

柏崎刈羽原子力発電所第7号機 工事計画審査資料	
資料番号	KK7 補足-025-5 改8
提出年月日	2020年9月2日

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

2020年9月

東京電力ホールディングス株式会社

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

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」の記載内容を補足するための資料を以下に示す。

- 別紙 1 地震応答解析における解析モデル及び手法
- 別紙 2 地震応答解析における耐震壁のせん断スケルトン曲線の設定
- 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
- 別紙 4 地盤の液状化を考慮した地震応答解析結果
- 別紙 5 装置基礎剛性の不確かさを考慮した地震応答解析結果
- 別紙 6 装置基礎の減衰定数の不確かさを考慮した地震応答解析結果
- 別紙 7 地盤改良体の物性値の不確かさを考慮した地震応答解析結果
- 別紙 8 隣接建屋の影響を考慮した地震応答解析結果

## 別紙1 地震応答解析における解析モデル及び手法

## 目 次

1. 概要 .....	別紙 1-1
2. 装置基礎及び杭のモデル化 .....	別紙 1-4
3. 地盤のモデル化 .....	別紙 1-7
3.1 原地盤のモデル化 .....	別紙 1-7
3.2 地盤改良体のモデル化 .....	別紙 1-8
4. 境界条件の設定 .....	別紙 1-10
4.1 基礎スラブー原地盤間 .....	別紙 1-10
4.2 杭ー原地盤間 .....	別紙 1-11
4.3 地盤改良体ー原地盤間 .....	別紙 1-16

## 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。）の地震応答解析に用いる解析モデルのモデル化方針を示すものである。

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」において、地震応答解析モデルは、装置基礎、場所打ち鋼管コンクリート杭（以下「杭」という。）及び地盤（原地盤及び地盤改良体）との相互作用を考慮した3次元FEMモデルとしている。3次元FEMモデルを用いることで、液状化対策として装置基礎の周囲に施工する地盤改良体の複雑な平面形状、複数の地盤改良工法に応じた物性値と改良深度の設定、群杭効果及びボックス形状の地盤改良体が装置基礎直下の原地盤の水平変形を拘束する効果を考慮することができる。

地震応答解析モデルの概要を表1-1に、地震応答解析モデルを図1-1に示す。

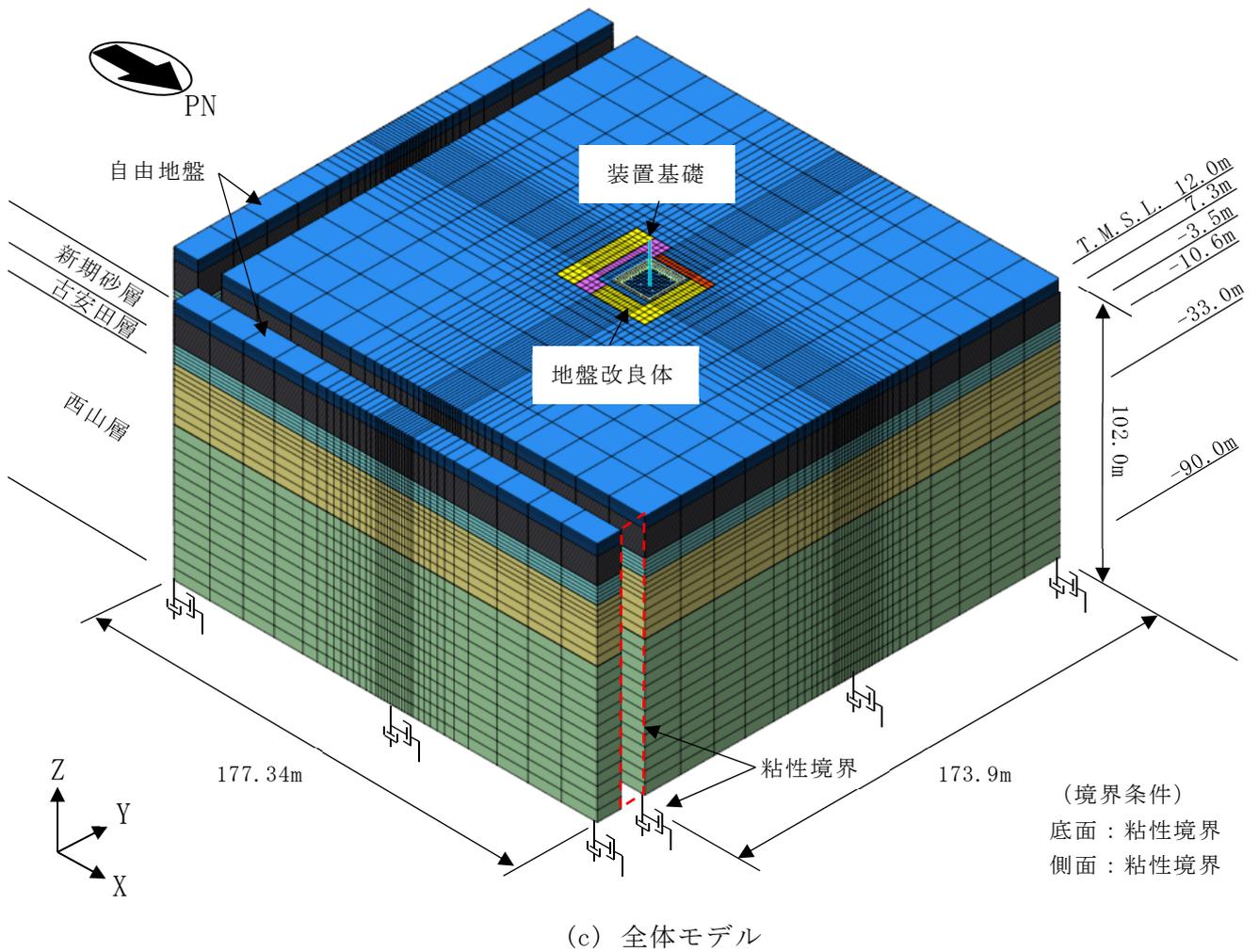
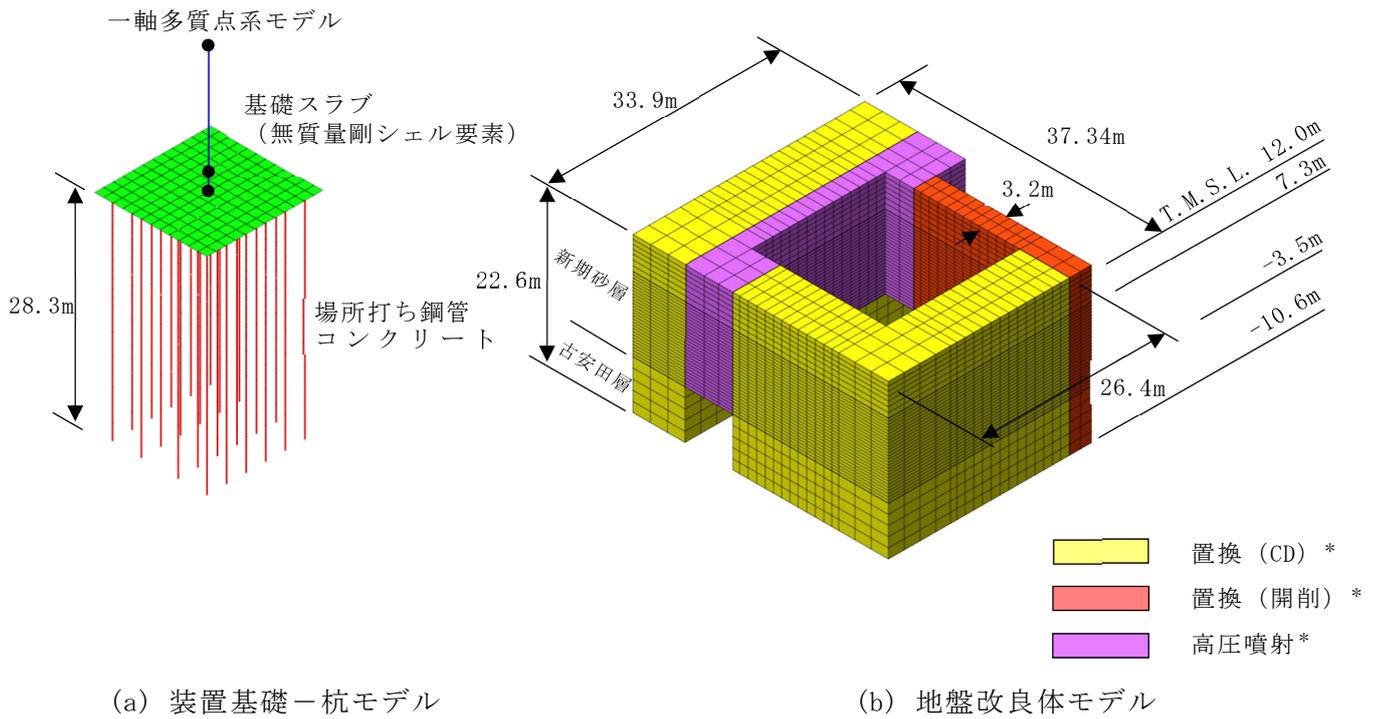
装置基礎のうちフィルタベント遮蔽壁（以下「遮蔽壁」という。）は一軸多質点系モデル、基礎スラブは一軸多質点系モデル及び無質量剛シェル要素でそれぞれモデル化する。また、杭ははり要素、原地盤及び地盤改良体はソリッド要素でそれぞれモデル化する。解析モデルの節点数は108993、要素数は105849である。

装置基礎及び杭のモデル化の詳細については「2. 装置基礎及び杭のモデル化」に、原地盤及び地盤改良体のモデル化の詳細については「3. 地盤のモデル化」に、境界条件の設定については「4. 境界条件の設定」にそれぞれ示す。

表 1-1 地震応答解析モデルの概要

項目		内容
入力地震動 の算定法	水平	基準地震動を用いて，一次元波動論により算定
	鉛直	基準地震動を用いて，一次元波動論により算定
解析コード		S o i l P l u s
装置基礎 及び杭の モデル化	モデル	<ul style="list-style-type: none"> <li>・遮蔽壁 : 一軸多質点系モデル</li> <li>・基礎スラブ : 一軸多質点系モデル及び無質量剛シェル要素</li> <li>・杭 : はり要素</li> </ul>
	材料物性	<ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリートのヤング係数 : <math>E = 22.7 \text{ kN/mm}^2</math></li> <li>・コンクリートのポアソン比 : <math>\nu = 0.2</math></li> <li>・鋼管のヤング係数 : <math>E = 205 \text{ kN/mm}^2</math></li> <li>・鋼管のポアソン比 : <math>\nu = 0.3</math></li> </ul>
	剛性評価	耐震壁を考慮（設計基準強度）
	減衰定数	<ul style="list-style-type: none"> <li>・装置基礎 : 5%（レーリー減衰）</li> <li>・杭 : 3%*（レーリー減衰）</li> </ul>
	非線形特性	<ul style="list-style-type: none"> <li>・耐震壁 水平方向 : 非線形特性を考慮 鉛直方向 : 考慮せず</li> <li>・杭 : 曲げの非線形特性を考慮</li> </ul>
地盤の モデル化	原地盤	一次元波動論により得られる等価地盤物性値を用いたソリッド要素による水平成層地盤
	地盤改良体	一次元波動論により得られる等価地盤物性値を用いたソリッド要素による水平成層地盤
境界条件	基礎スラブ －原地盤間	・底面 : ジョイント要素（剥離・接触考慮）
	杭 －原地盤間	<ul style="list-style-type: none"> <li>・杭周面 : ジョイント要素（すべり考慮）</li> <li>・杭先端 : ジョイント要素（剥離・接触考慮）</li> </ul>
	地盤改良体 －原地盤間	<ul style="list-style-type: none"> <li>・側面 : ジョイント要素（剥離・接触・すべり考慮）</li> <li>・底面 : ジョイント要素（剥離・接触考慮）</li> </ul>
	地盤モデル 側面	粘性境界
	地盤モデル 底面	粘性境界

注記\* : 杭の減衰定数は，コンクリートの減衰定数が5%，鋼管の減衰定数が2%であることを考慮し，コンクリートと鋼管のヤング係数比をふまえた等価断面積で加重平均することで3%に設定する。



注記\* : 3.2 参照

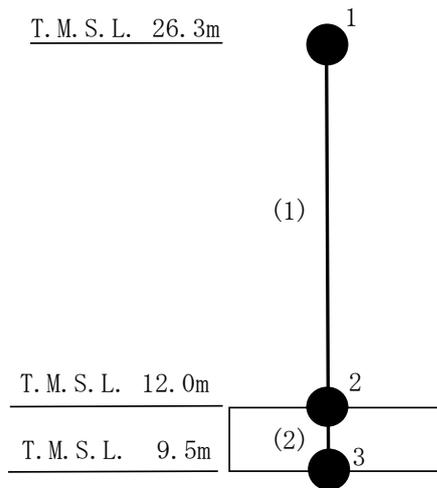
図 1-1 地震応答解析モデル (水平方向モデル・鉛直方向モデル共通)

## 2. 装置基礎及び杭のモデル化

装置基礎及び杭のモデル化は、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「3.2 地震応答解析モデル」による。装置基礎は、質点及びはり要素で構成される一軸多質点系モデルとし、杭ははり要素でモデル化する。一軸多質点系モデルについては、重量を集中質量で評価し、はり要素については、曲げ変形、せん断変形及び軸変形を考慮できるものとする。一軸多質点系モデルの概要を図2-1に示す。

一軸多質点系モデルは、基礎スラブ下端レベルの質点を基礎スラブ（無質量剛シェル要素）と剛接合し、杭（はり要素）は杭頭を基礎スラブ（無質量剛シェル要素）と剛接合する。

装置基礎及び杭の減衰定数はそれぞれ5%及び3%とし、建屋－杭連成系の一次固有振動数及び20Hzを用いたレーリー減衰として設定する。二次固有振動数は一次固有振動数の2～3倍程度（6～9Hz）と考えられるため、それと比べて十分に大きな振動数である20Hzを用いることで、保守的な設定となる。レーリー減衰の設定の概念図を図2-2に示す。固有振動数及び減衰定数を用いたレーリー減衰の設定方法は、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」（S o i l P l u s）に示すとおりである。装置基礎及び杭のレーリー減衰を表2-1に示す。



注：数字は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

図 2-1 一軸多質点系モデルの概要

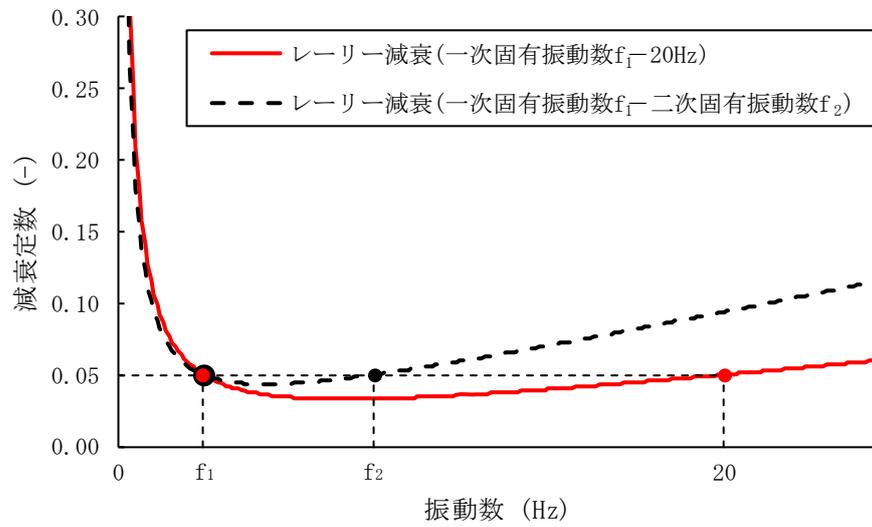


図 2-2 レーリー減衰の設定の概念図

表 2-1 装置基礎及び杭のレーリー減衰

(a) 装置基礎

基準地震動	方向	固有振動数*		モード減衰定数		粘性減衰の 質量項に関する 係数 $\alpha$ (Hz)	粘性減衰の 剛性項に関する 係数 $\beta$ ( $\times 10^{-4}$ /Hz)
		$f_j$ (Hz)	$f_k$ (Hz)	$h_j$ (-)	$h_k$ (-)		
Ss-1	水平	2.79	20.00	0.050	0.050	1.54	6.98
	鉛直	11.04	20.00	0.050	0.050	4.47	5.13
Ss-2	水平	2.88	20.00	0.050	0.050	1.58	6.96
	鉛直	11.04	20.00	0.050	0.050	4.47	5.13
Ss-3	水平	2.69	20.00	0.050	0.050	1.49	7.01
	鉛直	11.03	20.00	0.050	0.050	4.47	5.13
Ss-4	水平	2.98	20.00	0.050	0.050	1.63	6.92
	鉛直	11.35	20.00	0.050	0.050	4.55	5.08
Ss-5	水平	2.96	20.00	0.050	0.050	1.62	6.93
	鉛直	11.26	20.00	0.050	0.050	4.53	5.09
Ss-6	水平	2.96	20.00	0.050	0.050	1.62	6.93
	鉛直	11.29	20.00	0.050	0.050	4.53	5.09
Ss-7	水平	2.87	20.00	0.050	0.050	1.58	6.96
	鉛直	11.10	20.00	0.050	0.050	4.49	5.12
Ss-8	水平	2.89	20.00	0.050	0.050	1.59	6.95
	鉛直	11.18	20.00	0.050	0.050	4.51	5.10

注記\*：水平方向の固有振動数 $f_j$ は、NS方向及びEW方向の固有振動数のうち小さい方を採用する。

(b) 杭

基準地震動	方向	固有振動数*		モード減衰定数		粘性減衰の 質量項に関する 係数 $\alpha$ (Hz)	粘性減衰の 剛性項に関する 係数 $\beta$ ( $\times 10^{-4}$ /Hz)
		$f_j$ (Hz)	$f_k$ (Hz)	$h_j$ (-)	$h_k$ (-)		
Ss-1	水平	2.79	20.00	0.030	0.030	0.923	4.19
	鉛直	11.04	20.00	0.030	0.030	2.68	3.08
Ss-2	水平	2.88	20.00	0.030	0.030	0.949	4.17
	鉛直	11.04	20.00	0.030	0.030	2.68	3.08
Ss-3	水平	2.69	20.00	0.030	0.030	0.894	4.21
	鉛直	11.03	20.00	0.030	0.030	2.68	3.08
Ss-4	水平	2.98	20.00	0.030	0.030	0.979	4.15
	鉛直	11.35	20.00	0.030	0.030	2.73	3.05
Ss-5	水平	2.96	20.00	0.030	0.030	0.971	4.16
	鉛直	11.26	20.00	0.030	0.030	2.72	3.05
Ss-6	水平	2.96	20.00	0.030	0.030	0.971	4.16
	鉛直	11.29	20.00	0.030	0.030	2.72	3.05
Ss-7	水平	2.87	20.00	0.030	0.030	0.947	4.17
	鉛直	11.10	20.00	0.030	0.030	2.69	3.07
Ss-8	水平	2.89	20.00	0.030	0.030	0.953	4.17
	鉛直	11.18	20.00	0.030	0.030	2.70	3.06

注記\*：水平方向の固有振動数 $f_j$ は、NS方向及びEW方向の固有振動数のうち小さい方を採用する。

### 3. 地盤のモデル化

#### 3.1 原地盤のモデル化

原地盤は、装置基礎直下の地盤調査結果に基づく水平成層地盤を仮定し、ソリッド要素でモデル化する。モデル化の範囲は、「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、水平方向については装置基礎水平方向幅の4倍以上に相当するNS方向177.34m、EW方向173.9mとし、深さ方向については杭先端から装置基礎水平方向幅以上の深さに相当する102.0m（T.M.S.L.12.0m～T.M.S.L.-90.0m）とする。解析領域の境界部においては、側面にエネルギー逸散効果を、底面に半無限性を考慮するために粘性境界を設ける。

原地盤モデルの物性値は、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「3.2 地震応答解析モデル」の初期地盤物性値、せん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性を用いた一次元波動論により得られる等価地盤物性値とする。

### 3.2 地盤改良体のモデル化

西山層より上部の地層は、基準地震動  $S_s$  により液状化を生じる可能性があることから、装置基礎直下地盤の液状化による変位を拘束することを目的としてセメント系の地盤改良を行う。地盤改良は装置基礎の施工後に実施するため、装置基礎直下ではなく周辺の地盤に対して実施する。なお、装置基礎の北西に位置する原子炉建屋は、地盤改良体より剛性が高いため、地盤改良体による装置基礎直下地盤の変位抑制効果を考慮する上では、モデル化しない。地盤改良は施工方法を考慮して表 3-1 に示す 3 種類の工法を用い、図 3-1 に示す範囲に施工する。地盤改良体はソリッド要素でモデル化し、地盤改良体による基礎直下の原地盤の拘束効果を考慮する。地盤改良体モデルの物性値は、表 3-2 の初期地盤物性値、せん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性を用いた一次元波動論により得られる等価地盤物性値とする。

表 3-1 地盤改良の工法

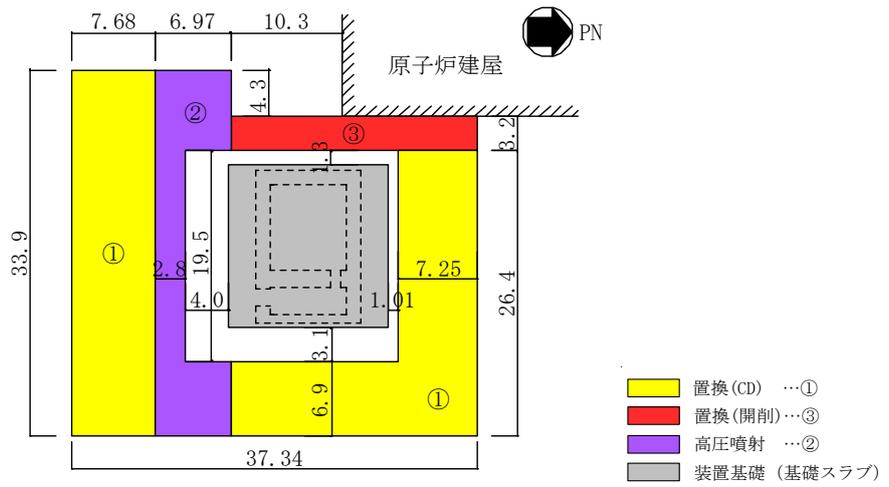
地盤改良工法の名称	工法概要
置換 (CD)	全周回転掘削機により地盤を必要深さまで掘削した後、流動化処理土を充填する工法
置換 (開削)	置換 (CD) と類似の工法で、狭隘部において小型建機を用いて地盤を必要深さまで掘削した後、流動化処理土を充填する工法
高圧噴射	セメントミルクとエアを高圧噴射して地盤とセメントミルクを攪拌混合する工法 (新期砂層のみ適用*)

注記\* : 装置基礎周辺の古安田層はシルトを含むため、高圧噴射は用いない。

表 3-2 地盤改良体の物性値

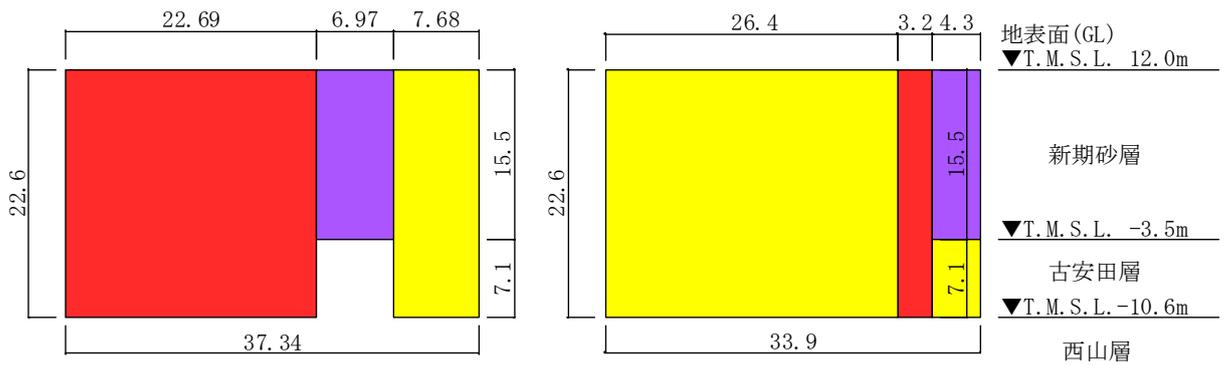
標高 T.M.S.L. (m)	地層	せん断波 速度 $V_s$ (m/s)	単位体積 重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン 比 $\nu$	$G/G_0 \sim \gamma$	$h \sim \gamma$ (%)
+12.0 ~ -3.5	置換 (CD)	800	17.9	0.302	$1/(1+10.1\gamma^{1.21})$	$\gamma/(0.172\gamma+0.00783)+0.401$
	置換 (開削)	840	18.1	0.302	$1/(1+10.1\gamma^{1.21})$	$\gamma/(0.172\gamma+0.00783)+0.401$
	高圧噴射	810	19.7	0.375	$1/(1+8.06\gamma^{1.14})$	$\gamma/(0.107\gamma+0.0109)+0.790$
-3.5 ~ -10.6	置換 (CD)	800	18.0	0.302	$1/(1+10.1\gamma^{1.21})$	$\gamma/(0.172\gamma+0.00783)+0.401$
	置換 (開削)	840	18.1	0.302	$1/(1+10.1\gamma^{1.21})$	$\gamma/(0.172\gamma+0.00783)+0.401$

注 :  $\gamma$  はせん断ひずみ (%) を表す



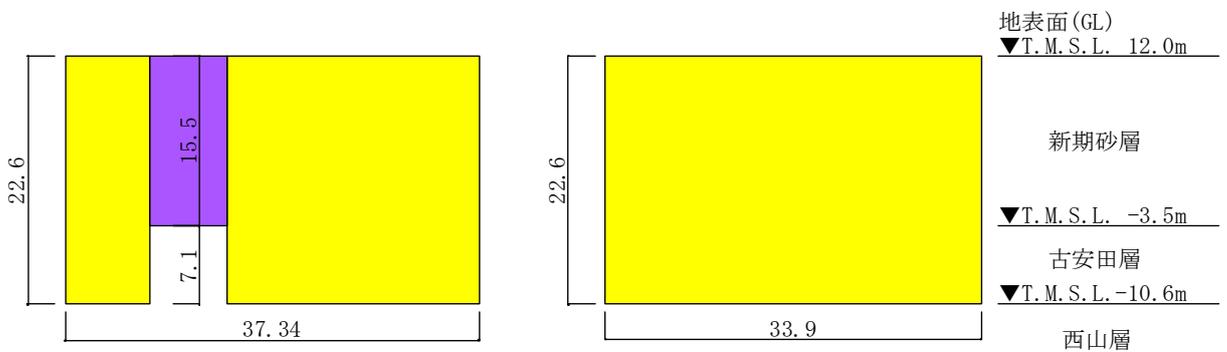
注：○印の番号は施工順序を示す。

(a) 平面図 (T.M.S.L. 12.0m)



(b) 側面図 (西側)

(c) 側面図 (北側)



(d) 側面図 (東側)

(e) 側面図 (南側)

(単位：m)

図 3-1 地盤改良範囲

#### 4. 境界条件の設定

基礎スラブー原地盤間，杭ー原地盤間，地盤改良体ー原地盤間の境界は，それぞれ実際の挙動を考慮し，ジョイント要素及び多点拘束を設定する。以下に各境界の考え方を示す。

##### 4.1 基礎スラブー原地盤間

基礎スラブの底面と原地盤の境界においては，装置基礎の地震時水平力が主として杭を介して原地盤に伝達することから，すべりを考慮したジョイント要素は設定せず，剥離・接触のみを考慮したジョイント要素を設定する。

基礎スラブ底面におけるジョイント要素の非線形特性を表 4-1 に示す。

表 4-1 基礎スラブの底面におけるジョイント要素の非線形特性

部位	境界モデル概念図	ジョイント要素の非線形特性
底面		

注記\*：ばね定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として設定する。

## 4.2 杭－原地盤間

杭と原地盤の境界は、杭が周囲の地盤の変形に追従することを考慮し、水平自由度において多点拘束を設定する。

「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。）には「群杭が水平力を受ける場合には、杭相互の干渉により、各杭の荷重分担が相違し、全体としての効率も単杭の場合に比べて低下する。」、「一般に杭の中心間隔が 5D（D は杭径）以下になると群杭の影響が現れ、荷重方向に対し、前列の杭から後列にいくほど、両側面の杭から中央にいくほど荷重の分担が小さくなる。」との記載があり、やむを得ず杭中心間隔を 2.5D 程度より小さくする場合は群杭の影響を考慮する必要があるとされている。ここで、「建築基礎構造設計指針（（社）日本建築学会，2019 改定）」においては、「二次元・三次元 FEM 解析では、地盤を連続的にモデル化することが可能となり、相互作用を現実によく評価することが可能となる。また、不整形地盤、杭径や杭長の異なる杭基礎、群杭および異種基礎などの複雑な形状の建物をモデル化することができ、それらの相互作用を精度よく評価したい場合に適している。」とされている。装置基礎は地盤及び杭を FEM でモデル化しており、群杭の影響を考慮した解析となっている。なお、装置基礎の NS 方向及び EW 方向の杭間隔の平均値は 2.7D 程度であるが、図 4-1 に示すとおり杭頭の最大応答せん断力は後列や中央の杭の荷重の分担が小さくなっており、群杭の影響が現れている。

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」の参考資料 7「杭基礎の支持力評価方法に関する補足」において、杭間隔 2.5D～10D との記載があるが、これは地震時の杭と地盤の相互作用の 3 次元効果を 2 次元モデルで適切に考慮するために設定する杭－地盤相互作用ばねに関する検討範囲である。装置基礎の地盤及び杭は 3 次元 FEM でモデル化しており、杭と地盤の地震時相互作用の 3 次元効果は解析モデル上で考慮されているため、杭－地盤相互作用ばねは設定しておらず、杭間隔 2.5D～10D の制限はない。

杭周面には摩擦によるすべりを考慮したジョイント要素を設定する。この結果、図 4-2 の軸力分布の概念図に示すとおり、杭頭から杭先端へ伝達していく軸力は摩擦によって低減されていくが、杭頭の発生軸力自体は変化しない。ここで、杭周面ジョイント要素に与えるせん断強度は、「道路橋示方書」に示される極限引抜き抵抗力を基に算定した残留引抜き抵抗力とし、以下に示す式(4.1)及び式(4.2)で評価する。

$$\text{極限引抜き抵抗力} \quad P_u = U \sum L_i f_i \cdots \cdots \cdots (4.1)$$

$$\text{残留引抜き抵抗力} \quad P_{Ru} = P_u / 1.2 \cdots \cdots \cdots (4.2)$$

ここに、

$P_u$  : 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  $5N$  ( $\leq 200$ ) ( $\text{kN/m}^2$ )、粘性土の場合は  $c$  又は  $10N$  ( $\leq 150$ ) ( $\text{kN/m}^2$ ) とする ( $N$  は標準貫入試験の  $N$  値、 $c$  は地盤の粘着力)。場所打ち鋼管コンクリート杭の施工手順を図 4-3 に示す。

$P_{Ru}$  : 地盤から決まる杭の残留引抜き抵抗力 (kN)

杭先端には、剥離・接触を考慮したジョイント要素を設定する。なお、杭先端のジョイント要素については、初期軸力として装置基礎と杭の自重及び基礎スラブと杭に作用する浮力を考慮した杭先端荷重を考慮する。

杭周面及び杭先端におけるジョイント要素の非線形特性を表 4-2 に示す。

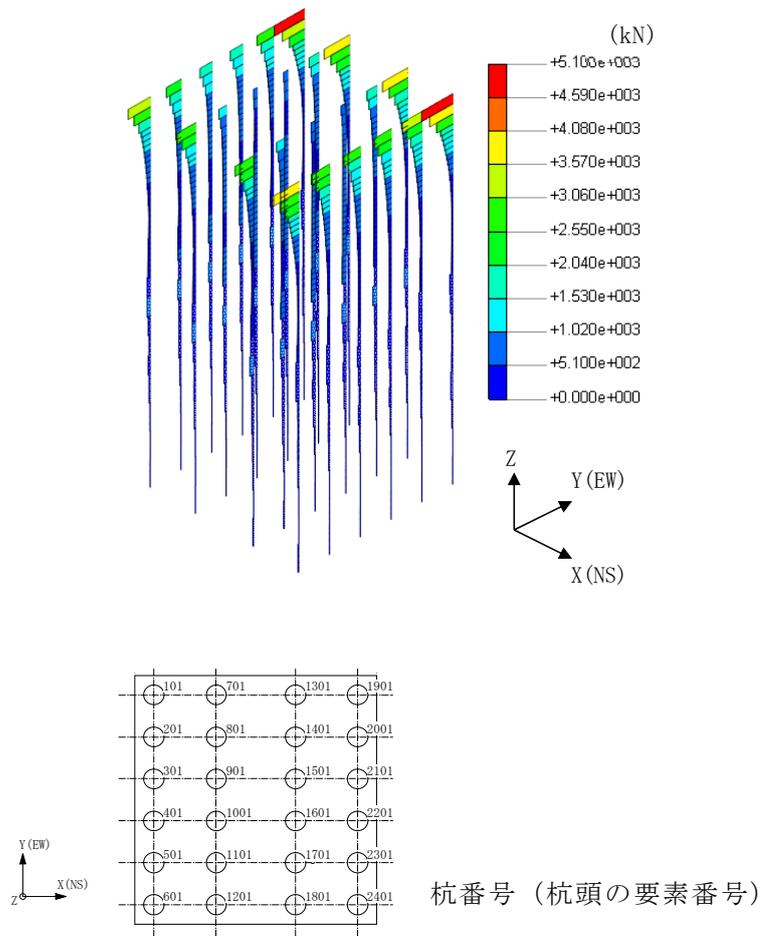


図 4-1 杭の最大応答せん断力 (基本ケース, Ss-1, EW 方向)

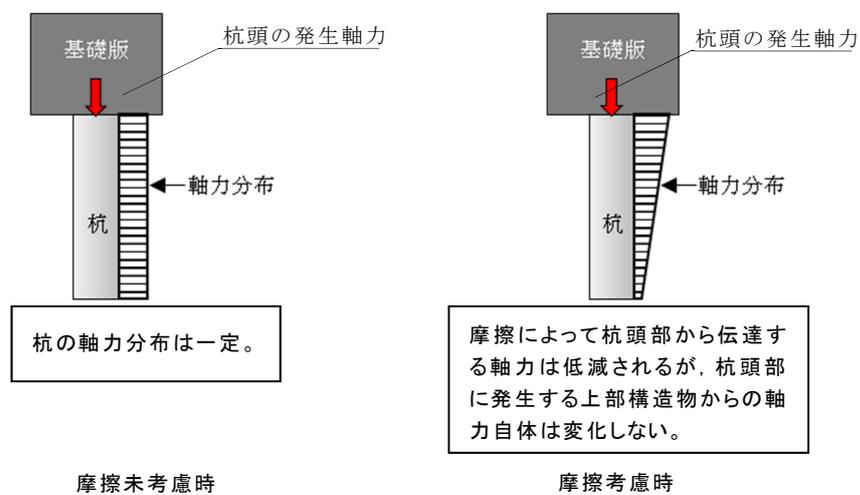


図 4-2 杭の軸力分布の概念図

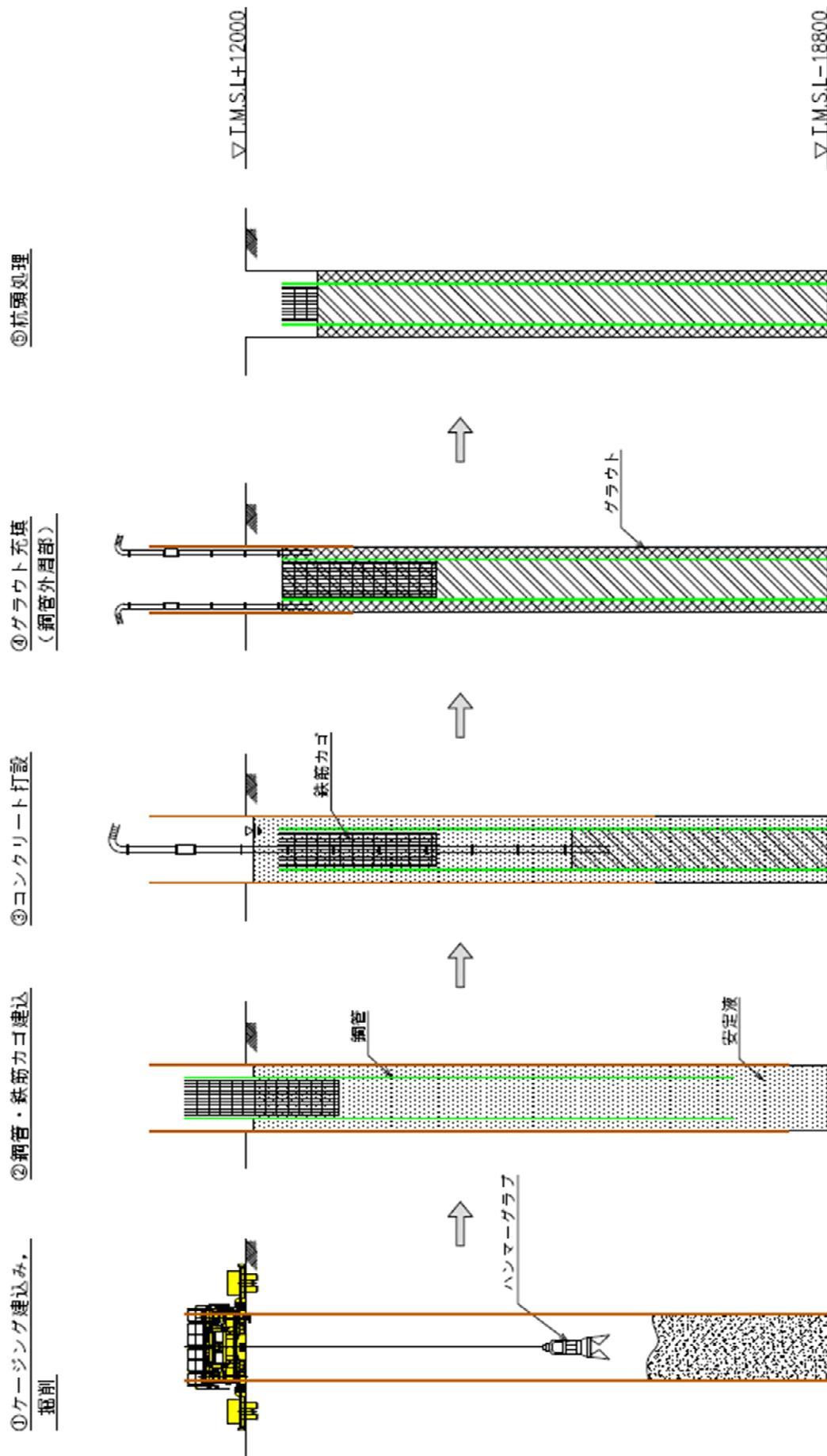


図 4-3 場所打ち鋼管コンクリート杭の施工手順

表 4-2 杭周面及び杭先端におけるジョイント要素の非線形特性

部位	境界モデル概念図	ジョイント要素の非線形特性
杭周面	<p>水平自由度は多点拘束</p> <p>鉛直方向は杭周面ジョイント要素を介して接続</p> <p>地盤：ソリッド要素</p> <p>杭：はり要素</p>	<p>せん断応力度</p> <p><math>\tau u</math></p> <p><math>K2=0</math> (kN/m<sup>2</sup>)</p> <p><math>K1=10^6</math> (kN/m<sup>2</sup>) *</p> <p>せん断ひずみ</p> <p><math>\tau u</math></p> <p><math>K2=0</math> (kN/m<sup>2</sup>)</p>
杭先端	<p>杭：はり要素</p> <p>水平自由度は多点拘束</p> <p>杭：はり要素</p> <p>水平自由度は多点拘束</p> <p>地盤：ソリッド要素</p>	<p>軸力</p> <p>(引張)</p> <p><math>K2=0</math> (kN/m)</p> <p><math>K1=10^8</math> (kN/m) *</p> <p>(圧縮) 軸変位</p>

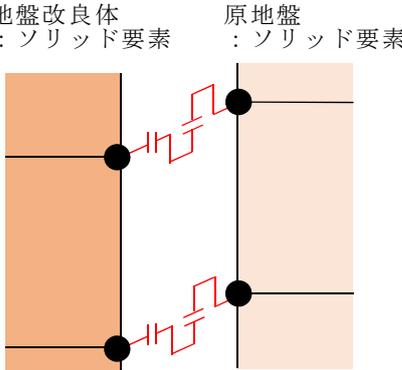
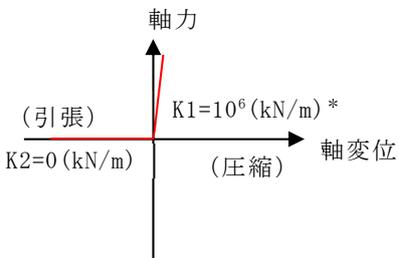
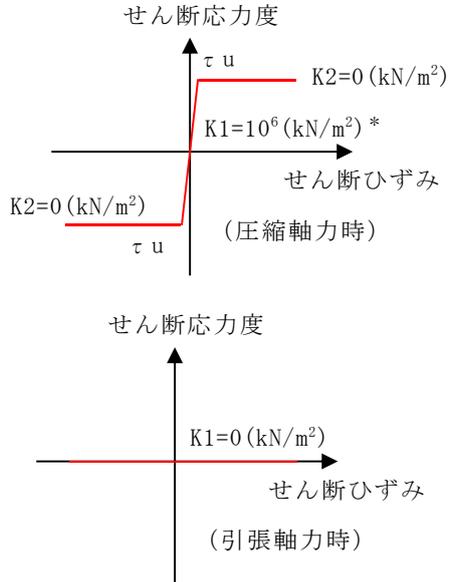
注記\*：ばね定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として設定する。

### 4.3 地盤改良体－原地盤間

地盤改良体の側面と原地盤の境界においては剥離・接触と摩擦によるすべりを考慮したジョイント要素を設定する。一方、地盤改良体の底面と原地盤の境界においては、実際の施工では地盤改良体を西山層に埋込むためすべりを生じないと考えられることから、水平自由度において多点拘束を設定するとともに、鉛直方向に剥離・接触を考慮したジョイント要素を設定する。

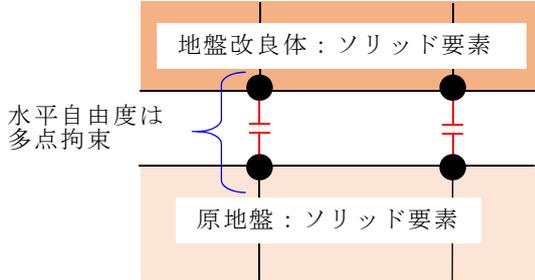
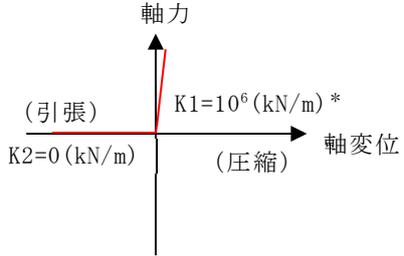
地盤改良体の側面及び底面におけるジョイント要素の非線形特性を表 4-3 に示す。

表 4-3 地盤改良体の側面及び底面におけるジョイント要素の非線形特性 (1/2)

部位	境界モデル概念図	ジョイント要素の非線形特性
側面		
		

注記\* : ばね定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として設定する。

表 4-3 地盤改良体の側面及び底面におけるジョイント要素の非線形特性 (2/2)

部位	境界モデル概念図	ジョイント要素の非線形特性
底面		

注記\*：ばね定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として設定する。

別紙2 地震応答解析における耐震壁のせん断スケルトン曲線の  
設定

## 目 次

1. 概要 .....	別紙2-1
2. 耐震壁の非線形特性の設定について .....	別紙2-2
2.1 第1折点の設定 .....	別紙2-3
2.2 第2折点の設定 .....	別紙2-3
2.3 終局点の設定 .....	別紙2-4
3. せん断スケルトン曲線の設定について .....	別紙2-5
3.1 装置基礎 .....	別紙2-5
3.1.1 水平方向モデル .....	別紙2-5
3.1.2 使用材料の物性値 .....	別紙2-8
3.1.3 RC造耐震壁のせん断スケルトン曲線の諸数値 .....	別紙2-9
4. まとめ .....	別紙2-13

## 1. 概要

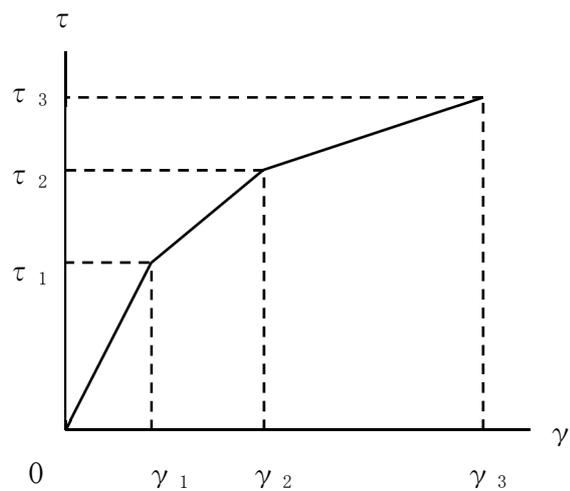
柏崎刈羽原子力発電所の格納容器圧力逃がし装置基礎（以下「装置基礎」という。）については、鉄筋コンクリート造の耐震壁を主体とした構造物である。このため、この構築物の地震応答解析においては、鉄筋コンクリート造耐震壁（以下「RC造耐震壁」という。）の非線形特性を考慮している。本資料は、このRC造耐震壁のせん断スケルトン曲線の設定について説明するものである。

また、本資料は、以下の添付資料の補足説明をするものである。

- ・ 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」

## 2. 耐震壁の非線形特性の設定について

RC造耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau$ － $\gamma$ 関係）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）」（以下「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」という。）に基づき，トリリニア型スケルトン曲線とする。せん断応力度－せん断ひずみ関係を図2-1に示す。



$\tau_1$ ：第1折点のせん断応力度

$\tau_2$ ：第2折点のせん断応力度

$\tau_3$ ：終局点のせん断応力度

$\gamma_1$ ：第1折点のせん断ひずみ

$\gamma_2$ ：第2折点のせん断ひずみ

$\gamma_3$ ：終局点のせん断ひずみ ( $4.0 \times 10^{-3}$ )

図2-1 せん断応力度－せん断ひずみ関係

## 2.1 第1折点の設定

RC造耐震壁におけるせん断スケルトン曲線の第1折点は，J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版に基づき，以下の式より算出している。

$$\tau_1 = \sqrt{\sqrt{F_c} \left( \sqrt{F_c + \sigma_v} \right)}$$
$$\gamma_1 = \tau_1 / G$$

ここで，

- $F_c$  : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)
- $G$  : コンクリートのせん断弾性係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)
- $\sigma_v$  : 縦軸応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>) (圧縮を正とする。)

## 2.2 第2折点の設定

RC造耐震壁におけるせん断スケルトン曲線の第2折点は，J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版に基づき，以下の式より算出している。

$$\tau_2 = 1.35 \tau_1$$
$$\gamma_2 = 3 \gamma_1$$

### 2.3 終局点の設定

RC造耐震壁におけるせん断スケルトン曲線の終局点は、J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版に基づき、以下の式より算出している。

$$\tau_s \leq 4.5\sqrt{F_c} \text{ の場合}$$

$$\tau_3 = \left( 1 - \frac{\tau_s}{4.5\sqrt{F_c}} \right) \tau_0 + \tau_s$$

$$\tau_s > 4.5\sqrt{F_c} \text{ の場合}$$

$$\tau_3 = 4.5\sqrt{F_c}$$

$$\gamma_3 = 4.0 \times 10^{-3}$$

ここで、

$$\tau_0 = \left( 3 - \frac{1.8M}{QD} \right) \sqrt{F_c}$$

ただし、 $M/(QD) > 1$  のとき  $M/(QD) = 1$

$$\tau_s = \frac{(P_V + P_H) \cdot s \sigma_y}{2} + \frac{(\sigma_V + \sigma_H)}{2}$$

ここで、

$F_c$  : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$P_V, P_H$  : 縦, 横筋比 (実数)

$\sigma_V, \sigma_H$  : 縦, 横軸応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>) (圧縮を正とする。)

$s \sigma_y$  : 鉄筋降伏応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

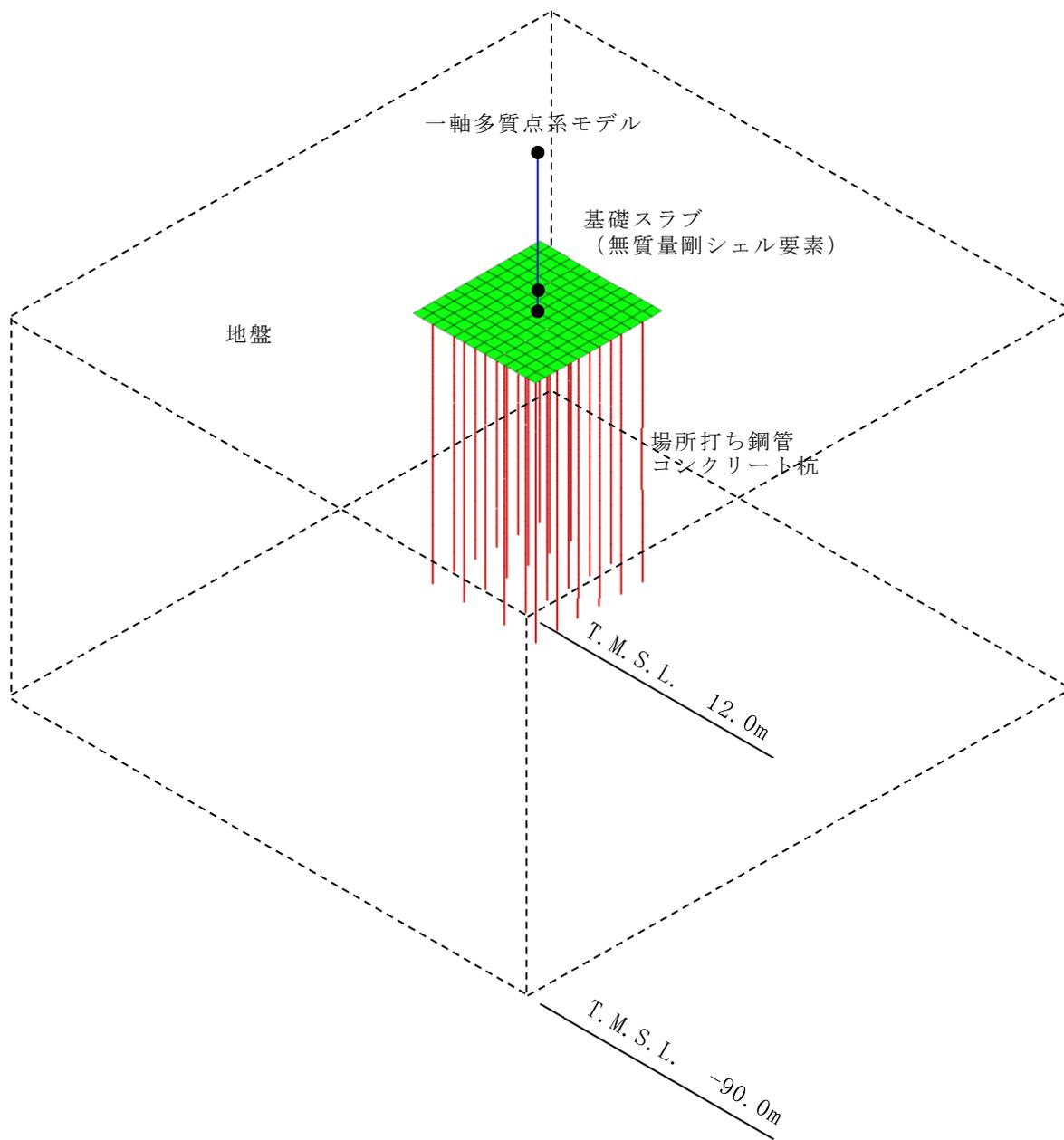
$M/(QD)$  : シアスパン比

### 3. せん断スケルトン曲線の設定について

#### 3.1 装置基礎

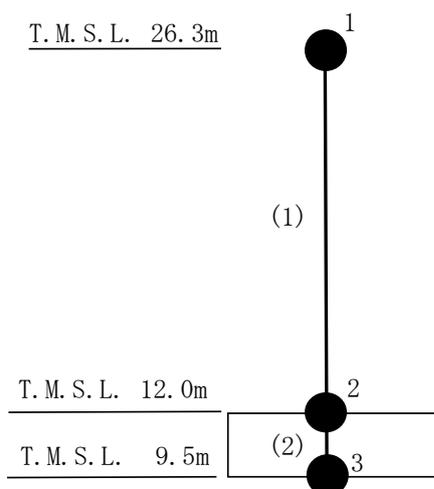
##### 3.1.1 水平方向モデル

水平方向は、杭を含む地盤との相互作用を考慮し、耐震壁等の曲げ及びせん断剛性を評価した多質点系モデルとし、地盤は3次元FEMモデルとしている。地震応答解析モデルを図3-1に、遮蔽壁及び基礎スラブの解析モデルを図3-2に、解析モデルの諸元を表3-1に示す。



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



注：数字は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

図 3-2 遮蔽壁及び基礎スラブの地震応答解析モデル（水平方向）

表 3-1 遮蔽壁及び基礎スラブの地震応答解析モデル諸元

(a)NS 方向

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_G$ ( $\times 10^3 \text{kN} \cdot \text{m}^2$ )	部材番号	せん断 断面積 $A_s$ ( $\text{m}^2$ )	断面二次 モーメント I ( $\text{m}^4$ )
1	10870	100.5	(1)	27.6	574
2	20820	404.7			
3	6620	118.5			
合計	38310				

(b)EW 方向

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_G$ ( $\times 10^3 \text{kN} \cdot \text{m}^2$ )	部材番号	せん断 断面積 $A_s$ ( $\text{m}^2$ )	断面二次 モーメント I ( $\text{m}^4$ )
1	10870	124.7	(1)	28.3	730
2	20820	430.5			
3	6620	126.7			
合計	38310				

### 3.1.2 使用材料の物性値

地震応答解析に用いる装置基礎の使用材料の物性値を表3-2及び表3-3に示す。

表3-2 使用材料の物性値（コンクリート）

使用材料	ヤング係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	せん断弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	減衰定数 h (%)
コンクリート： F <sub>c</sub> = 24 (N/mm <sup>2</sup> )	2.27 × 10 <sup>4</sup>	9.45 × 10 <sup>3</sup>	5

表3-3 使用材料の物性値（鉄筋）

使用材料	降伏応力度 <sub>s</sub> σ <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
鉄筋：SD345	345

### 3.1.3 RC造耐震壁のせん断スケルトン曲線の諸数値

#### (1) 第1折点

RC造耐震壁の各要素におけるせん断スケルトン曲線の第1折点の設定根拠を表3-4に示す。

表3-4 せん断スケルトン曲線（ $\tau - \gamma$  関係，第1折点）

#### (a) NS方向

部材番号	通り	設計基準強度 $F_c$ ( $N/mm^2$ )	せん断弾性 係数 $G$ ( $\times 10^3 N/mm^2$ )	断面積 $A_s$ ( $m^2$ )	縦軸応力度 $\sigma_v$ ( $N/mm^2$ )	$\tau_1$ ( $N/mm^2$ )	$\gamma_1$ ( $\times 10^{-3}$ )
1	A	24.0	9.45	12.5	0.42	1.72	0.182
	B	24.0	9.45	15.1	0.39	1.70	0.180

#### (b) EW方向

部材番号	通り	設計基準強度 $F_c$ ( $N/mm^2$ )	せん断弾性 係数 $G$ ( $\times 10^3 N/mm^2$ )	断面積 $A_s$ ( $m^2$ )	縦軸応力度 $\sigma_v$ ( $N/mm^2$ )	$\tau_1$ ( $N/mm^2$ )	$\gamma_1$ ( $\times 10^{-3}$ )
1	1	24.0	9.45	14.2	0.41	1.71	0.181
	2	24.0	9.45	14.2	0.40	1.71	0.181

(2) 第2折点

RC造耐震壁の各要素におけるせん断スケルトン曲線の第2折点の設定根拠を表3-5に示す。

表3-5 せん断スケルトン曲線 ( $\tau - \gamma$  関係, 第2折点)

(a) NS方向

部材番号	通り	$\tau_2$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_2$ ( $\times 10^{-3}$ )
1	A	2.32	0.545
	B	2.30	0.540

(b) EW方向

部材番号	通り	$\tau_2$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_2$ ( $\times 10^{-3}$ )
1	1	2.31	0.543
	2	2.30	0.542

(3) 終局点

RC造耐震壁の終局点は、「2.3 終局点の設定」に基づき、耐震壁の終局せん断応力度を算出する。シアスパン比 $M/(QD)$ は、安全側に1を用いている。また、 $\sigma_H$ は安全側に0.0としている。

RC造耐震壁の各要素におけるせん断スケルトン曲線の終局点の設定根拠を表3-6に示す。また、装置基礎のT.M.S.L. 12.0 m~T.M.S.L. 26.3 mについて、各耐震壁の配筋を示したものを図3-3に示す。

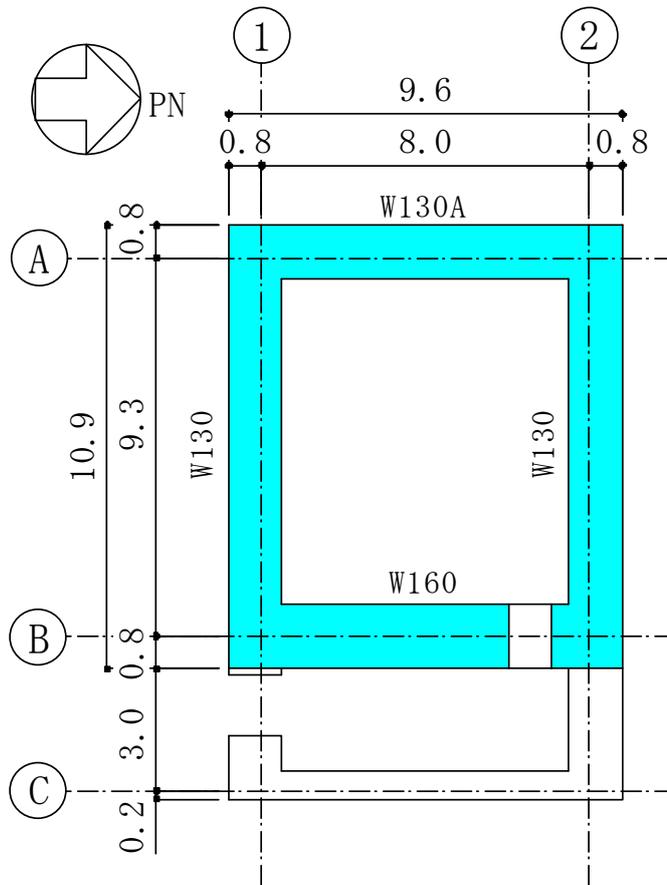
表3-6 せん断スケルトン曲線 ( $\tau - \gamma$  関係, 終局点)

(a) NS方向

部材番号	通り	$P_V$	$P_H$	縦軸応力度 $\sigma_V$ ( $N/mm^2$ )	$M/(QD)$	$\tau_3$ ( $N/mm^2$ )	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
1	A	0.0097	0.0099	0.42	1.0	4.48	4.000
	B	0.0061	0.0050	0.39	1.0	3.39	4.000

(b) EW方向

部材番号	通り	$P_V$	$P_H$	縦軸応力度 $\sigma_V$ ( $N/mm^2$ )	$M/(QD)$	$\tau_3$ ( $N/mm^2$ )	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
1	1	0.0061	0.0049	0.41	1.0	3.40	4.000
	2	0.0061	0.0049	0.40	1.0	3.39	4.000



記号*	レベル T. M. S. L. (m)	縦筋	横筋
W130	12.0～17.1	内：D29@200 (2段) 外：D29@200 (2段)	内：D29@200 + D29@400 外：D29@200 + D29@400
	17.1～18.3	内：D29@200 外：D29@200	内：D29@200 + D29@400 外：D29@200 + D29@400
	18.3～26.3	内：D29@200 外：D29@200	内：D29@200 外：D29@200
W130A	12.0～26.3	内：D29@200 (2段) 外：D29@200 (2段)	内：D29@200 (2段) 外：D29@200 (2段)
W160	12.0～26.3	内：D32@200 外：D32@200	内：D32@200 外：D32@200

注：太字は算定で用いる配筋を示す。

注記\*：記号に含まれる数値は壁厚(cm)を表す。

(例：W130なら130 cm)

図3-3 耐震壁の配筋図 (T. M. S. L. 12.0 m～T. M. S. L. 26.3 m)

4. まとめ

柏崎刈羽原子力発電所の装置基礎におけるせん断スケルトン曲線の設定について整理した。耐震壁について算出したせん断スケルトン曲線の諸数値を表4-1に示す。

表4-1 せん断スケルトン曲線 ( $\tau - \gamma$  関係)

(a) NS方向

部材番号	第1折点		第2折点		終局点	
	$\tau_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_1$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\tau_2$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_2$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\tau_3$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
1	1.71	0.181	2.31	0.542	3.89	4.00

(b) EW方向

部材番号	第1折点		第2折点		終局点	
	$\tau_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_1$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\tau_2$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_2$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\tau_3$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
1	1.71	0.181	2.31	0.543	3.40	4.00

### 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

## 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 3-1
2. 材料物性の不確かさの分析 .....	別紙 3-2
3. 材料物性の不確かさを考慮した設計用地震力の設定 .....	別紙 3-3
3.1 設計用地震力の設定方法 .....	別紙 3-3
3.2 材料物性の不確かさの設定 .....	別紙 3-5
4. 地震応答解析による建屋剛性及び地盤剛性の不確かさの影響検討 .....	別紙 3-6
4.1 検討概要 .....	別紙 3-6
4.2 不確かさの影響検討 .....	別紙 3-9
4.3 まとめ .....	別紙 3-18
5. 機器・配管系評価への影響 .....	別紙 3-19

別紙 3-1 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

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

## 1. 概要

### 1.1 検討概要

本資料は、柏崎刈羽原子力発電所第7号機の格納容器圧力逃がし装置基礎（以下「装置基礎」という。）の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ついて説明するものである。

地震応答解析に用いる材料定数は材料物性の不確かさの変動幅を適切に考慮することとしているが、本資料では、地震応答解析に影響を及ぼす装置基礎剛性（コンクリート剛性）及び地盤剛性（地盤のせん断波速度）の不確かさについて検討を行うとともに、その変動幅を設定し、地震応答解析結果における影響を検討する。また、検討結果を踏まえ、建物・構築物の耐震計算書において、材料物性の不確かさを考慮して設定する設計用地震力を検討する。更に、材料物性の不確かさの影響評価として、機器・配管系の評価への影響についても検討する。

### 1.2 検討方針

建物・構築物の動的地震力は、建物・構築物の地震応答解析（時刻歴応答解析法）により求められており、杭基礎で支持された構築物のために地盤剛性及び減衰、装置基礎剛性、地震動の位相特性の影響を受ける。特に床応答スペクトルの変動に影響を及ぼす要因は、装置基礎剛性及び地盤剛性であることが確認されている。\*

地震応答解析モデルの装置基礎剛性は、設計基準強度を用いて算出しているが、コンクリートの実強度は設計基準強度よりも大きくなることから、保守的にばらつきを考慮しない。また、建物・構築物と杭と地盤との相互作用を考慮したモデルによる地震応答解析において、地盤のせん断波速度の不確かさが装置基礎の応答へ影響を及ぼすことが考えられる。

よって、地盤剛性の不確かさ要因としては地盤のせん断波速度を考慮することとし、その不確かさが装置基礎の応答及び耐震安全性に及ぼす影響について考察を行い、耐震評価における材料物性の不確かさを考慮した設計用地震力の設定について検討する。また、地盤剛性の不確かさを考慮したモデルにより地震応答解析を実施し、装置基礎の応答並びに建物・構築物及び機器・配管系の耐震安全性に及ぼす影響について確認する。

注記\*：日本電気協会「参考資料4.7 鉛直方向の設計用床応答スペクトルの拡幅率」、第29回耐震設計分科会資料 No. 29-4-5-7，平成20年1月18日

## 2. 材料物性の不確かさの分析

地盤剛性の不確かさについては、地盤のせん断波速度が変動することにより、地盤剛性が変動する。

地盤剛性の不確かさを考慮することにより、部材の発生応力、変位及びせん断ひずみ並びに杭の発生応力が基本ケースに対して変動すると考えられる。

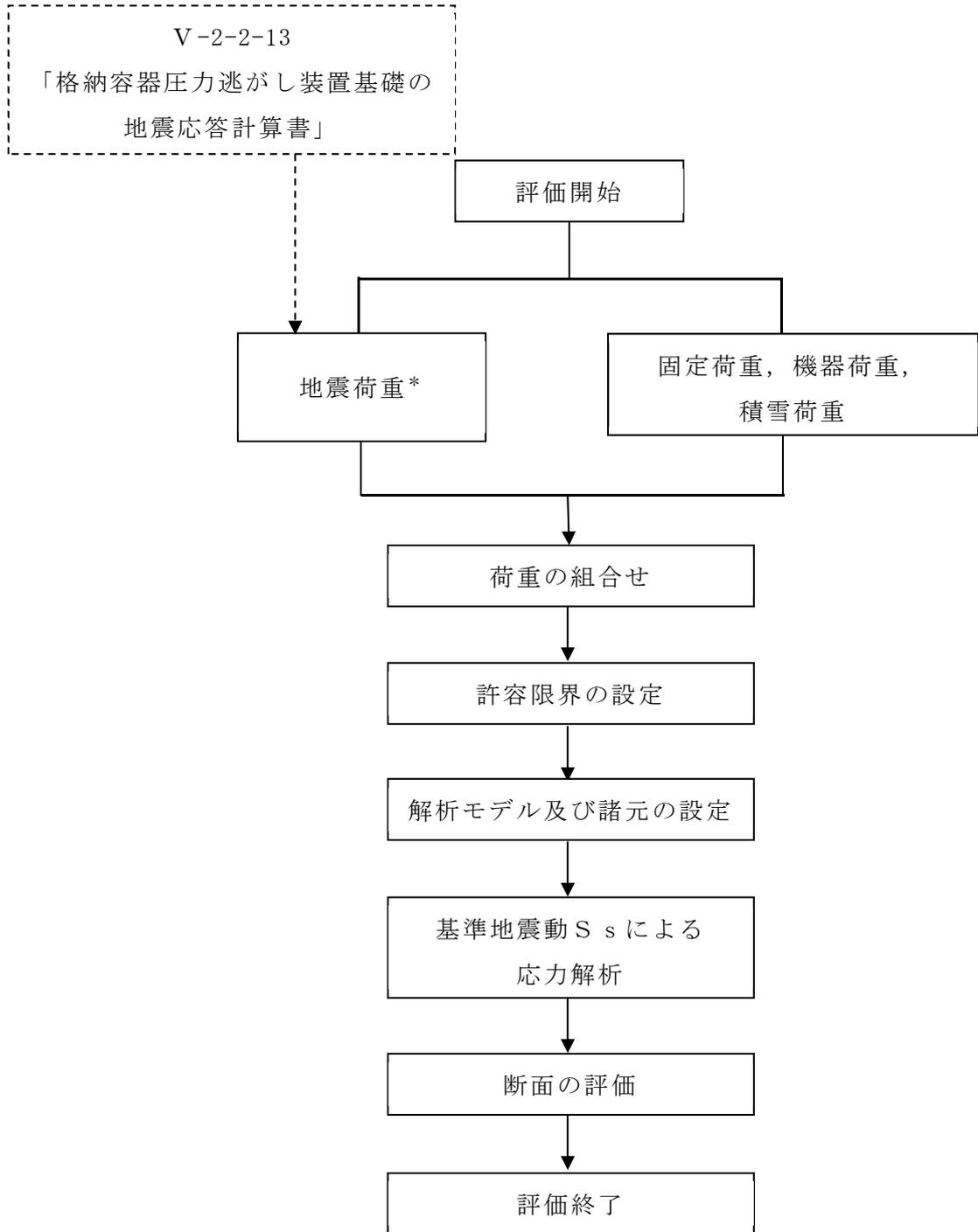
よって、建物・構築物の耐震評価において、設計用地震力に地盤剛性の不確かさを考慮する。

### 3. 材料物性の不確かさを考慮した設計用地震力の設定

#### 3.1 設計用地震力の設定方法

基本ケース及び材料物性の不確かさを考慮したケースの地震応答解析を実施することで、材料物性の不確かさを設計用地震力として考慮する。不確かさを考慮したケースにおける装置基礎の各種応答値の算出にあたっては、基本ケースにおける装置基礎及び杭の応答を確認したうえで、装置基礎の応答への影響の大きい波に対して実施する（別紙 3-1「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）。材料物性の不確かさを設計用地震力として考慮した建屋耐震性評価フローの例を図 3-1 に示す。

応力解析による耐震評価において、地震荷重は、地震応答解析より得られた最大応答値から算出するが、地震応答解析から得られた最大応答値は、Ss-1～Ss-8 の入力地震動ごとに異なるため、保守的な評価として、入力地震動ごとに得られた応答値のうち最大の応答値から算出される地震荷重を採用することとする。なお、材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果は別紙 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。



注記\*：材料物性の不確かさを考慮する。

図 3-1 装置基礎の耐震性評価フロー（応力解析による評価）

### 3.2 材料物性の不確かさの設定

材料物性の不確かさを考慮した応答値の算出にあたり、地盤のせん断波速度の不確かさを設定する。ここで、地盤剛性の不確かさの影響評価においては、弾性波速度試験結果に基づく地盤のせん断波速度の不確かさを考慮する。

基本ケースでは、地盤調査結果の平均値を元に設定した地盤のせん断波速度により地盤剛性を設定している。地盤剛性の不確かさ検討にあたっては、初期せん断波速度に対して、標準偏差に相当するばらつきを考慮するものとし、その検討の考え方を表3-1に示す。

表 3-1 地盤剛性の不確かさ検討の考え方

地震応答解析モデル	せん断波速度
基本ケース	標準地盤（平均値）
不確かさ	<ul style="list-style-type: none"><li>・ +地盤 表層（+13%），古安田層（+25%），西山層（+10%）</li><li>・ -地盤 表層（-13%），古安田層（-25%），西山層（-10%）</li></ul>

#### 4. 地震応答解析による地盤剛性の不確かさの影響検討

##### 4.1 検討概要

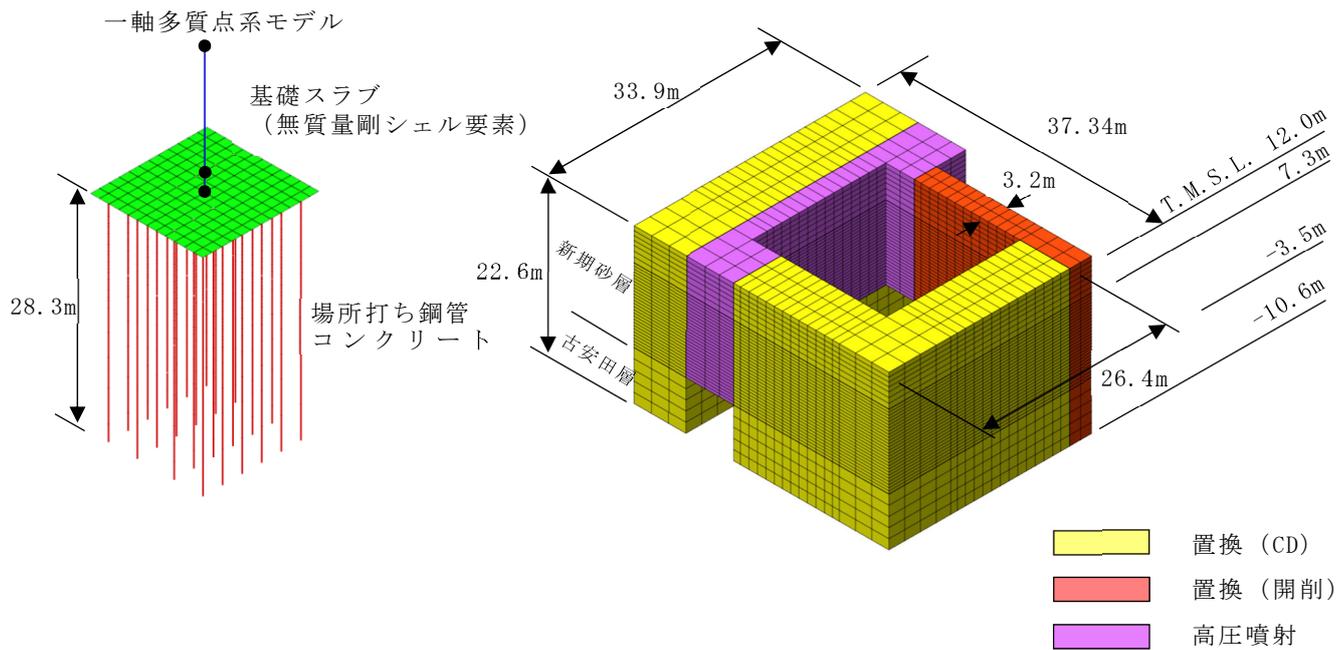
地盤剛性（地盤のせん断波速度）の不確かさを考慮したケースの装置基礎の応答への影響を確認する。

検討ケースを表4-1に、地震応答解析モデル図を図4-1及び図4-2に示す。ここで、地盤のせん断波速度を標準地盤とした検討ケースを基本ケースとし、表中の塗りつぶし部分は、基本ケースとの差異を示す。

本資料においては、代表として、Ss-1による影響検討の結果を示す。

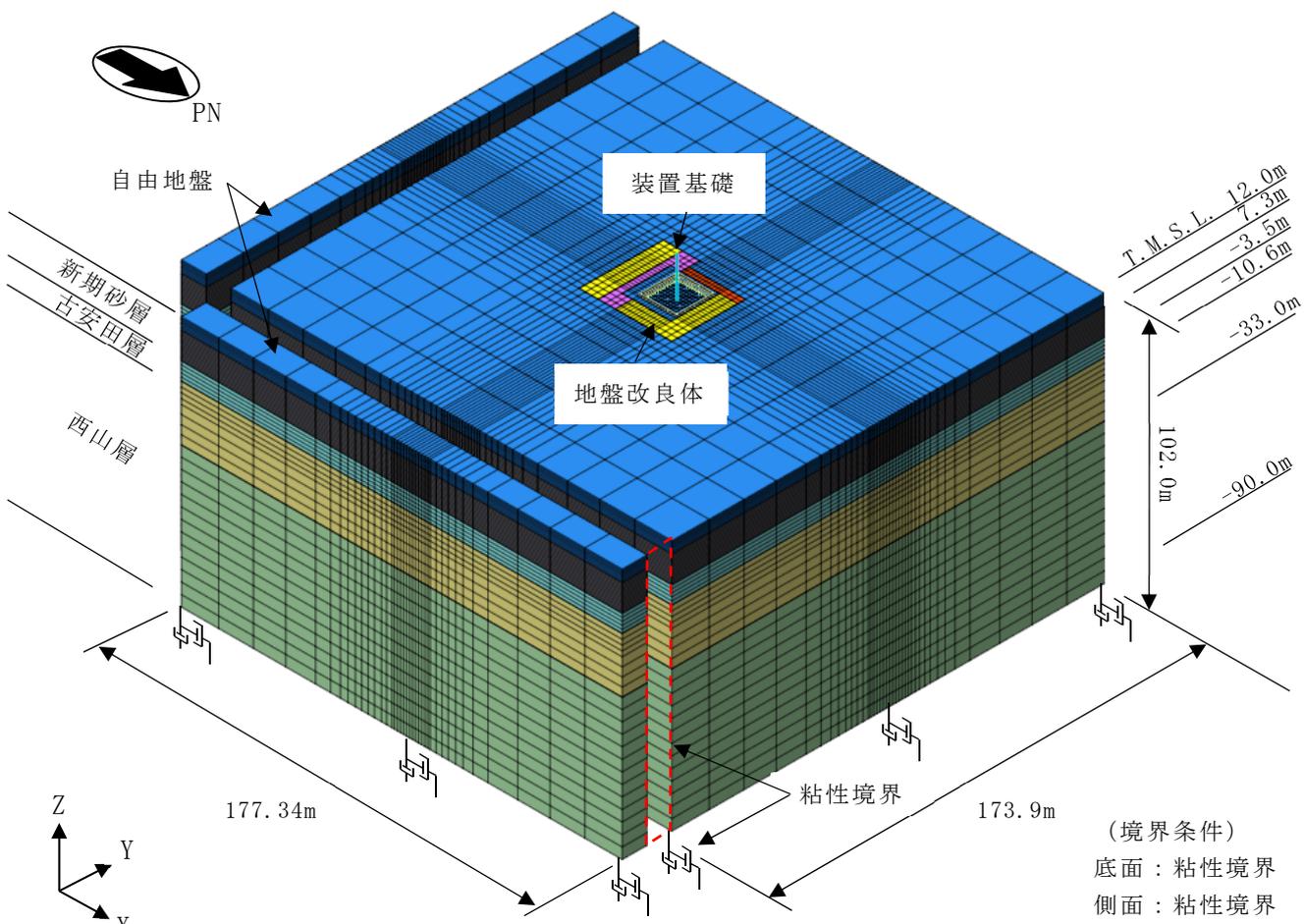
表 4-1 検討ケース

検討ケース	地盤剛性	備考
①ケース1 (工認モデル)	標準地盤	基本ケース
②ケース2 (地盤剛性+ $\sigma$ )	標準地盤+ $\sigma$ (新期砂層+13%, 古安田層+25%, 西山層+10%)	
③ケース3 (地盤剛性- $\sigma$ )	標準地盤- $\sigma$ (新期砂層-13%, 古安田層-25%, 西山層-10%)	



