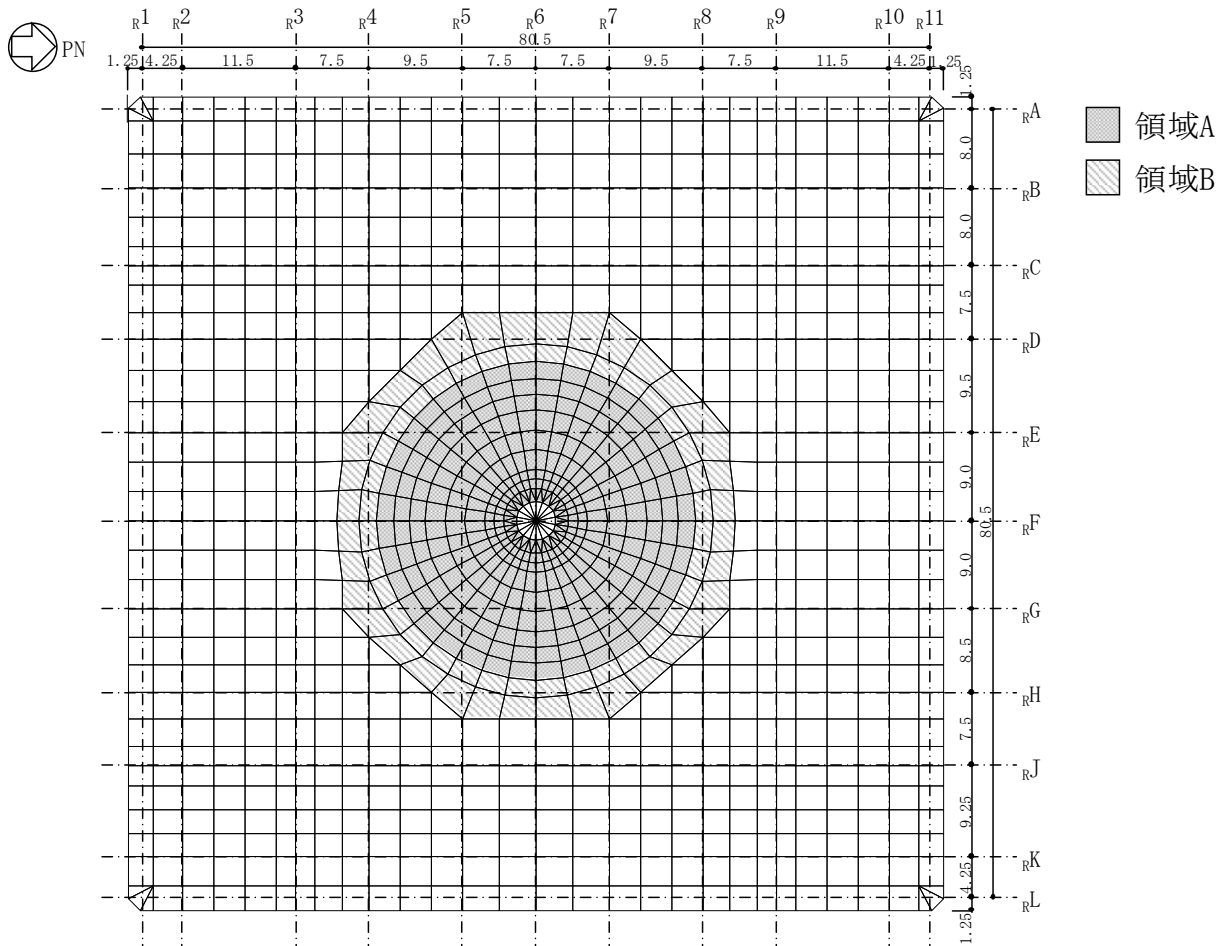


(単位：m)

図 2-7 基礎スラブの配筋領域図（円周方向，上ば筋）

表 2-9 基礎スラブの配筋一覧（円周方向，下ば筋）

	一段目	二段目	三段目	四段目	五段目	六段目	七段目	断面積 (mm ² /m)
領域A	D38@200	D38@200	D38@200	D38@400	D38@400	—	—	22800
領域B	D38@200	D38@200	D38@200	D38@200	D38@400	—	—	25650

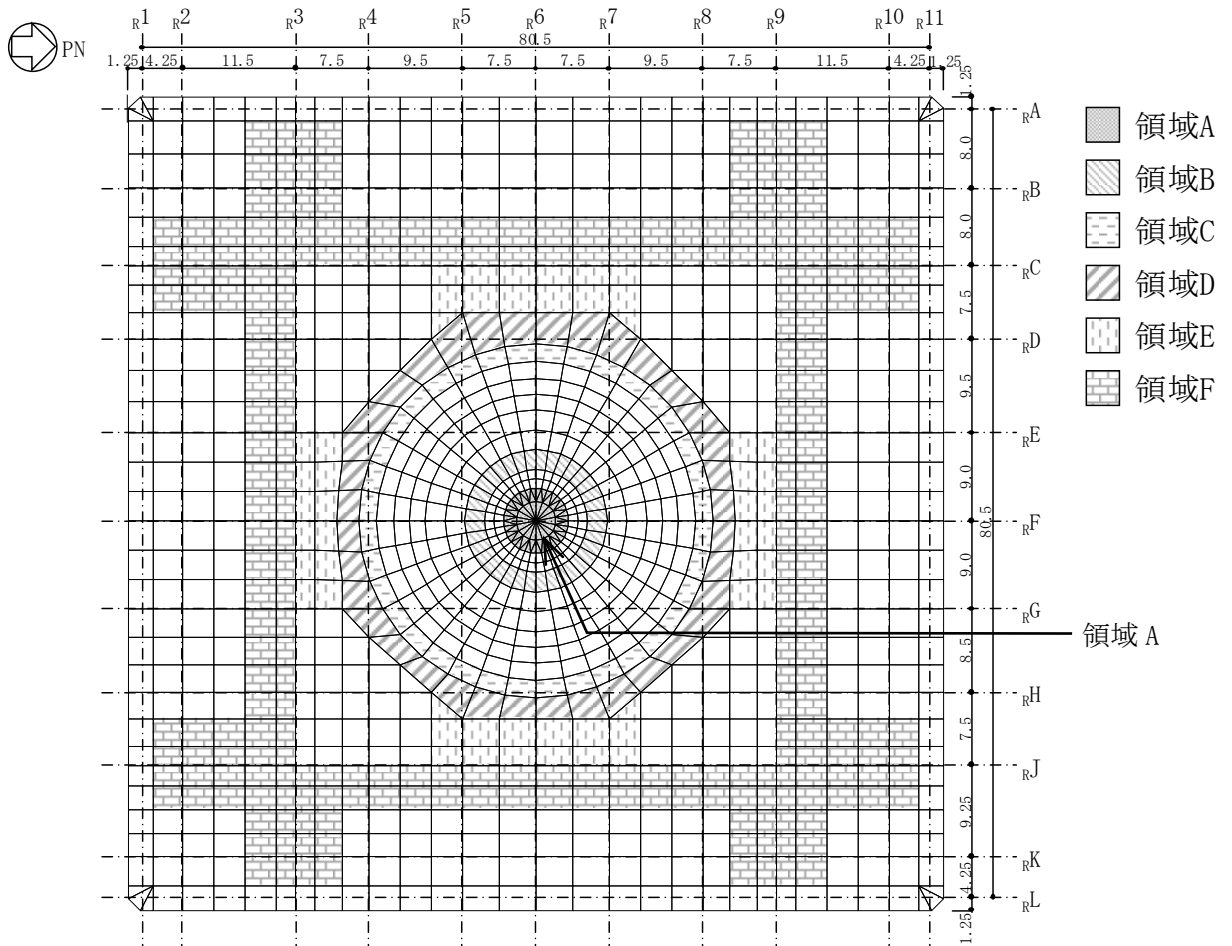


(単位：m)

図 2-8 基礎スラブの配筋領域図（円周方向，下ば筋）

表 2-10 基礎スラブの配筋一覧（せん断補強筋）

	鉄筋	ピッチ	断面積 (mm ² /m)
領域A	D32	@520×@520	2937
領域B	D32	@400×72/周	3138
領域C	D32	@200×216/周	7565
領域D	D32	@200×216/周	6826
領域E	D32	@600×@400	3309
領域F	D32	@600×@600	2206



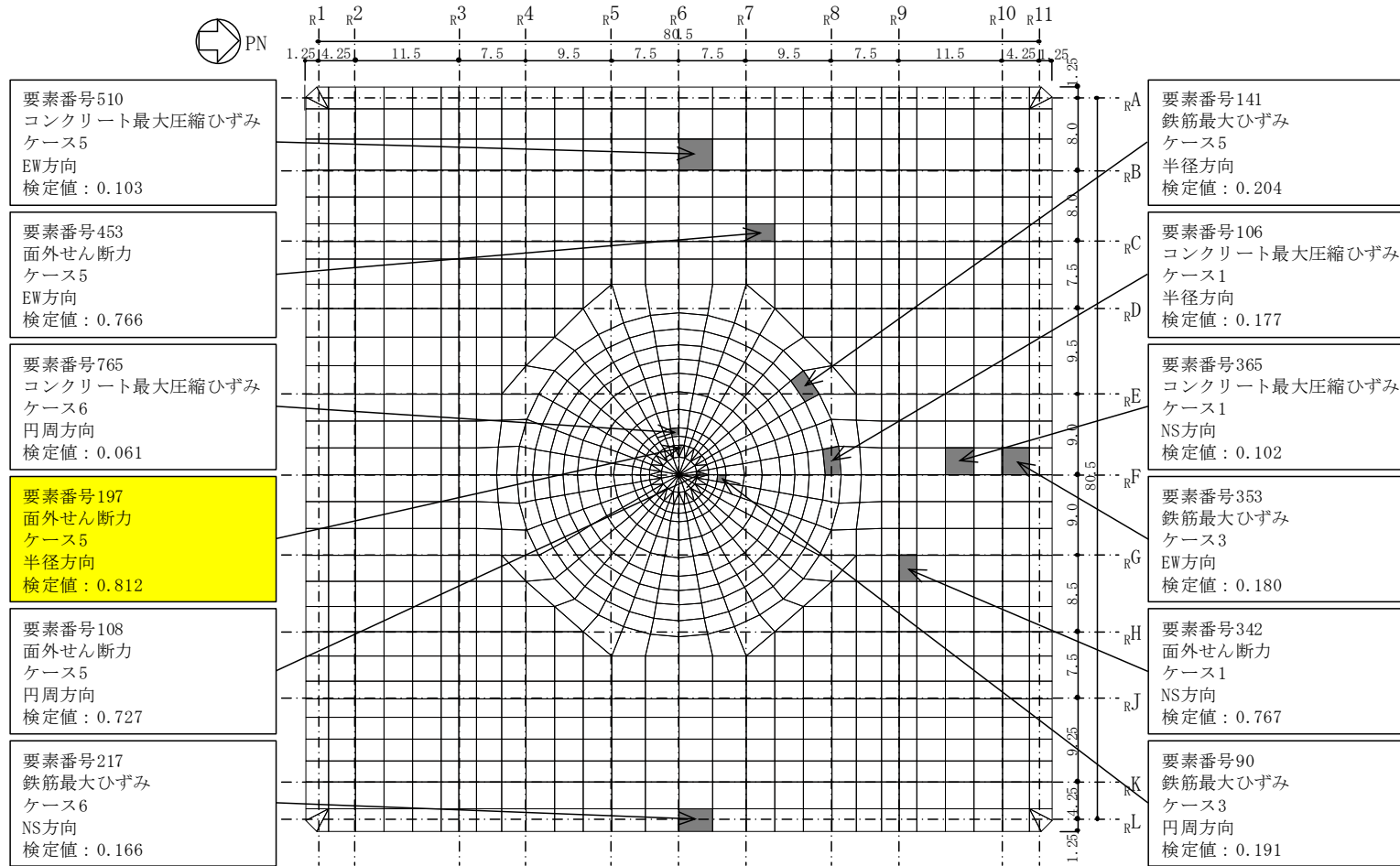
(単位：m)

図 2-9 基礎スラブの配筋領域図（せん断補強筋）

表 2-11 各評価項目の検定値一覧

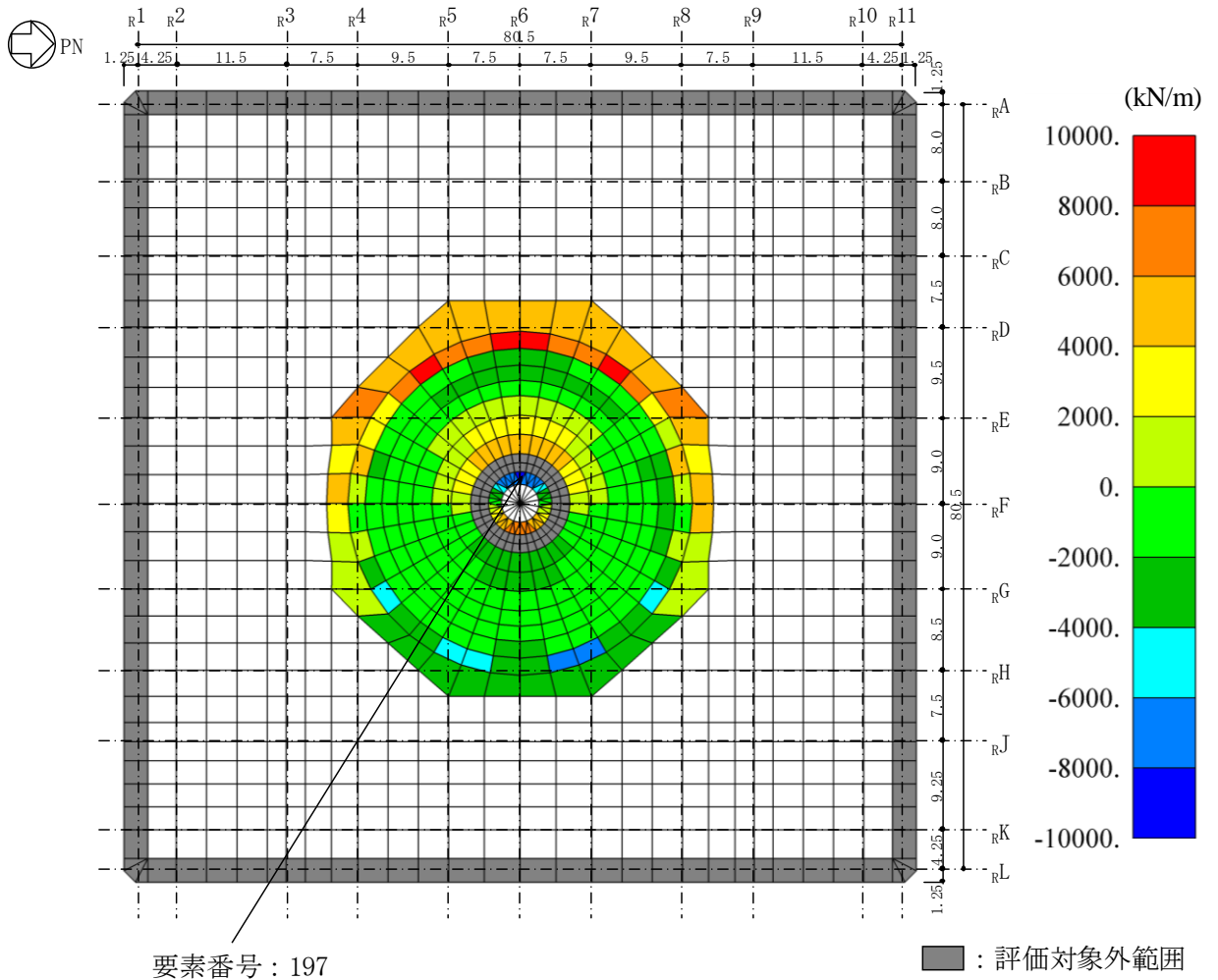
項目	方向	要素番号	荷重 ケース	検定値
コンクリート 最大圧縮ひずみ	NS	365	1	0.102
	EW	510	5	0.103
	半径	106	1	0.177
	円周	765	6	0.061
鉄筋最大ひずみ	NS	217	6	0.166
	EW	353	3	0.180
	半径	141	5	0.204
	円周	90	3	0.191
面外せん断力	NS	342	1	0.767
	EW	453	5	0.766
	半径	197	5	0.812
	円周	108	5	0.727

注：■は検定値が最大となる要素を示す。



(単位：m)

図 2-10 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果



(単位 : m)

面外せん断力 (半径方向, ケース 5)

図 2-11 断面算定部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図

別紙5 緊急時対策所の設置に伴う評価結果の影響について

目 次

1. 概要	別紙 5-1
2. 検討方針	別紙 5-2
3. 検討条件	別紙 5-3
3.1 緊急時対策所の設置に伴う増加重量	別紙 5-3
3.2 解析モデル	別紙 5-6
4. 検討結果	別紙 5-12
4.1 固有値解析結果	別紙 5-12
4.2 最大応答値	別紙 5-14
5. 5号機原子炉建屋の地震応答解析による評価に与える影響	別紙 5-27
5.1 せん断ひずみに対する影響	別紙 5-27
5.2 床応答に対する影響	別紙 5-27
6. まとめ	別紙 5-36

別紙 5-1 緊急時対策所の設置に伴う偏心率について

1. 概要

本資料は、5号機原子炉建屋において、緊急時対策所の設置に伴う重量の増加分を考慮した地震応答解析を実施し、「緊急時対策所の地震応答解析による評価」に与える影響について確認するものである。

2. 検討方針

今回工認評価に用いている質点系モデル（以下、「今回工認モデル」という。）と緊急時対策所の設置に伴う重量の増加分を考慮したモデル（以下、「重量考慮モデル」という。）を比較することにより、重量変更による建屋応答への影響を確認する。なお、緊急時対策所の設置に伴う5号機原子炉建屋のねじれの影響を確認するため、別紙5-1において、緊急時対策所の設置に伴う重量の増加分を考慮した建屋の偏心率を算定し、制限値（0.15）以下であることを確認している。

影響検討は、応答倍率を用いた手法により行うことから、応答倍率の算出のための「重量考慮モデル」を用いた地震応答解析は、位相特性の偏りがなく、全周期帯において安定した応答を生じさせる基準地震動 S_s-1 に対して実施することとする。

3. 検討条件

3.1 緊急時対策所の設置に伴う増加重量

緊急時対策所の設置に伴う増加重量と設置後の変更となる重量考慮モデルの振動諸元を表 3-1～表 3-3 に示す。なお、緊急時対策所の設置に伴う変更箇所は耐震壁の変更を伴わないことより、地震応答解析モデルの諸元の変更箇所は質点重量と回転慣性重量のみである。

表 3-1 増加重量と補強後の振動諸元 (NS 方向)

標高 T. M. S. L. (m)	質点 番号	今回工認モデル		増加重量 (kN)	重量考慮モデル	
		質点重量 (kN)	回転慣性重量 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}^2$)		質点重量 (kN)	回転慣性重量 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}^2$)
51.0	1	39440	10.5	0	39440	10.5
39.5	2	50840	20.4	0	50840	20.4
33.0	3	249590	146.1	12690	262270	153.5
27.8	4	341850	187.1	4200	346050	189.4
20.3	5	477550	262.7	750	478300	263.1
12.3	6	471970	300.9	340	472310	301.1
5.3	7	454390	299.4	20	454400	299.4
-1.1	8	608920	373.9	10	608930	374.0
-10.1	9	637660	436.1	0	637660	436.1
-17.5	10	815450	472.1	90	815540	472.1
-24.0	11	526750	304.0	0	526750	304.0
総重量		4674410	—	18100	4692490	—

表 3-2 増加重量と補強後の振動諸元 (EW 方向)

標高 T. M. S. L. (m)	質点 番号	今回工認モデル		増加重量 (kN)	重量考慮モデル	
		質点重量 (kN)	回転慣性重量 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}^2$)		質点重量 (kN)	回転慣性重量 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}^2$)
51.0	1	39440	14.3	0	39440	14.3
39.5	2	50840	18.0	0	50840	18.0
33.0	3	249590	153.1	12690	262270	160.9
27.8	4	341850	192.5	4200	346050	194.9
20.3	5	477550	268.4	750	478300	268.8
12.3	6	471970	293.0	340	472310	293.2
5.3	7	454390	285.8	20	454400	285.8
-1.1	8	608920	365.3	10	608930	365.3
-10.1	9	637660	432.1	0	637660	432.1
-17.5	10	815450	476.9	90	815540	476.9
-24.0	11	526750	304.0	0	526750	304.0
総重量		4674410	—	18100	4692490	—

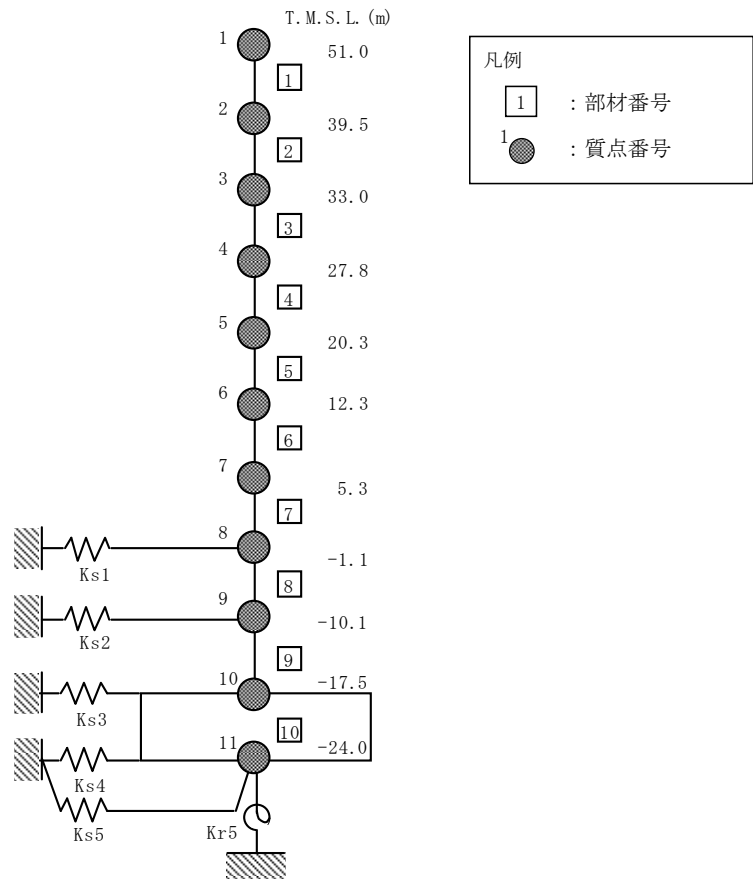
表 3-3 増加重量と補強後の振動諸元（鉛直方向）

標高 T. M. S. L. (m)	質点 番号	今回工認モデル	増加重量 (kN)	重量考慮モデル
		質点重量 (kN)		質点重量 (kN)
51.0	12	3680	0	3680
	13	3670	0	3670
	14	1830	0	1830
	1	30260	0	30260
39.5	2	50840	0	50840
33.0	3	249590	12690	262270
27.8	4	341850	4200	346050
20.3	5	443140	750	443890
12.3	6	471970	340	472310
5.3	7	454390	20	454400
-1.1	8	547990	10	548000
-10.1	9	637660	0	637660
-17.5	10	910790	90	910880
-24.0	11	526750	0	526750
総重量		4674410	18100	4692490

3.2 解析モデル

水平方向の地震応答解析モデルを図 3-1 に，地盤ばね定数を表 3-4 及び表 3-5 に示す。また，鉛直方向の地震応答解析モデルを図 3-2 に，地盤ばね定数を表 3-6 に示す。

また，重量増分に伴うせん断及び曲げスケルトンへの影響は軽微であるため「今回工認モデル」の諸元を用いる。



注：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という。）

図 3-1 地震応答解析モデル（水平方向）

表 3-4 地盤ばね定数と減衰係数 (Ss-1, NS 方向)

(a) 重量考慮モデル

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
Ks1	8	側面・並進	3.01×10^6	1.65×10^6
Ks2	9	側面・並進	8.56×10^6	2.99×10^6
Ks3	10	側面・並進	1.00×10^7	2.88×10^6
Ks4	11	側面・並進	4.68×10^6	1.34×10^6
Ks5	11	底面・並進	9.77×10^7	5.61×10^6
Kr5	11	底面・回転	2.06×10^{11}	3.30×10^9

注記*1: Ks1, Ks2, Ks3, Ks4, Ks5はkN/m Kr5はkN・m/rad

*2: Ks1, Ks2, Ks3, Ks4, Ks5はkN・s/m Kr5はkN・m・s/rad

(b) 今回工認モデル

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
Ks1	8	側面・並進	3.01×10^6	1.65×10^6
Ks2	9	側面・並進	8.56×10^6	2.99×10^6
Ks3	10	側面・並進	1.00×10^7	2.88×10^6
Ks4	11	側面・並進	4.68×10^6	1.34×10^6
Ks5	11	底面・並進	9.77×10^7	5.61×10^6
Kr5	11	底面・回転	2.06×10^{11}	3.31×10^9

注記*1: Ks1, Ks2, Ks3, Ks4, Ks5はkN/m Kr5はkN・m/rad

*2: Ks1, Ks2, Ks3, Ks4, Ks5はkN・s/m Kr5はkN・m・s/rad

表 3-5 地盤ばね定数と減衰係数 (Ss-1, EW 方向)

(a) 重量考慮モデル

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
Ks1	8	側面・並進	3.01×10^6	1.65×10^6
Ks2	9	側面・並進	8.56×10^6	2.99×10^6
Ks3	10	側面・並進	1.00×10^7	2.88×10^6
Ks4	11	側面・並進	4.68×10^6	1.34×10^6
Ks5	11	底面・並進	9.77×10^7	5.61×10^6
Kr5	11	底面・回転	2.06×10^{11}	3.30×10^9

注記*1 : Ks1, Ks2, Ks3, Ks4, Ks5はkN/m Kr5はkN・m/rad

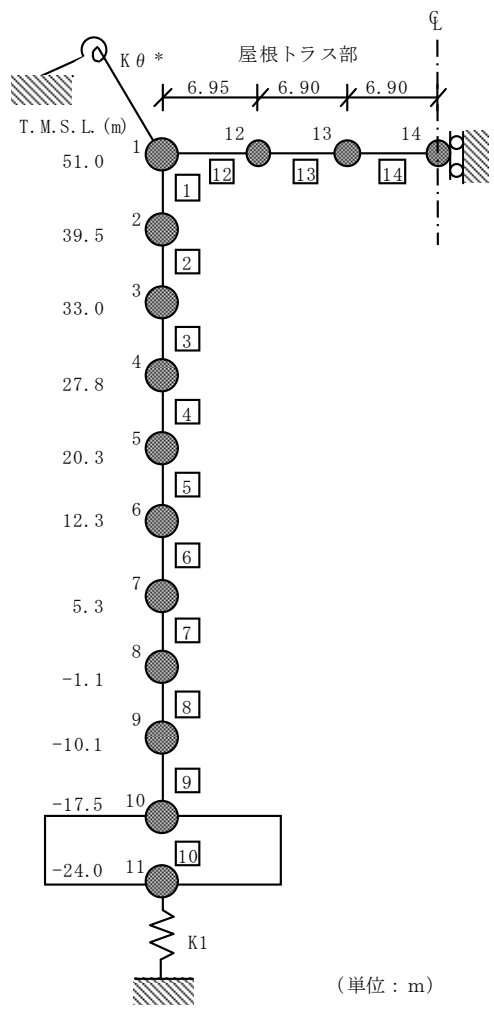
*2 : Ks1, Ks2, Ks3, Ks4, Ks5はkN・s/m Kr5はkN・m・s/rad

(b) 今回工認モデル

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
Ks1	8	側面・並進	3.01×10^6	1.65×10^6
Ks2	9	側面・並進	8.56×10^6	2.99×10^6
Ks3	10	側面・並進	1.00×10^7	2.88×10^6
Ks4	11	側面・並進	4.68×10^6	1.34×10^6
Ks5	11	底面・並進	9.77×10^7	5.61×10^6
Kr5	11	底面・回転	2.06×10^{11}	3.31×10^9

注記*1 : Ks1, Ks2, Ks3, Ks4, Ks5はkN/m Kr5はkN・m/rad

*2 : Ks1, Ks2, Ks3, Ks4, Ks5はkN・s/m Kr5はkN・m・s/rad



(単位 : m)

注記* : 屋根トラス端部回転拘束ばね

図 3-2 地震応答解析モデル (鉛直方向)

表 3-6 地盤ばね定数と減衰係数 (Ss-1, 鉛直方向)

(a) 重量考慮モデル

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
K1	11	底面・鉛直	1.79×10^8	1.36×10^7

(b) 今回工認モデル

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
K1	11	底面・鉛直	1.79×10^8	1.36×10^7

4. 検討結果

4.1 固有値解析結果

「重量考慮モデル」と「今回工認モデル」の固有値解析結果（固有周期及び固有振動数）の比較を表 4-1 に示す。

「重量考慮モデル」の固有周期は，緊急時対策所の設置による重量増加の影響により「今回工認モデル」の結果に比べてわずかに大きくなるものの，同等となることを確認した。

表 4-1 固有値解析結果

(a) NS 方向

次数	固有周期 (s)		固有振動数 (Hz)	
	今回工認モデル	重量考慮モデル	今回工認モデル	重量考慮モデル
1	0.514	0.516	1.95	1.94
2	0.251	0.251	3.98	3.98
3	0.101	0.102	9.89	9.85
4	0.087	0.087	11.55	11.53
5	0.069	0.069	14.58	14.51

(b) EW 方向

次数	固有周期 (s)		固有振動数 (Hz)	
	今回工認モデル	重量考慮モデル	今回工認モデル	重量考慮モデル
1	0.514	0.516	1.95	1.94
2	0.251	0.251	3.99	3.98
3	0.100	0.100	10.03	9.99
4	0.084	0.084	11.94	11.92
5	0.066	0.066	15.19	15.14

(c) 鉛直方向

次数	固有周期 (s)		固有振動数 (Hz)	
	今回工認モデル	重量考慮モデル	今回工認モデル	重量考慮モデル
1	0.332	0.333	3.01	3.00
2	0.286	0.286	3.49	3.49
3	0.081	0.081	12.29	12.29
4	0.059	0.059	17.01	16.99
5	0.057	0.058	17.42	17.35

4.2 最大応答値

基準地震動 Ss-1 による最大応答値を図 4-1～図 4-11 に、最大せん断ひずみを表 4-2 及び表 4-3 に示す。

「重量考慮モデル」の最大応答値は、「今回工認モデル」の結果と同等であることを確認した。

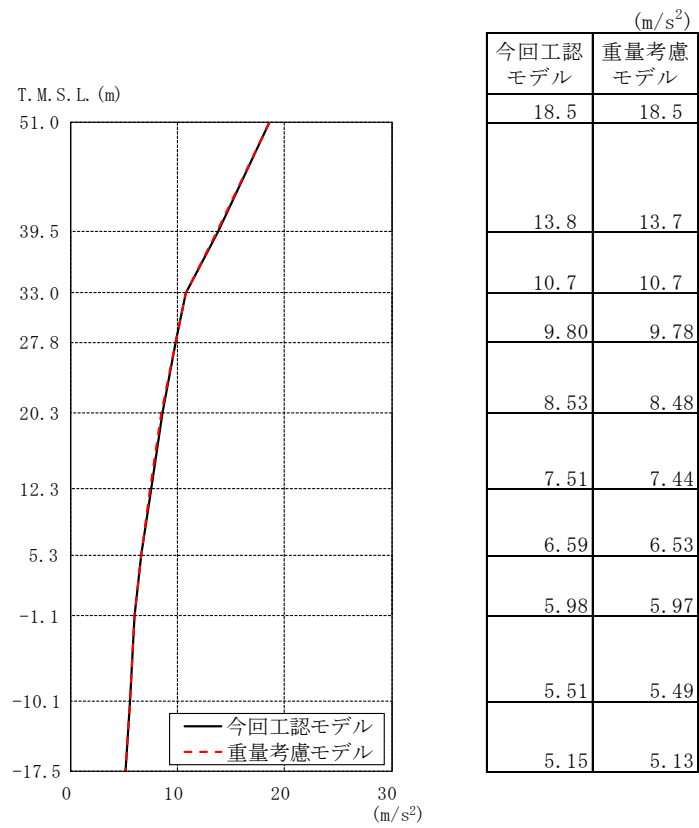
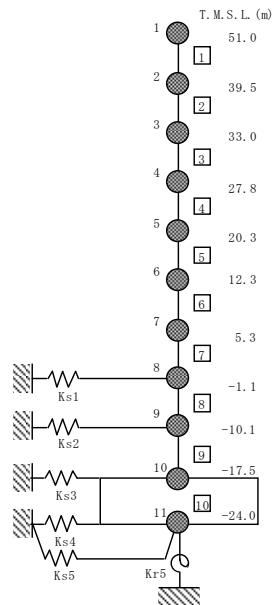


図 4-1 最大応答加速度 (Ss-1, NS 方向)



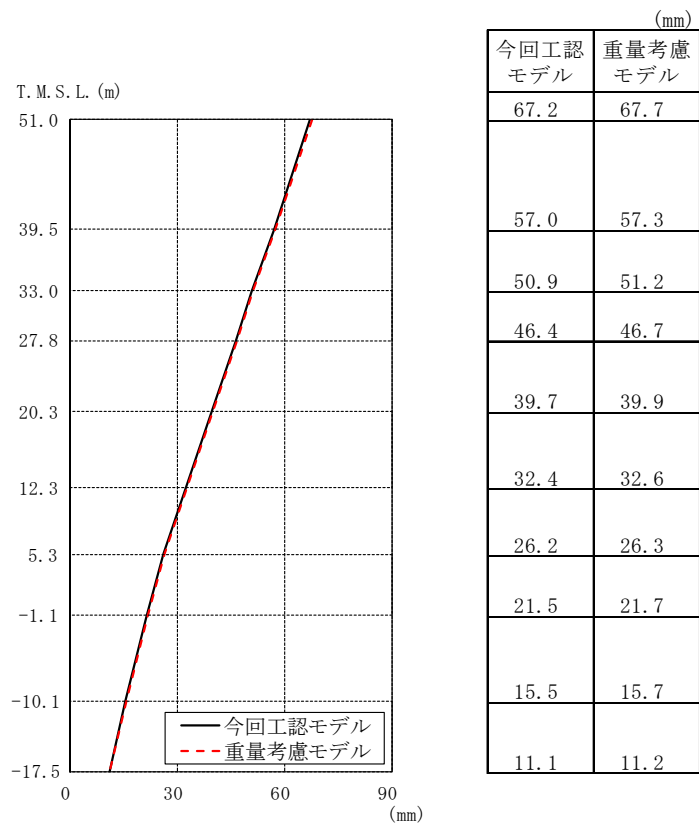
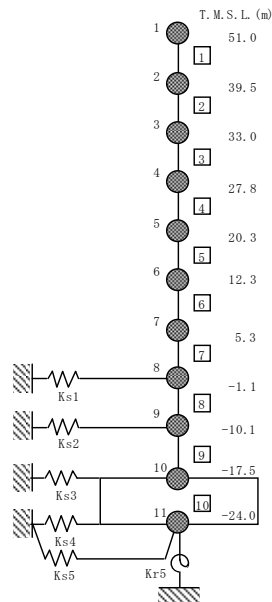


図 4-2 最大応答変位 (Ss-1, NS 方向)



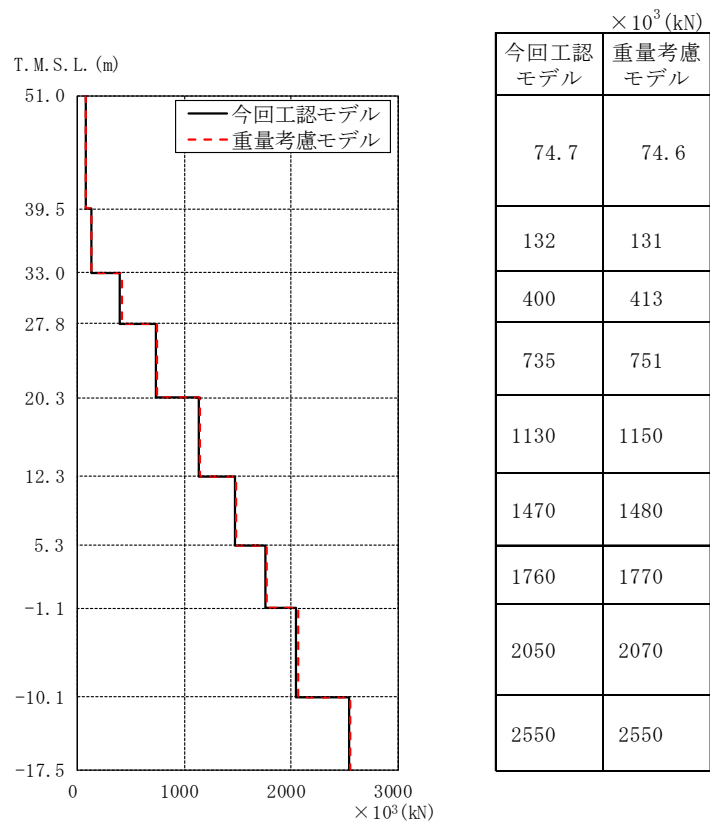
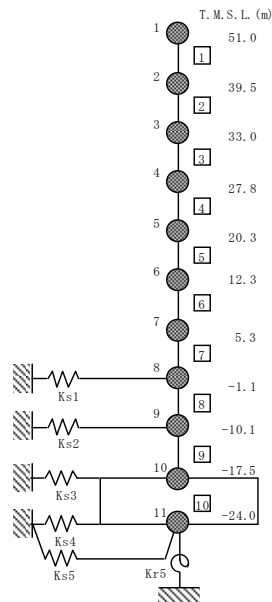


図 4-3 最大応答せん断力 (Ss-1, NS 方向)



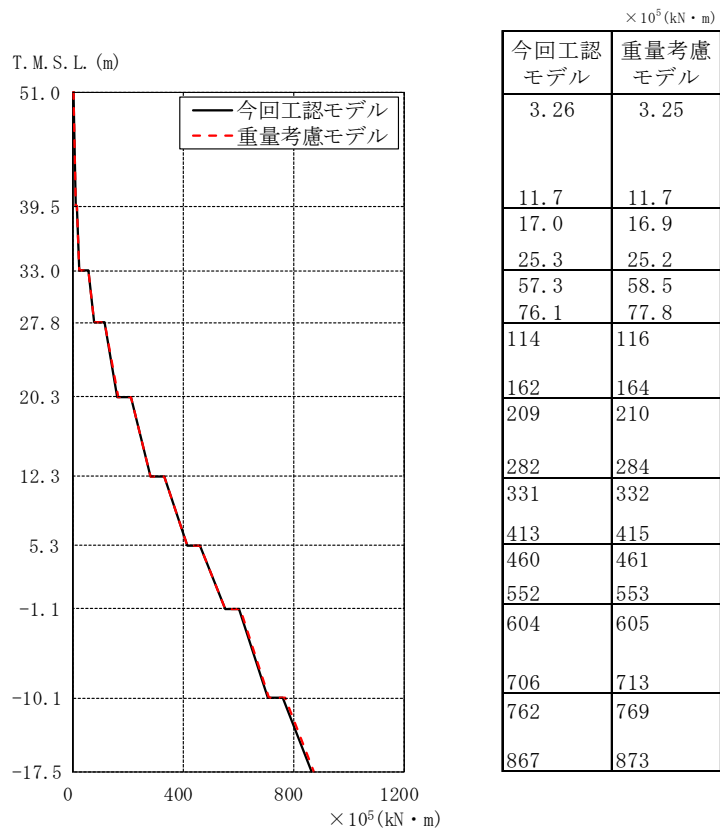
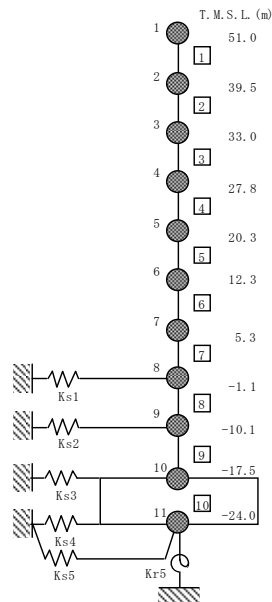


図 4-4 最大応答曲げモーメント (Ss-1, NS 方向)



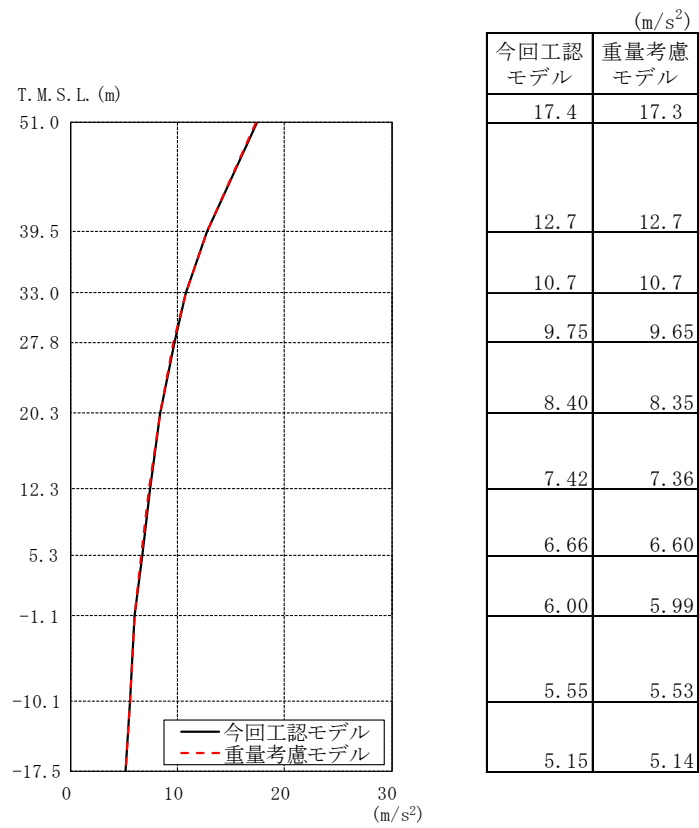
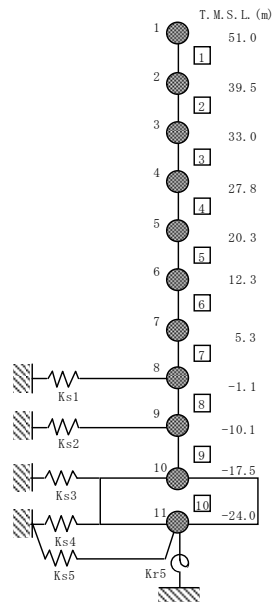


図 4-5 最大応答加速度 (Ss-1, EW 方向)



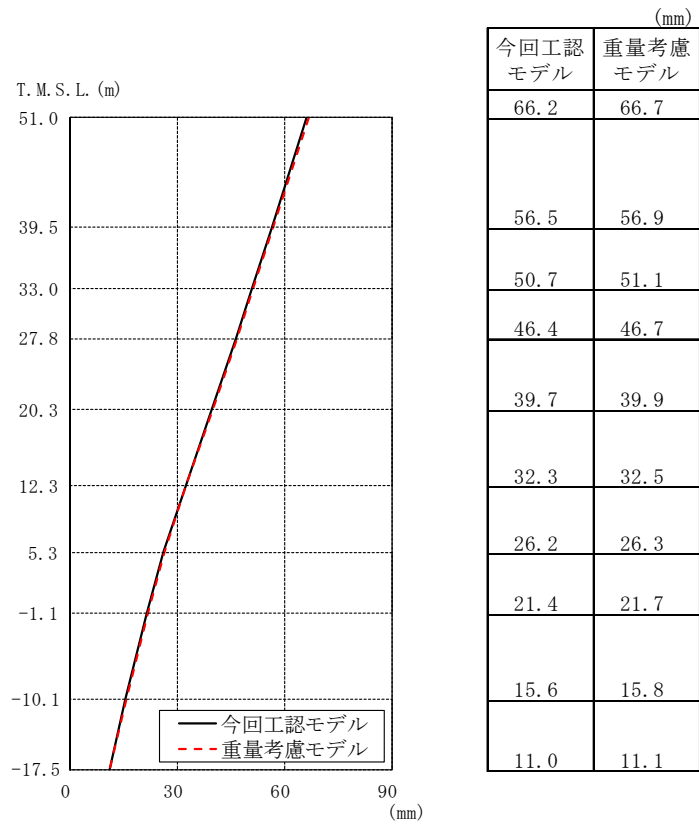
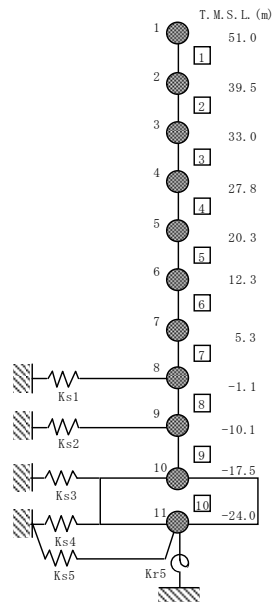


図 4-6 最大応答変位 (Ss-1, EW 方向)



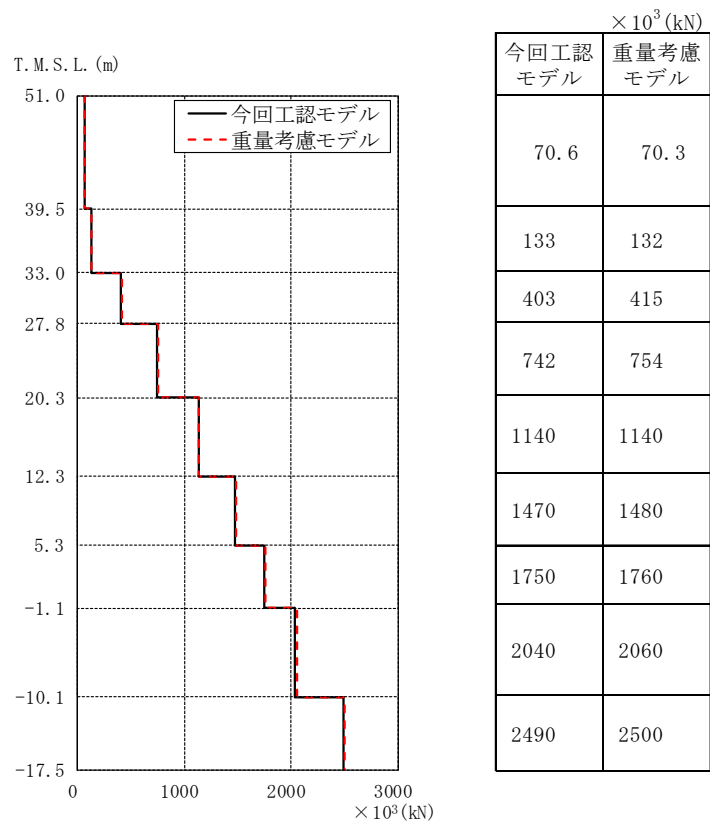
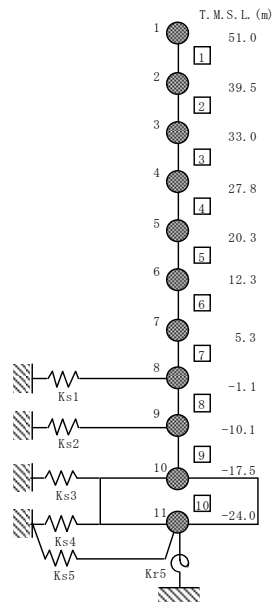


図 4-7 最大応答せん断力 (Ss-1, EW 方向)



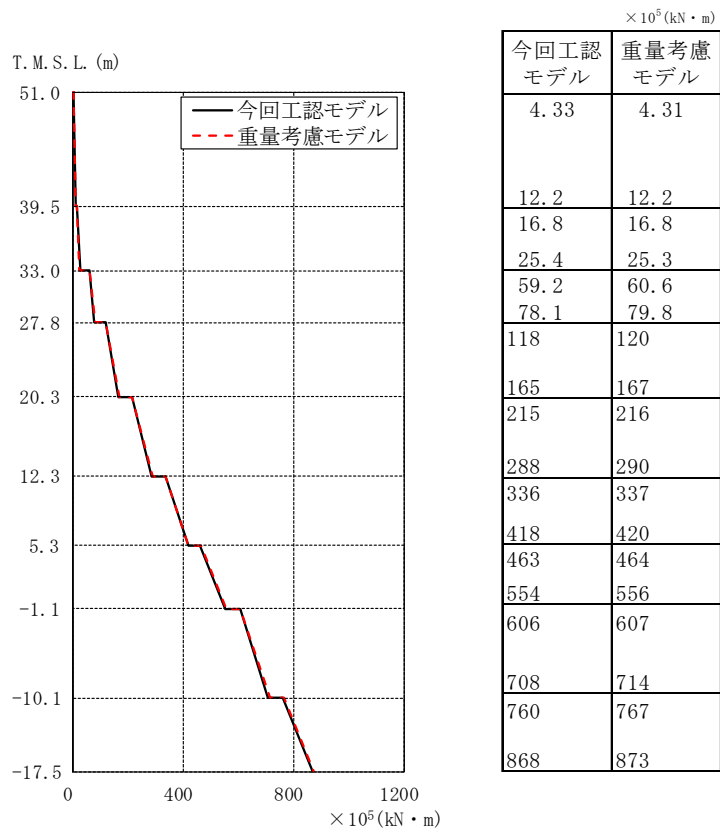
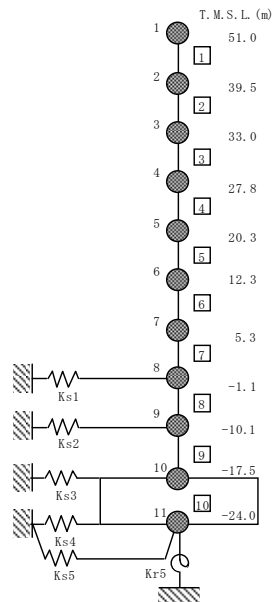
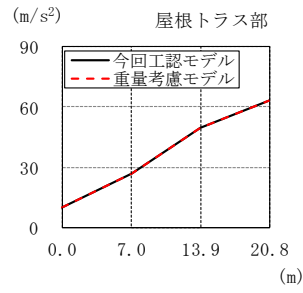


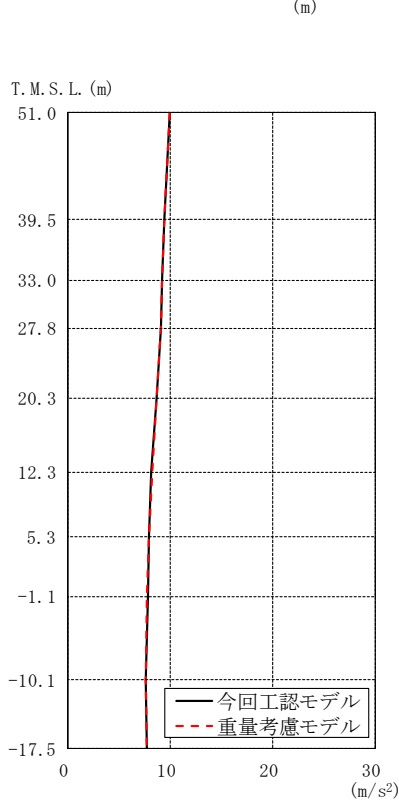
図 4-8 最大応答曲げモーメント (Ss-1, EW 方向)





屋根トラス部
(m/s²)

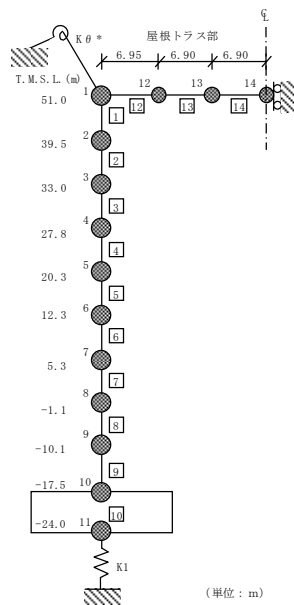
今回工認モデル	9.90	26.8	49.5	63.3
重量考慮モデル	9.94	26.8	49.4	63.0

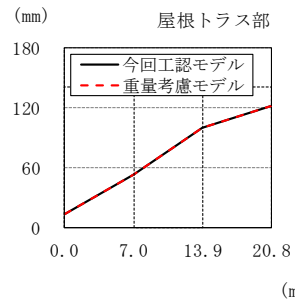


(m/s²)

今回工認モデル	重量考慮モデル
9.90	9.94
9.35	9.38
9.15	9.18
9.02	9.04
8.64	8.64
8.16	8.17
7.95	7.95
7.74	7.73
7.57	7.57
7.67	7.69

図 4-9 最大応答加速度 (Ss-1, 鉛直方向)





屋根トラス部 (mm)

今回工認モデル	14.2	52.5	100	121
重量考慮モデル	14.3	52.5	99.9	121

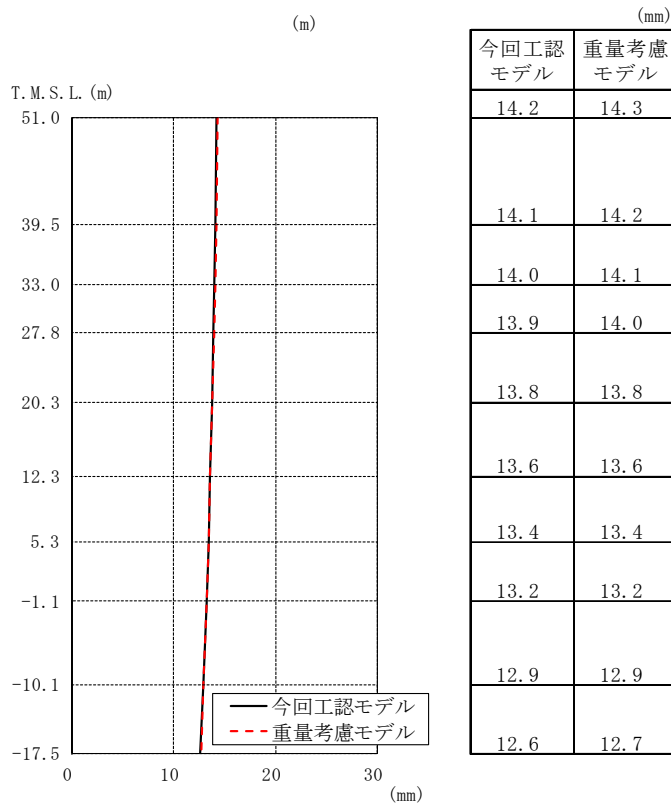
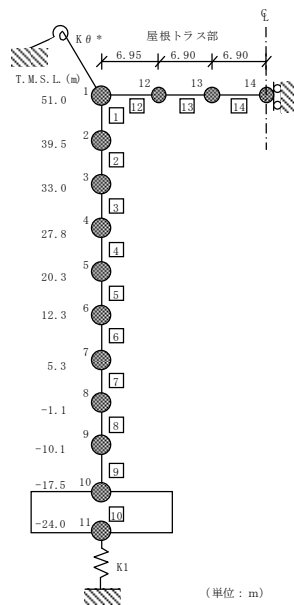


図 4-10 最大応答変位 (Ss-1, 鉛直方向)



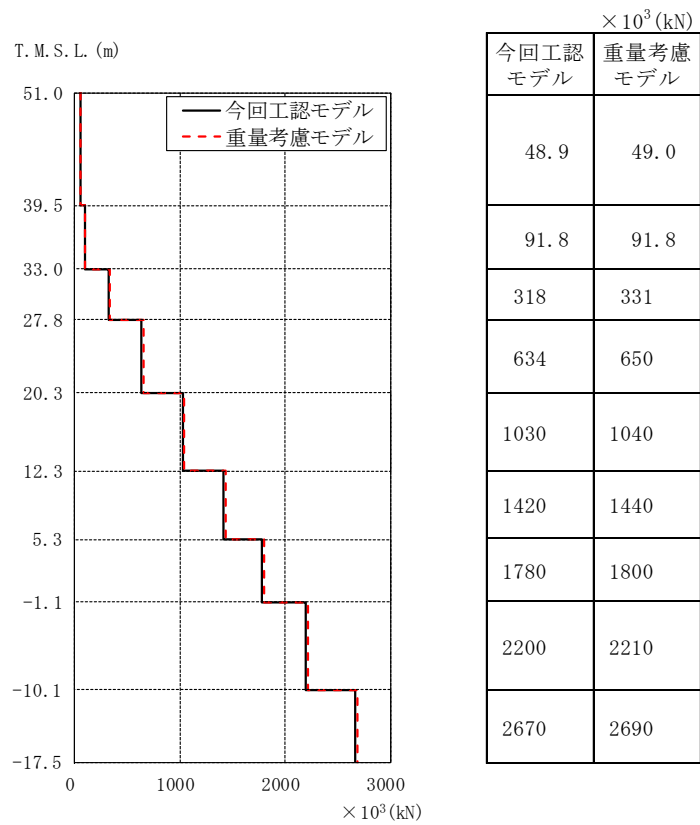


図 4-11 最大応答軸力 (Ss-1, 鉛直方向)

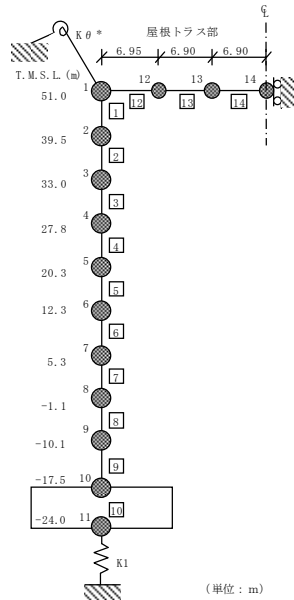
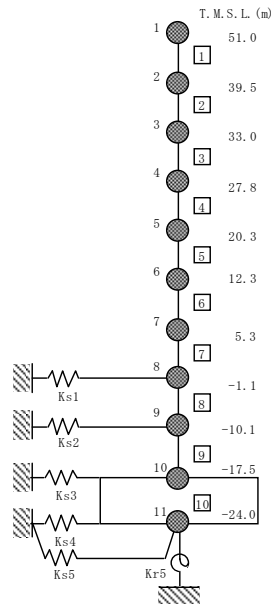


表 4-2 最大せん断ひずみ (NS 方向)

部材 番号	最大せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$) (Ss-1)		③応答比 (②/①)
	①今回工認 モデル	②重量考慮 モデル	
1	0.170	0.170	1.00
2	0.268	0.263	0.98
3	0.116	0.119	1.03
4	0.173	0.177	1.02
5	0.196	0.198	1.01
6	0.204	0.206	1.01
7	0.205	0.205	1.00
8	0.216	0.219	1.01
9	0.230	0.233	1.01

表 4-3 最大せん断ひずみ (EW 方向)

部材 番号	最大せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$) (Ss-1)		③応答比 (②/①)
	①今回工認 モデル	②重量考慮 モデル	
1	0.126	0.125	0.99
2	0.191	0.190	0.99
3	0.0983	0.102	1.04
4	0.168	0.170	1.01
5	0.214	0.219	1.02
6	0.186	0.188	1.01
7	0.209	0.210	1.00
8	0.208	0.210	1.01
9	0.253	0.259	1.02



5. 5号機原子炉建屋の地震応答解析による評価に与える影響

緊急時対策所の設置に伴う重量の増加分を考慮した地震応答解析結果を踏まえ、重量増加が、5号機原子炉建屋の地震応答解析による評価に与える影響について確認する。

5.1 せん断ひずみに対する影響

5.1.1 検討方法

検討は、以下の通り、保守的な評価とする。

最大せん断ひずみの検討として、材料物性の不確かさを考慮した最大せん断ひずみ（基準地震動 S_s-1～S_s-8 に対する包絡値）に、基準地震動 S_s-1 に対する「重量考慮モデル」と「今回工認モデル」の応答比（「重量考慮モデル」／「今回工認モデル」）を乗じた値の最大値が許容限界を超えないことを確認する。

5.1.2 検討結果

最大せん断ひずみの検討における5号機原子炉建屋の応答比及び応答比を乗じた最大せん断ひずみを表5-1及び表5-2に示す。

表5-1及び表5-2より、最大せん断ひずみに応答比を乗じた値の最大値が許容限界（ 2.0×10^{-3} ）を超えないことを確認した。

5.2 床応答に対する影響

基準地震動 S_s-1 における今回工認モデルの床応答スペクトルと重量考慮モデルの床応答スペクトルとの比較を図5-1～図5-3に示す。

図5-1～図5-3に示すとおり、重量考慮モデルの床応答スペクトルは、今回工認モデルの床応答スペクトルと同等の応答を示すことを確認した。

表 5-1 5号機原子炉建屋に生じる最大せん断ひずみに最大応答比を乗じた値 (NS 方向)

部材 番号	最大せん断ひずみ($\times 10^{-3}$) (Ss-1)		③応答比率 (②/①)	最大せん断ひずみ($\times 10^{-3}$) (Ss-1~Ss-8)	
	①今回工認 モデル	②重量考慮 モデル		④材料物性の 不確かさを考慮 したモデル	応答比を 乗じた値 (③ \times ④)
1	0.170	0.170	1.00	0.179	0.179
2	0.268	0.263	0.98	0.391	0.384
3	0.116	0.119	1.03	0.121	0.124
4	0.173	0.177	1.02	0.183	0.187
5	0.196	0.198	1.01	0.208	0.210
6	0.204	0.206	1.01	0.246	0.248
7	0.205	0.205	1.00	0.238	0.238
8	0.216	0.219	1.01	0.229	0.232
9	0.230	0.233	1.01	0.296	0.300

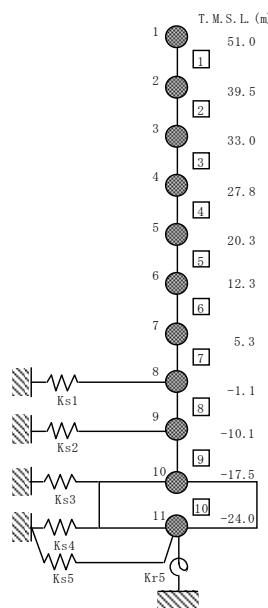
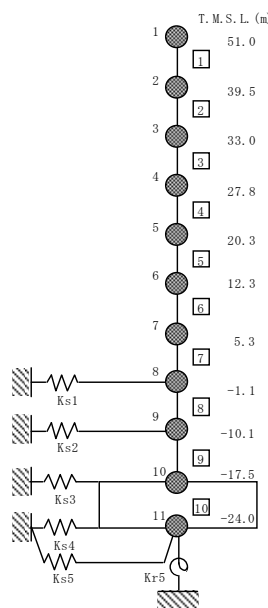


表 5-2 5号機原子炉建屋に生じる最大せん断ひずみに最大応答比を乗じた値 (EW 方向)

部材 番号	最大せん断ひずみ($\times 10^{-3}$) (Ss-1)		③応答比率 (②/①)	最大せん断ひずみ($\times 10^{-3}$) (Ss-1~Ss-8)	
	①今回工認 モデル	②重量考慮 モデル		④材料物性の 不確かさを考慮 したモデル	応答比を 乗じた値 (③ \times ④)
1	0.126	0.125	0.99	0.137	0.136
2	0.191	0.190	0.99	0.239	0.238
3	0.0983	0.102	1.04	0.104	0.108
4	0.168	0.170	1.01	0.184	0.186
5	0.214	0.219	1.02	0.393	0.402
6	0.186	0.188	1.01	0.227	0.229
7	0.209	0.210	1.00	0.385	0.387
8	0.208	0.210	1.01	0.303	0.306
9	0.253	0.259	1.02	0.329	0.337



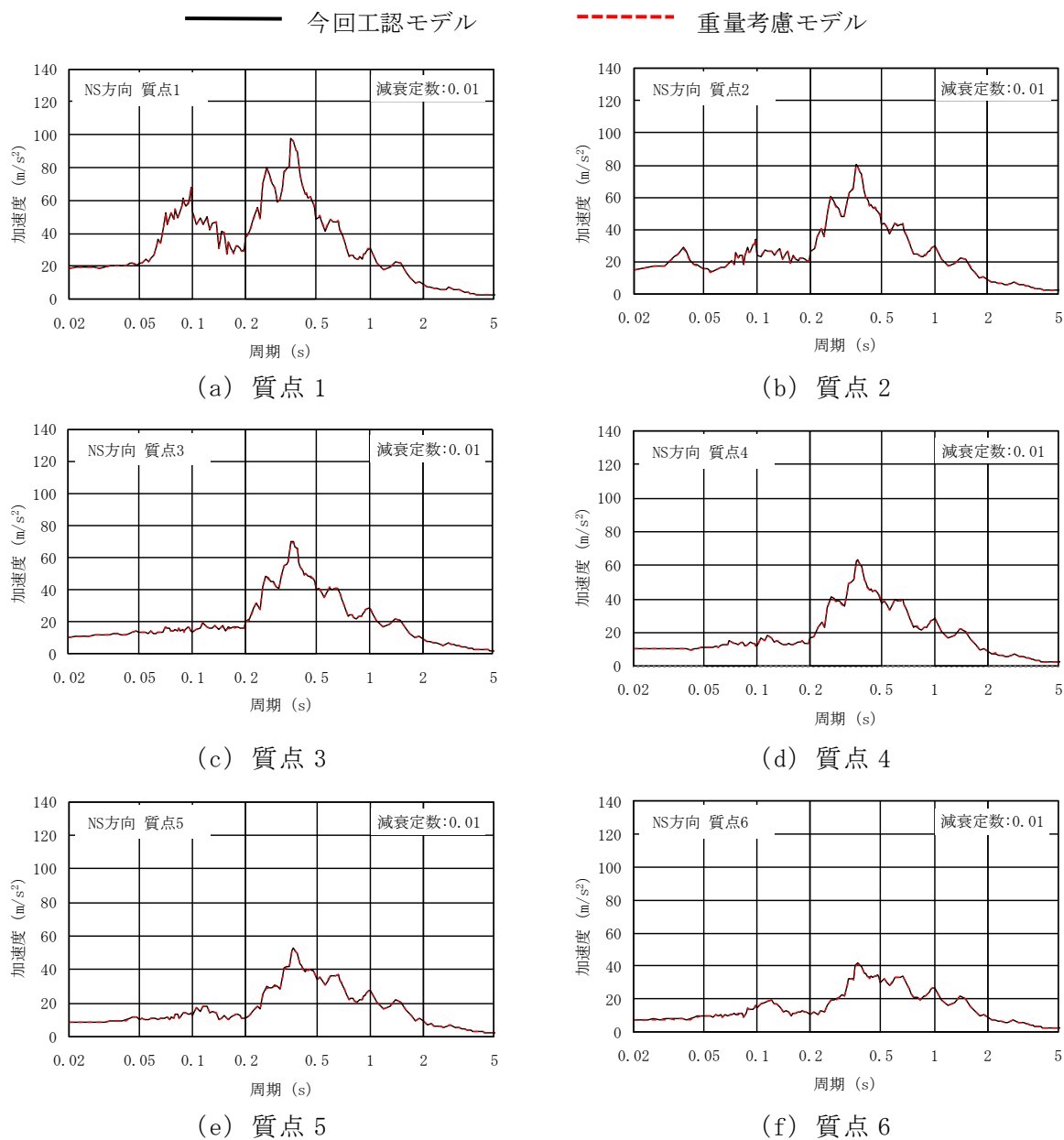
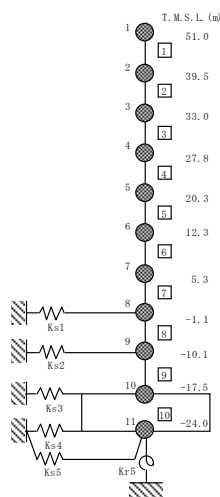


図 5-1 基準地震動 Ss-1 の床応答スペクトル比較 (Ss-1, NS 方向, h=0.01) (1/2)



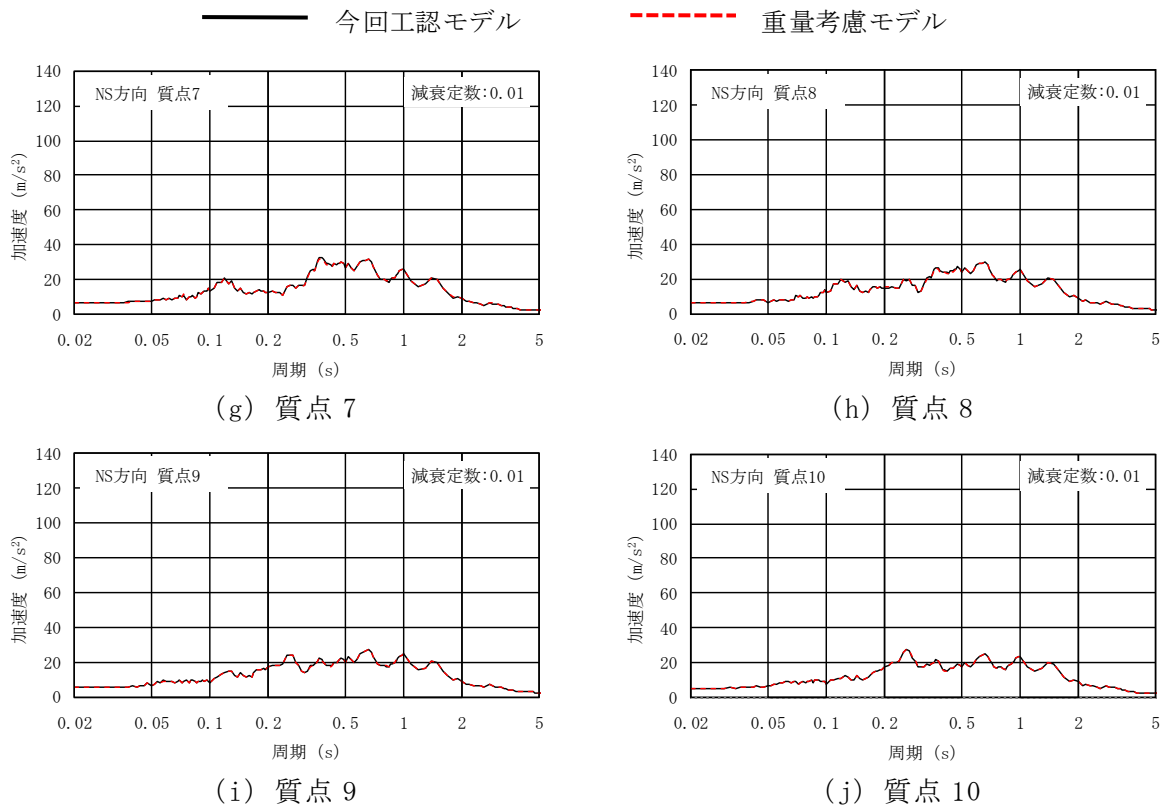
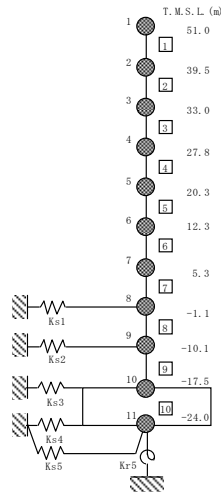


図 5-1 基準地震動 Ss-1 の床応答スペクトル比較 (Ss-1, NS 方向, h=0.01) (2/2)



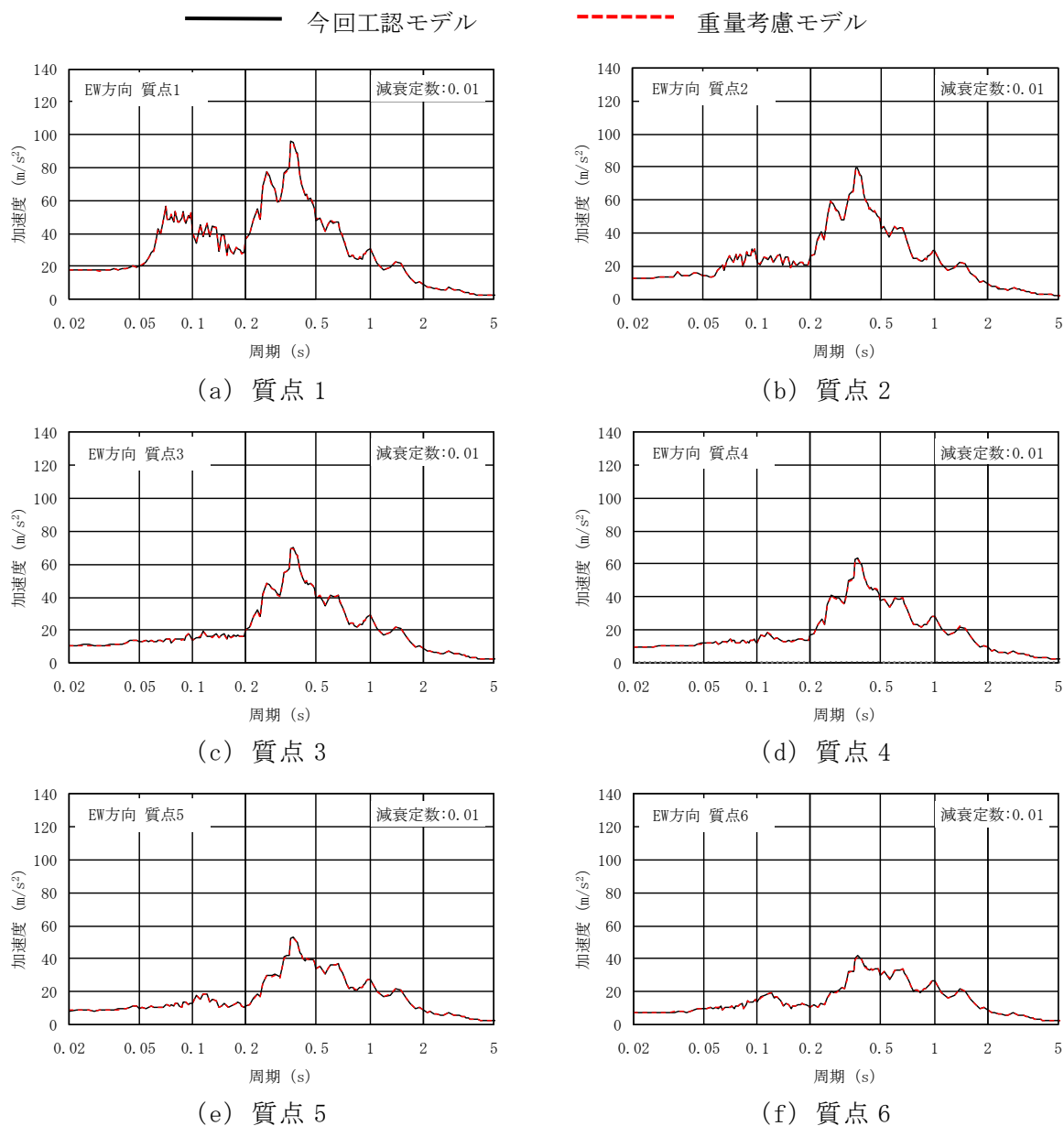
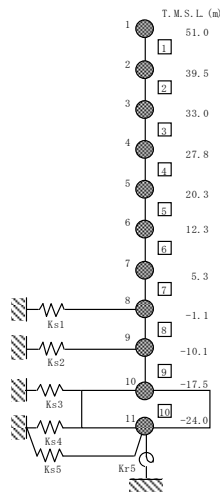


図 5-2 基準地震動 Ss-1 の床応答スペクトル比較 (Ss-1, EW 方向, h=0.01) (1/2)



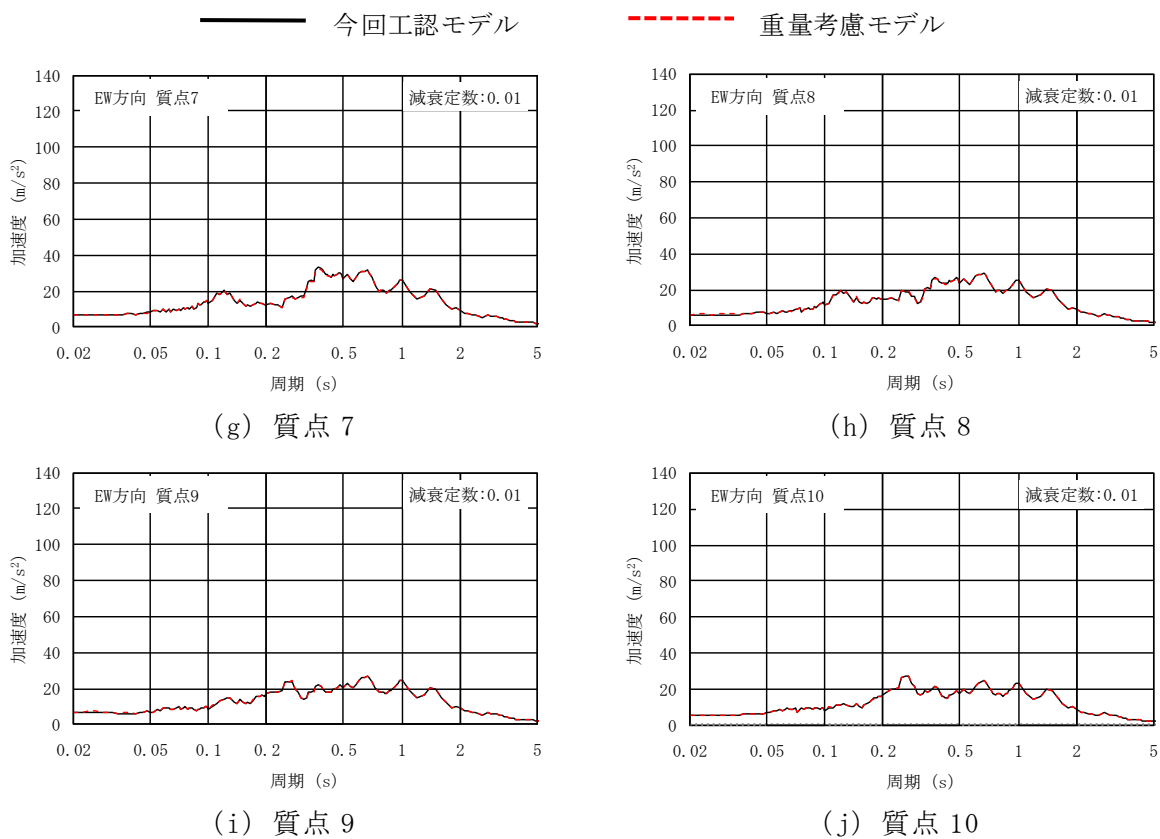
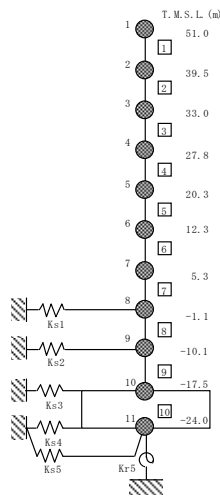


図 5-2 基準地震動 Ss-1 の床応答スペクトル比較 (Ss-1, EW 方向, h=0.01) (2/2)



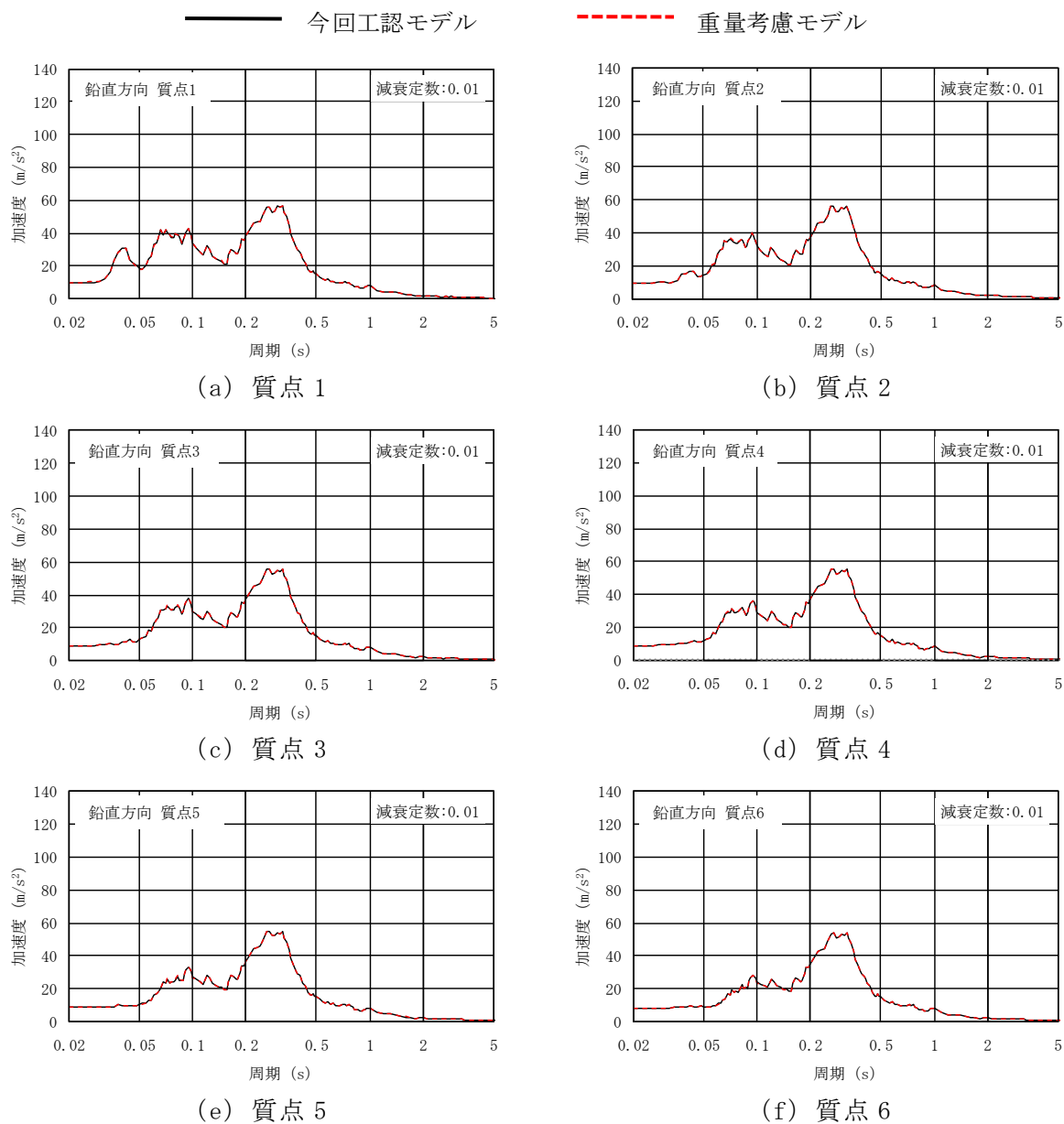
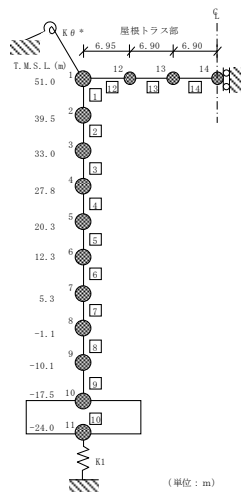


図 5-3 基準地震動 Ss-1 の床応答スペクトル比較 (Ss-1, 鉛直方向, h=0.01) (1/2)



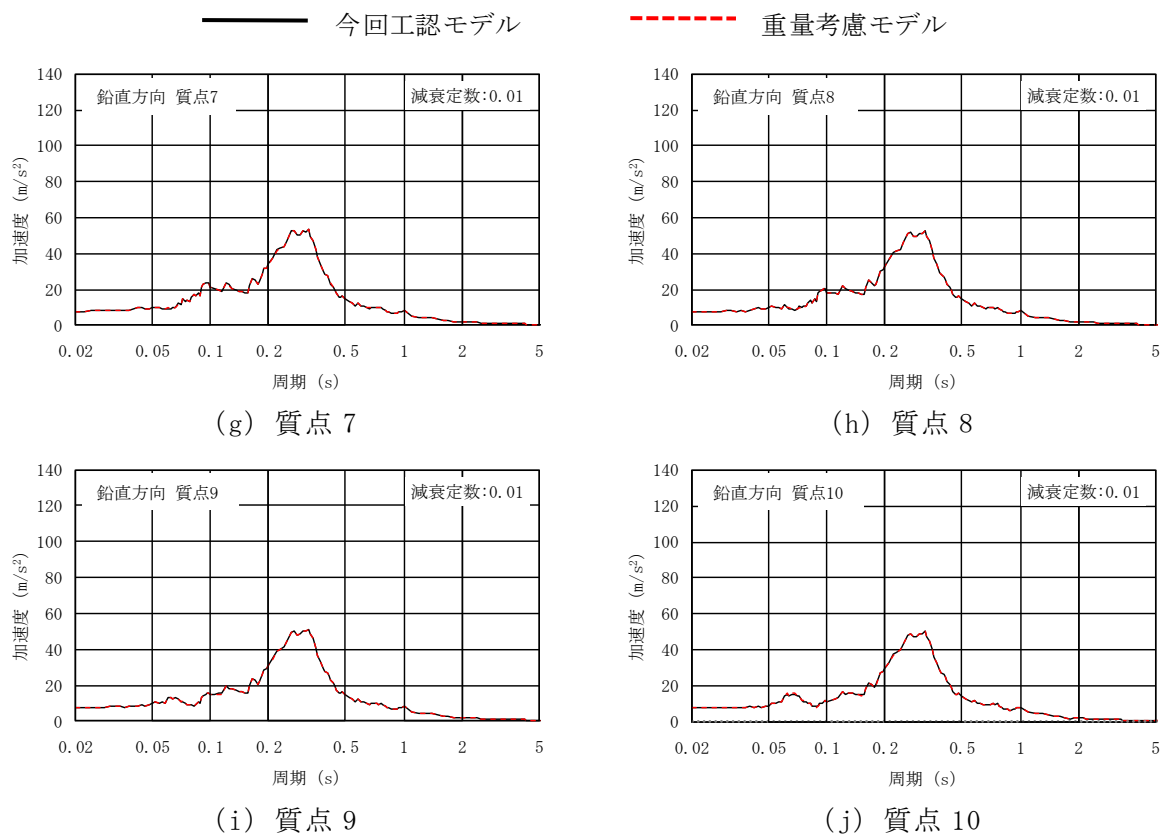
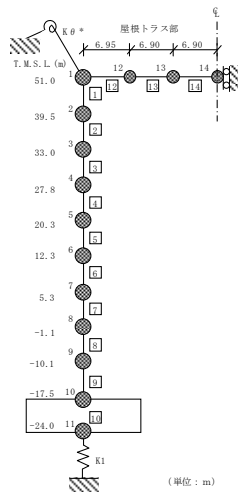


図 5-3 基準地震動 Ss-1 の床応答スペクトル比較 (Ss-1, 鉛直方向, h=0.01) (2/2)



6. まとめ

緊急時対策所の設置に伴う重量の増加分を考慮し、「重量考慮モデル」を用いて、基準地震動 Ss-1 に対する地震応答解析を実施し、「今回工認モデル」を用いた結果と比較した。

その結果、「重量考慮モデル」の固有周期は、重量を増加させた影響により「今回工認モデル」の結果に比べてわずかに大きくなるものの、同等となることを確認し、最大応答値は、「今回工認モデル」の結果と同等となることを確認した。更に、5号機原子炉建屋に生じる最大せん断ひずみ（材料物性の不確かさを考慮した基準地震動 Ss-1～Ss-8 に対する包絡値）に、基準地震動 Ss-1 に対する「重量考慮モデル」と「今回工認モデル」の応答比（「重量考慮モデル」／「今回工認モデル」）の最大値を乗じた値が許容限界を超えないことを確認した。

別紙 5-1 緊急時対策所の設置に伴う偏心率について

目 次

1. 概要 別紙 5-1-1
2. 偏心率の算定方法 別紙 5-1-2
3. 偏心率の算定結果 別紙 5-1-4

1. 概要

緊急時対策所の設置に伴う 5 号機原子炉建屋のねじれの影響を確認するため、緊急時対策所の設置に伴う重量の増加分を考慮した建屋の偏心率を算定し、制限値 (0.15) 以下であることを確認する。偏心率の算定方法は建築基準法施行令に準拠する。

なお、偏心率の算定は、緊急時対策所の設置に伴う重量増加の影響を受ける T. M. S. L. 33. 0m 以下の階層を対象に行う。

2. 偏心率の算定方法

重心、剛心及び偏心率の概念図を図2-1に示す。偏心率は、重心と剛心から得られる偏心距離及び弾力半径から算出する。以下に算定方法を示す。

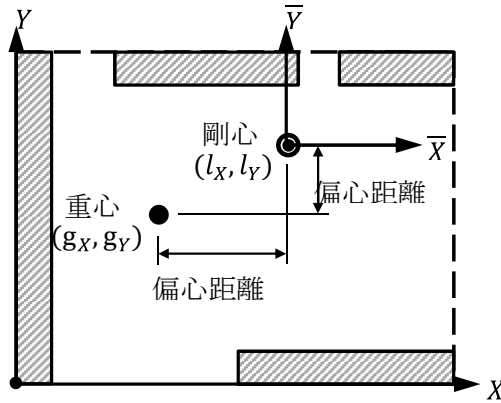


図2-1 重心、剛心及び偏心率の概念図

a. 重心

重心は、各階において鉛直力を支持する柱等の構造耐力上主要な部材に生じる長期荷重と緊急時対策所の設置に伴う追加重量による軸力 N 及びその部材の座標 X , Y から計算する。重心の座標を g_x , g_y とすると、

$$g_x = \frac{\sum(N \cdot X)}{W}$$

$$g_y = \frac{\sum(N \cdot Y)}{W}$$

$$W = \sum N$$

ここで、記号 \sum は鉛直荷重を支持する柱等についての和をとる。

b. 剛心

柱、耐震壁等の水平剛性を K_x , K_y , その座標を X , Y とすれば、各階の剛心座標 l_x , l_y は下式より得られる。

$$l_x = \frac{\sum(K_y \cdot X)}{\sum K_y}$$

$$l_y = \frac{\sum(K_x \cdot Y)}{\sum K_x}$$

ここで、記号 \sum は X 方向または Y 方向に有効な耐震要素について和をとる。なお、5号機原子炉建屋に緊急時対策所を設置することによる、既設の柱、耐震壁等の水平剛性への影響はないため、5号機原子炉建屋の水平剛性及び剛心位置は建設時から変わらない。また、剛心の算定においては、柱、耐震壁の剛性が支配的であること、補助壁は平面的にバランスよく配置されていることから、補助壁の剛性については考慮しない。

c. 偏心距離 e

偏心距離 e は、重心及び剛心の座標から次式のように計算される。

$$e_X = |l_X - g_X|$$

$$e_Y = |l_Y - g_Y|$$

d. ねじり剛性

各階の剛心周りのねじり剛性は階ごとに一つ求められる。剛心周りに計算を行うので、座標の平行移動により剛心を原点座標とする。新しい座標系を \bar{X} 、 \bar{Y} とすれば、各耐震要素の座標は、

$$\bar{X} = X - l_X$$

$$\bar{Y} = Y - l_Y$$

と表示される。剛心周りのねじり剛性 K_R は

$$K_R = \sum (K_X \cdot \bar{Y}^2) + \sum (K_Y \cdot \bar{X}^2)$$

により求められる。記号 \sum は、X方向及びY方向に有効な耐震要素について和をとる。

e. 弾力半径

X、Y方向検討時の弾力半径 r_e (r_{eX} 及び r_{eY})は、次式で与えられる。

$$r_{eX} = \sqrt{\frac{K_R}{\sum K_X}} = \sqrt{\frac{\sum (K_X \cdot \bar{Y}^2) + \sum (K_Y \cdot \bar{X}^2)}{\sum K_X}}$$

$$r_{eY} = \sqrt{\frac{K_R}{\sum K_Y}} = \sqrt{\frac{\sum (K_X \cdot \bar{Y}^2) + \sum (K_Y \cdot \bar{X}^2)}{\sum K_Y}}$$

f. 偏心率

X、Y各方向に対する偏心率 R_e (R_{eX} 及び R_{eY})は、

$$R_{eX} = e_Y / r_{eX}$$

$$R_{eY} = e_X / r_{eY}$$

によって求められる。

3. 偏心率の算定結果

各階における偏心率を表 3-1 に示す。緊急時対策所設置に伴う重量増加分を考慮した 5 号機原子炉建屋の偏心率は、制限値 (0.15) 以下であることを確認した。

表 3-1 各階における偏心率

T. M. S. L. (m)	方向	重心* g_x, g_y (m)	剛心* l_x, l_y (m)	偏心距離 e_x, e_y (m)	ねじり剛性 K_R (kN・m)	弾力半径 r_{ex}, r_{ey} (m)	偏心率 R_{ex}, R_{ey}
27.8~33.0	NS	42.35	41.77	0.58	1.51×10^6	74.69	0.015
	EW	42.01	40.93	1.08		77.79	0.008
20.3~27.8	NS	42.56	42.18	0.38	1.48×10^6	76.04	0.007
	EW	41.28	41.77	0.49		76.74	0.005
12.3~20.3	NS	43.01	41.93	1.08	2.11×10^6	75.95	0.010
	EW	41.89	42.64	0.75		77.41	0.014
5.3~12.3	NS	42.25	41.45	0.80	2.98×10^6	75.50	0.032
	EW	41.42	39.02	2.40		73.65	0.011
-1.1~5.3	NS	42.18	41.47	0.71	3.97×10^6	75.35	0.002
	EW	40.83	40.92	0.09		75.35	0.010
-10.1~-1.1	NS	41.30	41.89	0.59	3.39×10^6	75.64	0.001
	EW	40.91	40.89	0.02		74.73	0.008
-17.5~-10.1	NS	41.12	41.49	0.37	4.97×10^6	74.77	0.003
	EW	40.66	40.87	0.21		74.58	0.005

注記* : 重心及び剛心は原点からの距離

別紙6 最大接地圧について

目 次

1. 概要	別紙 6-1
2. 接地圧	別紙 6-2
2.1 S s 地震時	別紙 6-2

1. 概要

本資料は、緊急時対策所の基準地震動 S_s による地震力（以下「 S_s 地震時」という。）に対する接地圧を示すものである。

2. 接地圧

2.1 S s 地震時

S s 地震時の最大接地圧が、地盤の極限支持力度（4410kN/m²）を超えないことを確認する。

S s 地震時の接地圧を表 2-1～表 2-10 に示す。材料特性の不確かさを考慮した S s 地震時の最大接地圧は 2220kN/m² であることから、地盤の極限支持力度を超えないことを確認した。なお、鉛直力及び転倒モーメントは減衰力を含んだ反力とする。

表 2-1 S s 地震時の接地圧（基本ケース，NS 方向）

基準地震動 S s	鉛直力 N (×10 ⁵ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
Ss-1	61.5	105	2200
Ss-2	56.2	82.7	1720
Ss-3	57.8	85.2	1780
Ss-4	53.8	52.3	1330
Ss-5	54.2	52.8	1350
Ss-6	54.2	53.6	1350
Ss-7	53.7	44.6	1250
Ss-8	51.0	105	2030

表 2-2 S s 地震時の接地圧（基本ケース，EW 方向）

基準地震動 S s	鉛直力 N (×10 ⁵ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
Ss-1	61.5	105	2200
Ss-2	56.2	109	2220
Ss-3	57.8	85.1	1780
Ss-4	53.8	75.8	1590
Ss-5	54.2	81.9	1680
Ss-6	54.2	80.9	1670
Ss-7	53.7	87.4	1750
Ss-8	51.0	105	2030

表 2-3 S s 地震時の接地圧 (ケース 2, NS 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^5$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
Ss-1	60.5	103	2140
Ss-2	55.9	77.0	1640
Ss-3	57.1	84.5	1760
Ss-8	50.6	101	1950

表 2-4 S s 地震時の接地圧 (ケース 2, EW 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^5$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
Ss-1	60.5	104	2140
Ss-2	55.9	108	2170
Ss-3	57.1	84.5	1760
Ss-8	50.6	101	1950

表 2-5 S s 地震時の接地圧 (ケース 3, NS 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^5$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
Ss-1	62.0	93.1	1970
Ss-2	55.7	74.2	1600
Ss-3	58.6	80.6	1720
Ss-8	51.4	103	2010

表 2-6 S s 地震時の接地圧 (ケース 3, EW 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^5$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
Ss-1	62.0	93.1	1970
Ss-2	55.7	102	2040
Ss-3	58.6	80.5	1720
Ss-8	51.4	103	2000

表 2-7 S s 地震時の接地圧 (ケース 4, NS 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^5$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
Ss-1	61.3	105	2180
Ss-2	56.0	81.4	1700
Ss-3	57.8	83.8	1760
Ss-8	50.9	103	2000

表 2-8 S s 地震時の接地圧 (ケース 4, EW 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^5$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
Ss-1	61.3	105	2180
Ss-2	56.0	109	2210
Ss-3	57.8	83.7	1760
Ss-8	50.9	103	2000

表 2-9 S s 地震時の接地圧 (ケース 5, NS 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^5$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
Ss-1	61.6	105	2200
Ss-2	56.3	83.1	1730
Ss-3	57.9	85.7	1790
Ss-8	51.0	105	2030

表 2-10 S s 地震時の接地圧 (ケース 5, EW 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^5$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
Ss-1	61.6	105	2190
Ss-2	56.3	109	2200
Ss-3	57.9	85.5	1780
Ss-8	51.0	104	2030

使用済燃料貯蔵プール及びキャスクピット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

V-2-4-2-1「使用済燃料貯蔵プール及びキャスクピット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 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 応力解析における応力平均化の考え方
- 別紙 6 地震時動水圧荷重の算定方法
- 別紙 7 原子炉格納容器コンクリート部の荷重組合せに対する影響検討
- 別紙 8 壁の面内せん断力及び面外せん断力の許容値について
- 別紙 9 鋼製ライナの検討
- 別紙 10 使用済燃料貯蔵ラックの地震時反力の検討

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

1. 概要

本資料は、使用済燃料貯蔵プール及びキャスクピット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

使用済燃料貯蔵プール及びキャスクピットの応力解析モデル及び手法の比較を表2-1に示す。また、今回工認時の応力解析モデルを図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5年6月17日付け4資庁第14562号にて認可された工事計画の添付資料IV-2-4-2-1「使用済燃料貯蔵プール（キャスクピットを含む。）の耐震性についての計算書」（以下「既工認」という。）のものである。

表 2-1 応力解析モデル及び手法の比較（使用済燃料貯蔵プール及びキャスクピット）（1/3）

項目	内容	既工事認	今回工事認	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）		（S d 地震時） ・ 同左 （S s 地震時，（異常+S d 地震）時，（異常+S s 地震）時） ・ 3次元 FEM モデルを用いた応力解析（弾塑性解析）	—
解析コード	・ NASTRAN		（S d 地震時） ・ MSC NASTRAN （S s 地震時，（異常+S d 地震）時，（異常+S s 地震）時） ・ ABAQUS	—
モデル	モデル化範囲	・ 使用済燃料貯蔵プール，蒸気乾燥器・気水分離器ピットのほか，RCCV シェル部，トップスラブ部及びダイヤフラムフロア（東西軸に対して北半分をモデル化）	（上部構造モデル部分） ・ 使用済燃料貯蔵プール，蒸気乾燥器・気水分離器ピットのほか，RCCV シェル部，トップスラブ部及びダイヤフラムフロア（全周をモデル化） （基礎スラブモデル部分） ・ RCCV 底部を含む基礎スラブ 上記を一体でモデル化	①
	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 ・ コンクリートのヤング係数 上部構造： $E=2.88 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ 基礎スラブ： $E=2.79 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ ・ コンクリートのポアソン比： $\nu=0.2$ ・ 鉄筋のヤング係数： $E=2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ ・ 鉄筋のポアソン比： $\nu=0.3$	② ③ ④
	要素種別	・ シェル要素	（S d 地震時） ・ 同左 （S s 地震時，（異常+S d 地震）時，（異常+S s 地震）時） ・ 積層シェル要素	—
	境界条件	・ 東西軸に対して対称 ・ 基礎スラブの上端で固定 ・ 側面の水平及び回転ばねを考慮せず ・ 周辺床の剛性を考慮 ・ ライナの剛性を考慮せず	（上部構造モデル部分） ・ 全周をモデル化 ・ 基礎スラブモデル部分と一体化 ・ 側面の水平及び回転ばねを考慮せず ・ 周辺床の剛性を考慮 ・ ライナの剛性を考慮せず （基礎スラブモデル部分） ・ 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 ・ 側面の水平及び回転ばねを考慮 ・ 上部構造物の剛性を考慮	①

表 2-1 応力解析モデル及び手法の比較（使用済燃料貯蔵プール及びキャスクピット）（2/3）

項目	内容	既工認	今回工認	備考
モデル	非線形特性	・考慮しない	(S _d 地震時) ・同左 (S _s 地震時, (異常+S _d 地震)時, (異常+S _s 地震)時) 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	—
地震荷重との組合せ	地震時(1) : $DL + P_1 (+T_1) + H_1 + K_1 + R_{41} + KH_1$ 地震時(2) : $DL + P_1 + H_1 + K_2 + R_{42} + KH_2$ (異常+地震)時 : $DL + P_{21} + K_1 + R_{41} + KH_1$ DL : 死荷重及び活荷重 P ₁ : 運転時圧力 P ₂₁ : 異常時圧力 (直後) H ₁ : 逃がし安全弁作動時荷重 K ₁ : S ₁ 地震荷重 KH ₁ : S ₁ 地震時動水圧荷重 K ₂ : S ₂ 地震荷重 KH ₂ : S ₂ 地震時動水圧荷重 T ₁ : 運転時温度荷重 R ₄₁ : S ₁ 地震時配管荷重 R ₄₂ : S ₂ 地震時配管荷重	S _d 地震時 : $DL + P_1 (+T_1) + H_1 + K_d + R_d + KH_d$ S _s 地震時 : $DL + P_1 + H_1 + K_s + R_s + KH_s$ (異常+S _d 地震)時 : $DL + P_{21} + K_d + R_d + KH_d$ (異常+S _s 地震)時 : $DL + P_{SALL} + K_s + R_s + KH_s$ DL : 死荷重及び活荷重 P ₁ : 運転時圧力 P ₂₁ : 異常時圧力 (直後) H ₁ : 逃がし安全弁作動時荷重 K _d : S _d 地震荷重 KH _d : S _d 地震時動水圧荷重 K _s : S _s 地震荷重 KH _s : S _s 地震時動水圧荷重 P _{SALL} : 重大事故等時圧力 T ₁ : 運転時温度荷重 R _d : S _d 地震時配管荷重 R _s : S _s 地震時配管荷重	—	
荷重の設定	死荷重及び活荷重	・躯体自重, 機器配管重量, 静水圧	・同左	—
	運転時荷重	・運転時圧力, 運転時温度荷重及び逃がし安全弁作動時荷重	・同左	—
	異常時荷重	・異常時圧力	・同左	—
	重大事故等時荷重	・考慮せず	・重大事故等時圧力	—
	地震荷重	・上部構造の各階床位置に地震力 (水平力, 曲げモーメント, 鉛直力) を入力	・同左	—
	地震時配管荷重	・配管貫通部の地震時配管反力	・同左	—
	地震時動水圧荷重	・Housner 理論に基づく地震時動水圧荷重	・同左	—

表 2-1 応力解析モデル及び手法の比較（使用済燃料貯蔵プール及びキャスクピット）（3/3）

項目	内容	既工認	今回工認	備考
評価方法	応力解析	・地震時(1) : 発生応力が許容限界を超えないことを確認	・S d 地震時 : 発生応力が許容限界を超えないことを確認	⑤ ⑥
		・地震時(2) : 発生応力又はひずみが許容限界を超えないことを確認 ・(異常+地震) 時: 同上	・S s 地震時 : 発生応力又はひずみが許容限界を超えないことを確認 ・(異常+S d 地震) 時: 同上 ・(異常+S s 地震) 時: 同上	

【具体的な反映事項】（表の備考欄に対応）

①記載したモデル化範囲及び境界条件は、地震荷重時のものである。地震荷重以外の荷重時については、以下の変更を行っている。

温度荷重以外の荷重時：原子炉本体基礎及び下部ドライウェルアクセストンネルをモデル化範囲に加え、境界条件として外壁の剛性を考慮したロッド要素を基礎スラブに接続する。

温度荷重時：上記に加えてライナの剛性を考慮する。

それぞれの詳細については、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」に示す。

②コンクリートのヤング係数及びせん断弾性係数については、「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

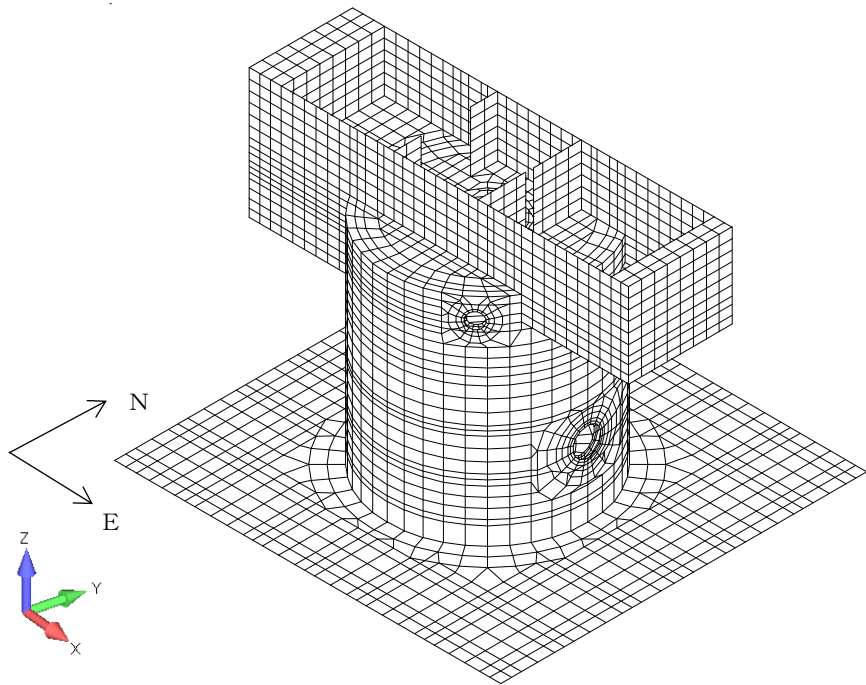
③「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－」（社）日本建築学会，2005 改定）に基づき設定

④コンクリートのヤング係数を算出するための圧縮強度は実強度、断面の評価のための圧縮強度は設計基準強度を採用

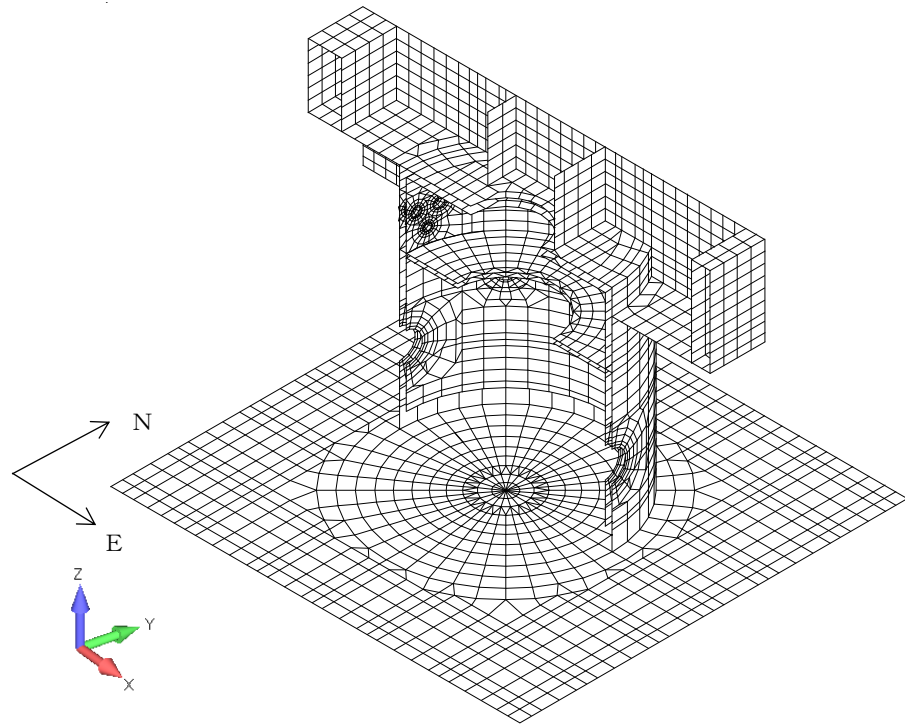
⑤「発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格」（社）日本機械学会，2003）に基づき評価

⑥弾性解析による S d 地震時については、既工認時と同様に、モデル化範囲及び境界条件が異なる荷重ごとに解析を行い、解析結果を組み合わせた応力により評価を実施する。

弾塑性解析による S s 地震時，（異常+S d 地震）時及び（異常+S s 地震）時については、荷重の種類で区分した解析ステップを設定し、解析ステップごとにモデル化範囲及び境界条件を変えて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、解析ステップは圧力及び地震荷重以外の荷重，圧力，地震荷重の順であり、荷重ごとのモデル化範囲及び境界条件の考え方は弾性解析と同じである。



(a) 全体図



(b) 北側半分図化

図 2-1 応力解析モデル図 (地震荷重時)

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、使用済燃料貯蔵プール及びキャスクピット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

使用済燃料貯蔵プール及びキャスクピットの応力解析におけるモデル化，境界条件及び拘束条件は，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に関する補足説明資料の別紙 2 の内容と同一である。

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、使用済燃料貯蔵プール及びキャスクピット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

使用済燃料貯蔵プール及びキャスクピット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、水平地震力及び鉛直地震力を考慮する。

地震荷重の入力方法は、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に関する補足説明資料の別紙 3 の内容と同一である。

別紙 4 応力解析における断面の評価部位の選定

目 次

1. 概要 別紙 4-1
2. 断面の評価部位の選定 別紙 4-2

1. 概要

本資料は、使用済燃料貯蔵プール及びキャスクピットの応力解析における断面の評価部位の選定に関し、工認記載の断面の評価要素の選定結果について示すものである。

2. 断面の評価部位の選定

使用済燃料貯蔵プール及びキャスクピットの荷重の組合せケースを表2-1に，配筋領域図を図2-1に，配筋一覧を表2-2に示す。

各評価項目の検定値一覧を表2-3に，各壁及び底面スラブに対して断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果を図2-2～図2-5に，断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図を図2-6～図2-10に示す。

表 2-1 荷重の組合せケース (1/4)

外力の状態	ケース No.	荷重の組合せ
S d 地震時	1-1	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 + 1.0K_{d1SN} + 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0KH_{dSN}$
	1-2	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 + 1.0K_{d1WE} + 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0KH_{dWE}$
	1-3	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 - 1.0K_{d1SN} + 0.4K_{d1DU} + R_d - 1.0KH_{dSN}$
	1-4	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 - 1.0K_{d1WE} + 0.4K_{d1DU} + R_d - 1.0KH_{dWE}$
	1-5	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 + 1.0K_{d1SN} - 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0KH_{dSN}$
	1-6	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 + 1.0K_{d1WE} - 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0KH_{dWE}$
	1-7	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 - 1.0K_{d1SN} - 0.4K_{d1DU} + R_d - 1.0KH_{dSN}$
	1-8	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 - 1.0K_{d1WE} - 0.4K_{d1DU} + R_d - 1.0KH_{dWE}$
	1-9	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 + 0.4K_{d1SN} + 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4KH_{dSN}$
	1-10	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 + 0.4K_{d1WE} + 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4KH_{dWE}$
	1-11	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 - 0.4K_{d1SN} + 1.0K_{d1DU} + R_d - 0.4KH_{dSN}$
	1-12	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 - 0.4K_{d1WE} + 1.0K_{d1DU} + R_d - 0.4KH_{dWE}$
	1-13	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 + 0.4K_{d1SN} - 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4KH_{dSN}$
	1-14	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 + 0.4K_{d1WE} - 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4KH_{dWE}$
	1-15	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 - 0.4K_{d1SN} - 1.0K_{d1DU} + R_d - 0.4KH_{dSN}$
	1-16	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 - 0.4K_{d1WE} - 1.0K_{d1DU} + R_d - 0.4KH_{dWE}$
	1-17	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 + 1.0K_{d2SN} + 1.0K_{d2DU} + R_d + 1.0KH_{dSN}$
	1-18	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 + 1.0K_{d2WE} + 1.0K_{d2DU} + R_d + 1.0KH_{dWE}$
	1-19	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 - 1.0K_{d2SN} + 1.0K_{d2DU} + R_d - 1.0KH_{dSN}$
	1-20	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 - 1.0K_{d2WE} + 1.0K_{d2DU} + R_d - 1.0KH_{dWE}$
	1-21	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 + 1.0K_{d2SN} - 1.0K_{d2DU} + R_d + 1.0KH_{dSN}$
	1-22	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 + 1.0K_{d2WE} - 1.0K_{d2DU} + R_d + 1.0KH_{dWE}$
	1-23	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 - 1.0K_{d2SN} - 1.0K_{d2DU} + R_d - 1.0KH_{dSN}$
	1-24	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 - 1.0K_{d2WE} - 1.0K_{d2DU} + R_d - 1.0KH_{dWE}$

注：[]は応力状態 2 に対する荷重を表す。

表 2-1 荷重の組合せケース (2/4)

外力の状態	ケース No.	荷重の組合せ
S s 地震時	2-1	$DL + P_1 + H_1 + 1.0K_{sSN} + 0.4K_{sDU} + R_s + 1.0KH_{sSN}$
	2-2	$DL + P_1 + H_1 + 1.0K_{sWE} + 0.4K_{sDU} + R_s + 1.0KH_{sWE}$
	2-3	$DL + P_1 + H_1 - 1.0K_{sSN} + 0.4K_{sDU} + R_s - 1.0KH_{sSN}$
	2-4	$DL + P_1 + H_1 - 1.0K_{sWE} + 0.4K_{sDU} + R_s - 1.0KH_{sWE}$
	2-5	$DL + P_1 + H_1 + 1.0K_{sSN} - 0.4K_{sDU} + R_s + 1.0KH_{sSN}$
	2-6	$DL + P_1 + H_1 + 1.0K_{sWE} - 0.4K_{sDU} + R_s + 1.0KH_{sWE}$
	2-7	$DL + P_1 + H_1 - 1.0K_{sSN} - 0.4K_{sDU} + R_s - 1.0KH_{sSN}$
	2-8	$DL + P_1 + H_1 - 1.0K_{sWE} - 0.4K_{sDU} + R_s - 1.0KH_{sWE}$
	2-9	$DL + P_1 + H_1 + 0.4K_{sSN} + 1.0K_{sDU} + R_s + 0.4KH_{sSN}$
	2-10	$DL + P_1 + H_1 + 0.4K_{sWE} + 1.0K_{sDU} + R_s + 0.4KH_{sWE}$
	2-11	$DL + P_1 + H_1 - 0.4K_{sSN} + 1.0K_{sDU} + R_s - 0.4KH_{sSN}$
	2-12	$DL + P_1 + H_1 - 0.4K_{sWE} + 1.0K_{sDU} + R_s - 0.4KH_{sWE}$
	2-13	$DL + P_1 + H_1 + 0.4K_{sSN} - 1.0K_{sDU} + R_s + 0.4KH_{sSN}$
	2-14	$DL + P_1 + H_1 + 0.4K_{sWE} - 1.0K_{sDU} + R_s + 0.4KH_{sWE}$
	2-15	$DL + P_1 + H_1 - 0.4K_{sSN} - 1.0K_{sDU} + R_s - 0.4KH_{sSN}$
	2-16	$DL + P_1 + H_1 - 0.4K_{sWE} - 1.0K_{sDU} + R_s - 0.4KH_{sWE}$

表 2-1 荷重の組合せケース (3/4)

外力の状態	ケース No.	荷重の組合せ
(異常 + S d 地震) 時	3-1	$DL + P_{21} + 1.0K_{d1SN} + 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0KH_{dSN}$
	3-2	$DL + P_{21} + 1.0K_{d1WE} + 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0KH_{dWE}$
	3-3	$DL + P_{21} - 1.0K_{d1SN} + 0.4K_{d1DU} + R_d - 1.0KH_{dSN}$
	3-4	$DL + P_{21} - 1.0K_{d1WE} + 0.4K_{d1DU} + R_d - 1.0KH_{dWE}$
	3-5	$DL + P_{21} + 1.0K_{d1SN} - 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0KH_{dSN}$
	3-6	$DL + P_{21} + 1.0K_{d1WE} - 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0KH_{dWE}$
	3-7	$DL + P_{21} - 1.0K_{d1SN} - 0.4K_{d1DU} + R_d - 1.0KH_{dSN}$
	3-8	$DL + P_{21} - 1.0K_{d1WE} - 0.4K_{d1DU} + R_d - 1.0KH_{dWE}$
	3-9	$DL + P_{21} + 0.4K_{d1SN} + 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4KH_{dSN}$
	3-10	$DL + P_{21} + 0.4K_{d1WE} + 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4KH_{dWE}$
	3-11	$DL + P_{21} - 0.4K_{d1SN} + 1.0K_{d1DU} + R_d - 0.4KH_{dSN}$
	3-12	$DL + P_{21} - 0.4K_{d1WE} + 1.0K_{d1DU} + R_d - 0.4KH_{dWE}$
	3-13	$DL + P_{21} + 0.4K_{d1SN} - 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4KH_{dSN}$
	3-14	$DL + P_{21} + 0.4K_{d1WE} - 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4KH_{dWE}$
	3-15	$DL + P_{21} - 0.4K_{d1SN} - 1.0K_{d1DU} + R_d - 0.4KH_{dSN}$
	3-16	$DL + P_{21} - 0.4K_{d1WE} - 1.0K_{d1DU} + R_d - 0.4KH_{dWE}$
	3-17	$DL + P_{21} + 1.0K_{d2SN} + 1.0K_{d2DU} + R_d + 1.0KH_{dSN}$
	3-18	$DL + P_{21} + 1.0K_{d2WE} + 1.0K_{d2DU} + R_d + 1.0KH_{dWE}$
	3-19	$DL + P_{21} - 1.0K_{d2SN} + 1.0K_{d2DU} + R_d - 1.0KH_{dSN}$
	3-20	$DL + P_{21} - 1.0K_{d2WE} + 1.0K_{d2DU} + R_d - 1.0KH_{dWE}$
	3-21	$DL + P_{21} + 1.0K_{d2SN} - 1.0K_{d2DU} + R_d + 1.0KH_{dSN}$
	3-22	$DL + P_{21} + 1.0K_{d2WE} - 1.0K_{d2DU} + R_d + 1.0KH_{dWE}$
	3-23	$DL + P_{21} - 1.0K_{d2SN} - 1.0K_{d2DU} + R_d - 1.0KH_{dSN}$
	3-24	$DL + P_{21} - 1.0K_{d2WE} - 1.0K_{d2DU} + R_d - 1.0KH_{dWE}$

表 2-1 荷重の組合せケース (4/4)

外力の状態	ケース No.	荷重の組合せ
(異常 + S _s 地震) 時	4-1	$DL + P_{SALL} + 1.0K_{sSN} + 0.4K_{sDU} + R_s + 1.0KH_{sSN}$
	4-2	$DL + P_{SALL} + 1.0K_{sWE} + 0.4K_{sDU} + R_s + 1.0KH_{sWE}$
	4-3	$DL + P_{SALL} - 1.0K_{sSN} + 0.4K_{sDU} + R_s - 1.0KH_{sSN}$
	4-4	$DL + P_{SALL} - 1.0K_{sWE} + 0.4K_{sDU} + R_s - 1.0KH_{sWE}$
	4-5	$DL + P_{SALL} + 1.0K_{sSN} - 0.4K_{sDU} + R_s + 1.0KH_{sSN}$
	4-6	$DL + P_{SALL} + 1.0K_{sWE} - 0.4K_{sDU} + R_s + 1.0KH_{sWE}$
	4-7	$DL + P_{SALL} - 1.0K_{sSN} - 0.4K_{sDU} + R_s - 1.0KH_{sSN}$
	4-8	$DL + P_{SALL} - 1.0K_{sWE} - 0.4K_{sDU} + R_s - 1.0KH_{sWE}$
	4-9	$DL + P_{SALL} + 0.4K_{sSN} + 1.0K_{sDU} + R_s + 0.4KH_{sSN}$
	4-10	$DL + P_{SALL} + 0.4K_{sWE} + 1.0K_{sDU} + R_s + 0.4KH_{sWE}$
	4-11	$DL + P_{SALL} - 0.4K_{sSN} + 1.0K_{sDU} + R_s - 0.4KH_{sSN}$
	4-12	$DL + P_{SALL} - 0.4K_{sWE} + 1.0K_{sDU} + R_s - 0.4KH_{sWE}$
	4-13	$DL + P_{SALL} + 0.4K_{sSN} - 1.0K_{sDU} + R_s + 0.4KH_{sSN}$
	4-14	$DL + P_{SALL} + 0.4K_{sWE} - 1.0K_{sDU} + R_s + 0.4KH_{sWE}$
	4-15	$DL + P_{SALL} - 0.4K_{sSN} - 1.0K_{sDU} + R_s - 0.4KH_{sSN}$
	4-16	$DL + P_{SALL} - 0.4K_{sWE} - 1.0K_{sDU} + R_s - 0.4KH_{sWE}$

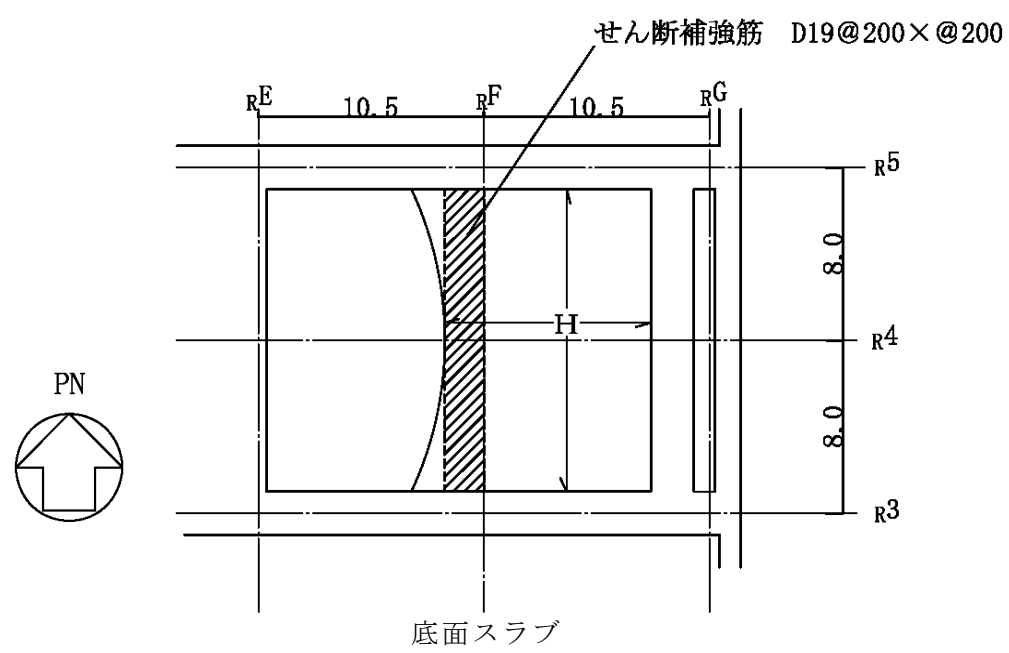
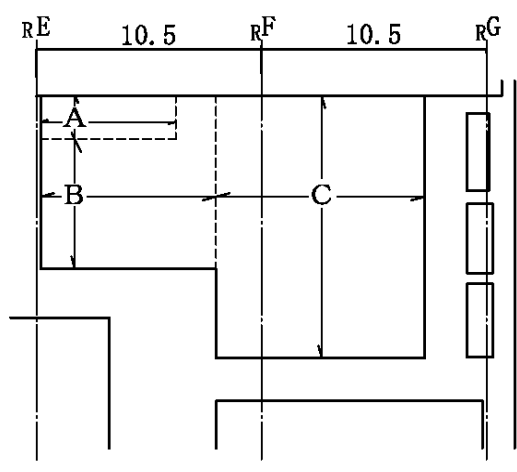
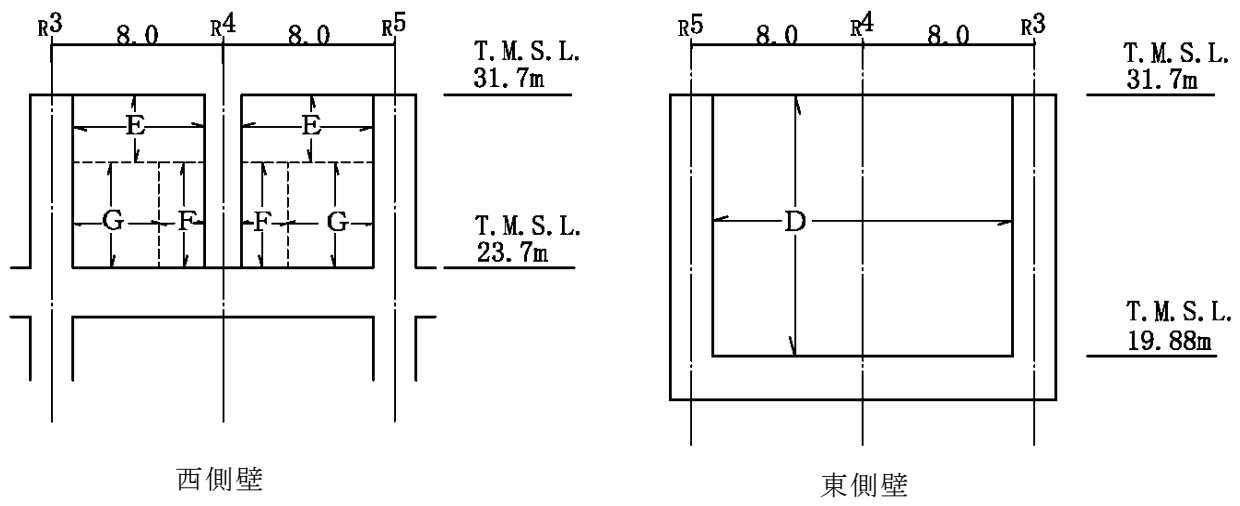


図 2-1 配筋領域図

表 2-2 使用済燃料貯蔵プール及びキャスクピットの配筋一覧

(a) 北側及び南側壁

区分	タテ方向	ヨコ方向
A	2-D38@200	5-D38@200
B		3-D38@200
C	3-D38@200	

(b) 東側壁

区分	タテ方向	ヨコ方向
D	2-D38@200	2-D38@200

(c) 西側壁

区分	タテ方向	ヨコ方向
E	2-D38@200	2-D38@200
F	4-D38@200	3-D38@200
G	2-D38@200 +D38@400	

(d) 底面スラブ

区分	EW 方向	NS 方向
H	4-D38@200	3-D38@200

注：配筋は片側を示す。

表 2-3 各評価項目の検定値一覧 (1/4)

(a) S d 地震時

部位	評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	検定値
北側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮応力度	鉛直	2146	1-8	0.379
		鉄筋引張応力度	水平	2286	1-8	0.647
	面内せん断力	面内せん断応力度	-	2146	1-8	0.609
	面外せん断力	面外せん断応力度	鉛直	2145	1-19	0.611
南側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮応力度	鉛直	102146	1-8	0.381
		鉄筋引張応力度	水平	102286	1-8	0.661
	面内せん断力	面内せん断応力度	-	102146	1-8	0.620
	面外せん断力	面外せん断応力度	鉛直	102145	1-17	0.604
東側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮応力度	鉛直	2379	1-6	0.400
		鉄筋引張応力度	鉛直	2379	1-6	0.658
	面内せん断力	面内せん断応力度	-	2382	1-21	0.344
	面外せん断力	面外せん断応力度	鉛直	2383	1-6	0.431
西側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮応力度	鉛直	2469	1-23	0.264
		鉄筋引張応力度	水平	102493	1-23	0.748
	面内せん断力	面内せん断応力度	-	102489	1-23	0.570
	面外せん断力	面外せん断応力度	水平	102493	1-8	0.140
底面 スラブ	軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮応力度	EW	101549	1-14	0.355
		鉄筋引張応力度	NS	1546	1-2	0.685
	面外せん断力	面外せん断応力度	NS	1606	1-14	0.868

注： は、検定値が最大となる要素を示す。

表 2-3 各評価項目の検定値一覧 (2/4)

(b) S s 地震時

部位	評価項目		方向	要素番号	組合せケース	検定値
北側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮ひずみ	鉛直	2145	2-5	0.094
		鉄筋引張ひずみ	水平	2320	2-8	0.102
	軸力	圧縮応力度	水平	2320	2-2	0.345
	面内せん断力	面内せん断応力度	-	2092	2-16	0.563
	面外せん断力	面外せん断応力度	鉛直	2145	2-5	0.440
南側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮ひずみ	鉛直	102145	2-7	0.094
		鉄筋引張ひずみ	水平	102320	2-8	0.101
	軸力	圧縮応力度	水平	102320	2-2	0.345
	面内せん断力	面内せん断応力度	-	102092	2-16	0.559
	面外せん断力	面外せん断応力度	鉛直	102145	2-7	0.439
東側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮ひずみ	鉛直	102379	2-6	0.131
		鉄筋引張ひずみ	鉛直	102379	2-6	0.149
	軸力	圧縮応力度	水平	102414	2-5	0.053
	面内せん断力	面内せん断応力度	-	2390	2-5	0.259
	面外せん断力	面外せん断応力度	鉛直	102386	2-6	0.530
西側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮ひずみ	鉛直	102469	2-5	0.069
		鉄筋引張ひずみ	鉛直	102469	2-3	0.100
	軸力	圧縮応力度	鉛直	2469	2-7	0.276
	面内せん断力	面内せん断応力度	-	2485	2-5	0.419
	面外せん断力	面外せん断応力度	水平	102493	2-8	0.189
底面 スラブ	軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ	EW	1601	2-8	0.159
		鉄筋引張ひずみ	EW	101548	2-6	0.088
	面外せん断力	面外せん断応力度	NS	1607	2-14	0.852 (1.06)

注 1 : は、検定値が最大となる要素を示す。

注 2 : ()内は、応力平均化前の値を示す。

表 2-3 各評価項目の検定値一覧 (3/4)

(c) (異常+Sd地震)時

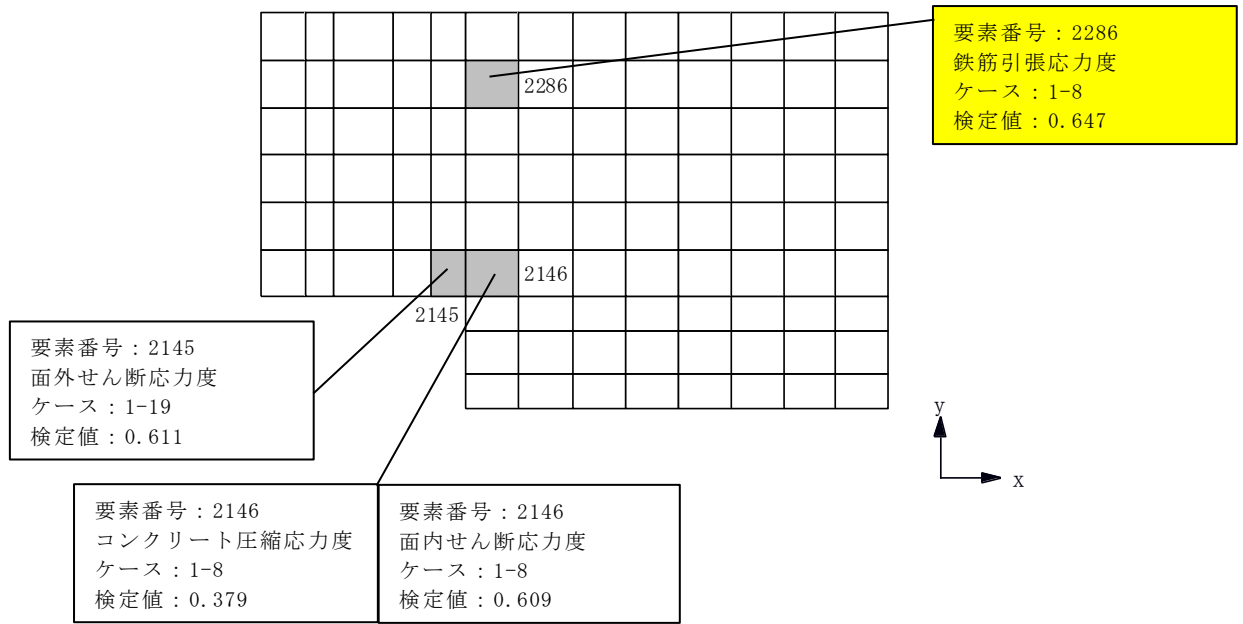
部位	評価項目	方向	要素番号	組合せケース	検定値	
北側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮ひずみ	鉛直	2145	3-21	0.059
		鉄筋引張ひずみ	水平	2318	3-4	0.037
	軸力	圧縮応力度	鉛直	2145	3-8	0.105
	面内せん断力	面内せん断応力度	-	2092	3-8	0.341
	面外せん断力	面外せん断応力度	鉛直	2145	3-21	0.400
南側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮ひずみ	鉛直	102145	3-23	0.059
		鉄筋引張ひずみ	水平	102318	3-4	0.037
	軸力	圧縮応力度	鉛直	102145	3-8	0.105
	面内せん断力	面内せん断応力度	-	102092	3-8	0.339
	面外せん断力	面外せん断応力度	鉛直	102145	3-23	0.399
東側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮ひずみ	鉛直	102379	3-6	0.053
		鉄筋引張ひずみ	鉛直	102379	3-6	0.035
	軸力	圧縮応力度	鉛直	2398	3-6	0.013
	面内せん断力	面内せん断応力度	-	2414	3-17	0.187
	面外せん断力	面外せん断応力度	鉛直	2383	3-6	0.250
西側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮ひずみ	鉛直	2469	3-19	0.066
		鉄筋引張ひずみ	鉛直	2469	3-17	0.079
	軸力	圧縮応力度	鉛直	102469	3-21	0.236
	面内せん断力	面内せん断応力度	-	102489	3-17	0.335
	面外せん断力	面外せん断応力度	鉛直	2469	3-20	0.192
底面 スラブ	軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ	EW	1601	3-8	0.074
		鉄筋圧縮ひずみ	EW	1601	3-8	0.031
	面外せん断力	面外せん断応力度	NS	1606	3-14	0.772

表 2-3 各評価項目の検定値一覧 (4/4)

(d) (異常 + S s 地震) 時

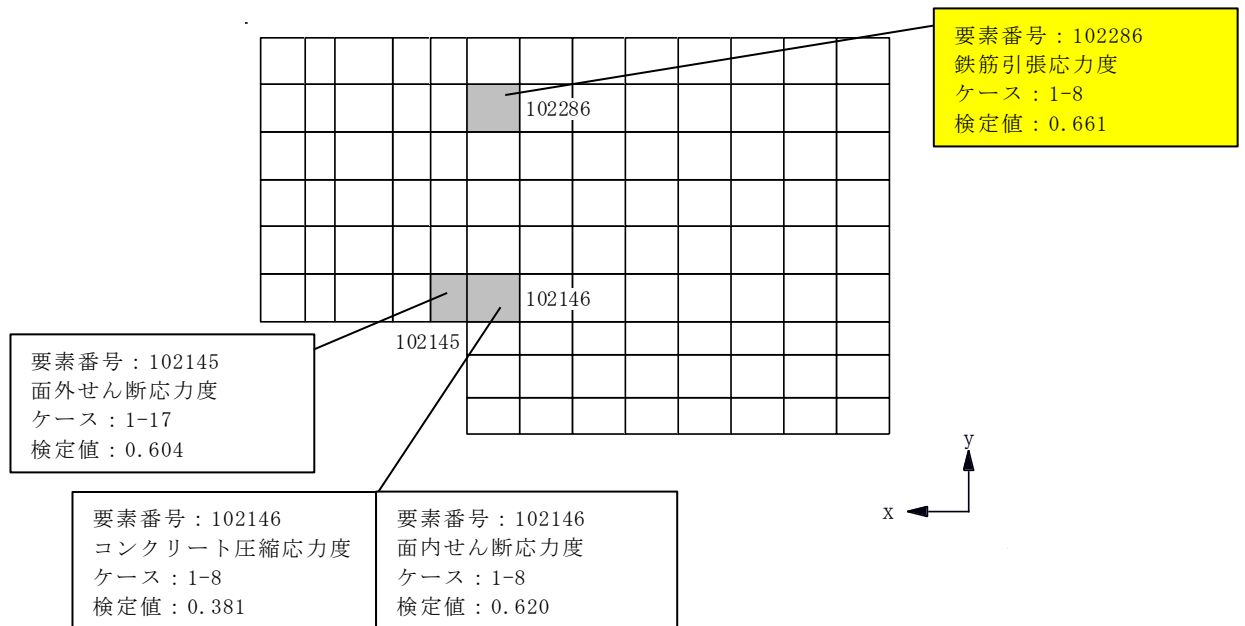
部位	評価項目	方向	要素番号	組合せケース	検定値	
北側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮ひずみ	鉛直	2145	4-5	0.083
		鉄筋引張ひずみ	鉛直	2145	4-2	0.144
	軸力	圧縮応力度	水平	2320	4-2	0.347
	面内せん断力	面内せん断応力度	-	2092	4-8	0.532
	面外せん断力	面外せん断応力度	鉛直	2145	4-1	0.491
南側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮ひずみ	鉛直	102145	4-7	0.083
		鉄筋引張ひずみ	鉛直	102145	4-2	0.145
	軸力	圧縮応力度	水平	102320	4-2	0.347
	面内せん断力	面内せん断応力度	-	102092	4-8	0.530
	面外せん断力	面外せん断応力度	鉛直	102145	4-3	0.490
東側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮ひずみ	鉛直	102379	4-6	0.128
		鉄筋引張ひずみ	鉛直	102379	4-6	0.148
	軸力	圧縮応力度	鉛直	2382	4-6	0.036
	面内せん断力	面内せん断応力度	-	2390	4-5	0.250
	面外せん断力	面外せん断応力度	鉛直	102386	4-6	0.515
西側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮ひずみ	鉛直	2469	4-3	0.069
		鉄筋引張ひずみ	鉛直	102469	4-3	0.098
	軸力	圧縮応力度	鉛直	102469	4-5	0.282
	面内せん断力	面内せん断応力度	-	2489	4-5	0.386
	面外せん断力	面外せん断応力度	鉛直	102469	4-4	0.188
底面 スラブ	軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ	EW	1601	4-8	0.147
		鉄筋引張ひずみ	EW	1548	4-6	0.084
	面外せん断力	面外せん断応力度	NS	1607	4-14	0.843 (1.05)

注：()内は、応力平均化前の値を示す。



注：■ は、検定値が最大となる要素を示す。

(a) 北側壁

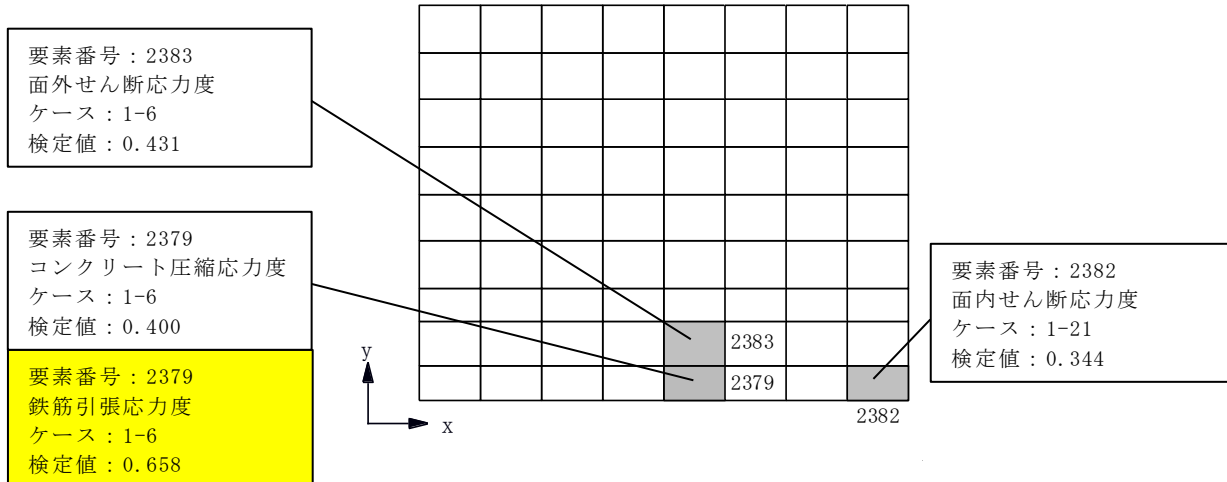


注：■ は、検定値が最大となる要素を示す。

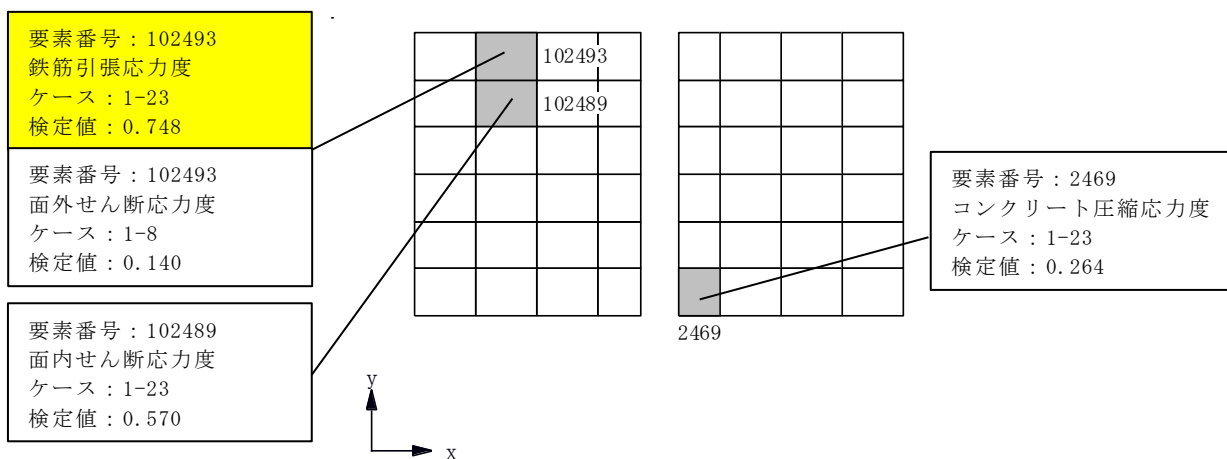
(b) 南側壁

図 2-2 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果

S d 地震時 (1/3)



(c) 東側壁



(d) 西側壁

図 2-2 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果
S d 地震時 (2/3)

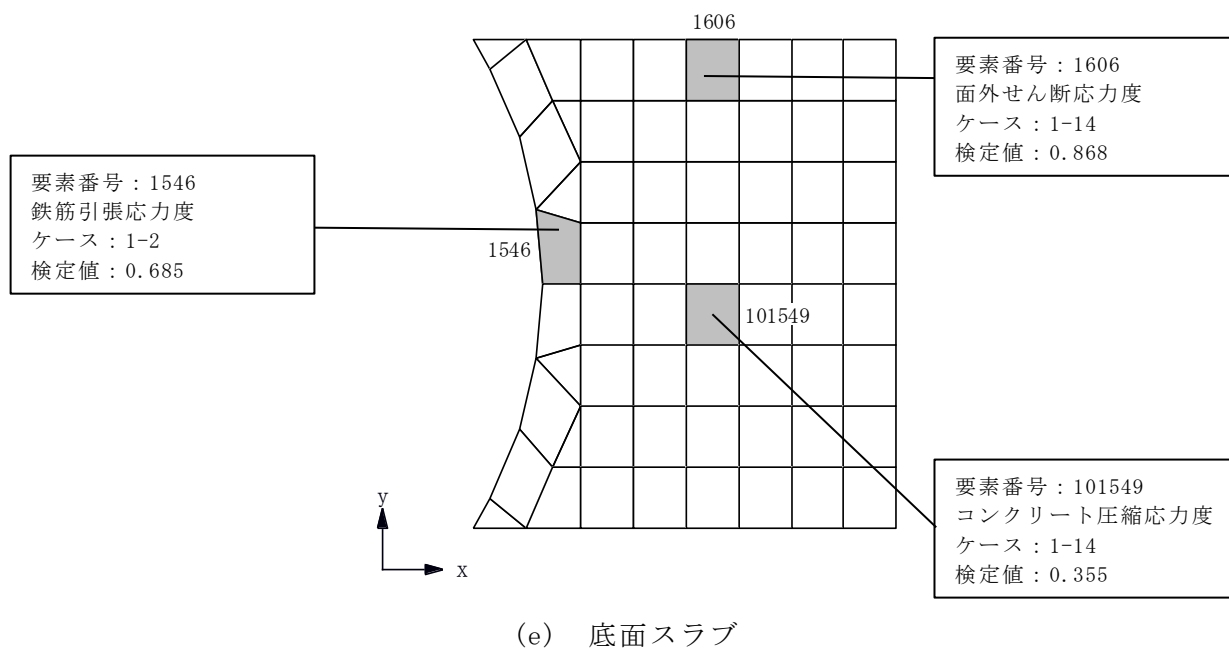
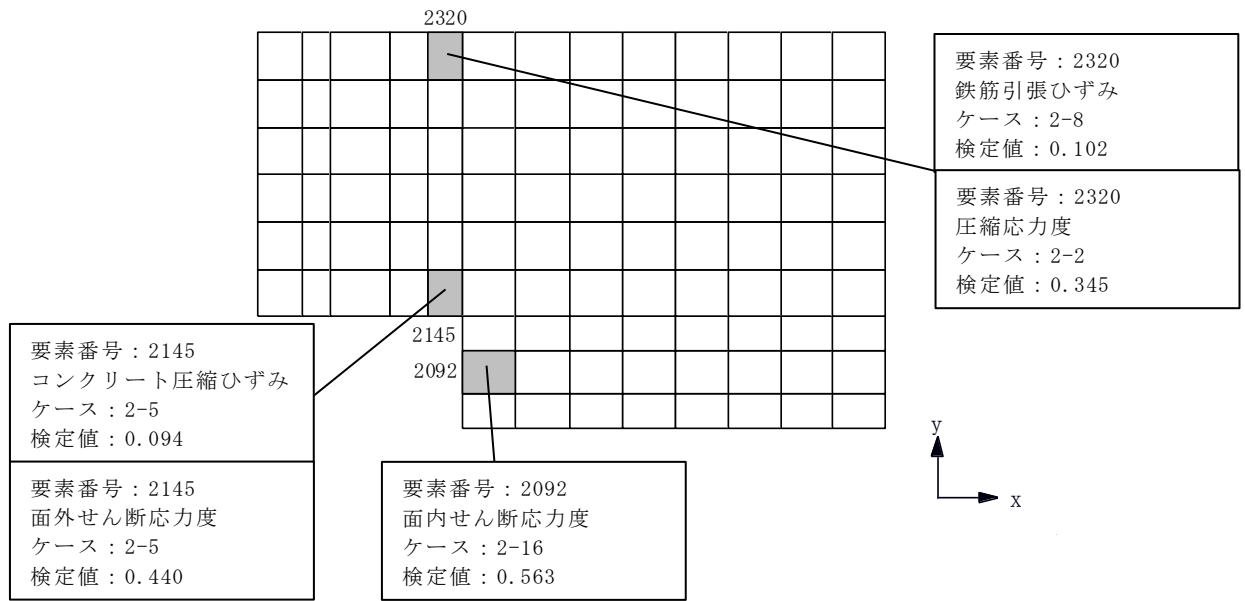
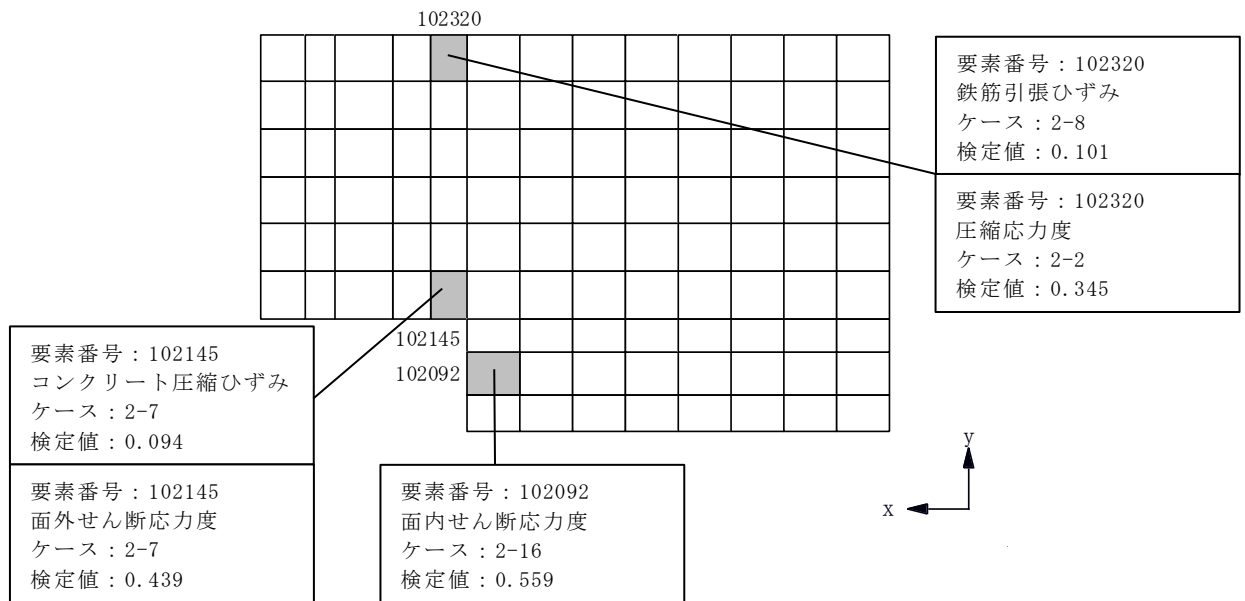


図 2-2 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果
S d 地震時 (3/3)

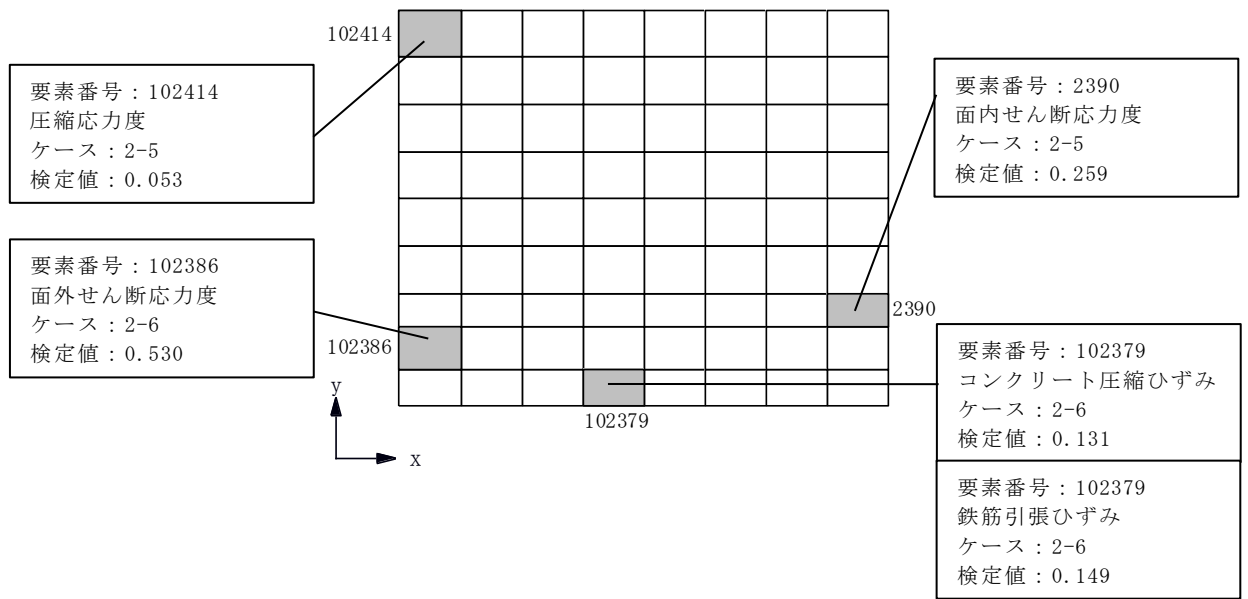


(a) 北側壁

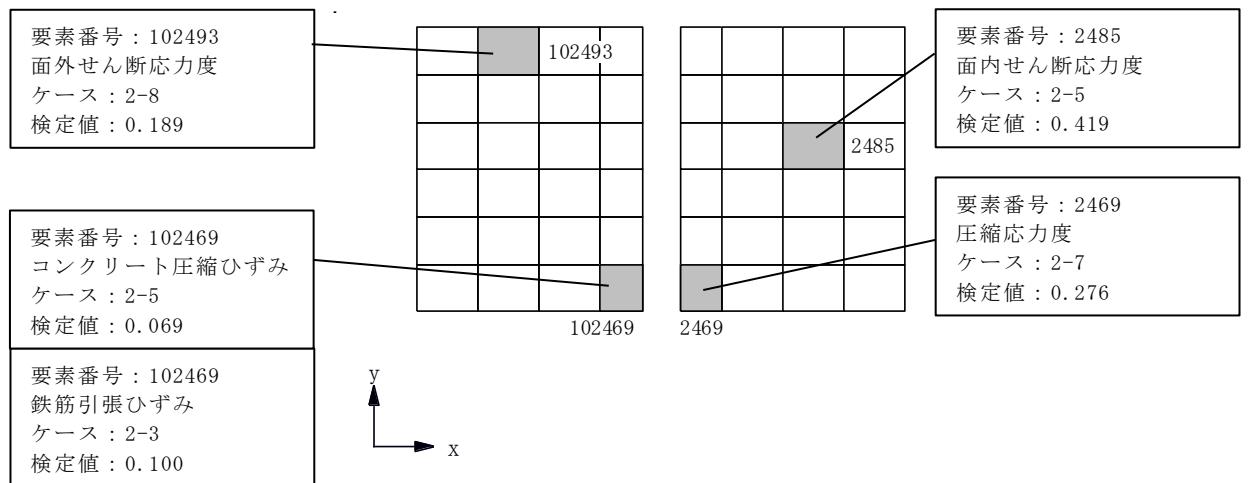


(b) 南側壁

図 2-3 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果
S s 地震時 (1/3)

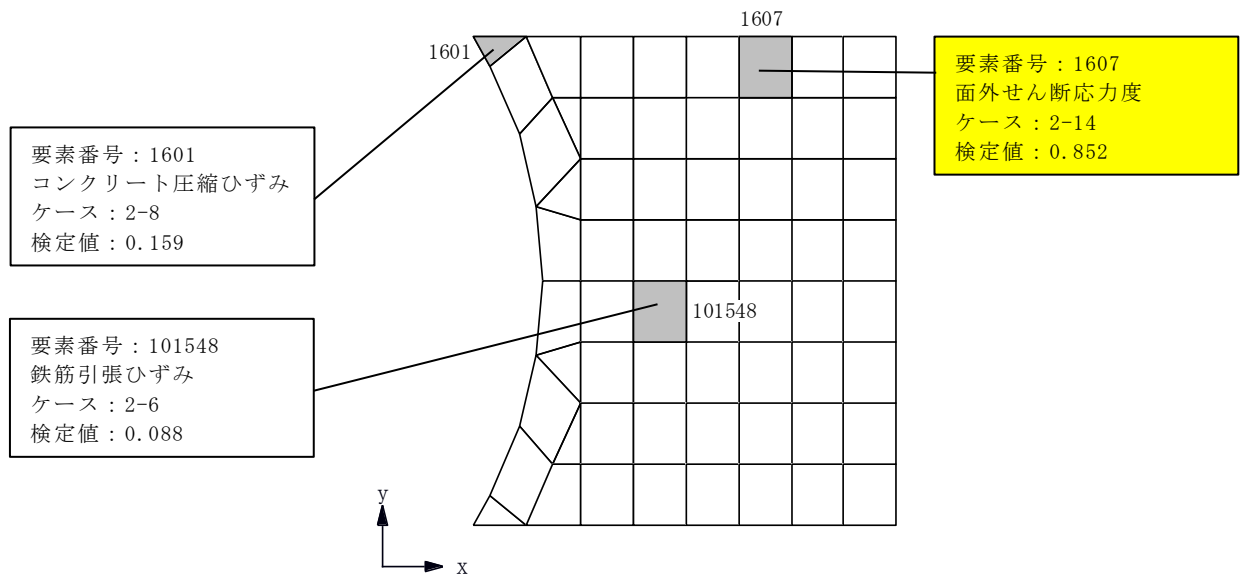


(c) 東側壁



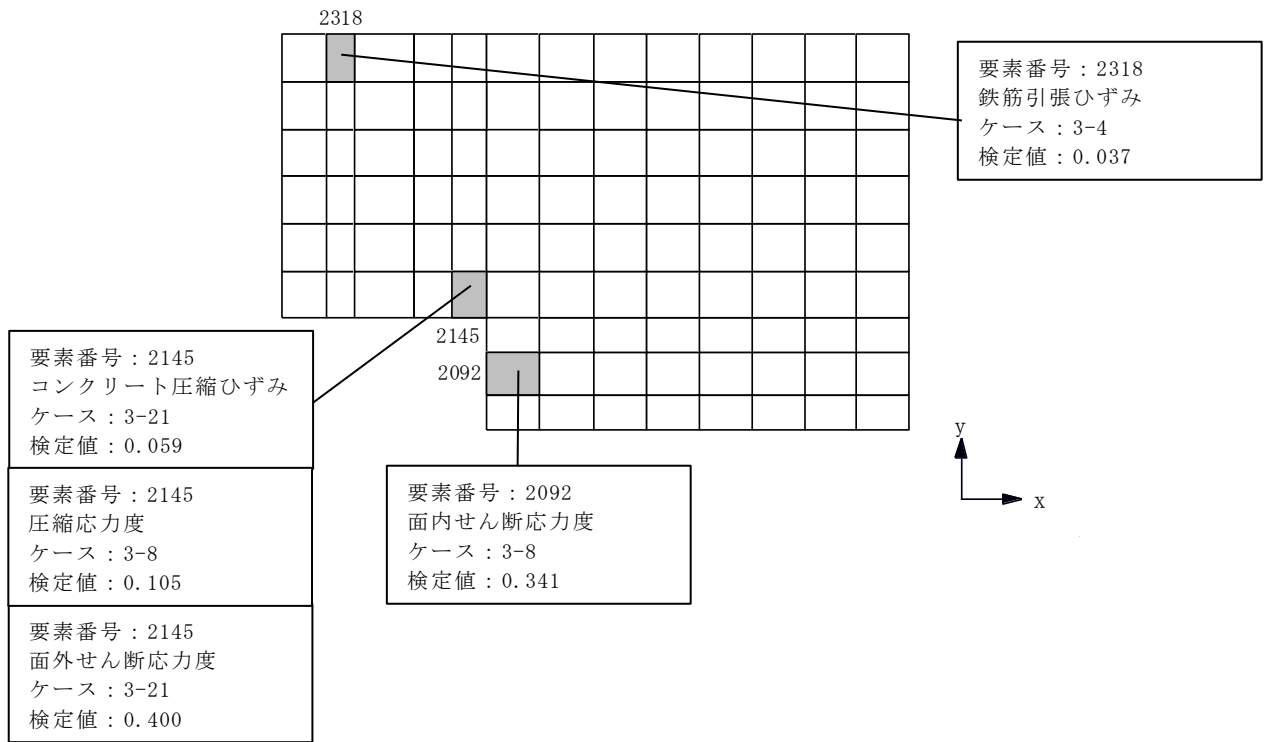
(d) 西側壁

図 2-3 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果
 S s 地震時 (2/3)

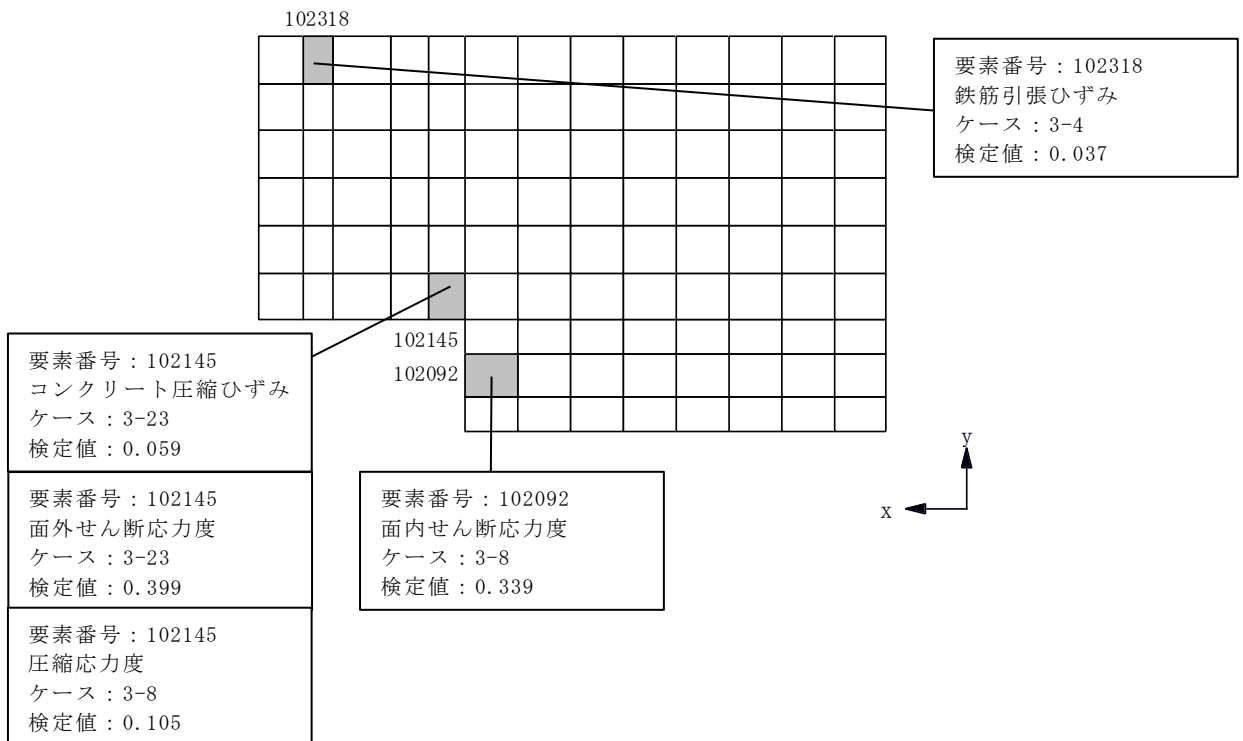


(e) 底面スラブ

図 2-3 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果
S s 地震時 (3/3)

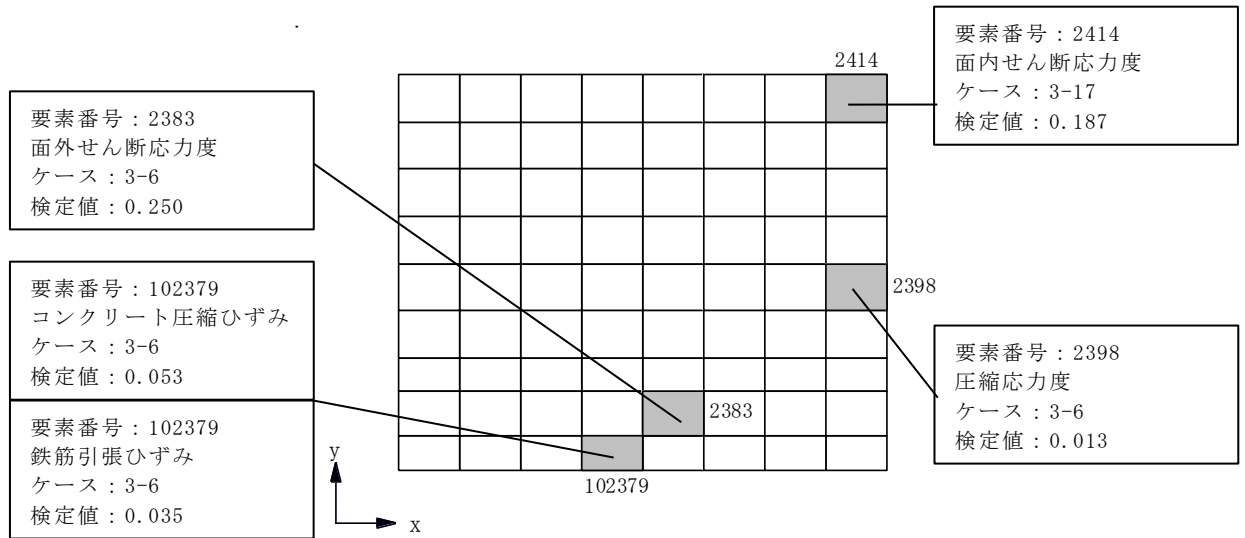


(a) 北側壁

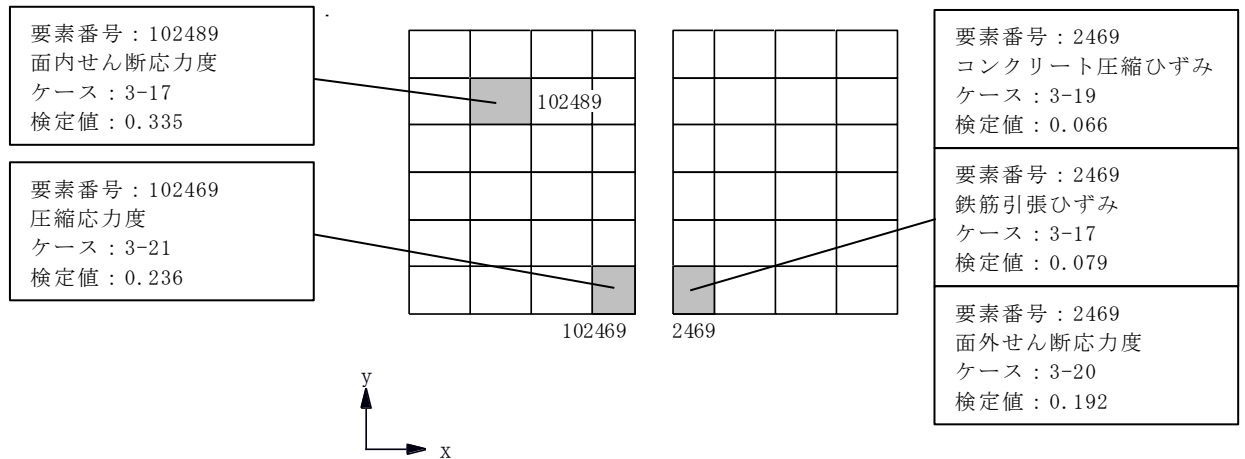


(b) 南側壁

図 2-4 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果
(異常 + S d 地震) 時 (1/3)