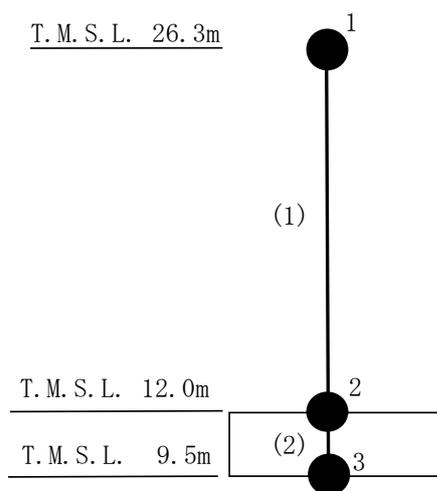
(a) 装置基礎一杭モデル

(b) 地盤改良体モデル



(c) 全体モデル

図 4-1 地震応答解析モデル



注：数字は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

図 4-2 遮蔽壁及び基礎スラブの地震応答解析モデル

## 4.2 不確かさの影響検討

### (1) 影響検討方針

地盤剛性を変動させたケースの固有値解析及び地震応答解析を実施し，基本ケースの結果と比較する。入力地震動は Ss-1 とする。地盤剛性は標準地盤に対して $\pm\sigma$ の変動を考慮する。

### (2) 固有値解析結果

地盤剛性を変動させた地震応答解析モデルにより固有値解析を実施した。固有値解析結果を表 4-2，固有振動モードを図 4-3 に示す。表，図中では基本ケースをケース 1，地盤剛性 $+\sigma$ としたケースをケース 2，地盤剛性 $-\sigma$ としたケースをケース 3 として示す。

基本ケースに対する地盤剛性を変動させたモデルの固有振動数の変動幅は， $-22\%\sim+17\%$ 程度である。

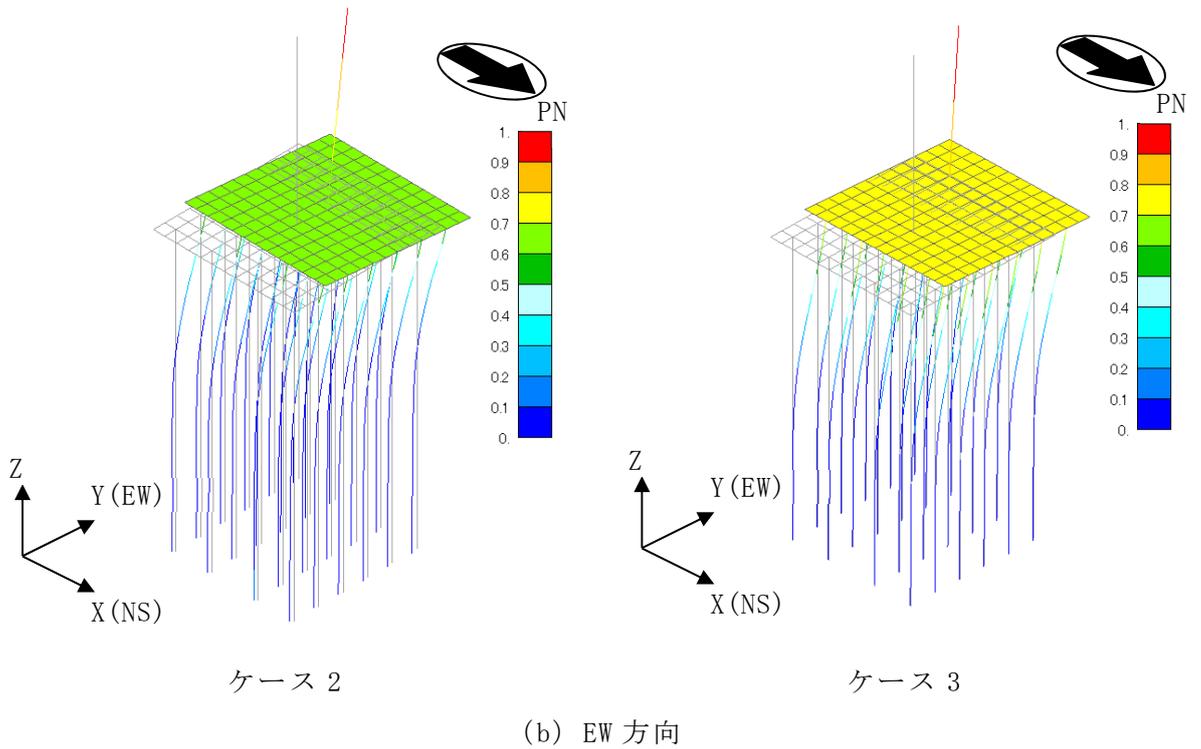
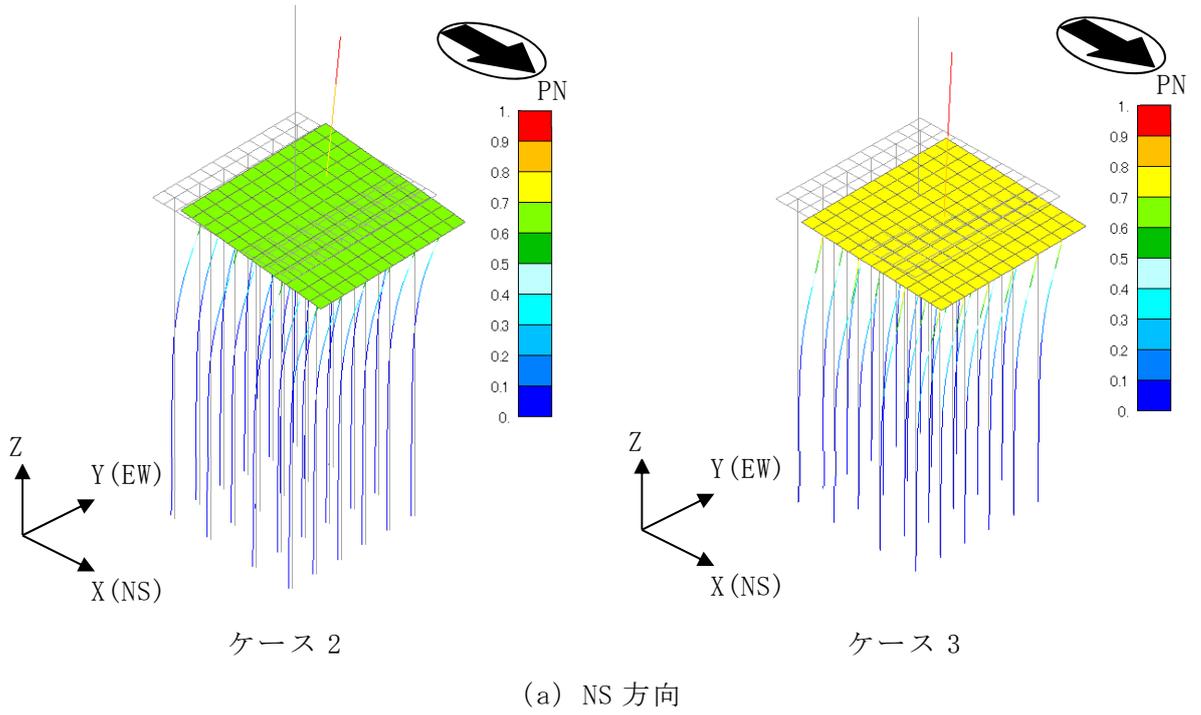
表 4-2 固有値解析結果 (Ss-1)

(単位 : Hz)

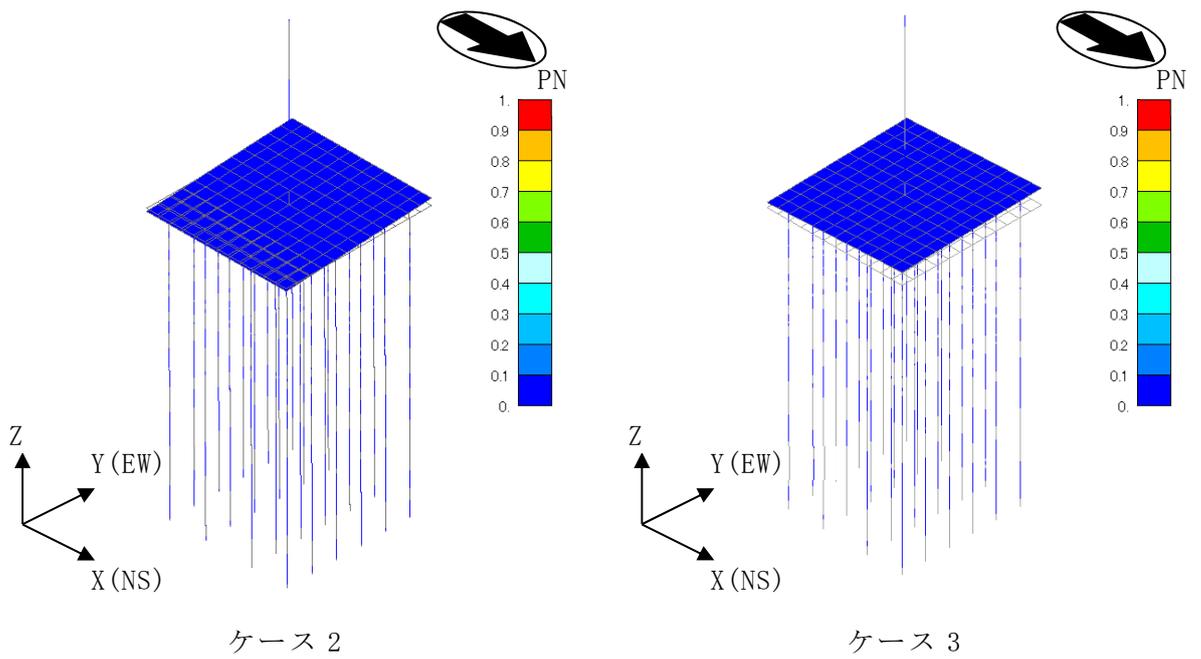
方向	ケース1	ケース2	ケース3
NS	2.84	3.33 (1.17)	2.23 (0.79)
EW	2.79	3.27 (1.17)	2.18 (0.78)
鉛直	11.04	12.00 (1.09)	10.02 (0.91)

注 1 : 建屋-杭連成一次モード

注 2 : ( ) 内は，ケース 1 に対する比率を示す



注：凡例は全体モデルにおいて基準化した固有ベクトルを示す。  
 図 4-3 固有振動モード (Ss-1) (1/2)



(c) 鉛直方向

注：凡例は全体モデルにおいて基準化した固有ベクトルを示す。

図 4-3 固有振動モード (Ss-1) (2/2)

(3) 地震応答解析結果

地盤剛性を変動させた地震応答解析モデルを用いて Ss-1 による地震応答解析を実施し、基本ケースの結果と比較した。最大応答値の比較を図 4-4～図 4-16、杭頭断面力を表 4-3 に示す。

水平方向について、ケース 1～3 の装置基礎の最大応答加速度、最大応答せん断力、最大応答曲げモーメント、最大せん断ひずみ及び杭頭断面力はおおむね同等である。装置基礎の最大応答変位については、ケース 2 で小さくなり、ケース 3 で大きくなる傾向であることを確認した。

鉛直方向についても、水平方向と同様にケース 1～3 の装置基礎の最大応答加速度及び最大応答軸力はおおむね同等であり、最大応答変位については、ケース 2 で小さくなり、ケース 3 で大きくなる傾向であることを確認した。

これらは、地盤剛性が大きくなる側に変動する場合は、地盤剛性の増加に伴い変位は小さくなり、地盤剛性が小さくなる側に変動する場合は、地盤剛性の減少に伴い変位は大きくなったと考えられる。

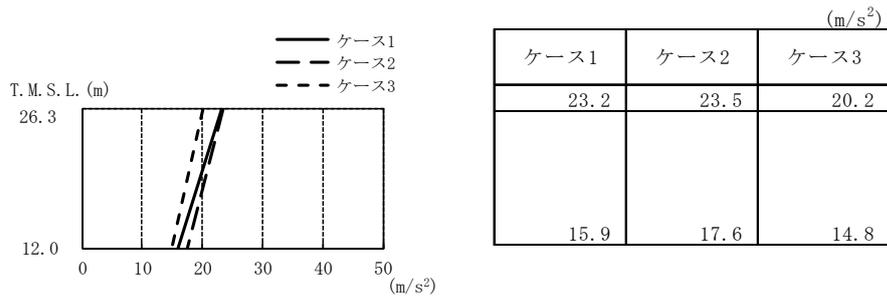


図 4-4 最大応答加速度 (Ss-1, NS 方向)

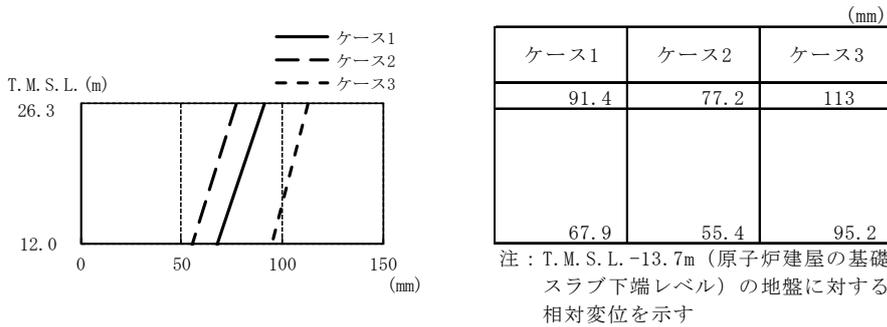


図 4-5 最大応答変位 (Ss-1, NS 方向)

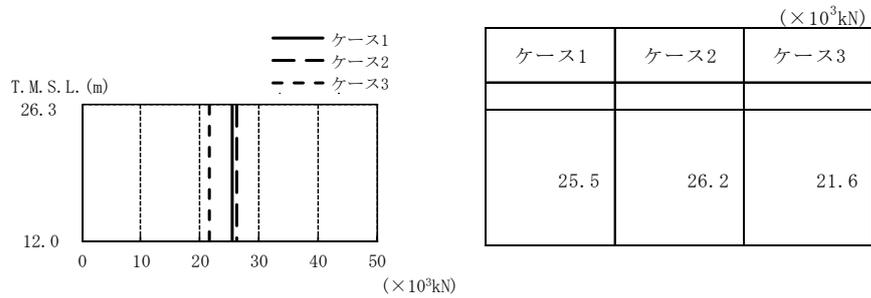


図 4-6 最大応答せん断力 (Ss-1, NS 方向)

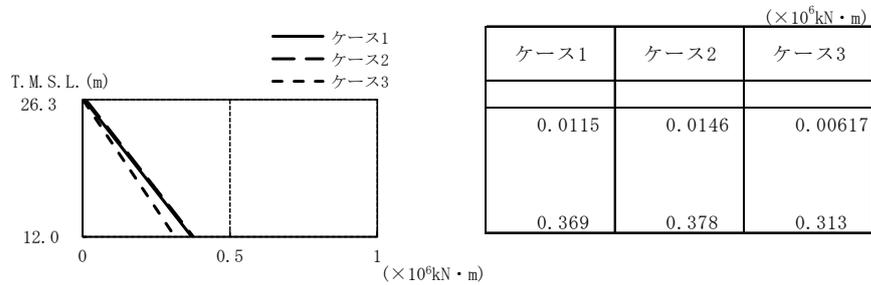


図 4-7 最大応答曲げモーメント (Ss-1, NS 方向)

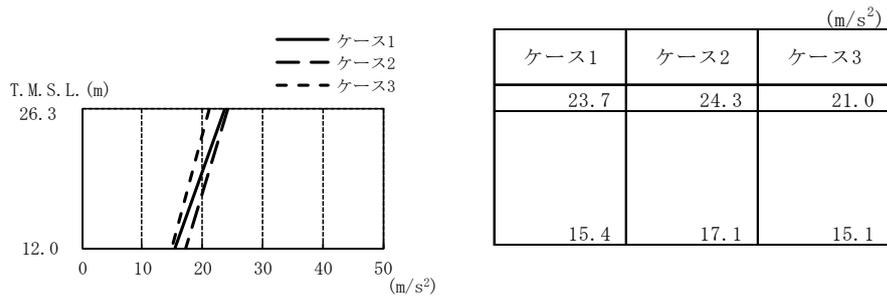


図 4-8 最大応答加速度 (Ss-1, EW 方向)

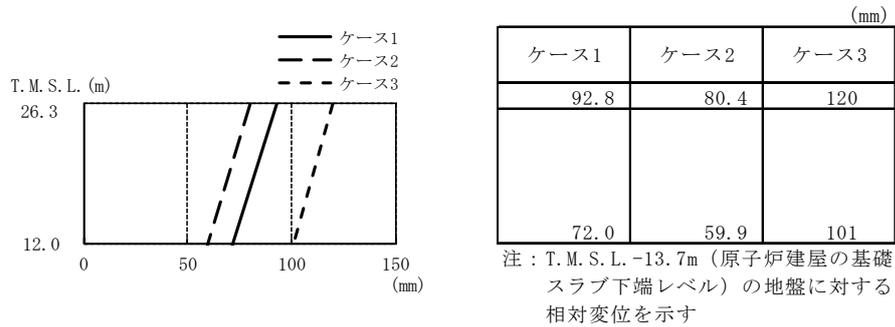


図 4-9 最大応答変位 (Ss-1, EW 方向)

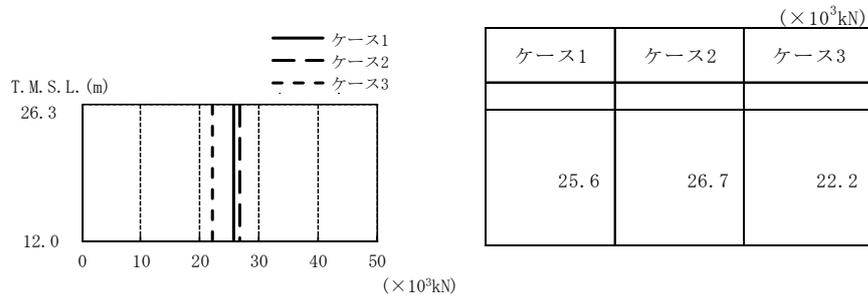


図 4-10 最大応答せん断力 (Ss-1, EW 方向)

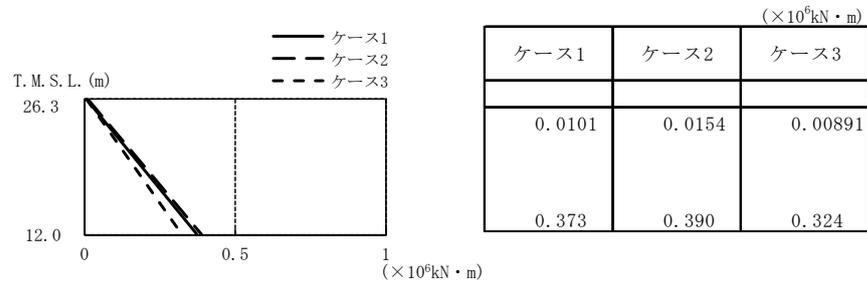


図 4-11 最大応答曲げモーメント (Ss-1, EW 方向)

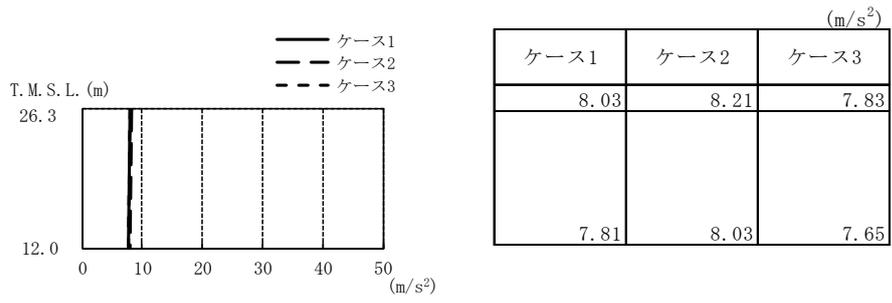


図 4-12 最大応答加速度 (SS-1, 鉛直方向)

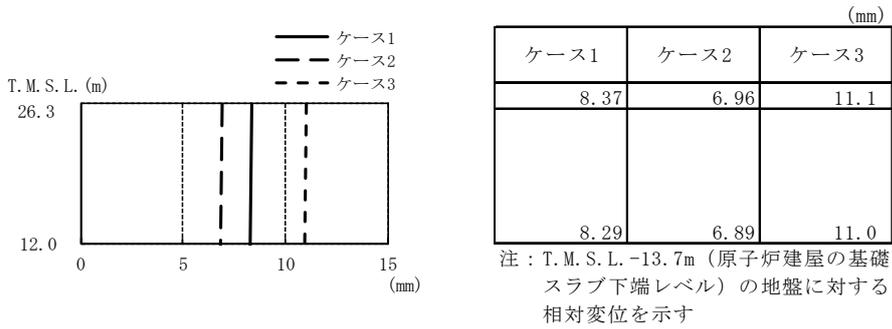


図 4-13 最大応答変位 (SS-1, 鉛直方向)

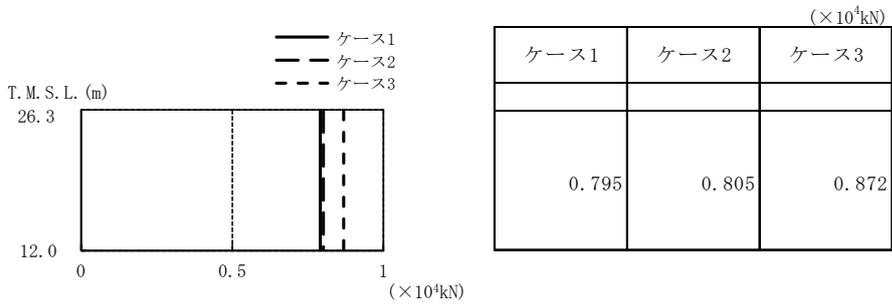


図 4-14 最大応答軸力 (SS-1, 鉛直方向)

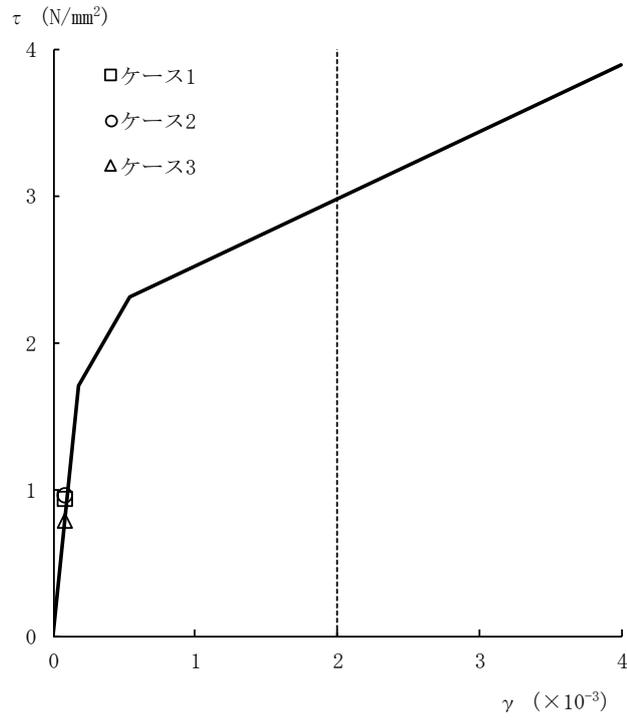


図 4-15  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, NS 方向)

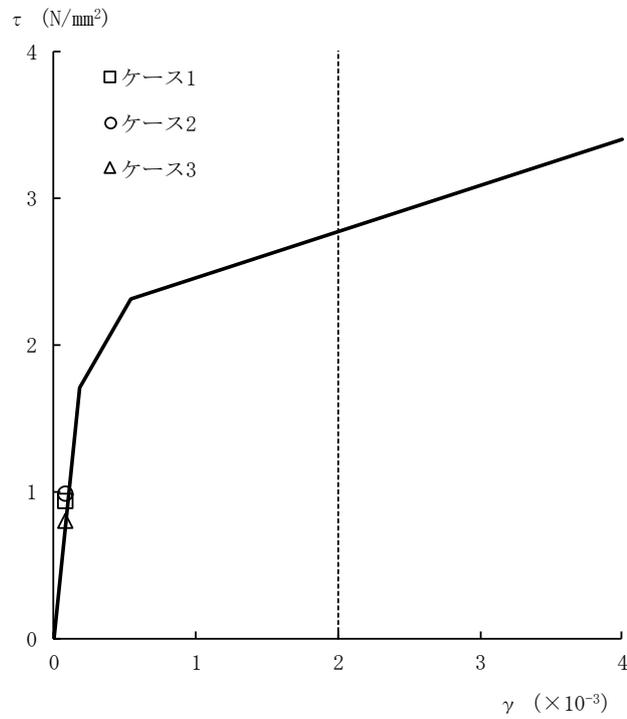


図 4-16  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, EW 方向)

表4-3 杭頭断面力一覧 (Ss-1)

(a) 最大応答軸力

解析 ケース	ケース1		ケース2		ケース3	
	杭番号	Nmax ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Nmax ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Nmax ( $\times 10^3$ kN)
Ss-1 (NS)	2401	7.52	101	7.47	101	8.17
Ss-1 (EW)	101	8.63	101	8.62	601	8.69

注：圧縮を正，引張を負とする。

(b) 最小応答軸力

解析 ケース	ケース1		ケース2		ケース3	
	杭番号	Nmin ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Nmin ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Nmin ( $\times 10^3$ kN)
Ss-1 (NS)	101	-6.42	101	-6.24	101	-5.62
Ss-1 (EW)	601	-6.96	601	-7.36	2401	-6.58

注：圧縮を正，引張を負とする。

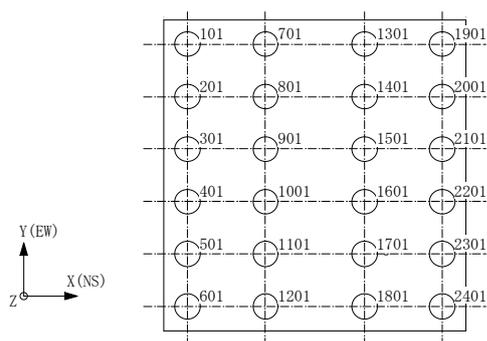
(c) 最大応答曲げモーメント

解析 ケース	ケース1			ケース2			ケース3		
	杭番号	N ( $\times 10^3$ kN)	Mmax ( $\times 10^4$ kN・m)	杭番号	N ( $\times 10^3$ kN)	Mmax ( $\times 10^4$ kN・m)	杭番号	N ( $\times 10^3$ kN)	Mmax ( $\times 10^4$ kN・m)
Ss-1 (NS)	1901	7.33	1.06	1901	6.55	0.984	1901	6.44	1.27
Ss-1 (EW)	1901	8.03	1.10	1901	7.35	0.993	1901	6.66	1.31

注：Nは最大応答曲げモーメント発生時の軸力を示す

(d) 最大応答せん断力

解析 ケース	ケース1		ケース2		ケース3	
	杭番号	Qmax ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Qmax ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Qmax ( $\times 10^3$ kN)
Ss-1 (NS)	1901	5.02	1901	4.93	1901	5.06
Ss-1 (EW)	1901	4.98	1901	4.90	1901	4.92



杭番号 (杭頭の要素番号)

#### 4.3 まとめ

地盤剛性の不確かさを考慮した地震応答解析結果より，以下の傾向を確認した。

- ・発生応力は基本ケースとおおむね同等である。
- ・地盤剛性が大きくなる側（地盤剛性+ $\sigma$ ）に変動させたケースの変位は基本ケースより小さく，小さくなる側（地盤剛性- $\sigma$ ）に変動させたケースの変位は基本ケースより大きい。

地震応答解析結果の傾向については，以下の理由により発生したと考えられる。

地盤剛性の不確かさを考慮したケースについては，発生応力は変動があるもののおおむね同等であり，構築物－杭－地盤連成モデルの剛性が変化するため，変位は変動する。地盤剛性が大きくなる側に変動する場合は，地盤剛性の増加に伴い変位は小さくなり，地盤剛性が小さくなる側に変動する場合は，地盤剛性の減少に伴い変位は大きくなったと考えられる。

#### 5. 機器・配管系評価への影響

材料物性の不確かさは、設計用床応答曲線等において、表 4-1 に示す全ての検討ケースの地震応答解析の結果を包絡させることにより考慮している。

別紙3-1 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. 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動 .....	別紙 3-1-10

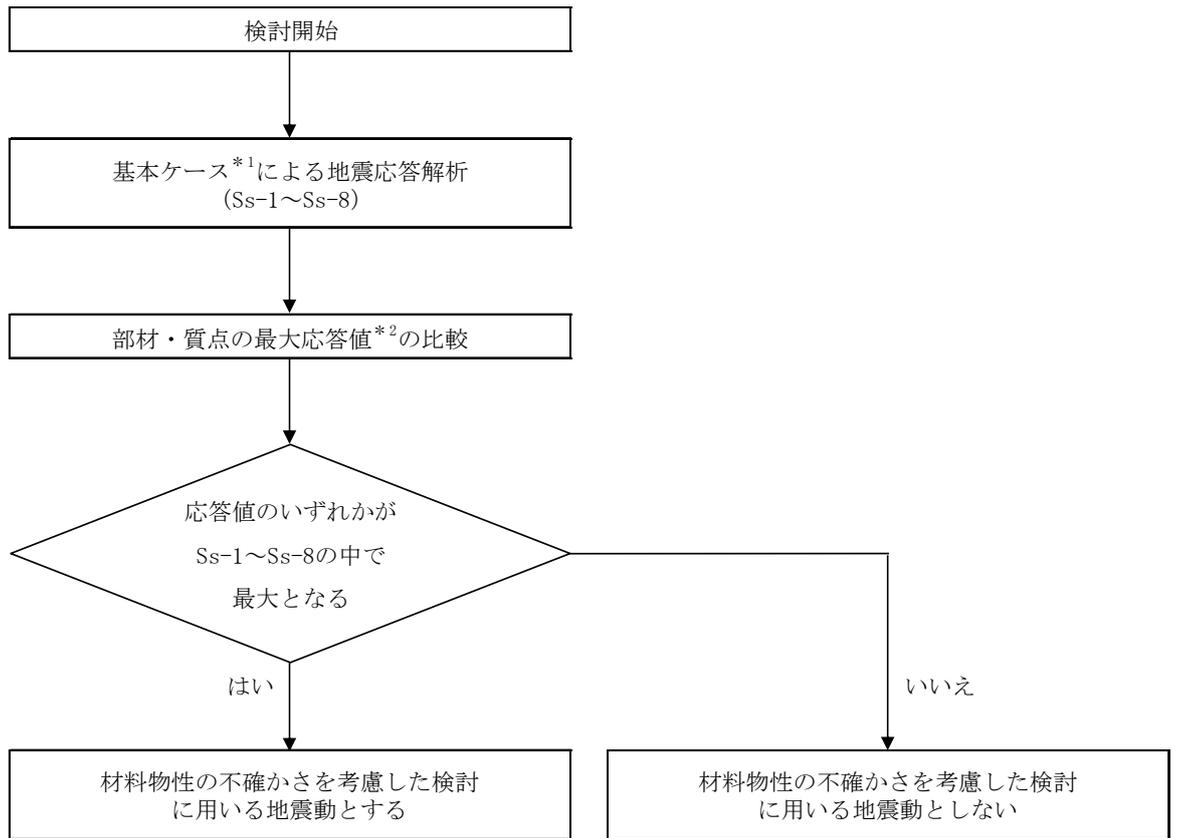
## 1. 概要

材料物性の不確かさの考慮にあたっては、構築物及び地震動（基準地震動  $S_s$ ）ごとの基本ケースにおける構築物の応答を確認したうえで、構築物の応答への影響の大きい波に対して検討を実施する。本資料では、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

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基本ケース（コンクリート強度：設計基準強度（ $24\text{N/mm}^2$ ）、地盤のせん断波速度：標準地盤）による地震応答解析を行う。
- ②地震応答解析結果より、部材及び質点の最大応答値の比較を行う。ここで用いる応答値は、耐震壁の加速度、変位、せん断力、曲げモーメント、軸力、せん断ひずみ並びに杭頭の軸力、曲げモーメント、せん断力とする。
- ③応答値のいずれかが基準地震動  $S_s$  の中で最大となる波を、材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動とする。



注記\*1：コンクリート強度：設計基準強度，地盤のせん断波速度：標準地盤，RC造部の減衰定数：5%  
 \*2：応答値は，耐震壁の加速度，変位，せん断力，曲げモーメント，軸力，せん断ひずみ並びに  
 杭頭の軸力，曲げモーメント，せん断力とする。

図2-1 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法のフロー

### 3. 地震動の選定

格納容器圧力逃がし装置基礎（以下「装置基礎」という。）における基準地震動  $S_s$  に対する地震動の選定を以下に示す。装置基礎の基準地震動  $S_s$  に対する最大応答値及び杭頭断面力を表3-1～表3-14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，不確かさ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<sub>s</sub>，NS方向）

質点番号	最大応答加速度 (m/s <sup>2</sup> )								
	S <sub>s</sub> -1	S <sub>s</sub> -2	S <sub>s</sub> -3	S <sub>s</sub> -4	S <sub>s</sub> -5	S <sub>s</sub> -6	S <sub>s</sub> -7	S <sub>s</sub> -8	最大値
1	23.2	17.6	14.6	8.99	9.38	9.16	8.94	18.8	23.2
2	15.9	11.5	12.3	7.09	7.27	7.31	6.15	15.5	15.9

注：網掛け部分は最大値を示す

表3-2 最大応答変位一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，NS方向）

質点番号	最大応答変位 (mm)								
	S <sub>s</sub> -1	S <sub>s</sub> -2	S <sub>s</sub> -3	S <sub>s</sub> -4	S <sub>s</sub> -5	S <sub>s</sub> -6	S <sub>s</sub> -7	S <sub>s</sub> -8	最大値
1	91.4	69.1	72.1	35.5	40.2	38.1	35.2	83.6	91.4
2	67.9	56.7	59.6	28.4	33.4	30.3	29.5	68.8	68.8

注1：網掛け部分は最大値を示す

注2：T.M.S.L.-13.7m（原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル）の地盤に対する相対変位を示す

表3-3 最大応答せん断力一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，NS方向）

部材番号	最大応答せん断力 (×10 <sup>3</sup> kN)								
	S <sub>s</sub> -1	S <sub>s</sub> -2	S <sub>s</sub> -3	S <sub>s</sub> -4	S <sub>s</sub> -5	S <sub>s</sub> -6	S <sub>s</sub> -7	S <sub>s</sub> -8	最大値
(1)	25.5	19.3	16.6	9.98	9.80	10.1	9.79	19.8	25.5

注：網掛け部分は最大値を示す

表3-4 最大応答曲げモーメント一覧表（基準地震動  $S_s$ ，NS方向）

部材番号	最大応答曲げモーメント ( $\times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}$ )								
	$S_s-1$	$S_s-2$	$S_s-3$	$S_s-4$	$S_s-5$	$S_s-6$	$S_s-7$	$S_s-8$	最大値
(1)	0.369	0.284	0.241	0.145	0.142	0.146	0.142	0.286	0.369

注：網掛け部分は最大値を示す

表3-5 最大応答せん断ひずみ一覧表（基準地震動  $S_s$ ，NS方向）

部材番号	最大応答せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ )								
	$S_s-1$	$S_s-2$	$S_s-3$	$S_s-4$	$S_s-5$	$S_s-6$	$S_s-7$	$S_s-8$	最大値
(1)	0.0978	0.0742	0.0638	0.0383	0.0376	0.0387	0.0376	0.0762	0.0978

注：網掛け部分は最大値を示す

表3-6 最大応答加速度一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，EW方向）

質点番号	最大応答加速度 (m/s <sup>2</sup> )								
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	最大値
1	23.7	18.5	15.0	12.3	14.7	13.2	18.5	19.4	23.7
2	15.4	16.5	12.6	9.26	9.73	9.73	11.8	15.7	16.5

注：網掛け部分は最大値を示す

表3-7 最大応答変位一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，EW方向）

質点番号	最大応答変位 (mm)								
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	最大値
1	92.8	101	78.4	59.0	62.0	65.4	70.5	91.6	101
2	72.0	83.3	64.7	50.3	50.6	56.2	56.8	75.4	83.3

注1：網掛け部分は最大値を示す

注2：T.M.S.L.-13.7m（原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル）の地盤に対する相対変位を示す

表3-8 最大応答せん断力一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，EW方向）

部材番号	最大応答せん断力 (×10 <sup>3</sup> kN)								
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	最大値
(1)	25.6	21.5	16.9	14.2	16.4	15.3	20.5	20.3	25.6

注：網掛け部分は最大値を示す

表3-9 最大応答曲げモーメント一覧表（基準地震動  $S_s$ ，EW方向）

部材番号	最大応答曲げモーメント（ $\times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}$ ）								
	$S_s-1$	$S_s-2$	$S_s-3$	$S_s-4$	$S_s-5$	$S_s-6$	$S_s-7$	$S_s-8$	最大値
(1)	0.373	0.311	0.245	0.207	0.240	0.223	0.299	0.293	0.373

注：網掛け部分は最大値を示す

表3-10 最大応答せん断ひずみ一覧表（基準地震動  $S_s$ ，EW方向）

部材番号	最大応答せん断ひずみ（ $\times 10^{-3}$ ）								
	$S_s-1$	$S_s-2$	$S_s-3$	$S_s-4$	$S_s-5$	$S_s-6$	$S_s-7$	$S_s-8$	最大値
(1)	0.0959	0.0805	0.0631	0.0531	0.0614	0.0571	0.0766	0.0758	0.0959

注：網掛け部分は最大値を示す

表3-11 最大応答加速度一覧表（基準地震動  $S_s$ ，鉛直方向）

質点番号	最大応答加速度 ( $m/s^2$ )								
	$S_s-1$	$S_s-2$	$S_s-3$	$S_s-4$	$S_s-5$	$S_s-6$	$S_s-7$	$S_s-8$	最大値
1	8.03	5.34	5.30	4.12	4.14	4.43	4.06	3.05	8.03
2	7.81	5.24	5.12	3.93	4.02	4.32	3.94	2.79	7.81

注：網掛け部分は最大値を示す

表3-12 最大応答変位一覧表（基準地震動  $S_s$ ，鉛直方向）

質点番号	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
1	8.37	4.74	5.01	2.43	2.93	2.72	2.88	2.34	8.37
2	8.29	4.70	4.96	2.40	2.89	2.70	2.85	2.30	8.29

注1：網掛け部分は最大値を示す

注2：T.M.S.L.-13.7m（原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル）の地盤に対する相対変位を示す

表3-13 最大応答軸力一覧表（基準地震動  $S_s$ ，鉛直方向）

部材番号	最大応答軸力 ( $\times 10^4 kN$ )								
	$S_s-1$	$S_s-2$	$S_s-3$	$S_s-4$	$S_s-5$	$S_s-6$	$S_s-7$	$S_s-8$	最大値
(1)	0.795	0.518	0.550	0.419	0.398	0.432	0.398	0.355	0.795

注：網掛け部分は最大値を示す

表3-14 杭頭断面力一覧表（基準地震動 S s）

(a) 最大応答軸力

最大応答軸力 (×10 <sup>3</sup> kN)											
Ss-1(NS)	Ss-1(EW)	Ss-2	Ss-3(NS)	Ss-3(EW)	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8(NS)	Ss-8(EW)	最大値
7.52	8.63	9.55	5.51	6.37	6.05	6.56	6.71	7.22	6.32	7.26	9.55

注1：網掛け部分は最大値を示す  
注2：圧縮を正，引張を負とする

(b) 最小応答軸力

最小応答軸力 (×10 <sup>3</sup> kN)											
Ss-1(NS)	Ss-1(EW)	Ss-2	Ss-3(NS)	Ss-3(EW)	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8(NS)	Ss-8(EW)	最小値
-6.42	-6.96	-8.14	-3.97	-5.06	-4.18	-5.52	-4.35	-6.99	-4.88	-5.65	-8.14

注1：網掛け部分は最小値を示す  
注2：圧縮を正，引張を負とする

(c) 最大応答曲げモーメント

	最大応答曲げモーメント											
	Ss-1(NS)	Ss-1(EW)	Ss-2	Ss-3(NS)	Ss-3(EW)	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8(NS)	Ss-8(EW)	最大値
軸力(×10 <sup>3</sup> kN)	7.33	8.03	6.61	4.65	5.26	1.58	-0.430	0.724	4.00	6.17	6.56	8.03
曲げモーメント(×10 <sup>4</sup> kN・m)	1.06	1.10	1.18	0.865	0.893	0.796	0.855	0.870	0.937	1.01	1.04	1.18

注1：網掛け部分は最大値を示す  
注2：Nは最大応答曲げモーメント発生時の軸力を示す

(d) 最大応答せん断力

最大応答せん断力 (×10 <sup>3</sup> kN)											
Ss-1(NS)	Ss-1(EW)	Ss-2	Ss-3(NS)	Ss-3(EW)	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8(NS)	Ss-8(EW)	最大値
5.02	4.98	4.93	3.80	3.78	3.40	3.55	3.61	3.95	4.60	4.61	5.02

注：網掛け部分は最大値を示す

4. 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動

構築物及び地震動ごと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構築物の応答の確認は、以下の資料に基づき実施した。

- ・ 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」

表4-1 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動

構築物名	材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動
	基準地震動 $S_s$
装置基礎	$Ss-1, Ss-2, Ss-8$

## 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

## 目 次

1. 概要 .....	別紙 3-2-1
2. 地震応答解析結果 .....	別紙 3-2-1

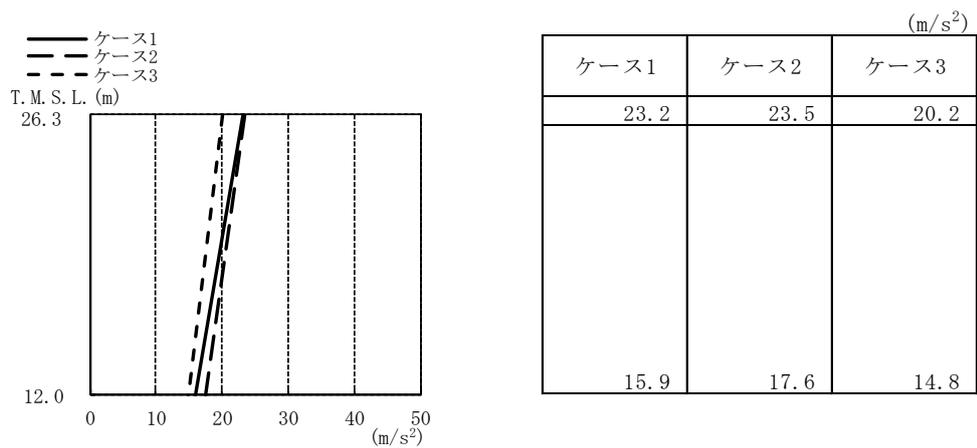
## 1. 概要

本資料は格納容器圧力逃がし装置基礎の地震応答解析において、材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を示すものである。

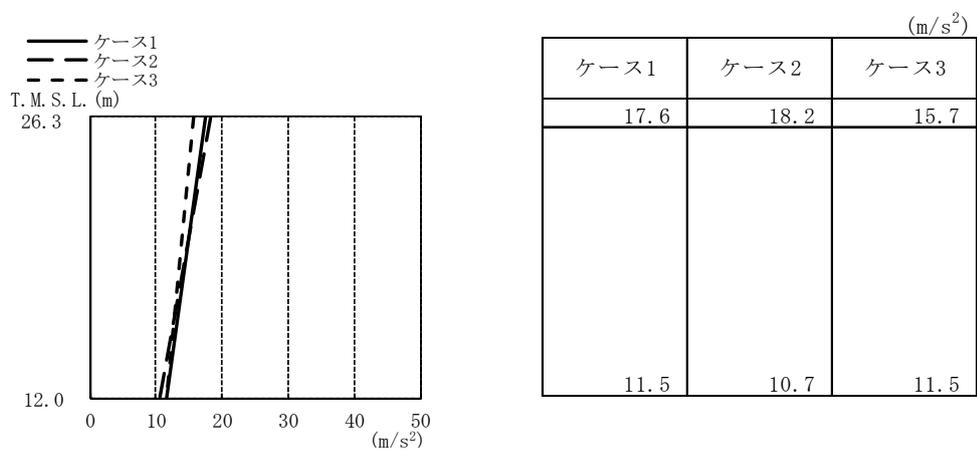
## 2. 地震応答解析結果

地盤剛性の不確かさを考慮した基準地震動  $S_s$  に対する地震応答解析結果を図2-1～図2-17及び表2-1に示す。

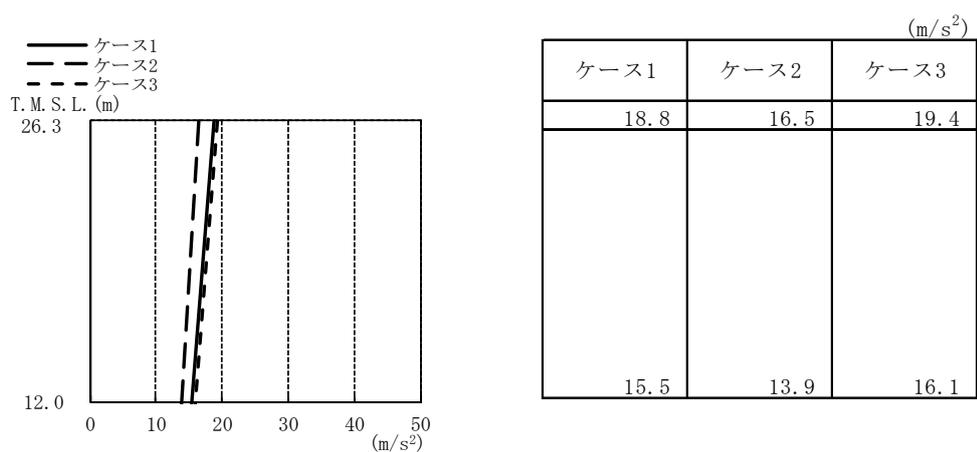
以後、基本ケースをケース1、地盤剛性  $+\sigma$  としたケースをケース2、地盤剛性  $-\sigma$  としたケースをケース3として示す。



(a) Ss-1

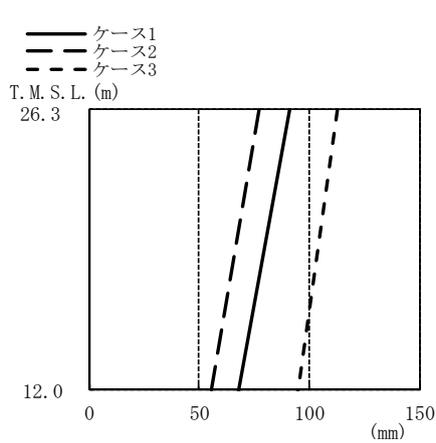


(b) Ss-2



(c) Ss-8

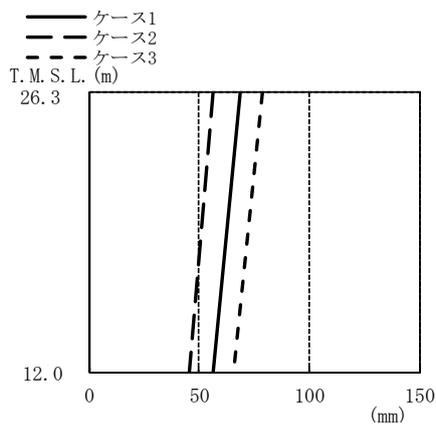
図2-1 最大応答加速度 (基準地震動 S<sub>s</sub>, NS方向)



(mm)		
ケース1	ケース2	ケース3
91.4	77.2	113
67.9	55.4	95.2

注：T.M.S.L. -13.7m（原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル）の地盤に対する相対変位を示す

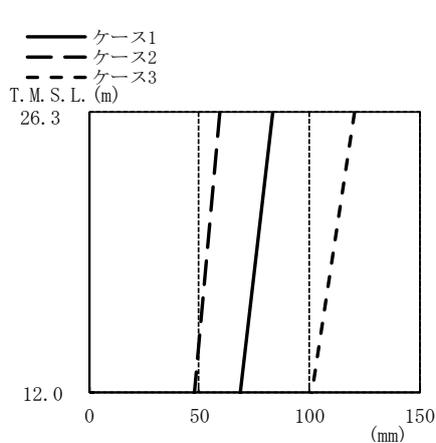
(a) Ss-1



(mm)		
ケース1	ケース2	ケース3
69.1	56.4	79.2
56.7	45.7	65.9

注：T.M.S.L. -13.7m（原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル）の地盤に対する相対変位を示す

(b) Ss-2

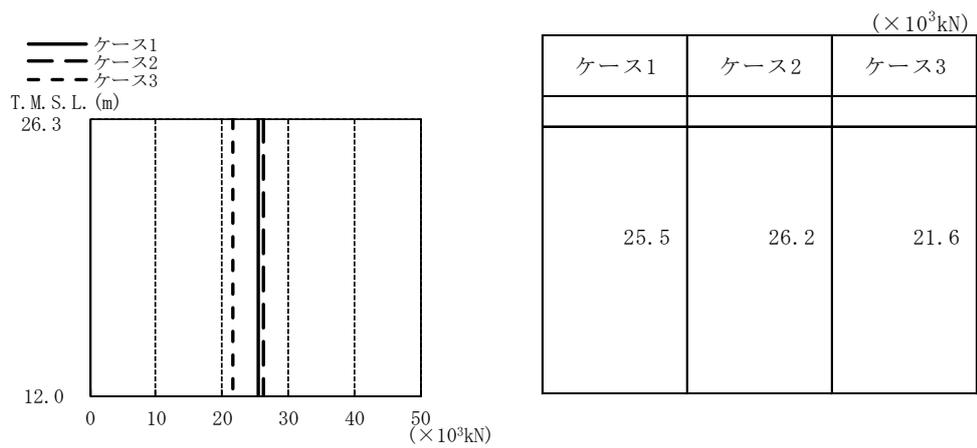


(mm)		
ケース1	ケース2	ケース3
83.6	59.2	121
68.8	47.9	101

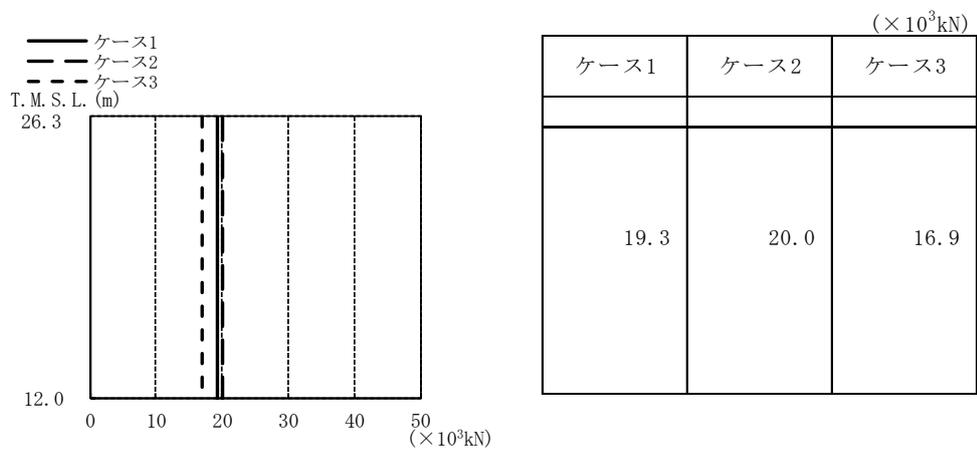
注：T.M.S.L. -13.7m（原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル）の地盤に対する相対変位を示す

(c) Ss-8

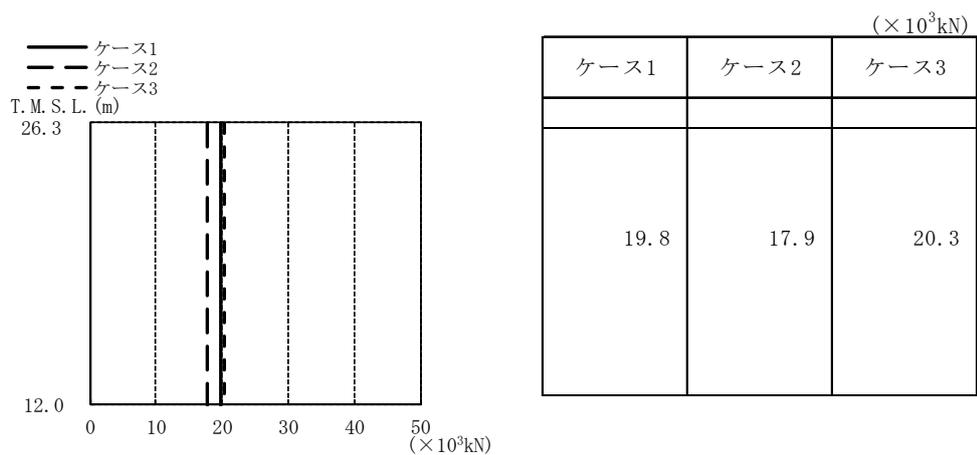
図2-2 最大応答変位（基準地震動 S<sub>s</sub>，NS方向）



(a) Ss-1

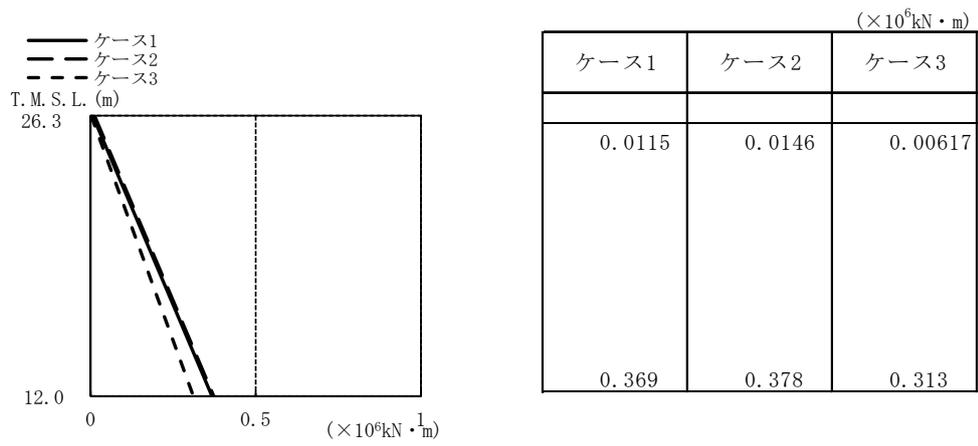


(b) Ss-2

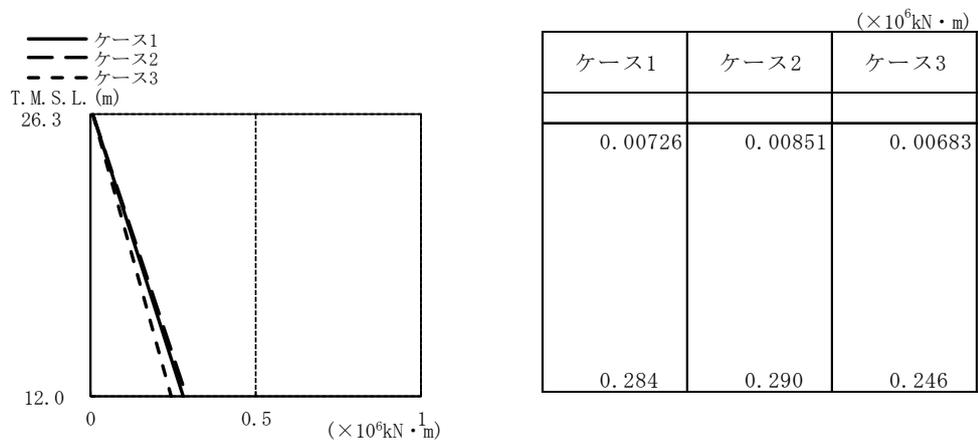


(c) Ss-8

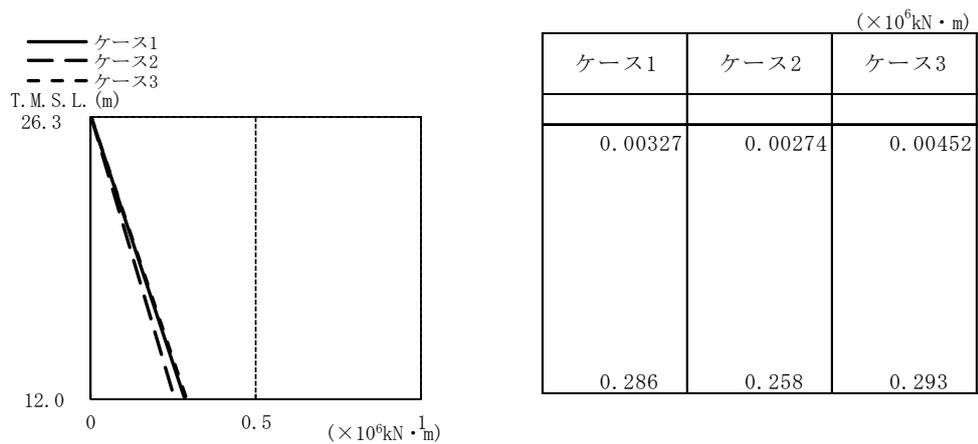
図2-3 最大応答せん断力 (基準地震動 S<sub>s</sub>, NS方向)



(a) Ss-1

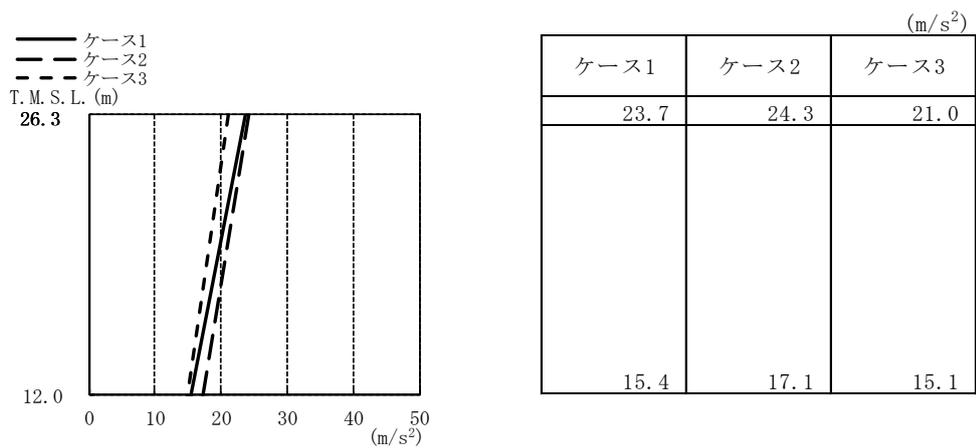


(b) Ss-2

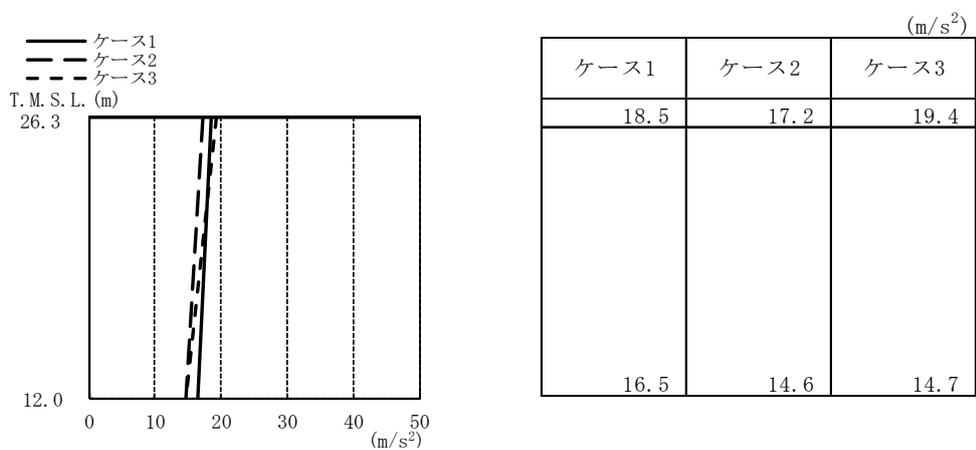


(c) Ss-8

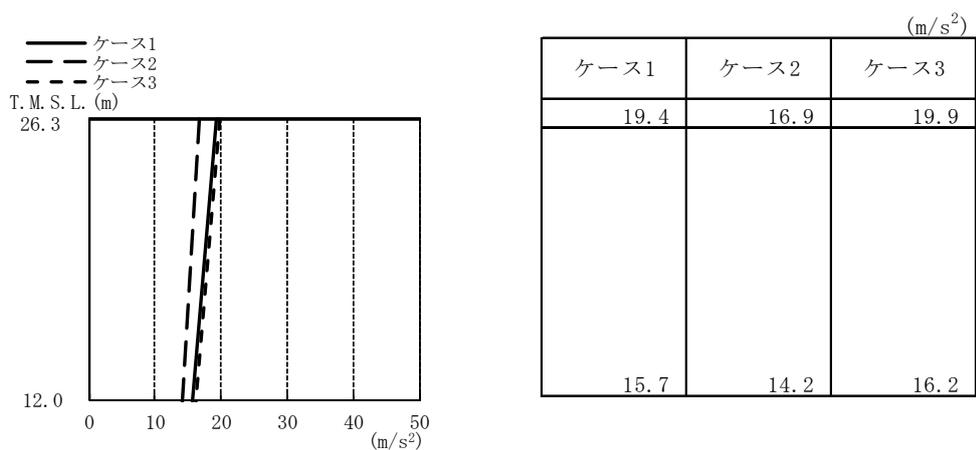
図2-4 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S s , NS方向)



(a) Ss-1

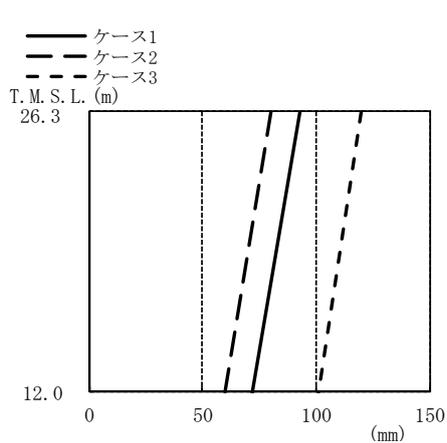


(b) Ss-2



(c) Ss-8

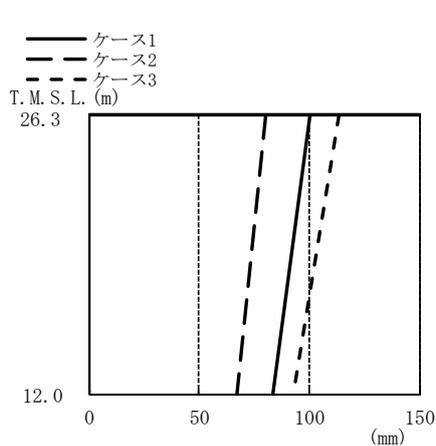
図 2-5 最大応答加速度 (基準地震動 S<sub>s</sub>, EW 方向)



(mm)		
ケース1	ケース2	ケース3
92.8	80.4	120
72.0	59.9	101

注：T.M.S.L. -13.7m（原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル）の地盤に対する相対変位を示す

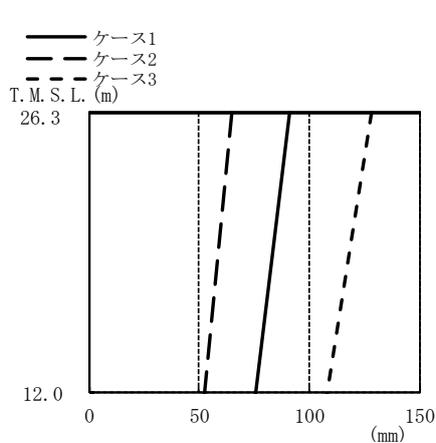
(a) Ss-1



(mm)		
ケース1	ケース2	ケース3
101	80.4	114
83.3	67.0	92.8

注：T.M.S.L. -13.7m（原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル）の地盤に対する相対変位を示す

(b) Ss-2

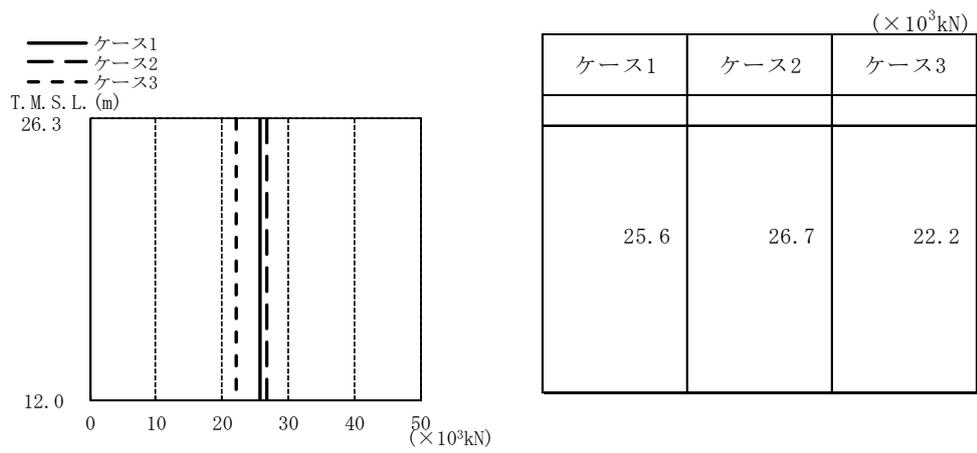


(mm)		
ケース1	ケース2	ケース3
91.6	65.3	128
75.4	52.7	108

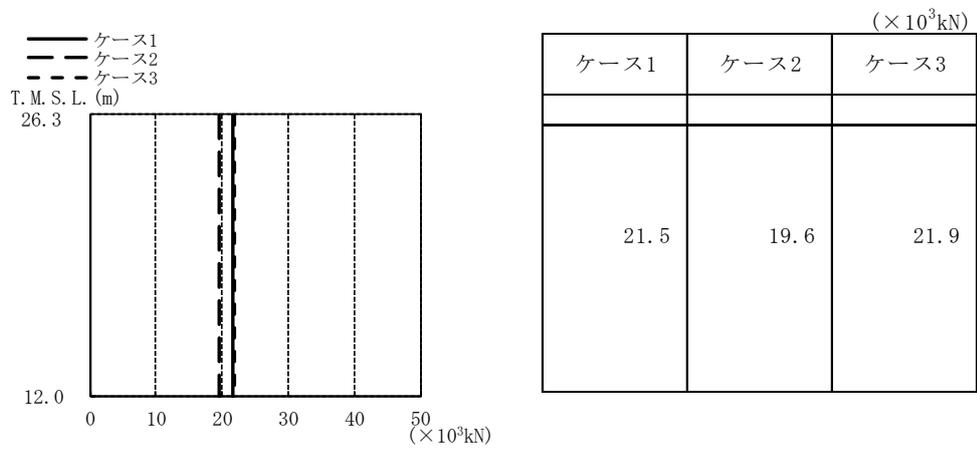
注：T.M.S.L. -13.7m（原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル）の地盤に対する相対変位を示す

(c) Ss-8

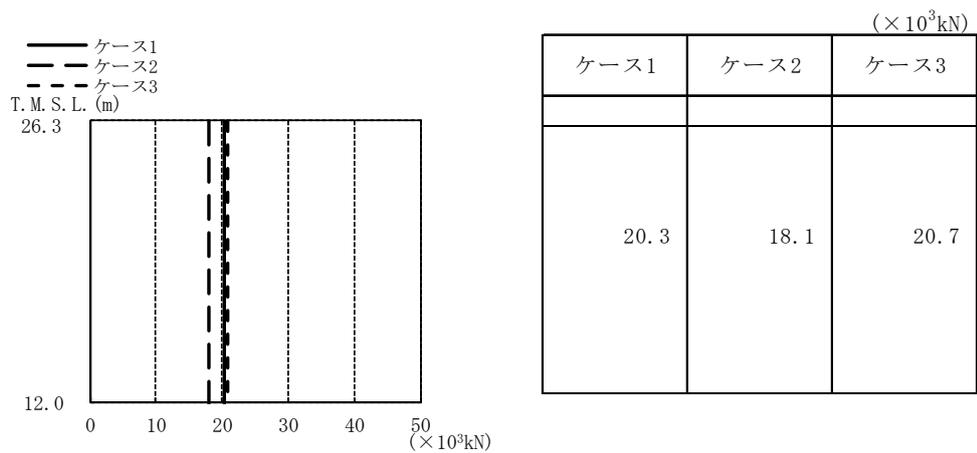
図2-6 最大応答変位（基準地震動 S<sub>s</sub>，EW方向）



(a) Ss-1

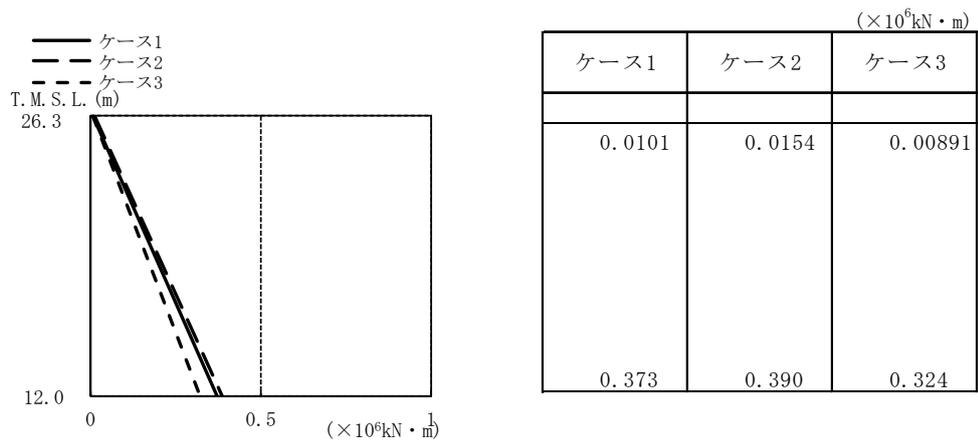


(b) Ss-2

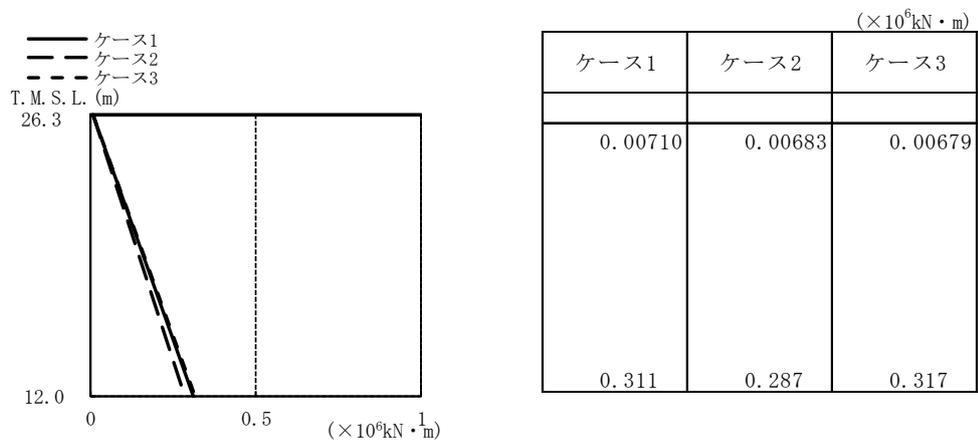


(c) Ss-8

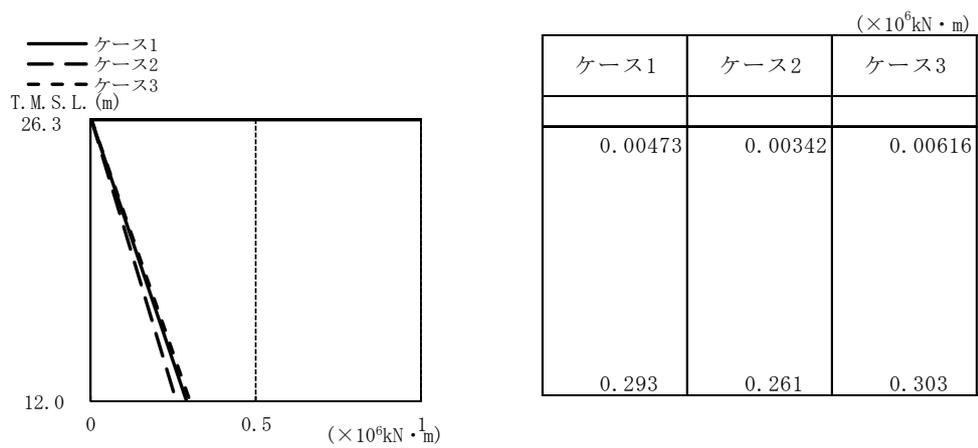
図2-7 最大応答せん断力 (基準地震動 S<sub>s</sub>, EW方向)



(a) Ss-1

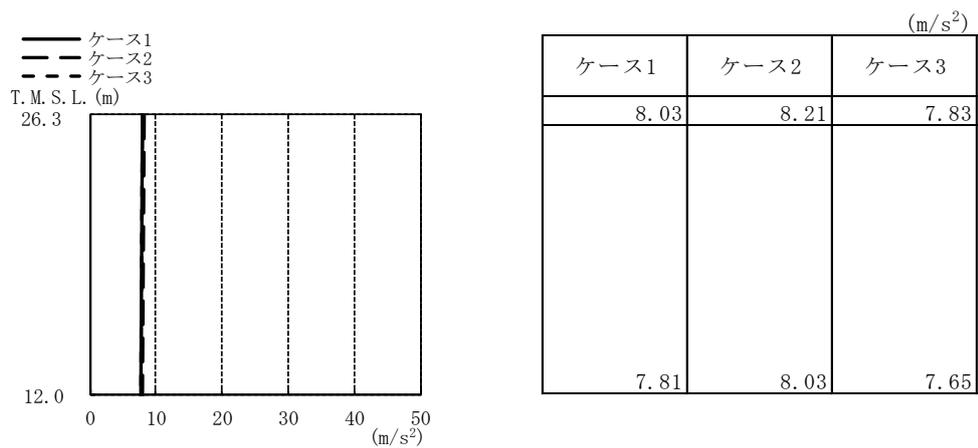


(b) Ss-2

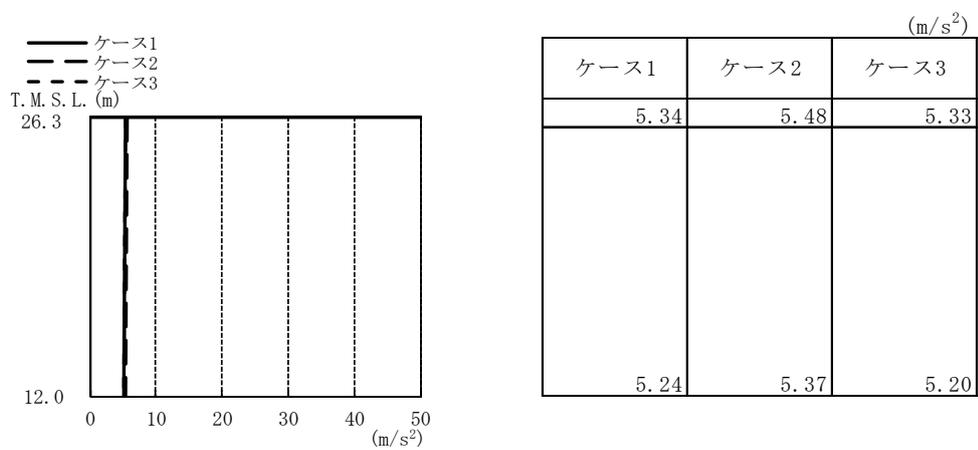


(c) Ss-8

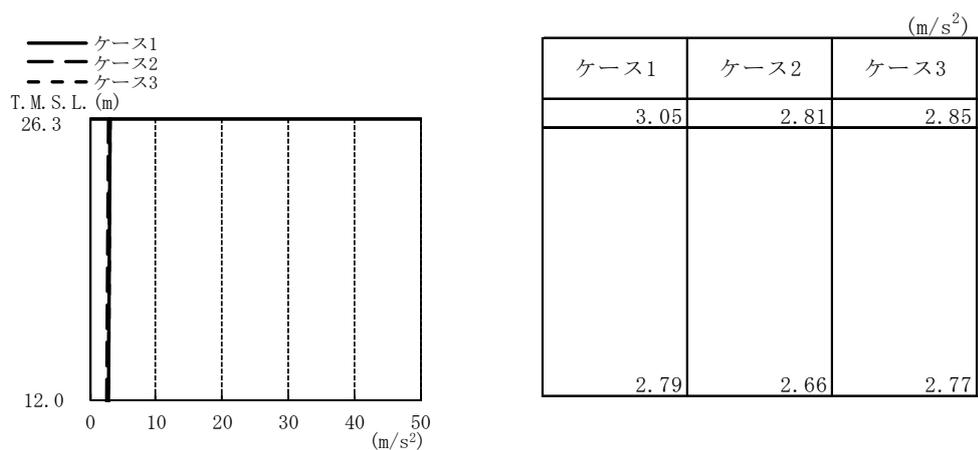
図2-8 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S s , EW方向)