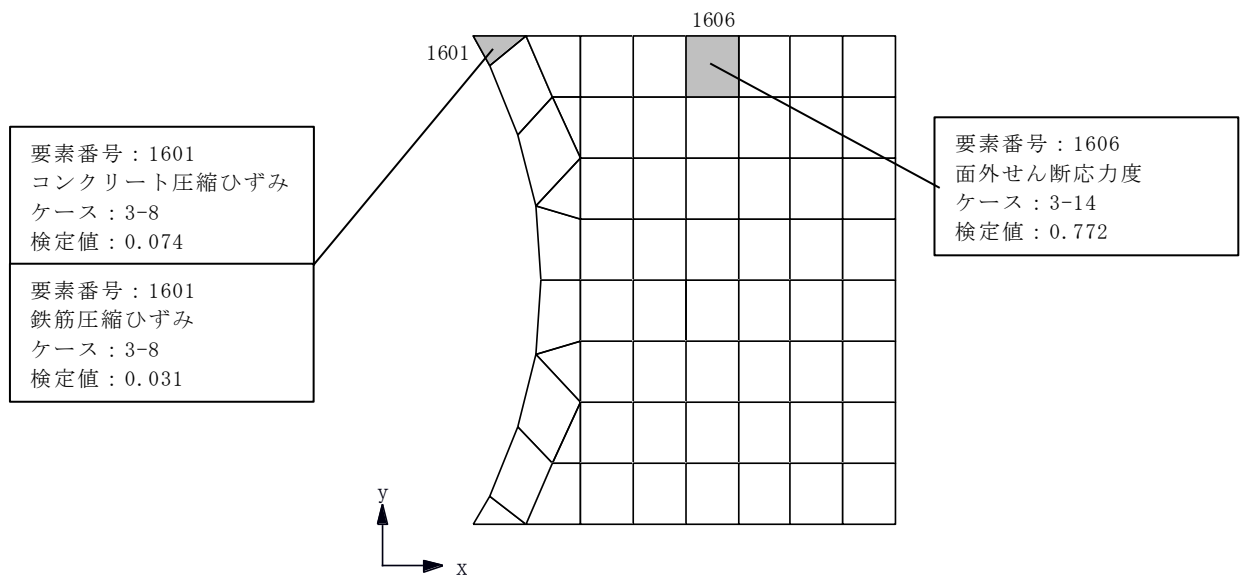


(c) 東側壁



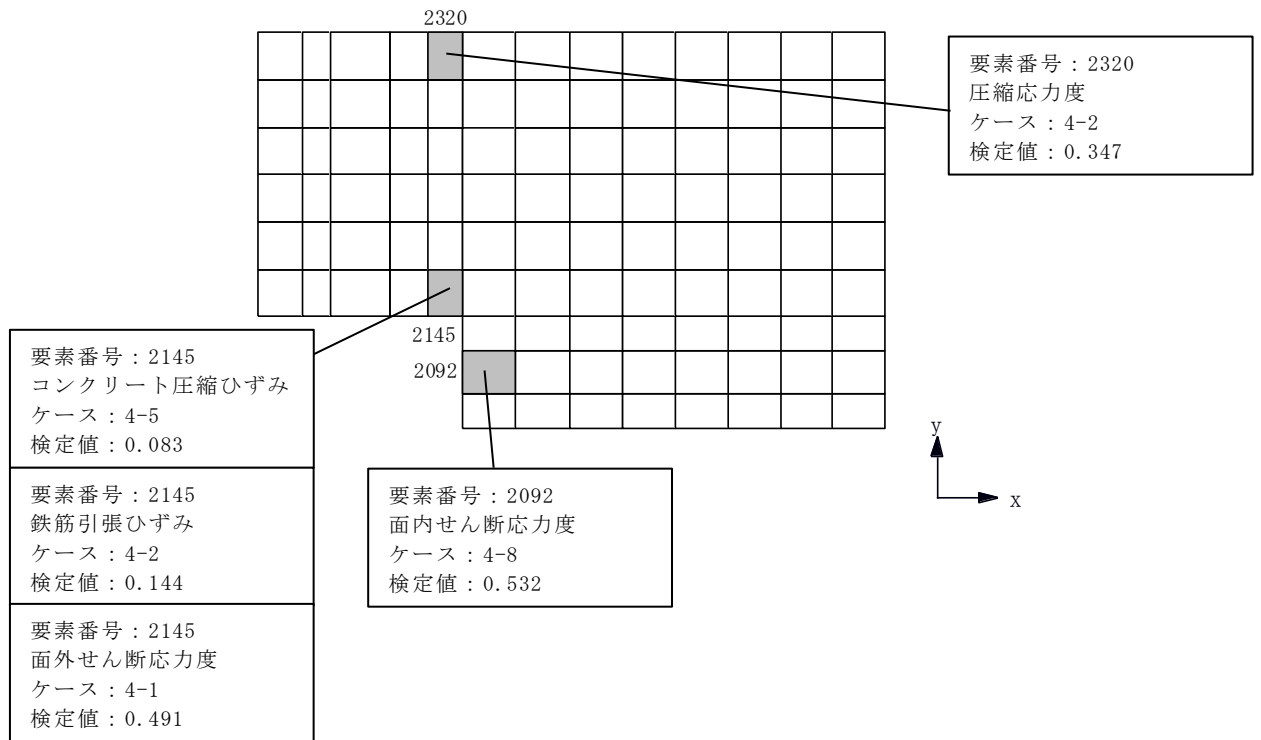
(d) 西側壁

図 2-4 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果
(異常+Sd地震)時 (2/3)

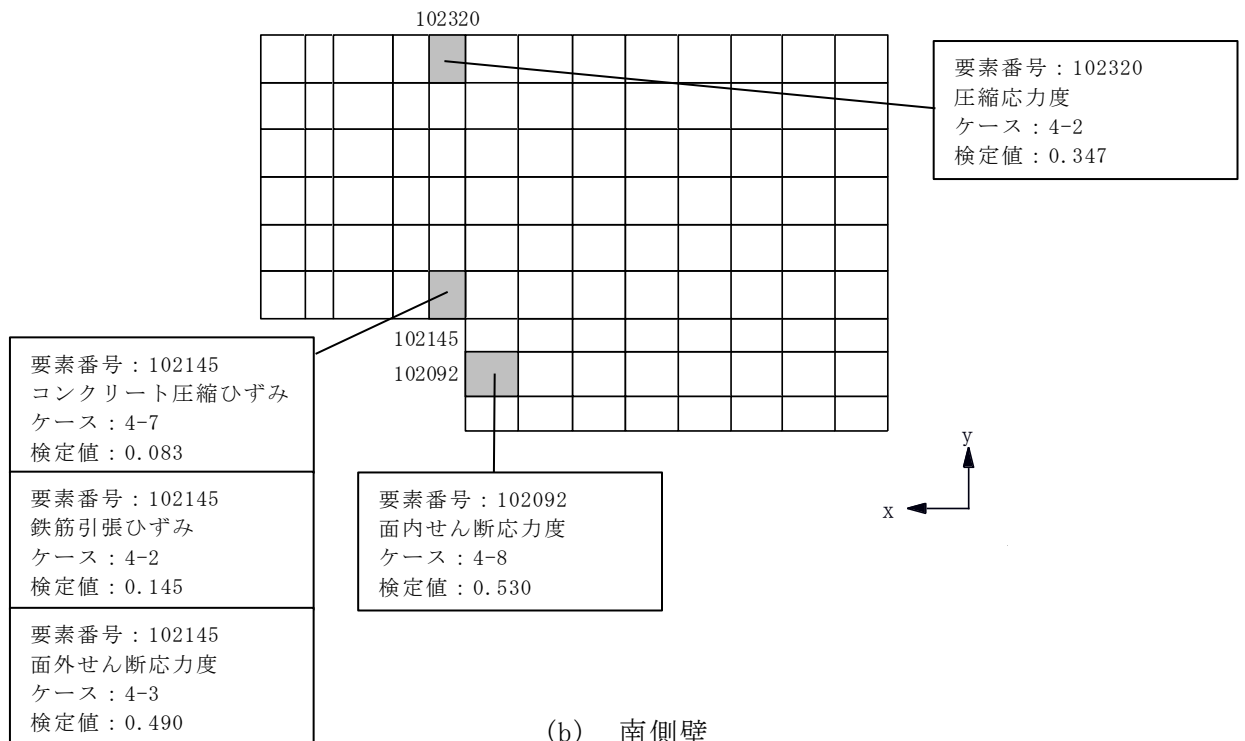


(e) 底面スラブ

図 2-4 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果
 (異常 + S d 地震) 時 (3/3)



(a) 北側壁



(b) 南側壁

図 2-5 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果
(異常 + S s 地震) 時 (1/3)

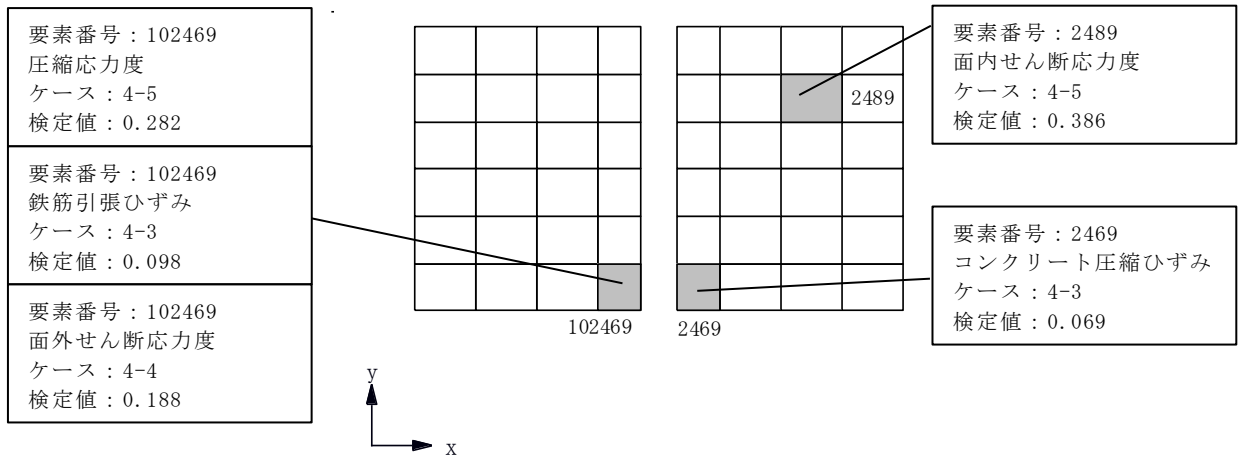
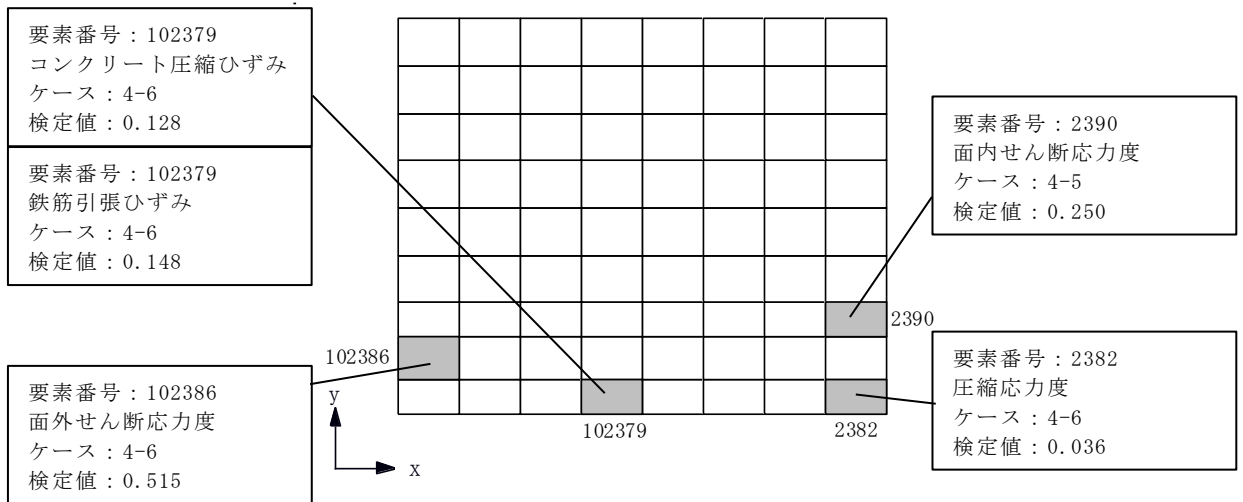
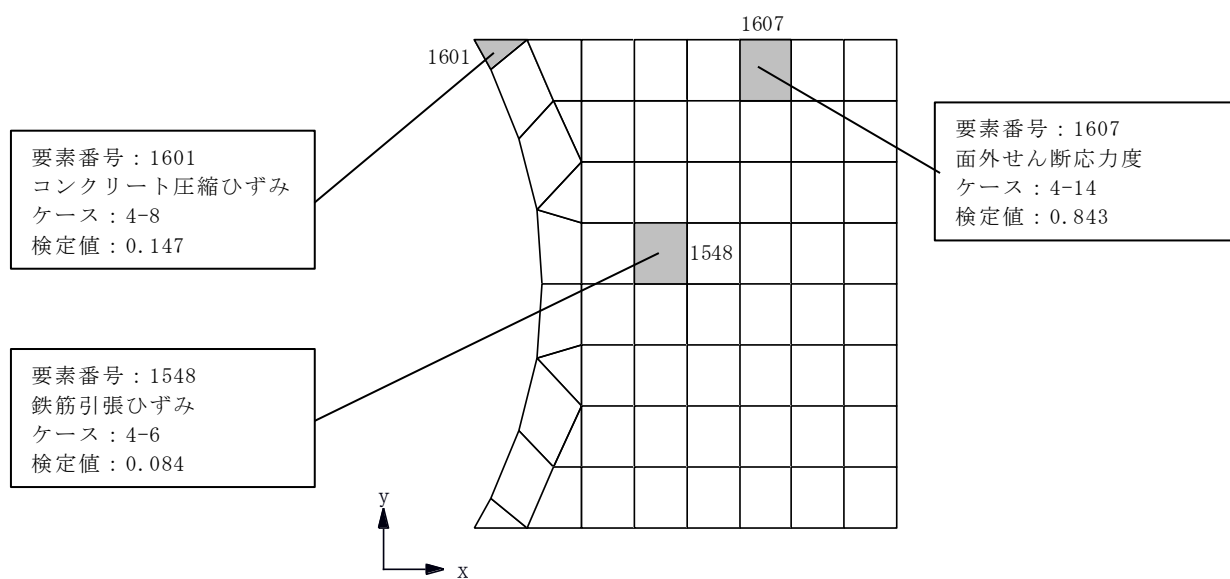
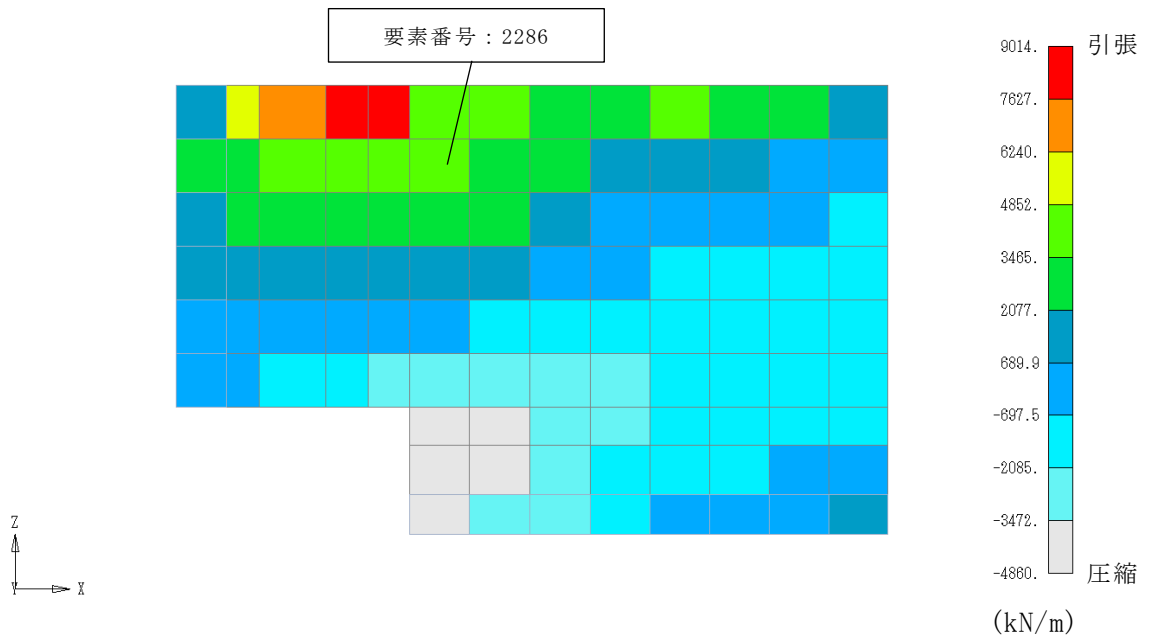


図 2-5 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果
(異常 + S_s地震) 時 (2/3)

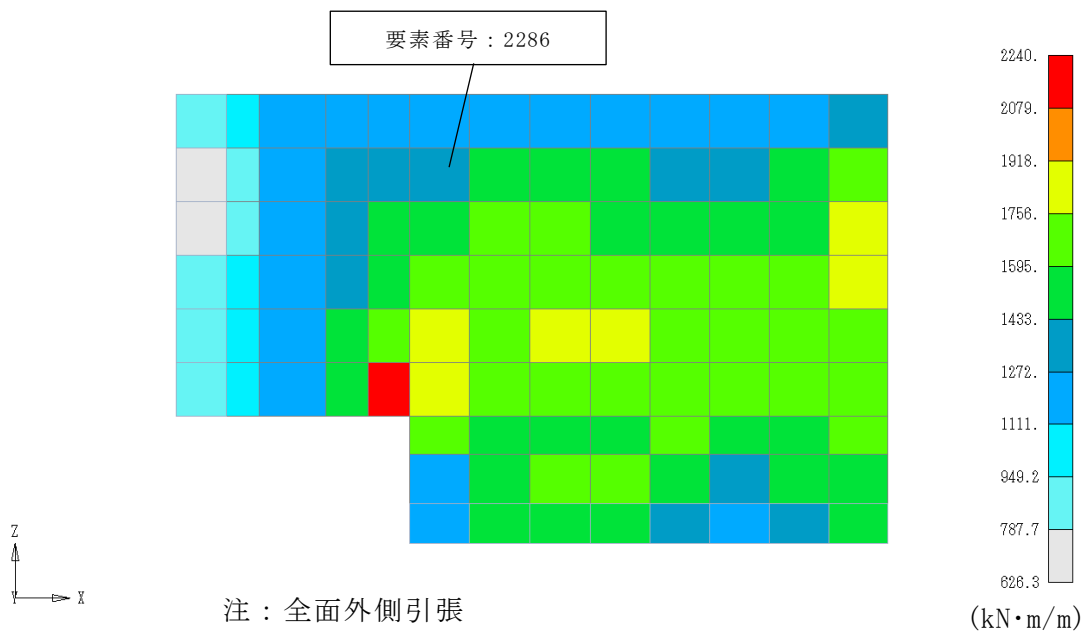


(e) 底面スラブ

図 2-5 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果
(異常 + S s 地震) 時 (3/3)

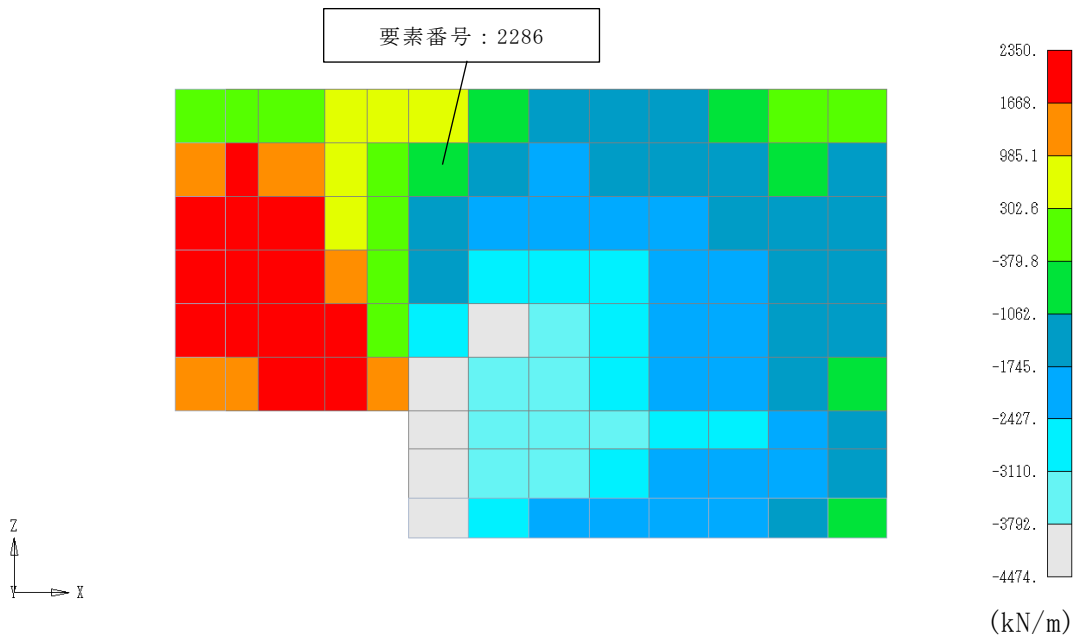


(a) 軸力 (水平方向, ケース 1-8)



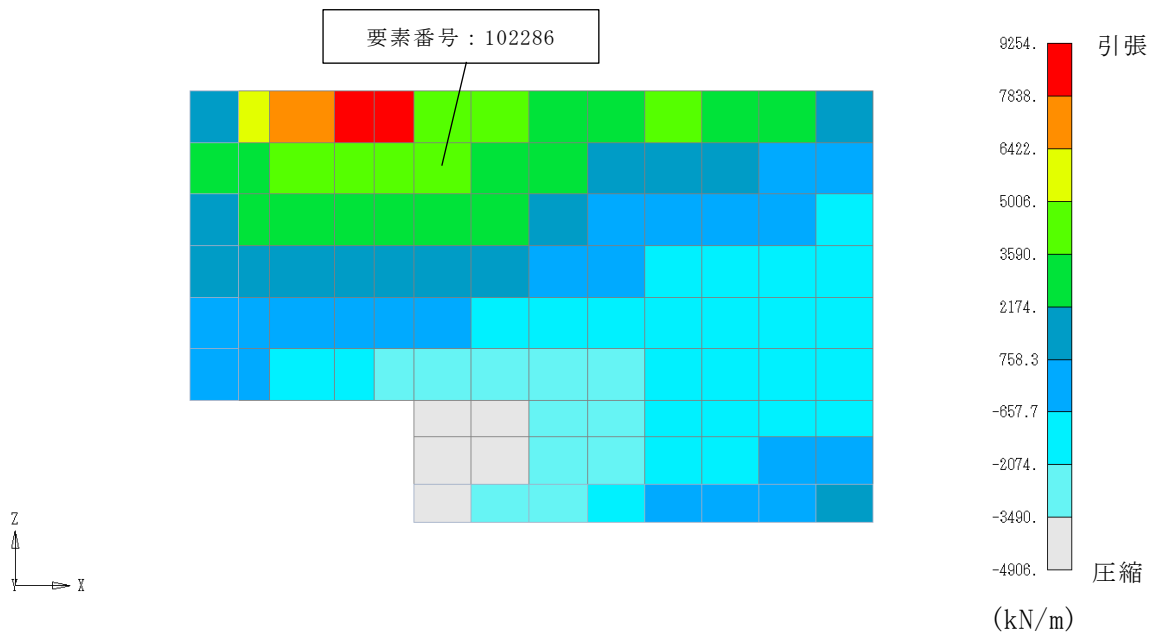
(b) 曲げモーメント (水平方向, ケース 1-8)

図 2-6 断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図
北側壁 (1/2)

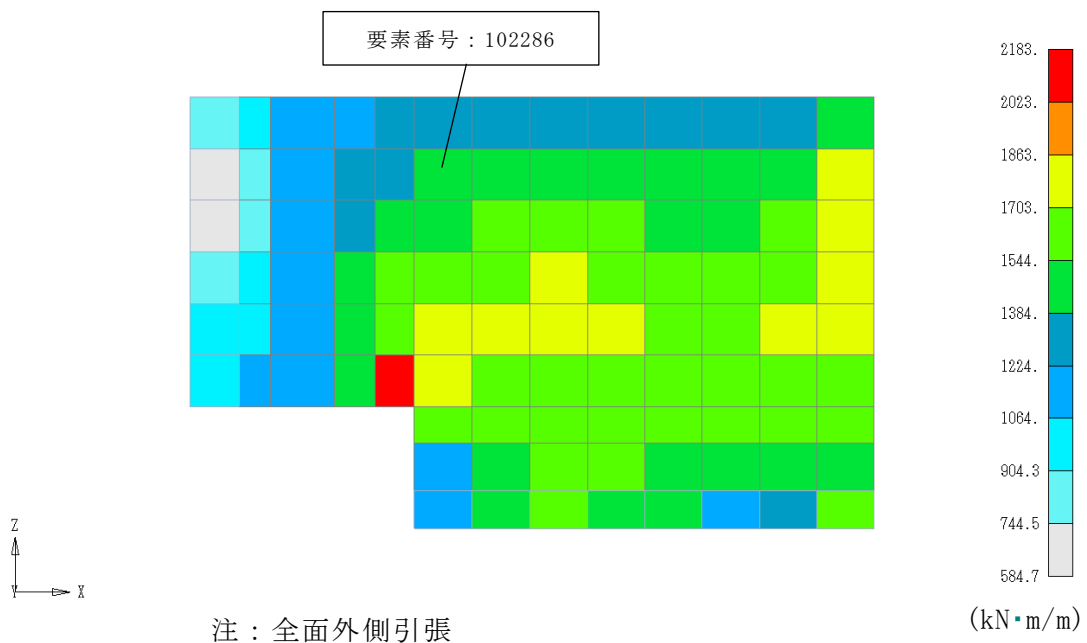


(c) 面内せん断力 (ケース 1-8)

図 2-6 断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図
北側壁 (2/2)

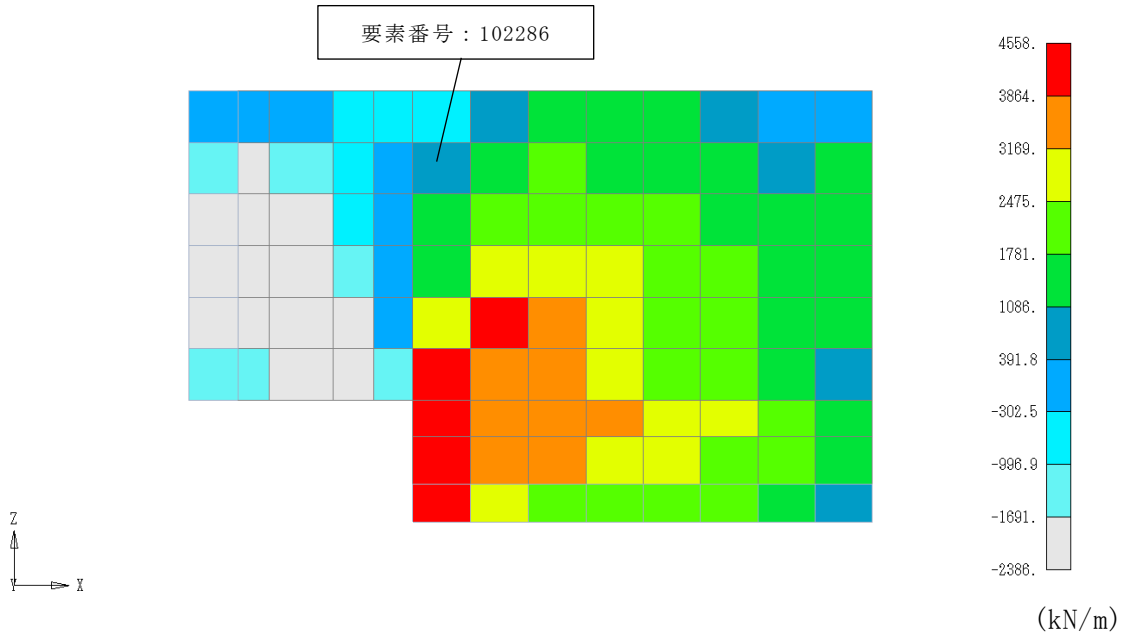


(a) 軸力（水平方向，ケース 1-8）



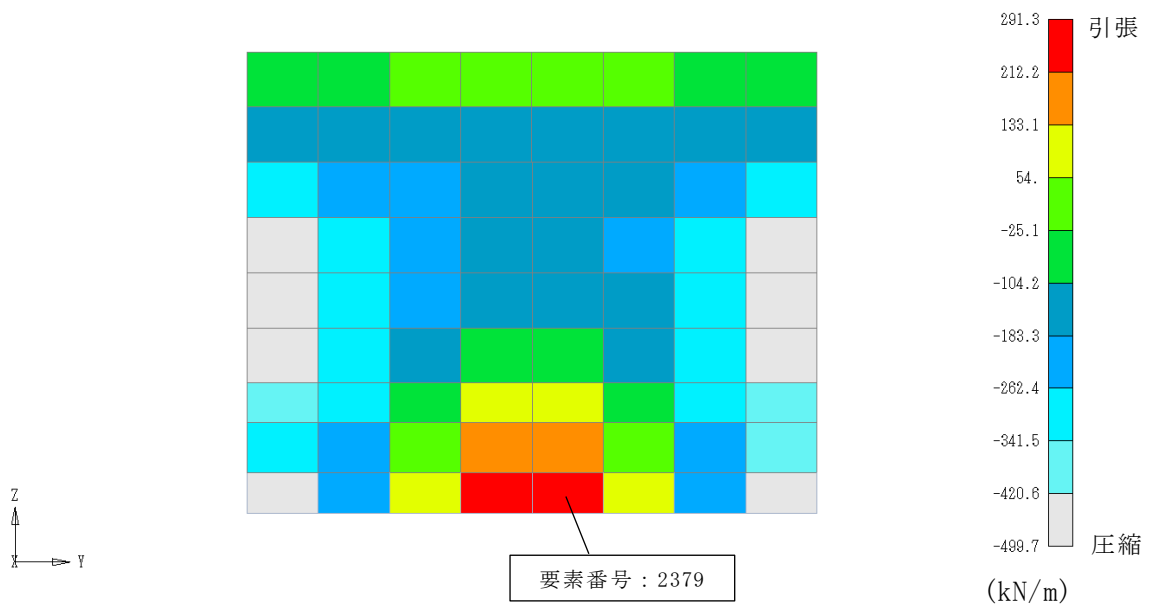
(b) 曲げモーメント（水平方向，ケース 1-8）

図 2-7 断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図
南側壁（1/2）

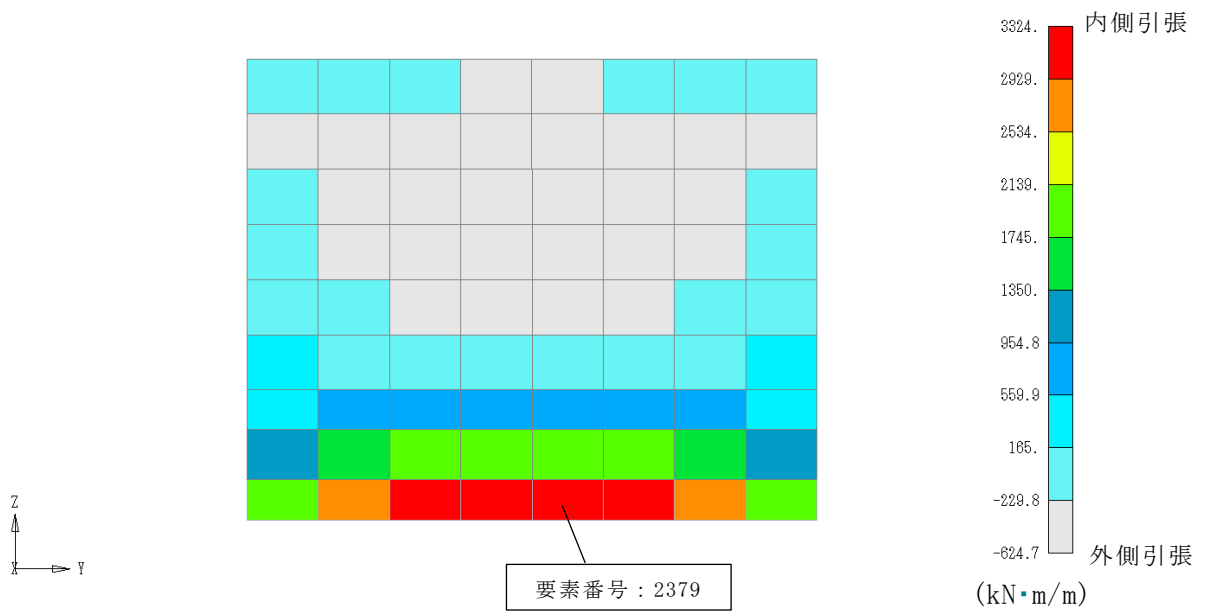


(c) 面内せん断力 (ケース 1-8)

図 2-7 断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図
南側壁 (2/2)

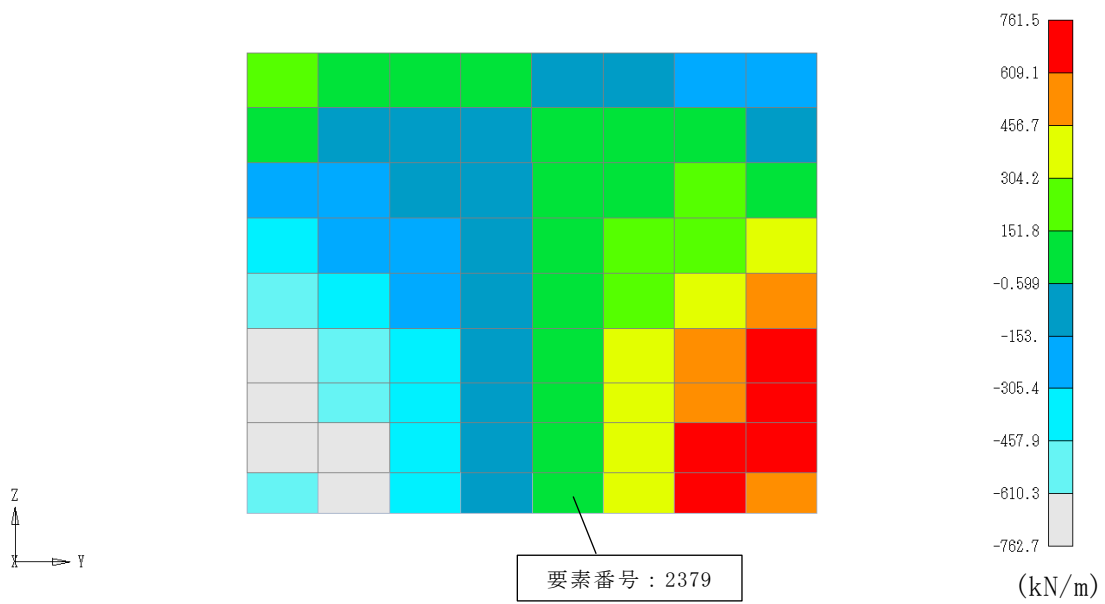


(a) 軸力（鉛直方向，ケース 1-6）



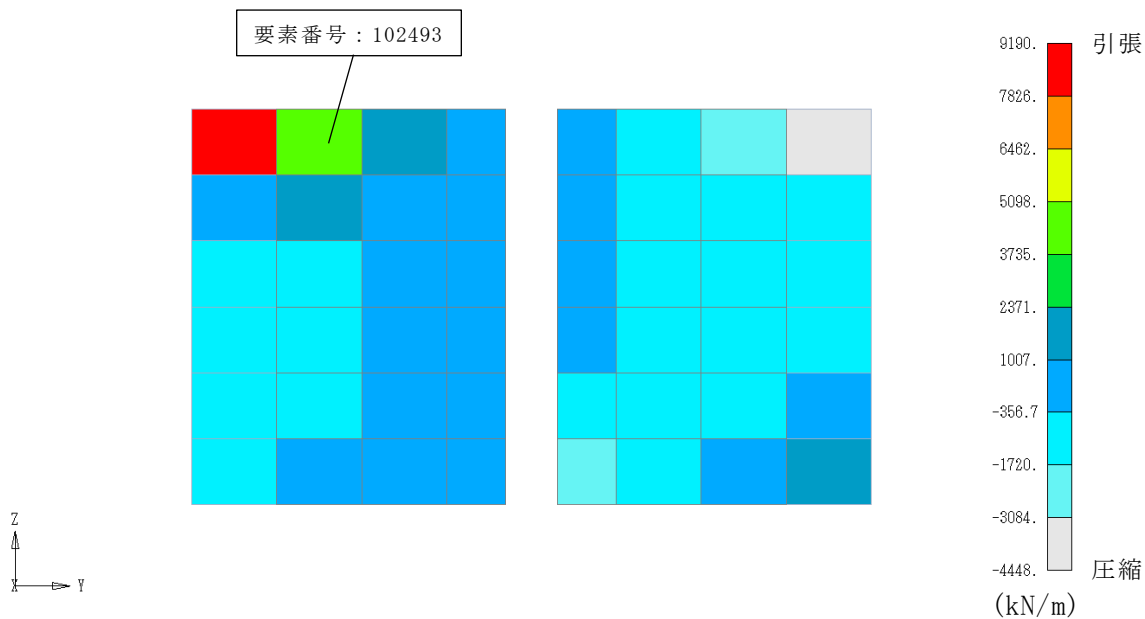
(b) 曲げモーメント（鉛直方向，ケース 1-6）

図 2-8 断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図
東側壁（1/2）

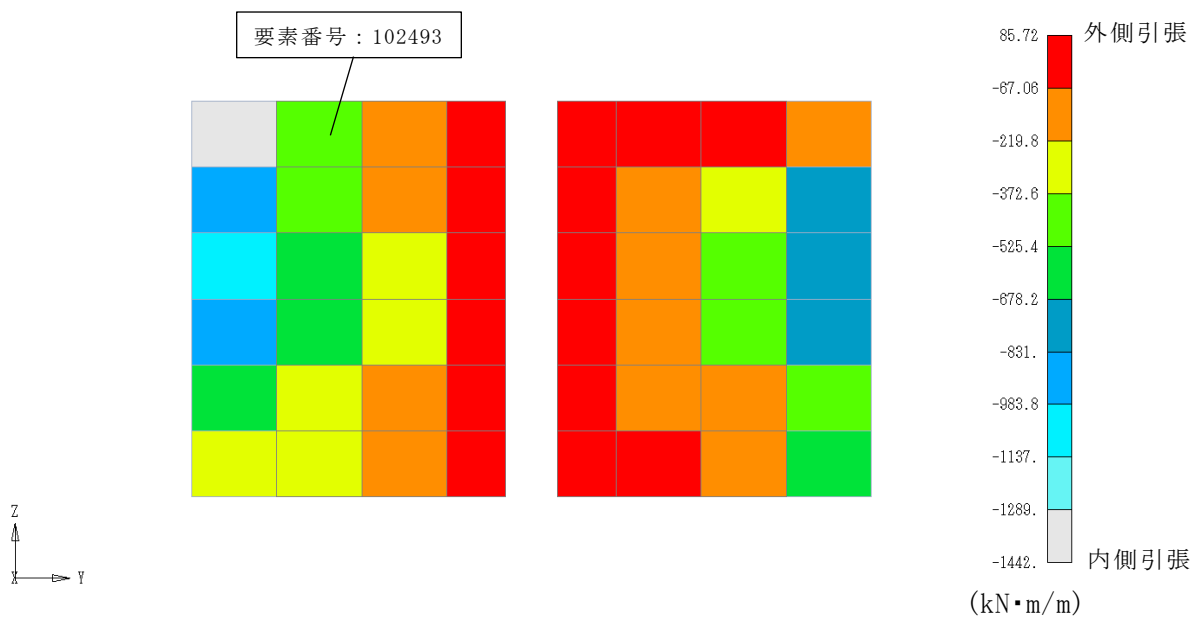


(c) 面内せん断力 (ケース 1-6)

図 2-8 断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図
東側壁 (2/2)

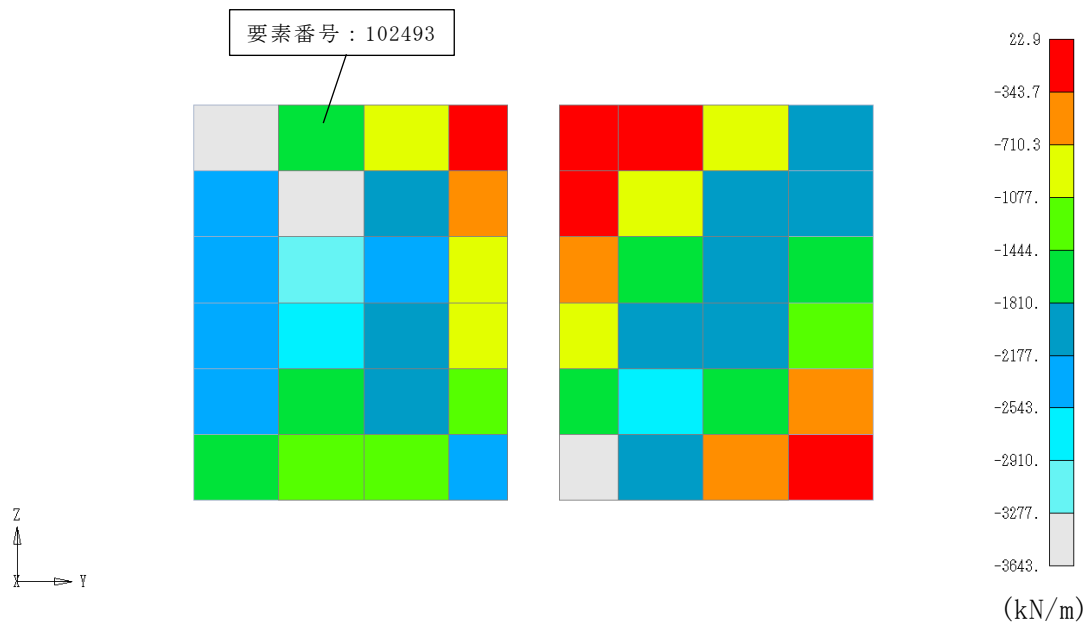


(a) 軸力（水平方向，ケース 1-23）



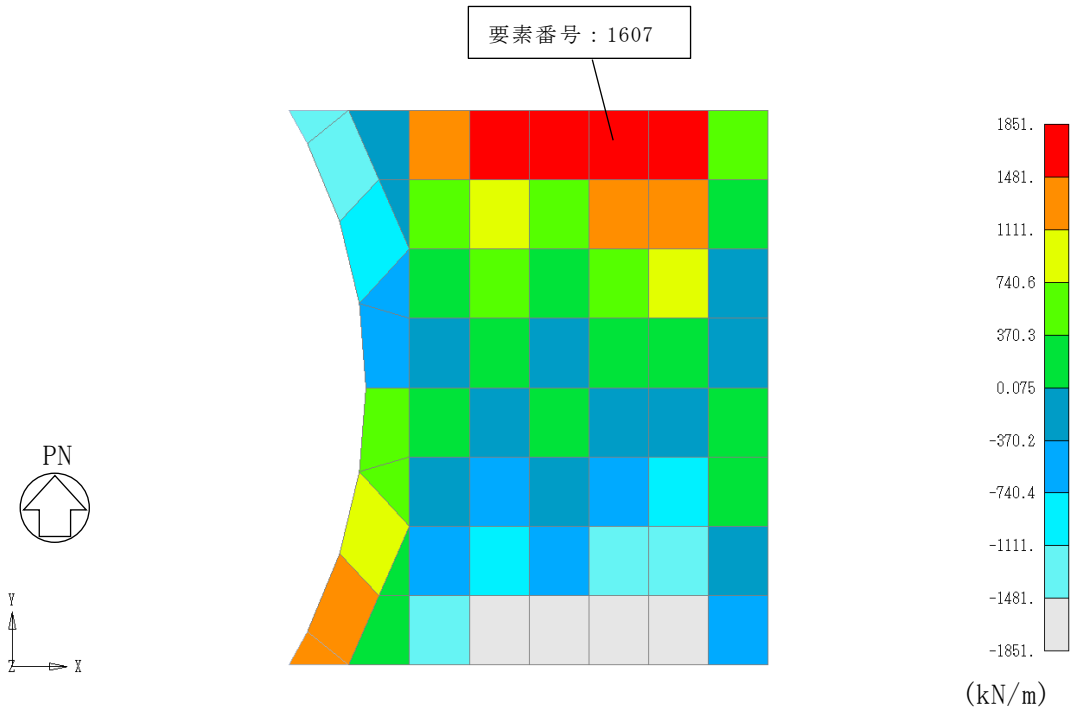
(b) 曲げモーメント（水平方向，ケース 1-23）

図 2-9 断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図
西側壁（1/2）



(c) 面内せん断力 (ケース 1-23)

図 2-9 断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図
西側壁 (2/2)



面外せん断力 (NS 方向, ケース 2-14)

図 2-10 断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図
底面スラブ

別紙 5 応力解析における応力平均化の考え方

目 次

1. 概要	別紙 5-1
2. 応力平均化の考え方	別紙 5-2
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 5-2
2.2 応力平均化の方法	別紙 5-4
2.3 応力平均化の結果	別紙 5-10
2.4 断面の評価結果	別紙 5-12

1. 概要

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、使用済燃料貯蔵プール及びキャスクピット（以下「SFP」という。）における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。

SFPの底面スラブでは、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

部位	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)
底面 スラブ	面外 せん断力	面外 せん断 応力度	NS	1607	2-14 (S _s 地震時)	1.06
			NS	1607	4-14 ((異常+S _s 地震)時)	1.05
			NS	101607	2-14 (S _s 地震時)	1.06
			NS	101607	4-14 ((異常+S _s 地震)時)	1.05

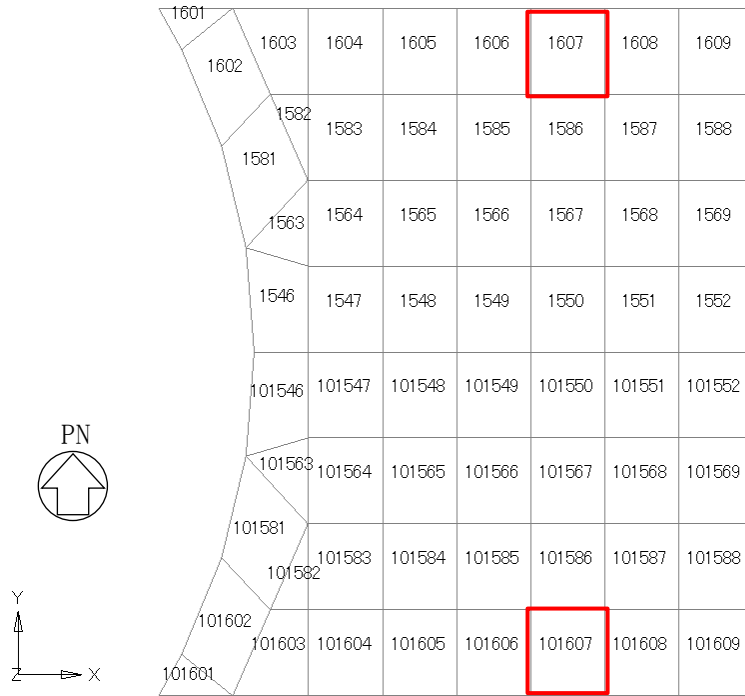


図 2-1 要素位置図

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。

図 2-2 に SFP の 3次元 FEM モデルを示す。図 2-2 に示すように、当該部は北側壁又は南側壁との接続部分であり、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 SFP 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 SFP 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、基礎スラブ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、基礎スラブ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、基礎スラブにおいても、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、基礎スラブ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。SFP の底面スラブ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、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、壁面から底面スラブの部材厚である 2.3m 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。

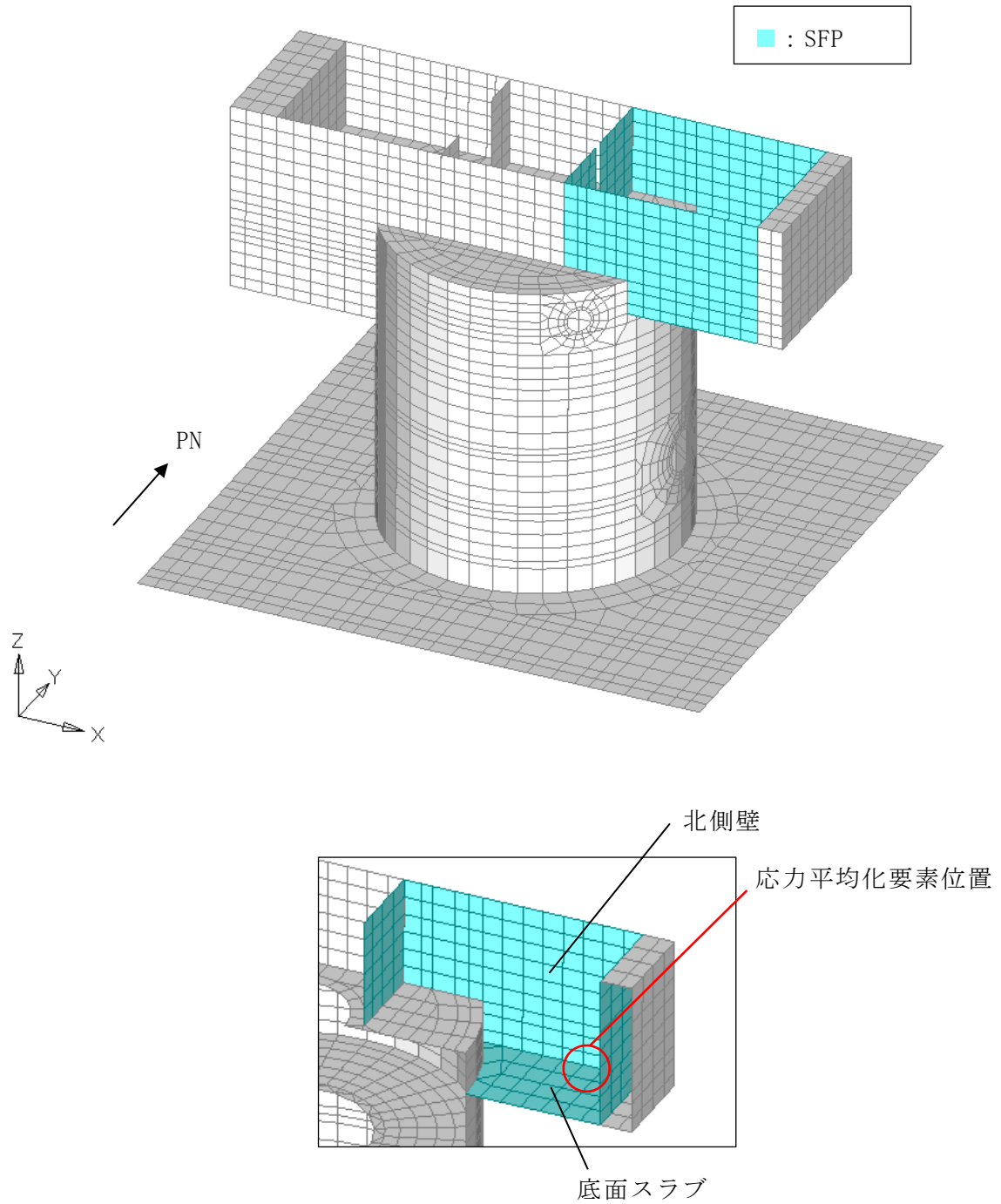
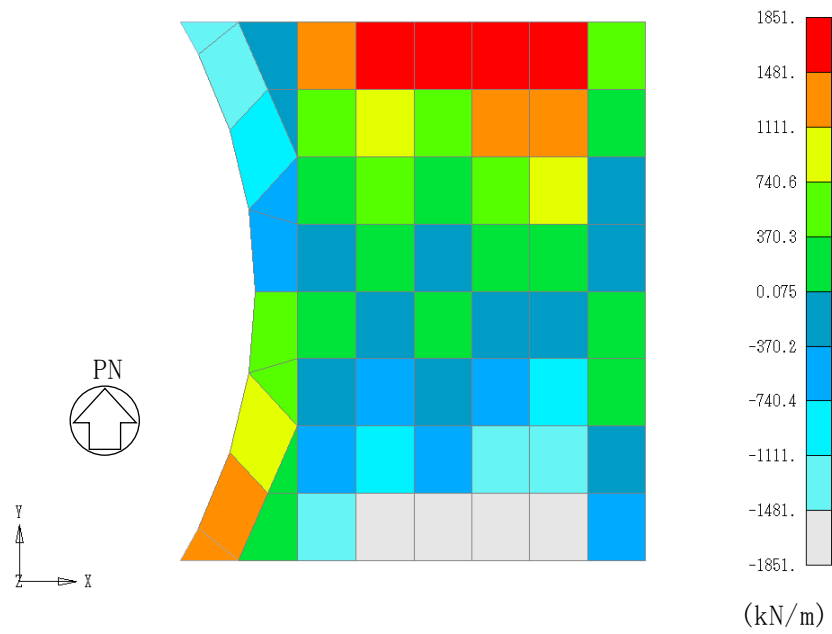
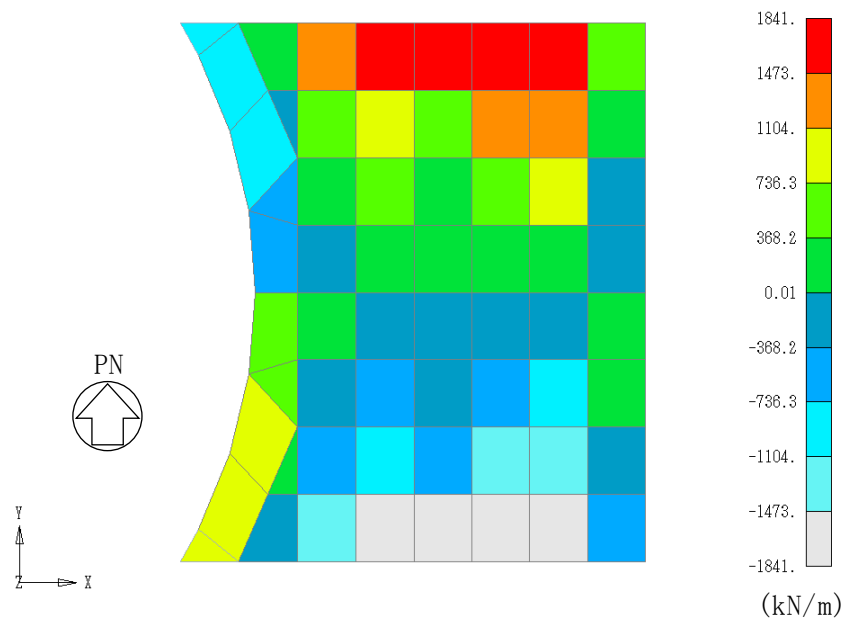


図 2-2 SFP の 3 次元 FEM モデル (地震荷重時)



(a) 組合せケース 2-14 (NS 方向)



(b) 組合せケース 4-14 (NS 方向)

図 2-3 面外せん断力のコンター図

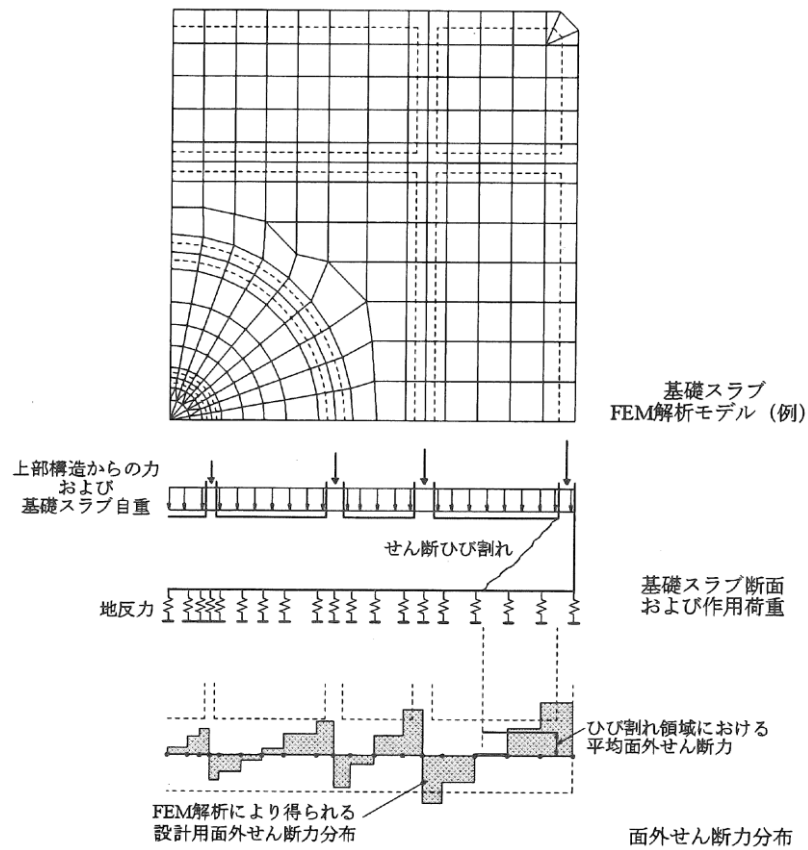


図 2-4 RC-N 規準の付図 2.2

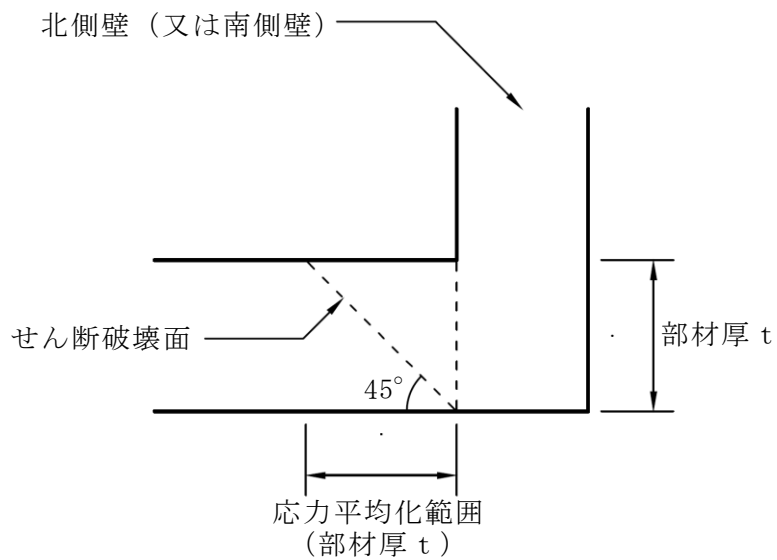
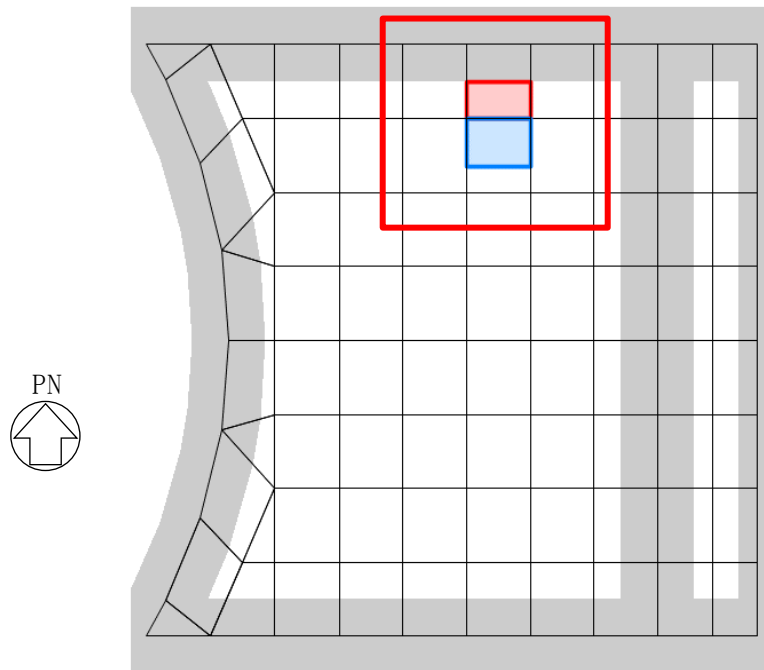


図 2-5 SFP の底面スラブにおける面外せん断力に対する応力平均化の考え方

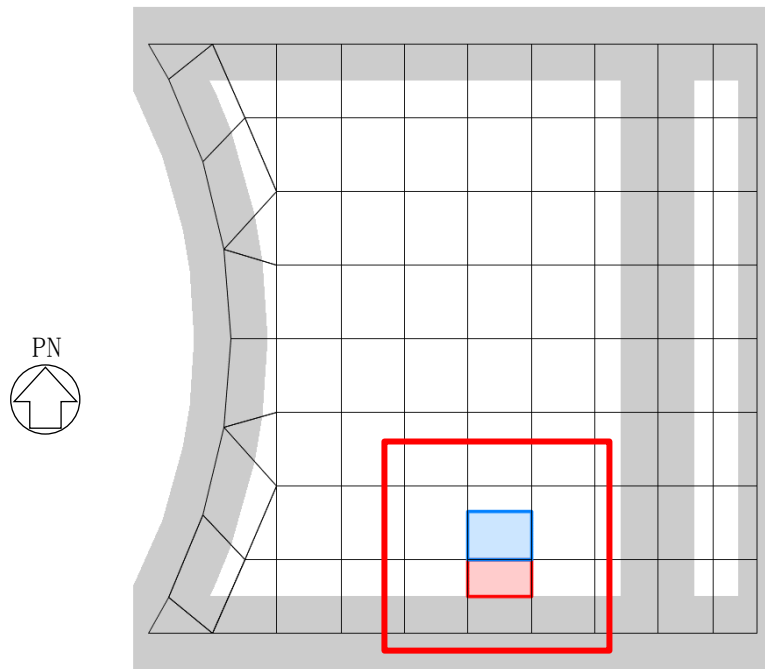


	1606	1607	1608
	1585	1586	1587
	1566	1567	1568

- 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）

(a) 要素番号 1607

図 2-6 応力平均化範囲 (1/2)



101566	101567	101568
101585	101586	101587
101606	101607	101608

- 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）

(b) 要素番号 101607

図 2-6 応力平均化範囲 (2/2)

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に示す。また、応力平均化の結果を表2-3に示す。

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

ここで、

τ_{ave} : 平均化後の面外せん断応力度

τ_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

応力平均化対象要素	方向	組合せケース	要素番号	発生値 τ_i (N/mm ²)	要素面積 A_i (m ²)	重み付け値 $\tau_i \times A_i$ ($\times 10^6$ N)
1607	NS	2-14	1586	0.831	2.24	1.86
			1607	1.28	1.72	2.20
合計					3.96	4.05
1607	NS	4-14	1586	0.823	2.24	1.84
			1607	1.27	1.72	2.18
合計					3.96	4.03
101607	NS	2-14	101586	0.831	2.24	1.86
			101607	1.28	1.72	2.20
合計					3.96	4.06
101607	NS	4-14	101586	0.824	2.24	1.84
			101607	1.27	1.72	2.18
合計					3.96	4.03

表2-3 応力平均化結果

要素番号	方向	組合せケース	面外せん断応力度 (N/mm ²)	
			平均化前	平均化後
1607	NS	2-14	1.28	1.03
		4-14	1.27	1.02
101607	NS	2-14	1.28	1.03
		4-14	1.27	1.02

2.4 断面の評価結果

2.4.1 断面の評価方法

S s 地震時及び（異常＋S s 地震）時の面外せん断応力度について、発生値が許容値を超えないことを確認する。許容値は、「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（（社）日本機械学会，2003）」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 2-4 に示す。表 2-4 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 2-4 応力平均化後の評価結果

要素番号	方向	組合せケース	面外せん断応力度 (N/mm ²)		平均化後の検定値 (発生値/許容値)
			発生値	許容値	
1607	NS	2-14	1.03	1.21	0.852
		4-14	1.02	1.21	0.843
101607	NS	2-14	1.03	1.21	0.852
		4-14	1.02	1.21	0.843

別紙 6 地震時動水圧荷重の算定方法

目 次

1. 概要	別紙 6-1
2. 地震時動水圧荷重の算定方法	別紙 6-1
3. 地震時動水圧荷重の算定諸元	別紙 6-2
3.1 単位長さ当たり液体の質量	別紙 6-2
3.2 寸法及び固有周期	別紙 6-2
3.3 応答最大加速度	別紙 6-3
3.4 床応答スペクトラム	別紙 6-4
4. 地震時動水圧荷重の算定結果	別紙 6-5

1. 概要

本資料は、使用済燃料貯蔵プール及びキャスクピットの応力解析における地震時動水圧荷重の算定方法について示すものである。

2. 地震時動水圧荷重の算定方法

地震時動水圧荷重は、「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)」(以下「J E A G 4 6 0 1 -1987」という。)における Housner 理論に基づき、衝撃圧と揺動圧に分けて考える。表 2-1 に J E A G 4 6 0 1 -1987 における動水圧算定式を示す。

表 2-1 J E A G 4 6 0 1 -1987 における動水圧算定式

	側 壁	底 版
衝撃圧	${}_i P_w = \rho L \ddot{X} \frac{\sqrt{3}}{2} \frac{H}{L} \left[1 - \left(\frac{y}{H} \right)^2 \right] \tanh \left(\sqrt{3} \frac{L}{H} \right)$	${}_i P_s = \rho L \ddot{X} \frac{\sqrt{3}}{2} \frac{H}{L} \frac{\sinh \left(\sqrt{3} \frac{x}{H} \right)}{\cosh \left(\sqrt{3} \frac{L}{H} \right)}$
揺動圧	${}_c P_w = \rho L S_A(\omega_1) \frac{10}{12} \frac{\cosh \left(\sqrt{\frac{5}{2}} \frac{y}{L} \right)}{\cosh \left(\sqrt{\frac{5}{2}} \frac{H}{L} \right)}$	${}_c P_s = \rho L S_A(\omega_1) \frac{5}{4} \left[\frac{x}{L} - \frac{1}{3} \left(\frac{x}{L} \right)^3 \right] \frac{1}{\cosh \left(\sqrt{\frac{5}{2}} \frac{H}{L} \right)}$

ここで、

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{5}{2}} \frac{g}{L} \tanh \left(\sqrt{\frac{5}{2}} \frac{H}{L} \right) \quad ; \text{自由水の1次円振動数}$$

ρ : 単位長さ当たり液体の質量 (tf・s²/m²)

h : 液体の深さ

H : $H=h$ ($h \leq 1.5L$), $H=1.5L$ ($h > 1.5L$)

$2L$: 矩形プール幅(m)

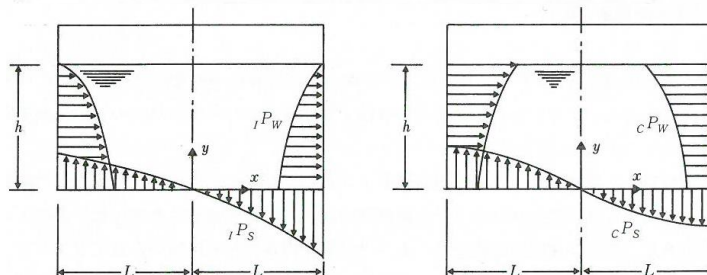
\ddot{X} : プール設置床の応答最大加速度 (m/s²) 又は設置床とその上階床との平均の応答最大加速度 (m/s²)

$S_A(\omega_1)$: $\ddot{X}(t)$ に対する ω_1 の床応答スペクトラム

g : 重力加速度 (m/s²)

x : プール底版の中心を原点とする水平方向座標

y : プール底版の中心を原点とする鉛直方向座標



(a) 衝撃圧分布形状

(b) 揺動圧分布形状

3. 地震時動水圧荷重の算定諸元

3.1 単位長さ当たり液体の質量

液体は水であり，単位長さ当たり液体の質量 ρ は $1.0(\text{tf} \cdot \text{s}^2/\text{m}^2)$ とする。

3.2 寸法及び固有周期

表 3-1 に液体の深さ h 及び矩形プール幅 $2L$ 並びに H を示す。また，表 3-2 の寸法より算定した自由水の 1 次円振動数 ω_1 及び固有周期を示す。

表 3-1 液体の深さ h 及び矩形プール幅 $2L$ 並びに H (単位: m)

	h	11.51
$2L$	NS 方向	14.00
	EW 方向	17.90
H	NS 方向	10.50
	EW 方向	11.51

表 3-2 自由水の 1 次円振動数 ω_1 及び固有周期

	NS 方向	EW 方向
ω_1 (rad/s)	1.475	1.293
固有周期 (s)	4.26	4.86

3.3 応答最大加速度

衝撃圧の算定に用いるプール設置床の応答最大加速度 \ddot{X} は、「工事計画に係る説明資料（建屋・構築物の地震応答計算書）」のうち「原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」の別紙 3-2「材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果」に示す地震応答解析結果の最大加速度のうち、T.M.S.L. 18.1m及びT.M.S.L. 23.5mの包絡値とする。表 3-3 にプール設置床の応答最大加速度 \ddot{X} を示す。

表 3-3 プール設置床の応答最大加速度 \ddot{X}

(a) 弾性設計用地震動 S_d

T.M.S.L. (m)	地震応答解析結果から得られた 最大加速度 (m/s ²)		\ddot{X} (m/s ²)
	NS 方向	EW 方向	
23.5	4.94	5.21	5.21
18.1	4.50	4.75	

(b) 基準地震動 S_s

T.M.S.L. (m)	地震応答解析結果から得られた 最大加速度 (m/s ²)		\ddot{X} (m/s ²)
	NS 方向	EW 方向	
23.5	9.84	9.87	9.88
18.1	8.89	9.22	

3.4 床応答スペクトラム

揺動圧の算定に用いる $\ddot{X}(t)$ に対する ω_1 の床応答スペクトラム $S_A(\omega_1)$ は、V-2-1-7「設計用床応答曲線の作成方針」に基づき設定した T.M.S.L. 18.1m, T.M.S.L. 23.5m 及び T.M.S.L. 31.7m の減衰定数 0.5% の床応答スペクトラムより、表 3-2 に示した固有周期における加速度を読み取った値（以下「読み取り値」という。）を包絡するように設定した値である。

表 3-4 に $\ddot{X}(t)$ に対する ω_1 の床応答スペクトラム $S_A(\omega_1)$ を示す。

表 3-4 $\ddot{X}(t)$ に対する ω_1 の床応答スペクトラム $S_A(\omega_1)$

(a) 弾性設計用地震動 S_d

T. M. S. L. (m)	読み取り値 (m/s^2)		$S_A(\omega_1)$ (m/s^2)	
	NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向
31.7	7.75	8.34	10.0	10.9
23.5	7.75	8.34		
18.1	7.75	8.34		

(b) 基準地震動 S_s

T. M. S. L. (m)	読み取り値 (m/s^2)		$S_A(\omega_1)$ (m/s^2)	
	NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向
31.7	15.6	16.9	20.2	21.9
23.5	15.6	16.8		
18.1	15.6	16.8		

4. 地震時動水圧荷重の算定結果

「3. 地震時動水圧荷重の算定諸元」の各諸元を表 2-1 の動水圧算定式に代入することで算定した衝撃圧を表 4-1 に、揺動圧を表 4-2 に示す。また、衝撃圧と揺動圧を合計することで算定した地震時動水圧荷重を表 4-3 に示す。

表 4-1 衝擊圧

(単位：kN/m²)

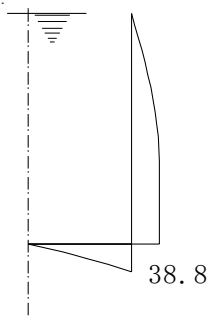
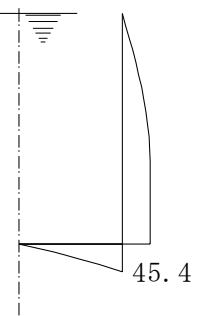
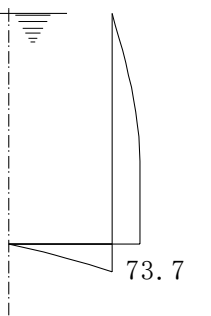
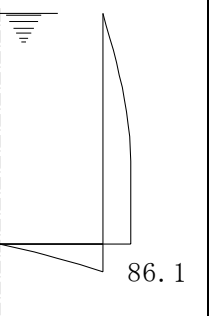
弾性設計用地震動 S d		基準地震動 S s	
NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向
			

表 4-2 揺動圧

(単位：kN/m²)

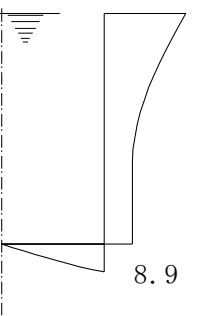
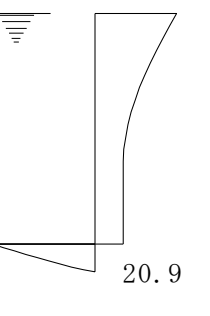
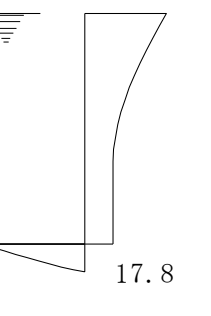
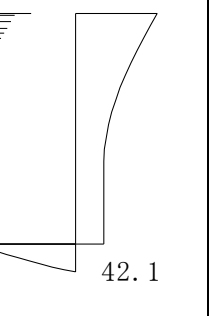
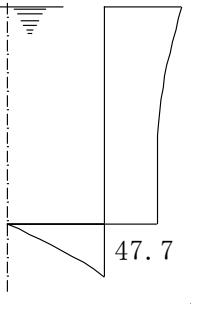
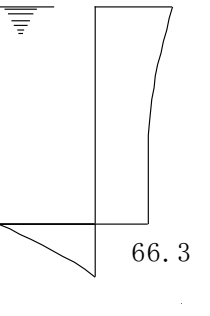
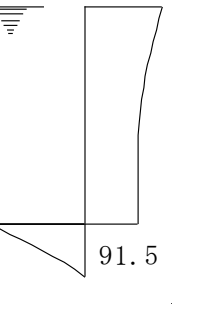
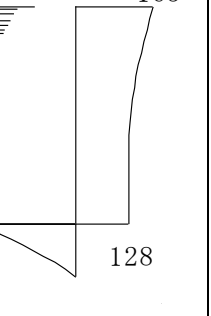
弾性設計用地震動 S d		基準地震動 S s	
NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向
			

表 4-3 地震時動水圧荷重

(単位：kN/m²)

弾性設計用地震動 S d		基準地震動 S s	
NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向
			

別紙7 原子炉格納容器コンクリート部の荷重組合せに対する影響検討

目 次

1. 概要	別紙 7-1
2. SFP の影響検討	別紙 7-2
2.1 検討方針	別紙 7-2
2.2 荷重の組合せケース	別紙 7-4
2.3 断面の評価方法	別紙 7-6
2.4 検討結果	別紙 7-6

1. 概要

使用済燃料貯蔵プール及びキャスクピット（以下「SFP」という。）については、V-2-4-2-1「使用済燃料貯蔵プール及びキャスクピットの耐震性についての計算書」（以下「SFPの耐震計算書」という。）にて、S_d地震時、S_s地震時、（異常+S_d地震）時及び（異常+S_s地震）時の耐震性評価を実施している。

一方で、RCCVのコンクリート部については、V-2-9-2-1「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」（以下「RCCVの耐震計算書」という。）にて、荷重状態Ⅲ～Ⅴの地震時に関する荷重の組合せに対する評価を実施している。

本資料では、SFPが床面及び壁面の一部をRCCVと共有していることを踏まえ、SFPについて、RCCVで考慮している重大事故等時の状態である荷重状態Ⅴにおける荷重の組合せに対する影響検討を実施する。

2. SFP の影響検討

2.1 検討方針

SFP の影響検討は、3次元 FEM モデルを用いた応力解析によることとし、荷重状態 V に対して、地震力と地震力以外の荷重の組合せの結果、発生する応力又はひずみが許容限界を超えないことを確認する。RCCV の耐震計算書における荷重状態 V の荷重の組合せを表 2-1 に示す。ここで、表 2-1 に示す（異常+地震）時（4）については、SFP の耐震計算書において（異常+S s 地震）時として評価しているため、本検討は、表 2-1 に示す（異常+地震）時（3）について検討する。

なお、RCCV の耐震計算書の「4.4 解析モデル及び諸元」に示すとおり、RCCV の応力解析において SFP を含めたモデルを用いているため、本検討には、RCCV の耐震計算書の「4. 応力解析による評価方法」にて得られた SFP の応力を用いるものとする。

表 2-1 RCCV の耐震計算書における荷重状態 V の荷重の組合せ

荷重状態	荷重時	荷重番号	荷重の組合せ
V	(異常+地震) 時 (3)	5	$DL + P_{SA(L)} + HS_{SA(L)} + H_{SA} + K_d + R_d + E_d$
	(異常+地震) 時 (4)	6	$DL + P_{SA(LL)} + HS_{SA(LL)} + K_s + R_s + E_s$

- DL : 死荷重及び活荷重
 $P_{SA(L)}$: SA (L) 時圧力
 $HS_{SA(L)}$: SA (L) 時水圧荷重
 H_{SA} : チャギング荷重 (SA 時)
 $P_{SA(LL)}$: SA (LL) 時圧力
 $HS_{SA(LL)}$: SA (LL) 時水圧荷重
 K_d, K_s : 地震荷重
 R_d, R_s : 地震時配管荷重
 E_d, E_s : 地震時土圧荷重

2.2 荷重の組合せケース

荷重状態 V・(異常+地震)時(3)で考慮する応力は、次の荷重ケースによる応力を組み合わせて求める。

DL	: 死荷重及び活荷重
$P_{SA(L)}$: SA(L)時圧力
$HS_{SA(L)}$: SA(L)時水圧荷重
H_{SA}	: チャギング荷重(SA時)
K_{d1SN}^*	: S→N方向 S _d 地震荷重(動的地震力)
K_{d1WE}^*	: W→E方向 S _d 地震荷重(動的地震力)
K_{d1DU}^*	: 鉛直方向 S _d 地震荷重(動的地震力)
R_d	: S _d 地震時配管荷重
E_{dNS}	: NS方向 S _d 地震時土圧荷重
E_{dEW}	: EW方向 S _d 地震時土圧荷重

注記* : 計算上の座標軸を基準として、EW方向はW→E方向の加力、NS方向はS→N方向の加力、鉛直方向は上向きの加力を記載している。

荷重の組合せケースを表2-2に示す。

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 - 2 0 0 8 ((社)日本電気協会)」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。

表 2-2 荷重の組合せケース

荷重状態	荷重時名称	ケース No.	荷重の組合せ
V	(異常+地震)時 (3)	5-1	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} + 1.0K_{d1SN} + 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dNS}$
		5-2	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} + 1.0K_{d1WE} + 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dEW}$
		5-3	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} - 1.0K_{d1SN} + 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dNS}$
		5-4	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} - 1.0K_{d1WE} + 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dEW}$
		5-5	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} + 1.0K_{d1SN} - 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dNS}$
		5-6	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} + 1.0K_{d1WE} - 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dEW}$
		5-7	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} - 1.0K_{d1SN} - 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dNS}$
		5-8	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} - 1.0K_{d1WE} - 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dEW}$
		5-9	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} + 0.4K_{d1SN} + 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dNS}$
		5-10	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} + 0.4K_{d1WE} + 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dEW}$
		5-11	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} - 0.4K_{d1SN} + 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dNS}$
		5-12	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} - 0.4K_{d1WE} + 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dEW}$
		5-13	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} + 0.4K_{d1SN} - 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dNS}$
		5-14	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} + 0.4K_{d1WE} - 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dEW}$
		5-15	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} - 0.4K_{d1SN} - 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dNS}$
		5-16	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} - 0.4K_{d1WE} - 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dEW}$

2.3 断面の評価方法

断面の評価方法は、SFP の耐震計算書の「3.5.2 断面の評価方法」に記載の S_s 地震時、(異常 + S_d 地震) 時及び (異常 + S_s 地震) 時に対する評価方法に準ずるものとする。

2.4 検討結果

「2.3 断面の評価方法」に基づいた断面の評価結果を以下に示す。

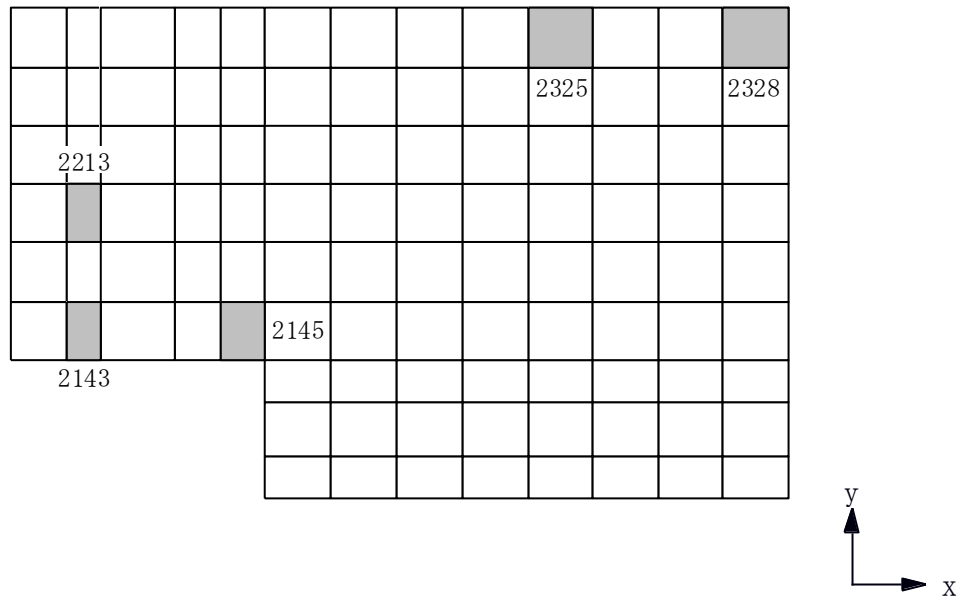
断面の評価結果を記載する要素を以下のとおり選定する。

壁については、軸力、曲げモーメント及び面内せん断力による鉄筋及びコンクリートのひずみ、軸力による圧縮応力度、面内せん断応力度並びに面外せん断応力度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をそれぞれ選定する。

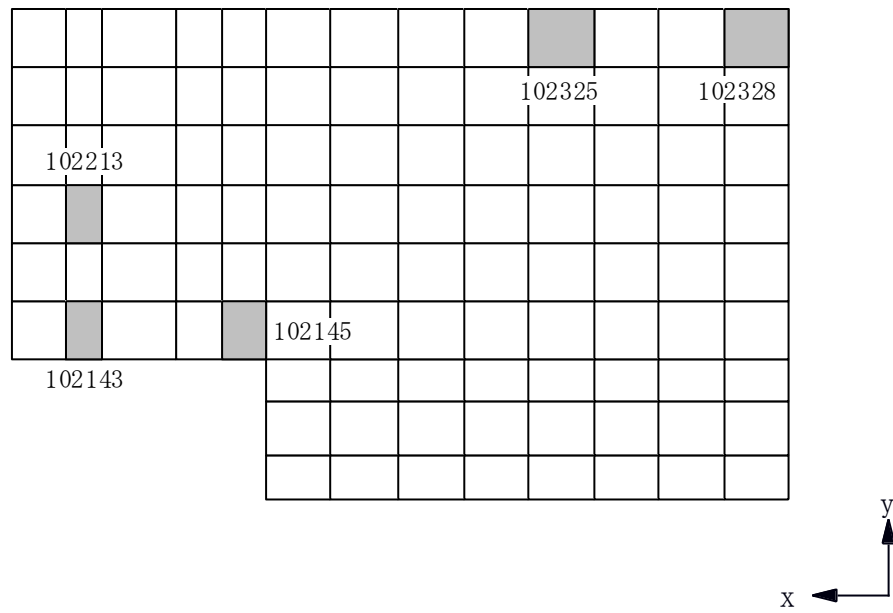
底面スラブについては、軸力及び曲げモーメントによる鉄筋及びコンクリートのひずみ並びに面外せん断応力度に対する評価において、発生値に対する許容値の割合が最小となる要素をそれぞれ選定する。

選定した要素の位置を図 2-1 に、検討結果を表 2-3 に示す。

荷重状態 $V \cdot$ (異常 + S_d 地震) 時 (3) において、壁について、軸力、曲げモーメント及び面内せん断力による鉄筋及びコンクリートのひずみ、軸力による圧縮応力度、面内せん断応力度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。また、底面スラブについて、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。

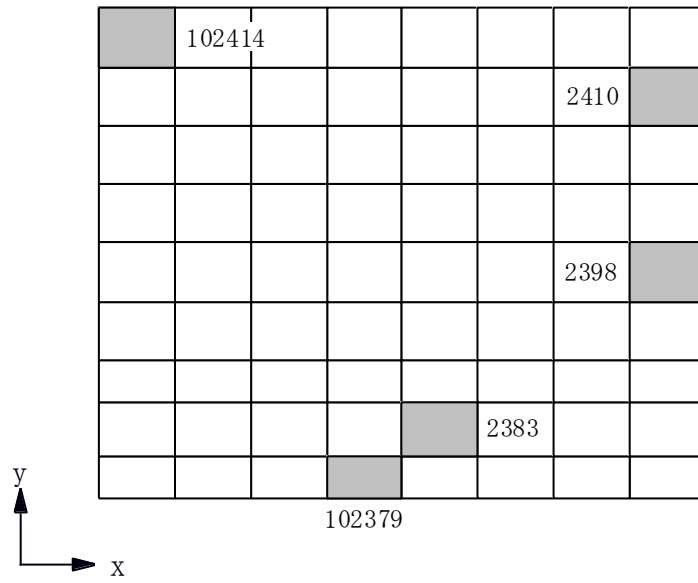


(a) 北側壁

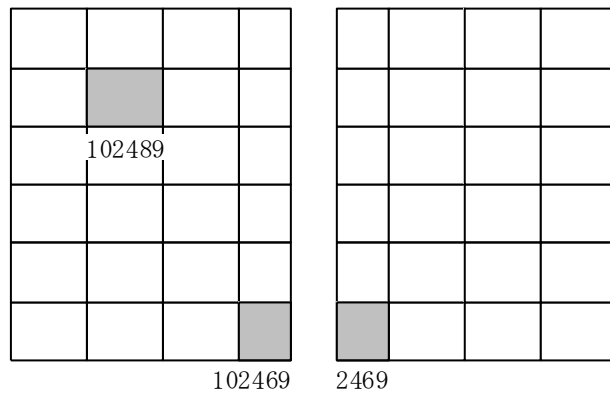


(b) 南側壁

図 2-1 選定した要素の位置 荷重状態 V・(異常+S d 地震) 時 (3) (1/3)

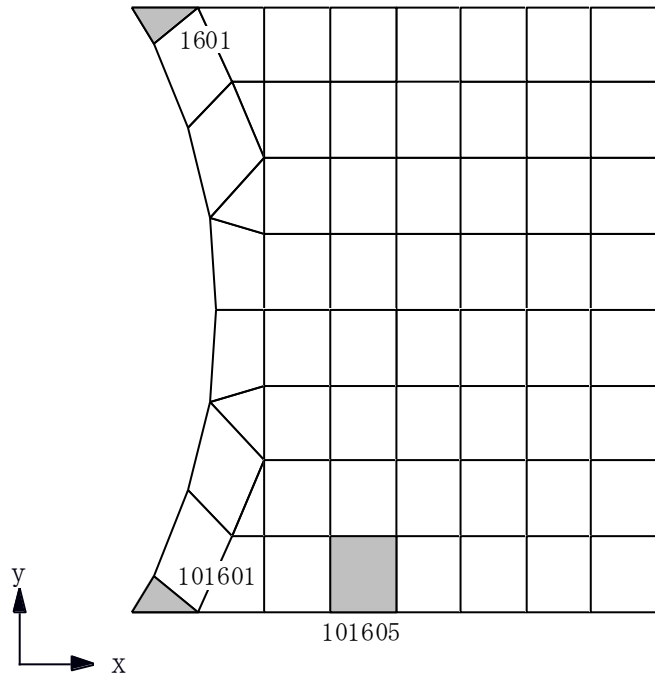


(c) 東側壁



(d) 西側壁

図 2-1 選定した要素の位置 荷重状態 V・(異常+S d 地震) 時 (3) (2/3)



(e) 底面スラブ

図 2-1 選定した要素の位置 荷重状態 V ・ (異常 + S d 地震) 時 (3) (3/3)

表 2-3 検討結果 荷重状態 V・(異常+Sd地震)時(3)

部位	評価項目	方向	要素番号	組合せケース	発生値	許容値	
北側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	2143	5-10	0.223	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	2145	5-2	0.776	5.00
	軸力	圧縮応力度 (N/mm^2)	水平	2325	5-2	3.57	21.4
	面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm^2)	-	2213	5-2	2.97	4.91
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	水平	2328	5-1	1.11	2.00
南側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	102143	5-10	0.224	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	102145	5-2	0.774	5.00
	軸力	圧縮応力度 (N/mm^2)	水平	102325	5-2	3.57	21.4
	面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm^2)	-	102213	5-2	2.97	4.91
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	水平	102328	5-3	1.11	2.00
東側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	102379	5-6	0.167	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	水平	102414	5-3	0.338	5.00
	軸力	圧縮応力度 (N/mm^2)	鉛直	2398	5-2	0.447	21.4
	面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm^2)	-	2410	5-1	0.613	3.03
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	鉛直	2383	5-6	0.407	1.68
西側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	102469	5-1	0.281	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	2469	5-1	0.233	5.00
	軸力	圧縮応力度 (N/mm^2)	鉛直	102469	5-5	2.66	21.4
	面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm^2)	-	102489	5-1	0.874	2.26
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	鉛直	102469	5-4	0.943	2.06
底面 スラブ	軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	EW	1601	5-8	0.249	3.00
		鉄筋圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	EW	101601	5-4	0.177	5.00
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	NS	101605	5-6	1.06	1.21

別紙 8 壁の面内せん断力及び面外せん断力の許容値について

目 次

1. 概要	別紙 8-1
2. CCV 規格を用いることの妥当性	別紙 8-2
2.1 面内せん断力に対する評価	別紙 8-2
2.2 面外せん断力に対する評価	別紙 8-2
3. まとめ	別紙 8-5

1. 概要

使用済燃料貯蔵プール及びキャスクピット（以下「SFP」という。）の応力解析における断面の評価については、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（（社）日本機械学会，2003）（以下「CCV 規格」という。）に基づき実施している。このうち、壁の面内せん断力及び面外せん断力に対する評価は、CCV 規格のシェル部の規定（CVE-3512 及び CVE-3513）に準拠して行っている。

一方、平成 5 年 6 月 17 日付け 4 資庁第 14562 号にて認可された工事計画の添付資料 IV-2-4-2-1「使用済燃料貯蔵プール（キャスクピットを含む。）の耐震性についての計算書」（以下「既工認」という。）では、面内せん断力及び面外せん断力については、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会，1991 改訂）（以下「RC 規準 1991」という。）に準拠していた。

本資料は、円筒壁を対象としている CCV 規格シェル部の規定を平板壁である SFP の壁に適用することの妥当性について説明する。

2. CCV 規格を用いることの妥当性

2.1 面内せん断力に対する評価

面内せん断力の評価基準値（許容値）は、CCV 規格では円筒壁であるシェル部のみに規定されているため、CCV 規格に基づき面内せん断力に対する評価を実施する際は、円筒壁の評価式を用いることとなる。

また、CCV 規格での評価式は基本的には RC 規準 1991 と同様に、面内せん断力を全て鉄筋で負担させる全補強式であるため、壁の断面形状には依存しない。

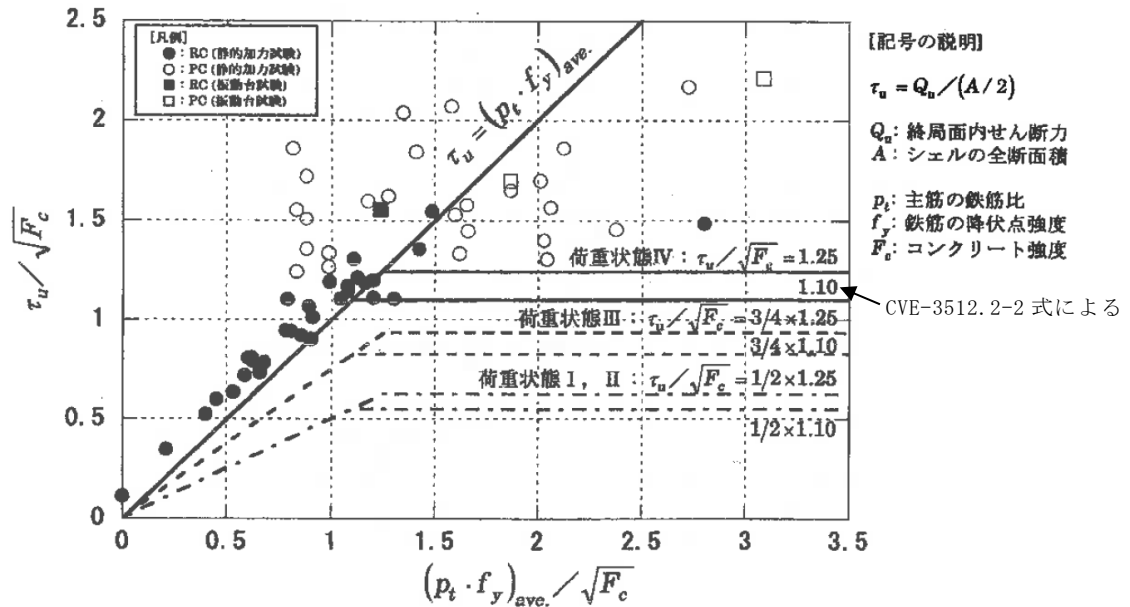
さらに、種々実験結果との比較により CCV 規格の式は十分な裕度を持つことが確認されている。CCV 規格の解説図 CVE-3512-1 を図 2-1 に示す。図 2-1 より、CCV 規格の式 CVE-3512.2-1 式及び CVE-3512.2-2 式は実験結果の下限を評価しており、十分な裕度を持つことが確認できる。

以上より、平板壁である SFP の壁に CCV 規格の面内せん断応力度の評価式を適用することは妥当である。

2.2 面外せん断力に対する評価

面外せん断力の評価基準値（許容値）は、CCV 規格のシェル部の規定では主筋や軸力の効果を考慮しており、RC 規準 1991 とは異なる評価式ではあるが、平板壁の切り出しモデルである梁の試験でその適用性が確認されている。CCV 規格の解説図 CVE-3513-1 を図 2-2 に示す。図 2-2 より、CCV 規格の式 CVE-3513.2-1 式は実験結果の下限を評価しており、十分な裕度を持つことが確認できる。

以上より、平板壁である SFP の壁に CCV 規格の面外せん断応力度の評価式を適用することは妥当である。



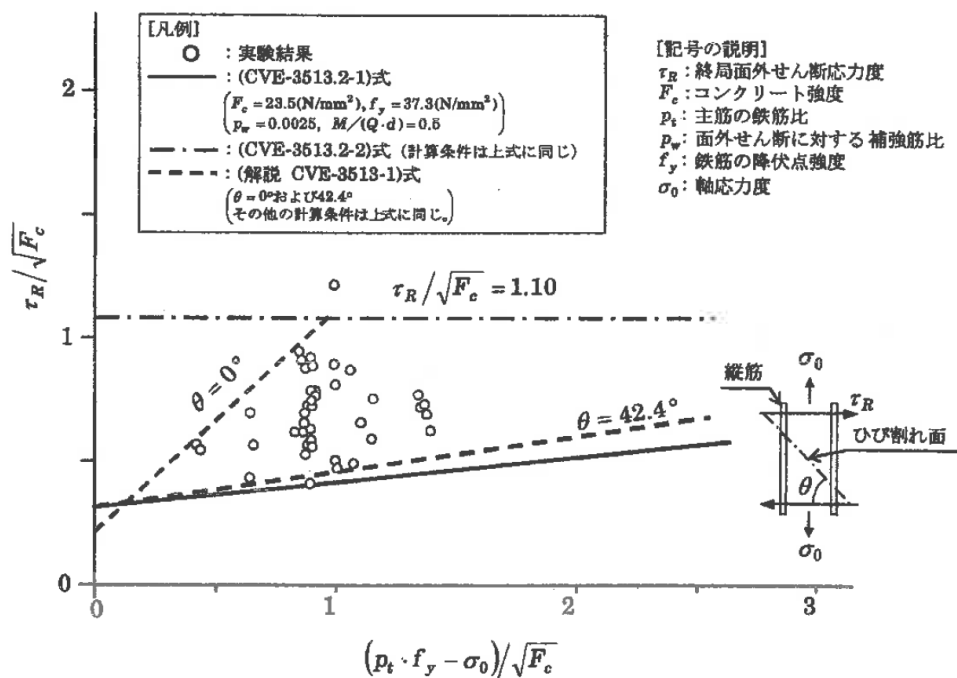
(注) $\tau_u = (p_t \cdot f_y)_{ave.}$ は (CVE-3512.2-1) 式または (CVE-3512.2-3) 式による

解説図 CVE-3512-1 面内せん断応力度の計算式と実験結果の比較

参考:

- 1) 小林正則 他, 「プレストレストコンクリート円筒壁体のせん断耐力に関する研究」(その1)~(その5), 日本建築学会大会学術講演梗概集 2489~2493, pp.1393~1402, 日本建築学会, 昭和54年
- 2) 中山達雄, 「内圧を受ける鉄筋コンクリート円筒のねじり試験(II)」, 日本建築学会大会学術講演梗概集 2488, pp.1391~1392, 日本建築学会, 昭和54年
- 3) 小垣善一 他, 「プレストレストコンクリート格納容器の1/8模型および1/30模型による構造耐力実験」, プレストレストコンクリート vol.23, No.1, pp.79~115, プレストレストコンクリート技術協会, 1981年1月
- 4) 青柳征夫 他, 「1/15PCCV模型の内圧・温度・水平力による試験」, プレストレストコンクリート vol.23, No.1, pp.68~78, プレストレストコンクリート技術協会, 1981年1月
- 5) 渋谷哲 他, 「プレストレストコンクリート造円筒壁の水平加力実験と解析」(その1)~(その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集 2471~2473, pp.1533~1538, 日本建築学会, 昭和58年
- 6) 鶴巻静雄 他, 「RCCVの研究 小型全体モデルによる水平加力試験」, 日本建築学会大会学術講演梗概集 2410, pp.819~820, 日本建築学会, 昭和60年
- 7) 齋藤英明 他, 「鉄筋コンクリート製格納容器(RCCV)の開発」(その2), (その8), 日本建築学会大会学術講演梗概集 2617, pp.1233~1234, 同 2623, pp.1245~1246, 日本建築学会, 昭和63年
- 8) 佐藤邦彦 他, 「コンクリート製原子炉格納容器耐震実証試験(I. PCCV耐震実証試験)」(その7)~(その10), 日本建築学会大会学術講演梗概集 21541~21544, pp.1081~1088, 日本建築学会, 1998年
- 9) 高橋敏夫 他, 「コンクリート製原子炉格納容器耐震実証試験(II. RCCV耐震実証試験)」(その2), (その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集 21547, 21548, pp.1093~1096, 日本建築学会, 1998年
- 10) 柴慶治 他, 「コンクリート製原子炉格納容器耐震実証試験(II. RCCV耐震実証試験)」(その15), 日本建築学会大会学術講演梗概集 21549, pp.1097~1098, 日本建築学会, 2000年

図2-1 CCV規格の解説図 CVE-3512-1 (一部加筆)



解説図 CVE-3513-1 実験結果, (CVE-3513.2-1) 式, (CVE-3513.2-2) 式および
(解説 CVE-3513-1) 式の比較図

参考: 田中伸幸 他, 「RCCV の研究・RC 梁 (シアスパン 1.0 以下) のせん断加力実験」, 日本建築学会大会学術講演梗概集 2405, pp.809~810, 日本建築学会, 昭和 60 年

図 2-2 CCV 規格の解説図 CVE-3513-1

3. まとめ

円筒壁を対象としている CCV 規格シェル部の規定を平板壁である SFP の壁に適用することの妥当性を確認した。

別紙9 鋼製ライナの検討

目 次

1. 概要	別紙 9-1
2. 使用済燃料貯蔵プールのライナひずみの算出方法	別紙 9-1
2.1 ひずみの評価式	別紙 9-2
2.2 許容値の設定	別紙 9-3
3. ライナひずみの検討結果	別紙 9-5
4. まとめ	別紙 9-5

1. 概要

使用済燃料貯蔵プールはコンクリート躯体に鋼製ライナ（材質：SUS304，厚さ：6 mm）を内張りしたもので，鋼製ライナは耐漏洩機能を，鉄筋コンクリート部分は支持機能を有しており，内張りの下のコンクリート躯体で強度を保持しているため，V-2-4-2-1「使用済燃料貯蔵プール及びキャスクピットの耐震性についての計算書」では，鉄筋コンクリート部分の構造強度の確認による評価を実施している。

本資料は，使用済燃料貯蔵プールの内面におけるステンレス鋼製ライナひずみの検討の補足説明資料であり，V-2-4-2-1「使用済燃料貯蔵プール及びキャスクピットの耐震性についての計算書」の補足説明をするものである。

2. 使用済燃料貯蔵プールのライナひずみの算出方法

使用済燃料貯蔵プールのライナひずみは，V-2-4-2-1「使用済燃料貯蔵プール及びキャスクピットの耐震性についての計算書」に示す応力解析結果を元に算出する。使用済燃料貯蔵プール内面の鋼製ライナについては，躯体に追従するため，鉄筋コンクリートのひずみを鋼製ライナに生じるひずみとみなして，ひずみの検討を行うことで，耐漏洩機能の確認を行う。

図 2-1 に使用済燃料貯蔵プールのライナひずみの算出対象要素を示す。

2.1 ひずみの評価式

(1) S d 地震時

ライナひずみは、下式により算出した鋼製ライナ側コンクリート表面の最大主ひずみ (ε_1) と最小主ひずみ (ε_2) の絶対値が大きい方の値とする。

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{2}(\varepsilon_x + \varepsilon_y) + \frac{1}{2}\sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + \gamma_{xy}^2}$$

$$\varepsilon_2 = \frac{1}{2}(\varepsilon_x + \varepsilon_y) - \frac{1}{2}\sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + \gamma_{xy}^2}$$

$$\text{x 方向の垂直ひずみ} \quad \varepsilon_x = \frac{1}{E} \left(\frac{N_x}{A} + \frac{M_x}{Z} \right) - \frac{\nu}{E} \left(\frac{N_y}{A} + \frac{M_y}{Z} \right)$$

$$\text{y 方向の垂直ひずみ} \quad \varepsilon_y = \frac{1}{E} \left(\frac{N_y}{A} + \frac{M_y}{Z} \right) - \frac{\nu}{E} \left(\frac{N_x}{A} + \frac{M_x}{Z} \right)$$

$$\text{せん断ひずみ} \quad \gamma_{xy} = \frac{1}{G} \left(\frac{N_{xy}}{A} + \frac{M_{xy}}{Z} \right)$$

N_x, N_y : 軸力

M_x, M_y : 曲げモーメント

N_{xy} : 面内せん断力

M_{xy} : ねじりモーメント

A : 断面積

Z : 断面係数

E : ヤング係数

G : せん断弾性係数

ν : ポアソン比

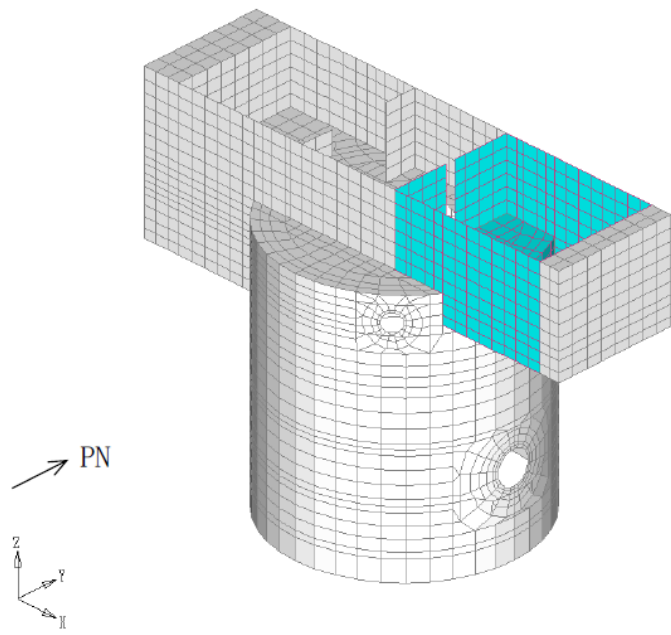
(2) S s 地震時, (異常+S d 地震) 時, (異常+S s 地震) 時

弾塑性解析で出力される鋼製ライナ側コンクリート表面の最大主ひずみ (ε_1) と最小主ひずみ (ε_2) の絶対値が大きい方の値とする。

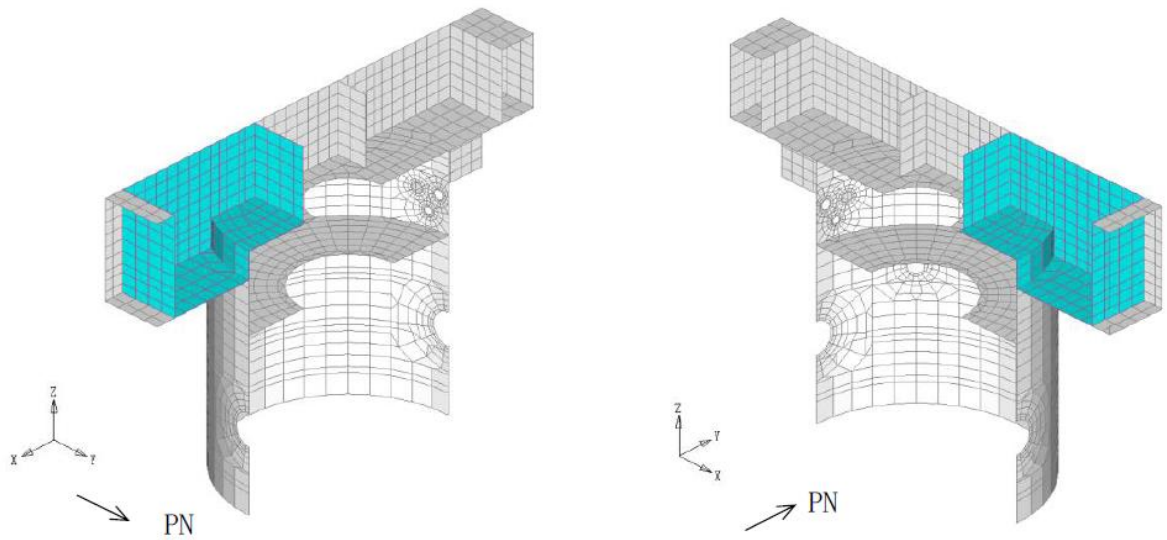
2.2 許容値の設定

ライナひずみの許容値は，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 SNE 1-2003）（日本機械学会 2003年12月）（以下「CCV規格」という。）を準用し，表 CVE-3611-1 ライナプレートの許容ひずみより，引張： 3.0×10^{-3} ，圧縮： 5.0×10^{-3} とする。

CCV規格の許容値は，コンクリート製原子炉格納容器の円筒部ライナプレートに限定されるものではなく，底部の平面のライナプレートにも適用されるものであるため，適用性について形状に依存するものではない。また，ライナプレートは鉄筋コンクリート部分の変形によるひずみに対し，漏洩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（解説 CVE-3611）。よって，要求機能の観点からも，使用済燃料貯蔵プールは鉄筋コンクリートに強度を，鋼製ライナに耐漏洩性をもたせた構造となっているため，CCV規格におけるライナプレートの許容ひずみを準用することは，問題ないものとする。



(a) 俯瞰図



(b) 断面図

図 2-1 使用済燃料貯蔵プールのライナひずみの算出対象要素

3. ライナひずみの検討結果

ライナひずみの検討結果を表 3-1 に示す。また、図 3-1 に最大ひずみの要素位置を示す。

表 3-1 検討結果

検討項目	最大ひずみの発生要素	解析結果	許容値	備考
ひずみ	102379	1.025×10^{-3}	3.0×10^{-3}	S s 地震時

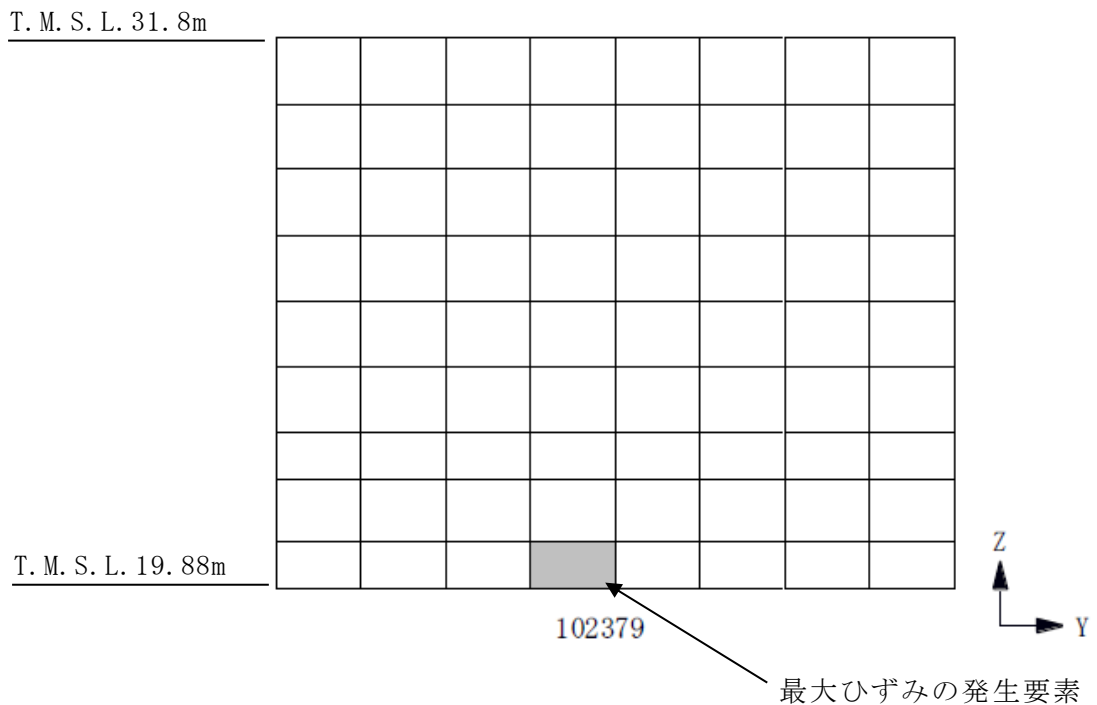


図 3-1 最大ひずみの要素位置図（東側壁）

4. まとめ

使用済燃料貯蔵プールの内面の鋼製ライナについて、ひずみの検討を行った。その結果、最大ひずみは 1.025×10^{-3} であり、許容値 3.0×10^{-3} に対して十分小さいことを確認した。

別紙 10 使用済燃料貯蔵ラックの地震時反力の検討

目 次

1. 概要	別紙 10-1
2. 解析モデルについて	別紙 10-1
3. 使用済燃料貯蔵ラックと原子炉建屋の質量比較について	別紙 10-1
4. まとめ	別紙 10-1

1. 概要

本資料は、使用済燃料貯蔵ラックの地震時反力の検討に関する説明資料であり、V-2-4-2-1「使用済燃料貯蔵プール及びキャスクピットの耐震性についての計算書」の補足説明をするものである。

2. 解析モデルについて

使用済燃料貯蔵プールの解析モデルでは、使用済燃料貯蔵ラックの質量は固定荷重として扱っている。これは、使用済燃料貯蔵ラックの質量が、躯体に対して大きくないことから、評価上連成させる必要がないと考えられるためである。以下に、使用済燃料貯蔵ラックと躯体の質量比較を行う。

3. 使用済燃料貯蔵ラックと原子炉建屋の質量比較について

使用済燃料貯蔵ラックと原子炉建屋の質量比較検討結果を表3-1に示す。算出した使用済燃料貯蔵ラックの質量と原子炉建屋の質量を比較した結果、使用済燃料貯蔵ラックの質量は躯体の質量に対して、割合が小さいことを確認した。

表3-1 質量比較検討結果

検討項目	使用済燃料貯蔵ラック [kg]	原子炉建屋 [kg]
質量	1,283,688 ^{*1}	199,365,736 ^{*2}

注記*1：使用済燃料貯蔵プール内の使用済燃料貯蔵ラック総質量

*2：V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」より質点重量の合計値

4. まとめ

使用済燃料貯蔵ラックの地震時の挙動について、原子炉建屋との質量比較の検討を行った結果、使用済燃料貯蔵ラックは原子炉建屋に対して十分質量が小さいことを確認した。よって、使用済燃料貯蔵ラックの質量はモデル上、固定荷重として考慮すれば、連成の考慮は不要であることを確認した。

以上のことから、使用済燃料貯蔵プール躯体側の評価としては、固定荷重のみ考慮すれば問題なく、反力の考慮は不要といえる。

復水貯蔵槽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

V-2-5-5-1-2「復水貯蔵槽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 応力解析におけるモデル化，境界条件及び拘束条件の考え方

別紙 2 地震荷重の入力方法

別紙 3 応力解析における断面の評価部位の選定

別紙 4 鋼製ライナの検討

別紙 5 誘発上下動の検討

別紙1 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 1-1
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 1-2

1. 概要

本資料は、復水貯蔵槽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

復水貯蔵槽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。

- ・ 水平ばね

振動アドミタンス理論に基づく水平ばねにより算出する。

- ・ 鉛直ばね

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。

- ・ 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，構造形状と荷重状態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。曲面版構造の場合は，平板要素や軸対象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 復水貯蔵槽(1/5)

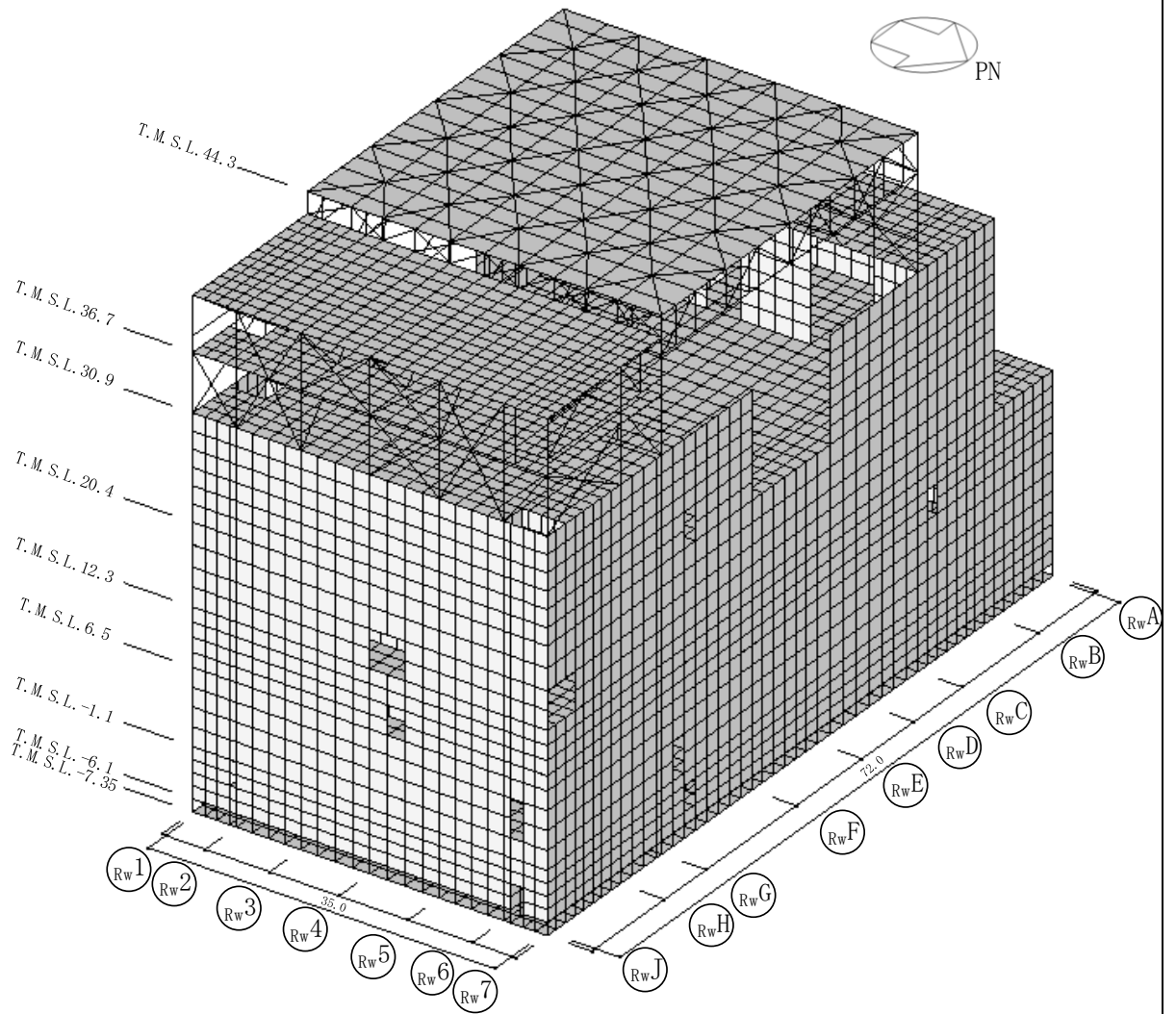
モデル概要

○モデル化範囲

- ・基礎スラブ及び上部構造をモデル化する。

○使用要素

- ・基礎スラブ，スラブ，壁：シェル要素
- ・柱，はり，ブレース：はり要素



(単位：m)

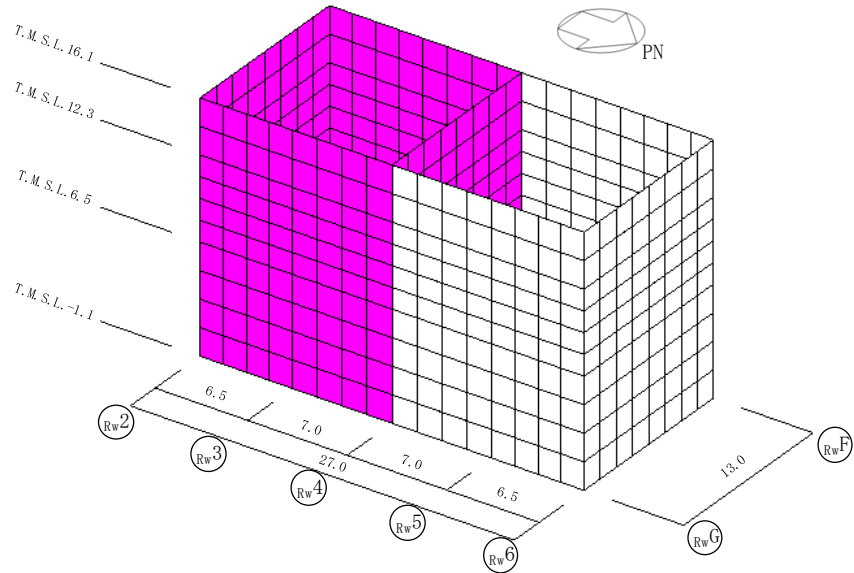
モデル概要 (全体図)

表 2-1 復水貯蔵槽(2/5)

モデル概要

○要素分割

- ・要素一辺の長さを 1~2m 程度として分割する。



■ 7号機 復水貯蔵槽

(単位：m)

モデル概要 (復水貯蔵槽)

表 2-1 復水貯蔵槽 (3/5)

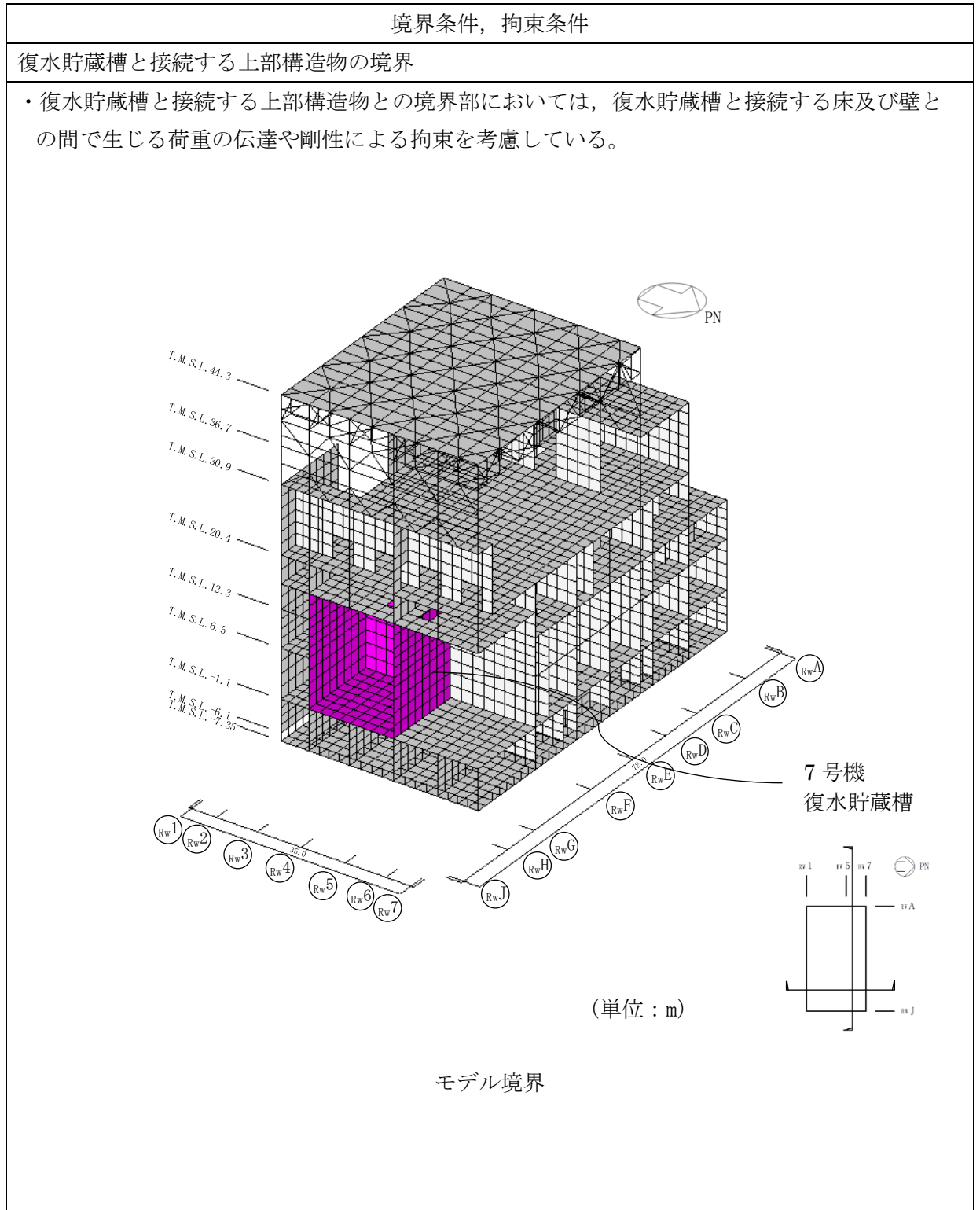


表 2-1 復水貯蔵槽(4/5)

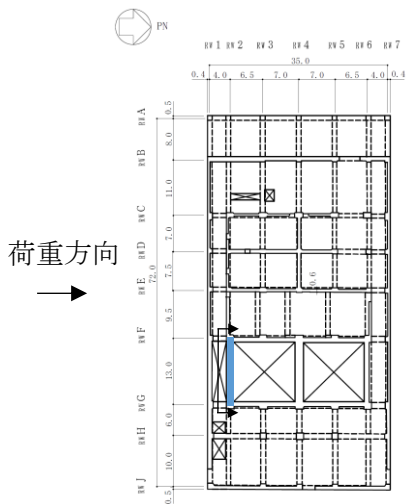
境界条件, 拘束条件
<p>基礎スラブと地盤の境界</p> <ul style="list-style-type: none"> ・側面地盤は無視する。 ・基礎スラブの節点には, 底面地盤を表現するばね要素を設ける。 ・水平剛性及び鉛直剛性は以下のとおり設定する。 <ul style="list-style-type: none"> ・水平剛性: 振動アドミッタンス理論による水平ばね$K_{HNS(EW)}$を節点支配面積A_iで離散化。 $K_{HiNS(EW)} = (K_{HNS(EW)} / A) \times A_i \quad A: \text{基礎スラブの底面積}$ ・鉛直剛性: 転倒モーメントが支配的となるため振動アドミッ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。 $K_{Vi} = (K_{RNS} / I_{NS} + K_{REW} / I_{EW}) / 2 \times A_i$ $I: \text{基礎スラブの断面二次モーメント}$
<p style="text-align: center;">モデル概要</p>

表 2-1 復水貯蔵槽(5/5)

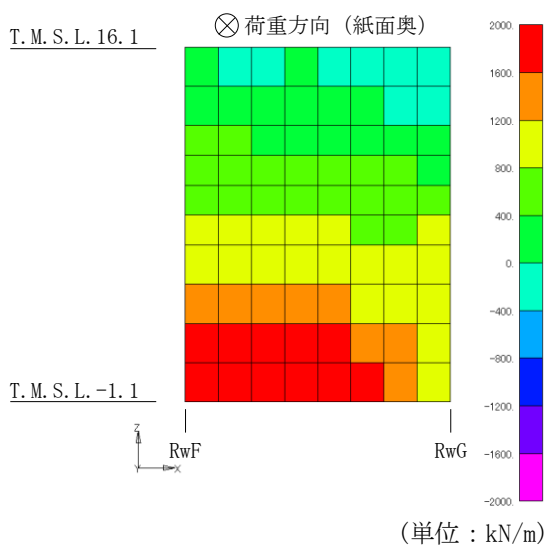
境界条件, 拘束条件

基礎スラブと地盤の境界

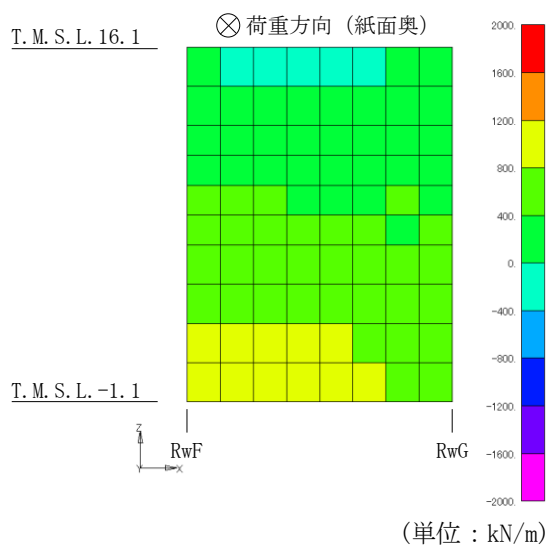
- ・基礎浮上りを考慮しない方が、浮上り側の壁に発生する引張応力を保守的に評価するため、基礎浮上りを無視する。



概略平面図



(1) 基礎浮上り非考慮



(2) 基礎浮上り考慮

基礎浮上りの有無による壁の縦方向軸応力の比較 (組合せケース 2, Rw2 通り壁)

別紙 2 地震荷重の入力方法

目 次

1. 概要 別紙 2-1
2. 地震荷重の入力方法 別紙 2-2

1. 概要

本資料は、復水貯蔵槽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

復水貯蔵槽の応力解析に当たっては、FEM モデルに入力する地震荷重として、上部構造物の地震荷重を考慮する。なお、FEM モデルについては、評価対象である復水貯蔵槽に加え、復水貯蔵槽に作用する周辺の上部構造物からの地震荷重を適切に評価するため、建屋全体をモデル化している。

地震荷重の入力方法は、廃棄物処理建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料別紙 3「地震荷重の入力方法」の内容と同一である。

別紙 3 応力解析における断面の評価部位の選定

目 次

1. 概要 別紙 3-1
2. 断面の評価部位の選定 別紙 3-2

1. 概要

本資料は、復水貯蔵槽の応力解析における断面の評価部位の選定に関し、工認記載の断面の評価要素の選定結果について示すものである。

2. 断面の評価部位の選定

復水貯蔵槽の荷重の組合せケースを表 2-1 に、復水貯蔵槽の配筋一覧を表 2-2～表 2-4 に、板厚及び配筋領域図を図 2-1～図 2-5 に示す。

各評価項目の検定値一覧を表 2-5、断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果を図 2-6～図 2-8 に、断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図を図 2-9 に示す。

表 2-1 荷重の組合せケース

ケース No.	水平：鉛直	鉛直震度	荷重の組合せケース
1	1.0 : 0.4	下向き	$(1.0+0.4K_v)VL + S_{SN}$ $+ (1.0+0.4K_v)H_{SL} + H_{WA} + Hd_{SN}$
2		上向き	$(1.0-0.4K_v)VL + S_{SN}$ $+ (1.0-0.4K_v)H_{SL} + H_{WA} + Hd_{SN}$
3		下向き	$(1.0+0.4K_v)VL + S_{NS}$ $+ (1.0+0.4K_v)H_{SL} + H_{WA} + Hd_{NS}$
4		上向き	$(1.0-0.4K_v)VL + S_{NS}$ $+ (1.0-0.4K_v)H_{SL} + H_{WA} + Hd_{NS}$
5		下向き	$(1.0+0.4K_v)VL + S_{WE}$ $+ (1.0+0.4K_v)H_{SL} + H_{WA} + Hd_{WE}$
6		上向き	$(1.0-0.4K_v)VL + S_{WE}$ $+ (1.0-0.4K_v)H_{SL} + H_{WA} + Hd_{WE}$
7		下向き	$(1.0+0.4K_v)VL + S_{EW}$ $+ (1.0+0.4K_v)H_{SL} + H_{WA} + Hd_{EW}$
8		上向き	$(1.0-0.4K_v)VL + S_{EW}$ $+ (1.0-0.4K_v)H_{SL} + H_{WA} + Hd_{EW}$
9	0.4 : 1.0	下向き	$(1.0+K_v)VL + 0.4S_{SN}$ $+ (1.0+K_v)H_{SL} + H_{WA} + 0.4Hd_{SN}$
10		上向き	$(1.0-K_v)VL + 0.4S_{SN}$ $+ (1.0-K_v)H_{SL} + H_{WA} + 0.4Hd_{SN}$
11		下向き	$(1.0+K_v)VL + 0.4S_{NS}$ $+ (1.0+K_v)H_{SL} + H_{WA} + 0.4Hd_{NS}$
12		上向き	$(1.0-K_v)VL + 0.4S_{NS}$ $+ (1.0-K_v)H_{SL} + H_{WA} + 0.4Hd_{NS}$
13		下向き	$(1.0+K_v)VL + 0.4S_{WE}$ $+ (1.0+K_v)H_{SL} + H_{WA} + 0.4Hd_{WE}$
14		上向き	$(1.0-K_v)VL + 0.4S_{WE}$ $+ (1.0-K_v)H_{SL} + H_{WA} + 0.4Hd_{WE}$
15		下向き	$(1.0+K_v)VL + 0.4S_{EW}$ $+ (1.0+K_v)H_{SL} + H_{WA} + 0.4Hd_{EW}$
16		上向き	$(1.0-K_v)VL + 0.4S_{EW}$ $+ (1.0-K_v)H_{SL} + H_{WA} + 0.4Hd_{EW}$

V L : 鉛直荷重
S s_{SN} : 水平地震荷重 (S→N 方向)
S s_{NS} : 水平地震荷重 (N→S 方向)
S s_{WE} : 水平地震荷重 (W→E 方向)
S s_{EW} : 水平地震荷重 (E→W 方向)
K v : 鉛直震度
H s_{SL} : 静水圧荷重 (スラブ)
H s_{WA} : 静水圧荷重 (壁)
H d_{SN} : 動水圧荷重 (S→N 方向)
H d_{NS} : 動水圧荷重 (N→S 方向)
H d_{WE} : 動水圧荷重 (W→E 方向)
H d_{EW} : 動水圧荷重 (E→W 方向)

表 2-2 復水貯蔵槽の配筋（壁）

部位	通り芯	レベル T. M. S. L. (m)	板厚 (m)	配筋		断面積 (mm ² /m)
				1 段目	2 段目	
領域 A	R _w F 通り壁	12.3~16.1	0.90	D29@200	D29@200	6420
領域 B	R _w G 通り壁	6.5~12.3	1.20	D32@200	D32@200	7940
領域 C	R _w 2 通り壁					
領域 C	R _w 6 通り壁	-1.1~6.5	1.35	D35@200	D35@200	9570
領域 D	R _w 4 通り壁	-1.1~16.1	1.60	D38@200	D38@200	11400

注：配筋は縦筋，横筋，内側，外側とも。

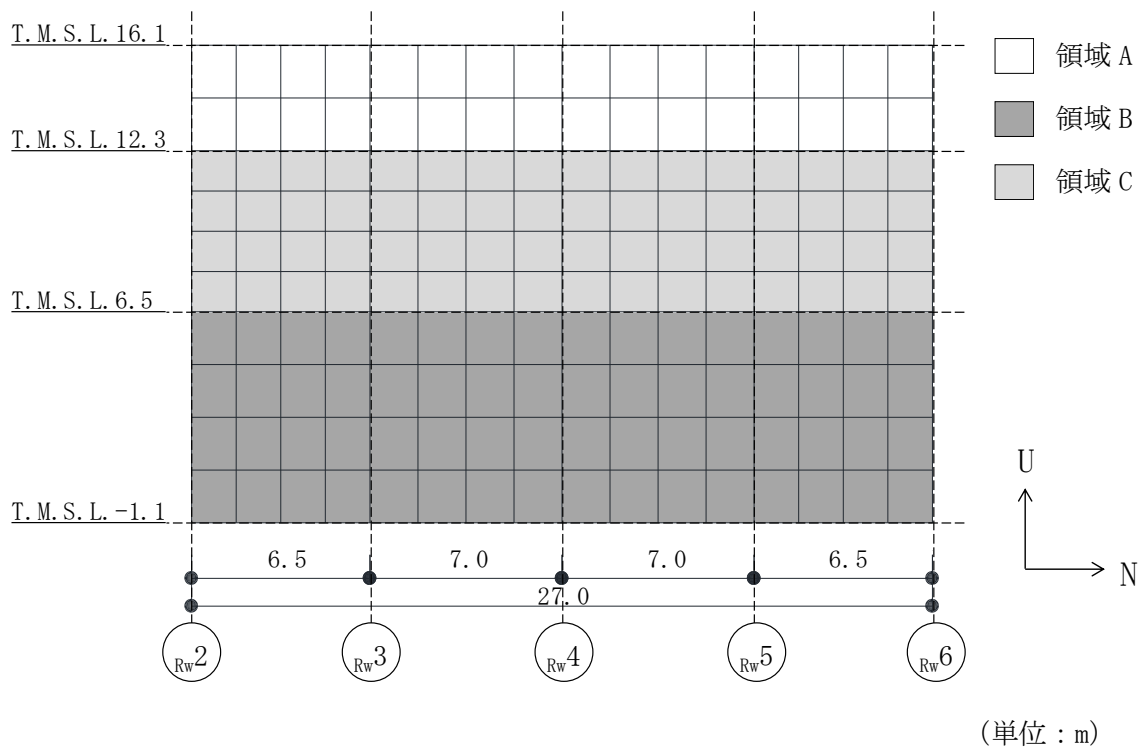


図 2-1 復水貯蔵槽の配筋領域図 (R_wF 通り壁, R_wG 通り壁)

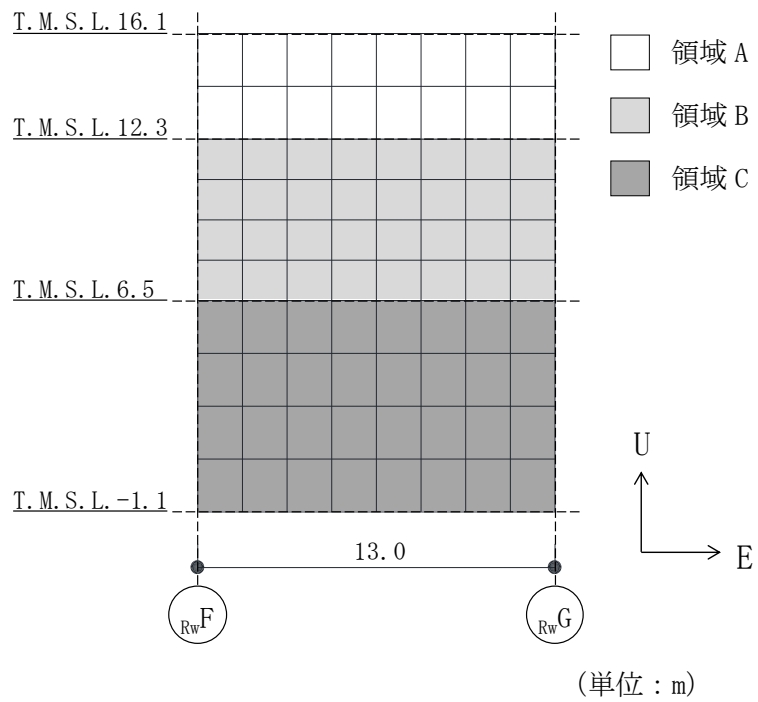


図 2-2 復水貯蔵槽の配筋領域図 ($R_w 2$ 通り壁, $R_w 6$ 通り壁)

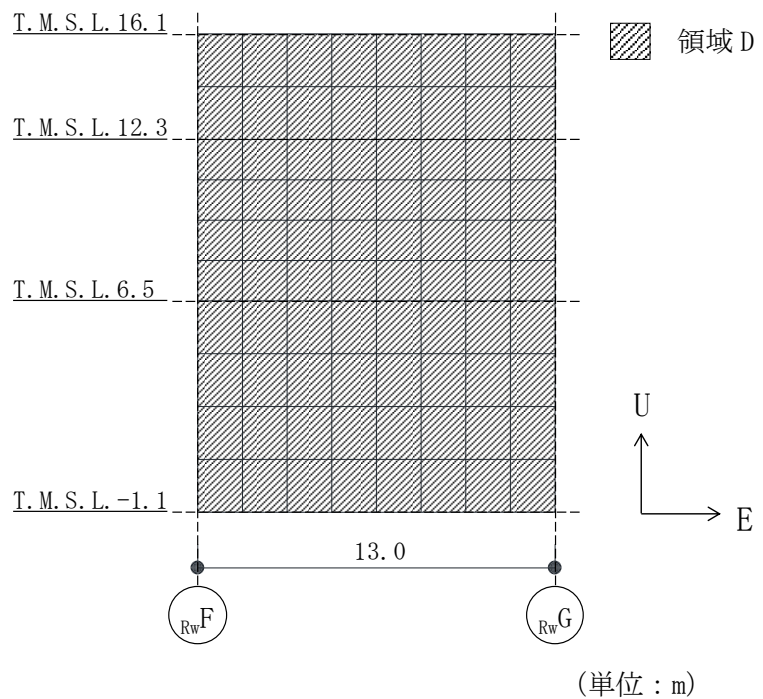


図 2-3 復水貯蔵槽の配筋領域図 ($R_w 4$ 通り壁)

表 2-3 復水貯蔵槽の配筋（底面スラブ，主筋）

部位	板厚 (m)	配筋		断面積 (mm ² /m)
		1 段目	2 段目	
領域 E	1.50	D35@200	D35@200	9570

注：配筋は上ば筋，下ば筋，NS 方向，EW 方向とも。

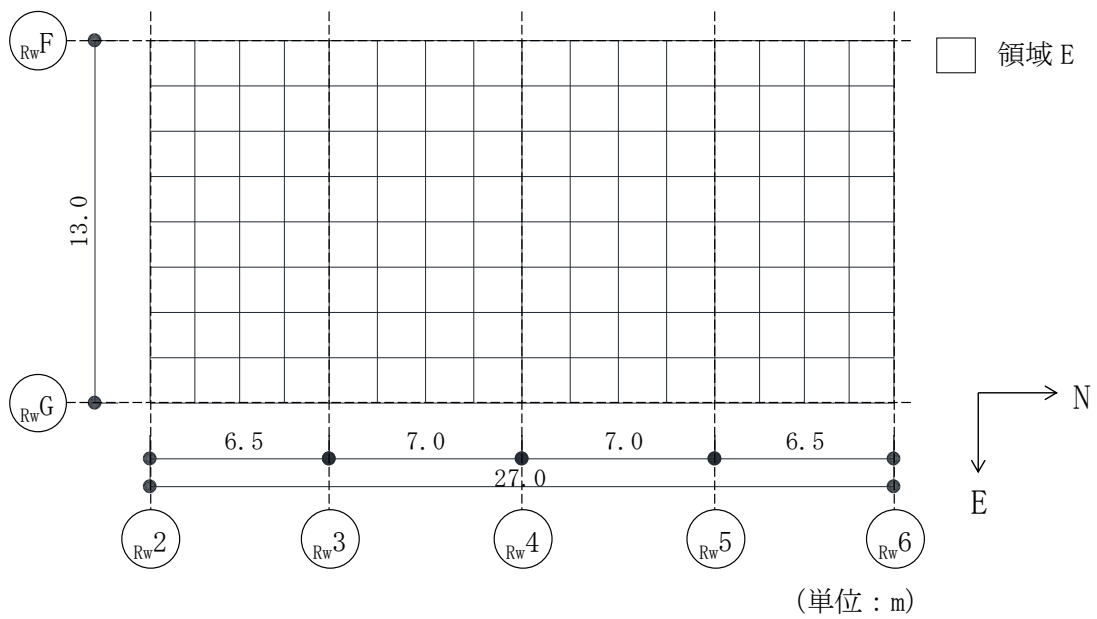


図 2-4 復水貯蔵槽の配筋領域図（底面スラブ，主筋）

表 2-4 復水貯蔵槽の配筋（底面スラブ，せん断補強筋）

部位	鉄筋	ピッチ	断面積 (mm ² /m)
領域 F	D19	@200×@400	3588

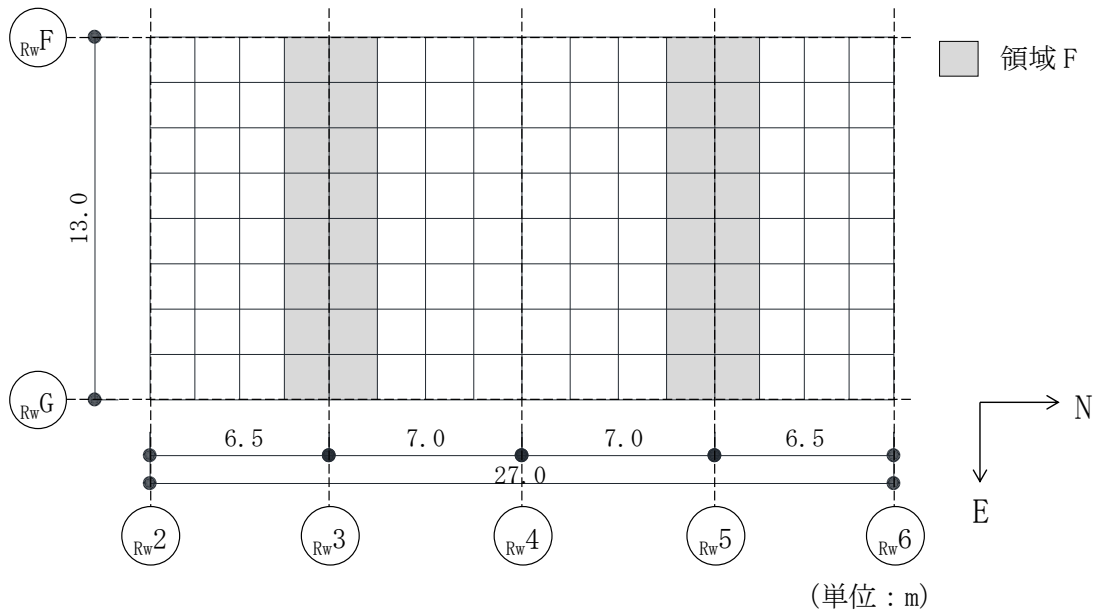


図 2-5 復水貯蔵槽の配筋領域図（底面スラブ，せん断補強筋）

表 2-5 各評価項目の検定値一覧

項目	部位	方向	要素番号	荷重 ケース	検定値
軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	壁	縦	22759	2	0.892
		横	22822	2	0.963
	底面 スラブ	NS	10734	1	0.466
		EW	10803	5	0.573
面外せん断力	壁	縦	22483	7	0.354
		横	22468	7	0.511
	底面 スラブ	NS	10710	1	0.476
		EW	10638	7	0.397

注：■は，検定値が最大となる要素を示す。

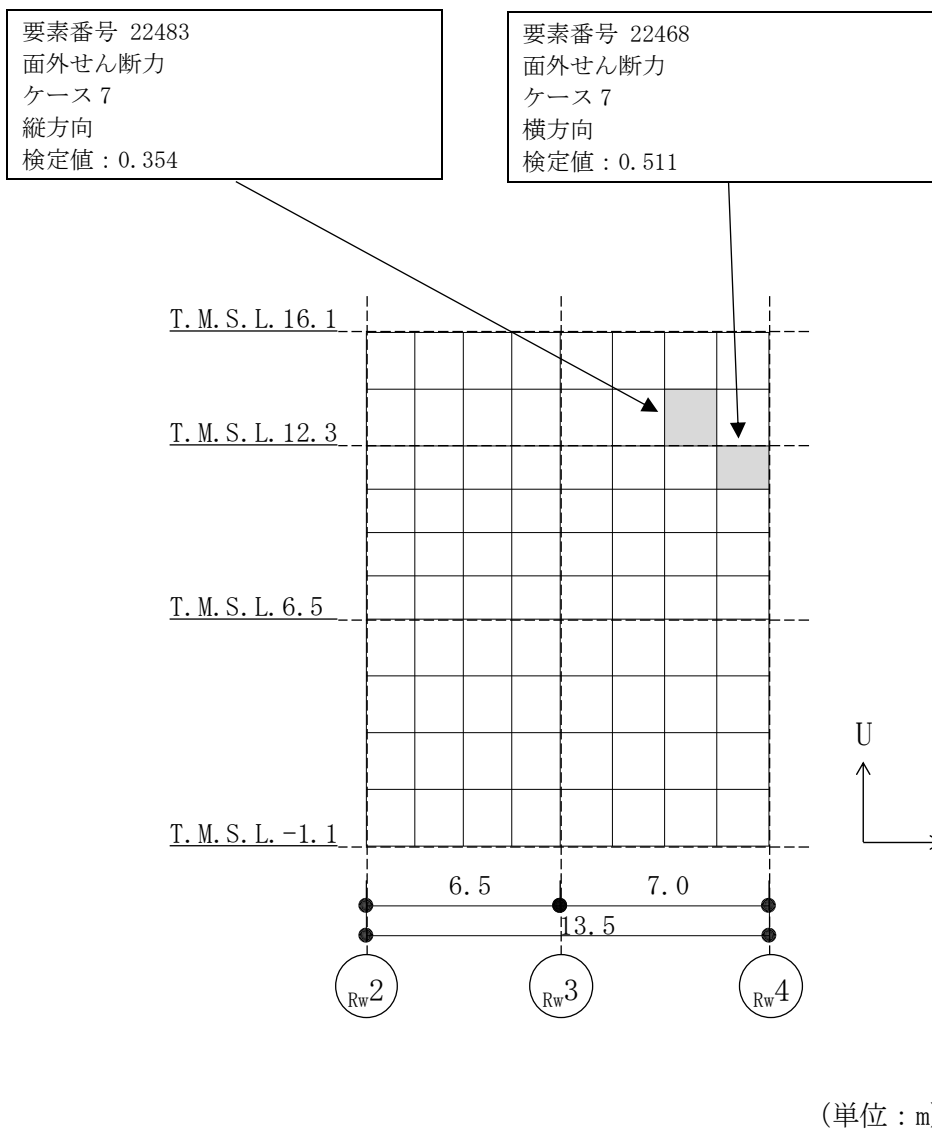
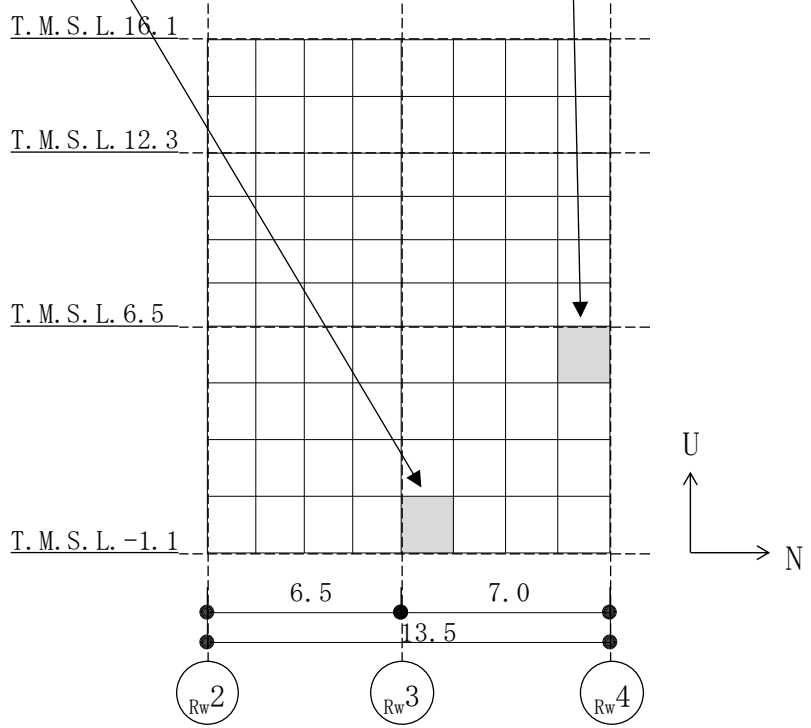


図 2-6 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果 (RwF 通り壁)

要素番号 22759
 軸力+曲げモーメント+面内せん断力
 ケース 2
 縦方向
 検定値 : 0.892

要素番号 22822
 軸力+曲げモーメント+面内せん断力
 ケース 2
 横方向
 検定値 : 0.963



(単位 : m)

図 2-7 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果 (RwG 通り壁)

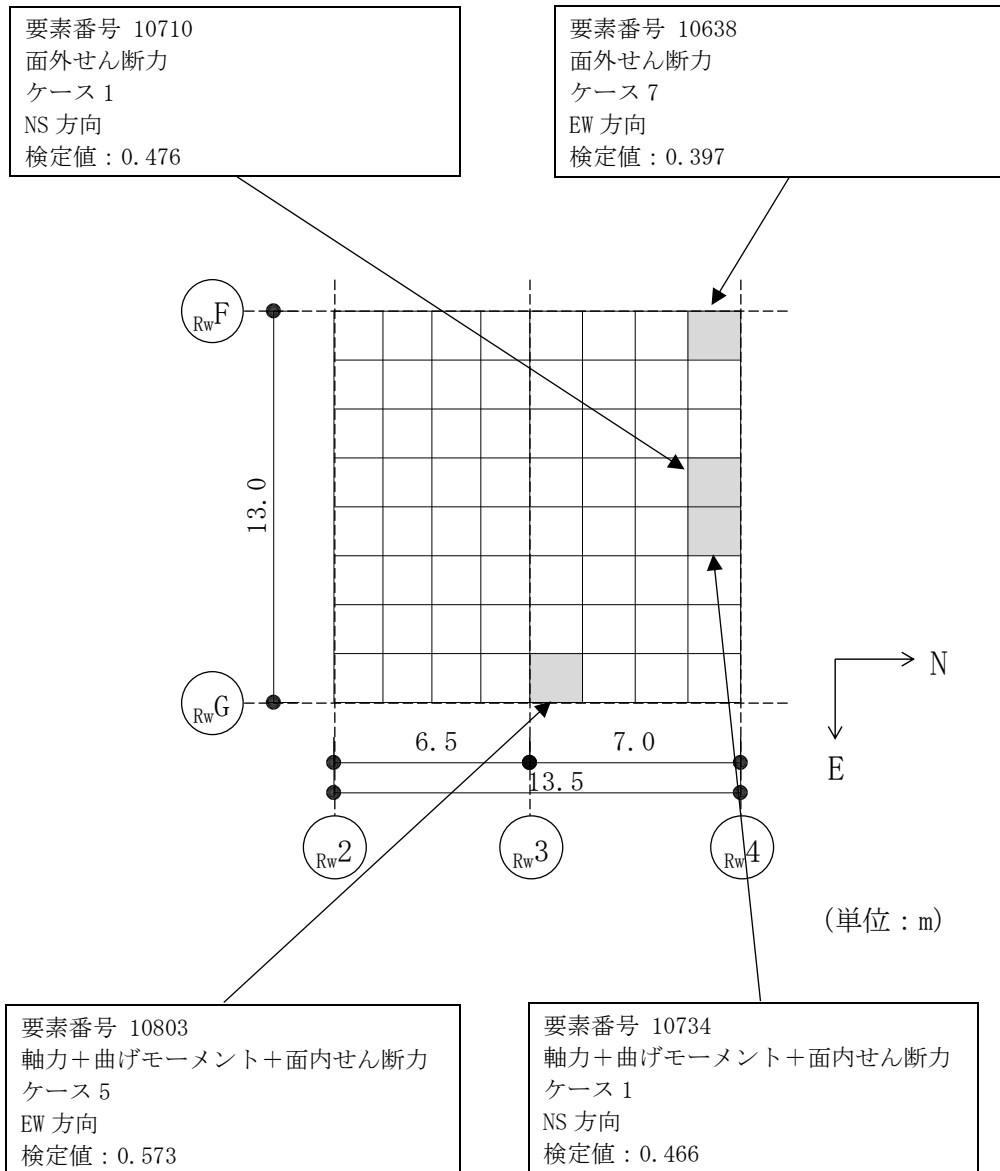
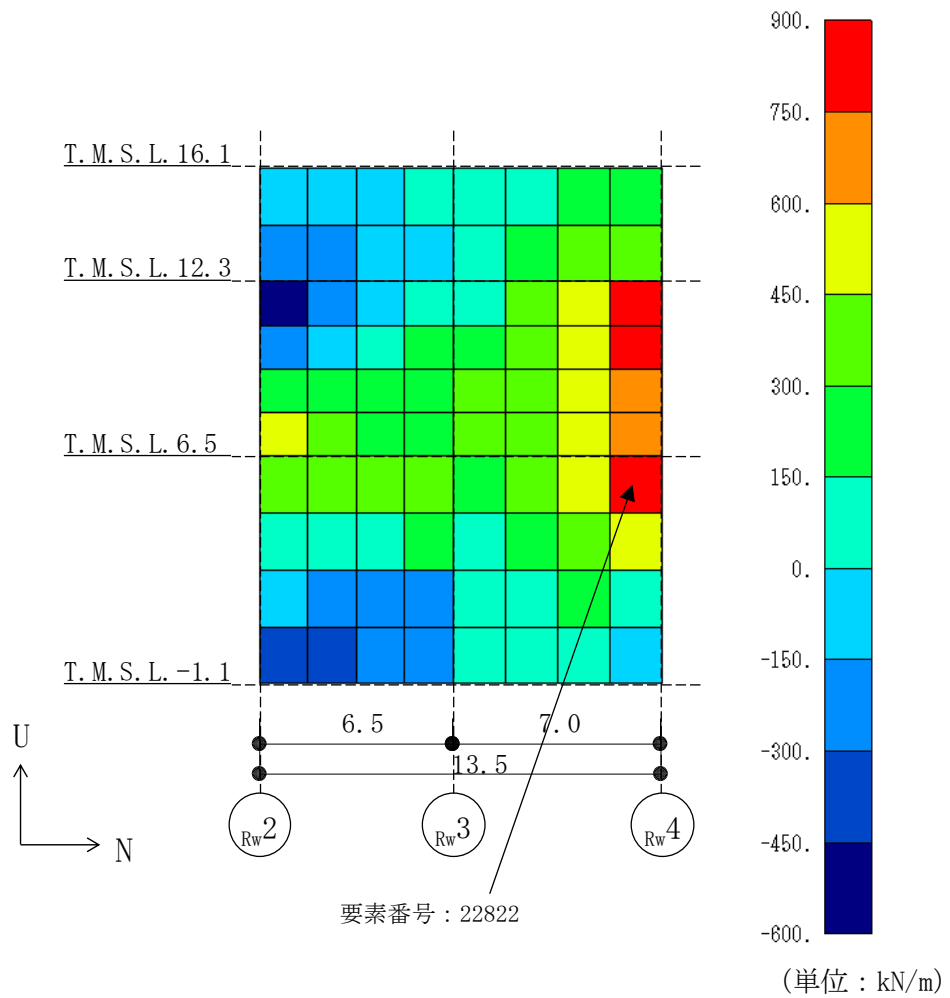
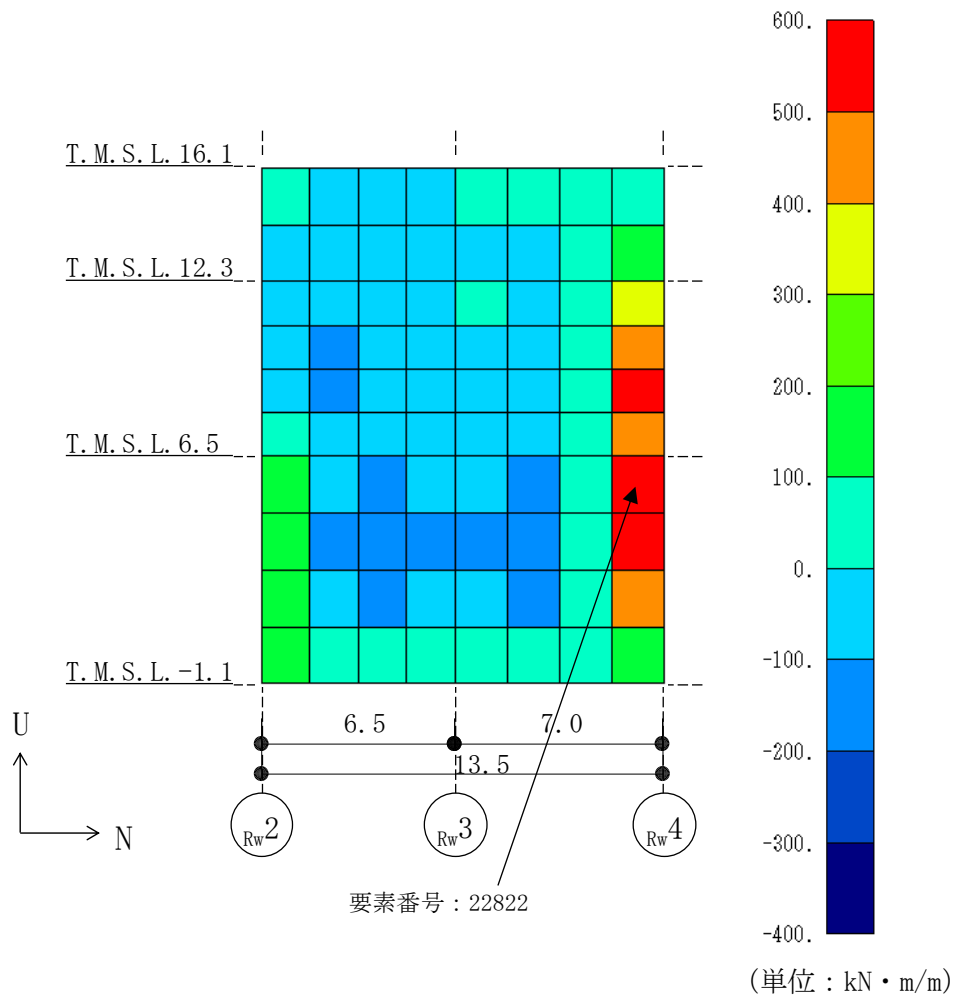


図 2-8 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果 (底面スラブ)



軸力 (横方向, ケース 2)

図 2-9 断面算定部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図(1/3)



曲げモーメント (横方向, ケース 2)

図 2-9 断面算定部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図 (2/3)

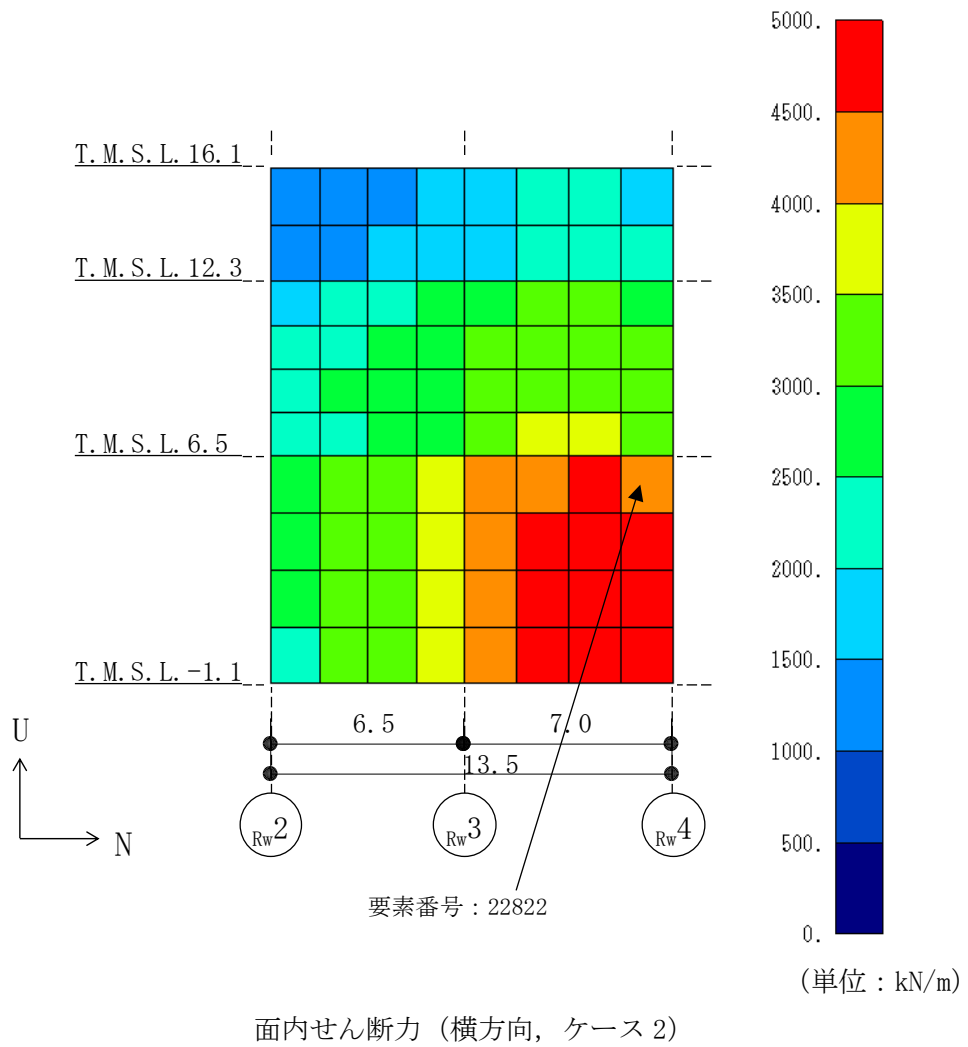


図 2-9 断面算定部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図 (3/3)

別紙 4 鋼製ライナの検討

目 次

1. 概要	別紙 4-1
2. 復水貯蔵槽の鋼製ライナひずみの算出方法	別紙 4-1
2.1 ひずみの評価式	別紙 4-2
2.2 許容値の設定	別紙 4-2
3. ライナひずみの検討結果	別紙 4-3
4. まとめ	別紙 4-3