(a) Ss-1

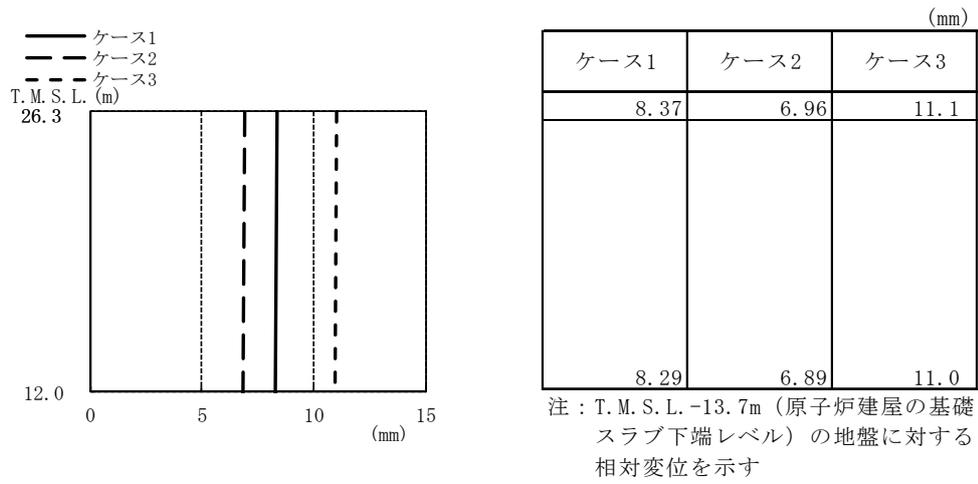


(b) Ss-2

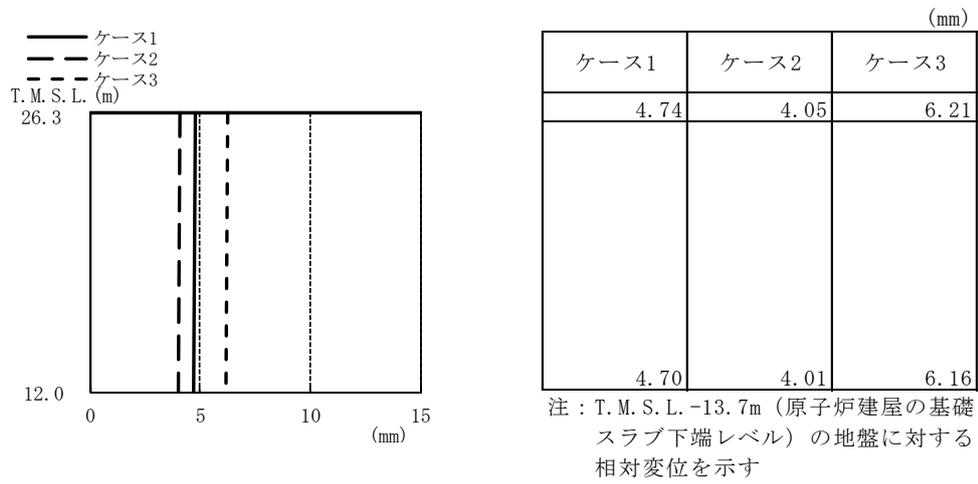


(c) Ss-8

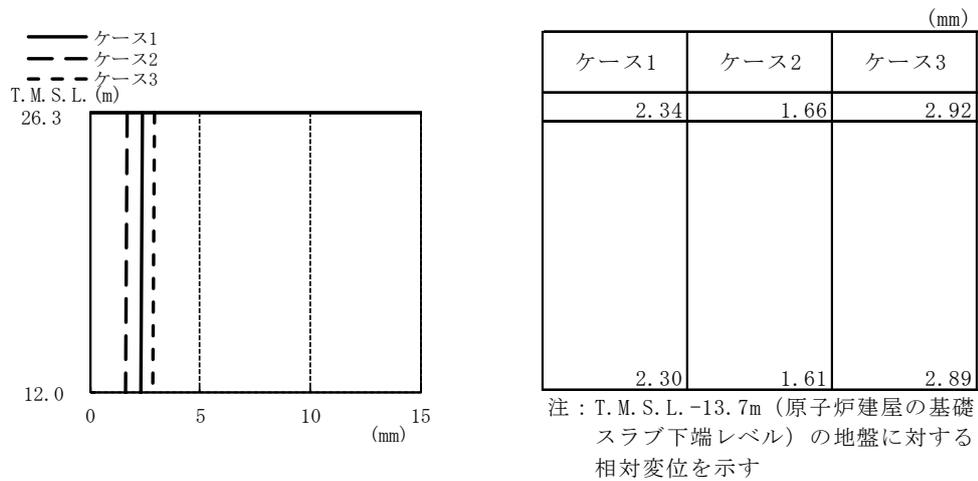
図2-9 最大応答加速度（基準地震動 S s ，鉛直方向）



(a) Ss-1

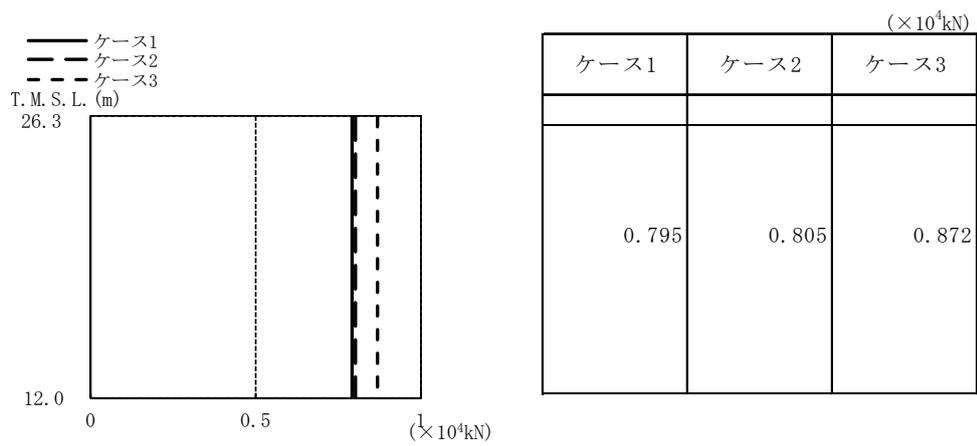


(b) Ss-2

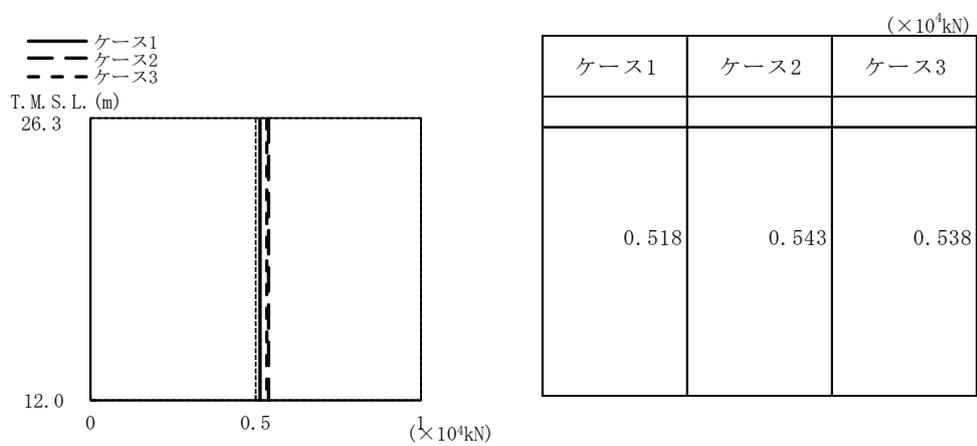


(c) Ss-8

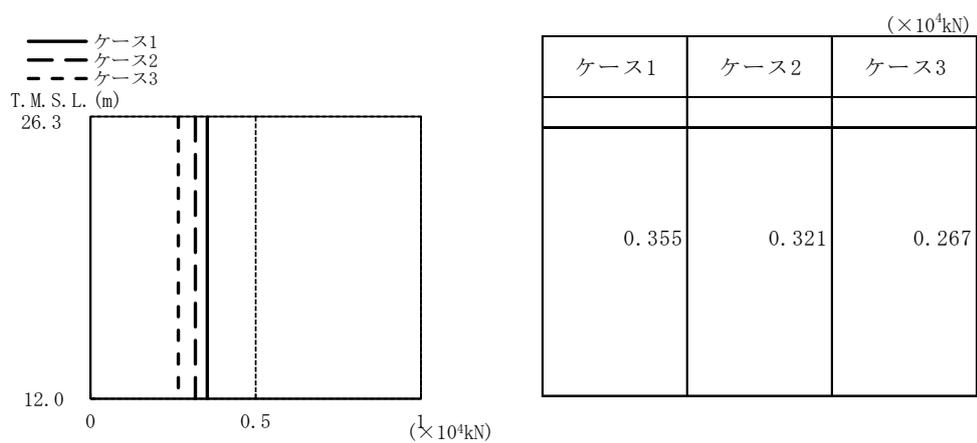
図2-10 最大応答変位 (基準地震動 S<sub>s</sub>, 鉛直方向)



(a) Ss-1



(b) Ss-2



(c) Ss-8

図2-11 最大応答軸力 (基準地震動 S<sub>s</sub>, 鉛直方向)

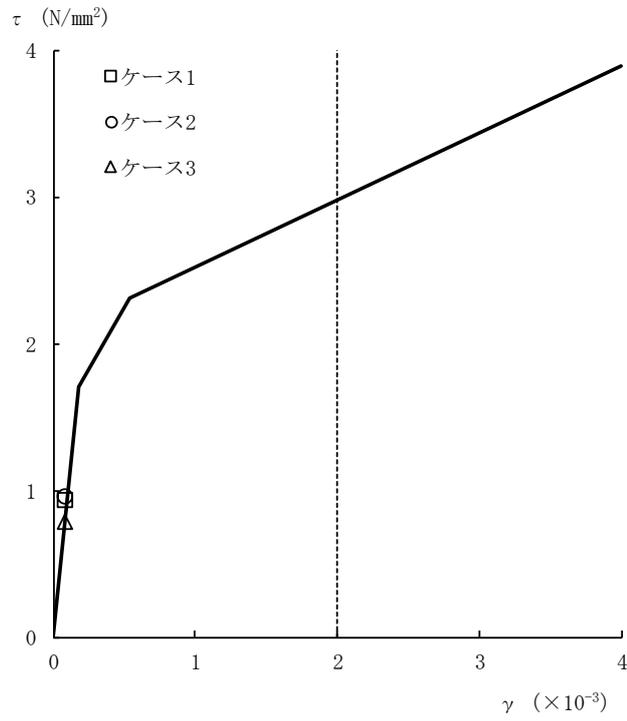


図2-12 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向)

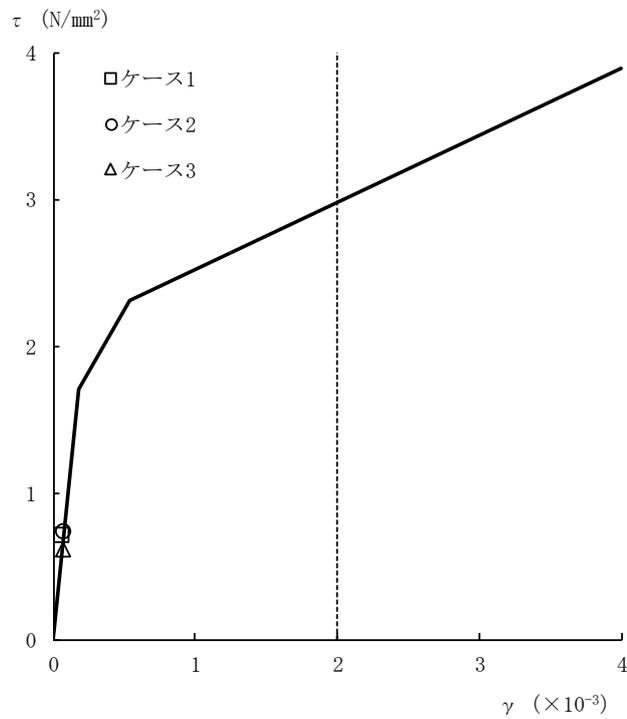


図2-13 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-2, NS方向)

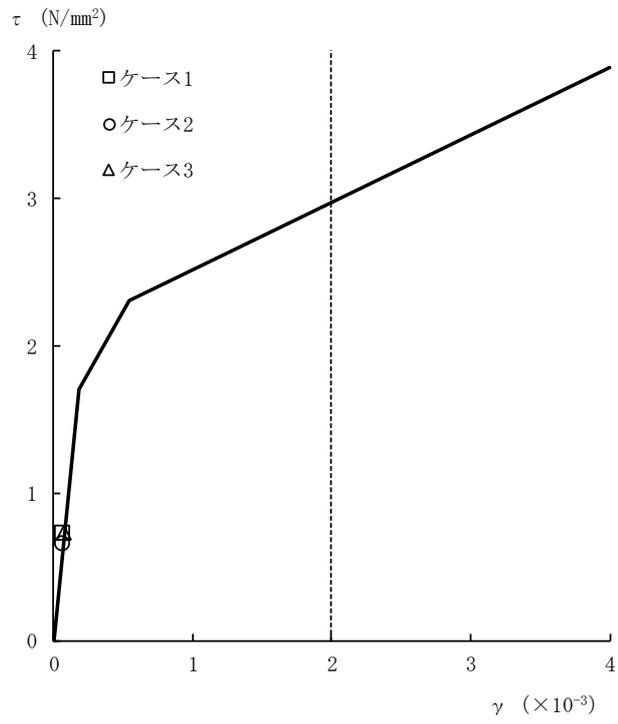


図2-14 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-8, NS方向)

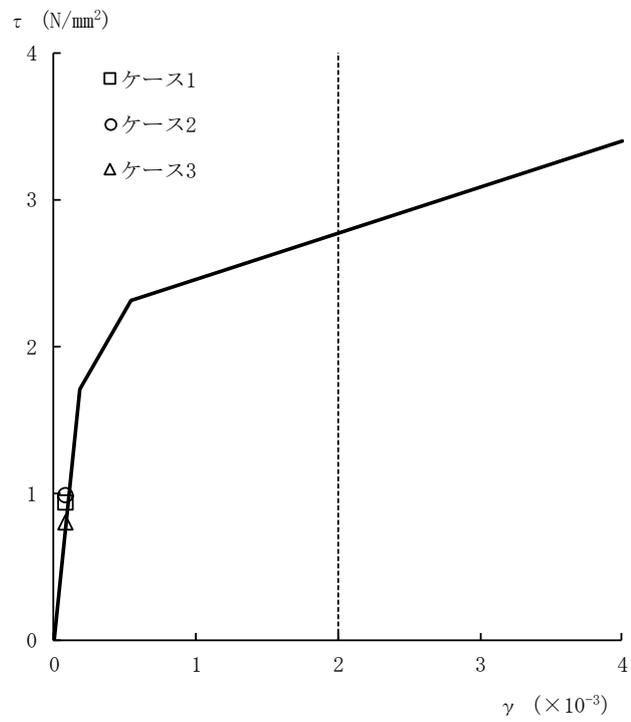


図2-15 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向)

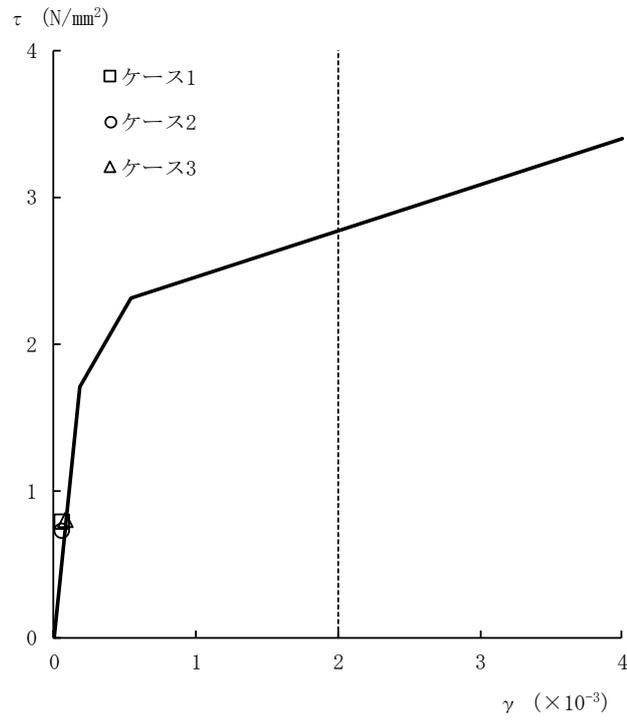


図2-16 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-2, EW方向)

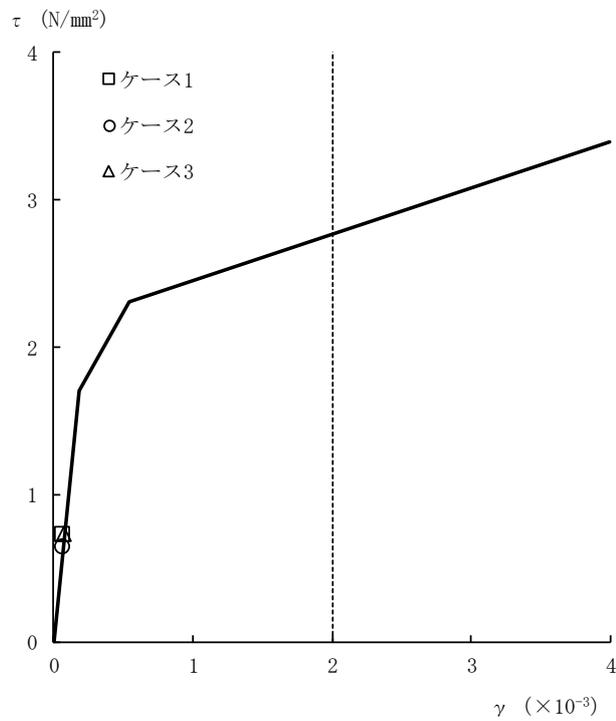


図2-17 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-8, EW方向)

表2-1 杭頭断面力一覧 (1/2)

(a) 最大応答軸力

解析 ケース	ケース1		ケース2		ケース3	
	杭番号	Nmax ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Nmax ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Nmax ( $\times 10^3$ kN)
Ss-1 (NS)	2401	7.52	101	7.47	101	8.17
Ss-1 (EW)	101	8.63	101	8.62	601	8.69
Ss-2	601	9.55	1901	9.15	2401	10.4
Ss-8 (NS)	1901	6.32	1901	5.22	2401	6.95
Ss-8 (EW)	101	7.26	101	6.11	101	8.17

注1：ハッチングは最大応答値のうち最も大きい値を表示

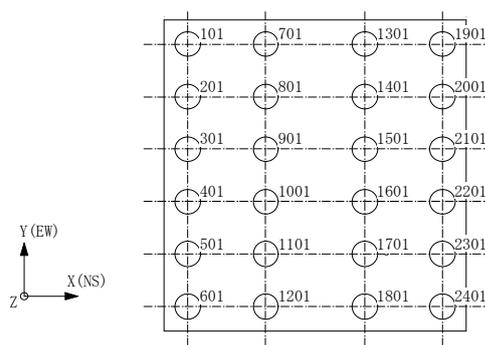
注2：圧縮を正，引張を負とする

(b) 最小応答軸力

解析 ケース	ケース1		ケース2		ケース3	
	杭番号	Nmin ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Nmin ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Nmin ( $\times 10^3$ kN)
Ss-1 (NS)	101	-6.42	101	-6.24	101	-5.62
Ss-1 (EW)	601	-6.96	601	-7.36	2401	-6.58
Ss-2	601	-8.14	1901	-7.40	601	-9.91
Ss-8 (NS)	101	-4.88	101	-4.23	101	-5.17
Ss-8 (EW)	601	-5.65	601	-5.11	601	-5.97

注1：ハッチングは最小応答値のうち最も小さい値を表示

注2：圧縮を正，引張を負とする



杭番号 (杭頭の要素番号)

表2-1 杭頭断面力一覧 (2/2)

(c) 最大応答曲げモーメント

解析 ケース	ケース1			ケース2			ケース3		
	杭番号	N ( $\times 10^3$ kN)	Mmax ( $\times 10^4$ kN・m)	杭番号	N ( $\times 10^3$ kN)	Mmax ( $\times 10^4$ kN・m)	杭番号	N ( $\times 10^3$ kN)	Mmax ( $\times 10^4$ kN・m)
Ss-1(NS)	1901	7.33	1.06	1901	6.55	0.984	1901	6.44	1.27
Ss-1(EW)	1901	8.03	1.10	1901	7.35	0.993	1901	6.66	1.31
Ss-2	1901	6.61	1.18	101	1.51	1.00	1901	6.07	1.28
Ss-8(NS)	1901	6.17	1.01	1901	4.82	0.824	1901	6.80	1.22
Ss-8(EW)	1901	6.56	1.04	1901	5.19	0.868	1901	7.00	1.24

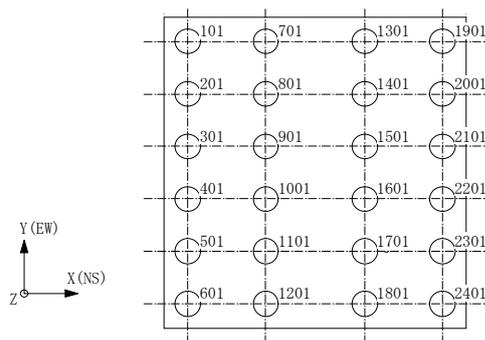
注1：ハッチングは最大応答値のうち最も大きい値を表示

注2：Nは最大応答曲げモーメント発生時の軸力を示す

(d) 最大応答せん断力

解析 ケース	ケース1		ケース2		ケース3	
	杭番号	Qmax ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Qmax ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Qmax ( $\times 10^3$ kN)
Ss-1(NS)	1901	5.02	1901	4.93	1901	5.06
Ss-1(EW)	1901	4.98	1901	4.90	1901	4.92
Ss-2	2401	4.93	1901	4.55	2401	4.71
Ss-8(NS)	1901	4.60	1901	3.95	1901	5.07
Ss-8(EW)	1901	4.61	1901	4.01	1901	4.99

注：ハッチングは最大応答値のうち最も大きい値を表示



杭番号 (杭頭の要素番号)

別紙4 地盤の液状化を考慮した地震応答解析結果

## 目 次

1. 概要	別紙 4-1
2. 解析方針	別紙 4-2
3. 解析方法	別紙 4-4
3.1 設計用模擬地震波	別紙 4-4
3.2 有効応力解析モデル	別紙 4-4
3.3 入力地震動	別紙 4-8
3.4 解析方法	別紙 4-8
3.5 解析条件	別紙 4-8
4. 解析結果	別紙 4-9
5. 機器・配管系評価に与える影響	別紙 4-39
6. まとめ	別紙 4-46

### 別紙4-1 地盤の液状化を考慮した杭軸力の評価結果

参考資料 1 有効応力解析に用いる解析用物性値の設定について

参考資料 2 有効応力解析に用いる解析用物性値の適用性について

参考資料 3 建物・構築物と屋外重要土木構造物の耐震評価手法について

## 1. 概要

格納容器圧力逃がし装置基礎（以下「装置基礎」という。）では，装置基礎直下地盤の液状化による変位を拘束することを目的として，装置基礎周辺の地盤に地盤改良を行う。本資料では，この液状化対策の有効性を評価するため，地盤の有効応力の変化を考慮した地震応答解析（以下「有効応力解析」という。）を行い，構築物及び杭の応答値に与える影響を確認するものである。

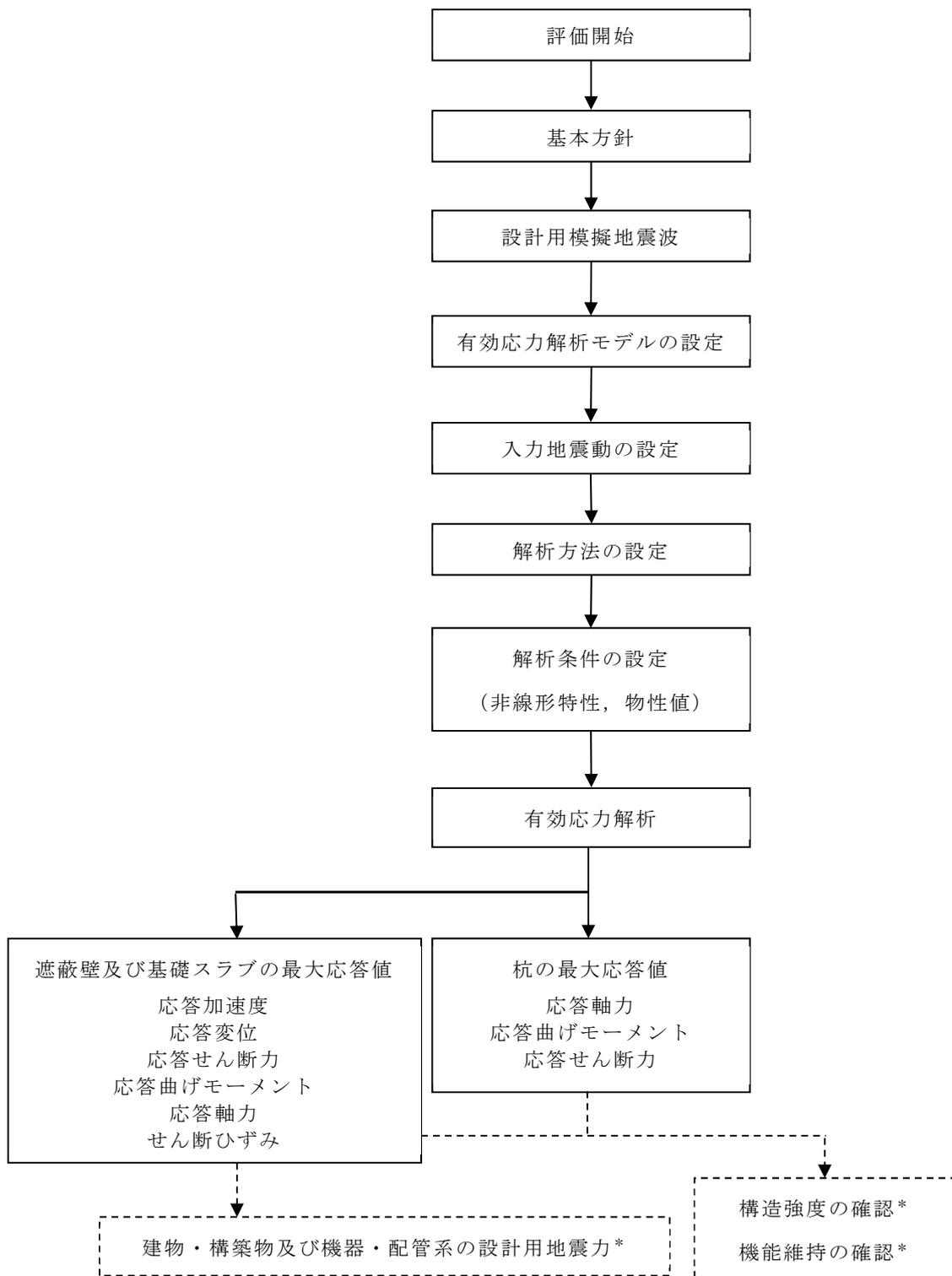
## 2. 解析方針

装置基礎の有効応力解析は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づいて行う。

有効応力解析フローを図2-1に示す。

有効応力解析は、「3.1 設計用模擬地震波」及び「3.2 有効応力解析モデル」において設定した有効応力解析モデルと「3.3 入力地震動」において設定した入力地震動を用いて実施することとし、「3.4 解析方法」及び「3.5 解析条件」に基づき、「4. 解析結果」において構築物及び杭の各種応答値を算出する。

なお、地下水位は保守的に観測最高水位以浅となるように地表面（T.M.S.L. 12.0m）に設定する。



注記\*：有効応力解析結果における各種応答値が、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」に示す解析結果を下回った場合、破線部の検討は実施しない。

図2-1 有効応力解析フロー

### 3. 解析方法

#### 3.1 設計用模擬地震波

装置基礎の有効応力解析モデルは、構築物と杭と地盤の相互作用を評価した構築物－杭－地盤連成モデルとする。この構築物－杭－地盤連成モデルへの入力地震動は、V-2-1-2「基準地震動  $S_s$  及び弾性設計用地震動  $S_d$  の策定概要」に示す解放基盤表面レベルに想定する設計用模擬地震波を用いることとする。

基準地震動  $S_s$  として作成した設計用模擬地震波の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルは、V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」と同一である。

#### 3.2 有効応力解析モデル

有効応力解析モデルは、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき、水平方向及び鉛直方向それぞれについて設定し、原則として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」と同一とする。以下に、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」と異なる条件を示す。

有効応力解析に用いる解析用物性値を表3-1、液状化抵抗曲線を図3-1～図3-3に示す。新期砂層（T.M.S.L. 12.0m～T.M.S.L. 7.3m）、新期砂層（T.M.S.L. 7.3m～T.M.S.L. -3.5m）及び古安田層に用いる解析用物性値については、地盤の液状化による影響を保守的に評価するため、地層の細分化は行わず、液状化抵抗曲線の最も低い埋戻土、新期砂層及び古安田層(A2s)を代用する。地盤改良体の密度は、基本ケースと同様に地盤改良を行う範囲に対して地盤改良体が占める体積（改良率）を考慮するため、表3-1に示す原地盤及び地盤改良体の密度を改良率で加重平均した値を用いて解析用物性値を設定する。また、地盤改良体の動せん断弾性係数は、表3-1に示す地盤改良体の動せん断弾性係数に改良率を乗じた値を用いて解析用物性値を設定する。

土の応力－ひずみモデルとして多重せん断モデルを、ひずみ依存特性として双曲線（修正Hardin-Drnevich）型モデルを採用し、液状化対象層のダイレイタンシー特性にはおわんモデルを採用する。解析領域の境界部においては、側面に地盤の液状化を考慮するための繰返し境界を、底面に半無限性を考慮するための粘性境界を設ける。解析用物性値の設定については（参考資料1）、適用性については（参考資料2）に示す。

なお、「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）」及び「道路橋示方書（V 耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会、平成14年3月）」では、液状化が生じると判定された土層については耐震設計上土質定数（地盤反力係数、地盤反力度の上限値及び最大周面摩擦力度）を低減すると記載されている。本解析においては地盤を含めたモデル化を行うことで地盤の有効応力の変化に伴うせん断剛性及びせん断強度の低下を考慮しているため、地盤反力係数及び地盤反力度の上限値の低減を踏まえた応答評価となっている。杭周面のジョイント要素

については、最大周面摩擦力度の低減は考慮しないが、地盤の有効応力の変化に伴う地盤要素のせん断強度の低下により、最大周面摩擦力度の低減と同等の効果を考慮した応答評価となっている。

表 3-1 解析用物性値（有効応力解析）

(a) 原地盤

物性値		地質区分	埋戻土	新期砂層	古安田層 (A2s層)	西山層 (T. M. S. L. -33.0m以浅)	西山層 (T. M. S. L. -33.0m~-90.0m)
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )		1.94	2.05	1.91	1.73	1.69
	間隙率 n		0.45	0.44	0.45	0.56	0.56
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )		$1.04 \times 10^5$	$1.26 \times 10^5$	$2.14 \times 10^5$	$4.16 \times 10^5$	$4.75 \times 10^5$
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )		98.0	98.0	200.0	98.0	98.0
	ポアソン比 $\nu$		0.33	0.33	0.33	0.451	0.446
	減衰定数の上限値 $h_{max}$		0.225	0.234	0.157	0.257	0.257
強度特性	粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )		0.0	0.0	0.0	$1370-5.04 \cdot Z^*$	$1370-5.04 \cdot Z^*$
	内部摩擦角 $\phi'$ (°)		35.9	34.6	36.6	0.0	0.0
液状化特性	液状化パラメータ (SoilPlus)		A	-0.60	-0.70	-1.00	-
			B	1.40	1.40	1.40	
			C	1.00	1.50	8.00	
			D	180.0	180.0	60.0	
			$C_s/(1+e_0)$	0.0070	0.0070	0.0190	
			$C_c/(1+e_0)$	0.0080	0.0085	0.0195	
			X1	0.140	0.170	0.450	

注記\*：Zは標高(m)を示す。

(b) 地盤改良体

種別		置換	高压喷射
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.85	2.05
	間隙率 n	0.48	0.49
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$1.31 \times 10^6$	$1.45 \times 10^6$
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	98.0	98.0
	ポアソン比 $\nu$	0.302	0.375
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	0.050	0.050
強度特性	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	4000	4000

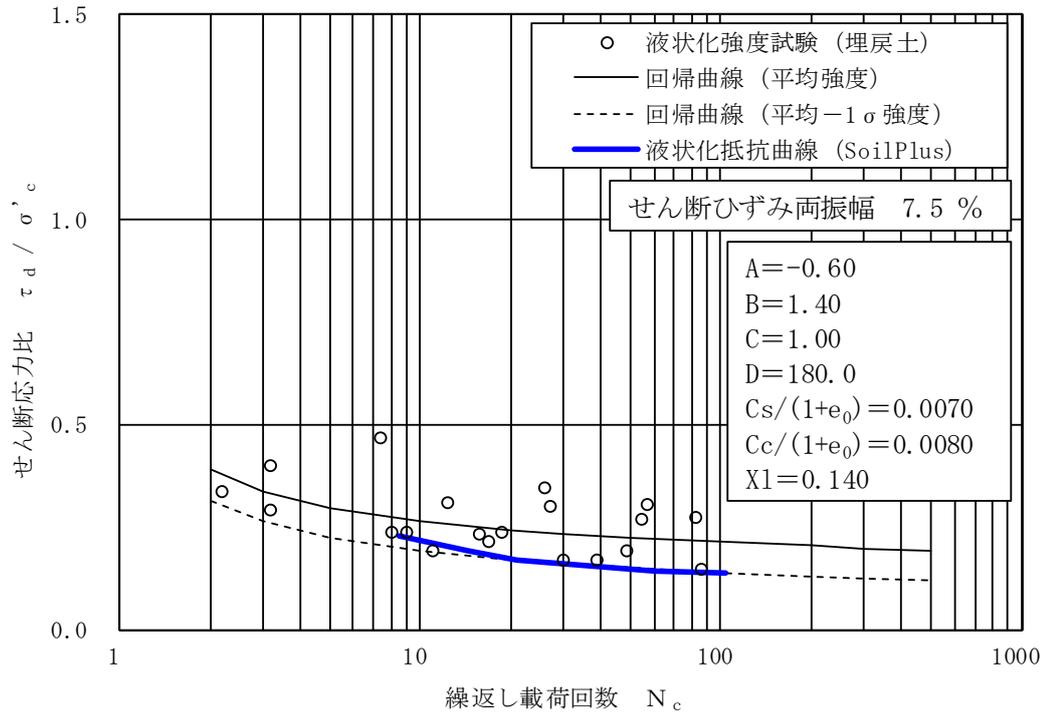


図 3-1 液状化抵抗曲線 (埋戻土)

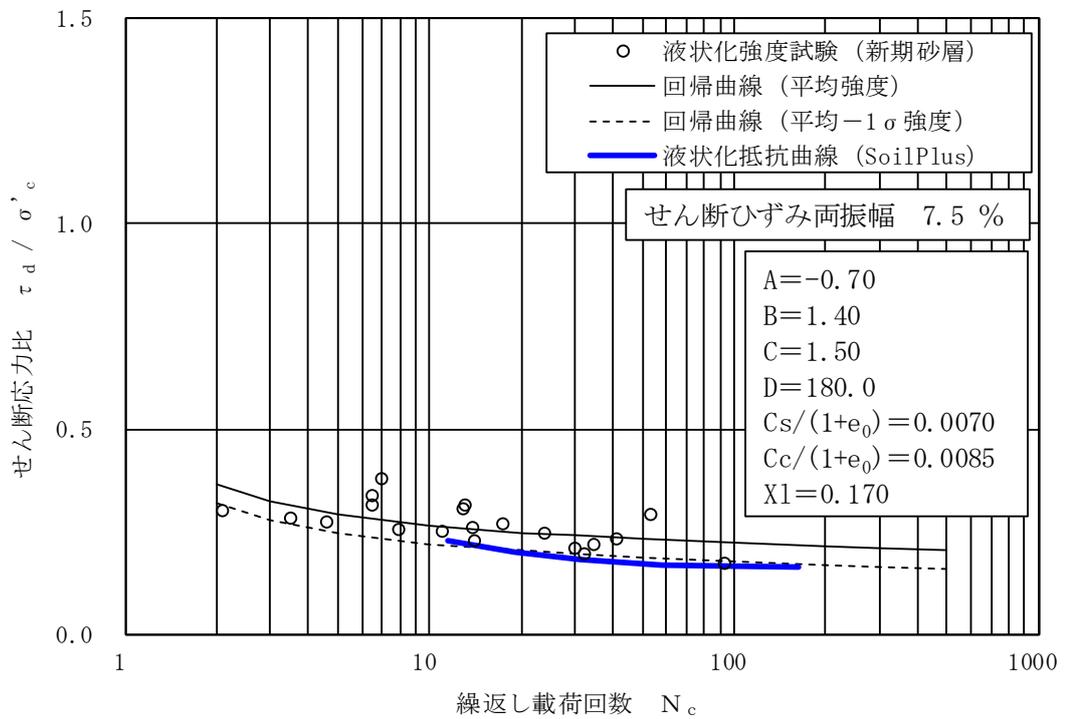


図 3-2 液状化抵抗曲線 (新期砂層)

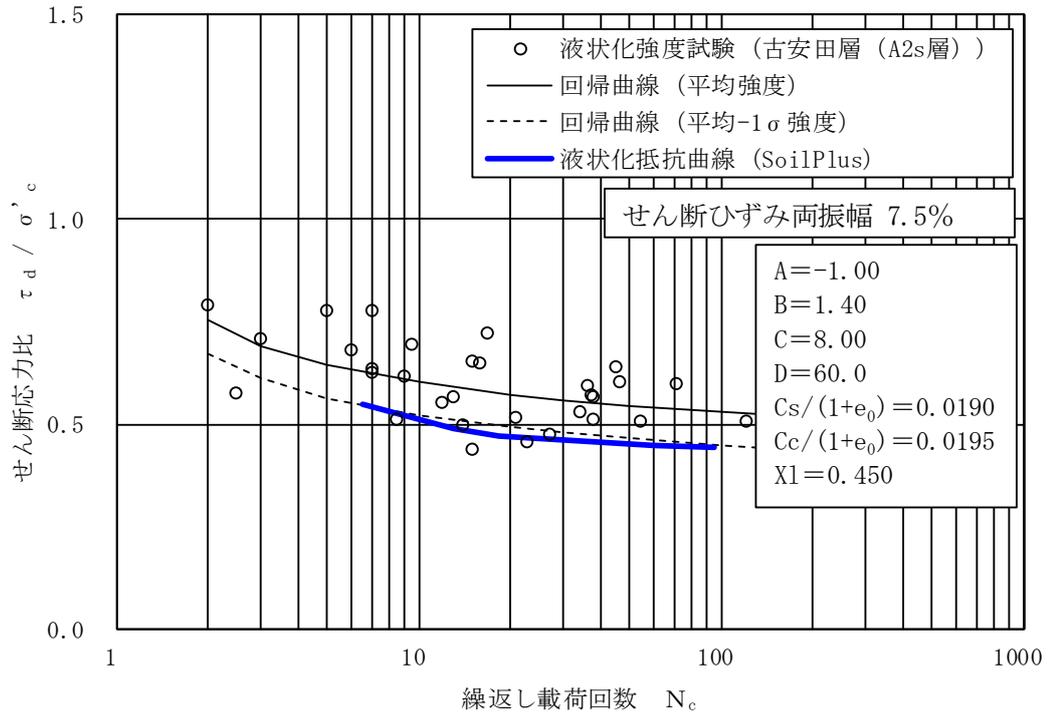


図 3-3 液状化抵抗曲線 (古安田層 (A2s 層))

### 3.3 入力地震動

有効応力解析に用いる入力地震動は、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」と同一とし、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 $S_s$ から等価地盤物性値を用いた一次元波動論により有効応力解析モデルの底面位置（T.M.S.L.-90.0m）に対する応答として評価したものをを用いる。

検討に用いる地震波は、「別紙3-1 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」にて構築物の応答への影響の大きい波として選定した $S_s-1$ 、 $S_s-2$ 及び $S_s-8$ とする。なお、 $S_s-1$ 及び $S_s-8$ については水平方向の方向性が定義されていないことから、 $S_s-1$ 及び $S_s-8$ に対する有効応力解析は、水平方向（NS方向又はEW方向）及び鉛直方向（UD方向）を同時に入力し、 $S_s-2$ に対する有効応力解析は、NS方向、EW方向及び鉛直方向を同時に入力する。

### 3.4 解析方法

建物・構築物の動的解析は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき、地盤の有効応力を考慮した弾塑性時刻歴応答解析により実施する。同解析では、地盤の最大応答加速度、最大応答せん断ひずみ、最大過剰間隙水圧比のほかに、遮蔽壁及び基礎スラブの応答加速度、応答変位、応答せん断力、応答曲げモーメント、応答軸力、せん断ひずみ並びに杭の応答軸力、応答曲げモーメント、応答せん断力を算出する。なお、本検討では最大過剰間隙水圧比が95%を超えた場合に液状化を生じているものと判断する。

有効応力解析には、解析コード「*Soil Plus*」を用いる。

### 3.5 解析条件

装置基礎の復元力特性は、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」と同一とする。

#### 4. 解析結果

本章では、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」に示す地盤の有効応力の変化を考慮しない地震応答解析（以下「全応力解析」という。）による基本ケースの解析結果をケース1，有効応力解析結果をケース4として示す。

基準地震動  $S_s$  の有効応力解析結果のうち，地盤の最大応答加速度，最大応答せん断ひずみ及び最大過剰間隙水圧比を図4-1～図4-21に示す。水平方向の地盤の最大応答加速度は，地盤改良体により原地盤のせん断変形が拘束されるため，装置基礎直下の地盤に比べて地盤改良体の外側では小さくなっている。新期砂層の最大応答せん断ひずみ及び最大過剰間隙水圧比は，地盤の有効応力の変化を考慮したことにより地盤改良体の外側では大きくなっているが，装置基礎直下の地盤については地盤改良体により原地盤のせん断変形が拘束されることで小さくなっている。装置基礎直下の最大過剰間隙水圧比はおおむね95%以下であることから，液状化を生じていないと判断できる。

基準地震動  $S_s$  の有効応力解析結果のうち，遮蔽壁，基礎スラブの応答値を図4-22～図4-34に示す。ケース4の応答値は，最大応答変位を除きいずれもケース1の応答値を下回っている。有効応力解析では，地盤剛性の低下により，地盤の変位は増大するが加速度は減少する。装置基礎においては，地盤変位の増大による応答値の増加に比べ，加速度の減少に伴う慣性力の減少による応答値の減少の方が影響が大きいと考えられる。

基準地震動  $S_s$  の有効応力解析結果のうち，杭の応答値を  $S_s-1$  の結果を代表として図4-35及び図4-36に示す。杭の曲げモーメント及びせん断力は，ケース1及びケース4のいずれも杭頭で最大となるため，杭の応答値は杭頭における値で評価する。杭頭の応答値を表4-1に示す。ケース4の応答値はいずれもケース1の応答値を下回っている。

図4-18において，杭周面に接する新期砂層の一部で最大過剰間隙水圧比が95%を超えており，部分的に液状化を生じていると判断される。これより，新期砂層における杭の周面摩擦力を考慮しない場合の許容限界を用いた杭軸力の評価結果を別紙4-1「地盤の液状化を考慮した杭軸力の評価結果」に示す。

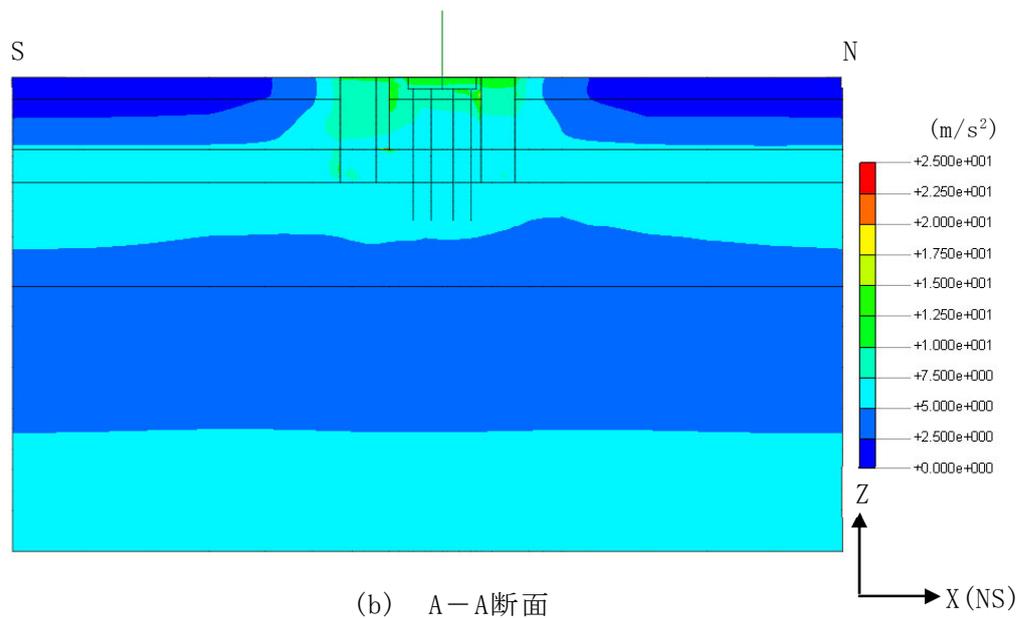
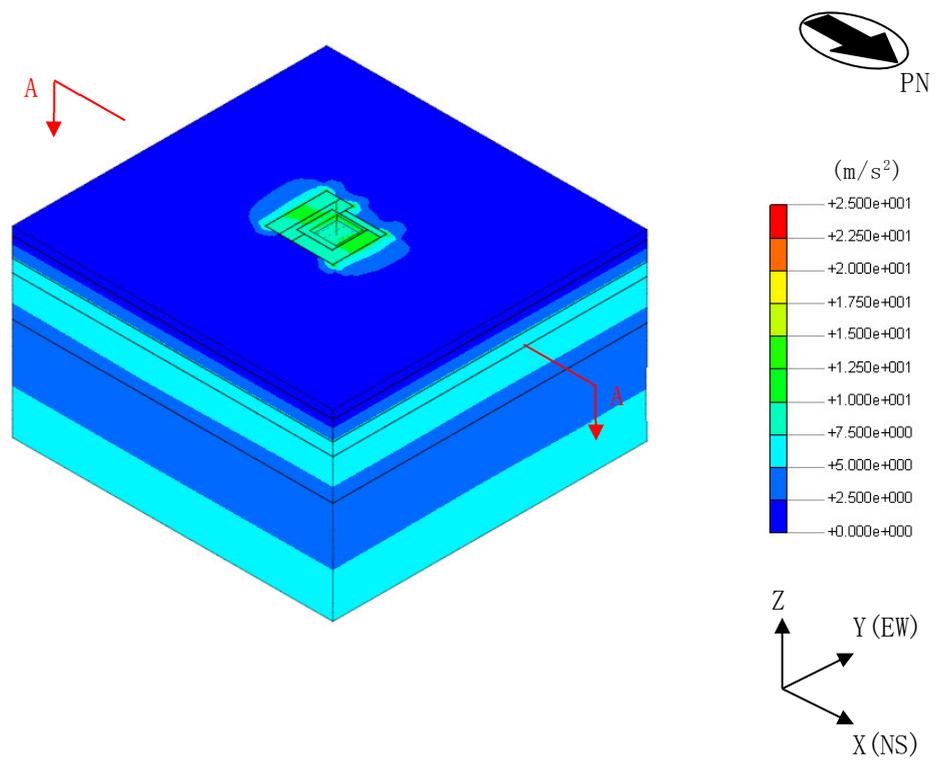
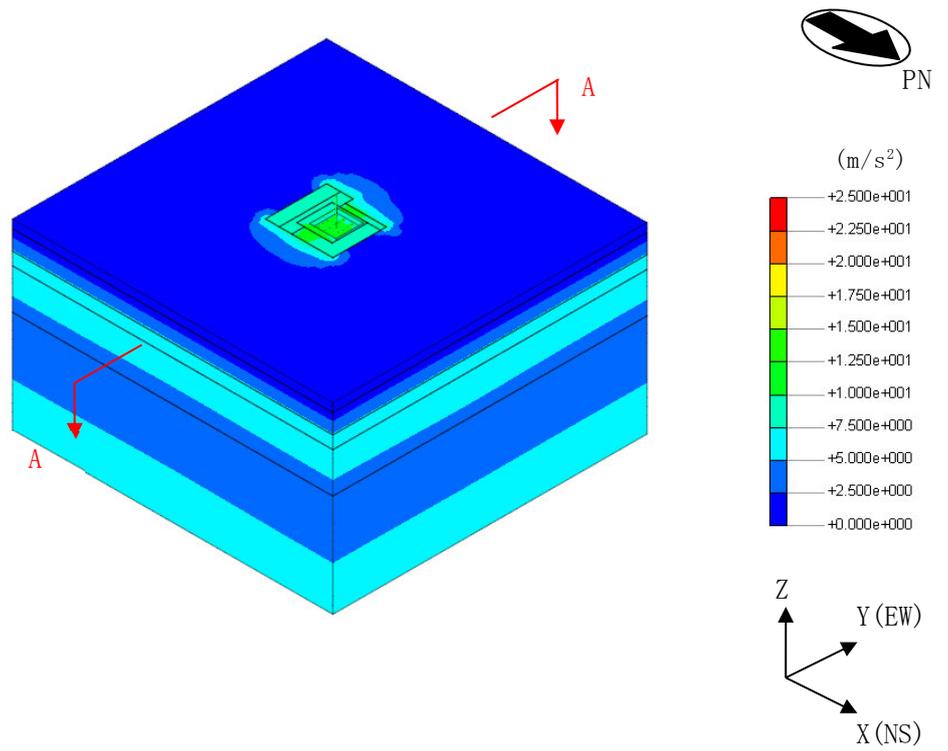
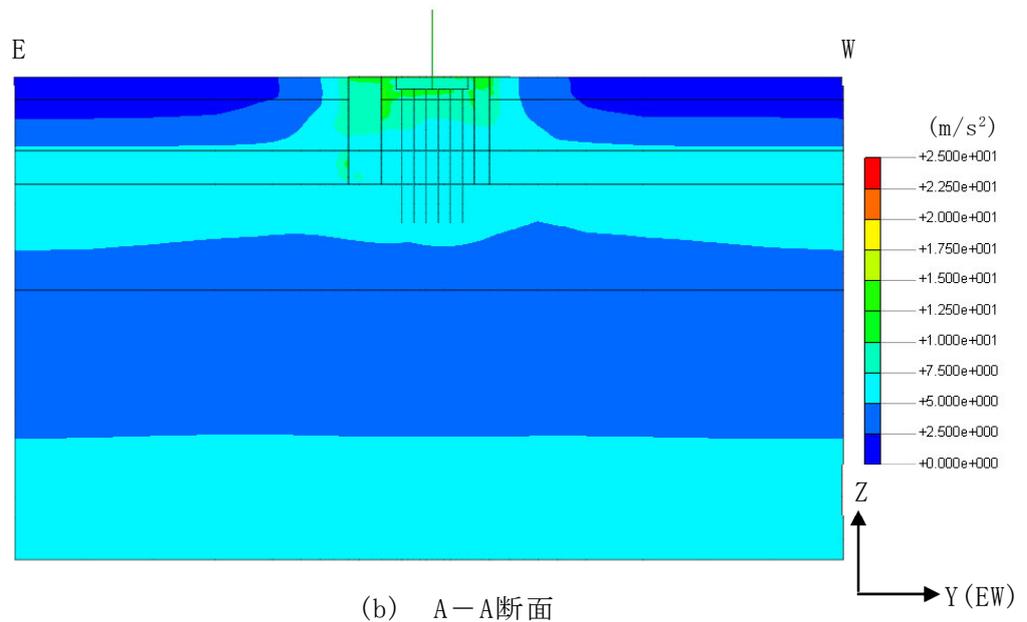


図4-1 地盤の最大応答加速度 (Ss-1, NS方向)

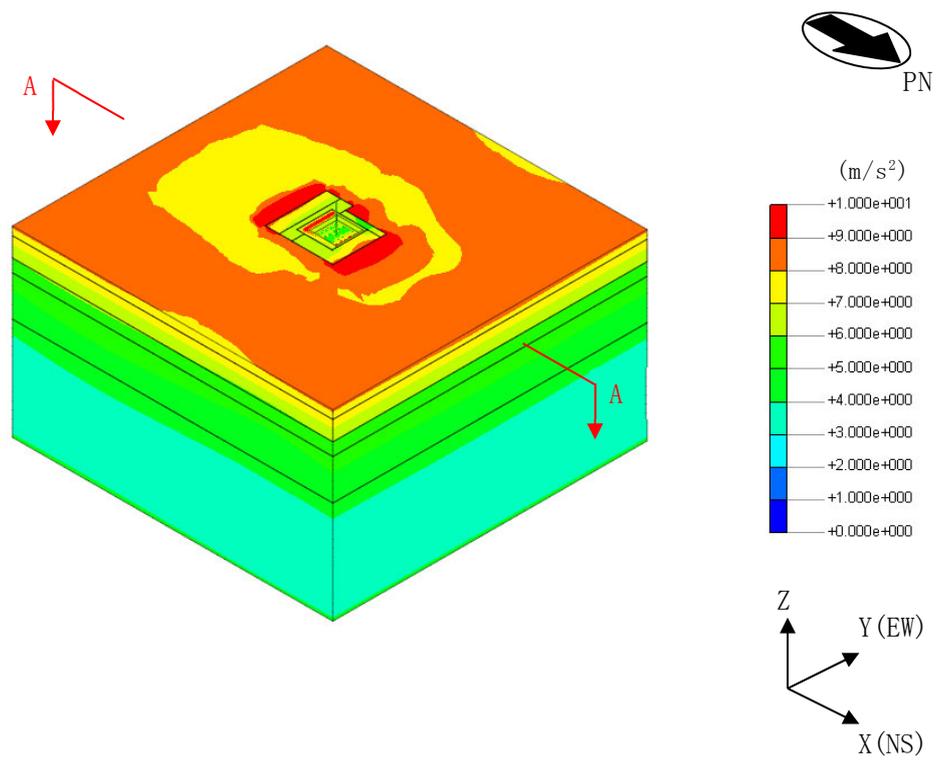


(a) 全体図

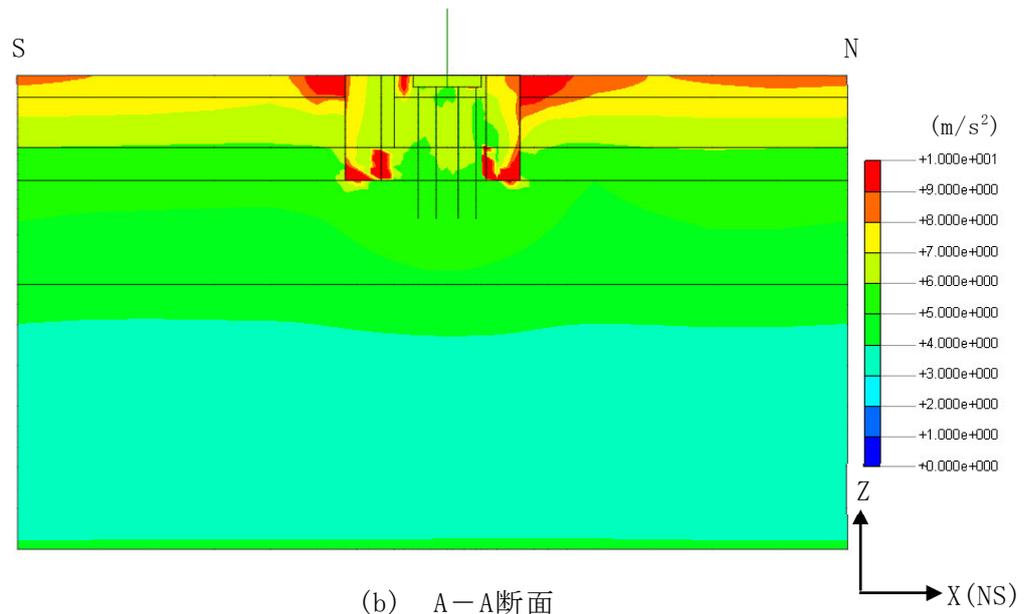


(b) A-A断面

図4-2 地盤の最大応答加速度 (Ss-1, EW方向)

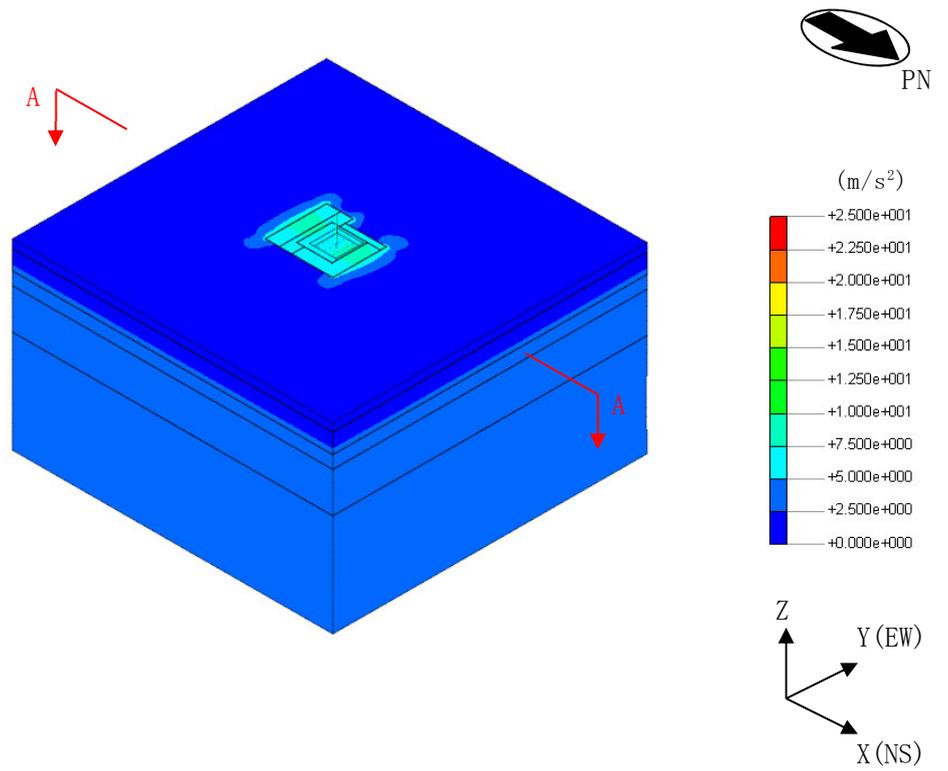


(a) 全体図

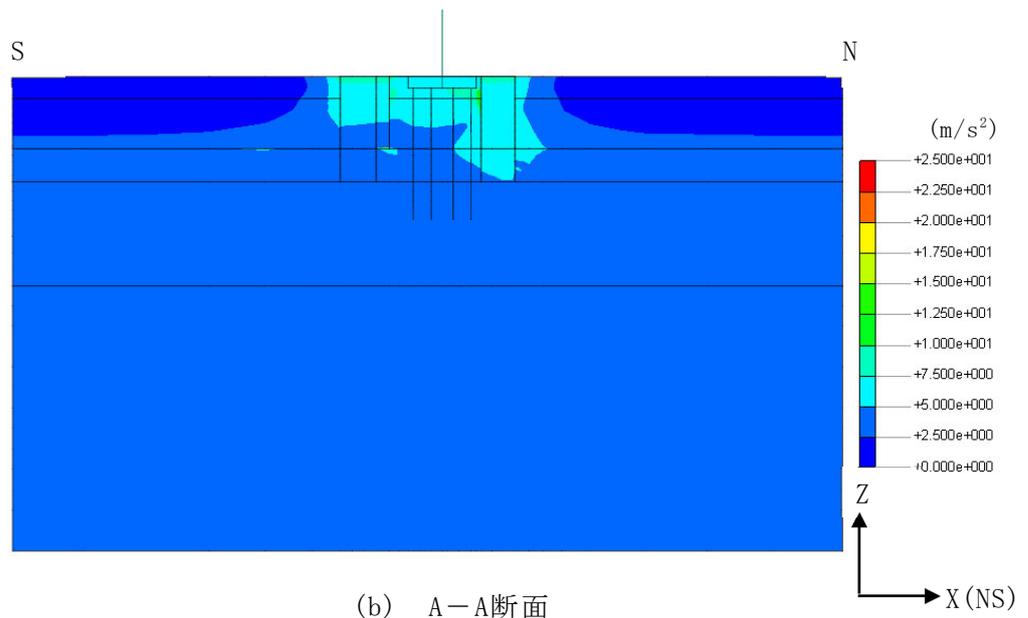


(b) A-A断面

図4-3 地盤の最大応答加速度 (Ss-1, UD方向)

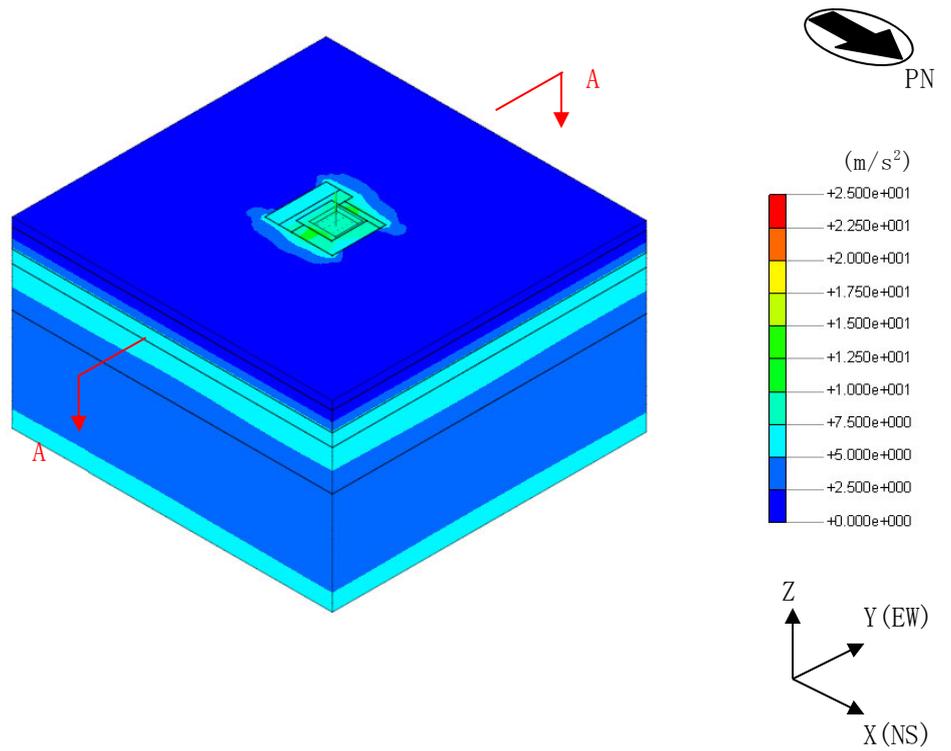


(a) 全体図

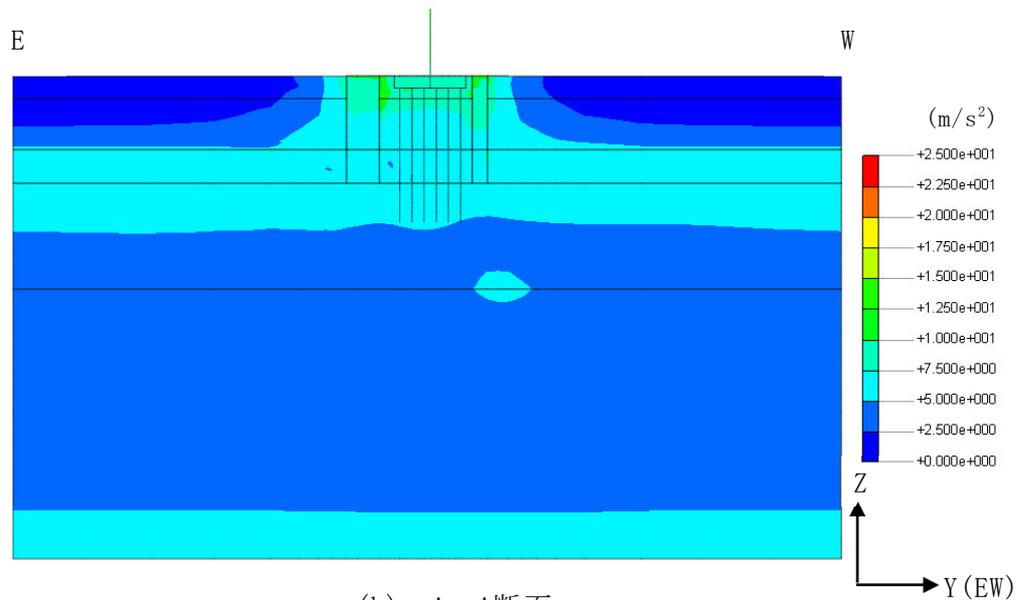


(b) A-A断面

図4-4 地盤の最大応答加速度 (Ss-2, NS方向)

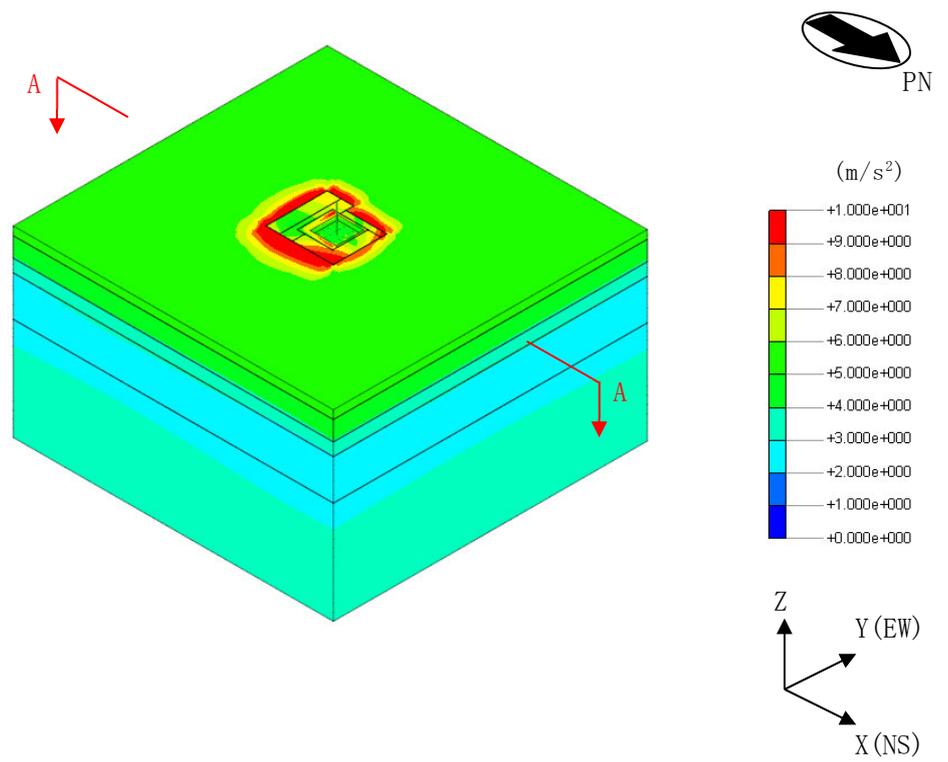


(a) 全体図

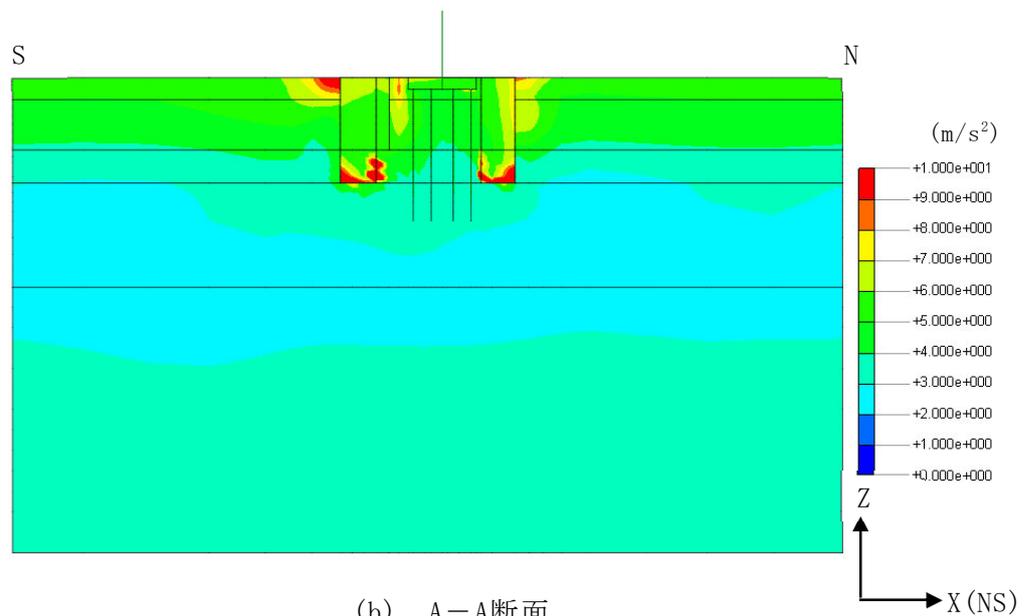


(b) A-A断面

図4-5 地盤の最大応答加速度 (Ss-2, EW方向)

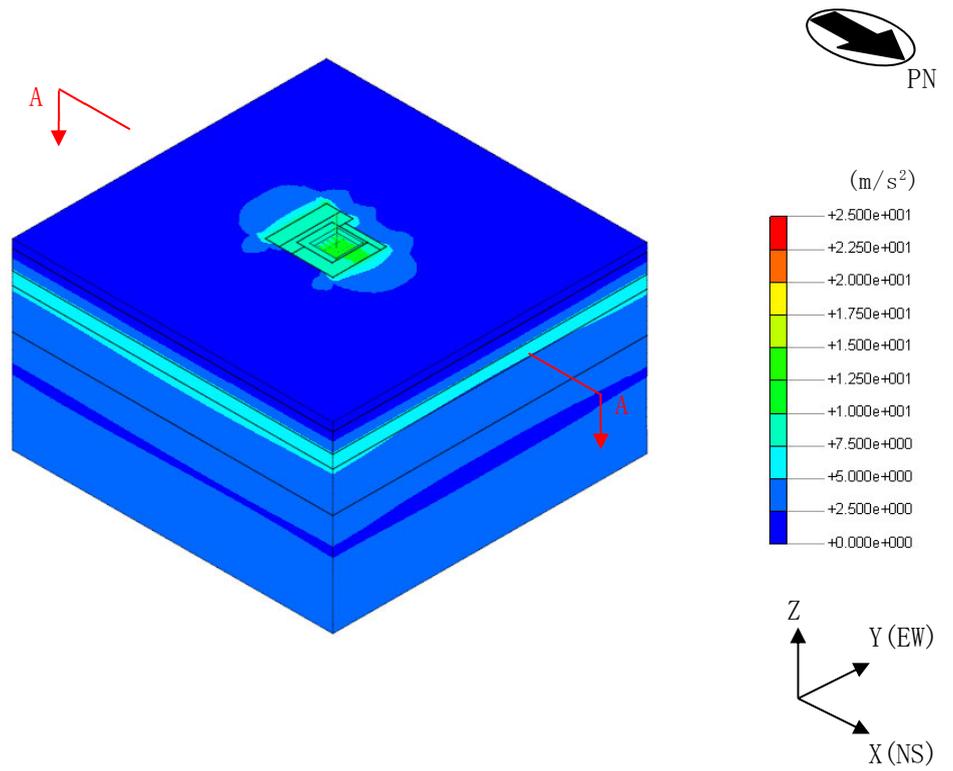


(a) 全体図

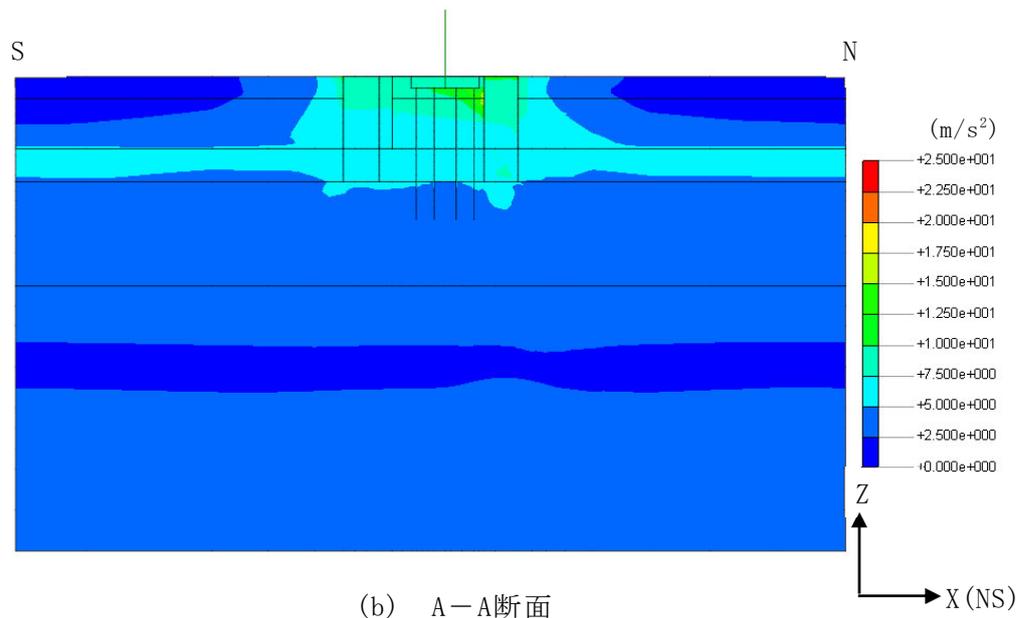


(b) A-A断面

図4-6 地盤の最大応答加速度 (Ss-2, UD方向)

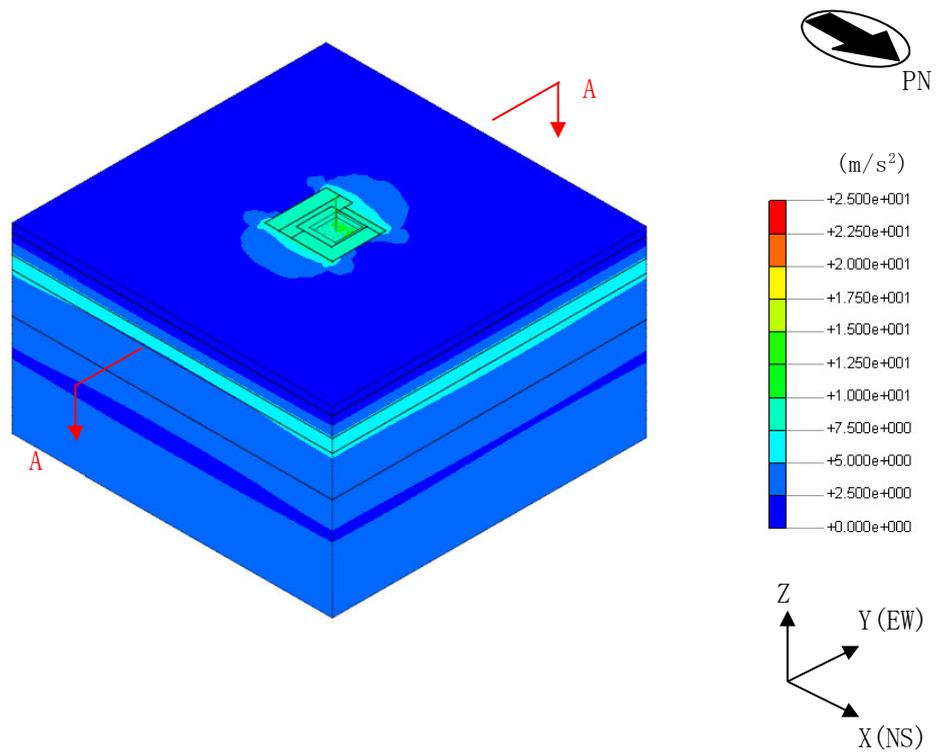


(a) 全体図

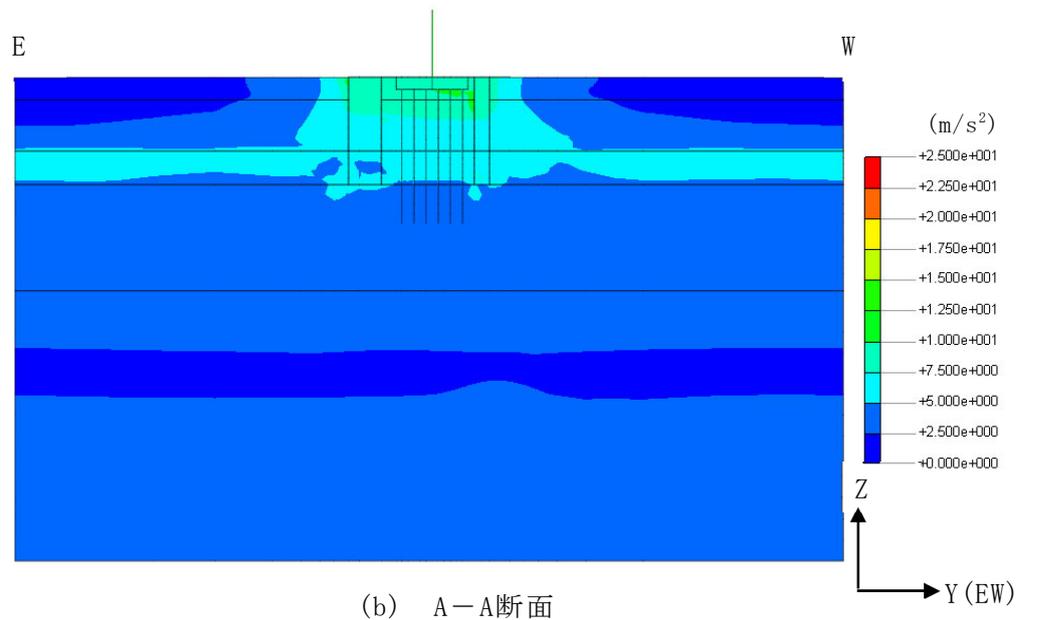


(b) A-A断面

図4-7 地盤の最大応答加速度 (Ss-8, NS方向)