1. 概要

復水貯蔵槽はコンクリート躯体に鋼製ライナ（材質：SUS304，厚さ：4mm）を内張りしたもので，鋼製ライナは耐漏洩機能を，鉄筋コンクリート部分は支持機能を有しており，内張りの下のコンクリート躯体で強度を保持しているため，V-2-5-5-1-2「復水貯蔵槽の耐震性についての計算書」では，鉄筋コンクリート部分の構造強度の確認による評価を実施している。

本資料は，復水貯蔵槽の内面における鋼製ライナひずみの検討の補足説明資料であり，V-2-5-5-1-2「復水貯蔵槽の耐震性についての計算書」の補足説明をするものである。

2. 復水貯蔵槽の鋼製ライナひずみの算出方法

復水貯蔵槽のライナひずみは，V-2-5-5-1-2「復水貯蔵槽の耐震性についての計算書」に示す応力解析結果を元に算出する。復水貯蔵槽内面の鋼製ライナについては，躯体に追従するため，鉄筋コンクリートのひずみを鋼製ライナに生じるひずみとみなして，ひずみの検討を行うことで，耐漏洩機能の確認を行う。

2.1 ひずみの評価式

ライナひずみは、下式により算出した鋼製ライナ側コンクリート表面の最大主ひずみ (ε_1) 及び最小主ひずみ (ε_2) の絶対値が大きい方の値とする。

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{2}(\varepsilon_x + \varepsilon_y) + \frac{1}{2}\sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + \gamma_{xy}^2}$$

$$\varepsilon_2 = \frac{1}{2}(\varepsilon_x + \varepsilon_y) - \frac{1}{2}\sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + \gamma_{xy}^2}$$

$$\text{x 方向の垂直ひずみ} \quad \varepsilon_x = \frac{1}{E} \left(\frac{N_x}{A} + \frac{M_x}{Z} \right) - \frac{\nu}{E} \left(\frac{N_y}{A} + \frac{M_y}{Z} \right)$$

$$\text{y 方向の垂直ひずみ} \quad \varepsilon_y = \frac{1}{E} \left(\frac{N_y}{A} + \frac{M_y}{Z} \right) - \frac{\nu}{E} \left(\frac{N_x}{A} + \frac{M_x}{Z} \right)$$

$$\text{せん断ひずみ} \quad \gamma_{xy} = \frac{1}{G} \left(\frac{N_{xy}}{A} + \frac{M_{xy}}{Z} \right)$$

N_x, N_y : 軸力

M_x, M_y : 曲げモーメント

N_{xy} : 面内せん断力

M_{xy} : ねじりモーメント

A : 断面積

Z : 断面係数

E : ヤング係数

G : せん断弾性係数

ν : ポアソン比

2.2 許容値の設定

ライナひずみの許容値は、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 NE 1 - 2003）（日本機械学会 2003年12月）（以下「CCV規格」という。）を準用し、表 CVE-3611-1 ライナプレートの許容ひずみより、引張： 3.0×10^{-3} 、圧縮： 5.0×10^{-3} とする。

CCV規格の許容値は、コンクリート製原子炉格納容器の円筒部ライナプレートに限定されるものではなく、底部の平面のライナプレートにも適用されるものであるため、適用性について形状に依存するものではない。また、ライナプレートは鉄筋コンクリート部分の変形によるひずみに対し、漏洩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（解説 CVE-3611）。よって、要求機能の観点からも、復水貯蔵槽は鉄筋コンクリートに強度を、鋼製ライナに耐漏洩性をもたせた構造となっているため、CCV規格におけるライナプレートの許容ひずみを準用することは、問題ないものとする。

3. ライナひずみの検討結果

ライナひずみの検討結果を表 3-1 に示す。また、図 3-1 に最大ひずみの要素位置を示す。

表 3-1 検討結果

検討項目	最大ひずみの発生要素	解析結果	許容値	備考
ひずみ	22780	0.209×10^{-3}	5.0×10^{-3}	S s 地震時

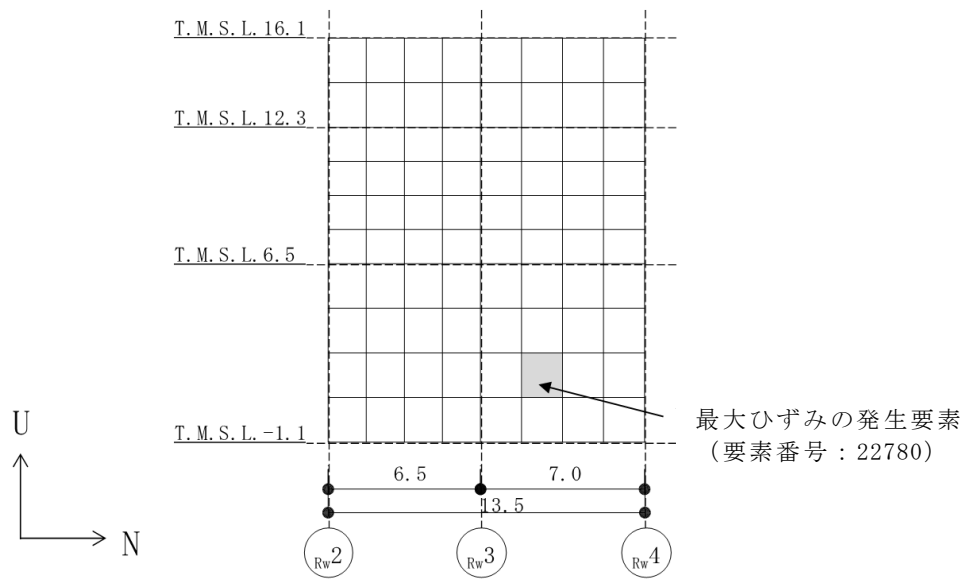


図 3-1 最大ひずみの要素位置図 (RWG 通り壁)

4. まとめ

復水貯蔵槽の内面の鋼製ライナについて、ひずみの検討を行った。その結果、最大ひずみは 0.209×10^{-3} であり、許容値 5.0×10^{-3} に対して十分小さいことを確認した。

別紙 5 誘発上下動の検討

目 次

1. 概要	別紙 5-1
1.1 検討概要	別紙 5-1
1.2 検討方針・検討内容	別紙 5-1
2. 検討結果	別紙 5-3
3. まとめ	別紙 5-6

1. 概要

1.1 検討概要

本資料は、廃棄物処理建屋の復水貯蔵槽の耐震評価における誘発上下動を考慮しない組合せ係数法の適用性について説明するものである。

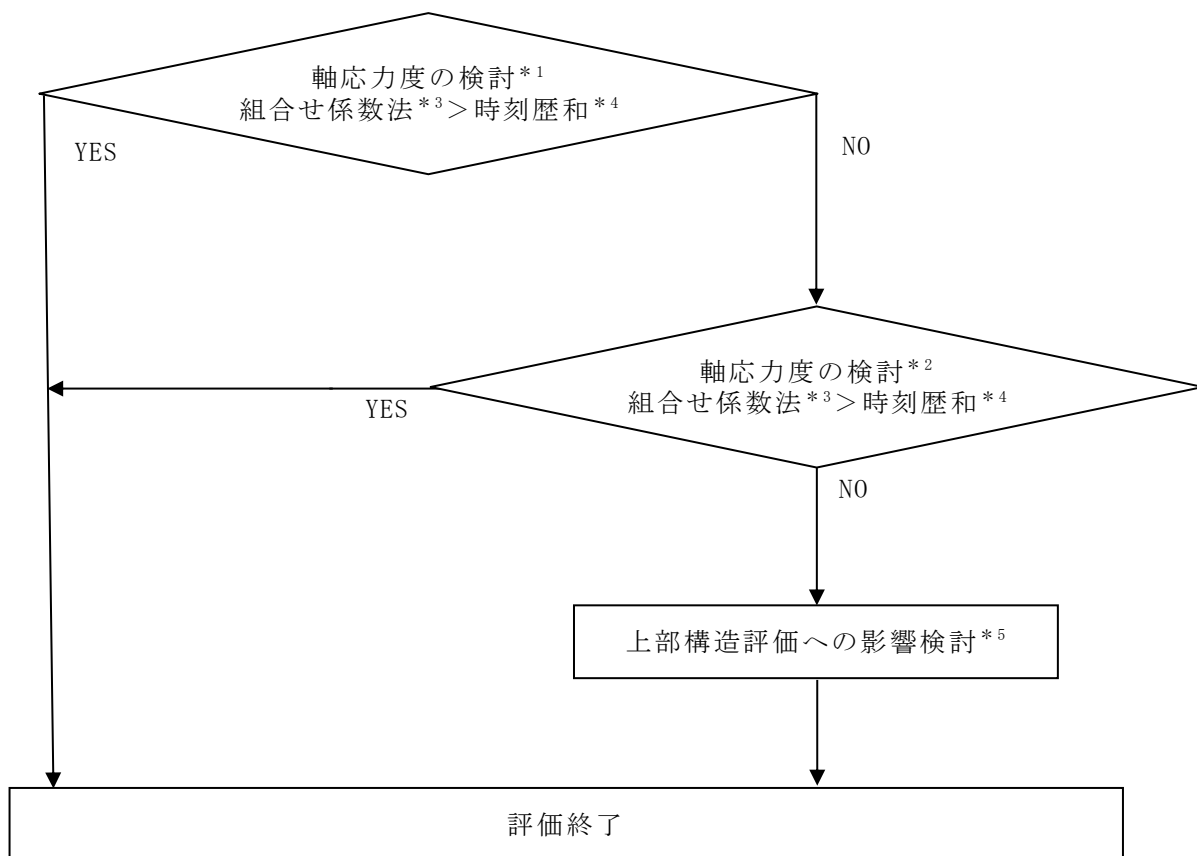
廃棄物処理建屋の復水貯蔵槽の耐震評価として行う水平及び鉛直方向の荷重の組合せを考慮した評価において、誘発上下動を考慮しない組合せ係数法による評価値と水平及び誘発上下動を考慮した鉛直方向の地震応答の時刻歴和による評価値の比較を行うことで、誘発上下動を考慮しない組合せ係数法の適用性を確認する。

1.2 検討方針・検討内容

廃棄物処理建屋の復水貯蔵槽の耐震評価における誘発上下動を考慮しない組合せ係数法の適用性は、軸応力度の評価で確認する。

誘発上下動が生じる Ss-1～3, Ss-8 の NS 方向について、水平応答の曲げモーメントによる鉛直軸応力度 σ_H の最大値と誘発上下動を考慮しない鉛直応答による軸応力度 σ_Z の最大値に組合せ係数法を適用した軸応力度（以下「組合せ係数法による最大軸応力度」という。）の包絡値が、水平応答の曲げモーメントによる鉛直軸応力度 σ_H 及び誘発上下動を考慮した鉛直応答による軸応力度 σ_Z の時刻歴を時々刻々組合せて算定した時刻歴の最大値（以下「時刻歴和による最大軸応力度」という。）と同等又は保守的であることを確認する。その結果、同等又は保守的と言えない場合は、時刻歴和による最大軸応力度が上部構造へ及ぼす影響検討を行い、許容限界に対して十分な余裕を有することを確認することにより、誘発上下動を考慮しない組合せ係数法を適用しても安全上支障がないことを確認する。

検討フローを図 1-1 に示す。



- 注記*1：基本ケース（Ss-1～3, Ss-8, NS 方向）による検討。
 *2：基本ケース（Ss-1～3, Ss-8, NS 方向）の地震荷重を包絡した検討。
 *3：誘発上下動非考慮。
 *4：誘発上下動考慮。
 *5：材料物性の不確かさを考慮した検討。

図 1-1 検討フロー

2. 検討結果

組合せ係数法による最大軸応力度 (①), 時刻歴和による最大軸応力度 (②) 及び最大軸応力度の比 (①/②) を表 2-1 に示す。最大軸応力度の比 (①/②) が 1.0 を下回るケースがあることから, それらのケースについて, S_s-1~S_s-3 及び S_s-8 を包絡し, 誘発上下動を考慮しない組合せ係数法を適用して算出した軸応力度 (③) 及び最大軸応力度の比 (③/②) を表 2-2 に示す。

S_s-1~S_s-3 及び S_s-8 を包絡し, 誘発上下動を考慮しない組合せ係数法を適用して算出した軸応力度は, 時刻歴和による最大軸応力度に比べて保守的な値になっていることから, 誘発上下動を考慮しない組合せ係数法を適用しても安全上支障がないことを確認した。

表 2-1 最大軸応力度の比較 (基準地震動 S_s) *¹ (1/2)

(a) S_s-1

T. M. S. L. (m)	組合せ係数法による 最大軸応力度 【誘発上下動非考慮】 (N/mm ²)	②時刻歴和による 最大軸応力度 【誘発上下動考慮】 (N/mm ²)	最大軸応力度の 比 ①/②
	①S _s -1		
12.3	2.91* ²	2.83	1.02
6.5	2.47* ²	2.38	1.03
-1.1	3.24* ²	3.21	1.00* ³

(b) S_s-2

T. M. S. L. (m)	組合せ係数法による 最大軸応力度 【誘発上下動非考慮】 (N/mm ²)	②時刻歴和による 最大軸応力度 【誘発上下動考慮】 (N/mm ²)	最大軸応力度の 比 ①/②
	①S _s -2		
12.3	2.75* ²	2.62	1.04
6.5	2.12* ²	2.03	1.04
-1.1	2.56* ²	2.42	1.05

(c) S_s-3

T. M. S. L. (m)	組合せ係数法による 最大軸応力度 【誘発上下動非考慮】 (N/mm ²)	②時刻歴和による 最大軸応力度 【誘発上下動考慮】 (N/mm ²)	最大軸応力度の 比 ①/②
	①S _s -3		
12.3	2.87* ²	2.89	0.99
6.5	2.44* ²	2.48	0.98
-1.1	3.23* ²	3.28	0.98

注記*1：基本ケース (NS 方向) の結果。

*2：水平方向に 1.0×最大応答曲げモーメント，鉛直方向に 0.4×最大応答軸力を考慮したケース。

*3：組合せ係数法による最大軸応力度が時刻歴和による最大軸応力度を上回る。

表 2-1 最大軸応力度の比較 (基準地震動 S_s) *¹ (2/2)

(d) S_s-8

T. M. S. L. (m)	組合せ係数法による 最大軸応力度 【誘発上下動非考慮】 (N/mm ²)	②時刻歴和による 最大軸応力度 【誘発上下動考慮】 (N/mm ²)	最大軸応力度の 比 ①/②
	①S _s -8		
12.3	2.77* ²	2.79	0.99
6.5	2.35* ²	2.35	1.00
-1.1	3.18* ²	3.17	1.00* ³

注記*1: 基本ケース (NS 方向) の結果。

*2: 水平方向に 1.0×最大応答曲げモーメント, 鉛直方向に 0.4×最大応答軸力を考慮したケース。

*3: 組合せ係数法による最大軸応力度が時刻歴和による最大軸応力度を上回る。

表 2-2 最大軸応力度の比較 (基準地震動 S_s) *¹

(a) S_s-3

T. M. S. L. (m)	組合せ係数法による 最大軸応力度 【誘発上下動非考慮】 (N/mm ²)	②時刻歴和による 最大軸応力度 【誘発上下動考慮】 (N/mm ²)	最大軸応力度の 比 ③/②
	③包絡		
12.3	2.95* ²	2.89	1.02
6.5	2.52* ²	2.48	1.01
-1.1	3.38* ³	3.28	1.03

(b) S_s-8

T. M. S. L. (m)	組合せ係数法による 最大軸応力度 【誘発上下動非考慮】 (N/mm ²)	②時刻歴和による 最大軸応力度 【誘発上下動考慮】 (N/mm ²)	最大軸応力度の 比 ③/②
	③包絡		
12.3	2.95* ²	2.79	1.05
6.5	2.52* ²	2.35	1.07

注記*1: 基本ケース (NS 方向) の結果。

*2: 水平方向に 1.0×最大応答曲げモーメント (S_s-3), 鉛直方向に 0.4×最大応答軸力 (S_s-1) を考慮したケース。

*3: 水平方向に 1.0×最大応答曲げモーメント (S_s-8), 鉛直方向に 0.4×最大応答軸力 (S_s-1) を考慮したケース。

3. まとめ

廃棄物処理建屋の復水貯蔵槽において、組合せ係数法による最大軸応力度が時刻歴和による最大軸応力度よりも保守的であることを確認した。

よって、廃棄物処理建屋の復水貯蔵槽の耐震評価において誘発上下動を考慮しない組合せ係数法を適用しても安全上支障がないことを確認した。

主排気筒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

V-2-7-2-1「主排気筒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。なお、他建物・構築物の地震応答計算書の記載内容を共通的に補足する内容についても、本資料で代表し説明する。

別紙 1 既工認と今回工認モデル及び手法の比較

別紙 2 主排気筒のモデル化，境界条件及び拘束条件の考え方

別紙 3 地震応答解析における原子炉建屋の材料物性の不確かさに関する検討

別紙 4 地震荷重と風荷重を重畳させた場合の影響検討

別紙 5 接合部の耐震性について

別紙 6 原子炉建屋と主排気筒の連成解析による影響評価

別紙1 既工認と今回工認モデル及び手法の比較

目 次

1. 概要 別紙 1-1
2. 地震応答解析モデル及び手法の比較 別紙 1-1

1. 概要

本資料は主排気筒の既工認時及び今回工認時の地震応答解析モデル及び手法の比較を示すものである。

2. 地震応答解析モデル及び手法の比較

主排気筒の地震応答解析モデル及び手法の比較を表2-1に示す。また、今回工認時の地震応答解析モデルを図2-1に示す。

比較に用いる既工認時の地震応答解析モデル及び手法は、柏崎刈羽原子力発電所7号機『柏崎刈羽原子力発電所第7号機の工事計画の認可について』（3資庁第6675号 平成3年8月23日）（以下「建設時工認（認可）」という。）と柏崎刈羽原子力発電所7号機『工事計画届出書』（総官発20第180号 平成20年8月25日）（以下「中越沖地震に伴う補強時（届出）」という。）のものである。

表 2-1 (1/2) 主排気筒の地震応答解析モデル及び手法の比較

項目	内容	建設時工認 (認可)	中越沖地震に伴う補強時 (届出)	今回工認	備考
解析手法		・質点系モデルを用いた時刻歴応答解析(弾性解析)	・同左	・3次元立体フレームモデルを用いた時刻歴応答解析(弾性解析)	—
解析コード		・DAC2N	・DYNA2E	・同左	—
モデル	モデル	・鉄塔部と筒身部分に分けた質点系モデル	・同左	・原子炉建屋屋上(T.M.S.L.38.2m)より上部を対象とした立体フレームモデル	—
	材料物性	・鋼材のヤング係数 $E = 2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ (SI換算) ・鋼材のポアソン比 $\nu = 0.3$	・同左	・鋼材のヤング係数 $E = 2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ ・鋼材のポアソン比 $\nu = 0.3$ ・コンクリートのヤング係数 $E = 2.88 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ ・コンクリートのポアソン比 $\nu = 0.2$	①
	要素分割	・はり要素：鉄塔部(支柱材, 水平材, 斜材)及び筒身部 ・ばね要素：筒身支持部	・はり要素：鉄塔部(支柱材, 水平材, 斜材)及び筒身部 ・ばね要素：筒身支持部, 制震装置(オイルダンパー)	・はり要素：筒身部, 鉄塔部(支柱材, 水平材), 基礎(鉄塔部, 筒身部) ・トラス要素：鉄塔部(斜材) ・ばね要素：筒身支持部, 制震装置(オイルダンパー)	—
	境界条件	・T.M.S.L.38.2mを固定端	・同左	・同左	—
	減衰定数	・鋼材：2%	・同左	・鋼材：2% ・コンクリート：5%	—
	減衰	・ひずみエネルギー比例型	・同左	・剛性比例型	—
	筒身支持点	T.M.S.L.80.0m T.M.S.L.65.0m T.M.S.L.48.0m	T.M.S.L.76.25m T.M.S.L.48.0m (T.M.S.L.80.0m, T.M.S.L.65.0mは解除)	・同左	②
	制震装置	—	オイルダンパー T.M.S.L.76.25m(8台)	・同左	②

表 2-1 (2/2) 主排気筒の地震応答解析モデル及び手法の比較

項目	内容	建設時工認 (認可)	中越沖地震に伴う補強時 (届出)	今回工認	備考
入力地震動 の算定法	水平	・ 基準地震動による原子炉建屋全体の地震応答解析から得られる屋上レベル (T.M.S.L. 38.2m) における応答値	・ 同左	・ 同左	—
	鉛直	—	—	・ 基準地震動による原子炉建屋全体の地震応答解析から得られる屋上レベル (T.M.S.L. 38.2m) における応答値	—
評価方法		・ 発生応力が許容応力度を超えないことを確認	・ 同左	・ 3次元立体フレームモデルの時刻歴地震応答解析により各部材に生じる応力が許容限界を超えないことを確認	—

【具体的な反映事項】(表の備考欄に対応)

- ① コンクリートのヤング係数及びポアソン比は、「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)に基づく。
- ② 2007年新潟県中越沖地震後に実施した耐震補強工事による変更を考慮。

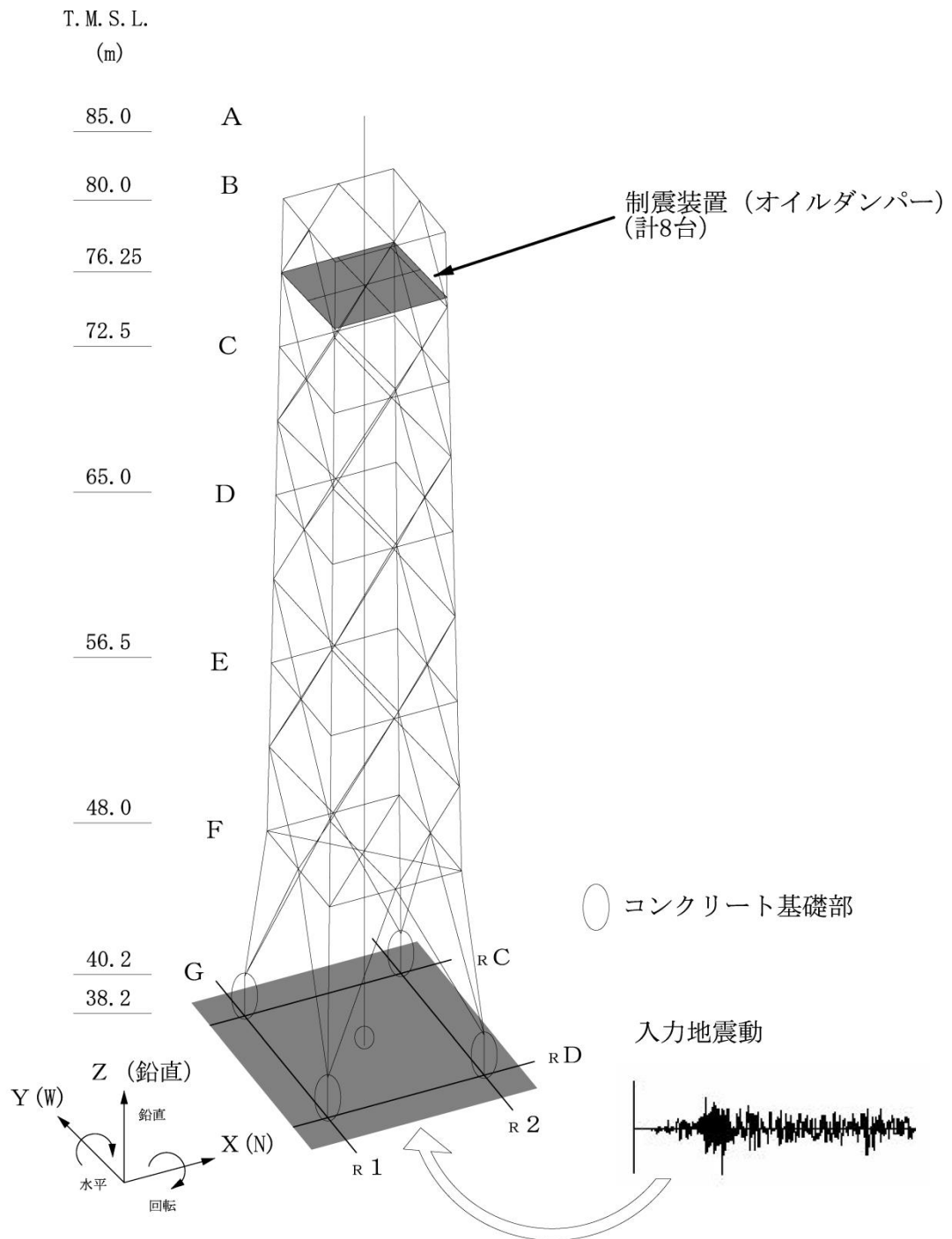


図2-1 主排気筒の地震応答解析モデル

別紙2 主排気筒のモデル化，境界条件及び拘束条件の考え方

目 次

1. 概要 別紙 2-1
2. モデル化，境界条件及び拘束条件 別紙 2-1

1. 概要

本資料は、主排気筒におけるモデル化、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. モデル化、境界条件及び拘束条件

主排気筒のモデル化、境界条件及び拘束条件を表2-1に示す。また、非常用ガス処理系（以下「SGTS」という。）用排気筒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2-2に示す。

表2-1 主排気筒のモデル化，境界条件及び拘束条件 (1/3)

モデル概要 (1/2)

○モデル化範囲，対象部材

- ・原子炉建屋屋上より上部の (T.M.S.L. 38.2m~T.M.S.L. 85.0m) の範囲
- ・筒身部，鉄塔部 (支柱材，斜材，水平材)，基礎 (鉄塔部，筒身部)，制震装置 (オイルダンパー)

○使用要素

- ・はり要素 : 筒身部，鉄塔部 (支柱材，水平材)，基礎 (鉄塔部，筒身部)
- ・トラス要素 : 鉄塔部 (斜材)
- ・ばね要素 : 制震装置 (オイルダンパー)，筒身支持部

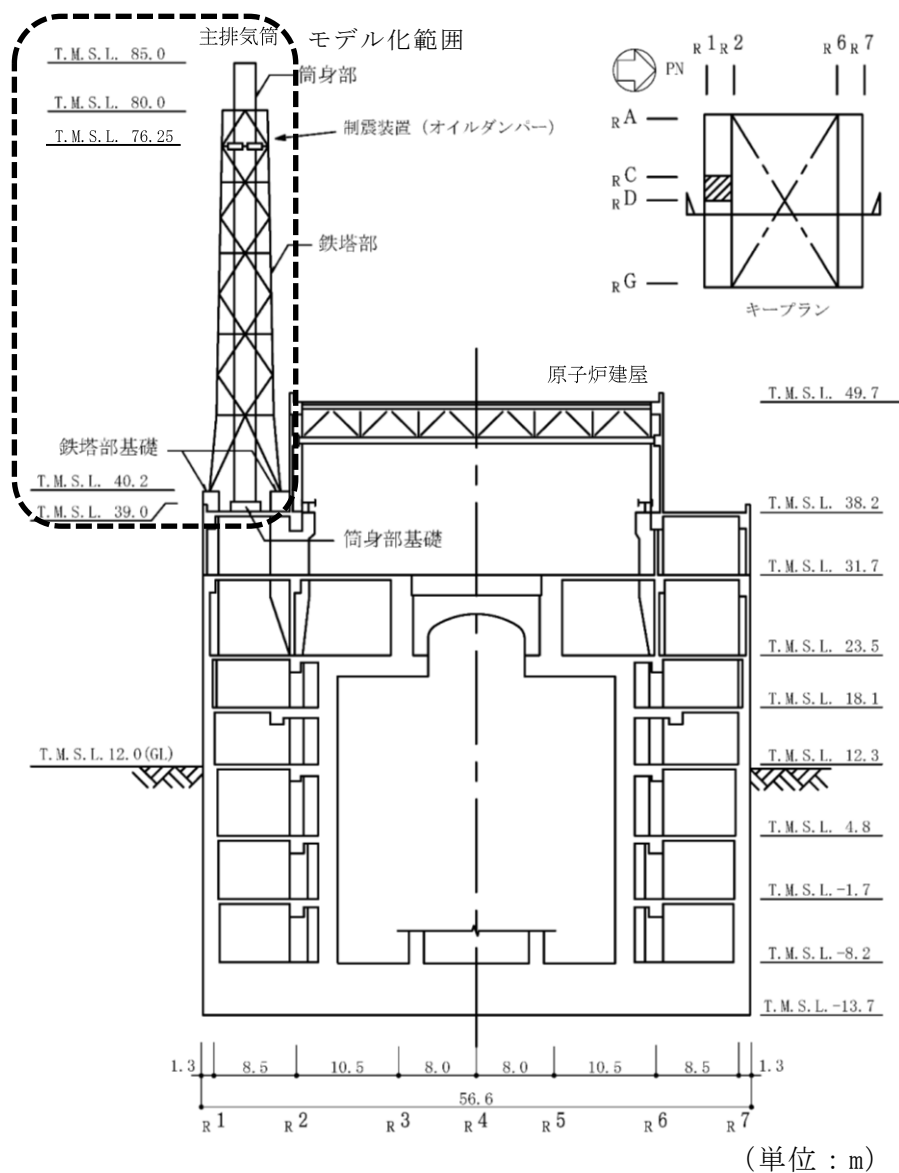


表2-1 主排気筒のモデル化，境界条件及び拘束条件 (2/3)

モデル概要 (2/2)

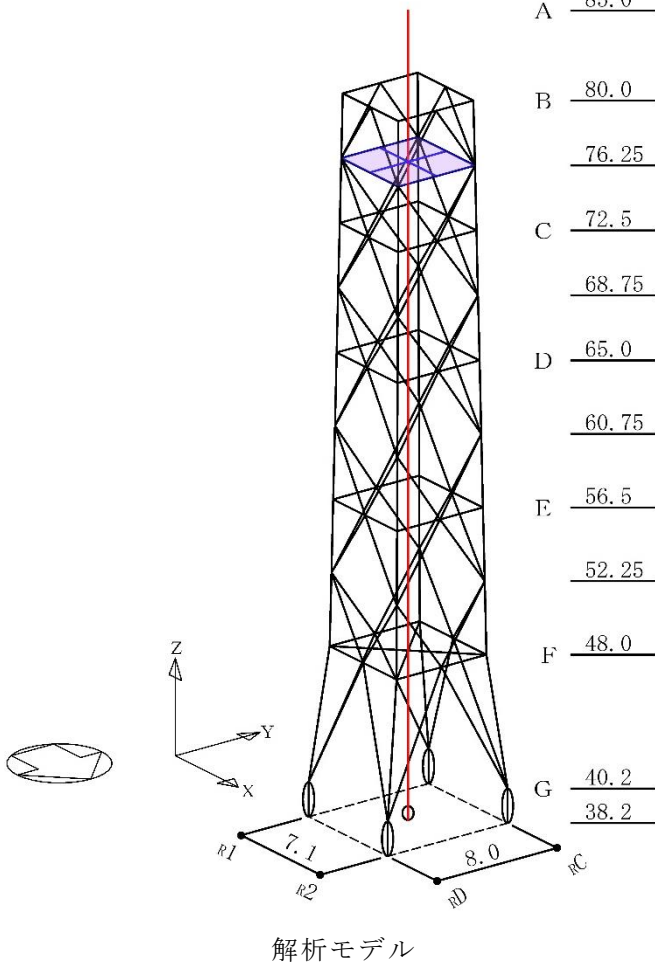
○要素分割

- ・鉄塔部はトラス構造であり，部材交点ごとに要素を分割する。

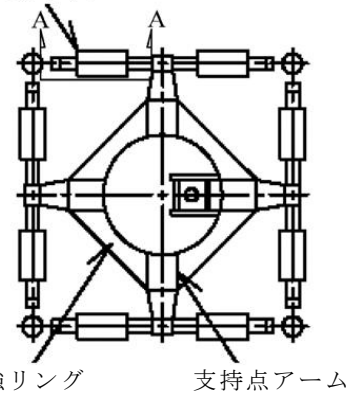
○解析モデルの使い分け

- ・動的地震荷重：下図に示す解析モデルを用いた地震応答解析により，各部材の応力が出力される。この応力を用いて，各部材について断面算定を実施する。
- ・風荷重：下図に示す解析モデルを用いた静的応力解析により，各部材の応力が出力される。この応力を用いて，各部材について断面算定を実施する。このとき，制震装置（オイルダンパー）は考慮しないものとして設定した。

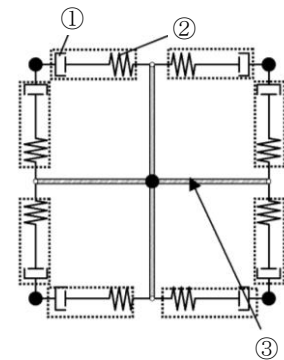
- ：鉄塔部
- ：筒身部
- ：制震装置（オイルダンパー）（計8台）
- ：コンクリート基礎部



制震装置（オイルダンパー）



(a) 平面図 (T. M. S. L. 76.25m)



- ① 減衰係数
- ② ばね定数
- ③ 支持点アーム

(b) モデル概要

制震装置（オイルダンパー）

表2-1 主排気筒のモデル化、境界条件及び拘束条件 (3/3)

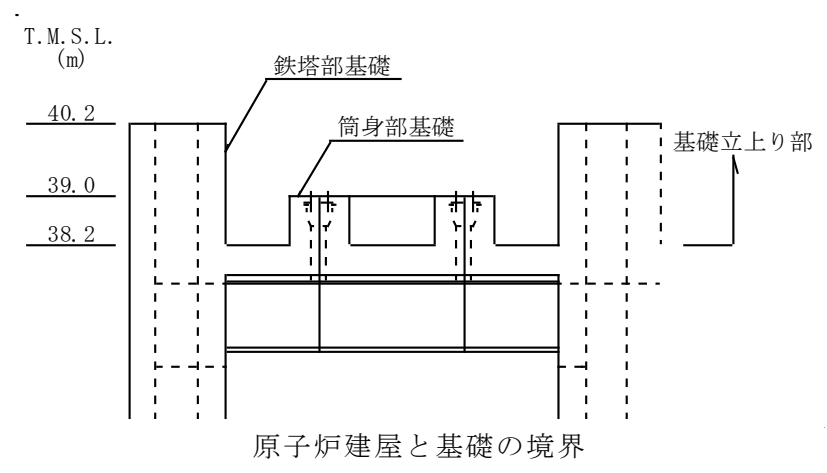
境界条件, 拘束条件	
原子炉建屋屋上と基礎の境界 (T. M. S. L. 38.2m)	
<p>・基礎（鉄塔部及び筒身部）は、原子炉建屋の躯体と一体化しているため、完全固定とする。</p> 	
荷重の入力方法	
・鉛直荷重	：鉛直荷重に対する鉄塔部及び筒身部の分担応力の計算は、柏崎刈羽原子力発電所7号機『工事計画届出書』（総官発20第180号平成20年8月25日）（以下「中越沖地震に伴う補強時（届出）」という。）による。
・静的地震荷重	：静的荷重に対する鉄塔部及び筒身部の分担応力の計算は、鉛直荷重と同様に中越沖地震に伴う補強時（届出）による。
・動的地震荷重	：原子炉建屋全体の地震応答解析から得られる原子炉建屋屋上レベル（T. M. S. L. 38.2m）における応答値を入力地震動とし、主排気筒の基礎を固定として入力する。
・風荷重	：解析モデルにおける鉄塔部及び筒身部の質点位置に対し、風荷重を分配し载荷する。

表2-2 SGTS用排気筒のモデル化, 境界条件及び拘束条件

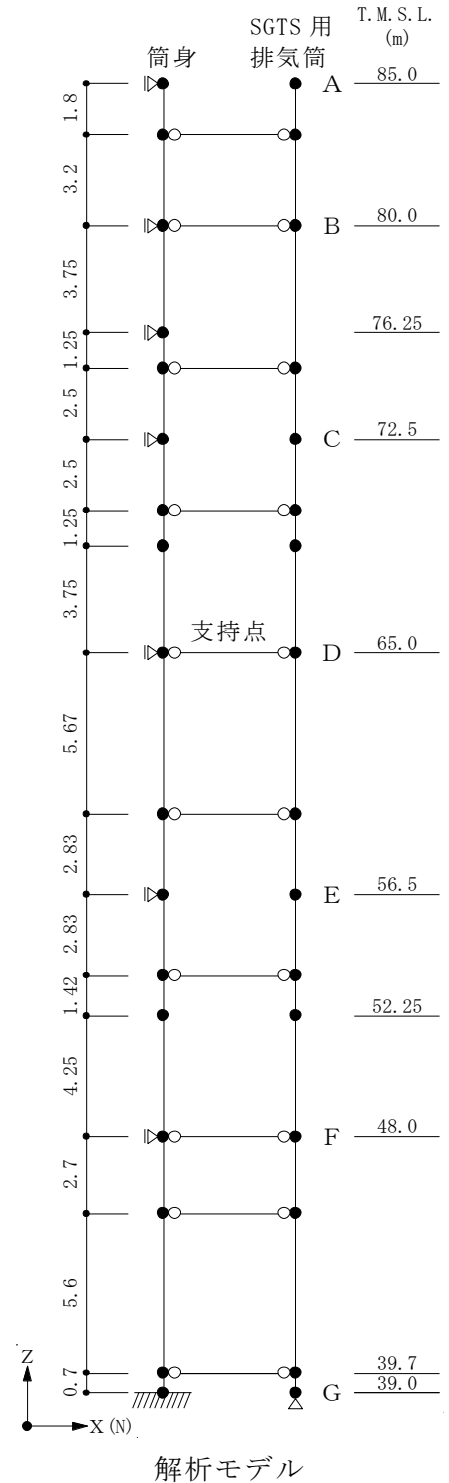
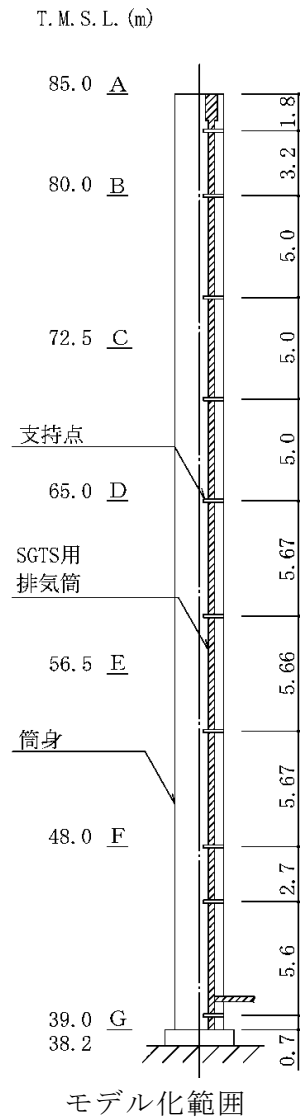
モデル概要, 境界条件及び拘束条件

○モデル化範囲, 対象部材及び使用要素

- ・筒身基礎より上部の (T. M. S. L. 39.0m~T. M. S. L. 85.0m) の範囲
- ・はり要素: 筒身, SGTS 用排気筒, 支持点

○境界条件, 拘束条件

- ・筒身脚部は, $\phi 3.4\text{m}$ の基礎により支持されており, 軸力, せん断力, 曲げモーメントともに伝達するため, 固定とする。
- ・SGTS 用排気筒脚部と基礎の境界は, 軸力のみ伝達するため, 柱脚位置にてピン接合とする。
- ・支持点の両端は, 軸力のみ伝達するため, ピン接合とする。



別紙3 地震応答解析における原子炉建屋の材料物性の不確かさに関する検討

目 次

1. 概要	別紙 3-1
1.1 検討概要	別紙 3-1
1.2 検討方針	別紙 3-2
2. 建屋応答の不確かさを考慮した設計用地震力の設定方法	別紙 3-4
3. 地震応答解析による建屋応答の不確かさの影響検討	別紙 3-31
3.1 固有値解析結果	別紙 3-31
3.2 地震応答解析結果	別紙 3-37
4. まとめ	別紙 3-45

1. 概要

1.1 検討概要

本資料は、主排気筒の地震応答解析における原子炉建屋の材料物性の不確かさに関する検討について説明するものである。

本資料では、材料物性の不確かさを考慮した原子炉建屋の応答*を用いた地震応答解析を行い、原子炉建屋の材料物性の不確かさが主排気筒に及ぼす影響について確認する。なお、本資料においては、原子炉建屋の材料物性の不確かさを「建屋応答の不確かさ」と呼ぶこととする。

建屋応答の不確かさを考慮する検討ケース*を表1-1に示す。

表1-1中の下線部は、基本ケースとの差異を示す。

表1-1 建屋応答の不確かさを考慮する検討ケース*

検討ケース	コンクリート剛性	回転ばね定数	地盤剛性	備考
①ケース 1 (工認モデル)	実強度 (43.1N/mm ²)	100%	標準地盤	基本ケース
②ケース 2 (建屋剛性+ σ , 地盤剛性+ σ)	<u>実強度+σ</u> (46.0N/mm ²)	100%	<u>標準地盤+σ</u> (新期砂層+13%, 古安田層+25%, 西山層+10%)	—
③ケース 3 (建屋剛性- σ , 地盤剛性- σ)	<u>実強度-σ</u> (40.2N/mm ²)	100%	<u>標準地盤-σ</u> (新期砂層-13%, 古安田層-25%, 西山層-10%)	—
④ケース 4 (建屋剛性コア平均)	<u>実強度</u> (コア平均) (55.7N/mm ²)	100%	標準地盤	—
⑤ケース 5 (建屋剛性-2 σ)	<u>実強度-2σ</u> (37.2N/mm ²)	100%	標準地盤	—
⑥ケース 6 (回転ばね低減)	実強度 (43.1N/mm ²)	<u>50%</u>	標準地盤	—

注記* : 「原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」のうち、別紙3「地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討」に基づく。

1.2 検討方針

V-2-7-2-1「主排気筒の耐震性についての計算書」では、建屋応答の不確かさを考慮するため、入力地震動には、材料物性の不確かさを考慮した原子炉建屋全体の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）における応答を用いている。そのため、本検討における建屋応答の不確かさ及びその変動幅は、「原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」のうち、別紙3「地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討」に準拠し、主排気筒の地震応答解析モデルに対しては建屋剛性の不確かさ（コンクリート強度）を考慮する。なお、建屋剛性の不確かさ（コンクリート強度）は、基礎コンクリートの物性値に考慮する。

検討は、表1-1に示す各検討ケースについて固有値解析及び地震応答解析を行い、ケース1（基本ケース）の結果と比較することで、建屋応答の不確かさが主排気筒に及ぼす影響について確認する。

なお、各解析の方法及び諸元については、V-2-7-2-1「主排気筒の耐震性についての計算書」と同一である。

地震応答解析モデル図を図1-1に示す。

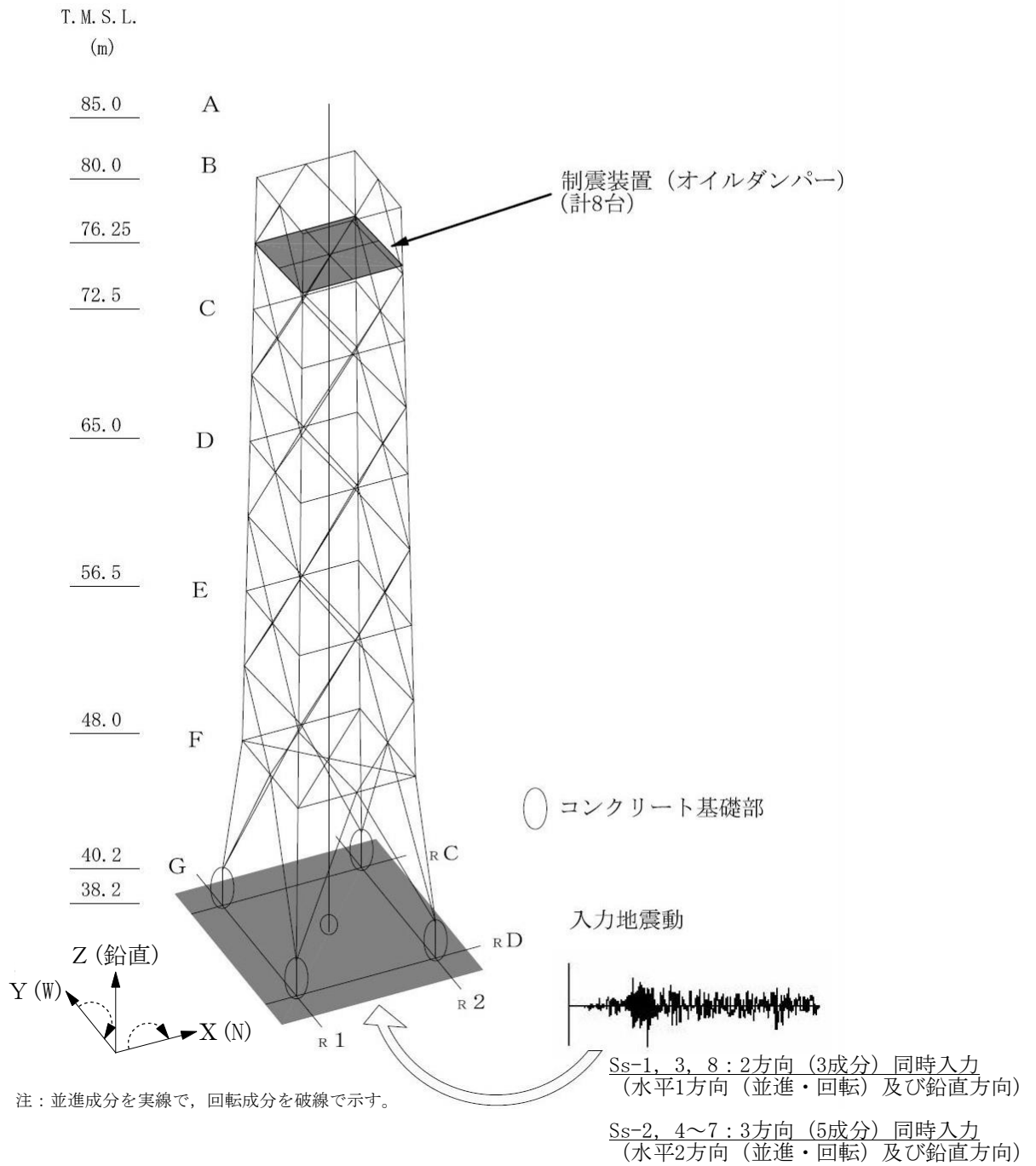


図1-1 主排気筒の地震応答解析モデル

2. 建屋応答の不確かさを考慮した設計用地震力の設定方法

表1-1に示した検討ケースについて、原子炉建屋の応答を入力地震動として用いた解析を実施することで、建屋応答の不確かさを設計用地震力として考慮する。

建屋応答の不確かさを考慮したケースの応答値の算出に当たっては、基本ケースにおける主排気筒の応答を確認したうえで、主排気筒の応答への影響が大きい波（Ss-1、Ss-2及びSs-8）に対して実施する（別紙3-1「原子炉建屋の材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定について」参照）。

V-2-7-2-1「主排気筒の耐震性についての計算書」における耐震評価では、入力地震動毎に、全ての部材をモデル化した立体フレームモデルにおける各部材応力について断面算定を行い、その中で断面算定結果（検定値）が最も厳しくなる地震応答解析結果を設計用地震力（評価用応力）としている。なお、建屋応答の不確かさを考慮した地震応答解析結果は、別紙3-2「原子炉建屋の材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果」に示す。

入力地震動の組合せを表2-1に、入力地震動の加速度時刻歴波形を図2-1～図2-18に示す。なお、図中の○印は、最大値発生時を示す。Ss-1及びSs-8は、2方向（3成分）（水平1方向（並進・回転）及び鉛直方向）の同時入力とし、Ss-2は、3方向（5成分）（水平2方向（並進・回転）及び鉛直方向）の同時入力とする。Ss-1及びSs-8の水平方向については、NS方向とEW方向で構造としての対称性があるため、検定値が厳しい傾向にあるNS方向を代表として用いる。なお、Ss-1のケース6、Ss-2のケース2以外の全ケース、Ss-8のケース3及びケース6において誘発上下動を考慮している。

表2-1 入力地震動の組合せ (1/2)

(a) Ss-1

建屋応答の不確かさ 検討ケース	入力地震動の組合せ (Ss-1, 2方向 (3成分) 同時入力)					
	水平方向* ¹				鉛直 方向* ¹	備考* ²
	NS 方向		EW 方向			
	並進	回転	並進	回転	並進	
ケース 1 (基本ケース)	○	○	—	—	○	
ケース 2 (建屋剛性+ σ , 地盤剛性+ σ)	○	○	—	—	○	—
ケース 3 (建屋剛性- σ , 地盤剛性- σ)	○	○	—	—	○	—
ケース 4 (建屋剛性コア平均)	○	○	—	—	○	—
ケース 5 (建屋剛性- 2σ)	○	○	—	—	○	—
ケース 6 (回転ばね低減)	○	○	—	—	○	誘発上下動考慮

注記*1 : 組み合わせる成分を「○」で, 組み合わせない成分を「—」で示す。

*2 : 誘発上下動を考慮しない場合は「—」で示す。

(b) Ss-2

建屋応答の不確かさ 検討ケース	入力地震動の組合せ (Ss-2, 3方向 (5成分) 同時入力)					
	水平方向* ¹				鉛直 方向* ¹	備考* ²
	NS 方向		EW 方向			
	並進	回転	並進	回転	並進	
ケース 1 (基本ケース)	○	○	○	○	○	
ケース 2 (建屋剛性+ σ , 地盤剛性+ σ)	○	○	○	○	○	—
ケース 3 (建屋剛性- σ , 地盤剛性- σ)	○	○	○	○	○	誘発上下動考慮
ケース 4 (建屋剛性コア平均)	○	○	○	○	○	誘発上下動考慮
ケース 5 (建屋剛性- 2σ)	○	○	○	○	○	誘発上下動考慮
ケース 6 (回転ばね低減)	○	○	○	○	○	誘発上下動考慮

注記*1 : 組み合わせる成分を「○」で, 組み合わせない成分を「—」で示す。

*2 : 誘発上下動を考慮しない場合は「—」で示す。

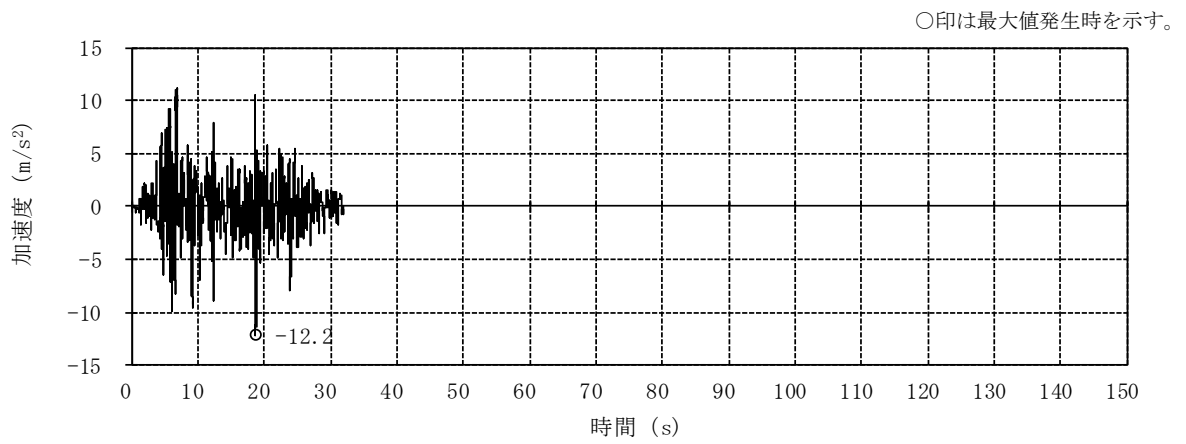
表2-1 入力地震動の組合せ (2/2)

(c) Ss-8

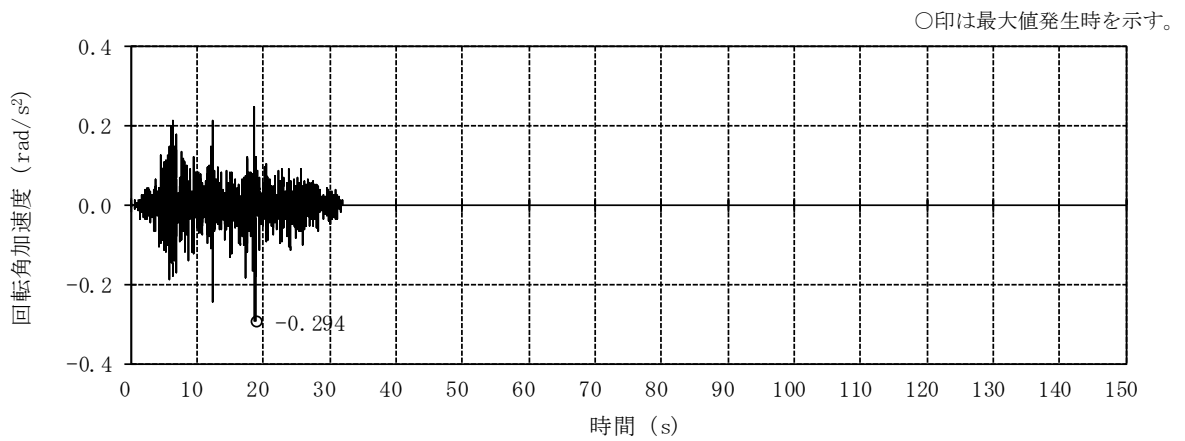
建屋応答の不確かさ 検討ケース	入力地震動の組合せ (Ss-8, 2方向 (3成分) 同時入力)					
	水平方向* ¹				鉛直 方向* ¹	備考* ²
	NS 方向		EW 方向			
	並進	回転	並進	回転	並進	
ケース 1 (基本ケース)	○	○	—	—	○	
ケース 2 (建屋剛性+ σ , 地盤剛性+ σ)	○	○	—	—	○	—
ケース 3 (建屋剛性- σ , 地盤剛性- σ)	○	○	—	—	○	誘発上下動考慮
ケース 4 (建屋剛性コア平均)	○	○	—	—	○	—
ケース 5 (建屋剛性- 2σ)	○	○	—	—	○	—
ケース 6 (回転ばね低減)	○	○	—	—	○	誘発上下動考慮

注記*1 : 組み合わせる成分を「○」で, 組み合わせない成分を「—」で示す。

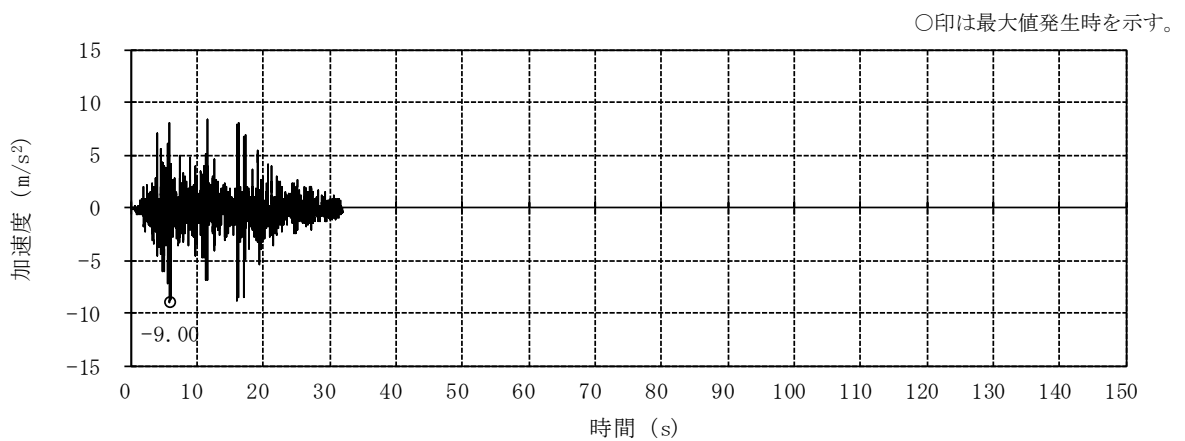
*2 : 誘発上下動を考慮しない場合は「—」で示す。



(a) NS方向 並進成分

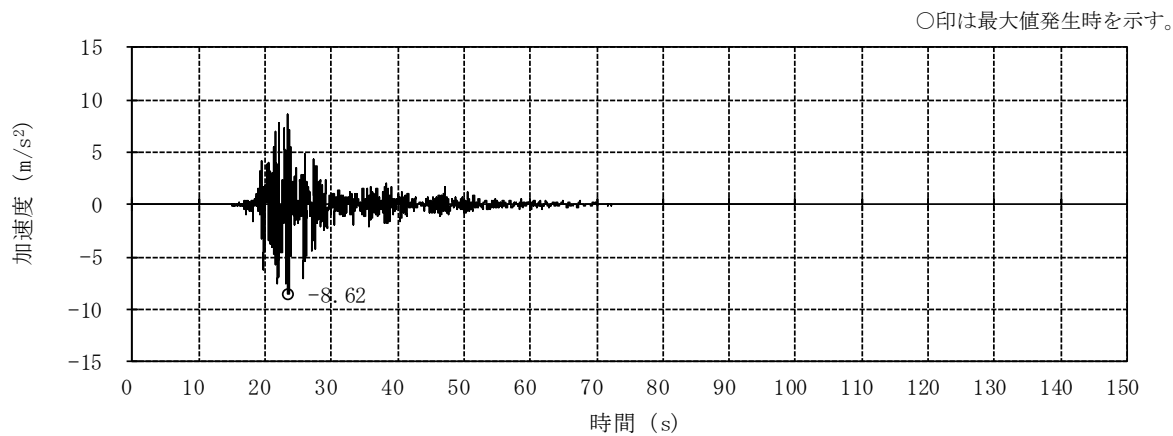


(b) NS方向 回転成分

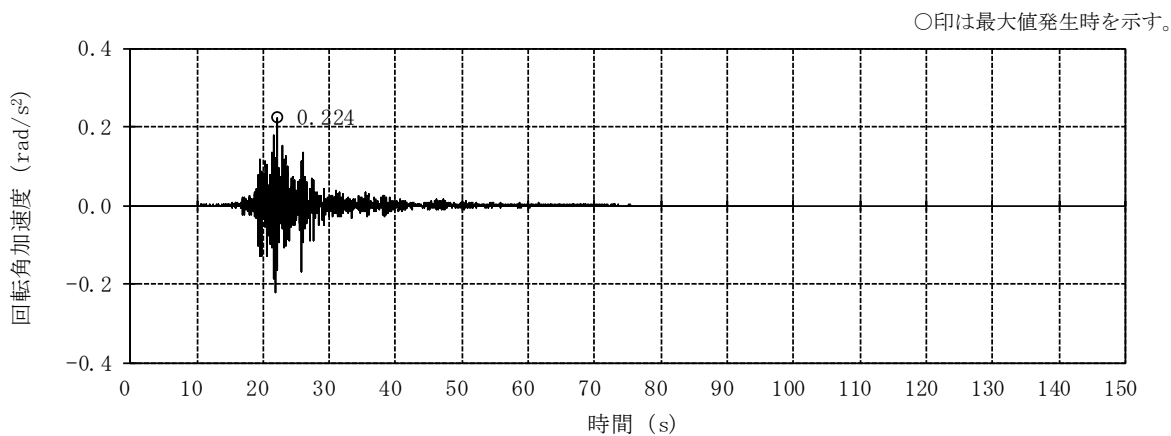


(c) 鉛直方向

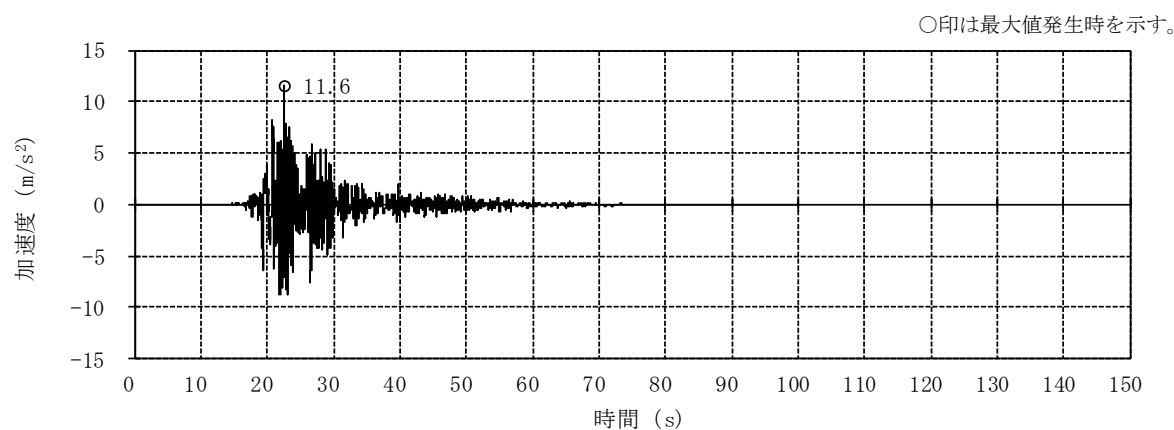
図2-1 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース1, Ss-1)



(a) NS方向 並進成分

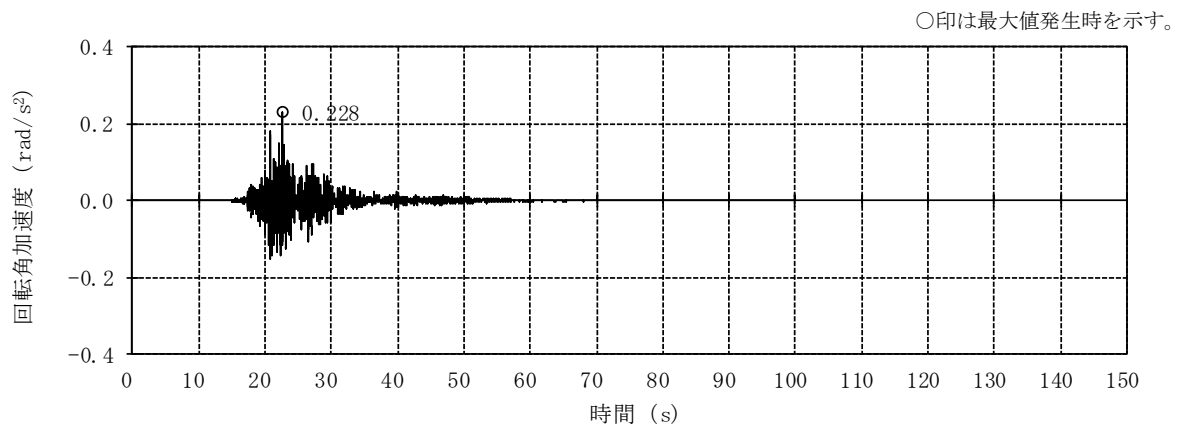


(b) NS方向 回転成分

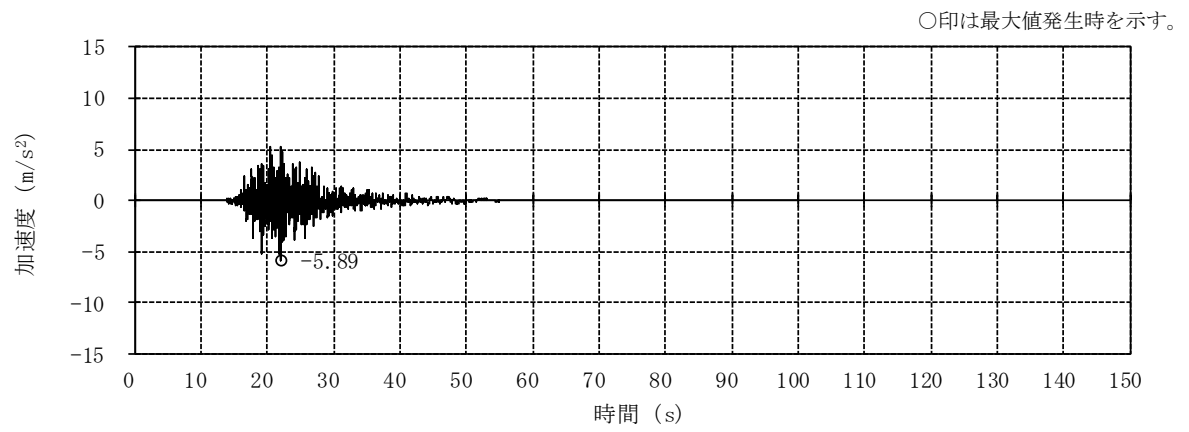


(c) EW方向 並進成分

図2-2 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース1, Ss-2) (1/2)

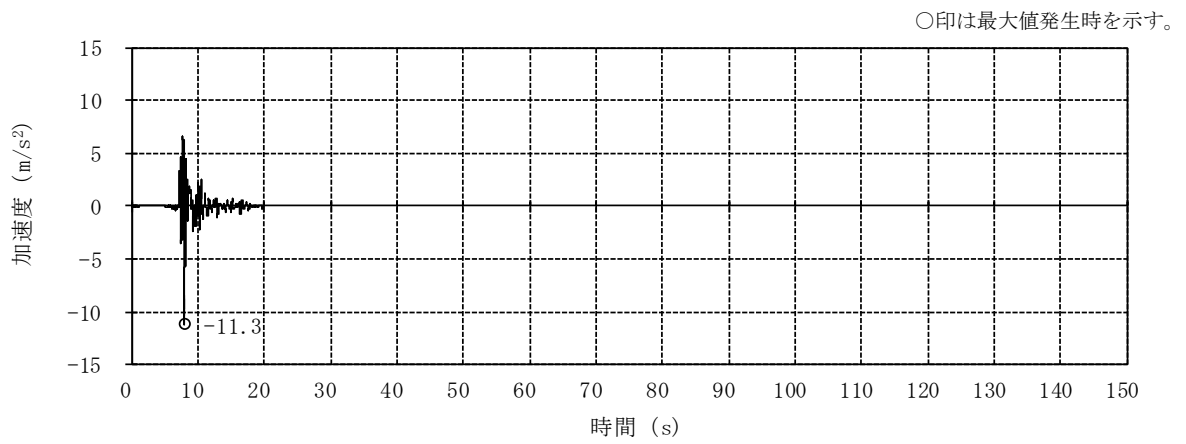


(d) EW方向 回転成分

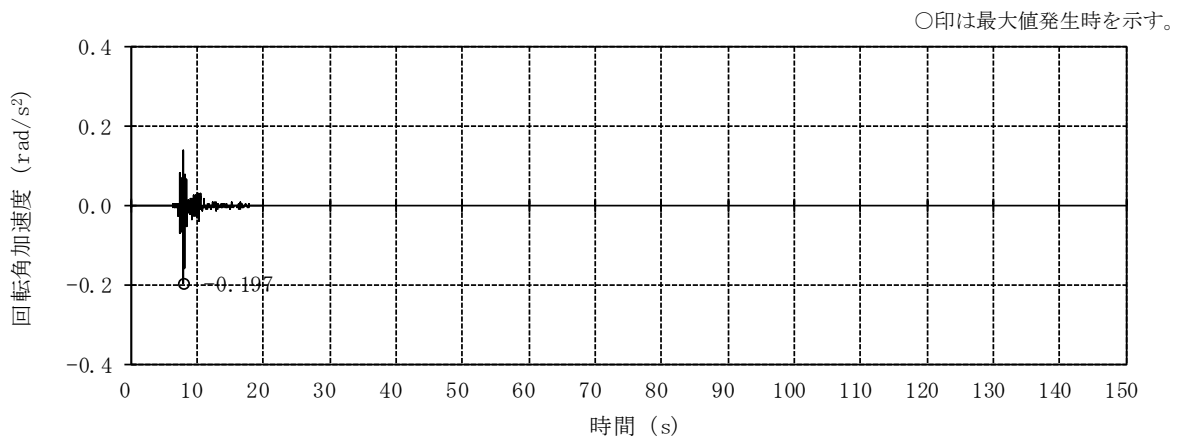


(e) 鉛直方向 (誘発上下動考慮)

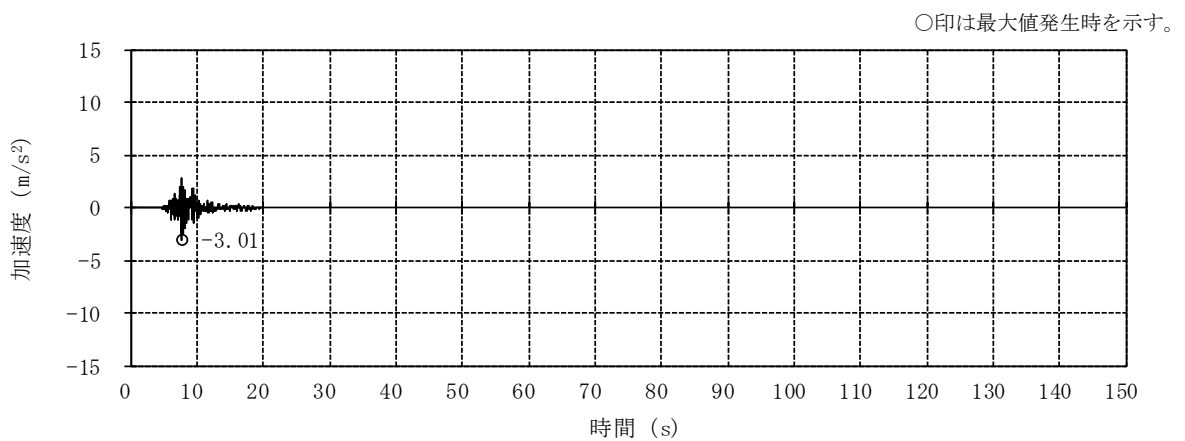
図2-2 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース1, S_s-2) (2/2)



(a) NS方向 並進成分



(b) NS方向 回転成分



(c) 鉛直方向

図2-3 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース1, Ss-8)

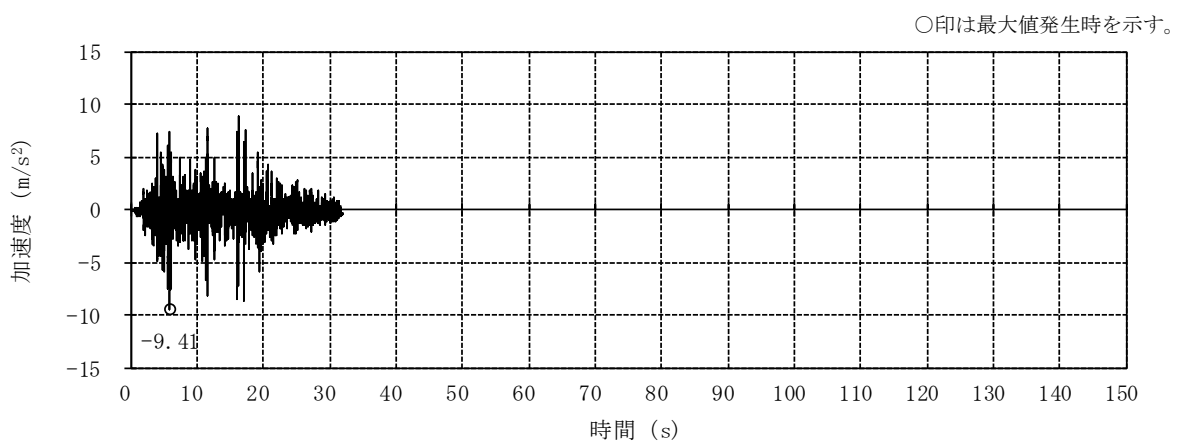
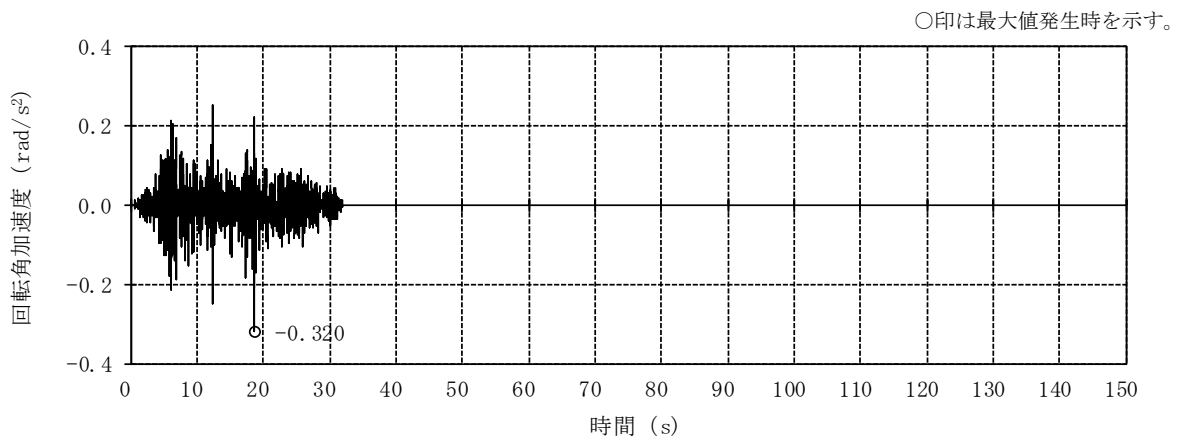
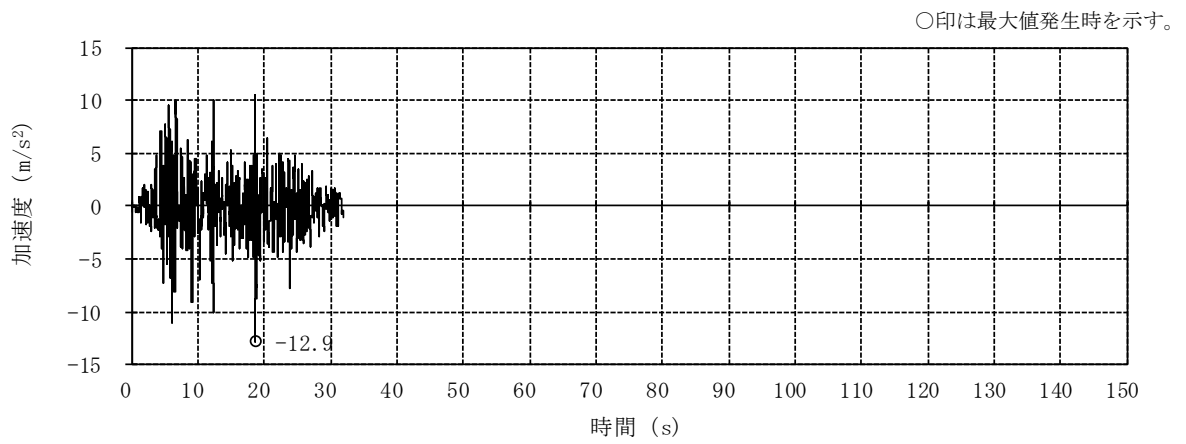
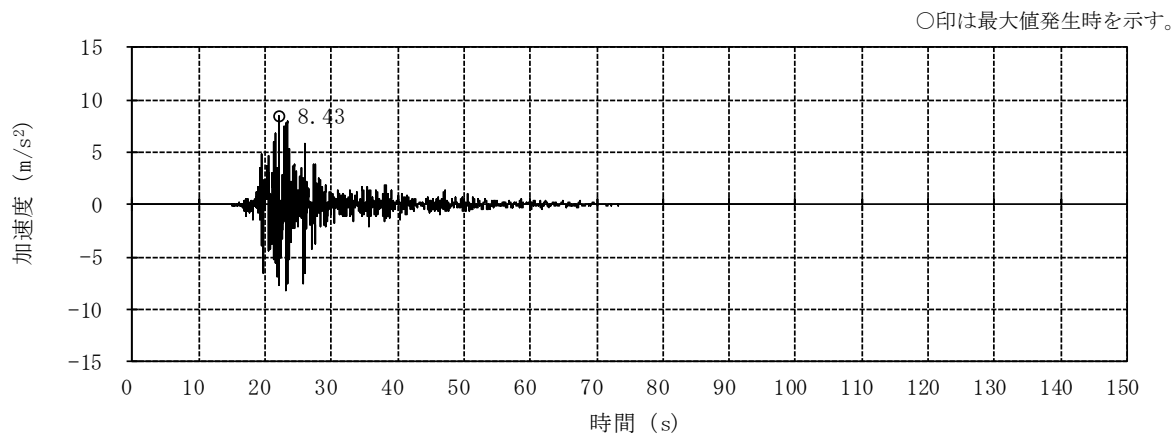
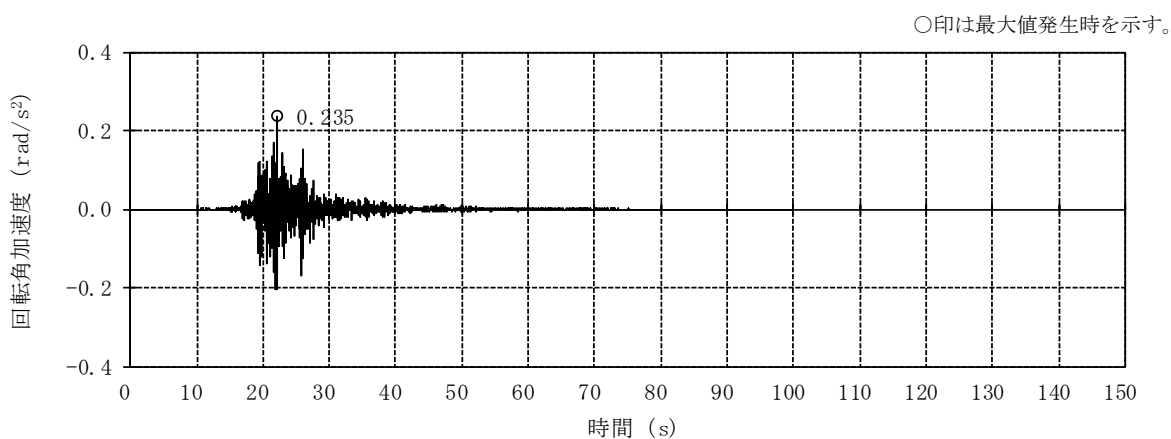


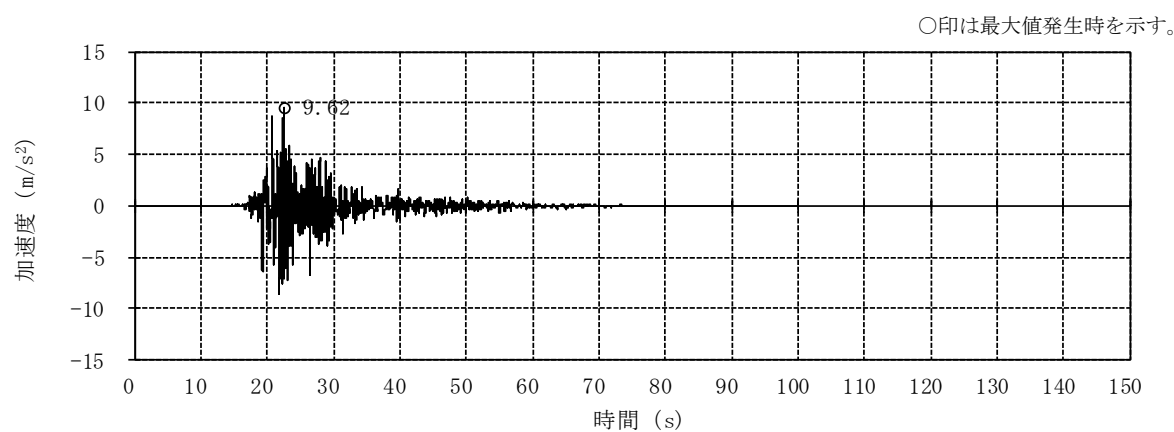
図2-4 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース2, Ss-1)



(a) NS方向 並進成分

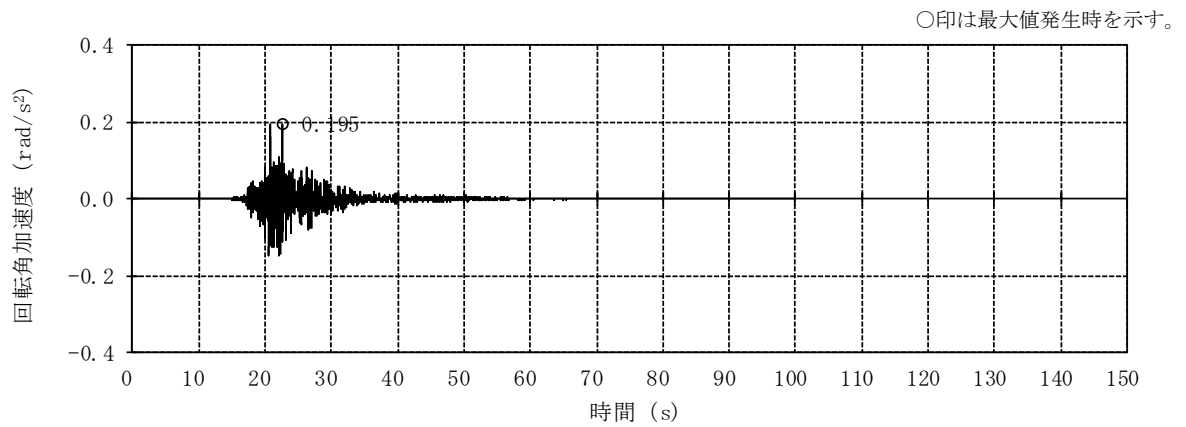


(b) NS方向 回転成分

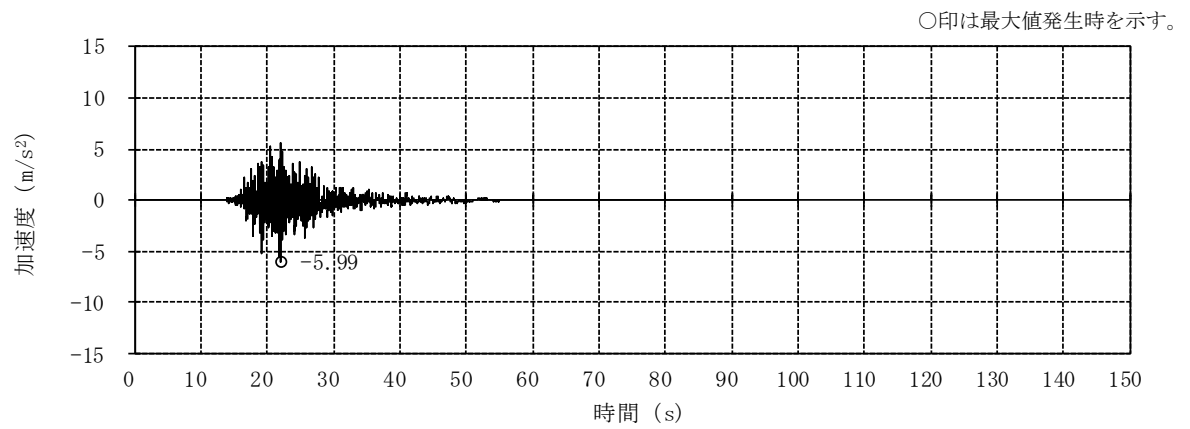


(c) EW方向 並進成分

図2-5 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース2, Ss-2) (1/2)

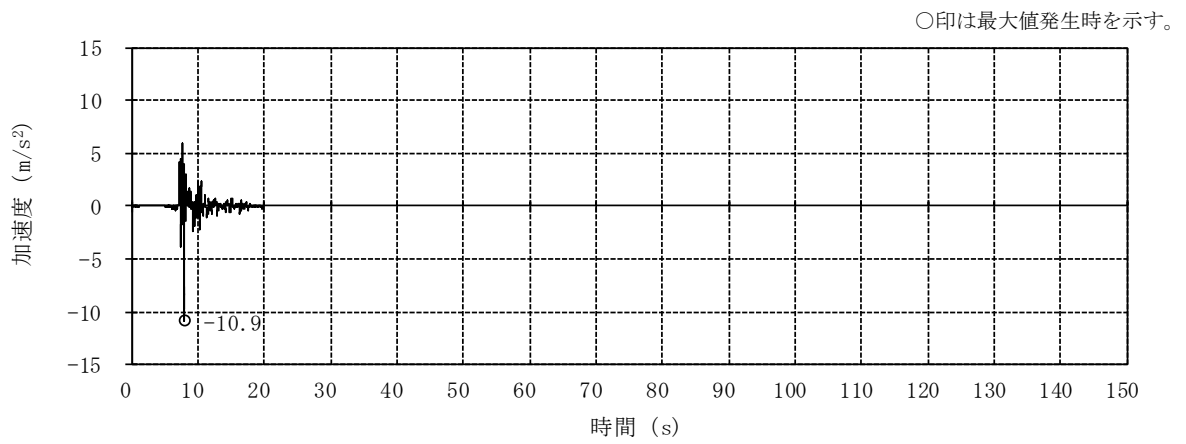


(d) EW方向 回転成分

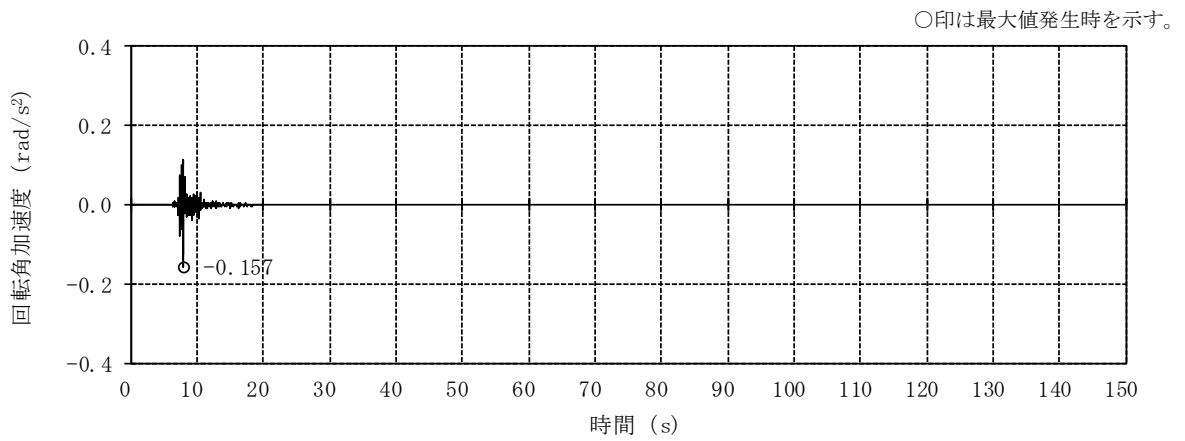


(e) 鉛直方向

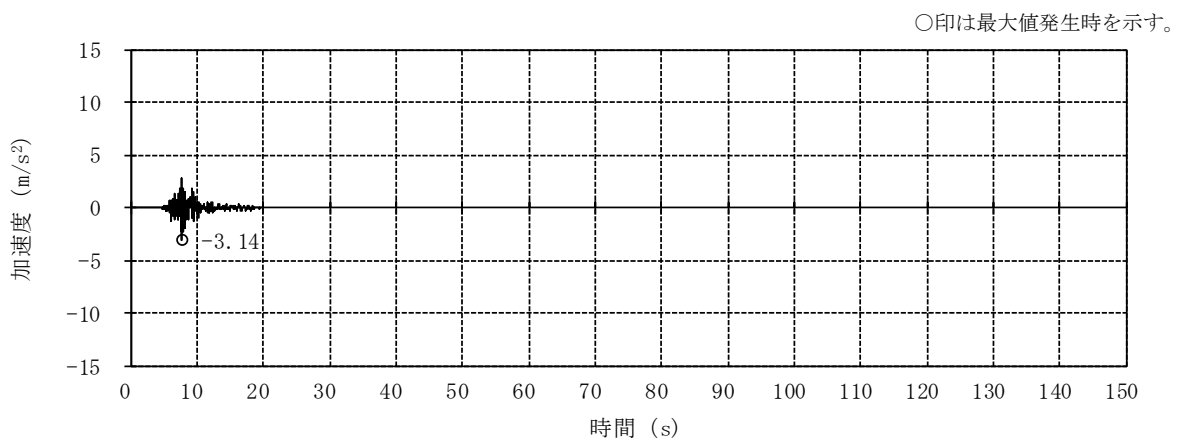
図2-5 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース2, S_s-2) (2/2)



(a) NS方向 並進成分

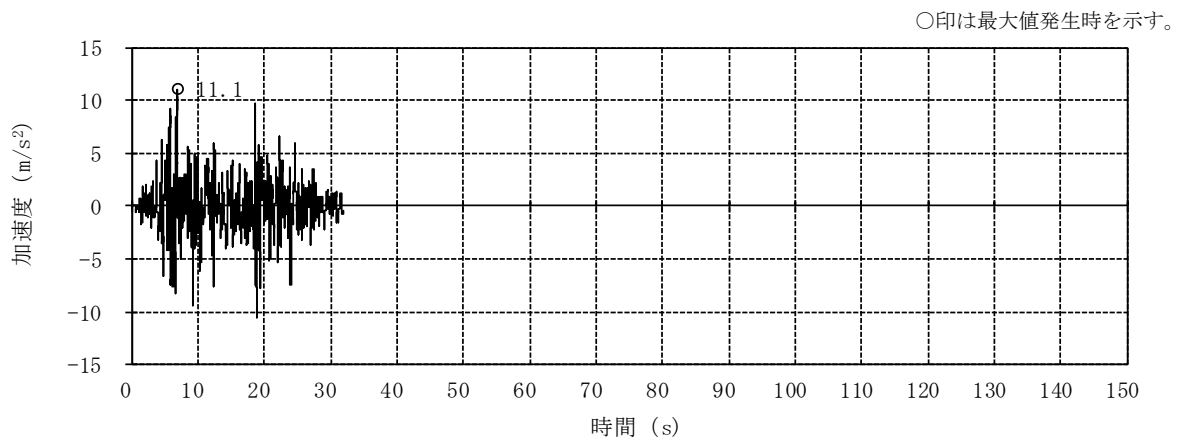


(b) NS方向 回転成分

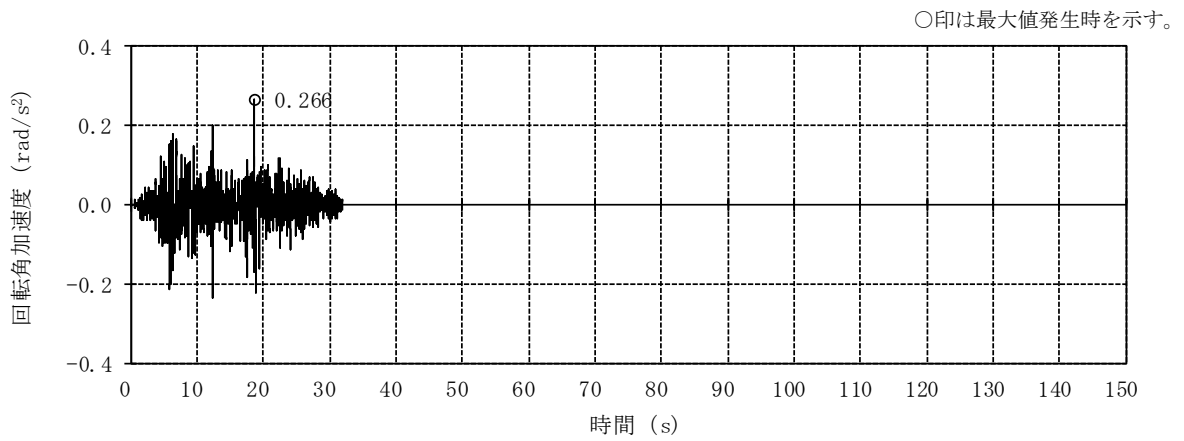


(c) 鉛直方向

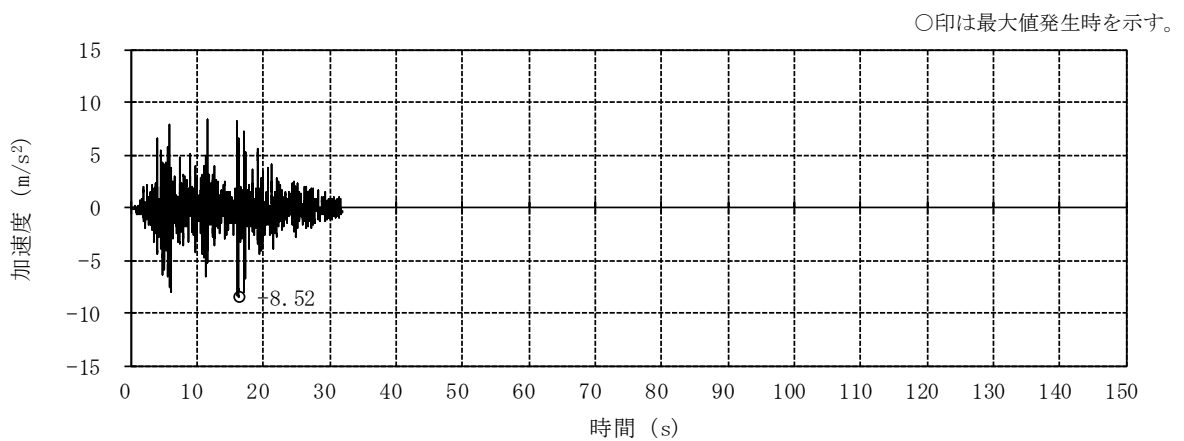
図2-6 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース2, Ss-8)



(a) NS方向 並進成分

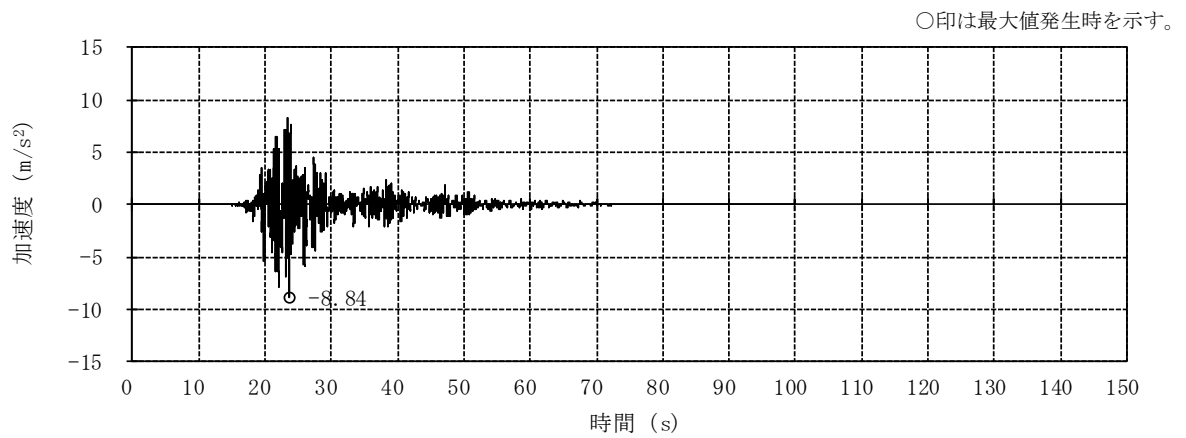


(b) NS方向 回転成分

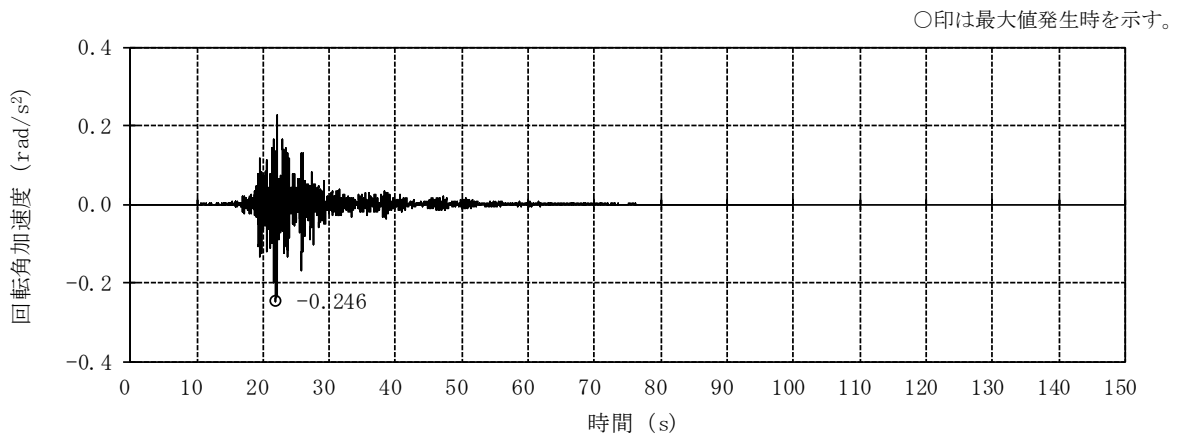


(c) 鉛直方向

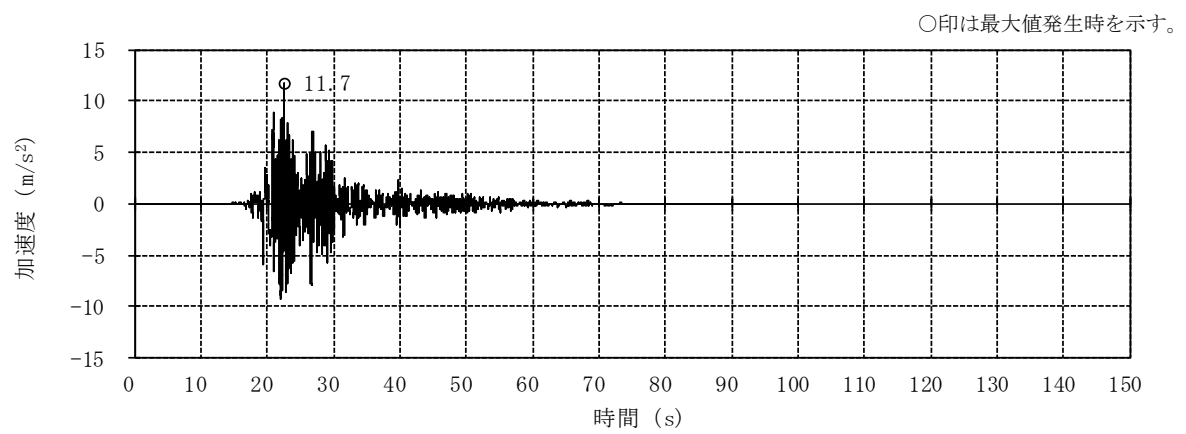
図2-7 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース3, Ss-1)



(a) NS方向 並進成分

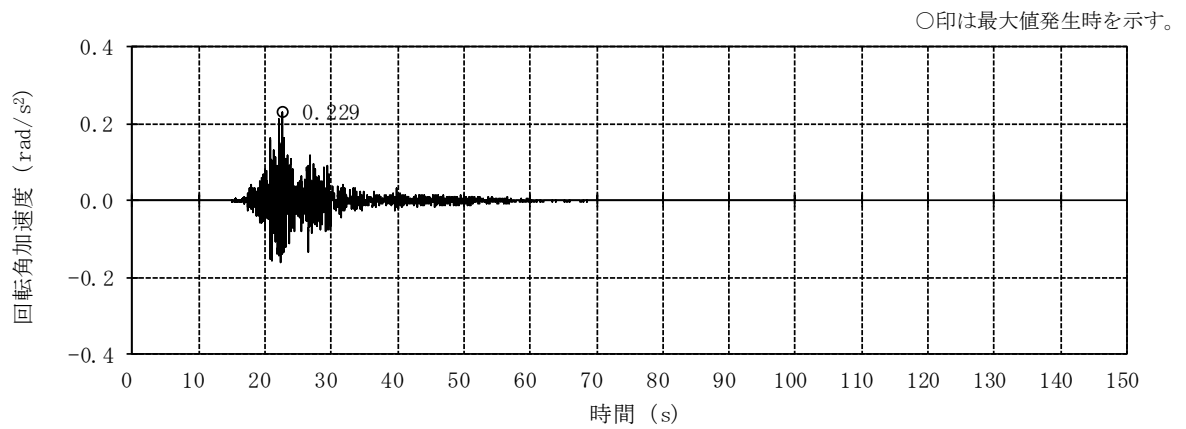


(b) NS方向 回転成分

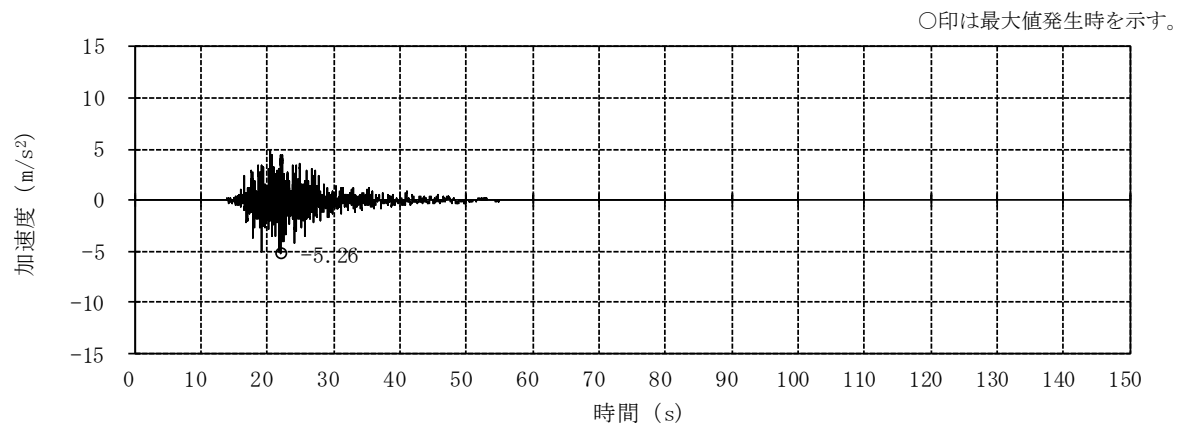


(c) EW方向 並進成分

図2-8 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース3, Ss-2) (1/2)

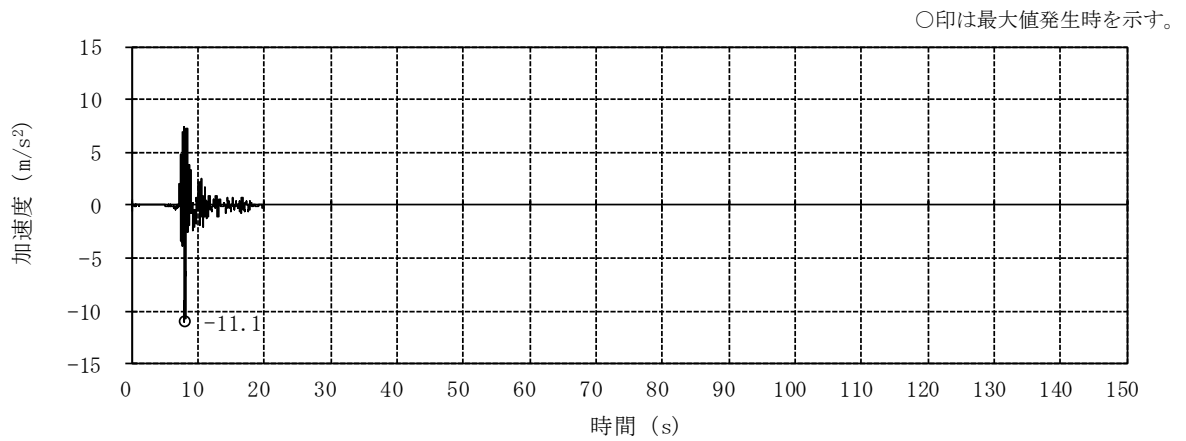


(d) EW方向 回転成分

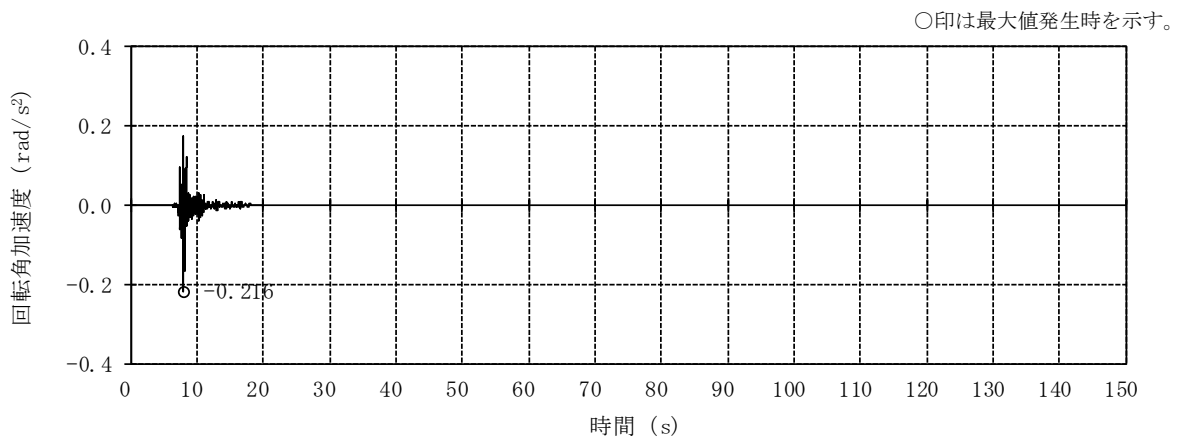


(e) 鉛直方向 (誘発上下動考慮)

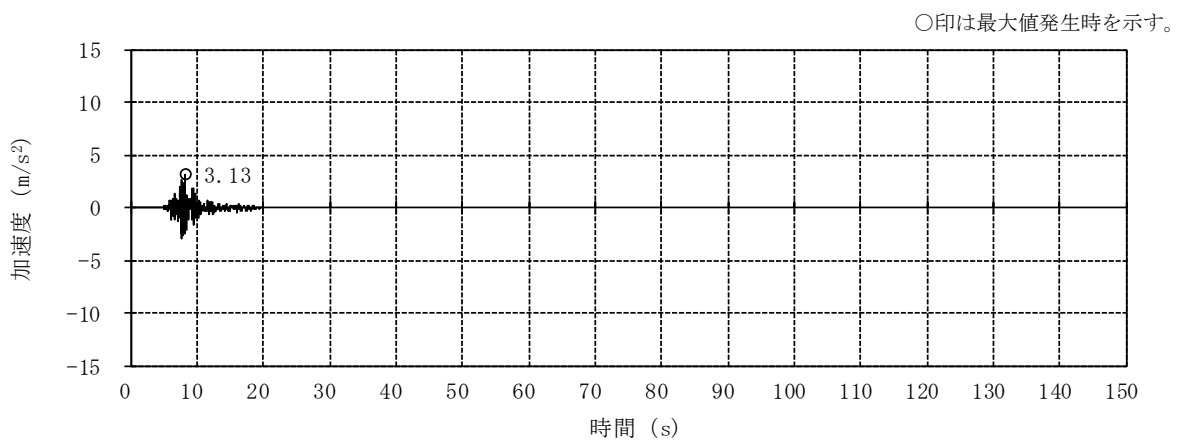
図2-8 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース3, S_s-2) (2/2)



(a) NS方向 並進成分

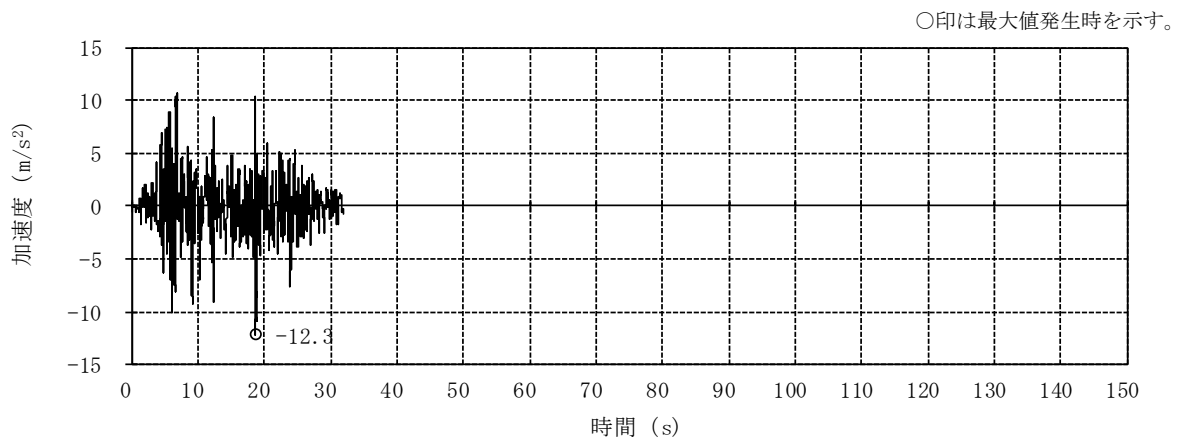


(b) NS方向 回転成分

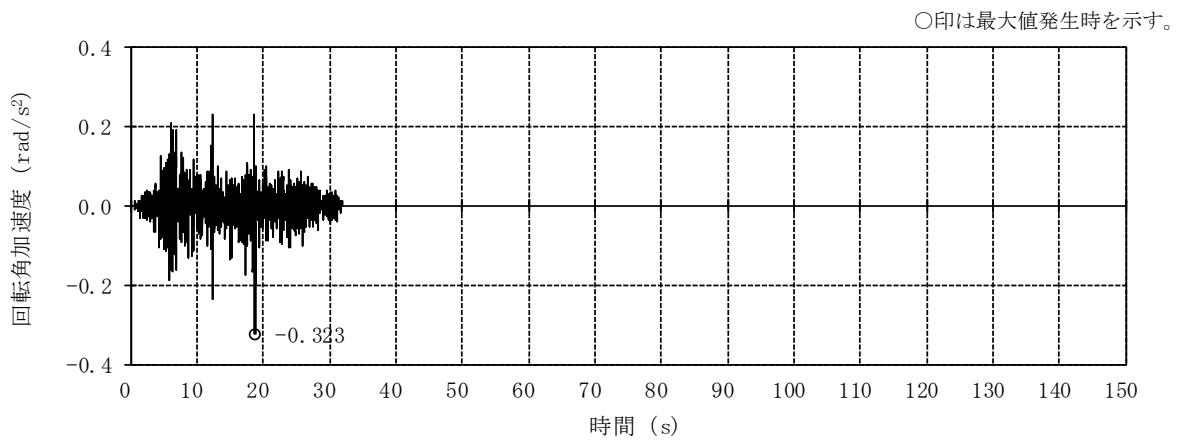


(c) 鉛直方向 (誘発上下動考慮)

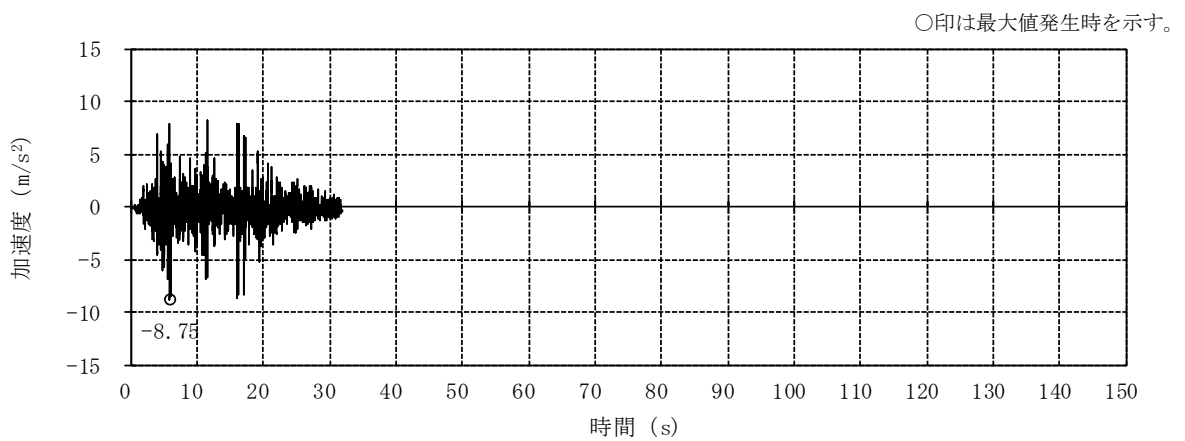
図2-9 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース3, Ss-8)



(a) NS方向 並進成分

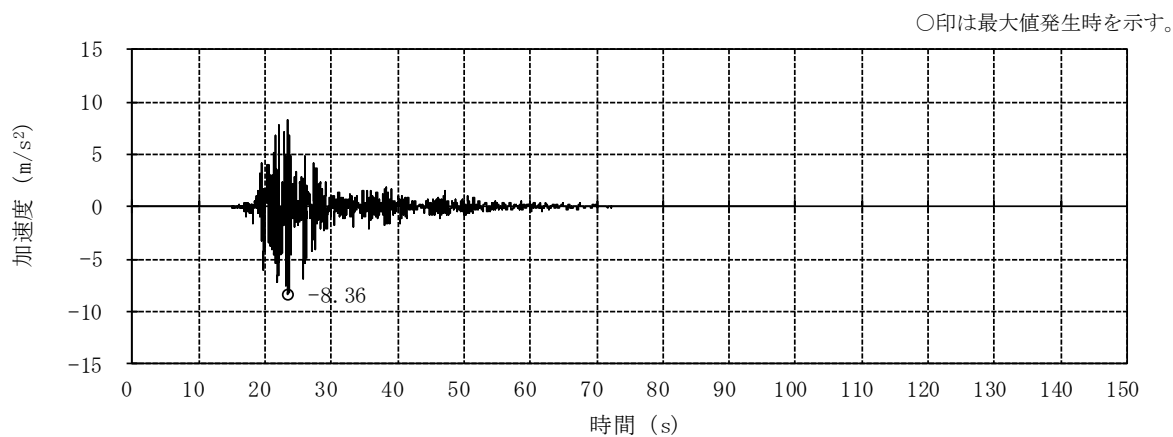


(b) NS方向 回転成分

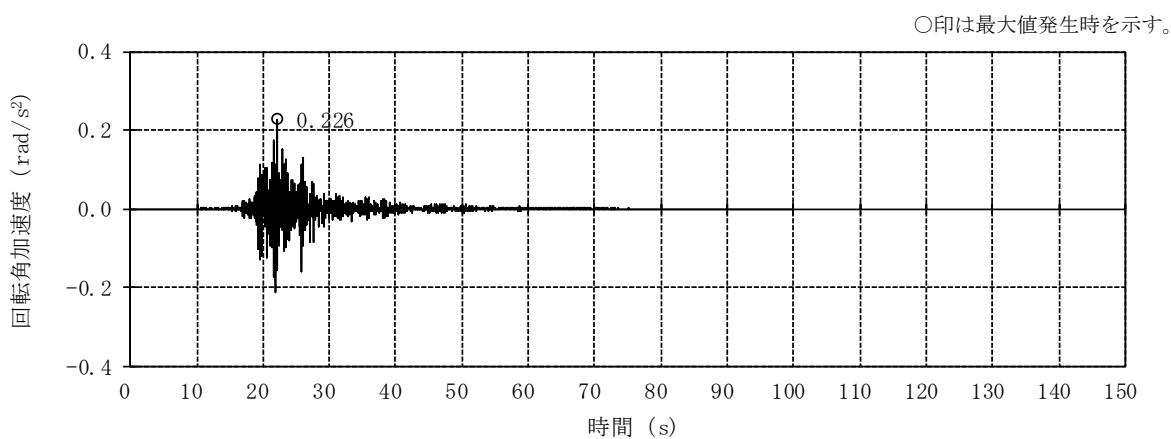


(c) 鉛直方向

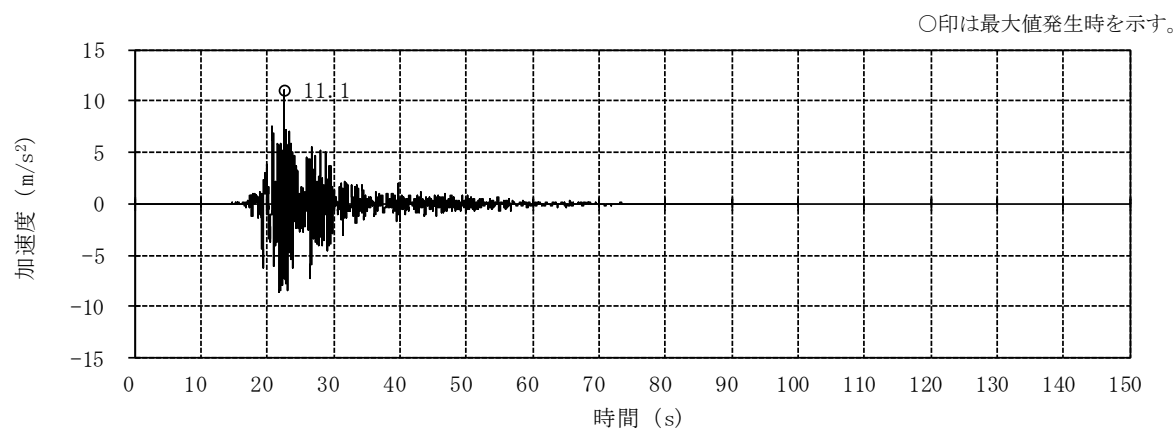
図2-10 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース4, Ss-1)



(a) NS方向 並進成分

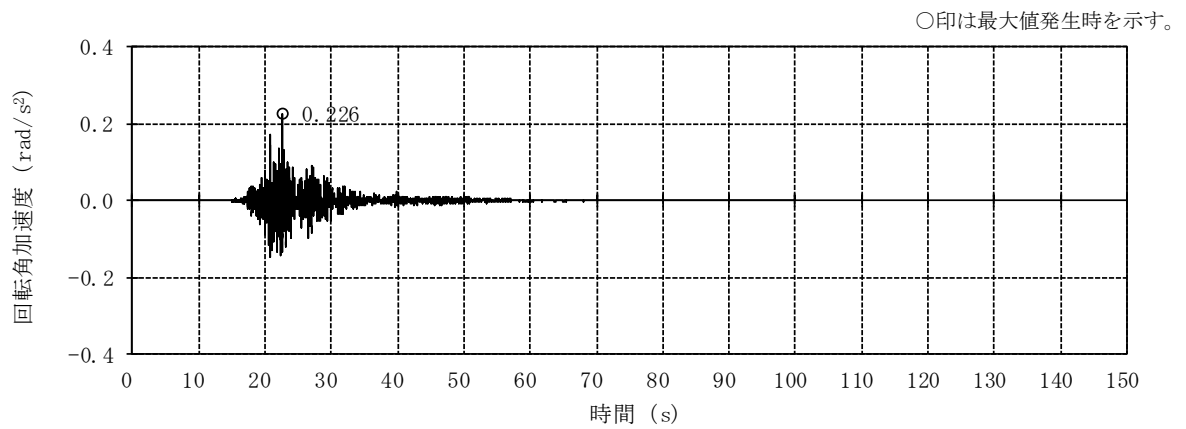


(b) NS方向 回転成分

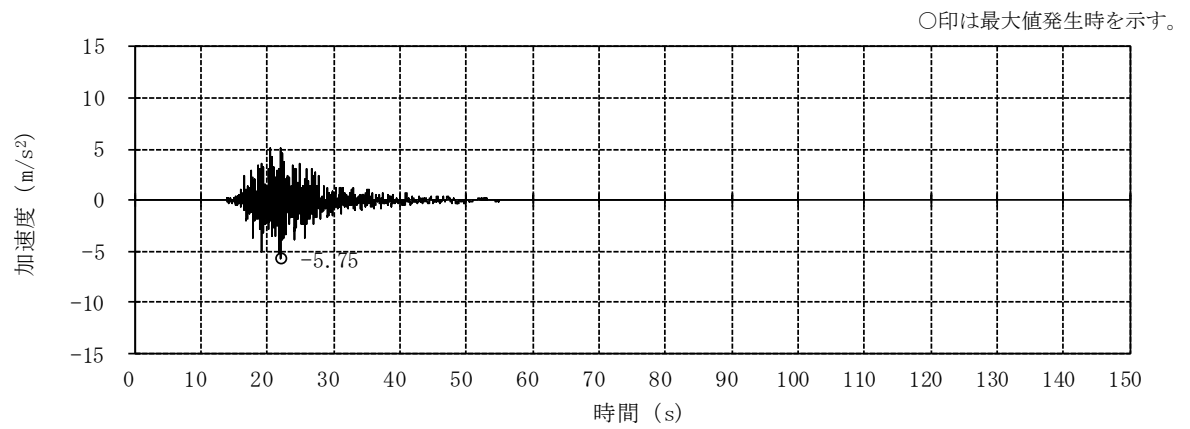


(c) EW方向 並進成分

図2-11 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース4, Ss-2) (1/2)



(d) EW方向 回転成分



(e) 鉛直方向 (誘発上下動考慮)

図2-11 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース4, S_s-2) (2/2)

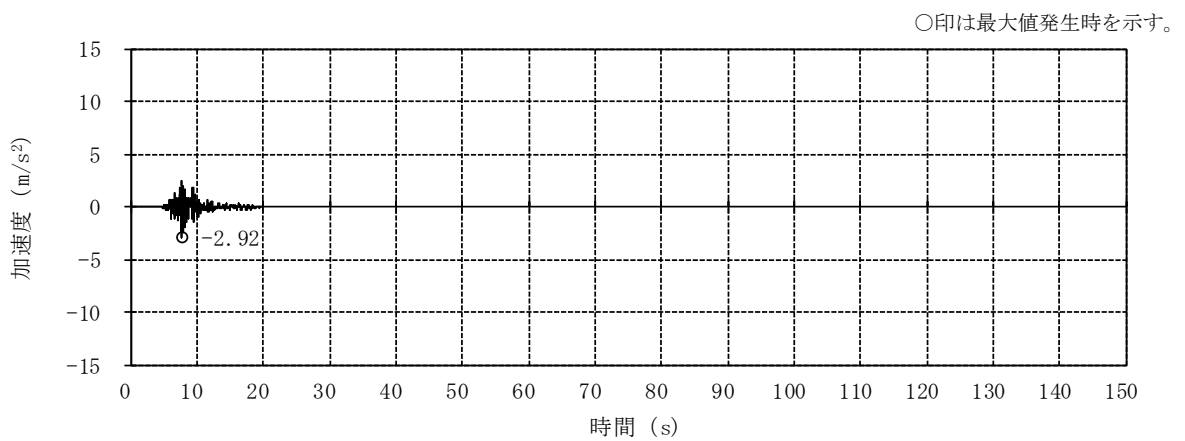
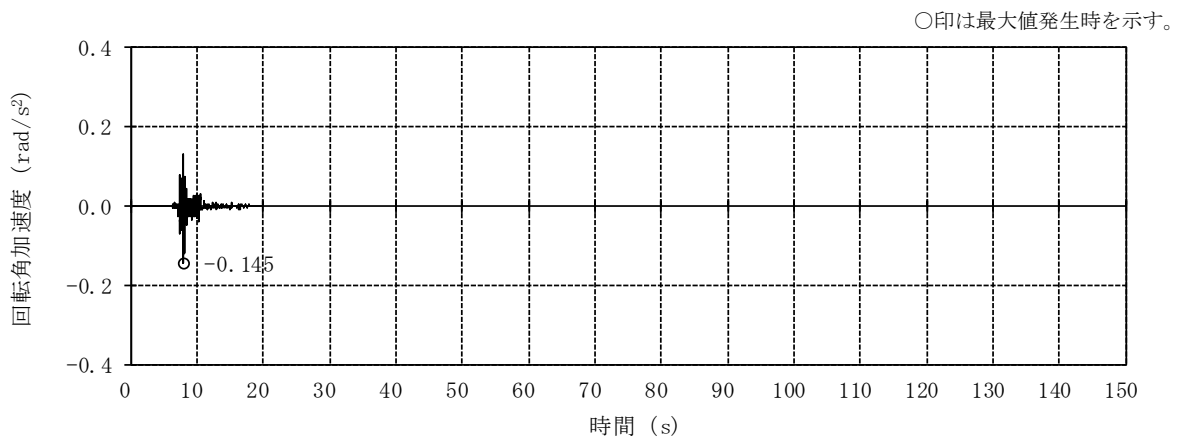
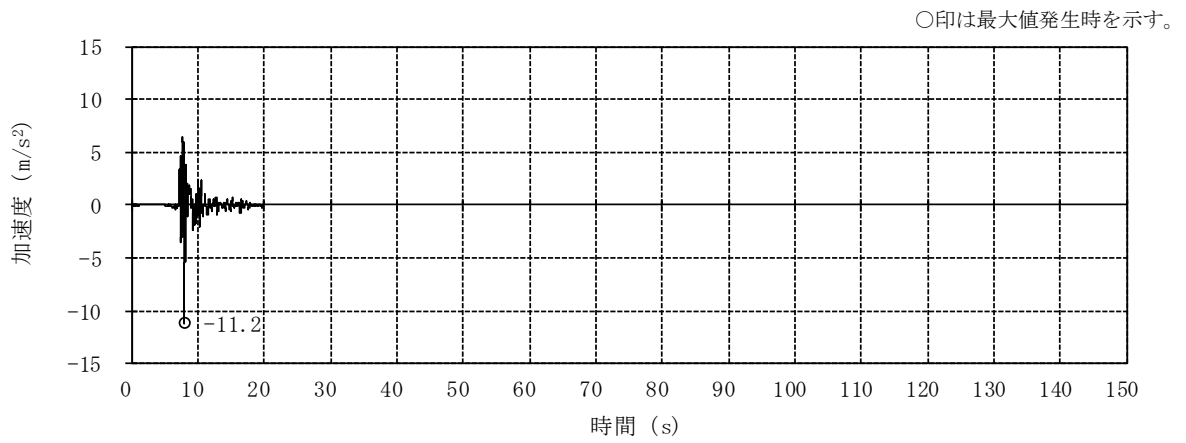


図2-12 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース4, $S_s=8$)

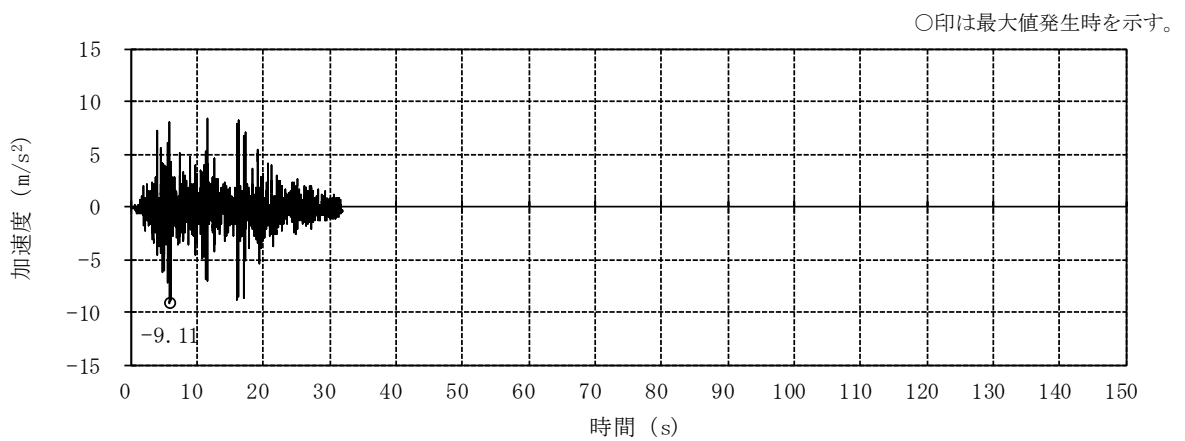
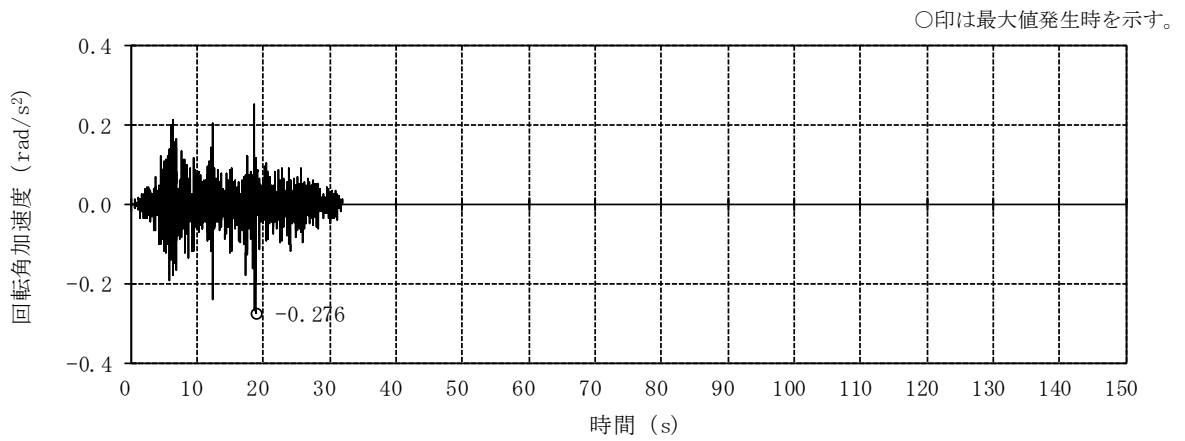
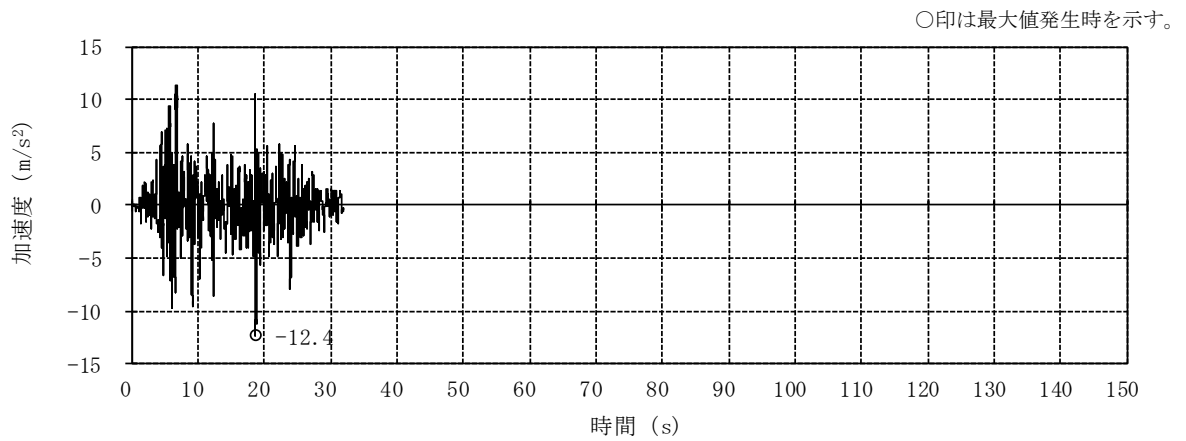
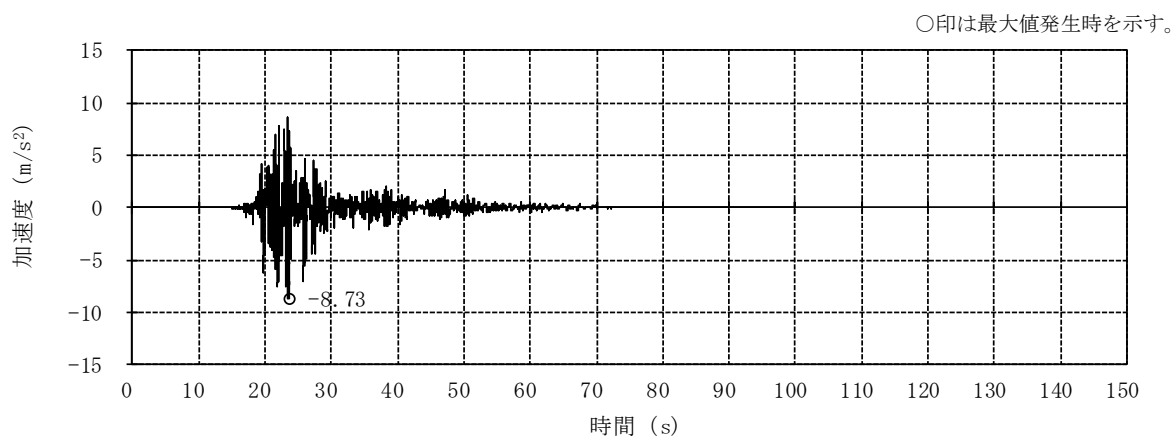
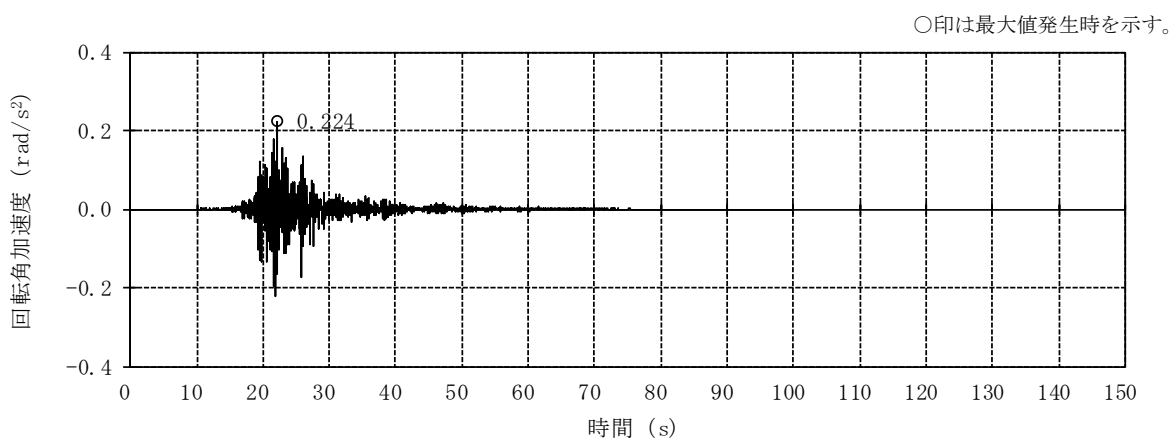


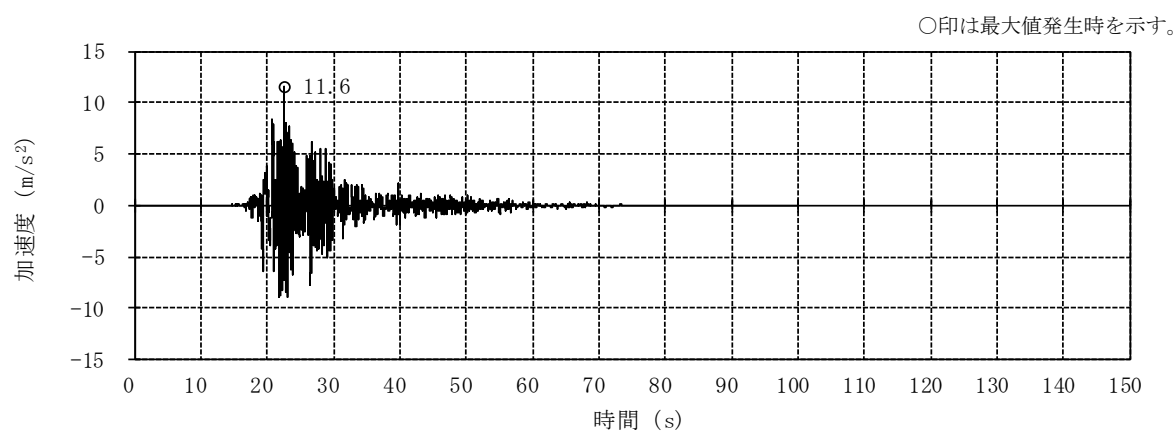
図2-13 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース5, Ss-1)



(a) NS方向 並進成分

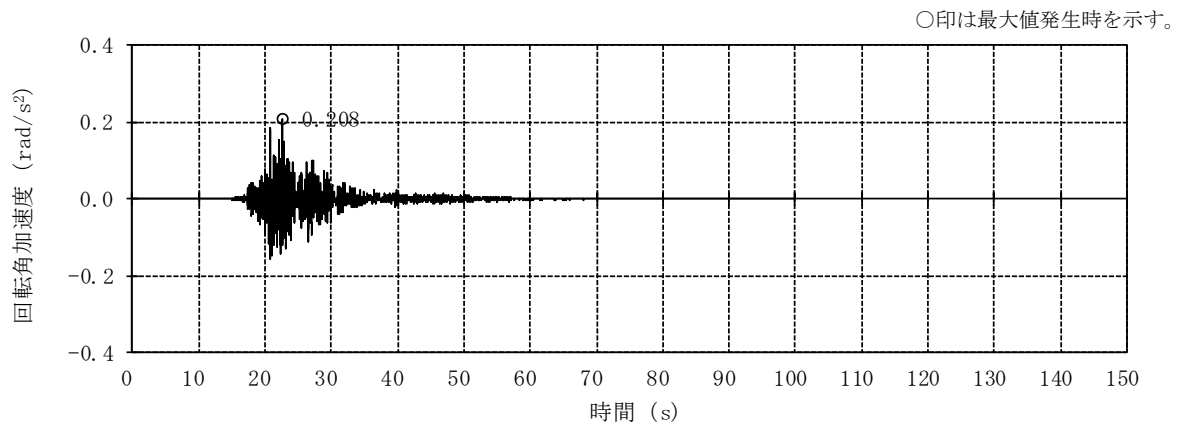


(b) NS方向 回転成分

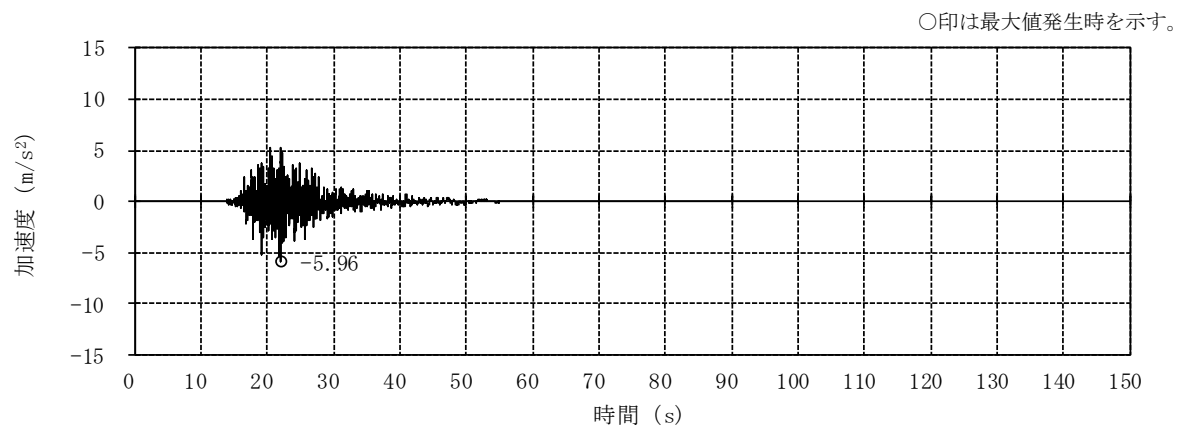


(c) EW方向 並進成分

図2-14 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース5, Ss-2) (1/2)

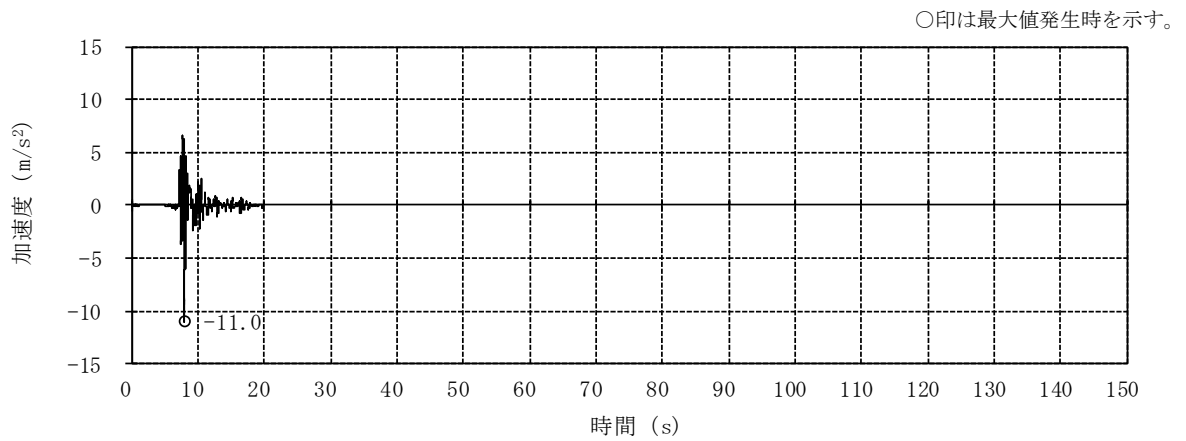


(d) EW方向 回轉成分

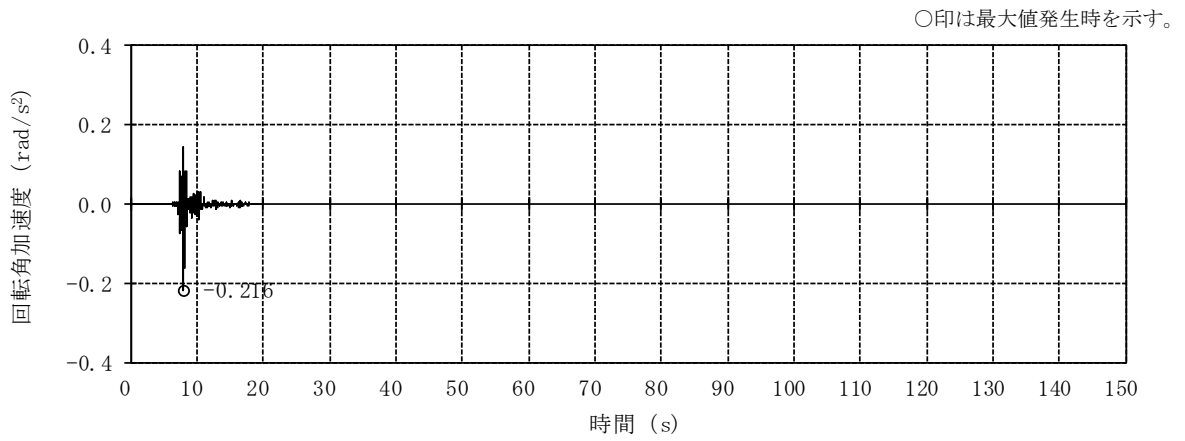


(e) 鉛直方向 (誘発上下動考慮)

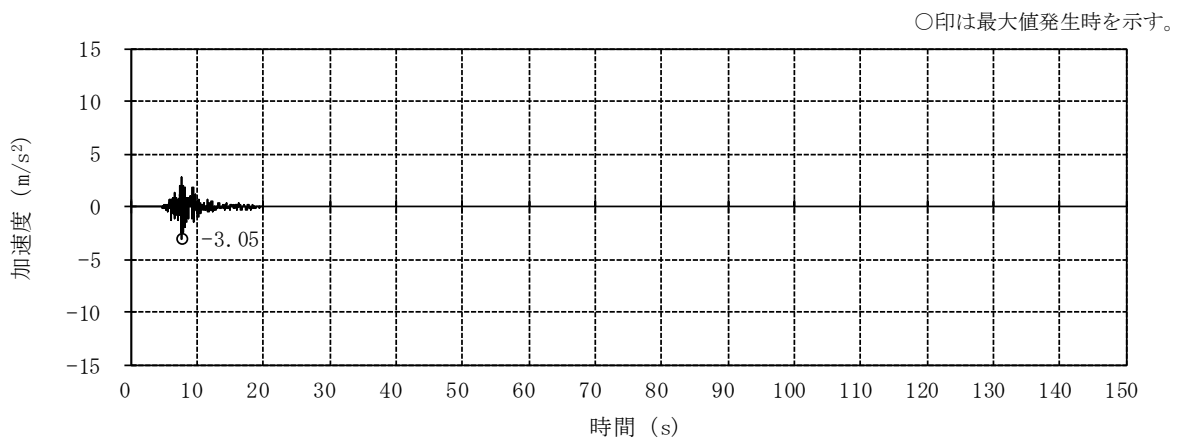
図2-14 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース5, S_s-2) (2/2)



(a) NS方向 並進成分

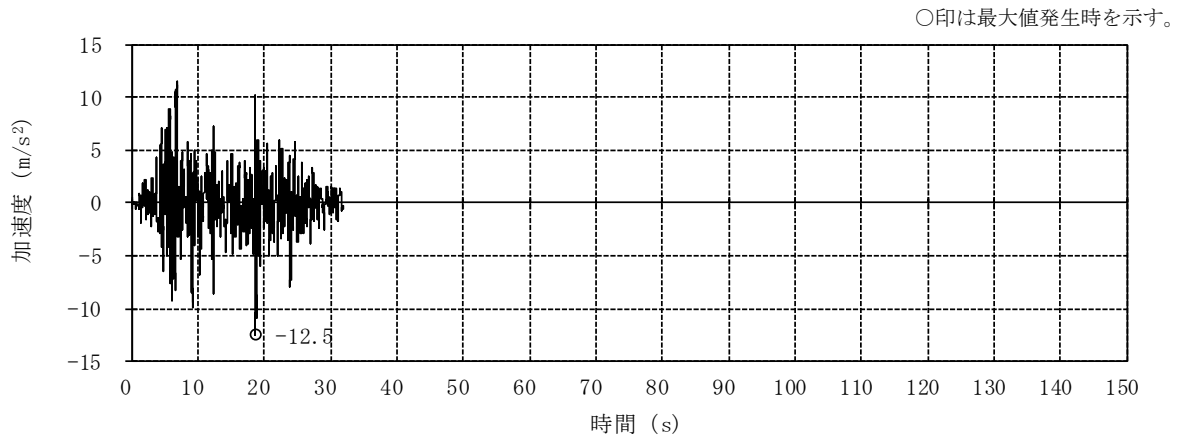


(b) NS方向 回転成分

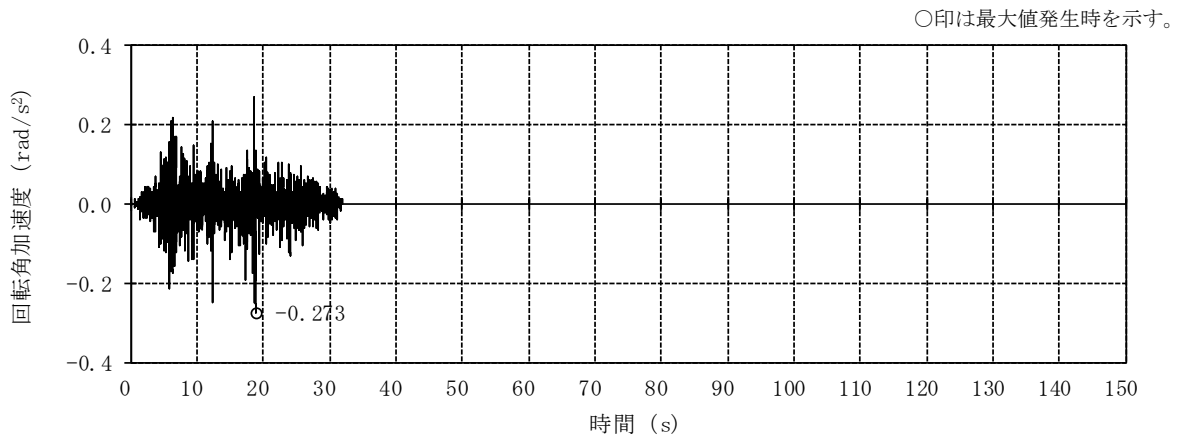


(c) 鉛直方向

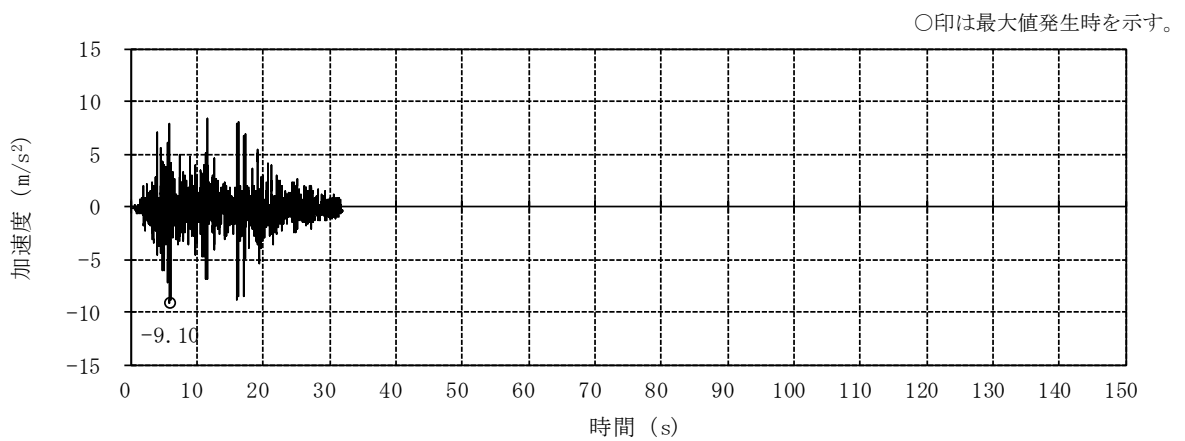
図2-15 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース5, $S_s=8$)



(a) NS方向 並進成分

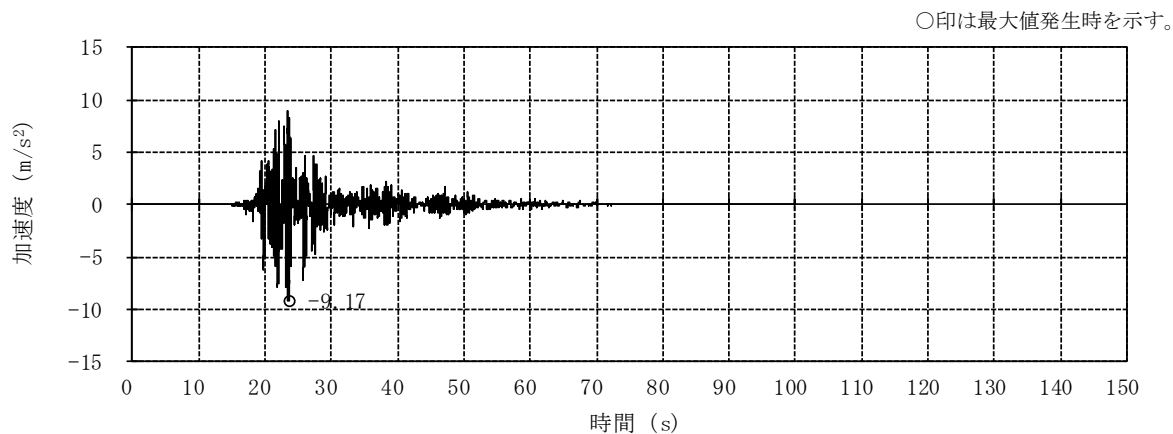


(b) NS方向 回転成分

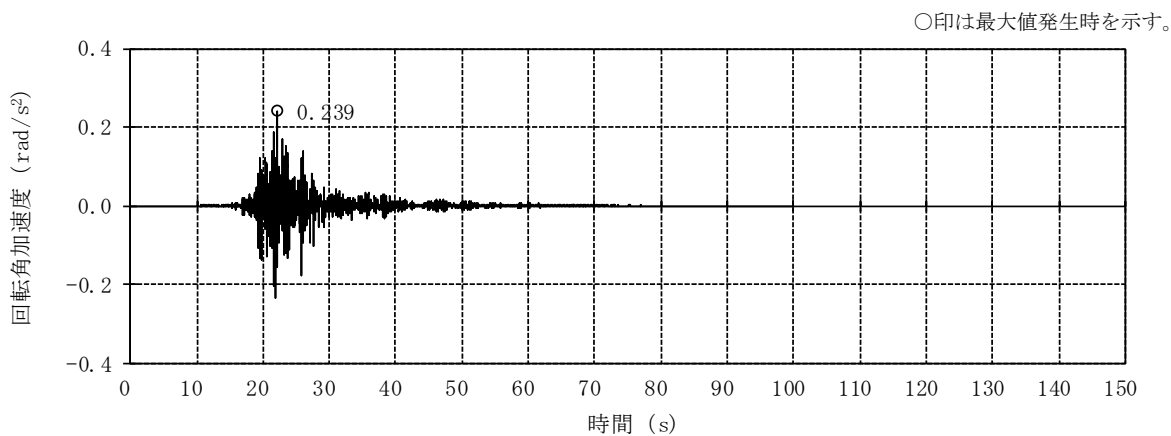


(c) 鉛直方向 (誘発上下動考慮)

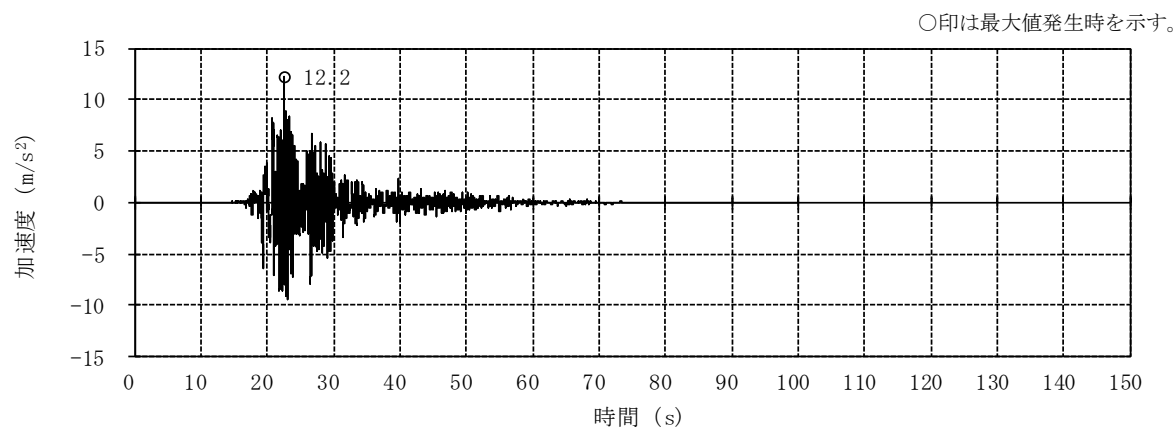
図2-16 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース6, Ss-1)



(a) NS方向 並進成分

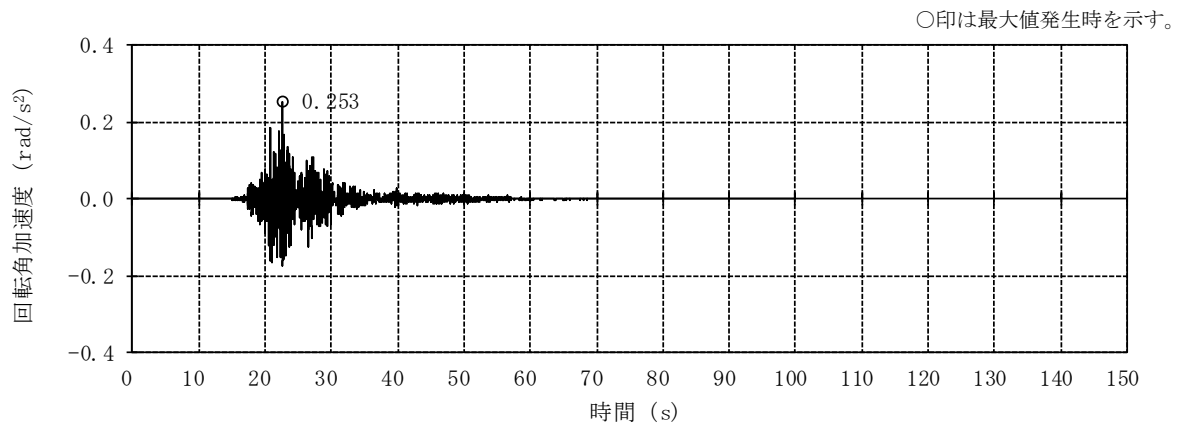


(b) NS方向 回転成分

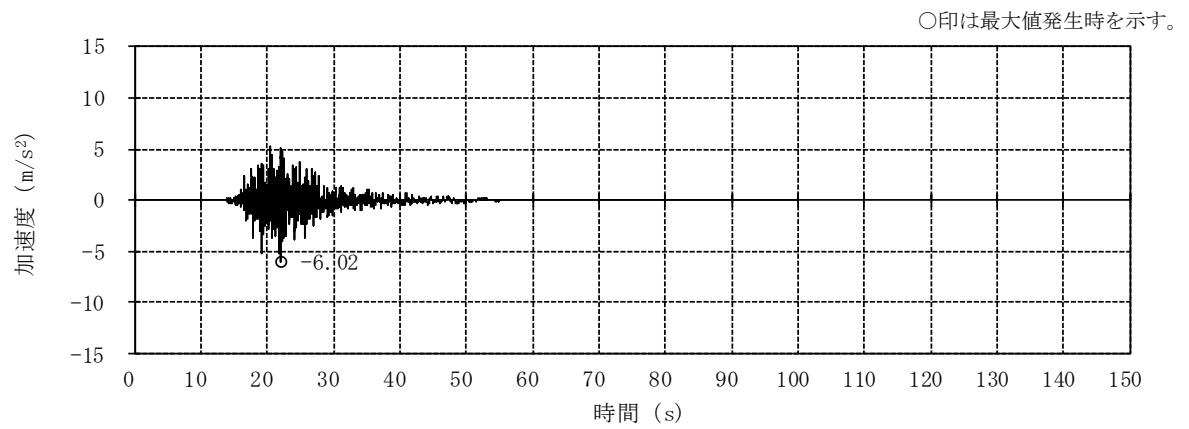


(c) EW方向 並進成分

図2-17 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース6, Ss-2) (1/2)

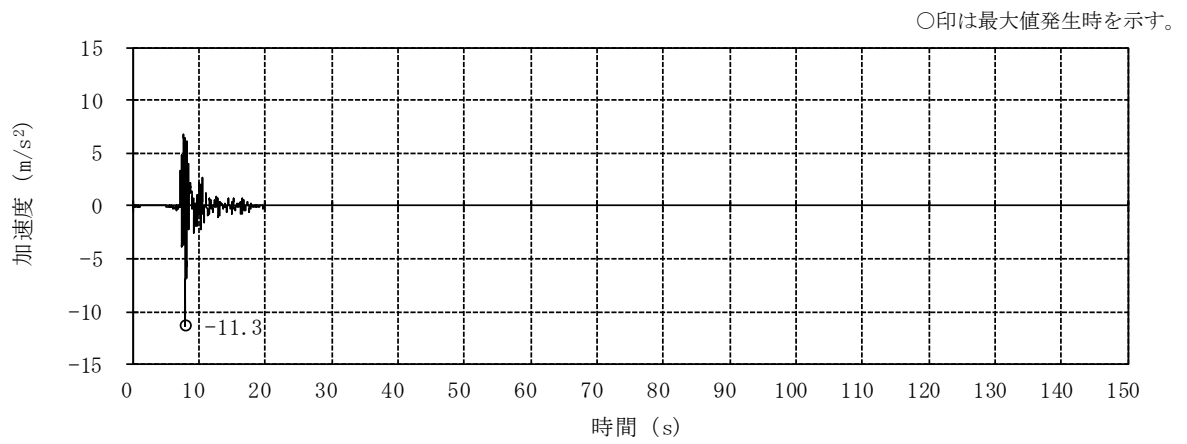


(d) EW方向 回轉成分

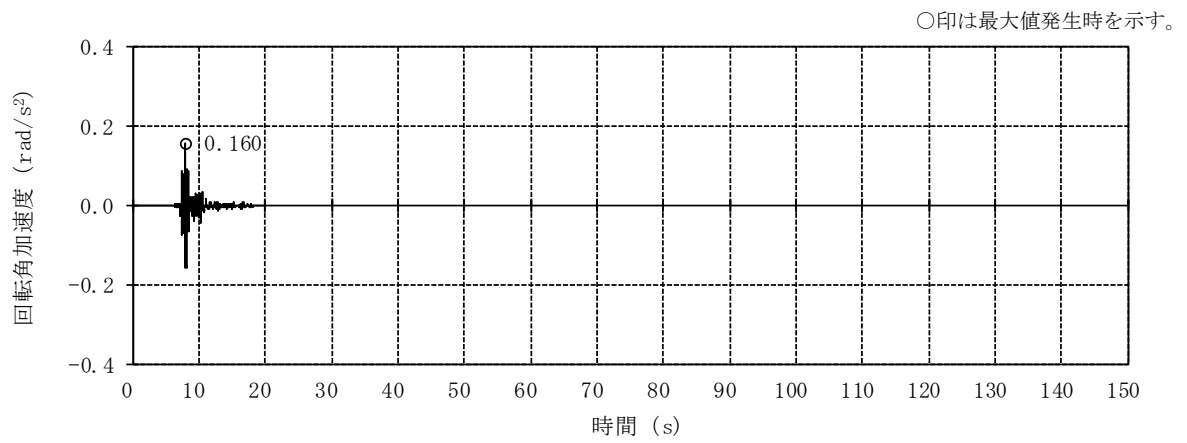


(e) 鉛直方向 (誘発上下動考慮)

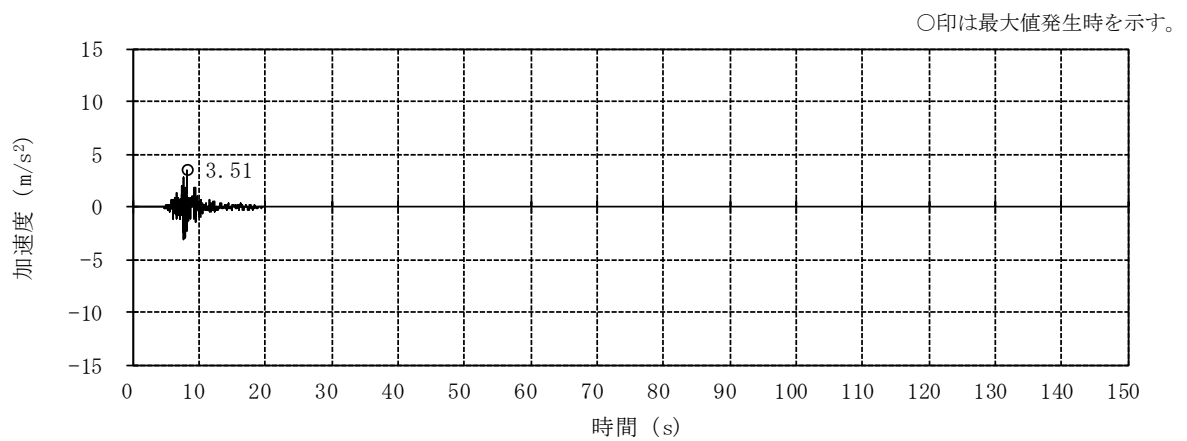
図2-17 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース6, S_s-2) (2/2)



(a) NS方向 並進成分



(b) NS方向 回転成分



(c) 鉛直方向 (誘発上下動考慮)

図2-18 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース6, $S_s=8$)

3. 地震応答解析による建屋応答の不確かさの影響検討

3.1 固有値解析結果

建屋剛性の不確かさ（コンクリート強度）の影響検討として、基礎コンクリートの剛性を変動させた解析モデルによる固有値解析を実施した。固有値解析結果を表3-1、固有モードを図3-1～図3-4に示す。

ケース1（基本ケース）に対し、基礎コンクリートの剛性を変動させた解析モデルの固有振動数の変動幅は0%である。主排気筒では、建屋剛性の不確かさ（コンクリート強度）による影響はみられない。

表3-1 固有値解析結果

(a) NS方向

固有モード	NS方向 固有振動数 f_1 (Hz)				
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5
筒身1次	0.98	0.98 (1.00)	0.98 (1.00)	0.98 (1.00)	0.98 (1.00)
筒身2次	6.63	6.63 (1.00)	6.63 (1.00)	6.63 (1.00)	6.63 (1.00)
鉄塔1次	3.69	3.69 (1.00)	3.69 (1.00)	3.69 (1.00)	3.69 (1.00)
鉄塔2次	10.74	10.74 (1.00)	10.73 (1.00)	10.75 (1.00)	10.73 (1.00)

注：（ ）内は，ケース1に対する比率を示す。

(b) EW方向

固有モード	EW方向 固有振動数 f_1 (Hz)				
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5
筒身1次	0.98	0.98 (1.00)	0.98 (1.00)	0.98 (1.00)	0.98 (1.00)
筒身2次	6.67	6.67 (1.00)	6.67 (1.00)	6.68 (1.00)	6.67 (1.00)
鉄塔1次	3.71	3.71 (1.00)	3.71 (1.00)	3.71 (1.00)	3.71 (1.00)
鉄塔2次	11.15	11.15 (1.00)	11.15 (1.00)	11.16 (1.00)	11.15 (1.00)

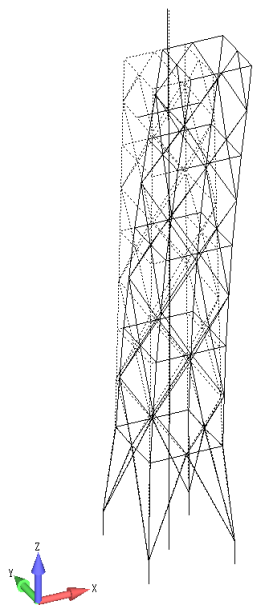
注：（ ）内は，ケース1に対する比率を示す。

(c) 鉛直方向

固有モード	鉛直方向 固有振動数 f_1 (Hz)				
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5
筒身1次	19.06	19.06 (1.00)	19.05 (1.00)	19.06 (1.00)	19.05 (1.00)
鉄塔1次	20.43	20.43 (1.00)	20.42 (1.00)	20.44 (1.00)	20.42 (1.00)

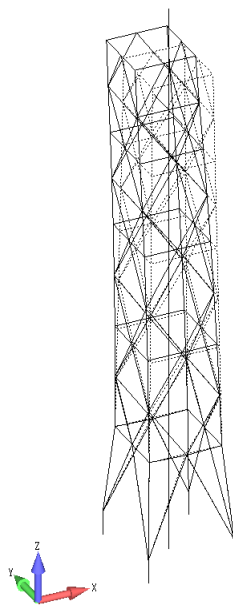
注：（ ）内は，ケース1に対する比率を示す。

振動数 $f_1 = 3.69$ (Hz)



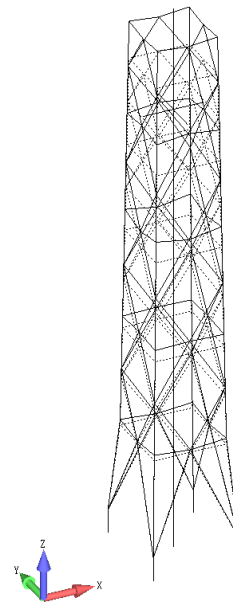
鉄塔NS方向1次

振動数 $f_1 = 3.71$ (Hz)



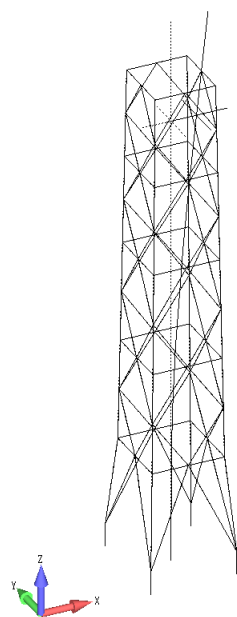
鉄塔EW方向1次

振動数 $f_1 = 20.43$ (Hz)



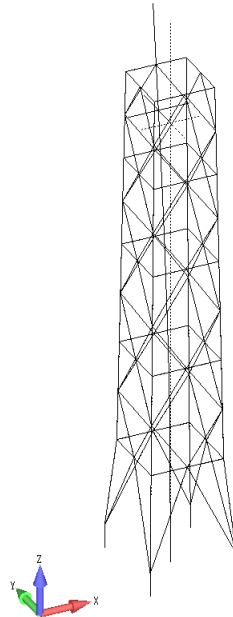
鉄塔鉛直方向1次

振動数 $f_1 = 0.98$ (Hz)



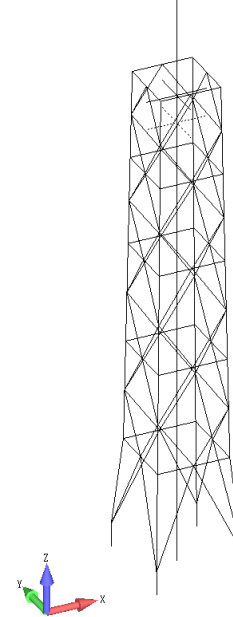
筒身NS方向1次

振動数 $f_1 = 0.98$ (Hz)



筒身EW方向1次

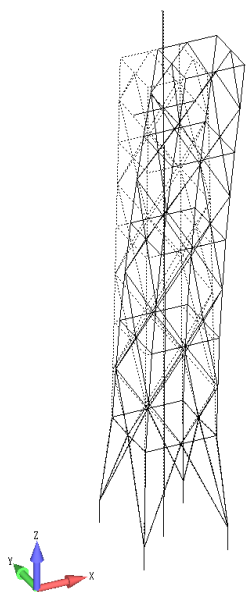
振動数 $f_1 = 19.06$ (Hz)



筒身鉛直方向1次

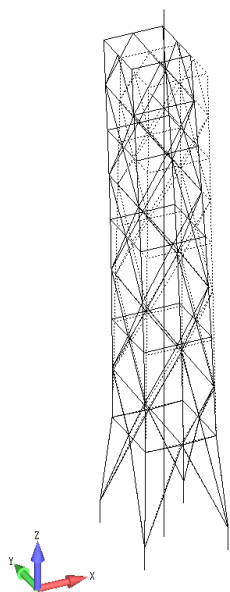
図3-1 固有モード (ケース2)

振動数 $f_1 = 3.69$ (Hz)



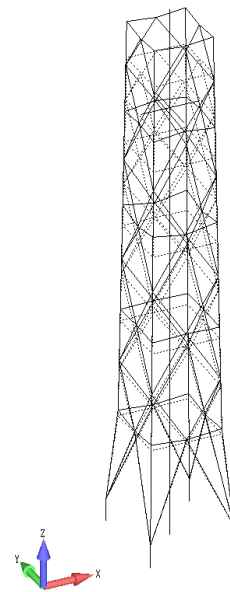
鉄塔NS方向1次

振動数 $f_1 = 3.71$ (Hz)



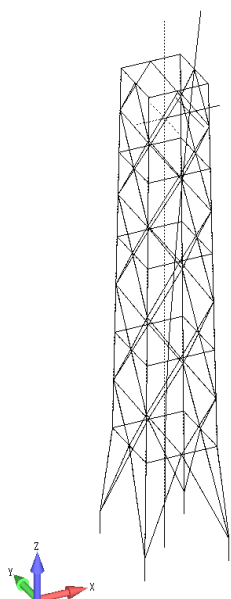
鉄塔EW方向1次

振動数 $f_1 = 20.42$ (Hz)



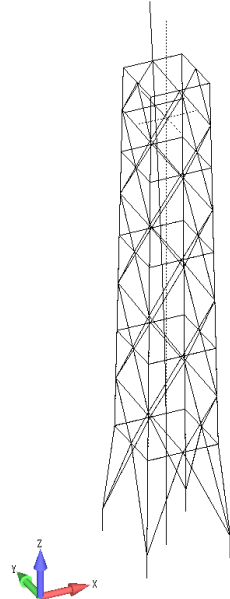
鉄塔鉛直方向1次

振動数 $f_1 = 0.98$ (Hz)



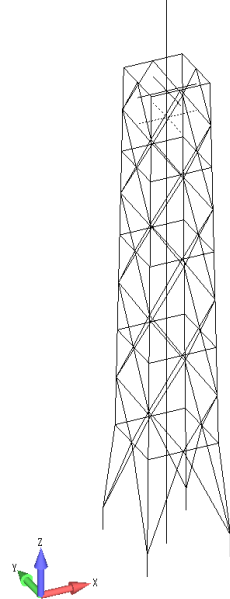
筒身NS方向1次

振動数 $f_1 = 0.98$ (Hz)



筒身EW方向1次

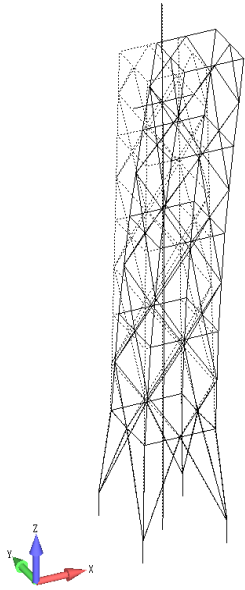
振動数 $f_1 = 19.05$ (Hz)



筒身鉛直方向1次

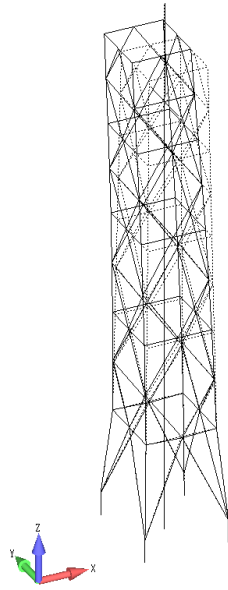
図3-2 固有モード (ケース3)

振動数 $f_1 = 3.69$ (Hz)



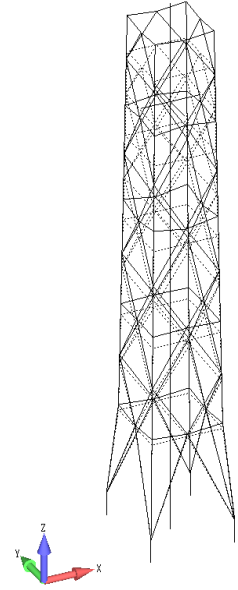
鉄塔NS方向1次

振動数 $f_1 = 3.71$ (Hz)



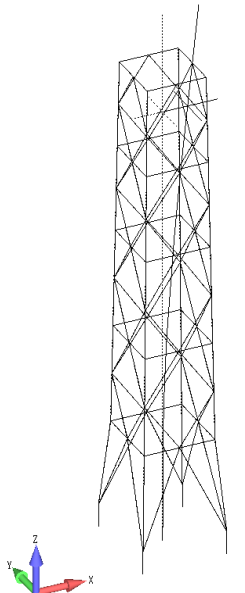
鉄塔EW方向1次

振動数 $f_1 = 20.44$ (Hz)



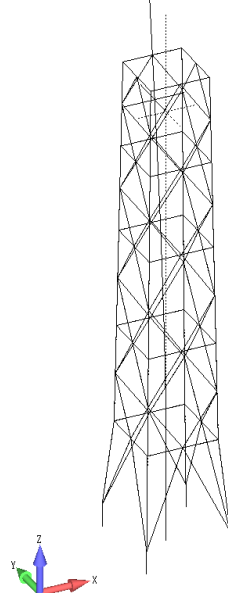
鉄塔鉛直方向1次

振動数 $f_1 = 0.98$ (Hz)



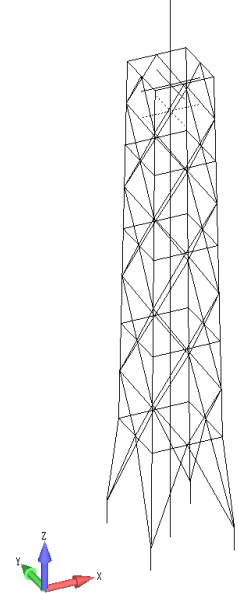
筒身NS方向1次

振動数 $f_1 = 0.98$ (Hz)



筒身EW方向1次

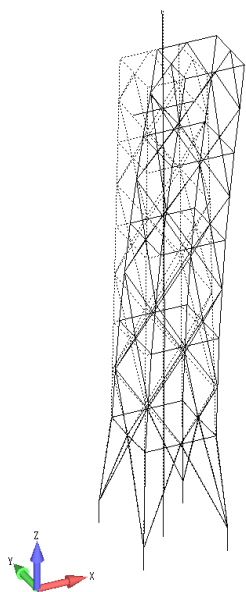
振動数 $f_1 = 19.06$ (Hz)



筒身鉛直方向1次

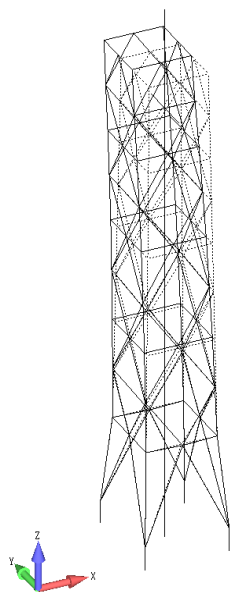
図3-3 固有モード (ケース4)

振動数 $f_1 = 3.69$ (Hz)



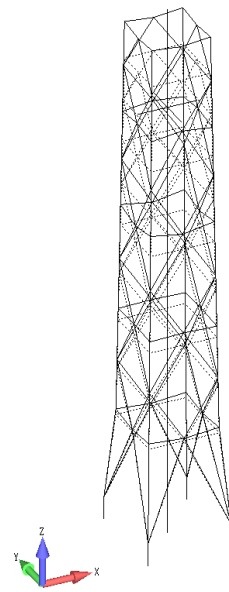
鉄塔NS方向1次

振動数 $f_1 = 3.71$ (Hz)



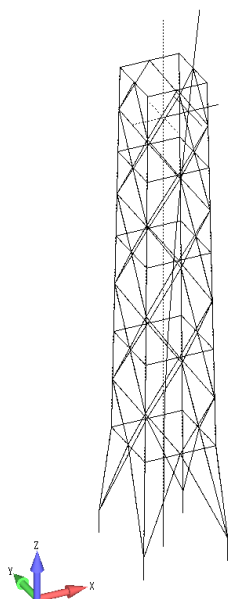
鉄塔EW方向1次

振動数 $f_1 = 20.42$ (Hz)



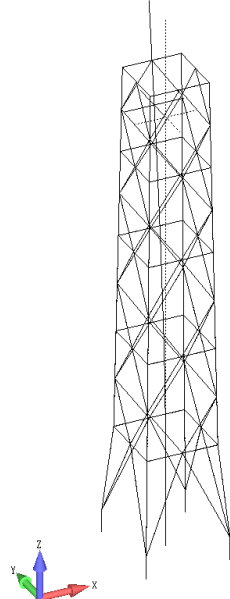
鉄塔鉛直方向1次

振動数 $f_1 = 0.98$ (Hz)



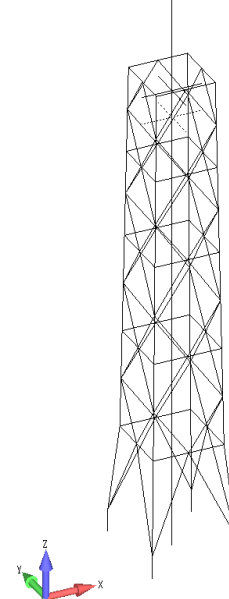
筒身NS方向1次

振動数 $f_1 = 0.98$ (Hz)



筒身EW方向1次

振動数 $f_1 = 19.05$ (Hz)



筒身鉛直方向1次

図3-4 固有モード (ケース5)

3.2 地震応答解析結果

建屋応答の不確かさの影響検討として、建屋応答の不確かさを考慮した地震応答解析を実施した。

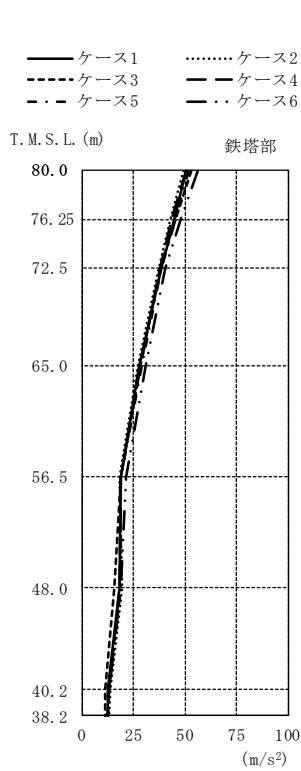
対象となる検討ケースは表1-1に示す検討ケースとし、代表として、入力地震動にSs-1を用いた結果を示す。

最大応答値を図3-5～図3-10に示す。なお、図3-7及び図3-10では、以下の支柱材の最大応力を包絡したものを「鉄塔部 支柱材包絡」として示す。

- ・原子炉建屋の_{R1}通りと_{RC}通りの交点に位置する支柱材
- ・原子炉建屋の_{R1}通りと_{RD}通りの交点に位置する支柱材
- ・原子炉建屋の_{R2}通りと_{RC}通りの交点に位置する支柱材
- ・原子炉建屋の_{R2}通りと_{RD}通りの交点に位置する支柱材

また、制震装置（オイルダンパー）の最大応答値及び許容値を表3-2に示す。

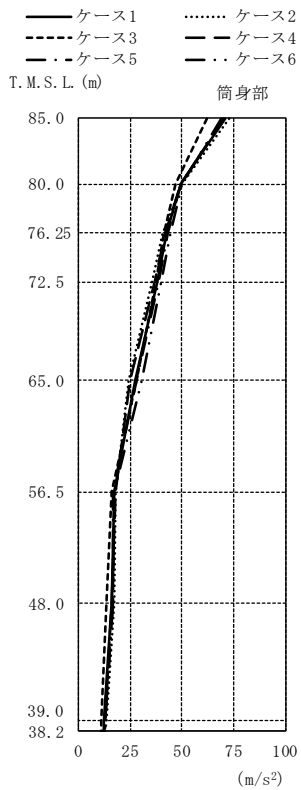
ケース1（基本ケース）に対し、水平及び鉛直いずれの方向についても、各検討ケースの最大応答加速度、最大応答変位、最大応答軸力、最大応答曲げモーメントはおおむね同等であることを確認した。また、制震装置（オイルダンパー）の最大応答値は許容値以下である。



T. M. S. L. (m)	鉄塔部 (m/s ²)					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
80.0	50.3	49.2	52.8	50.5	51.7	56.3
76.25	44.6	42.9	45.5	43.4	45.3	48.2
72.5	38.2	37.0	38.0	38.0	38.5	40.5
65.0	27.8	27.1	28.2	28.4	28.7	30.6
56.5	18.5	17.8	18.6	18.5	18.9	21.2
48.0	18.3	19.4	15.5	17.8	18.6	18.6
40.2	12.7	13.5	11.4	12.9	12.9	13.0
38.2	12.2	12.9	11.1	12.3	12.4	12.5

注：ケース1…工認モデル（基本ケース），ケース2…建屋剛性+ σ ・地盤剛性+ σ ，
 ケース3…建屋剛性- σ ・地盤剛性- σ ，
 ケース4…建屋剛性コア平均，
 ケース5…建屋剛性- 2σ ，ケース6…回転ばね低減

(a) 鉄塔部

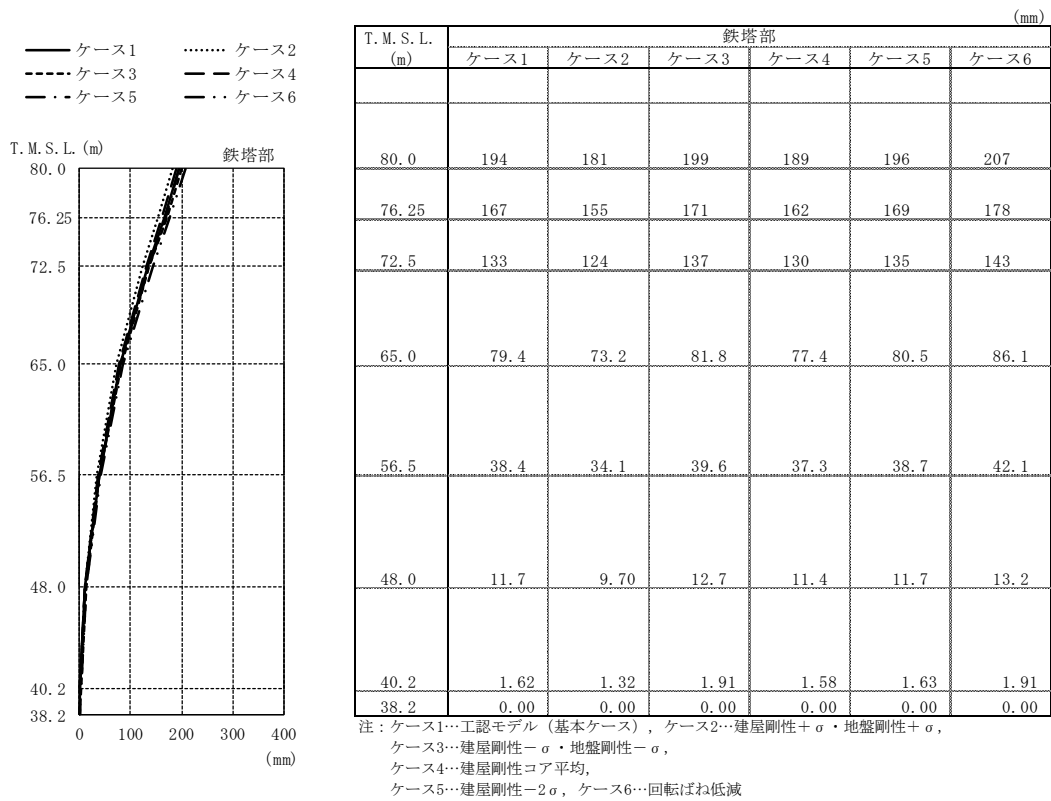


T. M. S. L. (m)	筒身部 (m/s ²)					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
85.0	70.9	72.9	62.0	70.3	70.0	68.8
80.0	49.5	49.8	46.8	49.1	49.5	50.2
76.25	42.5	40.6	41.3	41.6	42.8	44.3
72.5	38.1	35.4	37.1	36.7	38.4	39.7
65.0	27.1	24.4	28.1	24.9	27.8	30.3
56.5	17.0	18.1	15.8	17.6	16.4	16.9
48.0	16.1	17.1	13.6	16.0	16.5	16.3
39.0	12.4	13.1	11.2	12.5	12.6	12.7
38.2	12.2	12.9	11.1	12.3	12.4	12.5

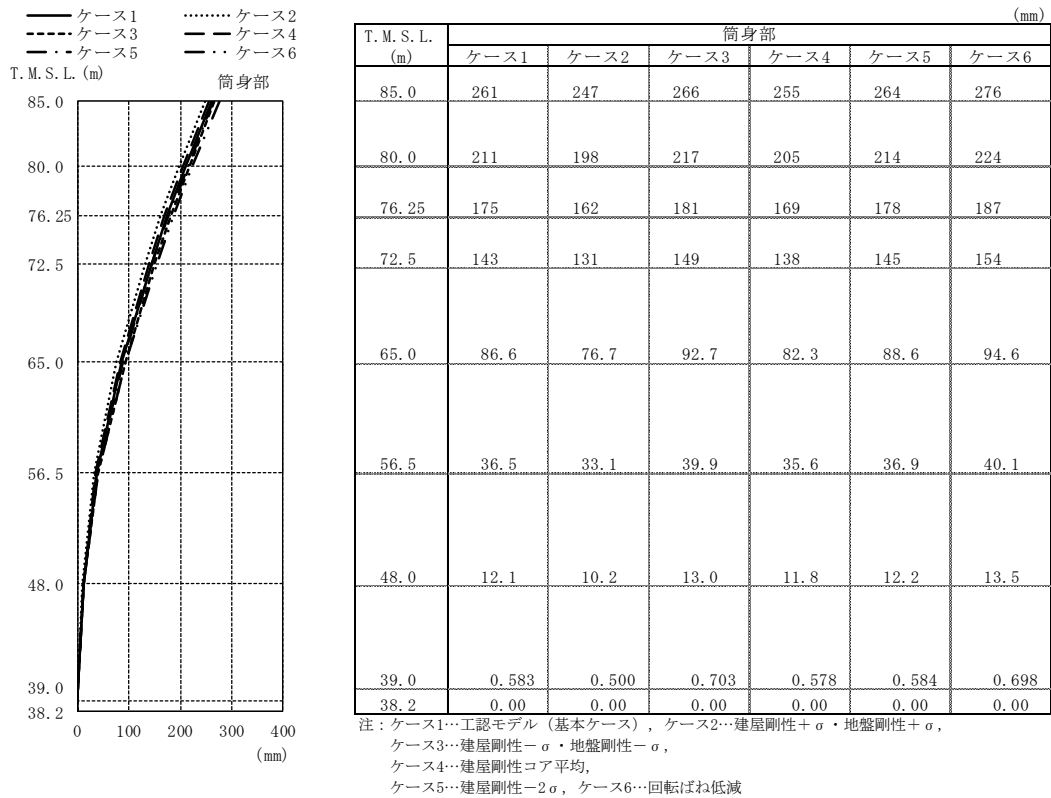
注：ケース1…工認モデル（基本ケース），ケース2…建屋剛性+ σ ・地盤剛性+ σ ，
 ケース3…建屋剛性- σ ・地盤剛性- σ ，
 ケース4…建屋剛性コア平均，
 ケース5…建屋剛性- 2σ ，ケース6…回転ばね低減

(b) 筒身部

図3-5 最大応答加速度 (Ss-1, NS方向)

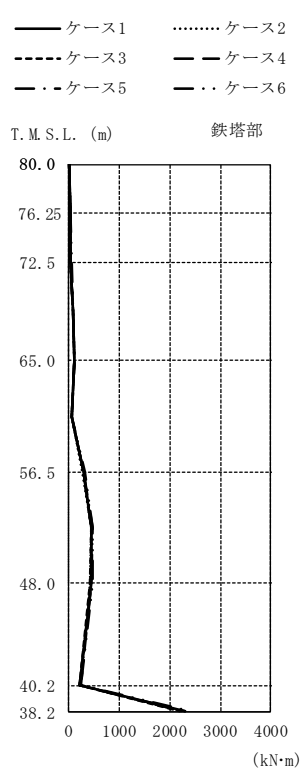


(a) 鉄塔部



(b) 筒身部

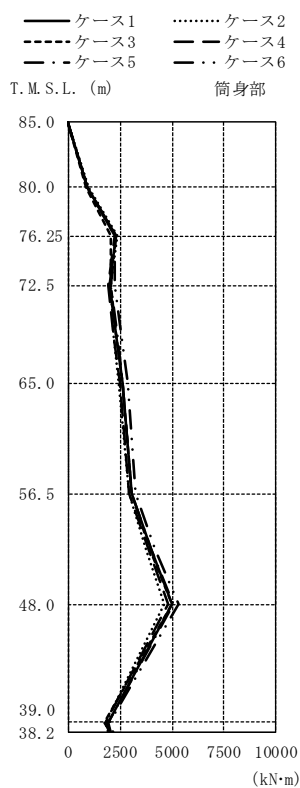
図3-6 最大応答変位 (Ss-1, NS方向)



T. M. S. L. (m)	鉄塔部 (kN·m)					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
80.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
76.25	19.0	18.2	18.7	18.7	19.1	20.1
72.5	42.2	40.0	41.7	41.7	42.6	45.3
68.75	79.2	75.4	78.1	78.1	79.9	84.5
65.0	106	101	104	105	107	114
60.75	60.1	58.2	58.6	60.3	60.6	64.5
56.5	285	273	281	281	288	303
52.25	455	441	447	449	458	480
48.0	442	429	431	436	444	466
40.2	224	225	213	220	225	233
38.2	2290	2250	2190	2260	2310	2400

注：ケース1…工認モデル（基本ケース），ケース2…建屋剛性+ σ ・地盤剛性+ σ ，
 ケース3…建屋剛性- σ ・地盤剛性- σ ，
 ケース4…建屋剛性コア平均，
 ケース5…建屋剛性- 2σ ，ケース6…回転ばね低減

(a) 鉄塔部 主柱材包絡

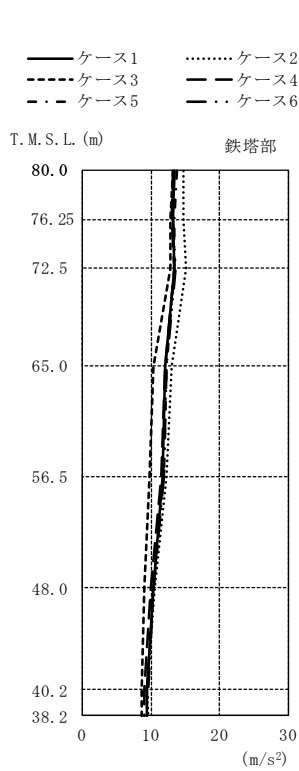


T. M. S. L. (m)	筒身部 (kN·m)					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
85.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
80.0	939	965	821	931	927	912
76.25	2290	2340	2040	2260	2270	2230
72.5	2000	2030	2030	1920	2030	2210
65.0	2600	2440	2610	2510	2640	2850
56.5	3030	2940	3030	2930	3080	3220
48.0	5020	4620	5010	4810	5080	5330
39.0	1890	1820	1760	1810	1900	1990
38.2	2040	1930	2040	2000	2020	2180

注：ケース1…工認モデル（基本ケース），ケース2…建屋剛性+ σ ・地盤剛性+ σ ，
 ケース3…建屋剛性- σ ・地盤剛性- σ ，
 ケース4…建屋剛性コア平均，
 ケース5…建屋剛性- 2σ ，ケース6…回転ばね低減

(b) 筒身部

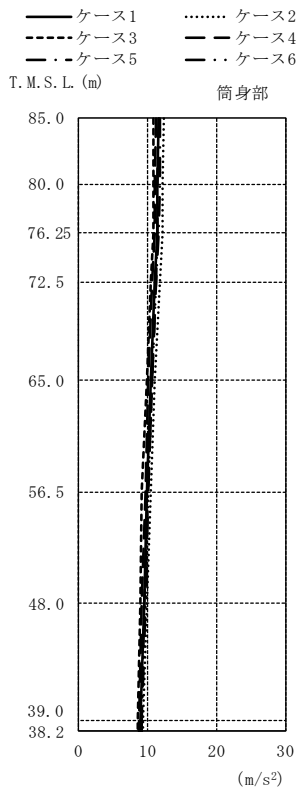
図3-7 最大応答曲げモーメント (Ss-1, NS方向)



T. M. S. L. (m)	鉄塔部					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
80.0	13.5	14.8	13.2	13.2	13.8	13.5
76.25	13.3	14.8	12.9	13.1	13.5	13.3
72.5	13.4	15.1	12.9	13.5	13.5	13.6
65.0	12.1	13.1	10.4	12.0	12.2	12.3
56.5	11.8	12.2	9.89	11.5	11.9	11.9
48.0	10.3	10.6	9.05	10.0	10.4	10.4
40.2	9.34	9.48	8.63	9.01	9.46	9.52
38.2	9.40	9.55	8.73	9.00	9.43	9.51

注：ケース1…工認モデル（基本ケース），ケース2…建屋剛性+ σ ・地盤剛性+ σ ，
 ケース3…建屋剛性- σ ・地盤剛性- σ ，
 ケース4…建屋剛性コア平均，
 ケース5…建屋剛性- 2σ ，ケース6…回転ばね低減

(a) 鉄塔部

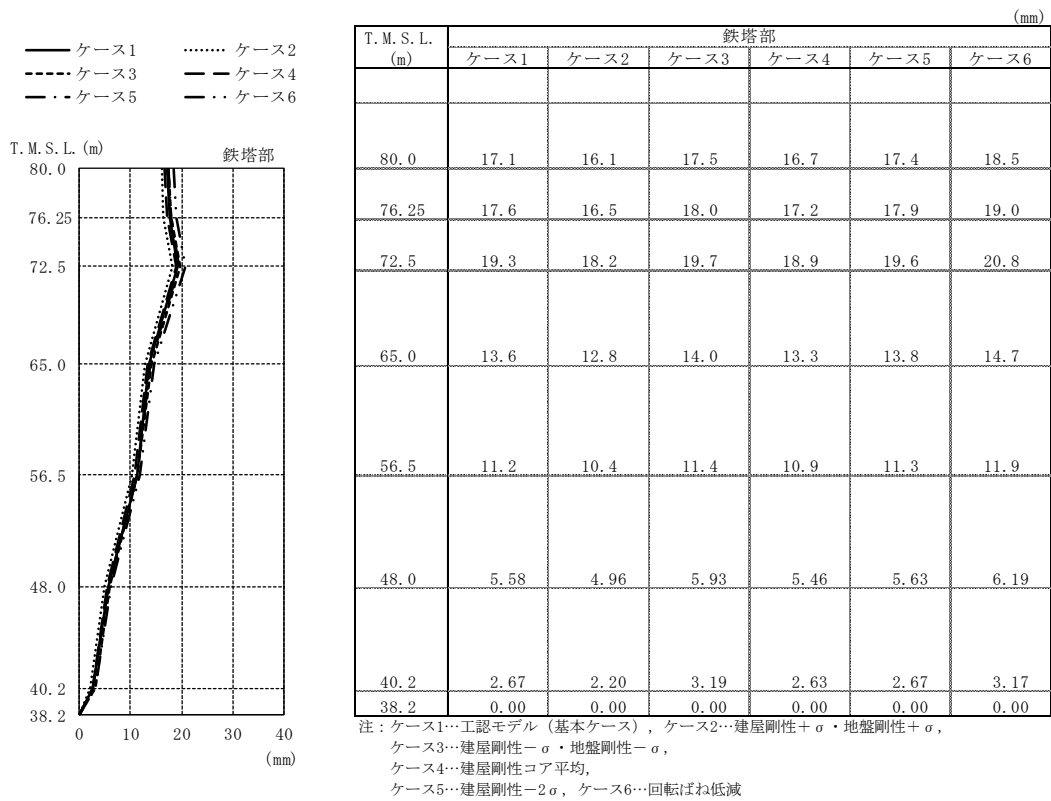


T. M. S. L. (m)	筒身部					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
85.0	11.6	12.3	10.9	11.2	11.8	11.6
80.0	11.5	12.2	10.9	11.1	11.7	11.5
76.25	11.4	12.1	10.8	11.0	11.6	11.4
72.5	11.1	11.8	10.5	10.7	11.3	11.2
65.0	10.5	11.1	9.89	10.1	10.6	10.7
56.5	9.96	10.4	9.21	9.67	10.1	10.1
48.0	9.49	9.93	8.86	9.22	9.61	9.63
39.0	9.01	9.42	8.52	8.75	9.12	9.11
38.2	9.00	9.41	8.52	8.75	9.11	9.10

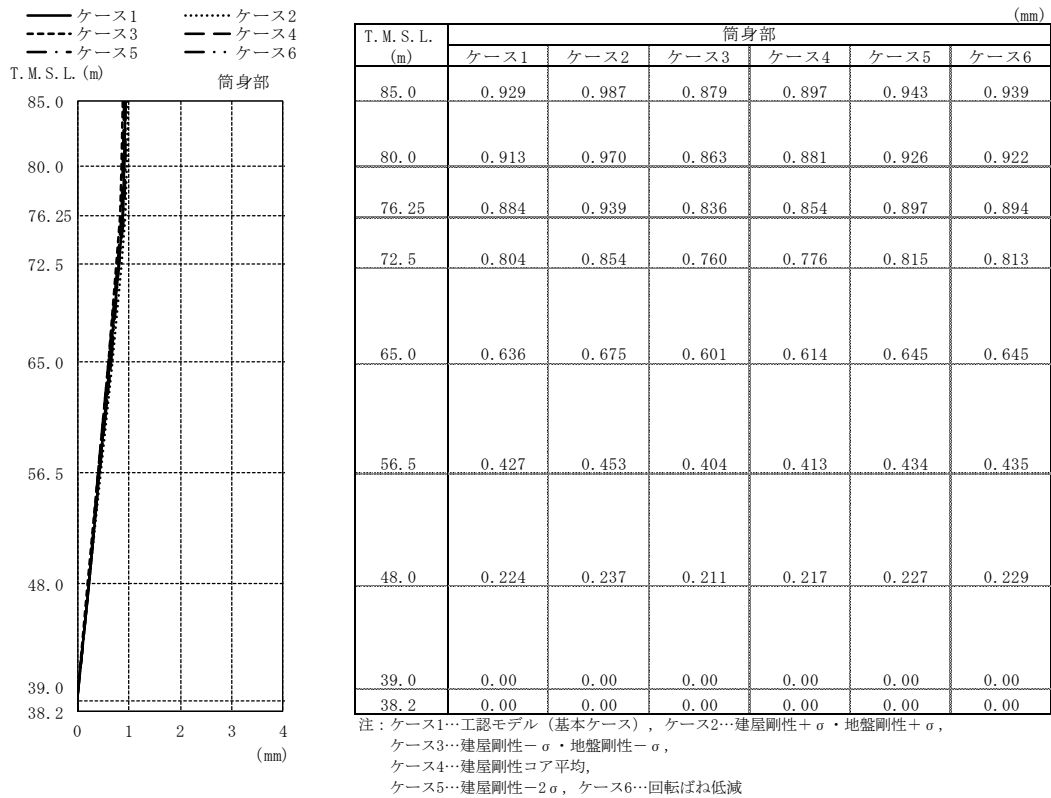
注：ケース1…工認モデル（基本ケース），ケース2…建屋剛性+ σ ・地盤剛性+ σ ，
 ケース3…建屋剛性- σ ・地盤剛性- σ ，
 ケース4…建屋剛性コア平均，
 ケース5…建屋剛性- 2σ ，ケース6…回転ばね低減

(b) 筒身部

図3-8 最大応答加速度 (Ss-1, 鉛直方向)

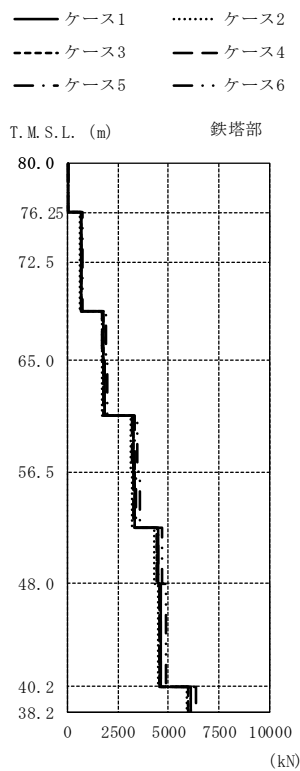


(a) 鉄塔部



(b) 筒身部

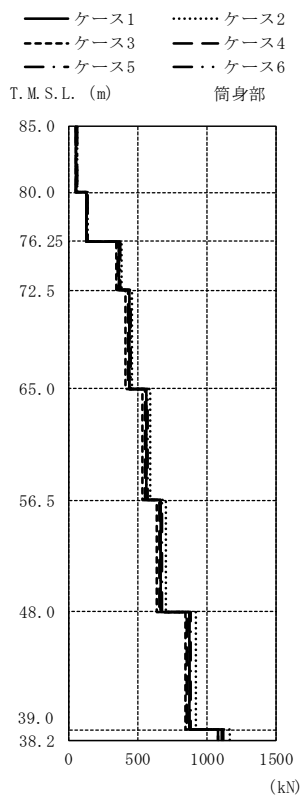
図3-9 最大応答変位 (Ss-1, 鉛直方向)



T. M. S. L. (m)	鉄塔部 (kN)					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
80.0						
76.25	24.4	23.5	24.1	23.5	24.7	24.3
72.5	672	632	665	664	679	722
68.75	695	652	685	687	702	747
65.0	1780	1690	1760	1750	1800	1900
60.75	1820	1730	1800	1800	1840	1950
56.5	3280	3140	3240	3220	3310	3480
52.25	3360	3220	3310	3300	3390	3560
48.0	4480	4330	4400	4410	4500	4700
40.2	4610	4470	4530	4540	4640	4850
38.2	6090	5910	5990	6010	6130	6380

注：ケース1…工認モデル（基本ケース），ケース2…建屋剛性+ σ ・地盤剛性+ σ ，
 ケース3…建屋剛性- σ ・地盤剛性- σ ，
 ケース4…建屋剛性コア平均，
 ケース5…建屋剛性- 2σ ，ケース6…回転ばね低減

(a) 鉄塔部 主柱材包絡



T. M. S. L. (m)	筒身部 (kN)					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
85.0						
80.0	55.7	58.5	52.5	54.2	56.4	55.7
76.25	130	137	123	127	132	130
72.5	366	384	346	356	371	366
65.0	437	459	413	425	443	437
56.5	565	593	536	550	572	565
48.0	668	701	637	651	676	668
39.0	874	917	841	852	884	874
38.2	1110	1160	1080	1080	1120	1110

注：ケース1…工認モデル（基本ケース），ケース2…建屋剛性+ σ ・地盤剛性+ σ ，
 ケース3…建屋剛性- σ ・地盤剛性- σ ，
 ケース4…建屋剛性コア平均，
 ケース5…建屋剛性- 2σ ，ケース6…回転ばね低減

(b) 筒身部

図3-10 最大応答軸力 (Ss-1)

表3-2 制震装置（オイルダンパー）の最大応答値及び許容値（Ss-1）

	オイルダンパーの最大応答値						許容値
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	
速度 (m/s)	1.91	1.84	1.89	1.87	1.93	2.01	2.60
変位 (mm)	124	116	127	120	126	133	175

4. まとめ

建屋応答の不確かさを考慮した固有値解析及び地震応答解析結果より，以下の傾向を確認した。

- ・固有値解析より，固有振動数の変動幅は，基本ケースに対し0%である。
- ・地震応答解析より，発生応力，加速度及び変位は，基本ケースとおおむね同等である。

上記の傾向については，以下の理由により発生したと考えられる。

主排気筒の地震応答解析では，建屋応答の不確かさとして，入力地震動に材料物性の不確かさを考慮した原子炉建屋の応答を用いている。「原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」のうち，別紙3「地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討」では，材料物性の不確かさによる応答への影響は小さい。また，主排気筒の解析モデルに対しては，基礎コンクリートの剛性のみ在建屋剛性の不確かさ（コンクリート強度）を考慮している。よって，主排気筒における建屋応答の不確かさによる影響は小さくなったと考えられる。

別紙3-1 原子炉建屋の材料物性の不確かさを考慮した検討に用
いる地震動の選定について

目 次

1. 概要	別紙 3-1-1
2. 選定方法	別紙 3-1-1
3. 地震動の選定	別紙 3-1-3
4. 建屋応答の不確かさを考慮した検討に用いる地震動	別紙 3-1-12

1. 概要

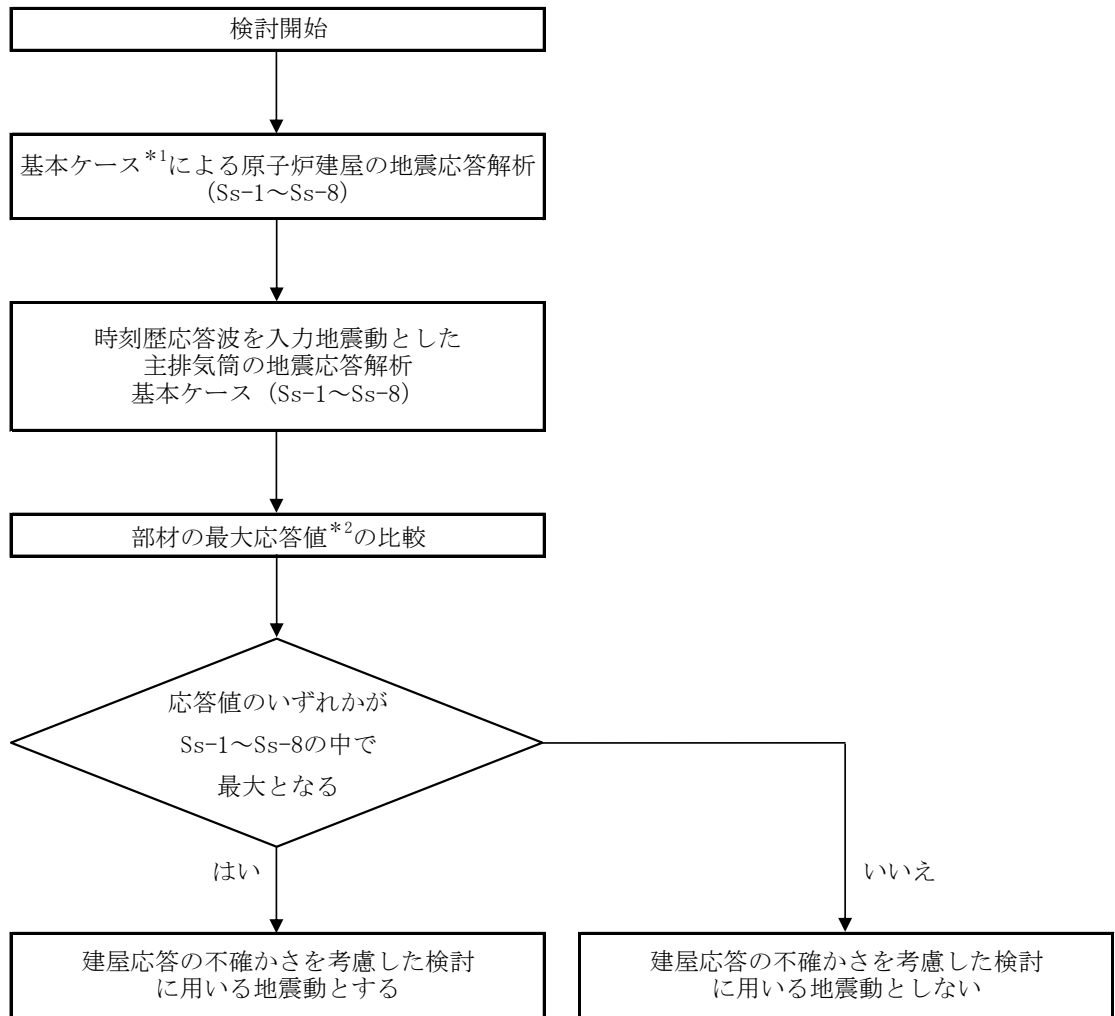
主排気筒を対象とした，原子炉建屋の材料物性の不確かさ（以下「建屋応答の不確かさ」という。）を考慮した検討では，基本ケースを対象に，各入力地震動（Ss-1～Ss-8による原子炉建屋全体の地震応答解析から得られる原子炉建屋屋上レベル（T.M.S.L. 38.2m）の応答）による地震応答解析を行い，主排気筒の応答への影響が大きい入力地震動に対して検討を実施する。

本資料では，建屋応答の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定方法及び地震動の選定結果について説明する。

2. 選定方法

建屋応答の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定方法を以下に示す。また，選定方法のフローを図2-1に示す。

- ① Ss-1～Ss-8の基本ケースについて，原子炉建屋の地震応答解析を行う。（V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」による）
- ② ①から得られるSs-1～Ss-8による原子炉建屋屋上レベル（T.M.S.L. 38.2m）の時刻歴応答波を入力地震動として，主排気筒の基本ケースについて地震応答解析を行う。
- ③ ②から得られる各入力時震動の応答（加速度，変位，軸力及び曲げモーメント）を比較し，いずれかの応答が最大となる基準地震動S_sを建屋応答の不確かさを考慮した検討に用いる入力地震動とする。



注記*1：詳細は、V-2-7-2-1「主排気筒の耐震性についての計算書」による。
 *2：応答値は、加速度、変位、軸力及び曲げモーメントとする。

図 2-1 建屋応答の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定法のフロー

3. 地震動の選定

主排気筒の基準地震動 S_s に対する地震動の選定過程を以下に記載する。主排気筒の基準地震動 S_s に対する最大応答値を表3-1～表3-16に示す。

「2. 選定方法」に基づき確認した結果、 S_s-1 、 S_s-2 及び S_s-8 については、応答値のいずれかが S_s-1 ～ S_s-8 の中で最大となることから、建屋応答の不確かさの影響検討に用いる地震動とする。

表 3-1 最大応答加速度一覧表 (基準地震動 S_s, NS 方向)

部位	T. M. S. L. (m)	最大応答加速度 (m/s ²)								最大値
		Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	
鉄塔部	80.0	<u>50.3</u>	47.9	37.2	18.7	21.7	19.0	21.7	41.3	50.3
	76.25	<u>44.6</u>	41.4	33.1	15.5	18.2	15.8	17.9	34.9	44.6
	72.5	<u>38.2</u>	33.5	28.4	12.0	14.7	12.1	13.8	28.5	38.2
	65.0	<u>27.8</u>	23.6	20.0	9.29	11.4	9.34	10.8	22.1	27.8
	56.5	<u>18.5</u>	15.7	13.7	8.53	8.49	8.80	8.11	16.2	18.5
	48.0	<u>18.3</u>	10.9	11.1	8.12	7.18	8.35	7.28	14.1	18.3
	40.2	<u>12.7</u>	8.85	9.17	6.36	5.29	6.58	5.19	11.7	12.7
	38.2	<u>12.2</u>	8.62	8.89	6.11	5.18	6.32	4.99	11.3	12.2
筒身部	85.0	<u>70.9</u>	60.3	47.6	26.8	27.3	28.2	27.3	53.4	70.9
	80.0	<u>49.5</u>	44.4	37.2	17.3	19.4	17.2	18.7	37.8	49.5
	76.25	<u>42.5</u>	33.3	29.6	11.4	15.2	12.3	14.0	31.9	42.5
	72.5	<u>38.1</u>	26.9	22.8	9.75	12.7	10.6	11.8	30.8	38.1
	65.0	<u>27.1</u>	23.6	17.5	8.29	11.8	8.90	10.9	23.6	27.1
	56.5	17.0	<u>19.6</u>	14.5	9.24	9.09	9.10	8.94	17.3	19.6
	48.0	<u>16.1</u>	11.1	11.1	7.88	7.01	8.11	6.83	14.0	16.1
	39.0	<u>12.4</u>	8.71	8.99	6.20	5.23	6.41	5.05	11.4	12.4
38.2	<u>12.2</u>	8.62	8.89	6.11	5.18	6.32	4.99	11.3	12.2	

注：下線部分は最大値を示す。

表 3-2 最大応答加速度一覧表 (基準地震動 S_s, EW 方向)

部位	T. M. S. L. (m)	最大応答加速度 (m/s ²)								最大値
		Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	
鉄塔部	80.0	<u>48.4</u>	<u>48.4</u>	35.9	28.7	28.4	31.1	36.3	37.3	48.4
	76.25	<u>42.9</u>	42.1	31.5	25.0	24.9	26.7	29.9	32.3	42.9
	72.5	<u>37.0</u>	34.3	26.9	20.0	20.1	21.1	23.0	27.1	37.0
	65.0	26.4	<u>26.6</u>	19.0	15.3	14.8	15.6	16.5	21.3	26.6
	56.5	16.4	<u>18.1</u>	12.3	12.3	11.5	12.5	13.3	14.6	18.1
	48.0	<u>18.4</u>	12.9	11.1	9.62	10.6	9.96	12.1	13.4	18.4
	40.2	<u>13.2</u>	11.9	8.68	7.24	8.78	7.38	9.27	11.0	13.2
	38.2	<u>12.6</u>	11.6	8.44	6.97	8.54	7.12	8.96	10.7	12.6
筒身部	85.0	<u>67.8</u>	62.9	46.7	37.0	42.1	37.6	52.8	48.0	67.8
	80.0	<u>48.6</u>	45.4	35.7	25.9	26.0	27.7	33.9	35.0	48.6
	76.25	<u>39.6</u>	37.4	28.1	21.1	20.8	22.4	22.0	30.3	39.6
	72.5	<u>33.4</u>	33.0	21.1	19.2	16.4	20.3	17.9	26.7	33.4
	65.0	22.0	<u>22.4</u>	15.7	15.7	12.4	17.1	14.9	19.5	22.4
	56.5	<u>18.0</u>	16.9	13.2	12.1	11.3	12.8	13.2	15.6	18.0
	48.0	<u>15.7</u>	12.8	10.2	9.08	10.1	9.60	11.3	13.0	15.7
	39.0	<u>12.8</u>	11.7	8.53	7.06	8.63	7.21	9.05	10.8	12.8
38.2	<u>12.6</u>	11.6	8.44	6.97	8.54	7.12	8.96	10.7	12.6	

注：下線部分は最大値を示す。

表 3-3 最大応答加速度一覧表（基準地震動 S_s，鉛直方向）

部位	T. M. S. L. (m)	最大応答加速度 (m/s ²)								最大値
		Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	
鉄塔部	80.0	<u>14.0</u>	10.5	9.54	8.48	8.56	8.72	9.34	7.40	14.0
	76.25	<u>14.0</u>	10.6	9.35	8.44	8.50	8.71	9.31	7.23	14.0
	72.5	<u>14.2</u>	10.1	9.33	8.11	8.08	8.22	8.95	7.17	14.2
	65.0	<u>12.4</u>	8.83	7.88	7.22	6.98	6.99	8.00	5.59	12.4
	56.5	<u>11.8</u>	7.37	7.15	6.16	6.31	6.19	6.87	4.67	11.8
	48.0	<u>10.3</u>	6.31	6.24	5.30	5.68	5.49	5.94	3.72	10.3
	40.2	<u>9.34</u>	6.60	6.20	4.69	5.30	4.74	5.27	3.14	9.34
	38.2	<u>9.40</u>	6.83	6.40	4.71	5.48	4.80	5.68	3.13	9.40
筒身部	85.0	<u>11.6</u>	6.63	8.32	6.25	6.04	6.03	6.31	6.58	11.6
	80.0	<u>11.5</u>	6.62	8.26	6.21	6.01	5.98	6.27	6.51	11.5
	76.25	<u>11.4</u>	6.59	8.14	6.14	5.95	5.88	6.21	6.38	11.4
	72.5	<u>11.1</u>	6.52	7.83	5.96	5.79	5.63	6.02	6.02	11.1
	65.0	<u>10.5</u>	6.38	7.18	5.59	5.46	5.31	5.64	5.27	10.5
	56.5	<u>9.96</u>	6.21	6.56	5.14	5.09	5.10	5.20	4.39	9.96
	48.0	<u>9.49</u>	6.05	6.35	4.73	4.77	4.88	4.82	3.57	9.49
	39.0	<u>9.01</u>	5.89	6.11	4.45	4.52	4.64	4.50	3.01	9.01
38.2	<u>9.00</u>	5.89	6.10	4.45	4.52	4.64	4.50	3.01	9.00	

注：下線部分は最大値を示す。

表 3-4 最大応答変位一覧表（基準地震動 S_s，NS 方向）

部位	T. M. S. L. (m)	最大応答変位 (mm)								最大値
		Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	
鉄塔部	80.0	<u>194</u>	170	138	58.0	78.2	59.7	67.4	161	194
	76.25	<u>167</u>	147	119	50.2	67.9	51.8	57.8	140	167
	72.5	<u>133</u>	116	94.9	39.6	54.2	40.8	45.5	114	133
	65.0	<u>79.4</u>	68.7	56.0	23.7	32.6	24.3	27.3	69.9	79.4
	56.5	<u>38.4</u>	32.1	26.9	12.2	15.8	12.4	13.0	34.6	38.4
	48.0	<u>11.7</u>	8.95	8.67	5.00	4.89	5.11	3.98	10.9	11.7
	40.2	<u>1.62</u>	1.24	1.19	0.747	0.706	0.777	0.612	1.54	1.62
	38.2	<u>0.00</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
筒身部	85.0	<u>261</u>	234	189	88.9	121	90.4	97.3	237	261
	80.0	<u>211</u>	186	153	69.2	98.6	70.9	79.6	196	211
	76.25	<u>175</u>	152	127	55.2	82.1	56.9	66.9	166	175
	72.5	<u>143</u>	122	104	43.0	67.2	45.8	55.3	138	143
	65.0	86.6	71.4	64.3	24.2	41.2	27.5	34.7	<u>86.8</u>	86.8
	56.5	36.5	29.8	29.1	11.5	18.1	11.4	15.5	<u>38.4</u>	38.4
	48.0	<u>12.1</u>	9.32	9.05	5.16	5.07	5.23	4.22	11.3	12.1
	39.0	<u>0.583</u>	0.415	0.428	0.265	0.249	0.274	0.220	0.555	0.583
38.2	<u>0.00</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

注：下線部分は最大値を示す。

表 3-5 最大応答変位一覧表 (基準地震動 S_s, EW 方向)

部位	T. M. S. L. (m)	最大応答変位 (mm)								
		S _s -1	S _s -2	S _s -3	S _s -4	S _s -5	S _s -6	S _s -7	S _s -8	最大値
鉄塔部	80.0	180	<u>181</u>	130	100	100	106	103	149	181
	76.25	155	<u>157</u>	111	86.0	85.9	90.6	88.0	129	157
	72.5	123	<u>126</u>	88.4	67.8	67.6	71.3	69.6	104	126
	65.0	72.9	<u>76.4</u>	51.6	38.9	40.4	41.7	42.2	63.1	76.4
	56.5	34.0	<u>36.3</u>	23.3	19.2	19.3	20.6	20.9	30.2	36.3
	48.0	<u>9.89</u>	9.85	6.80	5.98	6.59	6.33	7.16	8.29	9.89
	40.2	1.51	<u>1.67</u>	1.06	0.947	1.12	1.01	1.16	1.43	1.67
	38.2	0.00	<u>0.00</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
筒身部	85.0	247	<u>271</u>	170	156	186	172	200	224	271
	80.0	197	<u>220</u>	138	125	149	139	160	183	220
	76.25	161	<u>182</u>	114	103	123	115	131	153	182
	72.5	130	<u>148</u>	93.0	83.9	98.4	93.4	105	125	148
	65.0	75.1	<u>89.0</u>	56.7	50.8	57.2	56.7	60.8	76.6	89.0
	56.5	31.0	<u>36.4</u>	24.2	21.6	23.2	24.2	25.6	31.9	36.4
	48.0	9.34	<u>10.5</u>	7.08	5.89	6.96	6.27	7.87	8.76	10.5
	39.0	0.540	<u>0.591</u>	0.380	0.314	0.378	0.335	0.400	0.513	0.591
38.2	0.00	<u>0.00</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

注：下線部分は最大値を示す。

表 3-6 最大応答変位一覧表 (基準地震動 S_s, 鉛直方向)

部位	T. M. S. L. (m)	最大応答変位 (mm)								
		S _s -1	S _s -2	S _s -3	S _s -4	S _s -5	S _s -6	S _s -7	S _s -8	最大値
鉄塔部	80.0	17.1	<u>25.5</u>	12.5	13.0	14.0	13.6	13.3	13.7	25.5
	76.25	17.6	<u>26.1</u>	12.8	13.3	14.4	13.9	13.6	14.0	26.1
	72.5	19.3	<u>24.8</u>	14.0	12.6	13.6	13.2	12.9	15.4	24.8
	65.0	13.6	<u>20.3</u>	9.82	10.3	11.1	11.0	10.5	11.2	20.3
	56.5	11.2	<u>13.8</u>	7.94	7.27	7.85	7.74	7.27	9.48	13.8
	48.0	5.58	<u>8.02</u>	3.88	4.47	4.92	4.80	4.35	5.06	8.02
	40.2	2.78	<u>3.69</u>	1.95	2.48	2.98	2.65	2.51	2.64	3.69
	38.2	0.00	<u>0.00</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
筒身部	85.0	<u>0.929</u>	0.551	0.651	0.499	0.485	0.467	0.504	0.496	0.929
	80.0	<u>0.913</u>	0.541	0.640	0.490	0.476	0.459	0.495	0.487	0.913
	76.25	<u>0.884</u>	0.525	0.619	0.474	0.461	0.444	0.479	0.471	0.884
	72.5	<u>0.804</u>	0.478	0.562	0.431	0.419	0.402	0.435	0.426	0.804
	65.0	<u>0.636</u>	0.381	0.442	0.341	0.332	0.317	0.344	0.333	0.636
	56.5	<u>0.427</u>	0.258	0.295	0.228	0.223	0.214	0.231	0.219	0.427
	48.0	<u>0.224</u>	0.137	0.153	0.119	0.117	0.113	0.120	0.111	0.224
	39.0	<u>0.00</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
38.2	<u>0.00</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

注：下線部分は最大値を示す。

表 3-7 最大応答軸力一覧表（基準地震動 $S_{s, R2}$ 通り $-R_C$ 通り間支柱材）

部位	T. M. S. L. (m)	最大応答軸力 (kN)								最大値
		S_{s-1}	S_{s-2}	S_{s-3}	S_{s-4}	S_{s-5}	S_{s-6}	S_{s-7}	S_{s-8}	
鉄塔部	80.0									
	76.25	<u>23.8</u>	19.1	20.3	17.7	16.4	18.7	16.2	18.1	23.8
	72.5	<u>672</u>	670	498	297	334	328	315	484	672
	68.8	695	<u>696</u>	519	318	351	348	333	503	696
	65.0	<u>1780</u>	1760	1300	748	857	831	808	1280	1780
	60.8	<u>1820</u>	<u>1820</u>	1350	796	896	878	847	1330	1820
	56.5	<u>3280</u>	3240	2390	1400	1550	1510	1470	2470	3280
	52.3	<u>3360</u>	3340	2460	1470	1620	1590	1540	2550	3360
	48.0	4480	<u>4530</u>	3280	1990	2110	2160	2000	3530	4530
	40.2	4610	<u>4700</u>	3400	2100	2220	2280	2110	3670	4700
38.2	<u>6090</u>	5790	4520	2760	2850	2980	2680	5120	6090	

注：下線部分は最大値を示す。

表 3-8 最大応答軸力一覧表（基準地震動 $S_{s, R1}$ 通り $-R_C$ 通り間支柱材）

部位	T. M. S. L. (m)	最大応答軸力 (kN)								最大値
		S_{s-1}	S_{s-2}	S_{s-3}	S_{s-4}	S_{s-5}	S_{s-6}	S_{s-7}	S_{s-8}	
鉄塔部	80.0									
	76.25	<u>24.4</u>	20.9	20.3	17.6	17.6	19.3	17.8	18.1	24.4
	72.5	612	<u>947</u>	433	528	552	552	526	412	947
	68.8	632	<u>972</u>	438	551	571	575	546	417	972
	65.0	1670	<u>2540</u>	1220	1370	1460	1440	1380	1190	2540
	60.8	1670	<u>2580</u>	1200	1420	1500	1490	1420	1150	2580
	56.5	3100	<u>4710</u>	2260	2490	2670	2610	2520	2290	4710
	52.3	3110	<u>4800</u>	2210	2570	2740	2700	2590	2230	4800
	48.0	4250	<u>6490</u>	3080	3340	3620	3510	3410	3280	6490
	40.2	4350	<u>6650</u>	3010	3480	3740	3650	3530	3190	6650
38.2	5920	<u>8380</u>	4110	4180	4550	4360	4240	4320	8380	

注：下線部分は最大値を示す。

表 3-9 最大応答軸力一覧表（基準地震動 $S_{s, R1}$ 通り $-R_D$ 通り間主柱材）

部位	T. M. S. L. (m)	最大応答軸力 (kN)								最大値
		Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	
鉄塔部	80.0									
	76.25	<u>24.4</u>	19.9	19.9	16.3	17.9	16.3	18.3	18.1	24.4
	72.5	638	<u>652</u>	466	315	283	329	315	463	652
	68.8	661	<u>671</u>	484	333	305	346	331	482	671
	65.0	1690	<u>1740</u>	1230	802	775	842	793	1230	1740
	60.8	1730	<u>1780</u>	1270	843	746	882	829	1280	1780
	56.5	3100	<u>3200</u>	2260	1450	1390	1510	1380	2350	3200
	52.3	3160	<u>3270</u>	2340	1520	1340	1580	1440	2420	3270
	48.0	4280	<u>4390</u>	3150	1970	1870	2040	1770	3380	4390
	40.2	4410	<u>4510</u>	3280	2080	1790	2140	1830	3510	4510
38.2	<u>5920</u>	5300	4110	2530	2480	2620	2200	4410	5920	

注：下線部分は最大値を示す。

表 3-10 最大応答軸力一覧表（基準地震動 $S_{s, R2}$ 通り $-R_D$ 通り間主柱材）

部位	T. M. S. L. (m)	最大応答軸力 (kN)								最大値
		Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	
鉄塔部	80.0									
	76.25	<u>22.6</u>	18.9	19.3	16.5	17.3	16.3	17.0	16.9	22.6
	72.5	672	<u>956</u>	498	467	491	487	508	484	956
	68.8	695	<u>982</u>	519	482	505	502	526	503	982
	65.0	1780	<u>2560</u>	1300	1260	1380	1330	1340	1280	2560
	60.8	1820	<u>2610</u>	1350	1280	1350	1340	1370	1330	2610
	56.5	3280	<u>4760</u>	2390	2330	2510	2450	2460	2470	4760
	52.3	3360	<u>4850</u>	2460	2390	2520	2510	2510	2550	4850
	48.0	4480	<u>6600</u>	3280	3290	3460	3470	3430	3530	6600
	40.2	4610	<u>6760</u>	3400	3390	3560	3580	3530	3670	6760
38.2	6090	<u>8720</u>	4520	4380	4720	4620	4550	5120	8720	

注：下線部分は最大値を示す。

表 3-11 最大応答軸力一覧表（基準地震動 S_s，筒身部）

部位	T. M. S. L. (m)	最大応答軸力 (kN)								最大値
		S _s -1	S _s -2	S _s -3	S _s -4	S _s -5	S _s -6	S _s -7	S _s -8	
筒身部	85.0									
	80.0	<u>55.7</u>	43.5	46.4	38.4	39.2	40.1	41.0	43.2	55.7
	76.25	<u>130</u>	102	109	90.0	91.8	93.9	96.0	101	130
	72.5	<u>366</u>	287	305	253	258	263	269	284	366
	65.0	<u>437</u>	343	364	302	309	315	321	338	437
	56.5	<u>565</u>	446	471	392	401	406	415	435	565
	48.0	<u>668</u>	530	556	465	477	484	489	511	668
	40.2	<u>874</u>	702	732	615	632	643	639	661	874
	38.2	<u>1110</u>	904	945	802	814	835	822	822	1110

注：下線部分は最大値を示す。

表 3-12 最大応答曲げモーメント一覧表（基準地震動 S_s，R2 通り-Rc 通り間支柱材）

部位	T. M. S. L. (m)	最大応答曲げモーメント (kN・m)								最大値
		S _s -1	S _s -2	S _s -3	S _s -4	S _s -5	S _s -6	S _s -7	S _s -8	
鉄塔部	80.0	0.00	<u>0.00</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	76.25	19.0	<u>24.4</u>	13.8	12.6	13.5	13.3	13.6	13.9	24.4
	72.5	<u>42.2</u>	41.6	31.4	18.4	20.7	20.3	19.6	30.5	42.2
	68.8	79.2	<u>89.3</u>	58.3	43.9	49.4	46.2	50.2	58.9	89.3
	65.0	106	<u>107</u>	79.2	46.3	52.7	51.4	49.7	73.9	107
	60.8	62.4	<u>67.6</u>	46.4	33.9	35.8	36.1	38.1	41.9	67.6
	56.5	<u>285</u>	277	211	125	136	138	133	211	285
	52.3	455	<u>509</u>	336	233	269	247	265	358	509
	48.0	442	<u>458</u>	329	199	213	223	218	331	458
	40.2	224	<u>233</u>	165	115	116	129	116	166	233
	38.2	<u>2270</u>	2160	1660	1050	1100	1120	1040	2040	2270

注：下線部分は最大値を示す。

表 3-13 最大応答曲げモーメント一覧表 (基準地震動 $S_{s, R1}$ 通り $-R_C$ 通り間支柱材)

部位	T. M. S. L. (m)	最大応答曲げモーメント (kN・m)								最大値
		Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	
鉄塔部	80.0	0.00	<u>0.00</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	76.25	18.6	<u>21.5</u>	13.5	10.5	10.8	11.0	11.2	13.5	21.5
	72.5	38.4	<u>58.6</u>	27.0	32.6	34.4	34.2	32.7	25.9	58.6
	68.8	72.9	<u>95.2</u>	52.2	51.4	54.1	53.8	53.4	51.5	95.2
	65.0	97.2	<u>149</u>	70.7	82.8	87.2	86.8	82.7	65.5	149
	60.8	62.3	<u>86.1</u>	46.4	50.1	51.8	52.7	49.9	41.9	86.1
	56.5	263	<u>398</u>	190	215	228	225	215	187	398
	52.3	428	<u>536</u>	303	275	295	288	287	318	536
	48.0	423	<u>645</u>	301	352	379	372	365	298	645
	40.2	218	<u>313</u>	159	177	189	187	186	153	313
38.2	2290	<u>2930</u>	1640	1590	1800	1670	1630	1890	2930	

注：下線部分は最大値を示す。

表 3-14 最大応答曲げモーメント一覧表 (基準地震動 $S_{s, R1}$ 通り $-R_D$ 通り間支柱材)

部位	T. M. S. L. (m)	最大応答曲げモーメント (kN・m)								最大値
		Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	
鉄塔部	80.0	0.00	<u>0.00</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	76.25	18.6	<u>23.9</u>	13.5	12.1	13.2	12.8	13.2	13.5	23.9
	72.5	39.8	<u>40.4</u>	29.2	19.8	17.7	20.7	19.3	29.0	40.4
	68.8	72.9	<u>87.8</u>	52.2	40.6	42.5	44.1	48.1	53.2	87.8
	65.0	<u>103</u>	<u>103</u>	75.7	50.2	45.6	53.3	50.4	73.5	103
	60.8	<u>67.2</u>	66.9	50.1	35.4	32.0	38.3	39.1	46.6	67.2
	56.5	264	<u>271</u>	196	133	116	140	125	197	271
	52.3	428	<u>487</u>	303	218	240	237	254	318	487
	48.0	450	<u>464</u>	334	221	188	231	211	331	464
	40.2	224	<u>235</u>	172	130	121	139	126	153	235
38.2	<u>2290</u>	1970	1640	978	1080	1070	1140	1890	2290	

注：下線部分は最大値を示す。

表 3-15 最大応答曲げモーメント一覧表（基準地震動 S_s , R_2 通り $-R_D$ 通り間支柱材）

部位	T. M. S. L. (m)	最大応答曲げモーメント (kN・m)								最大値
		S_{s-1}	S_{s-2}	S_{s-3}	S_{s-4}	S_{s-5}	S_{s-6}	S_{s-7}	S_{s-8}	
鉄塔部	80.0	0.00	<u>0.00</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	76.25	19.0	<u>22.0</u>	13.8	10.4	10.9	11.0	11.3	13.9	22.0
	72.5	42.2	<u>59.4</u>	31.4	29.1	30.7	30.4	31.3	30.5	59.4
	68.8	79.2	<u>99.5</u>	58.3	46.9	51.1	49.5	54.7	58.9	99.5
	65.0	106	<u>150</u>	79.2	73.6	79.9	77.3	80.7	73.9	150
	60.8	67.2	<u>85.7</u>	50.1	45.2	47.8	47.6	50.4	46.6	85.7
	56.5	285	<u>400</u>	211	196	207	205	209	211	400
	52.3	455	<u>555</u>	336	254	283	268	285	358	555
	48.0	449	<u>636</u>	333	323	346	342	346	331	636
	40.2	224	<u>296</u>	170	153	166	166	171	166	296
38.2	2270	<u>3120</u>	1660	1740	1920	1820	1770	2040	3120	

注：下線部分は最大値を示す。

表 3-16 最大応答曲げモーメント一覧表（基準地震動 S_s , 筒身部）

部位	T. M. S. L. (m)	最大応答曲げモーメント (kN・m)								最大値
		S_{s-1}	S_{s-2}	S_{s-3}	S_{s-4}	S_{s-5}	S_{s-6}	S_{s-7}	S_{s-8}	
筒身部	85.0	0.00	<u>0.00</u>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	80.0	939	<u>1150</u>	631	605	664	623	787	707	1150
	76.25	2290	<u>2860</u>	1600	1450	1590	1490	1890	1740	2860
	72.5	2000	<u>2580</u>	1540	1380	1590	1470	1880	1410	2580
	65.0	2600	<u>3040</u>	1920	1710	1900	1820	2220	1810	3040
	56.5	3030	<u>4200</u>	2350	2260	2730	2430	2870	2550	4200
	48.0	5020	<u>6460</u>	3220	3120	3850	3460	3890	4580	6460
	39.0	<u>1890</u>	<u>1890</u>	1370	1060	1080	1090	1120	1540	1890
	38.2	2040	<u>2180</u>	1510	1280	1190	1330	1320	1770	2180

注：下線部分は最大値を示す。

4. 建屋応答の不確かさを考慮した検討に用いる地震動

主排気筒の建屋応答の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定結果を表4-1に示す。地震動の選定にあたり、基本ケースにおける建屋応答の確認は、以下の資料に基づき実施した。

- ・ V-2-7-2-1 「主排気筒の耐震性についての計算書」

表 4-1 建屋応答の不確かさを考慮した検討に用いる地震動

建屋名	建屋応答の不確かさを考慮した検討に用いる地震動
	基準地震動 S_s
主排気筒	S_s-1, S_s-2, S_s-8

別紙3-2 原子炉建屋の材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果

目 次

1. 概要	別紙 3-2-1
2. 地震応答解析結果	別紙 3-2-1

1. 概要

本資料は、主排気筒を対象とし、「原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」のうち、別紙3「地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討」に基づく原子炉建屋の応答を入力地震動として、原子炉建屋の材料物性の不確かさ（以下「建屋応答の不確かさ」という。）を考慮した地震応答解析結果について示すものである。

建屋応答の不確かさを考慮した検討に用いる地震動は、主排気筒の応答への影響が大きいSs-1、Ss-2及びSs-8である（別紙3-1「原子炉建屋の材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定について」参照）。

入力地震動、固有値解析結果及びSs-1による地震応答解析の結果は、別紙3「地震応答解析における原子炉建屋の材料物性の不確かさに関する検討」に示している。

本資料では、Ss-2及びSs-8による地震応答解析結果について示す。

2. 地震応答解析結果

入力地震動の組合せを表2-1に、入力地震動の時刻歴波形を図2-1～図2-12に示す。なお、図中の○印は、最大値発生時を示す。Ss-2は、3方向（5成分）（水平2方向（並進・回転）及び鉛直方向）の同時入力とし、Ss-8は、2方向（3成分）（水平1方向（並進・回転）及び鉛直方向）の同時入力とする。なお、Ss-2のケース2以外の全ケース、Ss-8のケース3及びケース6において誘発上下動を考慮している。

建屋応答の不確かさを考慮したSs-2及びSs-8に対する地震応答解析結果を図2-13～図2-20に示す。なお、図2-17及び図2-20では、以下の支柱材の最大応力を包絡したものを「鉄塔部 支柱材包絡」として示す。

- ・原子炉建屋の_{R1}通りと_{RC}通りの交点に位置する支柱材
- ・原子炉建屋の_{R1}通りと_{RD}通りの交点に位置する支柱材
- ・原子炉建屋の_{R2}通りと_{RC}通りの交点に位置する支柱材
- ・原子炉建屋の_{R2}通りと_{RD}通りの交点に位置する支柱材

また、制震装置（オイルダンパー）の最大応答値及び許容値を表2-2に示す。

Ss-1の結果と同様にSs-2及びSs-8の結果は、ケース1（基本ケース）に対し、いずれの方向についても、各検討ケースの最大応答加速度、最大応答変位、最大応答軸力、最大応答曲げモーメントはおおむね同等であることを確認した。また、制震装置（オイルダンパー）の最大応答値は許容値以下である。

表2-1 入力地震動の組合せ

(a) Ss-2

建屋応答の不確かさ 検討ケース	入力地震動の組合せ (Ss-2, 3方向 (5成分) 同時入力)					
	水平方向* ¹				鉛直 方向* ¹	備考* ²
	NS 方向		EW 方向			
	並進	回転	並進	回転	並進	
ケース 1 (基本ケース)	○	○	○	○	○	
ケース 2 (建屋剛性+ σ , 地盤剛性+ σ)	○	○	○	○	○	—
ケース 3 (建屋剛性- σ , 地盤剛性- σ)	○	○	○	○	○	誘発上下動考慮
ケース 4 (建屋剛性コア平均)	○	○	○	○	○	誘発上下動考慮
ケース 5 (建屋剛性- 2σ)	○	○	○	○	○	誘発上下動考慮
ケース 6 (回転ばね低減)	○	○	○	○	○	誘発上下動考慮

注記*1 : 組み合わせる成分を「○」で, 組み合わせない成分を「—」で示す。

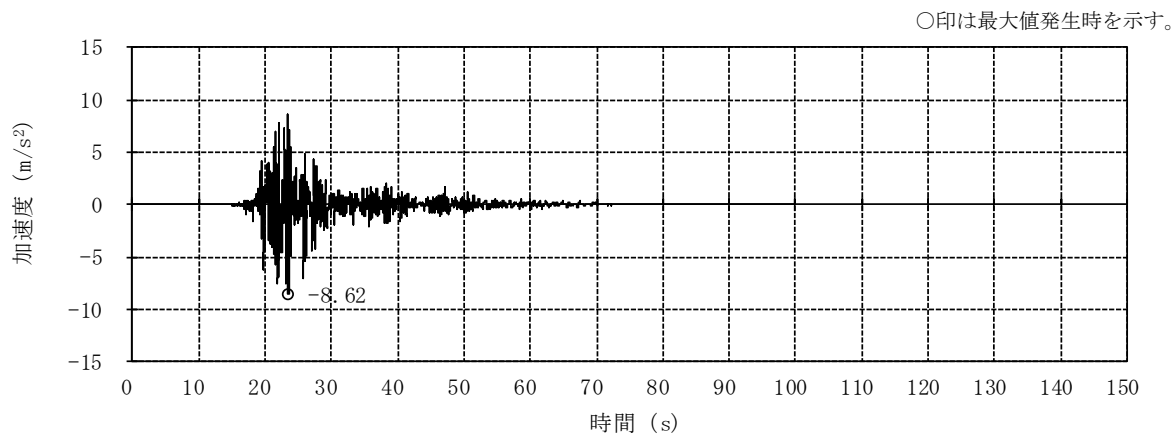
*2 : 誘発上下動を考慮しない場合は「—」で示す。

(b) Ss-8

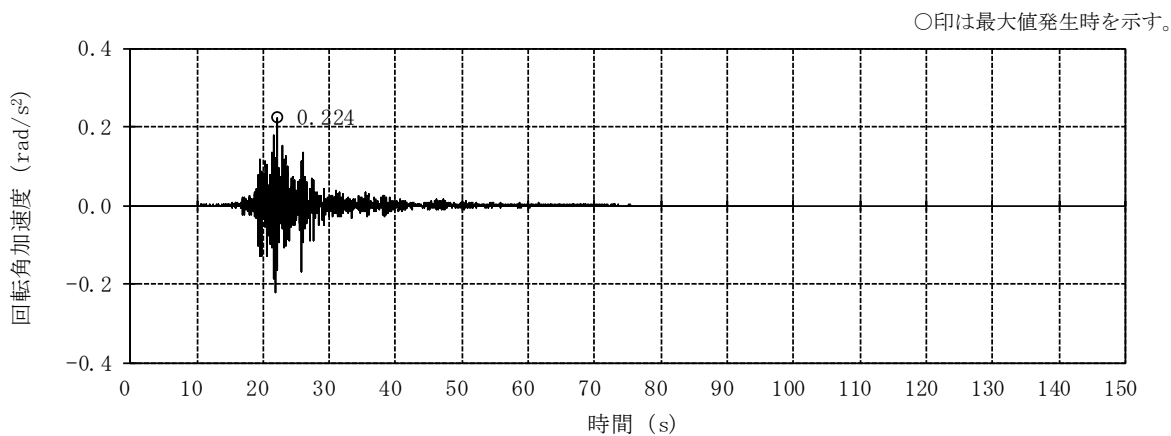
建屋応答の不確かさ 検討ケース	入力地震動の組合せ (Ss-8, 2方向 (3成分) 同時入力)					
	水平方向* ¹				鉛直 方向* ¹	備考* ²
	NS 方向		EW 方向			
	並進	回転	並進	回転	並進	
ケース 1 (基本ケース)	○	○	—	—	○	
ケース 2 (建屋剛性+ σ , 地盤剛性+ σ)	○	○	—	—	○	—
ケース 3 (建屋剛性- σ , 地盤剛性- σ)	○	○	—	—	○	誘発上下動考慮
ケース 4 (建屋剛性コア平均)	○	○	—	—	○	—
ケース 5 (建屋剛性- 2σ)	○	○	—	—	○	—
ケース 6 (回転ばね低減)	○	○	—	—	○	誘発上下動考慮

注記*1 : 組み合わせる成分を「○」で, 組み合わせない成分を「—」で示す。

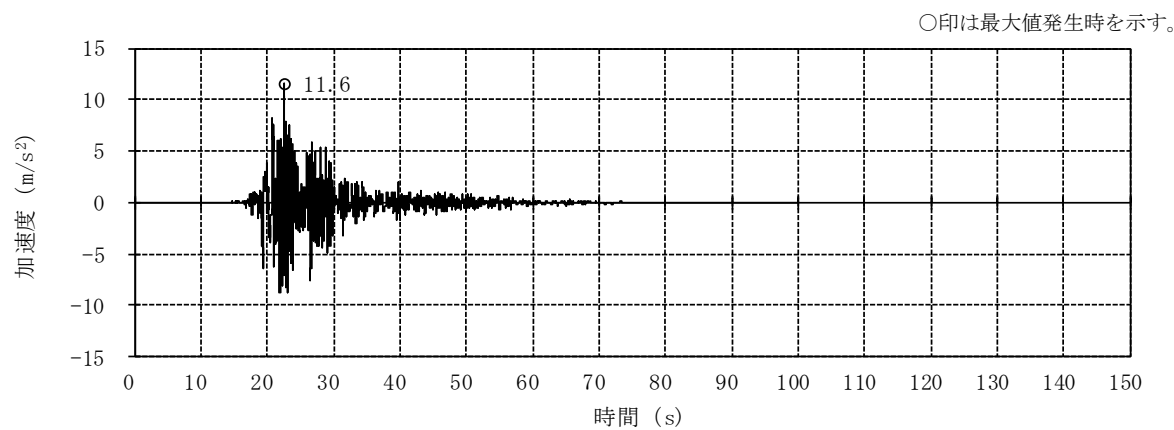
*2 : 誘発上下動を考慮しない場合は「—」で示す。



(a) NS方向 並進成分

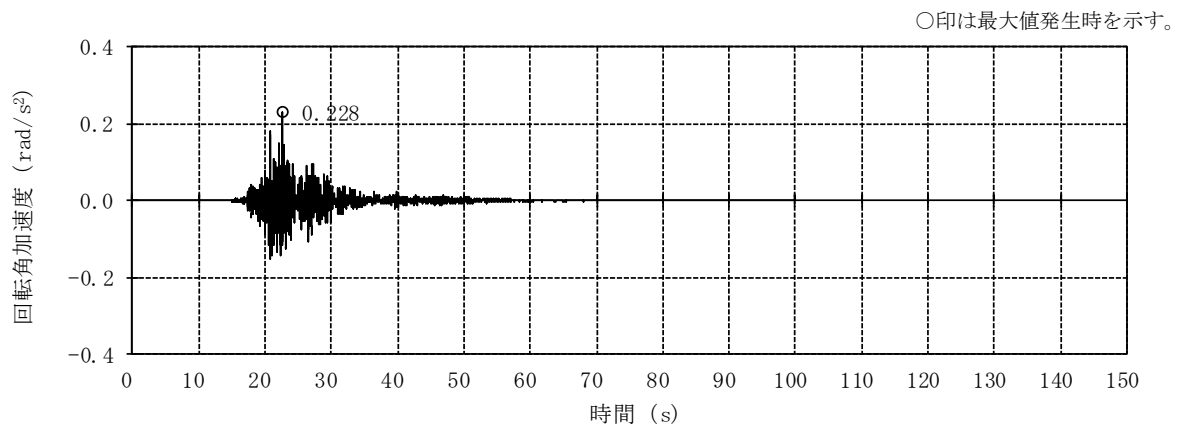


(b) NS方向 回転成分

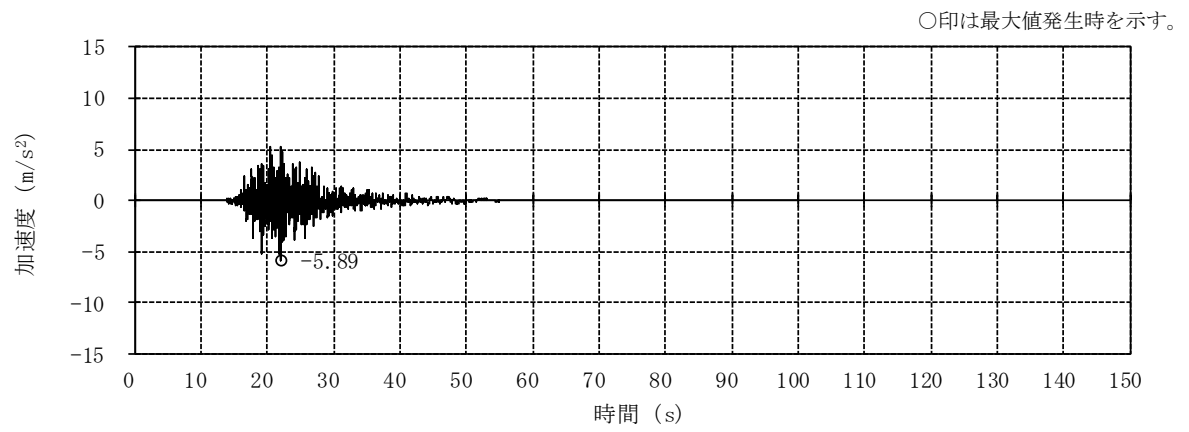


(c) EW方向 並進成分

図2-1 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース1, Ss-2) (1/2)

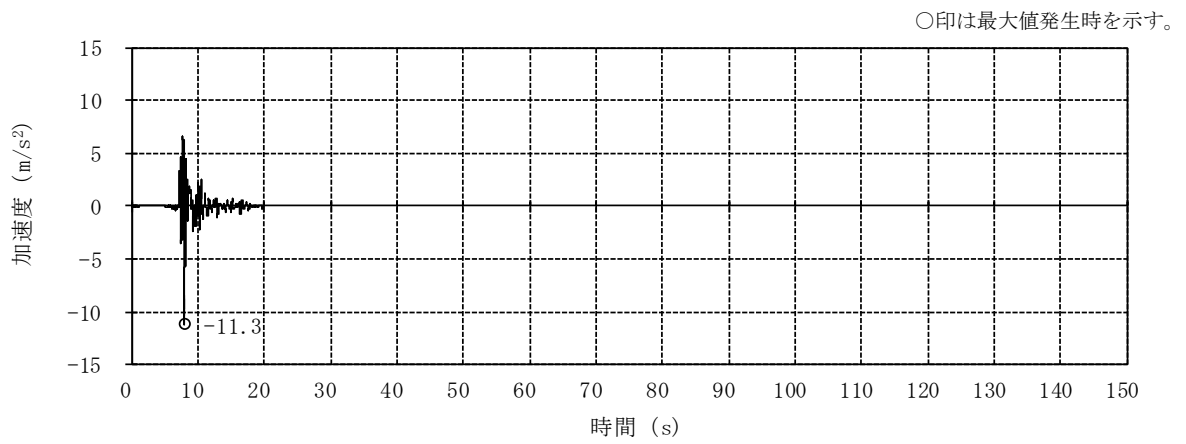


(d) EW方向 回転成分

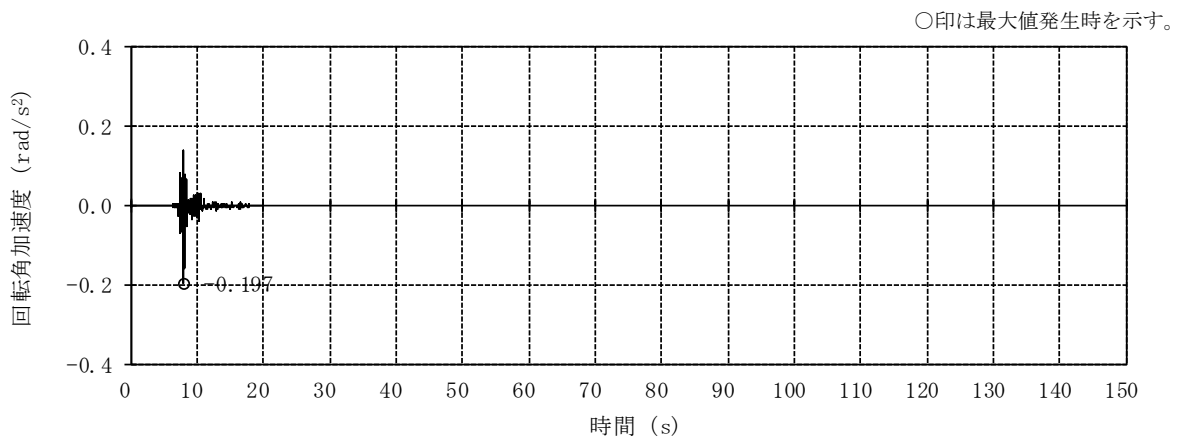


(e) 鉛直方向 (誘発上下動考慮)

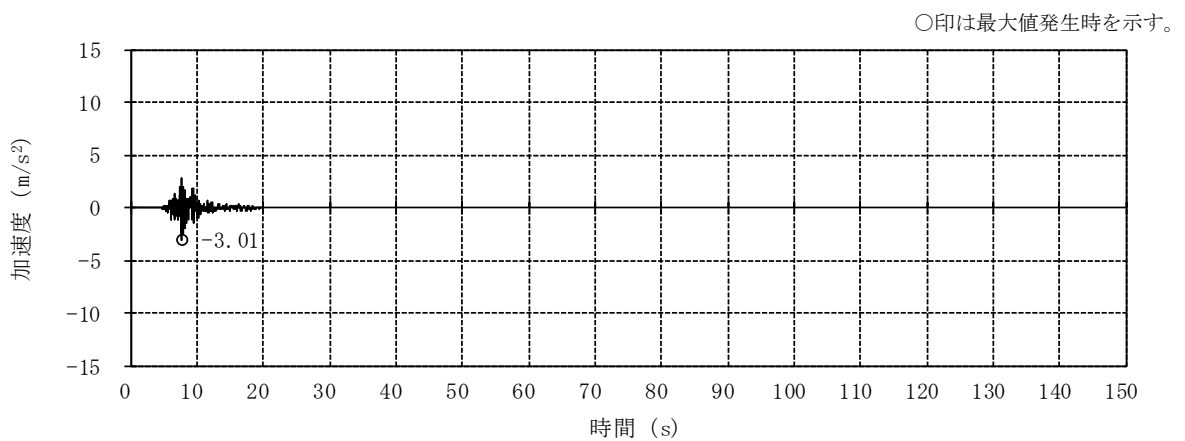
図2-1 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース1, Ss-2) (2/2)



(a) NS方向 並進成分

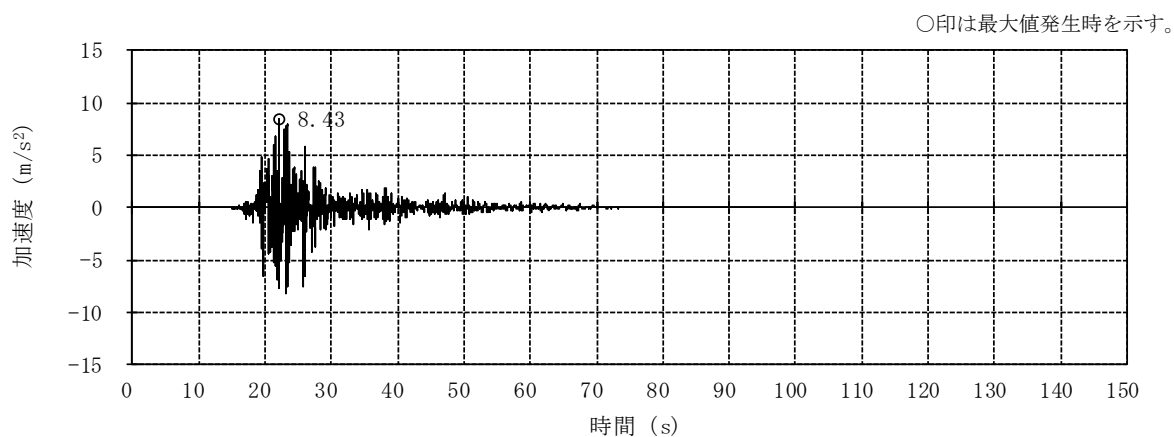


(b) NS方向 回転成分

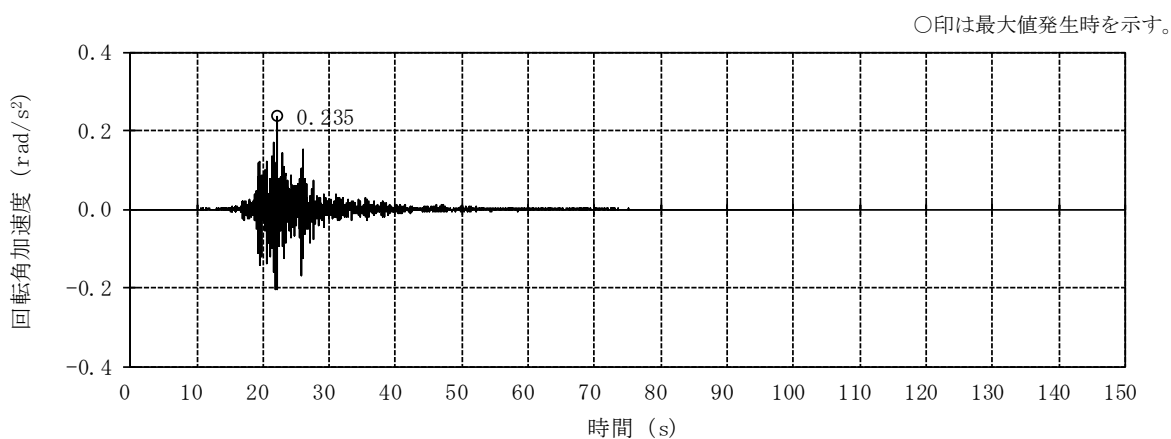


(c) 鉛直方向

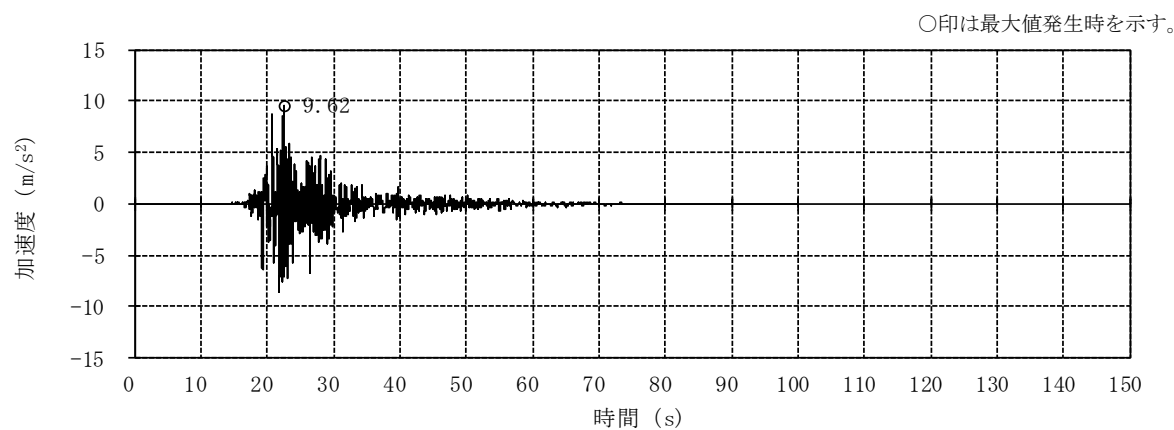
図2-2 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース1, Ss-8)



(a) NS方向 並進成分

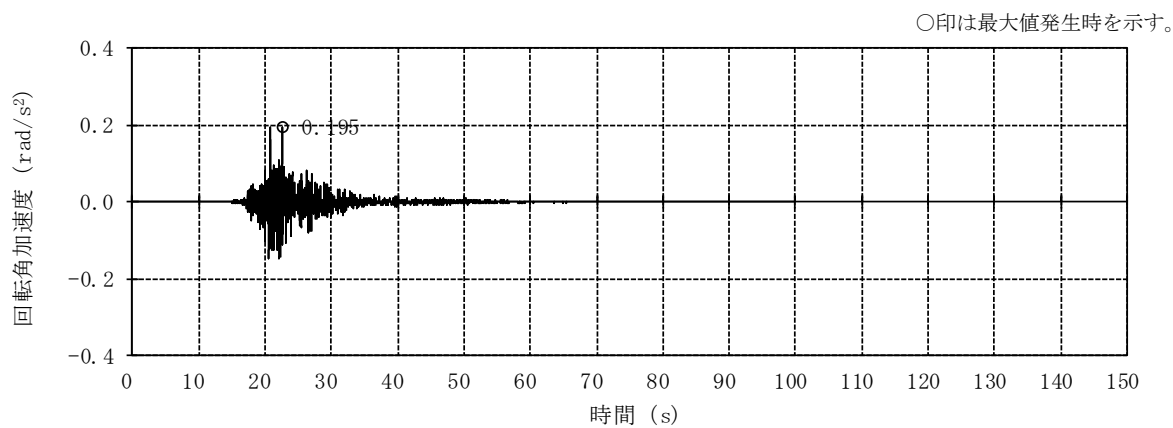


(b) NS方向 回転成分

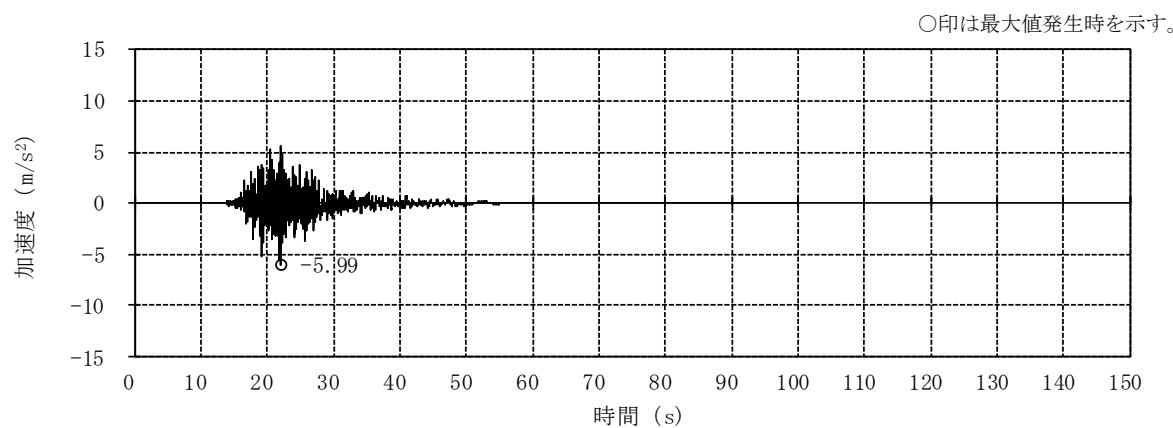


(c) EW方向 並進成分

図2-3 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース2, Ss-2) (1/2)

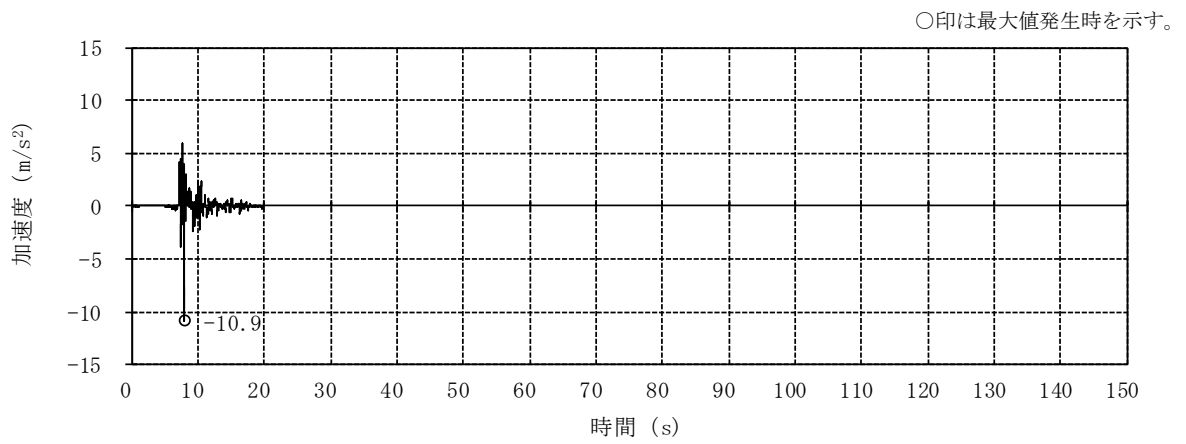


(d) EW方向 回転成分

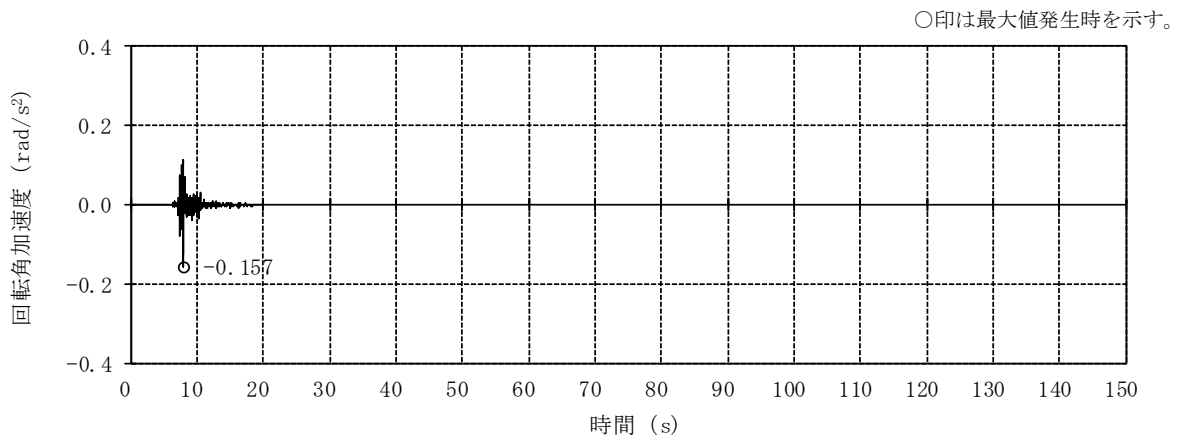


(e) 鉛直方向

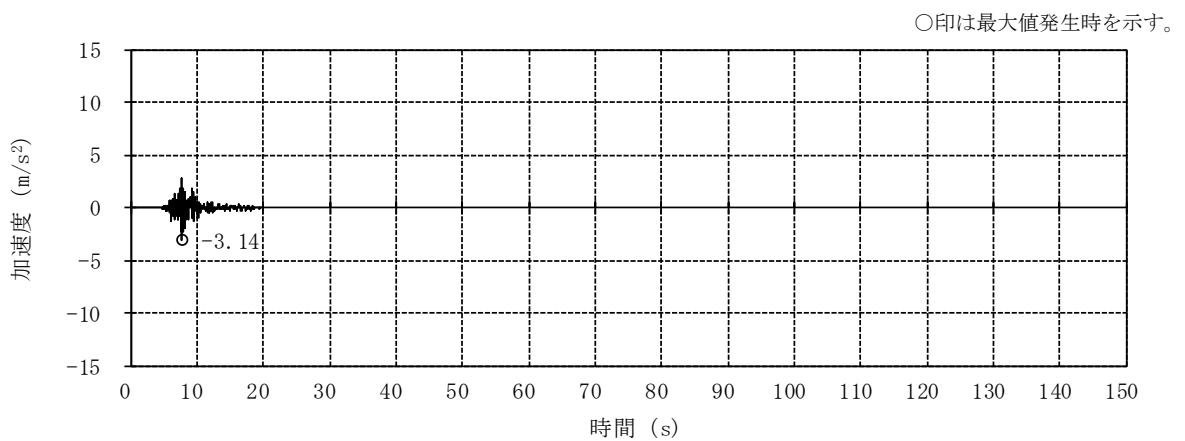
図2-3 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース2, Ss-2) (2/2)



(a) NS方向 並進成分

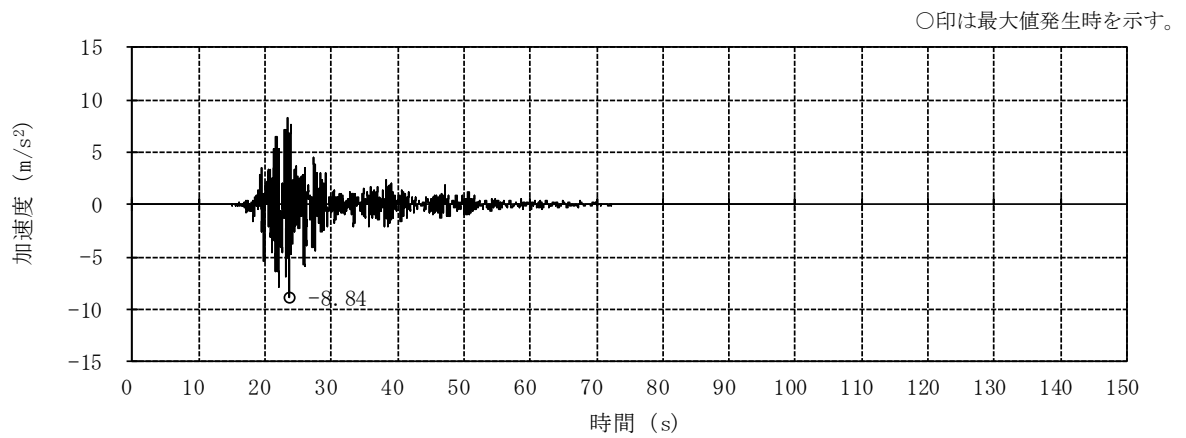


(b) NS方向 回転成分

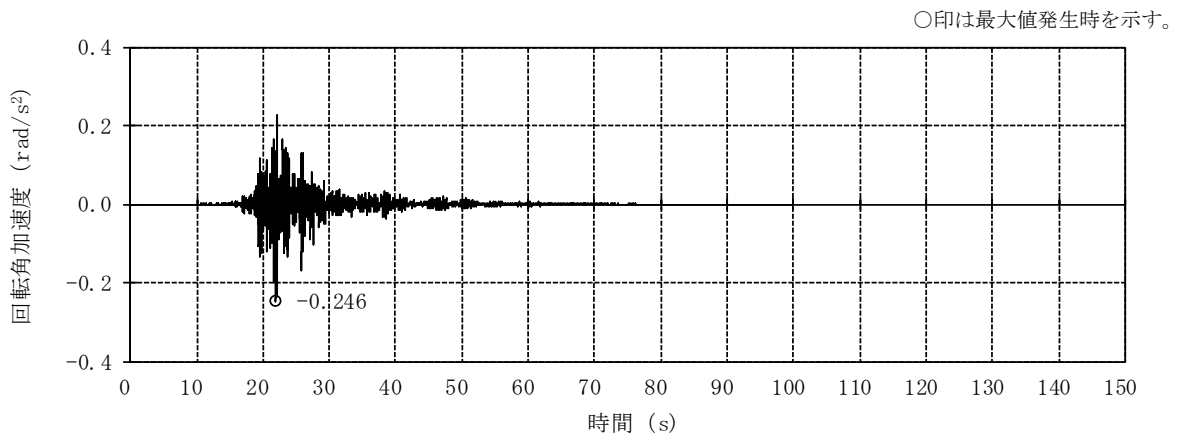


(c) 鉛直方向

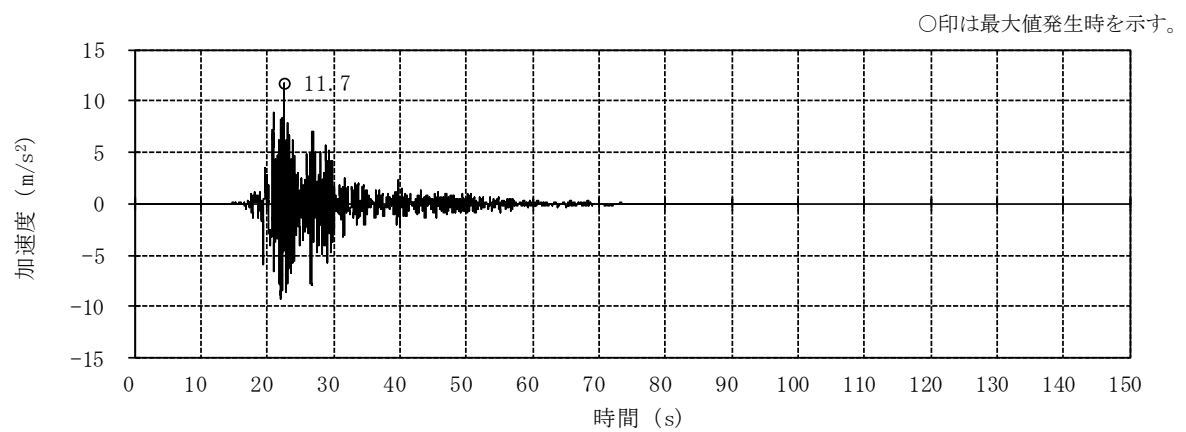
図2-4 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース2, Ss-8)



(a) NS方向 並進成分

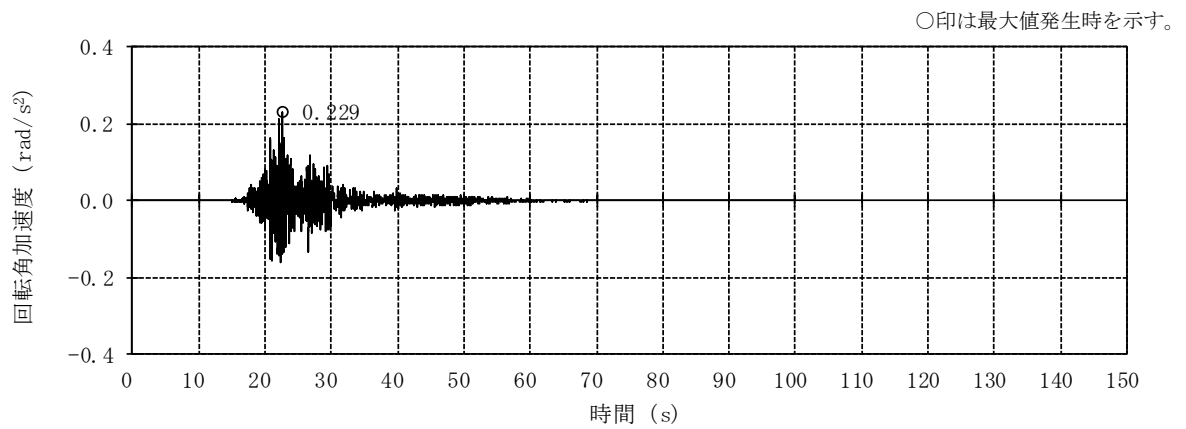


(b) NS方向 回転成分

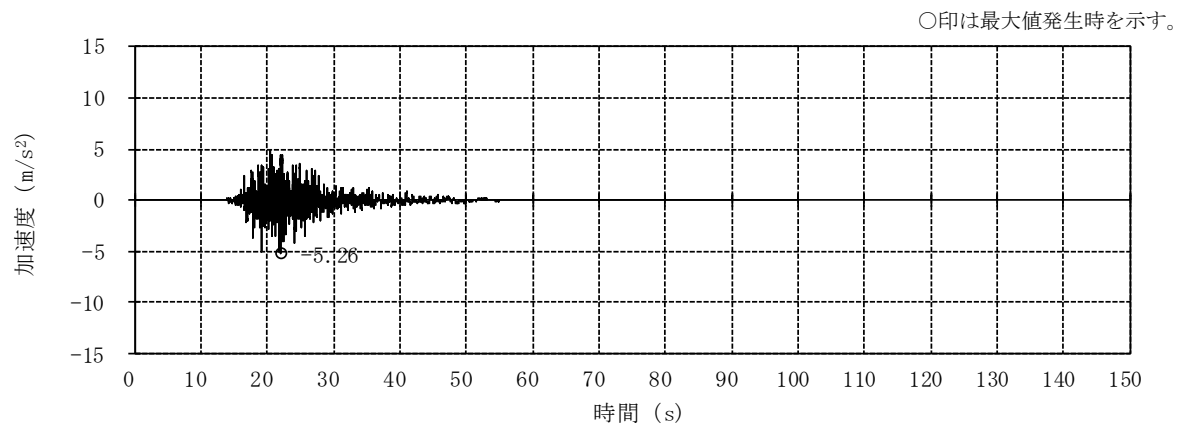


(c) EW方向 並進成分

図2-5 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース3, Ss-2) (1/2)

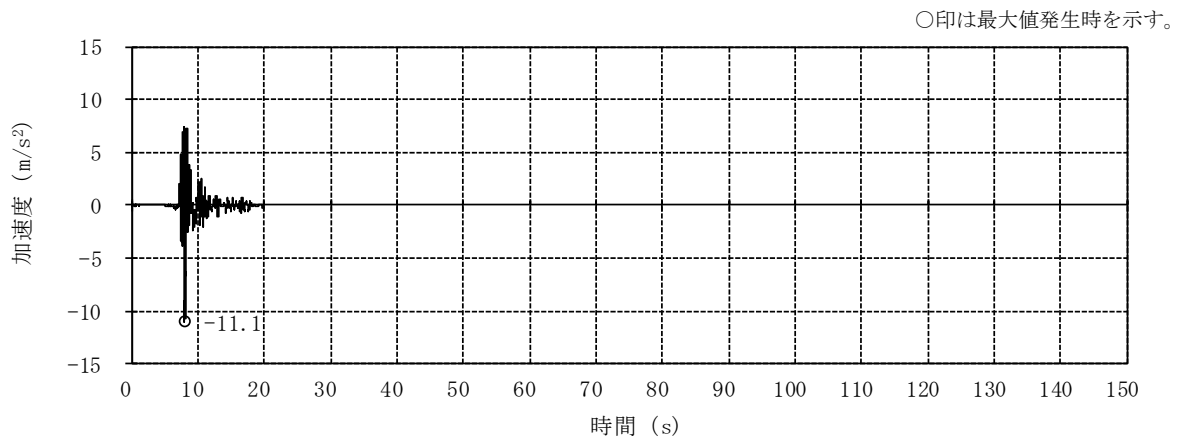


(d) EW方向 回転成分

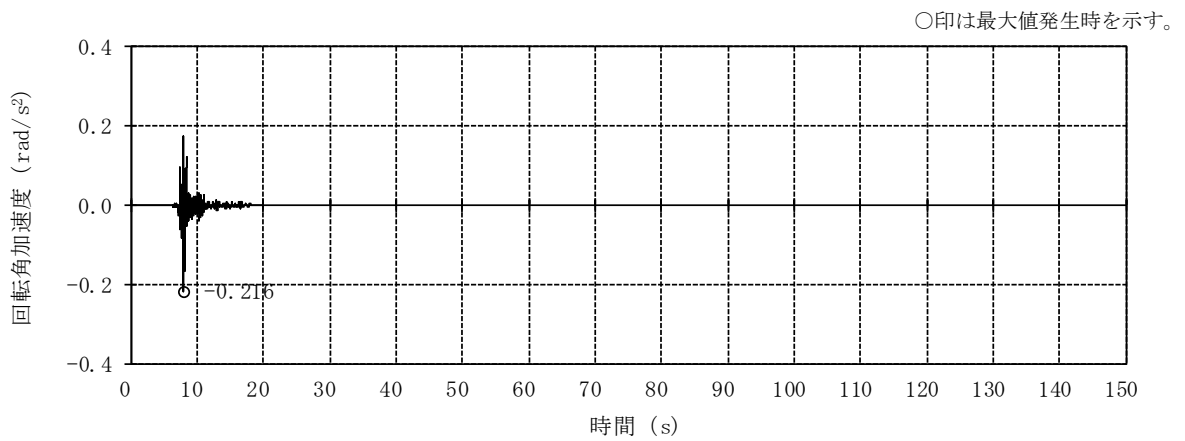


(e) 鉛直方向 (誘発上下動考慮)

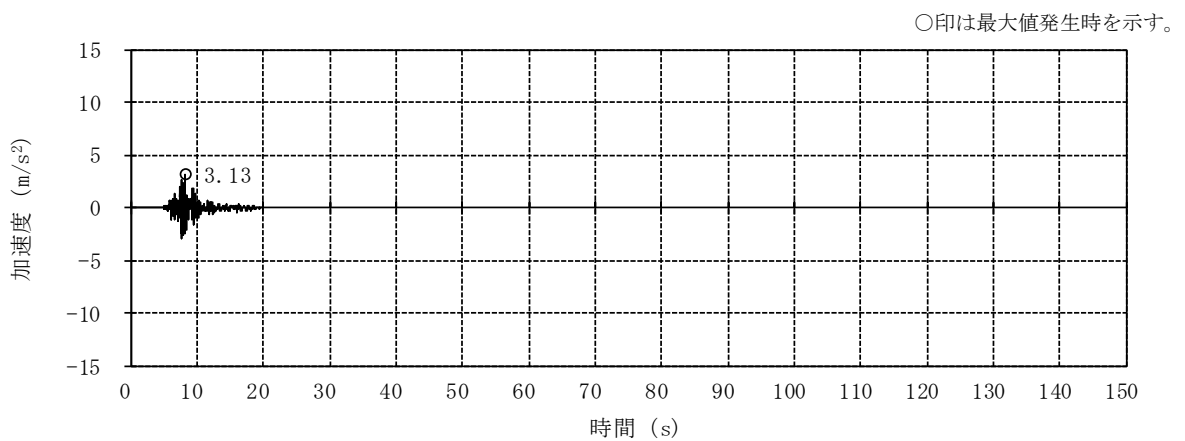
図2-5 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース3, Ss-2) (2/2)



(a) NS方向 並進成分

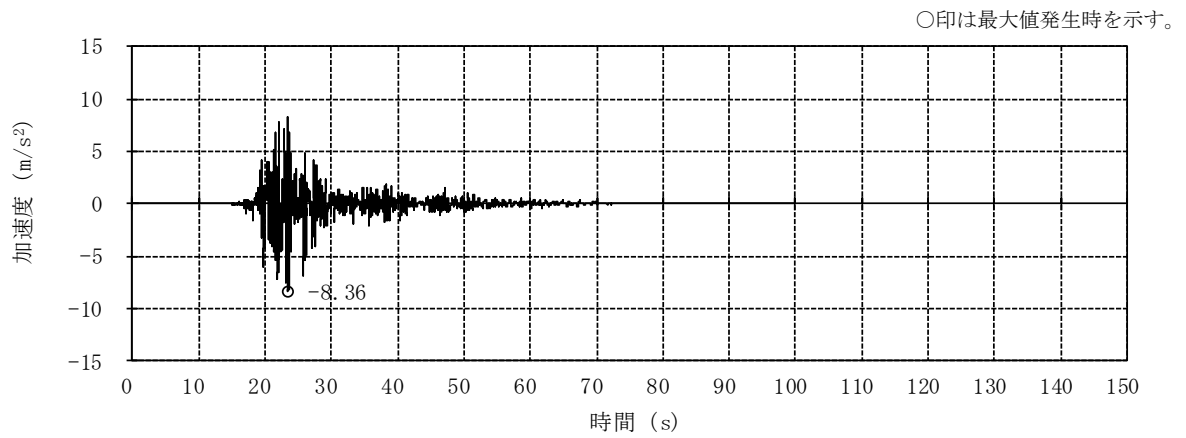


(b) NS方向 回転成分

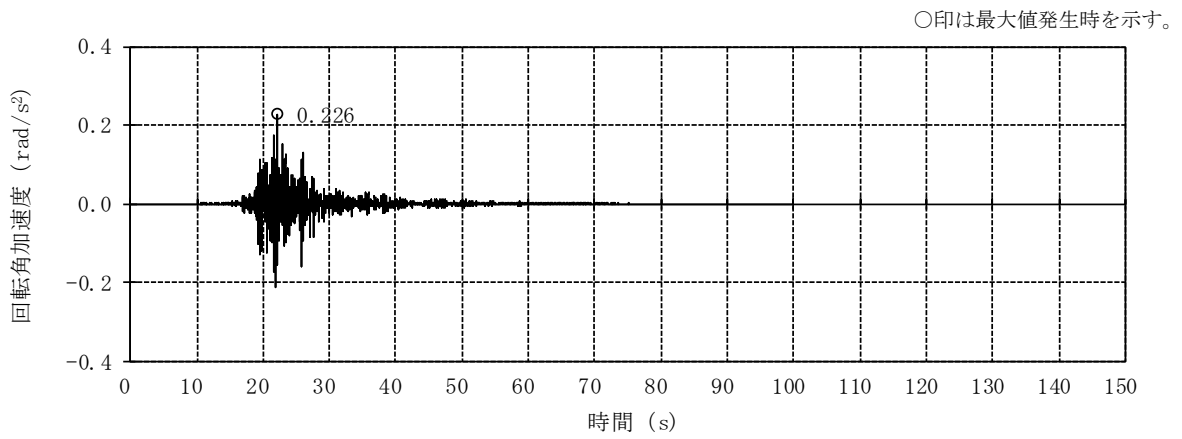


(c) 鉛直方向 (誘発上下動考慮)

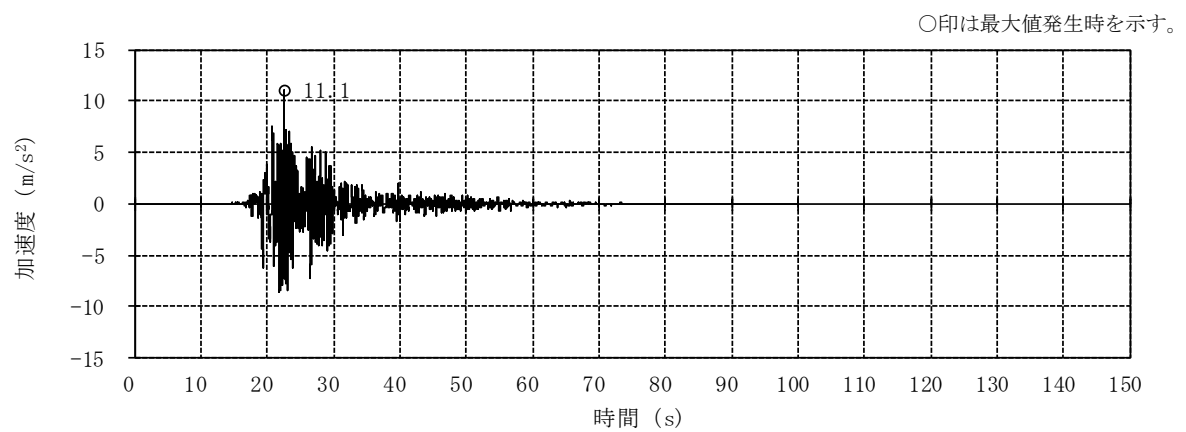
図2-6 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース3, Ss-8)



(a) NS方向 並進成分

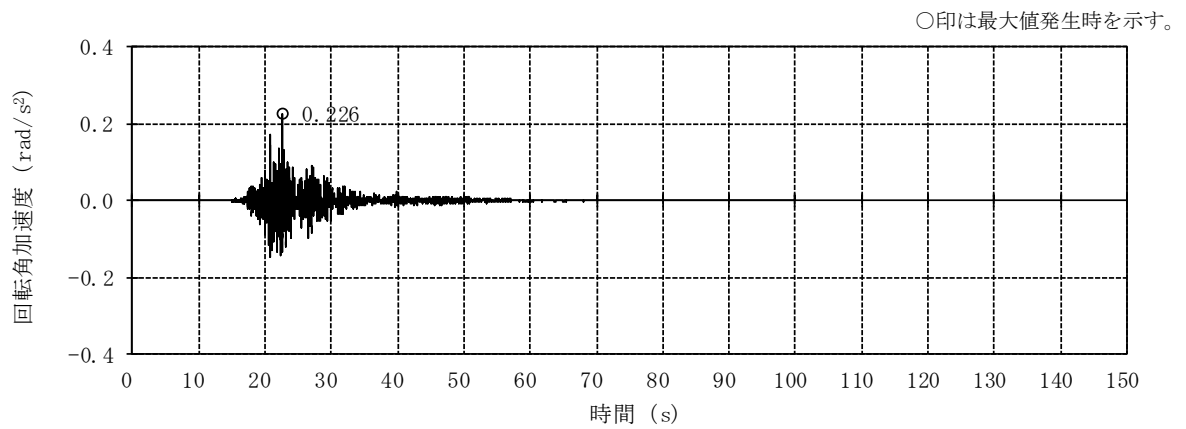


(b) NS方向 回転成分

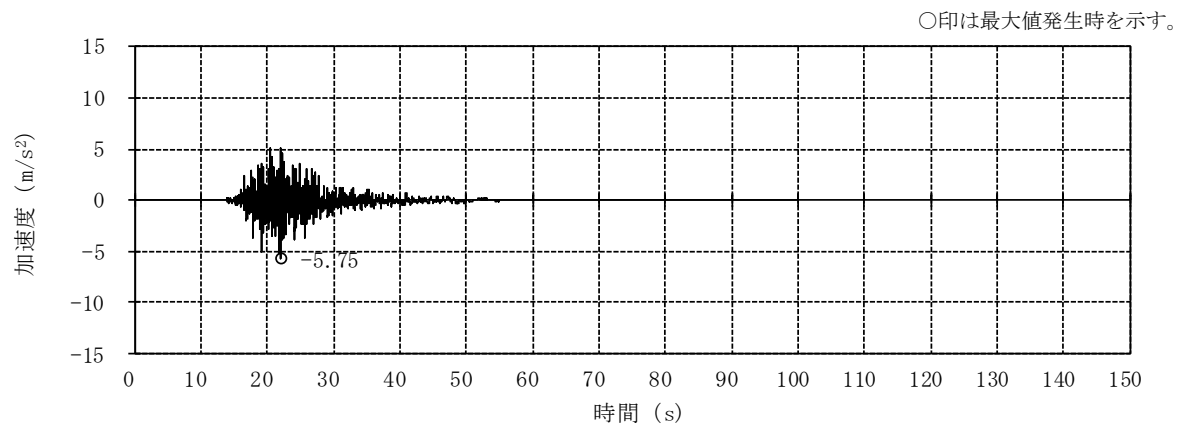


(c) EW方向 並進成分

図2-7 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース4, Ss-2) (1/2)



(d) EW方向 回転成分



(e) 鉛直方向 (誘発上下動考慮)

図2-7 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース4, Ss-2) (2/2)

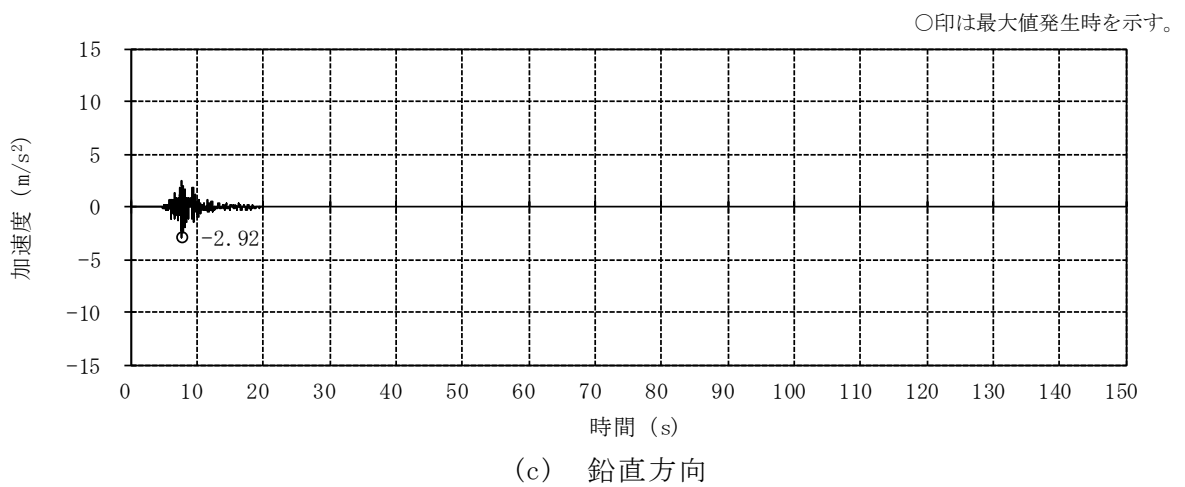
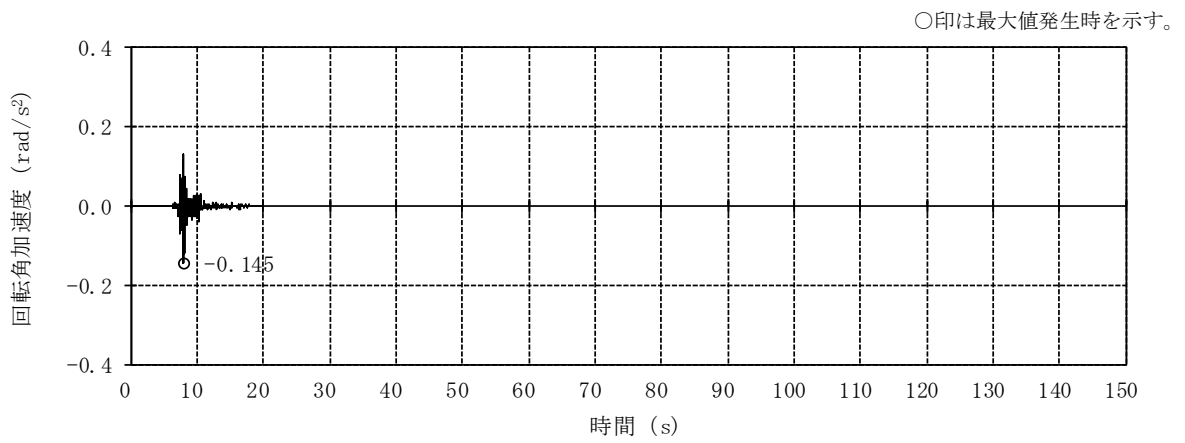
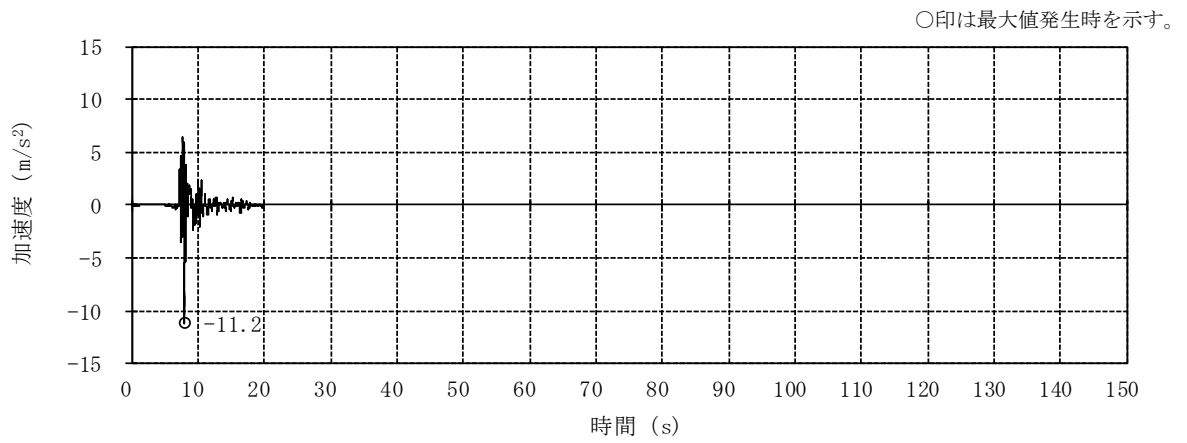
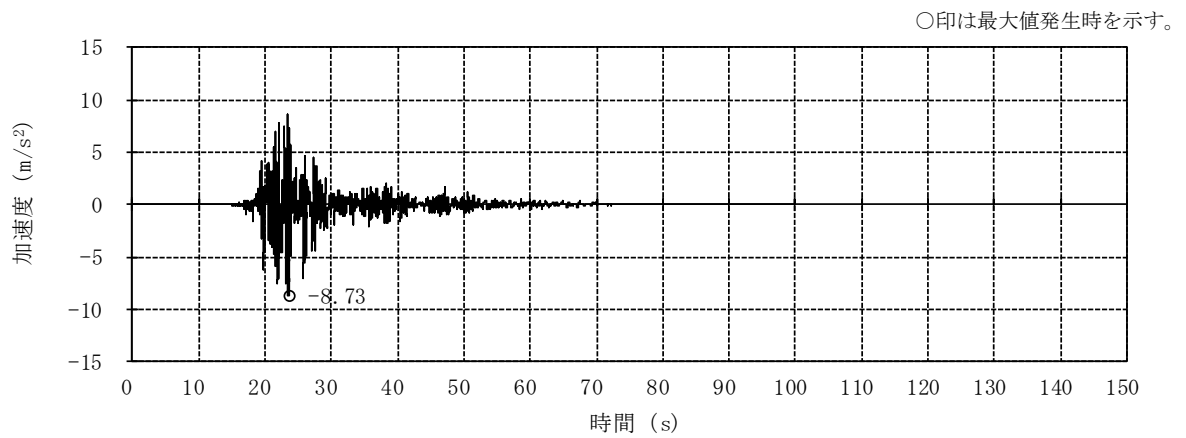
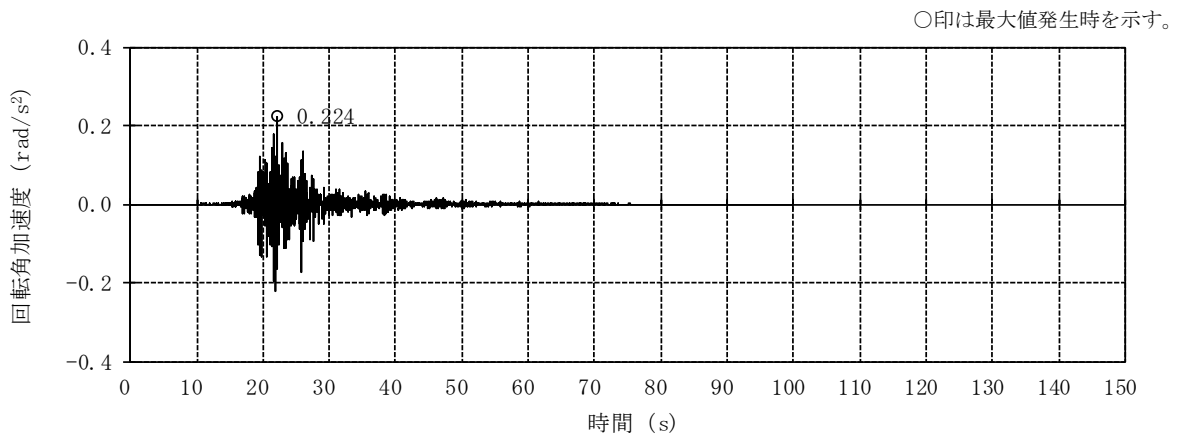


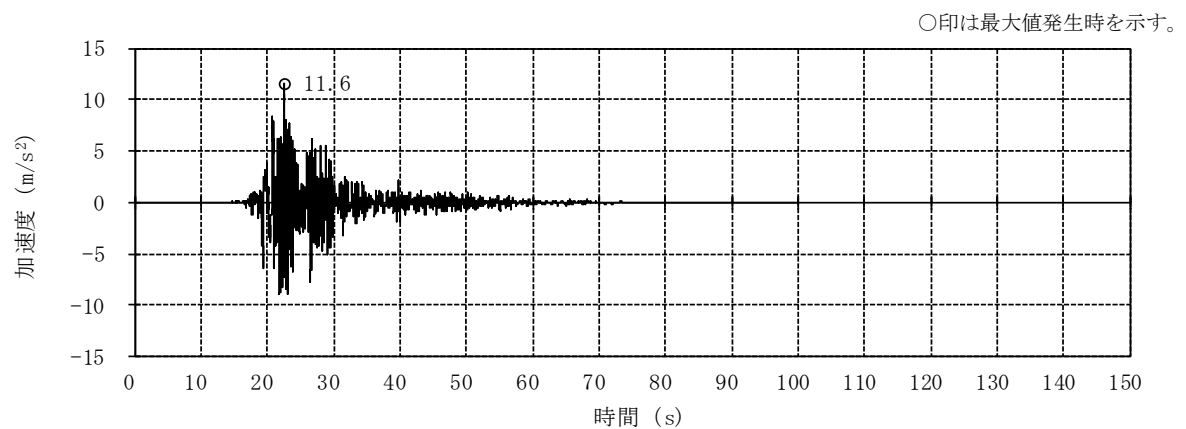
図2-8 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース4, Ss-8)



(a) NS方向 並進成分

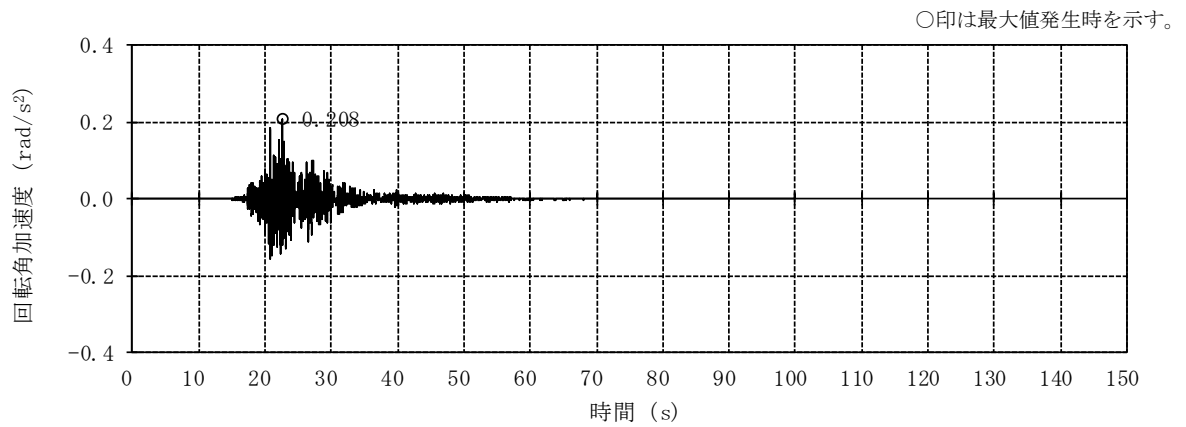


(b) NS方向 回転成分

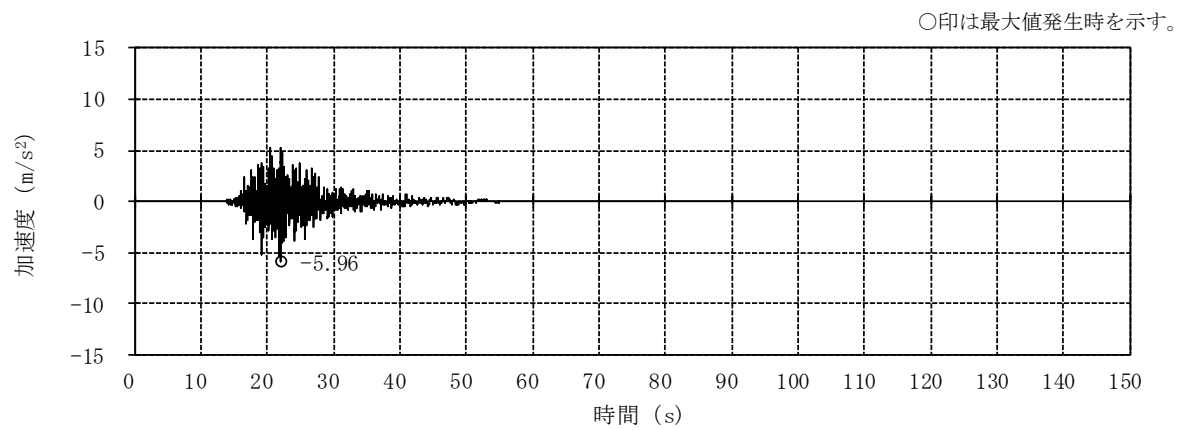


(c) EW方向 並進成分

図2-9 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース5, Ss-2) (1/2)

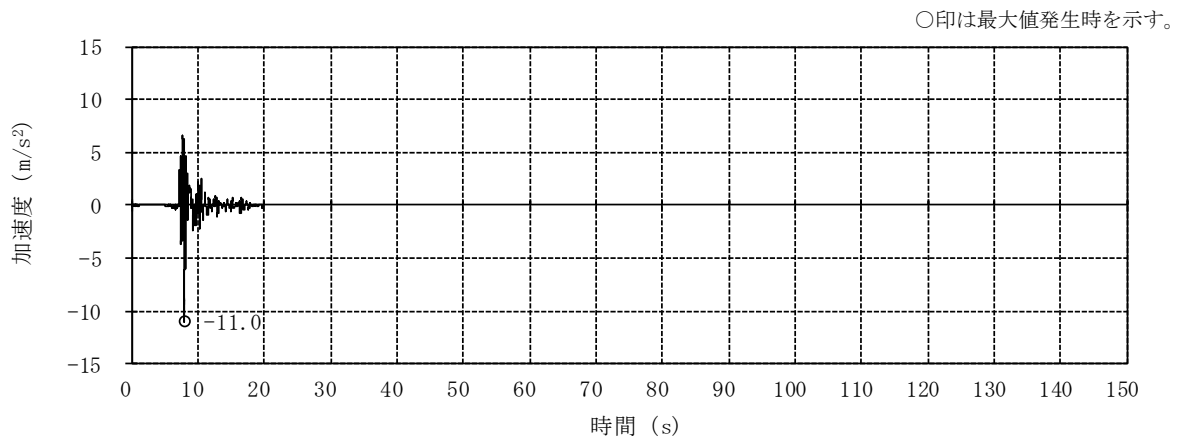


(d) EW方向 回轉成分

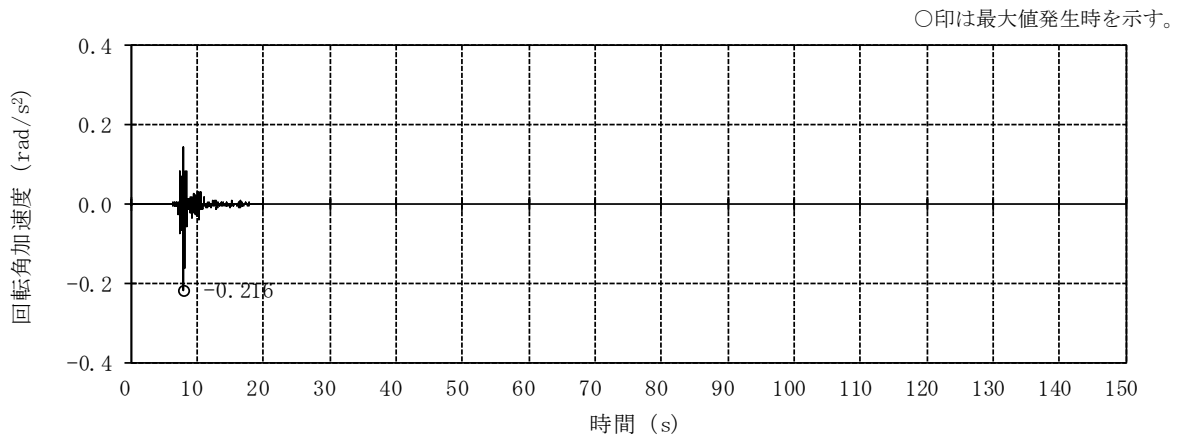


(e) 鉛直方向 (誘発上下動考慮)

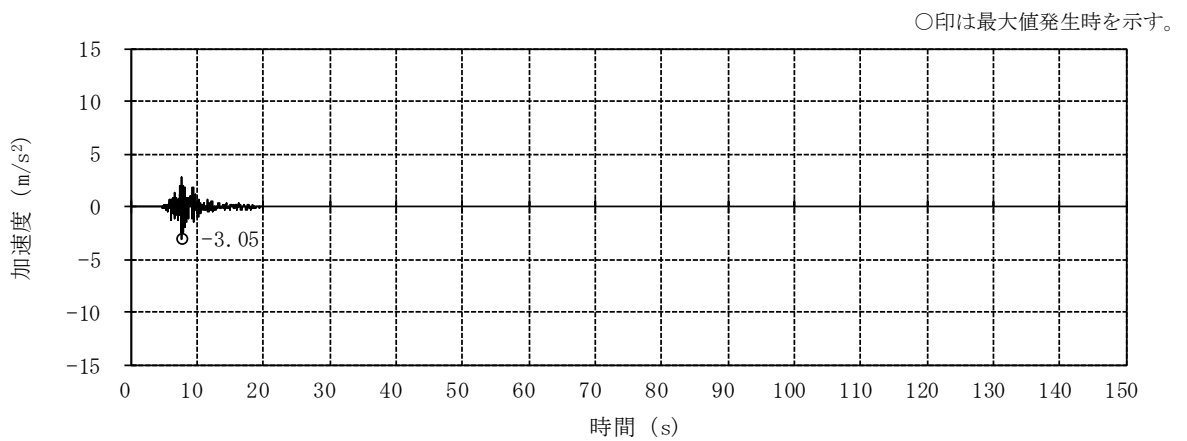
図2-9 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース5, Ss-2) (2/2)



(a) NS方向 並進成分

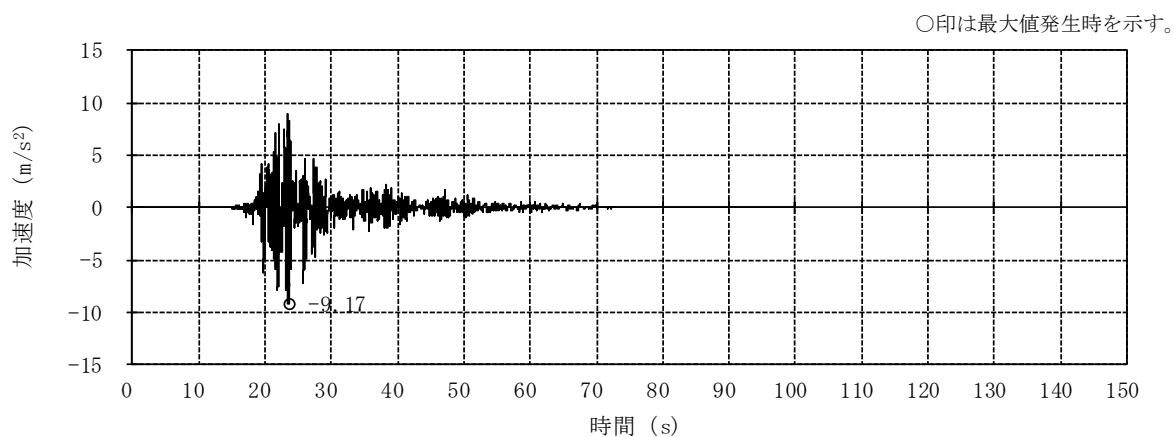


(b) NS方向 回転成分

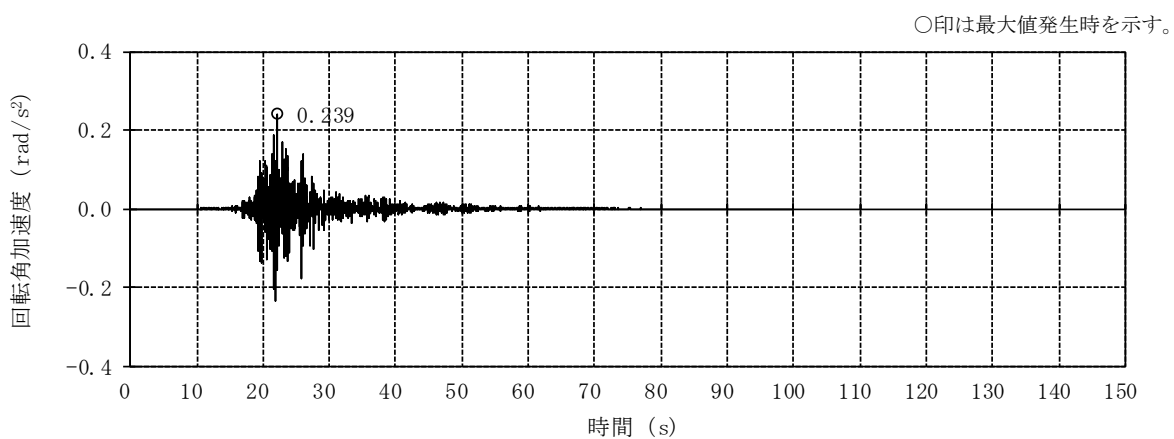


(c) 鉛直方向

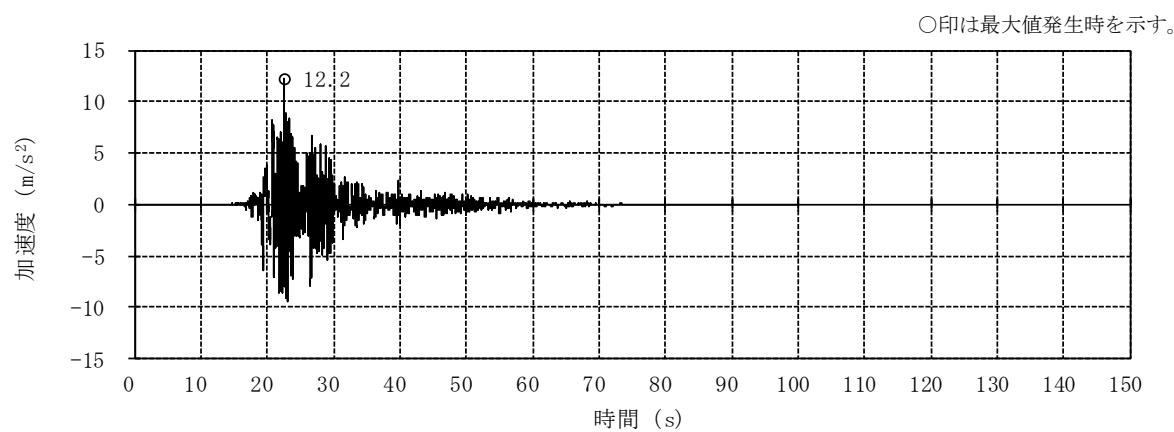
図2-10 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース5, $S_s=8$)



(a) NS方向 並進成分

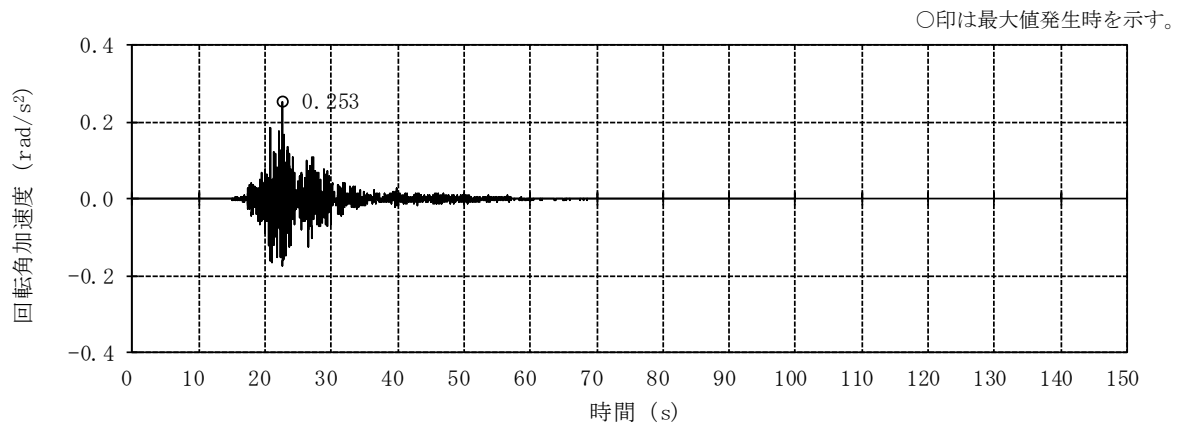


(b) NS方向 回転成分

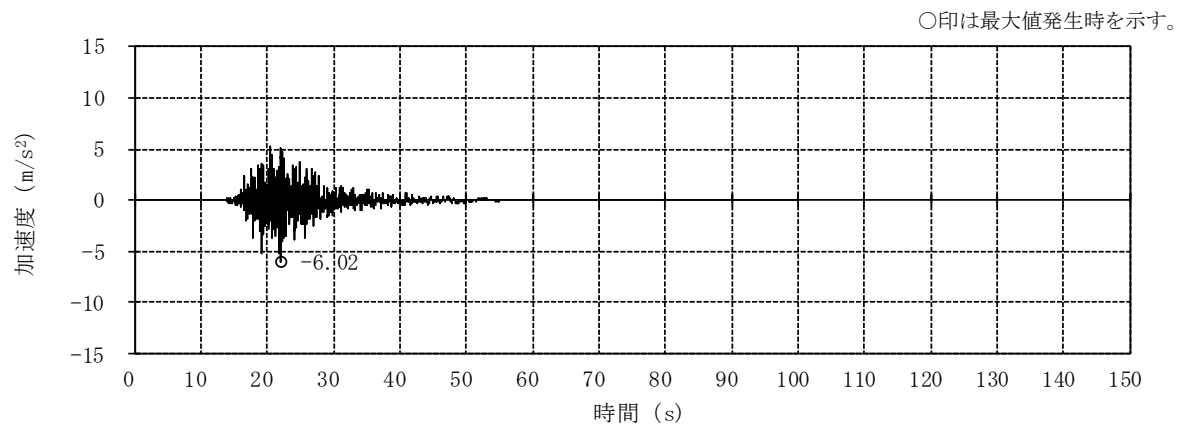


(c) EW方向 並進成分

図2-11 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース6, Ss-2) (1/2)

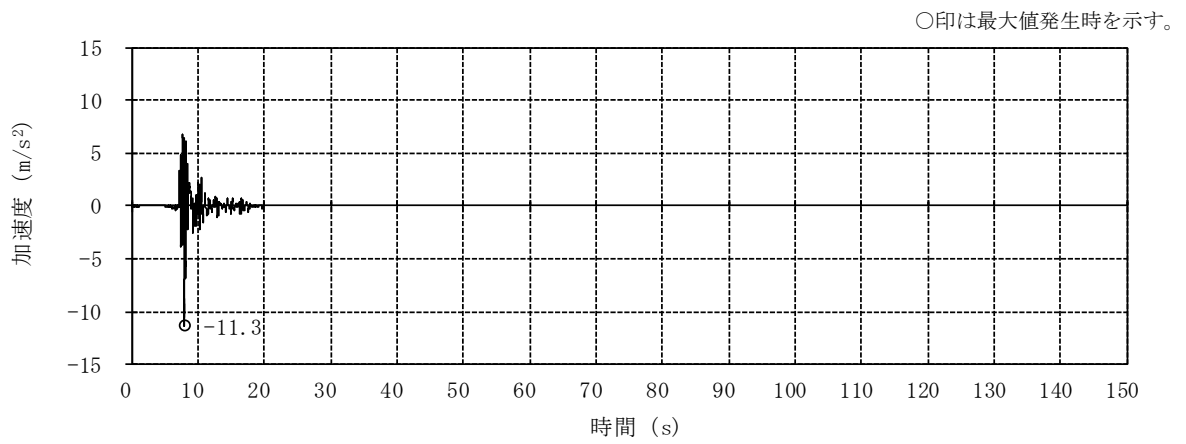


(d) EW方向 回転成分

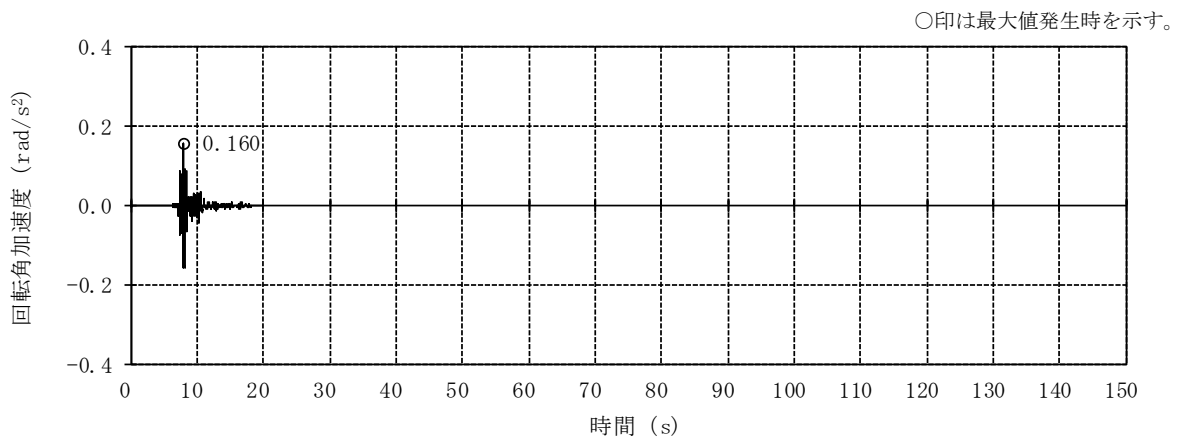


(e) 鉛直方向 (誘発上下動考慮)

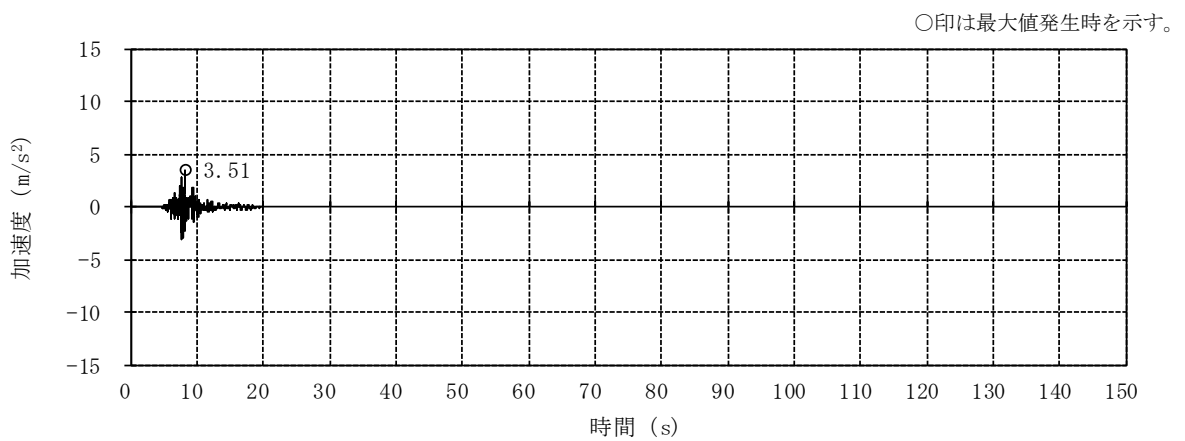
図2-11 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース6, Ss-2) (2/2)



(a) NS方向 並進成分

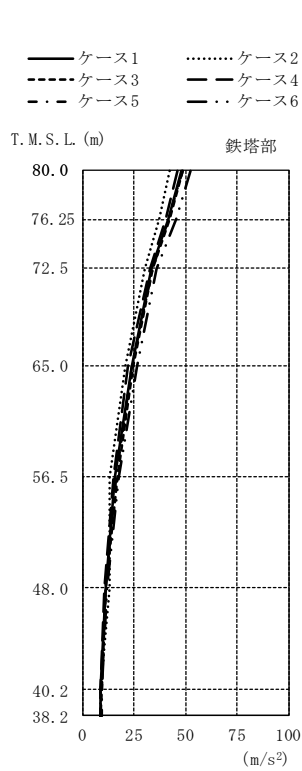


(b) NS方向 回転成分



(c) 鉛直方向 (誘発上下動考慮)

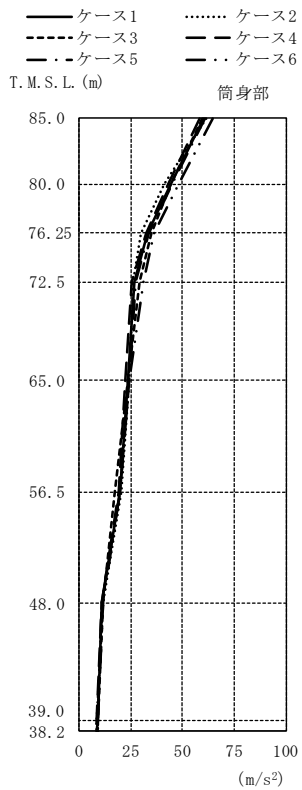
図2-12 入力地震動の加速度時刻歴波形 (ケース6, Ss-8)



T. M. S. L. (m)	鉄塔部 (m/s ²)					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
80.0	47.9	42.2	48.5	46.3	48.5	52.3
76.25	41.4	36.9	41.9	40.1	41.8	45.1
72.5	33.5	30.3	33.8	32.4	33.8	35.9
65.0	23.6	20.5	24.7	22.2	23.9	26.3
56.5	15.7	12.9	17.0	14.8	16.0	17.2
48.0	10.9	13.1	11.2	10.7	11.0	11.5
40.2	8.85	8.86	9.11	8.60	8.97	9.37
38.2	8.62	8.43	8.84	8.36	8.73	9.18

注：ケース1…工認モデル（基本ケース），ケース2…建屋剛性+ σ ・地盤剛性+ σ ，
 ケース3…建屋剛性- σ ・地盤剛性- σ ，
 ケース4…建屋剛性コア平均，
 ケース5…建屋剛性- 2σ ，ケース6…回転ばね低減

(a) 鉄塔部

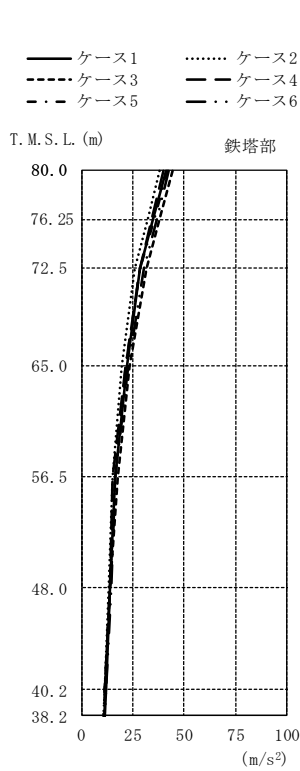


T. M. S. L. (m)	筒身部 (m/s ²)					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
85.0	60.3	61.3	59.7	58.0	60.9	64.7
80.0	44.4	41.0	44.5	42.9	44.9	47.9
76.25	33.3	29.9	34.8	32.4	33.7	36.4
72.5	26.9	26.1	29.5	25.2	27.5	31.4
65.0	23.6	24.2	23.7	22.4	24.0	24.2
56.5	19.6	20.4	17.2	18.8	19.7	20.0
48.0	11.1	11.8	11.4	10.8	11.2	11.7
39.0	8.71	8.60	8.93	8.43	8.82	9.25
38.2	8.62	8.43	8.84	8.36	8.73	9.18

注：ケース1…工認モデル（基本ケース），ケース2…建屋剛性+ σ ・地盤剛性+ σ ，
 ケース3…建屋剛性- σ ・地盤剛性- σ ，
 ケース4…建屋剛性コア平均，
 ケース5…建屋剛性- 2σ ，ケース6…回転ばね低減

(b) 筒身部

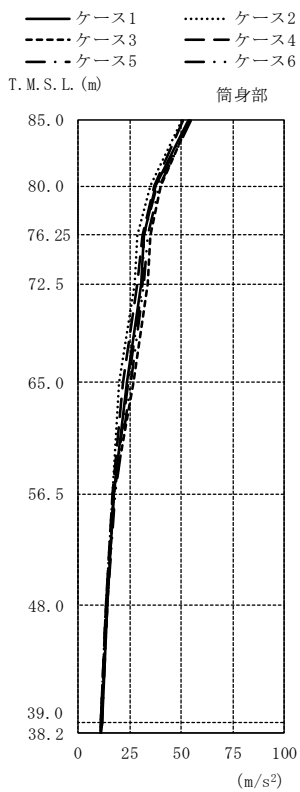
図2-13 最大応答加速度 (Ss-2, NS方向) (1/2)



T. M. S. L. (m)	鉄塔部 (m/s ²)					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
80.0	41.3	38.2	44.1	39.6	41.6	42.6
76.25	34.9	32.3	37.9	33.9	35.2	36.6
72.5	28.5	26.1	31.8	28.4	28.5	30.7
65.0	22.1	19.6	23.7	21.8	21.8	23.0
56.5	16.2	15.0	17.4	15.3	16.3	16.3
48.0	14.1	13.5	14.2	13.7	14.1	14.3
40.2	11.7	11.3	11.5	11.5	11.5	11.7
38.2	11.3	10.9	11.1	11.2	11.0	11.3

注：ケース1…工認モデル（基本ケース），ケース2…建屋剛性+ σ ・地盤剛性+ σ ，
 ケース3…建屋剛性- σ ・地盤剛性- σ ，
 ケース4…建屋剛性コア平均，
 ケース5…建屋剛性- 2σ ，ケース6…回転ばね低減

(a) 鉄塔部

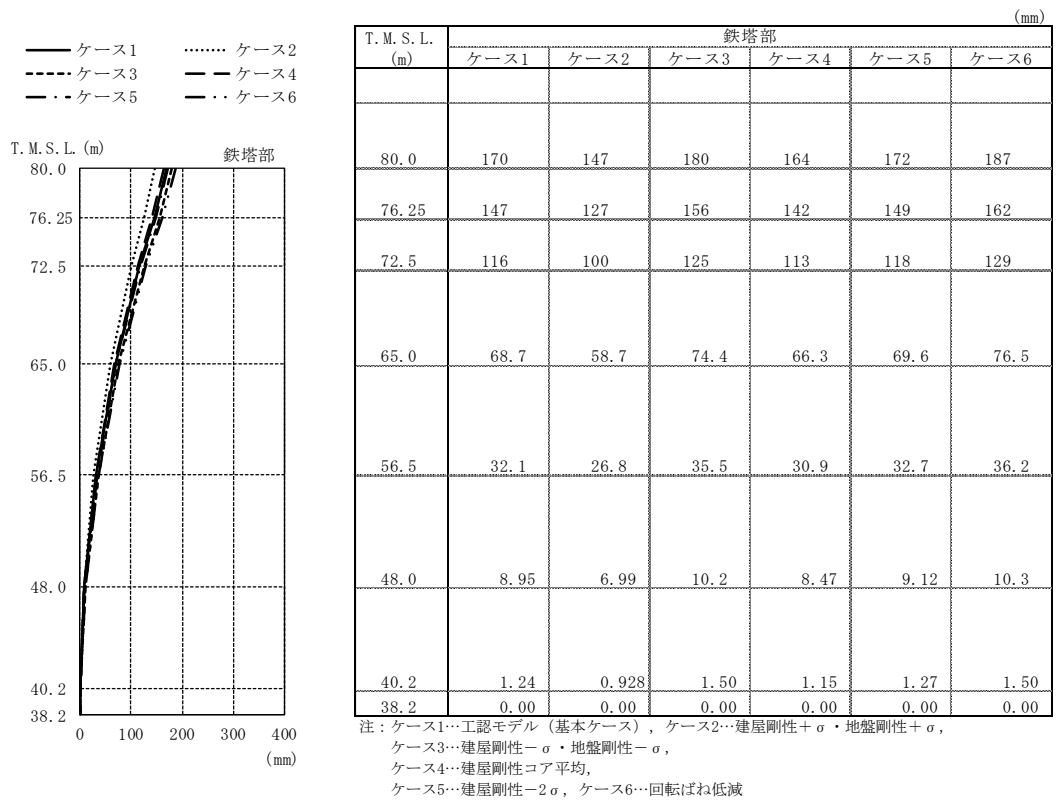


T. M. S. L. (m)	筒身部 (m/s ²)					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
85.0	53.4	50.3	54.3	50.7	54.1	54.6
80.0	37.8	35.3	40.3	36.7	38.2	39.6
76.25	31.9	28.9	35.3	31.4	32.1	33.8
72.5	30.8	27.2	34.0	29.0	31.4	32.2
65.0	23.6	20.0	26.9	21.6	24.4	25.4
56.5	17.3	16.7	17.1	16.7	17.3	17.8
48.0	14.0	13.4	14.0	13.6	13.9	14.0
39.0	11.4	11.1	11.2	11.3	11.2	11.5
38.2	11.3	10.9	11.1	11.2	11.0	11.3