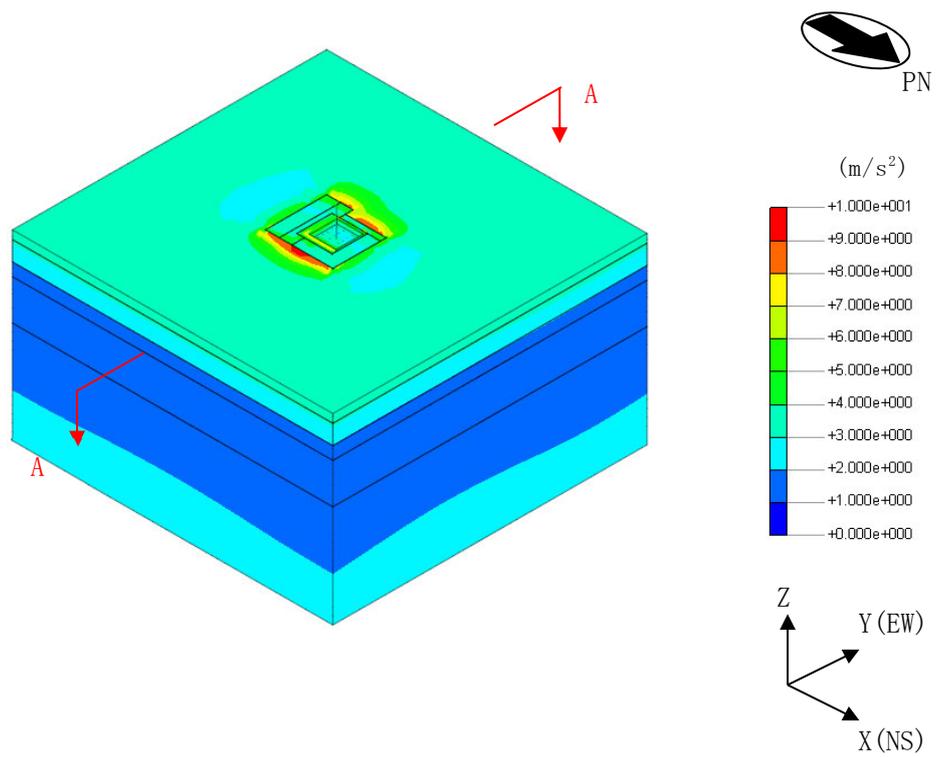


(a) 全体図

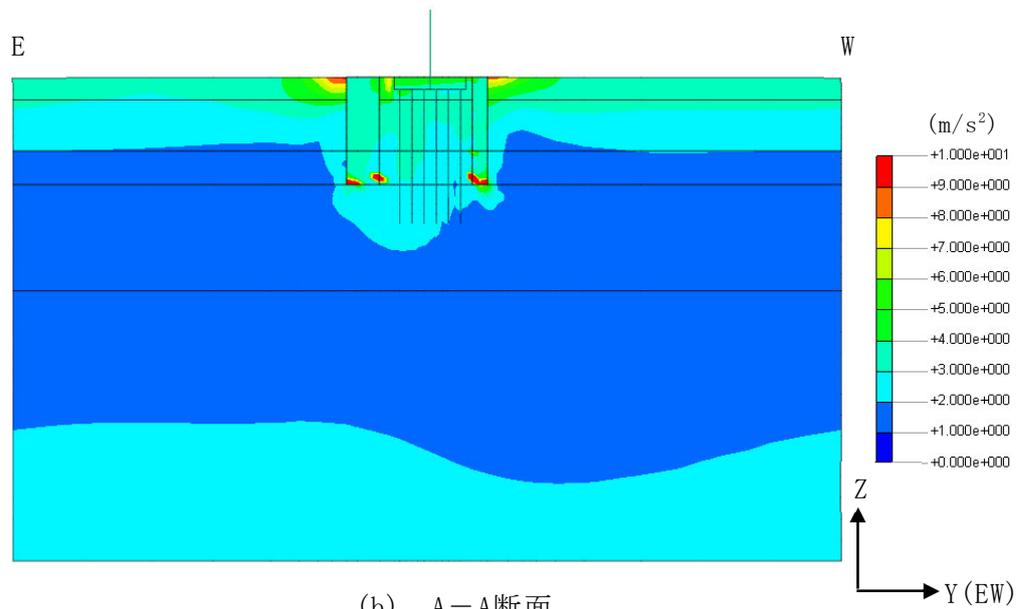


(b) A-A断面

図4-8 地盤の最大応答加速度 (Ss-8, EW方向)

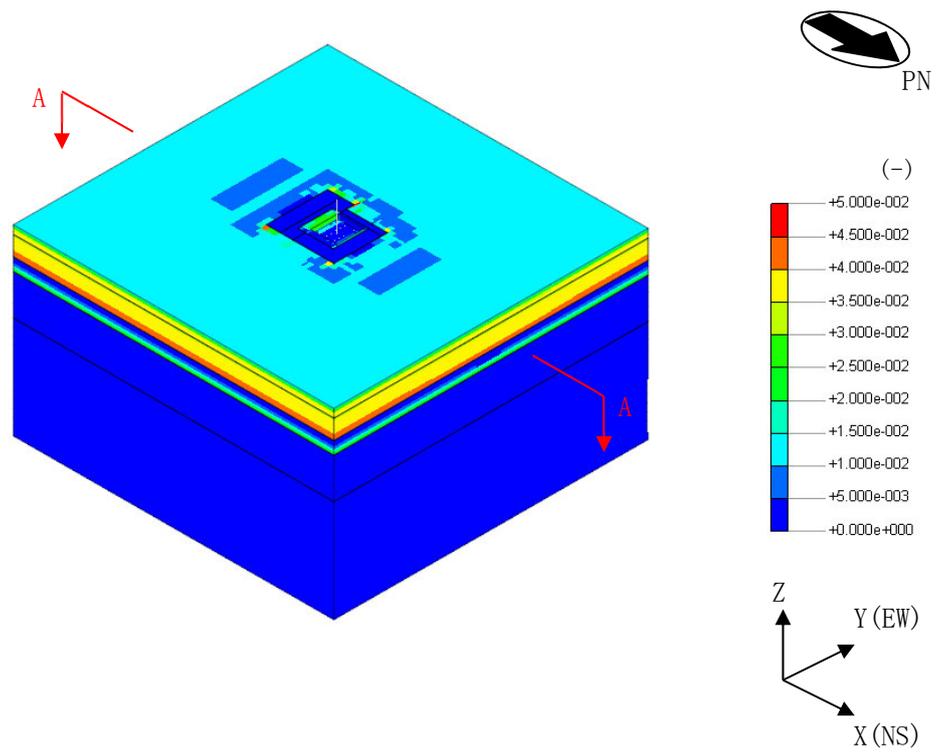


(a) 全体図

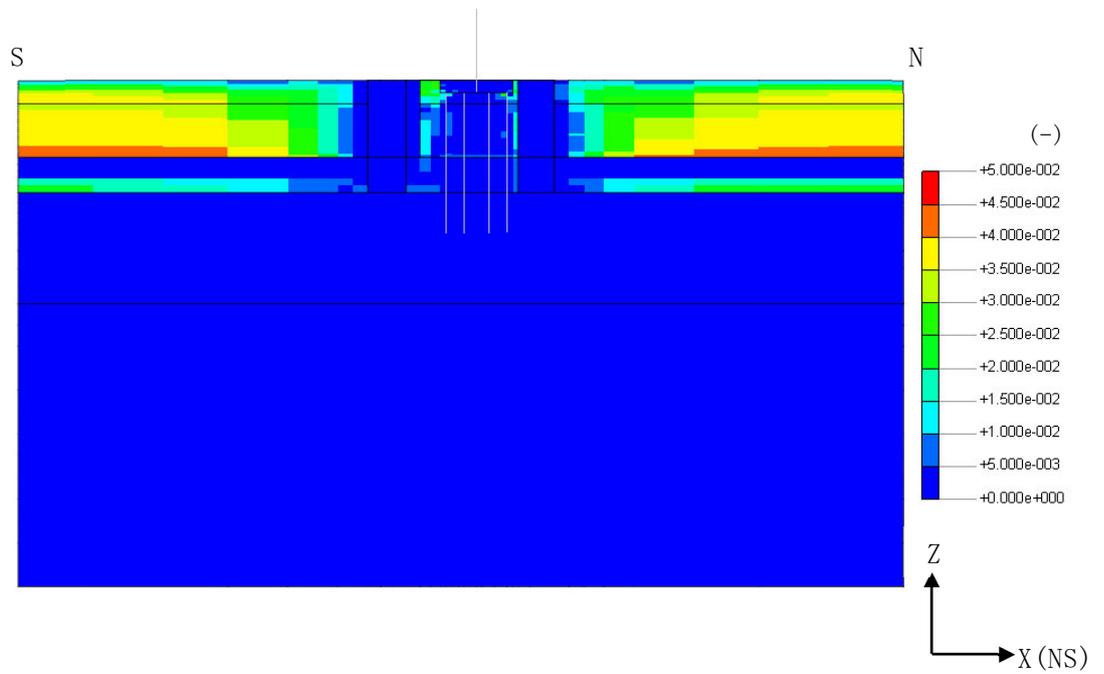


(b) A-A断面

図4-9 地盤の最大応答加速度 (Ss-8, UD方向)

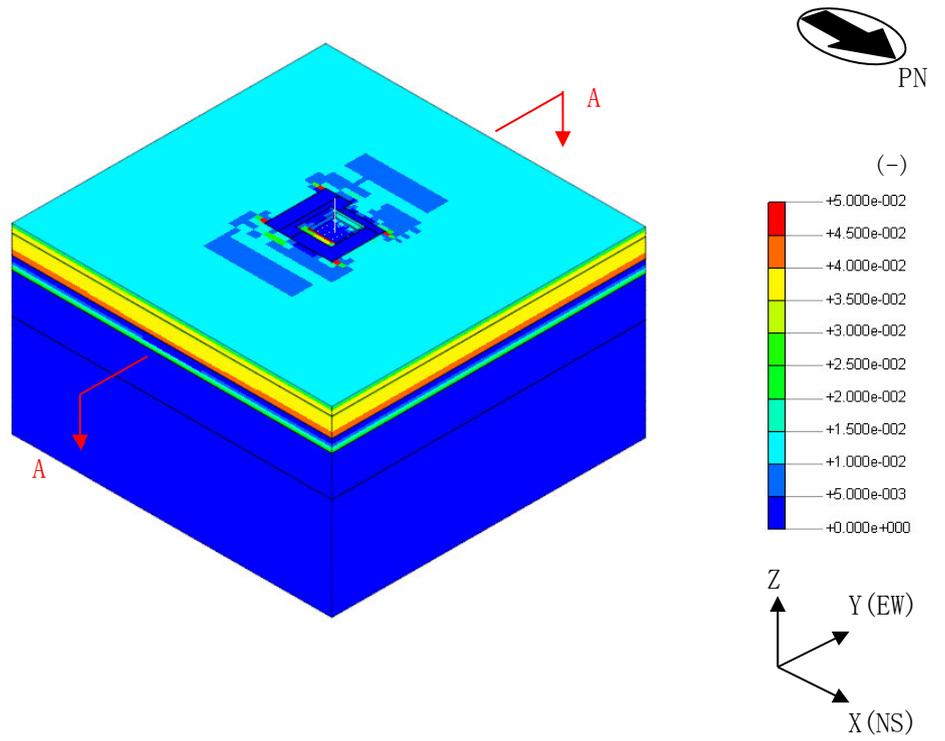


(a) 全体図

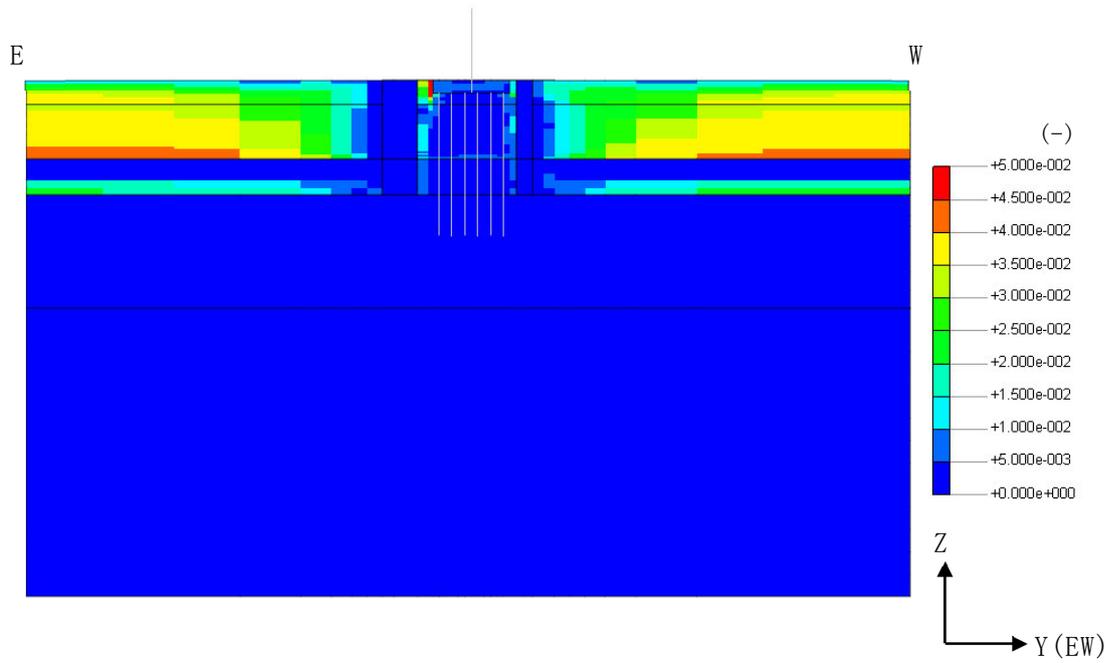


(b) A-A断面

図4-10 地盤の最大せん断ひずみ (Ss-1, NS方向)

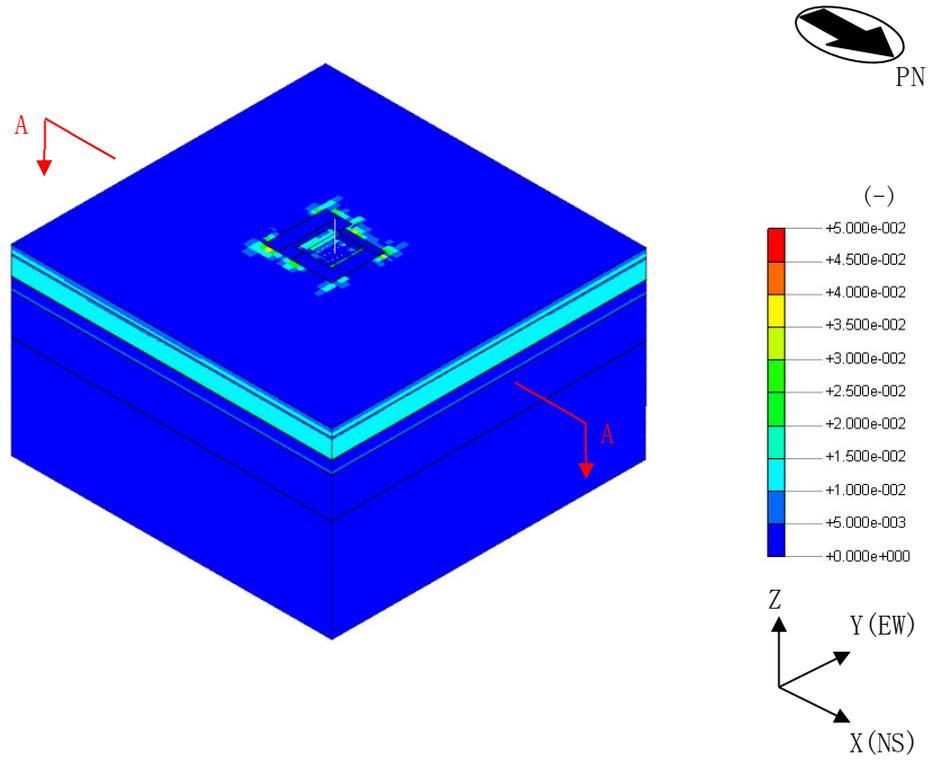


(a) 全体図

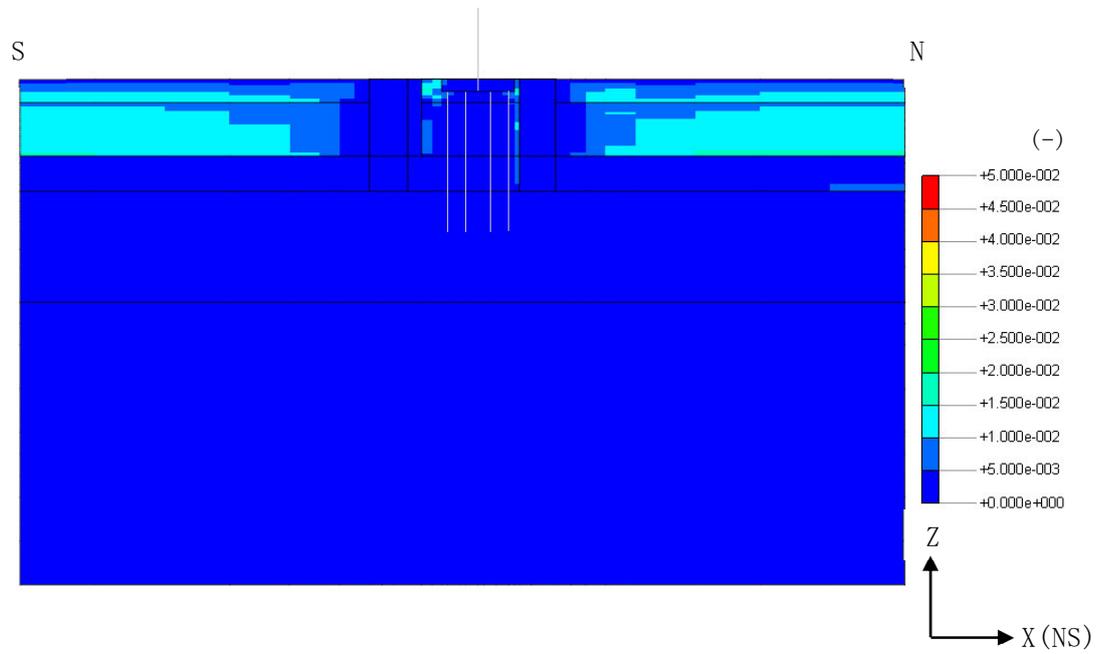


(b) A-A断面

図4-11 地盤の最大せん断ひずみ (Ss-1, EW方向)

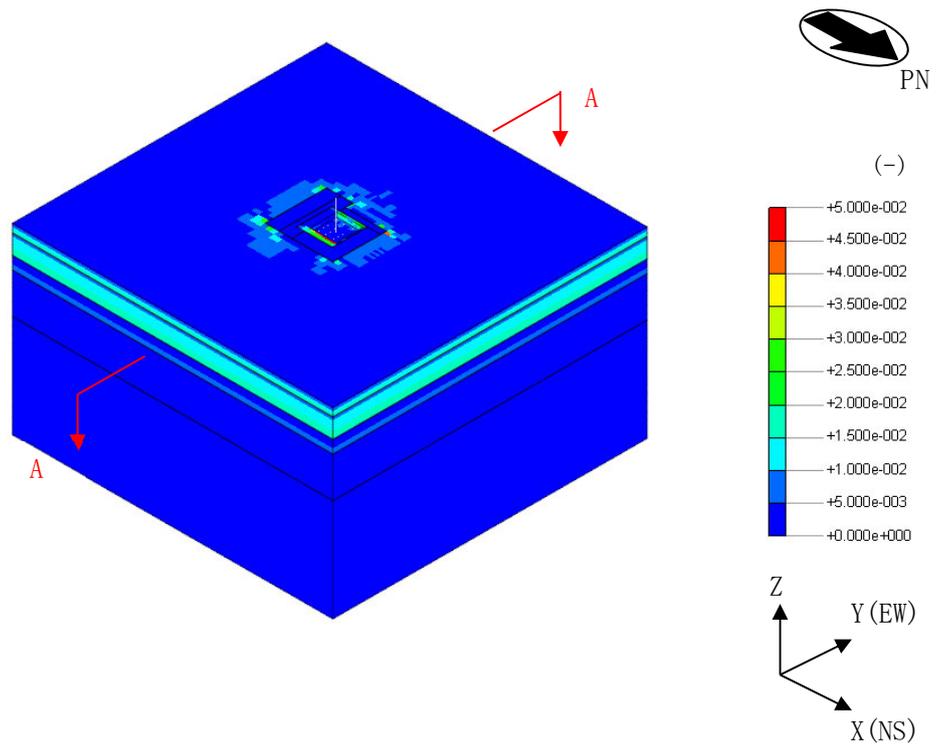


(a) 全体図

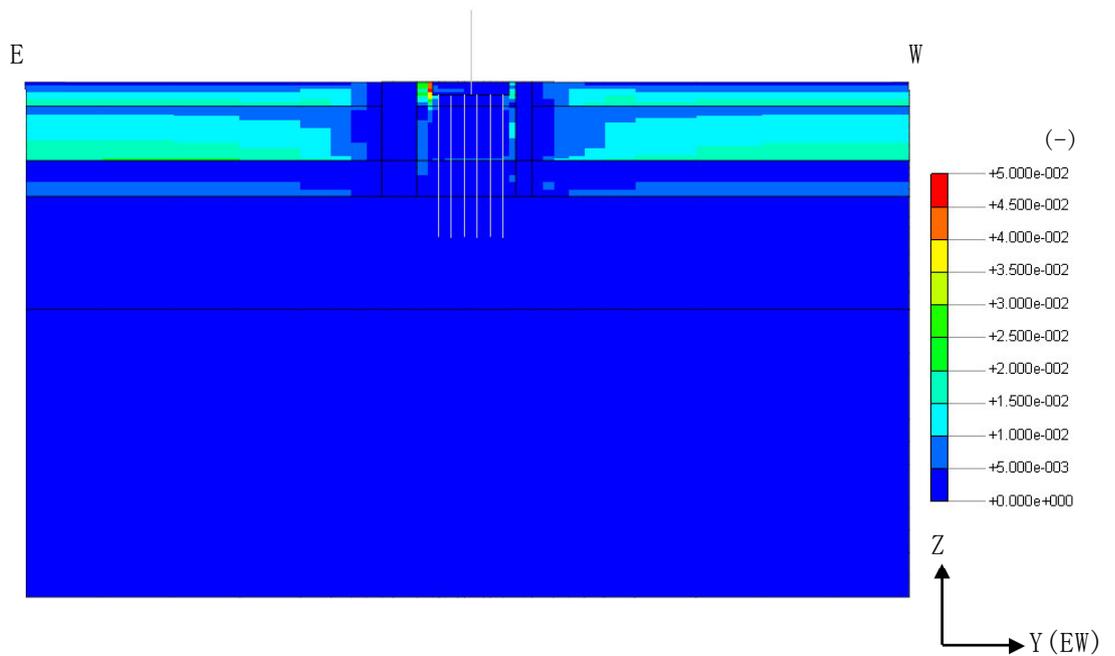


(b) A-A断面

図4-12 地盤の最大せん断ひずみ (Ss-2, NS方向)

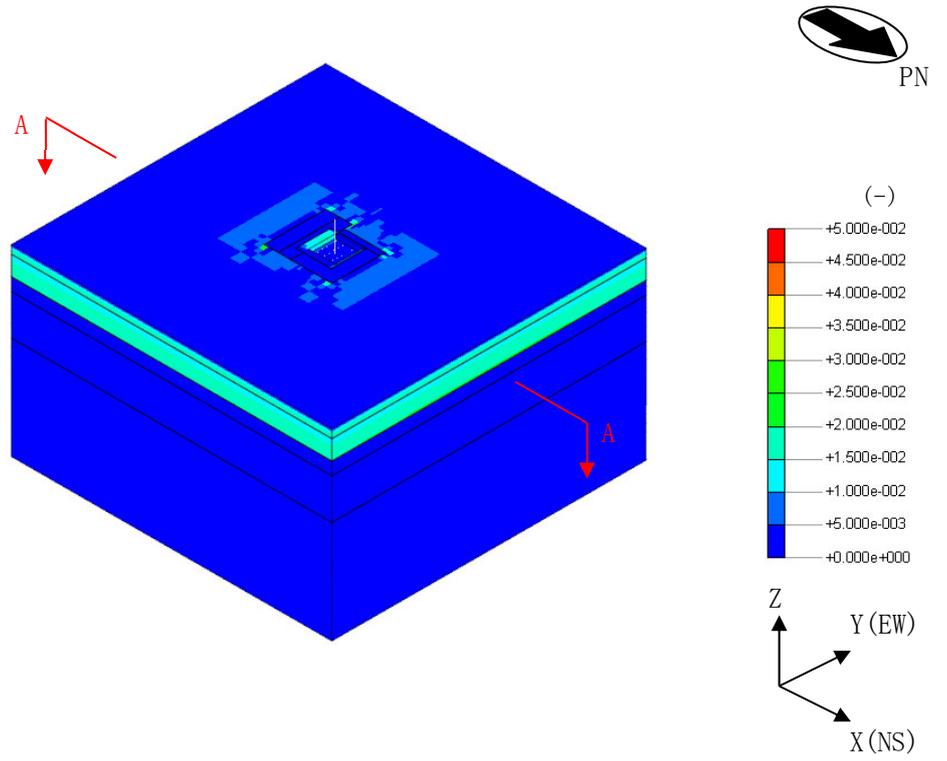


(a) 全体図

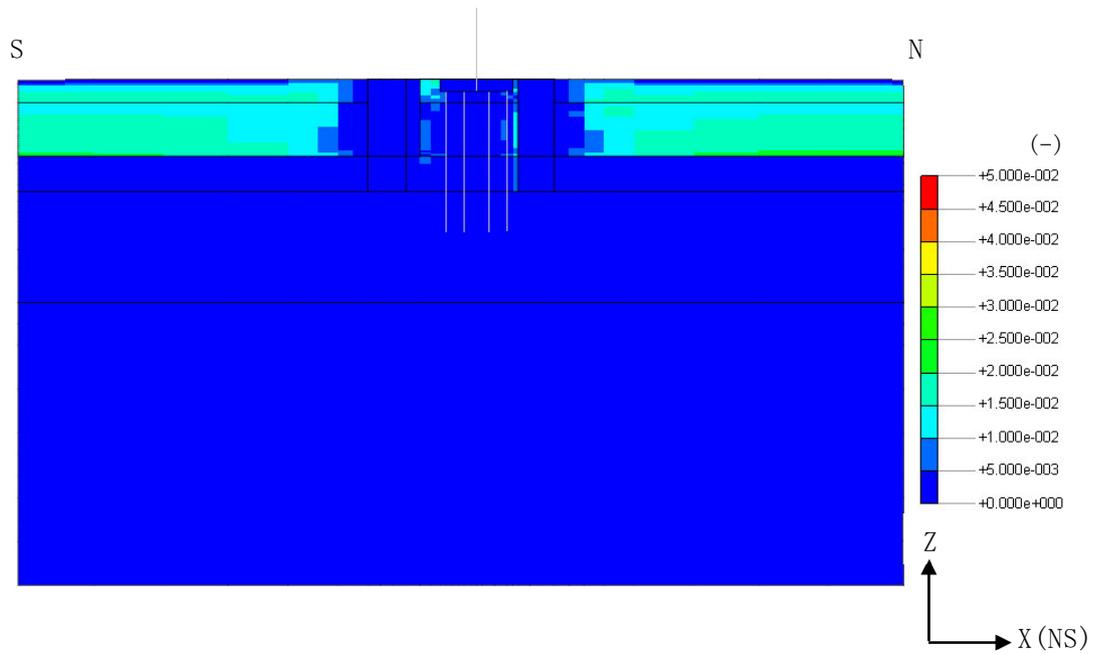


(b) A-A断面

図4-13 地盤の最大せん断ひずみ (Ss-2, EW方向)

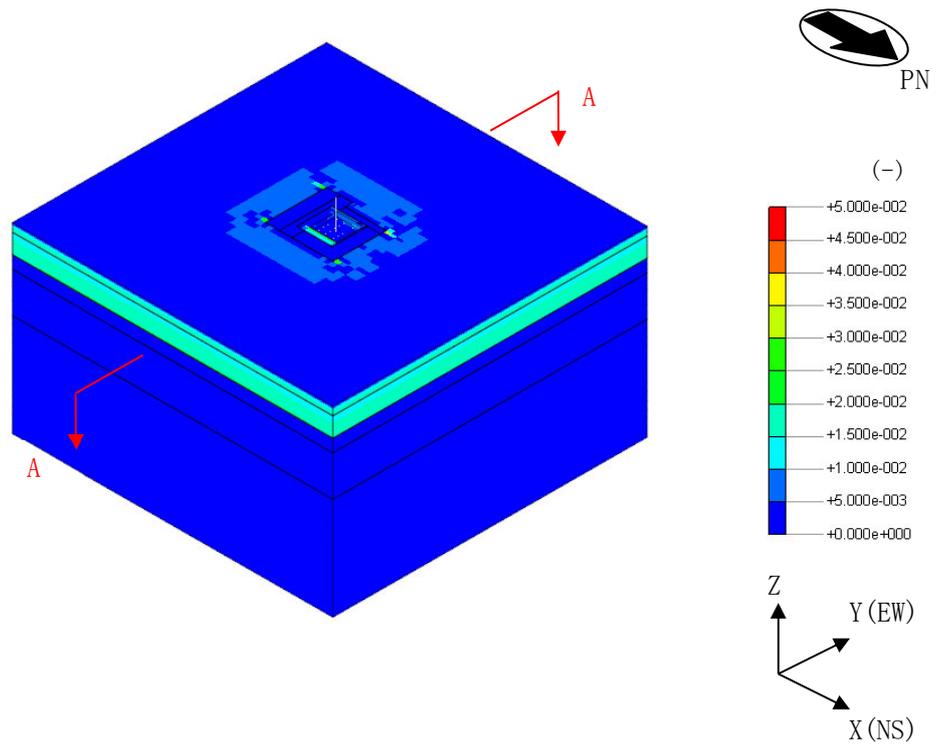


(a) 全体図

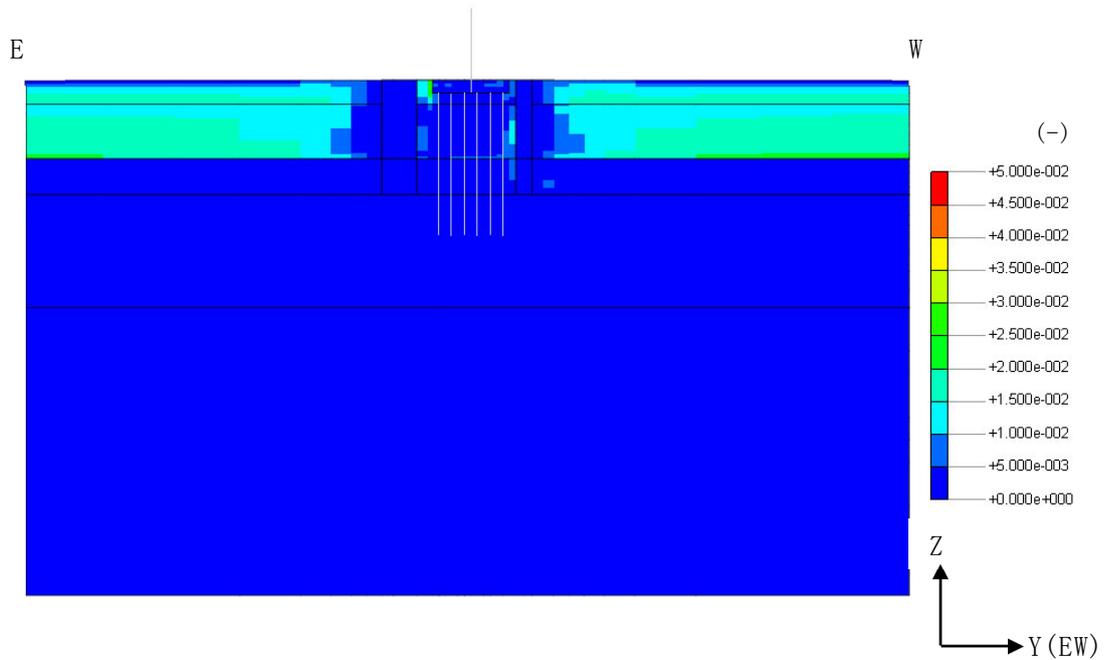


(b) A-A断面

図4-14 地盤の最大せん断ひずみ (Ss-8, NS方向)

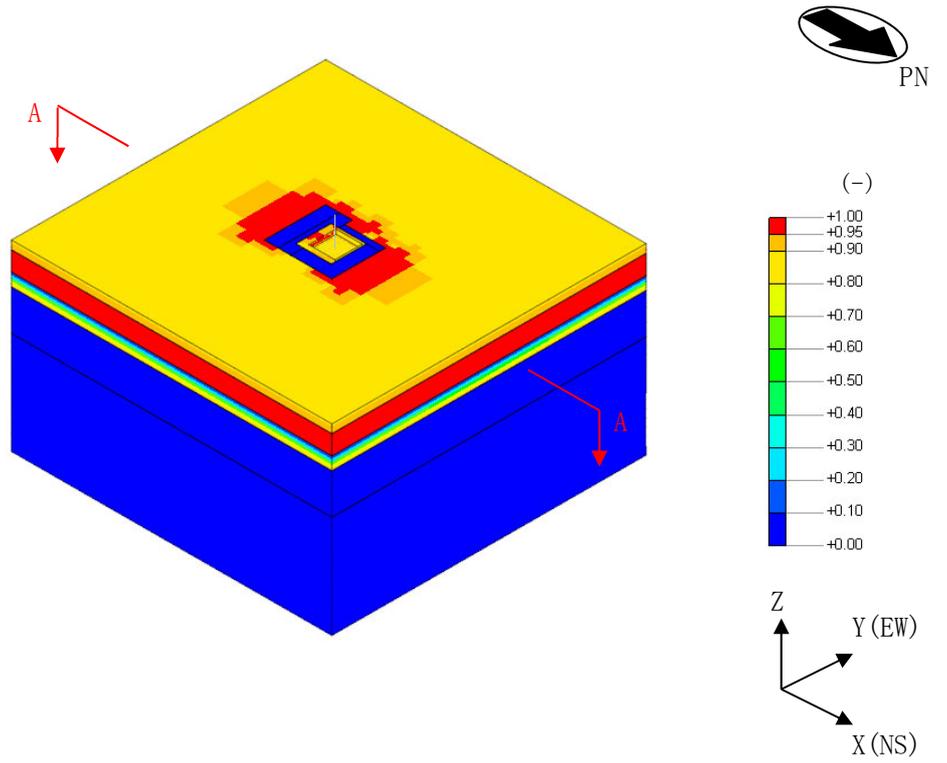


(a) 全体図

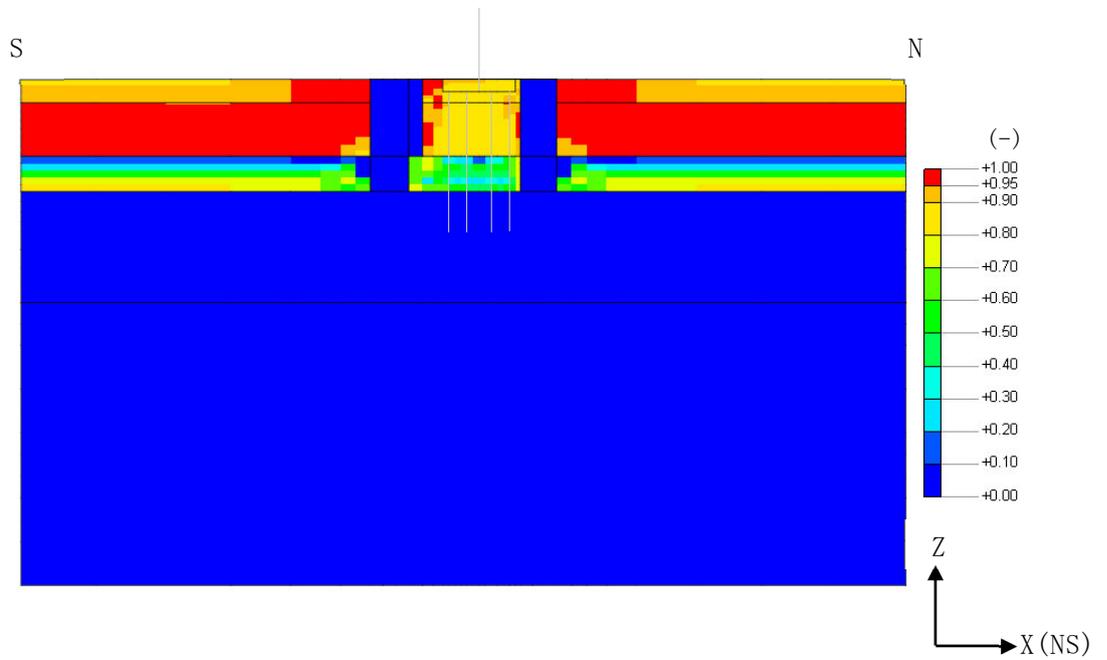


(b) A-A断面

図4-15 地盤の最大せん断ひずみ (Ss-8, EW方向)

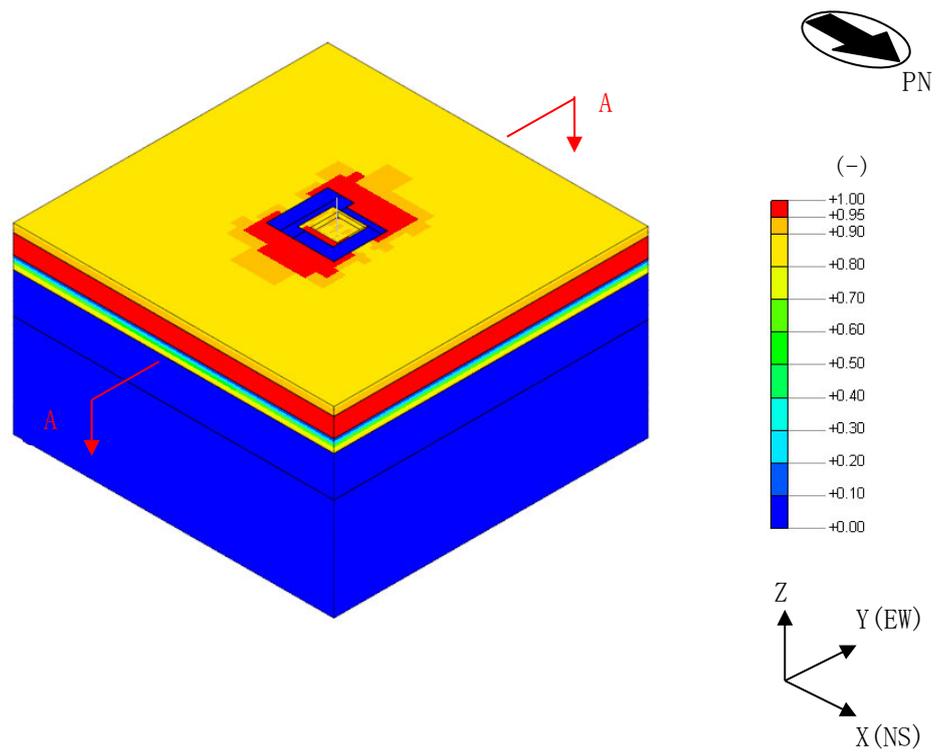


(a) 全体図

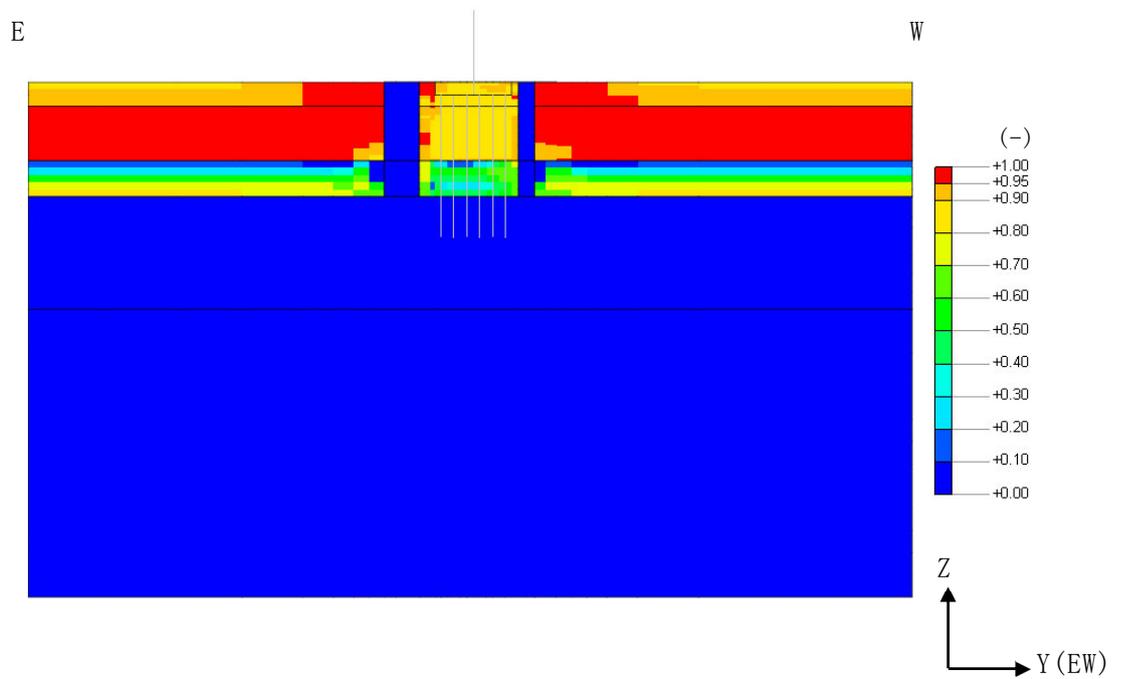


(b) A-A断面

図4-16 最大過剰間隙水圧比 (Ss-1, NS方向)

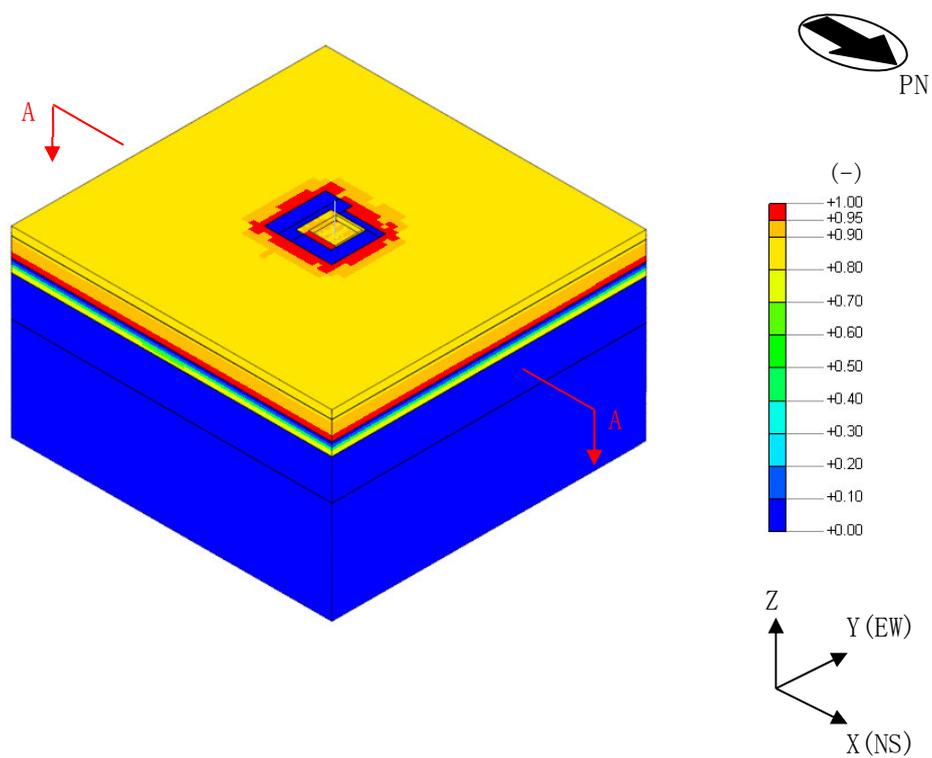


(a) 全体図

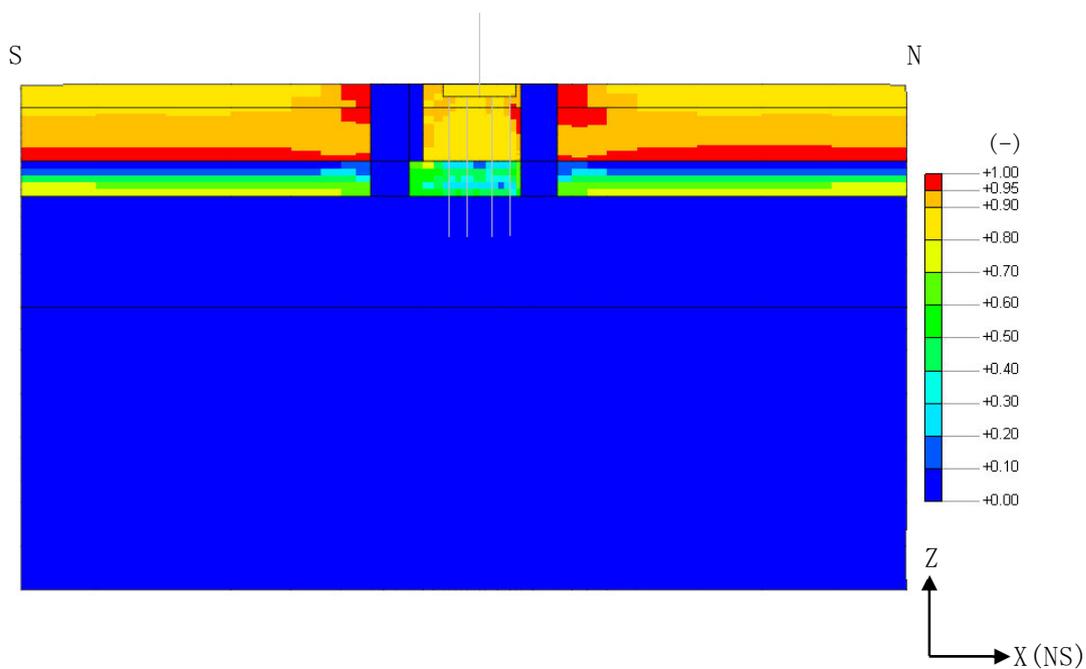


(b) A-A断面

図4-17 最大過剰間隙水圧比 (Ss-1, EW方向)

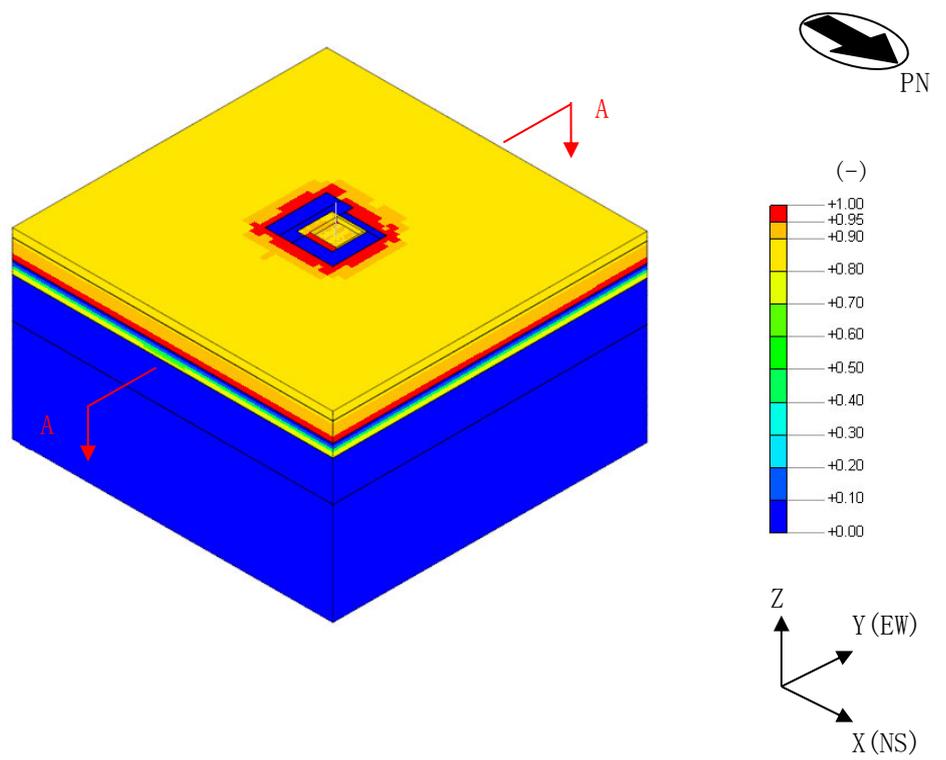


(a) 全体図

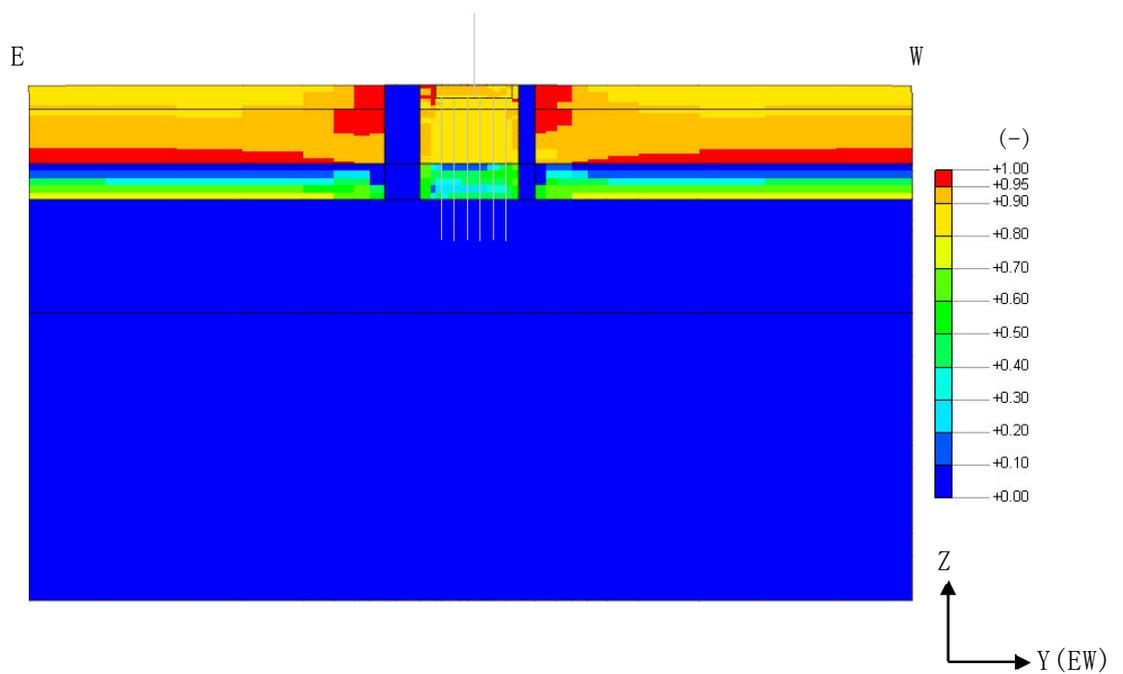


(b) A-A断面

図4-18 最大過剰間隙水圧比 (Ss-2, NS方向)

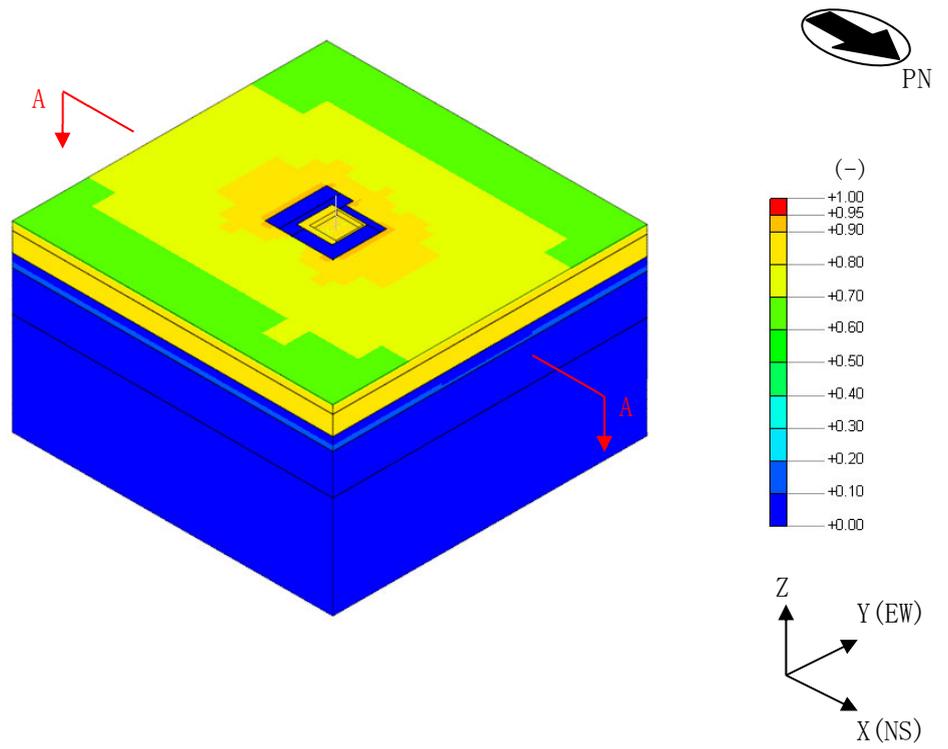


(a) 全体図

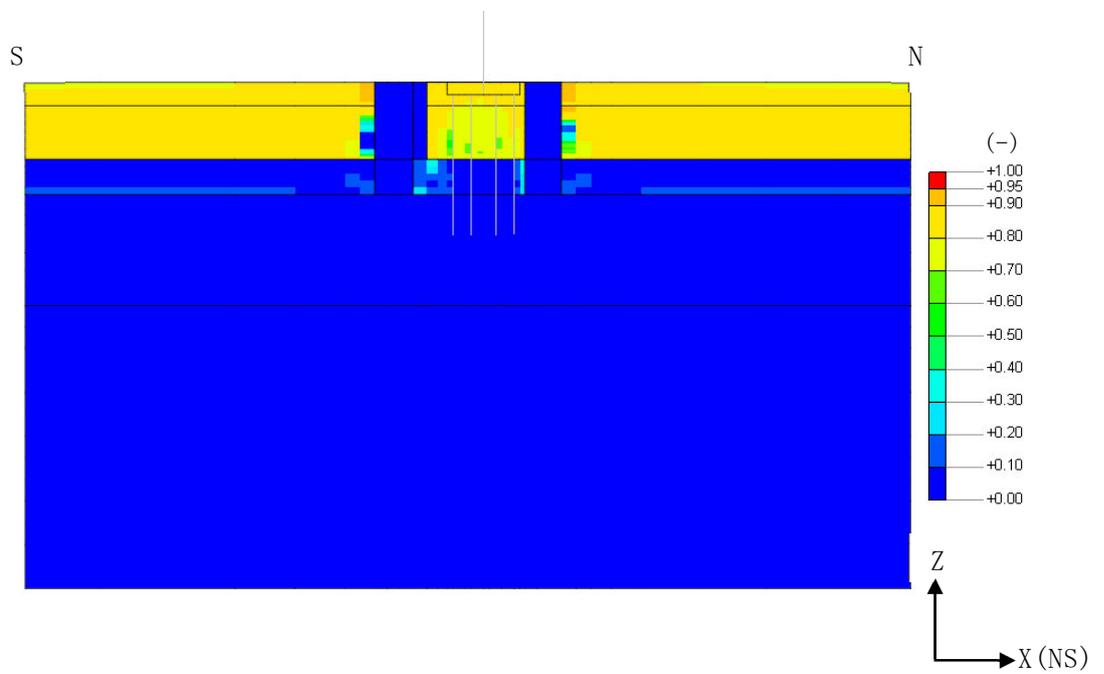


(b) A-A断面

図4-19 最大過剰間隙水圧比 (Ss-2, EW方向)

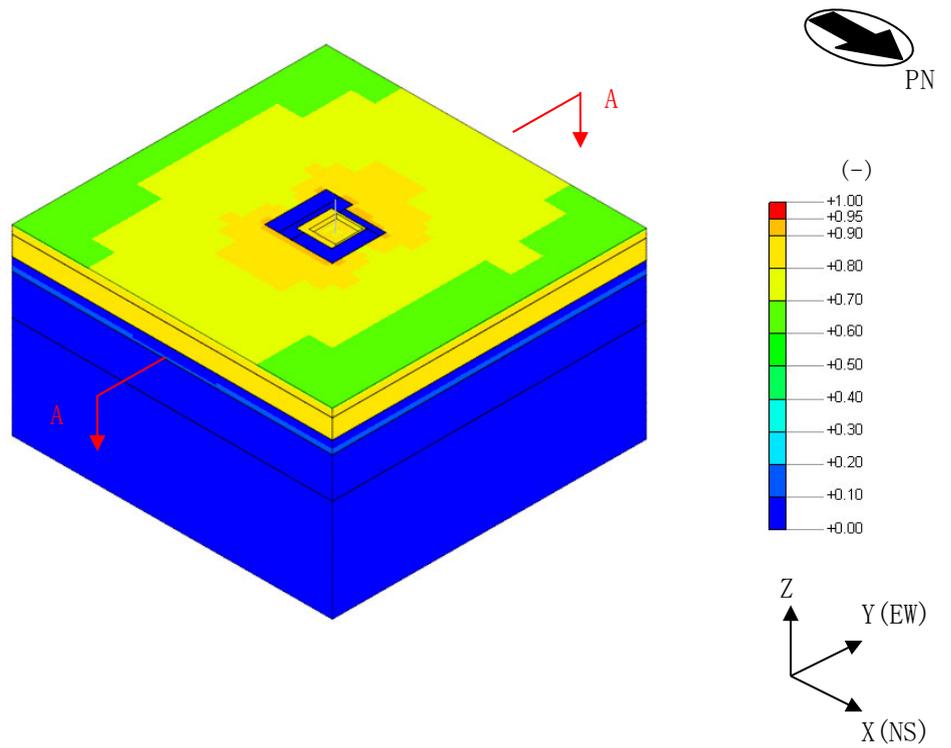


(a) 全体図

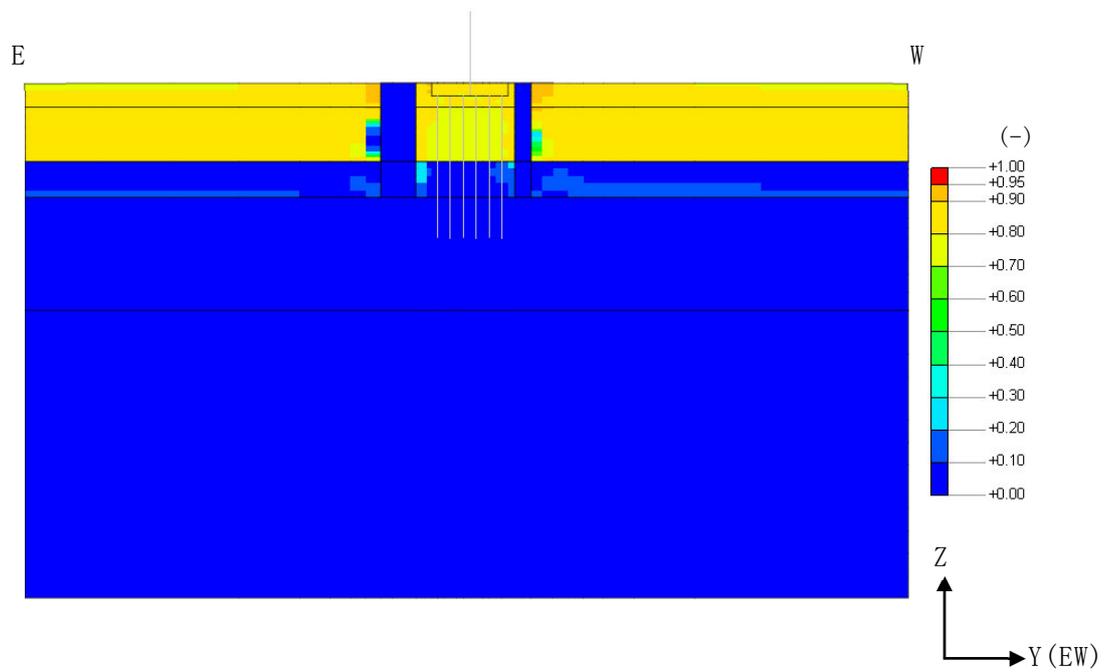


(b) A-A断面

図4-20 最大過剰間隙水圧比 (Ss-8, NS方向)



(a) 全体図



(b) A-A断面

図4-21 最大過剰間隙水圧比 (Ss-8, EW方向)

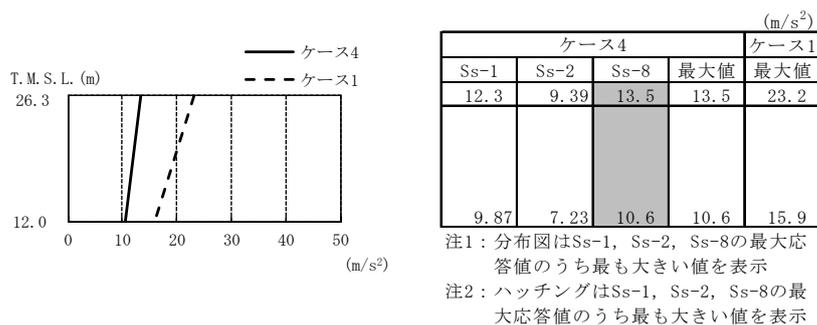


図4-22 最大応答加速度 (基準地震動 S<sub>s</sub>, NS方向)

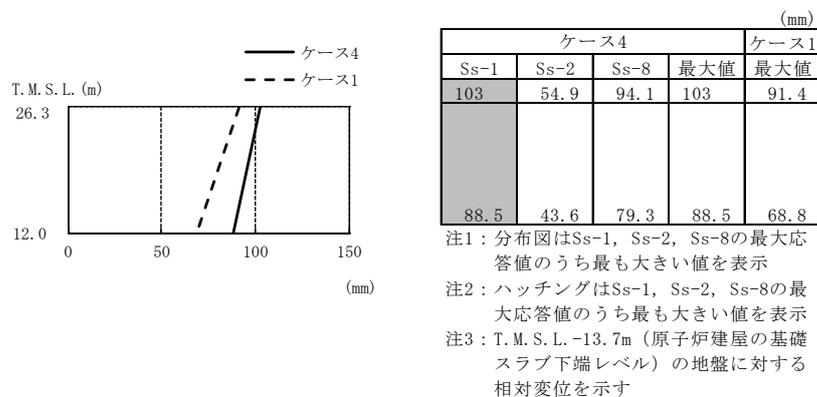


図4-23 最大応答変位 (基準地震動 S<sub>s</sub>, NS方向)

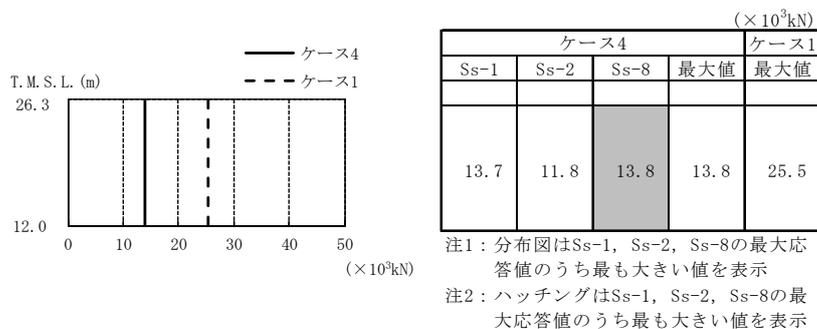


図4-24 最大応答せん断力 (基準地震動 S<sub>s</sub>, NS方向)

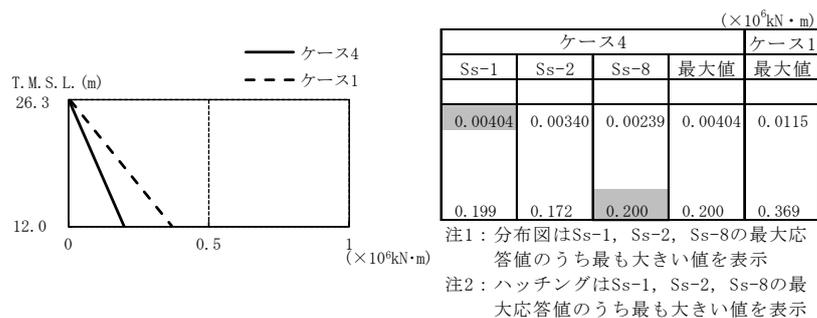


図4-25 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S<sub>s</sub>, NS方向)

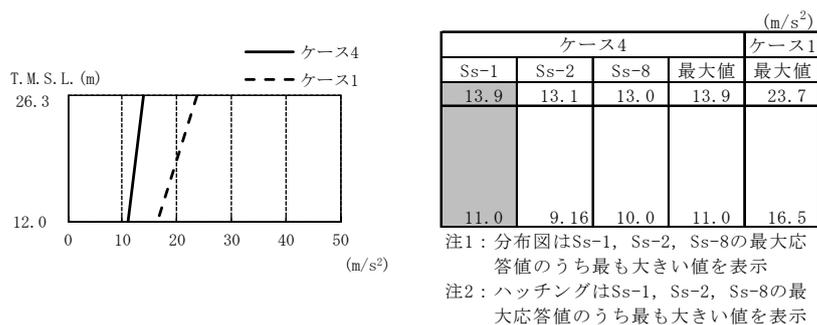


図4-26 最大応答加速度 (基準地震動 S s , EW方向)

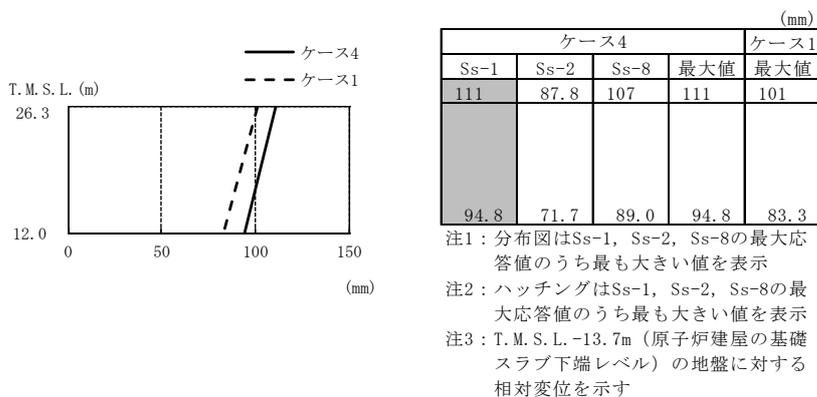


図4-27 最大応答変位 (基準地震動 S s , EW方向)

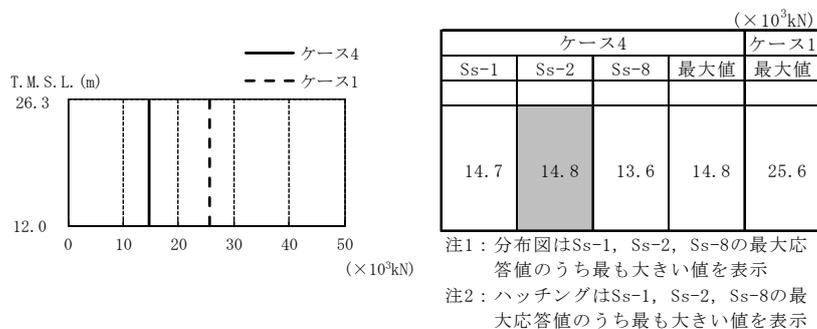


図4-28 最大応答せん断力 (基準地震動 S s , EW方向)

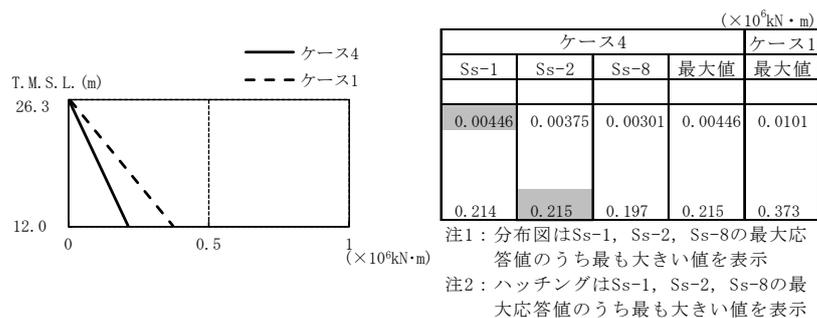


図4-29 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S s , EW方向)

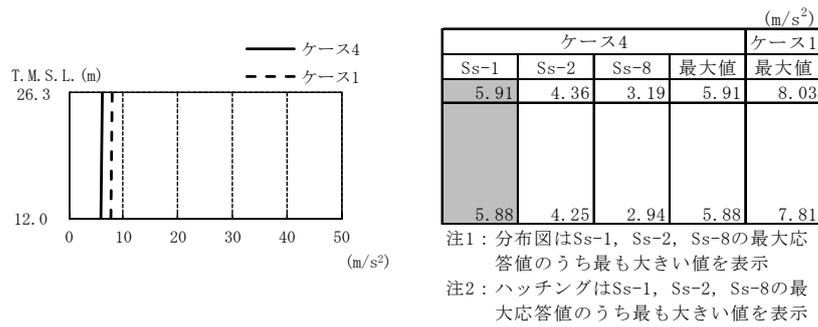


図4-30 最大応答加速度（基準地震動 S<sub>s</sub>，鉛直方向）

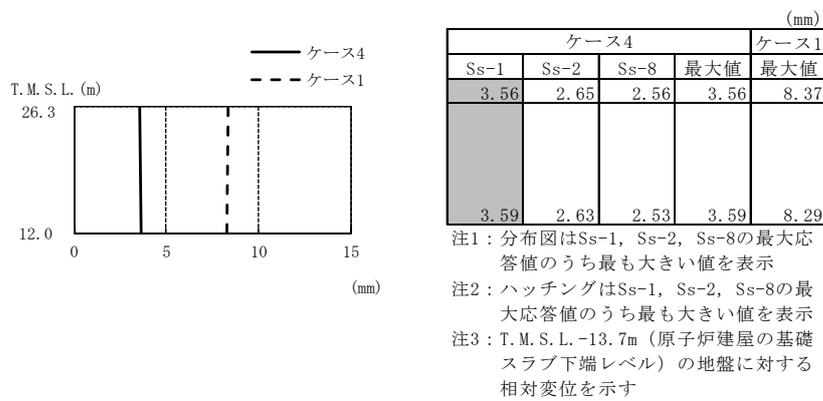


図4-31 最大応答変位（基準地震動 S<sub>s</sub>，鉛直方向）

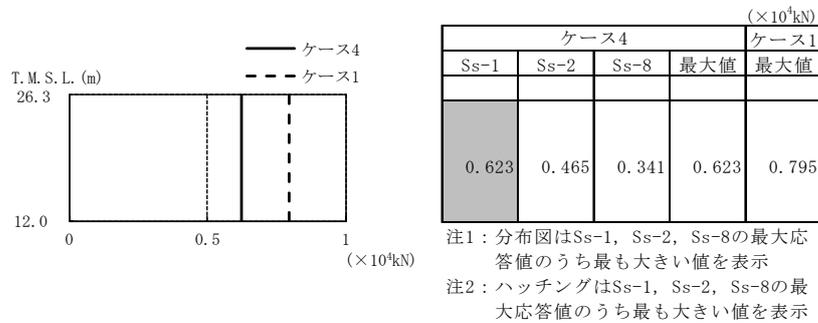


図4-32 最大応答軸力（基準地震動 S<sub>s</sub>，鉛直方向）

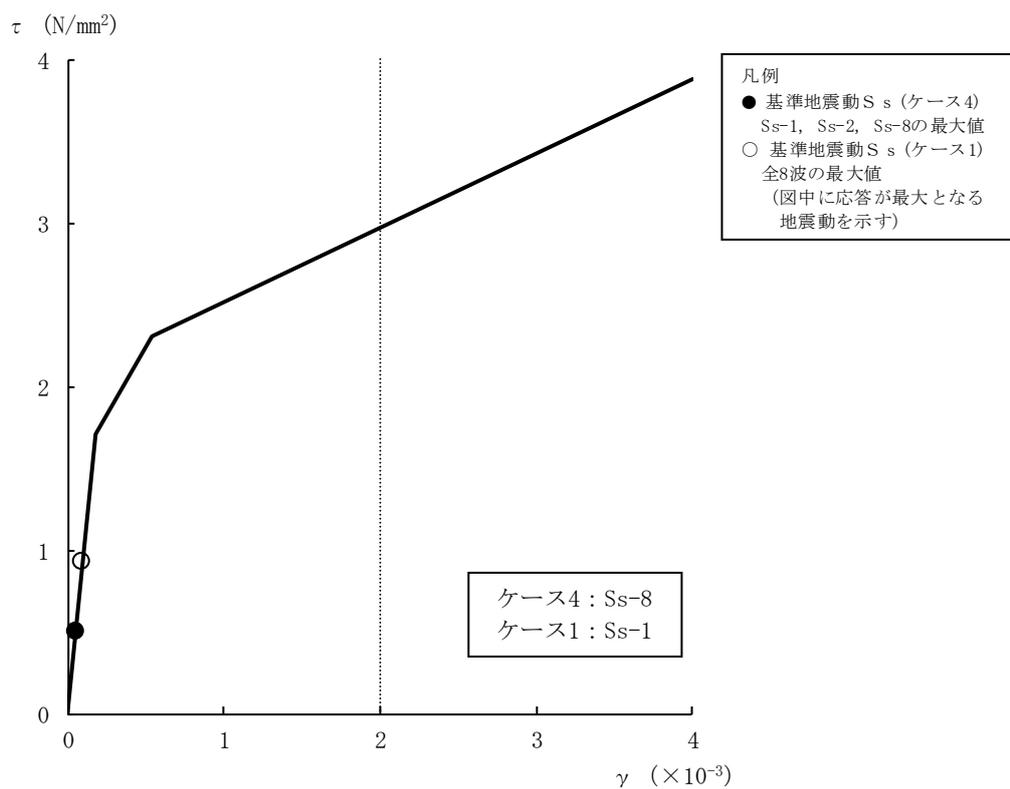


図4-33 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (基準地震動 S<sub>s</sub>, NS方向)

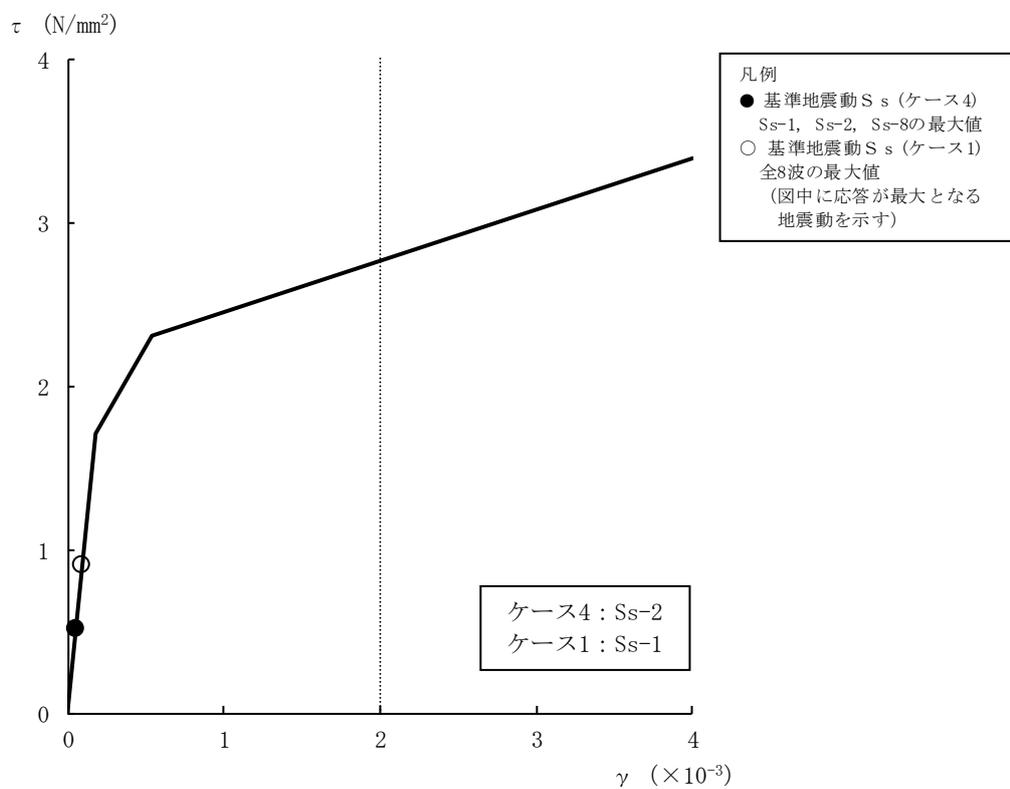
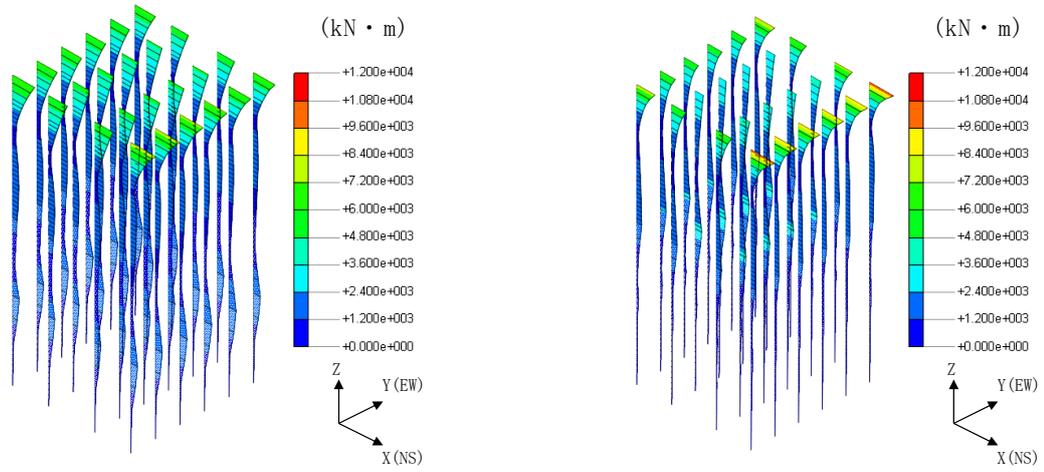


図4-34 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (基準地震動 S<sub>s</sub>, EW方向)

ケース 4

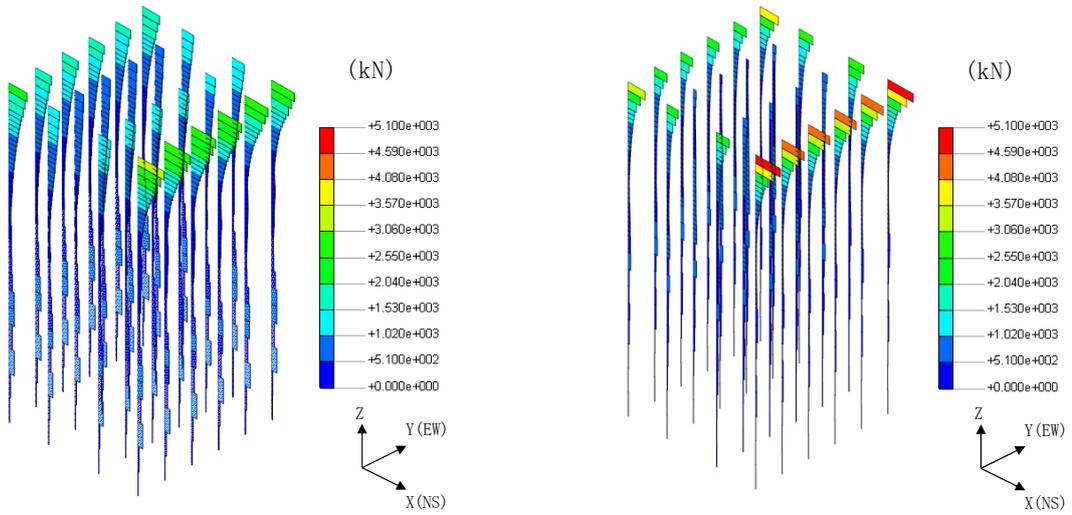
ケース 1



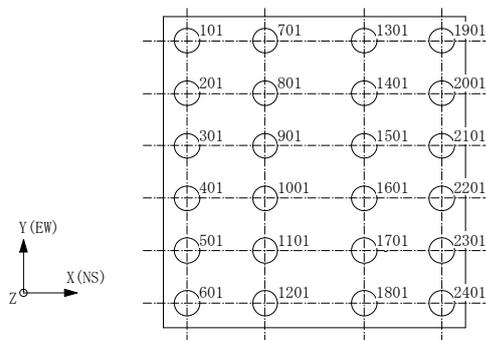
(a) 最大応答曲げモーメント

ケース 4

ケース 1

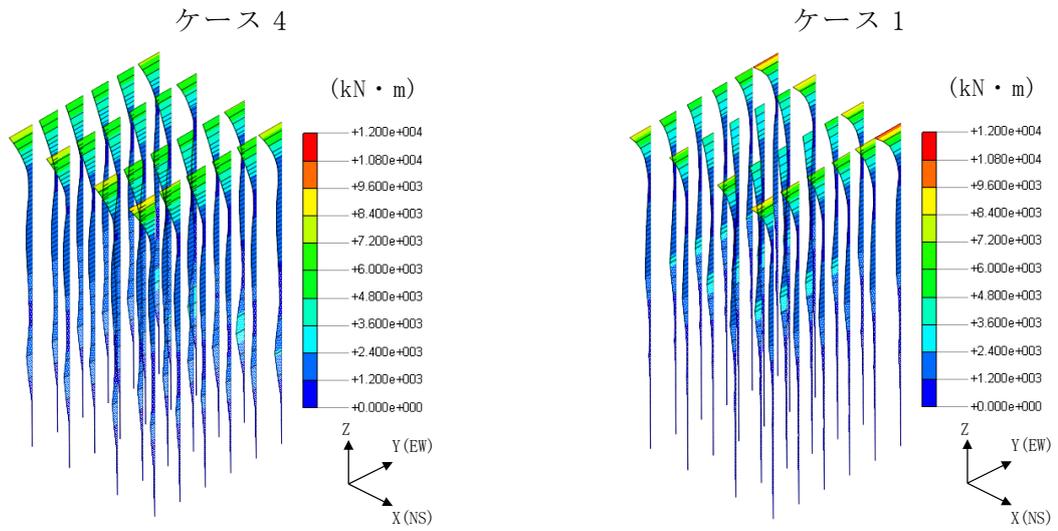


(b) 最大応答せん断力

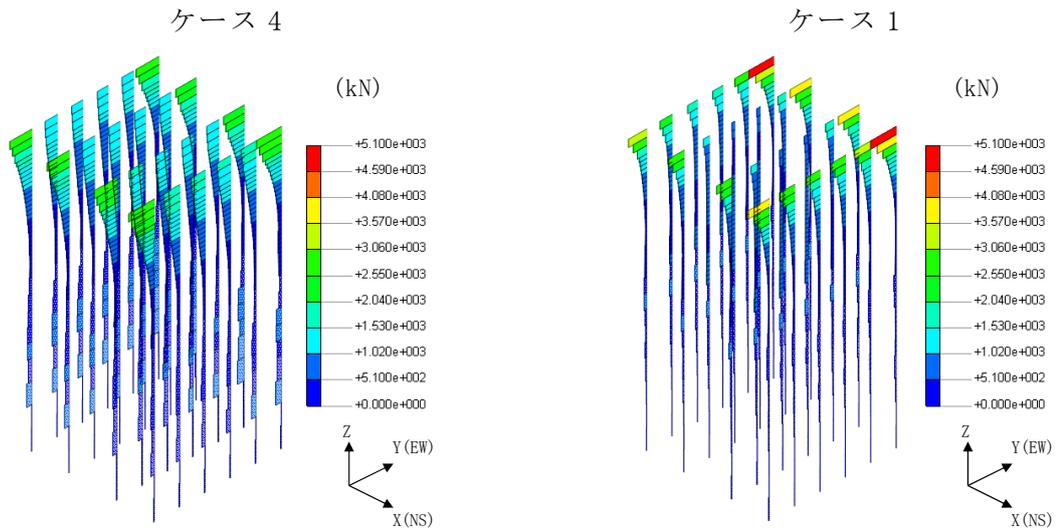


杭番号 (杭頭の要素番号)

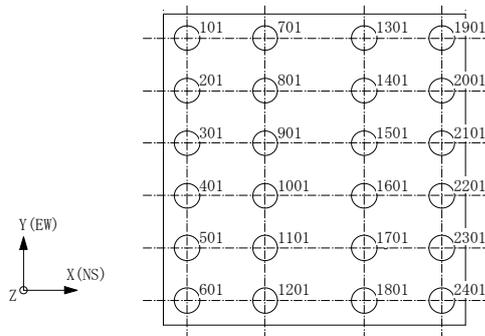
図 4-35 杭の応答値 (Ss-1, NS 方向)



(a) 最大応答曲げモーメント



(b) 最大応答せん断力



杭番号 (杭頭の要素番号)

図 4-36 杭の応答値 (Ss-1, EW 方向)

表4-1 杭頭断面力一覧 (1/2)

(a) 最大応答軸力

解析 ケース	ケース4		ケース1	
	杭番号	Nmax ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Nmax ( $\times 10^3$ kN)
Ss-1 (NS)	601	5.45	2401	7.52
Ss-1 (EW)	2401	6.69	101	8.63
Ss-2	1901	7.79	601	9.55
Ss-8 (NS)	601	4.31	1901	6.32
Ss-8 (EW)	101	5.72	101	7.26

注1：ハッチングは最大応答値のうち最も大きい値を表示

注2：圧縮を正，引張を負とする

(b) 最小応答軸力

解析 ケース	ケース4		ケース1	
	杭番号	Nmin ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Nmin ( $\times 10^3$ kN)
Ss-1 (NS)	101	-3.53	101	-6.42
Ss-1 (EW)	1901	-4.84	601	-6.96
Ss-2	601	-6.44	601	-8.14
Ss-8 (NS)	101	-3.06	101	-4.88
Ss-8 (EW)	601	-4.08	601	-5.65

注1：ハッチングは最小応答値のうち最も小さい値を表示

注2：圧縮を正，引張を負とする

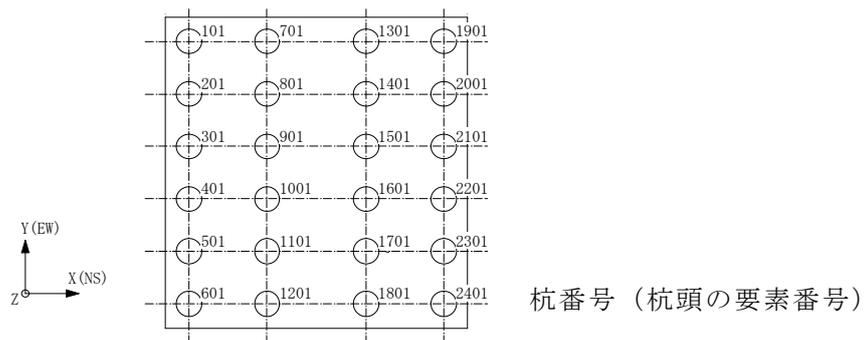


表4-1 杭頭断面力一覧 (2/2)

(c) 最大応答曲げモーメント

解析 ケース	ケース4			ケース1		
	杭番号	N ( $\times 10^3$ kN)	Mmax ( $\times 10^4$ kN・m)	杭番号	N ( $\times 10^3$ kN)	Mmax ( $\times 10^4$ kN・m)
Ss-1 (NS)	2401	4.87	0.828	1901	7.33	1.06
Ss-1 (EW)	2401	3.21	0.951	1901	8.03	1.10
Ss-2	101	4.71	0.858	1901	6.61	1.18
Ss-8 (NS)	2401	3.27	0.847	1901	6.17	1.01
Ss-8 (EW)	1901	4.66	0.882	1901	6.56	1.04

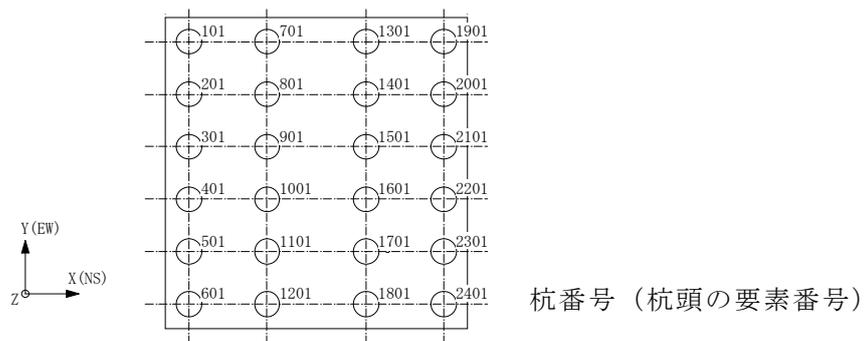
注1：ハッチングは最大応答値のうち最も大きい値を表示

注2：Nは最大応答曲げモーメント発生時の軸力を示す

(d) 最大応答せん断力

解析 ケース	ケース4		ケース1	
	杭番号	Qmax ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Qmax ( $\times 10^3$ kN)
Ss-1 (NS)	2401	3.19	1901	5.02
Ss-1 (EW)	2401	3.03	1901	4.98
Ss-2	101	3.23	2401	4.93
Ss-8 (NS)	2401	3.10	1901	4.60
Ss-8 (EW)	1901	2.94	1901	4.61

注：ハッチングは最大応答値のうち最も大きい値を表示



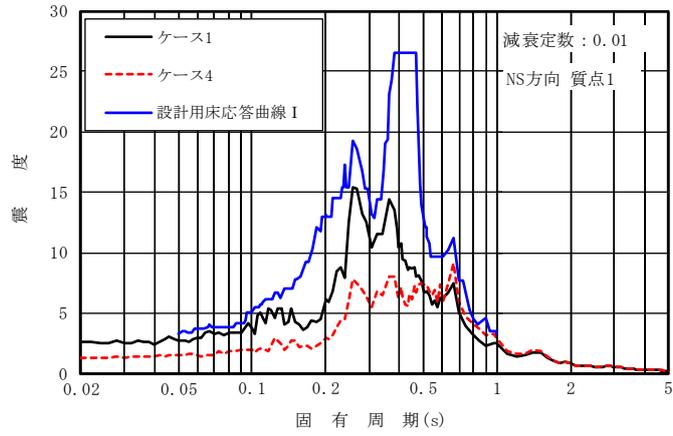
## 5. 機器・配管系評価に与える影響

装置基礎が内包する機器はフィルタ装置，よう素フィルタ，ドレンタンク及びドレン移送ポンプである。V-2-9-4-5-5-1「ドレン移送ポンプの耐震性についての計算書」，V-2-9-4-7-1-1「ドレンタンクの耐震性についての計算書」，V-2-9-4-7-1-3「フィルタ装置の耐震性についての計算書」及びV-2-9-4-7-1-4「よう素フィルタの耐震性についての計算書」に示すとおり，いずれも剛構造である。図4-22，図4-26及び図4-30に示すとおり，ケース4の最大応答加速度はケース1を下回ることから，機器の耐震評価に影響を与えないことを確認した。

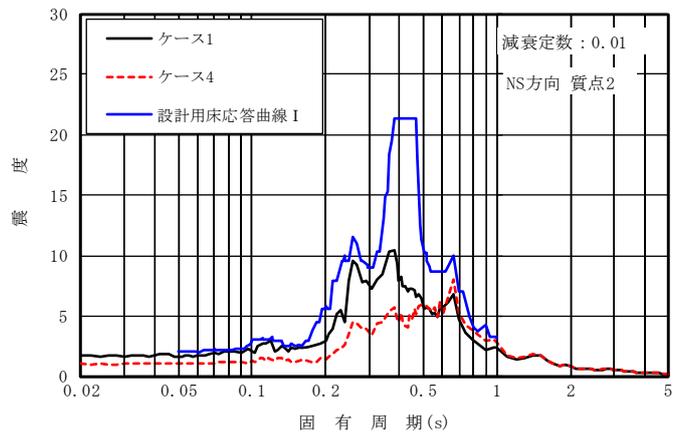
基準地震動 $S_s$ におけるケース4とケース1の床応答スペクトル及び設計に用いている床応答スペクトル（V-2-1-7「設計用床応答曲線の作成方針」に示す設計用床応答曲線I）の比較を図5-1～図5-6に示す。図5-1～図5-6に示すとおり，地盤の有効応力の変化を考慮することにより，地盤剛性の低下に伴い全体的に長周期化する傾向であることを確認した。V-2-9-4-7-1-2「管の耐震性についての計算書（格納容器圧力逃がし装置）」に示すとおり，配管の主要な周期帯は0.05s～0.07sである。ケース4の床応答スペクトルはケース1の床応答スペクトルよりも配管の主要な周期帯において小さくなり，設計用床応答曲線Iを下回ることを確認した。

図4-23及び図4-27に示すとおり，ケース4の水平方向の最大応答変位はケース1を上回るものの，V-2-9-4-7-1-2「管の耐震性についての計算書（格納容器圧力逃がし装置）」に示すとおり十分な裕度をもたせている。

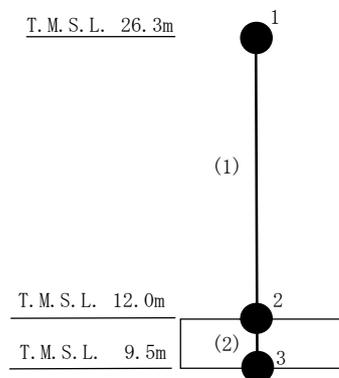
以上より，地盤の有効応力の変化を考慮しても機器・配管系の耐震評価に影響を与えないことを確認した。



(a) 質点 1

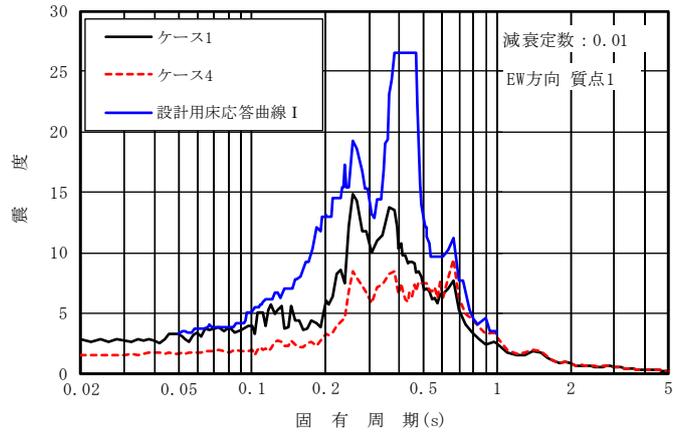


(b) 質点 2

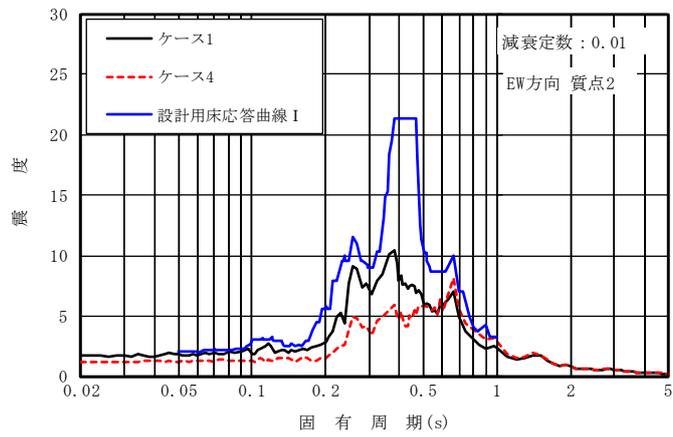


注：数字は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

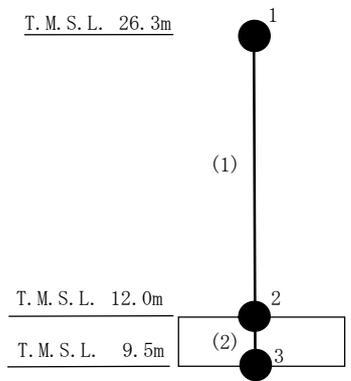
図 5-1 床応答スペクトル比較 (Ss-1, NS 方向, h=0.01)



(a) 質点 1

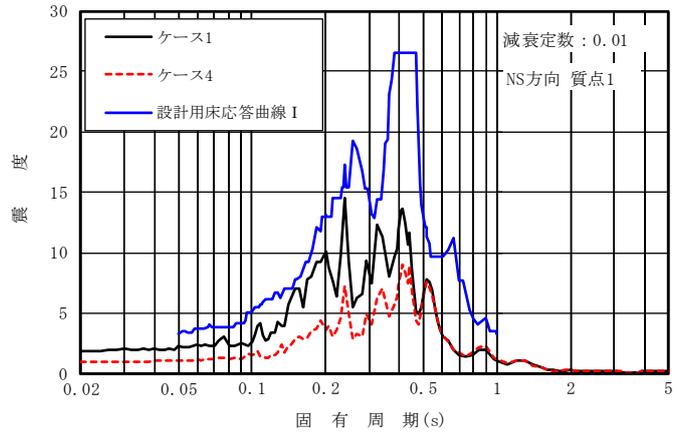


(b) 質点 2

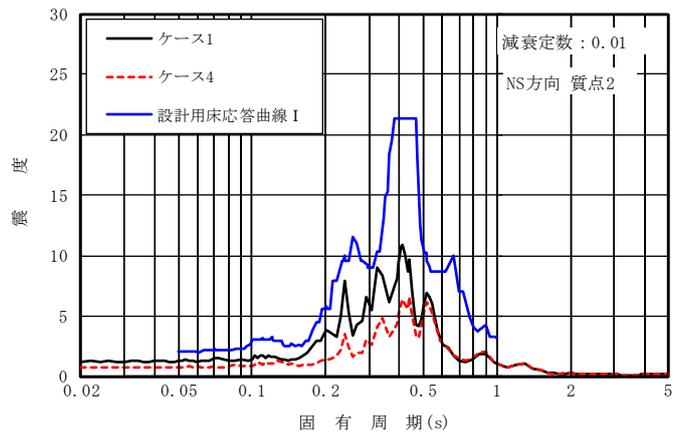


注：数字は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

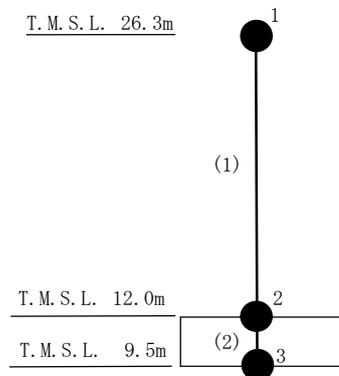
図 5-2 床応答スペクトル比較 (Ss-1, EW 方向, h=0.01)



(a) 質点 1

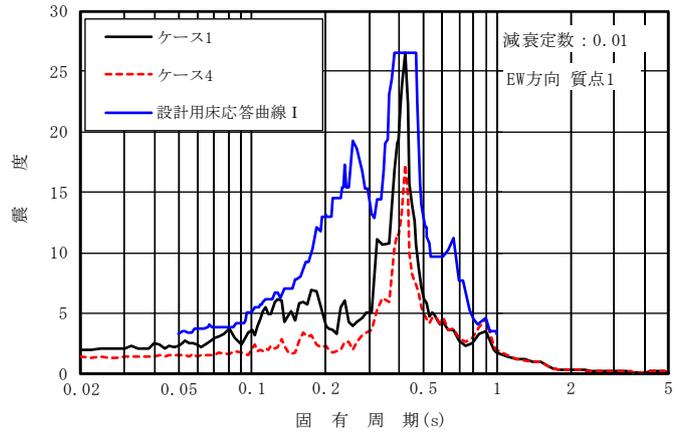


(b) 質点 2

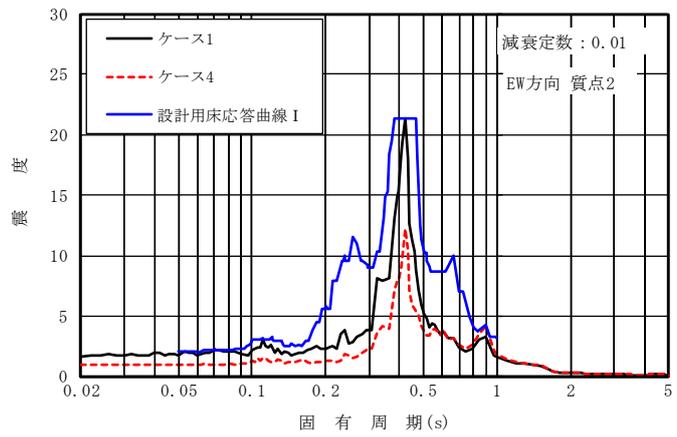


注：数字は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

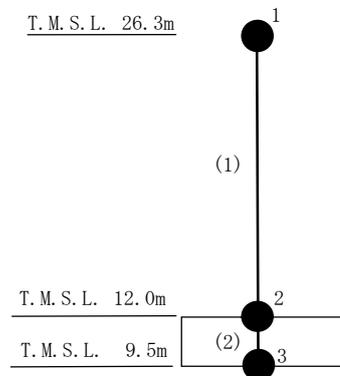
図 5-3 床応答スペクトル比較 (Ss-2, NS 方向, h=0.01)



(a) 質点 1

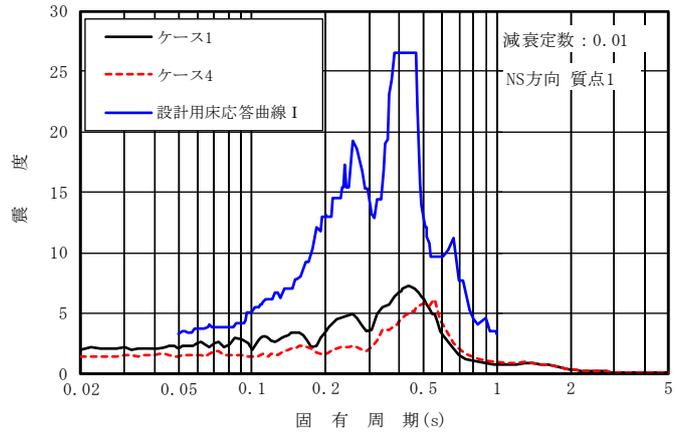


(b) 質点 2

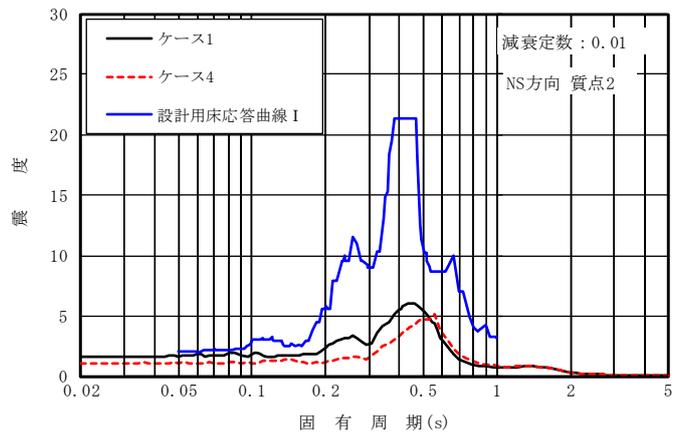


注：数字は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

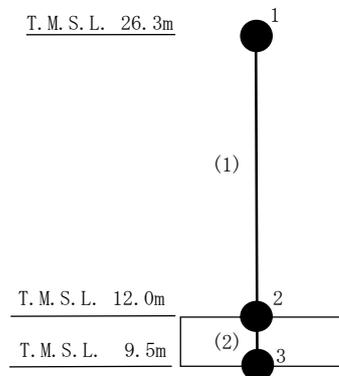
図 5-4 床応答スペクトル比較 (Ss-2, EW 方向, h=0.01)



(a) 質点 1

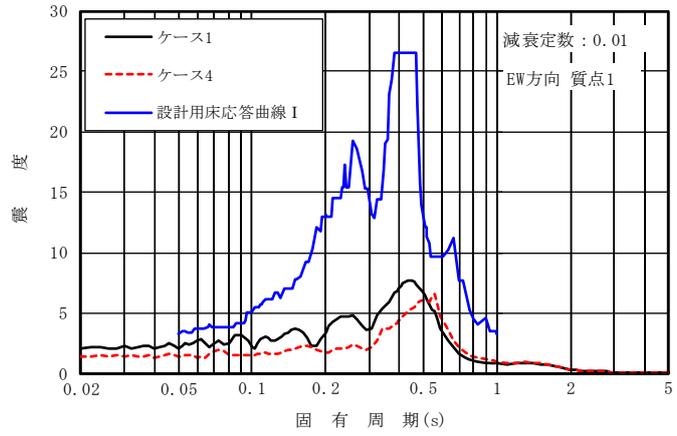


(b) 質点 2

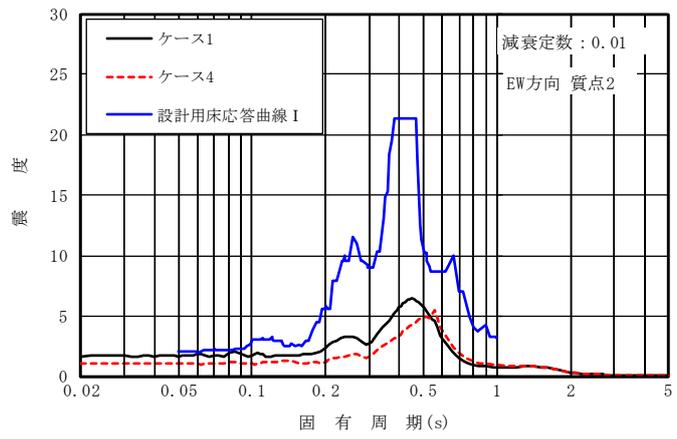


注：数字は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

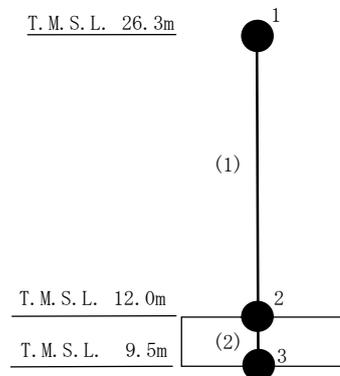
図 5-5 床応答スペクトル比較 (Ss-8, NS 方向, h=0.01)



(a) 質点 1



(b) 質点 2



注：数字は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

図 5-6 床応答スペクトル比較 (Ss-8, EW 方向, h=0.01)

## 6. まとめ

有効応力解析を実施した結果、装置基礎の発生応力及びせん断ひずみについては有効応力解析の結果が全応力解析の結果を下回り、変位については有効応力解析の結果が全応力解析の結果を上回ることを確認した。変位は、建物・構築物の構造強度及び機能維持の確認に用いず、機器・配管系においてもV-2-9-4-7-1-2「管の耐震性についての計算書（格納容器圧力逃がし装置）」に示すとおり十分な裕度をもたせていることから、全応力解析による各種応答値を用いて建物・構築物及び機器・配管系の設計用地震力を設定し、構造強度及び機能維持の確認を行うことは保守的な評価となることを確認した。

また、有効応力解析の床応答スペクトルは、基本ケースの床応答スペクトルを配管の主要な周期帯において下回り、設計用床応答曲線Ⅰを下回ることから、配管の耐震評価に影響を与えないことを確認した。

別紙4-1 地盤の液状化を考慮した杭軸力の評価結果

## 目 次

1. 概要 ..... 別紙 4-1-1
2. 杭の極限支持力及び極限引抜き抵抗力の設定 ..... 別紙 4-1-1
3. 杭の評価結果 ..... 別紙 4-1-4

## 1. 概要

別紙4「地盤の液状化を考慮した地震応答解析結果」においては、杭周面に接する新期砂層で部分的に液状化を生じた。本資料は、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」の参考資料7「杭基礎の支持力評価方法に関する補足」に基づき、新期砂層における杭の周面摩擦力を考慮しない場合の許容限界を設定し、地盤の液状化を考慮した地震応答解析より求めた杭軸力を評価した結果を示すものである。

## 2. 杭の極限支持力及び極限引抜き抵抗力の設定

本資料では、新期砂層における杭の周面摩擦力を考慮しないものとし、杭の極限支持力及び極限引抜き抵抗力を設定する。地盤から決まる極限支持力及び極限引抜き抵抗力の評価式並びに杭体から決まる極限支持力及び極限引抜き抵抗力の算定結果については、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」の補足説明資料「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」の別紙4「杭の極限支持力及び極限引抜き抵抗力の設定」に示すとおりである。地盤から決まる極限支持力及び極限引抜き抵抗力の算定に用いる諸元と算定結果を表2-1及び表2-2に、杭の極限支持力及び極限引抜き抵抗力を表2-3及び表2-4に示す。

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  
(新期砂層における杭の周面摩擦力を考慮しない場合)

項目		算定結果
地盤から決まる極限支持力 $R_u$ (kN)		15630
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 <sup>2</sup> )		6178
杭先端面積 $A$ (m <sup>2</sup> )		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 <sup>2</sup> )	新期砂層(1) (T. M. S. L. 9.5m ~ T. M. S. L. 7.3m)	0
	新期砂層(2) (T. M. S. L. 7.3m ~ T. M. S. L. -3.5m)	0
	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

表2-2 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  
(新期砂層における杭の周面摩擦力を考慮しない場合)

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)		9106
地盤から決まる極限引抜き抵抗力 $P_u$ (kN)		8652
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 <sup>2</sup> )	新期砂層(1) (T. M. S. L. 9.5m ~ T. M. S. L. 7.3m)	0
	新期砂層(2) (T. M. S. L. 7.3m ~ T. M. S. L. -3.5m)	0
	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

表 2-3 杭の極限支持力（新期砂層における杭の周面摩擦力を考慮しない場合）

（単位： $\times 10^3 \text{kN}$ ）

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
15.6	50.0	15.0

表 2-4 杭の極限引抜き抵抗力（新期砂層における杭の周面摩擦力を考慮しない場合）

（単位： $\times 10^3 \text{kN}$ ）

地盤から決まる 極限引抜き抵抗力	杭体から決まる 極限引抜き抵抗力	杭の極限引抜き抵抗力
9.11	28.8	9.10

### 3. 杭の評価結果

地盤の液状化を考慮した地震応答解析により求めた杭の軸力に対する評価結果を表3-1に示す。

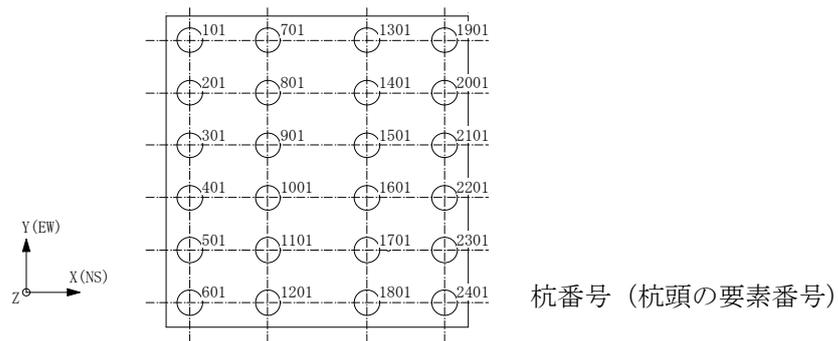
地盤の液状化を考慮した場合においても、発生する杭の軸力が許容限界を超えないことを確認した。

表 3-1 杭の鉛直支持力及び引抜き抵抗力に対する評価結果

	S s 地震時* <sup>1</sup>	許容限界	検定値* <sup>2</sup>	備考
鉛直支持力 ( $\times 10^3$ kN)	7.79	15.0	0.520	ケース 4, Ss-2, 杭番号 1901
引抜き抵抗力 ( $\times 10^3$ kN)	6.44	9.10	0.708	ケース 4, Ss-2, 杭番号 601

注記\*1：有効応力解析結果のうち、杭の最大応答軸力及び最小応答軸力を示す。

\*2：評価結果は地盤の液状化を考慮したものである。



(参考資料 1) 有効応力解析に用いる解析用物性値の設定について

1. 概要

本資料は、装置基礎の有効応力解析に用いる解析用物性値及びその設定根拠を示すものである。

2. 有効応力解析に用いる解析用物性値

装置基礎の有効応力解析に用いる解析用物性値は原則としてV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」と同一とするが、使用する解析コードが異なることから、液状化パラメータ及び非液状化検討対象層のポアソン比の設定は異なる。液状化パラメータの設定については、「3.2 解析パラメータの設定方針」に示す。非液状化検討対象層のポアソン比は、PS検層に基づき設定する。解析用物性値を表2-1及び表2-2に、その設定根拠を表2-3及び表2-4に示す。

表2-1 有効応力解析に用いる解析用物性値（原地盤）

物性値		地質区分	埋戻土	新期砂層	古安田層 (A2s層)	西山層 (T. M. S. L. -33.0m以浅)	西山層 (T. M. S. L. -33.0m~-90.0m)
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )		1.94	2.05	1.91	1.73	1.69
	間隙率 n		0.45	0.44	0.45	0.56	0.56
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )		$1.04 \times 10^5$	$1.26 \times 10^5$	$2.14 \times 10^5$	$4.16 \times 10^5$	$4.75 \times 10^5$
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )		98.0	98.0	200.0	98.0	98.0
	ポアソン比 $\nu$		0.33	0.33	0.33	0.451	0.446
	減衰定数の上限値 $h_{max}$		0.225	0.234	0.157	0.257	0.257
強度特性	粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )		0.0	0.0	0.0	1370-5.04 · Z *	1370-5.04 · Z *
	内部摩擦角 $\phi'$ (°)		35.9	34.6	36.6	0.0	0.0
液状化特性	液状化パラメータ (Soil Plus)	A	-0.60	-0.70	-1.00	-	
		B	1.40	1.40	1.40		
		C	1.00	1.50	8.00		
		D	180.0	180.0	60.0		
		$C_s/(1+e_0)$	0.0070	0.0070	0.0190		
		$C_c/(1+e_0)$	0.0080	0.0085	0.0195		
		X 1	0.140	0.170	0.450		

注記\*：Zは標高(m)を示す。

表2-2 有効応力解析に用いる解析用物性値（地盤改良体）

種別		置換	高圧噴射
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.85	2.05
	間隙率 n	0.48	0.49
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$1.31 \times 10^6$	$1.45 \times 10^6$
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	98.0	98.0
	ポアソン比 $\nu$	0.302	0.375
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	0.050	0.050
強度特性	粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	4000	4000

表2-3 有効応力解析に用いる解析用物性値の設定根拠（原地盤）

物性値		地質区分		埋戻土	新期砂層	古安田層 (A2s層)	西山層 (T. M. S. L. -33.0m以浅)	西山層 (T. M. S. L. -33.0m~-90.0m)	
		物理特性	密度	$\rho$	物理試験				
	間隙率	$n$	物理試験						
変形特性	動せん断弾性係数	$G_{ma}$	PS検層によるS波速度、密度に基づき設定						
	基準平均有効拘束圧	$\sigma_{ma}'$	慣用値*	$G_{ma}$ に対応する値	慣用値*				
	ポアソン比	$\nu$	慣用値*				PS検層		
	減衰定数の上限値	$h_{max}$	動的変形特性に基づき設定						
強度特性	粘着力	$c'$	三軸圧縮試験						
	内部摩擦角	$\phi'$							
液状化特性	液状化パラメータ (SoilPlus)	A	液状化強度試験結果 に基づく要素シミュレーション				-		
		B							
		C							
		D							
		$C_s/(1+e_0)$							
		$C_c/(1+e_0)$							
		X1							

注記\*：液状化による構造物被害予測プログラムFLIPにおいて必要な各種パラメータの簡易設定法（港湾技研資料No.869）（運輸省港湾技術研究所，平成9年6月）

表2-4 有効応力解析に用いる解析用物性値の設定根拠（地盤改良体）

種別（地盤種別）		置換	高压噴射（砂質土）	
物理特性	密度	$\rho$	工法別平均値	対象土層の最大値
	間隙率	$n$	工法別平均値	
変形特性	動せん断弾性係数	$G_{ma}$	設計S波速度、密度に基づき設定	
	基準平均有効拘束圧	$\sigma_{ma}'$	慣用値*1	
	ポアソン比	$\nu$	工法別実績値 軽油タンク基礎（置換）に基づき設定	工法別実績値 軽油タンク基礎（高压噴射（砂質土））に基づき設定
	減衰定数の上限値	$h_{max}$	文献*2	
強度特性	粘着力	$c$	設計一軸圧縮強度	

注記\*1：液状化による構造物被害予測プログラムFLIPにおいて必要な各種パラメータの簡易設定法（港湾技研資料No.869）（運輸省港湾技術研究所，平成9年6月）

\*2：改訂版「建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針—セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法—」（日本建築センター，平成14年11月）

### 3. 有効応力解析の液状化パラメータの設定方針

#### 3.1 有効応力解析コード SoilPlus について

解析コード「SoilPlus」は、2005年に伊藤忠テクノソリューションズ（株）において開発され、2次元及び3次元の静的・浸透・動的問題を取り扱うことができる総合的な汎用計算機プログラムである。SoilPlusの主な特徴として、以下の6点が挙げられる。

- ① 有限要素法に基づくプログラムである。
- ② はり要素、シェル要素及びソリッド要素等を用いた応力解析が可能である。
- ③ 地震応答解析では、一般的な運動方程式に基づく地震応答解析に加え、地盤の有効応力の変化及び地盤の非線形特性を地盤-構造物の連成モデルにおいて考慮することが可能である。
- ④ 地盤要素の非線形モデルとして、双曲線型の修正 H-D(Hardin-Drnevich)モデル、修正 GHE(General Hyperbolic Equation)モデル及び修正 R-O(Ramberg-Osgood)モデル、鉄筋コンクリート等の構造部材については部材軸力の依存性を考慮したM- $\phi$ 関係に基づく非線形構造モデル等が適用可能である。
- ⑤ 土の応力-ひずみモデルとして多重せん断モデルを採用している。2次元多重せん断モデルについては東畑・石原\*1の方法、3次元多重せん断モデルについては西村・東畑\*2の方法を採用している。
- ⑥ 液状化におけるダイレイタンス特性にはおわんモデルを用いている。

装置基礎の有効応力解析では、土の応力-ひずみ関係に修正 H-D モデルを適用している。また、履歴ループについては、その大きさを任意に調整可能なように拡張した Masing 則を用いている。図 3-1 に多重せん断モデルの概念図を、図 3-2 に排水条件での土の応力-ひずみ関係の概念図を示す。

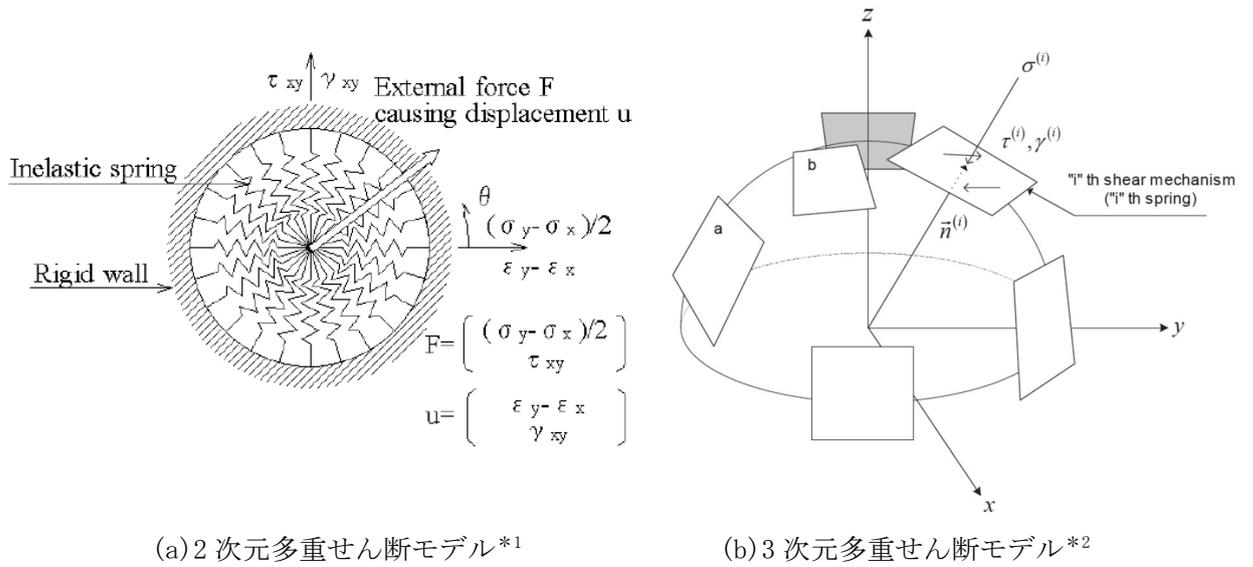
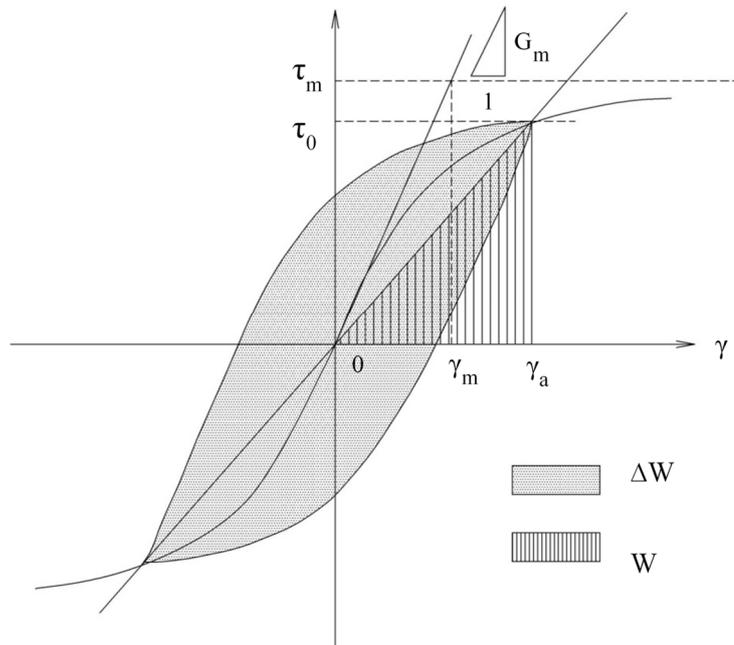


図 3-1 多重せん断モデルの概念図



注記\*1 : Tohata, I. and Ishihara, K. : Modelling soil behavior under principal stress axes rotation, Proc. of Fifth International Conference on Numerical Method in Geomechanics, pp.523-530, 1985.

\*2 : 西村聡, 東畑郁生 : マルチスプリングモデルによる砂の三次元構成則, 第 37 回地盤工学研究発表会, pp.481-482, 2002.

### 3.2 解析パラメータの設定方針

有効応力解析コード Soil Plus では、動的変形特性を規定するパラメータと、液状化に伴うダイレイタンスーを規定する液状化パラメータを設定する必要がある。Soil Plus における解析パラメータを表 3-1 に示す。このうち、液状化パラメータは、液状化検討対象層にのみ設定する。

液状化パラメータは、要素シミュレーションを実施し、これより得られる解析上の液状化抵抗曲線が、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」に記載された液状化強度試験から得た液状化抵抗曲線（回帰曲線-1 $\sigma$ ）に対して同等になるように設定する。Soil Plus における液状化パラメータの設定フローを図 3-3 に示す。地層ごとに設定した要素シミュレーション上の液状化抵抗曲線を図 3-4～図 3-6 に示す。なお、有効応力解析に用いる解析用物性値の適用性については、参考資料 2「有効応力解析に用いる解析用物性値の適用性について」に示す。

表 3-1 Soil Plus において必要となる解析パラメータ

分類	解析パラメータ	
動的変形特性	$G_{oi}$	基準拘束圧下における動せん断弾性係数
	$m$	拘束圧依存係数
	$\gamma_{ri}$	基準拘束圧下における基準ひずみ
	$h_{max}$	履歴減衰の上限値
液状化特性	A	ダイレイタンスー成分のうち、膨張成分 $\epsilon_r$ を表すパラメータであり、合せん断ひずみに対する係数部分を表す
	B	ダイレイタンスー成分のうち、膨張成分 $\epsilon_r$ を表すパラメータであり、合せん断ひずみに対する指数部分を表す
	C	ダイレイタンスー成分のうち、圧縮成分 $\epsilon_c$ を表すパラメータであり、1/C はせん断初期におけるダイレイタンスーの勾配を表す
	D	ダイレイタンスー成分のうち、圧縮成分 $\epsilon_c$ を表すパラメータであり、1/D は双曲線の漸近線（最大圧縮量）を表す
	$C_s/(1+e_0)$	有効応力が減少する場合における土の体積ひずみの変化を表すパラメータであり、 $C_s$ は膨潤指数、 $e_0$ は初期間隙比を表す
	$C_c/(1+e_0)$	有効応力が増加する場合における土の体積ひずみの変化を表すパラメータであり、 $C_c$ は圧縮指数、 $e_0$ は初期間隙比を表す
	X 1	液状化強度の下限值

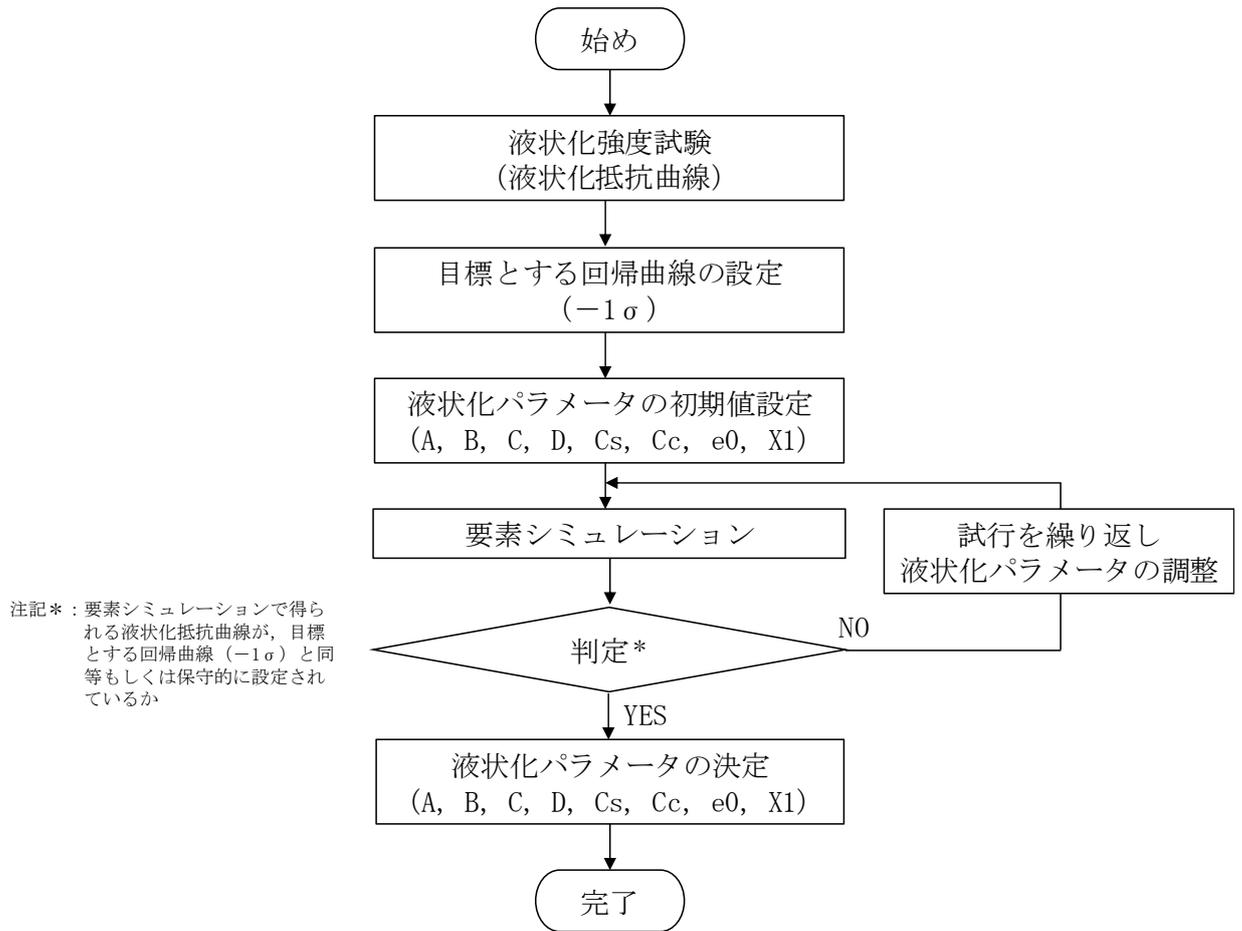


図 3-3 Soil Plus における液状化パラメータの設定フロー

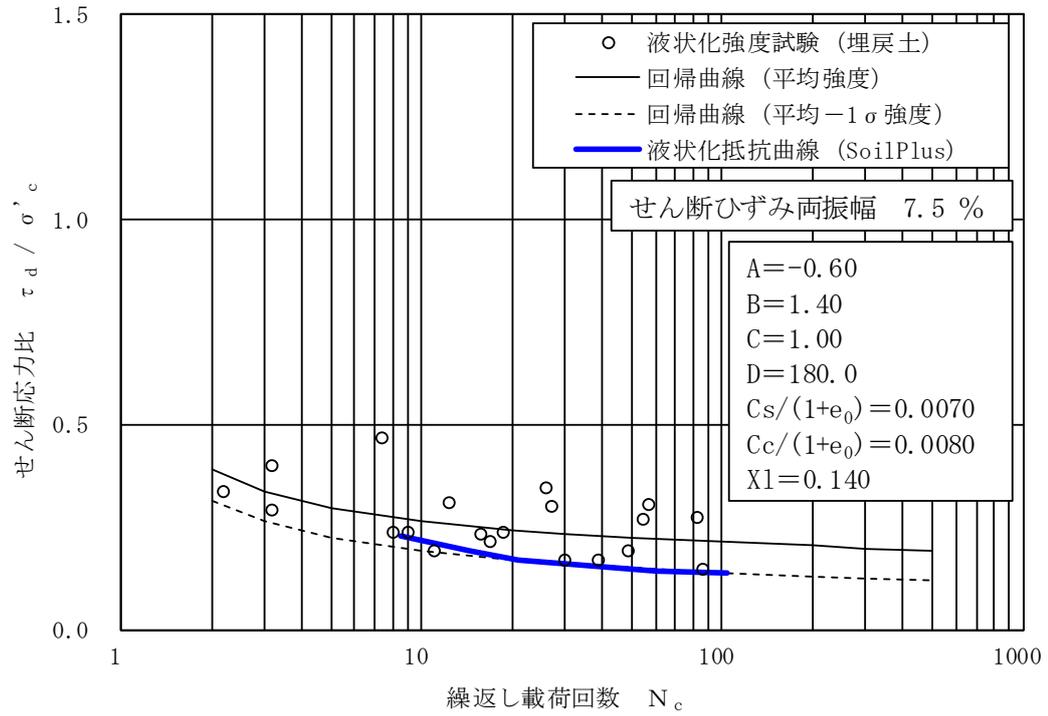


図 3-4 液状化抵抗曲線 (埋戻土)

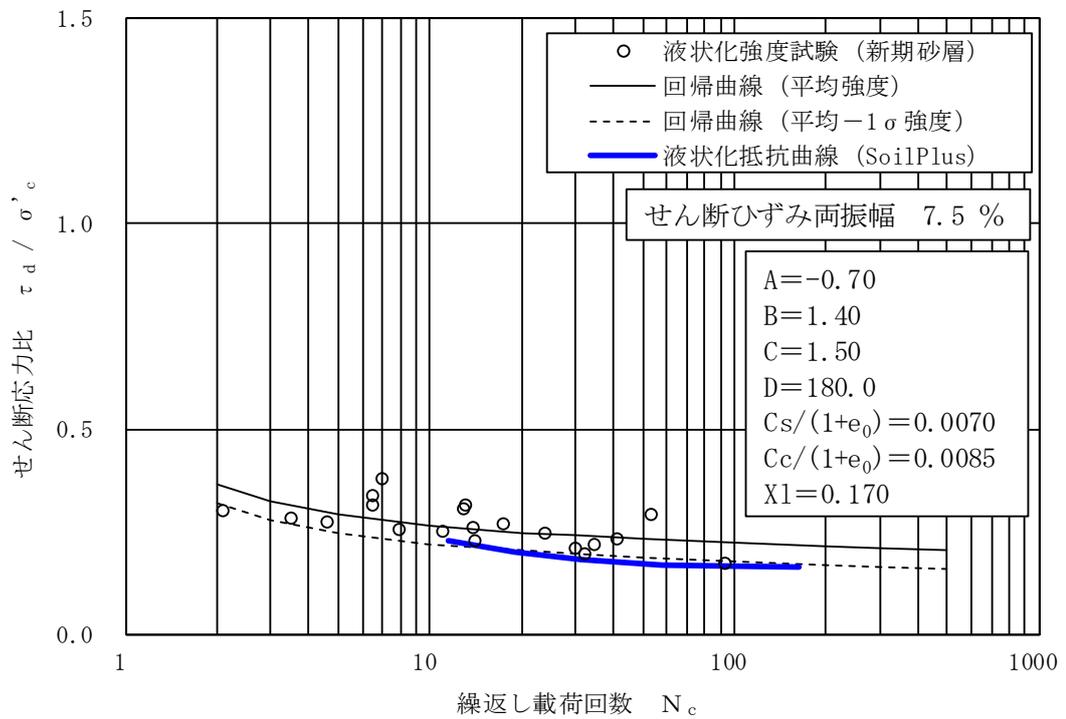


図 3-5 液状化抵抗曲線 (新期砂層)

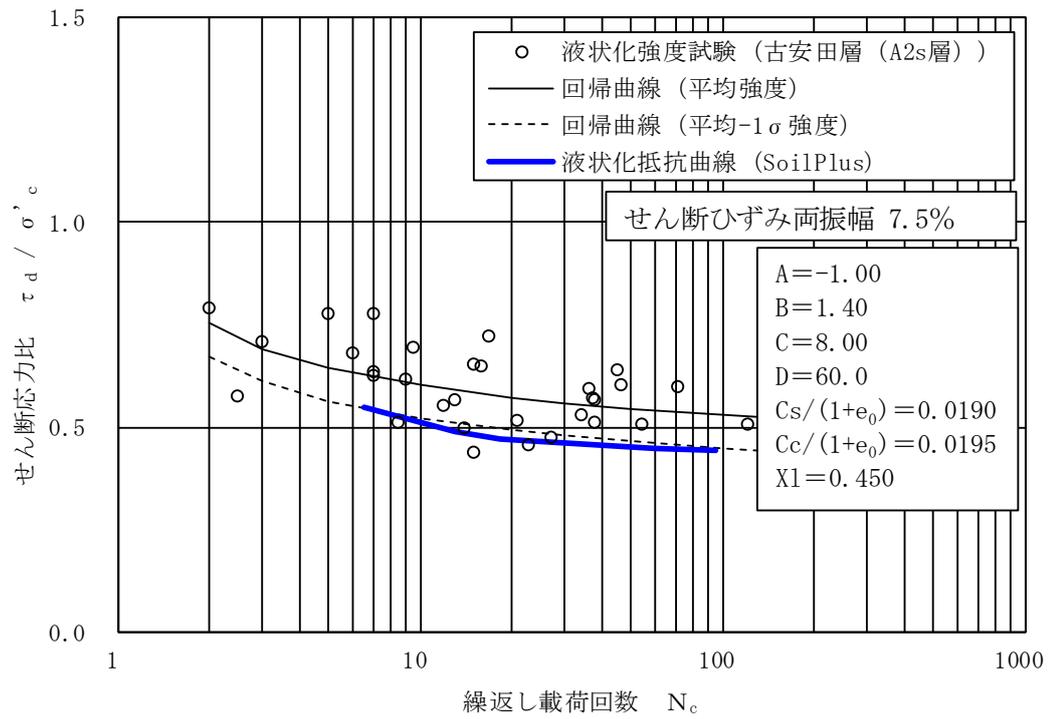


図 3-6 液状化抵抗曲線 (古安田層 (A2s 層))

(参考資料 2) 有効応力解析に用いる解析用物性値の適用性について

1. 概要

本資料では、参考資料 1 「有効応力解析に用いる解析用物性値の設定について」で設定した地盤の液状化強度特性に対して、耐震評価への適用性を確認するため、2007 年 7 月 16 日に発生した新潟県中越沖地震の地震記録を入力波とした解析コード Soil Plus による有効応力解析を行い、当該地震時に敷地内で観察された地盤変状と比較する。検討フローを図 1-1 に示す。なお、同図における「新潟県中越沖地震と敷地内地盤変状の整理」については、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」の参考資料 5「有効応力解析に用いる解析用物性値の適用性について」(以下「V-2-1-3 補足参考資料 5」という。)に示すとおりである。

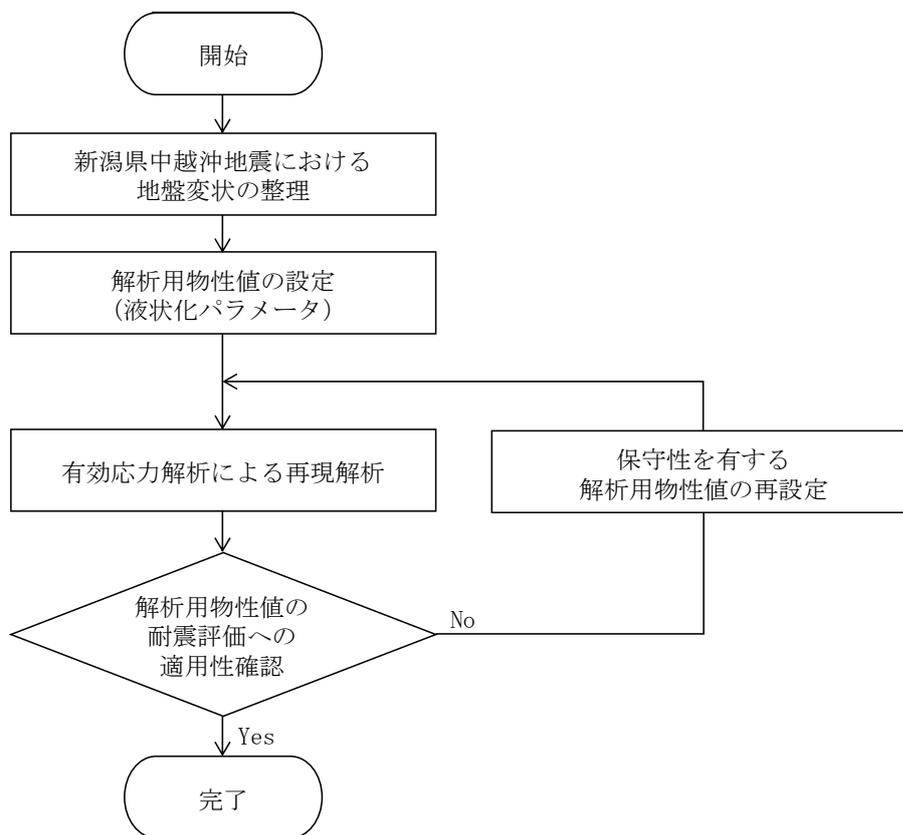


図 1-1 解析用物性値の適用性検討のフロー

## 2. 有効応力解析による再現解析

### 2.1 解析条件

#### 2.1.1 解析断面

装置基礎の有効応力解析に用いる基準地震動  $S_s$  は新潟県中越沖地震より大きいことから、本解析ではV-2-1-3 補足参考資料 5 における 2 つの解析断面のうち、水平方向の地盤変状が大きい北断面を代表として解析する。解析モデルを図 2-1 に示す。なお、解析領域の境界部においては、V-2-1-3 補足参考資料 5 と同様に側方及び底面に粘性境界を設ける。

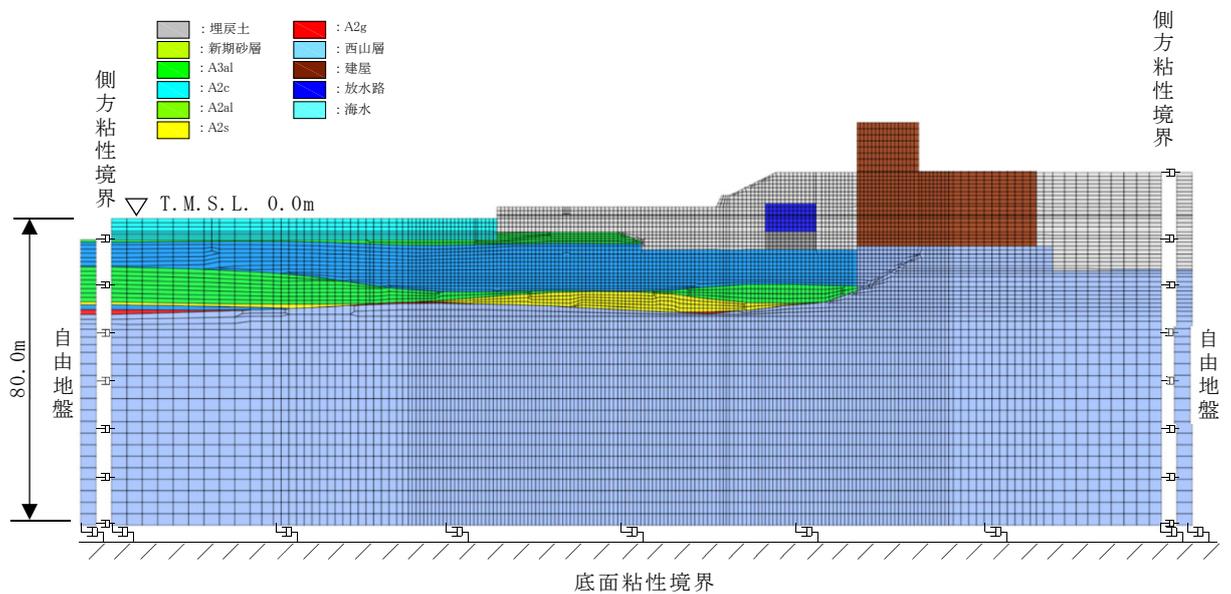


図 2-1 再現解析の解析モデル（北断面）

#### 2.1.2 地下水位設定

地下水位は、V-2-1-3 補足参考資料 5 と同様に T.M.S.L. 1.0m とする。また、海水水位は T.M.S.L. 0.0m とする。

#### 2.1.3 入力地震動

入力地震動は、V-2-1-3 補足参考資料 5 と同様に、新潟県中越沖地震において 5 号機原子炉建屋で観測された地震記録を解析モデル下端（T.M.S.L. -80.0m）に引き戻した地震動を用いる。

#### 2.1.4 解析用物性値（液状化パラメータ）の設定

耐震評価に用いる解析用物性値は、保守性を考慮するため、地盤の液状化強度特性のばらつきを踏まえ、液状化強度試験の「回帰曲線 $-1\sigma$ 」に基づいて液状化パラメータを設定している。再現解析においては、解析コードの再現性と適用性に注目することから、V-2-1-3 補足参考資料 5 と同様に、「回帰曲線（平均値）」に基づいて液状化パラメータを設定する。

本検討では、参考資料 1 「有効応力解析に用いる解析用物性値の設定について」に示した解析用物性値を『基本ケース』とし、液状化強度試験の平均値に基づき設定した解析用物性値を『平均値ケース』とする。表 2-1 に再現解析における「平均値ケース」の解析用物性値を、図 2-2～図 2-4 に液状化抵抗曲線をまとめる。なお、比較のため、「基本ケース」の結果も併記する。

表 2-1 再現解析に用いる解析用物性値（液状化検討対象層：平均値ケース）

物性値		地質区分			
		埋戻土	新期砂層	古安田層 (A2s層)	
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.94 (1.79)*	2.05 (2.00)*	1.91	
	間隙率 n	0.45	0.44	0.45	
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$1.04 \times 10^5$	$1.26 \times 10^5$	$2.14 \times 10^5$	
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	98.0	98.0	200.0	
	ポアソン比 $\nu$	0.33 (0.42)*	0.33 (0.44)*	0.33	
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	0.225	0.234	0.157	
強度特性	粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	0.0 (9.6)*	0.0 (94.4)*	0.0	
	内部摩擦角 $\phi'$ (°)	35.9 (34.8)*	34.6 (27.6)*	36.6	
液状化特性	液状化パラメータ (Soil Plus)	A	-1.00	-0.70	-0.45
		B	1.40	1.40	1.40
		C	2.00	1.50	38.00
		D	150.0	180.0	120.0
		$C_s/(1+e_0)$	0.0060	0.0070	0.0060
		$C_c/(1+e_0)$	0.0075	0.0085	0.0061
		X 1	0.230	0.230	0.540

注記\* : 括弧内の数字は、地下水位以浅の数値を表す。

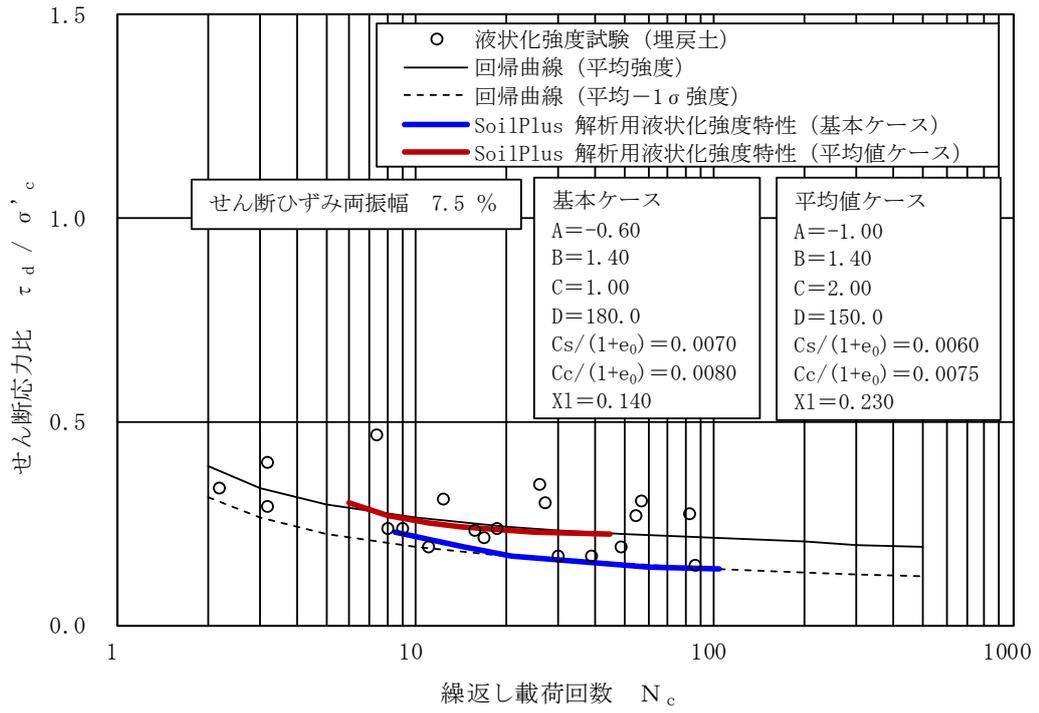


図 2-2 液状化抵抗曲線（埋戻土）

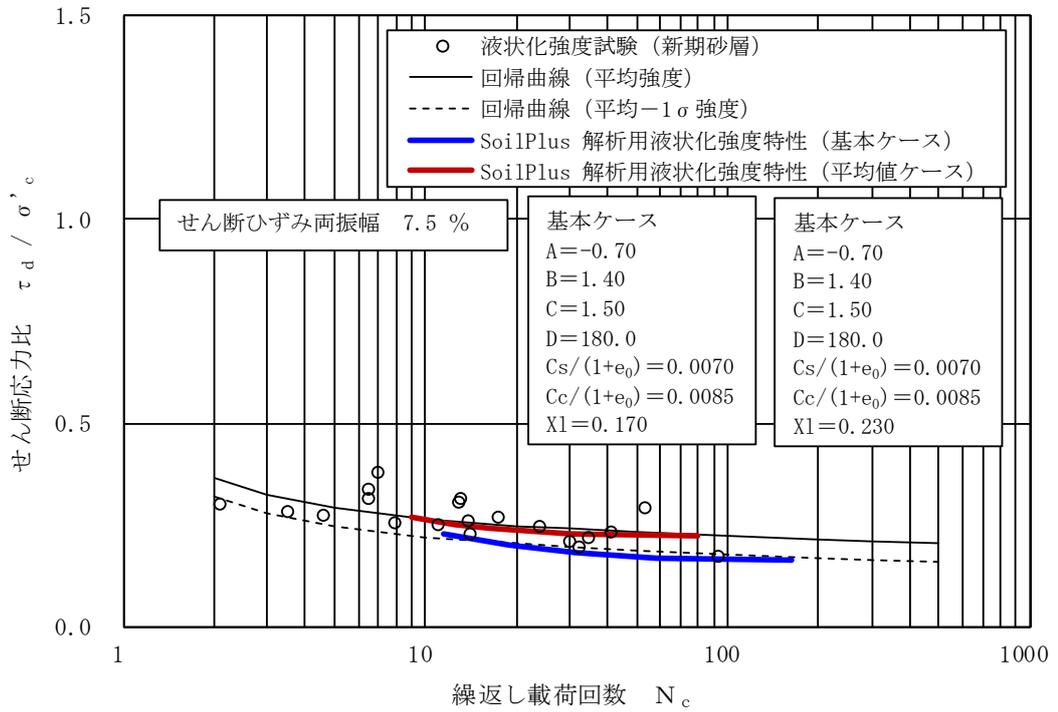


図 2-3 液状化抵抗曲線（新期砂層）

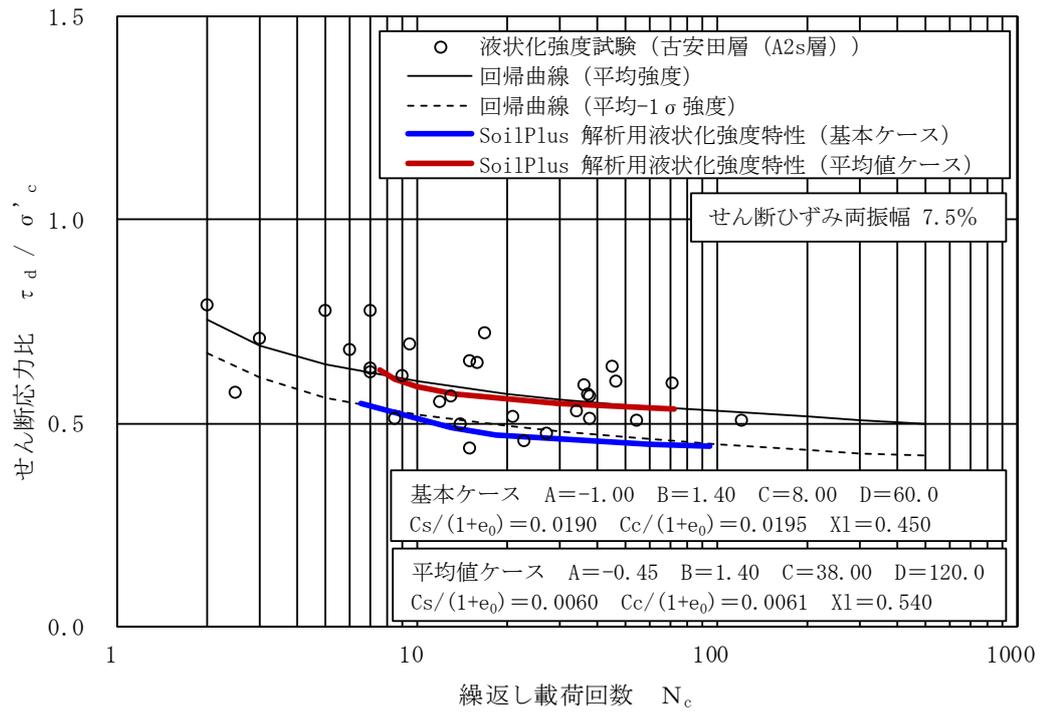


図 2-4 液状化抵抗曲線 (古安田層 (A2s 層))