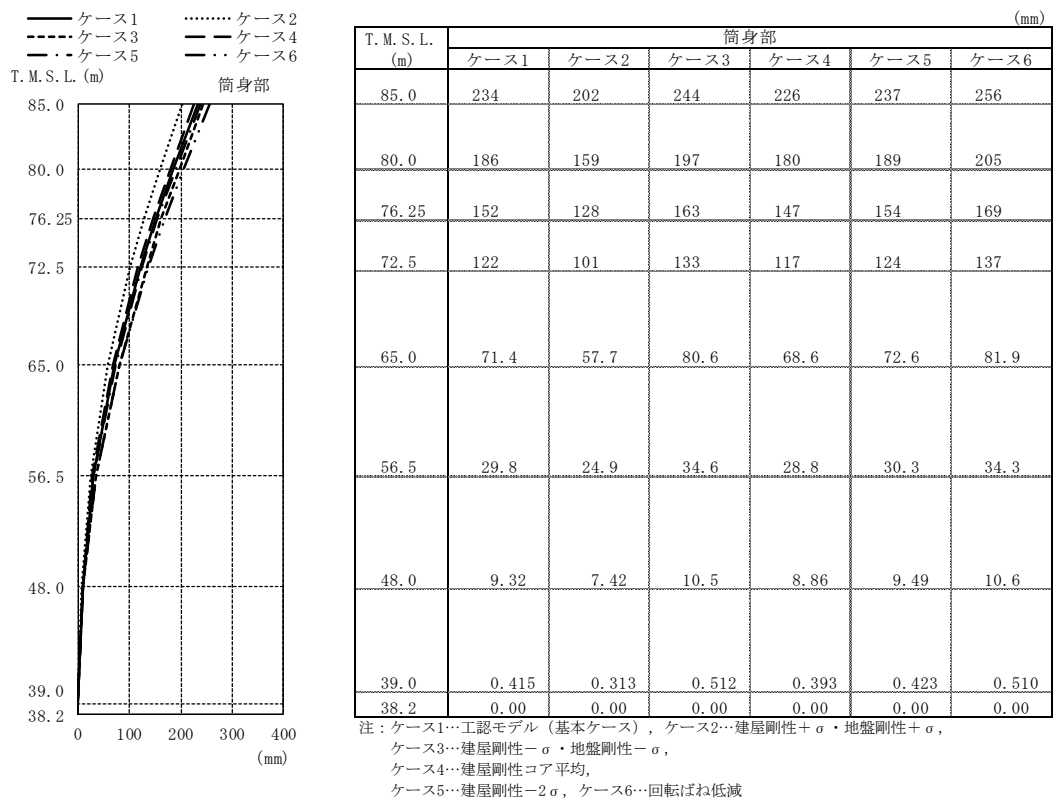
注：ケース1…工認モデル（基本ケース），ケース2…建屋剛性+ σ ・地盤剛性+ σ ，
 ケース3…建屋剛性- σ ・地盤剛性- σ ，
 ケース4…建屋剛性コア平均，
 ケース5…建屋剛性- 2σ ，ケース6…回転ばね低減

(b) 筒身部

図2-13 最大応答加速度 (Ss-8, NS方向) (2/2)

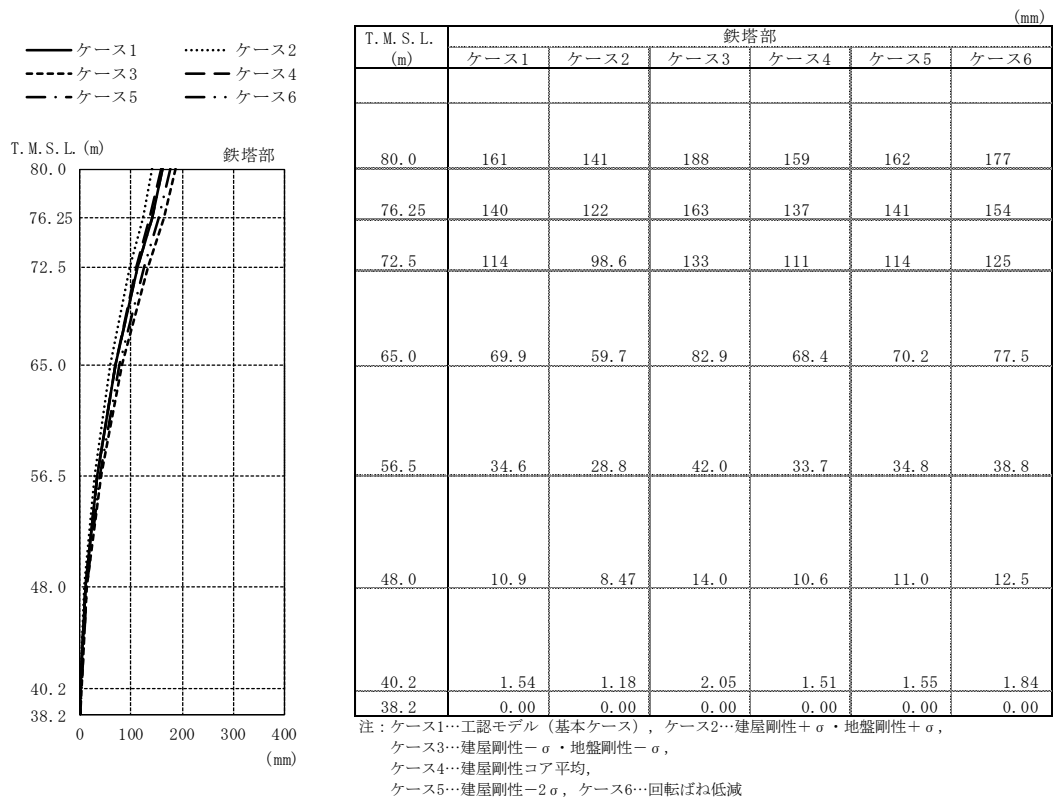


(a) 鉄塔部

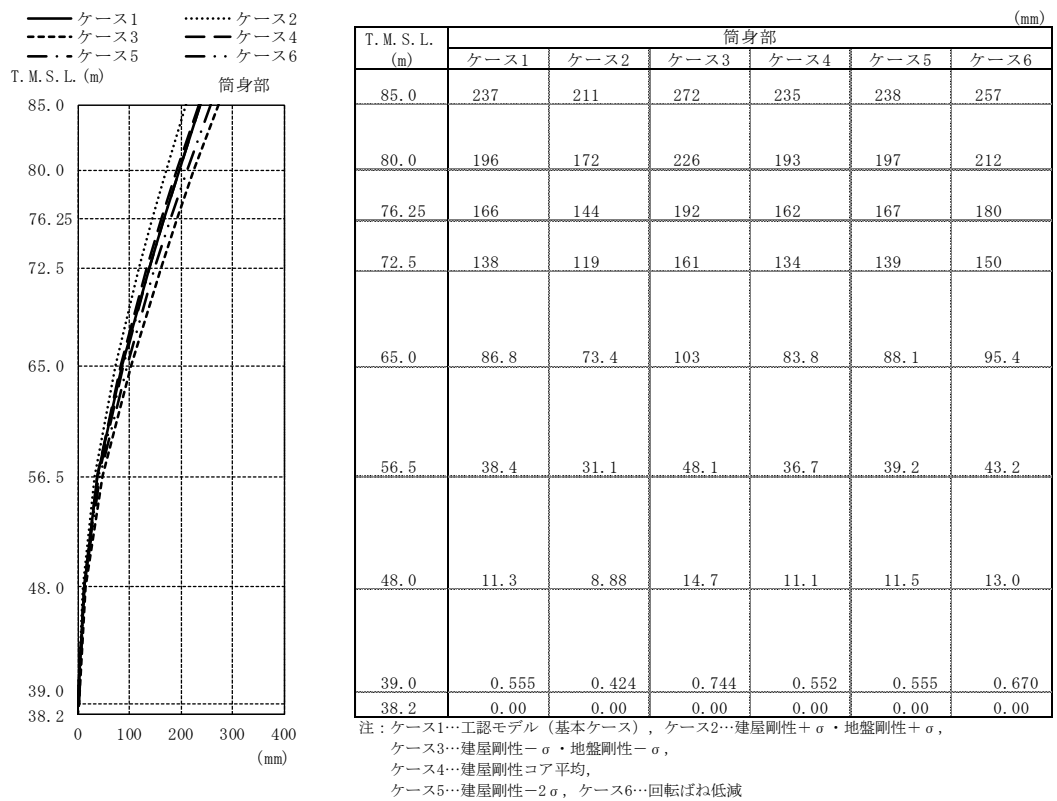


(b) 筒身部

図2-14 最大応答変位 (Ss-2, NS方向) (1/2)

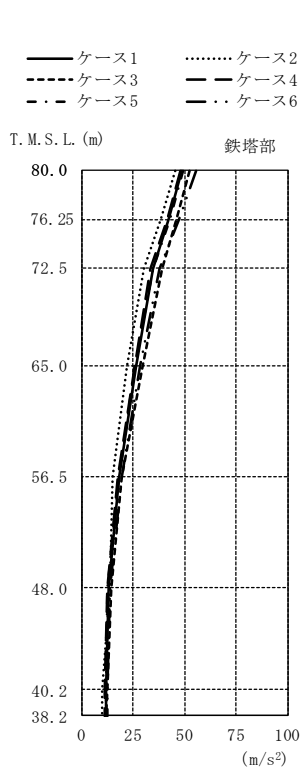


(a) 鉄塔部



(b) 筒身部

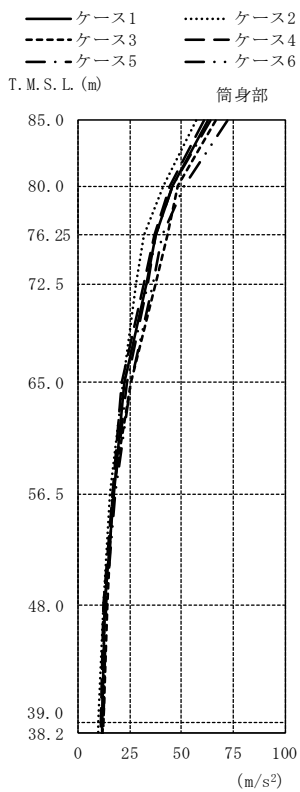
図2-14 最大応答変位 (Ss-8, NS方向) (2/2)



T. M. S. L. (m)	鉄塔部					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
80.0	48.4	45.5	52.3	47.9	49.3	55.3
76.25	42.1	38.3	45.9	41.5	42.6	47.3
72.5	34.3	30.3	39.3	33.4	34.8	37.7
65.0	26.6	21.8	29.3	25.8	26.0	28.5
56.5	18.1	14.9	19.3	17.6	17.9	19.2
48.0	12.9	13.7	14.2	12.5	12.7	13.7
40.2	11.9	9.86	12.1	11.4	11.9	12.5
38.2	11.6	9.62	11.7	11.1	11.6	12.2

注：ケース1…工認モデル（基本ケース），ケース2…建屋剛性+ σ ・地盤剛性+ σ ，
 ケース3…建屋剛性- σ ・地盤剛性- σ ，
 ケース4…建屋剛性コア平均，
 ケース5…建屋剛性- 2σ ，ケース6…回転ばね低減

(a) 鉄塔部

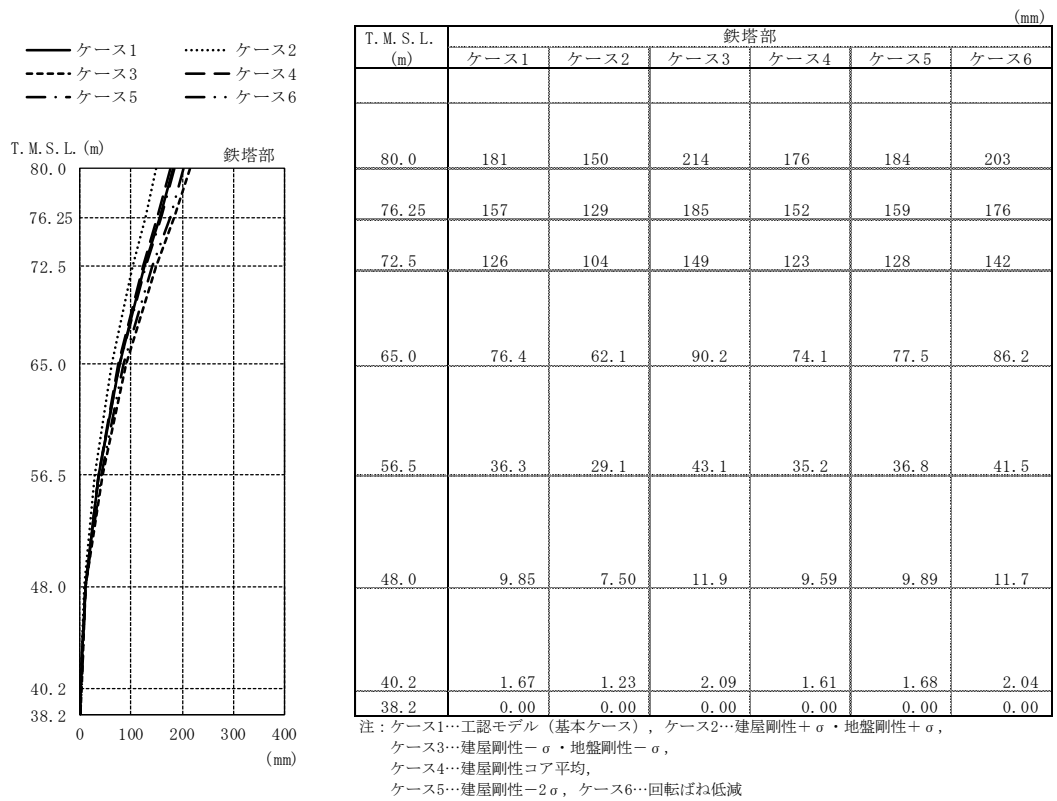


T. M. S. L. (m)	筒身部					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
85.0	62.9	57.1	66.4	60.6	64.1	72.1
80.0	45.4	40.9	48.1	44.6	45.7	51.4
76.25	37.4	31.7	42.9	36.5	37.7	40.7
72.5	33.0	27.8	37.7	31.7	33.4	36.2
65.0	22.4	21.4	25.6	20.9	23.5	25.6
56.5	16.9	15.5	16.3	16.3	17.2	18.0
48.0	12.8	12.3	14.0	12.4	12.7	13.6
39.0	11.7	9.70	11.9	11.2	11.7	12.3
38.2	11.6	9.62	11.7	11.1	11.6	12.2

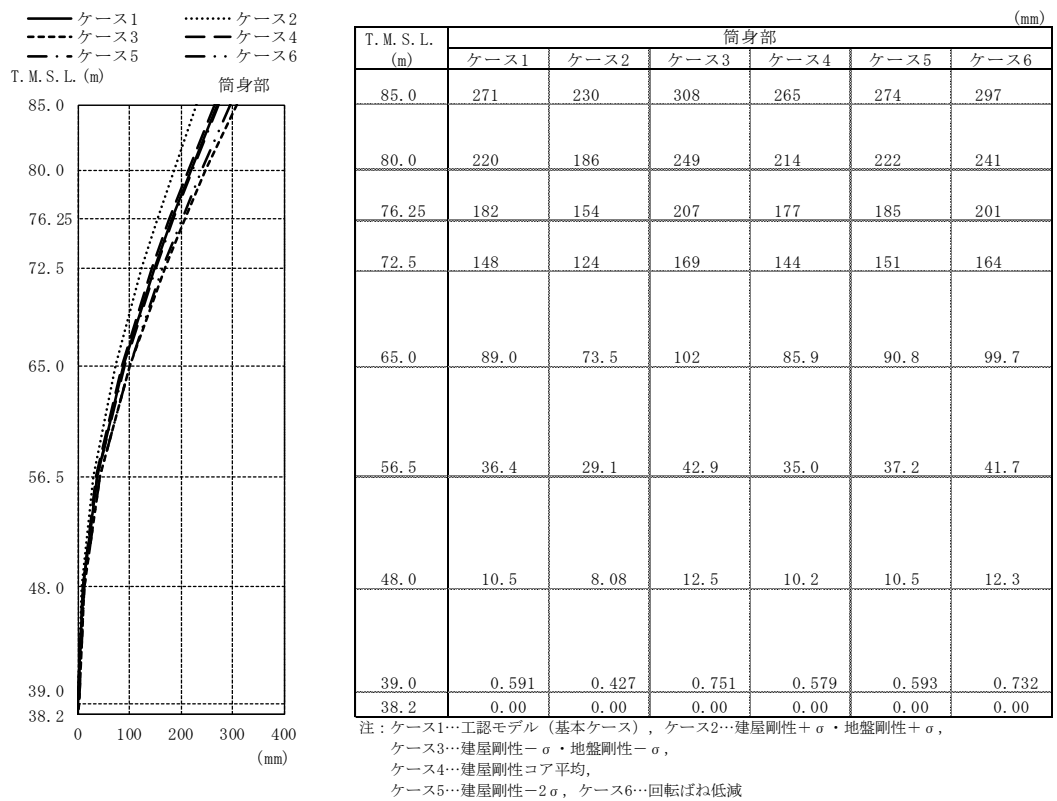
注：ケース1…工認モデル（基本ケース），ケース2…建屋剛性+ σ ・地盤剛性+ σ ，
 ケース3…建屋剛性- σ ・地盤剛性- σ ，
 ケース4…建屋剛性コア平均，
 ケース5…建屋剛性- 2σ ，ケース6…回転ばね低減

(b) 筒身部

図2-15 最大応答加速度 (Ss-2, EW方向)

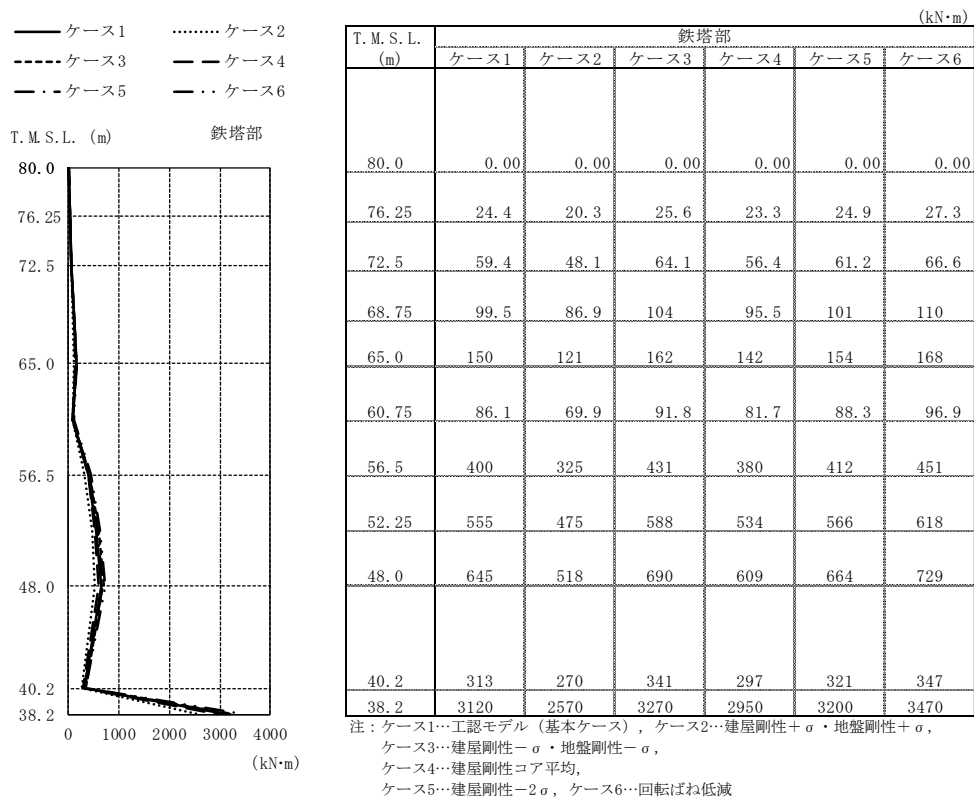


(a) 鉄塔部

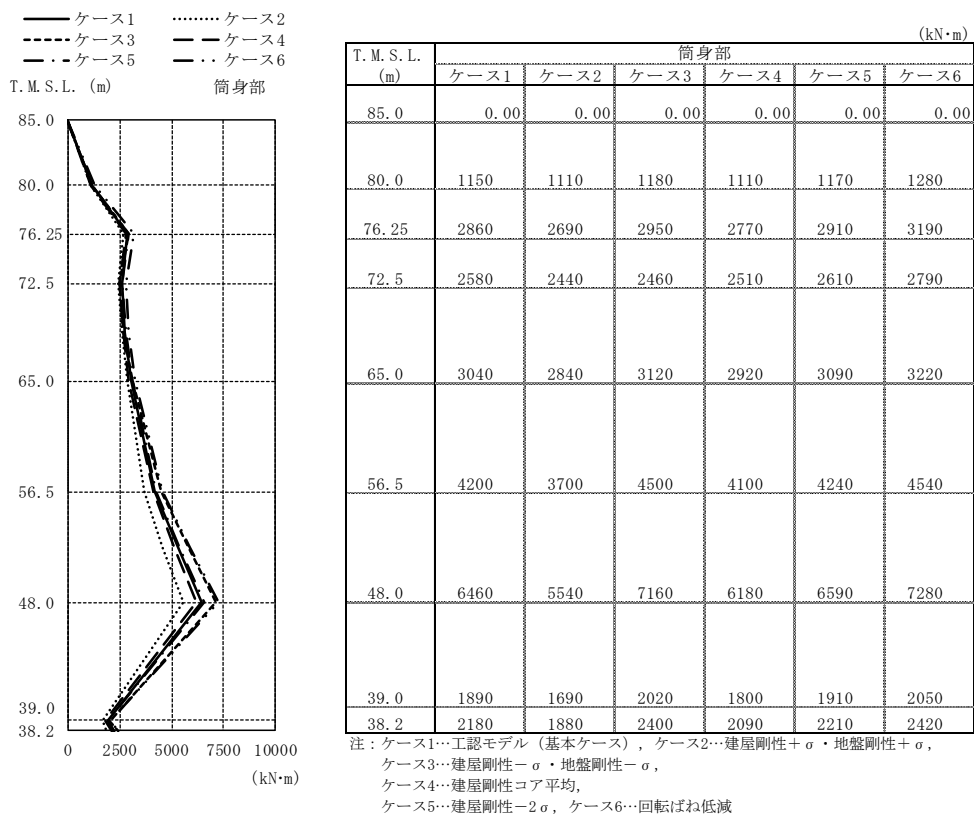


(b) 筒身部

図2-16 最大応答変位 (Ss-2, EW方向)

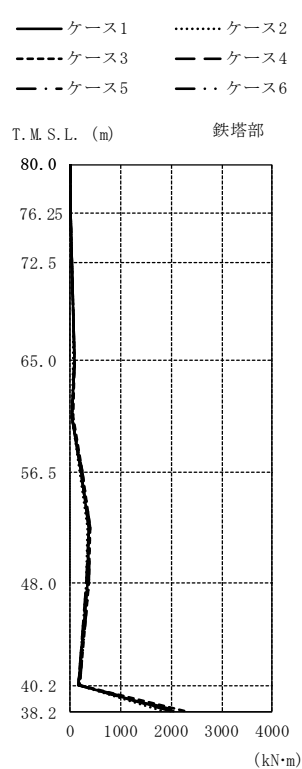


(a) 鉄塔部 主柱材包絡



(b) 筒身部

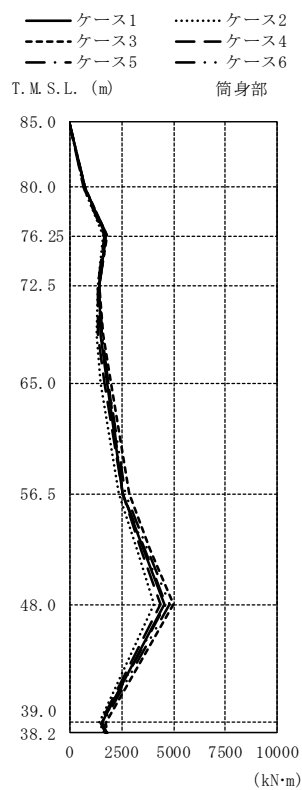
図2-17 最大応答曲げモーメント (Ss-2) (1/2)



T. M. S. L. (m)	鉄塔部 (kN·m)					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
80.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
76.25	13.9	12.7	15.5	13.8	13.9	15.0
72.5	30.5	28.3	34.1	30.5	30.6	33.2
68.75	58.9	54.4	65.8	58.7	59.0	63.8
65.0	73.9	68.2	82.6	74.5	73.9	80.7
60.75	40.0	37.0	44.0	40.4	40.0	43.3
56.5	211	195	235	211	212	228
52.25	358	329	396	355	358	383
48.0	331	304	367	327	333	356
40.2	166	154	180	162	166	174
38.2	2040	1830	2280	2000	2060	2140

注：ケース1…工認モデル（基本ケース）、ケース2…建屋剛性+ σ ・地盤剛性+ σ 、
 ケース3…建屋剛性- σ ・地盤剛性- σ 、
 ケース4…建屋剛性コア平均、
 ケース5…建屋剛性- 2σ 、ケース6…回転ばね低減

(a) 鉄塔部 主柱材包絡

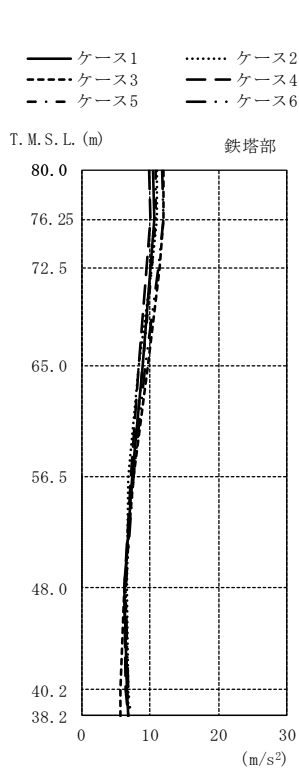


T. M. S. L. (m)	筒身部 (kN·m)					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
85.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
80.0	707	666	720	671	716	723
76.25	1740	1630	1790	1660	1760	1790
72.5	1410	1370	1390	1340	1440	1420
65.0	1810	1500	1960	1690	1870	1860
56.5	2550	2350	2840	2520	2550	2700
48.0	4580	4070	4990	4400	4650	4810
39.0	1540	1440	1740	1490	1570	1610
38.2	1770	1690	1800	1730	1760	1770

注：ケース1…工認モデル（基本ケース）、ケース2…建屋剛性+ σ ・地盤剛性+ σ 、
 ケース3…建屋剛性- σ ・地盤剛性- σ 、
 ケース4…建屋剛性コア平均、
 ケース5…建屋剛性- 2σ 、ケース6…回転ばね低減

(b) 筒身部

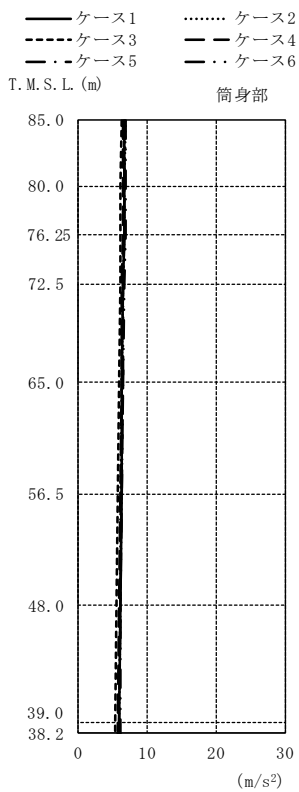
図2-17 最大応答曲げモーメント (Ss-8) (2/2)



T. M. S. L. (m)	鉄塔部					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
80.0	10.5	11.0	11.9	9.94	10.8	11.8
76.25	10.6	11.0	12.0	10.0	10.9	11.9
72.5	10.1	10.3	11.4	9.59	10.3	11.2
65.0	8.83	8.26	9.62	8.38	8.99	9.37
56.5	7.37	6.86	7.50	7.16	7.48	7.60
48.0	6.31	6.63	6.28	6.17	6.40	6.54
40.2	6.60	6.87	5.63	6.50	6.67	6.80
38.2	6.83	6.89	5.74	6.74	6.93	7.12

注：ケース1…工認モデル（基本ケース），ケース2…建屋剛性+ σ ・地盤剛性+ σ ，
 ケース3…建屋剛性- σ ・地盤剛性- σ ，
 ケース4…建屋剛性コア平均，
 ケース5…建屋剛性- 2σ ，ケース6…回転ばね低減

(a) 鉄塔部

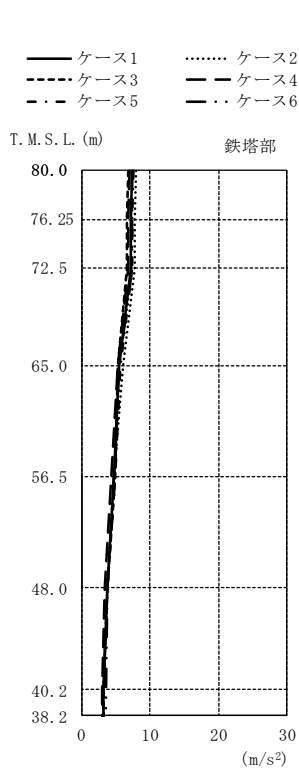


T. M. S. L. (m)	筒身部					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
85.0	6.63	6.79	6.22	6.47	6.74	6.84
80.0	6.62	6.76	6.19	6.46	6.71	6.82
76.25	6.59	6.71	6.15	6.43	6.66	6.79
72.5	6.52	6.58	6.05	6.37	6.58	6.71
65.0	6.38	6.30	5.88	6.23	6.44	6.54
56.5	6.21	6.18	5.66	6.06	6.27	6.35
48.0	6.05	6.09	5.46	5.91	6.12	6.18
39.0	5.89	5.99	5.26	5.75	5.96	6.02
38.2	5.89	5.99	5.26	5.75	5.96	6.02

注：ケース1…工認モデル（基本ケース），ケース2…建屋剛性+ σ ・地盤剛性+ σ ，
 ケース3…建屋剛性- σ ・地盤剛性- σ ，
 ケース4…建屋剛性コア平均，
 ケース5…建屋剛性- 2σ ，ケース6…回転ばね低減

(b) 筒身部

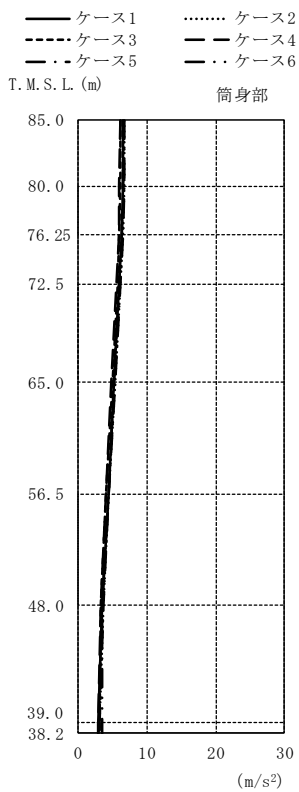
図2-18 最大応答加速度 (Ss-2, 鉛直方向) (1/2)



T. M. S. L. (m)	鉄塔部 (m/s ²)					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
80.0	7.37	8.04	6.82	6.95	7.53	7.46
76.25	7.20	7.87	6.65	6.79	7.35	7.39
72.5	7.17	7.78	6.57	6.75	7.33	7.43
65.0	5.59	5.98	5.28	5.22	5.74	5.58
56.5	4.67	4.83	4.84	4.28	4.84	4.67
48.0	3.72	3.82	3.79	3.42	3.85	3.88
40.2	3.14	3.26	3.20	3.02	3.18	3.55
38.2	3.13	3.25	3.20	3.10	3.25	3.61

注：ケース1…工認モデル（基本ケース），ケース2…建屋剛性+ σ ・地盤剛性+ σ ，
 ケース3…建屋剛性- σ ・地盤剛性- σ ，
 ケース4…建屋剛性コア平均，
 ケース5…建屋剛性- 2σ ，ケース6…回転ばね低減

(a) 鉄塔部

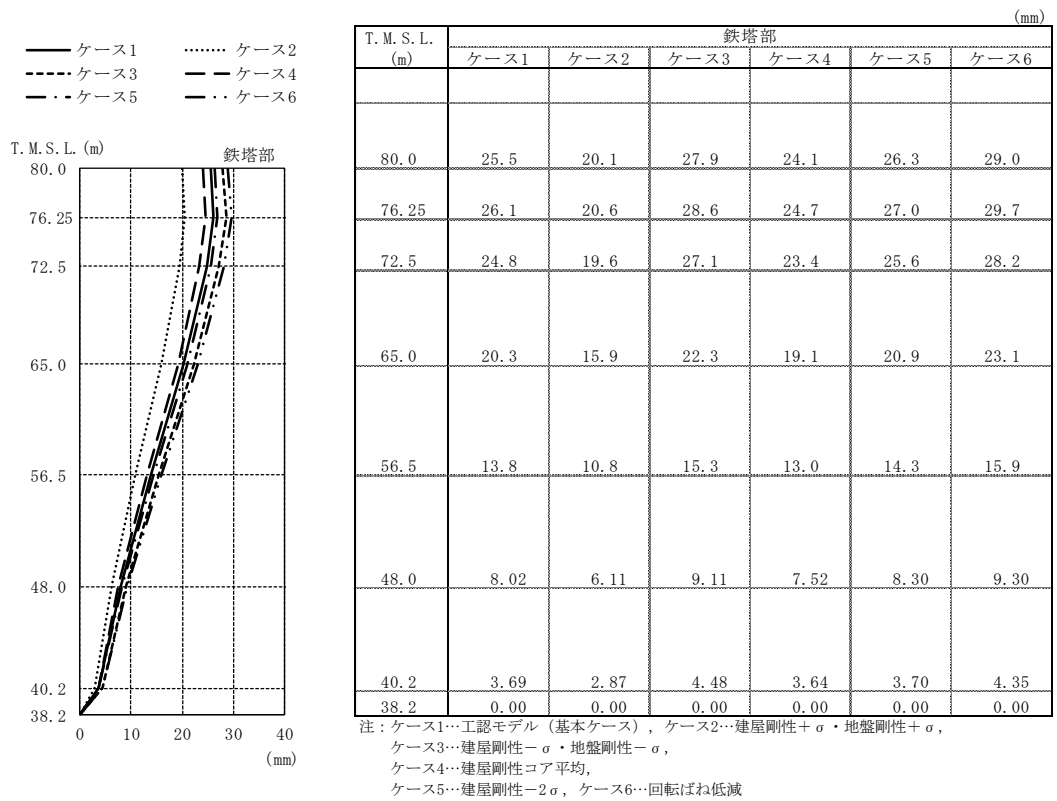


T. M. S. L. (m)	筒身部 (m/s ²)					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
85.0	6.58	6.78	6.23	6.11	6.77	6.58
80.0	6.51	6.70	6.16	6.04	6.69	6.51
76.25	6.38	6.56	6.03	5.92	6.56	6.38
72.5	6.02	6.18	5.69	5.59	6.19	6.02
65.0	5.27	5.40	4.98	4.89	5.44	5.27
56.5	4.39	4.48	4.14	4.06	4.53	4.39
48.0	3.57	3.63	3.36	3.29	3.70	3.58
39.0	3.01	3.14	3.13	2.93	3.05	3.51
38.2	3.01	3.14	3.13	2.92	3.05	3.51

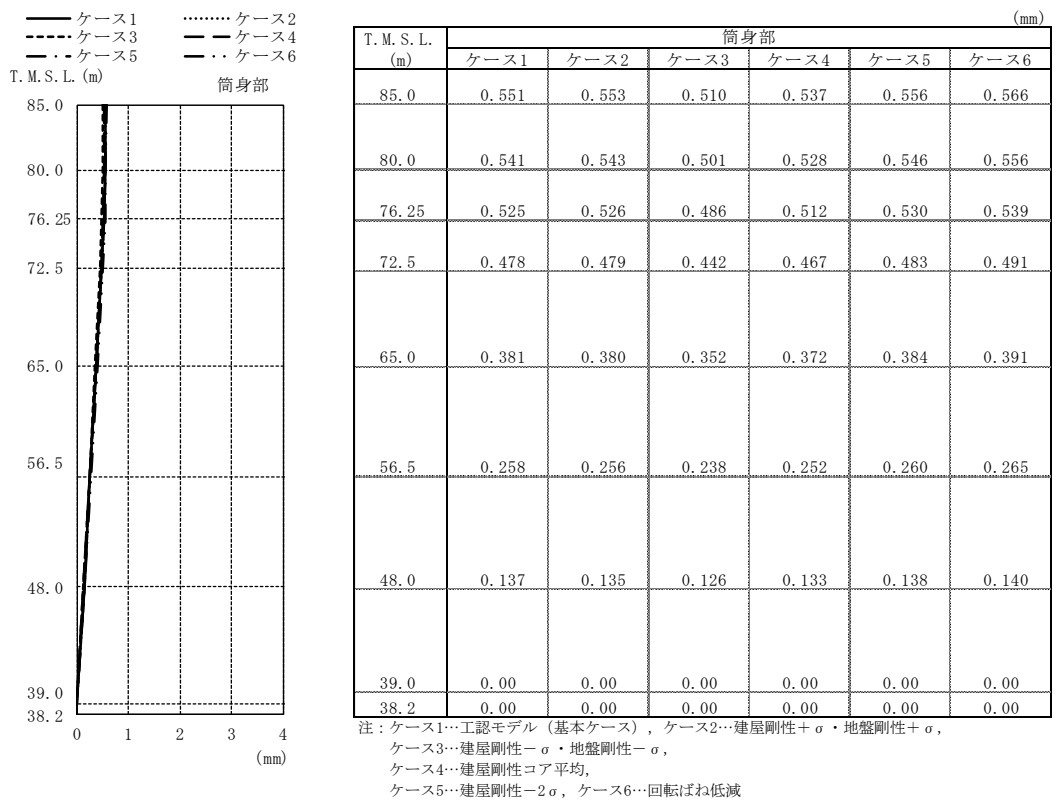
注：ケース1…工認モデル（基本ケース），ケース2…建屋剛性+ σ ・地盤剛性+ σ ，
 ケース3…建屋剛性- σ ・地盤剛性- σ ，
 ケース4…建屋剛性コア平均，
 ケース5…建屋剛性- 2σ ，ケース6…回転ばね低減

(b) 筒身部

図2-18 最大応答加速度 (Ss-8, 鉛直方向) (2/2)

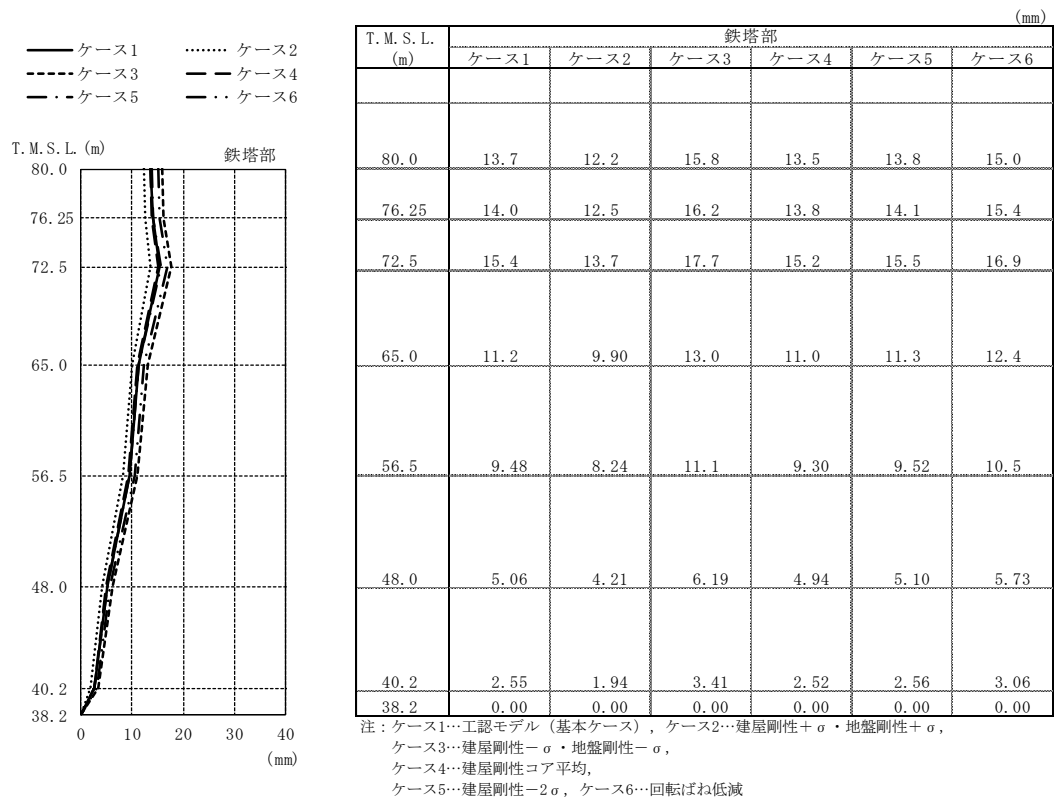


(a) 鉄塔部

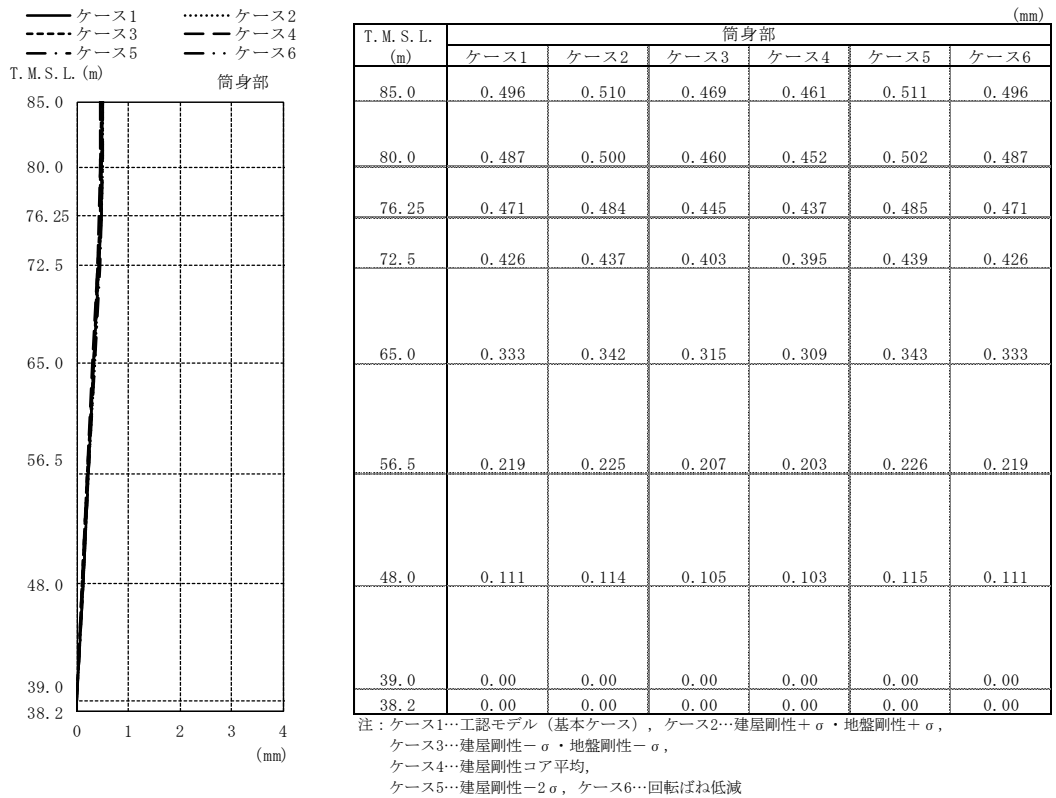


(b) 筒身部

図2-19 最大応答変位 (Ss-2, 鉛直方向) (1/2)

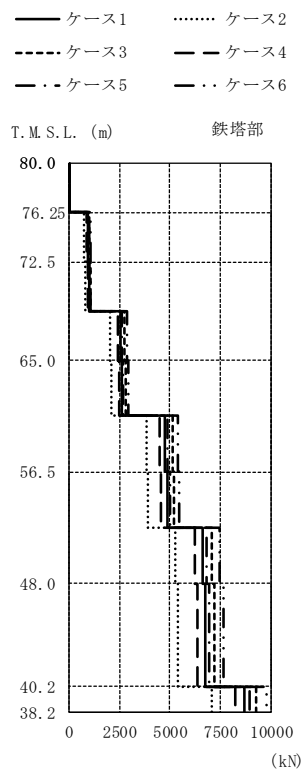


(a) 鉄塔部



(b) 筒身部

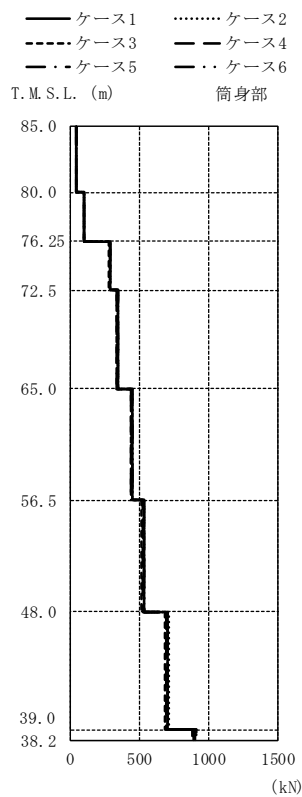
図2-19 最大応答変位 (Ss-8, 鉛直方向) (2/2)



T. M. S. L. (m)	鉄塔部 (kN)					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
80.0						
76.25	20.9	21.4	22.2	20.4	21.0	21.6
72.5	956	772	1030	908	986	1070
68.75	982	794	1060	934	1010	1100
65.0	2560	2060	2760	2420	2640	2880
60.75	2610	2100	2810	2470	2690	2930
56.5	4760	3820	5120	4500	4910	5380
52.25	4850	3900	5210	4590	5000	5470
48.0	6600	5280	7060	6230	6800	7460
40.2	6760	5400	7220	6390	6960	7630
38.2	8720	7070	9240	8260	8970	9770

注：ケース1…工認モデル（基本ケース），ケース2…建屋剛性+ σ ・地盤剛性+ σ ，
 ケース3…建屋剛性- σ ・地盤剛性- σ ，
 ケース4…建屋剛性コア平均，
 ケース5…建屋剛性- 2σ ，ケース6…回転ばね低減

(a) 鉄塔部 主柱材包絡

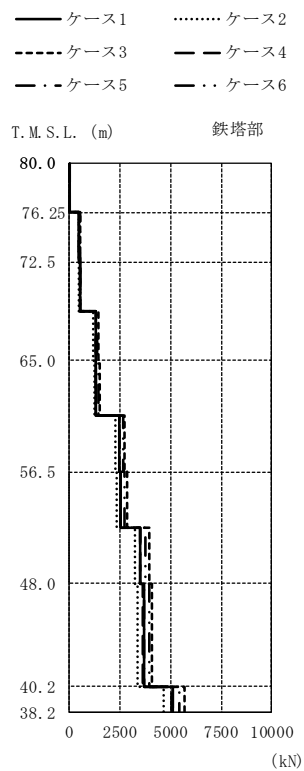


T. M. S. L. (m)	筒身部 (kN)					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
85.0						
80.0	43.5	43.9	42.4	42.9	43.8	43.5
76.25	102	103	99.4	100	103	102
72.5	287	290	280	283	289	287
65.0	343	346	334	338	345	343
56.5	446	450	434	439	448	446
48.0	530	535	517	523	533	530
39.0	702	708	684	692	706	702
38.2	904	910	881	893	909	904

注：ケース1…工認モデル（基本ケース），ケース2…建屋剛性+ σ ・地盤剛性+ σ ，
 ケース3…建屋剛性- σ ・地盤剛性- σ ，
 ケース4…建屋剛性コア平均，
 ケース5…建屋剛性- 2σ ，ケース6…回転ばね低減

(b) 筒身部

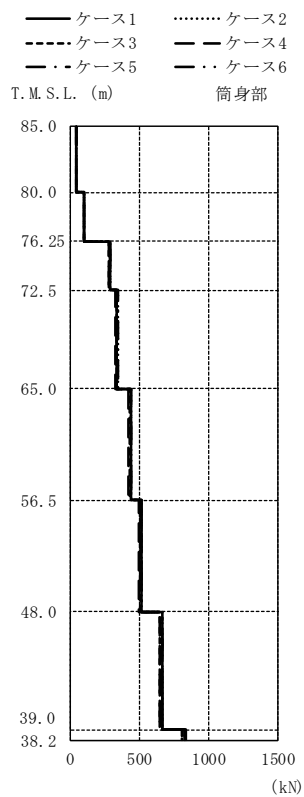
図2-20 最大応答軸力 (Ss-2) (1/2)



T. M. S. L. (m)	鉄塔部 (kN)					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
80.0						
76.25	18.1	18.7	17.6	17.6	18.2	18.0
72.5	484	450	540	481	488	523
68.75	503	470	559	500	507	543
65.0	1280	1190	1440	1280	1290	1390
60.75	1330	1230	1480	1320	1330	1440
56.5	2470	2270	2750	2460	2470	2660
52.25	2550	2350	2830	2540	2550	2750
48.0	3530	3230	3920	3500	3530	3780
40.2	3670	3360	4060	3630	3670	3920
38.2	5120	4670	5670	5050	5130	5440

注：ケース1…工認モデル（基本ケース），ケース2…建屋剛性+ σ ・地盤剛性+ σ ，
 ケース3…建屋剛性- σ ・地盤剛性- σ ，
 ケース4…建屋剛性コア平均，
 ケース5…建屋剛性- 2σ ，ケース6…回転ばね低減

(a) 鉄塔部 主柱材包絡



T. M. S. L. (m)	筒身部 (kN)					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
85.0						
80.0	43.2	43.7	42.3	42.0	43.7	43.2
76.25	101	102	99.0	98.3	102	101
72.5	284	287	277	276	287	283
65.0	338	342	331	329	342	338
56.5	435	439	426	423	440	435
48.0	511	516	501	497	517	511
39.0	661	666	648	644	668	661
38.2	822	828	808	804	830	822

注：ケース1…工認モデル（基本ケース），ケース2…建屋剛性+ σ ・地盤剛性+ σ ，
 ケース3…建屋剛性- σ ・地盤剛性- σ ，
 ケース4…建屋剛性コア平均，
 ケース5…建屋剛性- 2σ ，ケース6…回転ばね低減

(b) 筒身部

図2-20 最大応答軸力 (Ss-8) (2/2)

表2-2 制震装置（オイルダンパー）の最大応答値及び許容値

(a) Ss-2

	オイルダンパーの最大応答値						許容値
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	
速度 (m/s)	1.74	1.53	1.91	1.70	1.76	1.90	2.60
変位 (mm)	133	114	149	130	135	146	175

(b) Ss-8

	オイルダンパーの最大応答値						許容値
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	
速度 (m/s)	1.42	1.30	1.58	1.40	1.43	1.53	2.60
変位 (mm)	117	104	132	115	118	126	175

別紙3-3 減衰をレーリー減衰にした場合の地震応答解析結果

目 次

1. 概要	別紙 3-3-1
2. 地震応答解析結果	別紙 3-3-2

1. 概要

V-2-7-2-1「主排気筒の耐震性についての計算書」では、減衰を剛性比例型減衰（鉄塔部の水平方向1次固有振動数に対し、鉄骨造は2%、鉄筋コンクリート造（基礎）は5%を設定）とした地震応答解析について示している。

本資料では、減衰をレーリー減衰にした場合の地震応答解析を行い、剛性比例型減衰の解析結果と比べることで、V-2-7-2-1「主排気筒の耐震性についての計算書」における減衰設定の妥当性を確認する。詳細には、以下に示す検討を実施する。

- ・ Ss-1を用いたケース1（基本ケース）に対する検討
- ・ Ss-2を用いたケース6（回転ばね低減）に対する検討

Ss-1を用いたケース1（基本ケース）に対する検討では、全周期帯の応答が大きく、耐震評価への影響も大きい基準地震動Ss-1を用いた基本ケースを選定し、減衰の違いによる影響を確認することを目的とする。

Ss-2を用いたケース6（回転ばね低減）に対する検討では、V-2-7-2-1「主排気筒の耐震性についての計算書」における断面算定結果（検定値）が最も厳しくなる検討ケースを対象に、減衰をレーリー減衰にした場合においても断面算定結果が許容値を超過しないことを確認することを目的とする。

なお、入力地震動は、別紙3「地震応答解析における原子炉建屋の材料物性の不確かさに関する検討」に基づき、Ss-1は、2方向（3成分）（NS方向（並進・回転）及び鉛直方向）同時入力とし、Ss-2は、3方向（5成分）（水平2方向（並進・回転）及び鉛直方向）同時入力とする。

また、固有値解析結果は、別紙3「地震応答解析における原子炉建屋の材料物性の不確かさに関する検討」に示すケース1（基本ケース）と同一である。

2. 地震応答解析結果

固有値解析結果を表2-1に、減衰の設定方法を図2-1に、解析ケースを表2-2に示す。

レーリー減衰は、主排気筒の応答に影響の大きい鉄塔NS方向の1次振動数（3.69Hz）と主要モード（鉄塔水平2次）が存在する12.0Hzに対し、鋼材の減衰定数（2%）となるように設定した。

減衰をレーリー減衰にした場合の基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果を図2-2～図2-15に示す。なお、図2-8、図2-9、図2-14及び図2-15では、以下の支柱材の最大応力を包絡したものを「鉄塔部 支柱材包絡」として示す。

- ・原子炉建屋の R_1 通りと R_C 通りの交点に位置する支柱材
- ・原子炉建屋の R_1 通りと R_D 通りの交点に位置する支柱材
- ・原子炉建屋の R_2 通りと R_C 通りの交点に位置する支柱材
- ・原子炉建屋の R_2 通りと R_D 通りの交点に位置する支柱材

また、制震装置（オイルダンパー）の最大応答値及び許容値を表2-3に、地震応答解析結果に基づく断面算定結果を表2-4に示す。

減衰をレーリー減衰にした場合の地震応答解析結果は剛性比例型減衰に比べ、一部の応答は大きくなるものの、制震装置（オイルダンパー）の最大応答値は許容値以下であり、減少傾向にある。

また、各部材の断面算定結果について、 S_s-1 を用いたケース1（基本ケース）に対する検討では、筒身部B-C間を除き、レーリー減衰の断面算定結果（検定値）は剛性比例型減衰の断面算定結果（検定値）以下となっている。なお、筒身部B-C間についても検定値が0.71（剛性比例型減衰）から0.72（レーリー減衰）に増加してはいるものの、その影響は軽微である。

一方で、 S_s-2 を用いたケース6（回転ばね低減）に対する検討では、剛性比例型減衰に比べレーリー減衰の検定値が大きくなる部材がいくつかあり、検定値の変動は筒身部が大きい傾向である。しかしながら、筒身部のうち、レーリー減衰の検定値が最大となるB-C間において、検定値は0.83（剛性比例型減衰）及び0.87（レーリー減衰）と変動は小さく、いずれも裕度は確保されている。また、全部材中で最も検定値が大きくなる支柱材D-E間について、剛性比例型減衰では検定値は0.99であったが、レーリー減衰では検定値は0.95まで低減している。

以上より、減衰をレーリー減衰にした場合についても耐震性に影響がないことを確認するとともに、V-2-7-2-1「主排気筒の耐震性についての計算書」における減衰設定が妥当であることを確認した。

表2-1 固有値解析結果（水平方向）

方向	固有モード	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)	刺激係数		
				X (NS方向)	Y (EW方向)	Z (鉛直方向)
NS	筒身1次	0.98	1.021	1.528	0.000	0.000
	筒身2次	6.63	0.151	-1.201	0.000	0.000
	鉄塔1次	3.69	0.271	-1.616	0.000	0.000
	鉄塔2次	10.74	0.093	1.067	0.000	0.001
EW	筒身1次	0.98	1.018	0.000	1.511	0.000
	筒身2次	6.67	0.150	0.000	-1.186	0.000
	鉄塔1次	3.71	0.269	0.000	-1.538	0.000
	鉄塔2次	11.15	0.090	0.000	1.035	0.000

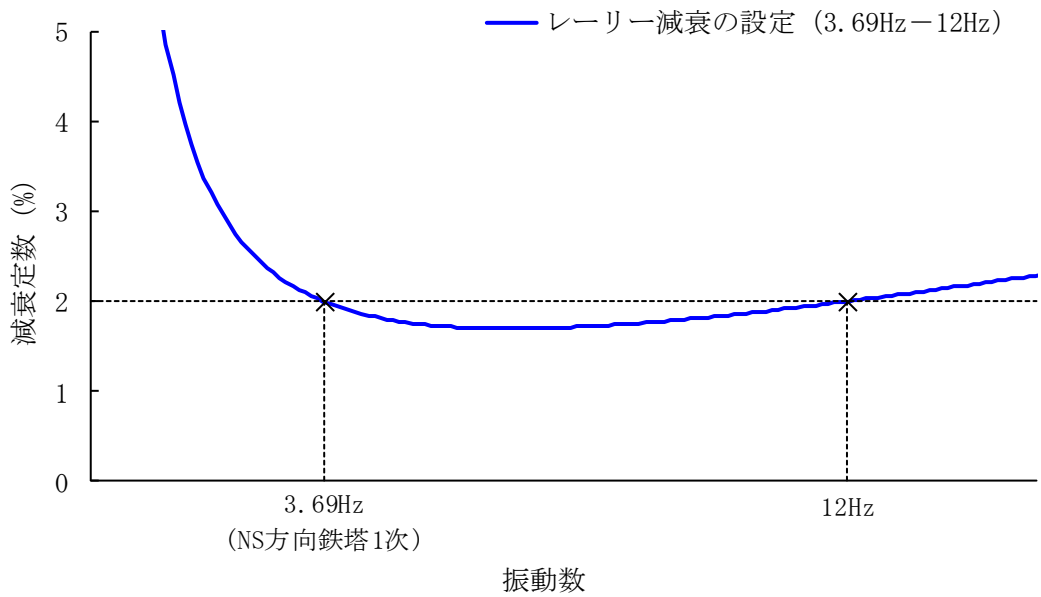


図2-1 減衰の設定方法

表2-2 検討ケース

(a) Ss-1を用いたケース1（基本ケース）に対する検討

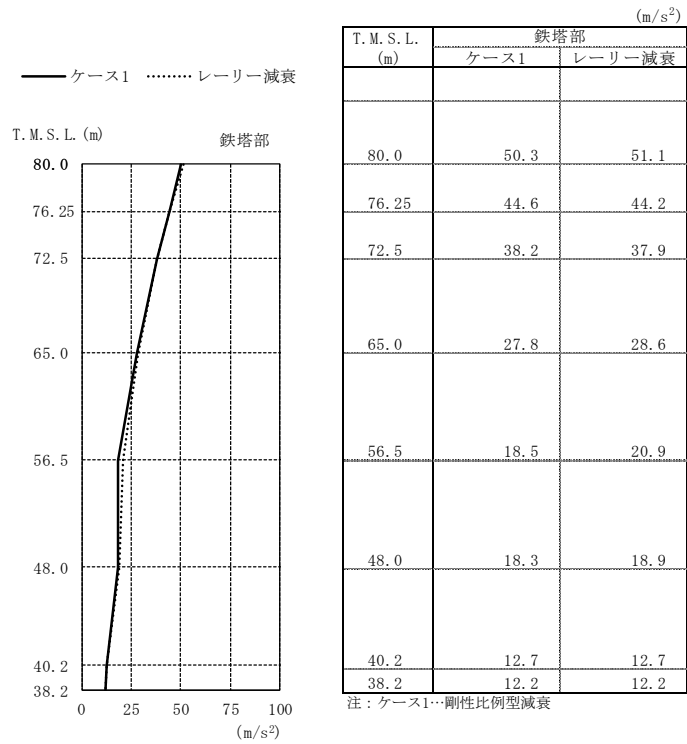
検討ケース	地震動	建屋応答の不確かさ（基本ケース）			減衰	備考
		コンクリート剛性	回転ばね定数	地盤剛性		
①ケース1 （工認モデル）	Ss-1	実強度 (43.1N/mm ²)	100%	標準地盤	剛性比例型	計算書* 記載
レーリー減衰	Ss-1	実強度 (43.1N/mm ²)	100%	標準地盤	<u>レーリー</u>	

(b) Ss-2を用いたケース6（回転ばね低減）に対する検討

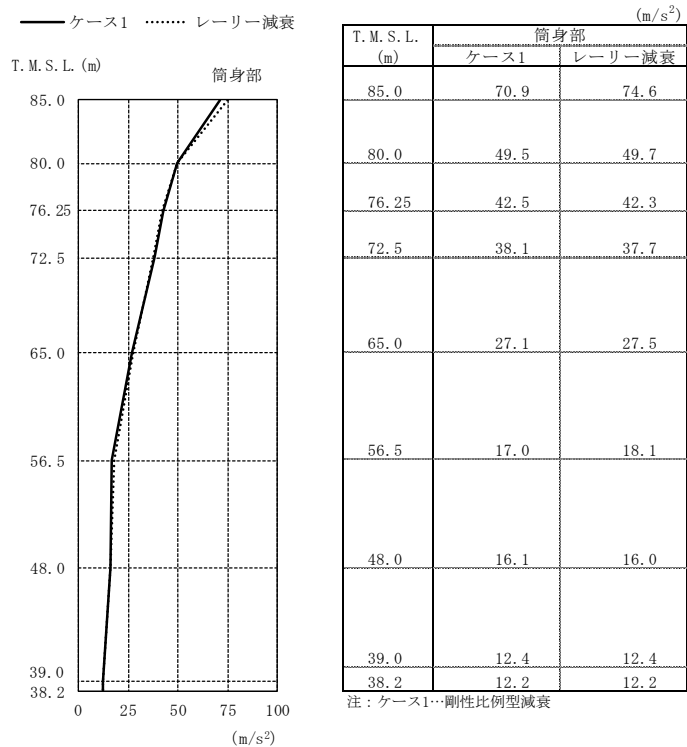
検討ケース	地震動	建屋応答の不確かさ（ケース6）			減衰	備考
		コンクリート剛性	回転ばね定数	地盤剛性		
⑥ケース6 （回転ばね低減）	Ss-2	実強度 (43.1N/mm ²)	50%	標準地盤	剛性比例型	計算書* 記載
レーリー減衰	Ss-2	実強度 (43.1N/mm ²)	50%	標準地盤	<u>レーリー</u>	

注：下線部は，V-2-7-2-1「主排気筒の耐震性についての計算書」記載ケースとの差異を示す。

注記*：「計算書」とは，V-2-7-2-1「主排気筒の耐震性についての計算書」を指す。

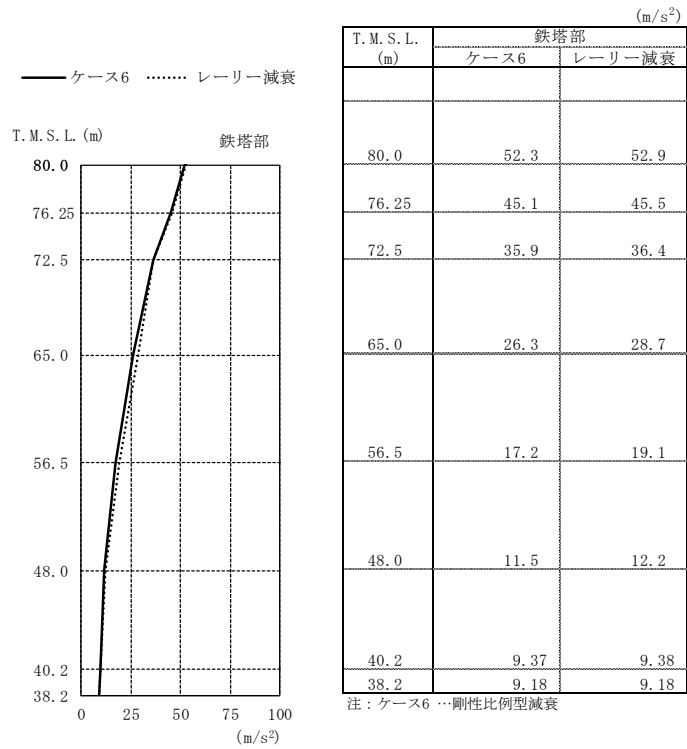


(a) 鉄塔部

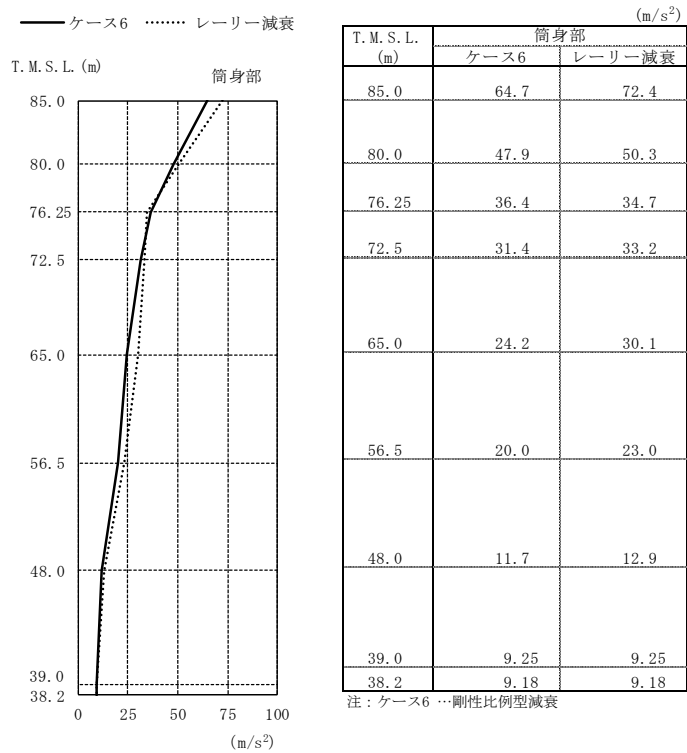


(b) 筒身部

図2-2 最大応答加速度 (S_s-1を用いたケース1 (基本ケース) に対する検討, NS方向)

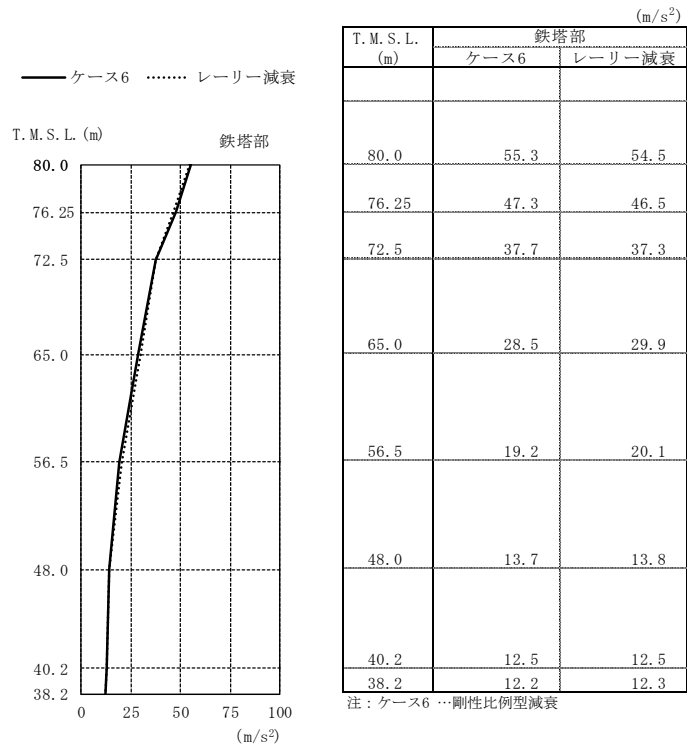


(a) 鉄塔部

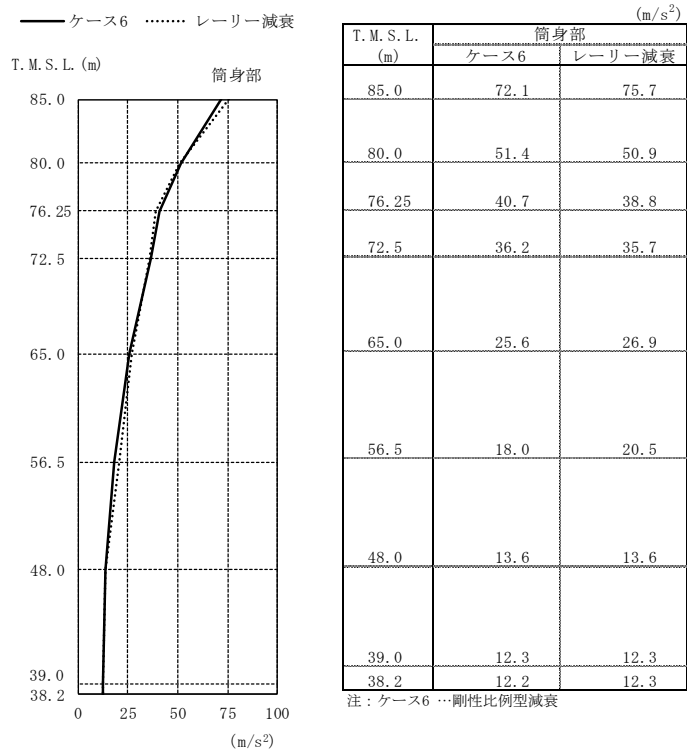


(b) 筒身部

図2-3 最大応答加速度 (Ss-2を用いたケース6 (回転ばね低減) に対する検討, NS方向)

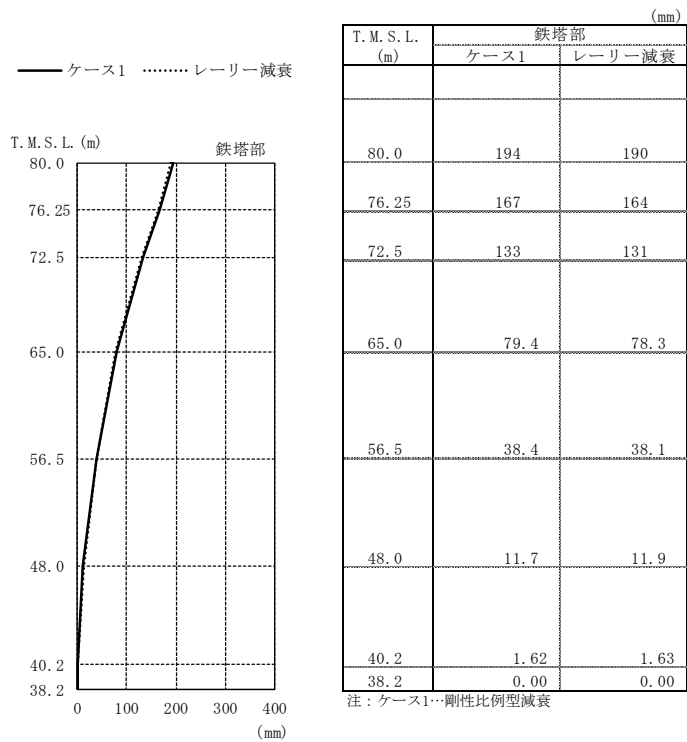


(a) 鉄塔部

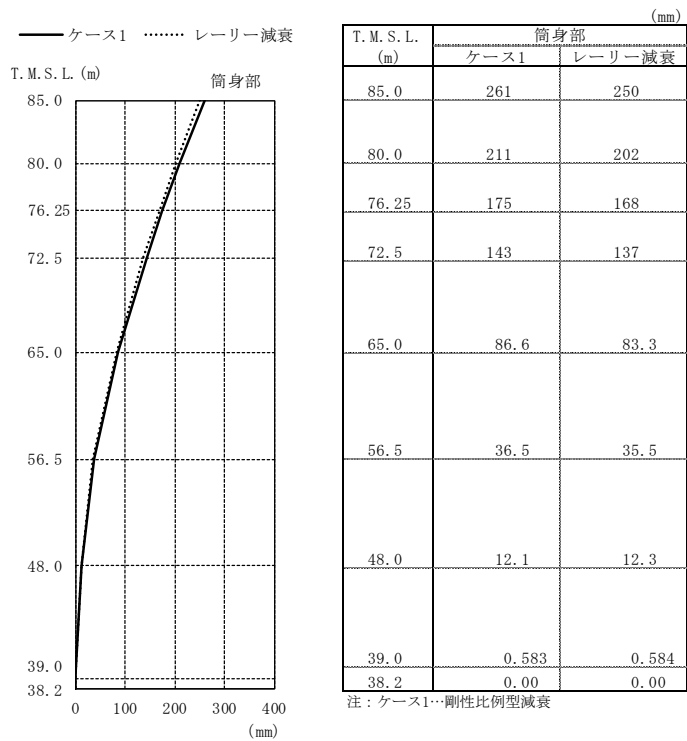


(b) 筒身部

図2-4 最大応答加速度 (Ss-2を用いたケース6 (回転ばね低減) に対する検討, EW方向)

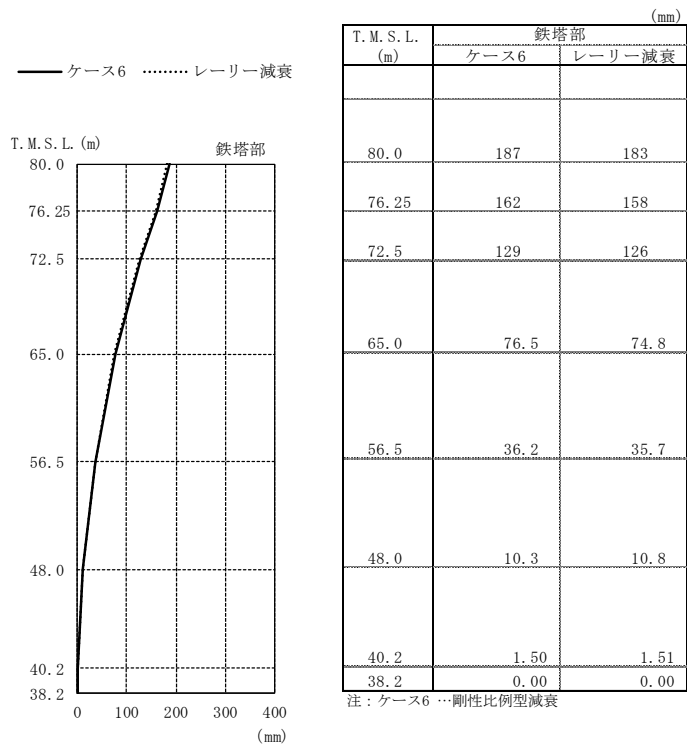


(a) 鉄塔部

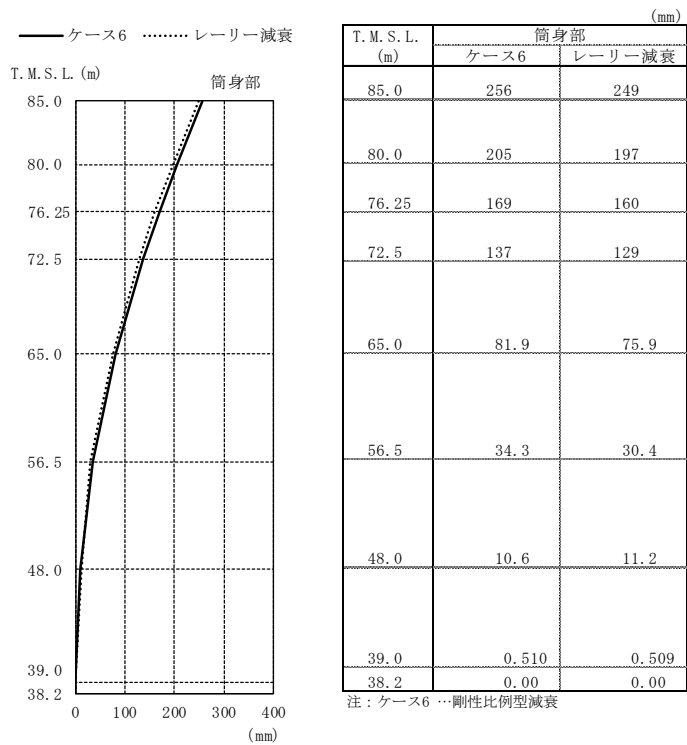


(b) 筒身部

図2-5 最大応答変位 (Ss-1を用いたケース1 (基本ケース) に対する検討, NS方向)

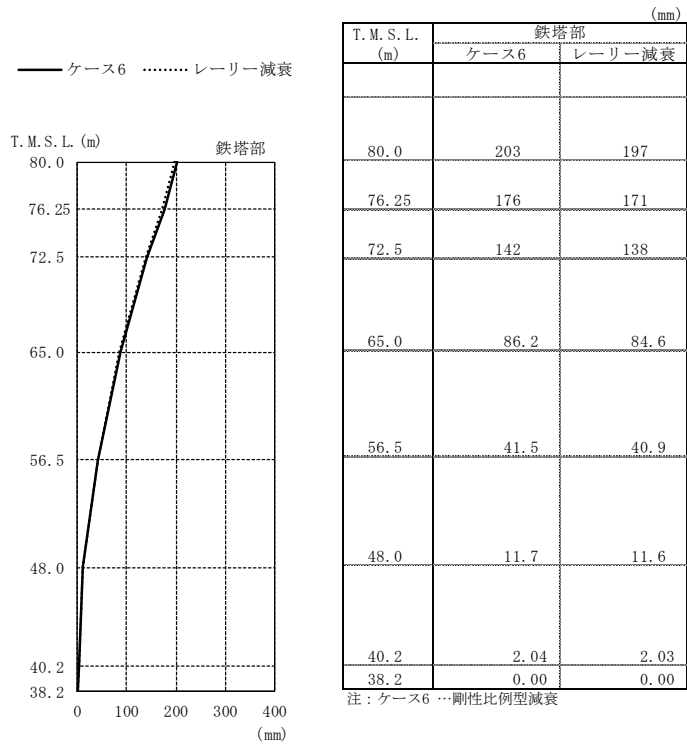


(a) 鉄塔部

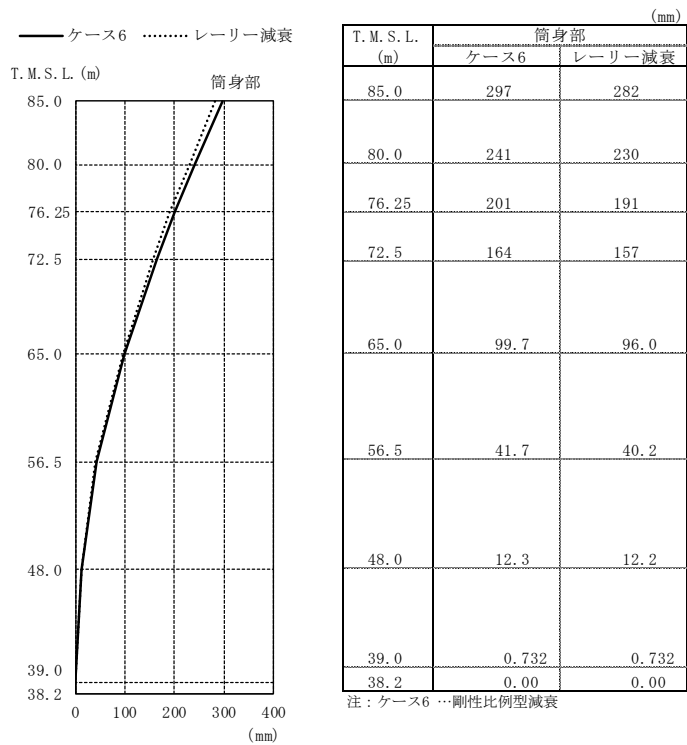


(b) 筒身部

図2-6 最大応答変位 (Ss-2を用いたケース6 (回転ばね低減) に対する検討, NS方向)

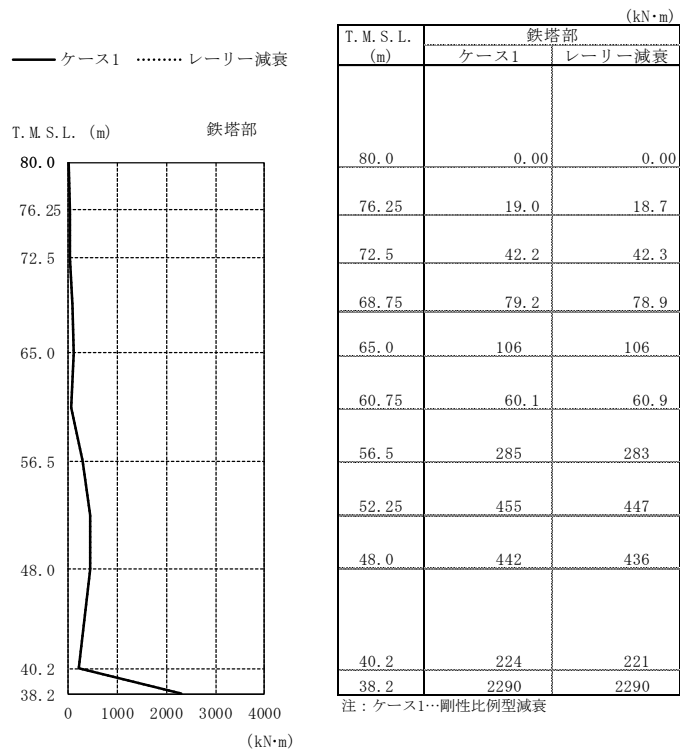


(a) 鉄塔部

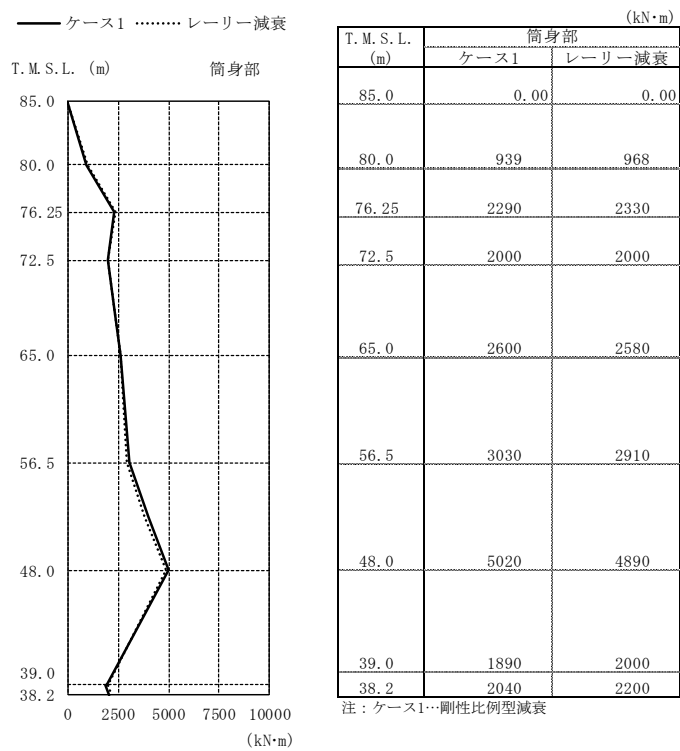


(b) 筒身部

図2-7 最大応答変位 (Ss-2を用いたケース6 (回転ばね低減) に対する検討, EW方向)

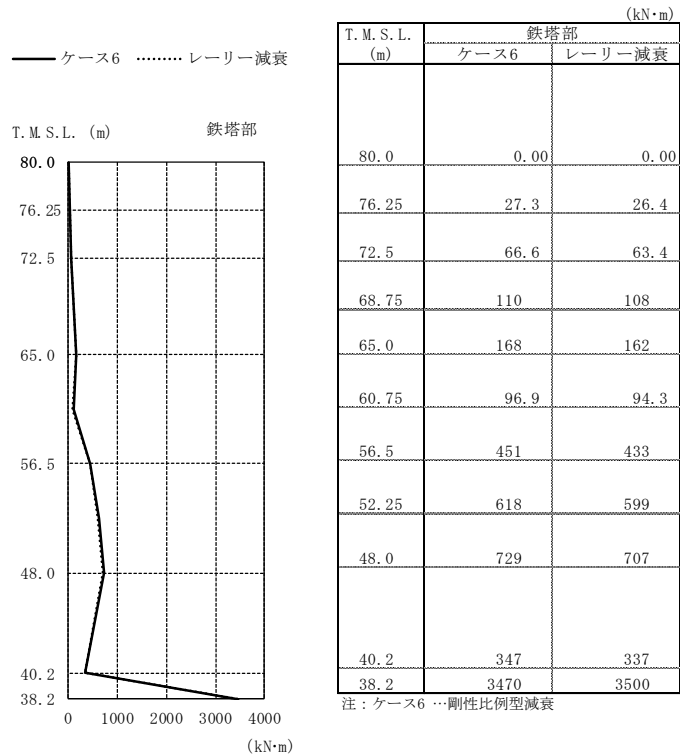


(a) 鉄塔部 主柱材包絡

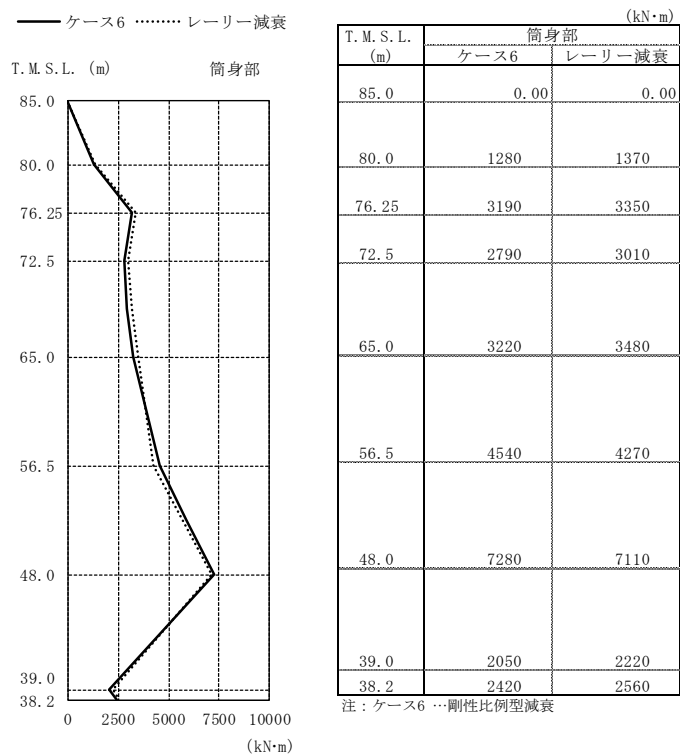


(b) 筒身部

図2-8 最大応答曲げモーメント (Ss-1を用いたケース1 (基本ケース) に対する検討)

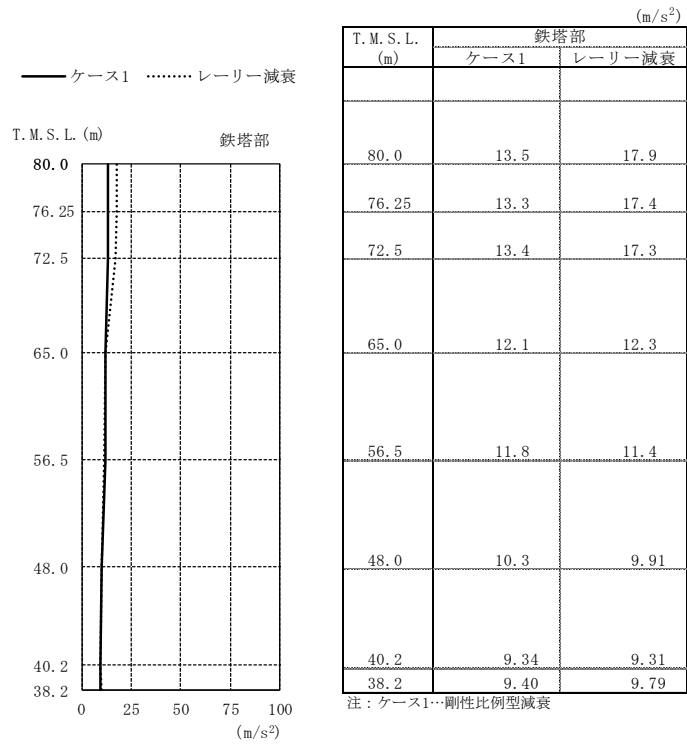


(a) 鉄塔部 主柱材包絡

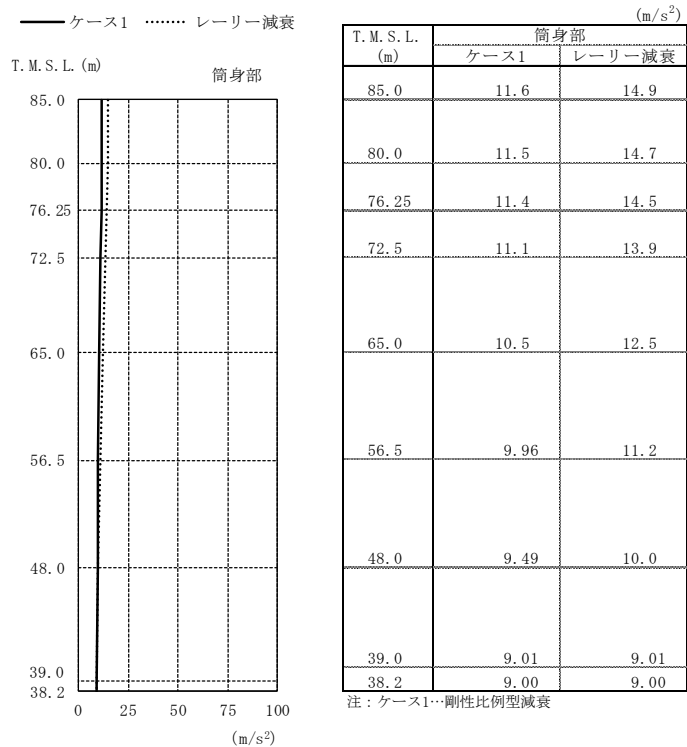


(b) 筒身部

図2-9 最大応答曲げモーメント (Ss-2を用いたケース6 (回転ばね低減) に対する検討)

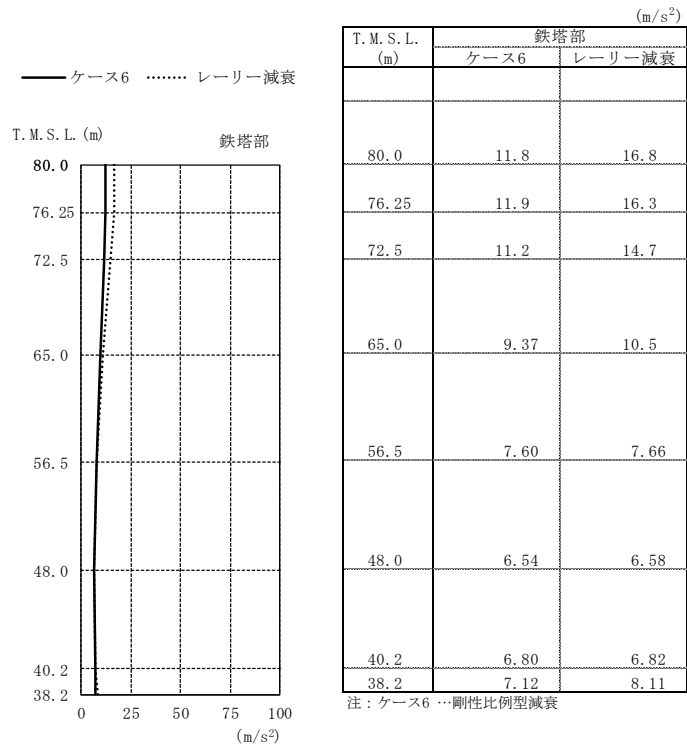


(a) 鉄塔部

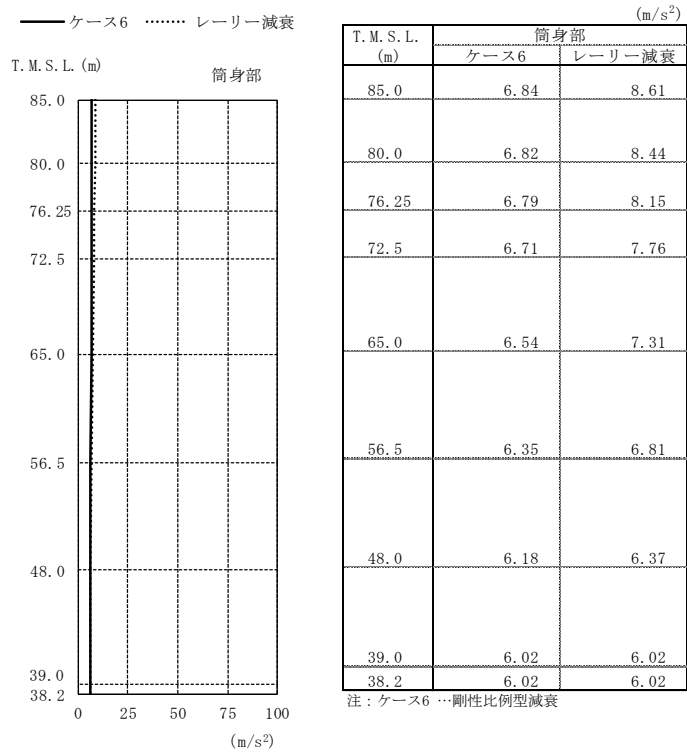


(b) 筒身部

図2-10 最大応答加速度 (Ss-1を用いたケース1 (基本ケース) に対する検討, 鉛直方向)



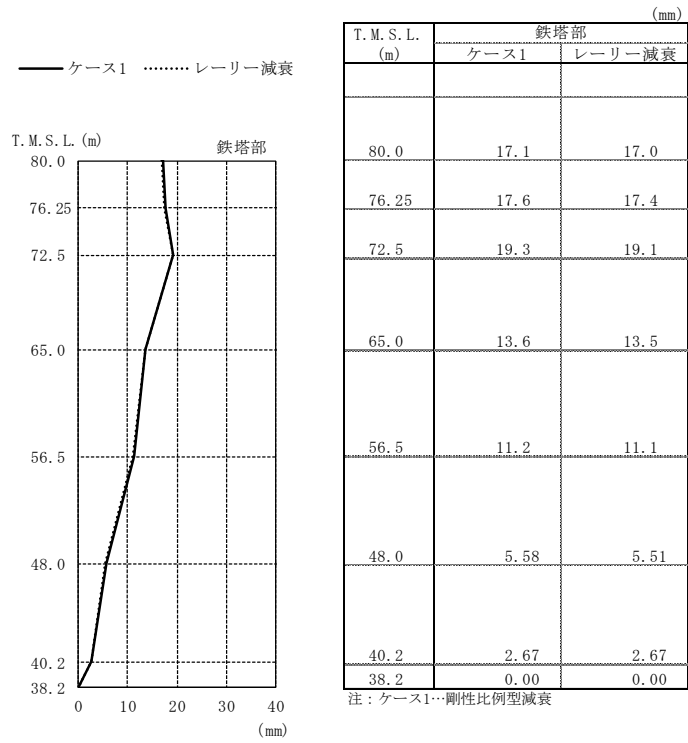
(a) 鉄塔部



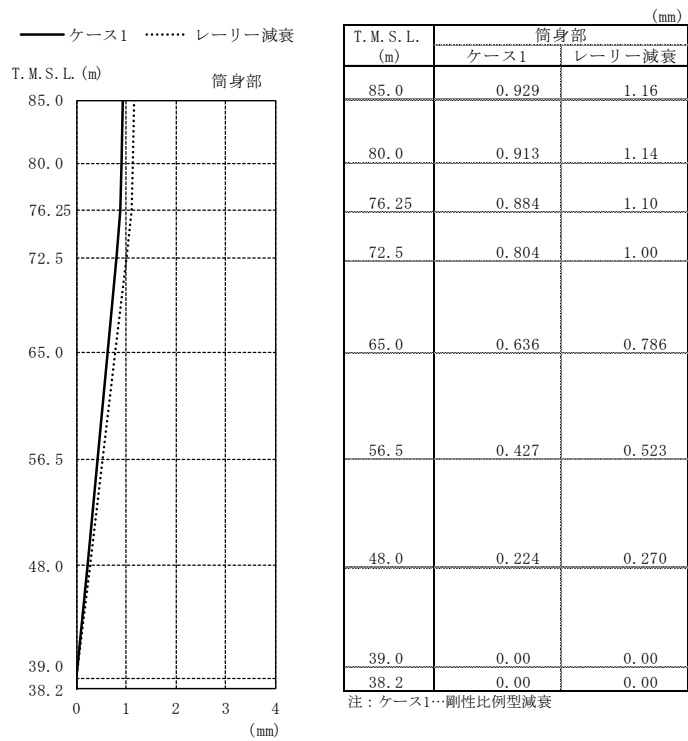
(b) 筒身部

図2-11 最大応答加速度

(Ss-2を用いたケース6 (回転ばね低減) に対する検討, 鉛直方向)

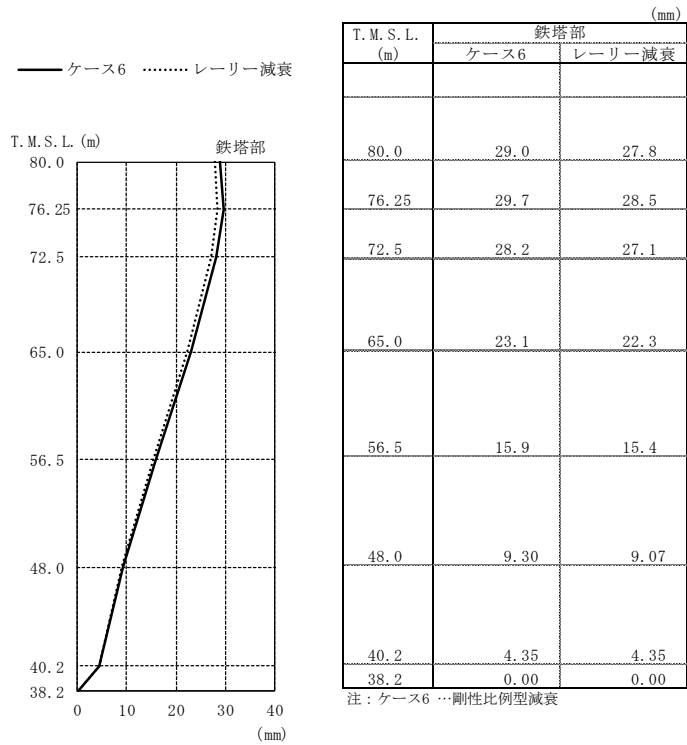


(a) 鉄塔部

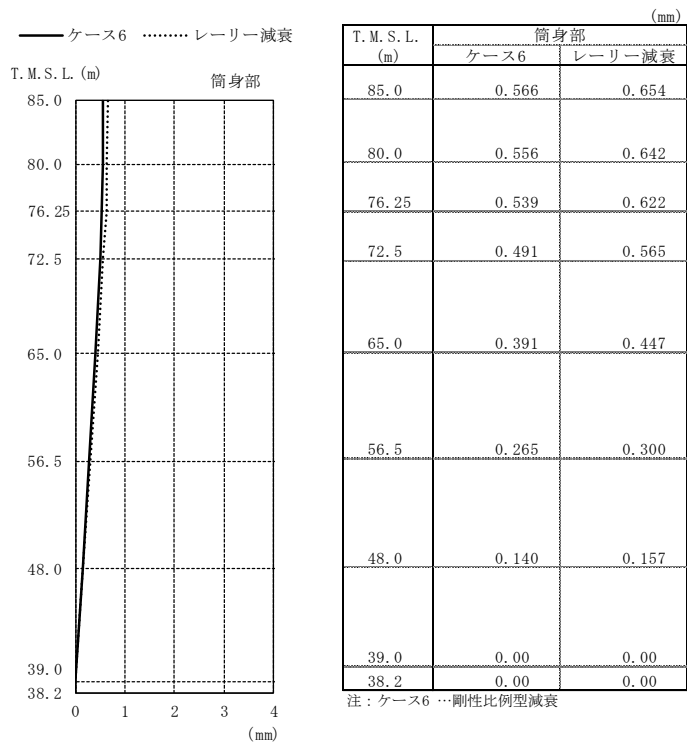


(b) 筒身部

図2-12 最大応答変位 (Ss-1を用いたケース1 (基本ケース) に対する検討, 鉛直方向)

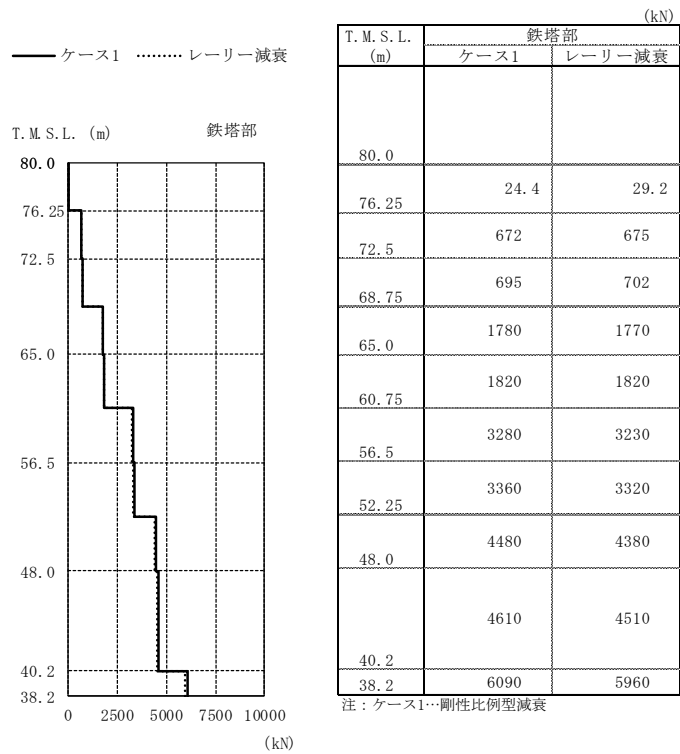


(a) 鉄塔部

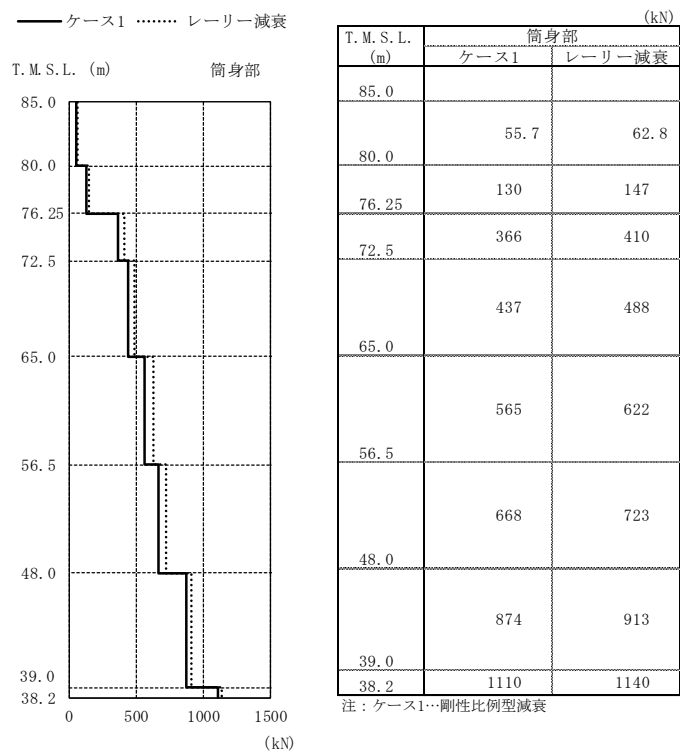


(b) 筒身部

図2-13 最大応答変位 (Ss-2を用いたケース6 (回転ばね低減) に対する検討, 鉛直方向)

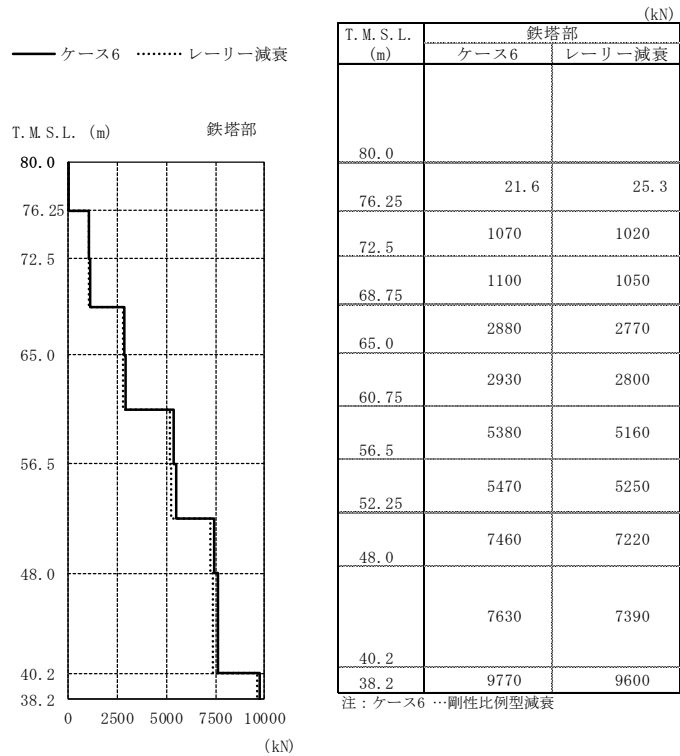


(a) 鉄塔部 主柱材包絡

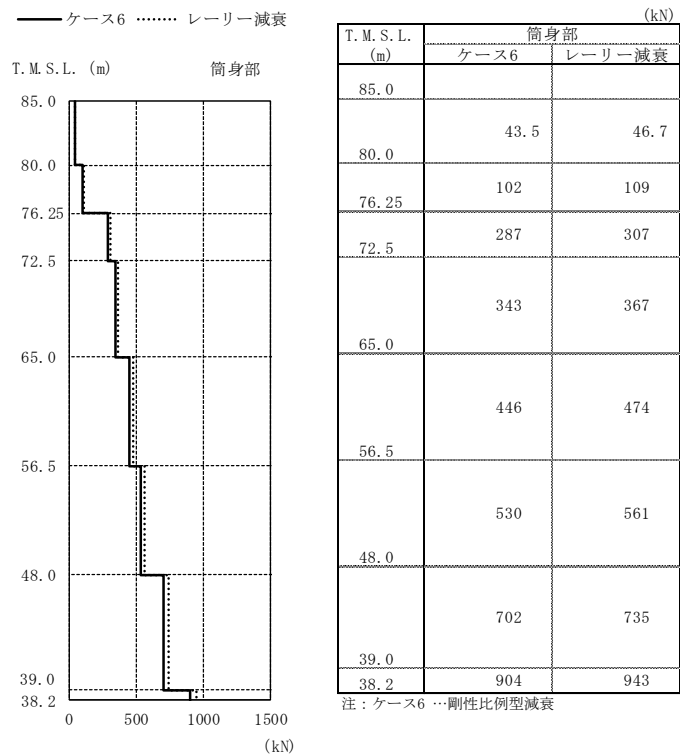


(b) 筒身部

図2-14 最大応答軸力 (Ss-1を用いたケース1 (基本ケース) に対する検討)



(a) 鉄塔部 主柱材包絡



(b) 筒身部

図2-15 最大応答軸力 (Ss-2を用いたケース6 (回転ばね低減) に対する検討)

表2-3 制震装置（オイルダンパー）の最大応答値及び許容値

	オイルダンパーの最大応答値				許容値
	Ss-1 を用いた ケース 1（基本ケース） に対する検討		Ss-2 を用いた ケース 6（回転ばね低減） に対する検討		
	剛性比例型 減衰	レーリー 減衰	剛性比例型 減衰	レーリー 減衰	
速度 (m/s)	1.91	1.86	1.90	1.79	2.60
変位 (mm)	124	118	146	139	175

表2-4 (1/2) 断面算定結果

(a) 主柱材

標高 T. M. S. L. (m)	部材間	Ss-1を用いたケース1 (基本ケース) に対する検討						Ss-2を用いたケース6 (回転ばね低減) に対する検討					
		剛性比例型減衰			レーリー減衰			剛性比例型減衰			レーリー減衰		
		評価用応力		$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	評価用応力		$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	評価用応力		$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	評価用応力		$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$
		N (kN)	M (kN・m)		N (kN)	M (kN・m)		N (kN)	M (kN・m)		N (kN)	M (kN・m)	
80.0	B-C	24.4	19.0	0.14	29.2	18.7	0.14	21.6	27.3	0.19	25.3	26.4	0.18
72.5	C-D	695	79.2	0.54	702	78.9	0.54	1100	110	0.79	1050	108	0.77
65.0	D-E	1820	106	0.62	1820	106	0.62	2930	168	0.99	2800	162	0.95
56.5	E-F	3360	455	0.62	3320	447	0.61	5470	618	0.93	5250	599	0.90
48.0	F-G	4610	455	0.52	4510	447	0.51	7630	729	0.84	7390	707	0.81

注：断面算定方法は、V-2-7-2-1「主排気筒の耐震性についての計算書」に基づく。

(b) 斜材

標高 T. M. S. L. (m)	部材間	Ss-1を用いたケース1 (基本ケース) に対する検討				Ss-2を用いたケース6 (回転ばね低減) に対する検討			
		剛性比例型減衰		レーリー減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
		評価用応力		N (kN)	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	評価用応力		N (kN)	$\frac{\sigma_c}{f_c}$
		N (kN)	$\frac{\sigma_c}{f_c}$			N (kN)	$\frac{\sigma_c}{f_c}$		
80.0	B-C	655	0.73	646	0.72	633	0.71	611	0.69
72.5	C-D	758	0.49	746	0.48	738	0.47	713	0.46
65.0	D-E	942	0.33	928	0.33	968	0.34	932	0.33
56.5	E-F	1100	0.21	1090	0.21	1130	0.22	1120	0.22
48.0	F-G	1210	0.14	1230	0.14	1360	0.16	1430	0.17

注：断面算定方法は、V-2-7-2-1「主排気筒の耐震性についての計算書」に基づく。

(c) 水平材

標高 T. M. S. L. (m)	部材位置	Ss-1を用いたケース1 (基本ケース) に対する検討				Ss-2を用いたケース6 (回転ばね低減) に対する検討			
		剛性比例型減衰		レーリー減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
		評価用応力		N (kN)	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	評価用応力		N (kN)	$\frac{\sigma_c}{f_c}$
		N (kN)	$\frac{\sigma_c}{f_c}$			N (kN)	$\frac{\sigma_c}{f_c}$		
80.0	B	58.7	0.08	58.8	0.08	63.6	0.09	62.3	0.09
72.5	C	73.2	0.12	73.0	0.12	92.9	0.15	90.9	0.14
65.0	D	139	0.10	139	0.10	178	0.12	181	0.13
56.5	E	207	0.15	205	0.15	326	0.24	325	0.24
48.0	F	220	0.11	215	0.11	325	0.16	306	0.15

注：断面算定方法は、V-2-7-2-1「主排気筒の耐震性についての計算書」に基づく。

表2-4 (2/2) 断面算定結果

(d) 筒身部

標高 T. M. S. L. (m)	部材間	Ss-1を用いたケース1 (基本ケース) に対する検討						Ss-2を用いたケース6 (回転ばね低減) に対する検討					
		剛性比例型減衰			レーリー減衰			剛性比例型減衰			レーリー減衰		
		評価用応力		$\frac{\sigma_c}{c f_{cr}} + \frac{\sigma_b}{b f_{cr}}$	評価用応力		$\frac{\sigma_c}{c f_{cr}} + \frac{\sigma_b}{b f_{cr}}$	評価用応力		$\frac{\sigma_c}{c f_{cr}} + \frac{\sigma_b}{b f_{cr}}$	評価用応力		$\frac{\sigma_c}{c f_{cr}} + \frac{\sigma_b}{b f_{cr}}$
N (kN)	M (kN・m)	N (kN)	M (kN・m)		N (kN)	M (kN・m)		N (kN)	M (kN・m)				
85.0	A-B	24.2	938	0.29	25.1	967	0.29	21.7	1090	0.33	21.7	1160	0.35
80.0	B-C	163	2290	0.71	168	2330	0.72	152	2720	0.83	148	2850	0.87
72.5	C-D	227	2290	0.72	209	2290	0.72	203	2450	0.77	206	2650	0.83
65.0	D-E	301	3020	0.57	314	2910	0.55	256	3630	0.67	274	3510	0.65
56.5	E-F	282	3980	0.73	292	3830	0.71	396	4570	0.85	421	4410	0.82
48.0	F-G	379	5020	0.50	381	4890	0.49	539	5660	0.57	562	5530	0.56
39.0													

注：断面算定方法は、V-2-7-2-1「主排気筒の耐震性についての計算書」に基づき、時刻歴断面算定結果を示す。

別紙 4 地震荷重と風荷重を重畳させた場合の影響検討

目 次

1. 概要	別紙 4-1
2. 解析方針	別紙 4-2
2.1 解析モデル	別紙 4-2
2.2 風荷重	別紙 4-5
3. 断面算定結果（検定値）に基づく影響評価	別紙 4-7

1. 概要

本資料は主排気筒に対し、地震荷重に加えて風荷重（風速4.1m/s及び16.0m/s）を重畳させた場合の耐震性に関する裕度を示すものである。詳細には、以下に示す検討を実施する。

- ・ S_s-1を用いたケース1（基本ケース）に対する検討
- ・ S_s-2を用いたケース6（回転ばね低減）に対する検討

S_s-1を用いたケース1（基本ケース）に対する検討では、建屋応答の不確かさを含めた各入力地震動の代表として、全周期帯の応答が大きく、耐震評価への影響も大きい基準地震動 S_s-1を用いた基本ケースを選定し、地震荷重と風荷重を重畳させた場合の影響を確認することを目的とする。

S_s-2を用いたケース6（回転ばね低減）に対する検討では、V-2-7-2-1「主排気筒の耐震性についての計算書」における断面算定結果が最も厳しくなる検討ケースを対象に、地震荷重と風荷重を重畳させた場合においても断面算定結果に一定の裕度を有することを確認することを目的とする。

また、上述の各検討において重畳させる風荷重を以下に示す。

- ・ 風速4.1m/sによる風荷重
- ・ 風速16.0m/sによる風荷重

なお、入力地震動は、別紙3「地震応答解析における原子炉建屋の材料物性の不確かさに関する検討」に基づき、S_s-1については2方向（3成分）（NS方向（並進・回転）及び鉛直方向）同時入力とし、S_s-2について3方向（5成分）（水平2方向（並進・回転）及び鉛直方向）同時入力とする。

また、固有値解析結果は、別紙3「地震応答解析における原子炉建屋の材料物性の不確かさに関する検討」に示すケース1（基本ケース）と同一である。

2. 解析方針

2.1 解析モデル

V-2-7-2-1「主排気筒の耐震性についての計算書」における解析モデル（以下「工認モデル」という。）では，既工認との整合性と保守性を担保するため，支柱材及び筒身の実状の部材断面の切り替え位置よりも低い位置に部材の切り替え位置を設定し，モデル化を行っている。本検討では，地震荷重に加えて，風荷重を重畳させた場合の耐震性に関する裕度を確認することを目的としているため，支柱材及び筒身部について，実状に合わせた切り替え位置を考慮したモデルに変更する。

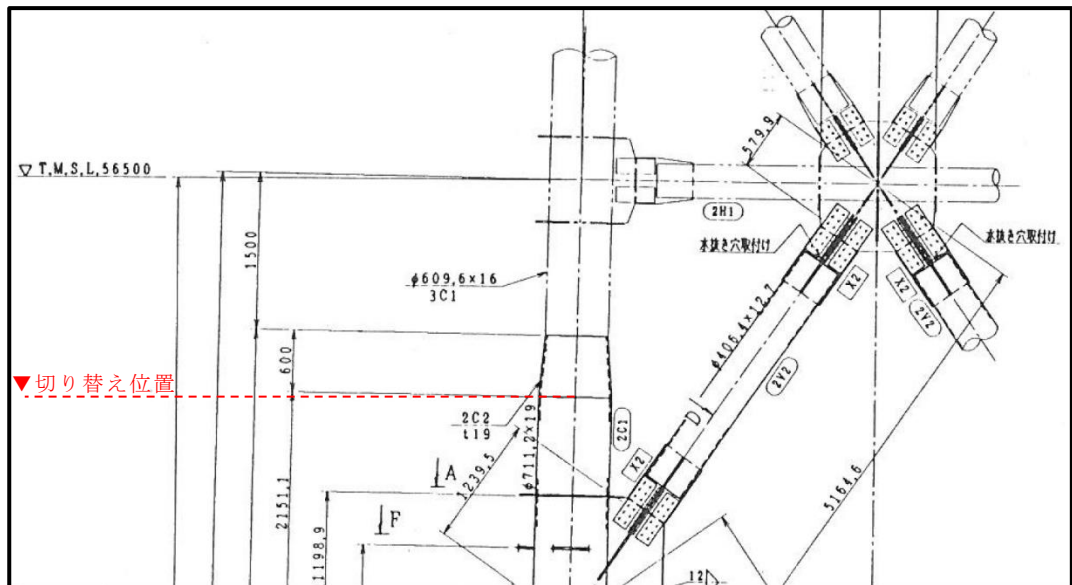
切り替え位置の一覧を表 2-1 に示す。支柱材は，工認モデルに対して，1.65m～2.15m 高い位置に部材断面の切り替え位置を変更し，筒身は，C-D間で 0.25m 高い位置，E-F間で 1.75m 高い位置に部材断面の切り替え位置を変更する。

また，切り替え位置の変更を考慮した解析モデルを図 2-1 に示す。

表 2-1 切り替え位置の一覧

部材	部材間	切り替え位置のレベル T. M. S. L. (m)		切り替え位置 の差 (①-②) (m)
		① 本検討における 解析モデル	② 工認モデル	
主柱材	B-C	77.90	76.25	1.65
	C-D	70.40	68.75	1.65
	D-E	62.50	60.75	1.75
	E-F	54.40	52.25	2.15
筒身	C-D	69.00	68.75	0.25
	E-F	54.00	52.25	1.75

切り替え位置の設定例（主柱材 E-F間）
 （「柏崎刈羽原子力発電所7号機工事の内発電所本館建物新設工事 原子炉建屋 施工図
 一覧表（11/16） 排気筒鉄骨工事」のうち、KMG-205「鉄塔詳細図(2C)」）



注：主柱材の切り替え位置は保守的に切り替え位置の始点とする。

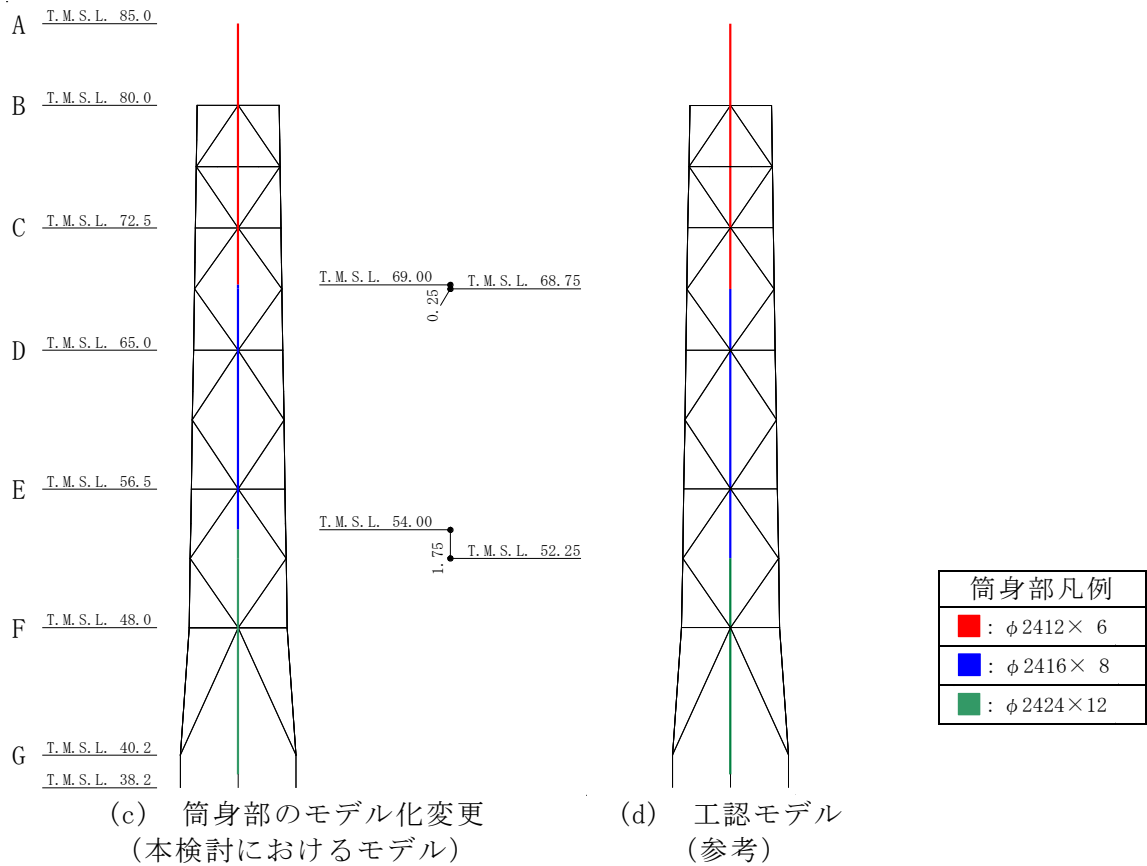
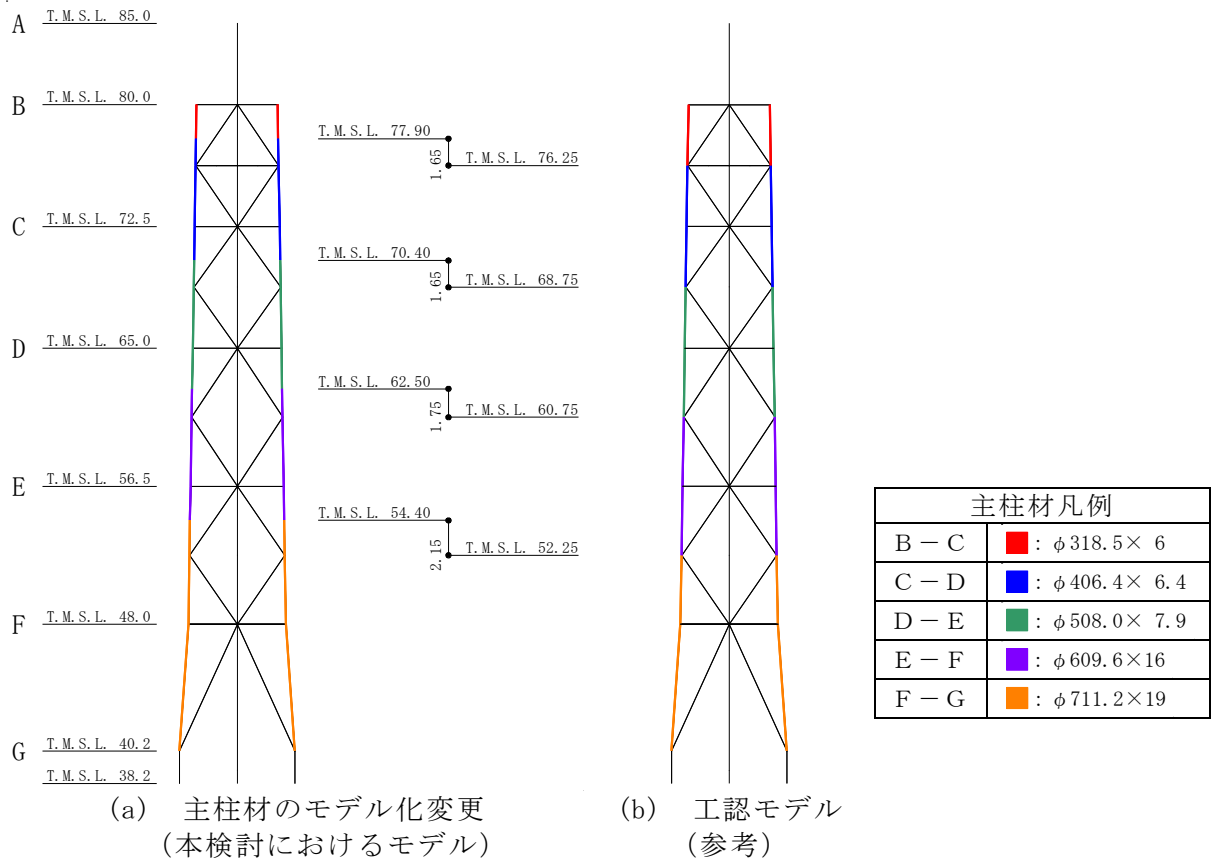


図 2-1 切り替え位置の変更を考慮した解析モデル (単位: m)

2.2 風荷重

風荷重は、V-2-7-2-1「主排気筒の耐震性についての計算書」と同一方法により算定し、作用方向も同一とする。また、風速については4.1m/s及び16.0m/sの2ケースについて検討する。

風荷重計算表を表2-2及び表2-3に示す。

表2-2 風荷重計算表（風速4.1m/s）

(a) 鉄塔部

標高 T. M. S. L. (m)	速度圧 q (kN/m ²)	90° 方向風荷重*			45° 方向風荷重		
		風力係数 C _f	見付面積 A (m ²)	風荷重 P (kN)	風力係数 C _f	見付面積 A (m ²)	風荷重 P (kN)
80.00	0.0358	1.92	3.4	0.24	1.50	5.4	0.29
76.25	0.0358	1.82	7.6	0.50	1.44	11.9	0.62
72.50	0.0358	1.86	9.6	0.64	1.45	15.5	0.81
65.00	0.0358	1.72	16.8	1.04	1.36	27.1	1.32
56.50	0.0358	1.63	21.0	1.23	1.26	34.1	1.54
48.00	0.0358	1.48	24.3	1.29	1.15	39.7	1.64
40.20	0.0358	1.43	11.0	0.57	1.10	18.5	0.73

注記* : NS方向, EW方向の包絡値を示す。

(b) 筒身部

標高 T. M. S. L. (m)	速度圧 q (kN/m ²)	90° 方向風荷重			45° 方向風荷重		
		風力係数 C _f	見付面積 A (m ²)	風荷重 P (kN)	風力係数 C _f	見付面積 A (m ²)	風荷重 P (kN)
85.00	0.0365	0.90	6.0	0.20	0.90	6.0	0.20
80.00	0.0365	0.89	10.6	0.35	0.89	10.6	0.35
76.25	0.0365	0.88	9.0	0.29	0.88	9.0	0.29
72.50	0.0365	0.86	13.6	0.43	0.86	13.6	0.43
65.00	0.0365	0.83	19.3	0.59	0.83	19.3	0.59
56.50	0.0365	0.79	20.5	0.60	0.79	20.5	0.60
48.00	0.0365	0.74	21.2	0.58	0.74	21.2	0.58
39.00	0.0365	0.68	10.9	0.28	0.68	10.9	0.28

表 2-3 風荷重計算表 (風速 16.0m/s)

(a) 鉄塔部

標高 T. M. S. L. (m)	速度圧 q (kN/m ²)	90° 方向風荷重*			45° 方向風荷重		
		風力係数 C _f	見付面積 A (m ²)	風荷重 P (kN)	風力係数 C _f	見付面積 A (m ²)	風荷重 P (kN)
80.00	0.544	1.92	3.4	3.6	1.50	5.4	4.5
76.25	0.544	1.82	7.6	7.6	1.44	11.9	9.4
72.50	0.544	1.86	9.6	9.8	1.45	15.5	12.3
65.00	0.544	1.72	16.8	15.8	1.36	27.1	20.1
56.50	0.544	1.63	21.0	18.7	1.26	34.1	23.4
48.00	0.544	1.48	24.3	19.6	1.15	39.7	24.9
40.20	0.544	1.43	11.0	8.6	1.10	18.5	11.1

注記* : NS方向, EW方向の包絡値を示す。

(b) 筒身部

標高 T. M. S. L. (m)	速度圧 q (kN/m ²)	90° 方向風荷重			45° 方向風荷重		
		風力係数 C _f	見付面積 A (m ²)	風荷重 P (kN)	風力係数 C _f	見付面積 A (m ²)	風荷重 P (kN)
85.00	0.555	0.90	6.0	3.0	0.90	6.0	3.0
80.00	0.555	0.89	10.6	5.3	0.89	10.6	5.3
76.25	0.555	0.88	9.0	4.4	0.88	9.0	4.4
72.50	0.555	0.86	13.6	6.5	0.86	13.6	6.5
65.00	0.555	0.83	19.3	8.9	0.83	19.3	8.9
56.50	0.555	0.79	20.5	9.0	0.79	20.5	9.0
48.00	0.555	0.74	21.2	8.8	0.74	21.2	8.8
39.00	0.555	0.68	10.9	4.2	0.68	10.9	4.2

3. 断面算定結果（検定値）に基づく影響評価

断面算定結果を表 3-1 に示す。

鉄塔部について、地震荷重と風荷重（風速 4.1m/s 及び 16.0m/s）を重畳させた場合の検定値の変動はごく微小であることを確認した。特に、V-2-7-2-1「主排気筒の耐震性についての計算書」において最も厳しい検定値（0.99）を示す主柱材 D-E 間についても、重畳させる風荷重を風速 4.1m/s から風速 16.0m/s に変動させた場合においても検定値は 0.01 程度の変動であることを確認した。

主柱材の評価用応力の発生要素の比較（Ss-2（ケース 6））を図 3-1 に示す。

部材断面の切り替え位置を変更することで、主排気筒の剛性が増加するとともに、部材の評価位置が上がるため、風速 16.0m/s を重畳させたとしても主柱材 D-E 間の検定値は 0.95 となる。

また、筒身部についてはその他部材と比較をして受風面積が大きいことから、重畳させる風荷重の増加に伴い、検定値も増加する傾向であることが確認されたが、最大検定値は E-F 間の検定値 0.81 であり、十分な裕度を有することを確認した。

以上のことから、風荷重と地震荷重を重畳させた場合についても主排気筒の耐震性に影響が無いことを確認した。

表 3-1 断面算定結果（1/2）

(a) 主柱材

標高 T. M. S. L. (m)	部材間	Ss-1を用いたケース1（基本ケース）に対する検討						Ss-2を用いたケース6（回転ばね低減）に対する検討					
		風速4.1m/sとの重畳			風速16.0m/sとの重畳			風速4.1m/sとの重畳			風速16.0m/sとの重畳		
		評価用応力			評価用応力			評価用応力			評価用応力		
		N (kN)	M (kN・m)	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	N (kN)	M (kN・m)	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	N (kN)	M (kN・m)	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	N (kN)	M (kN・m)	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$
80.0	B-C	24.2	15.0	0.11	24.1	14.9	0.11	21.5	19.7	0.14	21.5	19.7	0.14
72.5	C-D	688	41.3	0.40	691	41.3	0.40	1060	63.6	0.61	1060	63.7	0.61
65.0	D-E	1810	98.4	0.60	1830	99.4	0.61	2840	152	0.94	2850	153	0.95
56.5	E-F	3370	272	0.50	3410	275	0.51	5330	418	0.79	5360	421	0.79
48.0	F-G	4600	550	0.55	4670	558	0.56	7400	719	0.82	7460	726	0.83
40.2													

注：断面算定方法は、V-2-7-2-1「主排気筒の耐震性についての計算書」に基づく。

(b) 斜材

標高 T. M. S. L. (m)	部材間	Ss-1を用いたケース1 (基本ケース) に対する検討				Ss-2を用いたケース6 (回転ばね低減) に対する検討			
		風速4.1m/sとの重畳		風速16.0m/sとの重畳		風速4.1m/sとの重畳		風速16.0m/sとの重畳	
		評価用応力		評価用応力		評価用応力		評価用応力	
		N (kN)	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	N (kN)	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	N (kN)	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	N (kN)	$\frac{\sigma_c}{f_c}$
80.0	B-C	649	0.73	656	0.74	613	0.69	616	0.69
72.5	C-D	758	0.49	769	0.49	721	0.46	729	0.47
65.0	D-E	948	0.34	961	0.34	945	0.34	953	0.34
56.5	E-F	1110	0.22	1130	0.22	1120	0.22	1140	0.22
48.0	F-G	1200	0.14	1220	0.14	1400	0.16	1470	0.17
40.2									

注：断面算定方法は、V-2-7-2-1「主排気筒の耐震性についての計算書」に基づく。

(c) 水平材

標高 T. M. S. L. (m)	部材位置	Ss-1を用いたケース1 (基本ケース) に対する検討				Ss-2を用いたケース6 (回転ばね低減) に対する検討			
		風速4.1m/sとの重畳		風速16.0m/sとの重畳		風速4.1m/sとの重畳		風速16.0m/sとの重畳	
		評価用応力		評価用応力		評価用応力		評価用応力	
		N (kN)	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	N (kN)	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	N (kN)	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	N (kN)	$\frac{\sigma_c}{f_c}$
80.0	B	60.1	0.09	62.0	0.09	63.6	0.09	64.9	0.09
72.5	C	76.3	0.12	80.9	0.13	96.7	0.15	101	0.16
65.0	D	138	0.10	145	0.10	182	0.13	189	0.13
56.5	E	228	0.17	232	0.17	335	0.25	346	0.25
48.0	F	201	0.10	204	0.10	294	0.15	306	0.15

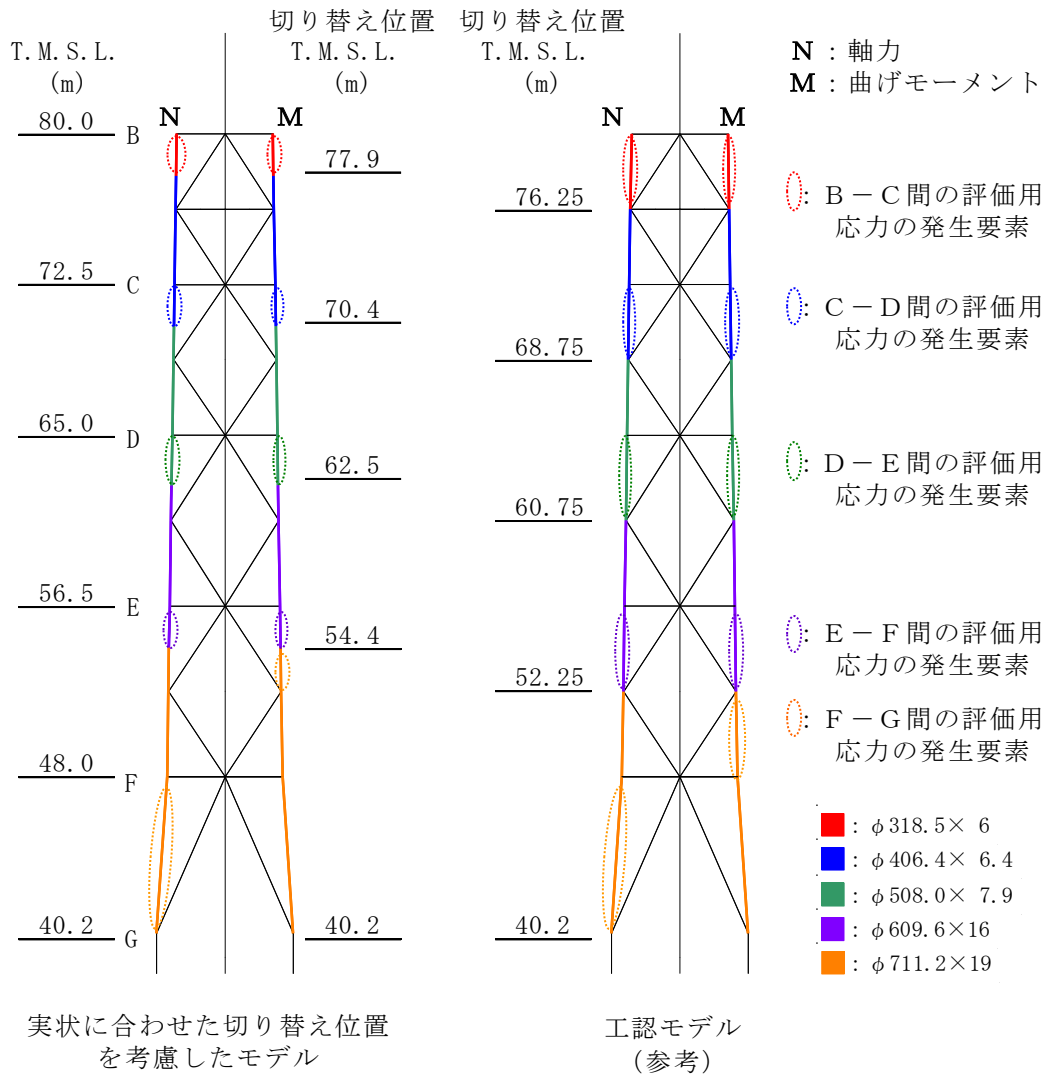
注：断面算定方法は、V-2-7-2-1「主排気筒の耐震性についての計算書」に基づく。

表 3-1 断面算定結果 (2/2)

(d) 筒身部

標高 T. M. S. L. (m)	部材間	Ss-1を用いたケース1 (基本ケース) に対する検討						Ss-2を用いたケース6 (回転ばね低減) に対する検討					
		風速4.1m/sとの重畳			風速16.0m/sとの重畳			風速4.1m/sとの重畳			風速16.0m/sとの重畳		
		評価用応力		$\frac{\sigma_c}{f_{cr}} + \frac{\sigma_b}{f_{cr}}$	評価用応力		$\frac{\sigma_c}{f_{cr}} + \frac{\sigma_b}{f_{cr}}$	評価用応力		$\frac{\sigma_c}{f_{cr}} + \frac{\sigma_b}{f_{cr}}$	評価用応力		$\frac{\sigma_c}{f_{cr}} + \frac{\sigma_b}{f_{cr}}$
		N (kN)	M (kN・m)		N (kN)	M (kN・m)		N (kN)	M (kN・m)		N (kN)	M (kN・m)	
85.0	A-B	24.3	959	0.29	23.5	976	0.30	18.5	1070	0.32	21.4	1050	0.32
80.0	B-C	164	2340	0.73	164	2380	0.74	145	2660	0.82	137	2620	0.80
72.5	C-D	224	2250	0.71	224	2100	0.67	197	2390	0.75	240	2390	0.76
65.0	D-E	301	3020	0.57	246	3430	0.63	260	3530	0.65	274	3950	0.72
56.5	E-F	289	3610	0.67	287	4140	0.76	395	4080	0.76	333	4430	0.81
48.0	F-G	379	5100	0.51	382	5840	0.58	539	5620	0.57	469	5640	0.56
39.0													

注：断面算定方法は、V-2-7-2-1「主排気筒の耐震性についての計算書」に基づき、時刻歴断面算定結果を示す。



標高 T.M.S.L. (m)	部材間	主柱材断面算定結果 Ss-2 (ケース6)								
		風速4.1m/sとの重畳			風速16.0m/sとの重畳			工認モデル(参考)		
		評価用応力		$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	評価用応力		$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	評価用応力		$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$
		N (kN)	M (kN・m)		N (kN)	M (kN・m)		N (kN)	M (kN・m)	
80.0	B-C	21.5	19.7	0.14	21.5	19.7	0.14	21.6	27.3	0.19
72.5	C-D	1060	63.6	0.61	1060	63.7	0.61	1100	110	0.79
65.0	D-E	2840	152	0.94	2850	153	0.95	2930	168	0.99
56.5	E-F	5330	418	0.79	5360	421	0.79	5470	618	0.93
48.0	F-G	7400	719	0.82	7460	726	0.83	7630	729	0.84
40.2										

注1 : 実状に合わせた切り替え位置を考慮したモデルでは、風を重畳させた結果（風速 4.1m/s との重畳、及び風速 16.0m/s との重畳）を示す。

注2 : 断面算定方法は、V-2-7-2-1「主排気筒の耐震性についての計算書」に基づく。

図 3-1 評価用応力の発生要素の比較 (Ss-2 (ケース 6), 主柱材)

別紙5 接合部の耐震性について

目 次

1. 概要	別紙 5-1
2. 検討方針	別紙 5-2
2.1 主柱材	別紙 5-6
2.2 斜材及び水平材	別紙 5-7
3. 検討条件	別紙 5-9
4. 検討結果	別紙 5-11
4.1 検討用応力	別紙 5-11
4.2 検討結果	別紙 5-12

1. 概要

V-2-7-2-1「主排気筒の耐震性についての計算書」においては、主排気筒を構成する鉄塔部材、筒身部材、及び基礎について断面算定結果を示している。

本資料では、主排気筒を構成する部材のうち、ボルト接合をしている鉄塔部材について、その接合部の耐震性について確認した結果を示す。

2. 検討方針

鉄塔部材の支柱材，斜材，及び水平材について，地震時において接合部が破断しないことを確認する。

検討は，各部材の端部及び接合部の破断耐力が，基準地震動 S_s （建屋応答の不確かさの考慮を含む）による応力を上回っていることを確認する。

鉄塔部材の接合形式は以下のとおりとなっている。

支柱材　：フランジ継手

斜材　　：十字継手又は I 字継手

水平材　：十字継手又は I 字継手

各部材の接合部の位置及び詳細図を図 2-1 及び図 2-2 に示す。

なお，支柱材及び筒身部の溶接継手は，いずれも突合せ溶接であり母材と同等の耐力があるため，接合部の検討は行わない。

接合部の詳細は，柏崎刈羽原子力発電所の竣工図書のうち，「柏崎刈羽原子力発電所 第 7 号機本館建物新設工事 排気筒継手詳細図（K-7 SST-XX-S-006）」による。

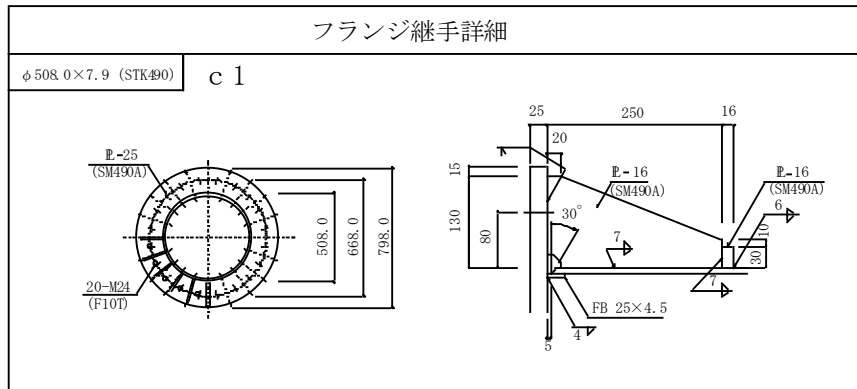


図 2-2 接合部詳細 (1/3)

I 字継手詳細	継手 板厚	使 用 ボルト径	本 数
<p style="text-align: center;">φ 267.4 × 6.0 (STK490) b 2</p>	16 (SM490A)	M22 (F10T)	12
<p style="text-align: center;">φ 216.3 × 4.5 (STK490) b 1</p>	12 (SM490A)	M22 (F10T)	8
<p style="text-align: center;">φ 216.3 × 4.5 (STK490) a 1</p>	12	M22 (F10T)	6

図 2-2 接合部詳細 (2/3)

以下に各部位の検討方針を示す。

なお、検討に当たっては、「鋼構造設計規準 ー許容応力度設計法ー（（社）日本建築学会，2005年）」及び「2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書（国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人建築研究所）」に準拠して算定する。

2.1 主柱材

フランジ継手部について、継手位置のボルトに生じる検討用応力が、破断耐力以下であることを確認する。

検討用応力 N' は以下により算定する。

$$N' = \left(\frac{N}{A} + \frac{M}{Z} \right) \times A$$

ここで、

N : 評価用応力（主柱材に発生する軸力の最大値）（kN）

A : 主柱材の断面積（ mm^2 ）

M : 評価用応力（主柱材に発生する曲げモーメントの最大値）（ $\text{kN}\cdot\text{m}$ ）

Z : 主柱材の断面係数（ mm^3 ）

継手位置の破断耐力 P_u は、以下により算定する。

$$P_u = T \times n$$

ここで、

T : 高力ボルト1本あたりの引張破断耐力（kN）

n : 高力ボルト本数

2.2 斜材及び水平材

十字継手部及びI字継手部について、接合部の部材端部（十字継手部はスプラインプレートを含む）、接合ファスナー、ファスナーのはしあき部分、ガセットプレート及び溶接部に対して、破断形式に応じた破断耐力を算定し、部材に生じる応力が破断耐力以下であることを確認する。

以下に示す部材端部及び接合部の破断形式(1)～(5)の各々の場合について、破断耐力 $A_j \cdot \sigma_u$ を算定し、その最小の値を接合部の破断耐力とする。

(1) 部材端部で破断する場合

$$A_j \cdot \sigma_u = A_1 \cdot {}_b \sigma_u$$

$$A_1 = A_g - A_d$$

ここで、 ${}_b \sigma_u$: 部材端部の破断応力度 (N/mm²)

A_g : 部材端部の断面積 (mm²)

A_d : 部材端部の欠損断面積 (mm²)

$A_j \cdot \sigma_u$: 部材端部の破断耐力 (N)

(2) 部材の接合ファスナーで破断する場合

$$A_j \cdot \sigma_u = 0.75 \cdot A_2 \cdot {}_f \sigma_u$$

$$A_2 = n \cdot m \cdot {}_f A$$

ここで、 ${}_f \sigma_u$: 接合ファスナーの破断応力度 (N/mm²)

n : ファスナーの数

m : ファスナーがせん断を受ける面の数

${}_f A$: ファスナー1つの断面積 (mm²)

ただし、ねじ部がせん断面にかかる時は、

$${}_f A = 0.75 \cdot \pi (d/2)^2$$

d : ファスナーの呼び径 (mm)

$A_j \cdot \sigma_u$: 接合ファスナーの破断耐力 (N)

(3) ファスナーのはしあき部分で破断する場合

a. 部材端部の場合

$$A_j \cdot \sigma_u = {}_1A_3 \cdot {}_b \sigma_u$$

$${}_1A_3 = n \cdot {}_b e \cdot {}_b t$$

ここで、 ${}_b \sigma_u$: 部材端部の破断応力度 (N/mm²)

${}_b e$: 部材端部のはしあき距離 (mm)

${}_b t$: 部材端部のファスナー接合部での板厚 (mm)

n : ファスナーの数

$A_j \cdot \sigma_u$: ファスナーのはしあき部分の破断耐力 (N)

b. ガセットプレートの場合

$$A_j \cdot \sigma_u = 2A_3 \cdot g \sigma_u$$

$$2A_3 = n \cdot g e \cdot g t$$

ここで、 $g \sigma_u$: ガセットプレートの破断応力度 (N/mm²)

$g e$: ガセットプレートのはしあき距離 (mm)

$g t$: ガセットプレートのファスナー接合部での板厚 (mm)

n : ファスナーの数

$A_j \cdot \sigma_u$: ガセットプレートのはしあき部分の破断耐力 (N)

(4) ガセットプレートの破断による場合

$$A_j \cdot \sigma_u = A_4 \cdot g \sigma_u$$

$$A_4 = (2 / \sqrt{3} \cdot \ell_1 + b) \cdot g t - A_d$$

ここで、 $g \sigma_u$: ガセットプレートの破断応力度 (N/mm²)

ℓ_1 : 応力方向の両端ボルト間の距離 (mm)

b : 応力直交方向の両端ボルト間の距離 (mm)

$g t$: ガセットプレートの板厚 (mm)

A_d : ガセットプレートのファスナー端部における欠損断面積 (mm²)

$A_j \cdot \sigma_u$: ガセットプレートの破断耐力 (N)

(5) 溶接部で破断する場合

接合部はすみ肉溶接であるため、

$$A_j \cdot \sigma_u = 1 / \sqrt{3} \cdot A_5 \cdot a \sigma_u$$

$$A_5 = \Sigma 0.7 \cdot S \cdot \ell_e$$

ここで、 $a \sigma_u$: 接合される母材の破断応力度 (N/mm²)

ℓ_e : すみ肉溶接の有効長さ (mm) ($\ell_e = \ell - 2S$ とする。)

ℓ : 1つの連続したすみ肉溶接の長さ (mm)

S : すみ肉溶接のサイズ (mm)

$A_j \cdot \sigma_u$: 溶接部の破断耐力 (N)

3. 検討条件

各部材の接合部検討用の諸元を表 3-1～表 3-3 に示す。

表 3-1 接合部検討用諸元（フランジ継手部：主柱材）

符号		フランジ継手	
		c 1 主柱材 D-E	
使用部材	径 (mm)	φ 508.0	
	厚さ (mm)	7.9	
	材料	STK490	
使用ボルト		M24	
		HTB	
検討用諸元			
A	mm ²	12410	
Z	mm ³	1530000	
n	本	20	
σ_u	N/mm ²	490	
$f \sigma_u$	N/mm ²	1000	

記号の説明

- A : 断面積
- Z : 断面係数
- n : 高力ボルト本数
- σ_u : 接合部の破断応力度（鋼材の引張強さ）
- $f \sigma_u$: 高力ボルトの引張強さ（F10T）

表 3-2 接合部検討用諸元（I 字継手部：斜材及び水平材）

符号		I 字継手		
		b 1 斜材 B-C	b 2 斜材 C-D	a 1 水平材 B, C
使用部材	径 (mm)	φ 216.3	φ 267.4	φ 216.3
	厚さ (mm)	4.5	6.0	4.5
	材料	STK490	STK490	STK400
使用ボルト		M22	M22	M22
		HTB	HTB	HTB
検討用諸元				
A ₀	mm ²	2994	4927	2994
h	mm	250	300	250
t	mm	12	16	12
A _g	mm ²	3000	4800	3000
r	列	2	2	2
f	列	4	6	3
m	面	1	1	1
d ₀	mm	24	24	24
σ_u	N/mm ²	490	490	400
$f \sigma_u$	N/mm ²	1000	1000	1000

記号の説明

- A₀ : 斜材又は水平材の断面積
- h : I 字プレートの幅
- t : I 字プレートの厚さ
- A_g : I 字プレートの断面積
- r : ファスナー群1箇所あたりの軸直交方向ボルト列数
- f : ファスナー群1箇所あたりの軸方向ボルト列数
- m : ファスナーがせん断を受ける面の数
- d₀ : 高力ボルト孔径
- σ_u : 接合部の破断応力度（鋼材の引張強さ）
- $f \sigma_u$: 高力ボルトの引張強さ（F10T）

表 3-3 接合部検討用諸元 (十字継手部：斜材及び水平材)

符号		十字継手				
		b 3 斜材D-E	b 4 斜材E-F	b 5 斜材F-G	a 2 水平材D, E	a 3 水平材F
使用部材	径(mm)	φ 355.6	φ 406.4	φ 558.8	φ 318.5	φ 406.4
	厚さ(mm)	7.9	12.7	16.0	6.0	6.4
	材料	STK490	STK490	STK490	STK400	STK400
使用ボルト		M22	M22	M24	M22	M22
		HTB	HTB	HTB	HTB	HTB
検討用諸元						
A_0	mm ²	8629	15710	27280	5891	8042
h	mm	440	440	590	440	440
t	mm	16	22	22	16	16
A_g	mm ²	13824	18876	25476	13824	13824
r	列	2	2	2	2	2
f	列	2	3	4	2	2
m	面	2	2	2	2	2
d_0	mm	24	24	26	24	24
b s	mm	150	150	220	150	150
t s	mm	12	19	19	12	12
σ_u	N/mm ²	490	490	490	400	400
$f \sigma_u$	N/mm ²	1000	1000	1000	1000	1000

記号の説明

- A_0 : 斜材又は水平材の断面積
- h : 十字プレートの幅
- t : 十字プレートの厚さ (ガセットプレートも同様)
- A_g : 十字プレートの断面積
- r : ファスナー群1箇所あたりの軸直交方向ボルト列数
- f : ファスナー群1箇所あたりの軸方向ボルト列数
- m : ファスナーがせん断を受ける面の数
- d_0 : 高力ボルト孔径
- b s : 十字プレートスプライスプレートの幅
- t s : 十字プレートスプライスプレートの厚さ
- σ_u : 接合部の破断応力度 (鋼材の引張強さ)
- $f \sigma_u$: 高力ボルトの引張強さ (F10T)

4. 検討結果

4.1 検討用応力

各部材の接合部検討用の評価応力を表 4-1～表 4-3 に示す。

表 4-1 接合部検討用応力（主柱材）

標高 T. M. S. L. (m)	部材間	検討用応力				使用部材	備考	
		N (kN)	M (kN・m)	N' (kN)	地震動 (ケース)	寸法 (mm)	継手形式	符号
66.5	D-E	2930	168	4290	Ss-2 (ケース6)	φ508.0×7.9	フランジ継手	c1

表 4-2 接合部検討用応力（斜材）

標高 T. M. S. L. (m)	部材間	検討用応力		使用部材	備考	
		N (kN)	地震動 (ケース)	寸法 (mm)	継手形式	符号
80.0						
72.5	B-C	699	Ss-1 (ケース6)	φ216.3×4.5	I字継手	b1
65.0	C-D	807	Ss-1 (ケース6)	φ267.4×6	I字継手	b2
56.5	D-E	995	Ss-2 (ケース3)	φ355.6×7.9	十字継手	b3
48.0	E-F	1190	Ss-2 (ケース3)	φ406.4×12.7	十字継手	b4
40.2	F-G	1360	Ss-2 (ケース6)	φ558.8×16	十字継手	b5

表 4-3 接合部検討用応力（水平材）

標高 T. M. S. L. (m)	部材位置	検討用応力		使用部材	備考	
		N (kN)	地震動 (ケース)	寸法 (mm)	継手形式	符号
80.0	B	65.3	Ss-1 (ケース6)	φ216.3×4.5	I字継手	a1
72.5	C	92.9	Ss-2 (ケース6)	φ216.3×4.5	I字継手	a1
65.0	D	178	Ss-2 (ケース6)	φ318.5×6	十字継手	a2
56.5	E	326	Ss-2 (ケース6)	φ318.5×6	十字継手	a2
48.0	F	325	Ss-2 (ケース6)	φ406.4×6.4	十字継手	a3

4.2 検討結果

各部材の接合部検討用の破断耐力の算定結果を表 4-4～表 4-6 に示す。

表 4-4 接合部検討用の破断耐力（フランジ継手部：主柱材）

符号		フランジ継手
		c 1 主柱材D-E
主柱材継手部の検討		
有効断面積(M24)	mm ²	353
T	kN	353
n	本	20
破断耐力 P _u	kN	7060

表 4-5 接合部検討用の破断耐力 (I 字継手部 : 斜材及び水平材)

符号		I 字継手		
		b 1 斜材 B-C	b 2 斜材 C-D	a 1 水平材 B, C
使用部材	径 (mm)	φ 216.3	φ 267.4	φ 216.3
	厚さ (mm)	4.5	6.0	4.5
	材料	STK490	STK490	STK400
使用ボルト		M22	M22	M22
		HTB	HTB	HTB
(1) 部材端部で破断する場合 (I 字プレート端部)				
$b \sigma_u$	N/mm ²	490	490	400
A_g	mm ²	3000	4800	3000
A_d	mm ²	576	768	576
A_1	mm ²	2424	4032	2424
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	<u>1180</u>	1970	<u>969</u>
(2) 部材の接合ファスナーで破断する場合				
$f \sigma_u$	N/mm ²	1000	1000	1000
n	箇所	8	12	6
m	面	1	1	1
$f A$	mm ²	285	285	285
A_2	mm ²	2280	3420	1710
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	1710	2560	1280
(3) ファスナーのはしあき部分で破断する場合				
a. 部材端部の場合 (I 字プレート端部のはしあき)				
$b \sigma_u$	N/mm ²	490	490	400
$b e$	mm	45	55	45
$b t$	mm	12	16	12
n	箇所	8	12	6
${}_1 A_3$	mm ²	4320	10560	3240
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	2110	5170	1290
b. ガセットプレートの場合 (ガセットプレートのはしあき)				
$g \sigma_u$	N/mm ²	490	490	400
$g e$	mm	45	55	45
$g t$	mm	12	16	12
n	箇所	8	12	6
${}_2 A_3$	mm ²	4320	10560	3240
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	2110	5170	1290
(4) ガセットプレートの破断による場合				
$g \sigma_u$	N/mm ²	490	490	400
ℓ_1	mm	225	275	150
b	mm	160	120	160
$g t$	mm	12	16	12
A_d	mm ²	576	768	576
A_4	mm ²	4462	6233	3422
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	2180	3050	1360
(5) 溶接部で破断する場合				
$a \sigma_u$	N/mm ²	490	490	400
ℓ	mm	930	1030	725
ℓe	mm	906	1006	689
S	mm	4	4	6
A_5	mm ²	5074	5634	5788
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	1430	<u>1590</u>	1330
破断耐力 $P_u = \min\{A_j \cdot \sigma_u\}$	kN	1180	1590	969

注 : 下線部は破断耐力を決定する形式を示す。

表 4-6 接合部検討用の破断耐力（十字継手部：斜材及び水平材）（1/2）

符号		十字継手				
		b 3 斜材D-E	b 4 斜材E-F	b 5 斜材F-G	a 2 水平材D, E	a 3 水平材F
使用部材	径(mm)	φ 355.6	φ 406.4	φ 558.8	φ 318.5	φ 406.4
	厚さ(mm)	7.9	12.7	16.0	6.0	6.4
	材料	STK490	STK490	STK490	STK400	STK400
使用ボルト		M22	M22	M24	M22	M22
		HTB	HTB	HTB	HTB	HTB
(1) 部材端部で破断する場合						
a. 十字プレート端部						
$b \sigma_u$	N/mm ²	490	490	490	400	400
A_g	mm ²	13824	18876	25476	13824	13824
A_d	mm ²	3072	4224	4576	3072	3072
A_1	mm ²	10752	14652	20900	10752	10752
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	5260	7170	10200	4300	4300
b. スプライスプレート端部						
$b \sigma_u$	N/mm ²	490	490	490	400	400
A_g	mm ²	14400	22800	33440	14400	14400
A_d	mm ²	4608	7296	7904	4608	4608
A_1	mm ²	9792	15504	25536	9792	9792
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	4790	7590	12500	3910	3910
(2) 部材の接合ファスナーで破断する場合						
$f \sigma_u$	N/mm ²	1000	1000	1000	1000	1000
n	箇所	16	24	32	16	16
m	面	2	2	2	2	2
$f A$	mm ²	285	285	339	285	285
A_2	mm ²	9120	13680	21696	9120	9120
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	6840	10200	16200	6840	6840
(3) ファスナーのはしあき部分で破断する場合						
a. 部材端部の場合（十字プレート端部のはしあき）						
$b \sigma_u$	N/mm ²	490	490	490	400	400
b e	mm	55	55	45	55	55
b t	mm	16	22	22	16	16
n	箇所	16	24	32	16	16
$1 A_3$	mm ²	14080	29040	31680	14080	14080
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	6890	14200	15500	5630	5630
b. 部材端部の場合（スプライスプレートのはしあき）						
$s \sigma_u$	N/mm ²	490	490	490	400	400
s e	mm	55	55	45	55	55
s t	mm	12	19	19	12	12
n	箇所	16	24	32	16	16
$2 A_3$	mm ²	21120	50160	54720	21120	21120
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	10300	24500	26800	8440	8440
c. 部材端部の場合（ガセットプレートのはしあき）						
$g \sigma_u$	N/mm ²	490	490	490	400	400
g e	mm	55	55	45	55	55
g t	mm	16	22	22	16	16
n	箇所	16	24	32	16	16
$2 A_3$	mm ²	14080	29040	31680	14080	14080
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	6890	14200	15500	5630	5630

表 4-6 接合部検討用の破断耐力（十字継手部：斜材及び水平材）（2/2）

符号		十字継手				
		b 3 斜材 D-E	b 4 斜材 E-F	b 5 斜材 F-G	a 2 水平材 D, E	a 3 水平材 F
使用部材	径(mm)	φ 355.6	φ 406.4	φ 558.8	φ 318.5	φ 406.4
	厚さ(mm)	7.9	12.7	16.0	6.0	6.4
	材料	STK490	STK490	STK490	STK400	STK400
使用ボルト		M22	M22	M24	M22	M22
		HTB	HTB	HTB	HTB	HTB
(4) ガセットプレートの破断による場合						
$g \sigma_u$	N/mm ²	490	490	490	400	400
l_1	mm	75	150	225	75	75
b	mm	340	340	480	340	340
$g t$	mm	16	22	22	16	16
A_d	mm ²	1536	2112	2288	1536	1536
A_4	mm ²	10579	18357	27976	10579	10579
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	5180	8990	13700	4230	4230
(5) 溶接部で破断する場合						
$a \sigma_u$	N/mm ²	490	490	490	400	400
l	mm	2085	2209	3041	1436	1486
l_e	mm	2025	2149	2971	1366	1366
S	mm	6	6	7	7	12
A_5	mm ²	17010	18052	29116	13387	22949
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	4810	<u>5100</u>	<u>8230</u>	<u>3090</u>	5290
破断耐力 $P_u = \min\{A_j \cdot \sigma_u\}$	kN	4790	5100	8230	3090	3910

注：下線部は破断耐力を決定する形式を示す。

各部材について、検討用応力と接合部の破断耐力の比較を表4-7～表4-9に示す。
 検討用応力は、接合部の破断耐力以下となる。

表4-7 検討用応力と接合部の破断耐力の比較（主柱材）

標高 T. M. S. L. (m)	部材間	検討用 応力	破断 耐力	検定値	備考	
		N' (kN)	P _u (kN)	N' / P _u	継手形式	符号
66.5	D-E	4290	7060	0.61	フランジ継手	c1

表4-8 検討用応力と接合部の破断耐力の比較（斜材）

標高 T. M. S. L. (m)	部材間	検討用 応力	破断 耐力	検定値	備考	
		N (kN)	P _u (kN)	N / P _u	継手形式	符号
80.0						
72.5	B-C	699	1180	0.60	I字継手	b1
65.0	C-D	807	1590	0.51	I字継手	b2
56.5	D-E	995	4790	0.21	十字継手	b3
48.0	E-F	1190	5100	0.24	十字継手	b4
40.2	F-G	1360	8230	0.17	十字継手	b5

表4-9 検討用応力と接合部の破断耐力の比較（水平材）

標高 T. M. S. L. (m)	部材位置	検討用 応力	破断 耐力	検定値	備考	
		N (kN)	P _u (kN)	N / P _u	継手形式	符号
80.0	B	65.3	969	0.07	I字継手	a1
72.5	C	92.9	969	0.10	I字継手	a1
65.0	D	178	3090	0.06	十字継手	a2
56.5	E	326	3090	0.11	十字継手	a2
48.0	F	325	3910	0.09	十字継手	a3

別紙6 原子炉建屋と主排気筒の連成解析による影響評価

目 次

1. 概要	別紙 6-1
2. 解析方針	別紙 6-3
3. 地震応答解析結果	別紙 6-8

1. 概要

本資料では、主排気筒の地震応答解析モデルについて、既工認と同様に原子炉建屋と分離した解析モデルを採用することの妥当性を、主排気筒と原子炉建屋を連成した地震応答解析（以下「連成解析」という。）を実施することにより確認する。

主排気筒の配置図を図 1-1 に示す。

主排気筒は、原子炉建屋の屋上（T.M.S.L. *¹ 38.2m）に位置しており、V-2-7-2-1「主排気筒の耐震性についての計算書」（以下「STK 今回工認」という。）における地震応答解析モデルには、原子炉建屋屋上（T.M.S.L. 38.2m）より上部を対象とした立体フレームモデル（以下「STK 単独モデル」という。）を採用している。

本資料では、以下の解析を行うことにより、原子炉建屋との連成の影響が小さいことを断面算定結果（検定値）で確認する。

①減衰及び誘発上下動の影響

連成解析を行うにあたり、「減衰を原子炉建屋で採用しているひずみエネルギー比例型減衰に合わせる事」及び「連成解析で考慮することができない誘発上下動を考慮しない事」による影響をSTK単独モデルで確認する。

②連成の影響

①による影響を確認した上で、連成の影響確認では、STK単独モデルによる地震応答解析（以下「STK単独解析」という。）と連成解析の断面算定結果を比較することで、連成解析が主排気筒の耐震性に与える影響を確認する。