### 2.1.5 減衰定数

耐震評価に適用する有効応力解析では履歴減衰と粘性減衰を考慮し，V-2-1-3 補足参考資料 5 と同様に設定する。

## 2.2 解析結果

再現解析により得られた「水平変位量」及び「鉛直変位量」を観測記録と比較し、解析用物性値の再現性と適用性を確認する。

### 2.2.1 再現解析結果（水平変位量）

有効応力解析による地表面水平変位量の結果を図 2-5 に示す。図の水平座標は護岸からの距離で示している。

#### (1) 基本ケース

基本ケースについて、護岸天端における地表面水平変位は「1.76m」となり、地震後に観察された変位である「0.59m」と比較して 3.0 倍の変位量となった。護岸から離れた位置においても、実績に比して大きな水平変位量が得られている。

したがって、基本ケースで設定している解析用物性値は、変形量の観点から十分な保守性を有していると判断できる。

#### (2) 平均値ケース

平均値ケースについて、護岸天端の地表面水平変位は「1.35m」となり、地震後に観察された変位である「0.59m」と比較して 2.3 倍の変位量となった。平均的な液状化強度特性を設定した場合でも実測値よりも大きな変位となった。

実際の変位量と比較して解析結果の方が大きな変位が得られた要因としては、保守性を考慮した液状化強度特性にあると考えられる。過剰間隙水圧比及び最大せん断ひずみ分布を図 2-6～図 2-9 に示す。新潟県中越沖地震を入力波とした場合、比較的浅い深度にある飽和した液状化検討対象層（埋戻土、新期砂層）で液状化の判断指標である過剰間隙水圧比 95%を超えており、大きなひずみが得られている。

今回用いている有効応力解析の解析コードは、変形量の観点からは、液状化試験結果の平均値を採用した場合にも保守性を有すると判断できる。

以上より、新潟県中越沖地震の再現解析を実施した結果、今回用いている有効応力解析の解析コードは、実測値よりも変位量を概ね大きく評価していることから、耐震評価への適用性を確認した。なお、有効応力解析の耐震評価に用いている解析用物性値は、地盤の液状化強度のばらつきを考慮していることから、変形量の観点から保守性を有していると考えられる。

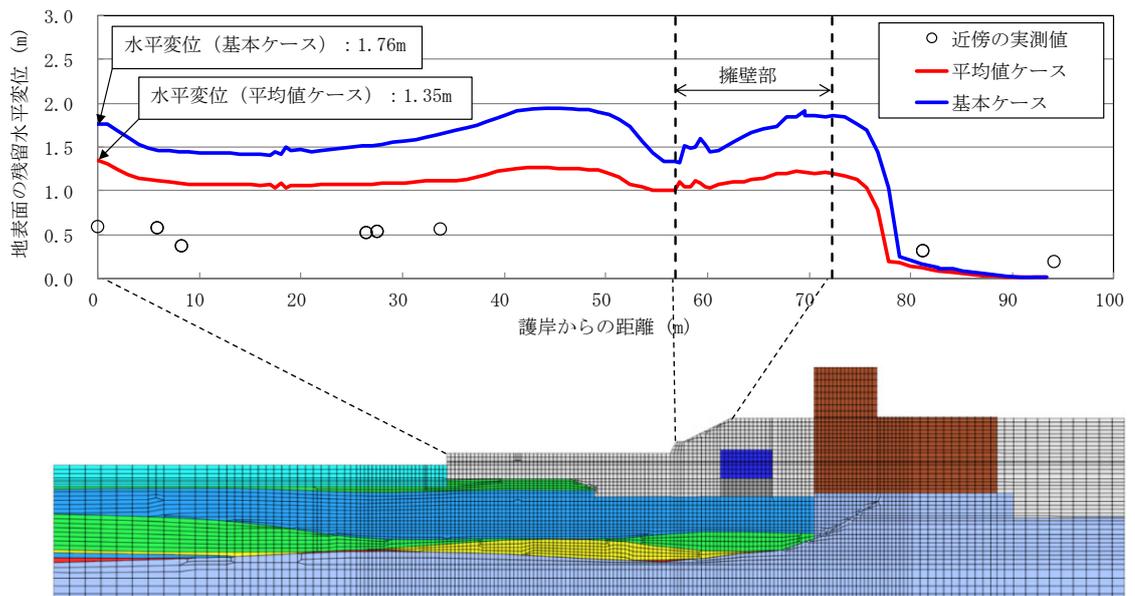


図 2-5 護岸からの距離と地表面水平変位の関係

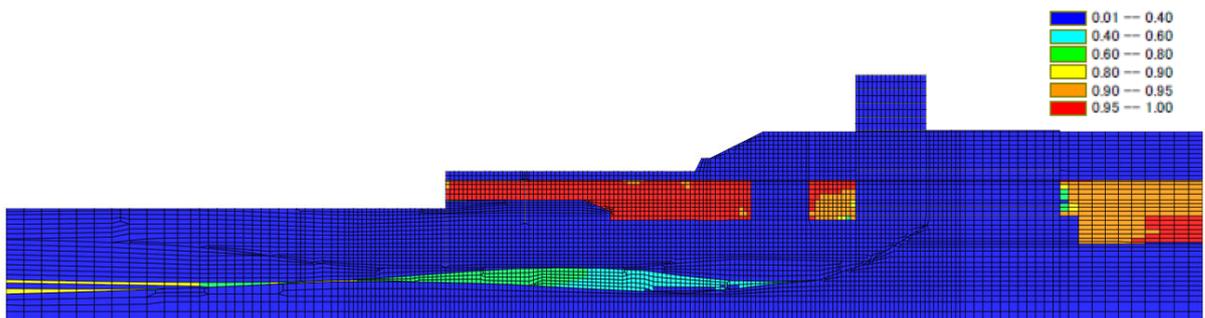


図 2-6 最大過剰間隙水圧比（基本ケース）

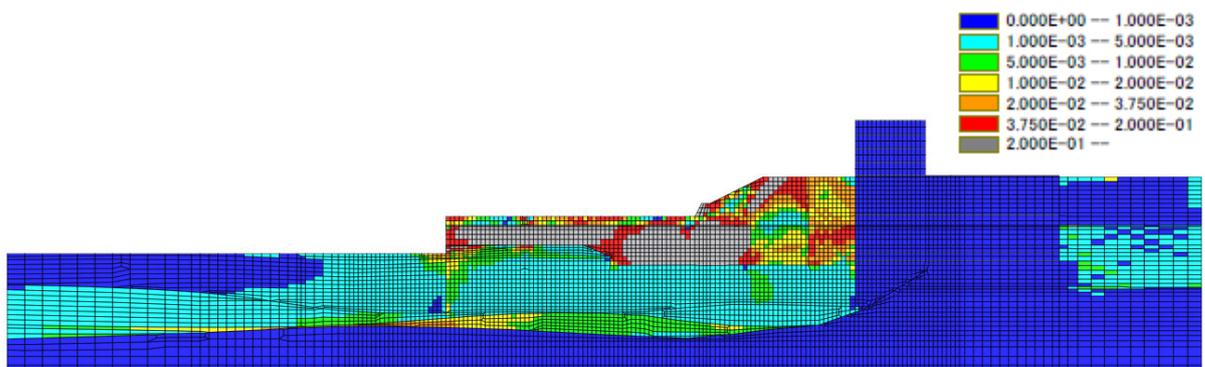


図 2-7 最大せん断ひずみ  $\gamma_{max}$  (残留値: 基本ケース)

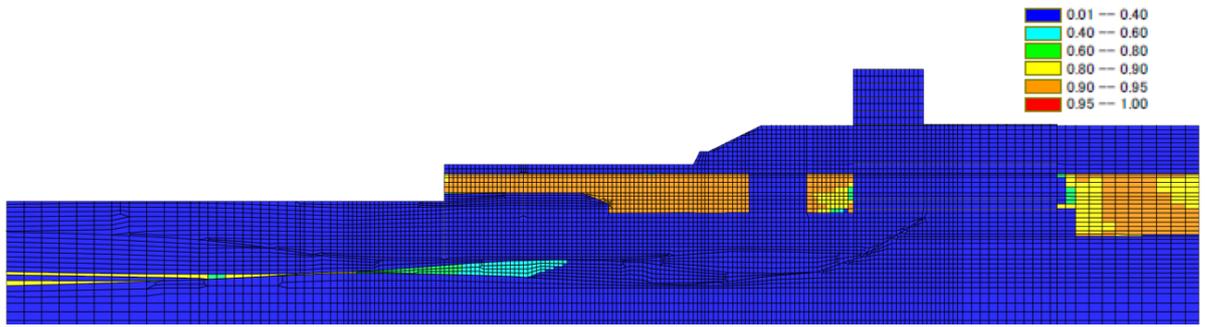


図 2-8 最大過剰間隙水圧比 (平均値ケース)

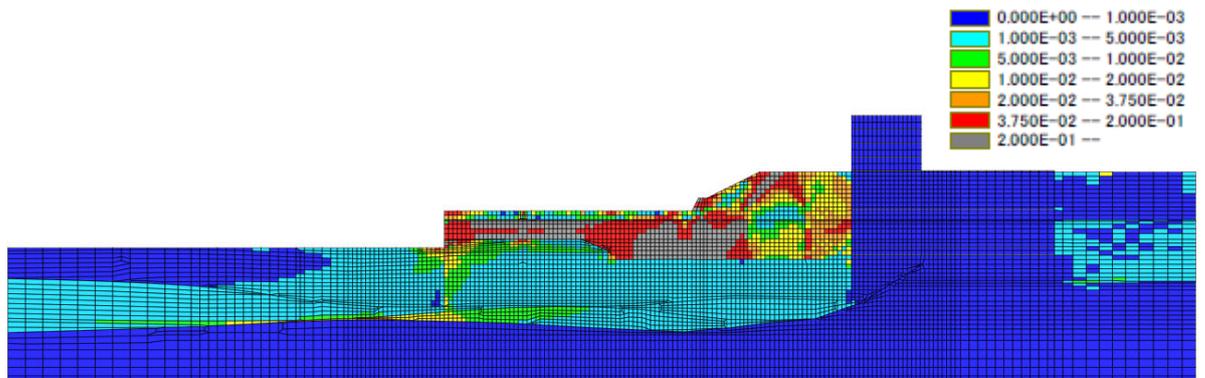


図 2-9 最大せん断ひずみ  $\gamma_{max}$  (残留値: 平均値ケース)

### 2.2.2 再現解析結果（鉛直変位量）

有効応力解析による地表面鉛直変位量の結果を図 2-10 に示す。図の水平座標は護岸からの距離で示している。

#### (1) 基本ケース

基本ケースについては、有効応力解析の鉛直変位量は、地表面形状に応じて側方流動の影響を受けた沈下と隆起を生じており、新潟県中越沖地震時に観察された実績の沈下量とは異なる傾向を示す。

有効応力解析による護岸付近の鉛直変位量は「0.62m」であり、側方流動による変形の影響で生じているが、これは実績の沈下量の「0.00m」と比較して大きい。擁壁付近の有効応力解析結果についても、側方流動の影響により法尻で隆起、法肩で沈下しているが、実績沈下量は小さく明瞭な傾向は認められていない。いずれも、有効応力解析では側方流動の影響に伴う鉛直変位量を保守的に算定している。

#### (2) 平均値ケース

平均値ケースについては、有効応力解析の鉛直変位量は、基本ケースと比較して沈下と隆起の傾向が抑制されるものの、新潟県中越沖地震時に観察された実績の沈下・隆起量に対して有効応力解析の地表面変位量が大きいことから、側方流動の影響に伴う鉛直変位量を保守的に算定している。

以上より、新潟県中越沖地震の再現解析を実施した結果、今回用いている有効応力解析の解析コードは、実測値よりも変位量を概ね大きく評価していることから、耐震評価への適用性を有していると考えられる。なお、有効応力解析の耐震評価に用いている解析用物性値は、地盤の液状化強度のばらつきを考慮していることから、変形量の観点から保守性を有していると考えられる。

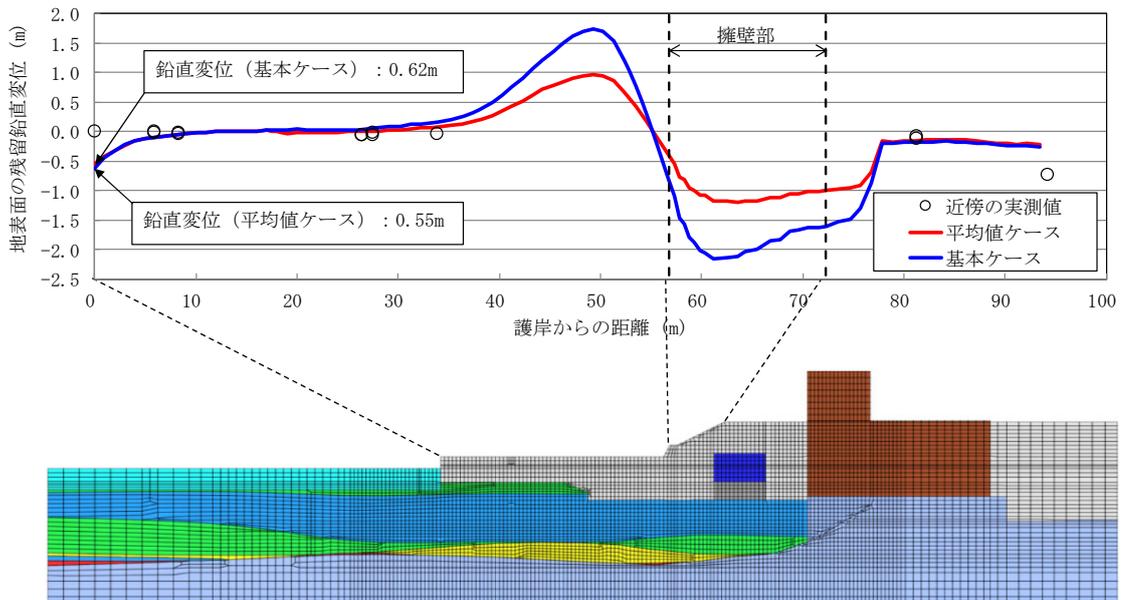


図 2-10 護岸からの距離と地表面鉛直変位の関係

(参考資料3) 建物・構築物と屋外重要土木構造物の耐震評価手法について

## 1. 概要

装置基礎は、地上高さ 14.3m の構築物であり、建築基準法における工作物に該当するため、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち建物・構築物に基づき耐震評価を実施している。本資料は、有効応力解析を実施する建物・構築物と屋外重要土木構造物の耐震評価手法について示すものである。

## 2. 耐震評価手法の比較方法

有効応力解析を用いた建物・構築物と屋外重要土木構造物の耐震評価については、装置基礎と屋外重要土木構造物のうち、装置基礎と類似した構造物及び液状化対策を行う軽油タンク基礎に適用する規格・基準、解析条件等を比較する。装置基礎と軽油タンク基礎の構造比較を表 2-1 に示す。

表 2-1 装置基礎と軽油タンク基礎の構造比較

	格納容器圧力逃がし装置基礎 (FV)	軽油タンク基礎 (LOT)
上部構造物	耐震壁：鉄筋コンクリート造 基礎スラブ：鉄筋コンクリート造	基礎スラブ：鉄筋コンクリート造
基礎構造	杭基礎 場所打ち鋼管コンクリート杭 ( $\phi$ 1200mm, 鋼管 t=25mm)	杭基礎 鋼管杭 ( $\phi$ 800mm, t=12~18mm)
地盤改良体	液状化時の変形抑制を目的として施設周辺を地盤改良 新設地盤改良体(置換, 高圧噴射)	液状化時の変形抑制を目的として施設周辺を地盤改良 既設地盤改良体(置換, 高圧噴射), 新設地盤改良体(置換, 高圧噴射)

### 3. 耐震評価手法の比較結果

装置基礎と軽油タンク基礎に適用する規格・基準の比較表を表 3-1 に、解析条件の比較表を表 3-2 に示す。各施設とも地盤改良体を併用した杭基礎構造物であるが、適用する規格・基準、解析条件等に差異がある。この差異の理由は以下の 4 点に大別される。

- ① 建築基準法の適用の有無（適用する規格・基準）
- ② 杭種別（適用する規格・基準）
- ③ 地盤改良体の形状
- ④ 解析コード

ここで、①の差異については、装置基礎が建築基準法における工作物に該当するため、建築基準法が適用されるのに対し、軽油タンク基礎においては建築基準法の制約はない。それに伴い、耐震評価に用いる規格・基準が異なるが、いずれも適用実績のある規格・基準である。

②の差異については、構造物の特徴、要求機能及び施工性を考慮した設計過程で選定された仕様であり、いずれも杭種別に応じた規格・基準に準拠した評価となっている。

③の差異については、地盤改良体の複雑な平面形状、群杭効果及びボックス形状の地盤改良体が基礎直下の原地盤の水平変形を拘束する効果が構造物の応答に与える影響が特に大きいと考えられる装置基礎において、3次元 FEM モデルを採用している。

④の差異については、有効応力解析に用いた解析コードの違いであるが、各施設における液状化パラメータは共通の液状化試験結果に基づき設定されており、同等の液状化特性を表現できる有効応力モデルになっている。

以上より、装置基礎と軽油タンク基礎の耐震評価手法について比較した結果、各施設の建築基準法の適用の有無や構造物の特徴及びそれに伴うモデル化手法の違いはあるが、構造物の応答に影響を与える液状化パラメータが同等であることから、各施設における耐震評価手法は妥当であると考えられる。

表 3-1 適用する規格・基準の比較表

項目		格納容器圧力逃がし装置基礎 (FV)		軽油タンク基礎 (LOT)		FV/LOT 差異の理由
		適用する規格・基準	適用実績	適用する規格・基準	適用実績	
使用材料及び材料定数		・原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (2005 制定)	工認審査ガイドにおいて適用実績のある耐震設計に関連した規格・基準	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕(2002 年)	工認審査ガイドにおいて適用実績のある耐震設計に関連した規格・基準	①建築基準法の適用の有無
荷重及び荷重の組合せ		・建築基準法・同施行令 ・原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (2005 制定) ・JEAC4601-2008	工認審査ガイドにおいて適用実績のある耐震設計に関連した規格・基準  先行審査において適用実績のある耐震設計に関連した規格・基準	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕(2002 年)	工認審査ガイドにおいて適用実績のある耐震設計に関連した規格・基準	①建築基準法の適用の有無
許容限界	鉄筋コンクリート部材	・建築基準法・同施行令 ・原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (2005 制定) ・JEAG4601-1987	工認審査ガイドにおいて適用実績のある耐震設計に関連した規格・基準	・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (2005 年)	先行審査において適用実績のある耐震設計に関連した規格・基準	①建築基準法の適用の有無
	杭	・鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (2001 改定)	先行審査において適用実績のある耐震設計に関連した規格・基準	・乾式キャストを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程 JEAC4616-2009 ・鋼・合成構造標準示方書〔耐震設計編〕(2008 年)	先行審査において適用実績のある耐震設計に関連した規格・基準	②杭種別
	基礎地盤の支持性能	・道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (平成 14 年 3 月)	工認審査ガイドにおいて適用実績のある耐震設計に関連した規格・基準	・道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (平成 14 年 3 月)	工認審査ガイドにおいて適用実績のある耐震設計に関連した規格・基準	差異無し
地震応答解析		・JEAC4601-2008	先行審査において適用実績のある耐震設計に関連した規格・基準	・JEAG4601-1987	工認審査ガイドにおいて適用実績のある耐震設計に関連した規格・基準	①建築基準法の適用の有無

表 3-2 解析条件の比較表

項目		格納容器圧力逃がし装置基礎 (FV)		軽油タンク基礎 (LOT)		FV/LOT 差異の理由
		解析条件	適用する規格・基準, 適用実績等	解析条件	適用する規格・基準, 適用実績等	
地震応答解析 (有効応力解析)	解析モデル	3次元 FEM モデル	—	2次元 FEM モデル	・先行審査で適用実績のある解析モデル	③地盤改良体の形状
	解析コード	SoilPlus	・2次元 FEM では、玄海の先行審査で適用実績のある解析コードであるが、3次元 FEM モデルの適用実績がないため、解析コードの検証を実施	FLIP	・先行審査で適用実績のある解析コード	④解析コード
	地盤モデル	水平成層地盤	・先行審査で適用実績のあるモデル化手法	不整形地盤	・先行審査で適用実績のあるモデル化手法	①建築基準法の適用の有無
	地盤の $\tau$ - $\gamma$ 関係	H-D モデルを用いた多重せん断ばねモデル	・先行審査で適用実績のあるモデル化手法	H-D モデルを用いた多重せん断ばねモデル	・先行審査で適用実績のあるモデル化手法	差異無し
	有効応力モデル	おわんモデル	・液状化パラメータは、液状化試験結果に基づき設定	井合モデル	・液状化パラメータは、液状化試験結果に基づき設定	④解析コード
	鉄筋コンクリート部材のモデル	耐震壁：非線形モデル (トリリニアモデル) 基礎スラブ：線形モデル	・JEAG4601-1991 追補版 ・先行審査で適用実績のあるモデル化手法	— 基礎スラブ：線形モデル	・先行審査で適用実績のあるモデル化手法	差異無し
	杭のモデル	非線形モデル (バイリニアモデル)	・鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (2001 改定)	非線形モデル (バイリニアモデル)	・乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程 JEAC4616-2009 ・先行審査で適用実績のあるモデル化手法	②杭種別
応力解析	鉄筋コンクリート部材のモデル	線形シェル要素	・先行審査で適用実績のあるモデル化手法	非線形積層シェル要素	・先行審査で適用実績のあるファイバー要素を 2 次元平面に拡張したモデル化手法	①建築基準法の適用の有無

別紙5 装置基礎剛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 5-1
2. 検討方針	別紙 5-2
2.1 装置基礎剛性の不確かさの設定	別紙 5-2
2.2 入力地震動	別紙 5-2
3. 検討結果	別紙 5-3
3.1 固有値解析結果	別紙 5-3
3.2 地震応答解析結果	別紙 5-6
3.3 装置基礎の耐震評価に与える影響	別紙 5-17
3.3.1 耐震壁	別紙 5-17
3.3.2 杭	別紙 5-18
3.3.3 基礎スラブ	別紙 5-19
4. 機器・配管系評価に与える影響	別紙 5-20
5. まとめ	別紙 5-23

## 1. 概要

格納容器圧力逃がし装置基礎（以下「装置基礎」という。）の剛性については，新設構造物であるため，設計基準強度を用いている。コンクリートの実強度は設計基準強度よりも大きくなることから，建物・構築物の耐震性評価においては不確かさを考慮していない。ただし，装置基礎については，重要な設備を内包しているため，機器・配管系への影響評価の観点で，装置基礎剛性の不確かさを考慮した場合の影響を検討する。本資料は，装置基礎剛性の不確かさを考慮した地震応答解析を行い，装置基礎剛性が機器・配管系評価に与える影響を確認するものである。

## 2. 検討方針

### 2.1 装置基礎剛性の不確かさの設定

地震応答解析モデルにおける装置基礎剛性の算定に用いるコンクリート強度の不確かさ検討の考え方を表2-1に示す。コンクリート強度は、「原子力発電所の地震を起因とした確率論的安全評価実施基準（(社)日本原子力学会，2007）」に基づき $1.4 \times F_c$ （ $33.6\text{N/mm}^2$ ）で設定する。

表 2-1 コンクリート強度の不確かさ検討の考え方

地震応答解析モデル	コンクリート強度
基本ケース	設計基準強度 ( $F_c$ ) $24.0\text{N/mm}^2$
不確かさ	不確かさ強度 ( $1.4 \times F_c$ ) $33.6\text{N/mm}^2$

### 2.2 入力地震動

本検討は、機器・配管系評価に与える影響を確認するために行うことから、検討に用いる地震波は、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 $S_s-1$ とする。なお、 $S_s-1$ については水平方向の方向性が定義されていないことから、地震応答解析においてNS方向、EW方向及び鉛直方向をそれぞれ入力する。

### 3. 検討結果

#### 3.1 固有値解析結果

装置基礎剛性を変動させた地震応答解析モデルにより固有値解析を実施した。固有値解析結果を表3-1、固有振動モードを図3-1に示す。表、図中では基本ケースをケース1、装置基礎剛性の不確かさを考慮したケースをケース5として示す。

ケース5の固有振動数は、ケース1と同等であることを確認した。

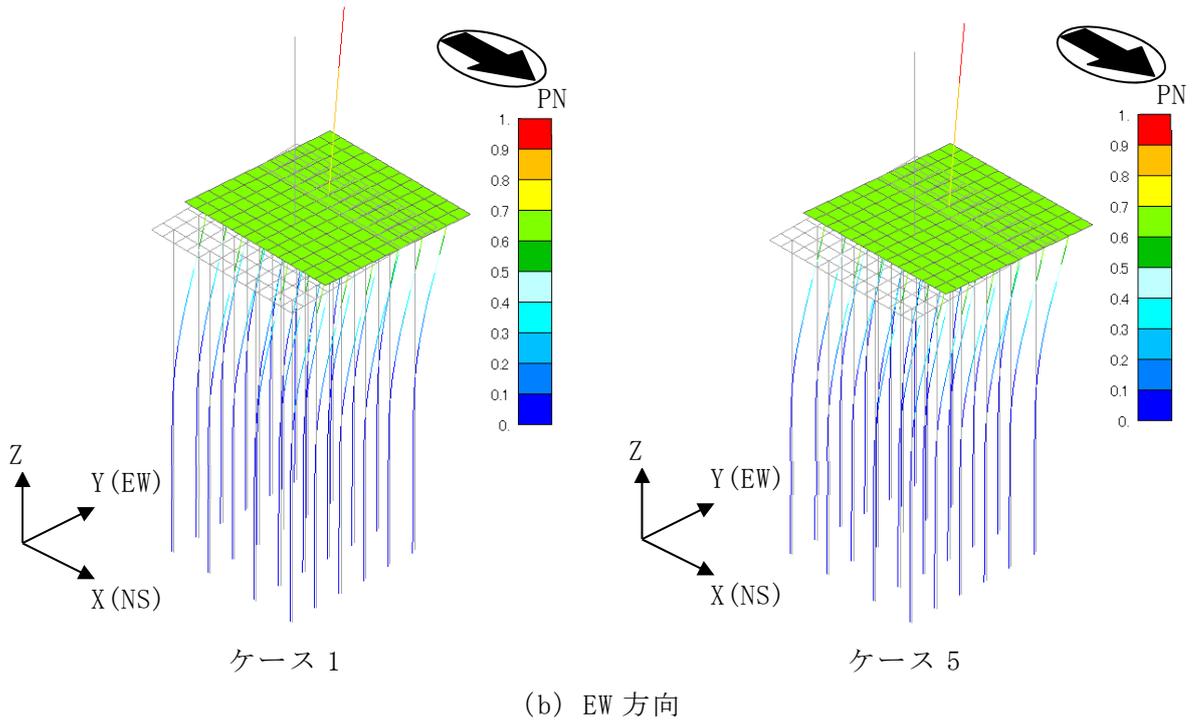
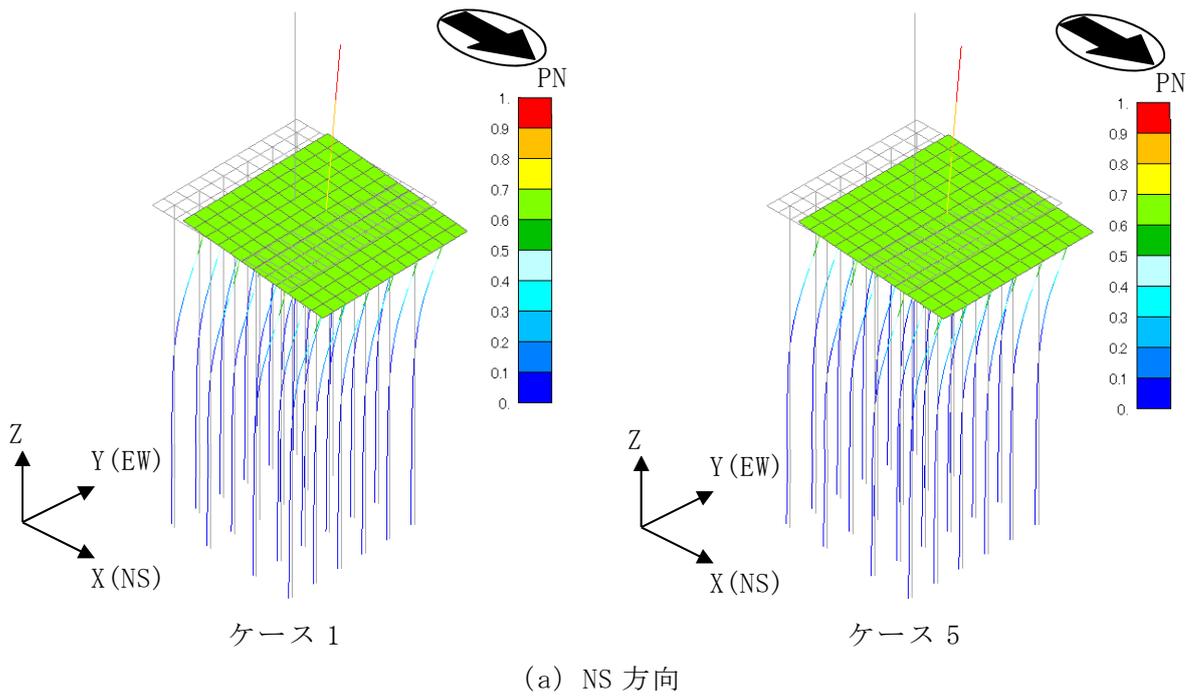
表 3-1 固有値解析結果 (Ss-1)

(単位 : Hz)

方向	ケース1	ケース5
NS	2.84	2.84 (1.00)
EW	2.79	2.79 (1.00)
鉛直	11.04	11.04 (1.00)

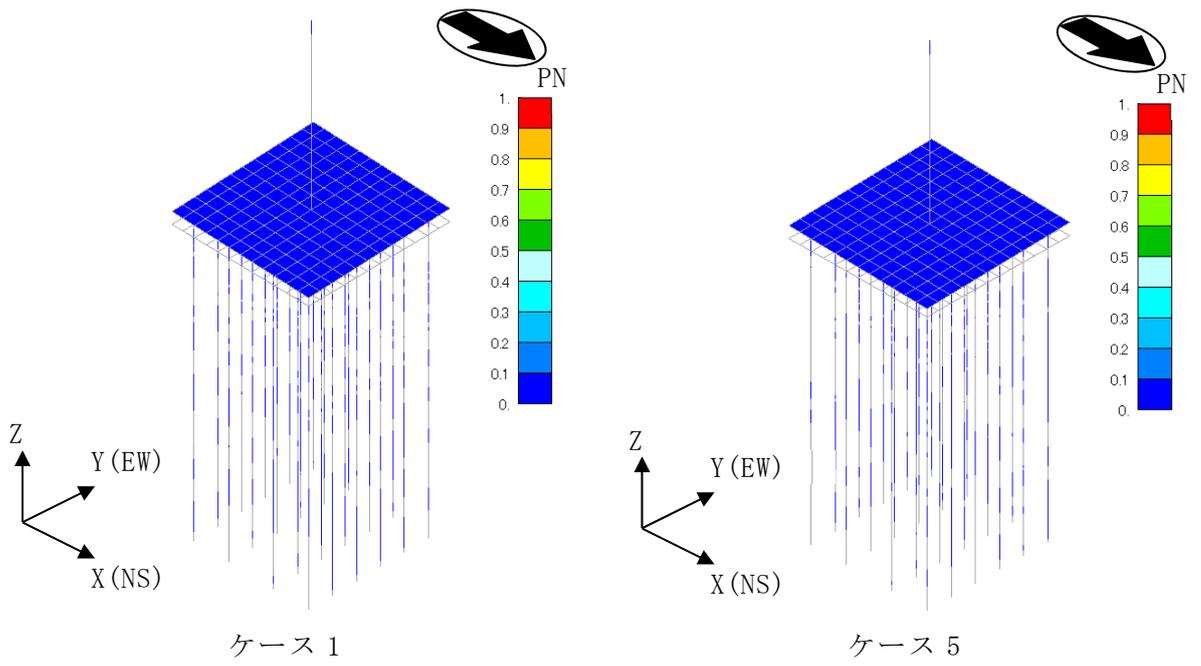
注 1 : 建屋-杭連成一次モード

注 2 : ( ) 内は、ケース 1 に対する比率を示す



注：凡例は全体モデルにおいて基準化した固有ベクトルを示す。

図 3-1 固有振動モード (Ss-1) (1/2)



(c) 鉛直方向

注：凡例は全体モデルにおいて基準化した固有ベクトルを示す。

図 3-1 固有振動モード (Ss-1) (2/2)

### 3.2 地震応答解析結果

装置基礎剛性の不確かさを考慮したSs-1による地震応答解析結果を図3-2～図3-14及び表3-2に示す。また、ケース5の最大応答値と基準地震動Ss-1～Ss-8について材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果の包絡値\*（以下「パラスタケース包絡値」という。）の比較を図3-15～図3-27及び表3-3に示す。ケース5の最大応答値はパラスタケース包絡値を部分的に上回ることから、耐震評価に与える影響を次節で確認する。

注記\*：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」参照。

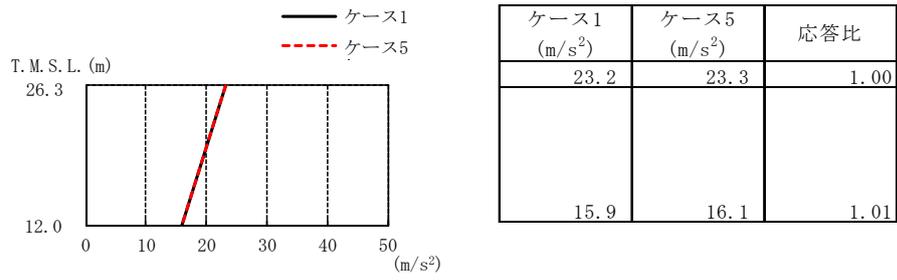


図3-2 最大応答加速度 (Ss-1, NS方向)

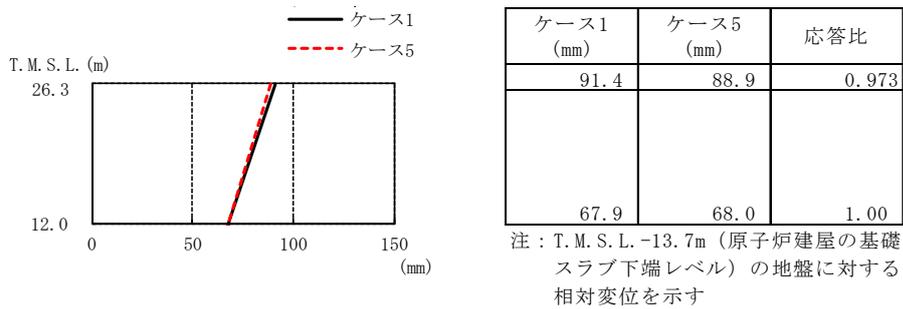


図3-3 最大応答変位 (Ss-1, NS方向)

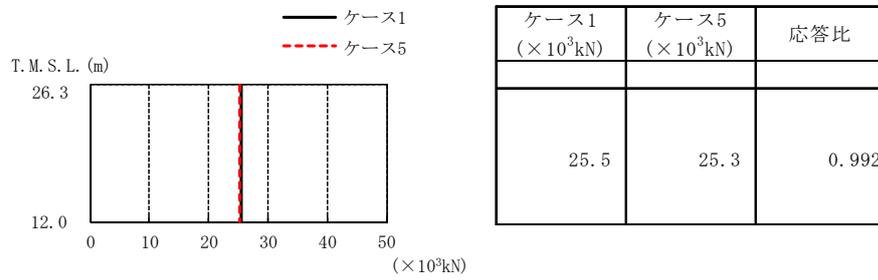


図3-4 最大応答せん断力 (Ss-1, NS方向)

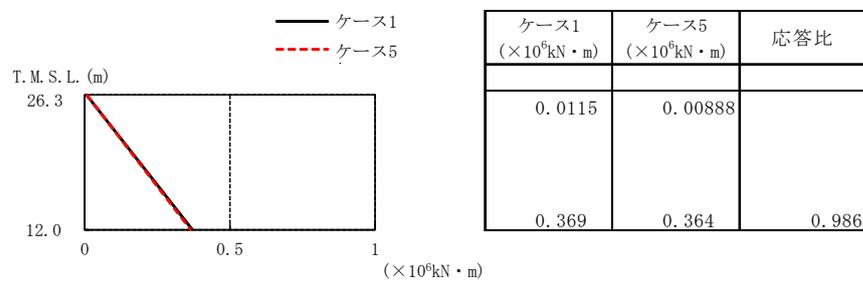


図3-5 最大応答曲げモーメント (Ss-1, NS方向)

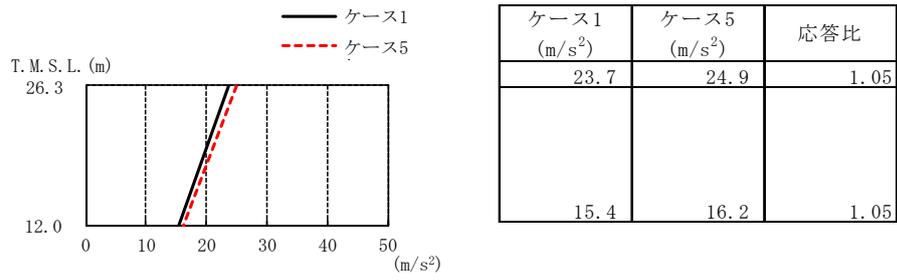


図3-6 最大応答加速度 (Ss-1, EW方向)

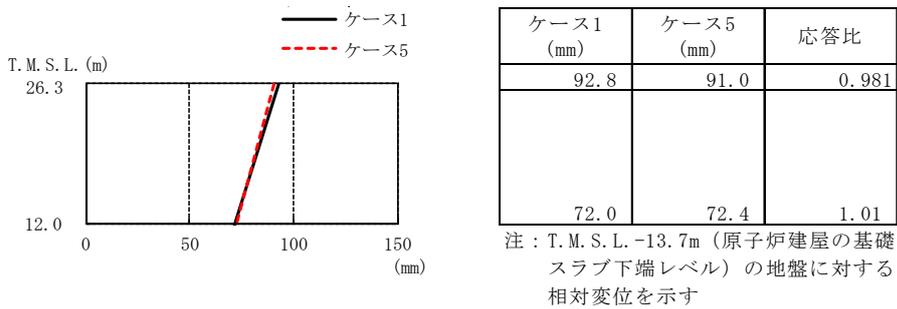


図3-7 最大応答変位 (Ss-1, EW方向)

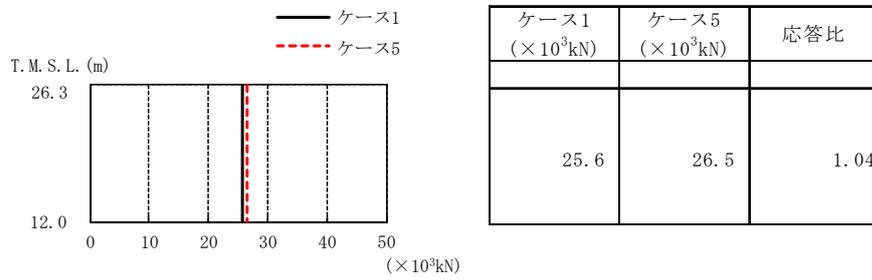


図3-8 最大応答せん断力 (Ss-1, EW方向)

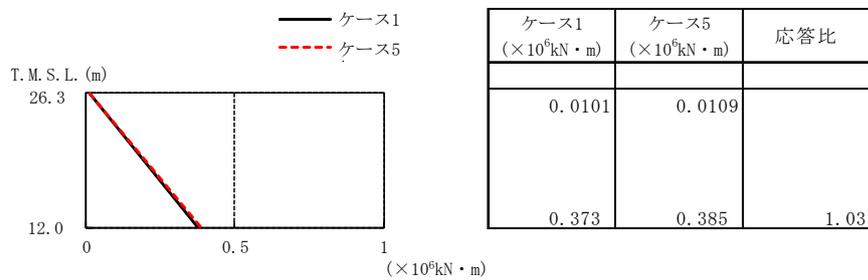


図3-9 最大応答曲げモーメント (Ss-1, EW方向)

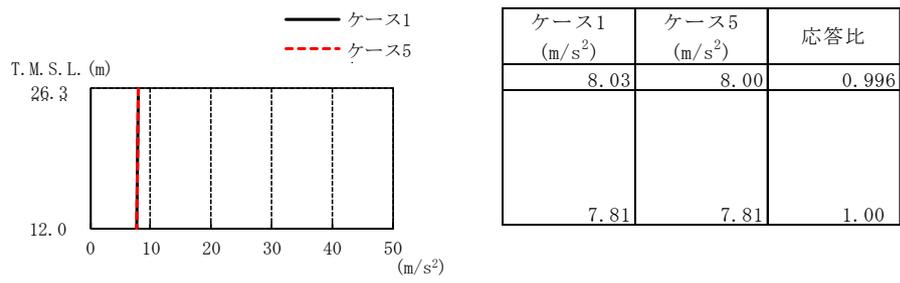


図3-10 最大応答加速度 (Ss-1, 鉛直方向)

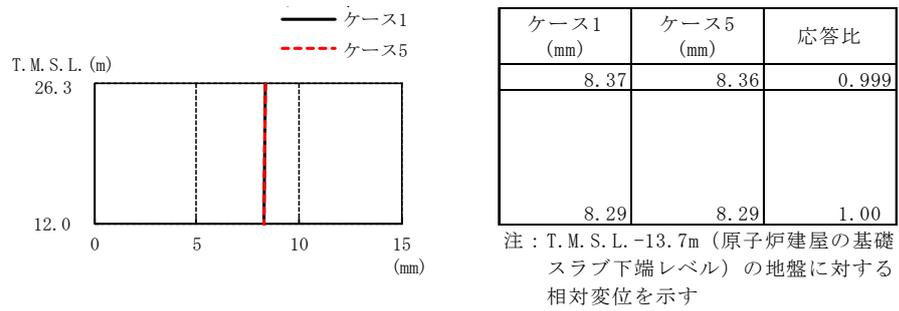


図3-11 最大応答変位 (Ss-1, 鉛直方向)

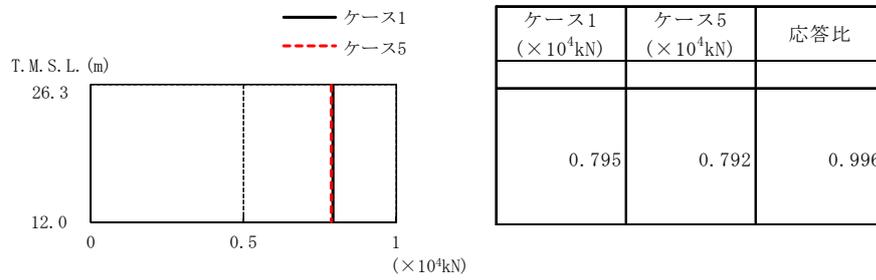


図3-12 最大応答軸力 (Ss-1, 鉛直方向)

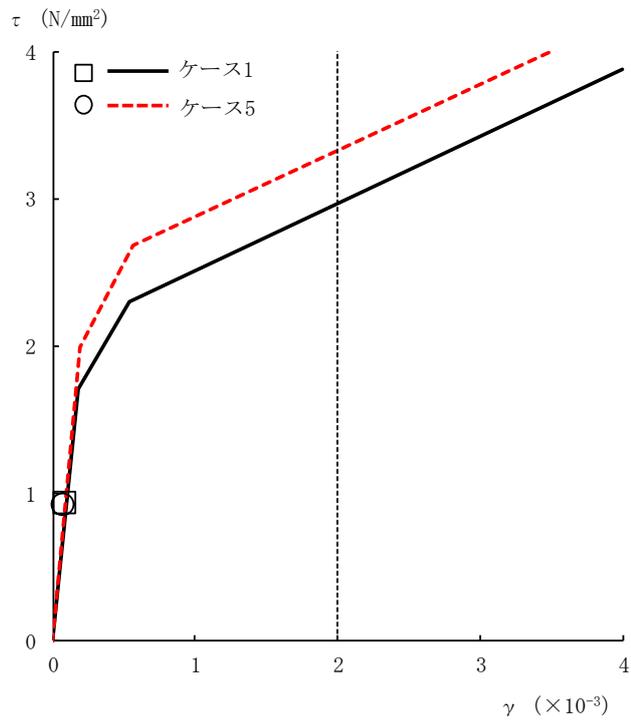


図3-13 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, NS方向)

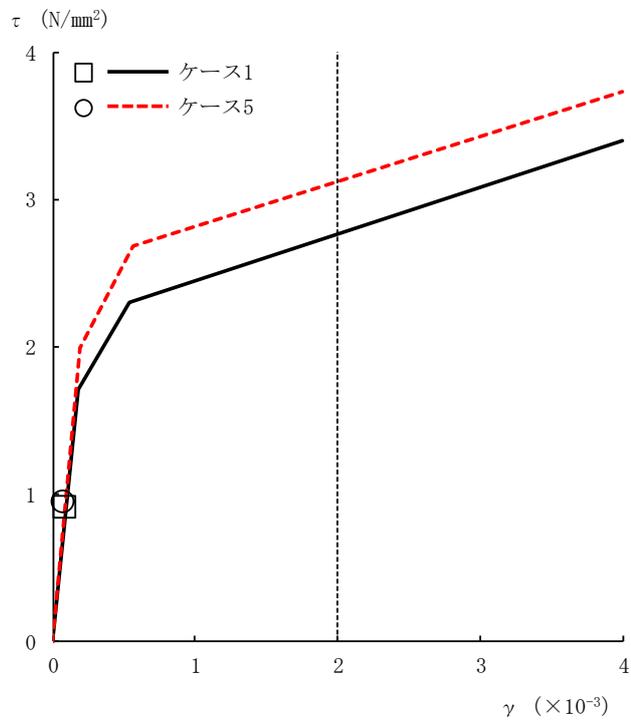


図3-14 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, EW方向)

表3-2 杭頭断面力一覧

(a) 最大応答軸力

解析 ケース	ケース1		ケース5		応答比
	杭番号	Nmax ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Nmax ( $\times 10^3$ kN)	
Ss-1 (NS)	2401	7.52	2401	7.55	1.00
Ss-1 (EW)	101	8.63	101	8.60	0.997

注：圧縮を正，引張を負とする

(b) 最小応答軸力

解析 ケース	ケース1		ケース5		応答比
	杭番号	Nmin ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Nmin ( $\times 10^3$ kN)	
Ss-1 (NS)	101	-6.42	101	-6.41	0.998
Ss-1 (EW)	601	-6.96	601	-6.95	0.999

注：圧縮を正，引張を負とする

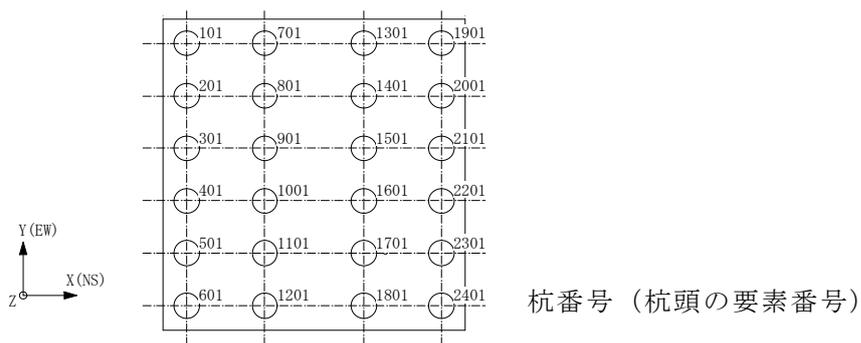
(c) 最大応答曲げモーメント

解析 ケース	ケース1			ケース5			応答比
	杭番号	N ( $\times 10^3$ kN)	Mmax ( $\times 10^4$ kN・m)	杭番号	N ( $\times 10^3$ kN)	Mmax ( $\times 10^4$ kN・m)	
Ss-1 (NS)	1901	7.33	1.06	1901	7.42	1.07	1.01
Ss-1 (EW)	1901	8.03	1.10	1901	8.00	1.12	1.02

注：Nは最大応答曲げモーメント発生時の軸力を示す

(d) 最大応答せん断力

解析 ケース	ケース1		ケース5		応答比
	杭番号	Qmax ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Qmax ( $\times 10^3$ kN)	
Ss-1 (NS)	1901	5.02	1901	5.09	1.01
Ss-1 (EW)	1901	4.98	1901	5.06	1.02



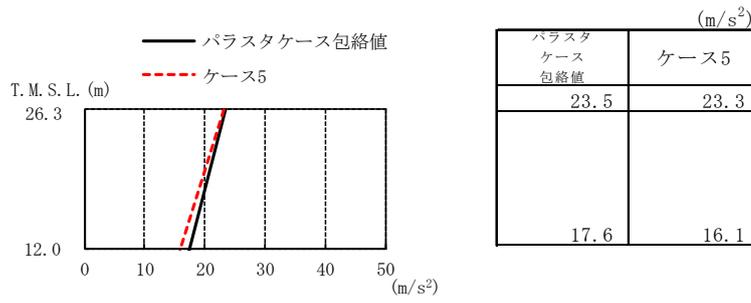


図3-15 最大応答加速度（パラスタケース包絡値との比較，NS方向）

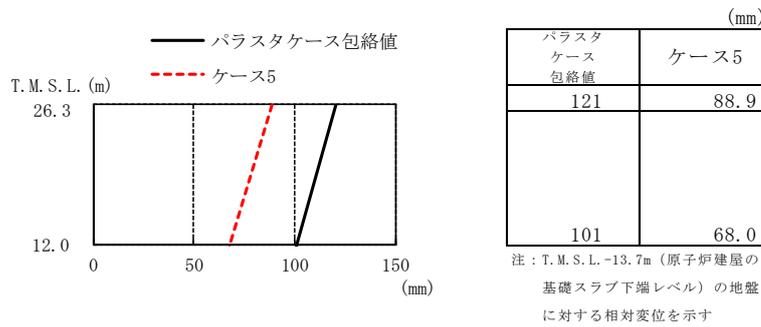


図3-16 最大応答変位（パラスタケース包絡値との比較，NS方向）

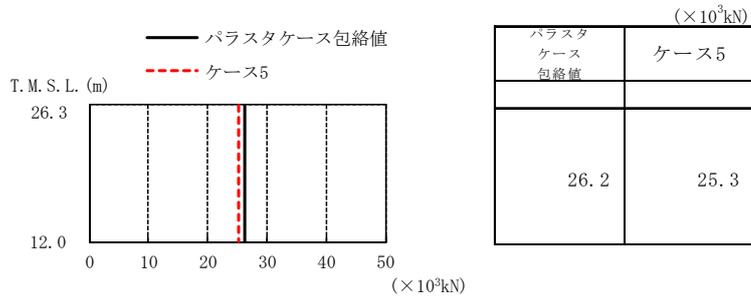


図3-17 最大応答せん断力（パラスタケース包絡値との比較，NS方向）

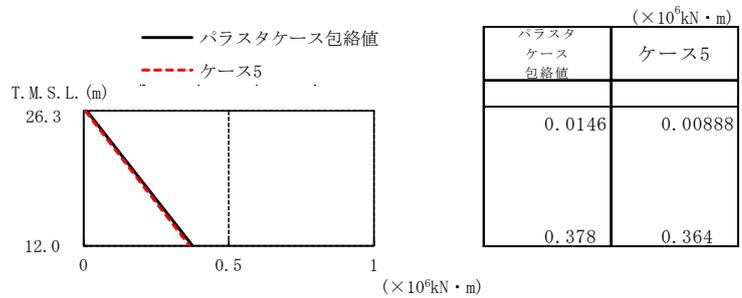


図3-18 最大応答曲げモーメント（パラスタケース包絡値との比較，NS方向）

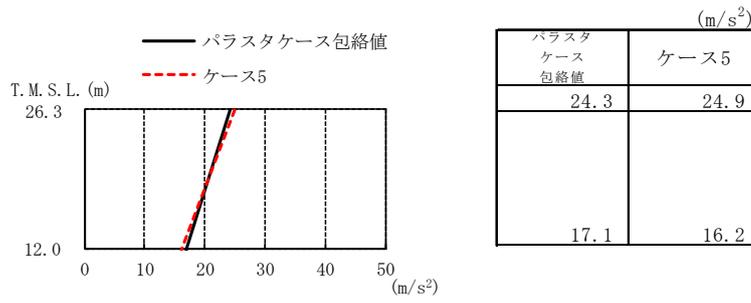


図3-19 最大応答加速度（パラスタケース包絡値との比較，EW方向）

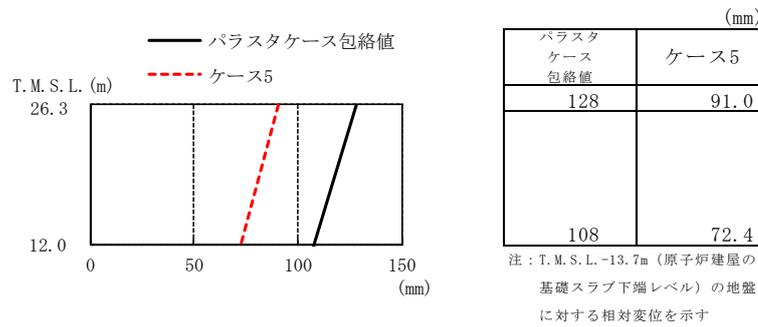


図3-20 最大応答変位（パラスタケース包絡値との比較，EW方向）

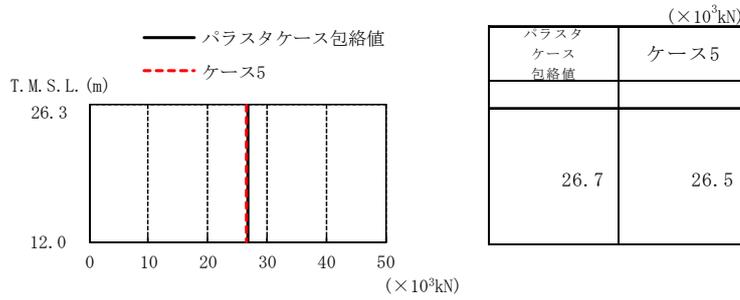


図3-21 最大応答せん断力（パラスタケース包絡値との比較，EW方向）

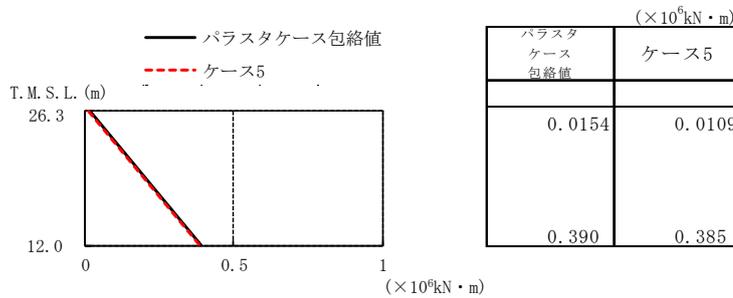


図3-22 最大応答曲げモーメント（パラスタケース包絡値との比較，EW方向）

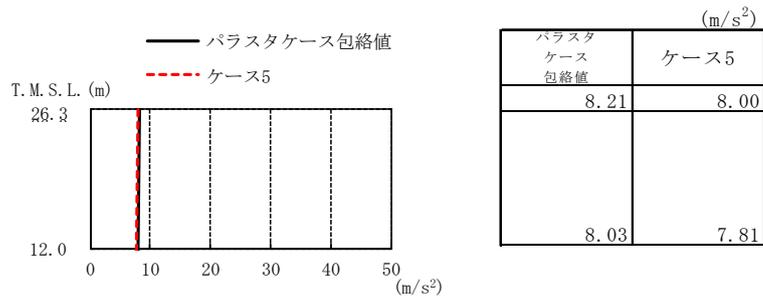


図3-23 最大応答加速度（パラスタケース包絡値との比較，鉛直方向）

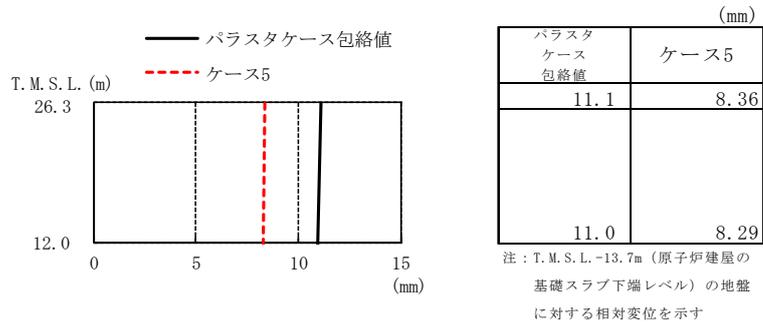


図3-24 最大応答変位（パラスタケース包絡値との比較，鉛直方向）

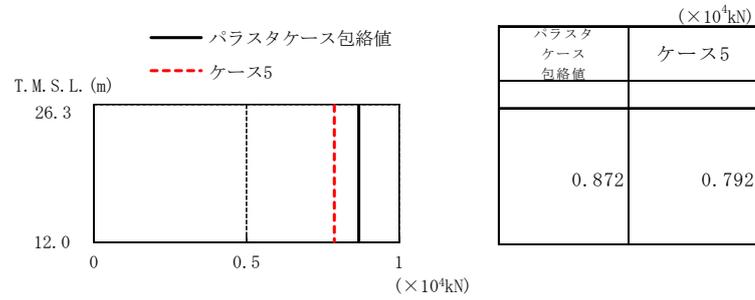


図3-25 最大応答軸力（パラスタケース包絡値との比較，鉛直方向）

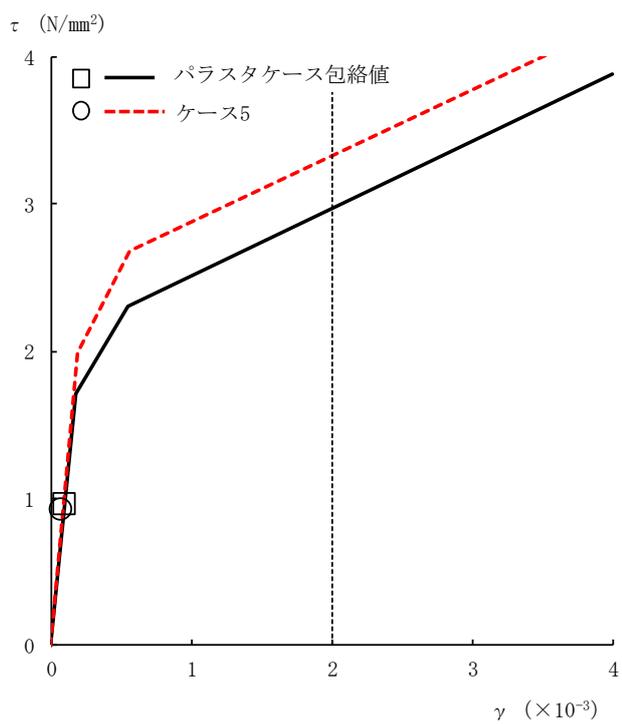


図3-26 せん断スケルトン曲線上の最大応答値  
(パラスタケース包絡値との比較, NS方向)

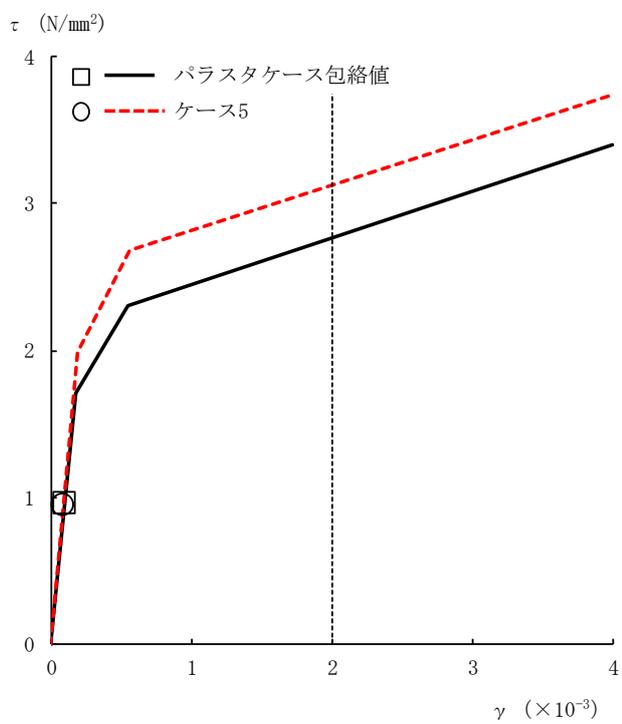


図3-27 せん断スケルトン曲線上の最大応答値  
(パラスタケース包絡値との比較, EW方向)

表3-3 杭頭断面力一覧（パラスタケース包絡値との比較）

(a) 最大応答軸力

パラスタケース包絡値		ケース5	
杭番号	Nmax ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Nmax ( $\times 10^3$ kN)
2401	10.4	101	8.60

注：圧縮を正，引張を負とする

(b) 最小応答軸力

パラスタケース包絡値		ケース5	
杭番号	Nmin ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Nmin ( $\times 10^3$ kN)
601	-9.91	601	-6.95

注：圧縮を正，引張を負とする

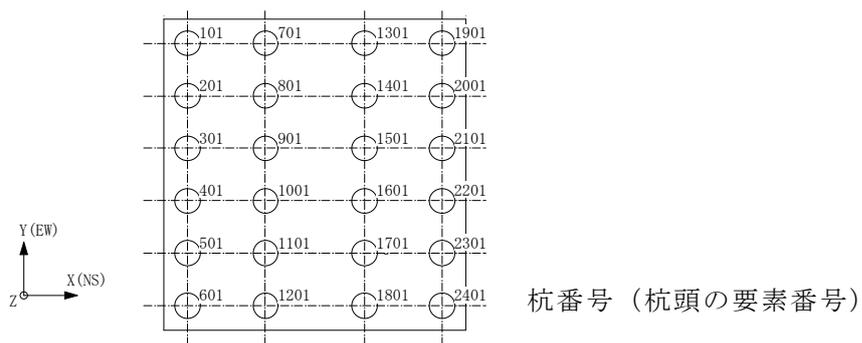
(c) 最大応答曲げモーメント

パラスタケース包絡値			ケース5		
杭番号	N ( $\times 10^3$ kN)	Mmax ( $\times 10^4$ kN・m)	杭番号	N ( $\times 10^3$ kN)	Mmax ( $\times 10^4$ kN・m)
1901	6.66	1.31	1901	8.00	1.12

注：Nは最大応答曲げモーメント発生時の軸力を示す

(d) 最大応答せん断力

パラスタケース包絡値		ケース5	
杭番号	Qmax ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Qmax ( $\times 10^3$ kN)
1901	5.07	1901	5.09



### 3.3 装置基礎の耐震評価に与える影響

#### 3.3.1 耐震壁

耐震壁のせん断ひずみの評価では、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」に示す最大せん断ひずみに、基準地震動 $S_s-1$ に対するケース1とケース5の応答比（ケース5/ケース1）を乗じた値が許容限界を超えないことを確認する。この際、応答比が1.00を下回る場合は1.00とする。

装置基礎剛性の不確かさを考慮した耐震壁の評価結果を表3-4に示す。応答比を考慮した最大せん断ひずみが許容限界（ $2.0 \times 10^{-3}$ ）を超えないことから、装置基礎剛性の不確かさを考慮しても耐震壁の耐震評価に影響を与えないことを確認した。

表3-4 装置基礎剛性の不確かさを考慮した耐震壁の評価結果

方向	最大せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ )		③応答比* (②/①)	最大せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ )	
	①ケース1 ( $S_s-1$ )	②ケース5 ( $S_s-1$ )		④材料物性の 不確かさ 考慮モデル	応答比を 乗じた値 (③ $\times$ ④)
NS	0.0978	0.0866	1.00	0.101	0.101
EW	0.0959	0.0884	1.00	0.100	0.100

注記\*：応答比が1.00を下回る場合は1.00とする。

### 3.3.2 杭

杭の評価では、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」に示す杭の検定値に、応答比を乗じた値が1.00を超えないことを確認する。表3-2に示す応答比のうち、鉛直支持力には最大応答軸力、引抜き抵抗力には最小応答軸力、曲げモーメントには最大応答曲げモーメント、せん断力には最大応答せん断力の応答比の最大値を用いる。この際、応答比が1.00を下回る場合は1.00とする。

装置基礎剛性の不確かさを考慮した杭の評価結果を表3-5に示す。応答比を考慮した検定値が1.00を超えないことから、装置基礎剛性の不確かさを考慮しても杭の耐震評価に影響を与えないことを確認した。

表3-5 装置基礎剛性の不確かさを考慮した杭の評価結果

評価項目	①検定値	②応答比*	応答比を乗じた値 (①×②)
鉛直支持力	0.434	1.00	0.434
引抜き抵抗力	0.583	1.00	0.583
曲げモーメント	0.898	1.02	0.916
せん断力	0.614	1.02	0.627

注記\*：応答比が1.00を下回る場合は1.00とする。

### 3.3.3 基礎スラブ

基礎スラブの評価では、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」に示す基礎スラブの解析結果に、応答比を乗じた値が許容値を超えないことを確認する。上部構造から基礎スラブへ伝わる地震時反力を地震荷重として考慮することから、上部構造の最大応答せん断力（図3-4及び図3-8）、最大応答曲げモーメント（図3-5及び図3-9）及び最大応答軸力（図3-12）のうち最大となる応答比を用いる。この際、応答比が1.00を下回る場合は1.00とする。

装置基礎剛性の不確かさを考慮した基礎スラブの評価結果を表3-6に示す。応答比を考慮した評価結果が許容値を超えないことから、装置基礎剛性の不確かさを考慮しても基礎スラブの耐震評価に影響を与えないことを確認した。

表3-6 装置基礎剛性の不確かさを考慮した基礎スラブの評価結果

	方向	評価項目	①解析結果	②応答比*	応答比を乗じた値 (①×②)	許容値
軸力 + 曲げ モーメント + 面内 せん断力	NS	必要鉄筋量 設計配筋量	0.549	1.00	0.549	1.00
	EW	必要鉄筋量 設計配筋量	0.522	1.04	0.543	1.00
面外 せん断力	NS	面外せん断力 (kN/m)	4270	1.00	4270	5630
	EW	面外せん断力 (kN/m)	3230	1.04	3360	4580

注記\*：応答比が1.00を下回る場合は1.00とする。

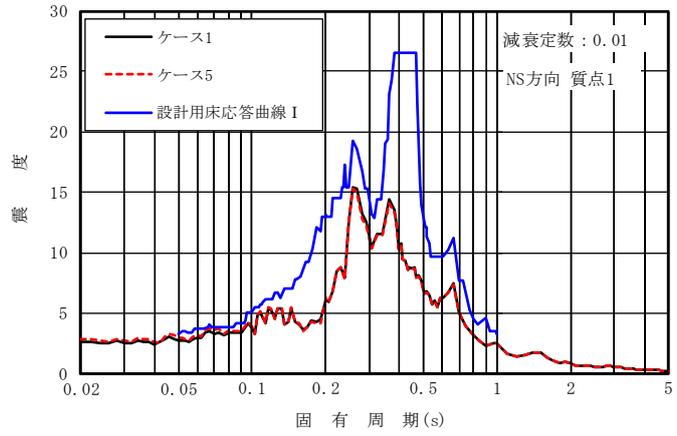
#### 4. 機器・配管系評価に与える影響

装置基礎が内包する機器はフィルタ装置，よう素フィルタ，ドレンタンク及びドレン移送ポンプである。V-2-9-4-5-5-1「ドレン移送ポンプの耐震性についての計算書」，V-2-9-4-7-1-1「ドレンタンクの耐震性についての計算書」，V-2-9-4-7-1-3「フィルタ装置の耐震性についての計算書」及びV-2-9-4-7-1-4「よう素フィルタの耐震性についての計算書」に示すとおり，いずれも剛構造であり，裕度（許容値／発生値）の最小値は1.12である。図3-2，図3-6及び図3-10に示すとおり，最大応答加速度の応答比の最大値は1.05であり，機器の裕度が応答比を上回ることを確認した。

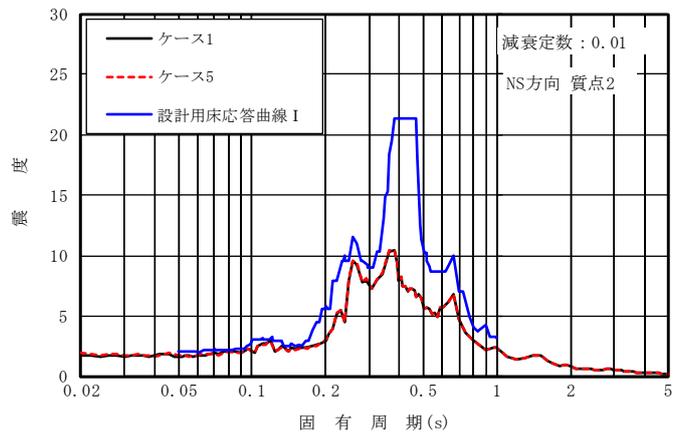
Ss-1におけるケース5とケース1の床応答スペクトル及び設計に用いている床応答スペクトル（V-2-1-7「設計用床応答曲線の作成方針」に示す設計用床応答曲線I）の比較を図4-1及び図4-2に示す。V-2-9-4-7-1-2「管の耐震性についての計算書（格納容器圧力逃がし装置）」に示すとおり，配管の主要な周期帯は0.05s～0.07sである。図4-1及び図4-2に示すとおり，ケース5の床応答スペクトルはケース1の床応答スペクトルと配管の主要な周期帯において同等であり，設計用床応答曲線Iを下回ることを確認した。

図3-16，図3-20及び図3-24に示すとおり，ケース5の最大応答変位はパラスタケース包絡値を下回ることを確認した。

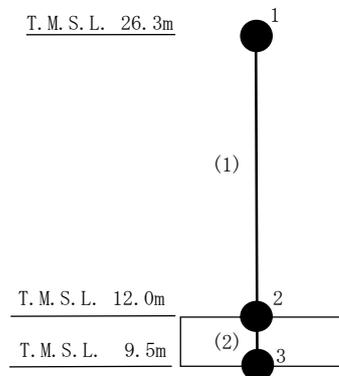
以上より，装置基礎剛性の不確かさを考慮しても機器・配管系の耐震評価に影響を与えないことを確認した。



(a) 質点 1

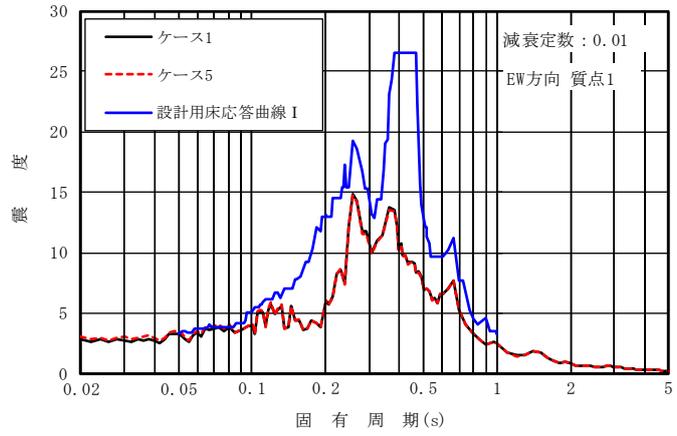


(b) 質点 2

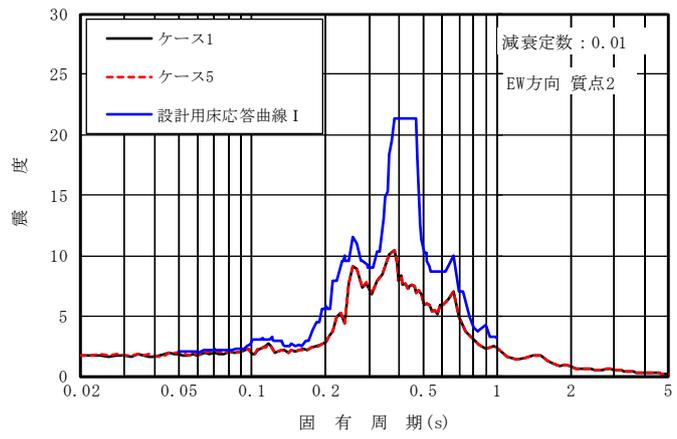


注：数字は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

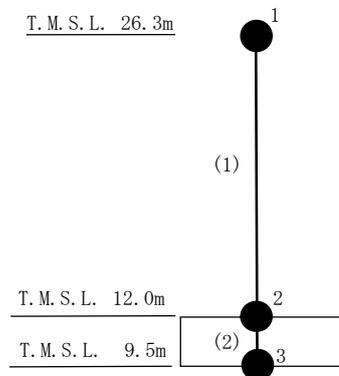
図 4-1 床応答スペクトル比較 (Ss-1, NS 方向, h=0.01)



(a) 質点 1



(b) 質点 2



注：数字は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

図 4-2 床応答スペクトル比較 (Ss-1, EW 方向, h=0.01)

## 5. まとめ

装置基礎剛性の不確かさを考慮したモデルを用いて、Ss-1 に対する地震応答解析を実施し、基本ケースの結果と比較した。

その結果、装置基礎剛性の不確かさを考慮したモデルの最大応答値は、基本ケースの結果を部分的に上回るものの、応答比を考慮した評価結果が許容限界を下回ることから、装置基礎剛性の不確かさを考慮しても装置基礎の耐震評価に影響を与えないことを確認した。

また、装置基礎が内包する機器の裕度が応答比を上回ることで、装置基礎剛性の不確かさを考慮したモデルの床応答スペクトルが、基本ケースの床応答スペクトルと配管の主要な周期帯において同等であり、設計用床応答曲線 I を下回ることから、機器・配管系の耐震評価に影響を与えないことを確認した。

別紙6 装置基礎の減衰定数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 6-1
2. 検討方針	別紙 6-2
2.1 装置基礎の減衰定数の不確かさの設定	別紙 6-2
2.2 入力地震動	別紙 6-2
3. 検討結果	別紙 6-3
3.1 地震応答解析結果	別紙 6-3
3.2 装置基礎の耐震評価に与える影響	別紙 6-14
3.2.1 耐震壁	別紙 6-14
3.2.2 杭	別紙 6-14
3.2.3 基礎スラブ	別紙 6-15
4. 機器・配管系評価に与える影響	別紙 6-16
5. まとめ	別紙 6-19

## 1. 概要

格納容器圧力逃がし装置基礎（以下「装置基礎」という。）の減衰定数については、V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」の補足説明資料「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4「地震応答解析に用いる鉄筋コンクリート造部の減衰定数に関する検討」に示すとおり5%を用いている。ただし、装置基礎については、重要な設備を内包しているため、機器・配管系への影響評価の観点で、装置基礎の減衰定数の不確かさを考慮した場合の影響を検討する。本資料は、装置基礎の減衰定数の不確かさを考慮した地震応答解析を行い、装置基礎の減衰定数が機器・配管系評価に与える影響を確認するものである。

## 2. 検討方針

### 2.1 装置基礎の減衰定数の不確かさの設定

地震応答解析モデルにおける装置基礎の減衰定数の不確かさ検討の設定を表2-1に示す。装置基礎については、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」に示すとおり耐震壁の最大せん断ひずみが小さいことを踏まえ、鉄筋コンクリート造部の減衰定数の不確かさとして3%を設定する。

表 2-1 装置基礎の減衰定数の不確かさ検討の設定

地震応答解析モデル	装置基礎の減衰定数
基本ケース	5%
不確かさ	3%

### 2.2 入力地震動

本検討は、機器・配管系評価に与える影響を確認するために行うことから、検討に用いる地震波は、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Ss-1とする。なお、Ss-1については水平方向の方向性が定義されていないことから、地震応答解析においてNS方向、EW方向及び鉛直方向をそれぞれ入力する。

### 3. 検討結果

#### 3.1 地震応答解析結果

装置基礎の減衰定数の不確かさを考慮した $S_s-1$ による地震応答解析結果を図3-1～図3-13及び表3-1に示す。表、図中では基本ケースをケース1，装置基礎の減衰定数の不確かさを考慮したケースをケース6として示す。また，ケース6の最大応答値と基準地震動 $S_s-1$ ～ $S_s-8$ について材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果の包絡値\*（以下「パラスタケース包絡値」という。）の比較を図3-14～図3-26及び表3-2に示す。ケース6の最大応答値はパラスタケース包絡値を部分的に上回ることから，耐震評価に与える影響を次節で確認する。

注記\*：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」参照。

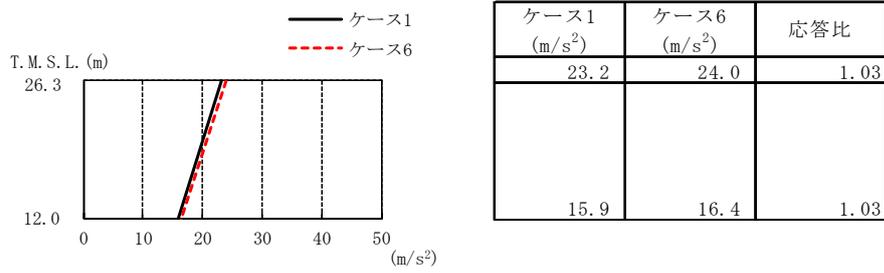


図3-1 最大応答加速度 (Ss-1, NS方向)