注記*1：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という。）

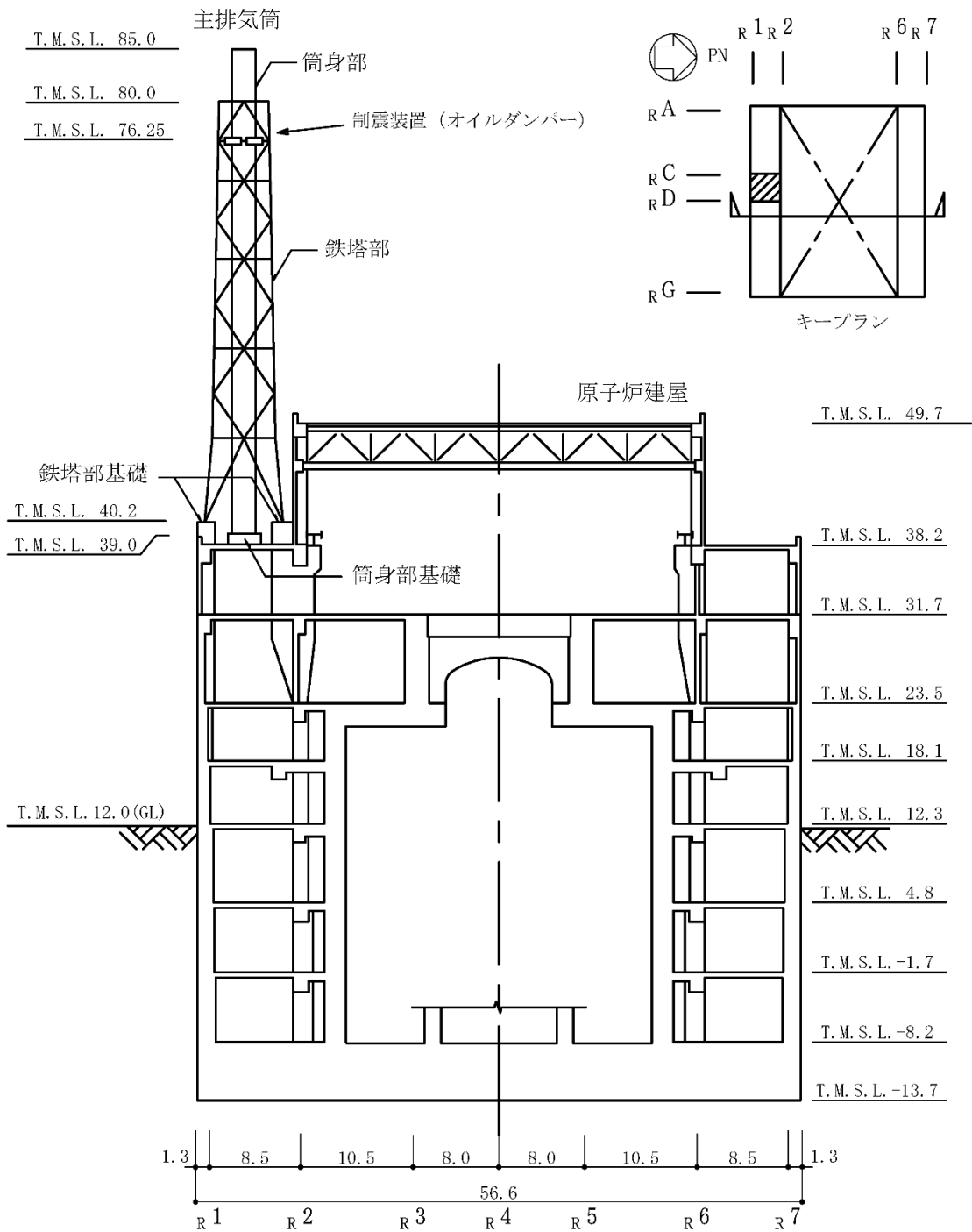


図 1-1 主排気筒配置図 (単位 : m)

2. 解析方針

検討ケースを表 2-1 に示す。

入力地震動について、STK 単独解析では、STK 今回工認における断面算定結果として、支柱材 D-E 間の検定値が 0.99 で最も厳しくなる S_s-2 (ケース 6) を用いるものとし、原子炉建屋屋上 (T.M.S.L. 38.2m) で 3 方向 (5 成分) (水平 2 方向 (並進・回転) 及び鉛直方向) の同時入力とする。連成解析では、V-2-2-1 「原子炉建屋の地震応答計算書」 (以下「R/B 今回工認」という。) の方法を準用し、S_s-2 を入力 (3 方向 (3 成分) (水平 2 方向 (並進) 及び鉛直方向)) する。

検討ケースについて、①STK 今回工認は、「別紙 3-2 原子炉建屋の材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果」で検討したケースであり、STK 単独解析で誘発上下動を考慮し、減衰は剛性比例型減衰を設定している。②減衰変更は、①STK 今回工認の減衰をひずみエネルギー比例型減衰に変更している。③誘発上下動変更は、①STK 今回工認の減衰をひずみエネルギー比例型減衰、誘発上下動を非考慮に変更している。④連成解析は、連成解析で誘発上下動を非考慮とし、減衰はひずみエネルギー比例型減衰を設定している。

解析モデルとして、STK 単独モデルを図 2-1、原子炉建屋の地震応答解析モデル (以下「R/B 単独モデル」という。) を図 2-2、連成解析の解析モデル (以下「R/B 連成モデル」という。) の概念図を図 2-3 に示す。

図 2-1 及び図 2-2 に示す STK 単独モデル及び R/B 単独モデルは、それぞれ STK 今回工認及び R/B 今回工認に示す地震応答解析モデルと同一である。

R/B 連成モデルは、上記で示す STK 単独モデルを R/B 単独モデルと原子炉建屋屋上 (T.M.S.L. 38.2m) で多点拘束により結合している。なお、R/B 単独モデルでは主排気筒の重量を考慮しているが、R/B 連成モデルでは主排気筒をモデル化するため、当該重量を差し引くものとする。

表 2-1 検討ケース

検討 ケース名	解析 モデル	主排気筒への入力 (Ss-2 (ケース 6))						減衰
		水平方向* ¹				鉛直 方向* ¹		
		NS 方向		EW 方向				
		並進	回転	並進	回転	並進		
①STK 今回工認	STK 単独	○	○	○	○	○* ²	剛性比例型	
②減衰変更	STK 単独	○	○	○	○	○* ²	ひずみエネルギー 比例型	
③誘発上下動 変更	STK 単独	○	○	○	○	○	ひずみエネルギー 比例型	
④連成解析	R/B 連成	○	○	○	○	○	ひずみエネルギー 比例型	

注記*1 : 組み合わせる成分を「○」で示す。

*2 : 誘発上下動を考慮する。

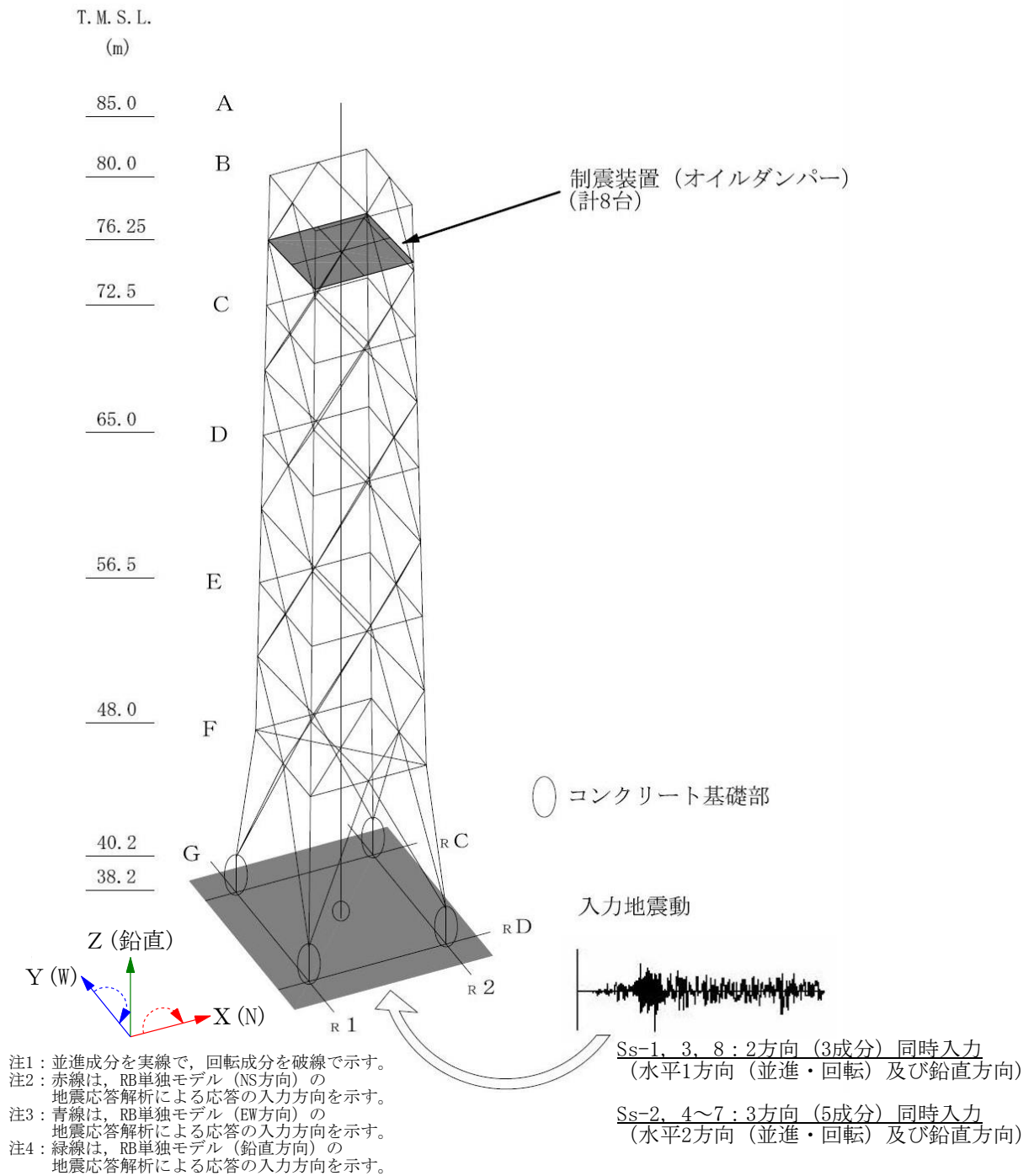
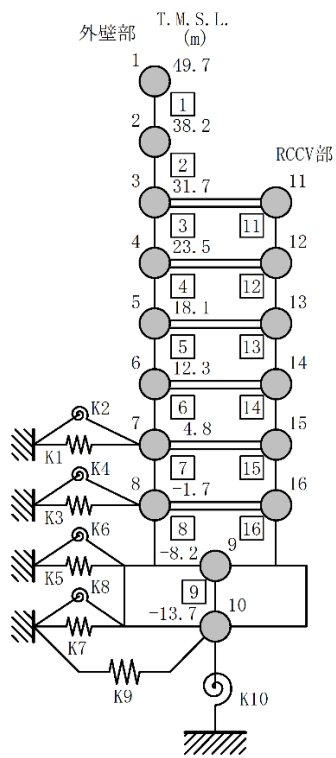
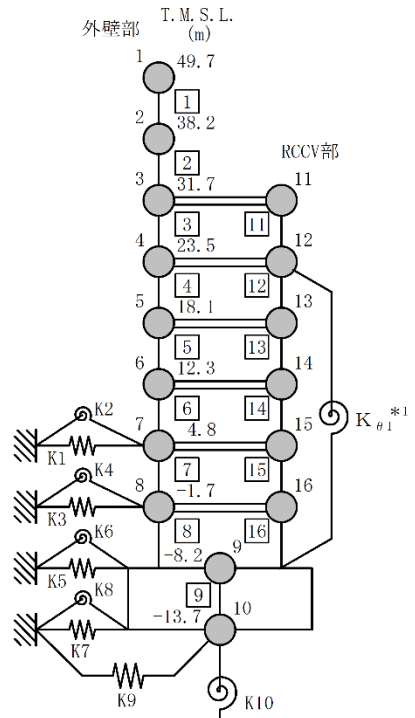


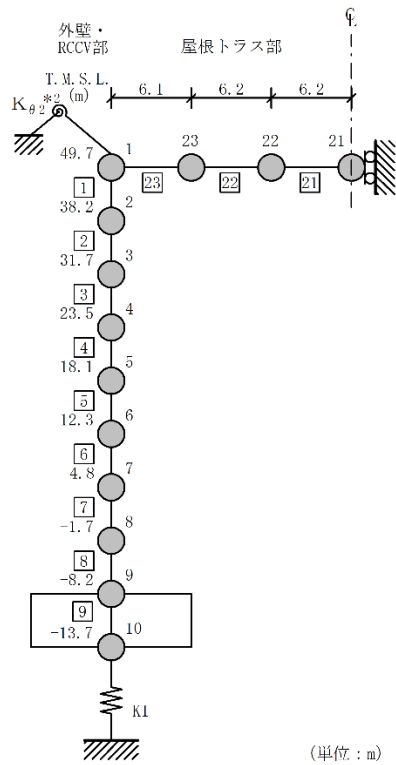
図 2-1 STK 単独モデル



(a) NS 方向



(b) EW 方向



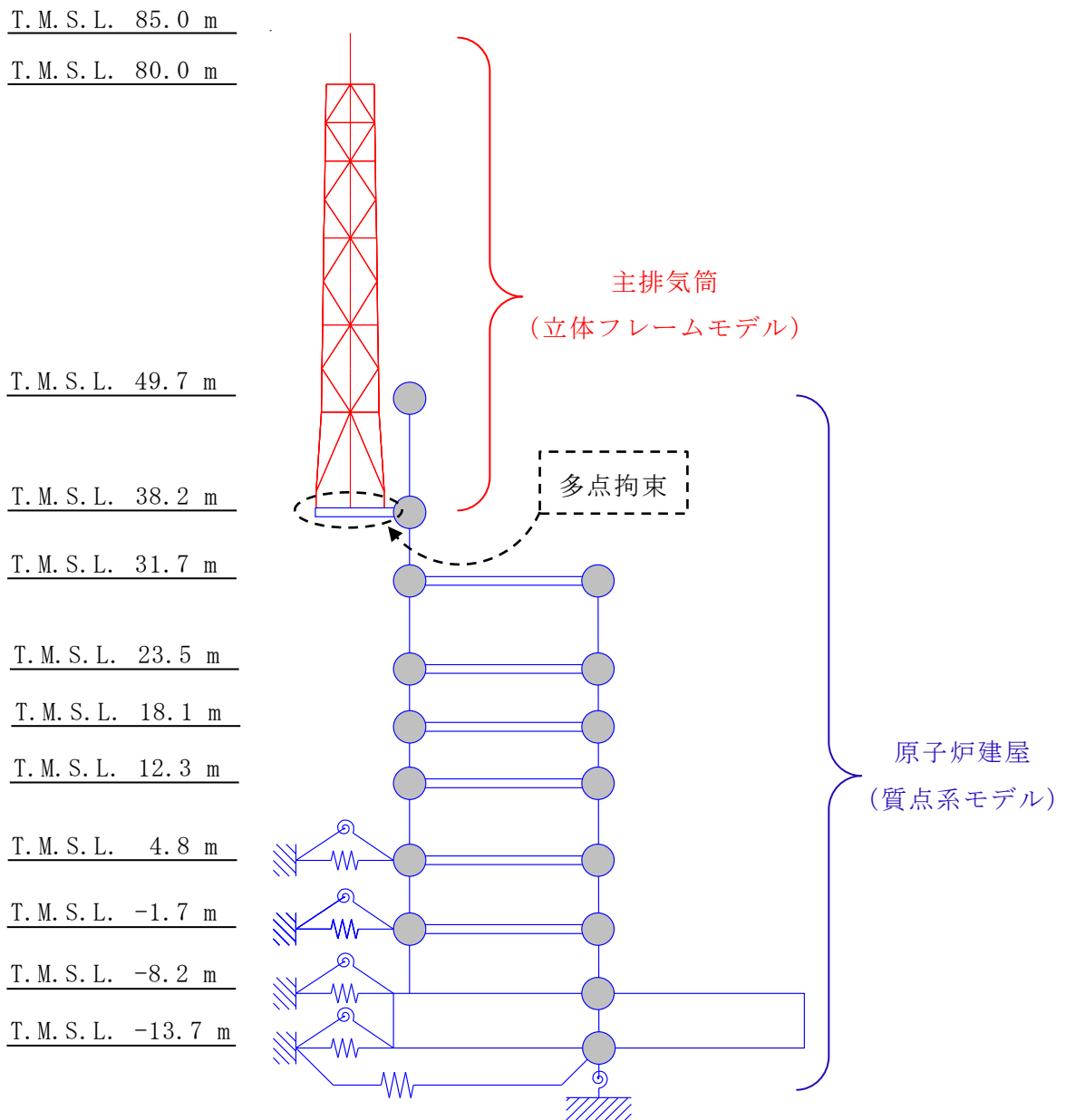
(c) 鉛直方向

(単位: m)

注記 * 1 : RCCV 回転ばね

* 2 : 屋根トラス端部回転拘束ばね

図 2-2 R/B 単独モデル



- 注 1：赤線部は主排気筒（立体フレームモデル）であり，図 2-1 をモデル化する。
- 注 2：青線部は原子炉建屋（質点系モデル）であり，原子炉建屋の各方向の応答を主排気筒で考慮するために，図 2-2 に示す 3 方向のモデルを主排気筒と T.M.S.L. 38.2m において同時に多点拘束で結合する。本図では，例として NS 方向のみを記載する。
- 注 3：主排気筒と原子炉建屋の詳細は，それぞれ STK 今回工認と R/B 今回工認に示す通りである。

図 2-3 R/B 連成モデルの概念図

3. 地震応答解析結果

表 3-1 に地震応答解析結果に基づく断面算定結果を示す。

主柱材の検定値について、STK 単独解析である②減衰変更及び③誘発上下動変更は、①STK 今回工認に対して減少する傾向にある。これは、②減衰変更及び③誘発上下動変更が同じ検定値であるため、ひずみエネルギー比例型減衰の影響であることを確認した。④連成解析の検定値は、②減衰変更及び③誘発上下動変更よりもやや小さいものの、検定値が①STK 今回工認に対して減少する傾向は、②減衰変更及び③誘発上下動変更と同じである。なお、全部材中で最も検定値が大きくなる主柱材 D-E 間について、①STK 今回工認では検定値が 0.99 であったが、②減衰変更及び③誘発上下動変更で 0.98、④連成解析では 0.96 まで低減している。

斜材及び水平材の検定値は、各ケースでおおむね整合している。

筒身部の検定値について、②減衰変更、③誘発上下動変更及び④連成解析は、①STK 今回工認に対して、T.M.S.L. 65.0m 以上で増大する傾向にあるものの、最大でも 0.89 となっている。T.M.S.L. 65.0m 以上の検定値については、②減衰変更、③誘発上下動変更及び④連成解析がほぼ同じであり、ひずみエネルギー比例型減衰の影響で①STK 今回工認より検定値が増加したものの、連成による影響は軽微である。

以上より、原子炉建屋と主排気筒を連成した場合についても耐震性に影響が無いことを確認するとともに、V-2-7-2-1「主排気筒の耐震性についての計算書」で原子炉建屋と分離した解析モデルを採用することの妥当性を確認した。

表 3-1 断面算定結果 (1/2)

(a) 主柱材

標高 T. M. S. L. (m)	部材間	STK単独解析									連成解析		
		①STK今回工認			②減衰変更			③誘発上下動変更			④連成解析		
		評価用応力		$\frac{\sigma_c + \sigma_b}{f_c + f_b}$	評価用応力		$\frac{\sigma_c + \sigma_b}{f_c + f_b}$	評価用応力		$\frac{\sigma_c + \sigma_b}{f_c + f_b}$	評価用応力		$\frac{\sigma_c + \sigma_b}{f_c + f_b}$
		N (kN)	M (kN・m)		N (kN)	M (kN・m)		N (kN)	M (kN・m)		N (kN)	M (kN・m)	
80.0	B-C	21.6	27.3	0.19	26.6	27.3	0.19	22.9	27.3	0.19	22.7	26.9	0.18
72.5	C-D	1100	110	0.79	1070	111	0.78	1070	111	0.78	1060	110	0.78
65.0	D-E	2930	168	0.99	2870	167	0.98	2870	167	0.98	2830	166	0.96
56.5	E-F	5470	618	0.93	5390	616	0.92	5390	615	0.92	5300	612	0.91
48.0	F-G	7630	729	0.84	7580	724	0.83	7580	724	0.83	7440	703	0.82
40.2													

注：断面算定方法は、V-2-7-2-1「主排気筒の耐震性についての計算書」に基づく。

(b) 斜材

標高 T. M. S. L. (m)	部材間	STK単独解析						連成解析	
		①STK今回工認		②減衰変更		③誘発上下動変更		④連成解析	
		評価用応力	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	評価用応力	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	評価用応力	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	評価用応力	$\frac{\sigma_c}{f_c}$
		N (kN)		N (kN)		N (kN)		N (kN)	
80.0	B-C	633	0.71	631	0.71	631	0.71	627	0.70
72.5	C-D	738	0.47	736	0.47	736	0.47	731	0.47
65.0	D-E	968	0.34	960	0.34	960	0.34	955	0.34
56.5	E-F	1130	0.22	1150	0.22	1150	0.22	1130	0.22
48.0	F-G	1360	0.16	1430	0.17	1430	0.17	1420	0.16
40.2									

注：断面算定方法は、V-2-7-2-1「主排気筒の耐震性についての計算書」に基づく。

(c) 水平材

標高 T. M. S. L. (m)	部材位置	STK単独解析						連成解析	
		①STK今回工認		②減衰変更		③誘発上下動変更		④連成解析	
		評価用応力	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	評価用応力	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	評価用応力	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	評価用応力	$\frac{\sigma_c}{f_c}$
		N (kN)		N (kN)		N (kN)		N (kN)	
80.0	B	63.6	0.09	63.4	0.09	63.4	0.09	65.2	0.09
72.5	C	92.9	0.15	93.0	0.15	93.0	0.15	91.0	0.14
65.0	D	178	0.12	185	0.13	185	0.13	176	0.12
56.5	E	326	0.24	330	0.24	331	0.24	324	0.24
48.0	F	325	0.16	314	0.16	314	0.16	311	0.16

注：断面算定方法は、V-2-7-2-1「主排気筒の耐震性についての計算書」に基づく。

表 3-1 断面算定結果 (2/2)

(d) 筒身部

標高 T.M.S.L. (m)	部材間	STK単独解析									連成解析		
		①STK今回工認			②減衰変更			③誘発上下動変更			④連成解析		
		評価用応力		$\frac{\sigma_c}{c f_{cr}} + \frac{\sigma_b}{b f_{cr}}$	評価用応力		$\frac{\sigma_c}{c f_{cr}} + \frac{\sigma_b}{b f_{cr}}$	評価用応力		$\frac{\sigma_c}{c f_{cr}} + \frac{\sigma_b}{b f_{cr}}$	評価用応力		$\frac{\sigma_c}{c f_{cr}} + \frac{\sigma_b}{b f_{cr}}$
		N (kN)	M (kN・m)		N (kN)	M (kN・m)		N (kN)	M (kN・m)		N (kN)	M (kN・m)	
85.0	A-B	21.7	1090	0.33	21.3	1180	0.36	24.8	1180	0.36	27.4	1180	0.36
80.0	B-C	152	2720	0.83	149	2890	0.88	168	2890	0.89	186	2890	0.89
72.5	C-D	203	2450	0.77	193	2680	0.83	224	2670	0.83	229	2720	0.85
65.0	D-E	256	3630	0.67	259	3640	0.67	279	3640	0.67	278	3600	0.66
56.5	E-F	396	4570	0.85	424	4560	0.85	319	4560	0.84	310	4470	0.82
48.0	F-G	539	5660	0.57	578	5700	0.58	426	5710	0.57	419	5700	0.57
39.0													

注：断面算定方法は、V-2-7-2-1「主排気筒の耐震性についての計算書」に基づき、時刻歴断面算定結果を示す。

中央制御室遮蔽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

V-2-8-4-3「中央制御室遮蔽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 中央制御室遮蔽他のスラブの耐震性評価

(参考資料1) 計算機プログラム（解析コード）の概要

別紙 1 中央制御室遮蔽他のスラブの耐震性評価

目 次

1. 概要	別紙 1-1
2. 評価方針	別紙 1-2
3. 振動特性の確認	別紙 1-3
3.1 解析方針	別紙 1-3
3.2 固有値解析結果	別紙 1-10
4. 応答増幅の影響評価	別紙 1-15
4.1 評価方法	別紙 1-15
4.2 応力解析方法	別紙 1-15
4.3 評価結果	別紙 1-18

別紙 1-1 天井スラブを支持する鉄骨小ばりの耐震性評価

1. 概要

本資料は、V-2-8-4-3「中央制御室遮蔽の耐震性についての計算書」におけるスラブの鉛直地震力に対する耐震評価を補足的に説明するものである。

2. 評価方針

中央制御室遮蔽及び中央制御室バウンダリを構成するスラブは遮蔽性及び気密性を維持するための構成部材の一つであり、基準地震動 S_s による地震力に対し機能維持が求められている。

地震時の機能維持の確認では、当該スラブは十分に剛であるとし、地震荷重は質点系モデルにおいて、当該部が位置する質点の鉛直方向の応答値を用いている。

ここでは、当該スラブの支持条件を適切にモデル化した 3次元 FEM モデルを用いた固有値解析により当該スラブの振動特性を確認し、1次固有振動数が 20Hz を下回る場合には、当該スラブの応答増幅について影響評価を行う。

3. 振動特性の確認

3.1 解析方針

評価対象部位の振動性状の確認は、3次元 FEM モデルを用いた固有値解析により行う。

図 3-1 に示す耐震壁及び大ばりで囲まれたスラブのうち、スラブのスパンから判断して、鉛直方向地震力による増幅の影響が最も大きいと思われる部位を評価対象部位としてモデル化する。また、大ばりについても幅の半分をモデル化し、はりの柔性の影響を考慮する。解析モデルに使用する FEM 要素は、形状及び厚さを踏まえたシェル要素とする。境界条件は、V-2-8-4-3「中央制御室遮蔽の耐震性についての計算書」では、はりもしくは耐震壁に支持されている状況に応じ、四辺固定版または両端固定ばりとしてモデル化している。本検討における境界条件は、耐震壁で支持されている範囲は固定とし、下部に壁がない大ばり及び鉄筋コンクリート造の小ばりは、鉛直変位方向のみ自由とする。

固有値解析には、解析コード「MSC NASTRAN」及び「DIANA」を用いる。

使用材料の物性値を表 3-1 及び表 3-2 に、解析モデルを図 3-2 に示す。

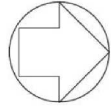
表 3-1 コンクリートの物性値

諸元	物性値
ヤング係数	$2.88 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
ポアソン比	0.2

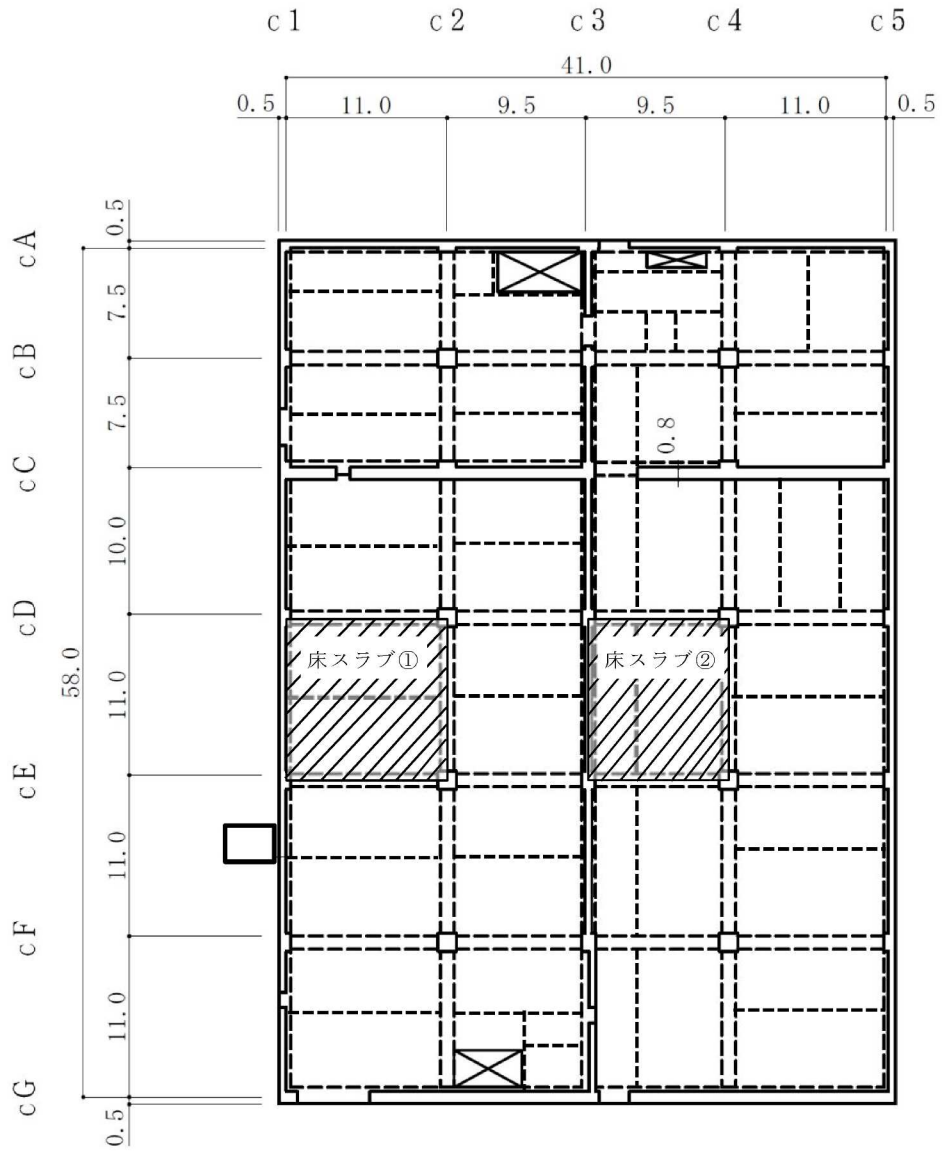
注：剛性はコンクリートの実強度（ 43.1 N/mm^2 ）に基づく。

表 3-2 鉄骨の物性値

諸元	物性値
鋼種	SM41A (SM400 相当)
ヤング係数	$2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$



PN



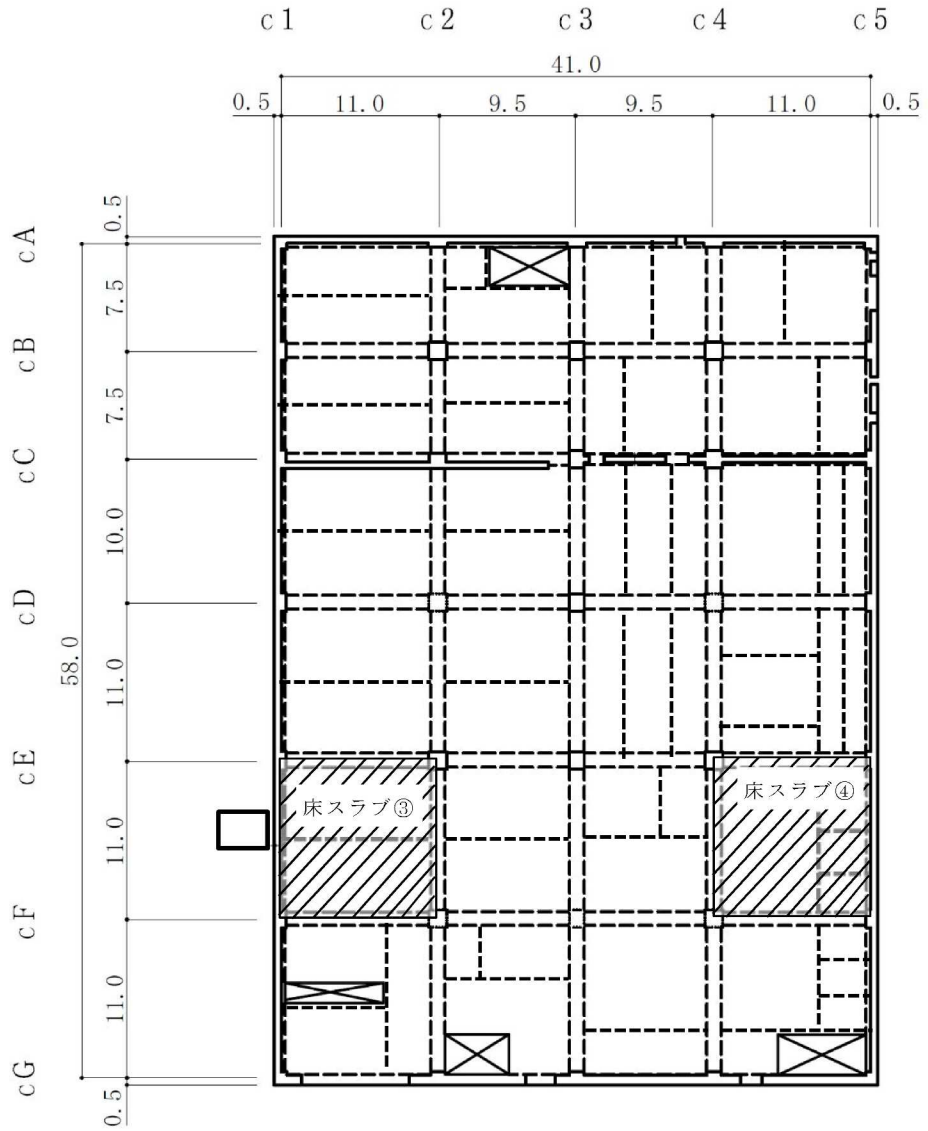
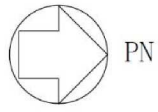
----- : 小ぶり

(単位 : m)

(a) 中央制御室 (下部) 床スラブ

(1F, T.M.S.L. 12.3m)

図 3-1 スラブの評価を記載する部材の位置 (1/3)



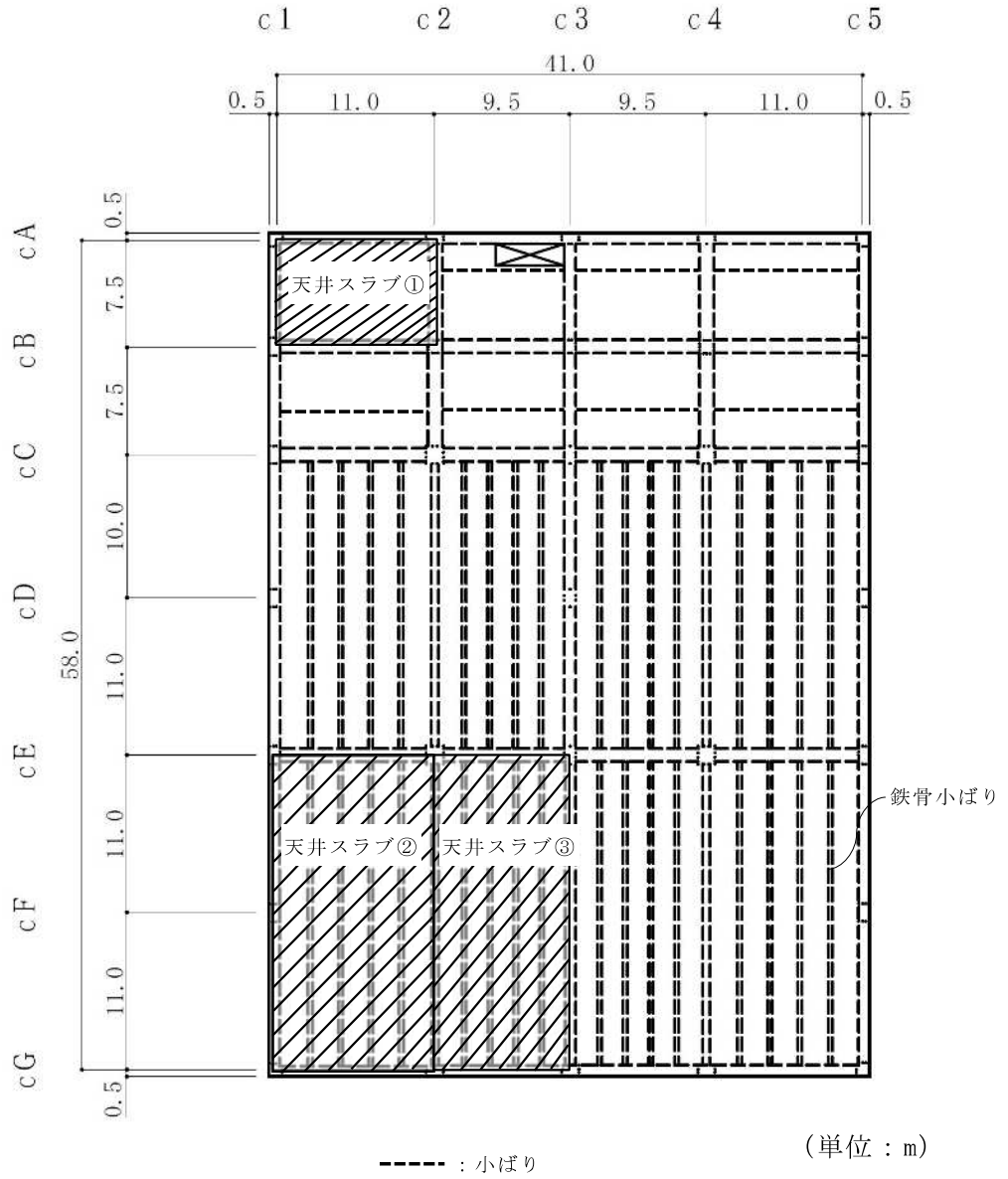
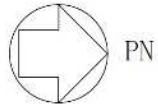
(単位：m)

-----：小ぶり

(b) 中央制御室（上部）床スラブ

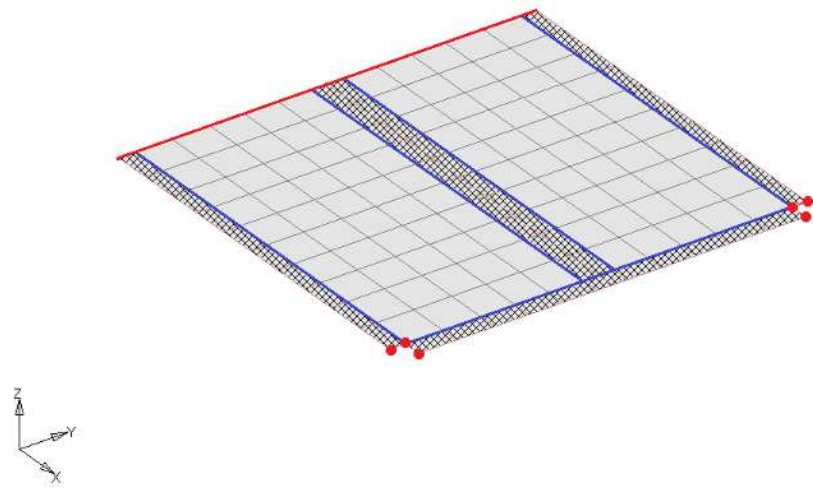
(2F, T.M.S.L. 17.3m)

図 3-1 スラブの評価を記載する部材の位置 (2/3)

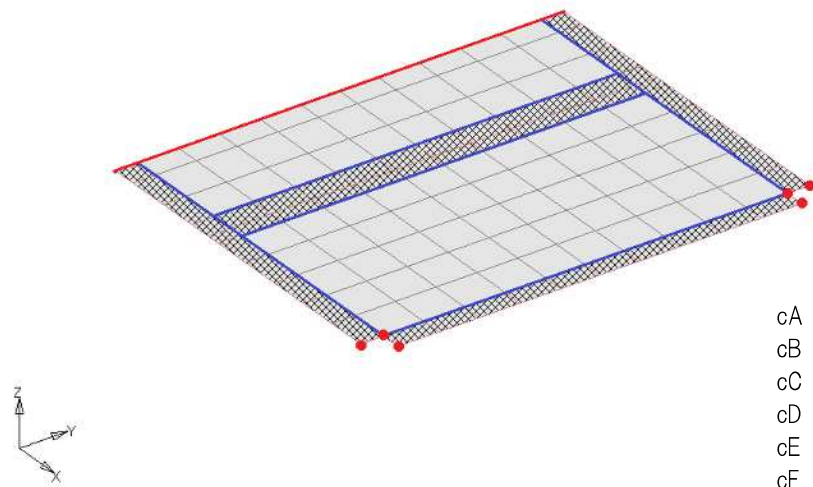


(c) 中央制御室 (上部) 天井スラブ
(RF, T. M. S. L. 24. 1m)

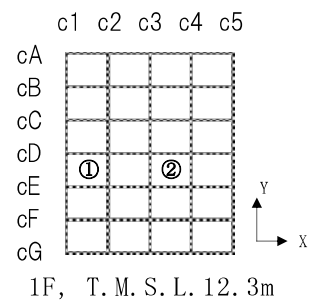
図 3-1 スラブの評価を記載する部材の位置 (3/3)



(a) 床スラブ①

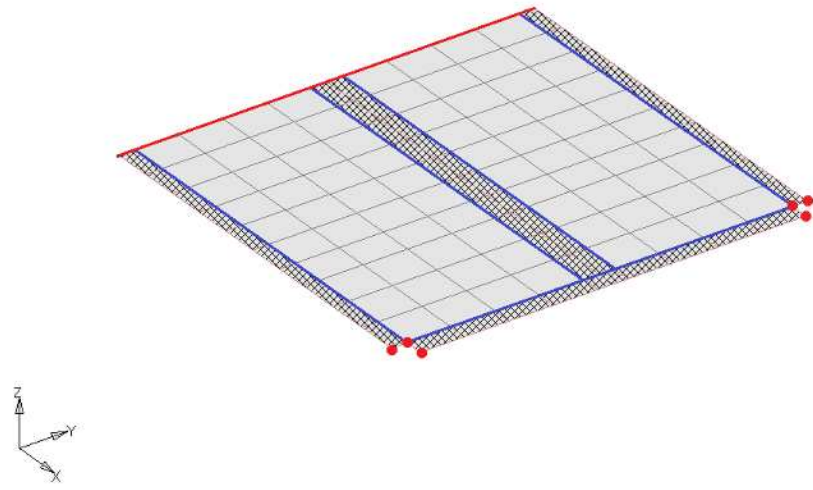


(b) 床スラブ②

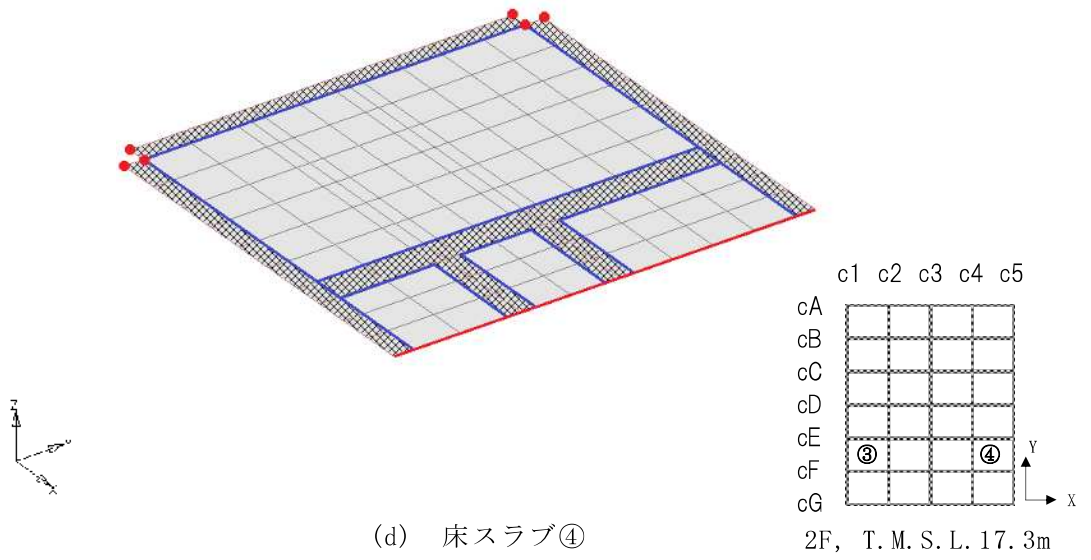


●, —: 固定 —: 鉛直のみ自由 (ハッチング部ははりの範囲を示す。)

図 3-2 解析モデル図 (1/3)



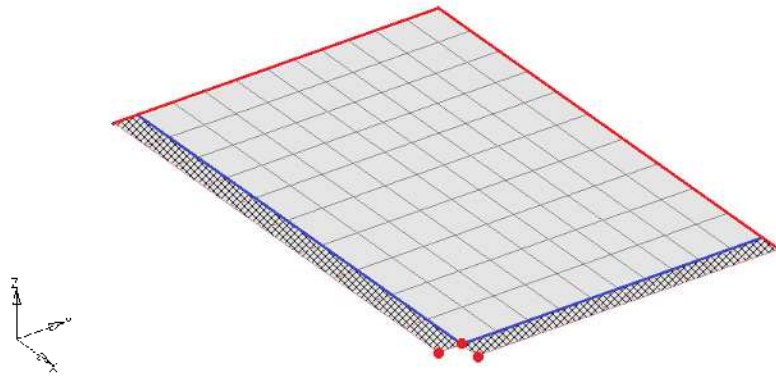
(c) 床スラブ③



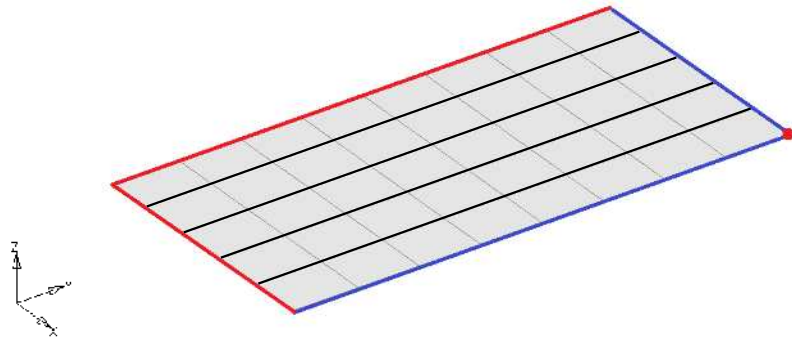
(d) 床スラブ④

●, —: 固定 —: 鉛直のみ自由 (ハッチング部ははりの範囲を示す。)

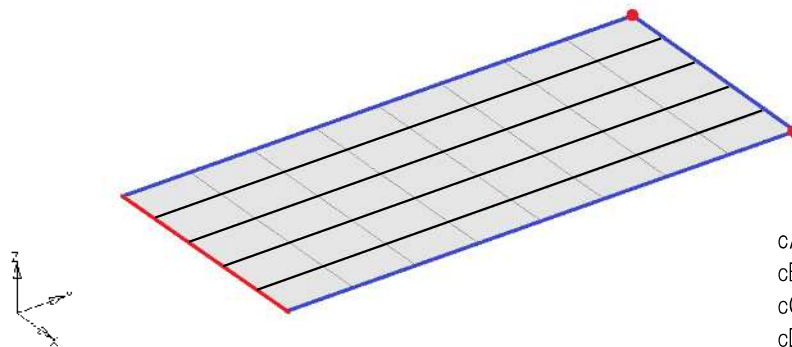
図 3-2 解析モデル図 (2/3)



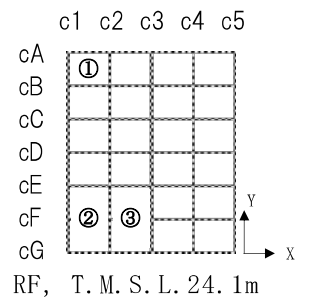
(e) 天井スラブ①



(f) 天井スラブ②



(g) 天井スラブ③



●, — : 固定 — : 鉛直のみ自由 — : 鉄骨小ばり
 (ハッチング部ははりの範囲を示す。)

注記: 鉄骨小ばりのモデル化に当たっては、はり位置のオフセットを考慮している。

図 3-2 解析モデル図 (3/3)

3.2 固有値解析結果

床及び天井スラブの固有振動数を表 3-3 に，モード図を図 3-3 に示す。

1 次固有振動数が 20Hz を下回っているスラブについては応答増幅の影響評価を行うこととする。なお，天井スラブ②及び天井スラブ③以外は 1 次固有振動数が 20Hz を上回っており，当該部位の応答の増幅は考慮しない。

表 3-3 床及び天井スラブの固有振動数

部位	T. M. S. L. (m)	次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
床スラブ①	12.3	1 次	27.9	-18.21	
		2 次	36.6	0.35	
		3 次	42.4	-3.70	
床スラブ②	12.3	1 次	27.2	18.09	
		2 次	39.3	3.87	
		3 次	40.9	0.04	
床スラブ③	17.3	1 次	28.5	-17.52	
		2 次	37.6	0.31	
		3 次	43.4	-3.62	
床スラブ④	17.3	1 次	24.6	15.03	
		2 次	37.2	-2.74	
		3 次	38.9	-7.23	
天井スラブ①	24.1	1 次	28.3	16.61	
		2 次	45.9	1.02	
		3 次	49.0	0.94	
天井スラブ②	24.1	1 次	14.4	17.68	20Hz を下回る
		2 次	27.0	1.36	
		3 次	28.6	1.06	
天井スラブ③	24.1	1 次	14.6	18.00	20Hz を下回る
		2 次	24.2	0.00	
		3 次	28.9	1.17	

注記*：一般化質量の値が 1.0 になるように正規化した値を示す。

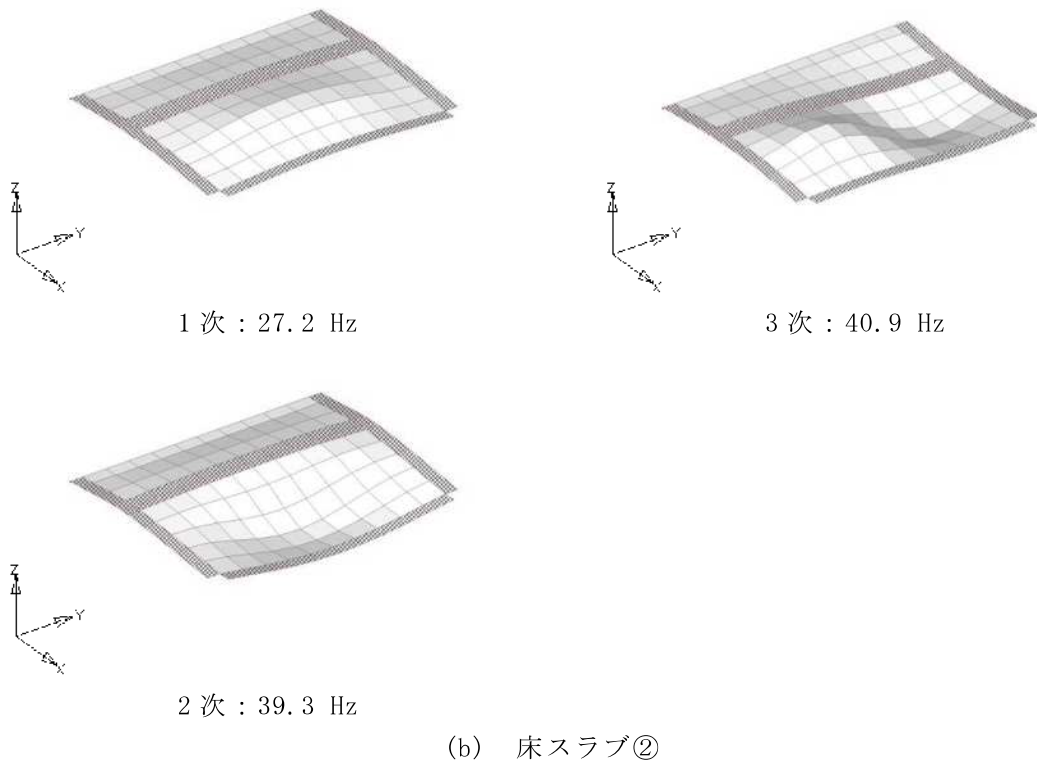
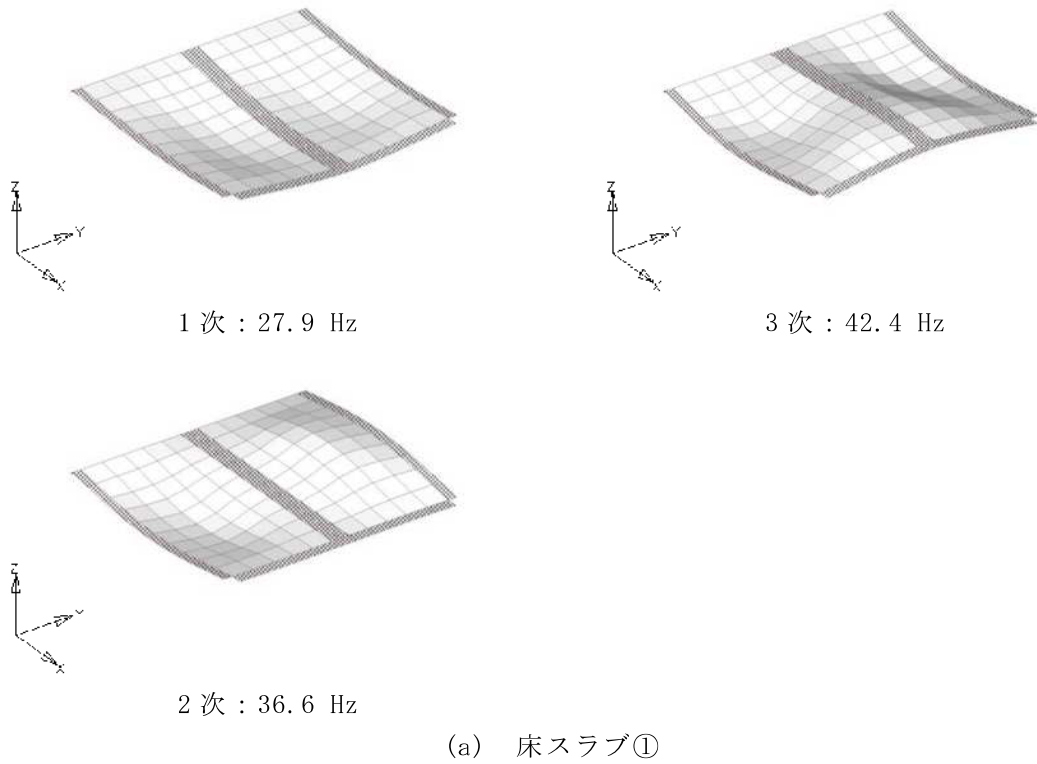
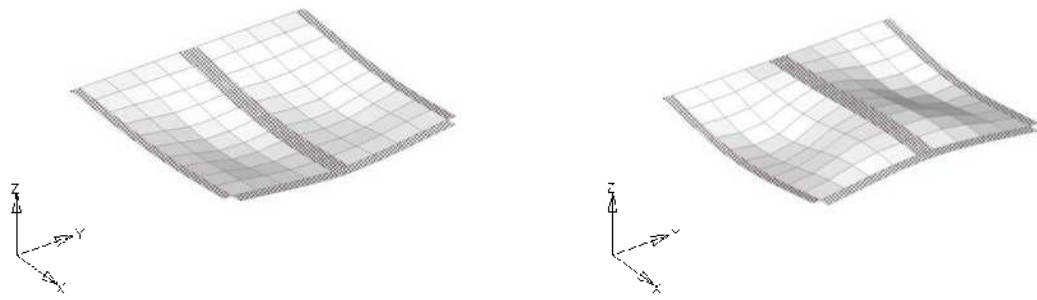
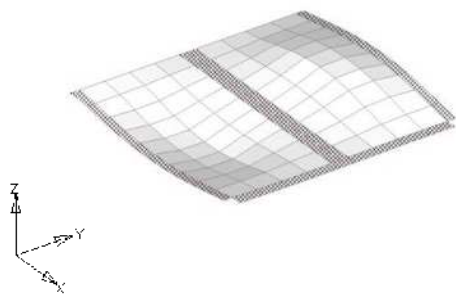


図 3-3 床スラブ及び天井スラブのモード図 (1/4)



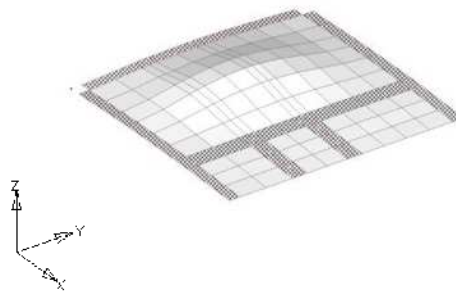
1次 : 28.5 Hz

3次 : 43.4 Hz

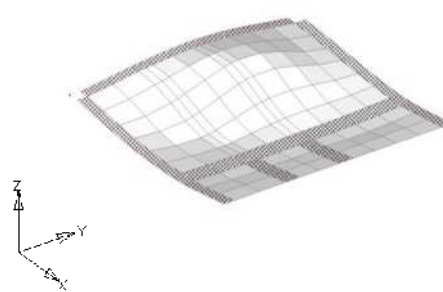


2次 : 37.6 Hz

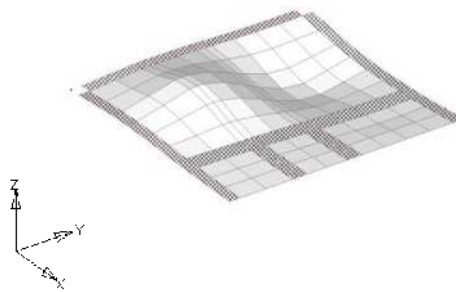
(c) 床スラブ③



1次 : 24.6 Hz



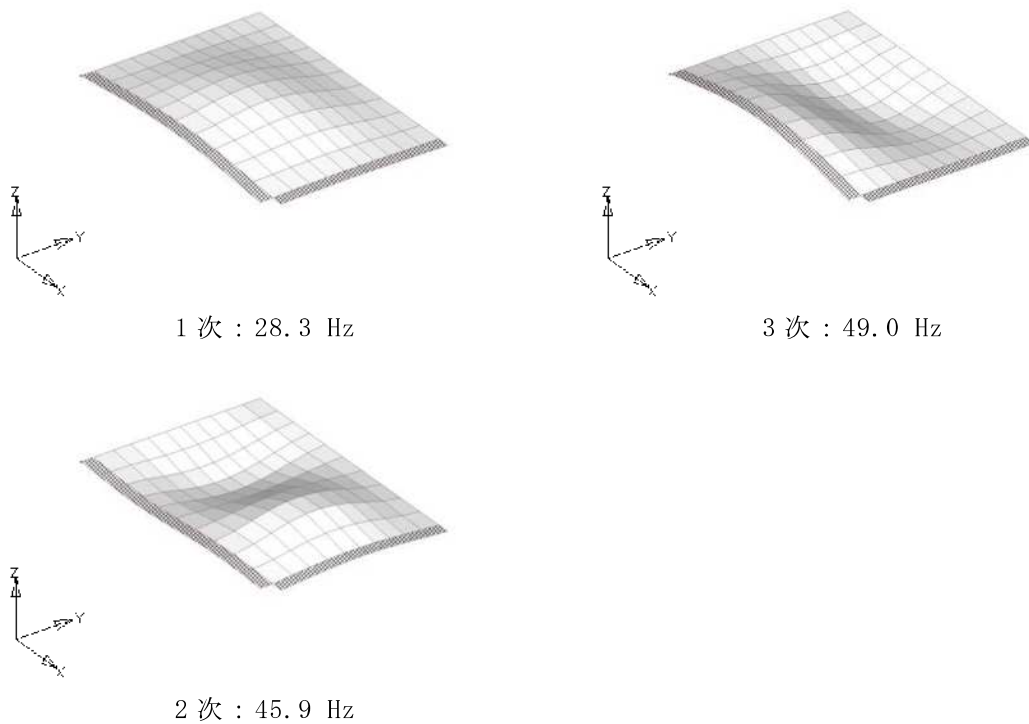
3次 : 38.9 Hz



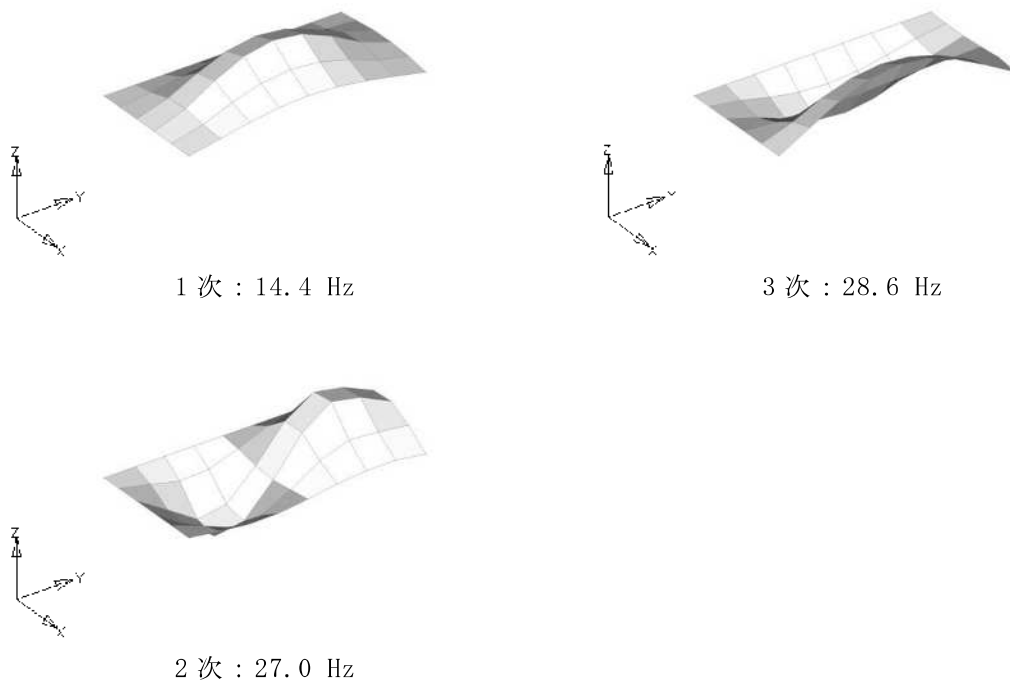
2次 : 37.2 Hz

(d) 床スラブ④

図 3-3 床スラブ及び天井スラブのモード図 (2/4)

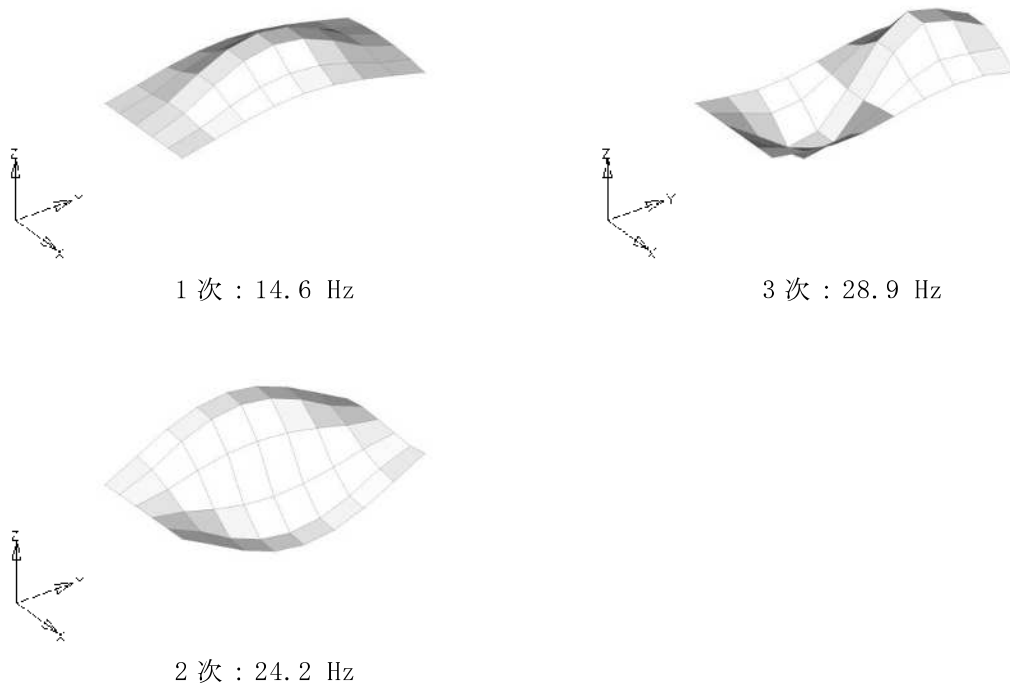


(e) 天井スラブ①



(f) 天井スラブ②

図 3-3 床スラブ及び天井スラブのモード図 (3/4)



(g) 天井スラブ③

図 3-3 床スラブ及び天井スラブのモード図 (4/4)

4. 応答増幅の影響評価

固有値解析の結果，1次固有振動数が20Hzを下回った天井スラブ②及び天井スラブ③を評価対象とし，振動特性を踏まえ鉛直方向の応答増幅による影響評価を行う。

4.1 評価方法

鉛直方向の応答増幅の影響評価にあたっては，評価対象が位置する質点の床応答スペクトルより，評価対象の1次固有振動数に相当する応答加速度から鉛直震度を算出し，その鉛直震度を用いて得られた応力により影響評価を行う。評価にあたっては，材料物性の不確かさを考慮する。

4.2 応力解析方法

(1) 荷重ケース

作用荷重のうち地震荷重は，固定荷重及び積載荷重と同じ下向きに作用する場合に生じる応力が最大となるため，地震荷重は鉛直下向きの場合のみを考慮する。

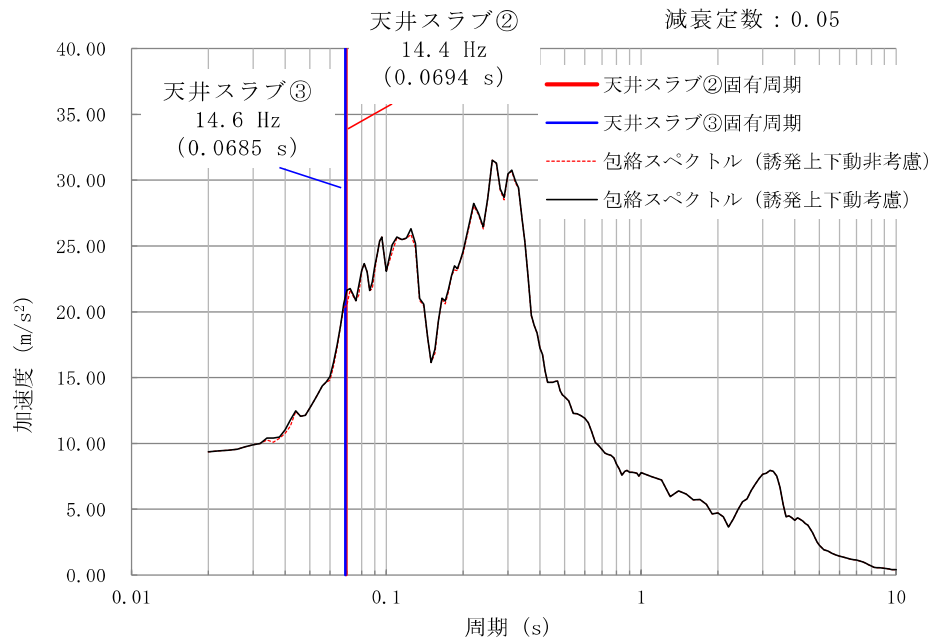
(2) 発生応力の算出

影響評価を行うスラブにおいて，基準地震動 S_s （鉛直方向）に対する質点系モデルの床レベルの加速度応答スペクトル図より，スラブの1次固有振動数相当の最大加速度を求め，この最大応答加速度を重力加速度で除すことにより鉛直震度を算出する。

地震時の発生応力は，長期荷重時の端部曲げモーメント，中央部曲げモーメント及びせん断力を鉛直震度により係数倍することで算出する。なお，長期荷重時の端部曲げモーメント及び中央部曲げモーメントは「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制定）」に準拠して算出する。

評価対象が位置する質点の鉛直方向の減衰定数5%の加速度応答スペクトルを図4-1に，それらより算出した鉛直震度を表4-1に示す。なお，加速度応答スペクトルは材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を包絡し，誘発上下動による鉛直方向の応答加速度も考慮したもの（図4-1の黒色実線）とする。また，図4-1には誘発上下動による鉛直方向の応答加速度非考慮のもの（赤色破線）も参考に示す。

長期荷重時の端部曲げモーメント，中央部曲げモーメント及びせん断力を表4-2に示す。評価に用いた荷重及び荷重の組合せはV-2-8-4-3「中央制御室遮蔽の耐震性についての計算書」に基づき設定した。また，鉛直震度より算出した端部曲げモーメント，中央部曲げモーメント及びせん断力を表4-3に示す。



注：図中の包絡スペクトルは、材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を包絡したものである。

図 4-1 天井スラブ②及び天井スラブ③が位置する質点の鉛直方向の加速度応答スペクトル (質点番号 1, 鉛直方向)

表 4-1 1次固有振動数を考慮した鉛直震度

項目	天井スラブ②	天井スラブ③
1次固有振動数における加速度応答スペクトルの値 (m/s ²)	21.46	20.97
上記のスペクトルの値から算出した鉛直方向震度 (長期荷重を含む)	3.19	3.14

表 4-2 長期荷重時の端部曲げモーメント, 中央部曲げモーメント及びせん断力

部位	方向	端部曲げモーメント M (kNm)	中央部曲げモーメント M (kNm)	せん断力 Q (kN)
天井スラブ②	短辺 (NS 方向) 両端固定ばり	9.1	4.5	24.7
天井スラブ③	短辺 (NS 方向) 両端固定ばり	7.5	3.7	22.5

表 4-3 鉛直震度より算出した端部曲げモーメント, 中央部曲げモーメント及びせん断力

部位	方向	端部曲げモーメント M (kNm)	中央部曲げモーメント M (kNm)	せん断力 Q (kN)
天井スラブ②	短辺 (NS 方向) 両端固定ばり	25.2	12.6	68.6
天井スラブ③	短辺 (NS 方向) 両端固定ばり	20.5	10.2	61.4

4.3 評価結果

天井スラブ②及び天井スラブ③について、鉛直震度を乗じた発生応力に対する評価結果を表 4-4 に示す。スラブの増幅を考慮した場合においても、発生応力が「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)」に基づく許容限界を超えないことを確認した。

表 4-4 評価結果

部位		天井スラブ②	天井スラブ③
方向		短辺 (NS 方向) 両端固定ばり	短辺 (NS 方向) 両端固定ばり
厚さ t (mm) × 幅 b (mm)		□ × 1000	□ × 1000
有効スパン l (mm)		2200	2000
有効せい d (mm)		240	240
配筋	上ば筋	D13@200 (635mm ² /m)	D13@200 (635mm ² /m)
	下ば筋	D13@200 (635mm ² /m)	D13@200 (635mm ² /m)
曲げモーメント	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	25.2	20.5
	許容限界 M_A (kN・m/m)	46.0	46.0
	検定値 M/M_A	0.55	0.45
面外せん断力	発生せん断力 Q (kN/m)	68.6	61.4
	せん断スパン比による 割増し係数 α	1.0	1.0
	許容限界 Q_A (kN/m)	254.1	254.1
	検定値 Q/Q_A	0.27	0.25
判定		可	可

別紙 1-1 天井スラブを支持する鉄骨小ばりの耐震性評価

目 次

1. 概要	別紙 1-1-1
2. 評価方針	別紙 1-1-2
3. 評価方法	別紙 1-1-8
4. 断面の評価方法	別紙 1-1-11
5. 評価結果	別紙 1-1-12

1. 概要

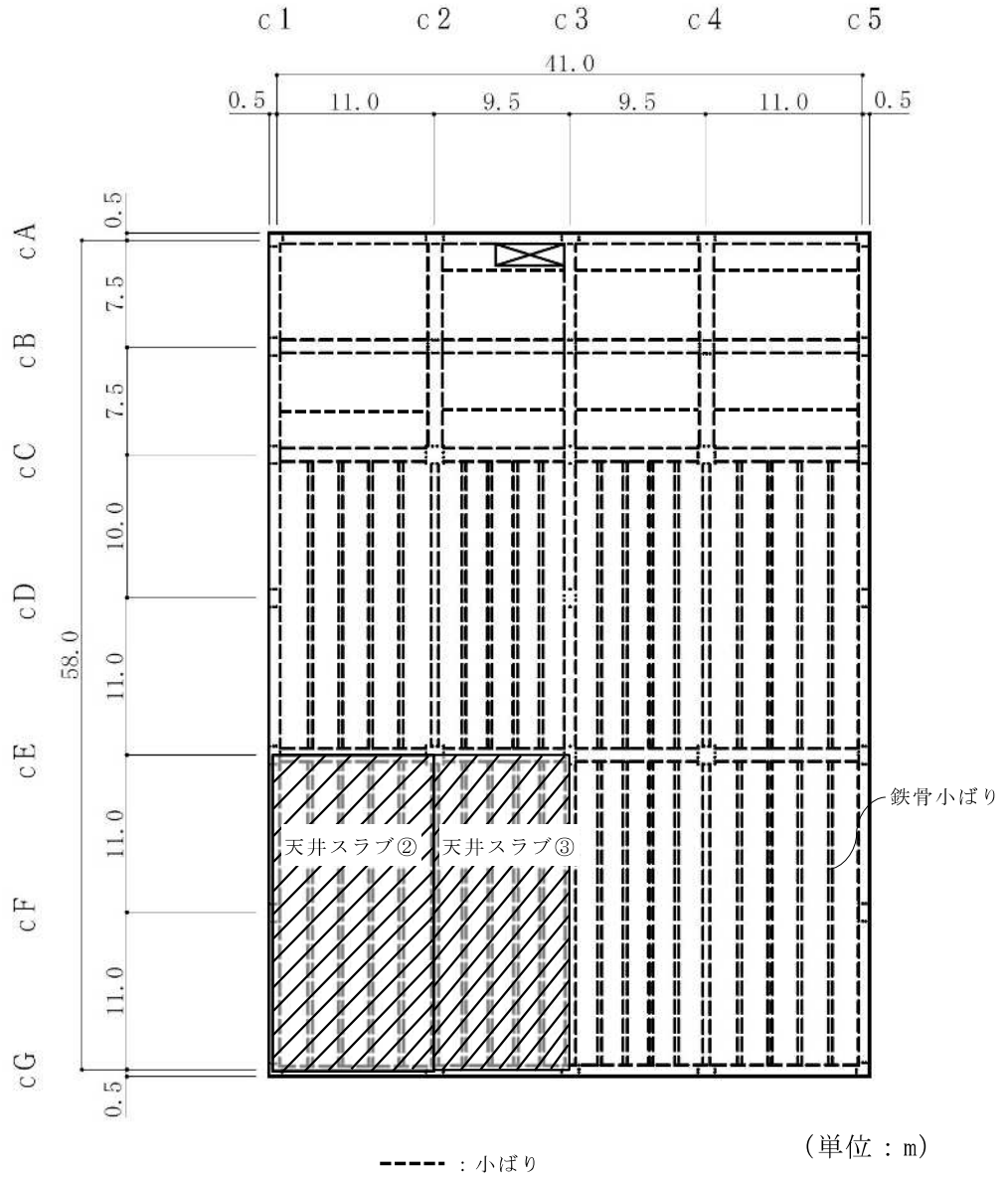
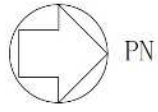
本資料では、「別紙1 中央制御室遮蔽他のスラブの耐震性評価」（以下「別紙1」という。）の応答増幅を考慮した天井スラブ評価においてモデル化している、天井スラブを支持する鉄骨小ばりの応答増幅について影響評価を行う。

2. 評価方針

別紙 1 において、スラブの支持条件を適切にモデル化した 3 次元 FEM モデルを用いた固有値解析によりスラブの振動特性を確認し、1 次固有振動数が 20Hz を下回る天井スラブ②及び天井スラブ③について応答増幅に対する影響評価を行っている。天井スラブ②及び天井スラブ③の位置を図 2-1 に、解析モデルを図 2-2 に、刺激係数が支配的な 1 次のモード図を図 2-3 に、天井スラブの固有振動数を表 2-1 に示す。

本資料では、上記スラブを支持する鉄骨小ぶりについて、別紙 1 と同様に応答増幅に対する影響評価を行う。なお、評価にあたっては材料物性の不確かさを考慮する。

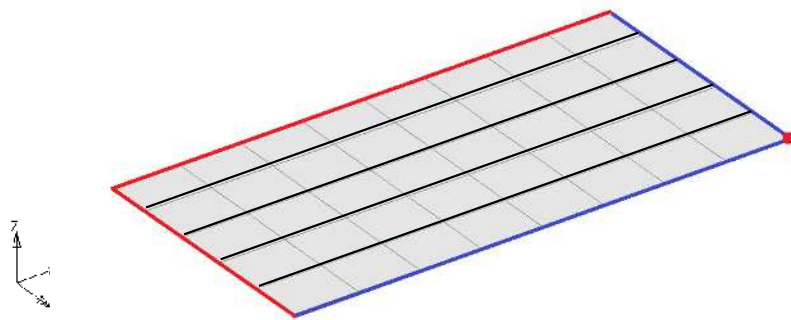
評価対象の鉄骨小ぶりの位置を図 2-4 に、鋼材の弾性限強度を表 2-2 に示す。



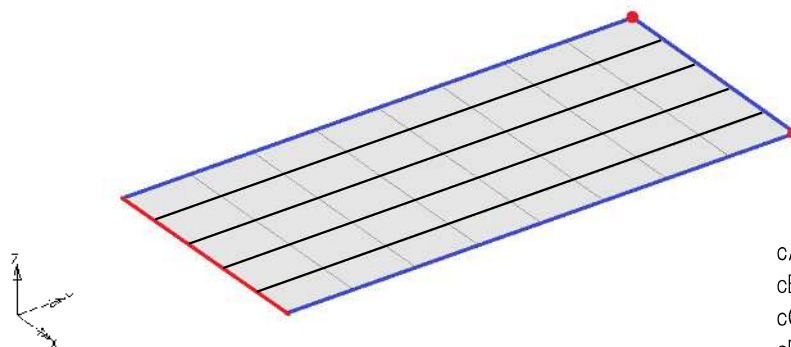
中央制御室（上部）天井スラブ

(RF, T.M.S.L. 24.1m)

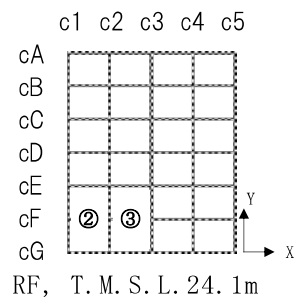
図 2-1 スラブの評価を記載する部材の位置



(a) 天井スラブ②



(b) 天井スラブ③



●, — : 固定 — : 鉛直のみ自由 — : 鉄骨小ぶり
 (ハッチング部ははりの範囲を示す。)

注：鉄骨小ぶりのモデル化に当たっては、はり位置のオフセットを考慮している。

図 2-2 解析モデル図

表 2-1 天井スラブの固有振動数

部位	T. M. S. L. (m)	次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
天井スラブ②	24.1	1次	14.4	17.68	20Hz を下回る
		2次	27.0	1.36	
		3次	28.6	1.06	
天井スラブ③	24.1	1次	14.6	18.00	20Hz を下回る
		2次	24.2	0.00	
		3次	28.9	1.17	

注記*：一般化質量の値が 1.0 になるように正規化した値を示す。

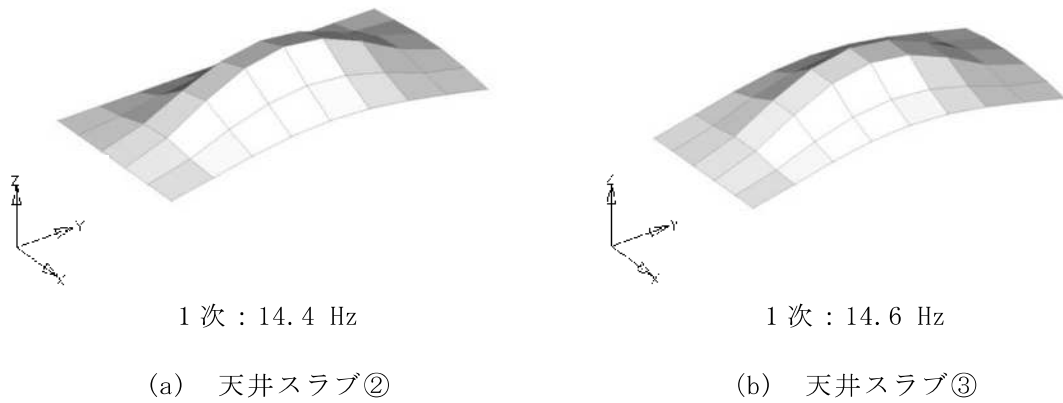
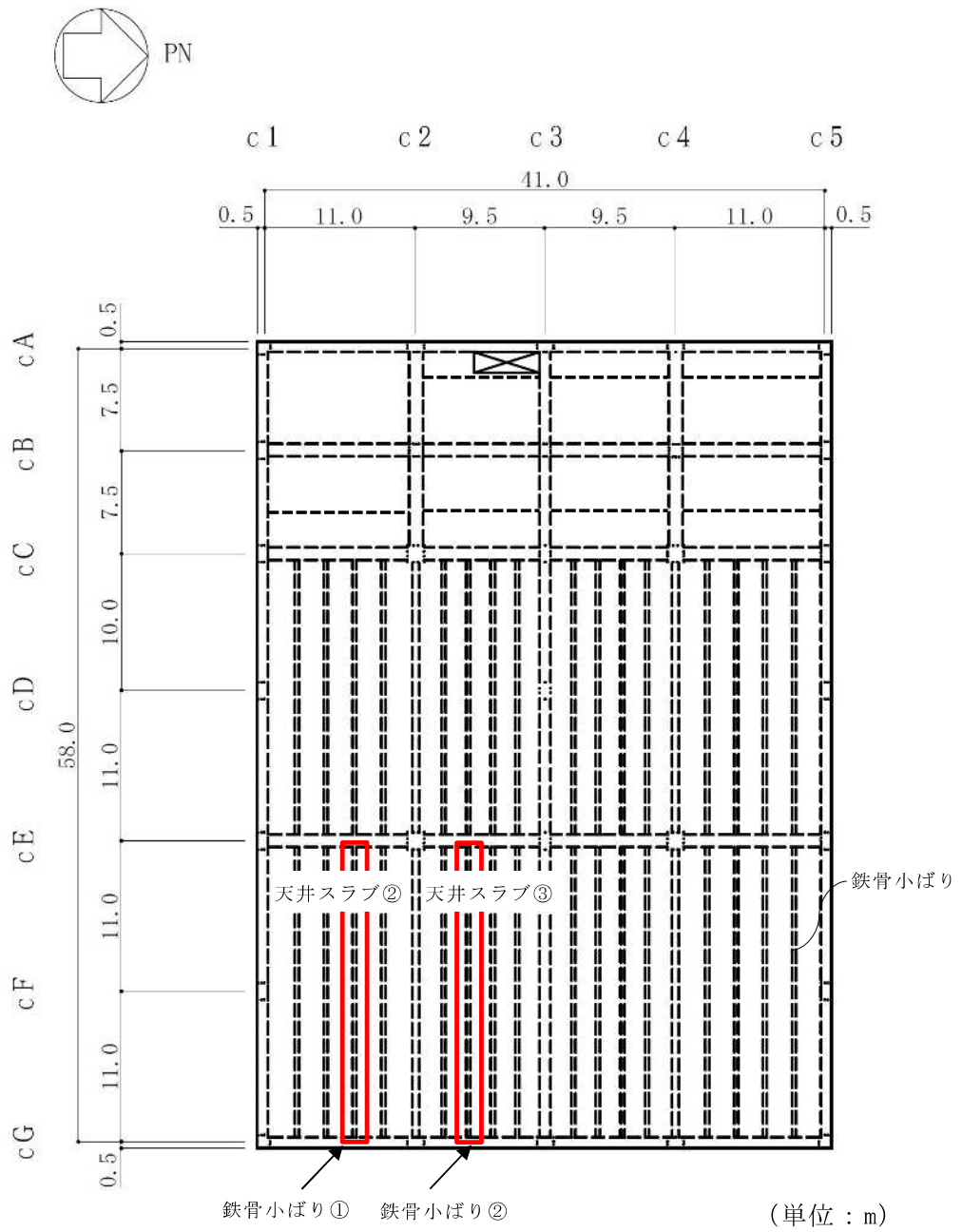


図 2-3 天井スラブの 1 次モード図



注：天井スラブ②の鉄骨小ばり間隔は2.2m，天井スラブ③の鉄骨小ばり間隔は両端部が1.75m，中央部の3スパンが2.0mである。

図2-4 評価対象の鉄骨小ばりの位置 (RF, T.M.S.L.24.1m)

表 2-2 鋼材の弾性限強度

(単位：N/mm²)

材 料	板 厚	基準強度 F 値	弾性限強度		
			圧縮* 引張	曲げ*	せん断*
SM41 (SM400A相当)	t ≤ 40mm	235	258	258	149

注記*：「2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書（国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人建築研究所）」（以下「技術基準解説書」という。）に基づき、F 値に1.1倍の割増しを考慮する。

3. 評価方法

3.1 モデル化の基本方針

鉄骨小ばりの上部が天井スラブに埋め込まれているため、合成ばりとして評価する。鉄骨小ばりの断面図を図 3-1 に示す。

鉄骨小ばりにかかる荷重は、屋根スラブの荷重のうち鉄骨小ばりでの負担幅を考慮した荷重及び鉄骨小ばりの自重を考慮する。鉄骨小ばりに発生する応力は別紙 1 の結果を踏まえ、応答増幅による影響を考慮し、1 次固有振動数に相当する応答加速度から算出した鉛直震度を用いて、固定荷重、積載荷重及び積雪荷重を係数倍することで算出する。固定荷重を表 3-1 に、積載荷重を表 3-2 に、積雪荷重を表 3-3 に、1 次固有振動数を考慮した鉛直震度を表 3-4 に、解析諸元を表 3-5 示す。

作用荷重のうち地震荷重は、固定荷重及び積載荷重と同じ下向きに作用する場合に生じる応力が最大となるため、地震荷重は鉛直下向きの場合のみを考慮する。鉄骨小ばりを含む天井スラブの固有値解析結果より、刺激係数が大きい 1 次固有モード形状を考慮した鉛直震度分布を用いる。1 次固有モード形状を考慮した鉛直震度分布を図 3-2 に示す。

応力解析は、鉛直荷重を静的に作用させたはりモデルによる弾性応力解析にて断面力を算定する。解析に使用するコードは「MSC NASTRAN」である。解析モデル図を図 3-3 に示す。解析モデルに使用する要素は、はり要素である。また、両端はピン支持とする。解析モデルの節点数は 9、要素数は 8 である。

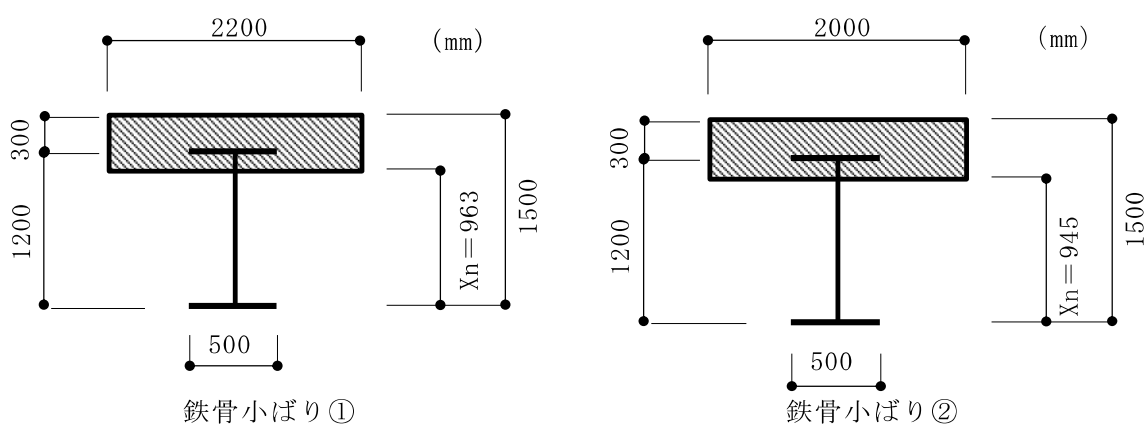


図 3-1 鉄骨小ばりの断面図

表 3-1 固定荷重 (G)

部位	固定荷重 (kN/m)
鉄骨小ばり①	42.38
鉄骨小ばり②	39.23

表 3-2 積載荷重 (P)

部位	積載荷重 (kN/m ²)
鉄骨小ばり①	0.88
鉄骨小ばり②	0.88

表 3-3 積雪荷重 (S N L)

外力の状態	積雪荷重 (kN/m ²)
地震時	2.89

表 3-4 1次固有振動数を考慮した鉛直震度

項目	鉄骨小ばり①	鉄骨小ばり②
1次固有振動数における加速度応答スペクトルの値 (m/s ²)	21.46	20.97
上記のスペクトルの値から算出した鉛直方向震度 (長期荷重を含む)	3.19	3.14

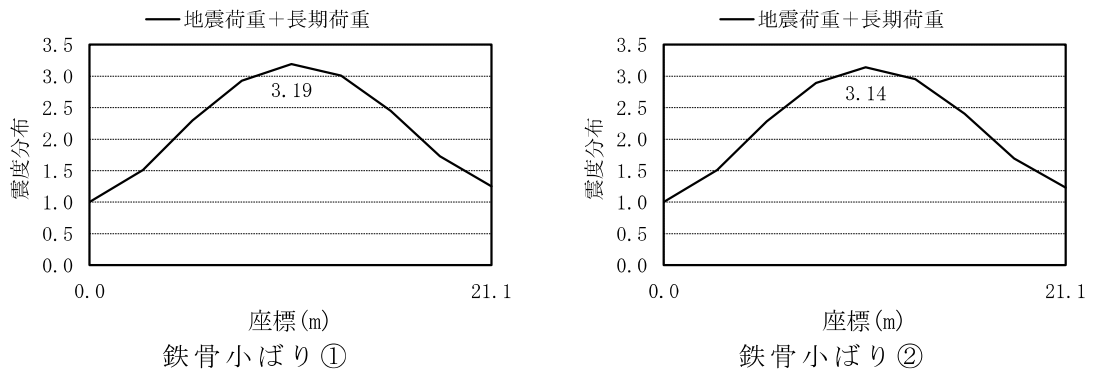


図 3-2 1次固有モード形状を考慮した鉛直震度分布

表 3-5 鉄骨小ばりの諸元

項目	鉄骨小ばり①	鉄骨小ばり②
使用部材	BH-1200×500×16×36	BH-1200×500×16×36
負担幅 B (m)	2.2	2.0
評価スパン L (m)	21.1	21.1
断面係数 Z ($\times 10^3 \text{mm}^3$) *1	30343	30116
せん断断面積 A (mm^2) *2	13440	13440
ヤング係数 E (N/mm^2)	205000	205000
せん断弾性係数 G (N/mm^2)	79000	79000

注記*1：合成ばりとして評価し，鋼材のコンクリートに対するヤング係数比は「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 一許容応力度設計法一（（社）日本建築学会，1999 改定）」に基づきヤング係数比 $n = 13$ を用いた。

*2：ボルトの欠損を考慮。

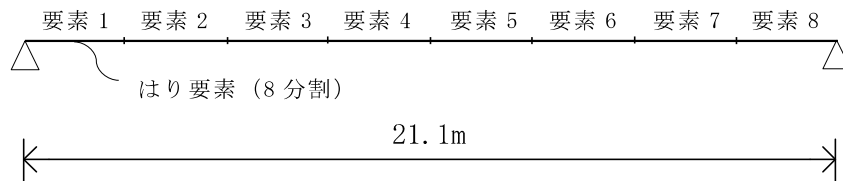


図 3-3 解析モデル

4. 断面の評価方法

鉄骨小ばりの評価は、はりモデルを用いた弾性応力解析により評価対象部位に生じる曲げモーメント及びせん断力による応力度が許容限界を超えないことを確認する。なお、許容限界については、終局耐力に対し妥当な安全裕度を有する許容限界を設定し、その許容限界は、表 2-2 に示すように、弾性限強度として「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（社）日本建築学会，2005 改定」の F 値に「技術基準解説書」に基づき 1.1 倍の割増しを考慮する。

鉄骨小ばりの増幅を考慮した端部曲げモーメント、中央部曲げモーメント及びせん断力を表 4-1 に示す

表 4-1 鉄骨小ばりの増幅を考慮した端部曲げモーメント，
中央部曲げモーメント及びせん断力

部位	位置	端部曲げ モーメント M (kNm)	中央部曲げ モーメント M (kNm)	せん断力 Q (kN)
鉄骨小ばり①	要素 8	3085	—	1239
	要素 4	—	7481	—
鉄骨小ばり②	要素 8	2802	—	1125
	要素 4	—	6802	—

5. 評価結果

「4. 断面の評価方法」に基づいた鉄骨小ばり①及び鉄骨小ばり②の評価結果を表5-1に示す。鉄骨小ばりの増幅を考慮した場合の発生応力が許容限界を超えないことを確認した。

表5-1 鉄骨小ばりの評価結果

発生応力	部材	鉄骨小ばり①	鉄骨小ばり②
	種別	BH-1200×500×16×36 SM41	BH-1200×500×16×36 SM41
曲げモーメント	発生曲げモーメントM ($\times 10^6 \text{N}\cdot\text{mm}$)	7481	6802
	断面係数Z ($\times 10^3 \text{mm}^3$)	30343	30116
	曲げ応力度 σ_b (N/mm^2)	247	226
	許容限界 f_b (N/mm^2)	258	258
	検定値 σ_b / f_b	0.96	0.88
せん断力	発生せん断力Q ($\times 10^3 \text{N}$)	1239	1125
	せん断断面積A (mm^2) *	13440	13440
	せん断応力度 τ (N/mm^2)	92	84
	許容限界 f_s (N/mm^2)	149	149
	検定値 τ / f_s	0.62	0.57

注記*：ボルトの欠損を考慮。

(参考資料 1) 計算機プログラム (解析コード) の概要

D I A N A

1. 使用状況一覧

使用補足説明資料		バージョン
別紙 1	中央制御室遮蔽他のスラブの耐震性評価	Ver. 10.2

2. 解析コードの概要

項目 \ コード名	D I A N A
使用目的	固有値解析
開発機関	TNO DIANA 社
開発時期	1983 年
使用したバージョン	Ver. 10.2
コードの概要	<p>本解析コードは，TNO DIANA BV（オランダ）により開発され，国内においては JIP テクノサイエンス（株）により保守されている汎用市販有限要素法プログラムである。</p> <p>土木及び建築分野に特化した要素群及び材料非線形モデルを数多くサポートしていることが特徴で，日本国内では，建設部門を中心として，官公庁，大学及び民間を問わず，多くの利用実績がある。</p>
検証（Verification） 及び 妥当性確認 （Validation）	<p>本解析コードは，中央制御室遮蔽他及び緊急時対策所遮蔽のスラブの 3 次元有限要素法による固有値解析に使用している。</p> <p>【検証（Verification）】 本解析コードの検証内容は以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・本解析コードを用いて評価したシェル要素の固有振動数が理論解と良い一致を示すことを確認している。 ・動作環境を満足する計算機にインストールして使用している。 <p>【妥当性確認（Validation）】 本解析コードの妥当性確認内容は以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・検証内容のとおり，シェル要素の固有値解析について検証していることから，解析の目的に照らして今回の解析に適用することは妥当である。

3. 解析手法

3.1 一般事項

本解析コードは、有限要素法による汎用非線形構造解析プログラムである。材料非線形性及び幾何学的非線形性を考慮した構造物の静的応力変形解析や動的解析、熱伝導解析、地盤の浸透流、圧密解析が提供されている。また、各分野特有の連成問題（熱応力、構造－流体連成、圧密－浸透流連成等）も解析可能である。本解析コードは、コントロール建屋の床スラブの固有値解析に使用している。

3.2 解析コードの特徴

本解析コードの主な特徴を以下に示す。

- ・非線形構造問題（材料及び幾何学的非線形）に必要な機能が充実している。
- ・数多くの要素及び材料構成則が提供されており、多様な構造物のモデル化が可能である。
- ・連成問題が解析可能である。

また、今回の解析における本解析コードの使用要素はシェル要素である。

3.3 解析フローチャート

本計算機コードを用いた解析フローチャートを図 3-1 に示す。

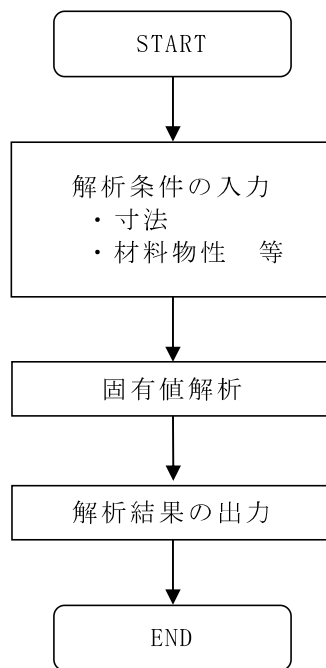


図 3-1 解析フローチャート

3.4 検証(Verification)と妥当性確認(Validation)

3.4.1 理論解とシミュレーション解析の比較による検証

(1) 検証概要

シェル要素の固有振動数について、本コードによる解析結果と理論解との比較を行った。

(2) 検証モデル及び検討条件

シェル要素を用いて作成した検証モデルを図 3-2 に、検証条件を表 3-1 に示す。検討モデルの両端はピン支持とした。

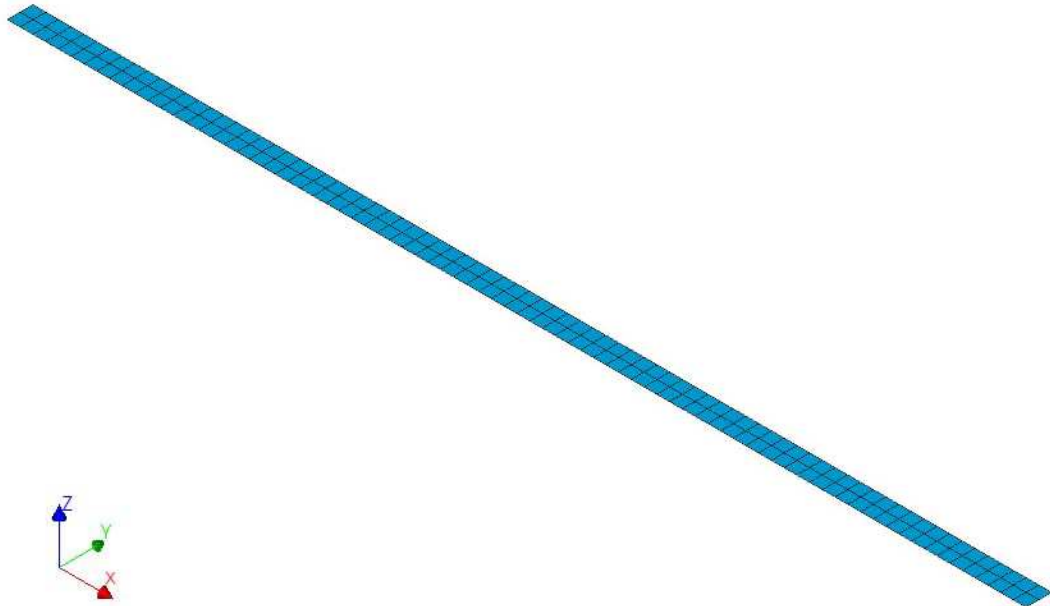


図 3-2 検証モデル

表 3-1 検証条件

諸元	記号	入力値	単位
長さ	l	2000	(mm)
断面積	A	2500	(mm ²)
断面二次モーメント	I	5.21E+05	(mm ⁴)
ねじり定数	J	8.80E+05	(mm ⁴)
せん断面積係数	K	0.833	(-)
ヤング係数	E	2.27E+04	(N/mm ²)
ポアソン比	ν	0.20	(-)
密度	ρ	2.40E-09	(ton/mm ³)

3.4.2 解析結果と理論解との比較

解析結果と理論解の固有振動数の比較を表 3-2 に示す。理論解は「機械工学便覧」(引用文献(1)参照)に示されている「支持-支持」のモデルに対する(3.1)式に基づき導出した。また、各次数におけるシェル要素の解析結果(モード図)を、図 3-3 に示す。

表 3-2 に示すとおり、本コードによる解析結果と理論解はよく一致していることが確認できる。

表 3-2 固有振動数の解析結果と理論解の比較

次数	固有振動数 [Hz]		解析結果*
	理論解	解析結果	理論解
1 次	17.43	17.42	1.00
2 次	69.74	69.51	1.00
3 次	156.91	155.78	0.99

・固有振動数

$$f = \frac{\lambda^2}{2\pi l^2} \sqrt{\frac{EI}{\rho A}} \quad (3.1)$$

ここで、 f : 固有振動数 (Hz)

l : 長さ (m)

E : ヤング係数 (N/m²)

I : 断面二次モーメント (m⁴)

ρ : 比重 (kg/m³)

A : 断面積 (m²)

λ : 振動数係数 (1 次 : π , 2 次 : 2π , 3 次 : 3π)



1 次



2 次



3 次

図 3-3 解析結果 (モード図)

4. 引用文献

- (1) 日本機械学会（編）：機械工学便覧 基礎編 A3 力学・機械力学 1986.6

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

V-2-9-2-1「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」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 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 応力解析における応力平均化の考え方

別紙 6 地震荷重の算定方法

別紙 7 貫通部における平均応力の考え方

別紙 8 重大事故等時の高温による剛性低下の考え方

別紙 9 床スラブによる拘束条件に対する補助壁等の影響

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

別紙 1-1 今回工認における異常時荷重の考え方

1. 概要

本資料は、原子炉格納容器コンクリート部（以下「RCCV」という。）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

RCCVの応力解析モデル及び手法の比較を表2-1に示す。また、今回工認時の応力解析モデルを図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3年8月23日付け3資庁第6675号にて認可された工事計画の添付資料IV-2-7-1（Ⅱ）「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」（以下「既工認」という。）のものである。

表 2-1 応力解析モデル及び手法の比較 (RCCV) (1/3)

項目	内容	既工認	今回工認	備考
解析手法		<ul style="list-style-type: none"> ・ 3次元 FEM モデルを用いた応力解析 (弾性解析) 	<ul style="list-style-type: none"> (荷重状態Ⅲ) ・ 同左 (荷重状態Ⅳ, V) ・ 3次元 FEM モデルを用いた応力解析 (弾塑性解析) 	—
解析コード		<ul style="list-style-type: none"> ・ N A S T R A N 	<ul style="list-style-type: none"> (荷重状態Ⅲ) ・ M S C N A S T R A N (荷重状態Ⅳ, V) ・ A B A Q U S 	—
モデル	モデル化範囲	<ul style="list-style-type: none"> (上部構造モデル) ・ RCCV シェル部, トップスラブ部, 使用済燃料貯蔵プール, 蒸気乾燥器・気水分離器ピット及びダイヤフラムフロア (東西軸に対して北半分をモデル化) (基礎スラブモデル) ・ RCCV 底部を含む基礎スラブ 上記をそれぞれモデル化 	<ul style="list-style-type: none"> (上部構造モデル部分) ・ RCCV シェル部, トップスラブ部, 使用済燃料貯蔵プール, 蒸気乾燥器・気水分離器ピット及びダイヤフラムフロア (全周をモデル化) (基礎スラブモデル部分) ・ RCCV 底部を含む基礎スラブ 上記を一体でモデル化 	① ②
	材料物性	<ul style="list-style-type: none"> 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 上部構造 : $E = 2.65 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ (SI 換算) 基礎スラブ : $E = 2.55 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ (SI 換算) ・ コンクリートのポアソン比 : $\nu = 0.167$ 	<ul style="list-style-type: none"> 適用規準等の見直しによる再設定 ・ コンクリートのヤング係数 上部構造 : $E = 2.88 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ 基礎スラブ : $E = 2.79 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ ・ コンクリートのポアソン比 : $\nu = 0.2$ ・ 鉄筋のヤング係数 : $E = 2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ ・ 鉄筋のポアソン比 : $\nu = 0.3$ 	③ ④ ⑤
	要素種別	<ul style="list-style-type: none"> ・ シェル要素 	<ul style="list-style-type: none"> (荷重状態Ⅲ) ・ 同左 (荷重状態Ⅳ, V) ・ 積層シェル要素 	—
	境界条件	<ul style="list-style-type: none"> (上部構造モデル) ・ 東西軸に対して対称 ・ 基礎スラブの上端で固定 ・ 側面の水平及び回転ばねを考慮せず ・ 周辺床の剛性を考慮 ・ ライナの剛性を考慮せず (基礎スラブモデル) ・ 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 ・ 側面の水平及び回転ばねを考慮せず ・ 上部構造物の剛性を考慮 	<ul style="list-style-type: none"> (上部構造モデル部分) ・ 全周をモデル化 ・ 基礎スラブモデル部分と一体化 ・ 側面の水平及び回転ばねを考慮せず ・ 周辺床の剛性を考慮 ・ ライナの剛性を考慮せず (基礎スラブモデル部分) ・ 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 ・ 側面の水平及び回転ばねを考慮 ・ 上部構造物の剛性を考慮 	②

表 2-1 応力解析モデル及び手法の比較 (RCCV) (2/3)

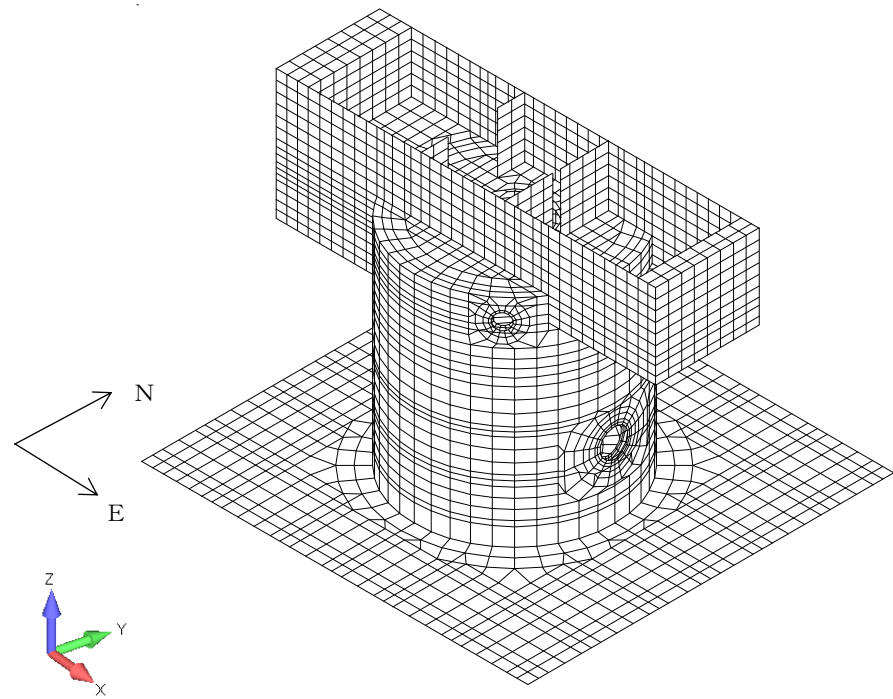
項目	内容	既工認	今回工認	備考
モデル	非線形特性	・考慮しない	(荷重状態Ⅲ) ・同左 (荷重状態Ⅳ, V) コンクリート ・圧縮側のコンクリート構成則 : CEB-FIP Model code に基づき設定 ・ひび割れ発生後の引張軟化曲線 : 出雲ほか (1987) による式 鉄筋 ・バイリニア型	—
地震荷重との組合せ	<p>荷重状態Ⅲ : $DL + P_1 (+T_1) + H_1 + K_1 + R_{41}$, $DL + P_{25} (+T_{25}) + K_1 + R_{41}$</p> <p>荷重状態Ⅳ : $DL + P_1 + H_1 + K_2 + R_{42}$, $DL + P_{21} + K_1 + R_{41}$</p> <p>DL : 死荷重及び活荷重 (浮力を含む) P₁ : 運転時圧力 T₁ : 運転時温度荷重 P₂₁ : 異常時圧力 (直後) P₂₅ : 異常時圧力 (720 時間後) T₂₅ : 異常時温度荷重 (720 時間後) H₁ : 逃がし安全弁作動時荷重 K₁ : S₁地震荷重 (地震時土圧荷重を含む) K₂ : S₂地震荷重 (地震時土圧荷重を含む) R₄₁ : S₁地震時配管荷重 R₄₂ : S₂地震時配管荷重</p>	<p>荷重状態Ⅲ : $DL + P_1 (+T_1) + H_1 + K_d + R_d + E_d$, $DL + P_{25} (+T_{25}) + K_d + R_d + E_d$</p> <p>荷重状態Ⅳ : $DL + P_1 + H_1 + K_s + R_s + E_s$, $DL + P_{21} + K_d + R_d + E_d$</p> <p>荷重状態Ⅴ : $DL + P_{SAL} + H S_{SAL} + H_{SA} + K_d + R_d + E_d$, $DL + P_{SALL} + H S_{SALL} + K_s + R_s + E_s$</p> <p>DL : 死荷重及び活荷重 (浮力を含む) P₁ : 運転時圧力 T₁ : 運転時温度荷重 P₂₁ : 異常時圧力 (直後) P₂₅ : 異常時圧力 (720 時間後) T₂₅ : 異常時温度荷重 (720 時間後) H₁ : 逃がし安全弁作動時荷重 K_d : S_d地震荷重 E_d : S_d地震時土圧荷重 K_s : S_s地震荷重 E_s : S_s地震時土圧荷重 R_d : S_d地震時配管荷重 R_s : S_s地震時配管荷重 P_{SAL} : SA(L)時圧力 H S_{SAL} : SA(L)時水圧荷重 H_{SA} : チャギング荷重 (SA 時) P_{SALL} : SA(LL)時圧力 H S_{SALL} : SA(LL)時水圧荷重</p>	—	
荷重の設定	死荷重及び活荷重	(上部構造モデル) ・躯体自重, 機器配管重量, 静水圧 (基礎スラブモデル) ・躯体自重, 機器配管重量, 静水圧, 上部構造物からの荷重及び浮力	(上部構造モデル部分) ・同左 (基礎スラブモデル部分) ・同左	—
	運転時荷重	・運転時圧力, 運転時温度荷重及び逃がし安全弁作動時荷重	・同左	—
	異常時荷重	・異常時圧力, 異常時温度荷重	・同左	—
	重大事故等時荷重	・考慮せず	・重大事故等時圧力, 重大事故等時水圧荷重及び重大事故等時水力学的動荷重	—

表 2-1 応力解析モデル及び手法の比較 (RCCV) (3/3)

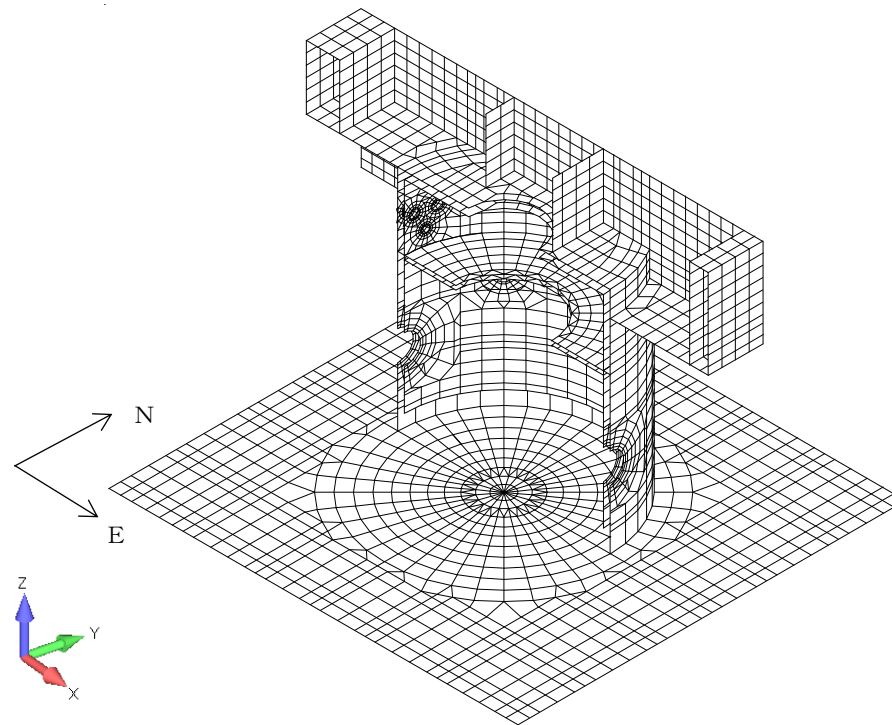
項目	内容	既工認	今回工認	備考
荷重の設定	地震荷重	(上部構造モデル) ・上部構造の各階床位置に地震力(水平力, 曲げモーメント, 鉛直力)を入力 (基礎スラブモデル) ・上部構造からの地震力(水平力, 曲げモーメント, 鉛直力)及び基礎部の付加地震力を入力	(上部構造モデル部分) ・同左 (基礎スラブモデル部分) ・同左	—
	地震時土圧荷重	$P_a = 10.0 + 0.65 \cdot \gamma \cdot h$ γ : 土の単位体積重量 (t/m ³) h : 地表面からの深さ (m)	S d 地震時 $P_a = 260 + 0.65 \cdot \gamma \cdot h$ S s 地震時 $P_a = 460 + 0.65 \cdot \gamma \cdot h$ γ : 土の単位体積重量 (kN/m ³) h : 地表面からの深さ (m) ・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)」の地震時増分土圧算定式から加力側増分土圧及び支持側増分土圧を包絡したもものとして評価	—
	地震時配管荷重	・配管貫通部の地震時配管反力	・同左	—
評価方法	応力解析	・荷重状態Ⅲ: 発生応力が許容限界を超えないことを確認 ・荷重状態Ⅳ: 発生応力又はひずみが許容限界を超えないことを確認	・荷重状態Ⅲ, Ⅳ: 同左 ・荷重状態Ⅴ: 発生応力又はひずみが許容限界を超えないことを確認	⑥ ⑦

【具体的な反映事項】(表の備考欄に対応)

- ①荷重状態Ⅲ及びⅣのモデルについて, 設置変更許可時は上部構造モデルと基礎スラブモデルをそれぞれモデル化する方針としていたが, 上部構造と基礎スラブを一体でモデル化する荷重状態Ⅴとの評価の整合性及び近年の計算機能力の向上を踏まえ, 荷重状態Ⅲ及びⅣも一体でモデル化することとした。
- ②記載したモデル化範囲及び境界条件は, 地震荷重時のものである。地震荷重以外の荷重時については, 以下の変更を行っている。
温度荷重以外の荷重時: 原子炉本体基礎及び下部ドライウェルアクセストンネルをモデル化範囲に加え, 境界条件として外壁の剛性を考慮したロッド要素を基礎スラブに接続する。
温度荷重時: 上記に加えてライナの剛性を考慮する。
それぞれの詳細については, 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」に示す。
- ③コンクリートのヤング係数及びせん断弾性係数については, 「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
- ④「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—」((社)日本建築学会, 2005 改定)に基づき設定
- ⑤コンクリートのヤング係数を算出するための圧縮強度は実強度, 断面の評価のための圧縮強度は設計基準強度を採用
- ⑥「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)に基づき評価
- ⑦弾性解析による荷重状態Ⅲについては, 既工認時と同様に, モデル化範囲及び境界条件が異なる荷重ごとに解析を行い, 解析結果を組み合わせた応力により評価を実施する。
弾塑性解析による荷重状態Ⅳ及びⅤについては, 荷重の種類で区分した解析ステップを設定し, 解析ステップごとにモデル化範囲及び境界条件を変えて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, 解析ステップは圧力及び地震荷重以外の荷重, 圧力, 地震荷重の順であり, 荷重ごとのモデル化範囲及び境界条件の考え方は弾性解析と同じである。



(a) 全体図



(b) 北側半分図化

図 2-1 応力解析モデル図 (地震荷重時)

別紙 1-1 今回工認における異常時荷重の考え方

目 次

1. 概要	別紙 1-1-1
2. 今回工認における荷重の組合せ	別紙 1-1-2
3. 既工認における異常時圧力及び異常時温度荷重	別紙 1-1-5
4. まとめ	別紙 1-1-8

1. 概要

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は、既工認*における異常時圧力及び異常時温度荷重から今回工認における異常時圧力及び異常時温度荷重を設定している。本資料は、その考え方について示すものである。

注記*：平成4年3月27日付け3資庁第13034号にて認可された工事計画の添付資料Ⅳ-1-3「原子炉格納施設の基礎の説明書」及びⅣ-3-4-1-1「原子炉格納容器コンクリート部の強度計算書」

2. 今回工認における荷重の組合せ

RCCV の応力解析における荷重の組合せは、V-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している荷重の組合せを用いている。V-2-1-9「機能維持の基本方針」における荷重の組合せを表 2-1 に示す。表 2-1 に示すとおり、荷重状態Ⅲ及びⅣにおいて、異常時圧力 P_2 及び異常時温度荷重 T_2 を用いた荷重の組合せを設定しており、荷重状態Ⅲの注記に「冷却材喪失事故時の荷重としての圧力の最大値は考慮しない」、荷重状態Ⅳの注記に「冷却材喪失事故後の最大内圧と S_d （又は静的地震力）との組合せを考慮する」と記載している。

また、V-2-1-9「機能維持の基本方針」における荷重及び荷重の組合せは、「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（（社）日本機械学会，2003）」（以下「CCV 規格」という。）における荷重の組合せに基づき設定している。CCV 規格における荷重の組合せを表 2-2 に示す。表 2-2 に示すとおり、荷重状態Ⅲの（異常＋地震）時は、異常発生から 10^{-1} 年以降の圧力及び温度荷重を考慮すること、荷重状態Ⅳの（異常＋地震）時は、異常時圧力の最大値を考慮することが備考に記載されている。

以上より、RCCV の応力解析における異常時圧力及び異常時温度荷重は、異常発生から 10^{-1} 年以降の圧力及び温度荷重並びに異常時圧力の最大値を用いることとしている。

表 2-1 V-2-1-9 「機能維持の基本方針」における荷重の組合せ

b. 原子炉格納容器

		荷重状態	荷重の組合せ	許容限界
				建物・構築物
原子炉格納容器	コンクリート部	Ⅲ	$D + L + P_1 + R_1 + T_1 + H + S_d^*$	部材に生じる応力が CCV 規格* ³ における荷重状態Ⅲの許容値を超えないこととする。
			$D + L + P_2 + R_2 + T_2 + S_d^*$ ^{*1}	部材に生じる応力が CCV 規格* ³ における荷重状態Ⅲの許容値を超えないこととする。
		Ⅳ	$D + L + P_1 + R_1 + H + S_s$	部材に生じる応力若しくはひずみが CCV 規格* ³ における荷重状態Ⅳの許容値を超えないこととする。
			$D + L + P_2 + R_2 + S_d^*$ ^{*2}	部材に生じる応力若しくはひずみが CCV 規格* ³ における荷重状態Ⅳの許容値を超えないこととする。

〔記号の説明〕

D : 死荷重

L : 活荷重

P₁ : 運転時圧力荷重

R₁ : 運転時配管荷重

T₁ : 運転時温度荷重

P₂ : 異常時圧力荷重

R₂ : 異常時配管荷重

T₂ : 異常時温度荷重

H : 水力学的動荷重

S_d* : 弾性設計用地震動 S_dにより定まる地震力又は S クラス設備に適用される静的地震力のいずれか大きい方の地震力

S_s : 基準地震動 S_sにより定まる地震力

注記*1 : 冷却材喪失事故時の荷重として圧力の最大値は考慮しない。

*2 : 原子炉格納容器は原子炉冷却材喪失時の最終障壁となることから、構造体全体としての安全余裕を確認する意味で、原子炉冷却材喪失後の最大内圧と S_d (又は静的地震力) との組合せを考慮する。

*3 : 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)

表 2-2 CCV 規格における荷重の組合せ (抜粋)

別表 4 コンクリート部に作用する荷重

荷重状態	荷重時	荷重	死荷重	活荷重	プレストレス荷重	運転時圧力	運転時配管荷重	運転時温度荷重	異常時圧力	異常時配管荷重	異常時温度荷重	ジェット力	S ₁ 地震荷重	S ₂ 地震荷重	積雪荷重	風圧力	試験圧力	
I	通常運転時		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0										
II	逃がし安全弁作動時		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0										
	試験時		1.0	1.0	1.0													1.0
	積雪時		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0							1.0			
III	暴風時		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0									1.0	
	地震時		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0					1.0					
	異常時		1.0	1.0	1.0				1.0	1.0	1.0							
	(異常+地震)時		1.0	1.0	1.0				1.0	1.0	1.0		1.0					
IV	地震時		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0							1.0				
	異常時		1.0	1.0	1.0				1.5	1.0								
	ジェット力作用時		1.0	1.0	1.0							1.0						
	(異常+地震)時		1.0	1.0	1.0				1.0	1.0			1.0					
	(異常+積雪)時		1.0	1.0	1.0				1.25	1.0					1.25			
	(異常+暴風)時		1.0	1.0	1.0				1.25	1.0							1.25	

(備考) 1. この表に掲げる荷重状態の荷重時において、上欄に掲げる荷重に表中の荷重係数を乗じて加えたものが作用するものとする。この場合において、上欄に掲げる荷重は、各荷重時において想定される荷重の発生状況について検討を加え、適切に定めるものとする。

4. 荷重状態Ⅲの(異常+地震)時は、異常時圧力および異常時配管荷重の最大値とS₁地震荷重が同時に作用しないものとする。

この組合せにおいて考慮する異常時荷重は、異常発生から10⁻¹年以降の圧力による荷重、温度荷重および配管荷重とする。

5. 荷重状態Ⅳの(異常+地震)時は、異常時圧力および異常時配管荷重の最大値とS₁地震荷重が同時に作用するものとする。荷重状態Ⅳのジェット力は、沸騰水型原子炉において考慮する。

3. 既工認における異常時圧力及び異常時温度荷重

今回工認においては、異常時の条件が既工認から変更ないため、既工認の異常時圧力及び異常時温度荷重をそのまま用いている。

既工認における異常時圧力を表 3-1 に、異常時温度荷重を表 3-2 に示す。表 3-1 及び表 3-2 に示すとおり、既工認においては、異常発生後の経過時間として「直後」、「30 分」、「6 時間」、「230 時間」及び「720 時間」の 5 種類を設定している。今回工認においては、これらの中から「2. 今回工認における荷重の組合せ」に示した「異常発生から 10^{-1} 年以降の圧力及び温度荷重並びに異常時圧力の最大値」に相当するものを選定している。即ち、 10^{-1} 年（ ≈ 30 日 = 720 時間）以降に相当する「720 時間」の圧力 P_{25} 及び温度荷重 T_{25} 、並びに、異常時圧力の最大値に相当する「直後」の圧力 P_{21} を選定している。なお、「30 分」、「6 時間」及び「230 時間」の異常時圧力及び異常時温度荷重については、既工認において、地震荷重と組み合わせない荷重状態Ⅲの異常時に用いている。

表 3-1 既工認における異常時圧力

(a) シェル部, トップスラブ部

表3-3 異常時圧力 (P₂)

(単位: kg/cm²)

異常発生後の経過時間	記号	ドライウエル	サブプレッション チェンバ
直後	P ₂₁		
30分	P ₂₂		
6時間	P ₂₃		
24時間	P ₂₄		
720時間	P ₂₅		

(b) 基礎スラブ

表3-2 異常時圧力 (P₂)

(単位: kg/cm²)

異常発生後の経過時間	記号	ドライウエル	サブプレッション チェンバ
直後	P ₂₁		
30分	P ₂₂		
6時間	P ₂₃		
230時間	P ₂₄		
720時間	P ₂₅		

表 3-2 既工認における異常時温度荷重

(a) シェル部, トップスラブ部

表 3-5 異常時温度荷重(T_2)

(単位: °C)

異常発生後の経過時間	記号	季節	シェル部				トップスラブ部	
			A部		B部		内面	外面
			内面	外面	内面	外面		
直後	T_{21}	sT_{21} 夏						
		wT_{21} 冬						
30分	T_{22}	sT_{22} 夏						
		wT_{22} 冬						
6時間	T_{23}	sT_{23} 夏						
		wT_{23} 冬						
24時間	T_{24}	sT_{24} 夏						
		wT_{24} 冬						
720時間	T_{25}	sT_{25} 夏						
		wT_{25} 冬						

注: シェル部のA部, B部の位置は, 表3-2の説明図参照のこと。

(b) 基礎スラブ

表 3-3 異常時温度荷重(T_2)

(単位: °C)

異常発生後の経過時間	記号	季節	RCCV底部				その他	
			A部		B部		C部	
			上面	下面	上面	下面	上面	下面
直後	T_{21}	sT_{21} 夏						
		wT_{21} 冬						
30分	T_{22}	sT_{22} 夏						
		wT_{22} 冬						
6時間	T_{23}	sT_{23} 夏						
		wT_{23} 冬						
230時間	T_{24}	sT_{24} 夏						
		wT_{24} 冬						
720時間	T_{25}	sT_{25} 夏						
		wT_{25} 冬						

注: 基礎スラブのA部, B部, C部の位置は, 表3-1の説明図参照のこと。

4. まとめ

RCCV の応力解析における今回工認の異常時圧力及び異常時温度荷重の設定の考え方について整理した。今回工認における荷重の組合せと既工認における異常時圧力及び異常時温度荷重を踏まえ、今回工認における異常時圧力及び異常時温度荷重を適切に設定していることを確認した。

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、原子炉格納容器コンクリート部（以下「RCCV」という。）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

RCCV 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。

直接基礎の底面及び側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。

(1) 底面地盤ばね

- 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。

(2) 側面地盤ばね

- 水平ばね

Novak の手法に基づく水平ばねにより算出する。

- 鉛直ばね

Novak の手法に基づく回転ばねにより算出する。

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。

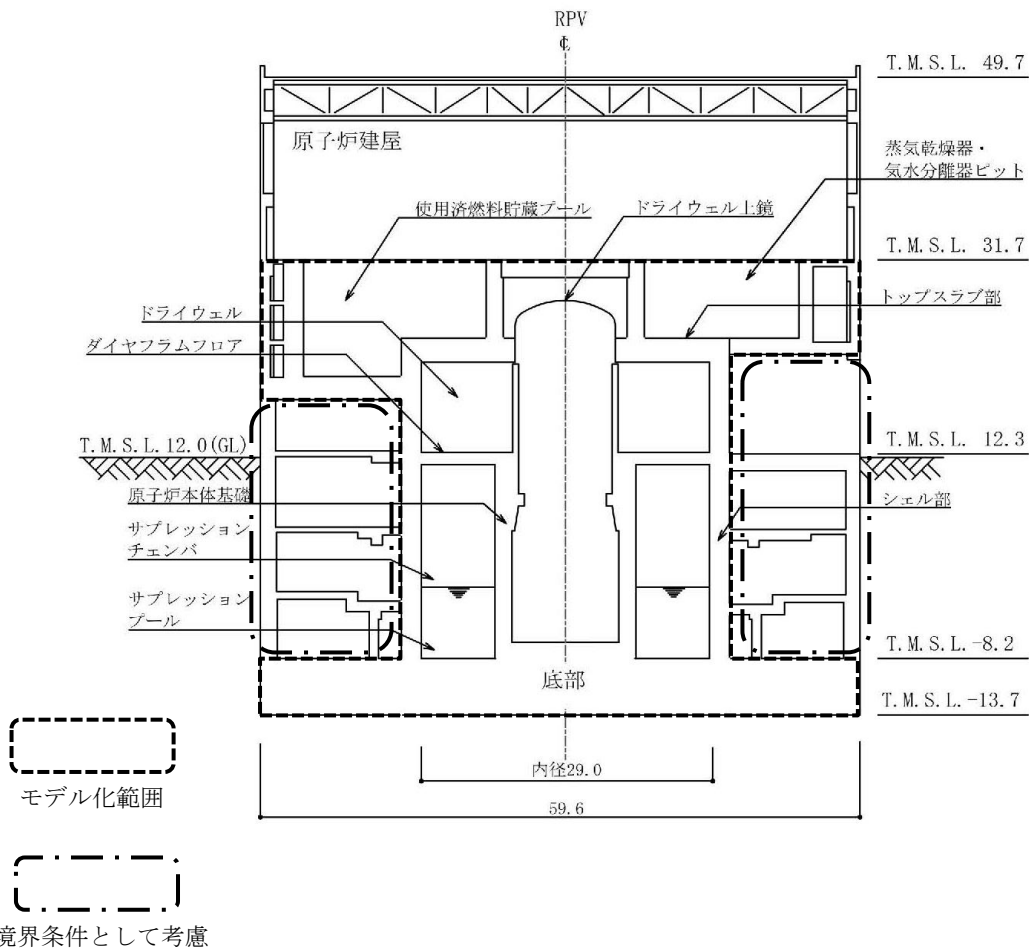
注記*：構造解析のための有限要素法実践ハンドブック（非線形 CAE 協会，2008 年）

表 2-1 モデル化, 境界条件及び拘束条件 (1/6)

モデル概要

○モデル化範囲

- ・地震荷重時は RCCV シェル部, トップスラブ部, 使用済燃料貯蔵プール, 蒸気乾燥器・気水分離器ピット, ダイヤフラムフロア及び RCCV 底部を含む基礎スラブをモデル化する。
- ・地震荷重以外の荷重時は, 原子炉本体基礎及び下部ドライウエルアクセストンネルを上記のモデル化範囲に加える。
- ・上部構造モデル部分については周辺床及び外壁の剛性を境界条件として考慮する。
- ・基礎スラブモデル部分については外壁及び中間壁の剛性を境界条件として考慮する。



モデル化範囲 (単位 : m)

表 2-1 モデル化、境界条件及び拘束条件 (2/6)

モデル概要

○使用要素

【荷重状態Ⅲ】

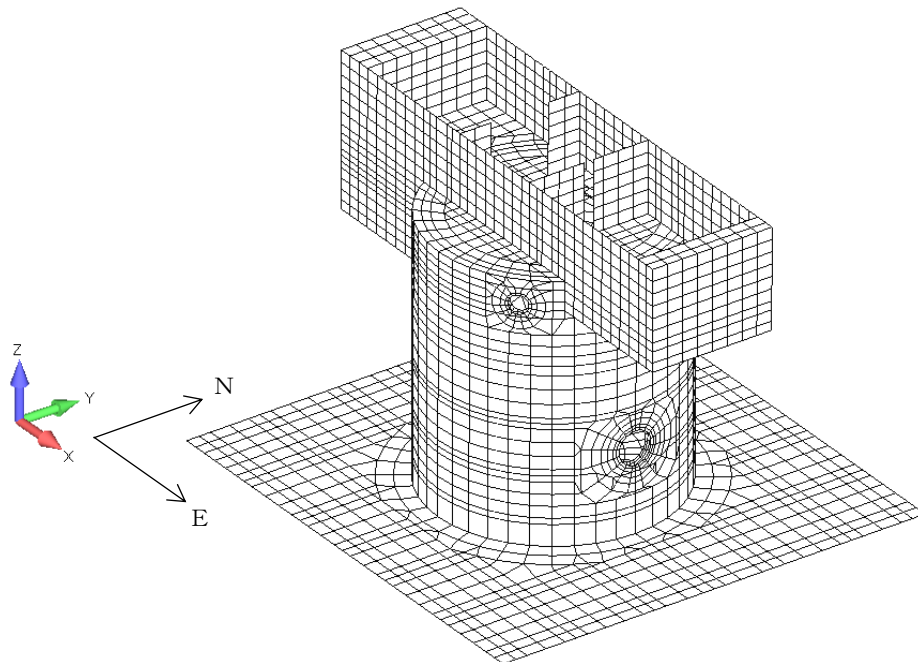
- ・シェル要素

【荷重状態Ⅳ, Ⅴ】

- ・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、スラブ及び開口の配置を考慮して分割する。



モデル概要 (地震荷重時)

表 2-1 モデル化, 境界条件及び拘束条件 (3/6)

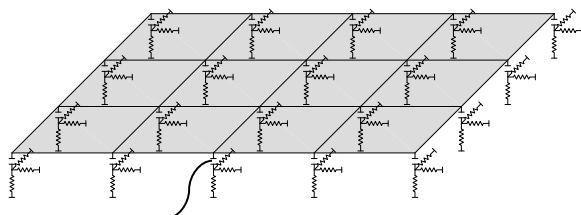
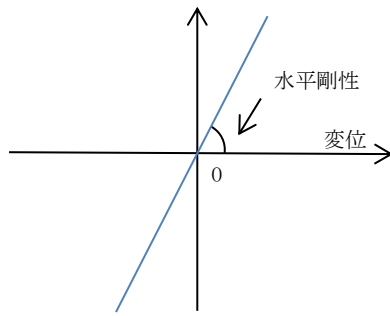
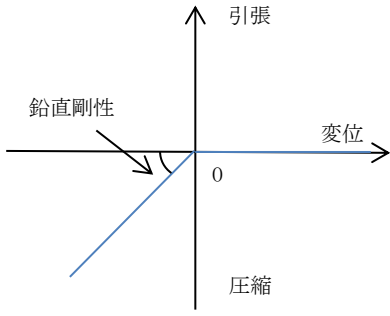
境界条件, 拘束条件	
上部構造物と基礎スラブの境界	
<ul style="list-style-type: none"> 基礎スラブと上部構造物の境界部においては, 上部構造物の剛性を考慮することで, 基礎スラブの応力・変形状態を評価する。 外壁の脚部については, 多点拘束を設ける。(外壁の脚部の節点の鉛直方向が平面保持するように変形を拘束する。) 中間壁の脚部については, はり要素を設ける。 開口部については, はり要素の剛性を低減することで考慮する。 基礎スラブから立ち上がる独立柱については, その剛性を考慮しない。 	
はり要素の剛性 (断面性能)	
<ul style="list-style-type: none"> 曲げ剛性 (断面二次モーメント) : $I = t \times h^3 / 12$ せん断剛性 (せん断断面積) : $A_s = t \times h$ 	<ul style="list-style-type: none"> t : 壁の厚さ h : モデル化する壁の高さ
基礎スラブと地盤の境界	
<ul style="list-style-type: none"> 地震時の評価については, 基礎スラブ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, 基礎スラブと底面地盤との間の剥離 (基礎スラブの浮上り) を考慮している。 地震時以外の評価については, 基礎スラブの浮上りは考慮せず, 静的地盤定数から算定される地盤ばねを設ける。なお, 静的地盤ばね定数は既工認と同じ値とする。 	
 <p>ギャップ要素</p>	
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。	
<p>水平ばね応力</p> 	<p>鉛直ばね応力</p> 
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	

表 2-1 モデル化, 境界条件及び拘束条件 (4/6)

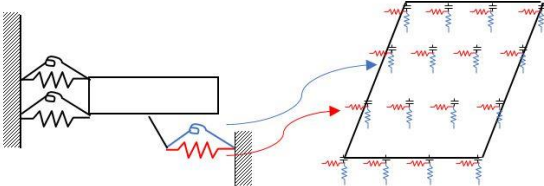
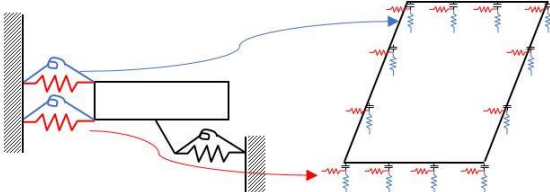
境界条件, 拘束条件
<p>基礎スラブと地盤の境界</p> <p>○底面地盤ばね</p> <p>水平剛性及び鉛直剛性は以下のとおり設定する。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 水平剛性：振動アドミタンス理論による水平ばね K_H を節点支配面積 A_i で離散化。 $K_{Hi} = (K_{HNS}/A + K_{HEW}/A) / 2 \times A_i \quad A: \text{基礎スラブの底面積}$ ・ 鉛直剛性：地震時は, 転倒モーメントが支配的となるため振動アドミタンス理論による回転ばね K_R を節点支配面積 A_i で離散化。地震時以外は, 静的地盤ばね定数 K_V を節点支配面積 A_i で離散化。 地震時 $: K_{Vi} = (K_{RNS}/I_{NS} + K_{REW}/I_{EW}) / 2 \times A_i$ I: 基礎スラブの断面二次モーメント 地震時以外: $K_{Vi} = (K_V/A) \times A_i \quad A: \text{基礎スラブの底面積}$ <div style="text-align: center;">  <p style="text-align: center;">底面地盤ばね</p> </div>
<p>○側面地盤ばね</p> <p>水平剛性及び鉛直剛性は以下のとおり設定する。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 水平剛性：Novak の手法に基づく側面水平地盤ばね定数 ${}_sK_s$ を節点支配長さ L_i で離散化。 ${}_s k_{si} = ({}_s K_s / (2 \times L_{NS} + 2 \times L_{EW})) \times L_i$ L_{NS}: 基礎スラブ辺長 (NS 方向) L_{EW}: 基礎スラブ辺長 (EW 方向) ・ 鉛直剛性：Novak の手法に基づく側面回転地盤ばね定数 ${}_sK_r$ を節点支配長さ L_i で離散化。 ${}_s k_{vi} = ({}_s K_r / I'_{NS} + {}_s K_r / I'_{EW}) / 2 \times L_i$ $I'_{NS(EW)} = L_{EW(NS)} \times L_{NS(EW)}^2 / 2 + L_{NS(EW)}^3 / 6$ <div style="text-align: center;">  <p style="text-align: center;">側面地盤ばね</p> </div>

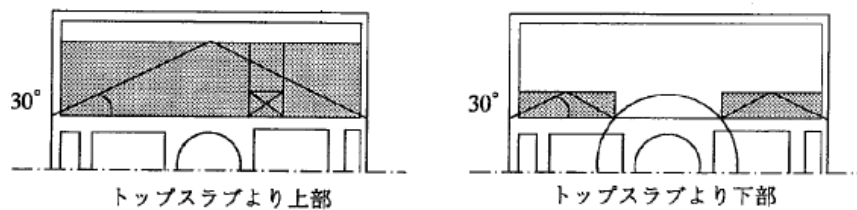
表 2-1 モデル化, 境界条件及び拘束条件 (5/6)

境界条件, 拘束条件	
上部構造物と周辺構造物との境界	
地震荷重時	
<p>赤線：はり要素 青線：ロッド要素</p> <p>節点数：7805 要素数：11024</p> <p>境界条件 (北側半分図化)</p>	<ul style="list-style-type: none"> 原子炉本体基礎及び下部ドライウエルアクセストンネルはモデル化しない。 RCCV シェル部, トップスラブ部, 使用済燃料貯蔵プール及び蒸気乾燥器・気水分離器ピットは, 周辺床 (はり要素, ロッド要素) の剛性による拘束を考慮するが, 外壁の剛性を考慮したロッド要素は基礎スラブに接続しない。 ライナの剛性は考慮しない。
地震荷重及び温度荷重以外の荷重時	
<p>赤線：はり要素 青線：ロッド要素</p> <p>節点数：8398 要素数：11552</p> <p>境界条件 (北側半分図化)</p>	<ul style="list-style-type: none"> RCCV シェル部, トップスラブ部, 使用済燃料貯蔵プール及び蒸気乾燥器・気水分離器ピットは, 周辺床 (はり要素, ロッド要素) の剛性による拘束を考慮し, 外壁の剛性を考慮したロッド要素は基礎スラブに接続する。 ライナの剛性は考慮しない。
温度荷重時	
<p>赤線：はり要素 青線：ロッド要素</p> <p>節点数：8398 要素数：11552</p> <p>境界条件 (北側半分図化)</p>	<ul style="list-style-type: none"> RCCV シェル部, トップスラブ部, 使用済燃料貯蔵プール及び蒸気乾燥器・気水分離器ピットは, 周辺床 (はり要素, ロッド要素) の剛性による拘束を考慮し, 外壁の剛性を考慮したロッド要素は基礎スラブに接続する。 ライナの剛性を考慮する。

表 2-1 モデル化, 境界条件及び拘束条件 (6/6)

境界条件, 拘束条件		
上部構造物と周辺構造物との境界		
はり要素の剛性 (断面性能)		
<ul style="list-style-type: none"> ・ 軸剛性 (軸断面積) : $A = t \times h$ ・ 曲げ剛性 (断面二次モーメント) : $I = t \times h^3 / 12 + A \times (h/2 + D/2)^2$ ・ せん断剛性 (せん断断面積) : $A_s = t \times h$ 		<ul style="list-style-type: none"> t : 床の厚さ h : モデル化する床の幅^{*1} D : 壁の厚さ
ロッド要素の剛性 (断面性能)		
<ul style="list-style-type: none"> ・ 軸剛性 (軸断面積^{*2}) : $A = t \times h$ 		<ul style="list-style-type: none"> t : 壁の厚さ h : モデル化する壁の幅^{*3}

注記*1: プールガーダに取り付く床の幅については, 既工認と同様に, 下図のとおりプールの最外端からプールガーダに対して 30° の角度の範囲として設定する。



*2: RCCV 周辺床の軸断面積については, 既工認と同様に, 各階の床スラブと等価な面積となる穴あき円盤の半径方向軸剛性をもとに設定する。

*3: プールガーダに取り付く外壁の幅については, 既工認と同様に, 東側及び西側の外壁長さの 1/2 として設定する。

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、コンクリート製原子炉格納容器（以下「RCCV」という。）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

RCCV 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 、弾性設計用地震動 S_d 及び静的地震力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各層の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。上部構造モデル部分については、地震応答解析モデルの各質点位置に相当する FEM モデルの各節点に節点荷重として入力する。上部構造物から作用する基礎スラブ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。基礎スラブモデル部分については、地震応答解析より求まる基礎スラブ底面地盤ばねと基礎スラブ側面地盤ばねのそれぞれの最大水平力の合算値から、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 モデルの基礎スラブの各節点に、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各質点の最大応答曲げモーメントと FEM モデルに入力した水平力により発生する曲げモーメントの差分を FEM モデルに入力する。上部構造モデル部分については、偶力に置換して節点荷重として入力する。上部構造物から作用する基礎スラブへの地震時反力は、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。基礎スラブモデル部分については、地震応答解析より求まる基礎スラブ底面地盤ばねと基礎スラブ側面地盤ばねのそれぞれの最大曲げモーメントの合算値から、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 モデルの基礎スラブの各節点に、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。EW 方向のプール部の回転ばねによる曲げモーメントについては、プールガーダの長さで除して求めた外壁からの鉛直方向の反力を、プールガーダの端部及び基礎スラブの外壁脚部に節点荷重として入力する。

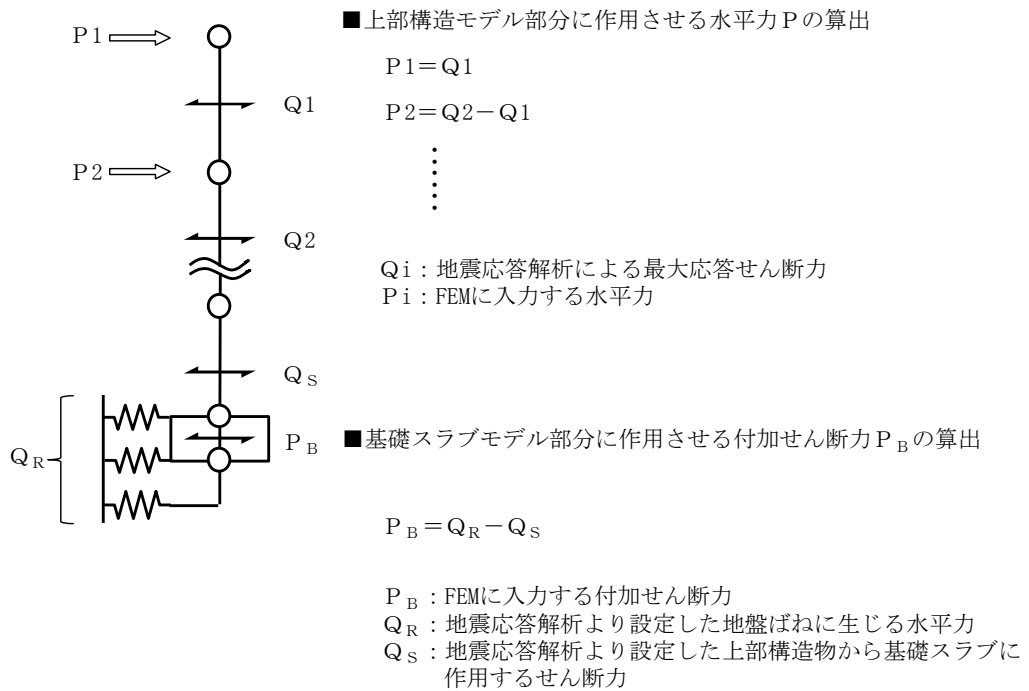
なお、水平地震力及び曲げモーメントについては、耐震壁の位置に対応する節点に入力することを原則とするが、プールガーダは建屋中央部の耐震壁と同じ厚さの壁が外壁まで連続することから、プールガーダ全体に対応する節点に入力する。また、曲げモーメントの偶力への置換については、建屋中心軸からの平面保持を仮定している。外壁部については、地震応答解析モデルの曲げ剛性評価において考慮しているフランジ部脚部への入力も可能であるが、外壁脚部は多点拘束していることから、フランジ部の負担分を含め、ウェブ部にのみ入力する。

鉛直地震力については、地震応答解析により求まる各質点の最大応答加速度及び基礎

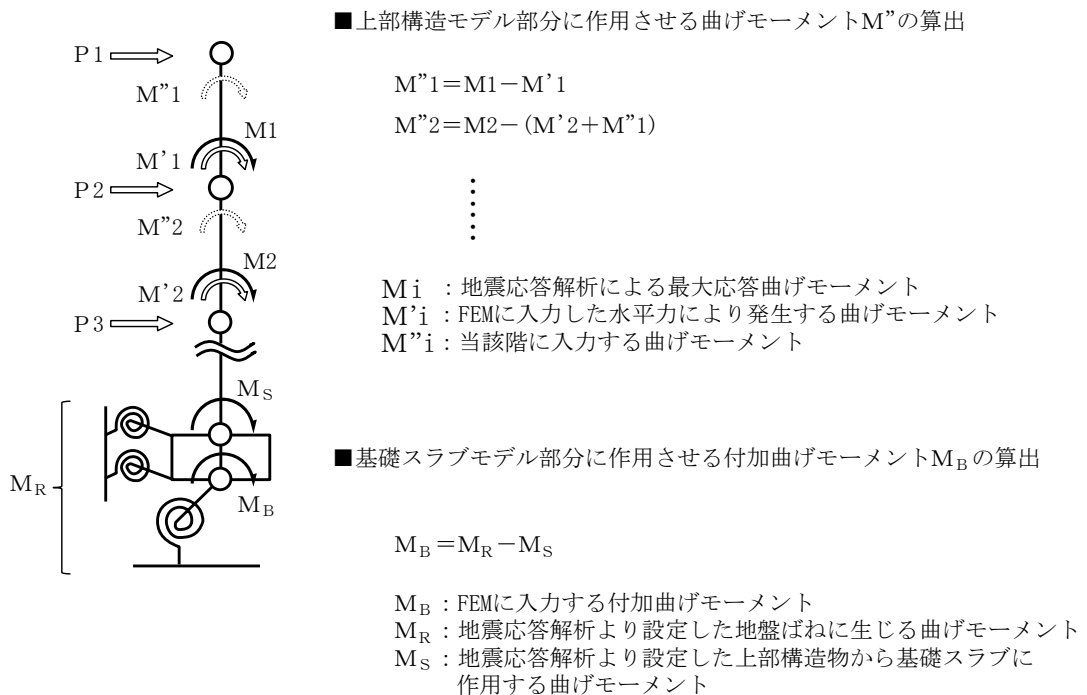
直上の部材の軸力から算出した鉛直震度及び軸力係数に基づく鉛直力を FEM モデルに入力する。上部構造モデル部分については、FEM モデルの各節点に、節点の支配重量に鉛直震度を乗じた節点荷重として入力する。上部構造物から作用する基礎スラブへの地震時反力については、FEM モデルにおける上部構造物脚部位置に対応する各節点の支配面積に応じて上部構造物の重量を分配した支配重量に鉛直震度（軸力係数）を乗じた節点荷重として入力する。基礎スラブモデル部分については、地震応答解析より求まる基礎スラブ底面地盤ばねの鉛直力から上部構造物から作用する鉛直力を差し引いた値と等価になる荷重（以下「付加軸力」という。）を基礎スラブの重量で除して付加軸力係数を算定する。そして、FEM モデルの基礎スラブ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スラブに作用する荷重は、外壁を各階スラブ位置で支持した連続ば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及びせん断力は、基礎スラブ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、曲げモーメントについては、壁厚を考慮した偶力に置換し、節点荷重として入力する。

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。なお、図 2-2 における地震時土圧荷重は、地震時増分土圧荷重として示す。

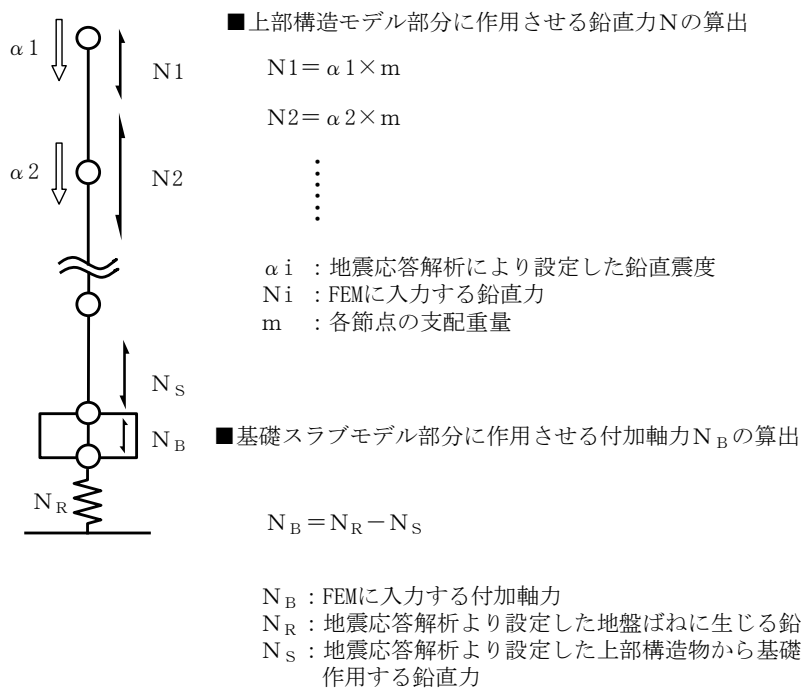


(a) 水平地震力

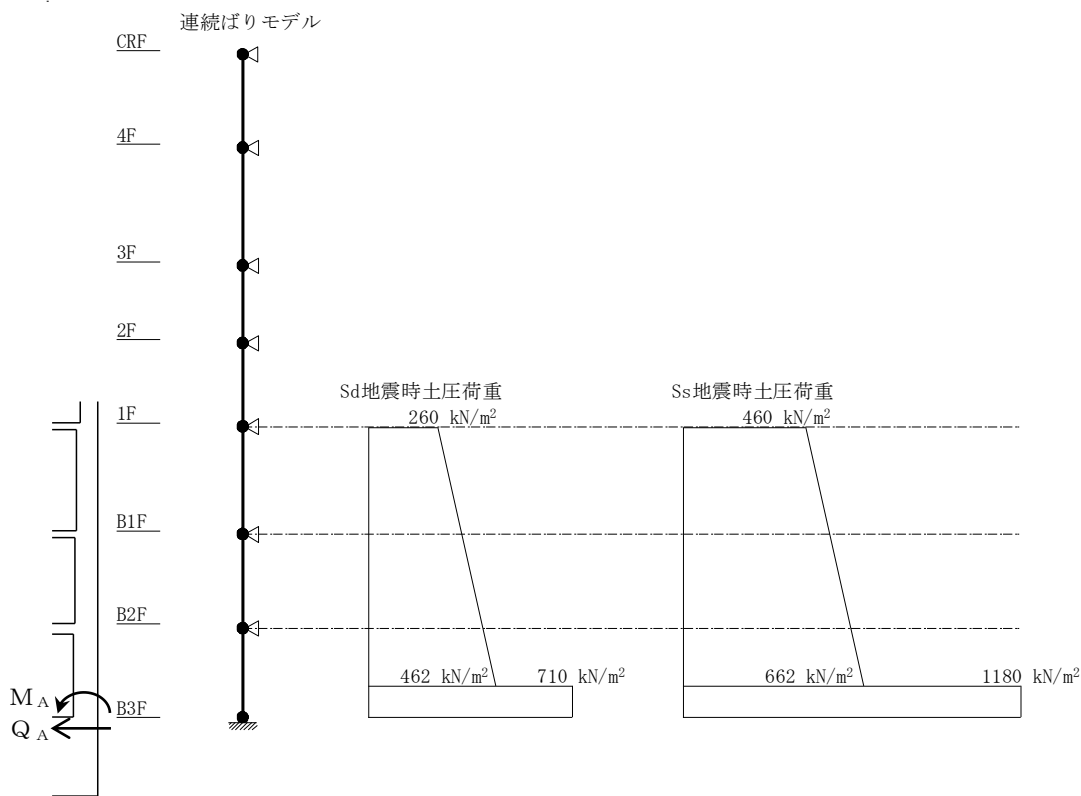


(b) 曲げモーメント

図 2-1 FEM モデルに入力する地震荷重の概念図 (1/2)



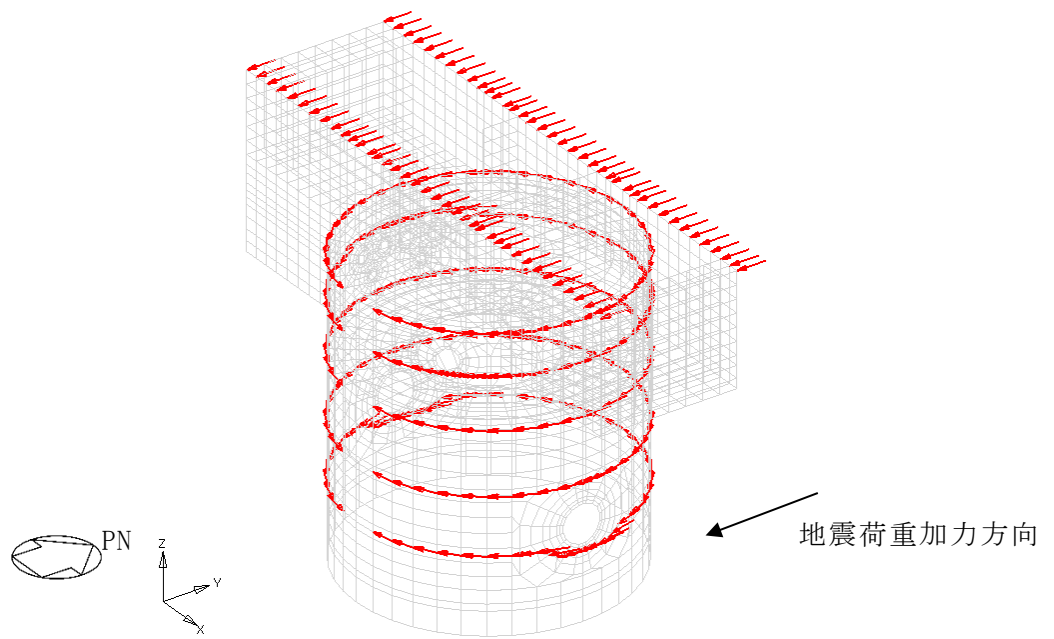
(c) 鉛直地震力



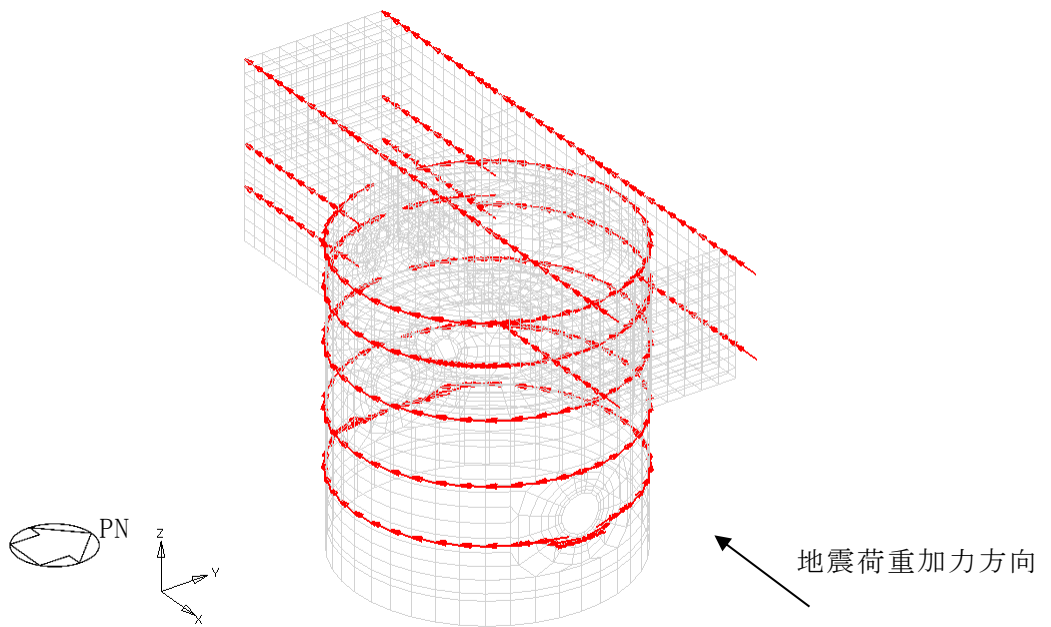
Q_A : 基礎スラブに入力するせん断力
 M_A : 基礎スラブに入力する曲げモーメント

(d) 地震時土圧荷重

図 2-1 FEM モデルに入力する地震荷重の概念図 (2/2)

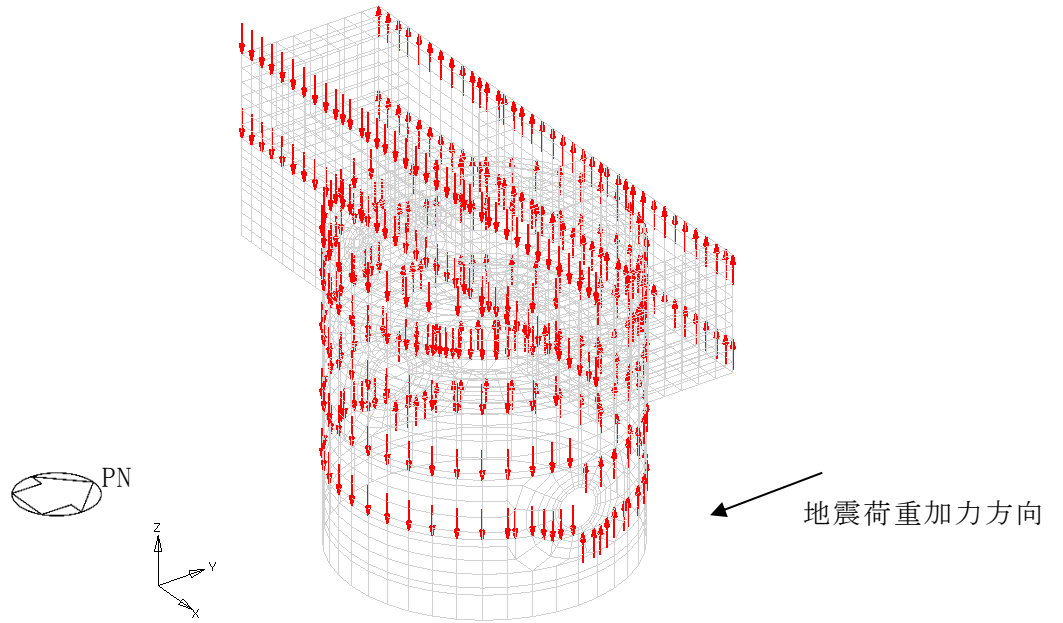


(a) 水平力 (NS 方向) 上部構造モデル部分

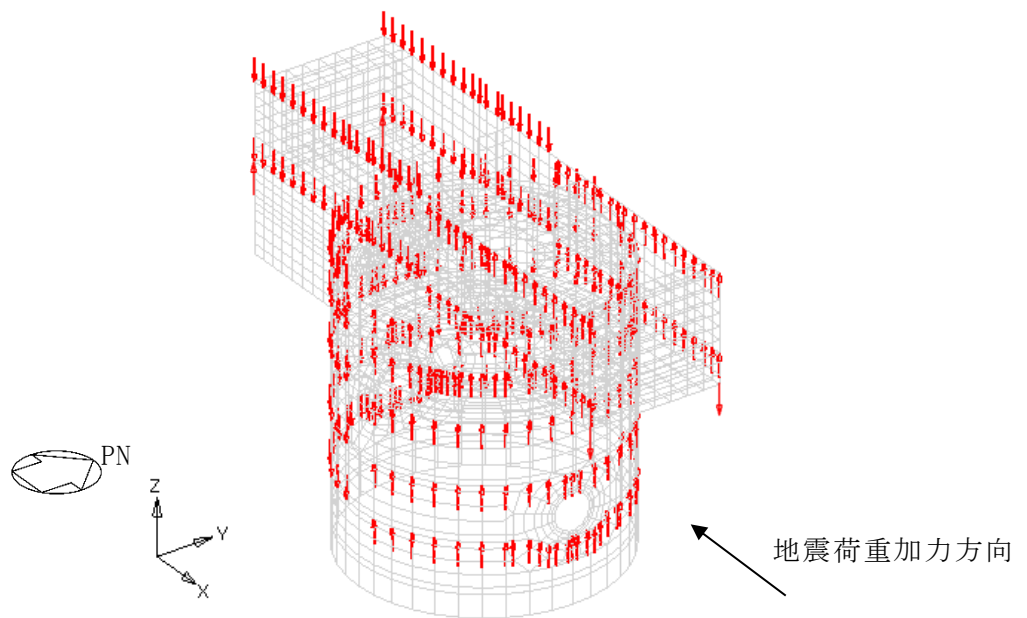


(b) 水平力 (EW 方向) 上部構造モデル部分

図 2-2 FEM モデルに入力する地震荷重 (1/11)

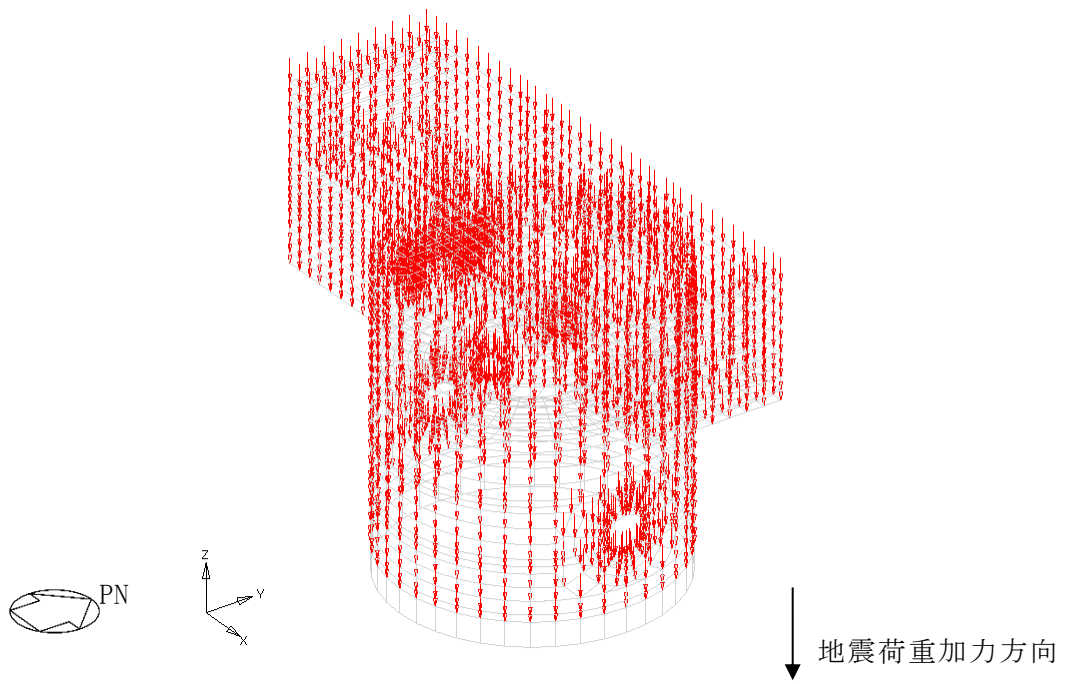


(c) 曲げモーメント (NS 方向) 上部構造モデル部分



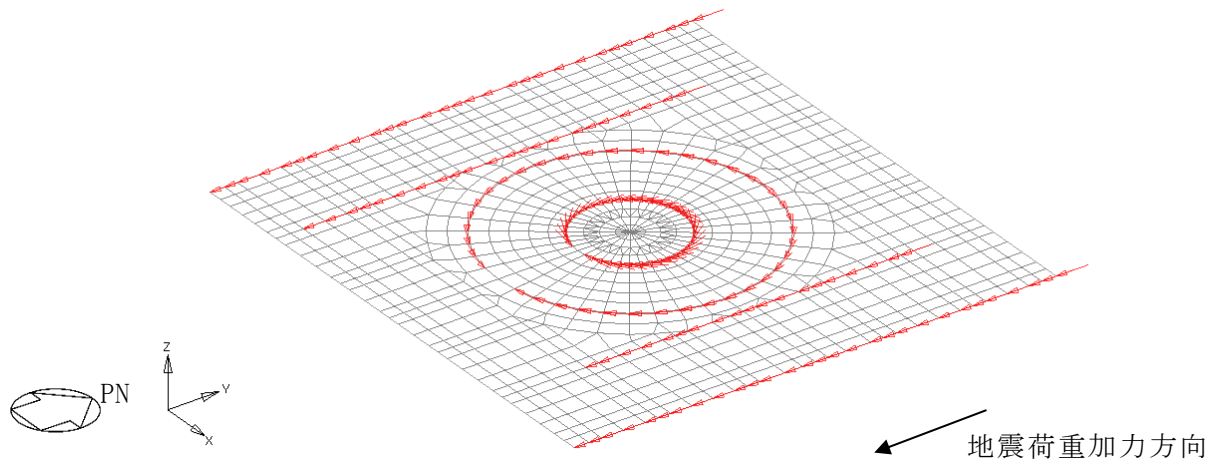
(d) 曲げモーメント (EW 方向) 上部構造モデル部分

図 2-2 FEM モデルに入力する地震荷重 (2/11)

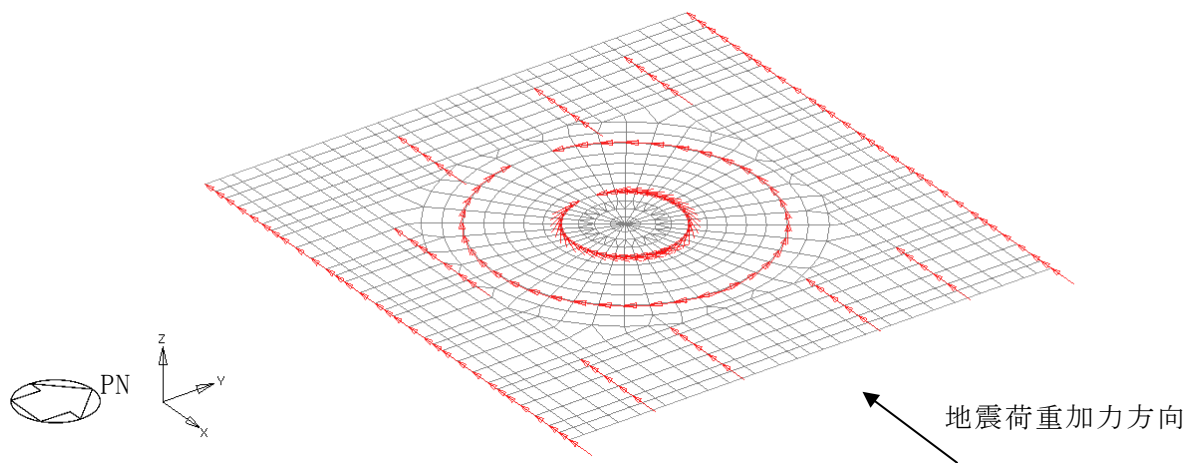


(e) 鉛直力 上部構造モデル部分

図 2-2 FEM モデルに入力する地震荷重 (3/11)

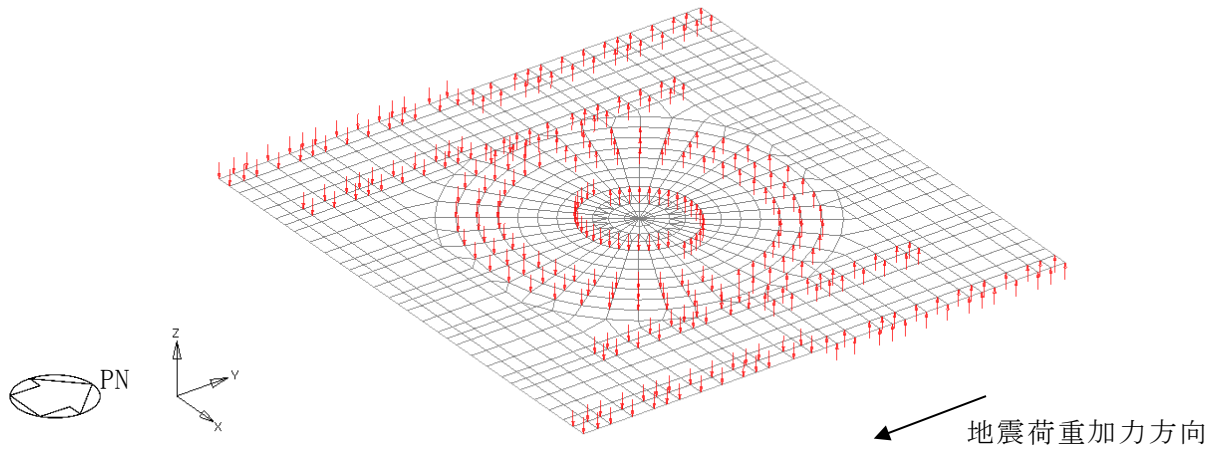


(f) 水平力 (NS 方向) 基礎スラブモデル部分

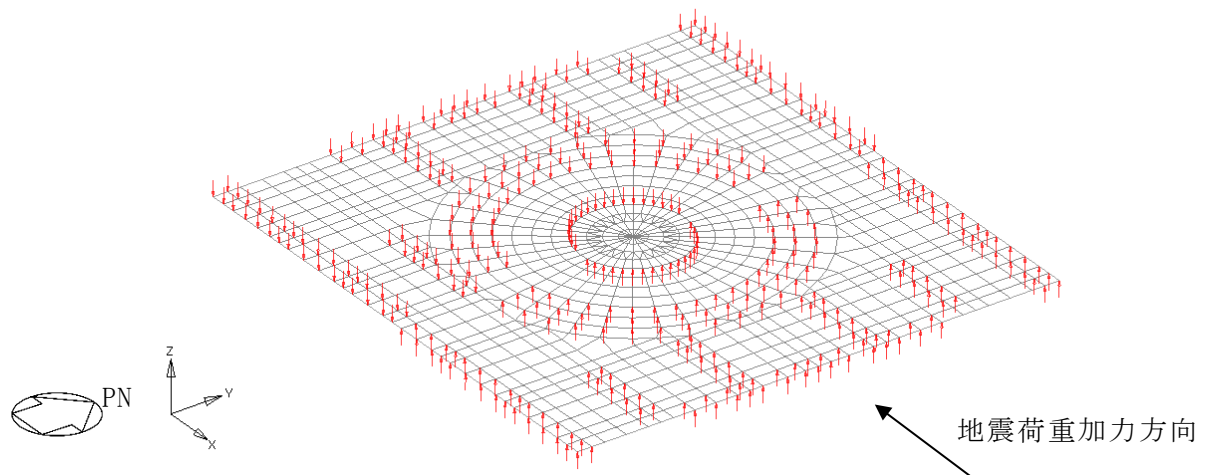


(g) 水平力 (EW 方向) 基礎スラブモデル部分

図 2-2 FEM モデルに入力する地震荷重 (4/11)

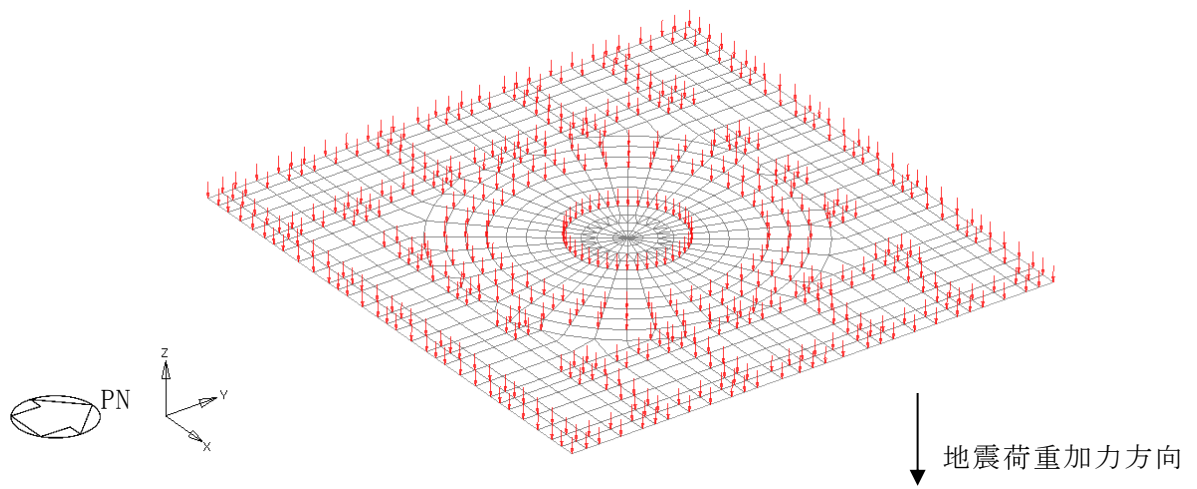


(h) 曲げモーメント (NS 方向) 基礎スラブモデル部分



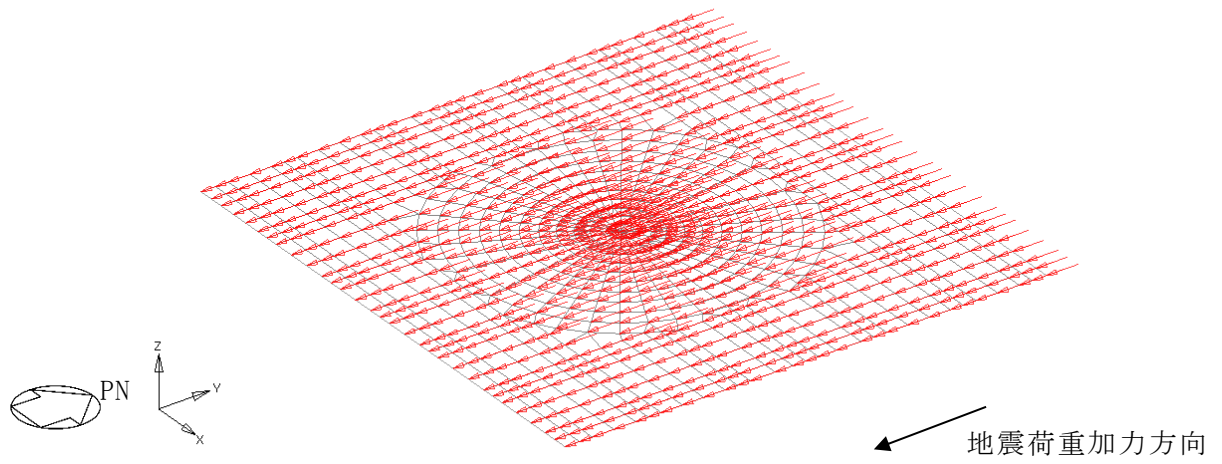
(i) 曲げモーメント (EW 方向) 基礎スラブモデル部分

図 2-2 FEM モデルに入力する地震荷重 (5/11)

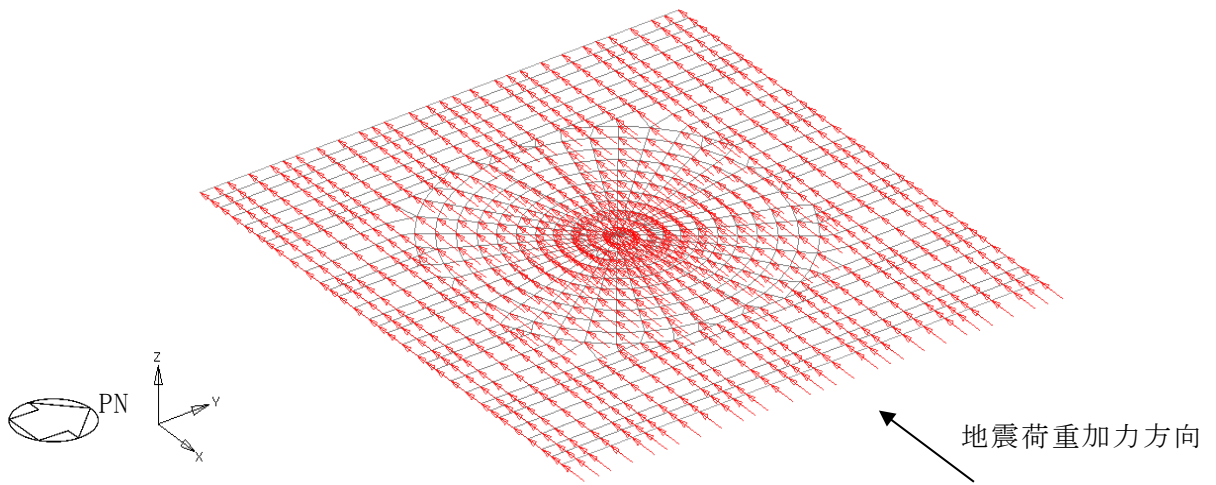


(j) 鉛直力 基礎スラブモデル部分

図 2-2 FEM モデルに入力する地震荷重 (6/11)

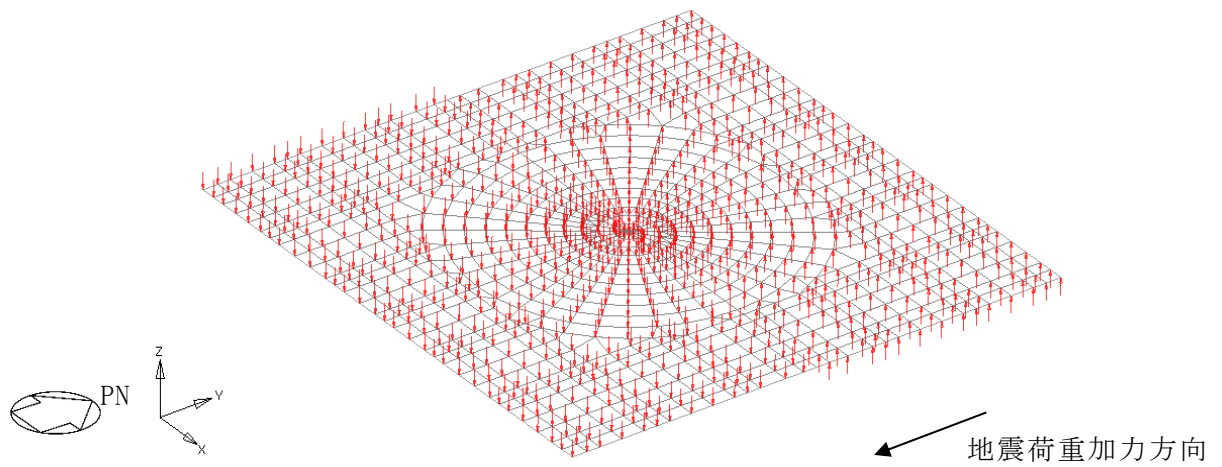


(k) 付加せん断力 (NS 方向)

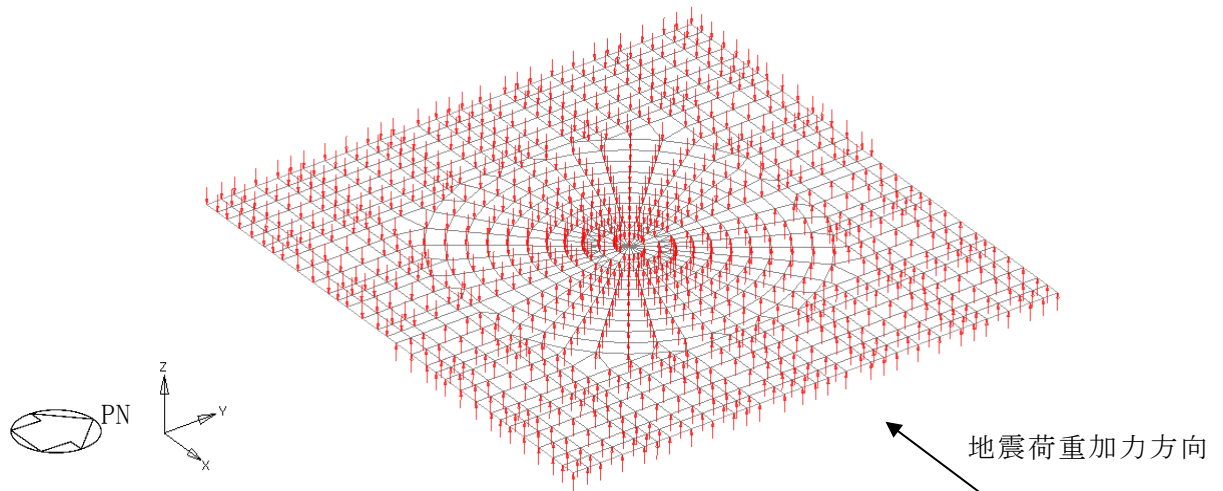


(l) 付加せん断力 (EW 方向)

図 2-2 FEM モデルに入力する地震荷重 (7/11)

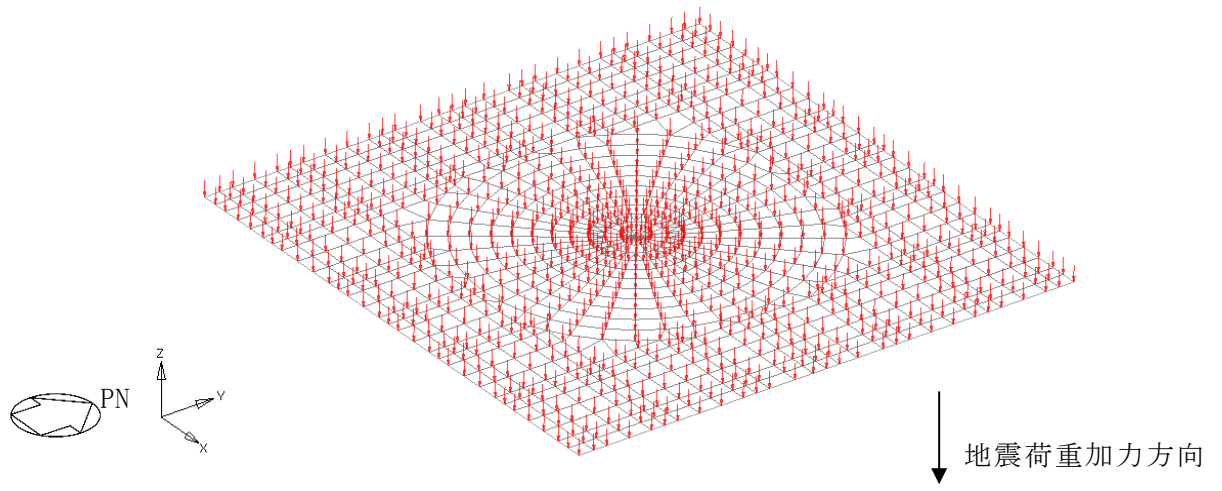


(m) 付加曲げモーメント (NS 方向)



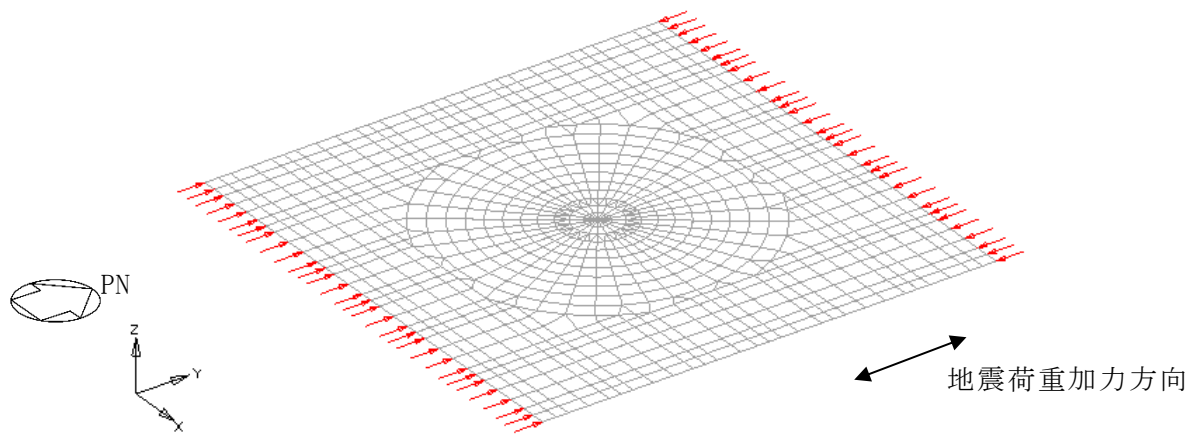
(n) 付加曲げモーメント (EW 方向)

図 2-2 FEM モデルに入力する地震荷重 (8/11)

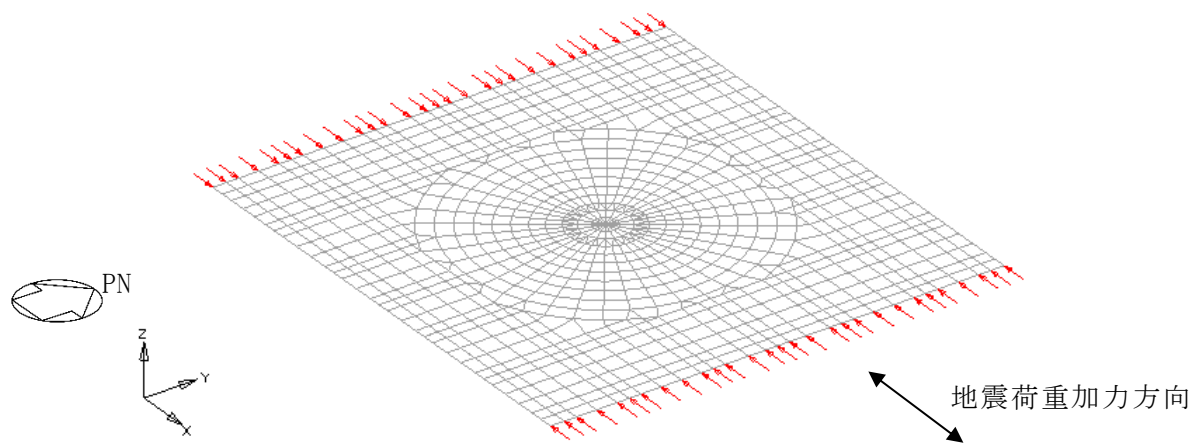


(o) 付加軸力

図 2-2 FEM モデルに入力する地震荷重 (9/11)

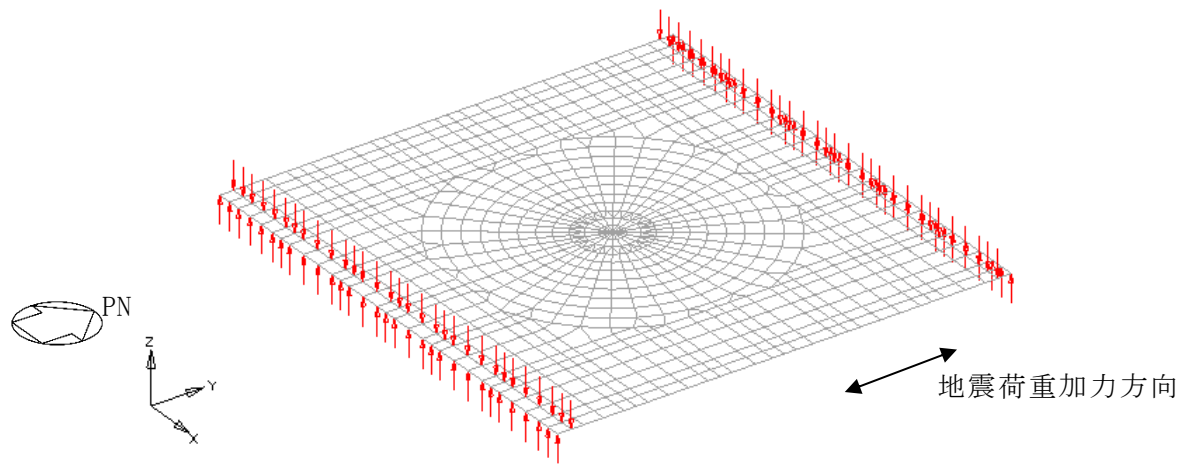


(p) 地震時増分土圧荷重 (NS 方向) せん断力

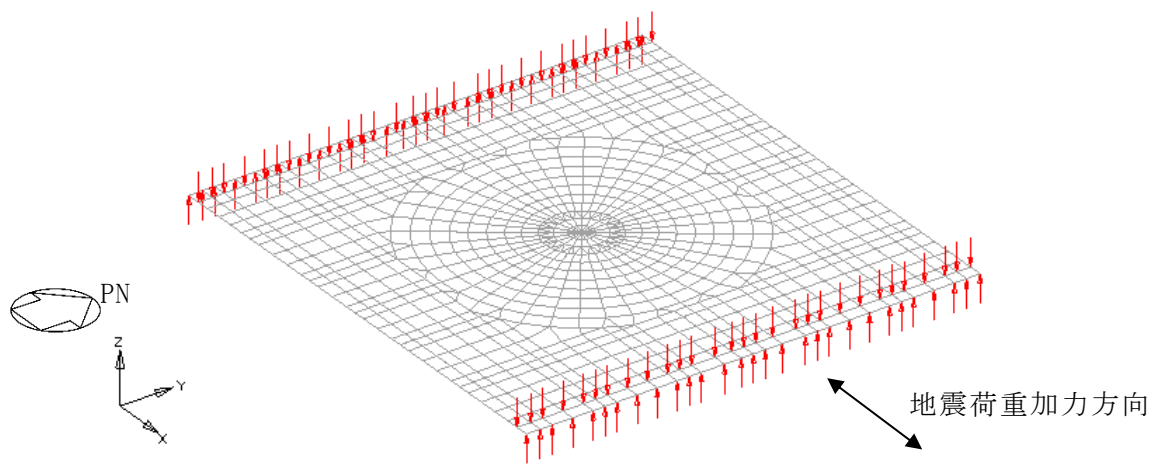


(q) 地震時増分土圧荷重 (EW 方向) せん断力

図 2-2 FEM モデルに入力する地震荷重 (10/11)



(r) 地震時増分土圧荷重 (NS 方向) 曲げモーメント



(s) 地震時増分土圧荷重 (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 (11/11)

別紙 4 応力解析における断面の評価部位の選定

目 次

1. 概要	別紙 4-1
2. 断面の評価部位の選定	別紙 4-2
2.1 シェル部	別紙 4-8
2.2 トップスラブ部	別紙 4-21
2.3 底部	別紙 4-31
2.4 貫通部	別紙 4-44
2.5 局部	別紙 4-56

1. 概要

本資料は、原子炉格納容器コンクリート部（以下「RCCV」という。）の応力解析における断面の評価部位の選定に関し、工認記載の断面の評価要素の選定結果について示すものである。

2. 断面の評価部位の選定

RCCV の荷重の組合せケースを表 2-1 に示す。

表 2-1 荷重の組合せケース (1/6)

荷重 状態	荷重時 名称	ケース No.	荷重の組合せ
Ⅲ	地震時 (1)	1-1	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 + 1.0K_{d1SN} + 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dNS}$
		1-2	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 + 1.0K_{d1WE} + 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dEW}$
		1-3	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 - 1.0K_{d1SN} + 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dNS}$
		1-4	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 - 1.0K_{d1WE} + 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dEW}$
		1-5	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 + 1.0K_{d1SN} - 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dNS}$
		1-6	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 + 1.0K_{d1WE} - 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dEW}$
		1-7	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 - 1.0K_{d1SN} - 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dNS}$
		1-8	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 - 1.0K_{d1WE} - 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dEW}$
		1-9	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 + 0.4K_{d1SN} + 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dNS}$
		1-10	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 + 0.4K_{d1WE} + 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dEW}$
		1-11	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 - 0.4K_{d1SN} + 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dNS}$
		1-12	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 - 0.4K_{d1WE} + 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dEW}$
		1-13	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 + 0.4K_{d1SN} - 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dNS}$
		1-14	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 + 0.4K_{d1WE} - 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dEW}$
		1-15	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 - 0.4K_{d1SN} - 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dNS}$
		1-16	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 - 0.4K_{d1WE} - 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dEW}$
		1-17	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 + 1.0K_{d2SN} + 1.0K_{d2DU} + R_d + 1.0E_{dNS}$
		1-18	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 + 1.0K_{d2WE} + 1.0K_{d2DU} + R_d + 1.0E_{dEW}$
		1-19	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 - 1.0K_{d2SN} + 1.0K_{d2DU} + R_d + 1.0E_{dNS}$
		1-20	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 - 1.0K_{d2WE} + 1.0K_{d2DU} + R_d + 1.0E_{dEW}$
		1-21	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 + 1.0K_{d2SN} - 1.0K_{d2DU} + R_d + 1.0E_{dNS}$
		1-22	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 + 1.0K_{d2WE} - 1.0K_{d2DU} + R_d + 1.0E_{dEW}$
		1-23	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 - 1.0K_{d2SN} - 1.0K_{d2DU} + R_d + 1.0E_{dNS}$
		1-24	$DL + P_1 + [T_1] + H_1 - 1.0K_{d2WE} - 1.0K_{d2DU} + R_d + 1.0E_{dEW}$

注：[]は応力状態 2 に対する荷重を表す。

表 2-1 荷重の組合せケース (2/6)

荷重状態	荷重時名称	ケース No.	荷重の組合せ
Ⅲ	(異常+地震)時 (1)	2-1	$DL + P_{25} + [T_{25}] + 1.0K_{d1SN} + 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dNS}$
		2-2	$DL + P_{25} + [T_{25}] + 1.0K_{d1WE} + 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dEW}$
		2-3	$DL + P_{25} + [T_{25}] - 1.0K_{d1SN} + 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dNS}$
		2-4	$DL + P_{25} + [T_{25}] - 1.0K_{d1WE} + 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dEW}$
		2-5	$DL + P_{25} + [T_{25}] + 1.0K_{d1SN} - 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dNS}$
		2-6	$DL + P_{25} + [T_{25}] + 1.0K_{d1WE} - 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dEW}$
		2-7	$DL + P_{25} + [T_{25}] - 1.0K_{d1SN} - 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dNS}$
		2-8	$DL + P_{25} + [T_{25}] - 1.0K_{d1WE} - 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dEW}$
		2-9	$DL + P_{25} + [T_{25}] + 0.4K_{d1SN} + 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dNS}$
		2-10	$DL + P_{25} + [T_{25}] + 0.4K_{d1WE} + 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dEW}$
		2-11	$DL + P_{25} + [T_{25}] - 0.4K_{d1SN} + 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dNS}$
		2-12	$DL + P_{25} + [T_{25}] - 0.4K_{d1WE} + 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dEW}$
		2-13	$DL + P_{25} + [T_{25}] + 0.4K_{d1SN} - 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dNS}$
		2-14	$DL + P_{25} + [T_{25}] + 0.4K_{d1WE} - 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dEW}$
		2-15	$DL + P_{25} + [T_{25}] - 0.4K_{d1SN} - 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dNS}$
		2-16	$DL + P_{25} + [T_{25}] - 0.4K_{d1WE} - 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dEW}$
		2-17	$DL + P_{25} + [T_{25}] + 1.0K_{d2SN} + 1.0K_{d2DU} + R_d + 1.0E_{dNS}$
		2-18	$DL + P_{25} + [T_{25}] + 1.0K_{d2WE} + 1.0K_{d2DU} + R_d + 1.0E_{dEW}$
		2-19	$DL + P_{25} + [T_{25}] - 1.0K_{d2SN} + 1.0K_{d2DU} + R_d + 1.0E_{dNS}$
		2-20	$DL + P_{25} + [T_{25}] - 1.0K_{d2WE} + 1.0K_{d2DU} + R_d + 1.0E_{dEW}$
		2-21	$DL + P_{25} + [T_{25}] + 1.0K_{d2SN} - 1.0K_{d2DU} + R_d + 1.0E_{dNS}$
		2-22	$DL + P_{25} + [T_{25}] + 1.0K_{d2WE} - 1.0K_{d2DU} + R_d + 1.0E_{dEW}$
		2-23	$DL + P_{25} + [T_{25}] - 1.0K_{d2SN} - 1.0K_{d2DU} + R_d + 1.0E_{dNS}$
		2-24	$DL + P_{25} + [T_{25}] - 1.0K_{d2WE} - 1.0K_{d2DU} + R_d + 1.0E_{dEW}$

注：[]は応力状態 2 に対する荷重を表す。

表 2-1 荷重の組合せケース (3/6)

荷重 状態	荷重時 名 称	ケース No.	荷重の組合せ
IV	地震時 (2)	3-1	$DL + P_1 + H_1 + 1.0K_{sSN} + 0.4K_{sDU} + R_s + 1.0E_{sNS}$
		3-2	$DL + P_1 + H_1 + 1.0K_{sWE} + 0.4K_{sDU} + R_s + 1.0E_{sEW}$
		3-3	$DL + P_1 + H_1 - 1.0K_{sSN} + 0.4K_{sDU} + R_s + 1.0E_{sNS}$
		3-4	$DL + P_1 + H_1 - 1.0K_{sWE} + 0.4K_{sDU} + R_s + 1.0E_{sEW}$
		3-5	$DL + P_1 + H_1 + 1.0K_{sSN} - 0.4K_{sDU} + R_s + 1.0E_{sNS}$
		3-6	$DL + P_1 + H_1 + 1.0K_{sWE} - 0.4K_{sDU} + R_s + 1.0E_{sEW}$
		3-7	$DL + P_1 + H_1 - 1.0K_{sSN} - 0.4K_{sDU} + R_s + 1.0E_{sNS}$
		3-8	$DL + P_1 + H_1 - 1.0K_{sWE} - 0.4K_{sDU} + R_s + 1.0E_{sEW}$
		3-9	$DL + P_1 + H_1 + 0.4K_{sSN} + 1.0K_{sDU} + R_s + 0.4E_{sNS}$
		3-10	$DL + P_1 + H_1 + 0.4K_{sWE} + 1.0K_{sDU} + R_s + 0.4E_{sEW}$
		3-11	$DL + P_1 + H_1 - 0.4K_{sSN} + 1.0K_{sDU} + R_s + 0.4E_{sNS}$
		3-12	$DL + P_1 + H_1 - 0.4K_{sWE} + 1.0K_{sDU} + R_s + 0.4E_{sEW}$
		3-13	$DL + P_1 + H_1 + 0.4K_{sSN} - 1.0K_{sDU} + R_s + 0.4E_{sNS}$
		3-14	$DL + P_1 + H_1 + 0.4K_{sWE} - 1.0K_{sDU} + R_s + 0.4E_{sEW}$
		3-15	$DL + P_1 + H_1 - 0.4K_{sSN} - 1.0K_{sDU} + R_s + 0.4E_{sNS}$
		3-16	$DL + P_1 + H_1 - 0.4K_{sWE} - 1.0K_{sDU} + R_s + 0.4E_{sEW}$

表 2-1 荷重の組合せケース (4/6)

荷重状態	荷重時名称	ケース No.	荷重の組合せ
IV	(異常+地震)時 (2)	4-1	$DL + P_{21} + 1.0K_{d1SN} + 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dNS}$
		4-2	$DL + P_{21} + 1.0K_{d1WE} + 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dEW}$
		4-3	$DL + P_{21} - 1.0K_{d1SN} + 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dNS}$
		4-4	$DL + P_{21} - 1.0K_{d1WE} + 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dEW}$
		4-5	$DL + P_{21} + 1.0K_{d1SN} - 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dNS}$
		4-6	$DL + P_{21} + 1.0K_{d1WE} - 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dEW}$
		4-7	$DL + P_{21} - 1.0K_{d1SN} - 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dNS}$
		4-8	$DL + P_{21} - 1.0K_{d1WE} - 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dEW}$
		4-9	$DL + P_{21} + 0.4K_{d1SN} + 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dNS}$
		4-10	$DL + P_{21} + 0.4K_{d1WE} + 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dEW}$
		4-11	$DL + P_{21} - 0.4K_{d1SN} + 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dNS}$
		4-12	$DL + P_{21} - 0.4K_{d1WE} + 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dEW}$
		4-13	$DL + P_{21} + 0.4K_{d1SN} - 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dNS}$
		4-14	$DL + P_{21} + 0.4K_{d1WE} - 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dEW}$
		4-15	$DL + P_{21} - 0.4K_{d1SN} - 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dNS}$
		4-16	$DL + P_{21} - 0.4K_{d1WE} - 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dEW}$
		4-17	$DL + P_{21} + 1.0K_{d2SN} + 1.0K_{d2DU} + R_d + 1.0E_{dNS}$
		4-18	$DL + P_{21} + 1.0K_{d2WE} + 1.0K_{d2DU} + R_d + 1.0E_{dEW}$
		4-19	$DL + P_{21} - 1.0K_{d2SN} + 1.0K_{d2DU} + R_d + 1.0E_{dNS}$
		4-20	$DL + P_{21} - 1.0K_{d2WE} + 1.0K_{d2DU} + R_d + 1.0E_{dEW}$
		4-21	$DL + P_{21} + 1.0K_{d2SN} - 1.0K_{d2DU} + R_d + 1.0E_{dNS}$
		4-22	$DL + P_{21} + 1.0K_{d2WE} - 1.0K_{d2DU} + R_d + 1.0E_{dEW}$
		4-23	$DL + P_{21} - 1.0K_{d2SN} - 1.0K_{d2DU} + R_d + 1.0E_{dNS}$
		4-24	$DL + P_{21} - 1.0K_{d2WE} - 1.0K_{d2DU} + R_d + 1.0E_{dEW}$

表 2-1 荷重の組合せケース (5/6)

荷重状態	荷重時名称	ケース No.	荷重の組合せ
V	(異常+地震)時 (3)	5-1	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} + 1.0K_{d1SN} + 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dNS}$
		5-2	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} + 1.0K_{d1WE} + 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dEW}$
		5-3	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} - 1.0K_{d1SN} + 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dNS}$
		5-4	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} - 1.0K_{d1WE} + 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dEW}$
		5-5	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} + 1.0K_{d1SN} - 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dNS}$
		5-6	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} + 1.0K_{d1WE} - 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dEW}$
		5-7	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} - 1.0K_{d1SN} - 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dNS}$
		5-8	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} - 1.0K_{d1WE} - 0.4K_{d1DU} + R_d + 1.0E_{dEW}$
		5-9	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} + 0.4K_{d1SN} + 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dNS}$
		5-10	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} + 0.4K_{d1WE} + 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dEW}$
		5-11	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} - 0.4K_{d1SN} + 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dNS}$
		5-12	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} - 0.4K_{d1WE} + 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dEW}$
		5-13	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} + 0.4K_{d1SN} - 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dNS}$
		5-14	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} + 0.4K_{d1WE} - 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dEW}$
		5-15	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} - 0.4K_{d1SN} - 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dNS}$
		5-16	$DL + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} - 0.4K_{d1WE} - 1.0K_{d1DU} + R_d + 0.4E_{dEW}$

表 2-1 荷重の組合せケース (6/6)

荷重状態	荷重時名称	ケース No.	荷重の組合せ
V	(異常+地震)時 (4)	6-1	$DL + P_{SALL} + HS_{SALL} + 1.0K_{sSN} + 0.4K_{sDU} + R_s + 1.0E_{sNS}$
		6-2	$DL + P_{SALL} + HS_{SALL} + 1.0K_{sWE} + 0.4K_{sDU} + R_s + 1.0E_{sEW}$
		6-3	$DL + P_{SALL} + HS_{SALL} - 1.0K_{sSN} + 0.4K_{sDU} + R_s + 1.0E_{sNS}$
		6-4	$DL + P_{SALL} + HS_{SALL} - 1.0K_{sWE} + 0.4K_{sDU} + R_s + 1.0E_{sEW}$
		6-5	$DL + P_{SALL} + HS_{SALL} + 1.0K_{sSN} - 0.4K_{sDU} + R_s + 1.0E_{sNS}$
		6-6	$DL + P_{SALL} + HS_{SALL} + 1.0K_{sWE} - 0.4K_{sDU} + R_s + 1.0E_{sEW}$
		6-7	$DL + P_{SALL} + HS_{SALL} - 1.0K_{sSN} - 0.4K_{sDU} + R_s + 1.0E_{sNS}$
		6-8	$DL + P_{SALL} + HS_{SALL} - 1.0K_{sWE} - 0.4K_{sDU} + R_s + 1.0E_{sEW}$
		6-9	$DL + P_{SALL} + HS_{SALL} + 0.4K_{sSN} + 1.0K_{sDU} + R_s + 0.4E_{sNS}$
		6-10	$DL + P_{SALL} + HS_{SALL} + 0.4K_{sWE} + 1.0K_{sDU} + R_s + 0.4E_{sEW}$
		6-11	$DL + P_{SALL} + HS_{SALL} - 0.4K_{sSN} + 1.0K_{sDU} + R_s + 0.4E_{sNS}$
		6-12	$DL + P_{SALL} + HS_{SALL} - 0.4K_{sWE} + 1.0K_{sDU} + R_s + 0.4E_{sEW}$
		6-13	$DL + P_{SALL} + HS_{SALL} + 0.4K_{sSN} - 1.0K_{sDU} + R_s + 0.4E_{sNS}$
		6-14	$DL + P_{SALL} + HS_{SALL} + 0.4K_{sWE} - 1.0K_{sDU} + R_s + 0.4E_{sEW}$
		6-15	$DL + P_{SALL} + HS_{SALL} - 0.4K_{sSN} - 1.0K_{sDU} + R_s + 0.4E_{sNS}$
		6-16	$DL + P_{SALL} + HS_{SALL} - 0.4K_{sWE} - 1.0K_{sDU} + R_s + 0.4E_{sEW}$

2.1 シェル部

シェル部の配筋領域図を図2-1に，配筋一覧を表2-2に示す。

各評価項目の検定値一覧を表2-3に，断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果を図2-2に，断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図を図2-3に示す。

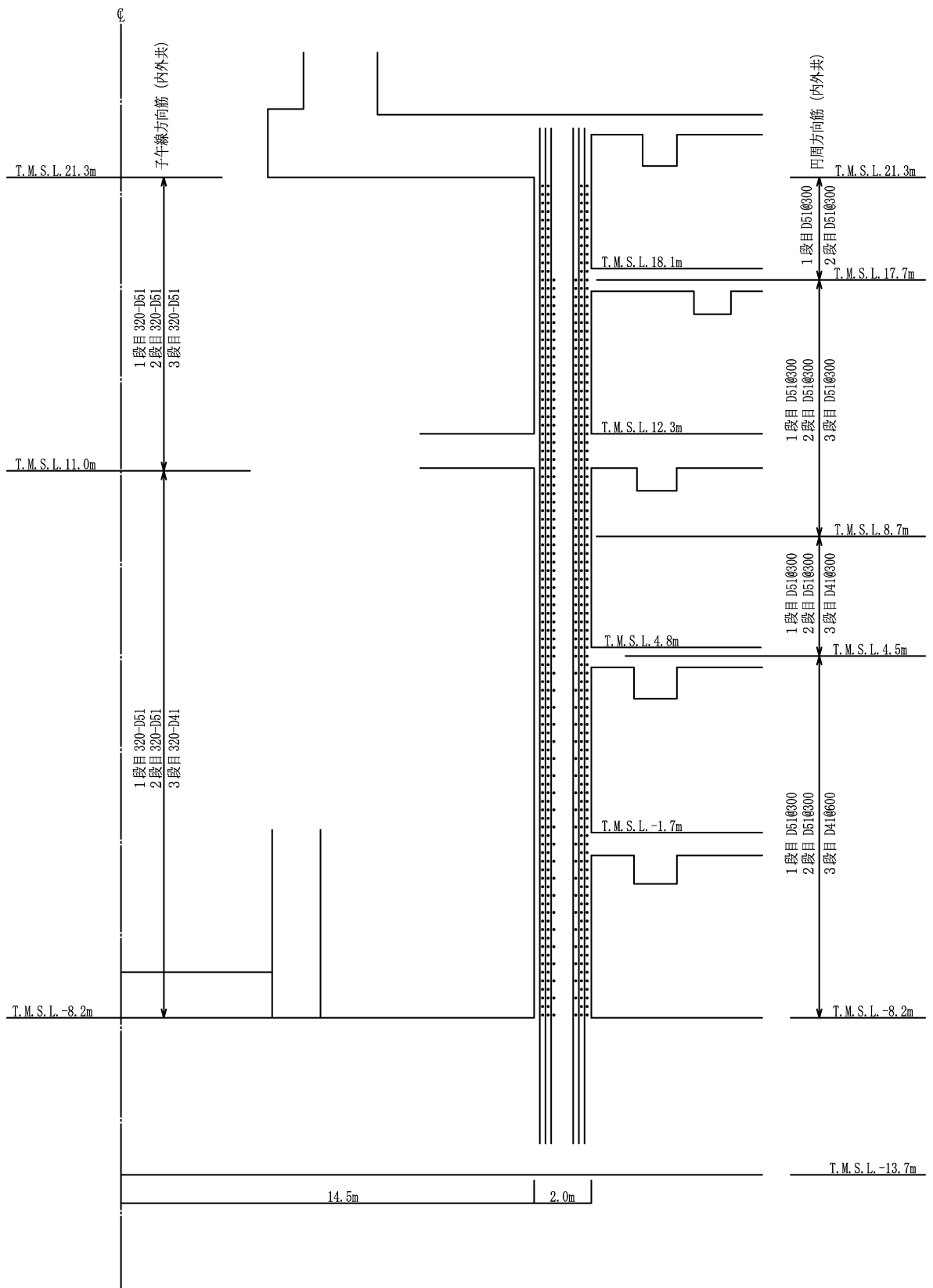


図 2-1 配筋領域図 (シェル部)

表 2-2 配筋一覧 (シェル部)

(a) 子午線 (ϕ) 方向

T. M. S. L. (m)	配筋*
21.3	3×320-D51
11.0	2×320-D51 + 1×320-D41
-8.2	

注記* : 内側及び外側とも, 同一配筋。

(b) 円周 (θ) 方向

T. M. S. L. (m)	配筋*
21.3	2-D51@300
17.7	3-D51@300
8.7	2-D51@300 + 1-D41@300
4.5	2-D51@300 + 1-D41@600
-8.2	

注記* : 内側及び外側とも, 同一配筋。

表 2-3 各評価項目の検定値一覧 (1/3)

(a) 荷重状態Ⅲ・地震時 (1)

評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	検定値
等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮応力度	子午線	13	1-21	0.351
	鉄筋引張応力度	子午線	9	1-3	0.680
面内せん断力	面内せん断応力度	-	21	1-23	0.552
面外せん断力	面外せん断応力度	子午線	100010	1-19	0.407

(b) 荷重状態Ⅲ・(異常+地震)時 (1)

評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	検定値
等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮応力度	子午線	9	2-23	0.350
	鉄筋引張応力度	子午線	9	2-3	0.770
面内せん断力	面内せん断応力度	-	100210	2-23	0.505
面外せん断力	面外せん断応力度	子午線	100432	2-8	0.426

注：■ は、検定値が最大となる要素を示す。

表 2-3 各評価項目の検定値一覧 (2/3)

(c) 荷重状態Ⅳ・地震時 (2)

評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	検定値
等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ	子午線	11	3-1	0.228
	鉄筋引張ひずみ	子午線	109	3-3	0.171
膜力	圧縮応力度	子午線	11	3-1	0.692
面内せん断力	面内せん断応力度	-	111	3-5	0.698
面外せん断力	面外せん断応力度	子午線	431	3-8	0.500

(d) 荷重状態Ⅳ・(異常+地震)時 (2)

評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	検定値
等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ	子午線	11	4-17	0.092
	鉄筋引張ひずみ	子午線	177	4-3	0.086
膜力	圧縮応力度	子午線	11	4-5	0.301
面内せん断力	面内せん断応力度	-	100	4-17	0.423
面外せん断力	面外せん断応力度	子午線	431	4-8	0.266

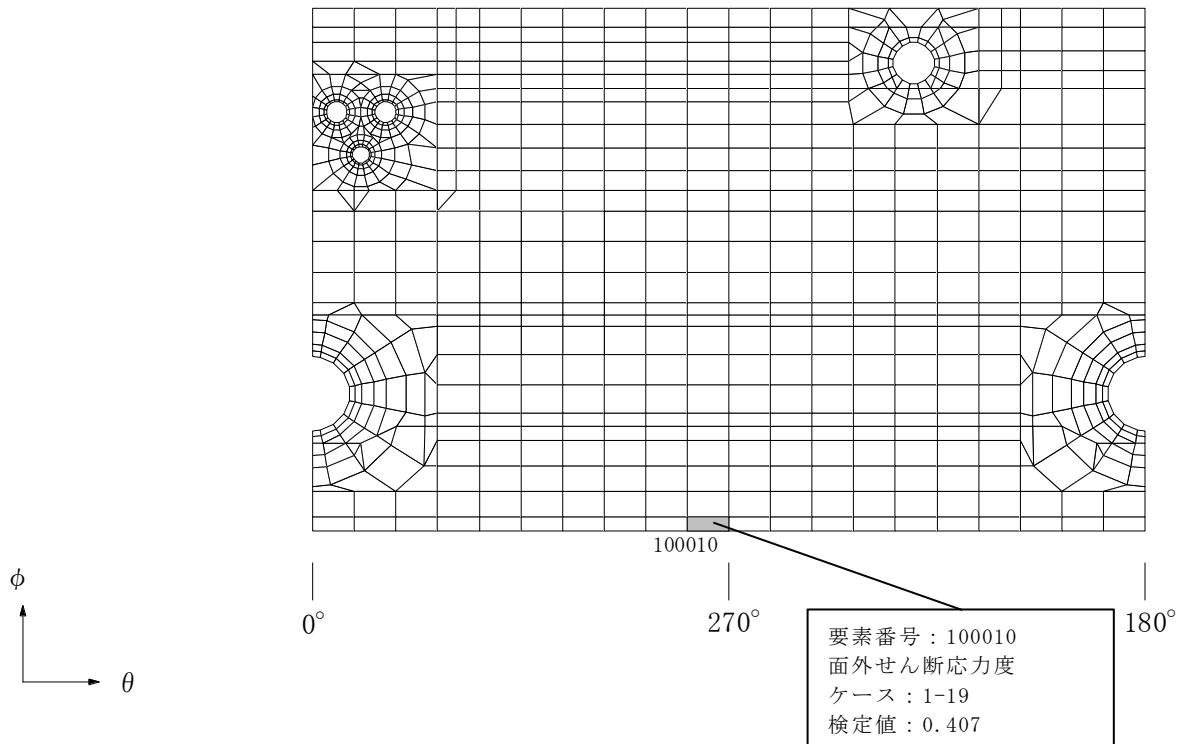
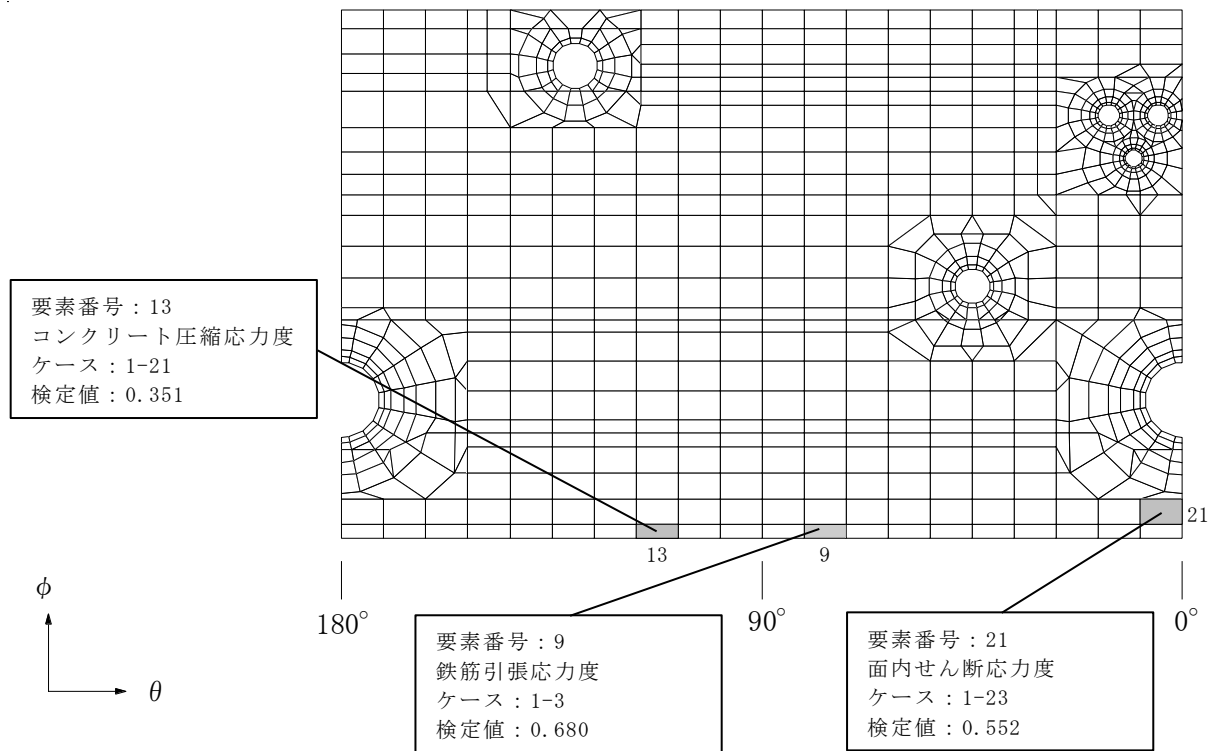
表 2-3 各評価項目の検定値一覧 (3/3)

(e) 荷重状態 V・(異常+地震) 時 (3)

評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	検定値
等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ	子午線	11	5-1	0.146
	鉄筋引張ひずみ	子午線	40	5-4	0.216
膜力	圧縮応力度	子午線	100011	5-7	0.393
面内せん断力	面内せん断応力度	-	111	5-5	0.429
面外せん断力	面外せん断応力度	子午線	94	5-4	0.514

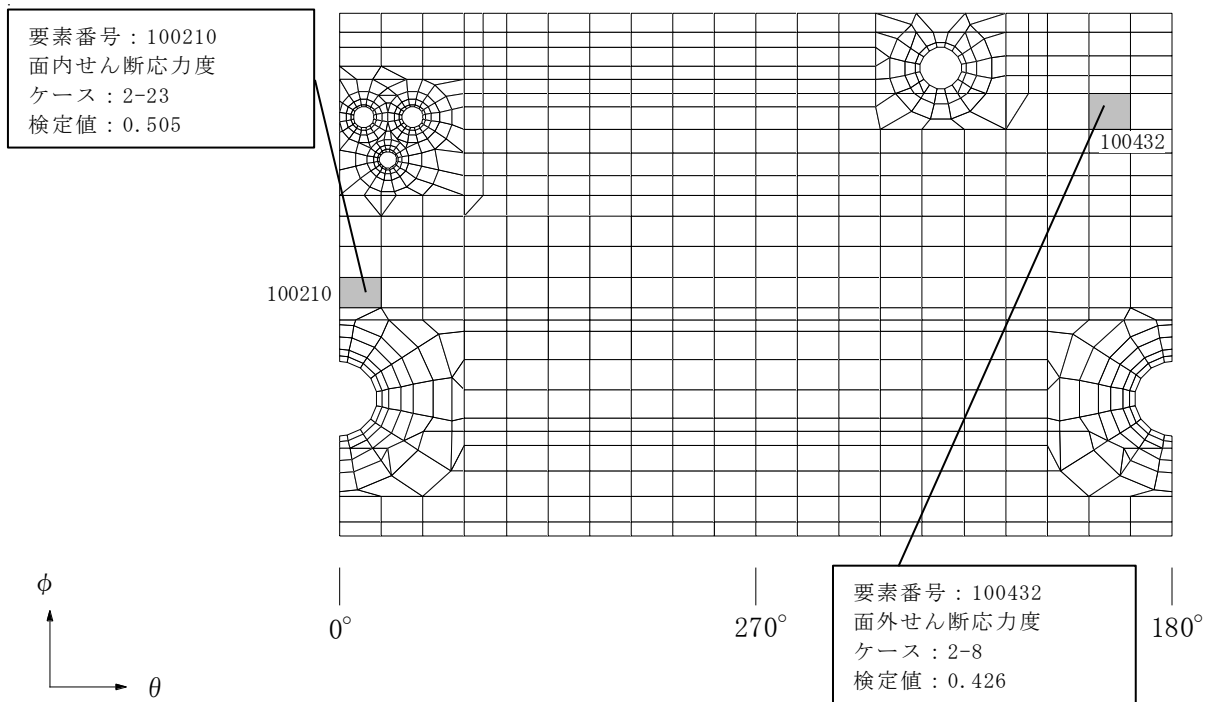
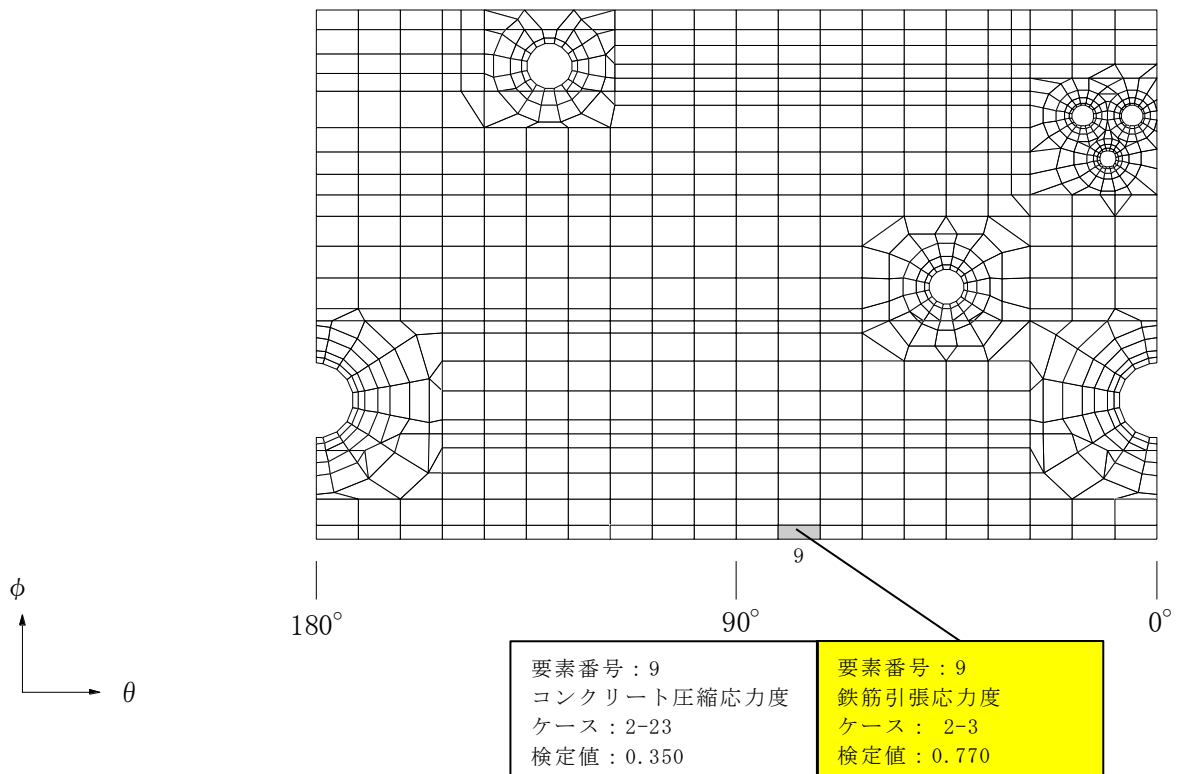
(f) 荷重状態 V・(異常+地震) 時 (4)

評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	検定値
等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ	子午線	11	6-1	0.255
	鉄筋引張ひずみ	子午線	39	6-4	0.218
膜力	圧縮応力度	子午線	11	6-1	0.739
面内せん断力	面内せん断応力度	-	111	6-5	0.679
面外せん断力	面外せん断応力度	子午線	100003	6-4	0.485



(a) 荷重状態Ⅲ・地震時 (1)

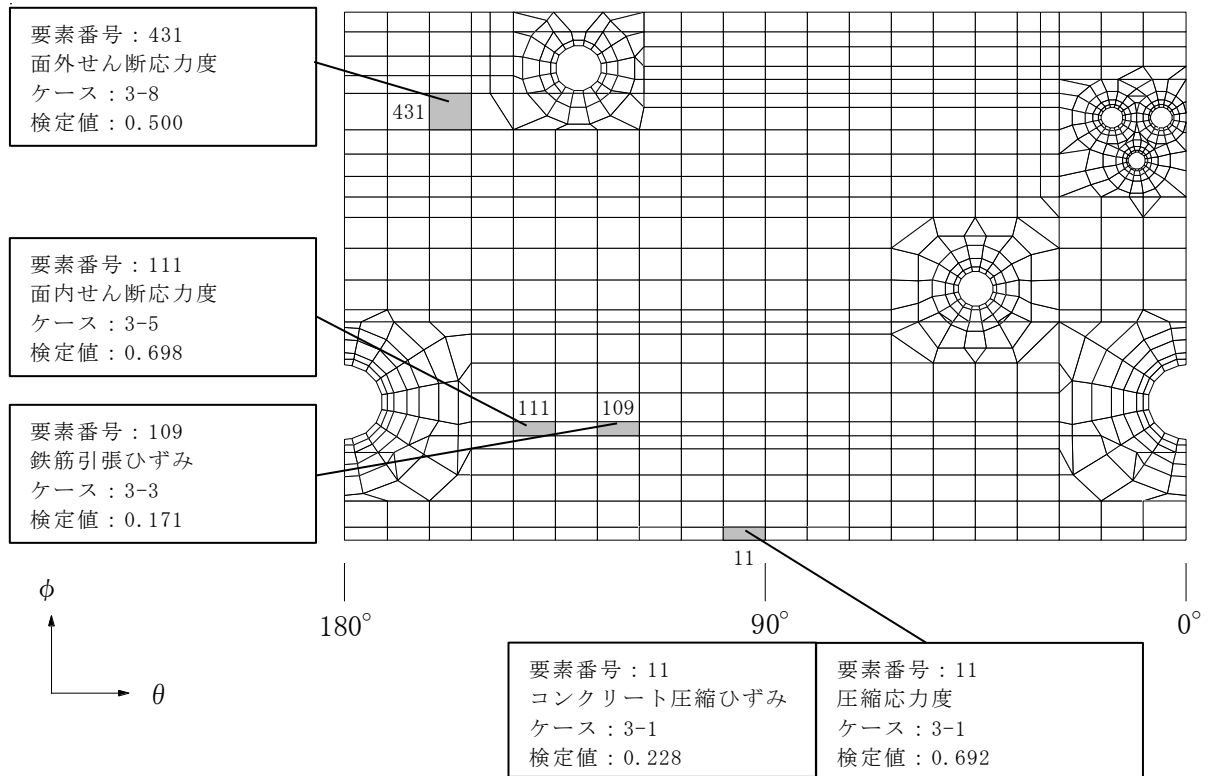
図 2-2 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果 (1/6)



注 : ■ は、検定値が最大となる要素を示す。

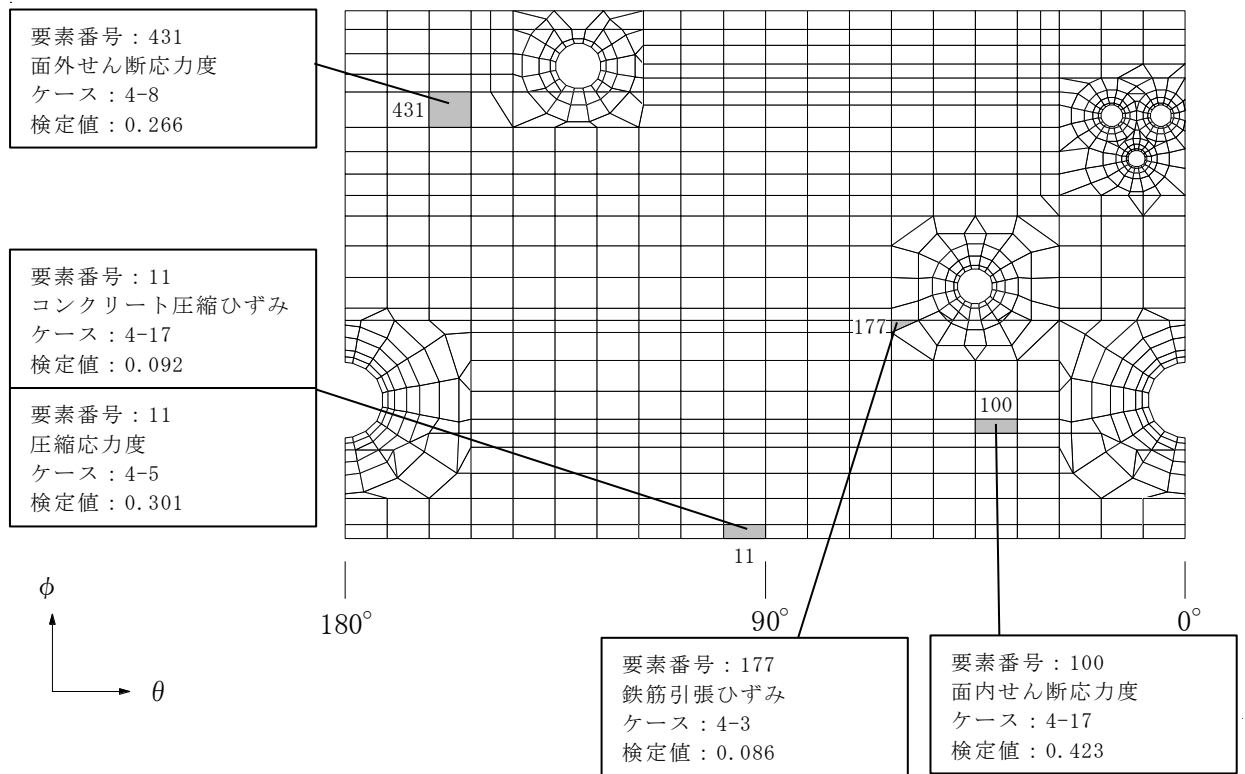
(b) 荷重状態Ⅲ・(異常+地震)時 (1)

図 2-2 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果 (2/6)



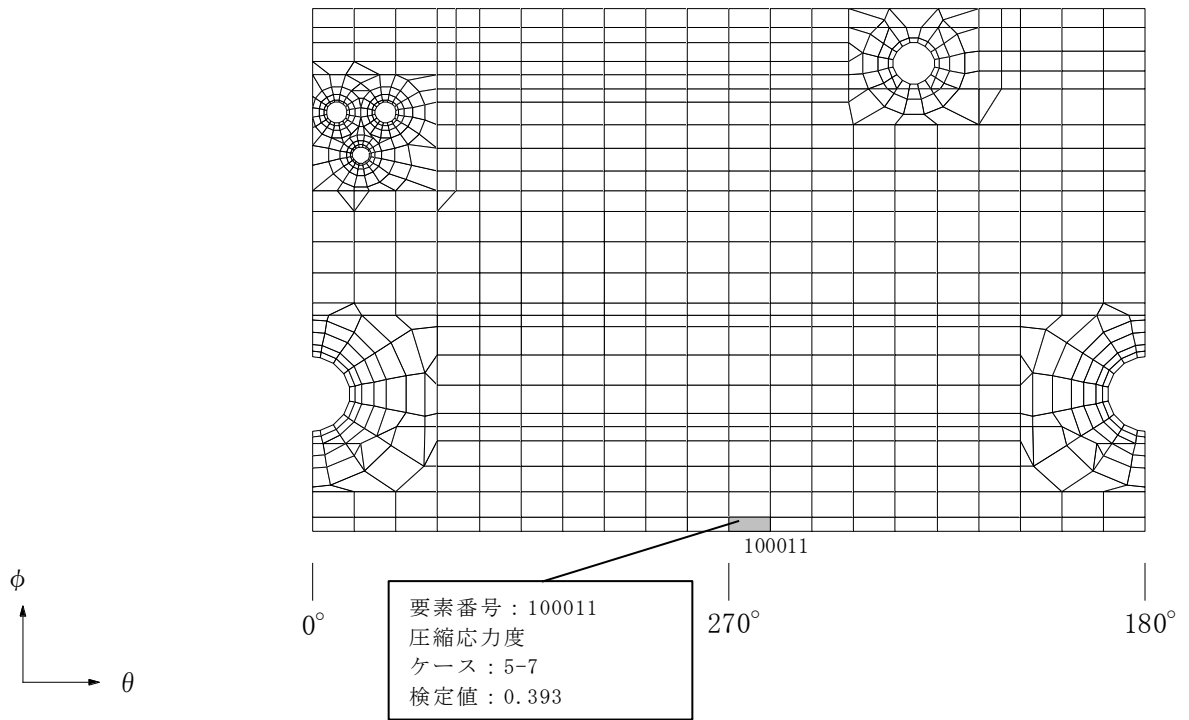
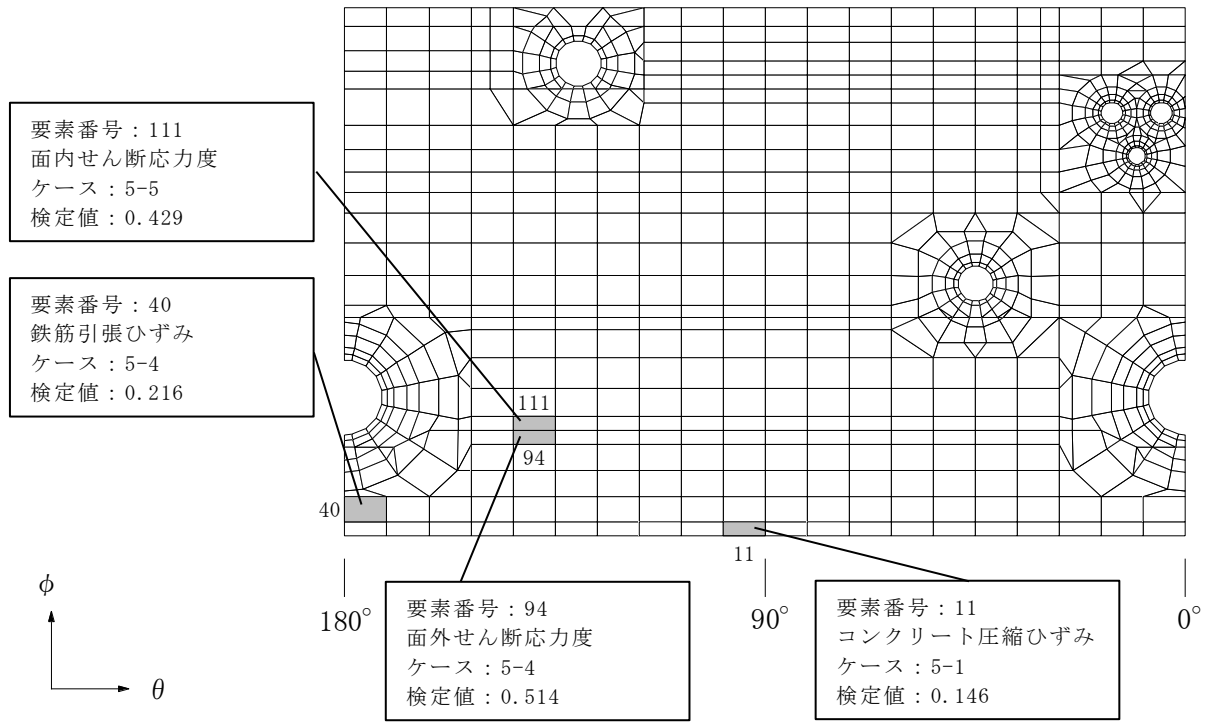
(c) 荷重状態IV・地震時(2)

図2-2 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果(3/6)



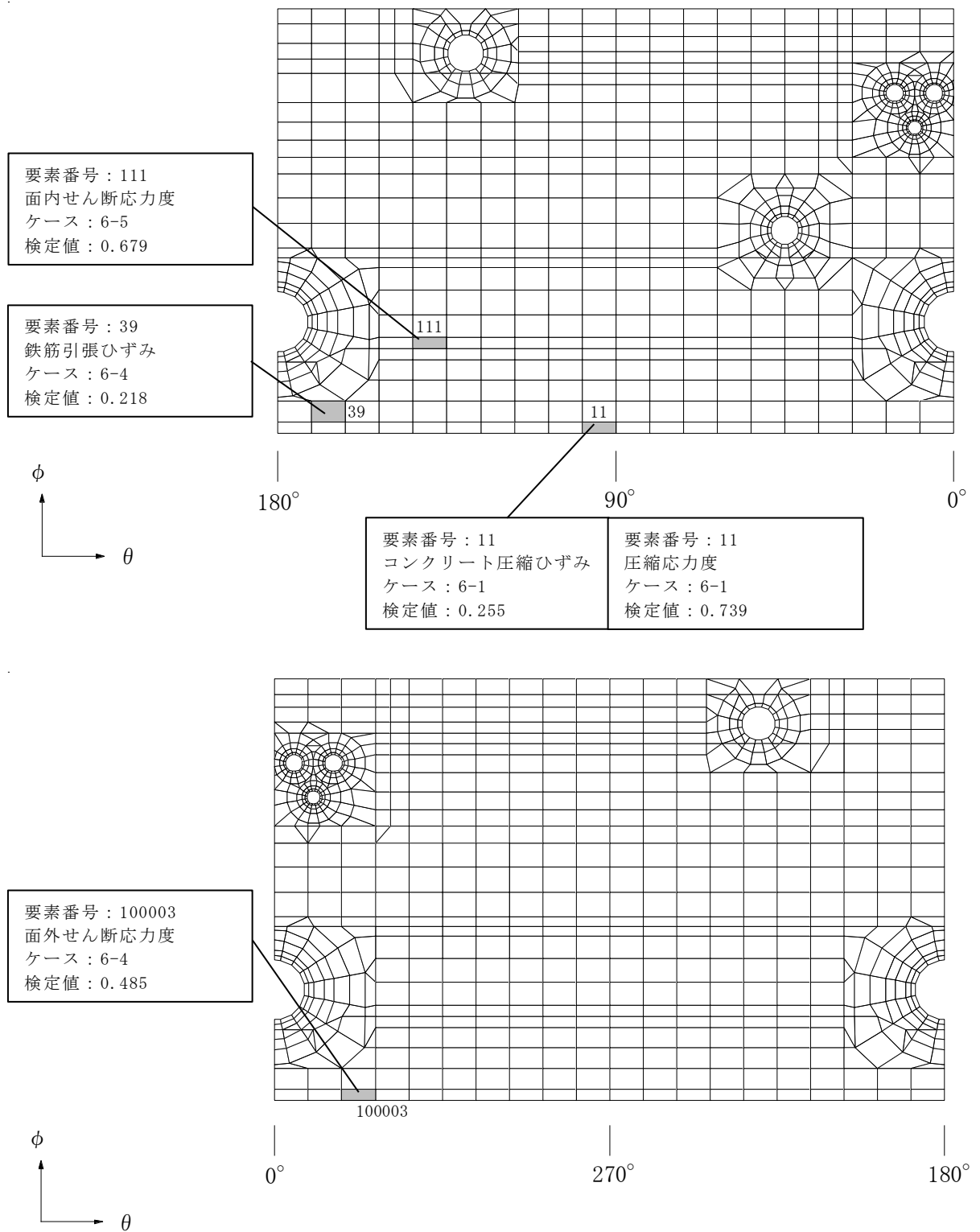
(d) 荷重状態Ⅳ・(異常+地震)時 (2)

図 2-2 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果 (4/6)



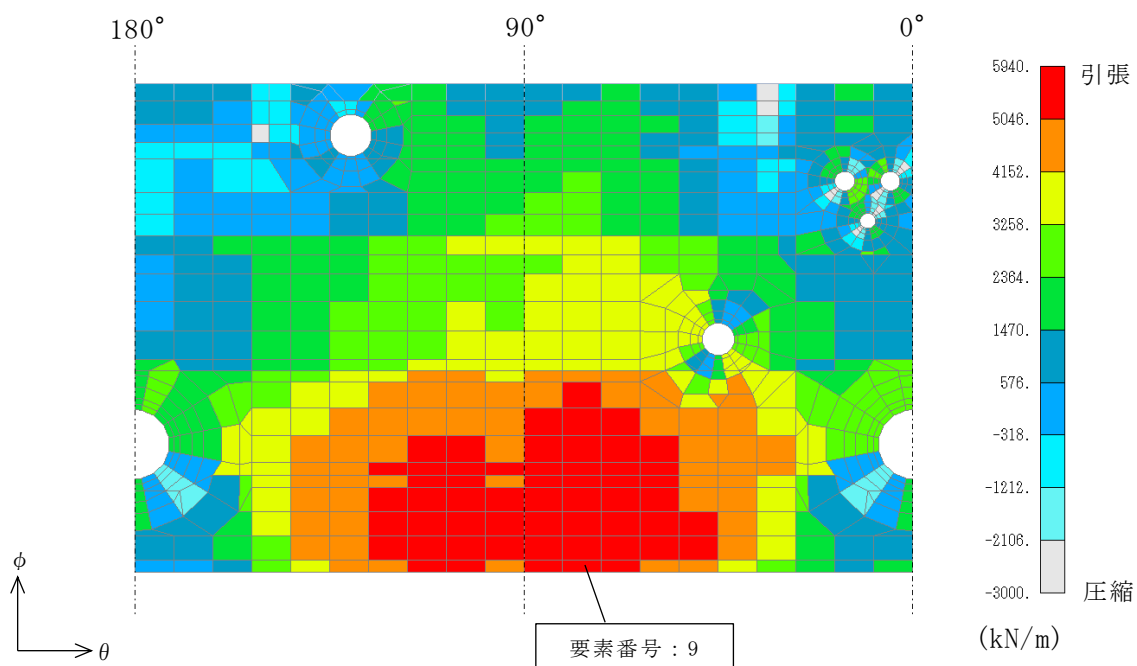
(e) 荷重状態 V ・ (異常 + 地震) 時 (3)

図 2-2 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果 (5/6)

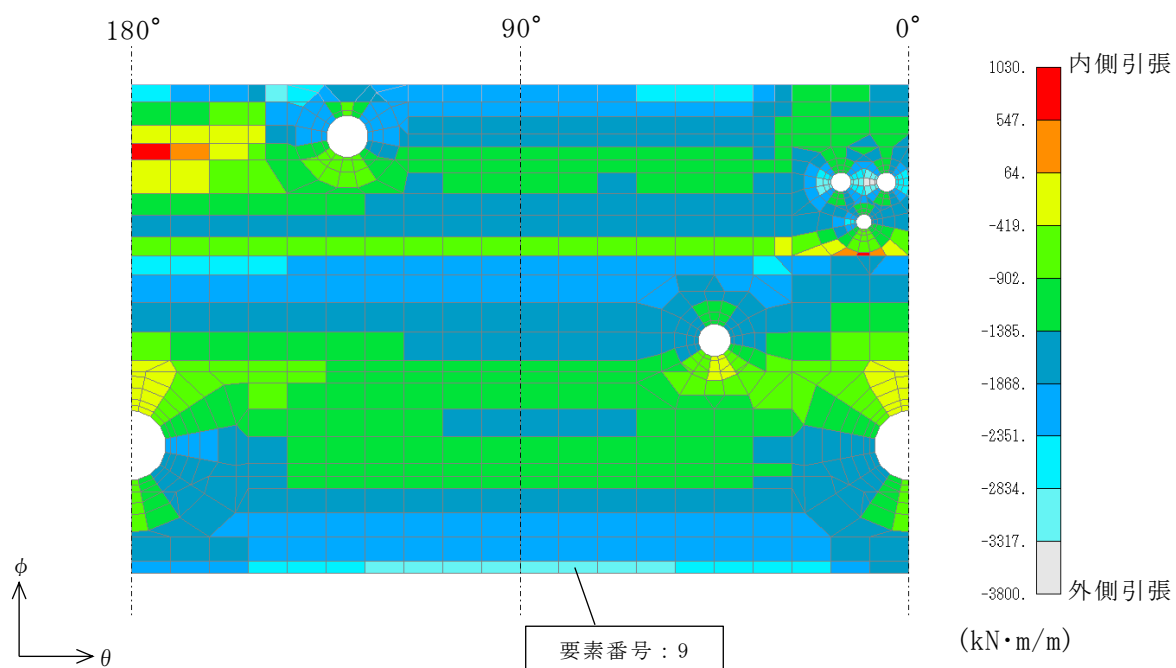


(f) 荷重状態 V ・ (異常 + 地震) 時 (4)

図 2-2 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果 (6/6)



(a) 等価膜力 (子午線方向, ケース 2-3)



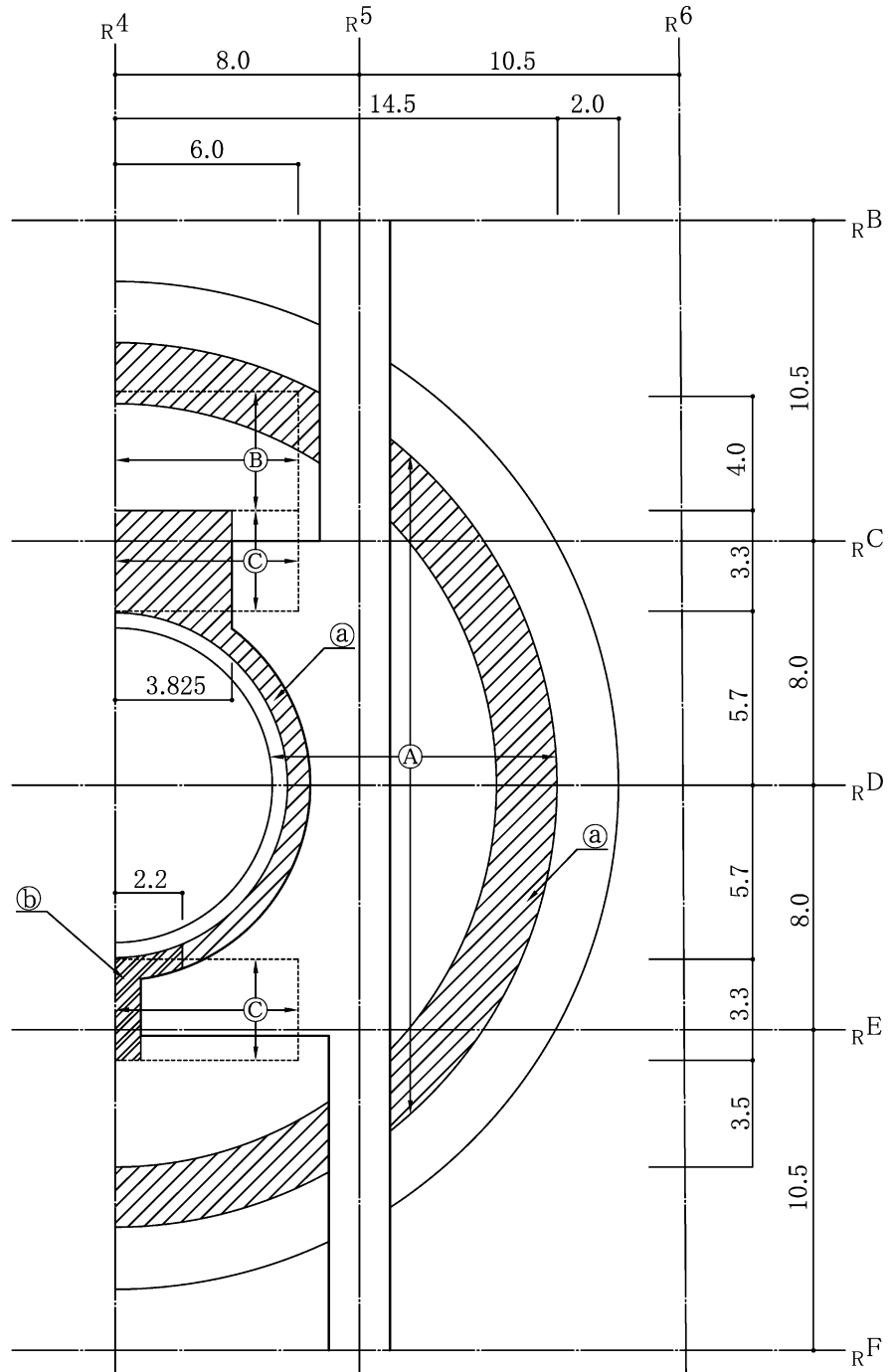
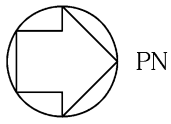
(b) 曲げモーメント (子午線方向, ケース 2-3)

図 2-3 断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図

2.2 トップスラブ部

トップスラブ部の配筋領域図を図2-4に，配筋一覧を表2-4に示す。

各評価項目の検定値一覧を表2-5に，断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果を図2-5に，断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図を図2-6に示す。



注：配筋は R 4 通りに対して対称である。

図 2-4 配筋領域図 (トップスラブ部) (単位 : m)

表 2-4 配筋一覧（トップスラブ部）

(a) 主筋

領域	方向	配筋*
A	NS	3-D41@300
	EW	3-D41@300
B	NS	1-D41@150 + 2-D41@300
	EW	3-D41@300
C	NS	2-D41@150 + 1-D41@300
	EW	3-D41@300

注記*：上ば筋及び下ば筋とも，同一配筋。

(b) せん断補強筋

領域	せん断補強筋
a	D19@300×300
b	D19@150×150

表 2-5 各評価項目の検定値一覧 (1/3)

(a) 荷重状態Ⅲ・地震時 (1)

評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	検定値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮応力度	EW	101425	1-14	0.341
	鉄筋引張応力度	NS	1411	1-23	0.544
面外せん断力	面外せん断応力度	NS	101413	1-23	0.839

(b) 荷重状態Ⅲ・(異常+地震)時 (1)

評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	検定値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮応力度	EW	101425	2-14	0.358
	鉄筋引張応力度	NS	1411	2-23	0.559
面外せん断力	面外せん断応力度	NS	101413	2-23	0.887

表 2-5 各評価項目の検定値一覧 (2/3)

(c) 荷重状態Ⅳ・地震時 (2)

評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	検定値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ	NS	101412	3-5	0.069
	鉄筋引張ひずみ	NS	101412	3-5	0.041
面外せん断力	面外せん断応力度	NS	1413	3-3	0.875

(d) 荷重状態Ⅳ・(異常+地震)時 (2)

評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	検定値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ	NS	101411	4-19	0.054
	鉄筋引張ひずみ	NS	1411	4-17	0.039
面外せん断力	面外せん断応力度	NS	101413	4-17	0.742

表 2-5 各評価項目の検定値一覧 (3/3)

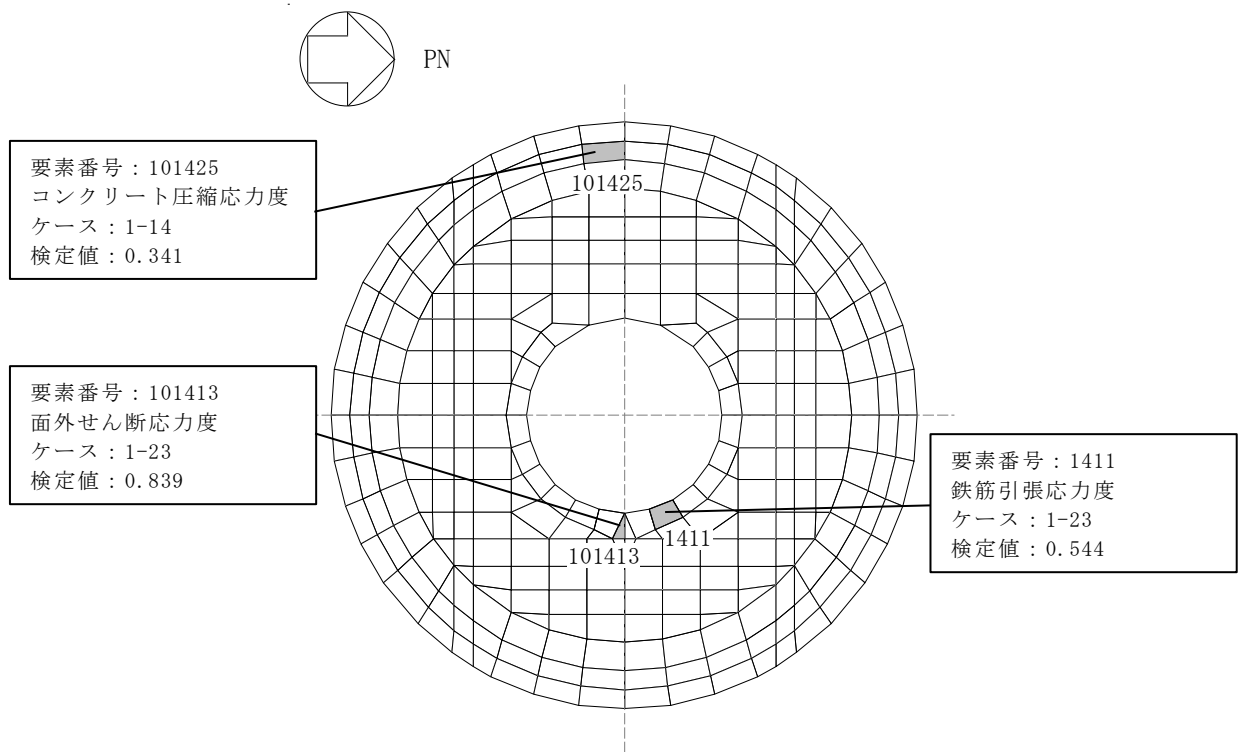
(e) 荷重状態 V・(異常+地震) 時 (3)

評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	検定値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ	NS	1401	5-9	0.105
	鉄筋引張ひずみ	NS	1413	5-12	0.162
面外せん断力	面外せん断応力度	EW	1471	5-4	0.860

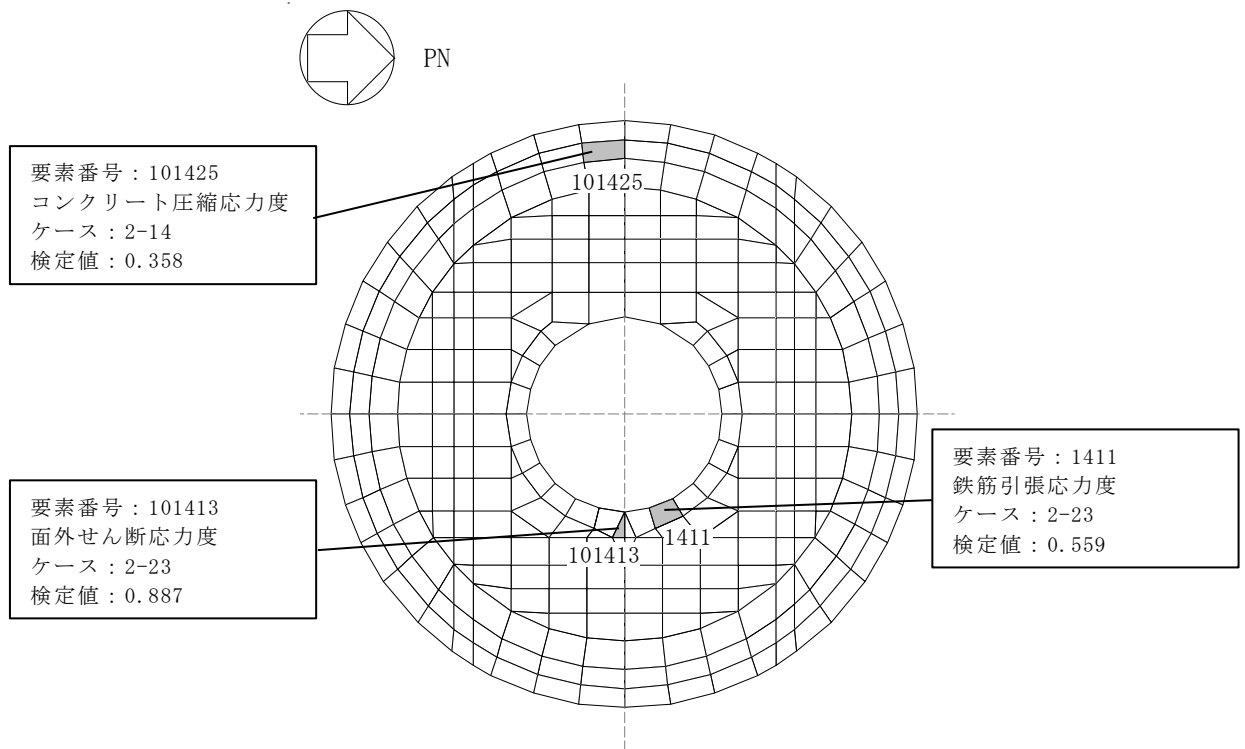
(f) 荷重状態 V・(異常+地震) 時 (4)

評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	検定値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ	NS	101411	6-3	0.055
	鉄筋引張ひずみ	EW	1472	6-2	0.033
面外せん断力	面外せん断応力度	NS	1413	6-3	0.897

注：■ は、検定値が最大となる要素を示す。

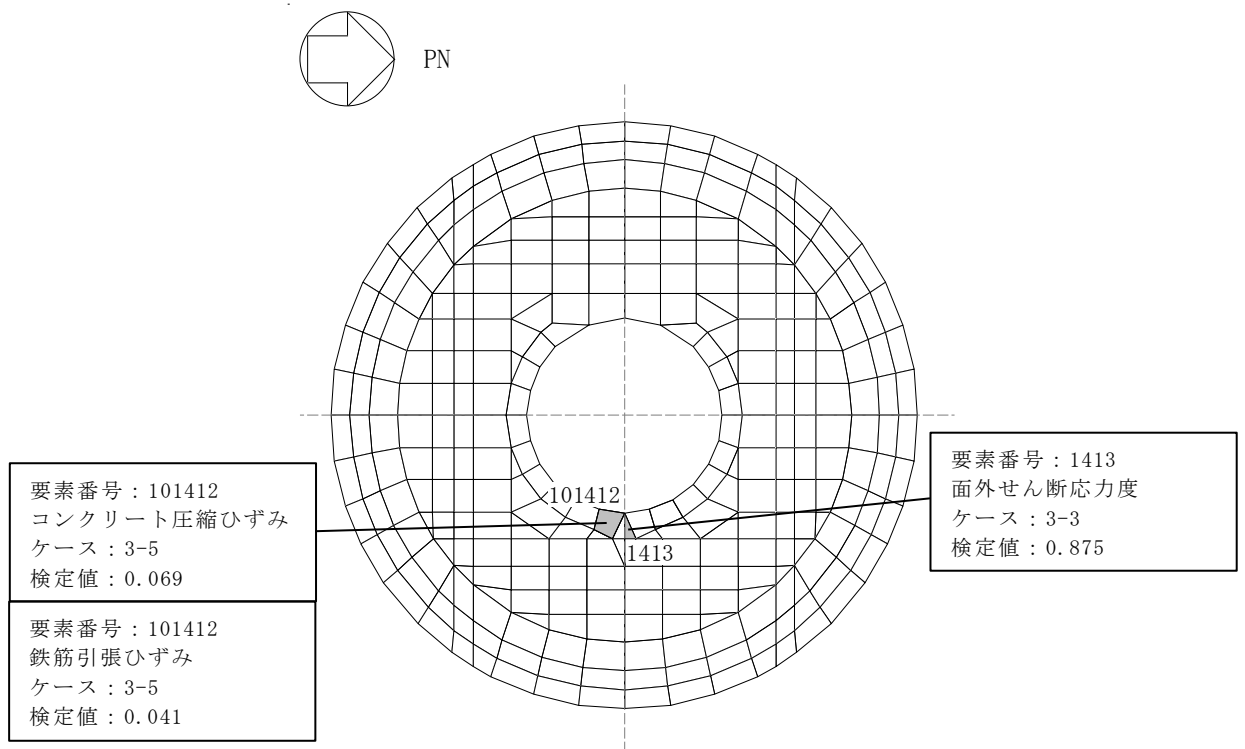


(a) 荷重状態Ⅲ・地震時 (1)

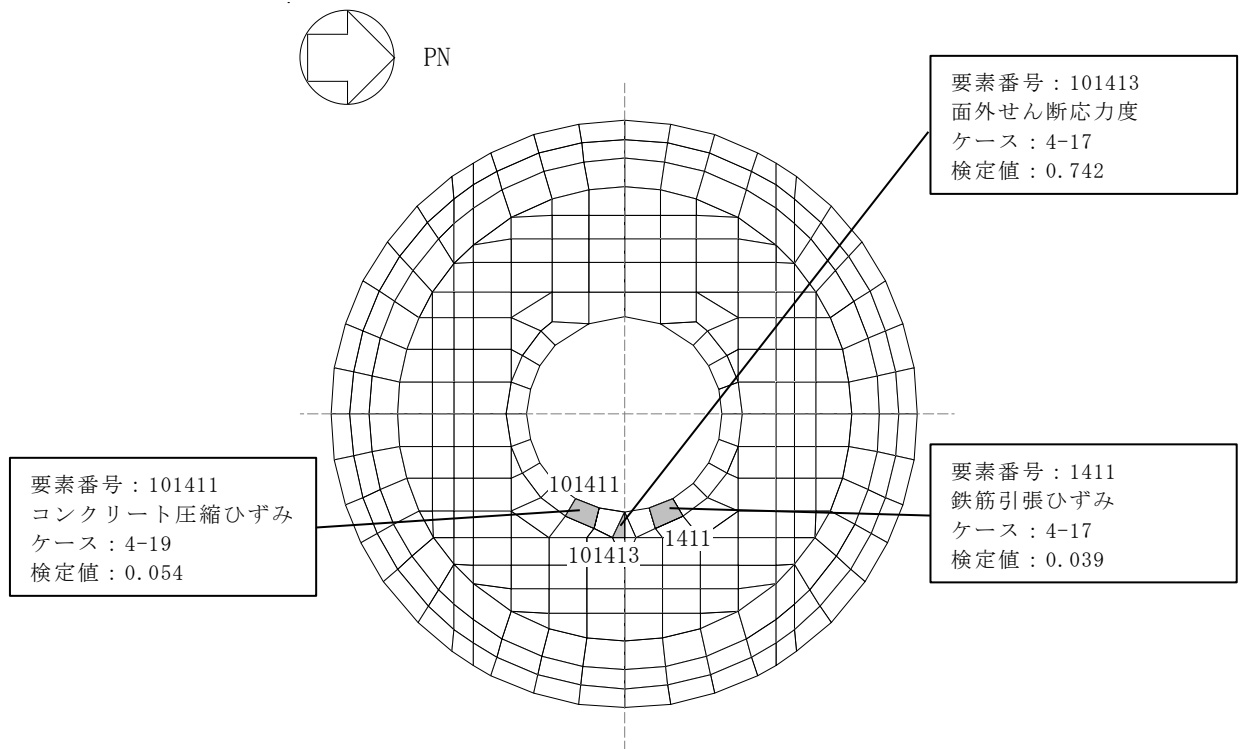


(b) 荷重状態Ⅲ・(異常+地震)時 (1)

図 2-5 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果 (1/3)

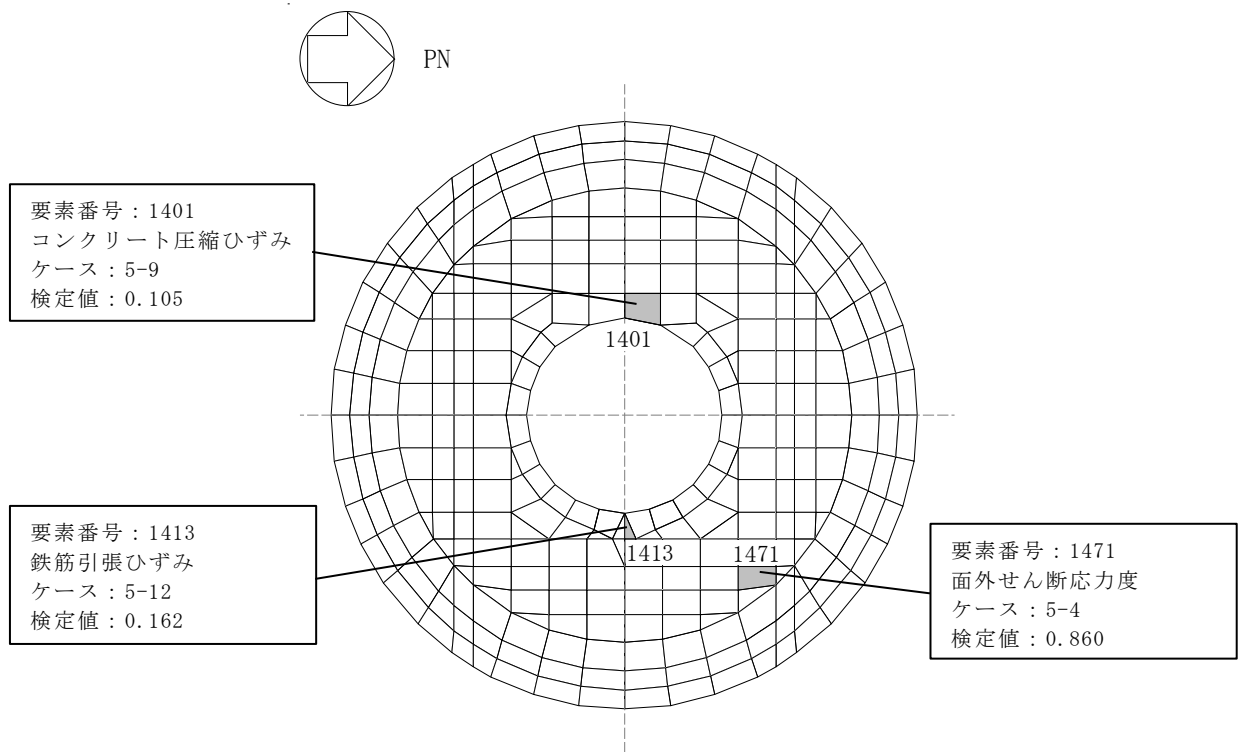


(c) 荷重状態IV・地震時 (2)

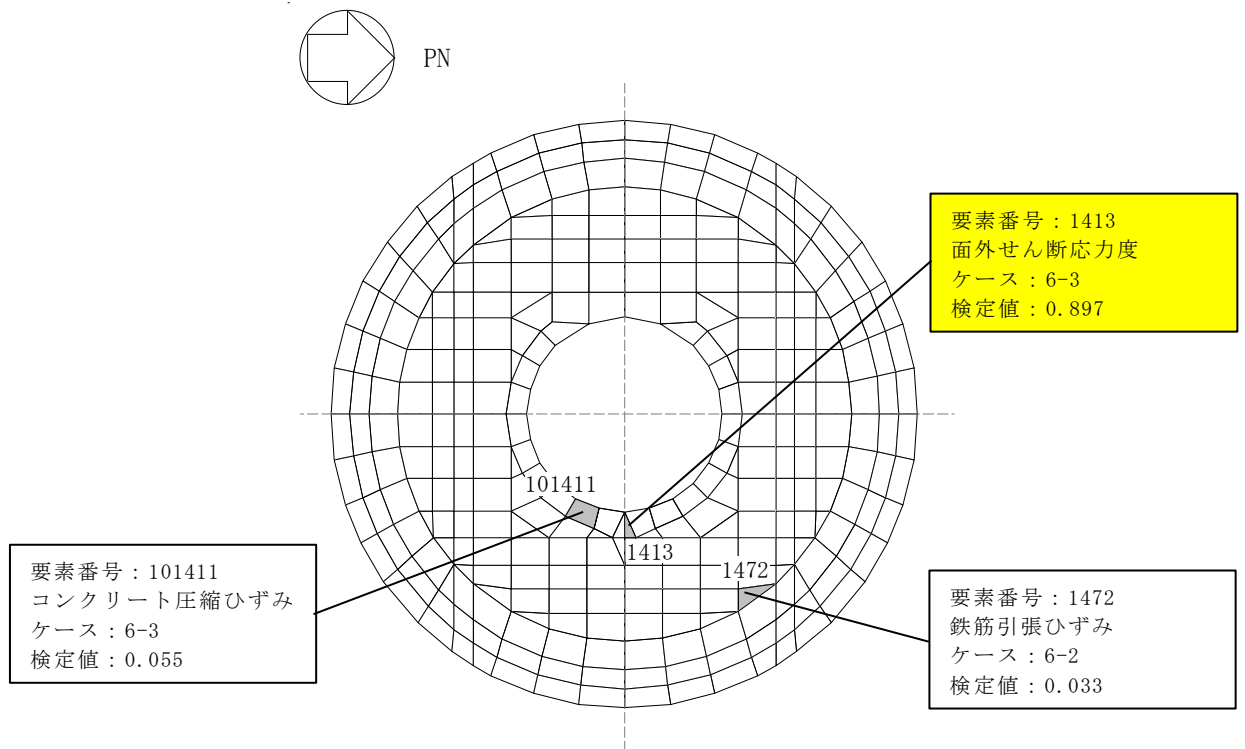


(d) 荷重状態IV・(異常+地震)時 (2)

図 2-5 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果 (2/3)



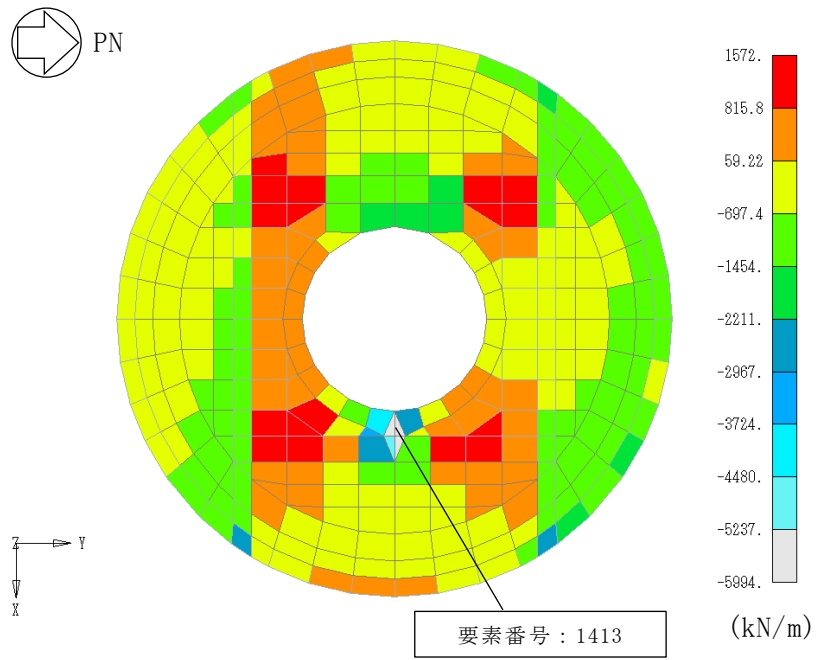
(e) 荷重状態 V ・ (異常 + 地震) 時 (3)



注：■ は、検定値が最大となる要素を示す。

(f) 荷重状態 V ・ (異常 + 地震) 時 (4)

図 2-5 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果 (3/3)



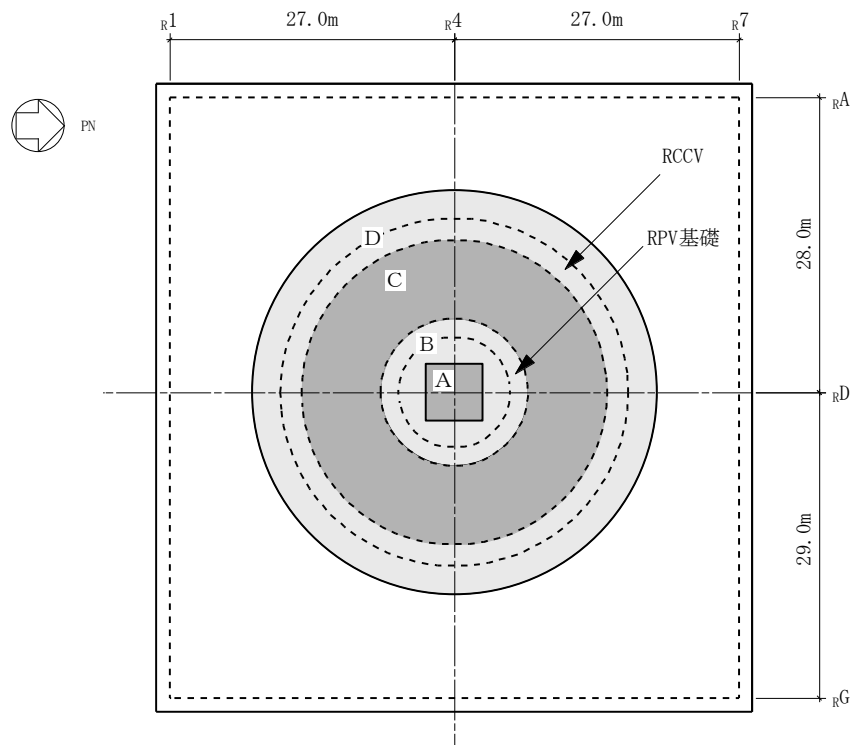
面外せん断力 (NS 方向, ケース 6-3)

図 2-6 断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図

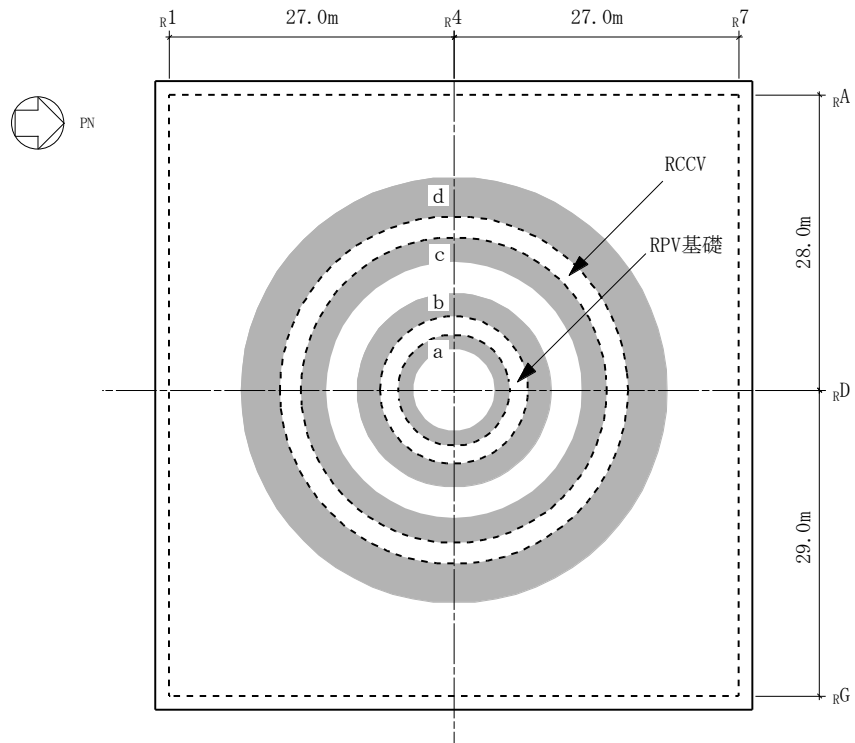
2.3 底部

底部の配筋領域図を図2-7に，配筋一覧を表2-6に示す。

各評価項目の検定値一覧を表2-7に，断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果を図2-8に，断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図を図2-9に示す。



(a) 主筋



(b) せん断補強筋

図 2-7 配筋領域図 (底部)

表 2-6 配筋一覧 (底部)

(a) 主筋

領域	上ば筋		下ば筋	
	方向	配筋	方向	配筋
A	NS	3-D38@130	NS	5-D38@200
	EW	3-D38@130	EW	5-D38@200
B	放射	5×160-D38	NS	5-D38@200
	円周	2-D38@200 + 3-D38@400	EW	5-D38@200
C	放射	5×320-D38	NS	5-D38@200
	円周	2-D38@200 + 3-D38@400	EW	5-D38@200
D	放射	5×320-D38	NS	5-D38@200
	円周	5-D38@200	EW	5-D38@200

(b) せん断補強筋

領域	配筋
a	D35@200×80/周
b	D35@200×160/周
c	D35@200×160/周
d	D35@400×400

表 2-7 各評価項目の検定値一覧 (1/3)

(a) 荷重状態Ⅲ・地震時 (1)

評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	検定値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮応力度	放射	10002161	1-19	0.464
	鉄筋引張応力度	NS	10002161	1-19	0.525
面外せん断力	面外せん断応力度	放射	10002374	1-22	0.592

(b) 荷重状態Ⅲ・(異常+地震)時 (1)

評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	検定値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮応力度	放射	10002161	2-19	0.519
	鉄筋引張応力度	放射	10002180	2-23	0.653
面外せん断力	面外せん断応力度	放射	10002374	2-22	0.575

表 2-7 各評価項目の検定値一覧 (2/3)

(c) 荷重状態Ⅳ・地震時 (2)

評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	検定値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ	放射	10002171	3-2	0.153
	鉄筋引張ひずみ	NS	10002141	3-1	0.067
面外せん断力	面外せん断応力度	放射	10002371	3-2	0.832 (1.02)

注 1 : は、検定値が最大となる要素を示す。

注 2 : ()内は、応力平均化前の値を示す。

(d) 荷重状態Ⅳ・(異常+地震)時 (2)

評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	検定値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ	放射	10002161	4-19	0.065
	鉄筋引張ひずみ	NS	10002161	4-19	0.025
面外せん断力	面外せん断応力度	放射	10002374	4-22	0.502

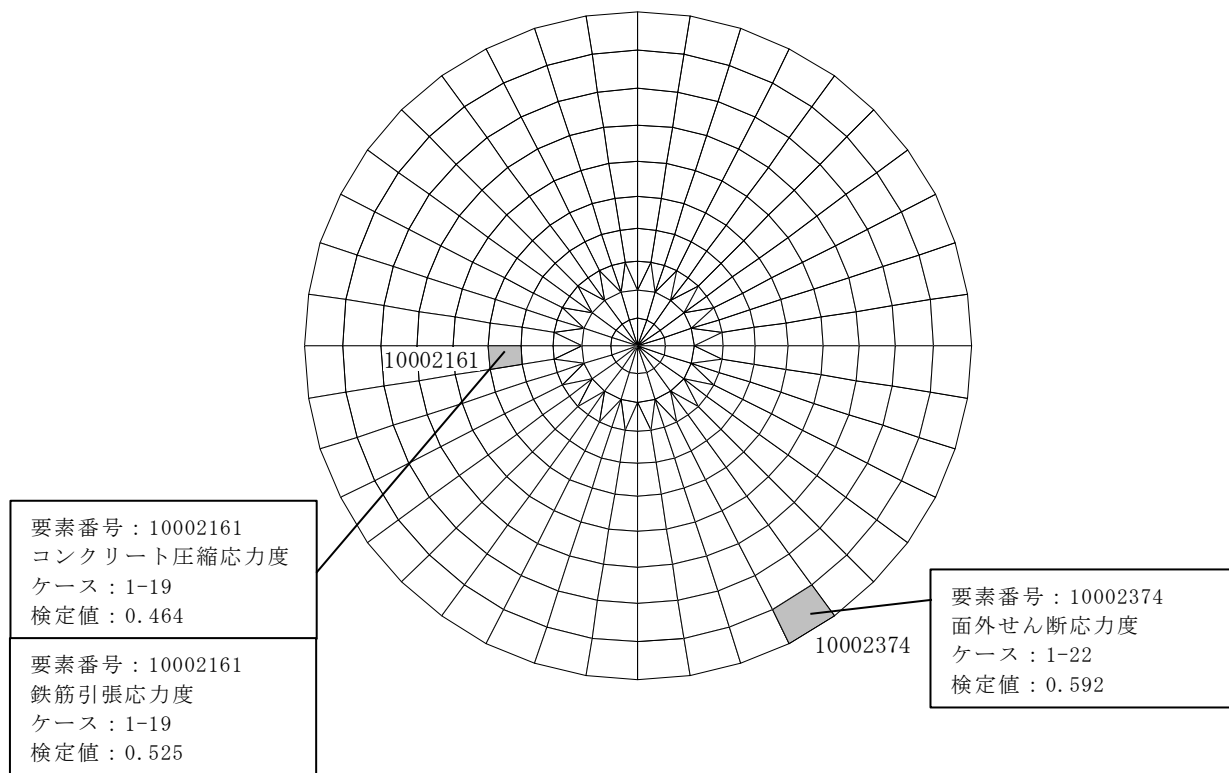
表 2-7 各評価項目の検定値一覧 (3/3)

(e) 荷重状態 V・(異常+地震) 時 (3)

評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	検定値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ	放射	10002171	5-2	0.083
	鉄筋引張ひずみ	NS	10002141	5-5	0.062
面外せん断力	面外せん断応力度	放射	10002250	5-2	0.872

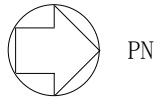
(f) 荷重状態 V・(異常+地震) 時 (4)

評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	検定値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ	放射	10002171	6-2	0.160
	鉄筋引張ひずみ	NS	10002141	6-1	0.080
面外せん断力	面外せん断応力度	放射	10002371	6-2	0.967

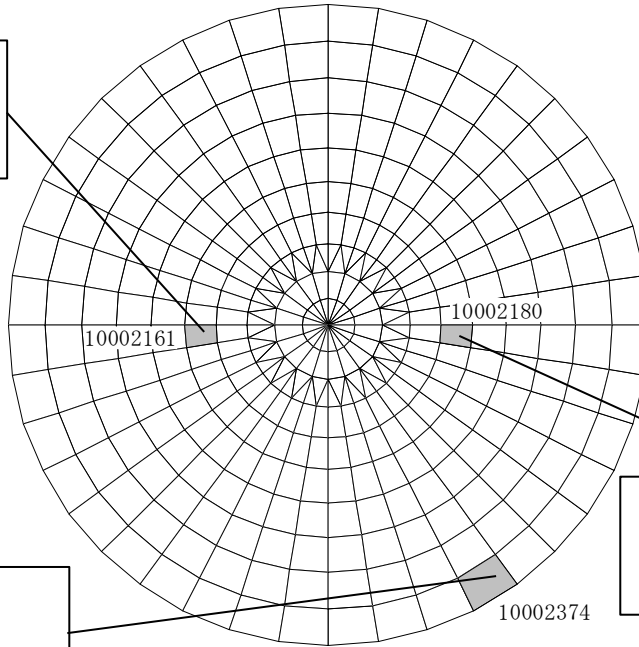


(a) 荷重状態Ⅲ・地震時 (1)

図 2-8 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果 (1/6)



要素番号：10002161
コンクリート圧縮応力度
ケース：2-19
検定値：0.519

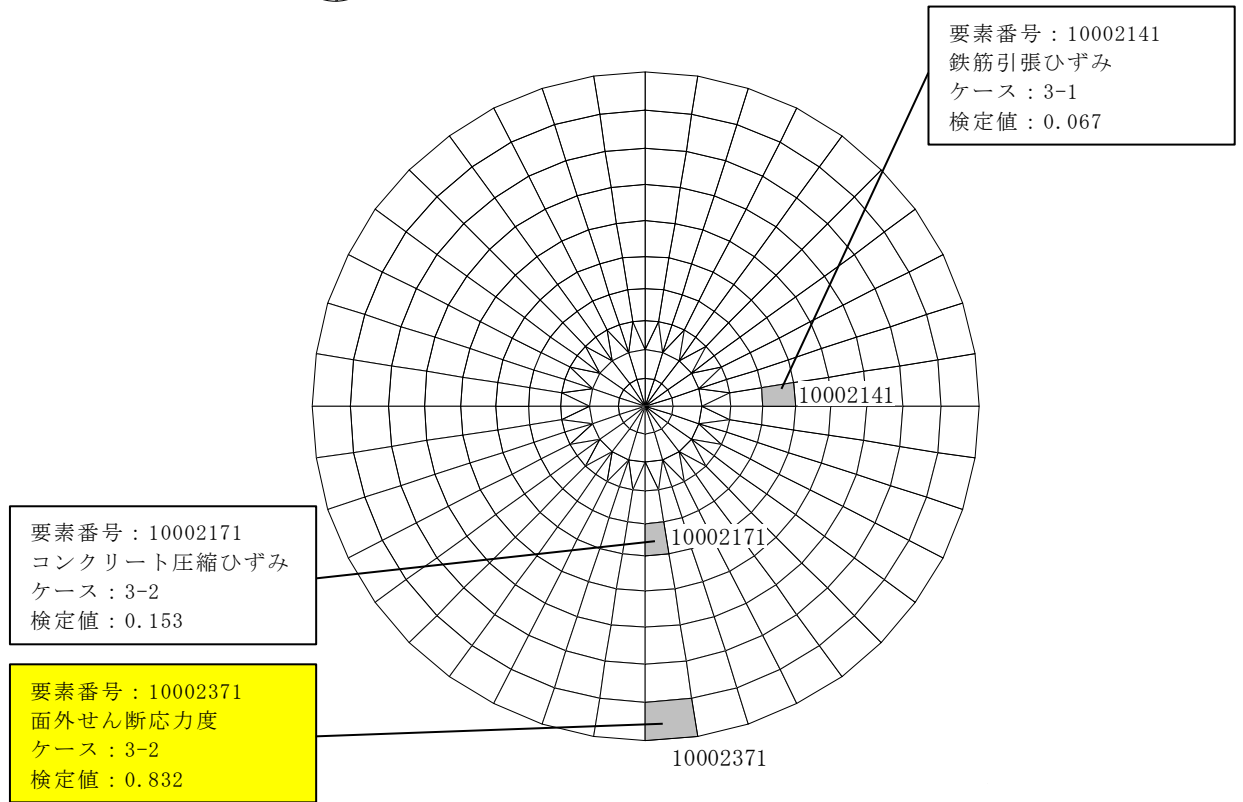
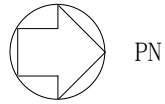


要素番号：10002180
鉄筋引張応力度
ケース：2-23
検定値：0.653

要素番号：10002374
面外せん断応力度
ケース：2-22
検定値：0.575

(b) 荷重状態Ⅲ・(異常+地震)時 (1)

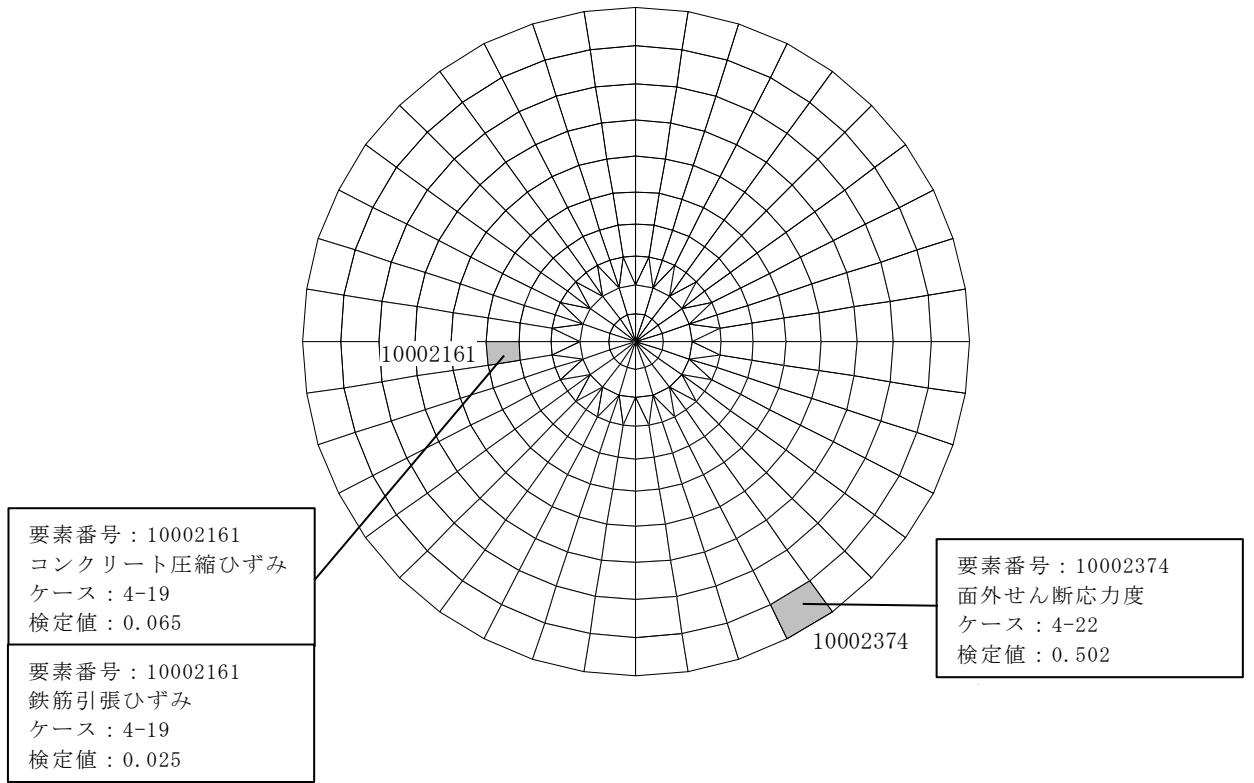
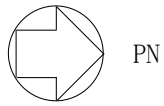
図2-8 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果 (2/6)



注：■ は、検定値が最大となる要素を示す。

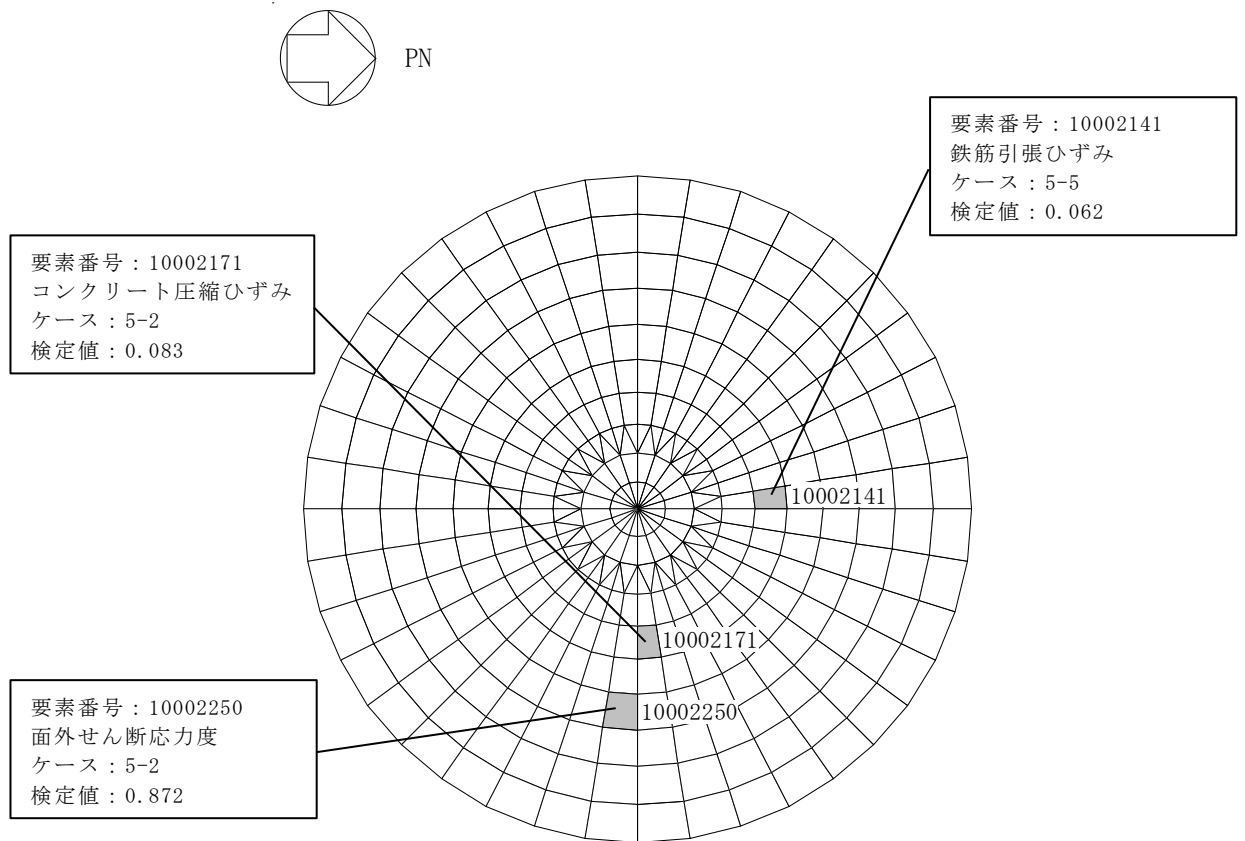
(c) 荷重状態IV・地震時 (2)

図 2-8 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果 (3/6)



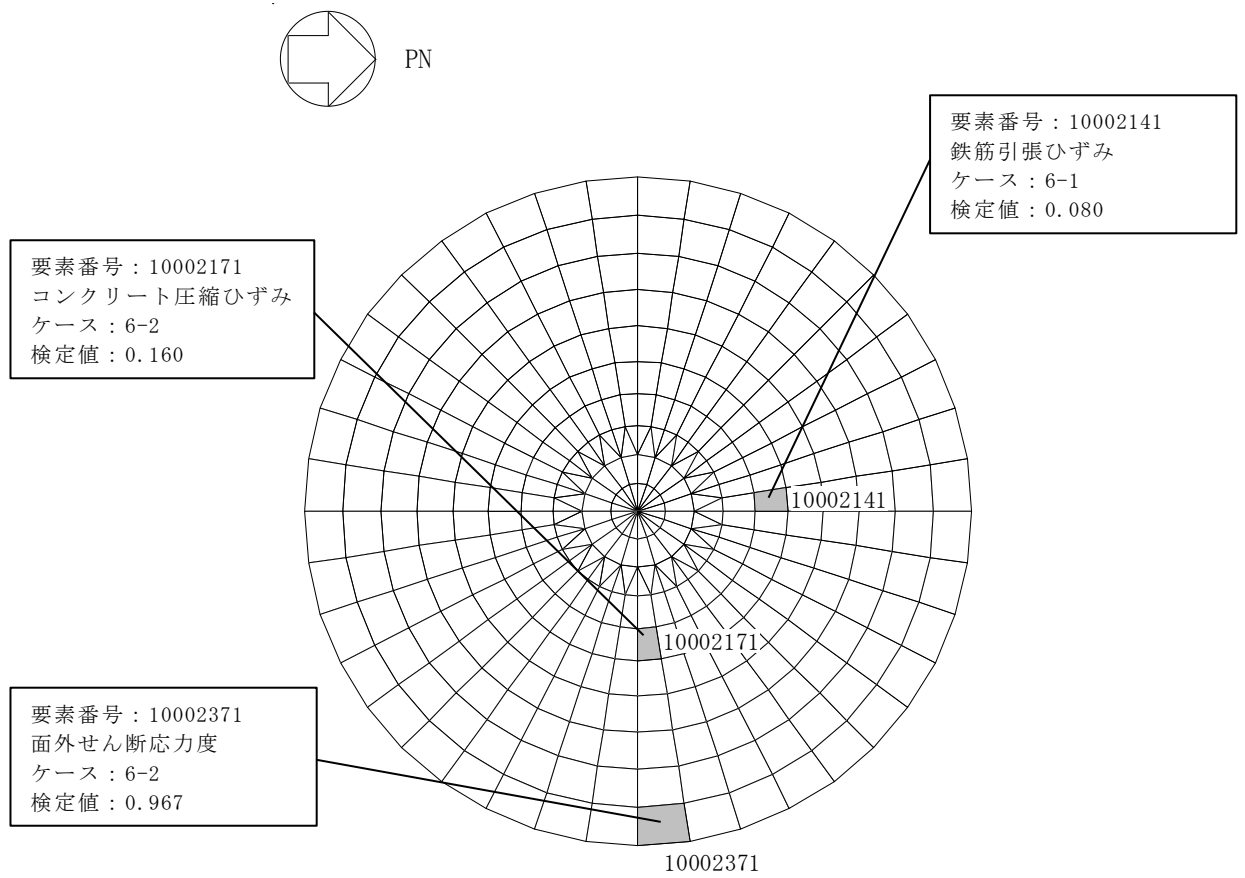
(d) 荷重状態Ⅳ・(異常+地震)時 (2)

図2-8 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果 (4/6)



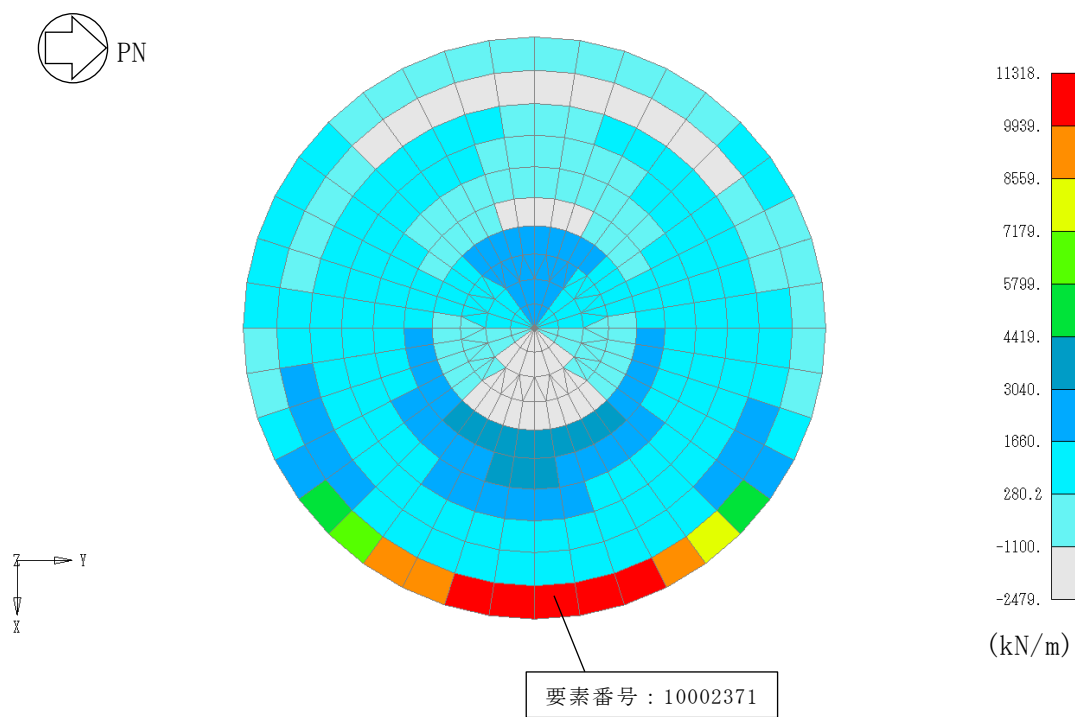
(e) 荷重状態 V ・ (異常 + 地震) 時 (3)

図 2-8 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果 (5/6)



(f) 荷重状態 V ・ (異常 + 地震) 時 (4)

図 2-8 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果 (6/6)



面外せん断力（放射方向，ケース 3-2）

図 2-9 断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図

2.4 貫通部

貫通部の開口補強筋概要図を図2-10に示す。

各評価項目の検定値一覧を表2-8に，断面力ごとの検定値が最大となる領域及び断面の評価結果を図2-11～図2-16に，断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図を図2-17に示す。

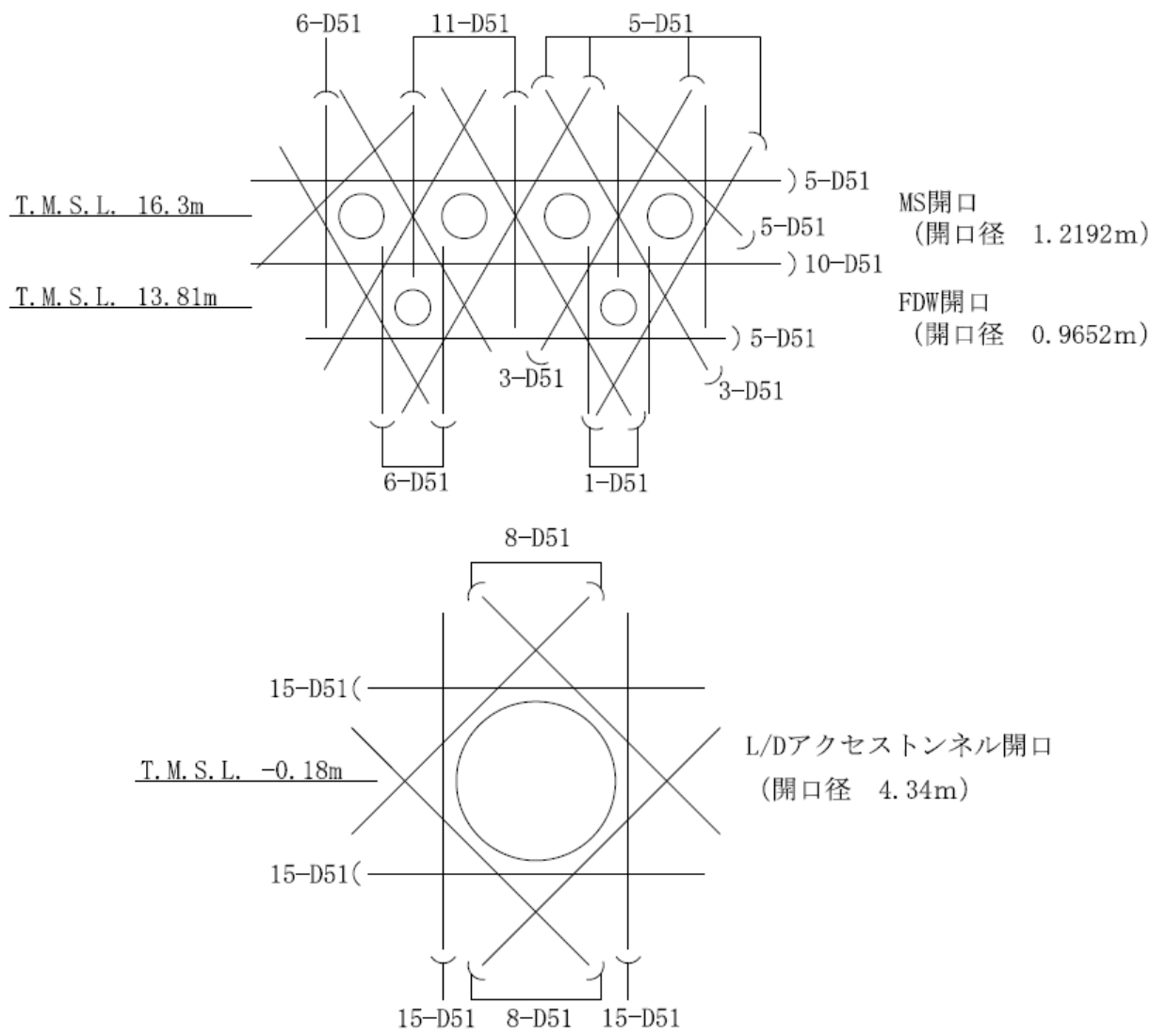


図 2-10 開口補強筋概要図 (片面当たり)

表 2-8 各評価項目の検定値一覧 (1/3)

(a) 荷重状態Ⅲ・地震時 (1)

部位	評価項目		方向	領域番号	組合せ ケース	検定値
MS/FDW 開口	等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮応力度	子午線	MA3	1-16	0.377
		鉄筋引張応力度	円周	MD4	1-17	0.675
	面外せん断力	面外せん断応力度	円周	MA5	1-9	0.743
L/Dアクセス トンネル開口	等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮応力度	子午線	LDH13	1-6	0.334
		鉄筋引張応力度	円周	LDA16	1-19	0.529
	面外せん断力	面外せん断応力度	子午線	LDA3	1-8	0.156

(b) 荷重状態Ⅲ・(異常+地震)時 (1)

部位	評価項目		方向	領域番号	組合せ ケース	検定値
MS/FDW 開口	等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮応力度	子午線	MA3	2-16	0.316
		鉄筋引張応力度	円周	MB6	2-19	0.785
	面外せん断力	面外せん断応力度	円周	MA5	2-9	0.729
L/Dアクセス トンネル開口	等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮応力度	子午線	LDH14	2-6	0.365
		鉄筋引張応力度	円周	LDA16	2-19	0.511
	面外せん断力	面外せん断応力度	子午線	LDA16	2-17	0.187

表 2-8 各評価項目の検定値一覧 (2/3)

(c) 荷重状態Ⅳ・地震時 (2)

部位	評価項目		方向	領域番号	組合せ ケース	検定値
MS/FDW 開口	等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ	子午線	MA5	3-8	0.122
		鉄筋引張ひずみ	円周	MB15	3-7	0.100
	面外せん断力	面外せん断応力度	円周	MD13	3-13	0.716
L/Dアクセス トンネル開口	等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ	子午線	LDH14	3-6	0.280
		鉄筋引張ひずみ	子午線	LDH14	3-4	0.284
	面外せん断力	面外せん断応力度	子午線	LDA5	3-3	0.174

(d) 荷重状態Ⅳ・(異常+地震)時 (2)

部位	評価項目		方向	領域番号	組合せ ケース	検定値
MS/FDW 開口	等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ	子午線	MA12	4-23	0.081
		鉄筋引張ひずみ	子午線	MB14	4-19	0.100
	面外せん断力	面外せん断応力度	円周	MA5	4-13	0.535
L/Dアクセス トンネル開口	等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ	子午線	LDH14	4-6	0.161
		鉄筋引張ひずみ	円周	LDA16	4-19	0.132
	面外せん断力	面外せん断応力度	子午線	LDA6	4-3	0.155

表 2-8 各評価項目の検定値一覧 (3/3)

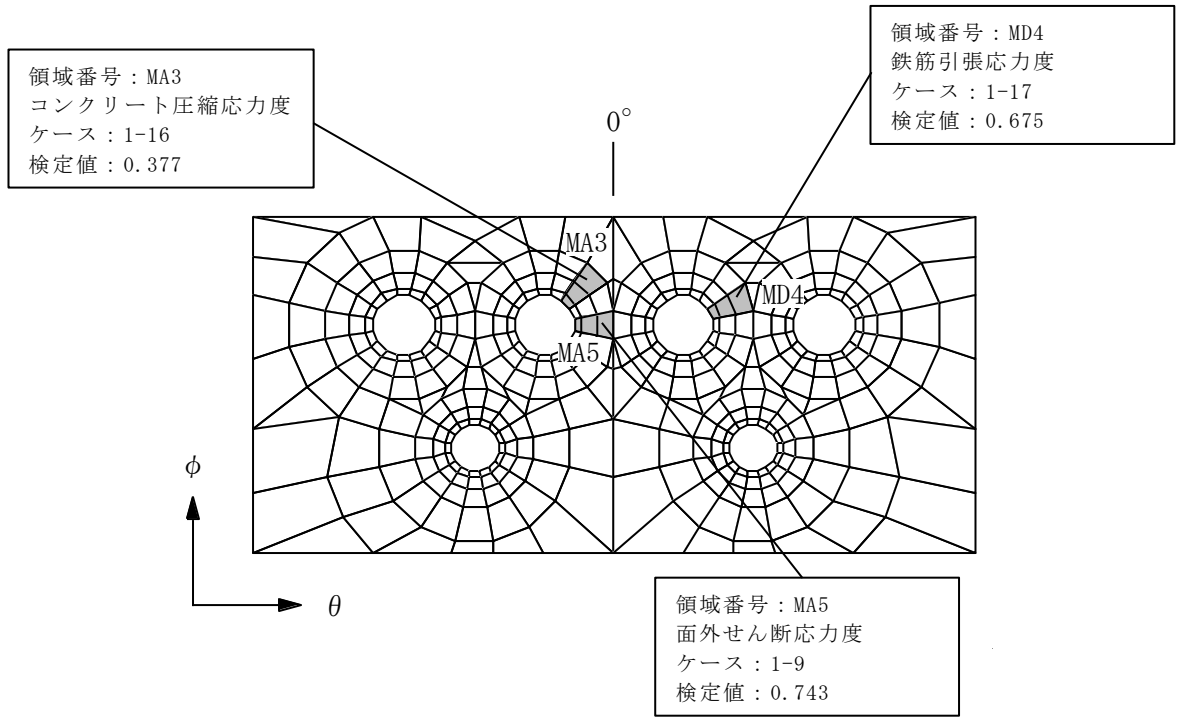
(e) 荷重状態 V・(異常+地震) 時 (3)

部位	評価項目		方向	領域番号	組合せケース	検定値
MS/FDW 開口	等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ	子午線	MD15	5-4	0.168
		鉄筋引張ひずみ	子午線	MB13	5-3	0.230
	面外せん断力	面外せん断応力度	子午線	FA11	5-3	0.894
L/Dアクセス トンネル開口	等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ	子午線	LDH14	5-6	0.295
		鉄筋引張ひずみ	子午線	LDA12	5-2	0.376
	面外せん断力	面外せん断応力度	子午線	LDA3	5-16	0.329

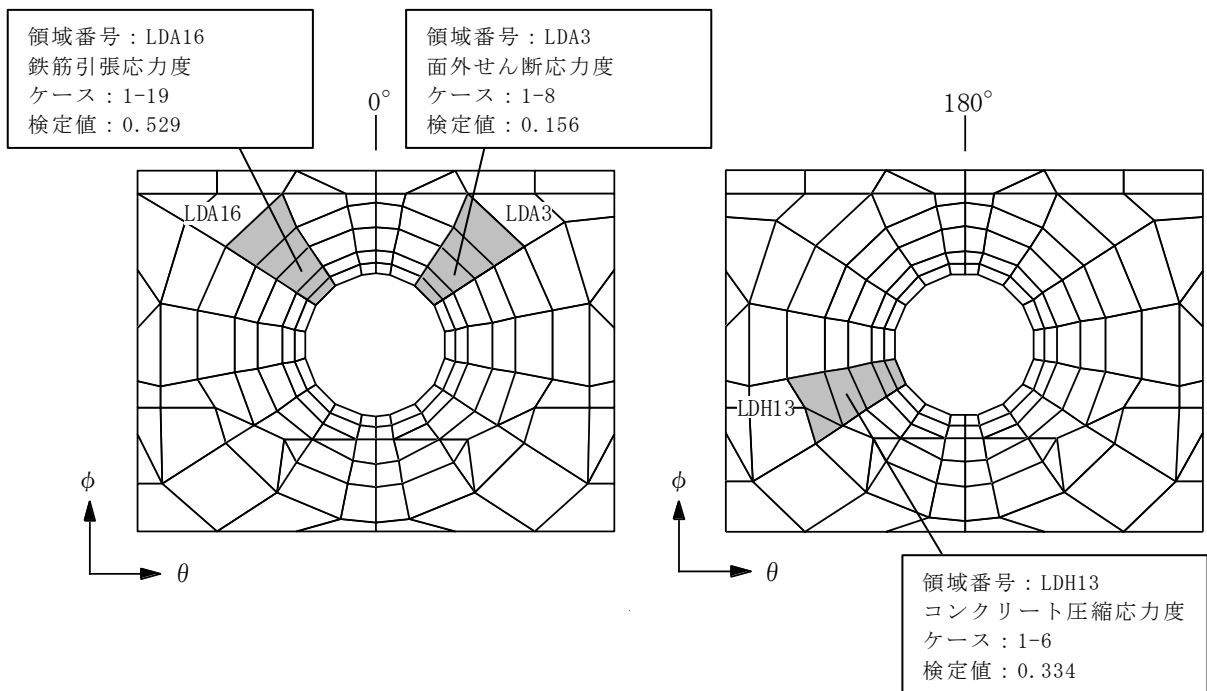
注： は、検定値が最大となる領域を示す。

(f) 荷重状態 V・(異常+地震) 時 (4)

部位	評価項目		方向	領域番号	組合せケース	検定値
MS/FDW 開口	等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ	子午線	MA3	6-4	0.133
		鉄筋引張ひずみ	子午線	MB13	6-3	0.131
	面外せん断力	面外せん断応力度	円周	MA5	6-13	0.709
L/Dアクセス トンネル開口	等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ	子午線	LDH14	6-6	0.325
		鉄筋引張ひずみ	子午線	LDH14	6-4	0.324
	面外せん断力	面外せん断応力度	子午線	LDA3	6-7	0.264

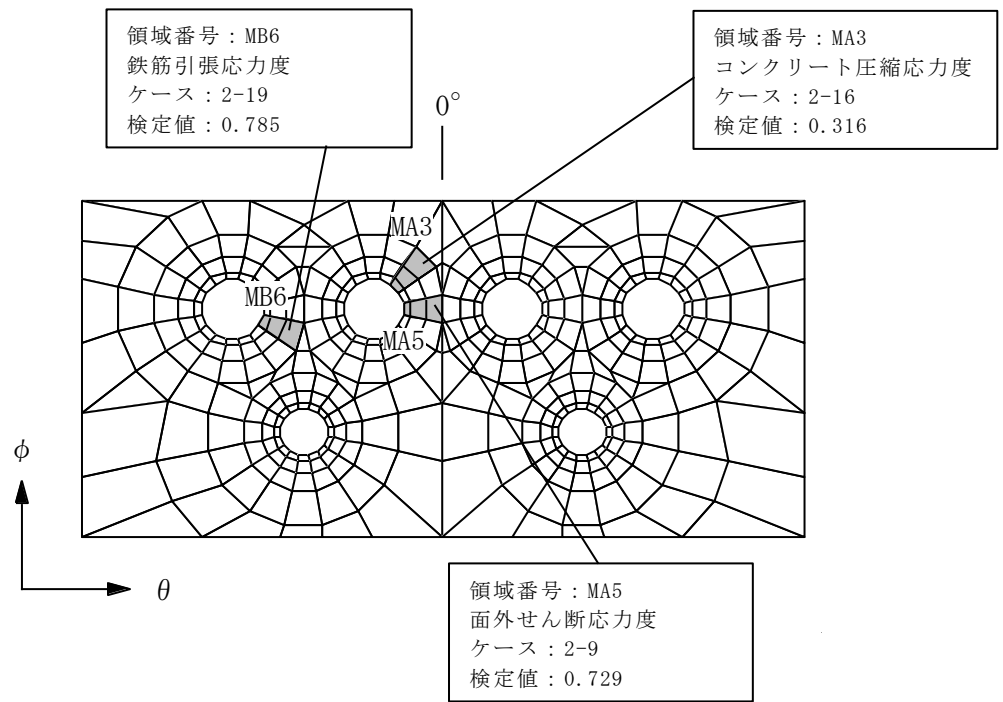


(a) MS/FDW 開口

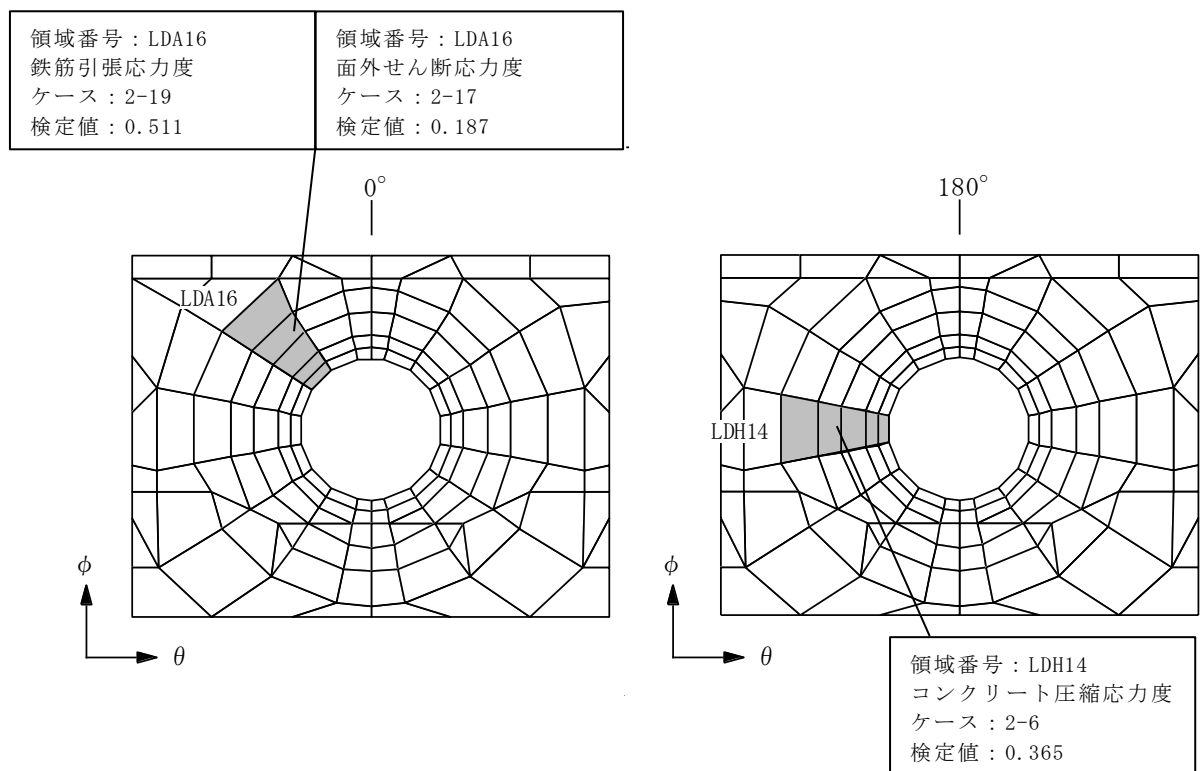


(b) L/D アクセストンネル開口

図 2-11 断面力ごとの検定値が最大となる領域及び断面の評価結果
荷重状態Ⅲ・地震時 (1)

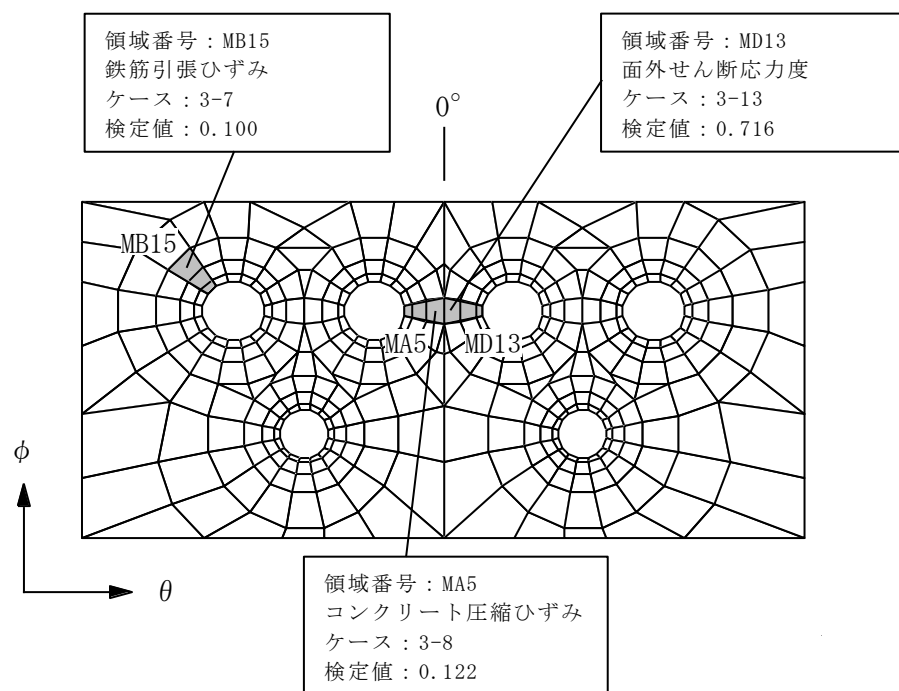


(a) MS/FDW 開口

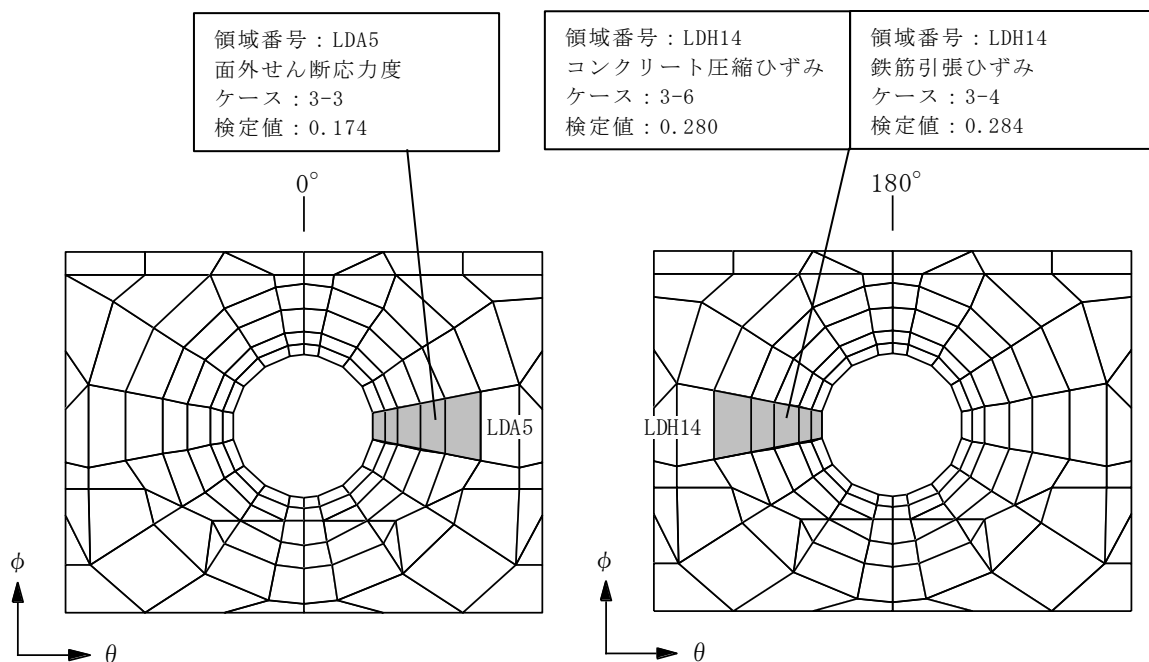


(b) L/D アクセストンネル開口

図 2-12 断面力ごとの検定値が最大となる領域及び断面の評価結果
荷重状態Ⅲ・(異常+地震)時 (1)

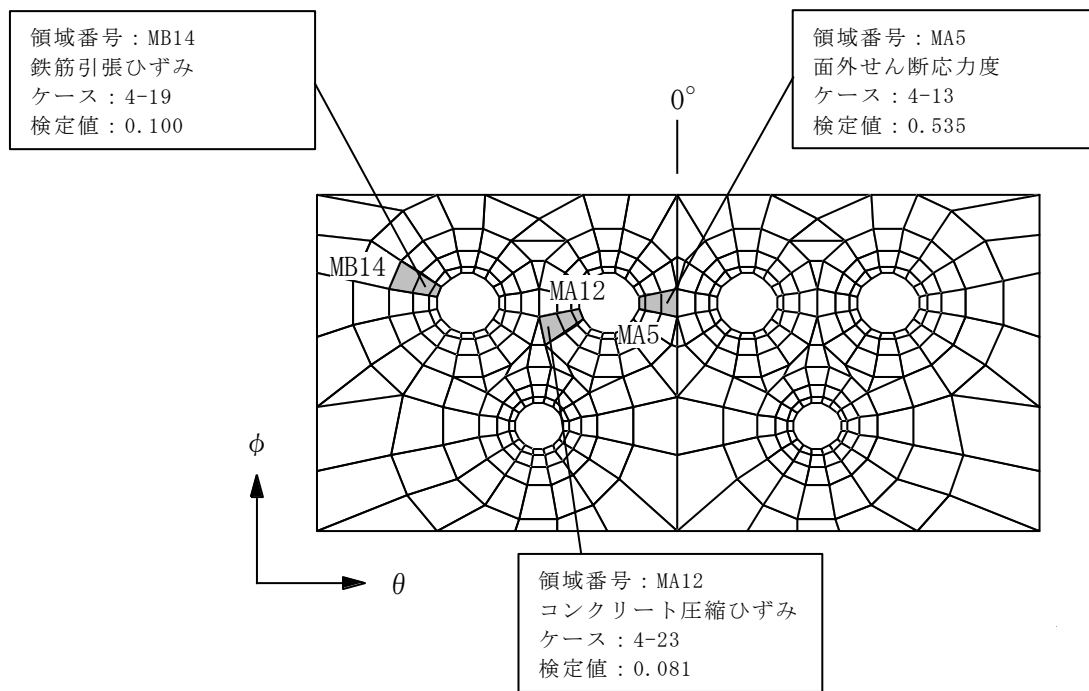


(a) MS/FDW 開口

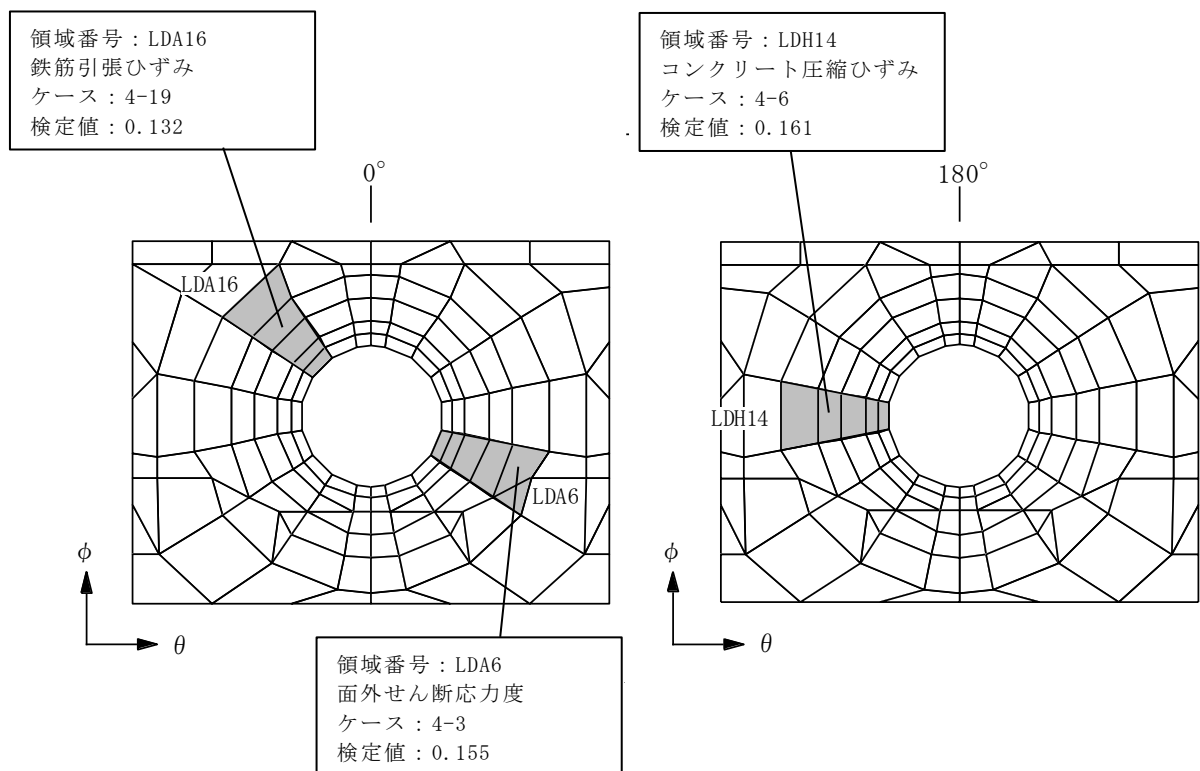


(b) L/D アクセストンネル開口

図 2-13 断面力ごとの検定値が最大となる領域及び断面の評価結果
荷重状態Ⅳ・地震時 (2)

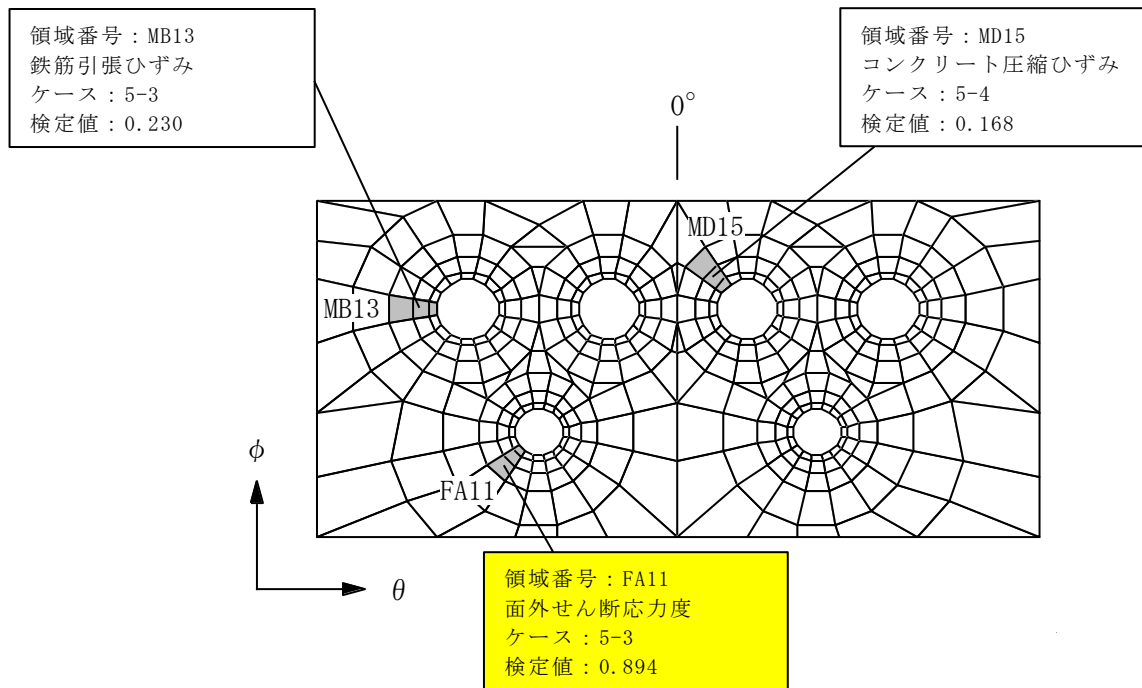


(a) MS/FDW 開口



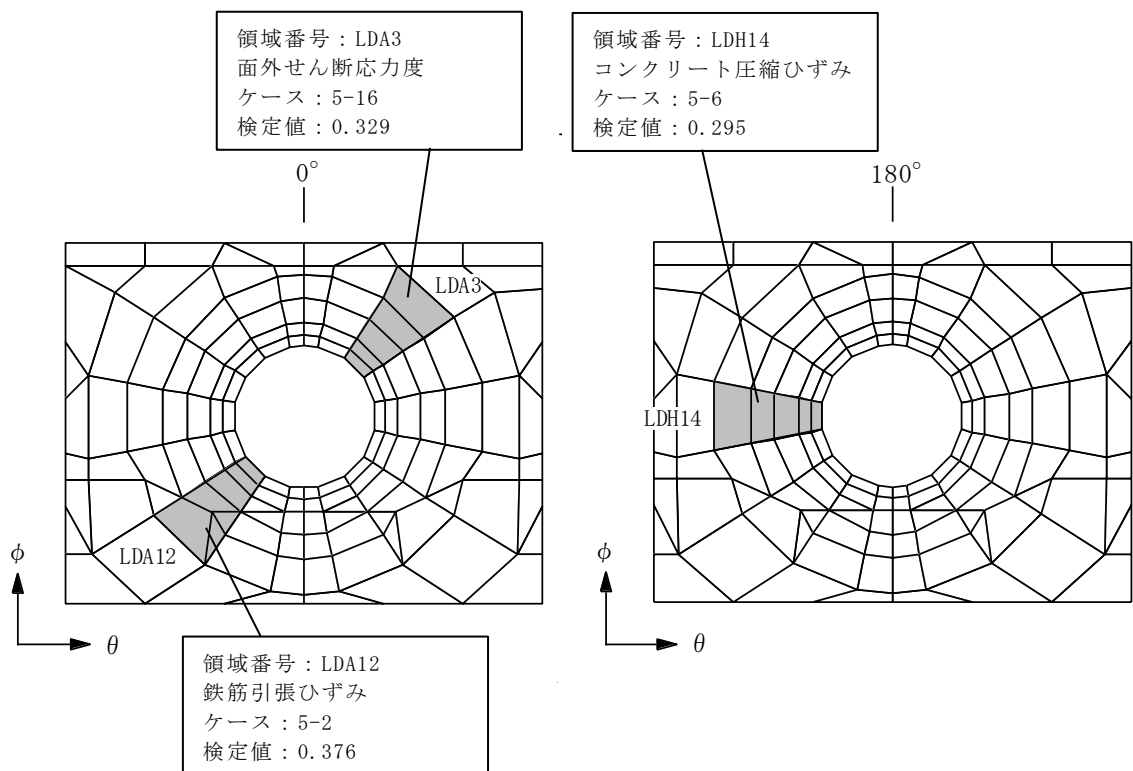
(b) L/D アクセストンネル開口

図 2-14 断面力ごとの検定値が最大となる領域及び断面の評価結果
荷重状態IV・(異常+地震)時 (2)