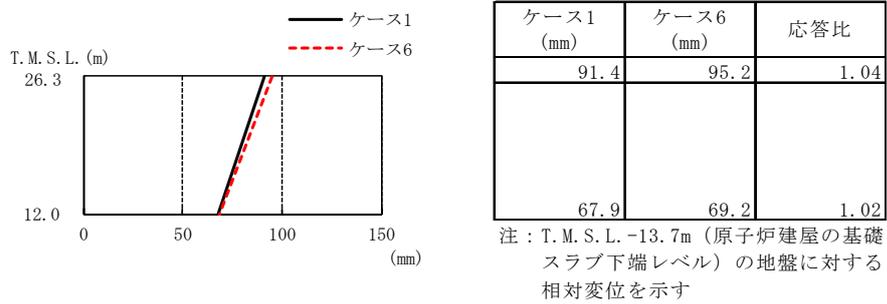


図3-2 最大応答変位 (Ss-1, NS方向)

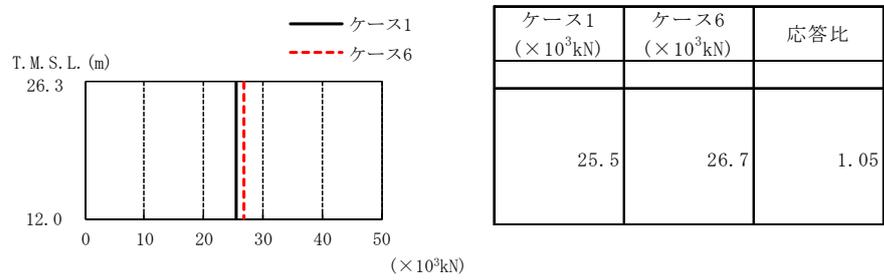


図3-3 最大応答せん断力 (Ss-1, NS方向)

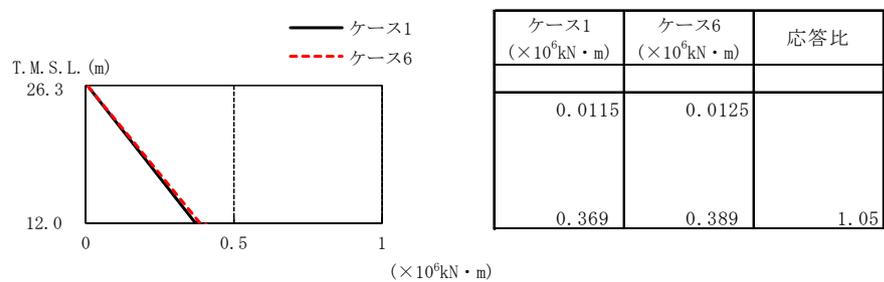


図3-4 最大応答曲げモーメント (Ss-1, NS方向)

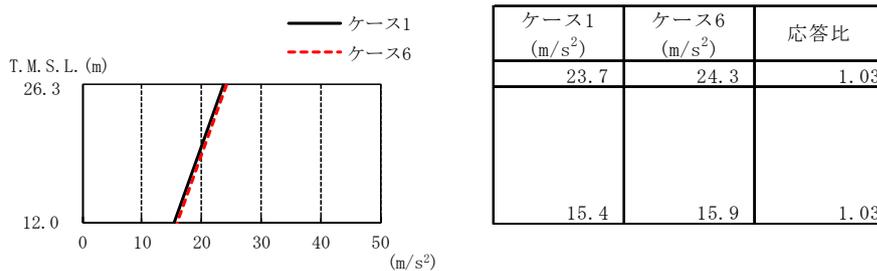


図3-5 最大応答加速度 (Ss-1, EW方向)

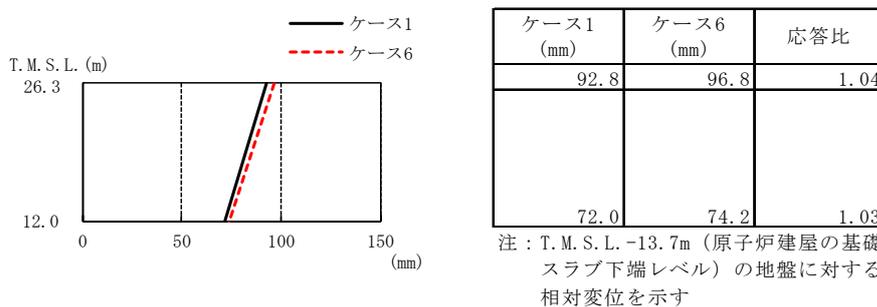


図3-6 最大応答変位 (Ss-1, EW方向)

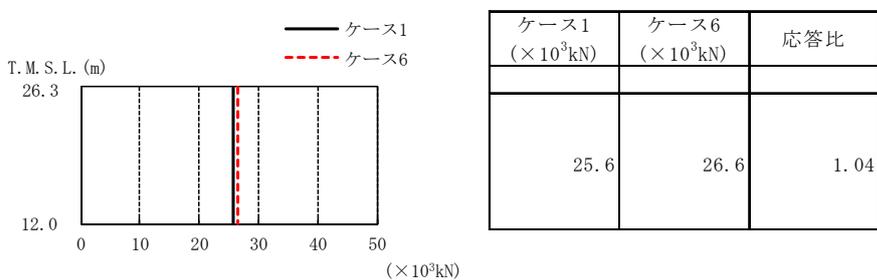


図3-7 最大応答せん断力 (Ss-1, EW方向)

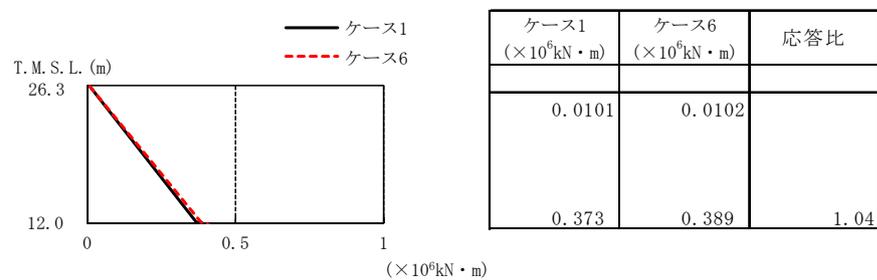


図3-8 最大応答曲げモーメント (Ss-1, EW方向)

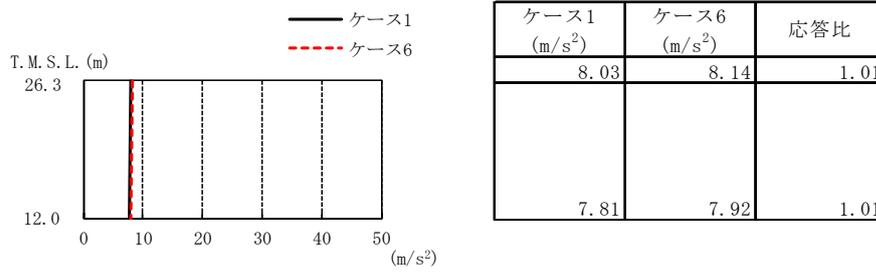
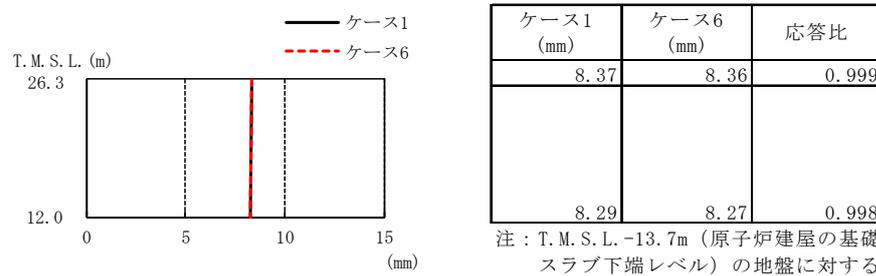


図3-9 最大応答加速度 (Ss-1, 鉛直方向)



注：T. M. S. L. -13.7m (原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル) の地盤に対する相対変位を示す

図3-10 最大応答変位 (Ss-1, 鉛直方向)

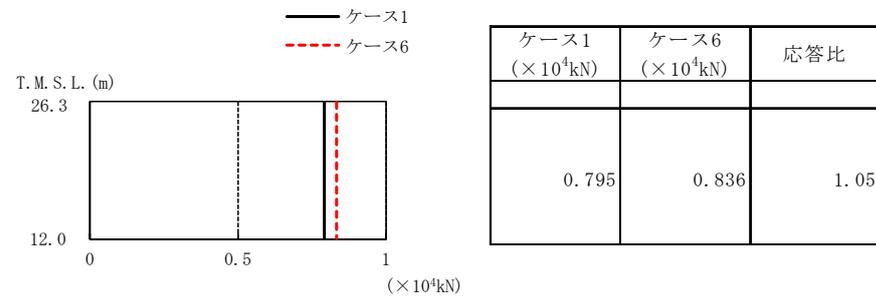


図3-11 最大応答軸力 (Ss-1, 鉛直方向)

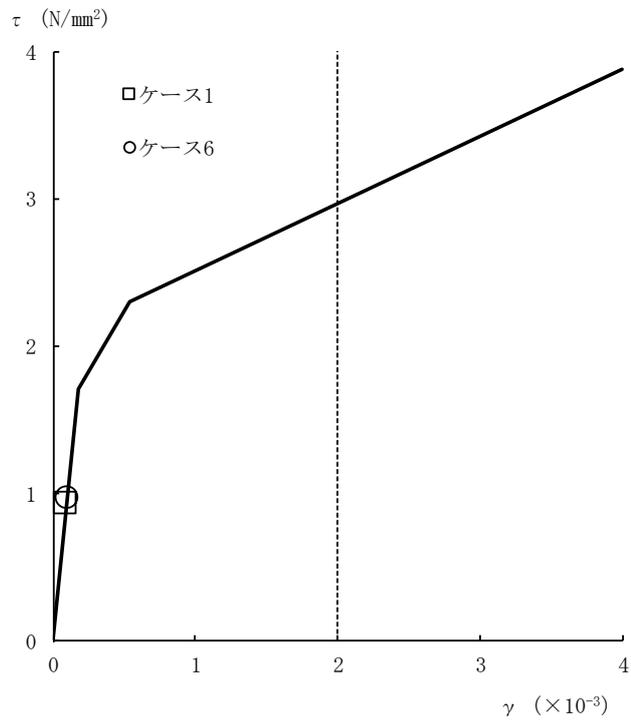


図3-12 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, NS方向)

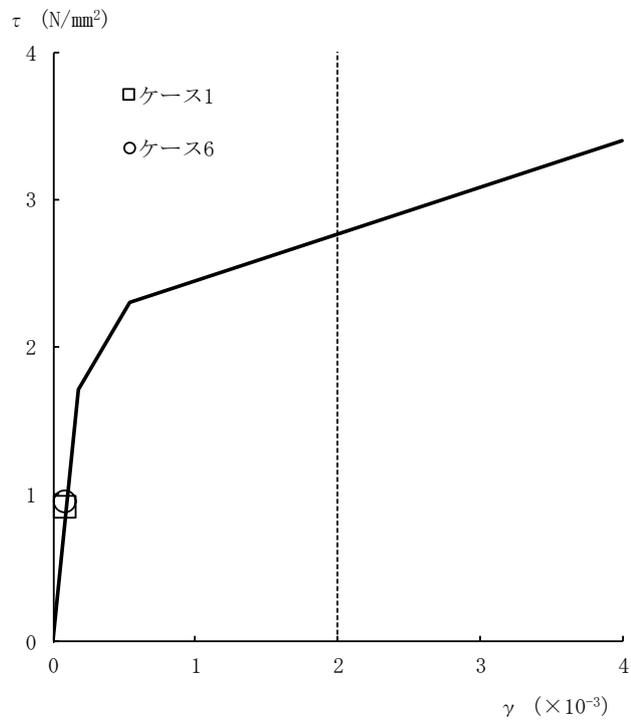


図3-13 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, EW方向)

表3-1 杭頭断面力一覧

(a) 最大応答軸力

解析 ケース	ケース1		ケース6		応答比
	杭番号	Nmax ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Nmax ( $\times 10^3$ kN)	
Ss-1 (NS)	2401	7.52	2401	7.72	1.03
Ss-1 (EW)	101	8.63	101	8.89	1.03

注：圧縮を正，引張を負とする

(b) 最小応答軸力

解析 ケース	ケース1		ケース6		応答比
	杭番号	Nmin ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Nmin ( $\times 10^3$ kN)	
Ss-1 (NS)	101	-6.42	101	-6.70	1.04
Ss-1 (EW)	601	-6.96	601	-7.28	1.05

注：圧縮を正，引張を負とする

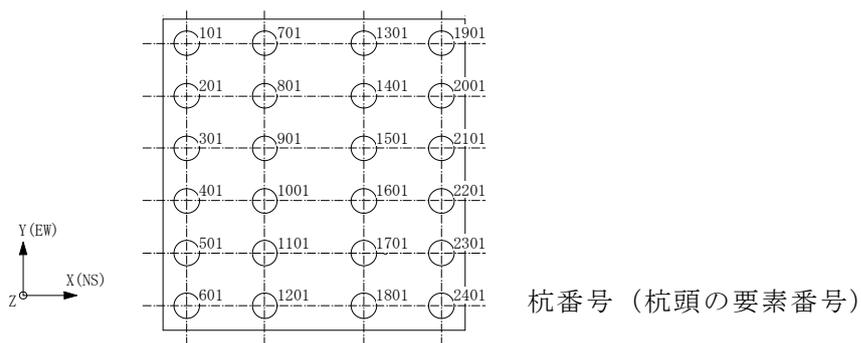
(c) 最大応答曲げモーメント

解析 ケース	ケース1			ケース6			応答比
	杭番号	N ( $\times 10^3$ kN)	Mmax ( $\times 10^4$ kN・m)	杭番号	N ( $\times 10^3$ kN)	Mmax ( $\times 10^4$ kN・m)	
Ss-1 (NS)	1901	7.33	1.06	1901	7.52	1.07	1.01
Ss-1 (EW)	1901	8.03	1.10	1901	8.28	1.15	1.05

注：Nは最大応答曲げモーメント発生時の軸力を示す

(d) 最大応答せん断力

解析 ケース	ケース1		ケース6		応答比
	杭番号	Qmax ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Qmax ( $\times 10^3$ kN)	
Ss-1 (NS)	1901	5.02	1901	5.14	1.02
Ss-1 (EW)	1901	4.98	1901	5.21	1.05



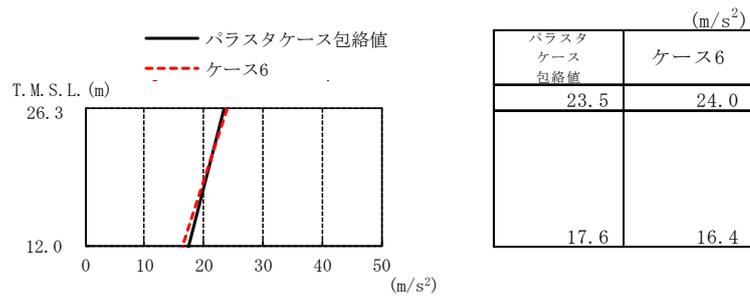


図3-14 最大応答加速度（パラスタケース包絡値との比較，NS方向）

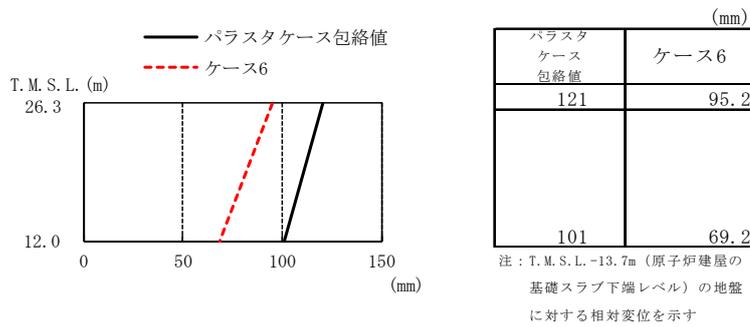


図3-15 最大応答変位（パラスタケース包絡値との比較，NS方向）

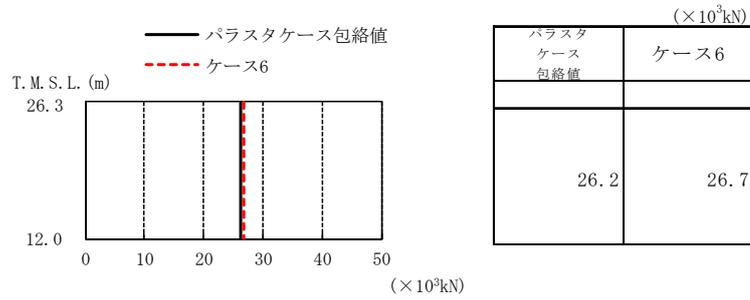


図3-16 最大応答せん断力（パラスタケース包絡値との比較，NS方向）

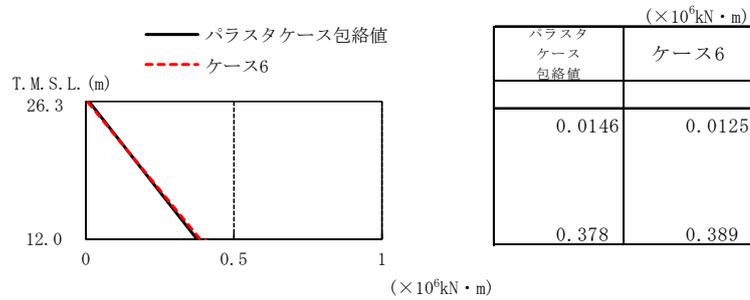


図3-17 最大応答曲げモーメント（パラスタケース包絡値との比較，NS方向）

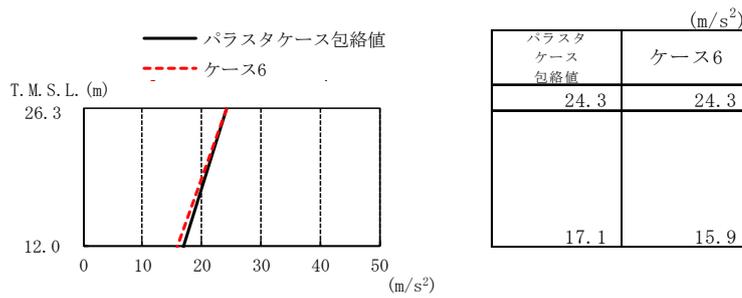


図3-18 最大応答加速度（パラスタケース包絡値との比較，EW方向）

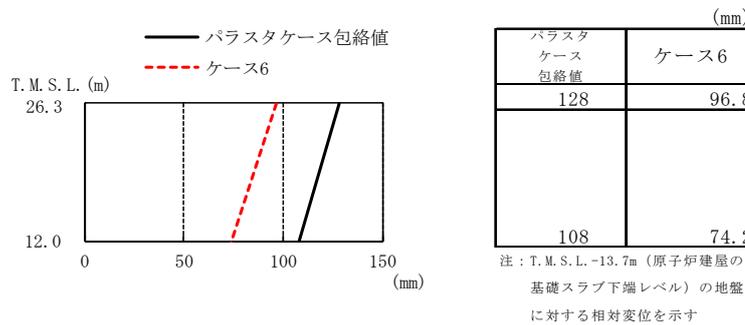


図3-19 最大応答変位（パラスタケース包絡値との比較，EW方向）

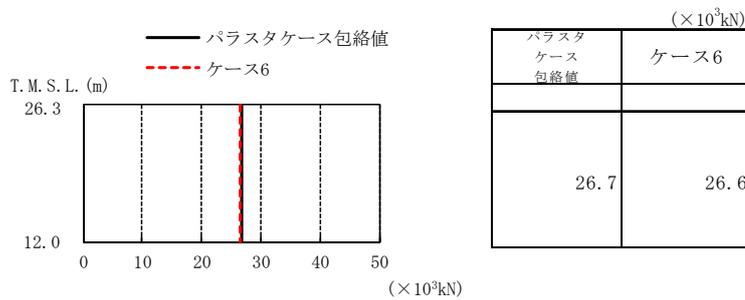


図3-20 最大応答せん断力（パラスタケース包絡値との比較，EW方向）

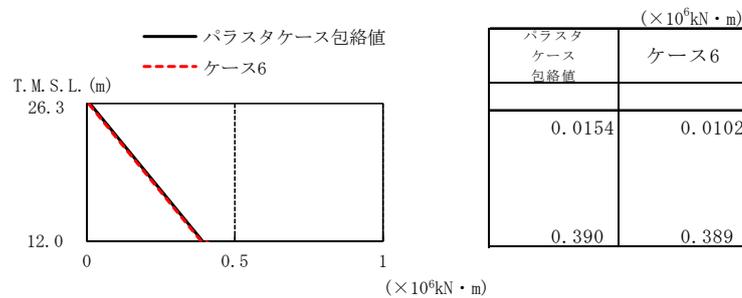


図3-21 最大応答曲げモーメント（パラスタケース包絡値との比較，EW方向）

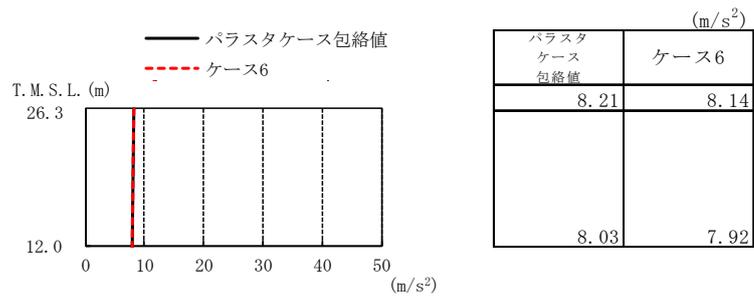


図3-22 最大応答加速度（パラスタケース包絡値との比較，鉛直方向）

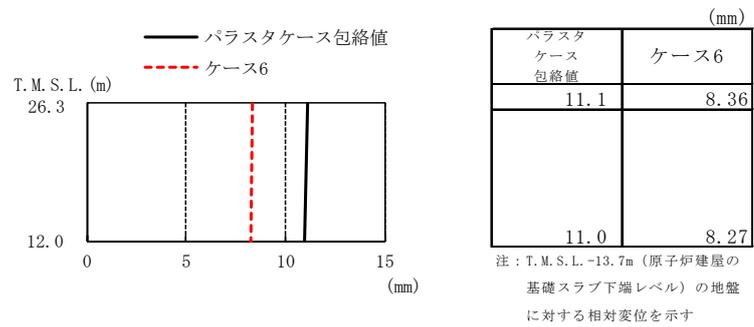


図3-23 最大応答変位（パラスタケース包絡値との比較，鉛直方向）

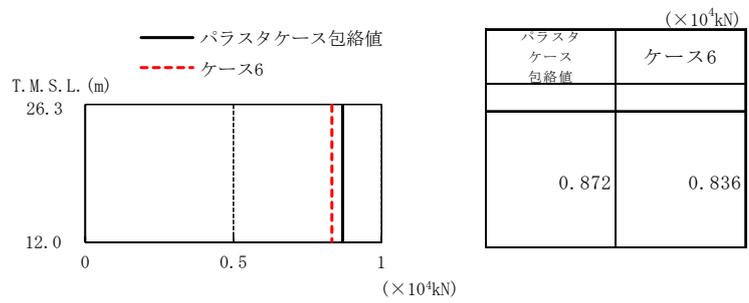


図3-24 最大応答軸力（パラスタケース包絡値との比較，鉛直方向）

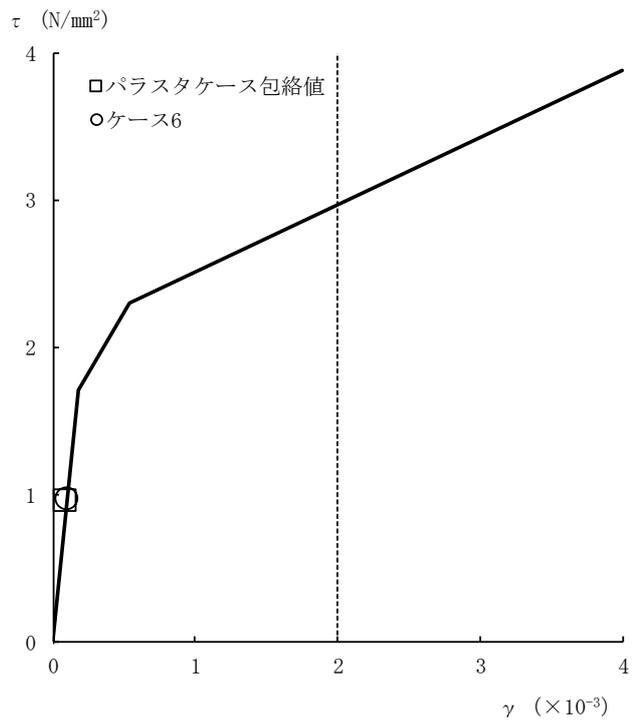


図3-25 せん断スケルトン曲線上の最大応答値  
(パラスタケース包絡値との比較, NS方向)

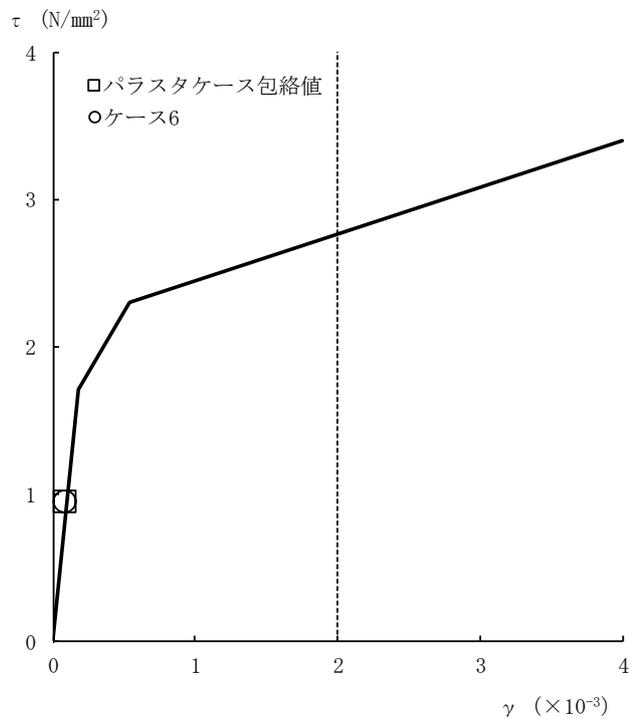


図3-26 せん断スケルトン曲線上の最大応答値  
(パラスタケース包絡値との比較, EW方向)

表3-2 杭頭断面力一覧（パラスタケース包絡値との比較）

(a) 最大応答軸力

パラスタケース包絡値		ケース6	
杭番号	Nmax ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Nmax ( $\times 10^3$ kN)
2401	10.4	101	8.89

注：圧縮を正，引張を負とする

(b) 最小応答軸力

パラスタケース包絡値		ケース6	
杭番号	Nmin ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Nmin ( $\times 10^3$ kN)
601	-9.91	601	-7.28

注：圧縮を正，引張を負とする

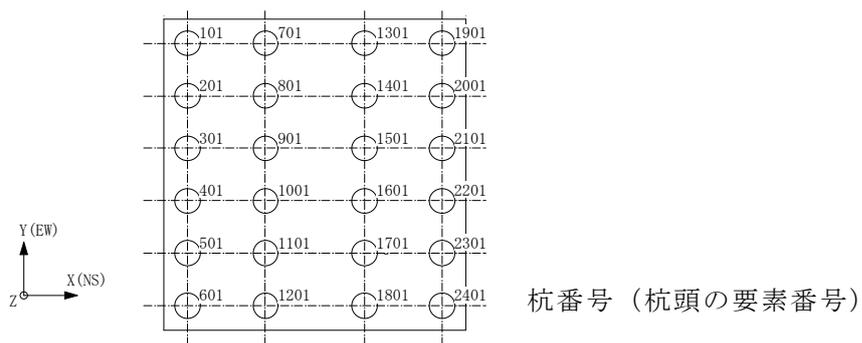
(c) 最大応答曲げモーメント

パラスタケース包絡値			ケース6		
杭番号	N ( $\times 10^3$ kN)	Mmax ( $\times 10^4$ kN・m)	杭番号	N ( $\times 10^3$ kN)	Mmax ( $\times 10^4$ kN・m)
1901	6.66	1.31	1901	8.28	1.15

注：Nは最大応答曲げモーメント発生時の軸力を示す

(d) 最大応答せん断力

パラスタケース包絡値		ケース6	
杭番号	Qmax ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Qmax ( $\times 10^3$ kN)
1901	5.07	1901	5.21



### 3.2 装置基礎の耐震評価に与える影響

#### 3.2.1 耐震壁

耐震壁のせん断ひずみの評価では、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」に示す最大せん断ひずみに、基準地震動Ss-1に対するケース1とケース6の応答比（ケース6/ケース1）を乗じた値が許容限界を超えないことを確認する。

装置基礎の減衰定数の不確かさを考慮した耐震壁の評価結果を表3-3に示す。応答比を考慮した最大せん断ひずみが許容限界（ $2.0 \times 10^{-3}$ ）を超えないことから、装置基礎の減衰定数の不確かさを考慮しても耐震壁の耐震評価に影響を与えないことを確認した。

表3-3 装置基礎の減衰定数の不確かさを考慮した耐震壁の評価結果

方向	最大せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ )		③応答比 (②/①)	最大せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ )	
	①ケース1 (Ss-1)	②ケース6 (Ss-1)		④材料物性の 不確かさ 考慮モデル	応答比を 乗じた値 (③×④)
NS	0.0978	0.102	1.04	0.101	0.105
EW	0.0959	0.0996	1.04	0.100	0.104

#### 3.2.2 杭

杭の評価では、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」に示す杭の検定値に、応答比を乗じた値が1.00を超えないことを確認する。表3-1に示す応答比のうち、鉛直支持力には最大応答軸力、引抜き抵抗力には最小応答軸力、曲げモーメントには最大応答曲げモーメント、せん断力には最大応答せん断力の応答比の最大値を用いる。

装置基礎の減衰定数の不確かさを考慮した杭の評価結果を表3-4に示す。応答比を考慮した検定値が1.00を超えないことから、装置基礎の減衰定数の不確かさを考慮しても杭の耐震評価に影響を与えないことを確認した。

表3-4 装置基礎の減衰定数の不確かさを考慮した杭の評価結果

評価項目	①検定値	②応答比	応答比を乗じた値 (①×②)
鉛直支持力	0.434	1.03	0.447
引抜き抵抗力	0.583	1.05	0.613
曲げモーメント	0.898	1.05	0.943
せん断力	0.614	1.05	0.645

### 3.2.3 基礎スラブ

基礎スラブの評価では、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」に示す基礎スラブの解析結果に、応答比を乗じた値が許容値を超えないことを確認する。上部構造から基礎スラブへ伝わる地震時反力を地震荷重として考慮することから、上部構造の最大応答せん断力（図3-3及び図3-7）、最大応答曲げモーメント（図3-4及び図3-8）及び最大応答軸力（図3-11）のうち最大となる応答比を用いる。

装置基礎の減衰定数の不確かさを考慮した基礎スラブの評価結果を表3-5に示す。応答比を考慮した評価結果が許容値を超えないことから、装置基礎の減衰定数の不確かさを考慮しても基礎スラブの耐震評価に影響を与えないことを確認した。

表3-5 装置基礎の減衰定数の不確かさを考慮した基礎スラブの評価結果

	方向	評価項目	①解析結果	②応答比	応答比を乗じた値 (①×②)	許容値
軸力 + 曲げ モーメント + 面内 せん断力	NS	<u>必要鉄筋量</u> 設計配筋量	0.549	1.05	0.577	1.00
	EW	<u>必要鉄筋量</u> 設計配筋量	0.522	1.05	0.549	1.00
面外 せん断力	NS	面外せん断力 (kN/m)	4270	1.05	4490	5630
	EW	面外せん断力 (kN/m)	3230	1.05	3400	4580

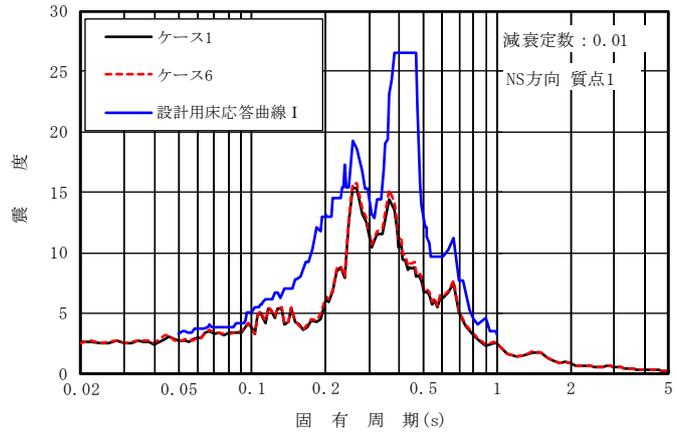
#### 4. 機器・配管系評価に与える影響

装置基礎が内包する機器はフィルタ装置，よう素フィルタ，ドレンタンク及びドレン移送ポンプである。V-2-9-4-5-5-1「ドレン移送ポンプの耐震性についての計算書」，V-2-9-4-7-1-1「ドレンタンクの耐震性についての計算書」，V-2-9-4-7-1-3「フィルタ装置の耐震性についての計算書」及びV-2-9-4-7-1-4「よう素フィルタの耐震性についての計算書」に示すとおり，いずれも剛構造であり，裕度（許容値／発生値）の最小値は1.12である。図3-1，図3-5及び図3-9に示すとおり，最大応答加速度の応答比の最大値は1.03であり，機器の裕度が応答比を上回ることを確認した。

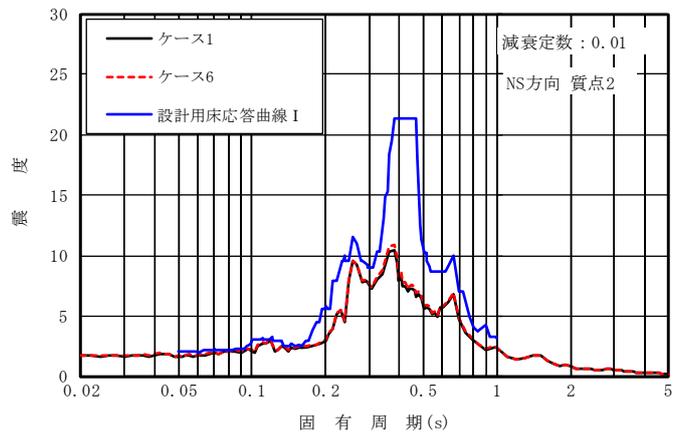
Ss-1におけるケース6とケース1の床応答スペクトル及び設計に用いている床応答スペクトル（V-2-1-7「設計用床応答曲線の作成方針」に示す設計用床応答曲線I）の比較を図4-1及び図4-2に示す。V-2-9-4-7-1-2「管の耐震性についての計算書（格納容器圧力逃がし装置）」に示すとおり，配管の主要な周期帯は0.05s～0.07sである。図4-1及び図4-2に示すとおり，ケース6の床応答スペクトルはケース1の床応答スペクトルと配管の主要な周期帯において同等であり，設計用床応答曲線Iを下回ることを確認した。

図3-15，図3-19及び図3-23に示すとおり，ケース6の最大応答変位はパラスタケース包絡値を下回ることを確認した。

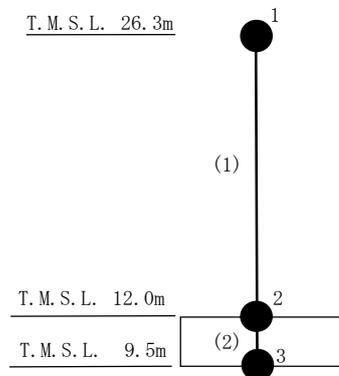
以上より，装置基礎の減衰定数の不確かさを考慮しても機器・配管系の耐震評価に影響を与えないことを確認した。



(a) 質点 1

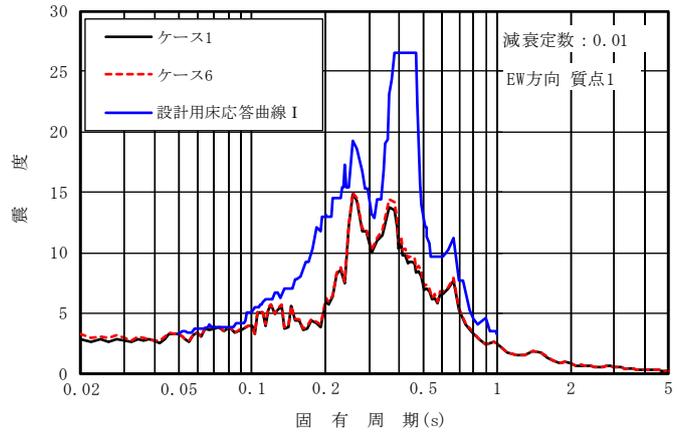


(b) 質点 2

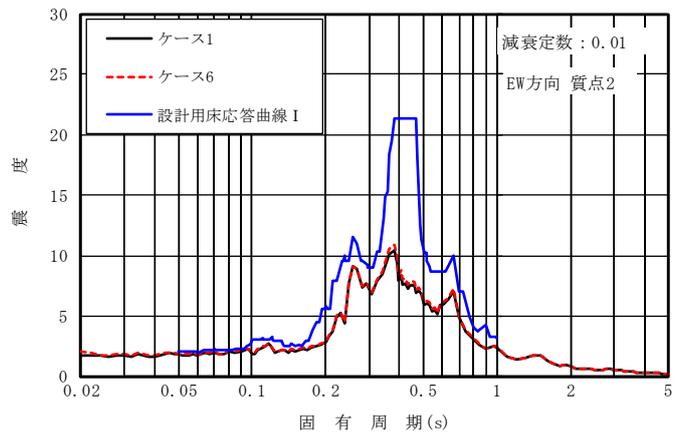


注：数字は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

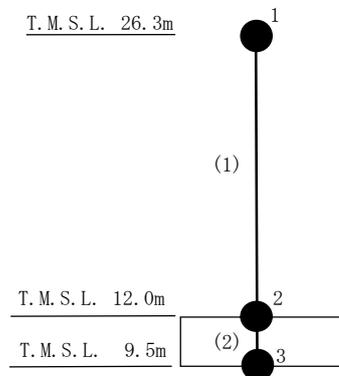
図 4-1 床応答スペクトル比較 (Ss-1, NS 方向, h=0.01)



(a) 質点 1



(b) 質点 2



注：数字は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

図 4-2 床応答スペクトル比較 (Ss-1, EW 方向, h=0.01)

## 5. まとめ

装置基礎の減衰定数の不確かさを考慮したモデルを用いて、Ss-1 に対する地震応答解析を実施し、基本ケースの結果と比較した。

その結果、装置基礎の減衰定数の不確かさを考慮したモデルの最大応答値は、基本ケースの結果を部分的に上回るものの、応答比を考慮した評価結果が許容限界を下回ることから、装置基礎の減衰定数の不確かさを考慮しても装置基礎の耐震評価に影響を与えないことを確認した。

また、装置基礎が内包する機器の裕度が応答比を上回ることで、装置基礎の減衰定数の不確かさを考慮したモデルの床応答スペクトルが、基本ケースの床応答スペクトルと配管の主要な周期帯において同等であり、設計用床応答曲線 I を下回ることから、機器・配管系の耐震評価に影響を与えないことを確認した。

別紙7 地盤改良体の物性値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 7-1
2. 検討方針	別紙 7-2
2.1 地盤改良体の物性値の不確かさの設定	別紙 7-2
2.2 入力地震動	別紙 7-3
3. 検討結果	別紙 7-4
3.1 固有値解析結果	別紙 7-4
3.2 地震応答解析結果	別紙 7-7
3.3 装置基礎の耐震評価に与える影響	別紙 7-18
3.3.1 耐震壁	別紙 7-18
3.3.2 杭	別紙 7-18
3.3.3 基礎スラブ	別紙 7-19
4. 機器・配管系評価に与える影響	別紙 7-20
5. まとめ	別紙 7-23

## 1. 概要

格納容器圧力逃がし装置基礎（以下「装置基礎」という。）の地盤改良体は施工中であるため、解析用物性値として設計値や近傍の既設地盤改良体\*の解析用物性値を用いている。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」においては、原地盤の地盤剛性の不確かさを考慮したが、地盤改良体の地盤剛性は設計値を上回るように施工され、構造物評価の観点では地盤剛性を低く評価する方が地盤のせん断変形が生じやすいことから、不確かさを考慮していない。ただし、装置基礎については、重要な設備を内包しているため、機器・配管系への影響評価の観点で、地盤改良体の物性値の不確かさを考慮した場合の影響を検討する。本資料は、地盤改良体の物性値の不確かさを考慮した地震応答解析を行い、地盤改良体の物性値が機器・配管系評価に与える影響を確認するものである。

注記\*：2018年12月時点で竣工済の地盤改良体

## 2. 検討方針

### 2.1 地盤改良体の物性値の不確かさの設定

地盤改良体の物性値の不確かさ検討の考え方を表2-1に示す。地盤改良体の物性値の不確かさを考慮した解析用物性値は、装置基礎周辺における施工済の地盤改良体の事後調査結果に基づき設定する。なお、高圧噴射攪拌工法を用いた地盤改良体については、事後調査結果が得られてないため、置換工法（CD掘削工法）の解析用物性値で代用する。設定した解析用物性値を表2-2に、基本ケースにおける地盤改良体の解析用物性値を表2-3に、設定根拠を表2-4に示す。

原地盤については、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」に示した地盤剛性の不確かさを考慮するものとし、初期せん断波速度に対して標準偏差に相当するばらつき（ $+1\sigma$ ）を考慮する。

表 2-1 地盤改良体の物性値の不確かさ検討の考え方

地震応答解析モデル	解析用物性値
基本ケース	設計値や近傍の既設地盤改良体の解析用物性値*
不確かさ	事後調査結果に基づく解析用物性値

注記\*：V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」の補足説明資料を参照

表 2-2 地盤改良体の事後調査結果に基づく解析用物性値

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 $V_s$ (m/s)	単位体積 重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン 比 $\nu$	$G/G_0 \sim \gamma$	$h \sim \gamma$ (%)
+12.0	置換 (CD) 高圧噴射	1580	19.1	0.269	$1/(1+6.28 \gamma^{0.966})$	$\gamma / (0.615 \gamma + 0.00640) + 1.33$
	置換 (開削)	1650	19.4			
-3.5	置換 (CD) 高圧噴射	1580	19.2			
-10.6	置換 (開削)	1650	19.4			

注： $\gamma$  はせん断ひずみ (%) を表す

表 2-3 基本ケースにおける地盤改良体の解析用物性値

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 $V_s$ (m/s)	単位体積 重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン 比 $\nu$	$G/G_0 \sim \gamma$	$h \sim \gamma$ (%)
+12.0	置換 (CD)	800	17.9	0.302	$1/(1+10.1 \gamma^{1.21})$	$\gamma / (0.172 \gamma + 0.00783) + 0.401$
	置換 (開削)	840	18.1	0.302	$1/(1+10.1 \gamma^{1.21})$	$\gamma / (0.172 \gamma + 0.00783) + 0.401$
	高圧噴射	810	19.7	0.375	$1/(1+8.06 \gamma^{1.14})$	$\gamma / (0.107 \gamma + 0.0109) + 0.790$
-3.5	置換 (CD)	800	18.0	0.302	$1/(1+10.1 \gamma^{1.21})$	$\gamma / (0.172 \gamma + 0.00783) + 0.401$
-10.6	置換 (開削)	840	18.1	0.302	$1/(1+10.1 \gamma^{1.21})$	$\gamma / (0.172 \gamma + 0.00783) + 0.401$

注： $\gamma$  はせん断ひずみ (%) を表す

表 2-4 地盤改良体の解析用物性値の設定根拠

種別		基本ケース		事後調査結果*	
		置換	高圧噴射 (砂質土)	置換	高圧噴射 (砂質土)
物理特性	密度 $\rho$	工法別平均値に基づき設定	対象土層の最大値に基づき設定	物理試験	置換で代用
変形特性	動せん断弾性係数 $G_0$	設計 S 波速度, 密度に基づき設定	設計 S 波速度, 密度に基づき設定	PS 検層による S 波速度, 密度に基づき設定	
	ポアソン比 $\nu$	軽油タンク基礎 (置換) 実績値に基づき設定	軽油タンク基礎 (高圧噴射(砂質土)) 実績値に基づき設定	PS 検層	
	$G/G_0 \sim \gamma$			動的変形特性に基づき設定	
	$h - \gamma$				

注記\* : 装置基礎北側の燃料移送系配管ダクトにおける事後調査結果

## 2.2 入力地震動

本検討は、機器・配管系評価に与える影響を確認するために行うことから、検討に用いる地震波は、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 Ss-1 とする。なお、Ss-1 については水平方向の方向性が定義されていないことから、地震応答解析において NS 方向、EW 方向及び鉛直方向をそれぞれ入力する。

### 3. 検討結果

#### 3.1 固有値解析結果

地盤改良体の物性値の不確かさを考慮した地震応答解析モデルにより固有値解析を実施した。固有値解析結果を表3-1、固有振動モードを図3-1に示す。表、図中では原地盤の地盤剛性を $+1\sigma$ としたケースをケース2、原地盤の地盤剛性を $+1\sigma$ とし地盤改良体の物性値の不確かさを考慮したケースをケース7として示す。

ケース7の固有振動数は、ケース2と同等であることを確認した。

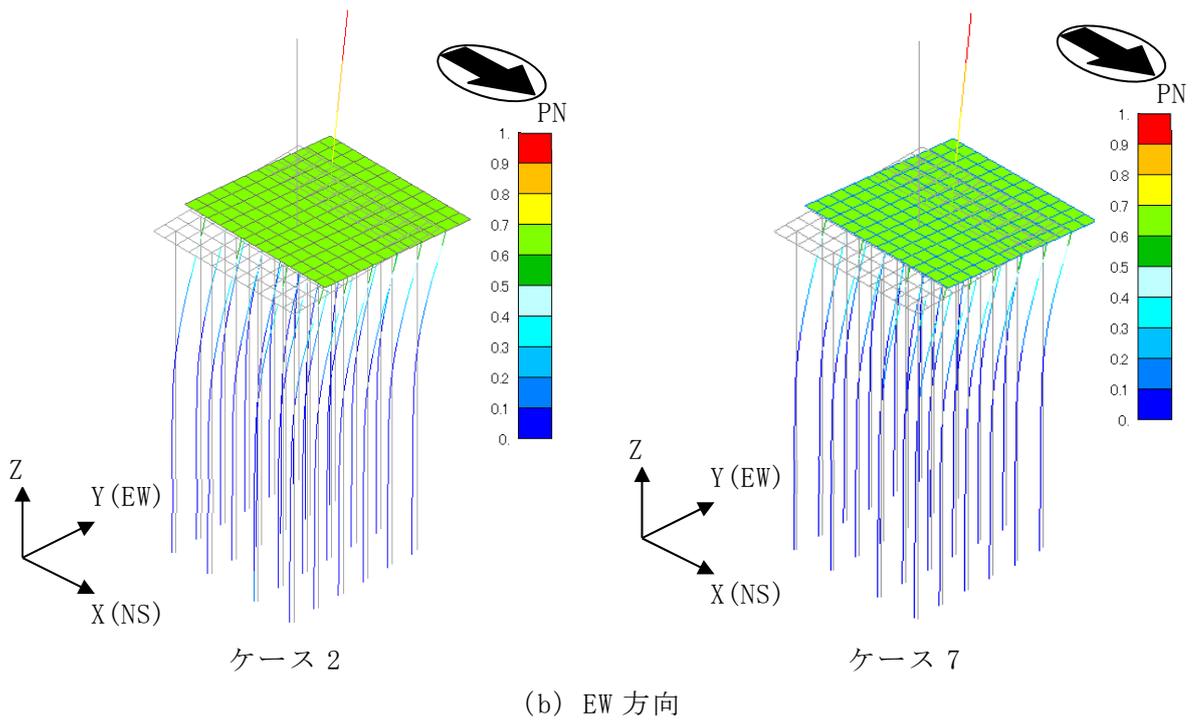
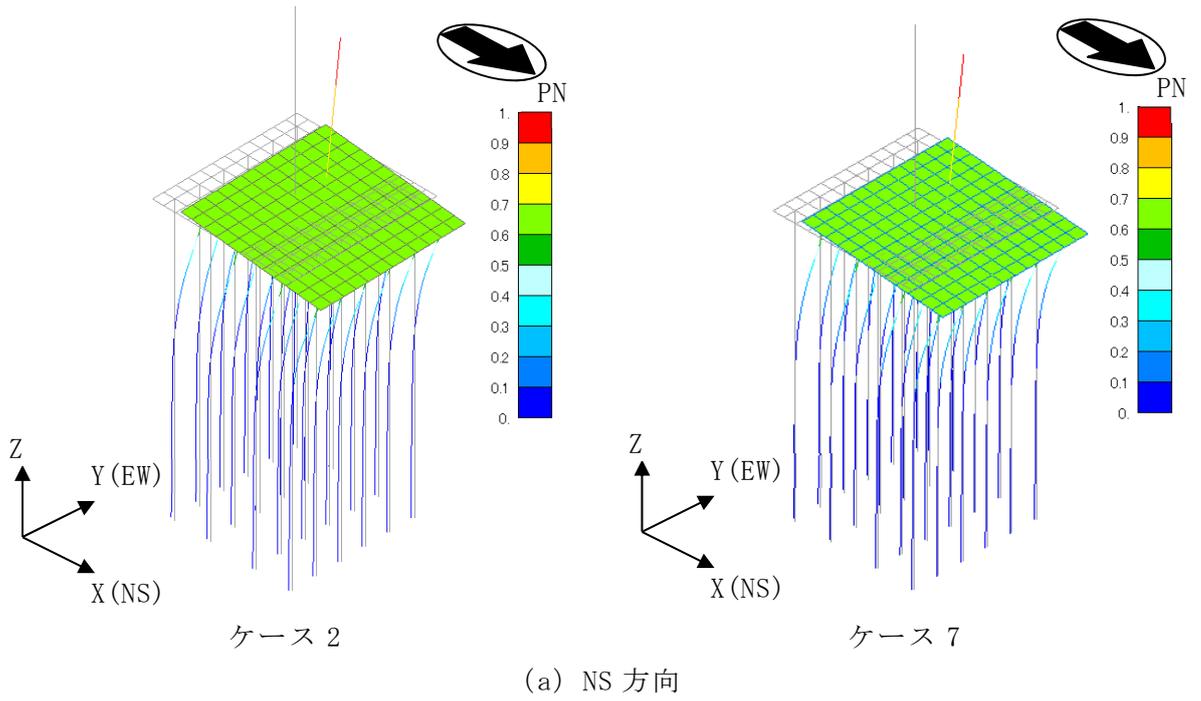
表 3-1 固有値解析結果 (Ss-1)

(単位 : Hz)

方向	ケース2	ケース7
NS	3.33	3.37 (1.01)
EW	3.27	3.29 (1.01)
鉛直	12.00	12.13 (1.01)

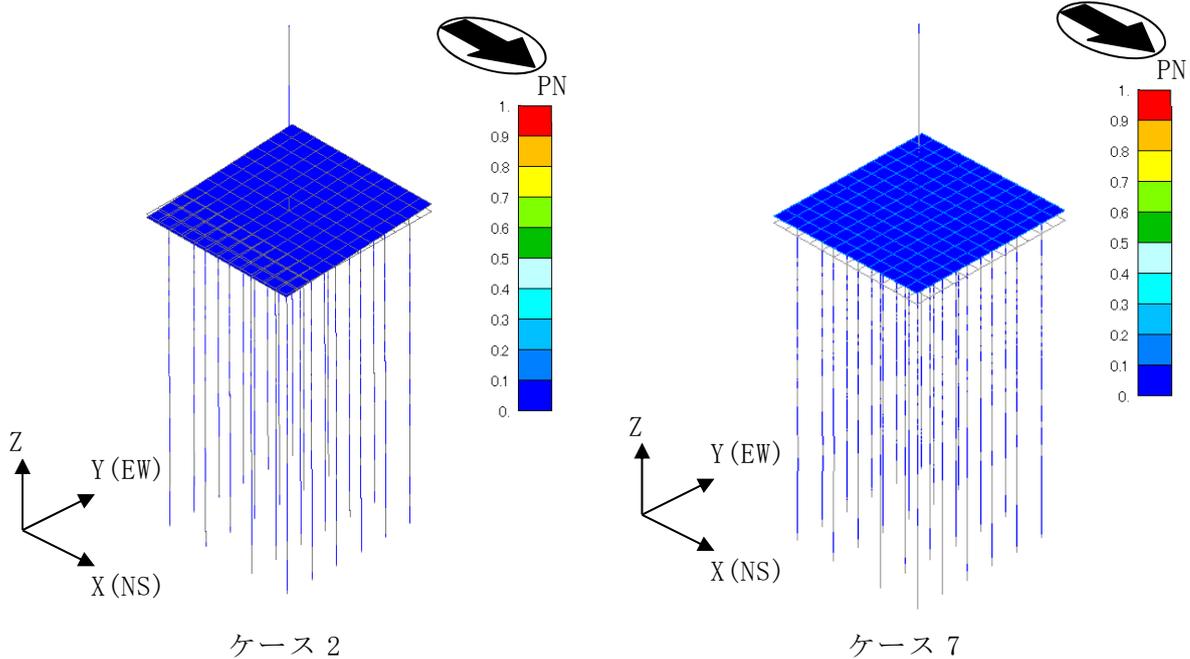
注 1 : 建屋-杭連成一次モード

注 2 : ( ) 内は、ケース 2 に対する比率を示す



注：凡例は全体モデルにおいて基準化した固有ベクトルを示す。

図 3-1 固有振動モード (Ss-1) (1/2)



(c) 鉛直方向

注：凡例は全体モデルにおいて基準化した固有ベクトルを示す。

図 3-1 固有振動モード (Ss-1) (2/2)

### 3.2 地震応答解析結果

地盤改良体の物性値の不確かさを考慮したSs-1による地震応答解析結果を図3-2～図3-14及び表3-2に示す。また、ケース7の最大応答値と基準地震動Ss-1～Ss-8について材料物性値の不確かさを考慮した地震応答解析結果の包絡値\*（以下「パラスタケース包絡値」という。）の比較を図3-15～図3-27及び表3-3に示す。ケース7の最大応答値はパラスタケース包絡値を部分的に上回ることから、耐震評価に与える影響を次節で確認する。

注記\*：別紙3-2「材料物性値の不確かさを考慮した地震応答解析結果」参照。

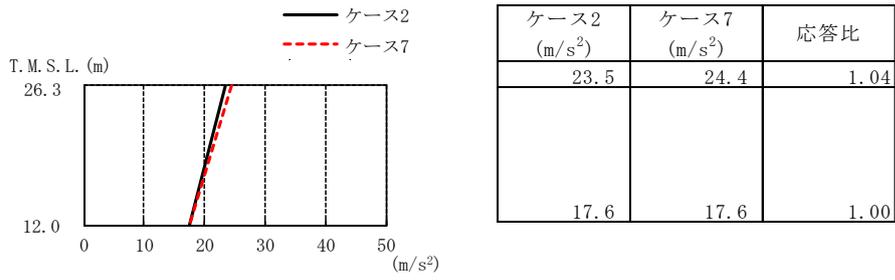


図3-2 最大応答加速度 (Ss-1, NS方向)

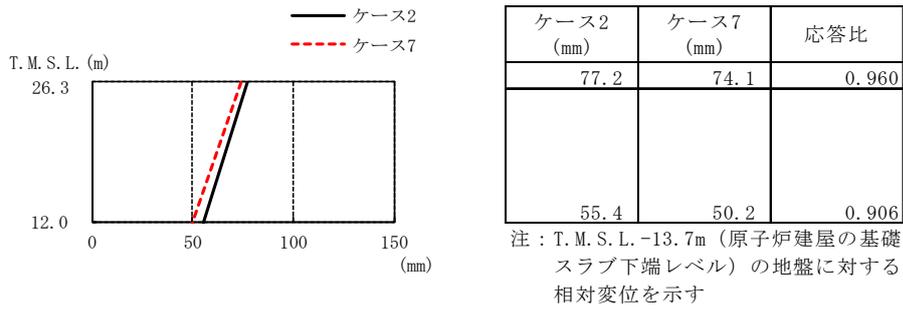


図3-3 最大応答変位 (Ss-1, NS方向)

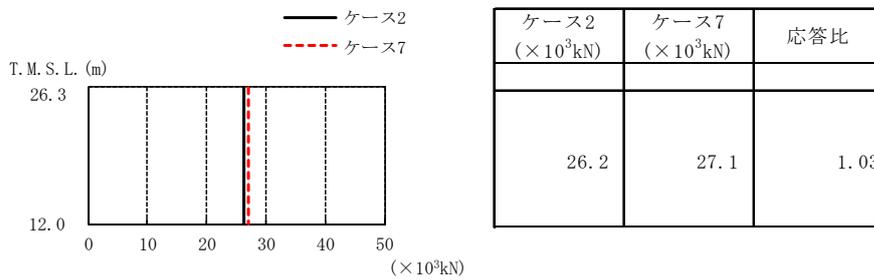


図3-4 最大応答せん断力 (Ss-1, NS方向)

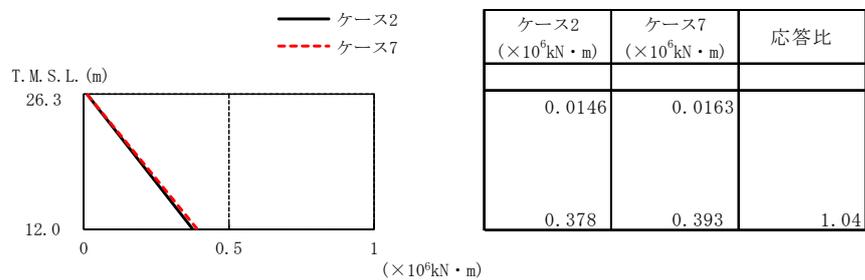
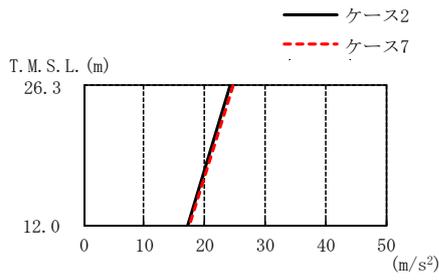
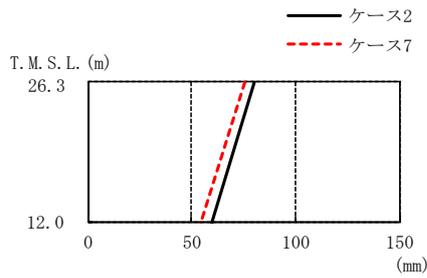


図3-5 最大応答曲げモーメント (Ss-1, NS方向)



ケース2 ( $\text{m/s}^2$ )	ケース7 ( $\text{m/s}^2$ )	応答比
24.3	24.8	1.02
17.1	17.5	1.02

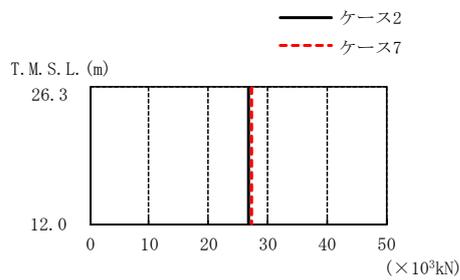
図3-6 最大応答加速度 (Ss-1, EW方向)



ケース2 (mm)	ケース7 (mm)	応答比
80.4	76.1	0.947
59.9	54.5	0.910

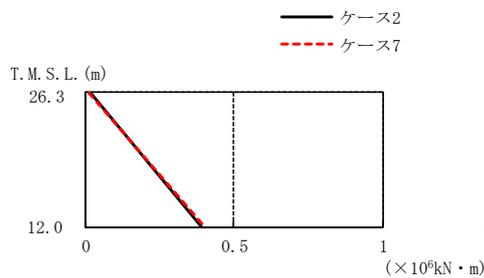
注：T.M.S.L. -13.7m (原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル) の地盤に対する相対変位を示す

図3-7 最大応答変位 (Ss-1, EW方向)



ケース2 ( $\times 10^3 \text{kN}$ )	ケース7 ( $\times 10^3 \text{kN}$ )	応答比
26.7	27.4	1.03

図3-8 最大応答せん断力 (Ss-1, EW方向)



ケース2 ( $\times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}$ )	ケース7 ( $\times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}$ )	応答比
0.0154	0.0141	
0.390	0.398	1.02

図3-9 最大応答曲げモーメント (Ss-1, EW方向)

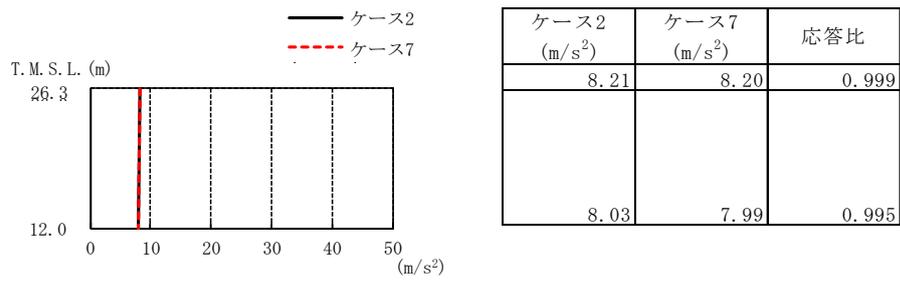


図3-10 最大応答加速度 (Ss-1, 鉛直方向)

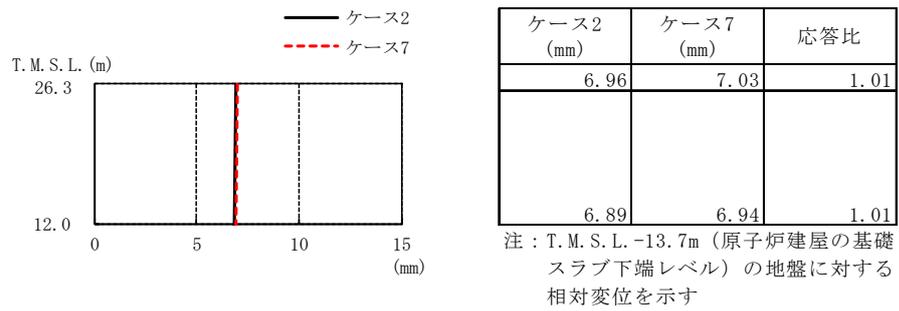


図3-11 最大応答変位 (Ss-1, 鉛直方向)

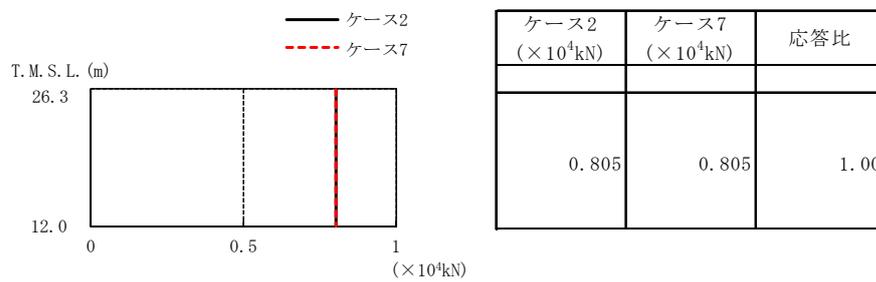


図3-12 最大応答軸力 (Ss-1, 鉛直方向)

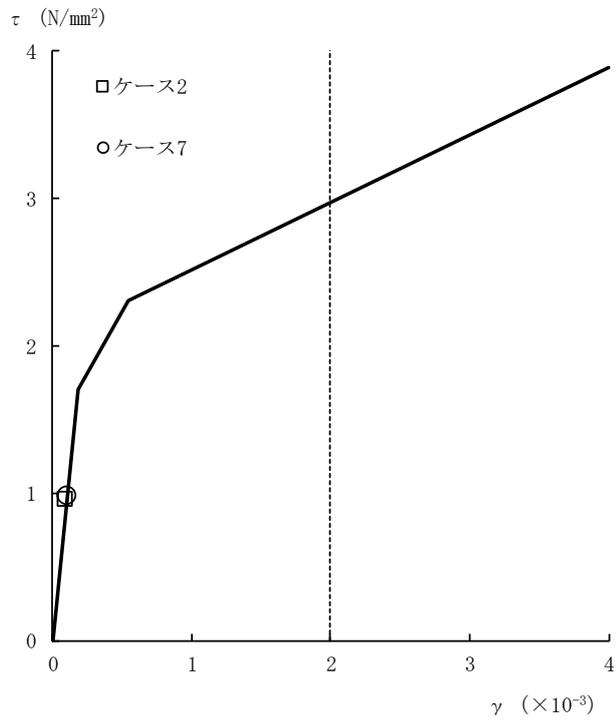


図3-13 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, NS方向)

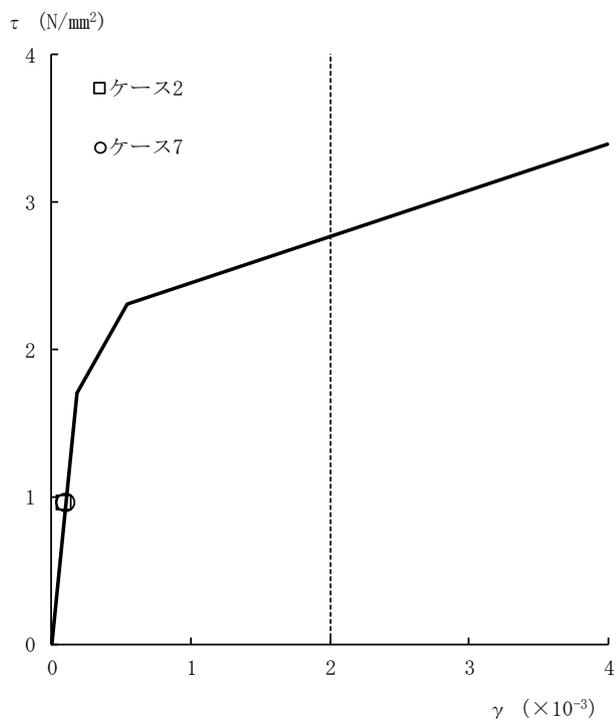


図3-14 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, EW方向)

表3-2 杭頭断面力一覧

(a) 最大応答軸力

解析 ケース	ケース2		ケース7		応答比
	杭番号	Nmax ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Nmax ( $\times 10^3$ kN)	
Ss-1 (NS)	101	7.47	101	7.83	1.05
Ss-1 (EW)	101	8.62	101	8.42	0.977

注：圧縮を正，引張を負とする

(b) 最小応答軸力

解析 ケース	ケース2		ケース7		応答比
	杭番号	Nmin ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Nmin ( $\times 10^3$ kN)	
Ss-1 (NS)	101	-6.24	101	-6.54	1.05
Ss-1 (EW)	601	-7.36	601	-7.45	1.01

注：圧縮を正，引張を負とする

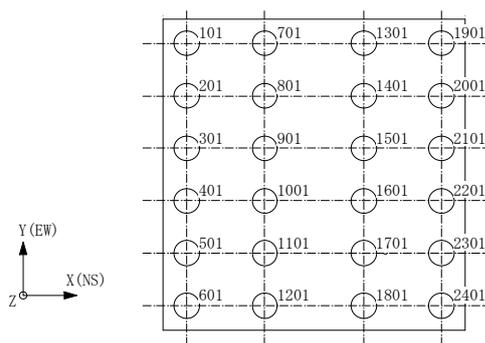
(c) 最大応答曲げモーメント

解析 ケース	ケース2			ケース7			応答比
	杭番号	N ( $\times 10^3$ kN)	Mmax ( $\times 10^4$ kN・m)	杭番号	N ( $\times 10^3$ kN)	Mmax ( $\times 10^4$ kN・m)	
Ss-1 (NS)	1901	6.55	0.984	1901	6.80	0.998	1.01
Ss-1 (EW)	1901	7.35	0.993	1901	7.41	1.01	1.02

注：Nは最大応答曲げモーメント発生時の軸力を示す

(d) 最大応答せん断力

解析 ケース	ケース2		ケース7		応答比
	杭番号	Qmax ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Qmax ( $\times 10^3$ kN)	
Ss-1 (NS)	1901	4.93	1901	5.22	1.06
Ss-1 (EW)	1901	4.90	1901	5.20	1.06



杭番号（杭頭の要素番号）

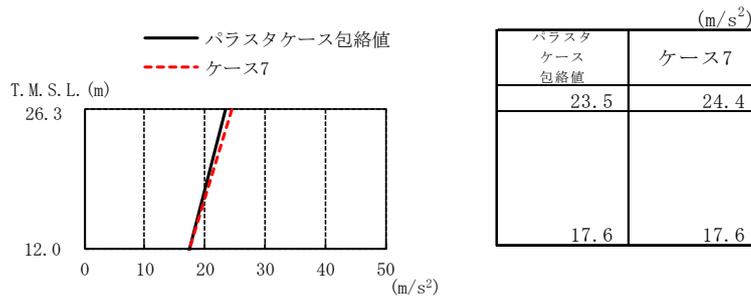


図3-15 最大応答加速度（パラスタケース包絡値との比較，NS方向）

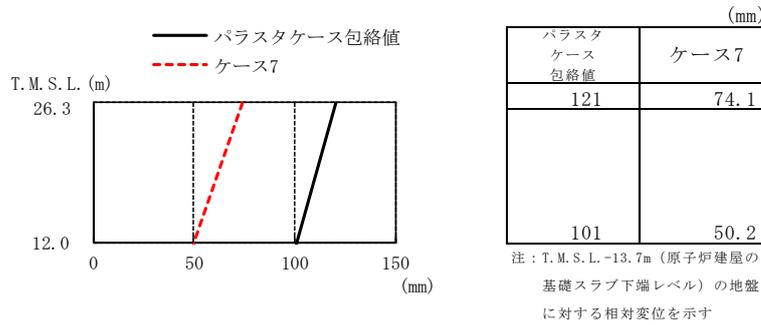


図3-16 最大応答変位（パラスタケース包絡値との比較，NS方向）

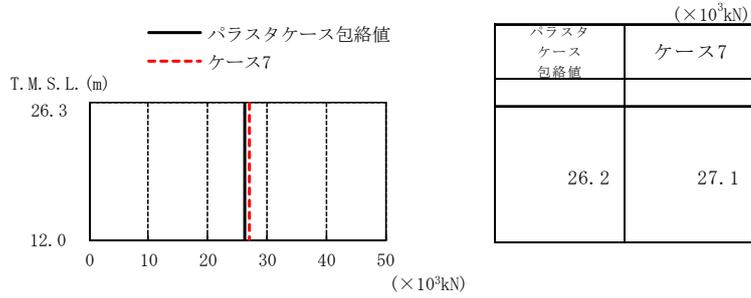


図3-17 最大応答せん断力（パラスタケース包絡値との比較，NS方向）

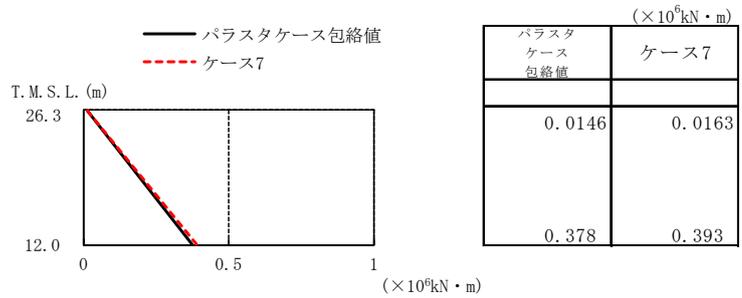


図3-18 最大応答曲げモーメント（パラスタケース包絡値との比較，NS方向）

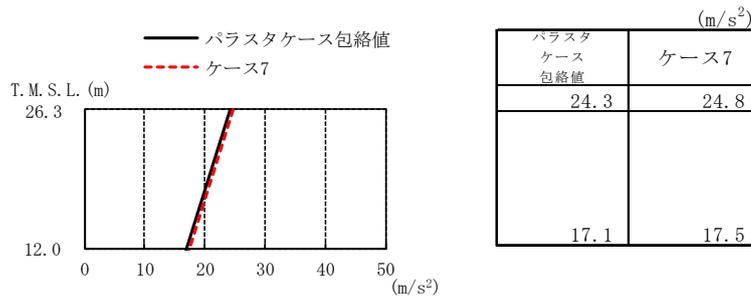


図3-19 最大応答加速度（パラスタケース包絡値との比較，EW方向）

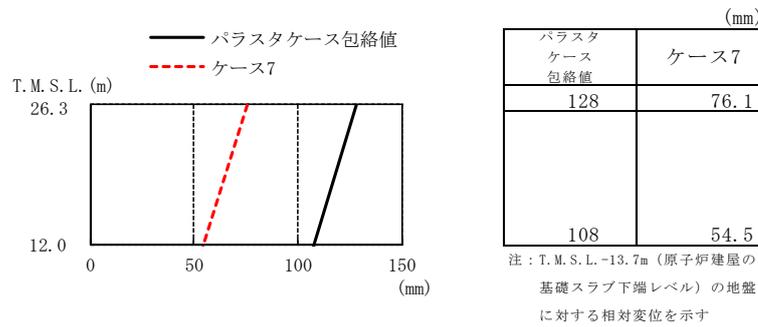


図3-20 最大応答変位（パラスタケース包絡値との比較，EW方向）

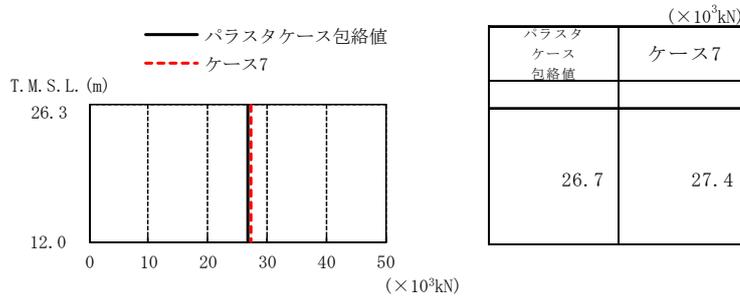


図3-21 最大応答せん断力（パラスタケース包絡値との比較，EW方向）

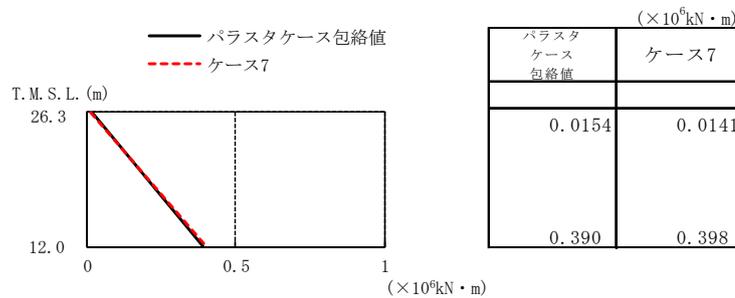


図3-22 最大応答曲げモーメント（パラスタケース包絡値との比較，EW方向）

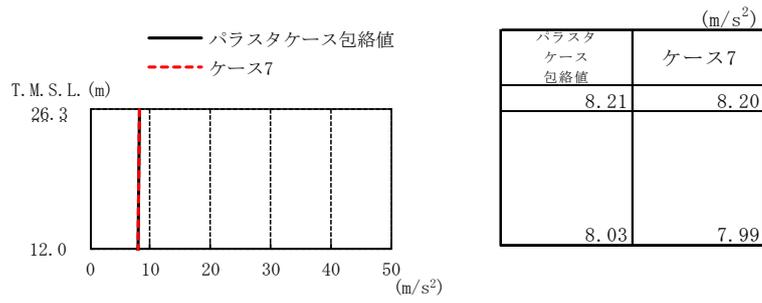


図3-23 最大応答加速度（パラスタケース包絡値との比較，鉛直方向）

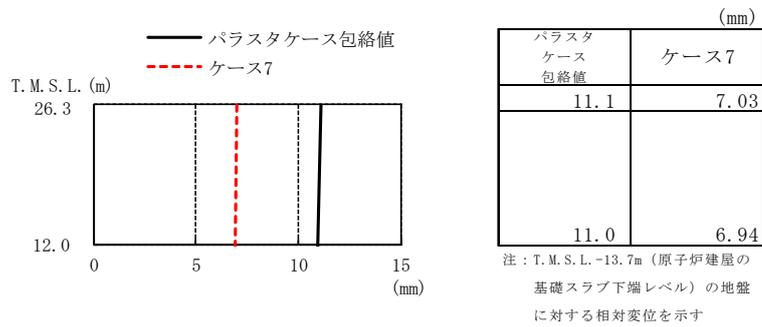


図3-24 最大応答変位（パラスタケース包絡値との比較，鉛直方向）

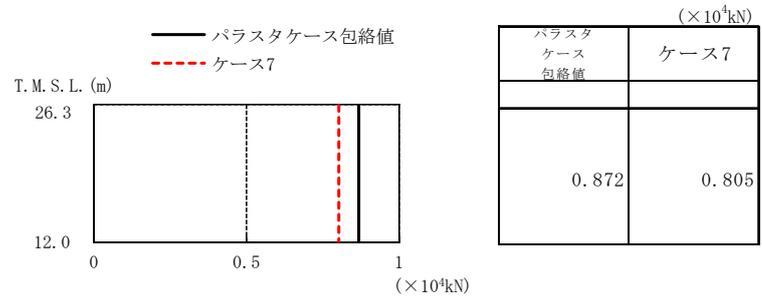


図3-25 最大応答軸力（パラスタケース包絡値との比較，鉛直方向）

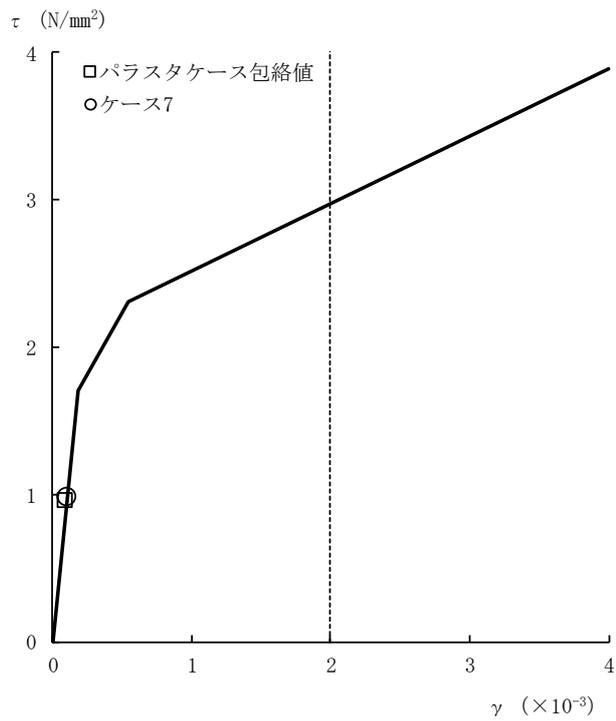


図3-26 せん断スケルトン曲線上の最大応答値  
(パラスタケース包絡値との比較, NS方向)