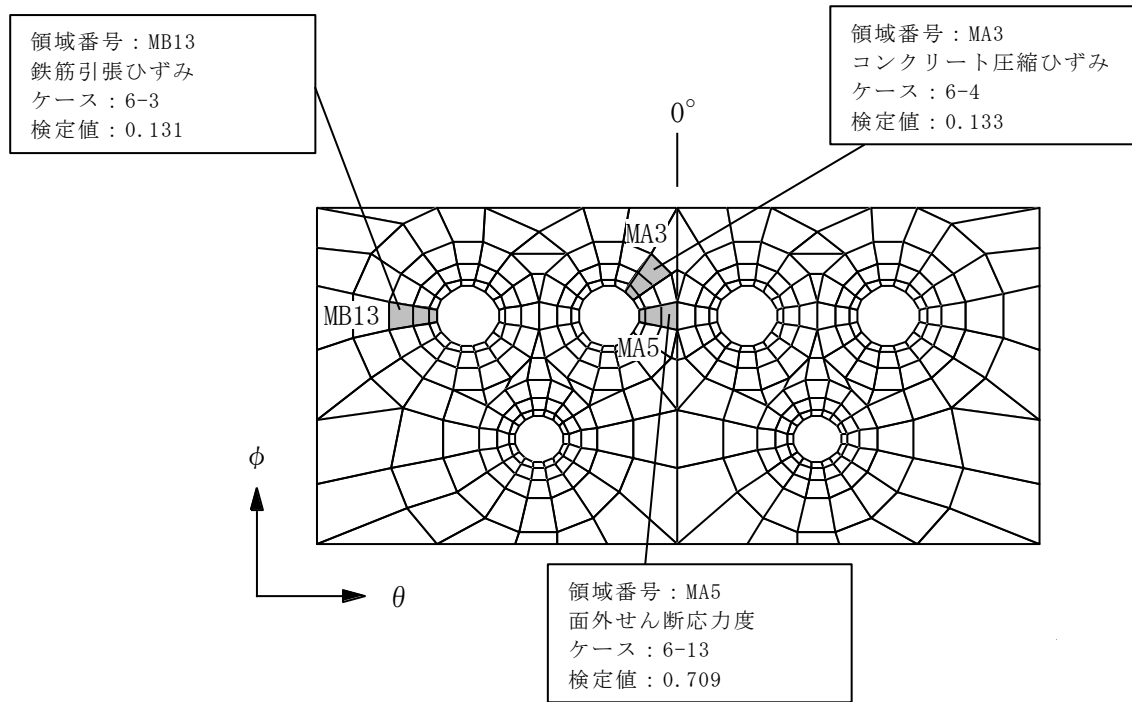
注：■ は、検定値が最大となる領域を示す。

(a) MS/FDW 開口

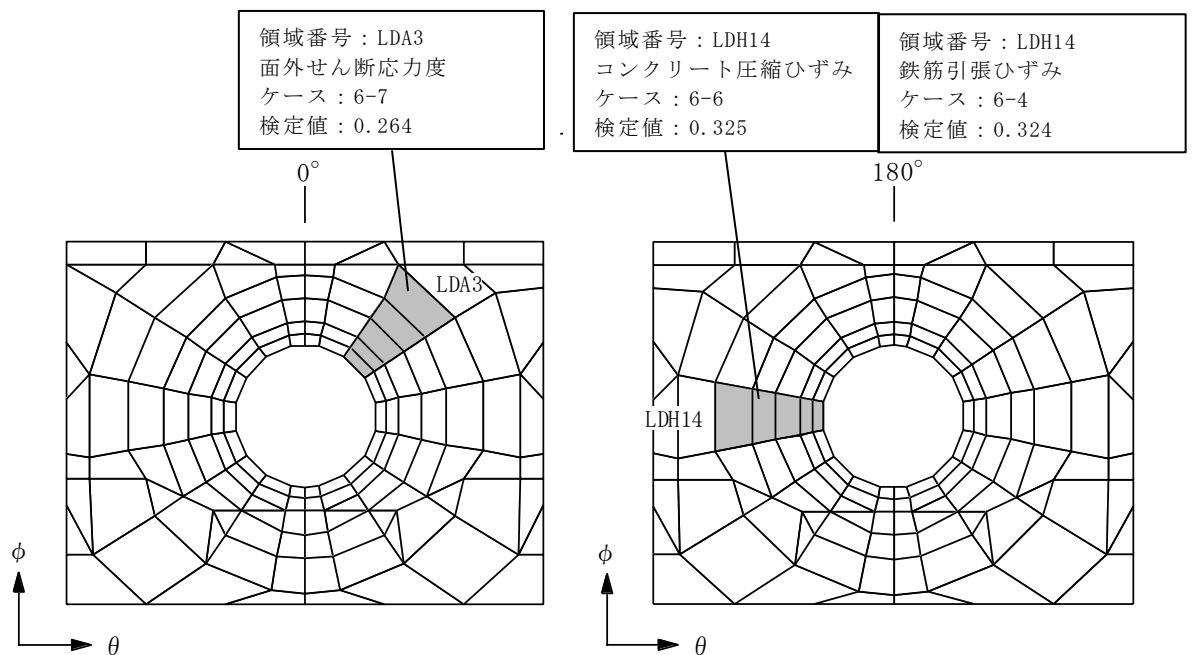


(b) L/D アクセストンネル開口

図 2-15 断面力ごとの検定値が最大となる領域及び断面の評価結果
荷重状態 V・(異常+地震)時 (3)

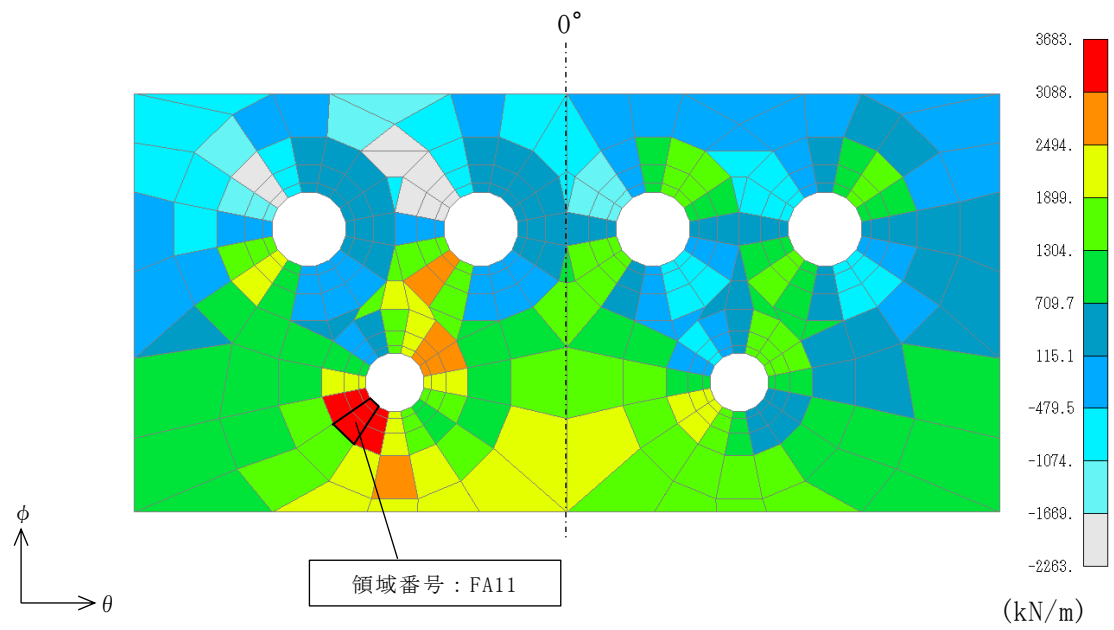


(a) MS/FDW 開口



(b) L/D アクセストンネル開口

図 2-16 断面力ごとの検定値が最大となる領域及び断面の評価結果
荷重状態 V・(異常+地震) 時 (4)



面外せん断力（子午線方向，ケース 5-3）

図 2-17 断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図

2.5 局部

局部の局部補強筋範囲を図2-18に，局部補強筋一覧を表2-9に示す。

各評価項目の検定値一覧を表2-10に，断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果を図2-19に，断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図を図2-20に示す。

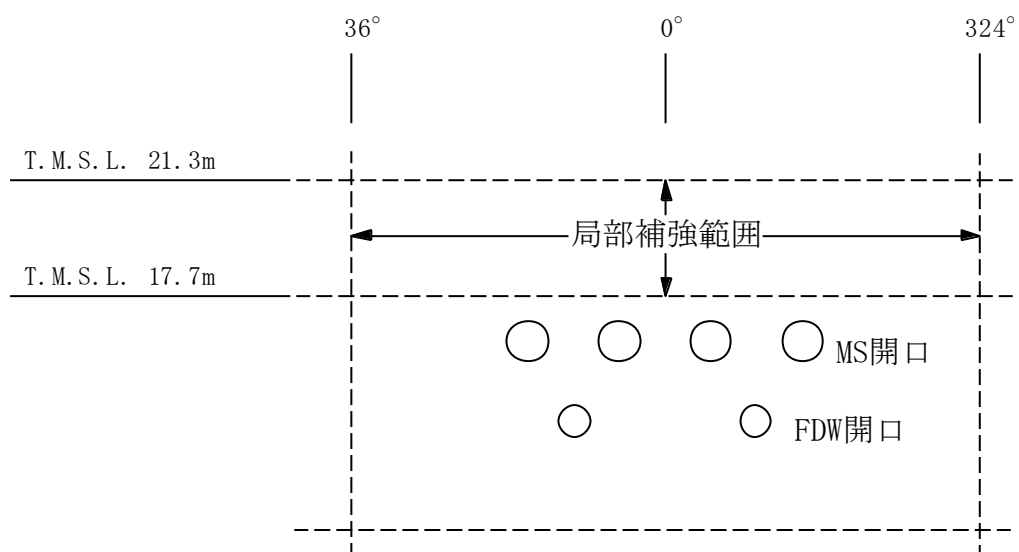


図 2-18 局部補強範囲

表 2-9 局部補強筋一覽

方向	配筋*
円周 (θ)	3-D51@300

注記* : 内側及び外側とも, 同一配筋。

表 2-10 各評価項目の検定値一覧 (1/3)

(a) 荷重状態Ⅲ・地震時 (1)

評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	検定値
等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮応力度	子午線	401	1-24	0.368
	鉄筋引張応力度	円周	361	1-17	0.590
面内せん断力	面内せん断応力度	-	404	1-23	0.586
面外せん断力	面外せん断応力度	円周	100318	1-6	0.577

(b) 荷重状態Ⅲ・(異常+地震)時 (1)

評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	検定値
等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮応力度	子午線	401	2-24	0.316
	鉄筋引張応力度	円周	361	2-17	0.583
面内せん断力	面内せん断応力度	-	435	2-21	0.558
面外せん断力	面外せん断応力度	円周	100318	2-6	0.689

表 2-10 各評価項目の検定値一覧 (2/3)

(c) 荷重状態Ⅳ・地震時 (2)

評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	検定値
等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ	子午線	401	3-8	0.093
	鉄筋引張ひずみ	円周	406	3-7	0.043
膜力	圧縮応力度	子午線	100284	3-15	0.250
面内せん断力	面内せん断応力度	-	100284	3-3	0.541
面外せん断力	面外せん断応力度	円周	100283	3-6	0.967

注：■ は、検定値が最大となる要素を示す。

(d) 荷重状態Ⅳ・(異常+地震)時 (2)

評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	検定値
等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ	子午線	303	4-21	0.063
	鉄筋引張ひずみ	子午線	100309	4-17	0.047
膜力	圧縮応力度	子午線	100284	4-7	0.153
面内せん断力	面内せん断応力度	-	100336	4-21	0.348
面外せん断力	面外せん断応力度	円周	100318	4-6	0.487

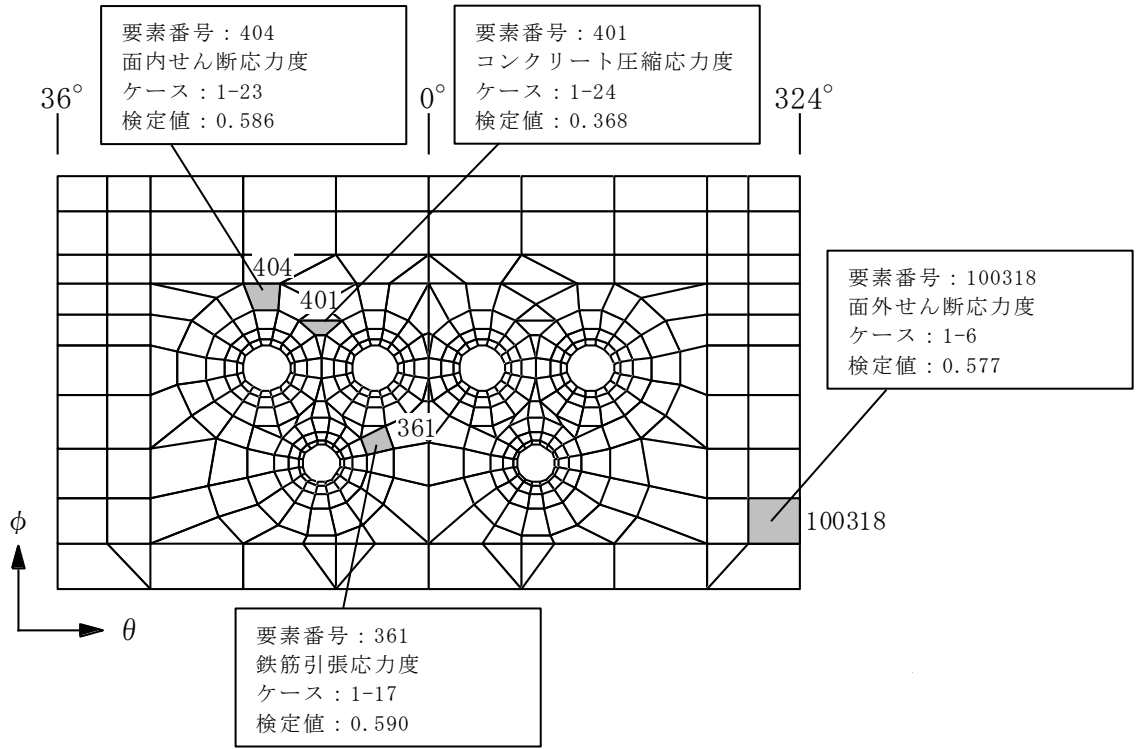
表 2-10 各評価項目の検定値一覧 (3/3)

(e) 荷重状態 V・(異常+地震) 時 (3)

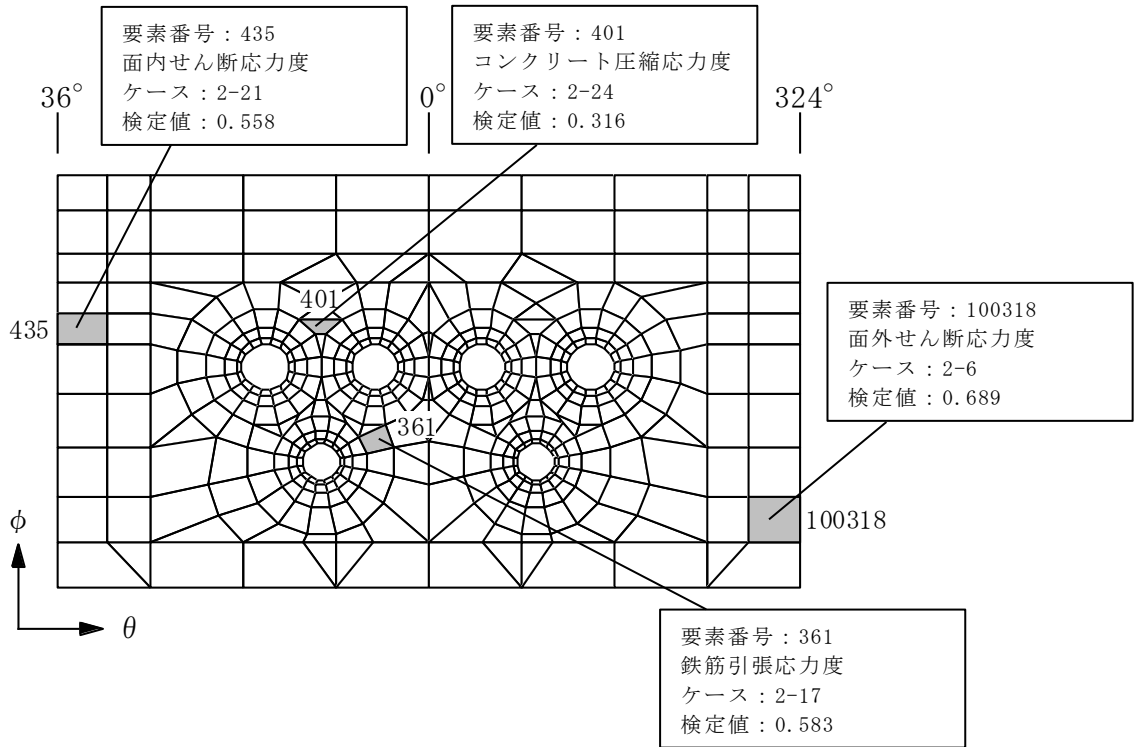
評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	検定値
等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ	子午線	401	5-4	0.158
	鉄筋引張ひずみ	子午線	305	5-3	0.176
膜力	圧縮応力度	子午線	278	5-8	0.052
面内せん断力	面内せん断応力度	-	283	5-1	0.253
面外せん断力	面外せん断応力度	子午線	395	5-12	0.677

(f) 荷重状態 V・(異常+地震) 時 (4)

評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	検定値
等価膜力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ	子午線	401	6-4	0.123
	鉄筋引張ひずみ	子午線	100284	6-1	0.075
膜力	圧縮応力度	子午線	284	6-8	0.220
面内せん断力	面内せん断応力度	-	100284	6-3	0.524
面外せん断力	面外せん断応力度	円周	100283	6-6	0.944

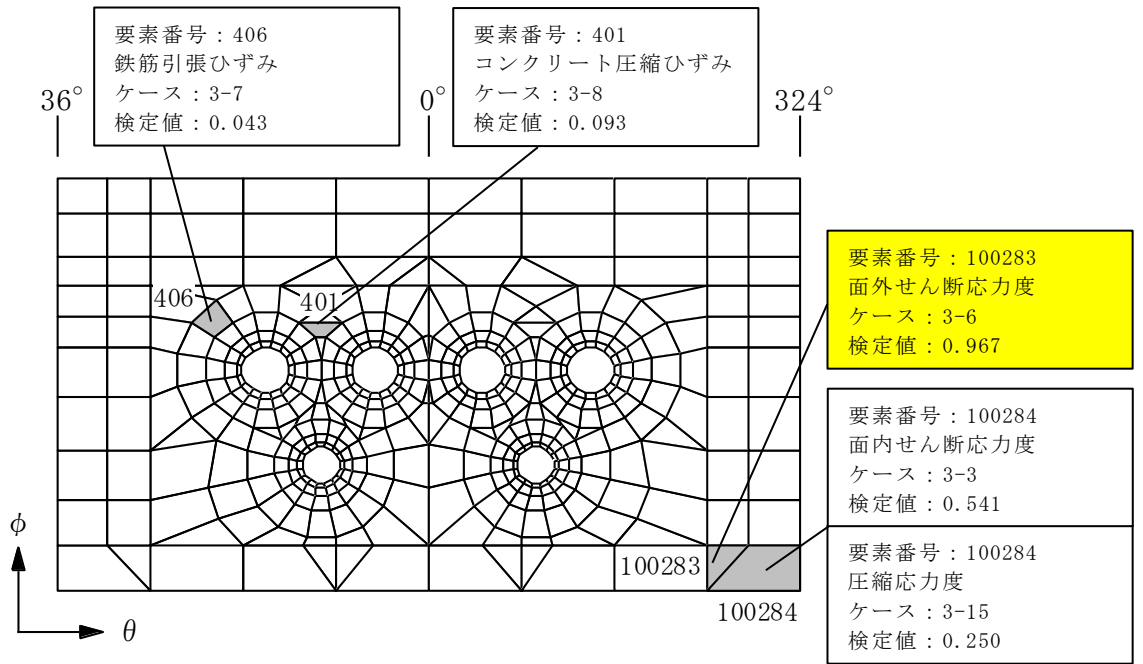


(a) 荷重状態Ⅲ・地震時 (1)



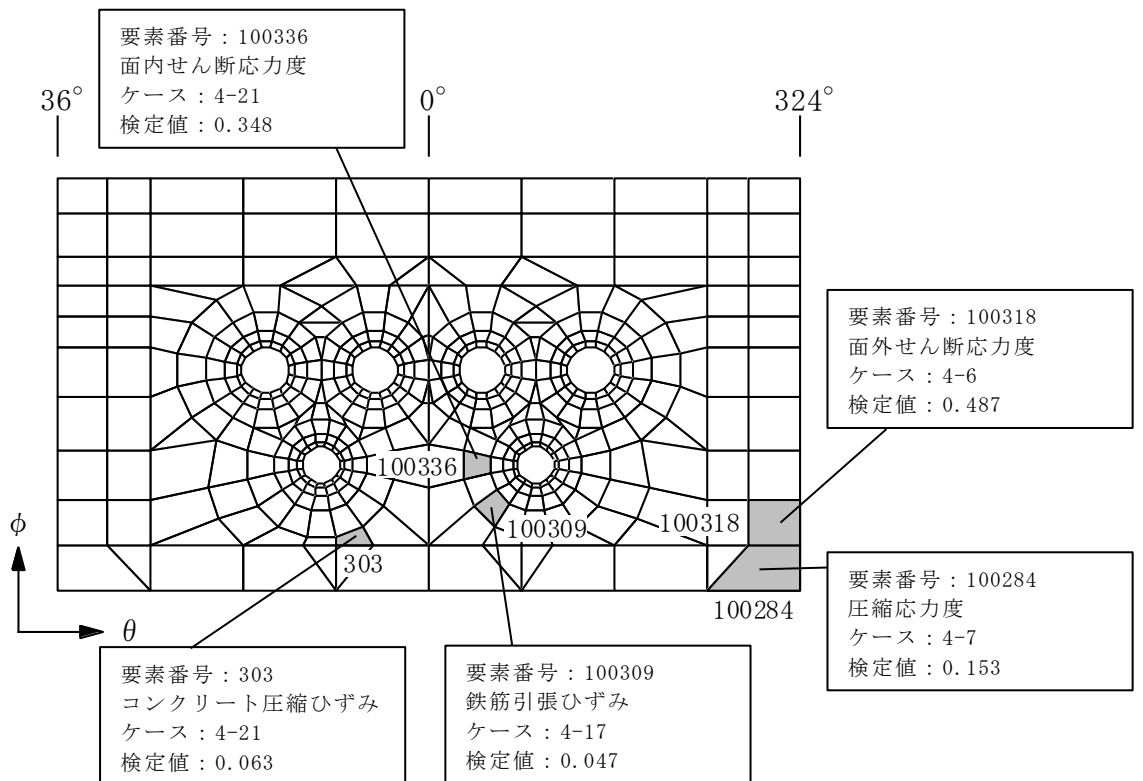
(b) 荷重状態Ⅲ・(異常+地震)時 (1)

図 2-19 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果 (1/3)



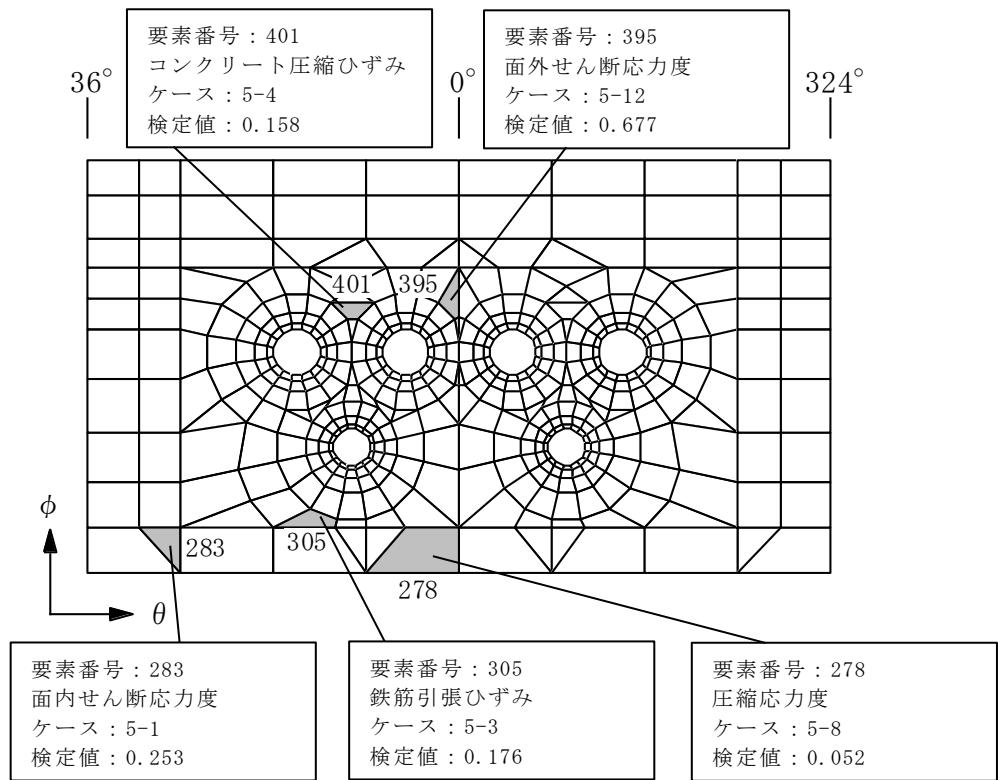
注：黄色は、検定値が最大となる要素を示す。

(c) 荷重状態IV・地震時 (2)

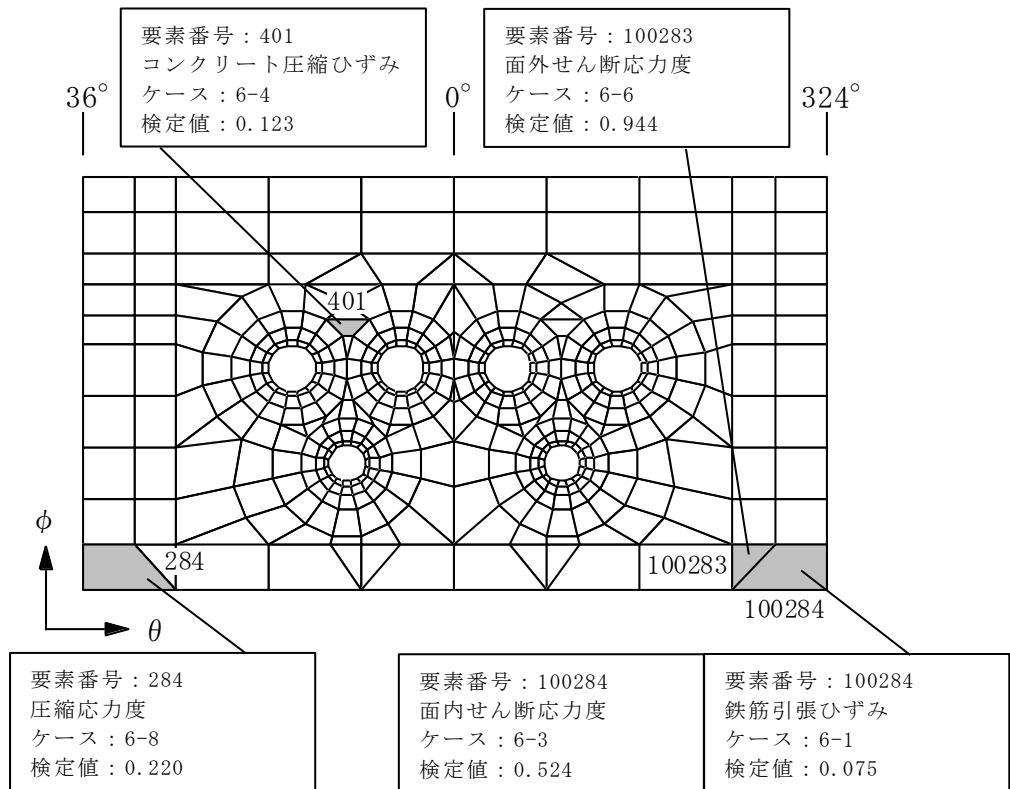


(d) 荷重状態IV・(異常+地震)時 (2)

図 2-19 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果 (2/3)

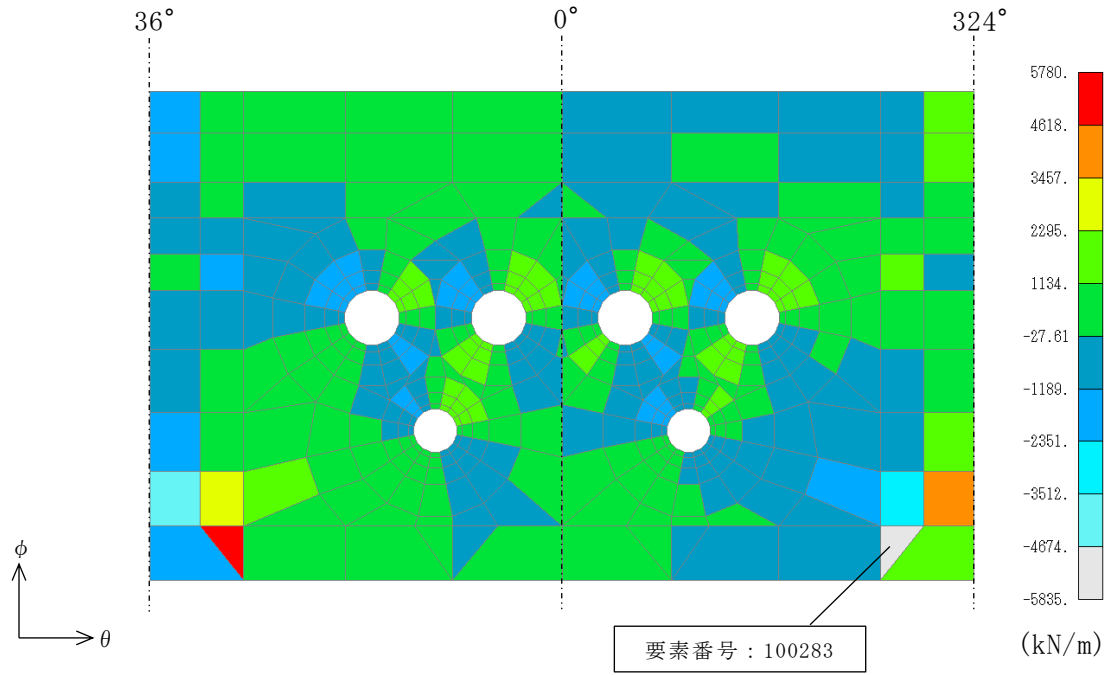


(e) 荷重状態 V・(異常+地震)時 (3)



(f) 荷重状態 V・(異常+地震)時 (4)

図 2-19 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果 (3/3)



面外せん断力（円周方向，ケース 3-6）

図 2-20 断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図

別紙 5 応力解析における応力平均化の考え方

目 次

1. 概要	別紙 5-1
2. 応力平均化の考え方	別紙 5-2
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 5-2
2.2 応力平均化の方法	別紙 5-4
2.3 応力平均化の結果	別紙 5-10
2.4 断面の評価結果	別紙 5-12

1. 概要

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、原子炉格納容器コンクリート部（以下「RCCV」という。）における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に選定している。

RCCV 底部では、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

部位	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)
底部	面外 せん断力	面外 せん断 応力度	放射	10002370	3-2 (荷重状態Ⅳ・ 地震時(2))	1.01
			放射	10002371	3-2 (荷重状態Ⅳ・ 地震時(2))	1.02

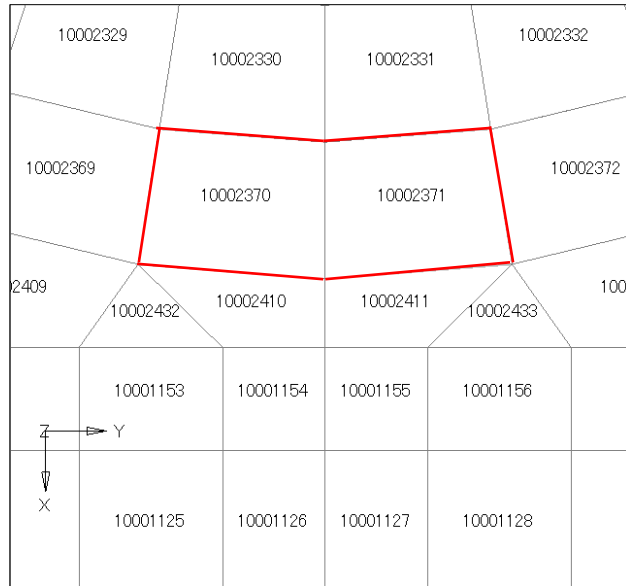
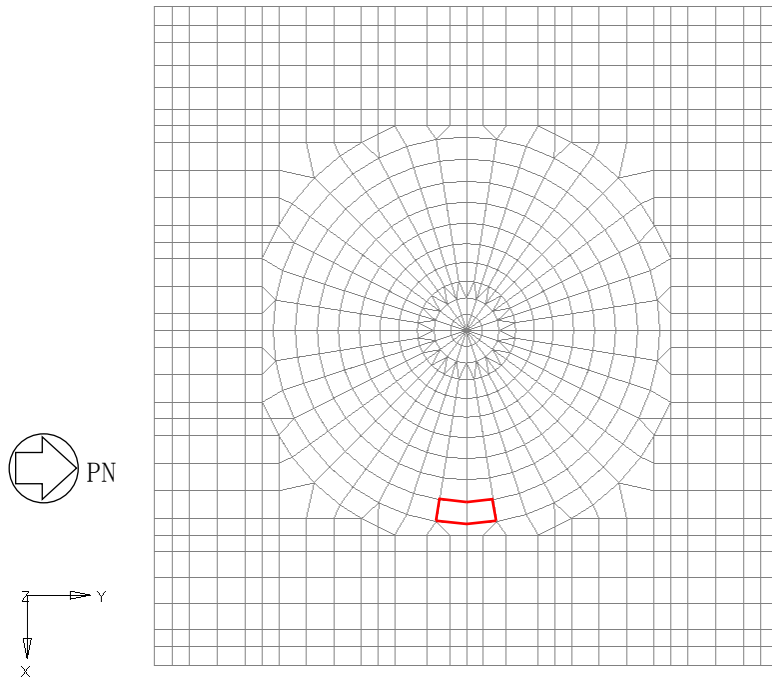


图 2-1 要素位置图

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。

図 2-2 に RCCV の 3次元 FEM モデルを示す。図 2-2 に示すように、当該部はシェル部との接続部分であり、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 RCCV 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 RCCV 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、基礎スラブ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、基礎スラブ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、基礎スラブにおいても、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、基礎スラブ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。RCCV 底部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スラブ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、壁面から基礎スラブの部材厚である 5.5m 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。なお、応力平均化範囲には中間壁が存在するが、図 2-5 のとおり、せん断破壊面が中間壁の下部を通ること、図 2-3 のとおり、中間壁の位置でせん断力分布が不連続になっていないことから、中間壁の下部も応力平均化範囲として考慮する。

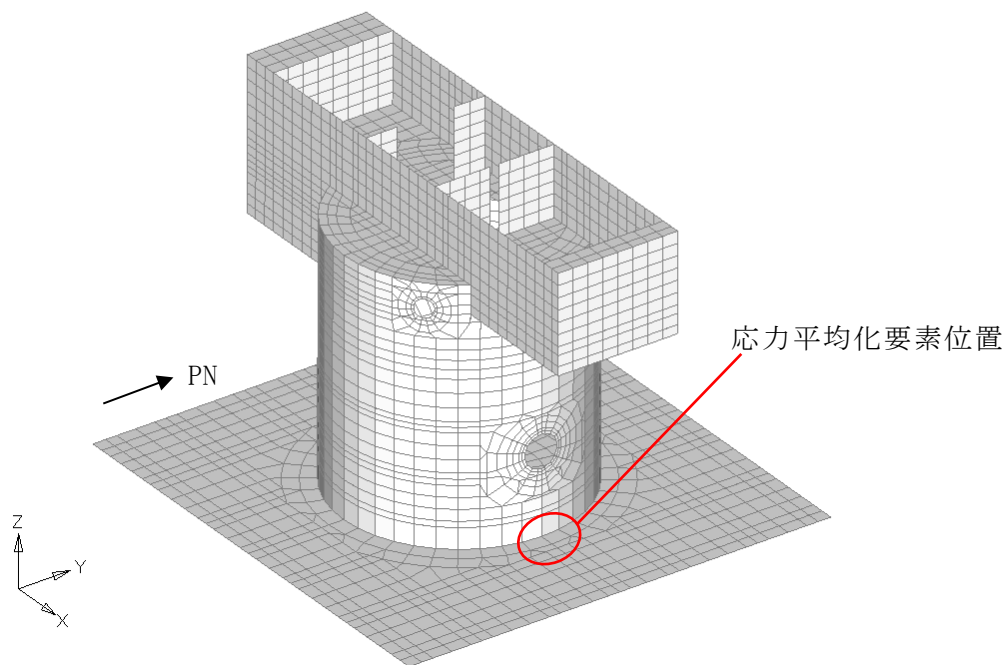
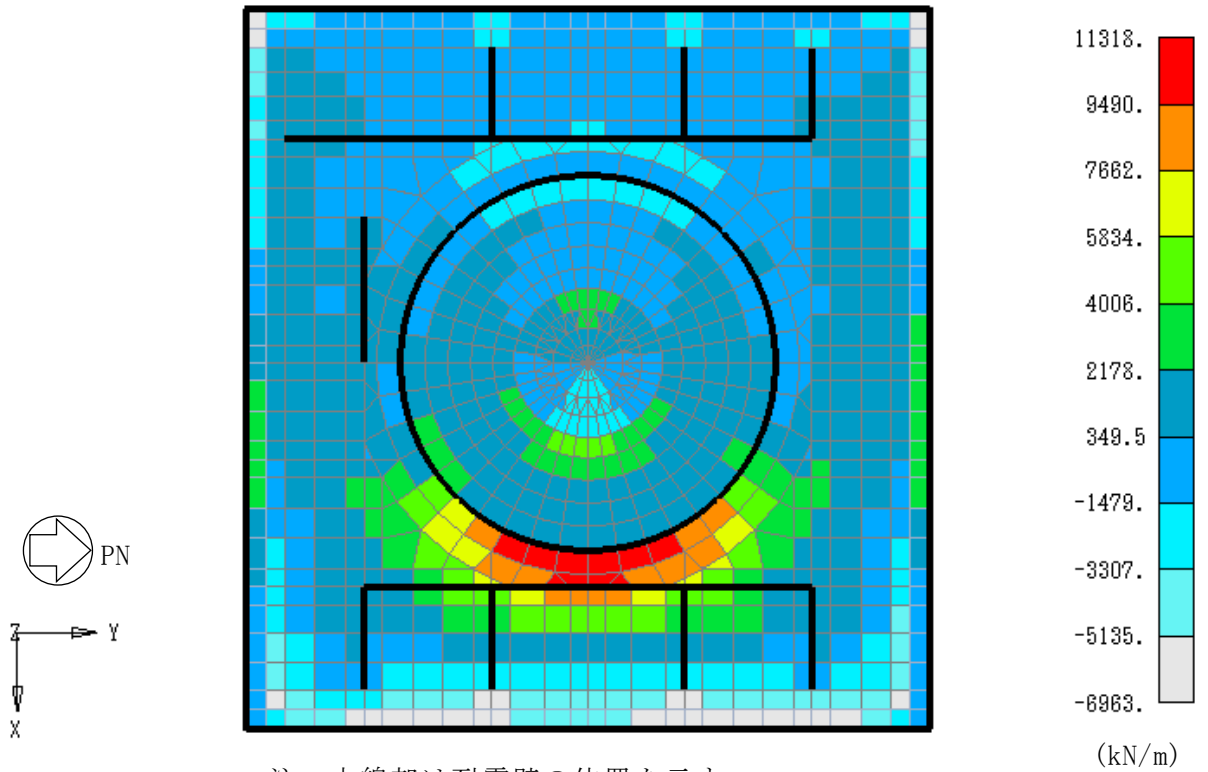


図 2-2 RCCV の 3 次元 FEM モデル (地震荷重時)



注：太線部は耐震壁の位置を示す。

組合せケース 3-2 (放射方向)
図 2-3 面外せん断力のコンター図

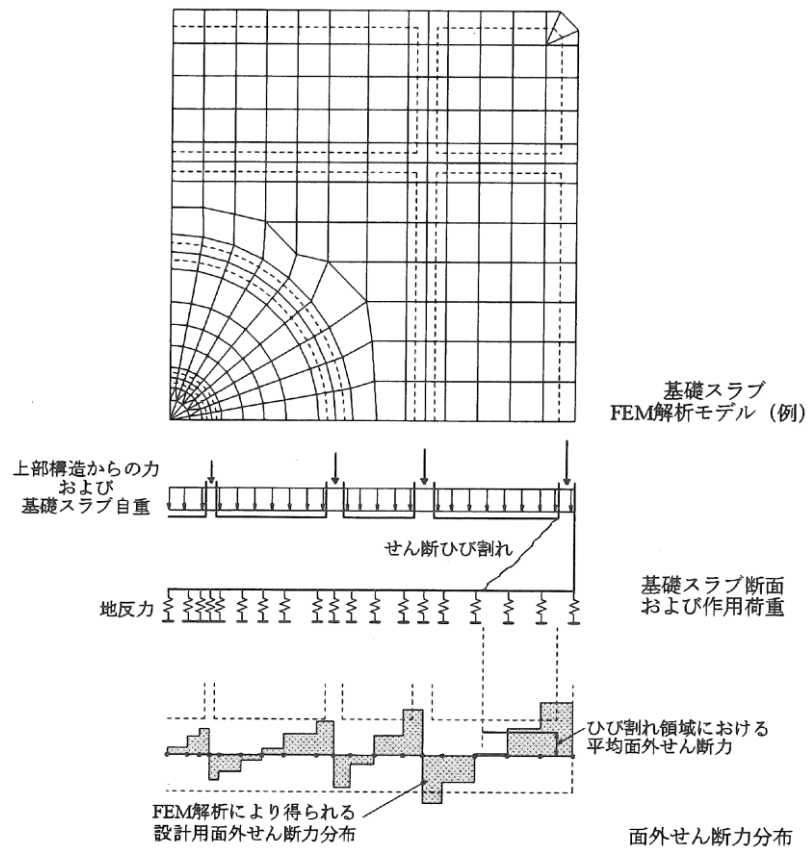


図 2-4 RC-N 規準の付図 2.2

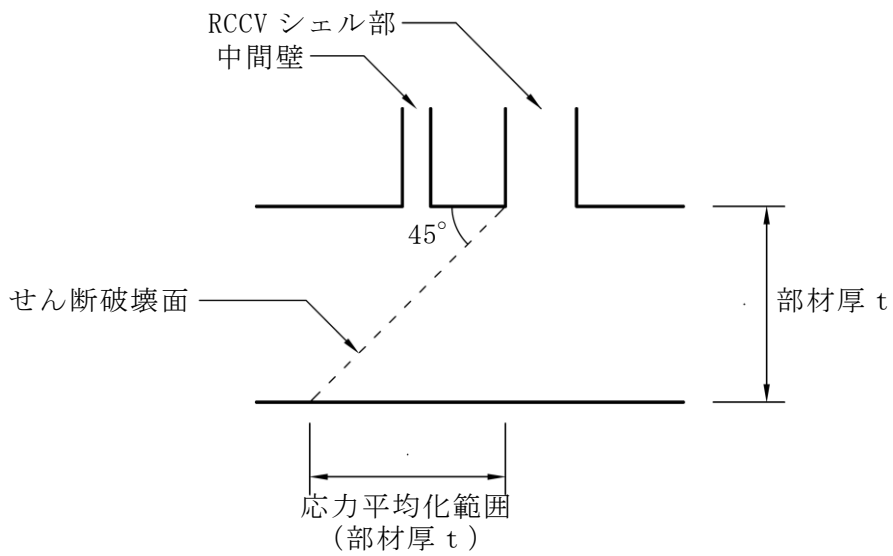
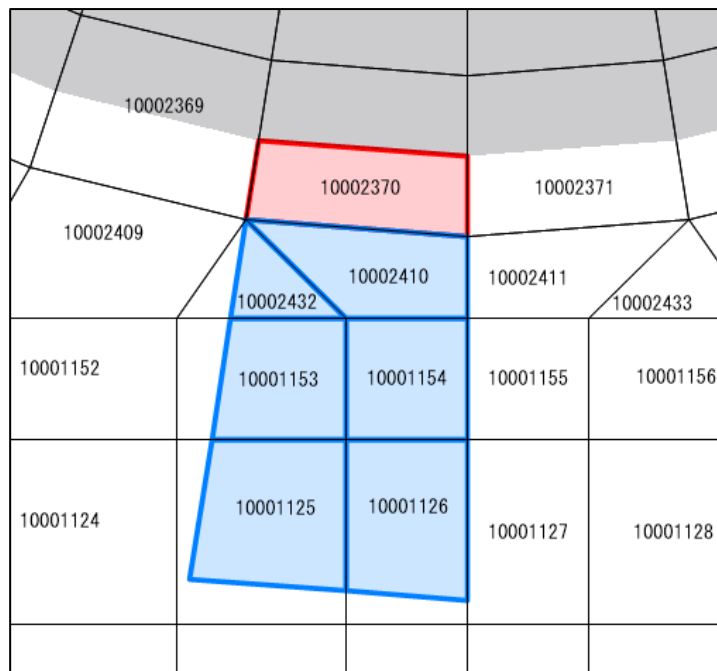
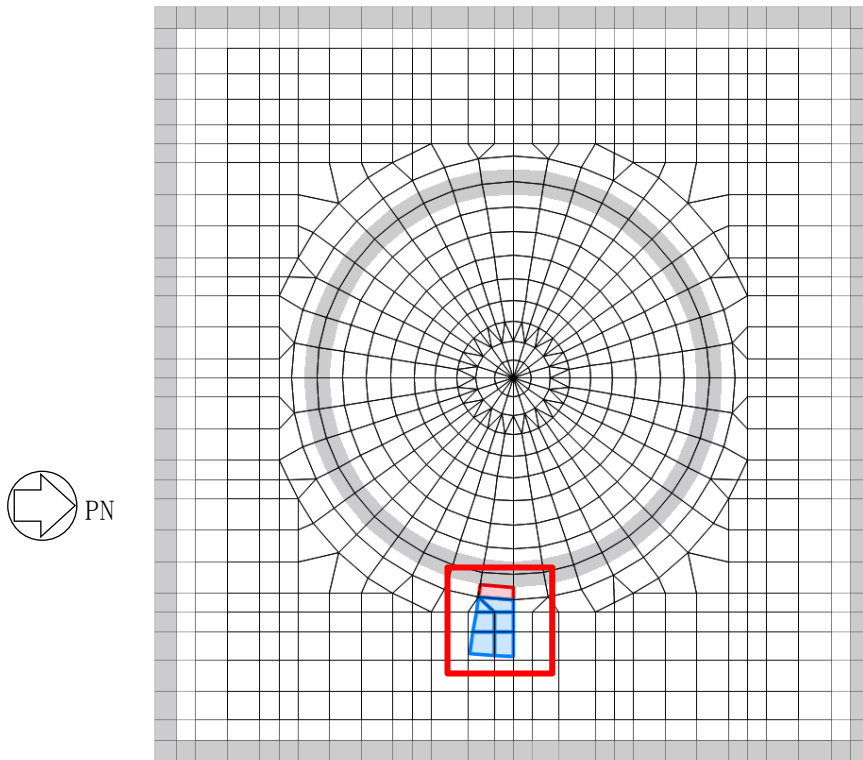


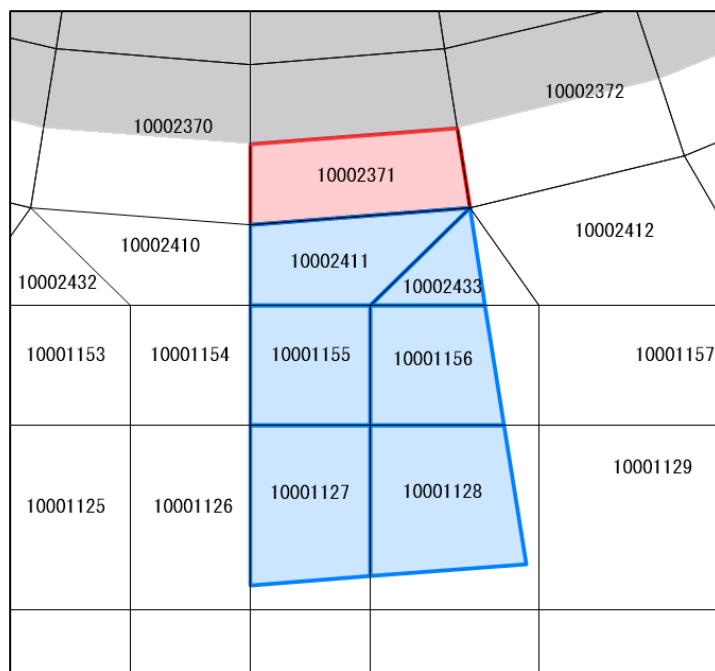
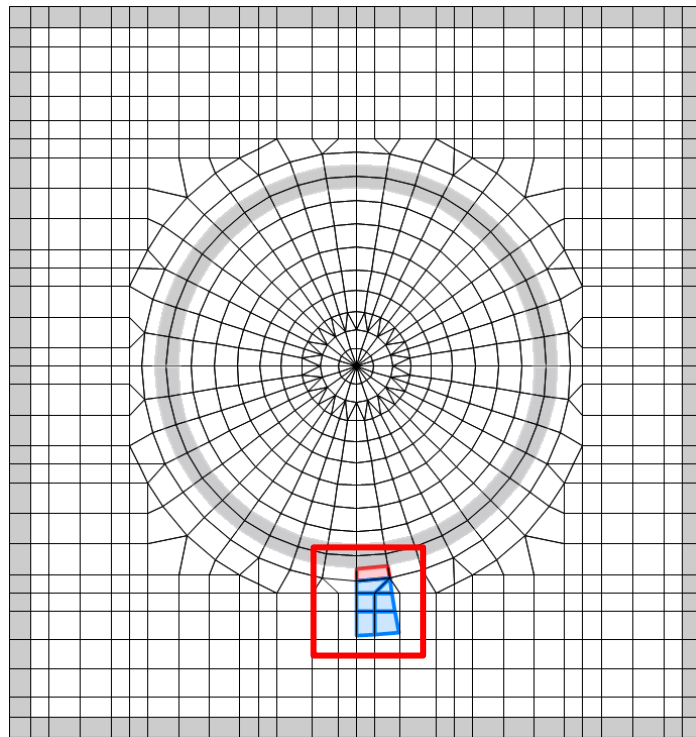
図 2-5 RCCV 底部における面外せん断力に対する応力平均化の考え方



- 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）

(a) 要素番号 10002370

図 2-6 応力平均化範囲 (1/2)



- 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）

(b) 要素番号 10002371

図 2-6 応力平均化範囲 (2/2)

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に示す。また、応力平均化の結果を表2-3に示す。

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

ここで、

τ_{ave} : 平均化後の面外せん断応力度

τ_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

応力平均化対象要素	方向	組合せケース	要素番号	発生値 τ_i (N/mm ²)	要素面積 A_i (m ²)	重み付け値 $\tau_i \times A_i$ ($\times 10^6$ N)
10002370	放射	3-2	10001125	1.23	3.27	4.01
			10001126	1.28	2.91	3.71
			10001153	1.89	2.32	4.39
			10001154	1.86	2.25	4.19
			10002410	2.35	2.28	5.37
			10002432	2.22	0.87	1.93
			10002370	3.04	2.66	8.08
合計					16.56	31.68
10002371	放射	3-2	10001127	1.28	2.91	3.73
			10001128	1.25	3.27	4.08
			10001155	1.87	2.25	4.21
			10001156	1.92	2.32	4.46
			10002411	2.37	2.28	5.40
			10002433	2.28	0.87	1.98
			10002371	3.07	2.66	8.18
合計					16.56	32.04

表2-3 応力平均化結果

要素番号	方向	組合せケース	面外せん断応力度 (N/mm ²)	
			平均化前	平均化後
10002370	放射	3-2	3.04	1.91
10002371	放射	3-2	3.07	1.93

2.4 断面の評価結果

2.4.1 断面の評価方法

荷重状態Ⅳ・地震時(2)の面外せん断応力度について、発生値が許容値を超えないことを確認する。許容値は、「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 ((社) 日本機械学会, 2003)」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2-4に示す。表2-4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2-4 応力平均化後の評価結果

要素番号	方向	組合せケース	面外せん断応力度 (N/mm ²)		平均化後の検定値 (発生値/許容値)
			発生値	許容値	
10002370	放射	3-2	1.91	2.32	0.824
10002371	放射	3-2	1.93	2.32	0.832

別紙 6 地震荷重の算定方法

目 次

1. 概要	別紙 6-1
2. 動的地震力の算定	別紙 6-2
2.1 上部構造物	別紙 6-6
2.1.1 動的水平地震力	別紙 6-6
2.1.2 動的鉛直地震力	別紙 6-13
2.2 基礎スラブ	別紙 6-14
2.2.1 動的水平地震力	別紙 6-14
2.2.2 動的鉛直地震力	別紙 6-20
3. 静的地震力の算定	別紙 6-22
4. 地震時土圧荷重の算定	別紙 6-23
4.1 算定方法	別紙 6-23
4.2 算定結果	別紙 6-25
5. 地震時配管荷重の算定	別紙 6-26

別紙 6-1 原子炉建屋の 3 次元 FEM モデルを用いたせん断力負担割合の検討

1. 概要

本資料は、原子炉格納容器コンクリート部（以下「RCCV」という。）の応力解析におけるS_d地震荷重、S_s地震荷重、地震時土圧荷重及び地震時配管荷重の算定方法について示すものである。

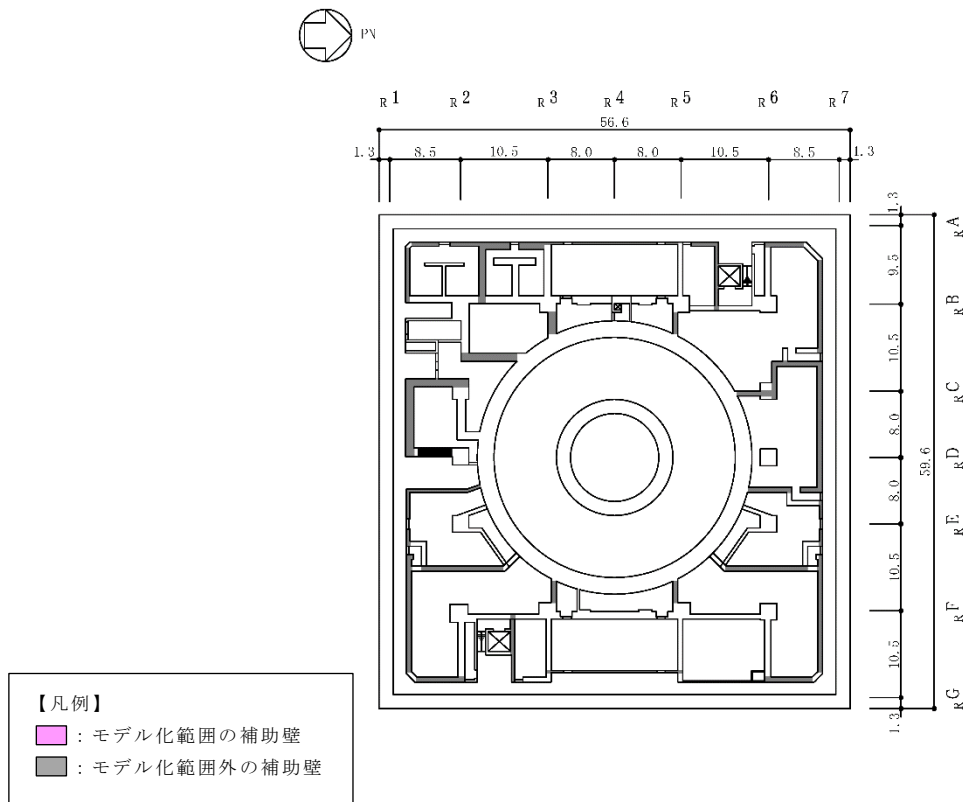
なお、S_d地震荷重は、弾性設計用地震動S_dに対する地震応答解析より計算される動的地震力と静的地震力の2つに分類されるため、それぞれの算定方法を示す。

2. 動的地震力の算定

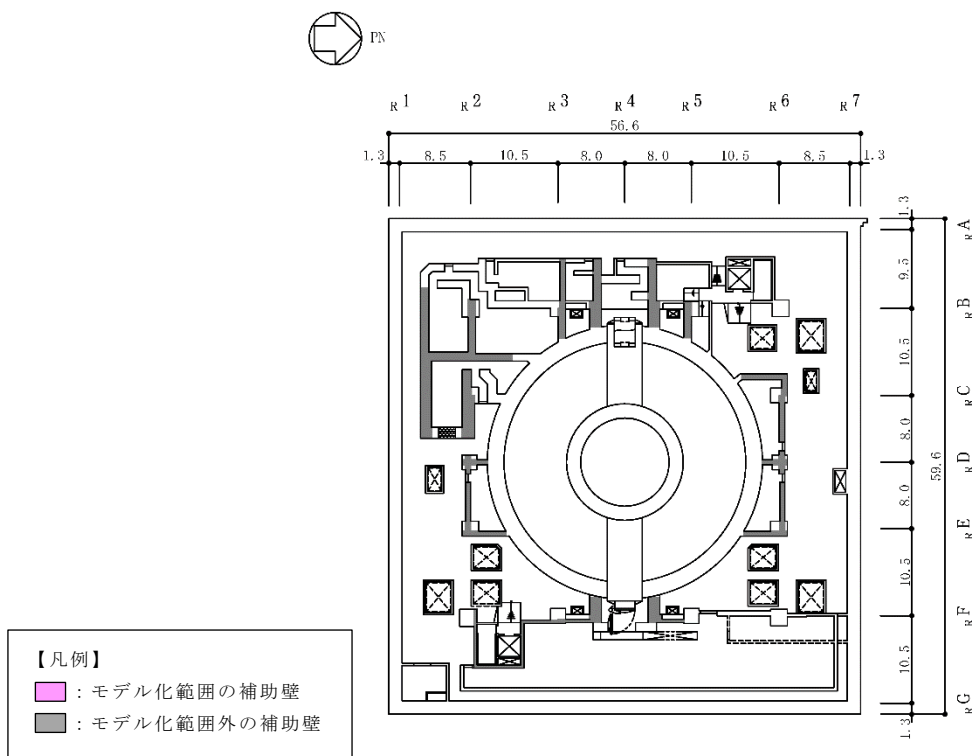
動的地震力は、V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」における材料物性の不確かさ等を考慮した地震応答解析により算定する地震荷重である。具体的には、「工事計画に係る説明資料（建屋・構築物の地震応答計算書）」のうち「原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」の別紙 3-2「材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果」に示す弾性設計用地震動 S_d 及び基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果における水平方向の最大応答せん断力及び最大応答曲げモーメント並びに鉛直方向の最大応答加速度及び最大応答軸力を用いて算定する。

ここで、応力解析モデルは、RCCV、使用済燃料貯蔵プール（以下「SFP」という。）、蒸気乾燥器・気水分離器ピット、ダイヤフラムフロア及び基礎スラブを一体としたモデルであるが、本章では、応力解析モデルのうち基礎スラブを除いた部分（以下「上部構造物」という。）と基礎スラブについて、それぞれの動的地震力の算定方法を示す。

なお、今回工認の地震応答解析モデルにおいて考慮している補助壁については、応力解析モデルにおいてモデル化している補助壁とモデル化していない補助壁があるため、本資料ではそれらを分類して取り扱う。応力解析モデルにおける補助壁の分類を図 2-1 に示す。

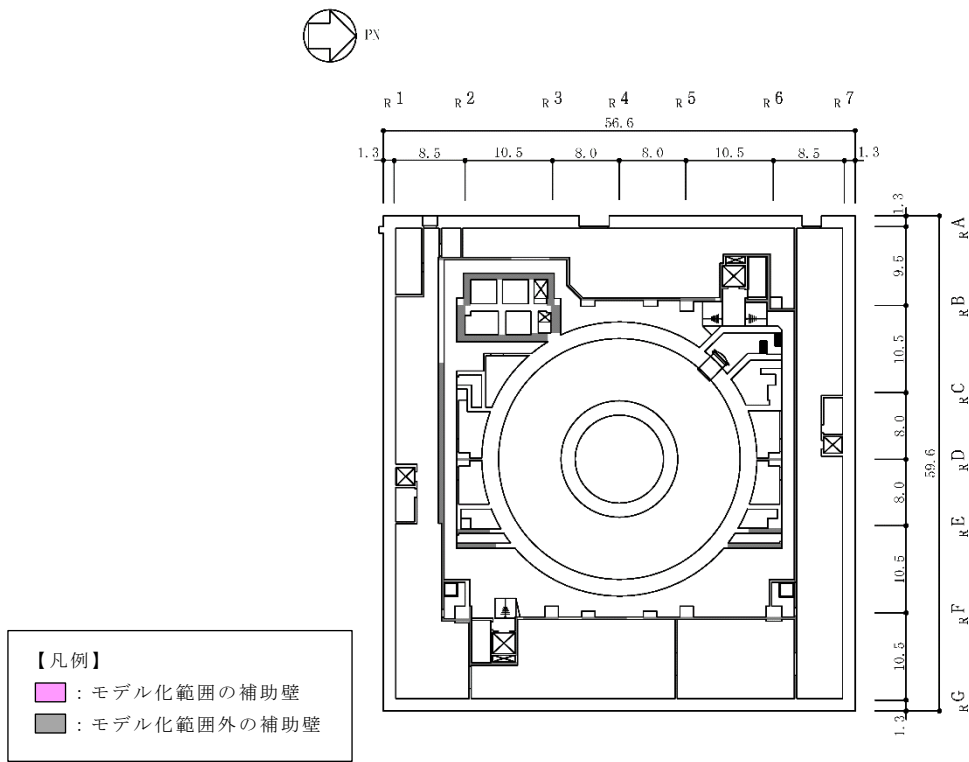


(a) B3F, T.M.S.L. -8.2m

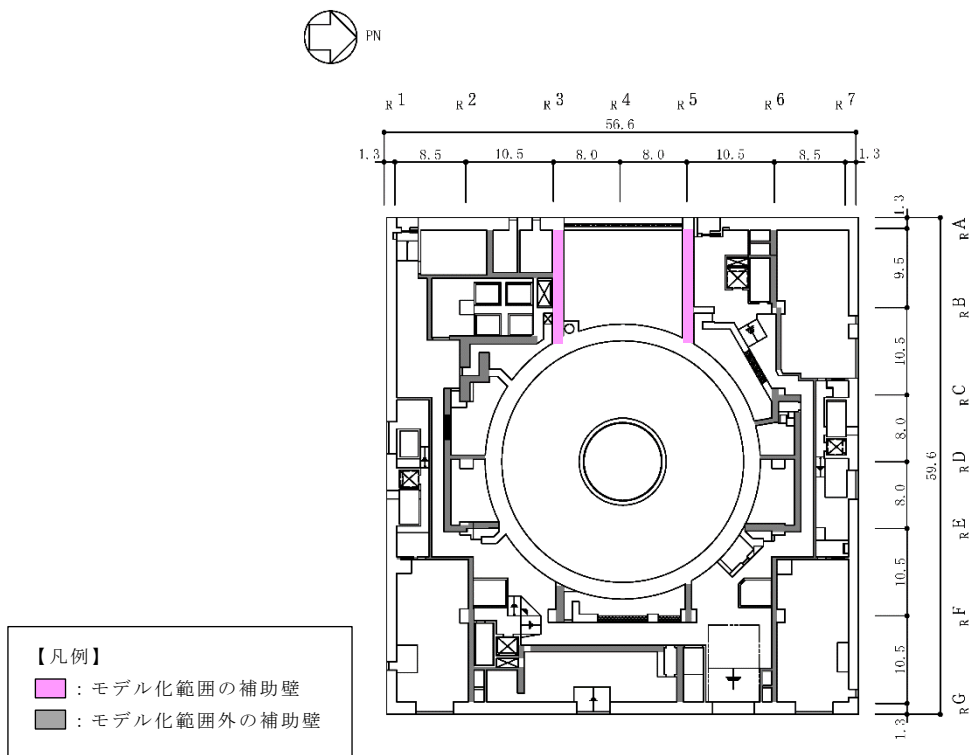


(b) B2F, T.M.S.L. -1.7m

図 2-1 応力解析モデルにおける補助壁の分類 (単位 : m) (1/3)



(c) B1F, T.M.S.L. 4.8m



(d) 1F, T.M.S.L. 12.3m

図 2-1 応力解析モデルにおける補助壁の分類 (単位: m) (2/3)

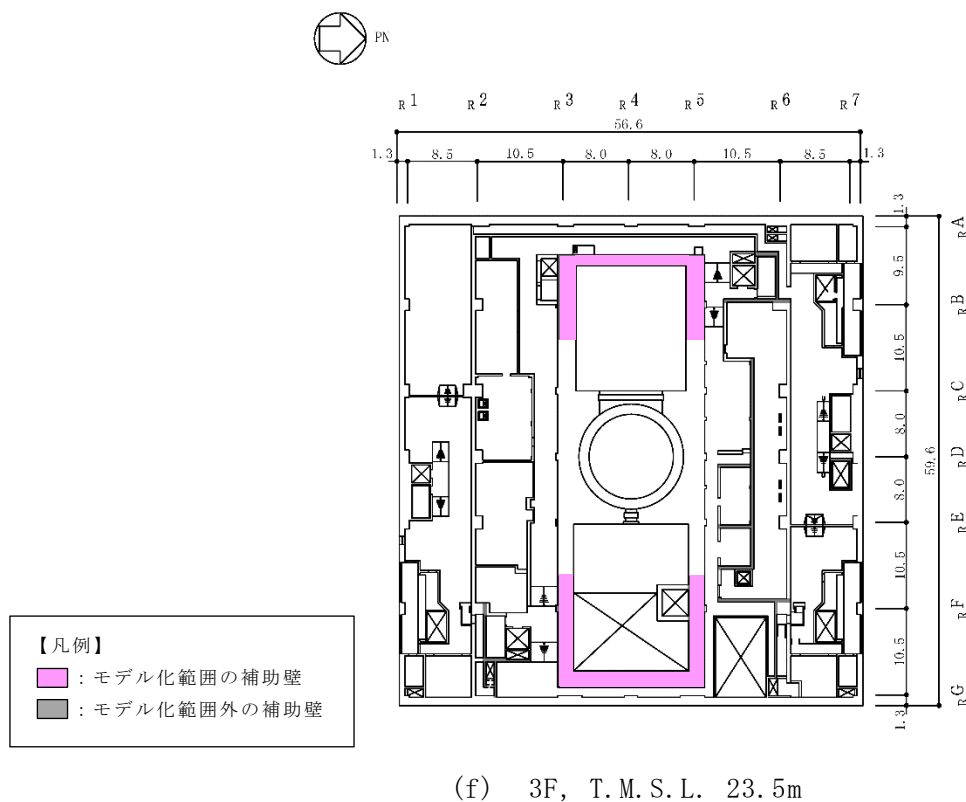
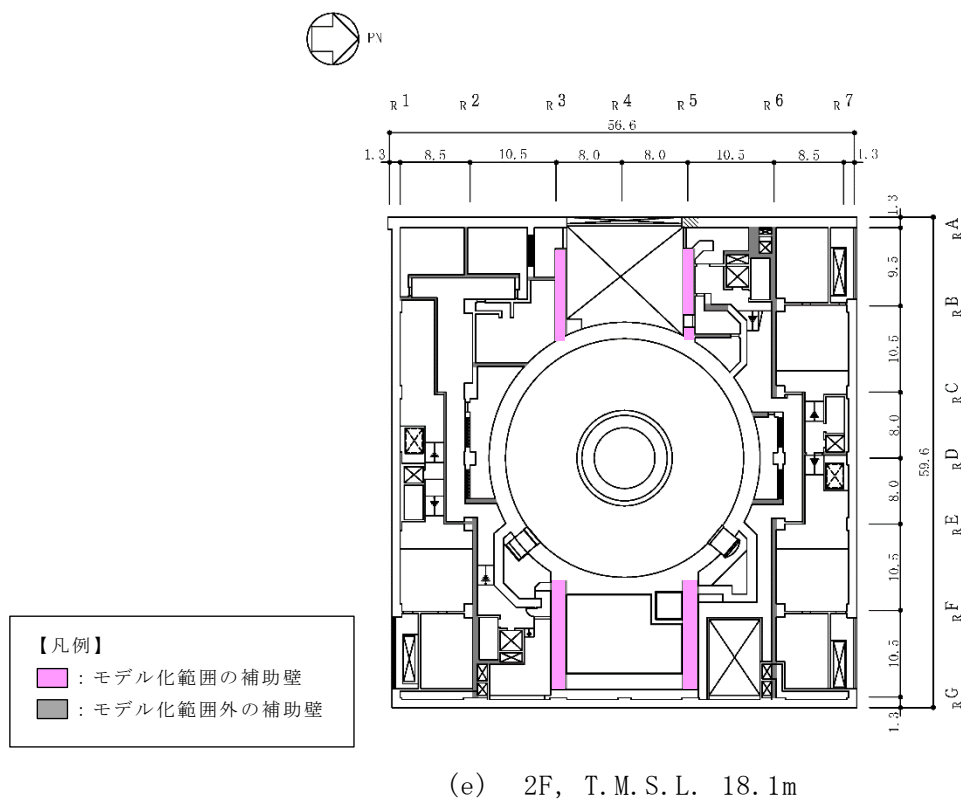


図 2-1 応力解析モデルにおける補助壁の分類 (単位: m) (3/3)

2.1 上部構造物

2.1.1 動的水平地震力

上部構造物に入力する動的水平地震力は、水平方向の地震応答解析における RCCV 部の各階の最大応答せん断力及び最大応答曲げモーメントを用いて、入力せん断力及び入力曲げモーメントを算定する。

(1) 入力せん断力

地震応答解析におけるせん断スケルトン曲線については、既工認から変更して補助壁を考慮しているため、既工認における負担比率ではなく、せん断断面積比を基に上部構造物の入力せん断力を算定する。上部構造物の入力せん断力の算定フローを図 2-2 に示す。

まず、水平方向の地震応答解析における基本ケース（ケース 1）及び材料物性の不確かさを考慮したケース（ケース 2～6）（以下「パラスタケース」という。）の RCCV 部の最大応答せん断力を各層で包絡する。

次に、各層で包絡した最大応答せん断力からモデル化範囲外の補助壁が負担するせん断力を減じる。モデル化範囲外の補助壁が負担するせん断力は、せん断断面積比より算定したせん断力と、モデル化範囲外の補助壁のせん断スケルトン曲線における第 1 折れ点のせん断耐力の 90%のうち、小さい方とする。これは、モデル化範囲の負担せん断力と整合させるためであり、また、地震応答解析における補助壁の耐力の設定に対して、応力解析における補助壁負担分を保守的に小さく設定するためである。

さらに、モデル化範囲外の補助壁が負担するせん断力を減じたせん断力から、中間壁が負担するせん断力を減じる。中間壁が負担するせん断力は、せん断断面積比より算定する。

以上の手順により算定した上部構造物の入力せん断力を表 2-1 及び表 2-2 に示す。

(2) 入力曲げモーメント

地震応答解析における曲げスケルトン曲線については、既工認と同様に補助壁を考慮していないため、既工認における負担比率を基に上部構造物の入力曲げモーメントを算定する。上部構造物の入力曲げモーメントの算定フローを図 2-3 に示す。

まず、水平方向の地震応答解析における RCCV 部の基本ケース及びパラスタケースの最大応答曲げモーメントを各層で包絡する。

次に、各層で包絡した最大応答曲げモーメントから中間壁が負担する曲げモー

メントを減じる。中間壁が負担する曲げモーメントは、既工認における RCCV と中間壁の曲げモーメントの負担比率より算定する。なお、曲げモーメントについては、地震応答解析と同様に補助壁負担分を考慮せず、保守的にすべて耐震壁が負担することとしている。

以上の手順により算定した上部構造物の入力曲げモーメントを表 2-3 及び表 2-4 に示す。

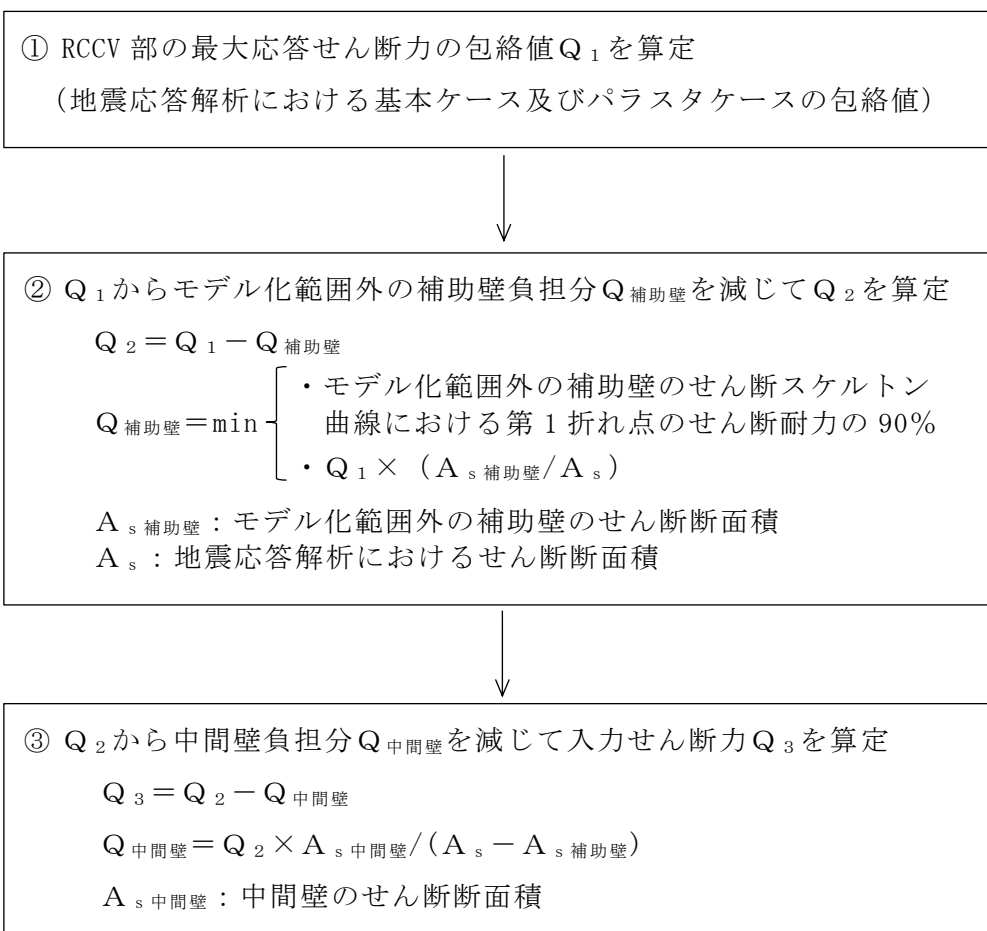
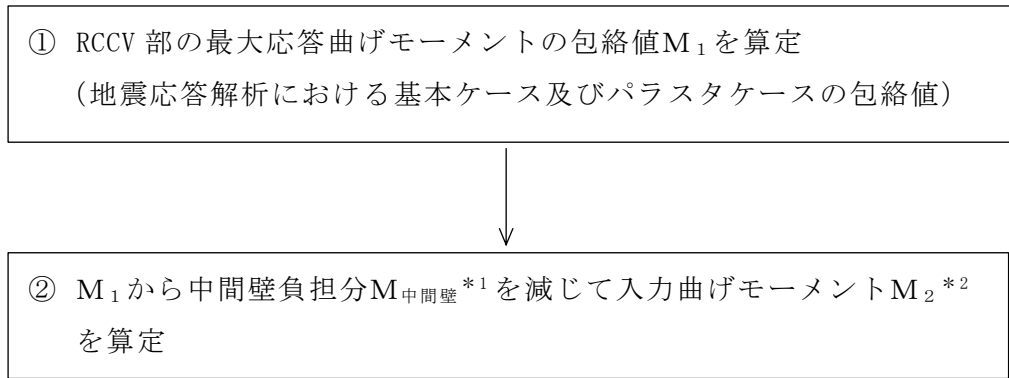


図 2-2 上部構造物の入力せん断力の算定フロー



注記*1：中間壁負担分は、既工認における RCCV と中間壁の曲げモーメントの負担比率より算定する。

*2：曲げモーメントの符号は既工認と同様とする。

図 2-3 上部構造物の入力曲げモーメントの算定フロー

表 2-1 上部構造物の入力せん断力の算定結果 (S d)

(a) NS 方向

T. M. S. L. (m)	最大応答せん断力		入力 せん断力 Q_3 ($\times 10^3$ kN)
	包絡値 Q_1 ($\times 10^3$ kN)	決定ケース	
23.5~31.7	23.1	Sd-1 ケース6	20.9
18.1~23.5	95.3	Sd-1 ケース6	81.8
12.3~18.1	125	Sd-8 ケース3	86.6
4.8~12.3	159	Sd-8 ケース3	111
-1.7~4.8	206	Sd-8 ケース3	137
-8.2~-1.7	261	Sd-8 ケース3	137

(b) EW 方向

T. M. S. L. (m)	最大応答せん断力		入力 せん断力 Q_3 ($\times 10^3$ kN)
	包絡値 Q_1 ($\times 10^3$ kN)	決定ケース	
23.5~31.7	49.9	Sd-2 ケース6	44.4
18.1~23.5	149	Sd-2 ケース3	129
12.3~18.1	152	Sd-2 ケース3	97.8
4.8~12.3	177	Sd-2 ケース6	113
-1.7~4.8	229	Sd-2 ケース6	124
-8.2~-1.7	232	Sd-2 ケース3	138

表 2-2 上部構造物の入力せん断力の算定結果 (S s)

(a) NS 方向

T. M. S. L. (m)	最大応答せん断力		入力 せん断力 Q_3 ($\times 10^3$ kN)
	包絡値 Q_1 ($\times 10^3$ kN)	決定ケース	
23.5~31.7	86.1	Ss-1 ケース5	77.7
18.1~23.5	185	Ss-1 ケース5	161
12.3~18.1	261	Ss-1 ケース5	182
4.8~12.3	340	Ss-8 ケース3	254
-1.7~4.8	382	Ss-1 ケース4	279
-8.2~-1.7	447	Ss-1 ケース3	246

(b) EW 方向

T. M. S. L. (m)	最大応答せん断力		入力 せん断力 Q_3 ($\times 10^3$ kN)
	包絡値 Q_1 ($\times 10^3$ kN)	決定ケース	
23.5~31.7	82.5	Ss-2 ケース4	73.4
18.1~23.5	259	Ss-2 ケース5	223
12.3~18.1	302	Ss-2 ケース5	194
4.8~12.3	379	Ss-2 ケース6	268
-1.7~4.8	462	Ss-2 ケース4	299
-8.2~-1.7	434	Ss-2 ケース2	268

表 2-3 上部構造物の入力曲げモーメントの算定結果 (S d)

(a) NS 方向

T. M. S. L (m)	最大応答曲げモーメント		入力曲げ モーメント M ₂ (×10 ⁶ kN・m)
	包絡値 M ₁ (×10 ⁶ kN・m)	決定ケース	
31.7	0.0711	Sd-1 ケース2	0.0720
23.5	0.213	Sd-1 ケース2	0.213
	1.00	Sd-1 ケース2	1.00
18.1	1.45	Sd-1 ケース2	1.45
	2.03	Sd-1 ケース2	2.04
12.3	2.63	Sd-1 ケース2	2.63
	3.28	Sd-1 ケース2	3.28
4.8	4.16	Sd-1 ケース2	4.16
	4.59	Sd-1 ケース2	4.59
-1.7	5.43	Sd-1 ケース2	5.27
	5.73	Sd-1 ケース2	5.27
-8.2	6.91	Sd-8 ケース3	6.08

(b) EW 方向

T. M. S. L (m)	最大応答曲げモーメント		入力曲げ モーメント M ₂ (×10 ⁶ kN・m)
	包絡値 M ₁ (×10 ⁶ kN・m)	決定ケース	
31.7	0.615	Sd-1 ケース6	0.616
23.5	0.905	Sd-1 ケース6	0.906
	1.16	Sd-2 ケース5	-1.16
18.1	0.582	Sd-2 ケース2	-0.583
	0.796	Sd-2 ケース2	-0.797
12.3	1.27	Sd-1 ケース2	1.28
	1.97	Sd-1 ケース2	1.97
4.8	2.92	Sd-1 ケース2	2.93
	3.48	Sd-1 ケース2	3.48
-1.7	4.49	Sd-2 ケース3	4.49
	4.84	Sd-2 ケース3	4.84
-8.2	6.21	Sd-2 ケース3	5.78
回転ばね*	2.39	Sd-1 ケース2	2.40

注記* : プール壁がRCCVの曲げ変形を拘束する影響を考慮した回転ばね。

表 2-4 上部構造物の入力曲げモーメントの算定結果 (S s)

(a) NS 方向

T. M. S. L (m)	最大応答曲げモーメント		入力曲げ モーメント M ₂ (×10 ⁶ kN・m)
	包絡値 M ₁ (×10 ⁶ kN・m)	決定ケース	
31.7	0.136	Ss-1 ケース5	0.137
23.5	0.644	Ss-1 ケース5	0.644
	1.53	Ss-1 ケース4	1.53
18.1	2.17	Ss-1 ケース4	2.17
	3.13	Ss-1 ケース6	3.13
12.3	4.19	Ss-1 ケース2	4.19
	5.10	Ss-1 ケース2	5.10
4.8	6.79	Ss-1 ケース2	6.79
	7.86	Ss-1 ケース2	7.86
-1.7	9.38	Ss-1 ケース2	9.11
	9.91	Ss-1 ケース2	9.11
-8.2	12.1	Ss-8 ケース3	10.7

(b) EW 方向

T. M. S. L (m)	最大応答曲げモーメント		入力曲げ モーメント M ₂ (×10 ⁶ kN・m)
	包絡値 M ₁ (×10 ⁶ kN・m)	決定ケース	
31.7	1.26	Ss-1 ケース6	1.26
23.5	1.63	Ss-1 ケース6	1.63
	3.49	Ss-2 ケース3	-3.49
18.1	2.19	Ss-2 ケース3	-2.19
	1.58	Ss-2 ケース5	-1.58
12.3	1.81	Ss-1 ケース4	1.81
	3.01	Ss-1 ケース2	3.01
4.8	4.66	Ss-1 ケース4	4.66
	5.73	Ss-1 ケース2	5.73
-1.7	7.45	Ss-2 ケース3	7.46
	8.06	Ss-2 ケース3	8.06
-8.2	10.3	Ss-2 ケース1	9.60
回転ばね*	5.18	Ss-1 ケース2	5.18

注記* : プール壁がRCCVの曲げ変形を拘束する影響を考慮した回転ばね。

2.1.2 動的鉛直地震力

上部構造物に入力する動的鉛直地震力は、鉛直方向の地震応答解析における外壁・RCCV部の各質点の最大応答加速度を用いて鉛直震度として算定する。ここで、最大応答加速度は、地震応答解析における基本ケース及びパラスタケースの誘発上下動を考慮した最大応答加速度を各質点で包絡したものとする。

鉛直震度の算定結果を表2-5に示す。

表2-5 上部構造物の鉛直震度の算定結果

(a) S_d

T. M. S. L (m)	最大応答加速度		鉛直震度
	包絡値 (m/s ²)	決定ケース	
31.7	4.63	Sd-1 ケース2	0.47
23.5	4.51	Sd-1 ケース2	0.46
18.1	4.38	Sd-1 ケース2	0.45
12.3	4.23	Sd-1 ケース2	0.43
4.8	4.10	Sd-1 ケース3	0.42
-1.7	4.03	Sd-1 ケース3	0.41
-8.2	4.02	Sd-1 ケース3	0.41

(b) S_s

T. M. S. L (m)	最大応答加速度		鉛直震度
	包絡値 (m/s ²)	決定ケース	
31.7	9.33	Ss-1 ケース2	0.95
23.5	9.09	Ss-1 ケース2	0.93
18.1	8.83	Ss-1 ケース2	0.90
12.3	8.52	Ss-1 ケース2	0.87
4.8	8.17	Ss-1 ケース3	0.83
-1.7	8.13	Ss-1 ケース3	0.83
-8.2	8.18	Ss-1 ケース3	0.84

2.2 基礎スラブ

上部構造物から基礎スラブに入力する動的地震力は、補助壁を介さず、既工認と同様に RCCV、中間壁及び外壁を介して基礎スラブに入力する。これは、補助壁を介した基礎スラブへの入力を考慮しないことで荷重を集中させ、基礎スラブを保守的に評価するためである。

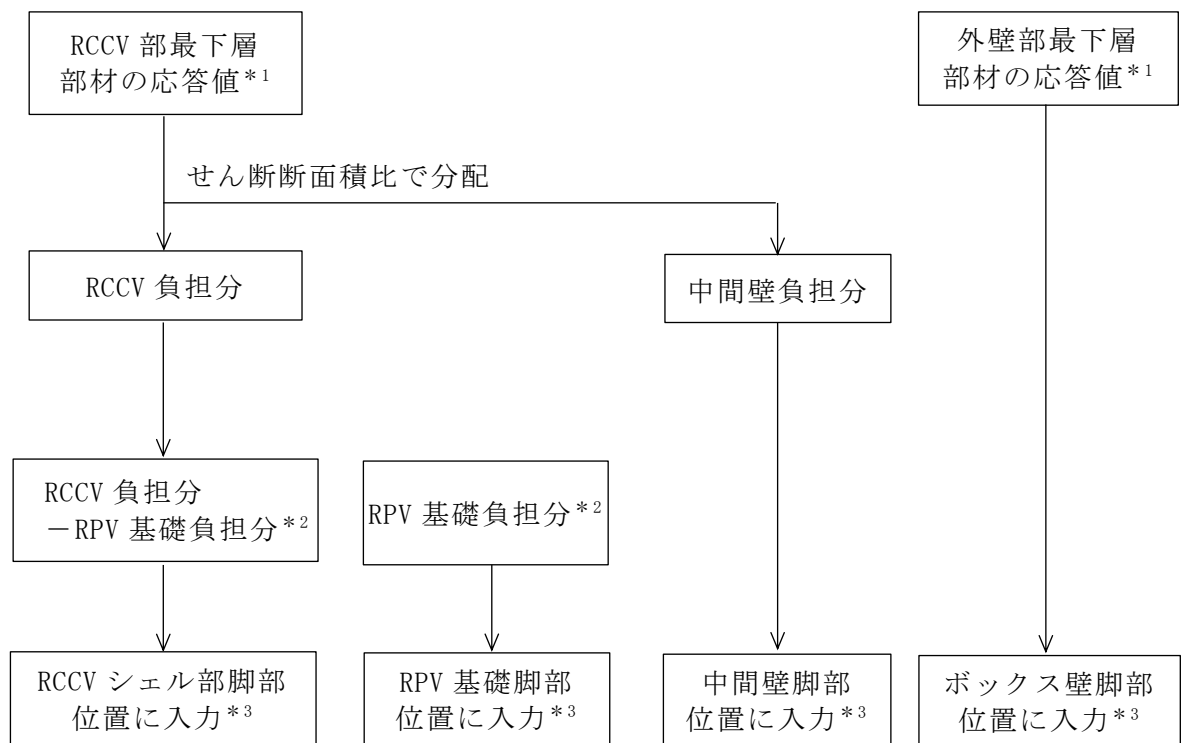
2.2.1 動的水平地震力

基礎スラブに入力する動的水平地震力の算定フローを図 2-4 に示す。図 2-4 に示す RCCV 部及び外壁部最下層部材の応答値は、水平方向の地震応答解析における基本ケース及びパラスタケースの最大応答せん断力及び最大応答曲げモーメントをそれぞれ包絡したものである。

外壁部の応答値については、基礎スラブの外壁（以下「ボックス壁」という。）脚部位置に入力する。

RCCV 部の応答値については、せん断断面積比に応じて中間壁負担分と RCCV 負担分に分配し、中間壁負担分は基礎スラブの中間壁脚部位置に入力する。一方、原子炉本体基礎（以下「RPV 基礎」という。）負担分は、V-2-2-4「原子炉本体の基礎の地震応答計算書」における RPV 基礎の最下層の応答を包絡した値を、RPV 基礎脚部位置に入力する。RCCV 負担分は、RPV 基礎負担分を減じた上で基礎スラブの RCCV シェル部脚部位置に入力する。

以上の手順により算定した基礎スラブに入力する動的水平地震力の算定結果を表 2-6 及び表 2-7 に示す。



注記*1：地震応答解析における基本ケース及びパラスタケースの包絡値。

*2：V-2-2-4「原子炉本体の基礎の地震応答計算書」におけるRPV基礎の最下層の応答を包絡した値。

*3：入力曲げモーメントを算定する際は、最大応答曲げモーメントが基礎スラブ上端位置での曲げモーメントであることを考慮して、基礎スラブの厚さ中心位置での曲げモーメントに補正する。補正は、下式から算定する付加曲げモーメント ΔM を加算することで行う。

$$\Delta M = Q \times t / 2$$

Q：入力せん断力， t：基礎スラブ厚(5.5m)

図2-4 基礎スラブに入力する動的水平地震力の算定フロー

表 2-6 基礎スラブに入力する動的水平地震力の算定結果 (S d) (1/2)

(a) NS 方向 せん断力

最大応答せん断力			入力せん断力	
応答軸	包絡値 ($\times 10^3$ kN)	決定ケース	部位	入力値 ($\times 10^3$ kN)
外壁部	348	Sd-8 ケース3	ボックス壁 (r_A 通り)	174
			ボックス壁 (r_G 通り)	174
RCCV部	261	Sd-8 ケース3	中間壁 (r_B 通り)	49.0
			中間壁 (r_F 通り)	36.7
			RCCV	133
			RPV基礎	43.3

(b) EW 方向 せん断力

最大応答せん断力			入力せん断力	
応答軸	包絡値 ($\times 10^3$ kN)	決定ケース	部位	入力値 ($\times 10^3$ kN)
外壁部	415	Sd-2 ケース3	ボックス壁 (r_1 通り)	208
			ボックス壁 (r_7 通り)	208
RCCV部	232	Sd-2 ケース3	中間壁 (r_2 通り)	26.6
			中間壁 (r_3 通り)	15.7
			中間壁 (r_5 通り)	12.7
			中間壁 (r_6 通り)	17.0
			RCCV	117
			RPV基礎	43.3

表 2-6 基礎スラブに入力する動的水平地震力の算定結果 (S d) (2/2)

(c) NS 方向 曲げモーメント

最大応答曲げモーメント			入力曲げモーメント	
応答軸	包絡値 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	決定ケース	部位	入力値 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)
外壁部	12.3	Sd-1 ケース6	ボックス壁 (R_A 通り)	6.62
			ボックス壁 (R_G 通り)	6.62
RCCV部	6.91	Sd-8 ケース3	中間壁 (R_B 通り)	1.43
			中間壁 (R_F 通り)	1.07
			RCCV	4.23
			RPV基礎	0.904

(d) EW 方向 曲げモーメント

最大応答曲げモーメント			入力曲げモーメント	
応答軸	包絡値 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	決定ケース	部位	入力値 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)
外壁部	12.6	Sd-2 ケース3	ボックス壁 (R_1 通り)	6.87
			ボックス壁 (R_7 通り)	6.87
RCCV部	6.21	Sd-2 ケース3	中間壁 (R_2 通り)	0.782
			中間壁 (R_3 通り)	0.462
			中間壁 (R_5 通り)	0.374
			中間壁 (R_6 通り)	0.501
			RCCV	3.83
			RPV基礎	0.904

表 2-7 基礎スラブに入力する動的水平地震力の算定結果 (S s) (1/2)

(a) NS 方向 せん断力

最大応答せん断力			入力せん断力	
応答軸	包絡値 ($\times 10^3$ kN)	決定ケース	部位	入力値 ($\times 10^3$ kN)
外壁部	624	Ss-8 ケース4	ボックス壁 (R_A 通り)	312
			ボックス壁 (R_G 通り)	312
RCCV部	447	Ss-1 ケース3	中間壁 (R_B 通り)	83.6
			中間壁 (R_F 通り)	62.7
			RCCV	241
			RPV基礎	59.3

(b) EW 方向 せん断力

最大応答せん断力			入力せん断力	
応答軸	包絡値 ($\times 10^3$ kN)	決定ケース	部位	入力値 ($\times 10^3$ kN)
外壁部	758	Ss-2 ケース4	ボックス壁 (R_1 通り)	379
			ボックス壁 (R_7 通り)	379
RCCV部	434	Ss-2 ケース2	中間壁 (R_2 通り)	49.7
			中間壁 (R_3 通り)	29.3
			中間壁 (R_5 通り)	23.8
			中間壁 (R_6 通り)	31.8
			RCCV	241
RPV基礎	59.3			

表 2-7 基礎スラブに入力する動的水平地震力の算定結果 (S s) (2/2)

(c) NS 方向 曲げモーメント

最大応答曲げモーメント			入力曲げモーメント	
応答軸	包絡値 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	決定ケース	部位	入力値 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)
外壁部	21.3	Ss-1 ケース6	ボックス壁 (R _A 通り)	11.5
			ボックス壁 (R _G 通り)	11.5
RCCV部	12.1	Ss-8 ケース3	中間壁 (R _B 通り)	2.50
			中間壁 (R _F 通り)	1.88
			RCCV	7.79
			RPV基礎	1.20

(d) EW 方向 曲げモーメント

最大応答曲げモーメント			入力曲げモーメント	
応答軸	包絡値 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	決定ケース	部位	入力値 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)
外壁部	21.4	Ss-2 ケース6	ボックス壁 (R ₁ 通り)	11.8
			ボックス壁 (R ₇ 通り)	11.8
RCCV部	10.3	Ss-2 ケース1	中間壁 (R ₂ 通り)	1.31
			中間壁 (R ₃ 通り)	0.776
			中間壁 (R ₅ 通り)	0.629
			中間壁 (R ₆ 通り)	0.841
			RCCV	6.75
			RPV基礎	1.20

2.2.2 動的鉛直地震力

上部構造物から基礎スラブに入力する動的鉛直地震力は、鉛直方向の地震応答解析における最下層の最大応答軸力を上部構造物の重量で除すことにより、軸力係数として算定する。最大応答軸力は、地震応答解析における基本ケース及びパラスタケースの包絡値とする。ここで、最大応答軸力は、誘発上下動の影響を考慮したものである。上部構造物から入力する動的鉛直地震力（軸力係数）の算定結果を表 2-8 に示す。

RPV 基礎から基礎スラブに入力する動的鉛直地震力は、V-2-2-4「原子炉本体の基礎の地震応答計算書」における RPV 基礎の最下層の軸力を包絡した値を、RPV 基礎の重量で除すことにより、軸力係数として算定する。RPV 基礎から入力する動的鉛直地震力（軸力係数）の算定結果を表 2-9 に示す。

基礎スラブ全体に作用する動的鉛直地震力は、鉛直方向の地震応答解析における底面地盤ばねの鉛直力から、上部構造物から基礎スラブに入力する動的鉛直地震力を減じた値と等価になる荷重（以下「付加軸力」という。）を基礎スラブの重量で除した付加軸力係数として算定する。付加軸力は、地震応答解析における基本ケース及びパラスタケースの包絡値とする。ここで、付加軸力係数は、誘発上下動の影響を考慮したものである。付加軸力係数の算定結果を表 2-10 に示す。

表 2-8 上部構造物から入力する動的鉛直地震力（軸力係数）の算定結果

地震動	最大応答軸力		軸力係数
	包絡値 ($\times 10^4 \text{kN}$)	決定ケース	
S d	60.9	Sd-1 ケース 2	0.44
S s	122	Ss-1 ケース 2	0.88

表 2-9 RPV 基礎から入力する動的鉛直地震力（軸力係数）の算定結果

地震動	最大応答軸力* ($\times 10^4 \text{kN}$)	軸力係数
S d	4.02	0.49
S s	7.97	0.96

注記*：V-2-2-4「原子炉本体の基礎の地震応答計算書」における RPV 基礎の最下層の軸力を包絡した値。

表 2-10 付加軸力係数の算定結果

地震動	付加軸力		付加 軸力係数
	包絡値 ($\times 10^4$ kN)	決定ケース	
S d	21.3	Sd-1 ケース 3	0.38
S s	42.2	Ss-1 ケース 3	0.76

3. 静的地震力の算定

上部構造物及び基礎スラブに入力する静的水平地震力及び静的鉛直地震力は，既工認の値を用いる。

4. 地震時土圧荷重の算定

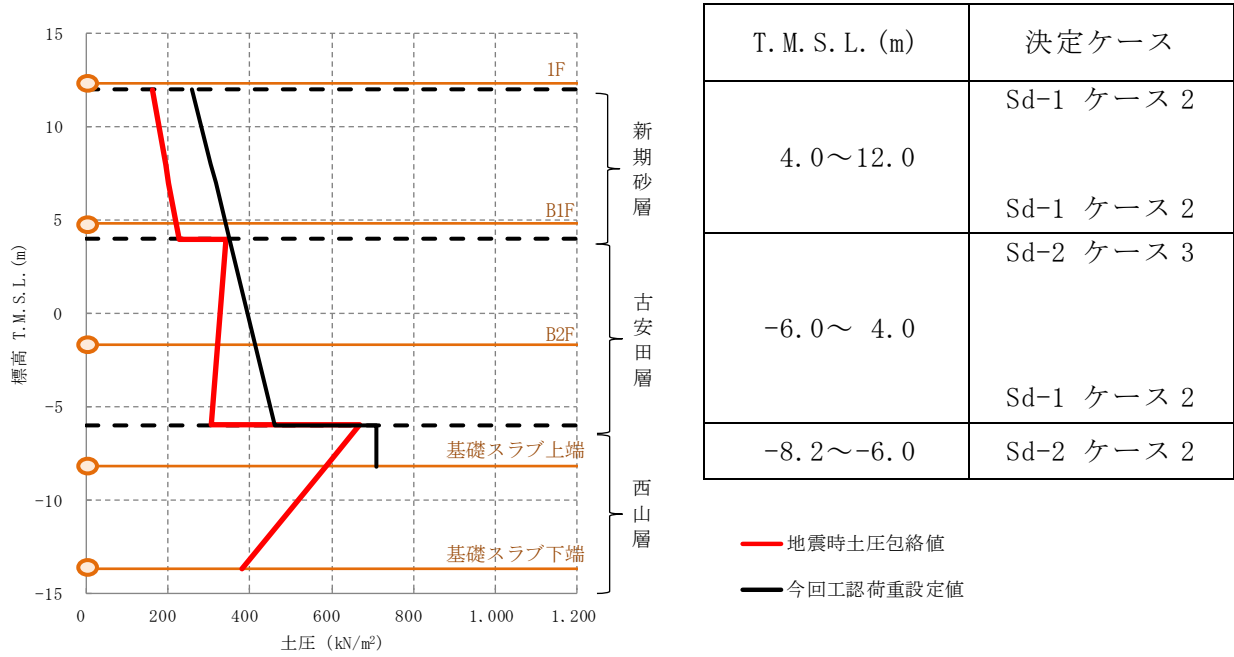
4.1 算定方法

図 4-1 に地震時土圧荷重の算定方法を示す。地震時土圧荷重は、「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、常時土圧に地震時増分土圧を加えて算定した地震時土圧を包絡させて設定する。

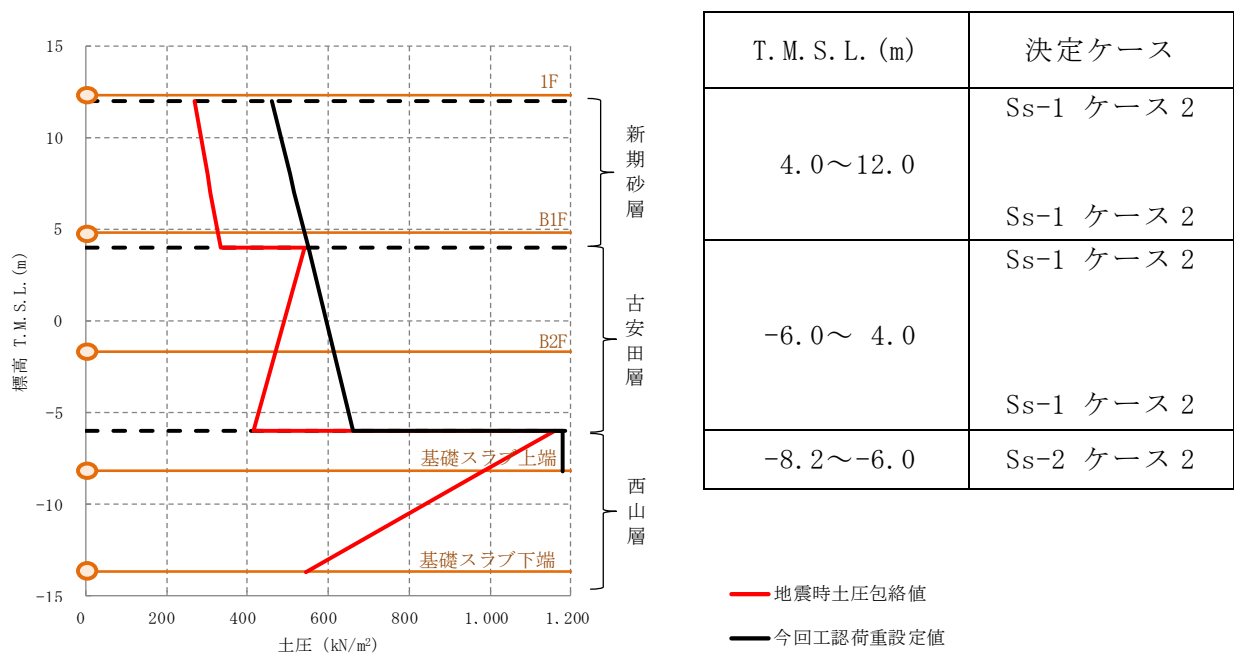
地震時増分土圧は、建物・構築物に対し加力側に作用する地震時増分土圧と建物・構築物を支える支持側の地震時増分土圧を算定し、地盤一般部は加力側増分土圧及び支持側増分土圧を包絡した値とし、岩盤部は支持側増分土圧とする。

地表面から古安田層まで (T. M. S. L. -6.0m~T. M. S. L. 12.0m) の荷重は、基本ケース及びパラスタケースごとに算定した地震時土圧を包絡するように、既工認の荷重分布形状に合わせて設定する。

西山層 (T. M. S. L. -13.7m~T. M. S. L. -6.0m) については、基本ケース及びパラスタケース毎に算定した地震時土圧のうち T. M. S. L. -13.7m~T. M. S. L. -6.0m の地震時土圧の包絡値を一定として設定する。



(a) S d 地震時土圧



(b) S s 地震時土圧

図 4-1 地震時土圧荷重の算定方法

4.2 算定結果

表 4-1 に地震時土圧荷重の算定結果，図 4-2 に地震時土圧による荷重分布を示す。

表 4-1 地震時土圧荷重の算定結果

T. M. S. L. (m)	S d 地震時土圧荷重 (kN/m ²)	S s 地震時土圧荷重 (kN/m ²)
-6.0~12.0	$260 + 0.65 \cdot \gamma \cdot h$	$460 + 0.65 \cdot \gamma \cdot h$
-8.2~-6.0	710	1180

注：記号は以下のとおり。

γ ：土の単位体積重量 (kN/m³)

h：地表面からの深さ (m)

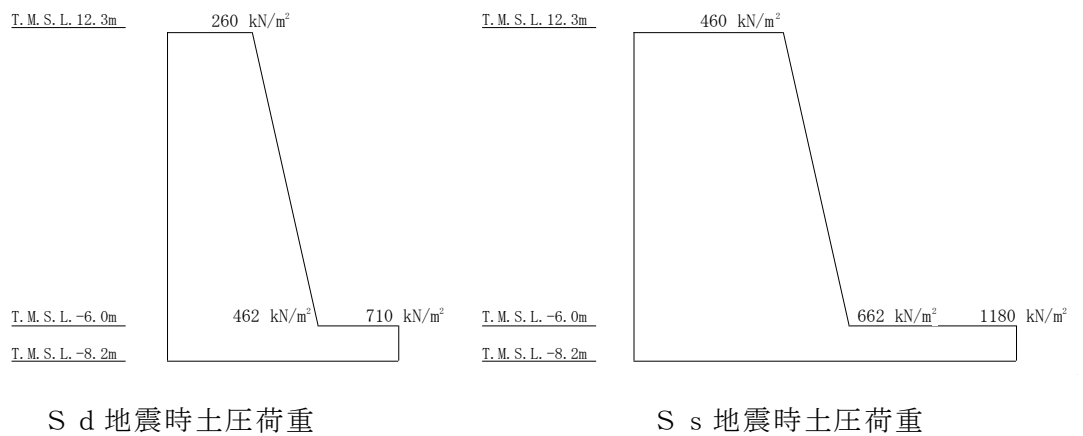


図 4-2 地震時土圧による荷重分布

5. 地震時配管荷重の算定

地震時配管荷重については、設計荷重として設定している。設計荷重は主蒸気配管についてはV-2-5-2-1-2「管の耐震性についての計算書」に、給水配管についてはV-2-5-1(2)「管の耐震性についての計算書」において実施する解析の結果を包絡するよう設定する。

別紙 6-1 原子炉建屋の 3 次元 FEM モデルを用いた
せん断力負担割合の検討

目 次

1. 概要	別紙 6-1-1
2. 検討方針	別紙 6-1-2
3. 検討条件	別紙 6-1-3
3.1 モデル化の基本方針	別紙 6-1-3
3.2 せん断力負担割合の算出方針	別紙 6-1-6
4. 検討結果	別紙 6-1-8
5. まとめ	別紙 6-1-9

1. 概要

本資料は、原子炉建屋の外壁（以下「ボックス壁」という。）、鉄筋コンクリート製原子炉格納容器（以下「RCCV」という。）、RCCV とボックス壁の間の耐震壁（以下「中間壁」という。）及び補助壁が負担するせん断力の割合を、3次元 FEM を用いて確認した結果を示すものである。

なお、本検討は、原子炉建屋の高さ及び平面形状が共通であることを踏まえ、柏崎刈羽原子力発電所 6 号機原子炉建屋を対象に実施したものである。

2. 検討方針

原子炉建屋の一層分を取り出した 3 次元 FEM モデルを用いて、上階の床スラブ位置に単位長さの強制変位を入力した際のボックス壁，RCCV，中間壁及び補助壁が負担するせん断力の割合を算定し、応力解析に用いているせん断力負担割合が妥当であることを確認する。

本検討においては、以下の理由により B3F を代表して検討を行う。

- ・地震応答解析で発生する層せん断力が最も大きく、RCCV 部のせん断力が最も大きくなる層である。
- ・中間壁は B3F の NS 方向及び EW 方向と B2F の NS 方向の一部のみに存在しており、ボックス壁，RCCV，中間壁及び補助壁へのせん断力の分配が網羅的に確認できる層である。
- ・一層分を取り出し、地震応答解析モデルと同様の床剛の仮定に基づき一様の強制変位を入力し各壁のせん断力負担割合を算定した場合、他の階でも同様の結果となることが予想される。
- ・建屋上層まで 3 次元 FEM でモデル化し、上部に強制変形を加え最下層で評価する検討方法も考えられるが、原子炉建屋の耐震壁の変形はせん断変形の割合が大きく、最下層のみをモデル化し強制変形を与えた場合と同等の結果になると予想される。

3. 検討条件

3.1 モデル化の基本方針

本検討では、3次元 FEM モデルを用いた弾性応力解析を実施する。

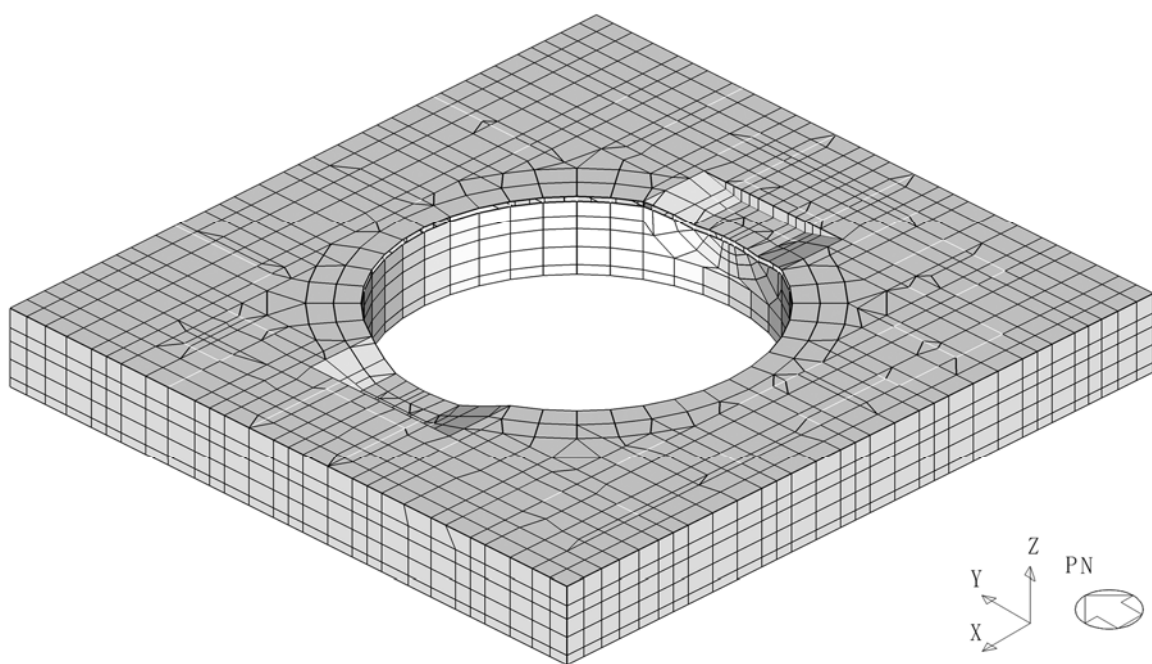
応力解析モデルは、原子炉建屋の B3F のボックス壁、RCCV、中間壁、補助壁及び B2F の床スラブを取り出したモデルである。

解析モデルに使用する FEM 要素は、シェル要素とする。使用する要素は四辺形及び三角形で、この要素は均質等方性材料によるシェル要素である。

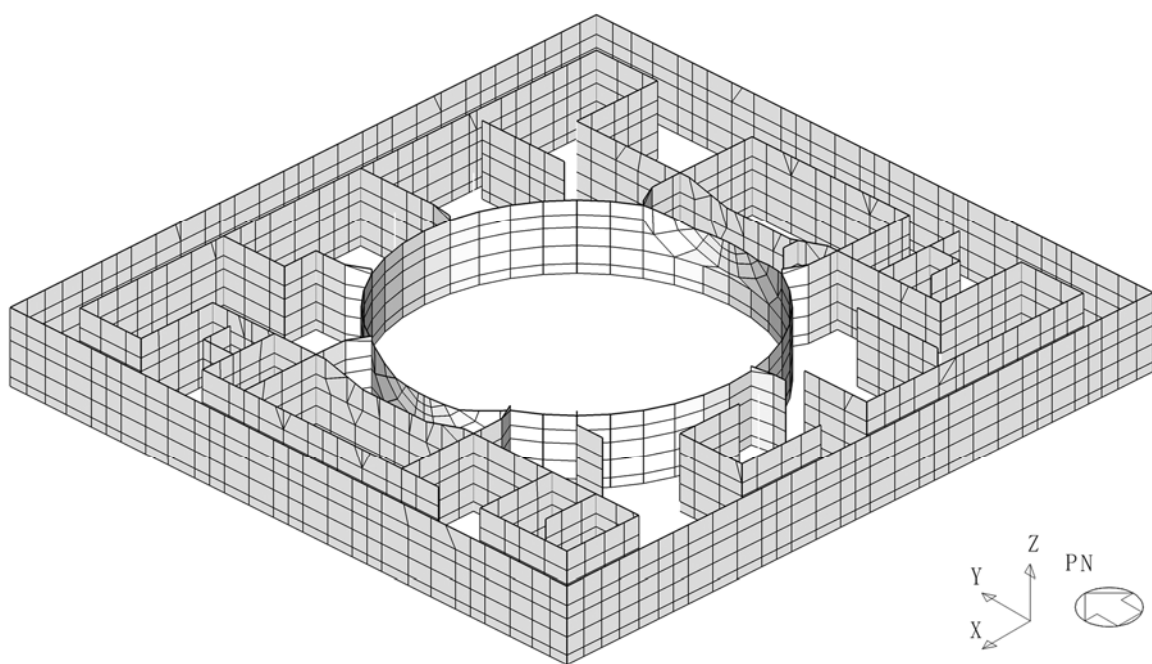
境界条件は、B3F の各壁脚部を固定条件とし、B2F の床スラブ全節点に NS 方向と EW 方向のそれぞれに単位長さの強制変位を与える。B2F の床スラブ全節点は、NS 方向と EW 方向の水平方向の強制変位以外の拘束は考慮せず、B2F 床スラブの面外剛性のみが壁部材の鉛直方向の変形を拘束する条件としている。

なお、基準地震動 S_s により各壁部材の剛性が低下することが考えられるが、外壁部及び RCCV 部が同様に剛性低下した場合、強制変位を与えた際の各壁のせん断力負担割合は剛性低下を考慮しない場合と変わらないことから、弾性応力解析を用いる。

3次元 FEM モデルを図 3-1 に、使用材料の物性値を表 3-1 に示す。



(a) モデル全体図 (南西面)



(b) モデル壁図 (南西面)

図 3-1 3次元 FEM モデル図

表 3-1 使用材料（コンクリート）の物性値

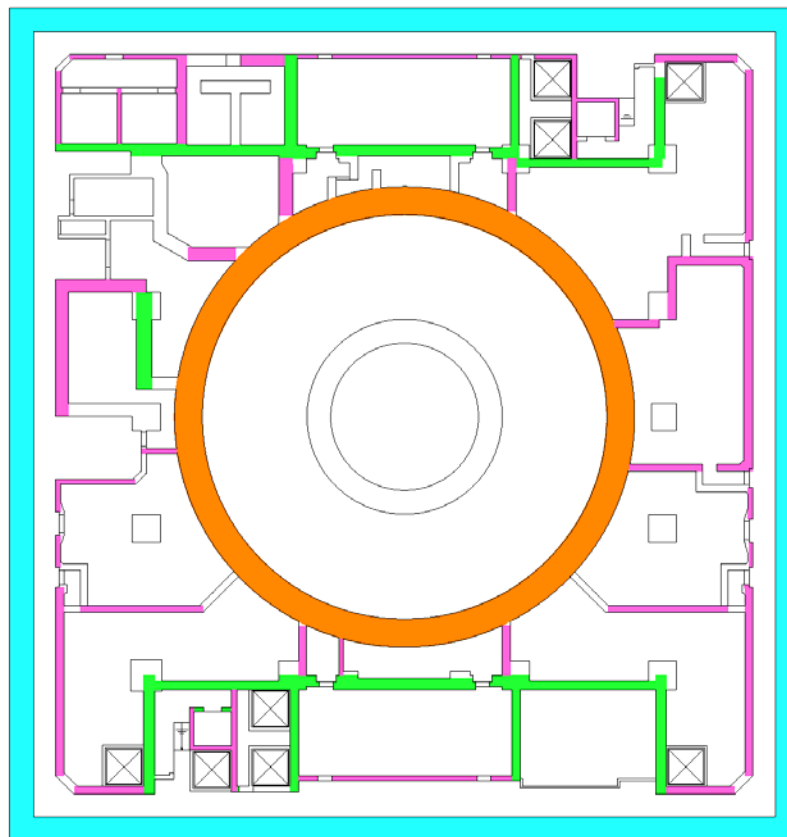
諸元	物性値
ヤング係数 (N/mm ²)	2.88×10 ⁴ *
ポアソン比	0.2

注記*：剛性はコンクリートの実強度（43.1N/mm²）に基づく。

3.2 せん断力負担割合の算出方針

3次元 FEM モデルの各壁脚部に生じる加力方向と同方向の水平反力値を，ボックス壁，RCCV，中間壁及び補助壁ごとに集計し，各壁の水平反力値の合計値に対する各壁の水平反力値の比率をせん断力の負担割合として算出する。その際，集計する各壁は，地震応答解析モデルで考慮している壁と同様とするが，地震応答解析モデルで考慮している壁に，直交して取り付く壁（以下「直交壁」という。）に発生する水平反力値についても，取り付いている壁の水平反力値として集計する。

6号機原子炉建屋のB3Fの各壁分類を図3-2に示す。



凡 例

-  ボックス壁
-  RCCV
-  中間壁
-  補助壁

図 3-2 B3F の各壁の分類 (6号機原子炉建屋)

4. 検討結果

本検討によるせん断力負担割合（以下「3次元FEMせん断力負担割合」という。）を、別紙6「地震荷重の算定方法」の「2.1.1(1) 入力せん断力」の方法で算定したせん断力に基づくせん断力負担割合（以下「応力解析せん断力負担割合」という。）と比較して表4-1に示す。

3次元FEMせん断力負担割合は、応力解析せん断力負担割合と概ね同程度となっていることを確認した。

なお、直交壁に発生する水平力の割合は、表4-2に示すとおり10%程度となっており、直交壁のせん断力負担割合に対する影響は小さい。また、表4-1に示す応力解析せん断力負担割合のうち、補助壁の負担割合は、せん断面積比により算定した補助壁が負担するせん断力と、補助壁のせん断スケルトン曲線における第1折れ点のせん断耐力の90%のうち、小さい方のせん断力による負担割合を示している。

表4-1(a) 各壁せん断力負担割合 NS方向

	3次元FEM せん断力負担割合	応力解析 せん断力負担割合
ボックス壁	0.51	0.53
RCCV	0.24	0.24
中間壁	0.12	0.11
補助壁	0.13	0.12

表4-1(b) 各壁せん断力負担割合 EW方向

	3次元FEM せん断力負担割合	応力解析 せん断力負担割合
ボックス壁	0.53	0.54
RCCV	0.22	0.23
中間壁	0.08	0.10
補助壁	0.17	0.13

表4-2 直交壁に発生する水平力の割合

方向	3次元FEM水平力合計 (直交壁含む) ($\times 10^6$ kN)	3次元FEM水平力合計 (直交壁のみ) ($\times 10^6$ kN)	直交壁に発生する 水平力の割合
NS方向	699	73	0.10
EW方向	721	78	0.11

5. まとめ

3次元 FEM モデルを用いて算出したせん断力負担割合を，応力解析で用いているせん断力負担割合と比較し，応力解析に用いているせん断力負担割合が妥当であることを確認した。

別紙 7 貫通部における平均応力の考え方

目 次

1. 概要	別紙 7-1
2. 貫通部における平均応力	別紙 7-2
3. まとめ	別紙 7-4

1. 概要

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は、弾塑性解析を採用している。一方、貫通部の断面の評価においては、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（（社）日本機械学会，2003）（以下「CCV 規格」という。）の CVE-3531 に基づく平均応力を用いている。本資料は，その妥当性について説明するものである。

2. 貫通部における平均応力

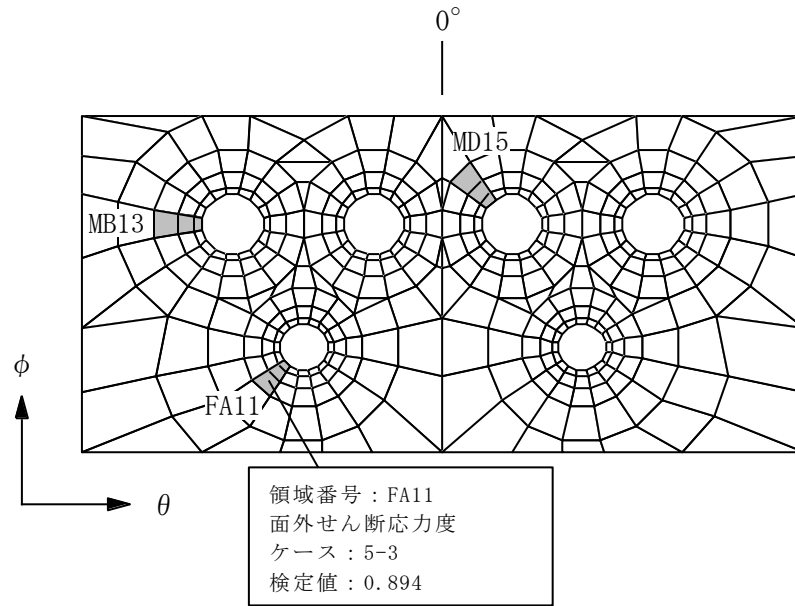
RCCV の応力解析では、V-2-9-2-1「原子炉格納容器コンクリート部の耐震性についての計算書」（以下「RCCV の耐震計算書」という。）に示すとおり、荷重状態Ⅳ及びⅤに対する評価では弾塑性解析を採用している。また、CCV 規格の CVE-3531 では、弾性解析により求まる応力に対して検討を行う場合、開口の直径の $3/4$ 倍を超えない範囲の平均応力を用いることができるとされている。

RCCV の耐震計算書の「6.1.2 貫通部の評価結果」における荷重状態Ⅳ及びⅤに対する貫通部の断面の評価のうち、膜力及び曲げモーメント並びに面外せん断力に対する断面の評価の検定値が最大となる領域及び断面の評価結果を図 2-1 に示す。

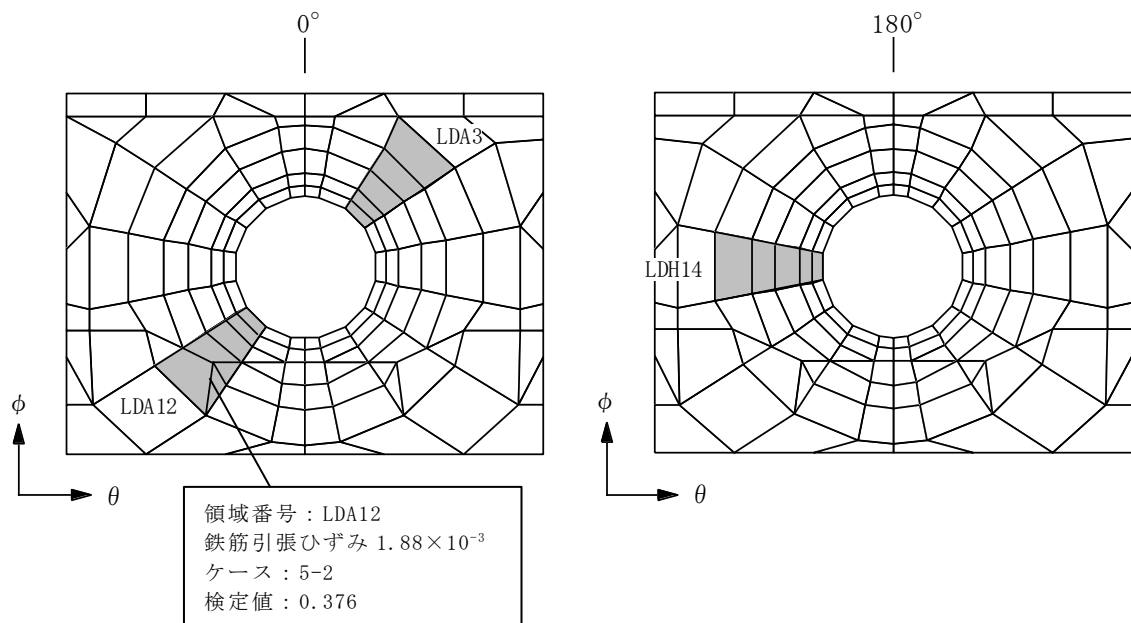
膜力及び曲げモーメントに対する断面の評価に用いるコンクリート及び鉄筋のひずみについては、材料の非線形特性を考慮して算定しているため、平均応力を用いず、各領域内で要素ごとに算定されたひずみの最大値を用いた評価を行っている。

それに対して、面外せん断力に対する断面の評価に用いる面外せん断力については、弾塑性解析においても材料の非線形特性を考慮できないことから、平均応力を用いた断面の評価を行っている。なお、応力解析モデルにおける開口の周辺は、シェル部厚の $1/2$ 程度以下の幅で詳細にモデル化している。このような場合には、開口の縁から適切な範囲での平均的な応力に対して構造の検討を実施することができると考えられる。

以上より、今回工認では荷重状態Ⅳ及びⅤに対する評価において弾塑性解析を採用しているものの、貫通部の断面の評価において CCV 規格における平均応力の規定を適用することは妥当である。



(a) 主蒸気配管及び給水配管開口



(b) 下部ドライウェルアクセストンネル開口

図 2-1 膜力及び曲げモーメント並びに面外せん断力に対する断面の評価の
検定値が最大となる領域及び断面の評価結果 (荷重状態IV及びV)

3. まとめ

RCCV の貫通部の断面の評価において、弾塑性解析を用いた評価を行う場合に、CCV 規格に基づき平均応力の規定を適用することの妥当性を確認した。

別紙 8 重大事故等時の高温による剛性低下の考え方

目 次

1. 概要	別紙 8-1
2. 重大事故等時の高温による剛性低下の考え方	別紙 8-2
3. 先行審査実績との比較	別紙 8-4
4. まとめ	別紙 8-6

1. 概要

原子炉格納容器コンクリート部の応力解析について、V-2-9-2-1「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」（以下「耐震計算書」という。）では、重大事故等時の高温による剛性低下を考慮していない。一方、V-3-3-6-1-1-1「原子炉格納容器コンクリート部の強度計算書」（以下「強度計算書」という。）では、重大事故等時の高温による剛性低下を考慮している。本資料は、その考え方について示すものである。

2. 重大事故等時の高温による剛性低下の考え方

耐震計算書の「別紙 鉄筋コンクリート構造物の重大事故等時の高温による影響（原子炉格納容器コンクリート部）」において示しているとおり、重大事故等時の高温状態に対して鉄筋コンクリート構造物の強度及び剛性への影響が小さいことから、鉄筋コンクリート構造物においては剛性低下を考慮しないことを基本としている。

図2-1に重大事故等時の原子炉格納容器温度の変化を示す。原子炉格納容器気相部の温度は一時的に200℃を超えるが、構造健全性評価上考慮すべき壁面の温度は最高で約165℃である。

耐震計算書における温度の考え方は、「工事計画に係る説明資料（耐震性に関する説明書）」のうち「重大事故等対処施設の耐震設計における重大事故と地震の組合せについて」に示すとおり、事象発生後以降の最高となる壁面温度である約165℃を包絡する値として、限界圧力（0.62MPa）における飽和温度（約168℃）を考慮することとしている。

一方、強度計算書における温度の考え方は、V-1-8-1「原子炉格納施設の設計条件に関する説明書」において示している。重大事故等時の原子炉格納容器の放射性物質閉じ込め機能の確認を行うために、評価温度として設定しており、その温度は、産業界でシビアアクシデント時の原子炉格納容器の耐性の指標として用いられている200℃としている。この温度は、耐震計算書における温度の考え方を踏まえると、実現象を超えた保守的な設定値となっていると言える。

以上より、鉄筋コンクリート構造物においては剛性低下を考慮しないことが基本であるが、強度計算書においては、実現象を超えた評価温度として高い値を設定していることから、重大事故等時の温度影響を確認する観点から剛性低下を考慮することとしている。

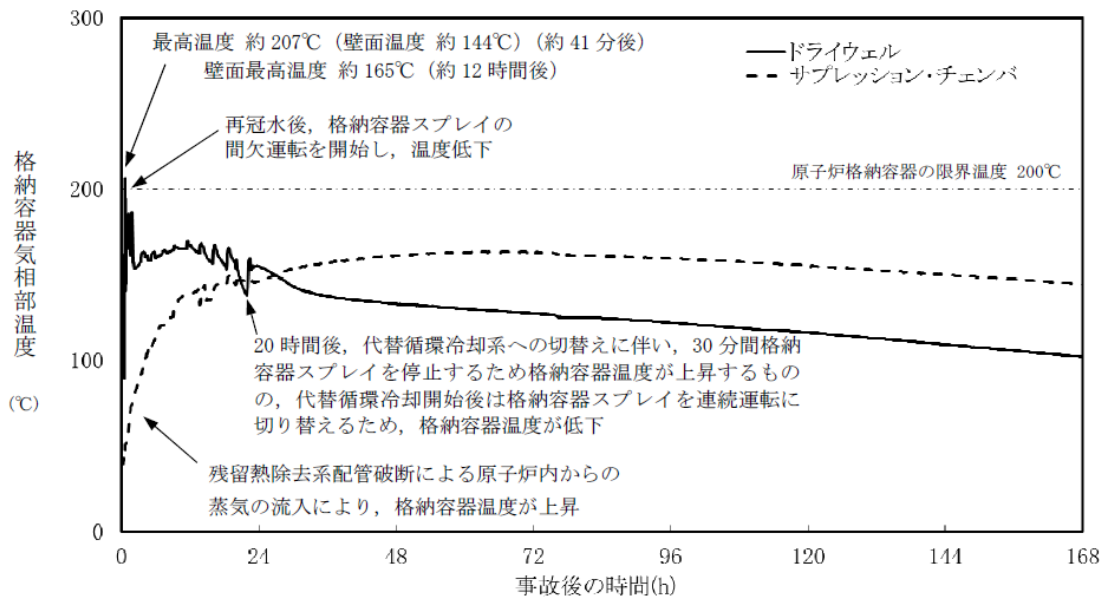


図 2-1 重大事故等時の原子炉格納容器温度の変化
(V-1-8-1「原子炉格納施設の設計条件に関する説明書」より引用)

3. 先行審査実績との比較

耐震計算書及び強度計算書における重大事故等時の剛性低下についての先行審査実績との比較を表 3-1 に示す。なお、比較対象は、原子炉格納容器がコンクリート製原子炉格納容器である大飯 3/4 号と、BWR の最新審査実績である東海第二とした。

耐震計算書において剛性低下を考慮せず、強度計算書において剛性低下を考慮するという考え方は、柏崎刈羽 7 号と整合していることが確認できる。

表 3-1 先行審査実績との比較

		大飯 3/4 号	東海第二	柏崎刈羽 7 号
耐震計算書*1, *2	剛性低下の考慮	考慮していない	考慮していない	考慮していない
強度計算書*3, *4	剛性低下の考慮	考慮している	考慮している	考慮している
	原子炉格納容器内の 評価温度	200℃	200℃	200℃

注記*1：大飯 3/4 号については，資料 13-17-7-5-1「原子炉格納容器の耐震計算書(コンクリート部)」を指す。

*2：東海第二については，V-2-9-2-2「原子炉格納容器底部コンクリートマットの耐震性についての計算書」を指す。

*3：大飯 3/4 号については，資料 36 別添 1「原子炉格納容器 重大事故等時の閉じ込め機能健全性について」を指す。大飯 3/4 号の資料 14-3-6「重大事故等クラス 2 容器の強度計算書」においては，資料 36 別添 1「原子炉格納容器 重大事故等時の閉じ込め機能健全性について」を引用している。

*4：東海第二については，V-3-9-1-1-7「原子炉格納容器底部コンクリートマットの強度計算書」を指す。

注：大飯 3/4 号及び東海第二の欄の記載内容については，公開資料を基に解釈したものである。

4. まとめ

原子炉格納容器コンクリート部の応力解析について，重大事故等時の高温による剛性低下を，耐震計算書では考慮せず，強度計算書では考慮することの考え方を整理した上で，先行審査実績との整合性を確認した。

別紙9 床スラブによる拘束条件に対する補助壁等の影響

目 次

1. 概要	別紙 9-1
2. 床スラブによる拘束条件に対する補助壁等の影響	別紙 9-2
2.1 床スラブの拘束効果の変動による感度解析	別紙 9-2
2.1.1 検討方法	別紙 9-2
2.1.2 検討ケース	別紙 9-3
2.1.3 検討結果	別紙 9-4
2.2 補助壁等による床スラブの拘束効果への影響	別紙 9-5
2.2.1 既工認時の検討	別紙 9-5
2.2.2 検討方法	別紙 9-7
2.2.3 検討結果	別紙 9-12
3. まとめ	別紙 9-16

1. 概要

原子炉格納容器コンクリート部（以下「RCCV」という。）の応力解析では、RCCVに取り付く床スラブの剛性による拘束効果を考慮している。本資料は、床スラブの剛性について、コンクリート強度のばらつきや補助壁等の考慮により拘束効果が大きくなった場合に、RCCVの評価結果に与える影響を検討するものである。

まず、RCCVの応力解析において、RCCVに対して床スラブの剛性が極端に大きくなった場合を想定した感度解析を実施し、評価結果に与える影響が小さいことを確認する。次に、補助壁等の考慮の有無による床スラブの拘束効果の変動を確認し、その変動が上記の感度解析で考慮した変動に比べて小さいことを確認する。

2. 床スラブによる拘束条件に対する補助壁等の影響

2.1 床スラブの拘束効果の変動による感度解析

2.1.1 検討方法

感度解析は、図 2-1 に示す RCCV の応力解析モデルと同一のモデルを用いて、床スラブによる拘束効果として考慮しているロッド要素及びはり要素の剛性のみを変更した弾塑性応力解析として実施する。

床スラブの剛性の変動は、コンクリート強度を 43.1N/mm^2 (ヤング係数 $2.88 \times 10^4\text{N/mm}^2$) から実機のコア平均の強度 55.7N/mm^2 (ヤング係数 $3.27 \times 10^4\text{N/mm}^2$) にすることで考慮し、ヤング係数比で約 14%大きくする。実際には RCCV と床スラブのコンクリートが同一であることを踏まえると、このような拘束効果の変動は生じないものと考えられるが、床スラブに加えて RCCV のコンクリート強度も大きくする場合、両者の剛性が同等となり、解析結果の差が小さくなると予測され、拘束効果及び評価結果に与える影響の把握には適さないと考えられるため、RCCV の剛性に対して床スラブの剛性が極端に大きくなるように、RCCV のコンクリート強度は変更しないこととする。

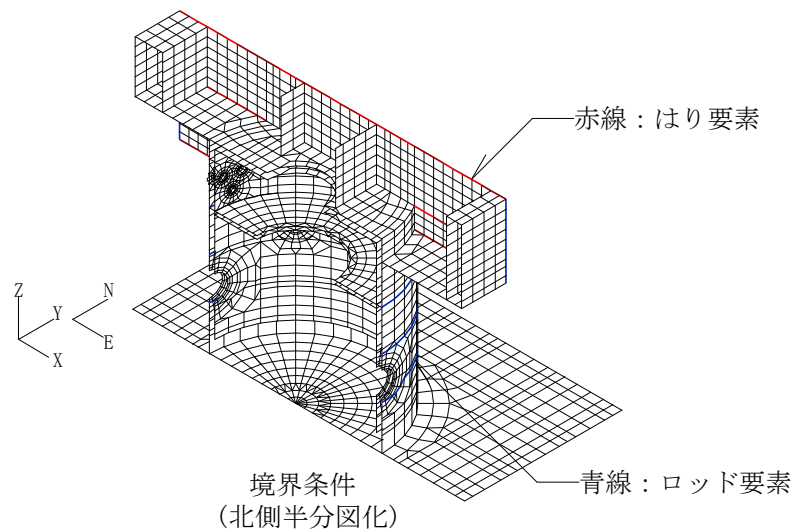


図 2-1 RCCV の応力解析モデル (地震荷重時)

2.1.2 検討ケース

表 2-1 に弾塑性解析による RCCV の評価における検定値一覧を示す。検討用の組合せケースは、RCCV に対する床スラブの拘束効果の影響が大きいと考えられるシェル部及び局部で検定値が最も大きい組合せケース No. 3-6（荷重状態Ⅳ・地震時（2）、水平 1.0、W→E 方向、鉛直下向き）とする。

表 2-1 弾塑性解析による RCCV の評価における検定値一覧

評価項目		シェル部	トップスラブ部	底部	貫通部	局部
等価膜力*1 + 曲げモーメント	コンクリート 圧縮ひずみ	0.255 (6-1)	0.105 (5-9)	0.160 (6-2)	0.325 (6-6)	0.158 (5-4)
	鉄筋ひずみ	0.218 (6-4)	0.162 (5-12)	0.080 (6-1)	0.376 (5-2)	0.176 (5-3)
膜力	圧縮応力度	0.739 (6-1)	—	—	—	0.250 (3-15)
面内せん断力	面内せん断 応力度	0.698 (3-5)	—	—	—	0.541 (3-3)
面外せん断力	面外せん断 応力度	0.514 (5-4)	0.897 (6-3)	0.832*2 (3-2)	0.894*2 (5-3)	0.967 (3-6)

注 1：（）内は検定値に対応する組合せケース No. を示す。

注 2：■ は、シェル部及び局部で最大の検定値を示す。

注記*1：トップスラブ部及び底部では軸力+曲げモーメントを示す。

*2：応力平均化後の値を示す。

2.1.3 検討結果

表 2-2 に影響検討における検定値一覧を示す。コンクリート強度による床スラブの拘束効果の変動としてヤング係数比で約 14%の増加を考慮したが、各評価項目に対して剛性の変更前後で検定値の変化はほとんどなく、検定値は 1.0 以下である。したがって、床スラブの拘束効果の変動が RCCV の評価結果に与える影響は小さいと考えられる。

表 2-2 影響検討における検定値一覧（組合せケース No. 3-6）

(a) 剛性変更前

評価項目		シェル部	トップスラブ部	底部	貫通部	局部
等価膜力*1 + 曲げモーメント	コンクリート 圧縮ひずみ	0.163	0.050	0.054	0.280	0.070
	鉄筋ひずみ	0.085	0.026	0.021	0.165	0.028
膜力	圧縮応力度	0.571	—	—	—	0.191
面内せん断力	面内せん断 応力度	0.602	—	—	—	0.330
面外せん断力	面外せん断 応力度	0.344	0.599	0.708	0.480*2	0.967

注記*1：トップスラブ部及び底部では軸力+曲げモーメントを示す。

*2：応力平均化後の値を示す。

(b) 剛性変更後

評価項目		シェル部	トップスラブ部	底部	貫通部	局部
等価膜力*1 + 曲げモーメント	コンクリート 圧縮ひずみ	0.162	0.049	0.054	0.279	0.068
	鉄筋ひずみ	0.085	0.025	0.021	0.164	0.027
膜力	圧縮応力度	0.571	—	—	—	0.192
面内せん断力	面内せん断 応力度	0.600	—	—	—	0.332
面外せん断力	面外せん断 応力度	0.345	0.593	0.708	0.480*2	0.964

注記*1：トップスラブ部及び底部では軸力+曲げモーメントを示す。

*2：応力平均化後の値を示す。

2.2 補助壁等による床スラブの拘束効果への影響

2.2.1 既工認時の検討

RCCV の応力解析モデルにおいて、RCCV に取り付く床スラブは、その円周方向の剛性により、RCCV が圧力等を受けた場合の半径方向の変位を拘束するロッド要素として考慮している。ロッド要素の円周方向剛性は、図 2-2 に示すように内圧を作用させた場合の半径方向の変位が、床スラブを面積が等価な穴あき円盤に置換した場合の変位と同一になるように既工認時から設定している。

また、既工認時においては、構造が類似した第 6 号機と併せて、図 2-3 に示すように床スラブをシェル要素、外壁をはり要素でモデル化した FEM 解析による床スラブの半径方向ばね剛性と、穴あき円盤の半径方向ばね剛性がほぼ等しいことにより、ロッド要素の妥当性を確認している。表 2-3 に、半径方向のばね剛性の比較を示す。表に示すように、外壁等の影響による拘束効果の変動は約 5~9% である。

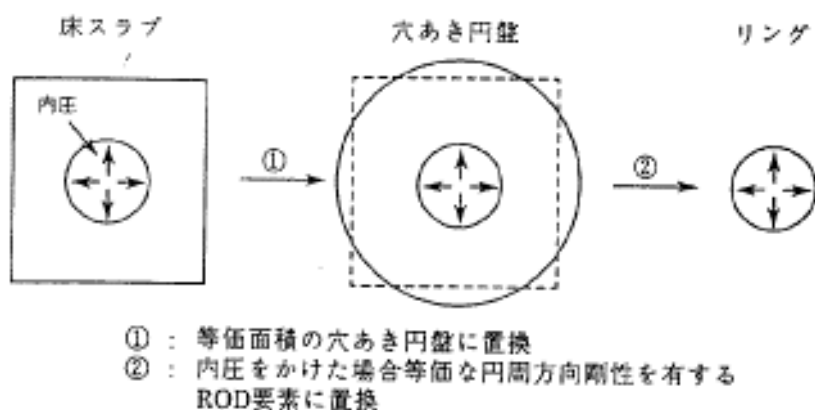


図 2-2 RCCV に取り付く床スラブのロッド要素への置換方法

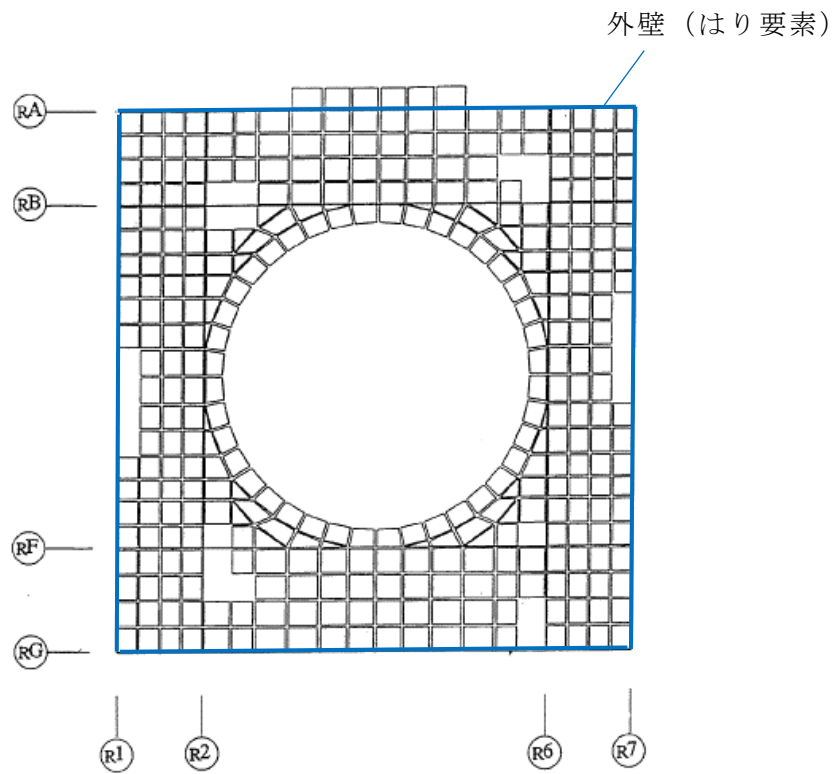


図 2-3 既工認時の FEM 解析モデル (1 階, T. M. S. L. 12.3m)

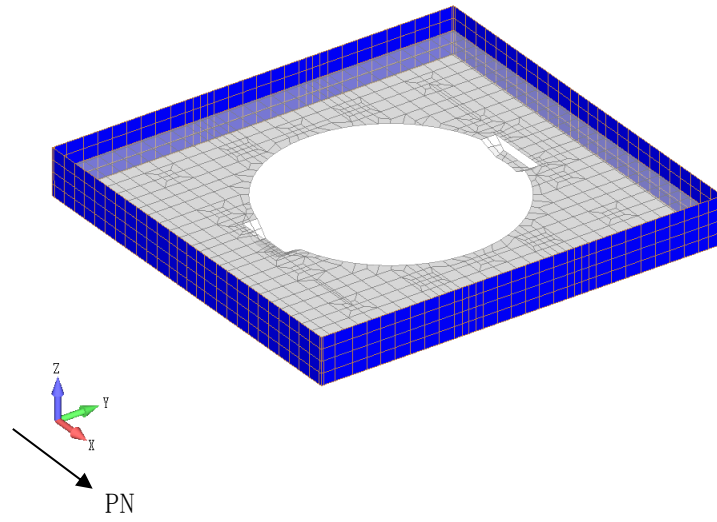
表 2-3 半径方向ばね剛性の比較

	① FEM 解析 ($\times 10^4 \text{t/m}$)	② 円盤置換 ($\times 10^4 \text{t/m}$)	② / ①
第 6 号機	8.737	8.313	0.95
第 7 号機	9.235	8.367	0.91

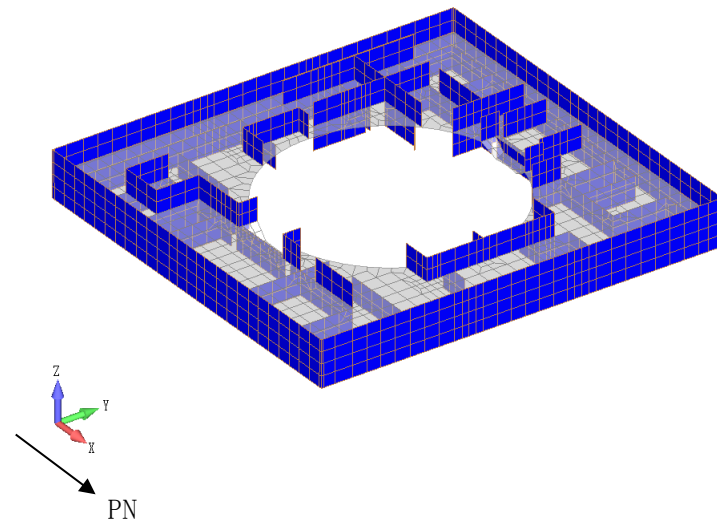
2.2.2 検討方法

今回工認では、RCCV に取り付く床スラブについて、既工認時に外壁を考慮した FEM モデルにより剛性の妥当性を確認していたことを考慮し、補助壁及び中間壁の考慮の有無が拘束効果に与える影響を確認する。具体的には、各階を取り出した床スラブの補助壁及び中間壁がない場合とある場合の FEM モデルを作成し、RCCV 側から半径方向の単位荷重を入力した弾性応力解析を実施し、半径方向の変位の比較を行う。

図 2-4～図 2-6 に各階床スラブの FEM モデルを示す。床スラブから立ち上がる外壁、補助壁及び中間壁のモデル化範囲は、上下階の中心間の高さまでとする。材料物性については、ヤング係数を $2.88 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ 、ポアソン比を 0.2 としている。境界条件については、壁の上下端の節点及び RCCV 外周の節点を鉛直方向固定としている。入力荷重については、 1.0kN/m の単位荷重を床スラブの最内周節点の支配長さに応じた節点荷重として、半径方向に作用させる。図 2-7 に入力荷重図の例を示す。

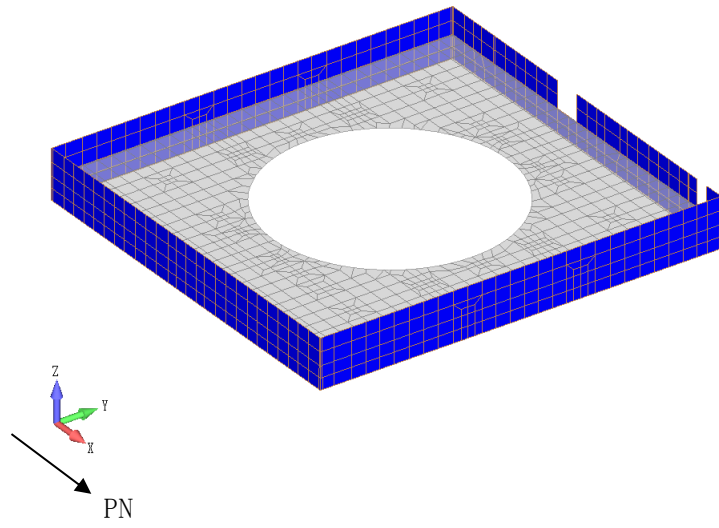


(a) 補助壁及び中間壁がない場合

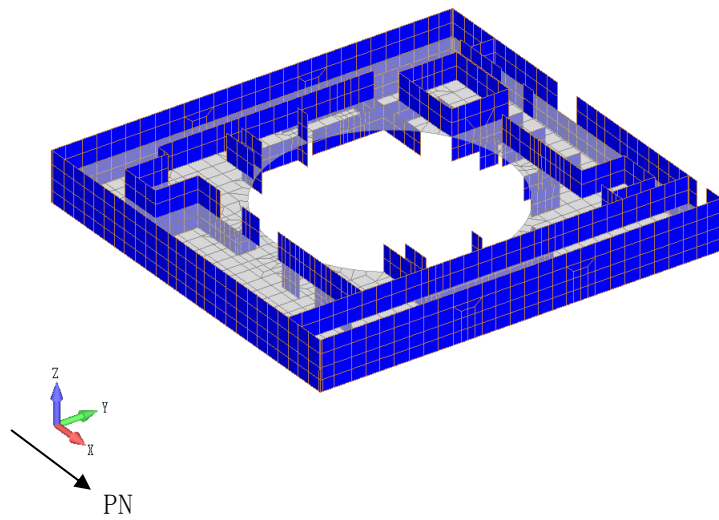


(b) 補助壁及び中間壁がある場合

図 2-4 地下 2 階床スラブの FEM モデル (T. M. S. L. -1.7m)

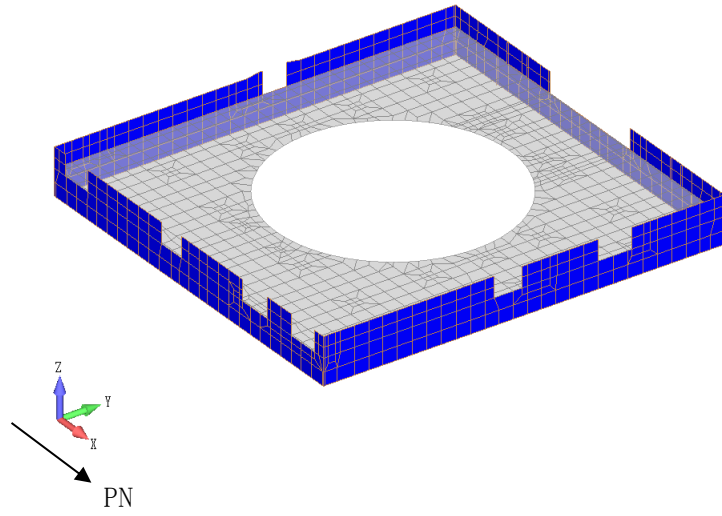


(a) 補助壁及び中間壁がない場合

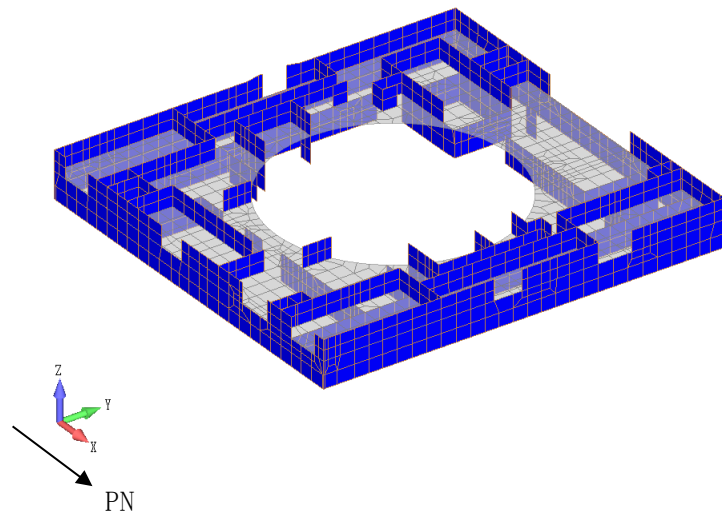


(b) 補助壁及び中間壁がある場合

図 2-5 地下 1 階床スラブの FEM モデル (T. M. S. L. 4.8m)



(a) 補助壁及び中間壁がない場合



(b) 補助壁及び中間壁がある場合

図 2-6 1階床スラブの FEM モデル (T. M. S. L. 12. 3m)

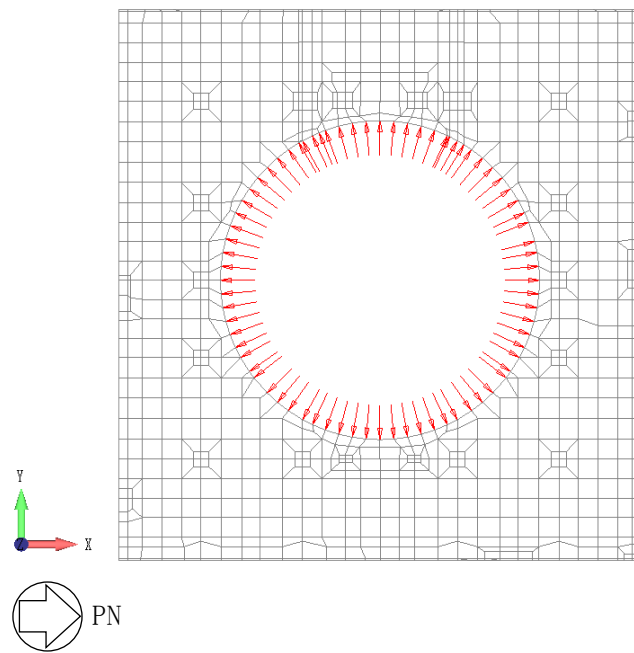


図 2-7 入力荷重図の例 (1 階床スラブ)

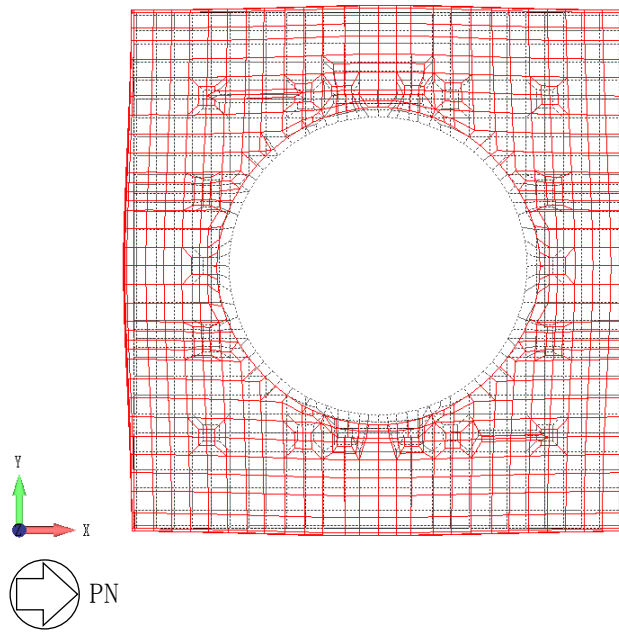
2.2.3 検討結果

表 2-4 に半径方向変位の比較を示す。ここで、半径方向変位は、図 2-8～図 2-10 の変形図に示すように、床スラブの最内周節点の半径方向変位の分布はほぼ均等となっていることから、各階床スラブの最内周節点の半径方向変位の平均値としている。表に示すように補助壁及び中間壁がない場合とある場合で半径方向変位に大きな差がなく、拘束効果は約 5%の増大となっており、補助壁及び中間壁の影響は小さいと考えられる。これは、補助壁及び中間壁の拘束効果に寄与する剛性が、床スラブ自体の面内剛性に比べて小さいためと考えられる。

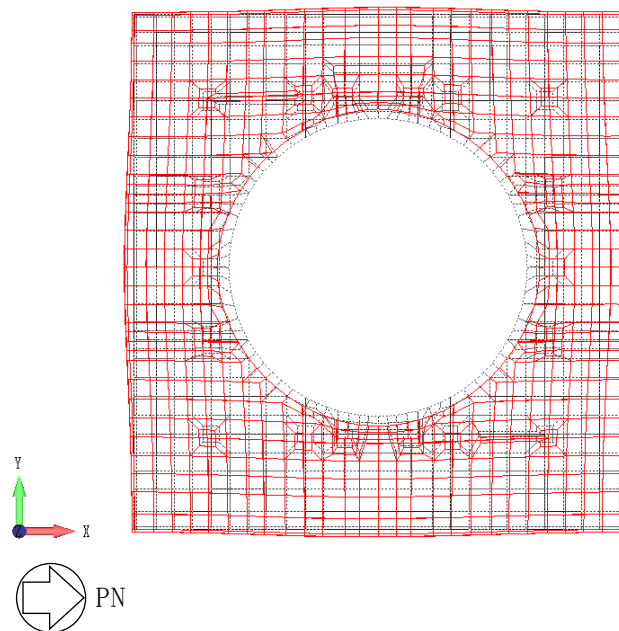
表 2-4 半径方向変位の比較

フロア	① 補助壁及び 中間壁がない場合 ($\times 10^{-6}\text{m}$)	② 補助壁及び 中間壁がある場合 ($\times 10^{-6}\text{m}$)	比率 (②/①)
1 階 (T. M. S. L. 12.3m)	0.921	0.873	0.95
地下 1 階 (T. M. S. L. 4.8m)	1.16	1.10	0.95
地下 2 階 (T. M. S. L. -1.7m)	1.11	1.05	0.95

黒破線：変形前
赤実線：変形後



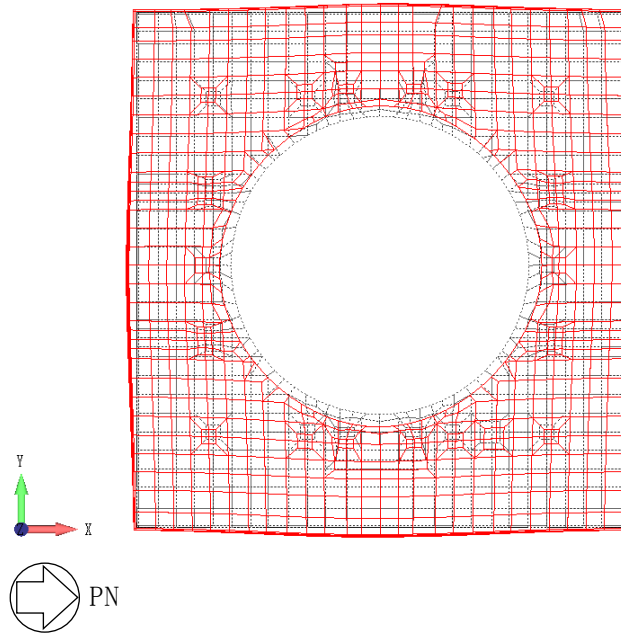
(a) 補助壁及び中間壁がない場合



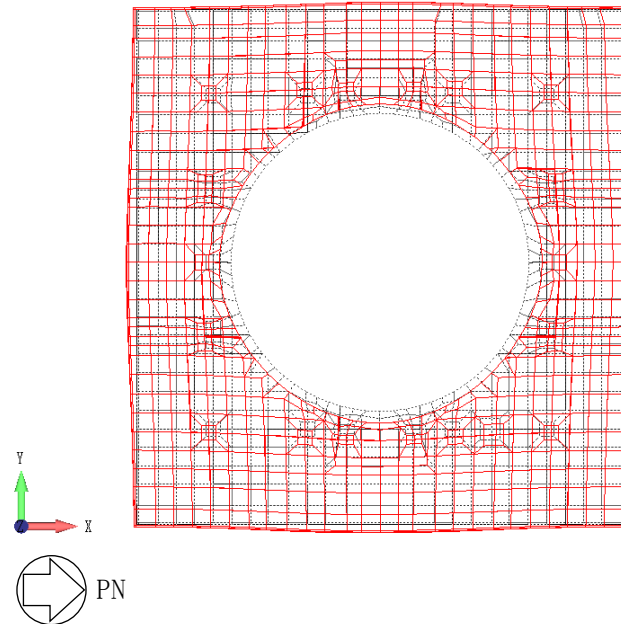
(b) 補助壁及び中間壁がある場合

図 2-8 地下 2 階床スラブの変形図 (T. M. S. L. -1.7m)

黒破線：変形前
赤実線：変形後



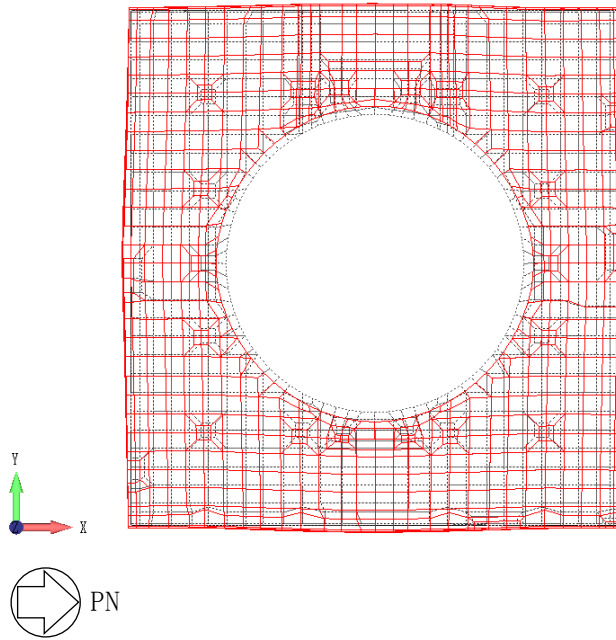
(a) 補助壁及び中間壁がない場合



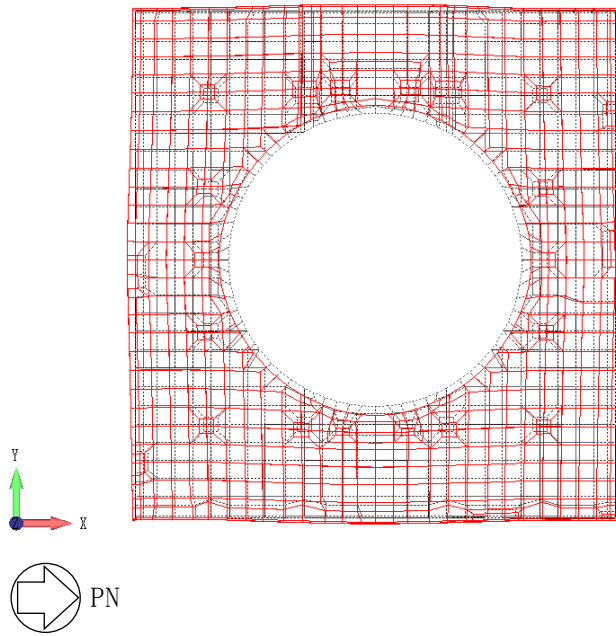
(b) 補助壁及び中間壁がある場合

図 2-9 地下 1 階床スラブの変形図 (T. M. S. L. 4.8m)

黒破線：変形前
赤実線：変形後



(a) 補助壁及び中間壁がない場合



(b) 補助壁及び中間壁がある場合

図 2-10 1階床スラブの変形図 (T.M.S.L. 12. 3m)

3. まとめ

RCCV の応力解析において、RCCV に取り付く床スラブの拘束効果がコンクリート強度のばらつきや補助壁等の考慮により大きくなった場合に、RCCV の評価結果に与える影響を検討した。

2.1 では、コンクリート強度による床スラブの拘束効果の変動として、床スラブのコンクリート強度を大きくし、RCCV に対してヤング係数比で約 14%増加させた感度解析を、床スラブの拘束効果の影響が大きいと考えられる RCCV シェル部及び局部で検定値が最も大きいケースについて実施した。解析の結果、検定値の変化はほとんどないことから、床スラブの拘束効果の変動が評価結果に与える影響が小さいことを確認した。

2.2 では、補助壁等による床スラブの拘束効果の変動は、外壁等により約 5~9%、補助壁及び中間壁により約 5%となり、小さいことを確認した。

以上より、床スラブの拘束効果の変動は、外壁等と補助壁及び中間壁で併せて約 10~14%となり、2.1 における感度解析で考慮した変動と同程度であることから、2.1 で床スラブの拘束効果の変動による感度が小さかったことを踏まえると、補助壁等による床スラブの拘束効果の変動が評価結果に与える影響も小さいと考えられる。