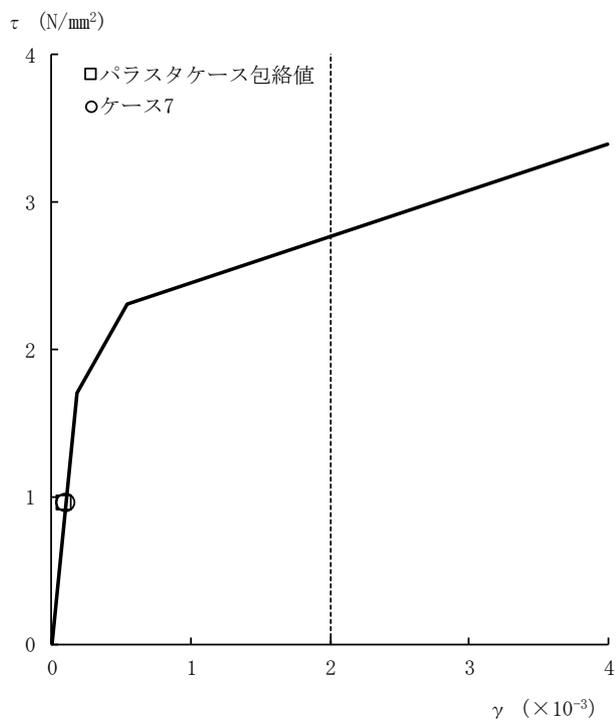


図3-27 せん断スケルトン曲線上の最大応答値  
(パラスタケース包絡値との比較, EW方向)

表3-3 杭頭断面力一覧（パラスタケース包絡値との比較）

(a) 最大応答軸力

パラスタケース包絡値		ケース7	
杭番号	N <sub>max</sub> ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	N <sub>max</sub> ( $\times 10^3$ kN)
2401	10.4	101	8.42

注：圧縮を正，引張を負とする

(b) 最小応答軸力

パラスタケース包絡値		ケース7	
杭番号	N <sub>min</sub> ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	N <sub>min</sub> ( $\times 10^3$ kN)
601	-9.91	601	-7.45

注：圧縮を正，引張を負とする

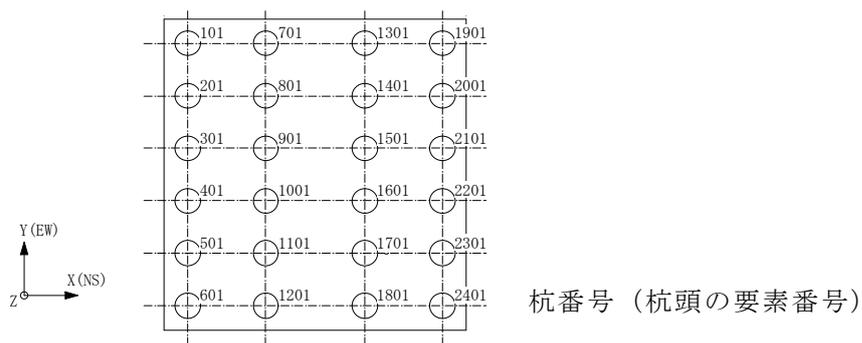
(c) 最大応答曲げモーメント

パラスタケース包絡値			ケース7		
杭番号	N ( $\times 10^3$ kN)	M <sub>max</sub> ( $\times 10^4$ kN・m)	杭番号	N ( $\times 10^3$ kN)	M <sub>max</sub> ( $\times 10^4$ kN・m)
1901	6.66	1.31	1901	7.41	1.01

注：Nは最大応答曲げモーメント発生時の軸力を示す

(d) 最大応答せん断力

パラスタケース包絡値		ケース7	
杭番号	Q <sub>max</sub> ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Q <sub>max</sub> ( $\times 10^3$ kN)
1901	5.07	1901	5.22



### 3.3 装置基礎の耐震評価に与える影響

#### 3.3.1 耐震壁

耐震壁のせん断ひずみの評価では、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」に示す最大せん断ひずみに、基準地震動Ss-1に対するケース2とケース7の応答比（ケース7/ケース2）を乗じた値が許容限界を超えないことを確認する。

地盤改良体の物性値の不確かさを考慮した耐震壁の評価結果を表3-4に示す。応答比を考慮した最大せん断ひずみが許容限界（ $2.0 \times 10^{-3}$ ）を超えないことから、地盤改良体の物性値の不確かさを考慮しても耐震壁の耐震評価に影響を与えないことを確認した。

表3-4 地盤改良体の物性値の不確かさを考慮した耐震壁の評価結果

方向	最大せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ )		③応答比 (②/①)	最大せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ )	
	①ケース2 (Ss-1)	②ケース7 (Ss-1)		④材料物性の 不確かさ 考慮モデル	応答比を 乗じた値 (③×④)
NS	0.101	0.104	1.03	0.101	0.104
EW	0.100	0.103	1.03	0.100	0.103

#### 3.3.2 杭

杭の評価では、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」に示す杭の検定値に、応答比を乗じた値が1.00を超えないことを確認する。表3-2に示す応答比のうち、鉛直支持力には最大応答軸力、引抜き抵抗力には最小応答軸力、曲げモーメントには最大応答曲げモーメント、せん断力には最大応答せん断力の応答比の最大値を用いる。

地盤改良体の物性値の不確かさを考慮した杭の評価結果を表3-5に示す。応答比を考慮した検定値が1.00を超えないことから、地盤改良体の物性値の不確かさを考慮しても杭の耐震評価に影響を与えないことを確認した。

表3-5 地盤改良体の物性値の不確かさを考慮した杭の評価結果

評価項目	①検定値	②応答比	応答比を乗じた値 (①×②)
鉛直支持力	0.434	1.05	0.456
引抜き抵抗力	0.583	1.05	0.613
曲げモーメント	0.898	1.02	0.916
せん断力	0.614	1.06	0.651

### 3.3.3 基礎スラブ

基礎スラブの評価では、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」に示す基礎スラブの解析結果に、応答比を乗じた値が許容値を超えないことを確認する。上部構造から基礎スラブへ伝わる地震時反力を地震荷重として考慮することから、上部構造の最大応答せん断力（図3-4及び図3-8）、最大応答曲げモーメント（図3-5及び図3-9）及び最大応答軸力（図3-12）のうち最大となる応答比を用いる。

地盤改良体の物性値の不確かさを考慮した基礎スラブの評価結果を表3-6に示す。応答比を考慮した評価結果が許容値を超えないことから、地盤改良体の物性値の不確かさを考慮しても基礎スラブの耐震評価に影響を与えないことを確認した。

表3-6 地盤改良体の物性値の不確かさを考慮した基礎スラブの評価結果

	方向	評価項目	①解析結果	②応答比	応答比を乗じた値 (①×②)	許容値
軸力 + 曲げ モーメント + 面内 せん断力	NS	<u>必要鉄筋量</u> 設計配筋量	0.549	1.04	0.571	1.00
	EW	<u>必要鉄筋量</u> 設計配筋量	0.522	1.03	0.538	1.00
面外 せん断力	NS	面外せん断力 (kN/m)	4270	1.04	4440	5630
	EW	面外せん断力 (kN/m)	3230	1.03	3330	4580

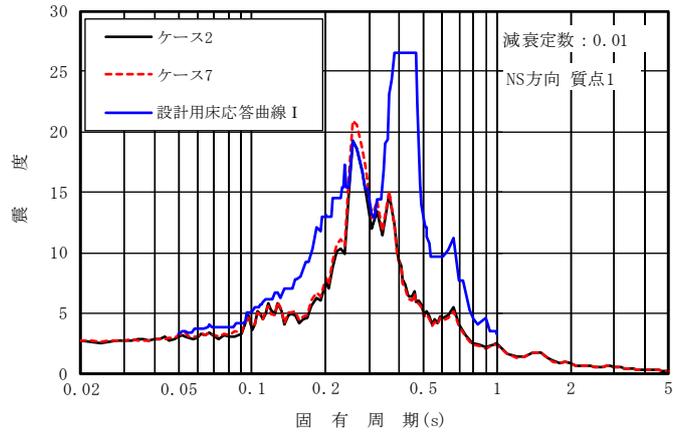
#### 4. 機器・配管系評価に与える影響

装置基礎が内包する機器はフィルタ装置，よう素フィルタ，ドレンタンク及びドレン移送ポンプである。V-2-9-4-5-5-1「ドレン移送ポンプの耐震性についての計算書」，V-2-9-4-7-1-1「ドレンタンクの耐震性についての計算書」，V-2-9-4-7-1-3「フィルタ装置の耐震性についての計算書」及びV-2-9-4-7-1-4「よう素フィルタの耐震性についての計算書」に示すとおり，いずれも剛構造であり，裕度（許容値／発生値）の最小値は1.12である。図3-2，図3-6及び図3-10に示すとおり，最大応答加速度の応答比の最大値は1.04であり，機器の裕度が応答比を上回ることを確認した。

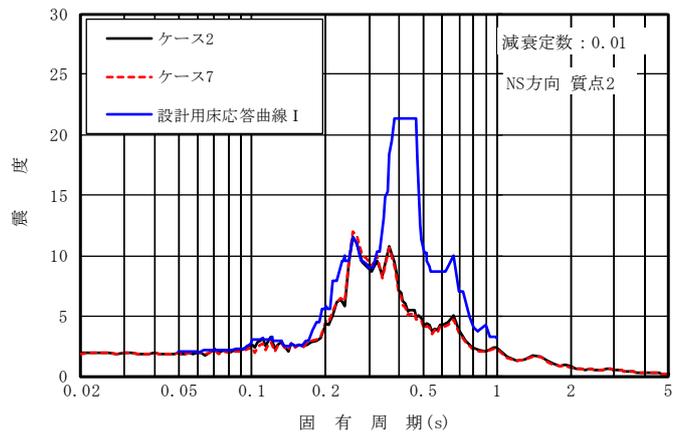
Ss-1におけるケース7とケース2の床応答スペクトル及び設計に用いている床応答スペクトル（V-2-1-7「設計用床応答曲線の作成方針」に示す設計用床応答曲線I）の比較を図4-1及び図4-2に示す。V-2-9-4-7-1-2「管の耐震性についての計算書（格納容器圧力逃がし装置）」に示すとおり，配管の主要な周期帯は0.05s～0.07sである。図4-1及び図4-2に示すとおり，ケース7の床応答スペクトルはケース2の床応答スペクトルと配管の主要な周期帯において同等であり，設計用床応答曲線Iを下回ることを確認した。

図3-16，図3-20及び図3-24に示すとおり，ケース7の最大応答変位はパラスタケース包絡値を下回ることを確認した。

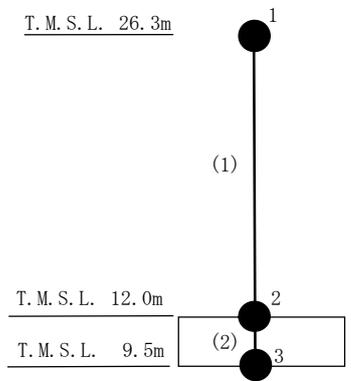
以上より，地盤改良体の物性値の不確かさを考慮しても機器・配管系の耐震評価に影響を与えないことを確認した。



(a) 質点 1

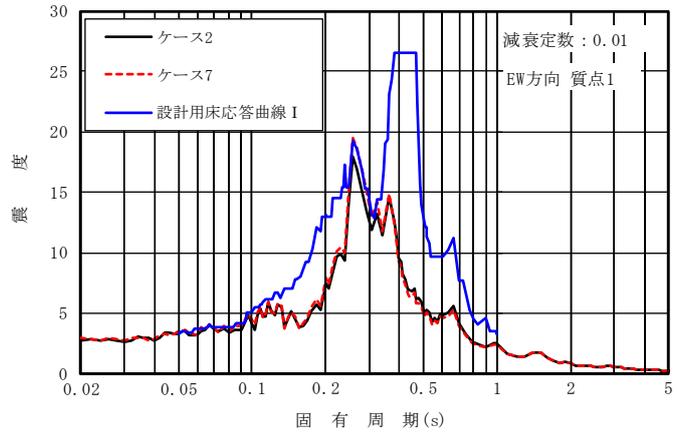


(b) 質点 2

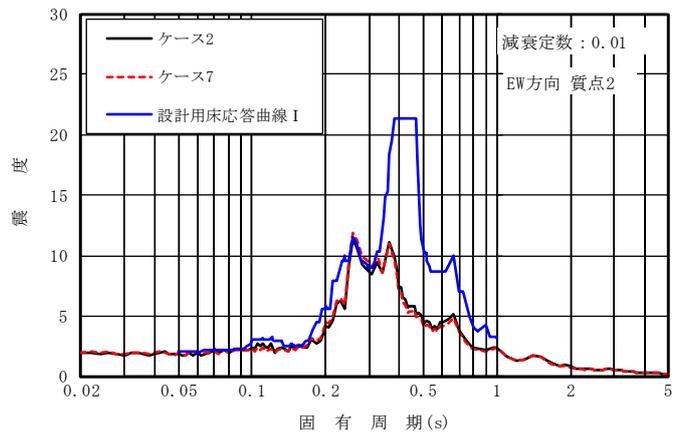


注：数字は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

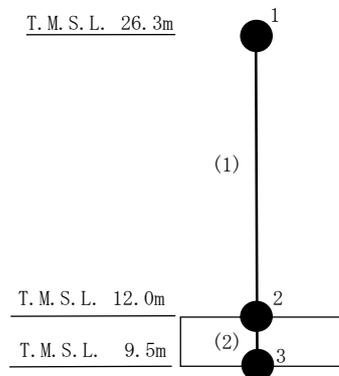
図 4-1 床応答スペクトル比較 (Ss-1, NS 方向, h=0.01)



(a) 質点 1



(b) 質点 2



注：数字は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

図 4-2 床応答スペクトル比較 (Ss-1, EW 方向, h=0.01)

## 5. まとめ

原地盤の地盤剛性を $+1\sigma$ とし地盤改良体の物性値の不確かさを考慮したモデル（ケース7）を用いて、Ss-1に対する地震応答解析を実施し、原地盤の地盤剛性を $+1\sigma$ としたモデル（ケース2）の結果と比較した。

その結果、ケース7の最大応答値は、ケース2の結果を部分的に上回るものの、応答比を考慮した評価結果が許容限界を下回ることから、地盤改良体の物性値の不確かさを考慮しても装置基礎の耐震評価に影響を与えないことを確認した。

また、装置基礎が内包する機器の裕度が応答比を上回ることと、ケース7の床応答スペクトルが、ケース2の床応答スペクトルと配管の主要な周期帯において同等であり、設計用床応答曲線Iを下回ることから、機器・配管系の耐震評価に影響を与えないことを確認した。

なお、地盤改良体の物性値の不確かさを考慮した解析用物性値は、装置基礎周辺の施工済の地盤改良体の事後調査結果の平均値から設定している。表2-2及び表2-3に示すとおり、事後調査結果のせん断波速度は設計値に対して約2倍に増大しているが、本設定を用いた床応答スペクトルはケース2の床応答スペクトルと主要な周期帯において同等であり、設計用床応答曲線を下回ることから、事後調査結果のせん断波速度にばらつきを見込んだとしても、耐震評価に影響を与える変動はないと判断した。

別紙8 隣接建屋の影響を考慮した地震応答解析結果

## 目 次

1. 概要	別紙 8-1
1.1 隣接建屋の概要	別紙 8-1
1.2 検討概要	別紙 8-2
2. 検討方針	別紙 8-3
2.1 評価フロー	別紙 8-3
2.2 解析断面	別紙 8-4
2.3 解析ケース	別紙 8-5
2.4 解析モデル	別紙 8-5
2.4.1 建屋のモデル化	別紙 8-7
2.4.2 杭のモデル化	別紙 8-10
2.4.3 原地盤及び地盤改良体のモデル化	別紙 8-10
2.5 入力地震動	別紙 8-12
3. 検討結果	別紙 8-13
3.1 地震応答解析結果	別紙 8-13
3.2 装置基礎の耐震評価に与える影響	別紙 8-18
3.3 機器・配管系評価に与える影響	別紙 8-19
4. まとめ	別紙 8-24

# 1. 概要

## 1.1 隣接建屋の概要

格納容器圧力逃がし装置基礎（以下「装置基礎」という。）の設置位置を図1-1に示す。装置基礎の周辺は、原子炉建屋、軽油タンク基礎及び大物搬入建屋が配置されている。

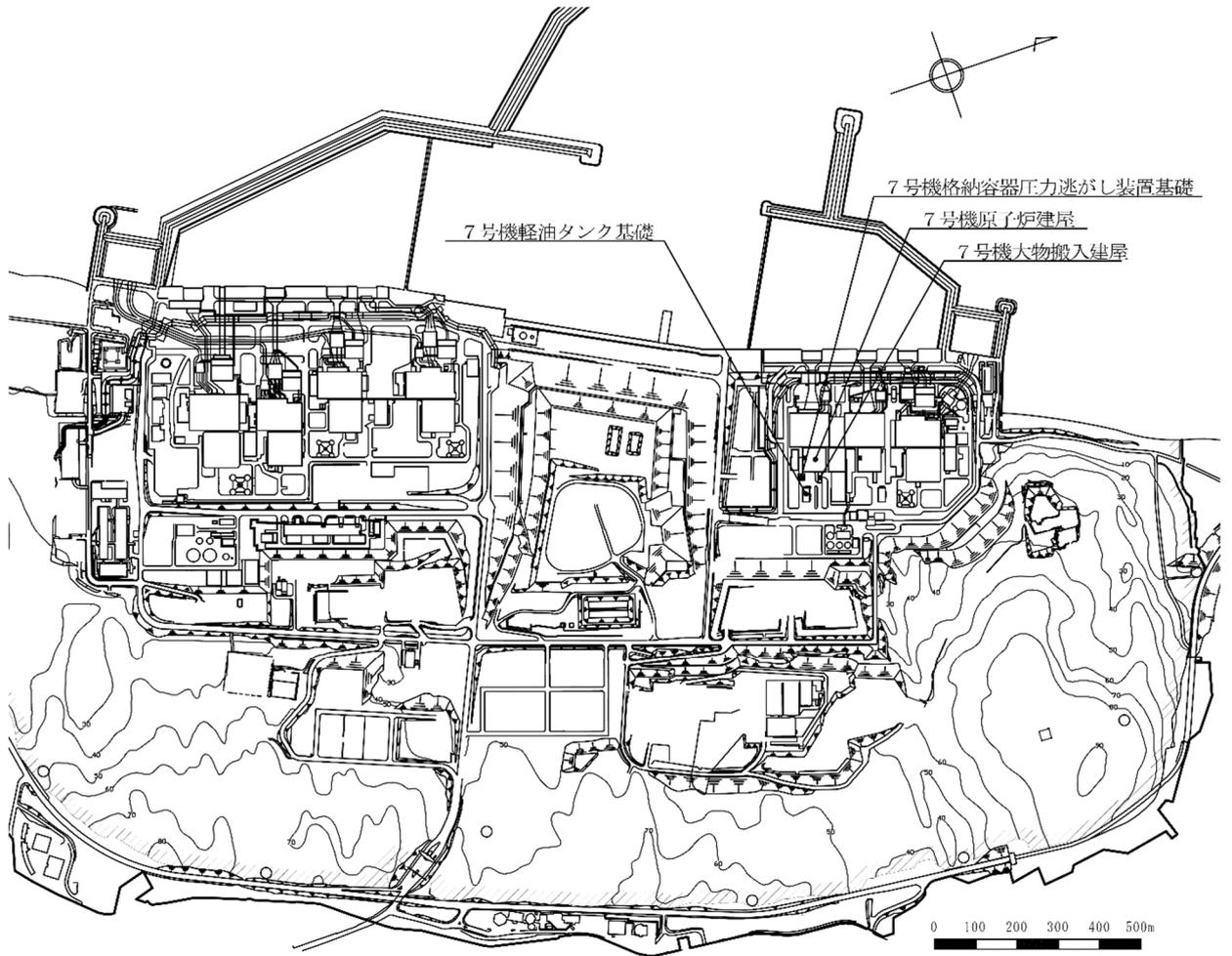


図1-1 装置基礎の設置位置

## 1.2 検討概要

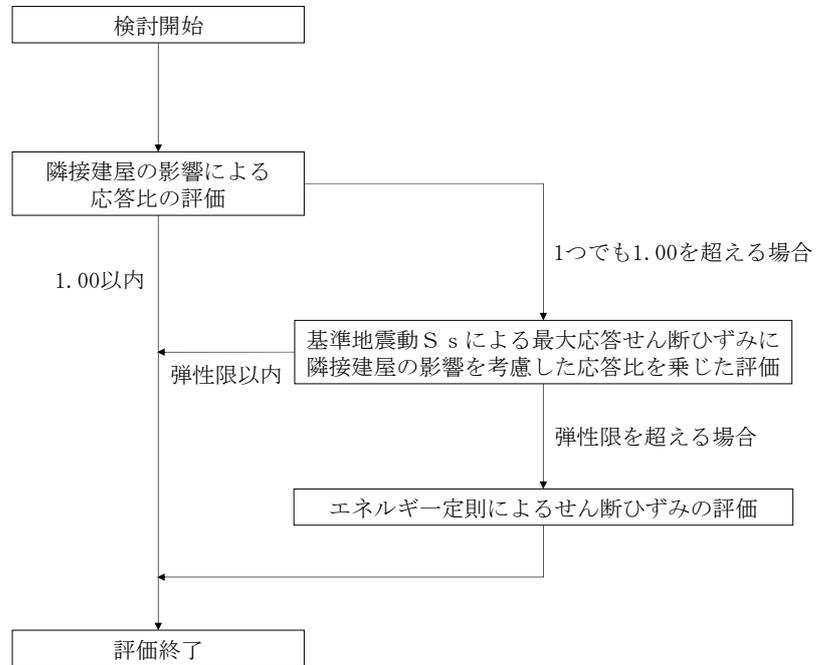
「工事計画に係る説明資料（耐震性に関する説明書）」のうち「隣接建屋の影響に関する検討」では、原子炉建屋、コントロール建屋、タービン建屋及び廃棄物処理建屋の配置状況を考慮した地震応答解析を実施し、隣接建屋が原子炉建屋、コントロール建屋、タービン建屋及び廃棄物処理建屋の構造健全性に与える影響を確認している。一方、装置基礎の地震応答解析では、装置基礎及び装置基礎の周辺に施工する地盤改良体を考慮しているが、原子炉建屋等は地盤改良体より剛性が高いため、隣接建屋の影響を考慮していない。本資料では、装置基礎を単独でモデル化する場合と、隣接建屋の配置を考慮してモデル化する場合について地震応答解析を実施し、両者の建屋応答を比較することで、隣接建屋が装置基礎及び機器・配管系の耐震評価に与える影響を確認する。

地震応答解析には、解析コード「S o i l P l u s」を用いる。

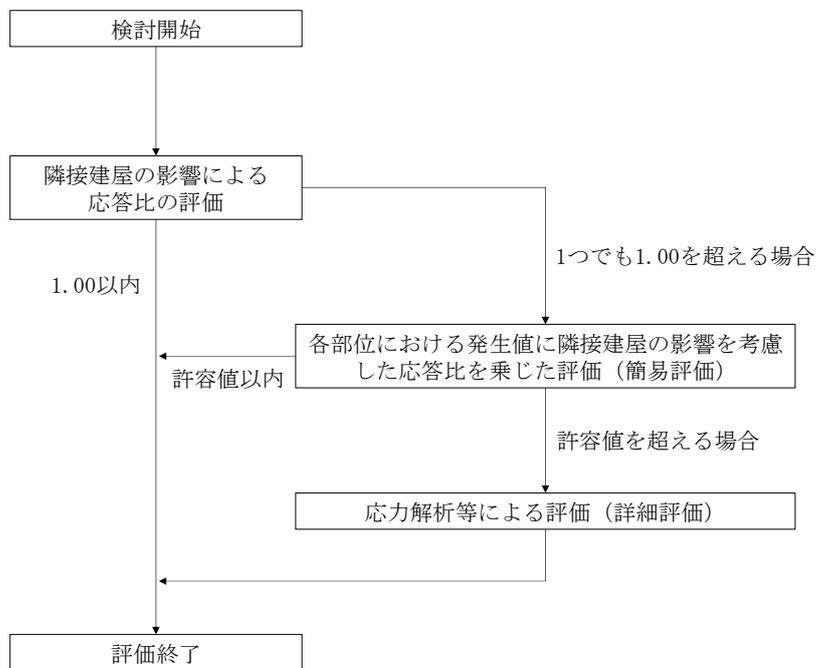
## 2. 検討方針

### 2.1 評価フロー

本検討の評価フローを図 2-1 に示す。



(a) 耐震壁



(b) 杭及び基礎スラブ

図 2-1 評価フロー

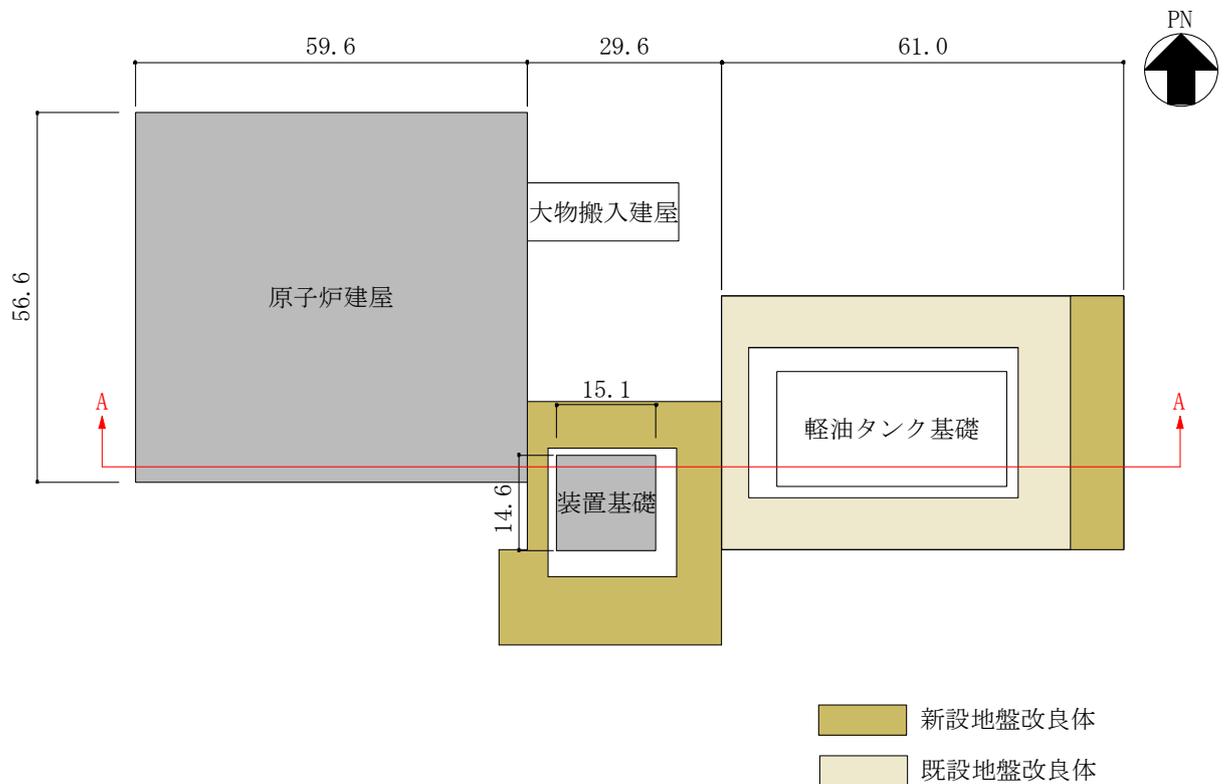
## 2.2 解析断面

隣接建屋の配置を図2-2に示す。

原子炉建屋は装置基礎に隣接する建屋の中で最も規模が大きく、装置基礎に隣接しているため、装置基礎の応答に影響を及ぼす可能性がある。軽油タンク基礎周辺の地盤改良体は、装置基礎に隣接しているため、装置基礎の応答に影響を及ぼす可能性がある。大物搬入建屋は原子炉建屋に比べて規模が小さく、装置基礎から十分に離れて配置されているため、装置基礎の応答に及ぼす影響は小さいと考えられる。

以上より、地震応答解析は装置基礎、原子炉建屋及び軽油タンク基礎を含むA-A断面（EW方向）を解析断面とし、2次元FEMモデルにて実施する。

なお、地盤改良体については、2018年12月時点で竣工済みのものを「既設地盤改良体」、施工中若しくは計画中のものを「新設地盤改良体」と称する。



(単位：m)

図 2-2 隣接建屋の配置

### 2.3 解析ケース

解析ケースを表2-1に示す。本検討では、装置基礎を単独でモデル化する場合をケース8とし、装置基礎、原子炉建屋及び軽油タンク基礎の配置を考慮してモデル化する場合をケース9とする。

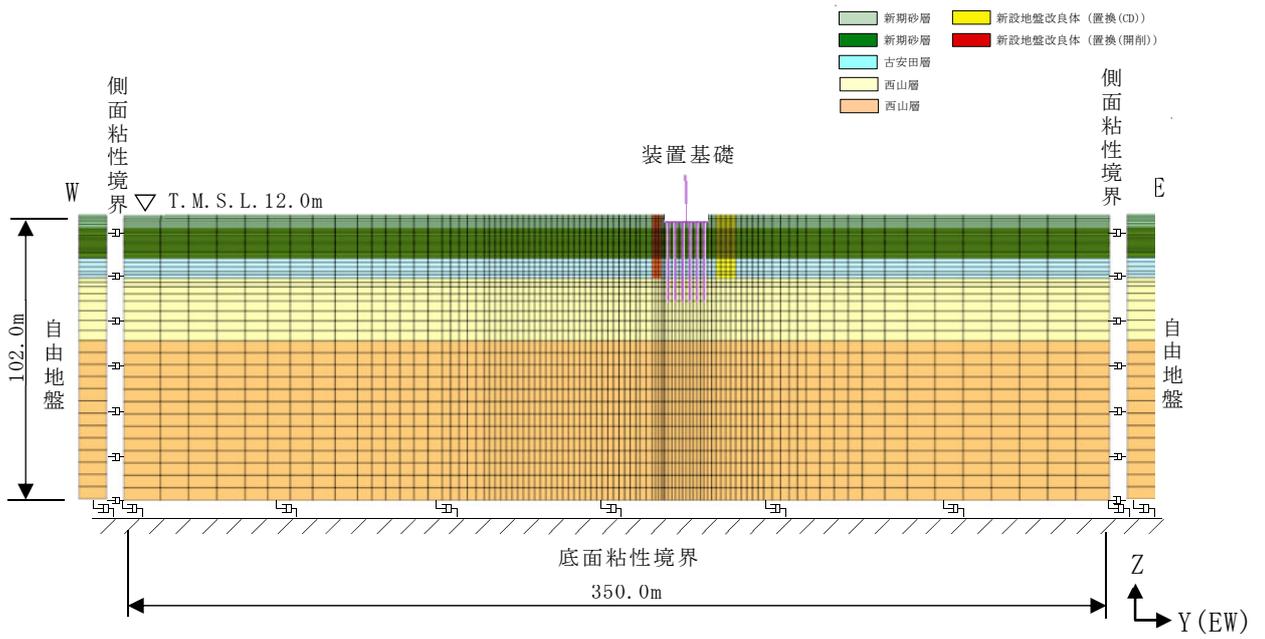
表 2-1 解析ケース

解析ケース	モデル化する建屋及び地盤改良体
ケース 8 (隣接非考慮)	装置基礎, 装置基礎の新設地盤改良体
ケース 9 (隣接考慮)	装置基礎, 装置基礎の新設地盤改良体, 原子炉建屋, 軽油タンク基礎の新設地盤改良体及び既設地盤改良体

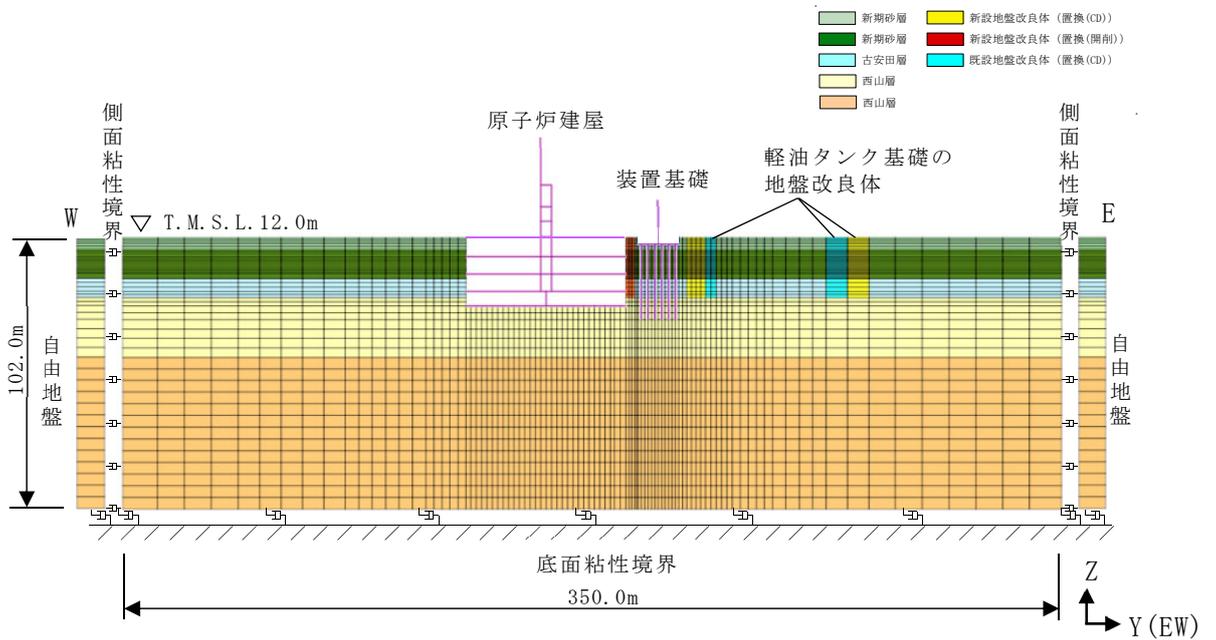
### 2.4 解析モデル

解析モデルを図2-3に示す。解析モデルは、建物・構築物、杭及び地盤の相互作用を考慮した2次元FEMモデルとし、解析領域は水平方向350m、鉛直方向102m (T. M. S. L. 12.0m~T. M. S. L. -90.0m) とする。装置基礎は一軸多質点系モデル、杭ははり要素、原子炉建屋は多軸多質点系モデルとする。原地盤及び地盤改良体はシェル要素でモデル化し、解析領域の境界部においては、側面にエネルギー逸散効果を、底面に半無限性を考慮するために粘性境界を設ける。

なお、軽油タンク基礎については地盤改良体に囲まれた杭基礎構造物であり、同じく地盤改良体に囲まれた杭基礎構造物である装置基礎の応答に及ぼす影響は小さいと考えられるため、ケース9 (隣接考慮) では軽油タンク基礎本体を考慮せず、軽油タンク基礎の周辺に施工する地盤改良体のみ考慮する。



(a) ケース 8 (隣接非考慮)



(b) ケース 9 (隣接考慮)

図 2-3 解析モデル

#### 2.4.1 建屋のモデル化

装置基礎及び原子炉建屋の物性値を表2-2に示す。装置基礎の物性値は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」に示す地震応答解析モデルと同様とし、原子炉建屋の物性値はV-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析モデルと同様とする。

装置基礎の解析モデルは、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」と同様に一軸多質点系の曲げせん断棒モデルとし、基礎スラブ下端の質点と側面地盤の間には無質量剛はり要素を設定する。

装置基礎の解析モデル諸元は、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」に示す地震応答解析モデル（EW方向）で設定した値を用いる。

原子炉建屋の解析モデルを図2-4に示す。原子炉建屋の解析モデルは、V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」と同様に多軸多質点系の曲げせん断棒モデルとし、基礎スラブ下端の質点と側面地盤の間には無質量剛はり要素を設定する。また、地下外壁部の質点と側面地盤の間には無質量剛はり要素を設定する。

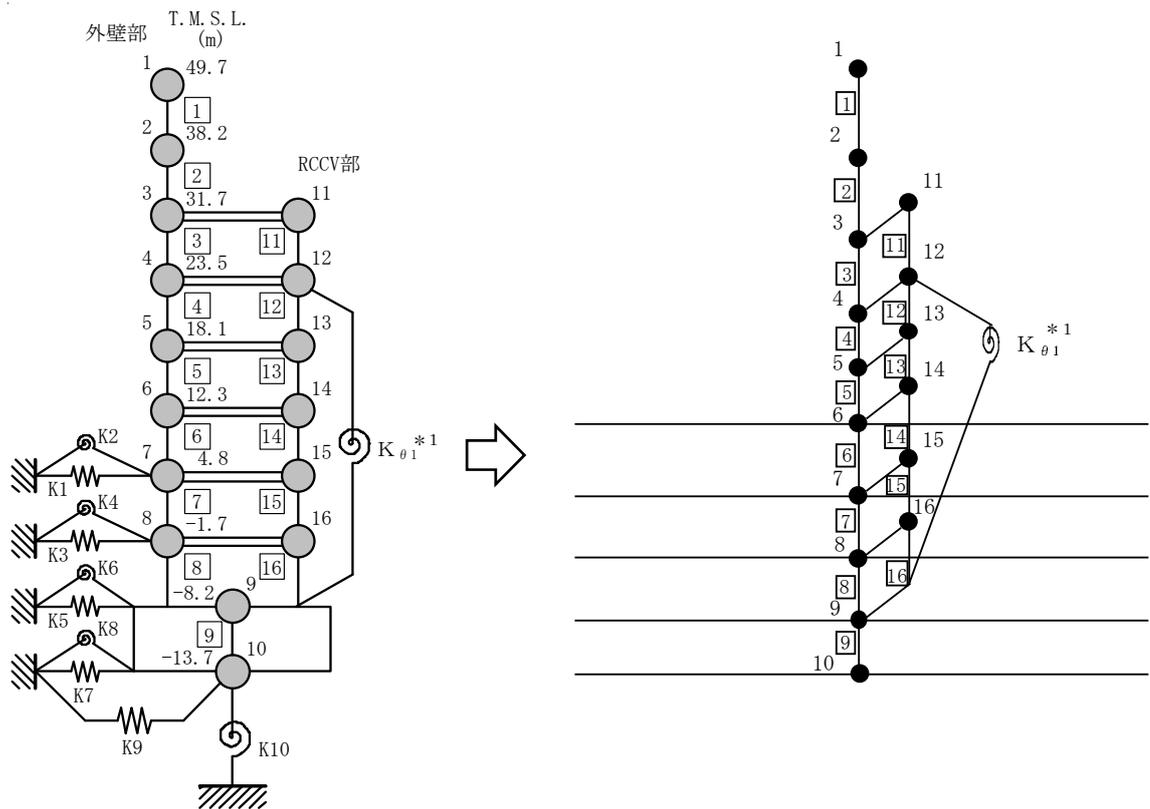
原子炉建屋の解析モデル諸元を表2-3に示す。原子炉建屋の解析モデル諸元は、V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析モデルの諸元に対して、面外方向（NS方向）の奥行幅比（装置基礎奥行幅／原子炉建屋奥行幅）を乗じた値とする。

装置基礎の基礎スラブ下端の無質量剛はり要素と原地盤の間にはすべりを考慮したジョイント要素及び水平自由度の多点拘束は設定せず、剥離・接触のみを考慮したジョイント要素を設定する。原子炉建屋の基礎スラブ下端の無質量剛はり要素と原地盤の間は水平自由度において多点拘束を設定するとともに、鉛直方向には剥離・接触を考慮したジョイント要素を設定する。原子炉建屋の質点7～9の無質量剛はり要素の端部と原地盤又は地盤改良体の間は、V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析モデルの側面地盤ばねと同様の効果を考慮するためにピン接合とする。また、質点6の無質量剛はり要素の端部と地表面（T.M.S.L. 12.0m）の原地盤又は地盤改良体の間にはすべりを考慮したジョイント要素及び鉛直自由度の多点拘束は設定せず、剥離・接触のみを考慮したジョイント要素を設定する。これにより、ケース9（隣接考慮）において原子炉建屋の応答が表層付近の地盤改良体を介して装置基礎の応答に及ぼす影響を保守的に考慮する。

表 2-2 装置基礎及び原子炉建屋の物性値

建物・構築物	部位	使用材料	ヤング係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	せん断弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	減衰定数 h (%)	ポアソン比 ν
装置基礎	耐震壁 基礎スラブ	コンクリート： F <sub>c</sub> = 24 (N/mm <sup>2</sup> ) 鉄筋：SD345	2.27 × 10 <sup>4</sup>	9.45 × 10 <sup>3</sup>	5	0.2
	場所打ち鋼管 コンクリート杭	コンクリート： F <sub>c</sub> = 24 (N/mm <sup>2</sup> )	2.27 × 10 <sup>4</sup>	9.45 × 10 <sup>3</sup>	3	0.2
		鋼管：SKK490 φ 1200mm × t25mm	2.05 × 10 <sup>5</sup>	7.90 × 10 <sup>4</sup>		0.3
原子炉 建屋	建屋部	コンクリート*： σ <sub>c</sub> = 43.1 (N/mm <sup>2</sup> ) (σ <sub>c</sub> = 440kgf/cm <sup>2</sup> ) 鉄筋：SD35 (SD345相当)	2.88 × 10 <sup>4</sup>	1.20 × 10 <sup>4</sup>	5	0.2
	基礎スラブ	コンクリート*： σ <sub>c</sub> = 39.2 (N/mm <sup>2</sup> ) (σ <sub>c</sub> = 400kgf/cm <sup>2</sup> ) 鉄筋：SD35 (SD345相当)	2.79 × 10 <sup>4</sup>	1.16 × 10 <sup>4</sup>	5	0.2

注記\*：実強度に基づくコンクリート強度。



(a) スウェイ・ロッキングモデル\*2

(b) 2次元 FEM モデル

注記\*1：RCCV 回転ばねを示す。

\*2：V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」の地震応答解析モデルを示す。

注1：外壁部の質点左上及び RCCV 部の質点右上の数字は質点番号を、□内の数字は部材番号を示す。

注2：2次元 FEM モデルの外壁部（質点1～10）と RCCV 部（質点11～16）は同一平面上にモデル化しているが、無質量剛はり要素を地下外壁部の質点に設定することを示すために、本図では分けて表示している。

図 2-4 原子炉建屋の解析モデル

表 2-3 原子炉建屋の解析モデル諸元

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_G$ ( $\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}^2$ )	部材番号	せん断 断面積 $A_s$ ( $\text{m}^2$ )	断面二次 モーメント $I$ ( $\text{m}^4$ )	質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_G$ ( $\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}^2$ )	部材番号	せん断 断面積 $A_s$ ( $\text{m}^2$ )	断面二次 モーメント $I$ ( $\text{m}^4$ )
1	10190	37.9	□1	14.1	7700	11	22260	69.1	□11	56.5	1700
2	20770	77.4	□2	31.7	16100	12	44510	122.4	□12	57.5	6000
3	23100	77.2	□3	44.5	22700	13	27870	87.8	□13	53.5	6000
4	17350	71.1	□4	34.0	21100	14	52050	116.9	□14	39.2	6000
5	12950	54.4	□5	43.0	23900	15	32880	111.6	□15	46.5	5500
6	20280	82.7	□6	46.3	29600	16	35820	105.7	□16	42.4	6100
7	19780	81.7	□7	54.6	32000						
8	20440	83.7	□8	66.9	33800						
9	88340	268.1	□9	870.2	257600						
10	55730	166.2									
合計	504320										

注1：RCCV 回転ばね  $K_{\theta 1} 5.08 \times 10^9$  ( $\text{kN} \cdot \text{m}/\text{rad}$ )

注2：面外方向の奥行幅比を乗じた値を示す。

#### 2.4.2 杭のモデル化

杭ははり要素でモデル化し、基礎スラブ下端の無質量剛はり要素と剛接合する。杭の断面性能、杭の曲げモーメントー軸力相関及び曲率関係は、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」に示す地震応答解析モデルの設定に対して、2次元FEMにおける面外方向の杭本数（4本）を考慮した値として設定する。

杭と原地盤の境界は、V-2-2-13「格納容器圧力逃がし装置の地震応答計算書」と同様のジョイント要素を設定する。

#### 2.4.3 原地盤及び地盤改良体のモデル化

地盤は水平成層地盤とし、原地盤及び地盤改良体はシェル要素でモデル化する。地盤定数は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」と同様に算定した等価地盤物性値とする。ここで、地盤改良体の初期地盤物性値及びひずみ依存特性は表2-4のとおり設定する。なお、同表に示す単位体積重量及びせん断波速度は、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」と同様に改良率を考慮して算定した値である。

弾性設計用地震動S<sub>d</sub>に対する地盤定数を表2-5に示す。

地盤改良体と原地盤の境界は、V-2-2-13「格納容器圧力逃がし装置の地震応答計算書」と同様のジョイント要素を設定する。

表 2-4 地盤改良体の物性値

(a) 新設地盤改良体

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V <sub>s</sub> (m/s)	単位体積 重量 γ <sub>t</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン 比 ν	G/G <sub>0</sub> ~γ	h~γ (%)
+12.0	置換 (CD)	800	17.9	0.302	1/(1+10.1γ <sup>1.21</sup> )	γ/(0.172γ+0.00783) +0.401
-3.5	置換 (開削)	840	18.1	0.302	1/(1+10.1γ <sup>1.21</sup> )	γ/(0.172γ+0.00783) +0.401
-3.5	置換 (CD)	800	18.0	0.302	1/(1+10.1γ <sup>1.21</sup> )	γ/(0.172γ+0.00783) +0.401
-10.6	置換 (開削)	840	18.1	0.302	1/(1+10.1γ <sup>1.21</sup> )	γ/(0.172γ+0.00783) +0.401

注：γはせん断ひずみ(%)を表す

(b) 既設地盤改良体

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V <sub>s</sub> (m/s)	単位体積 重量 γ <sub>t</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン 比 ν	G/G <sub>0</sub> ~γ	h~γ (%)
+12.0 -3.5	置換 (CD)	1250	17.9	0.302	1/(1+10.1γ <sup>1.21</sup> )	γ/(0.172γ+0.00783) +0.401
-3.5 -10.6	置換 (CD)	1240	18.0	0.302	1/(1+10.1γ <sup>1.21</sup> )	γ/(0.172γ+0.00783) +0.401

注：γはせん断ひずみ(%)を表す

表 2-5 地盤定数 (Sd-1)

(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 $\gamma_t$ ( $\text{kN/m}^3$ )	ポアソン比 $\nu$	せん断 弾性係数 $G$ ( $\text{kN/m}^2$ )	初期せん断 弾性係数 $G_0$ ( $\text{kN/m}^2$ )	剛性 低下率 $G/G_0$	減衰 定数 $h$ (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	16900	36900	0.46	16
+7.3		200	16.1	0.308	15700	65700	0.24	24
-3.5	古安田層	330	17.3	0.462	124000	192000	0.65	4
-10.6	西山層	490	17.0	0.451	403000	416000	0.97	3
-33.0		530	16.6	0.446	456000	475000	0.96	3
-90.0		590	17.3	0.432	583000	614000	0.95	3
-136.0		650	19.3	0.424	798000	832000	0.96	3
-155.0	椎谷層	720	19.9	0.416	1050000	1050000	1.00	—

(b) 新設地盤改良体 (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 $\gamma_t$ ( $\text{kN/m}^3$ )	ポアソン比 $\nu$	せん断 弾性係数 $G$ ( $\text{kN/m}^2$ )	初期せん断 弾性係数 $G_0$ ( $\text{kN/m}^2$ )	剛性 低下率 $G/G_0$	減衰 定数 $h$ (%)
+12.0	新設地盤改良体 (置換 (CD))	800	17.9	0.302	1140000	1170000	0.98	0
+7.3		800	17.9	0.302	1140000	1170000	0.98	0
-3.5 -10.6		800	18.0	0.302	1130000	1170000	0.97	1

注：T. M. S. L. -10.6m 以深は原地盤の値を採用する

(c) 新設地盤改良体 (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 $\gamma_t$ ( $\text{kN/m}^3$ )	ポアソン比 $\nu$	せん断 弾性係数 $G$ ( $\text{kN/m}^2$ )	初期せん断 弾性係数 $G_0$ ( $\text{kN/m}^2$ )	剛性 低下率 $G/G_0$	減衰 定数 $h$ (%)
+12.0	新設地盤改良体 (置換 (開削))	840	18.1	0.302	1290000	1310000	0.99	0
+7.3		840	18.1	0.302	1290000	1310000	0.99	0
-3.5 -10.6		840	18.1	0.302	1270000	1310000	0.97	1

注：T. M. S. L. -10.6m 以深は原地盤の値を採用する

(d) 既設地盤改良体 (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 $\gamma_t$ ( $\text{kN/m}^3$ )	ポアソン比 $\nu$	せん断 弾性係数 $G$ ( $\text{kN/m}^2$ )	初期せん断 弾性係数 $G_0$ ( $\text{kN/m}^2$ )	剛性 低下率 $G/G_0$	減衰 定数 $h$ (%)
+12.0	既設地盤改良体 (置換 (CD))	1250	17.9	0.302	2820000	2850000	0.99	0
+7.3		1250	17.9	0.302	2820000	2850000	0.99	0
-3.5 -10.6		1240	18.0	0.302	2790000	2820000	0.99	0

注：T. M. S. L. -10.6m 以深は原地盤の値を採用する

## 2.5 入力地震動

本検討に用いる入力地震動は、「工事計画に係る説明資料（耐震性に関する説明書）」のうち「隣接建屋の影響に関する検討」と同様とし、V-2-1-2「基準地震動S<sub>s</sub>及び弾性設計用地震動S<sub>d</sub>の策定概要」に示す解放基盤表面レベルに想定する設計用模擬地震波のうち、全周期帯の応答が大きく、耐震評価への影響も大きい弾性設計用地震動S<sub>d</sub>-1を用いる。弾性設計用地震動S<sub>d</sub>として作成した設計用模擬地震波の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルは、V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」に示す。入力地震動の算定方法は、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」と同様とする。設定した地盤定数に基づき算定した解析モデル底面位置（T. M. S. L. -90.0m）における入力地震動の加速度応答スペクトルを図2-5に示す。

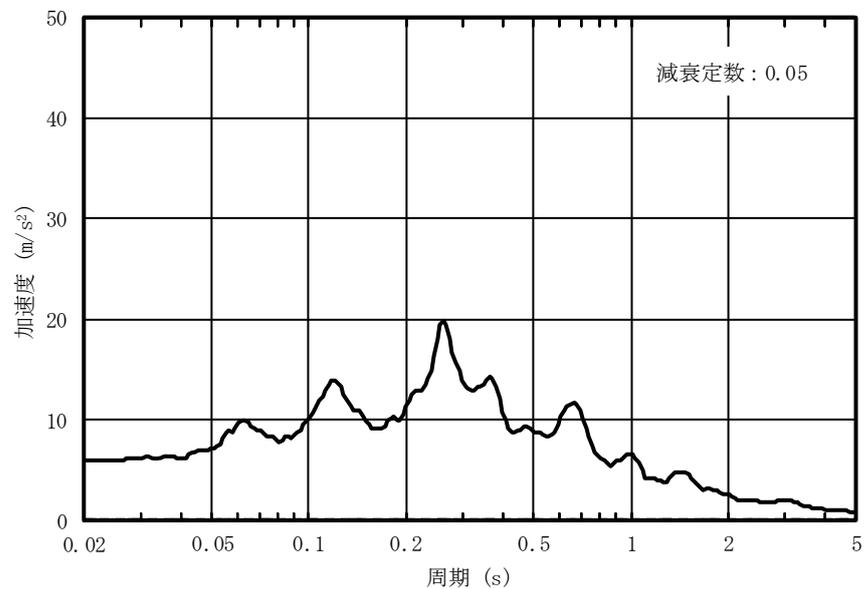


図 2-5 入力地震動の加速度応答スペクトル  
(S<sub>d</sub>-1, T. M. S. L. -90.0m, EW 方向)

### 3. 検討結果

#### 3.1 地震応答解析結果

隣接建屋の影響を考慮したSd-1による地震応答解析結果を図3-1～図3-4、表3-1～表3-3に示す。また、Sd-1におけるケース8（隣接非考慮）とケース9（隣接考慮）の床応答スペクトルを図3-5に示す。

建屋及び杭頭断面力の最大応答値について確認した結果、ケース9の応答値は、装置基礎の最大応答加速度及び杭の最大応答せん断力を除き、ケース8よりも小さくなった。応答比（ケース9／ケース8）は0.632（杭の最小軸力）～1.47（杭の最大せん断力）であり、隣接建屋の影響によって応答が増幅又は減少する効果があることを確認した。

装置基礎の最大応答加速度については、ケース9において装置基礎が原子炉建屋及び軽油タンク基礎の地盤改良体に拘束されることで、装置基礎のロッキング動が抑制されスウェイ動が主体となったため、質点番号2（T.M.S.L. 12.0m）でケース8よりも大きくなったと考えられる。

杭の最大応答せん断力については、図3-4に示すとおり杭頭で最大となる。その合計値は、表3-3に示すとおりケース9がケース8よりも小さくなった。杭のせん断力は地盤変形と上部構造の慣性力により生じるが、ケース9において、原子炉建屋が地盤改良体を介して装置基礎直下の原地盤の変形を強く拘束したこと、及び装置基礎の応答加速度が小さくなり上部構造の慣性力が小さくなったことがその原因と考えられる。また、各杭の最大応答せん断力は、表3-3に示すとおり端部の杭（ケース8では杭番号6、ケース9では杭番号1）で最も大きくなり、ケース9がケース8を上回る結果となった。これは、ケース9において、原子炉建屋が地盤改良体を介して原子炉建屋側の杭周辺地盤の変形を強く拘束することで、各杭に生じるせん断力の負担率が変わり、原子炉建屋側の杭（杭番号1）の負担するせん断力が大きくなったためと考えられる。

なお、装置基礎と原子炉建屋では基礎形式及び固有振動数の違いにより振動特性が異なるため、原子炉建屋の応答は装置基礎の応答を増幅させない結果となった。また、原子炉建屋が杭周辺地盤の変形を拘束する効果については、タービン建屋を考慮した場合でも変わらないことが想定される。このため、原子炉建屋の西側にあるタービン建屋を考慮しても、装置基礎の応答への影響はないと考えられる。

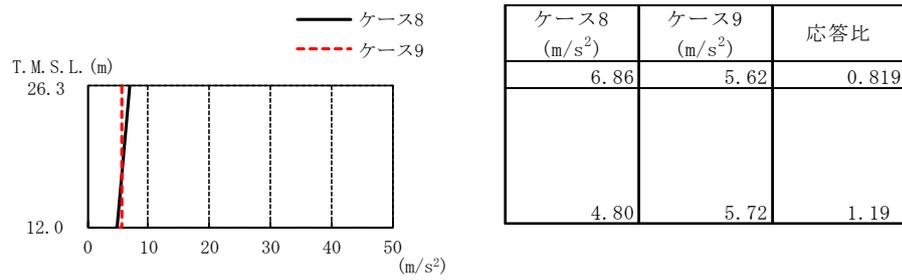


図3-1 最大応答加速度 (Sd-1, EW方向)

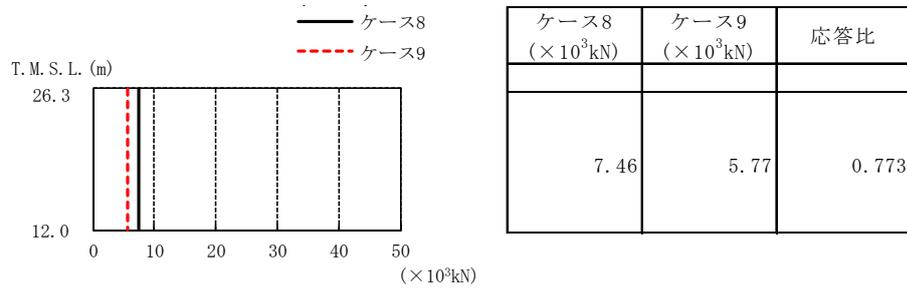


図3-2 最大応答せん断力 (Sd-1, EW方向)

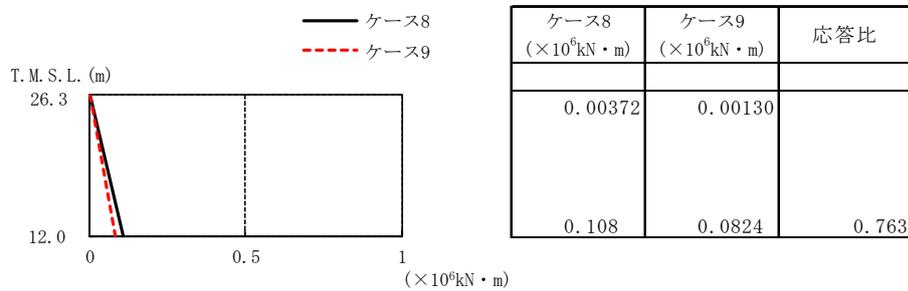


図3-3 最大応答曲げモーメント (Sd-1, EW方向)

表3-1 最大応答せん断ひずみ (Sd-1, EW方向)

標高 T. M. S. L. (m)	最大せん断ひずみ (×10 <sup>-3</sup> )		応答比
	ケース8	ケース9	
26.3~12.0	0.0279	0.0215	0.771

表3-2 杭頭断面力一覧

(a) 最大応答軸力

解析 ケース	ケース8		ケース9		応答比
	杭番号	Nmax ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Nmax ( $\times 10^3$ kN)	
Sd-1(EW)	1	4.62	1	3.35	0.725

注1：杭1本あたりの値を示す

注2：圧縮を正，引張を負とする

(b) 最小応答軸力

解析 ケース	ケース8		ケース9		応答比
	杭番号	Nmin ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Nmin ( $\times 10^3$ kN)	
Sd-1(EW)	6	-1.82	1	-1.15	0.632

注1：杭1本あたりの値を示す

注2：圧縮を正，引張を負とする

(c) 最大応答曲げモーメント

解析 ケース	ケース8			ケース9			応答比
	杭番号	N ( $\times 10^3$ kN)	Mmax ( $\times 10^4$ kN・m)	杭番号	N ( $\times 10^3$ kN)	Mmax ( $\times 10^4$ kN・m)	
Sd-1(EW)	6	-1.82	0.405	1	-1.15	0.380	0.938

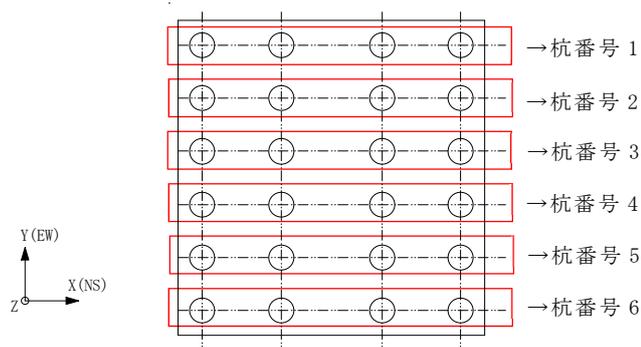
注1：杭1本あたりの値を示す

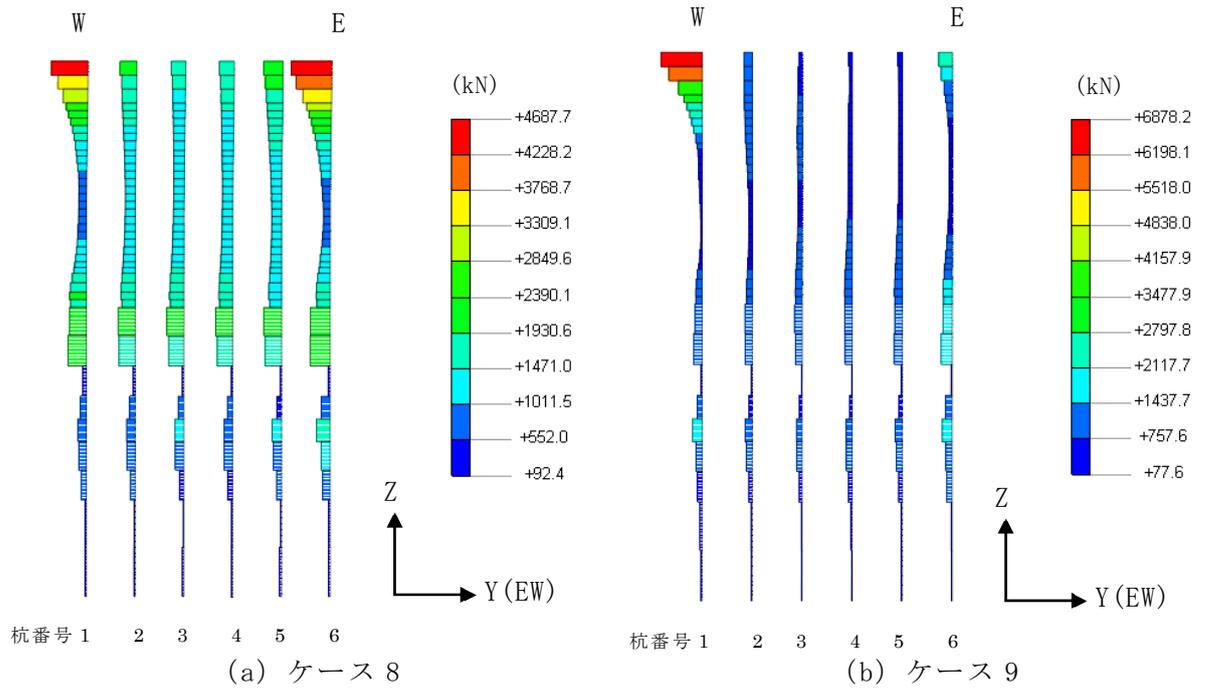
注2：Nは最大応答曲げモーメント発生時の軸力を示す

(d) 最大応答せん断力

解析 ケース	ケース8		ケース9		応答比
	杭番号	Qmax ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Qmax ( $\times 10^3$ kN)	
Sd-1(EW)	6	1.17	1	1.72	1.47

注：杭1本あたりの値を示す





注：面外方向に存在する杭（4本分）の合計値を示す。

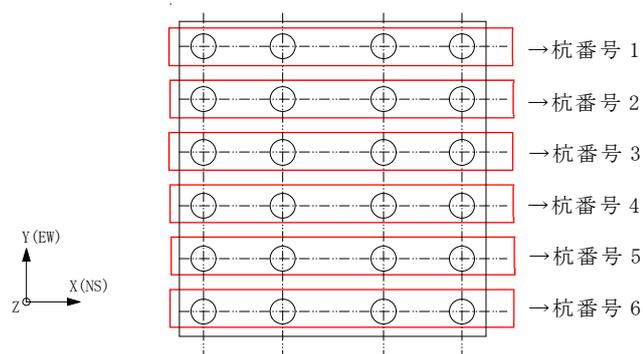


図3-4 杭の最大応答せん断力 (Sd-1, EW方向)

表 3-3 各杭の杭頭における最大応答せん断力 (Sd-1, EW 方向)

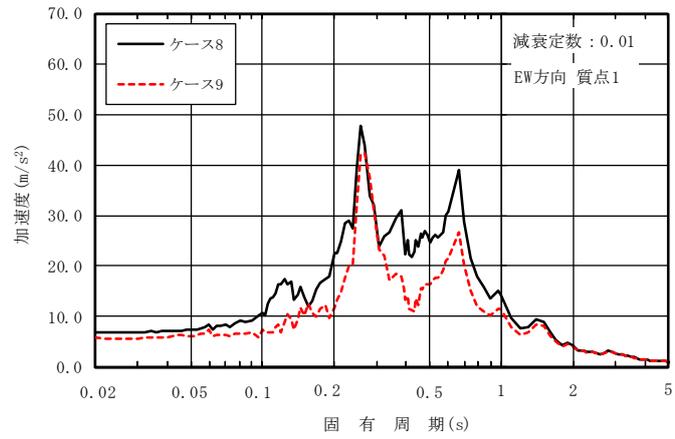
( $\times 10^3 \text{kN}$ )

杭番号	1	2	3	4	5	6	合計値
ケース 8	1.07 (0.258)	0.488 (0.118)	0.415 (0.100)	0.435 (0.105)	0.560 (0.135)	1.17 (0.283)	4.14
ケース 9	1.72 (0.551)	0.351 (0.113)	0.147 (0.047)	0.142 (0.046)	0.185 (0.059)	0.561 (0.180)	3.11

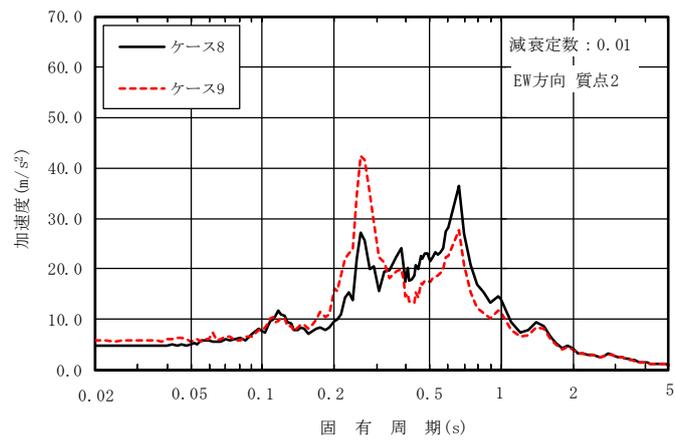
注1：杭1本あたりの値を示す。

注2：( ) 内は合計値に対する割合（負担率）を示す。

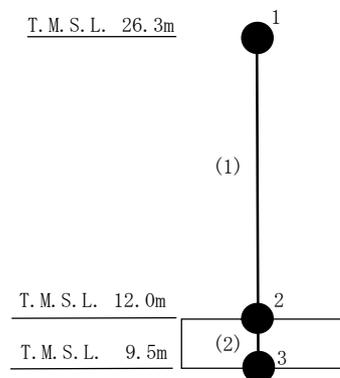
注3：ハッチングは最大応答値のうち最も大きい値を示す。



(a) 質点 1



(b) 質点 2



注：数字は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

図 3-5 床応答スペクトル比較 (Sd-1, EW 方向, h=0.01)

### 3.2 装置基礎の耐震評価に与える影響

耐震壁の評価では最大応答せん断ひずみ（表 3-1）の応答比を，基礎スラブの評価では上部構造から基礎スラブへ伝わる地震時反力を地震荷重として考慮することから，上部構造の最大応答せん断力（図 3-2）及び最大応答曲げモーメント（図 3-3）の応答比を用いるが，いずれの応答比も 1.00 を超えないことから，隣接建屋の影響を考慮しても耐震壁及び基礎スラブの耐震評価に影響を与えないことを確認した。

杭の評価では，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」に示す杭の検定値に，弾性設計用地震動 Sd-1 に対するケース 8 とケース 9 の応答比（ケース 9/ケース 8）を乗じた値が 1.00 を超えないことを確認する。表 3-2 に示す応答比のうち，鉛直支持力には最大応答軸力，引抜き抵抗力には最小応答軸力，曲げモーメントには最大応答曲げモーメント，せん断力には最大応答せん断力の応答比を用いる。この際，応答比が 1.00 を下回る場合は 1.00 とする。

隣接建屋の影響を考慮した杭の評価結果を表 3-4 に示す。応答比を考慮した検定値が 1.00 を超えないことから，隣接建屋の影響を考慮しても杭の耐震評価に影響を与えないことを確認した。

表3-4 隣接建屋の影響を考慮した杭の評価結果

評価項目	①検定値 (基準地震動 S <sub>s</sub> )	②応答比* (Sd-1)	応答比を乗じた値 (①×②)
鉛直支持力	0.434	1.00	0.434
引抜き抵抗力	0.583	1.00	0.583
曲げモーメント	0.898	1.00	0.898
せん断力	0.614	1.47	0.903

注記\*：応答比が1.00を下回る場合は1.00とする。

### 3.3 機器・配管系評価に与える影響

機器・配管系評価の検討フローを図 3-6 に示す。

装置基礎が内包する機器・配管系について、V-2-9-4-5-5-1「ドレン移送ポンプの耐震性についての計算書」、V-2-9-4-7-1-1「ドレンタンクの耐震性についての計算書」、V-2-9-4-7-1-2「管の耐震性についての計算書（格納容器圧力逃がし装置）」、V-2-9-4-7-1-3「フィルタ装置の耐震性についての計算書」及びV-2-9-4-7-1-4「よう素フィルタの耐震性についての計算書」に示す裕度（許容値／発生値）と応答比を比較し、隣接建屋の影響を考慮しても耐震評価に影響を与えないことを確認した。

以下に、配管と配管以外の機器に分けて影響検討の詳細を示す。

配管については、質点 1 から質点 2 にわたることから、各質点の設計用床応答曲線の包絡値又は設計用最大応答加速度の包絡値を用いて評価しているが、図 3-7 及び表 3-5 に示すとおり、いずれも質点 2 よりも質点 1 の値が大きいため、影響検討では質点 1 における応答比を確認した。

設計用床応答曲線を用いる配管は、適用する減衰定数（ $h=0.005, 0.02$ ）における応答比の最大値が、図 3-8 に示すとおり、1.10（ $h=0.005$ 、固有周期 0.28s）となり、一方で、最も裕度が小さい配管系の裕度が 1.23 であることから、全て裕度が応答比以上となることを確認した。なお、配管の一次固有周期は全て 0.12s 以下であるが、検討においては固有周期 0.05s～1.00s での応答比の最大値を用いた。

設計用最大応答加速度を用いる配管は、図 3-1 に示すとおり、質点 1 の応答比が 0.819 であり、全て裕度が応答比以上となることを確認した。

配管以外の機器（ドレンタンク、よう素フィルタ、フィルタ装置及びドレン移送ポンプ）については、全て剛構造であり、設計用最大応答加速度を用いて評価している。

ドレンタンク及びよう素フィルタについては、質点 1 の設計用最大応答加速度を用いているが、質点 1 の応答比が 0.819 であり、いずれも裕度が応答比以上となることを確認した。フィルタ装置及びドレン移送ポンプについては、設置高さである T.M.S.L. 12.7m における水平方向の設計用最大応答加速度を、質点 2 と質点 1 それぞれの設計用最大応答加速度から高さ方向で線形補間して算出し評価しているが、質点 1 の応答比が 0.819、質点 2 の応答比が 1.19 であり、フィルタ装置の最小裕度は 2.45、ドレン移送ポンプの最小裕度は 4.90 であるため、いずれも裕度が応答比以上となることを確認した。

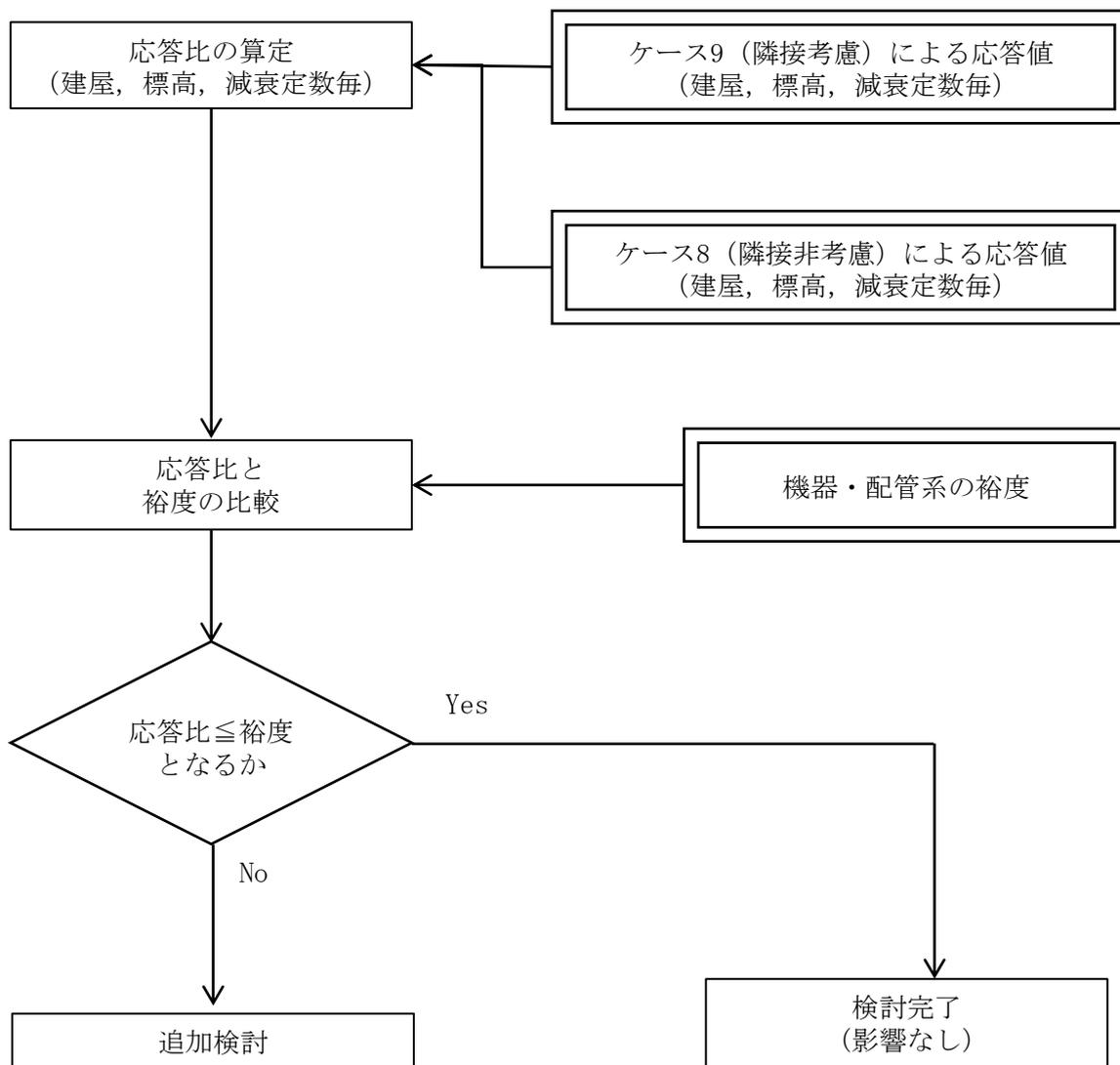
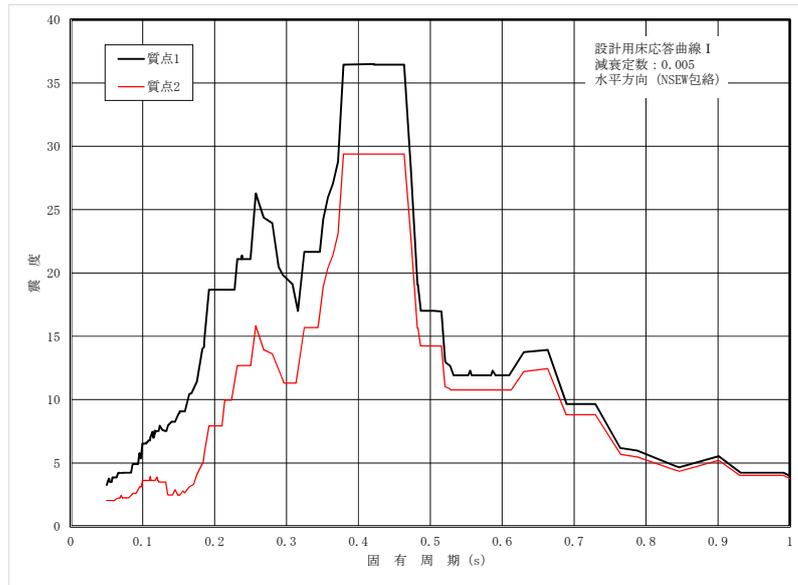
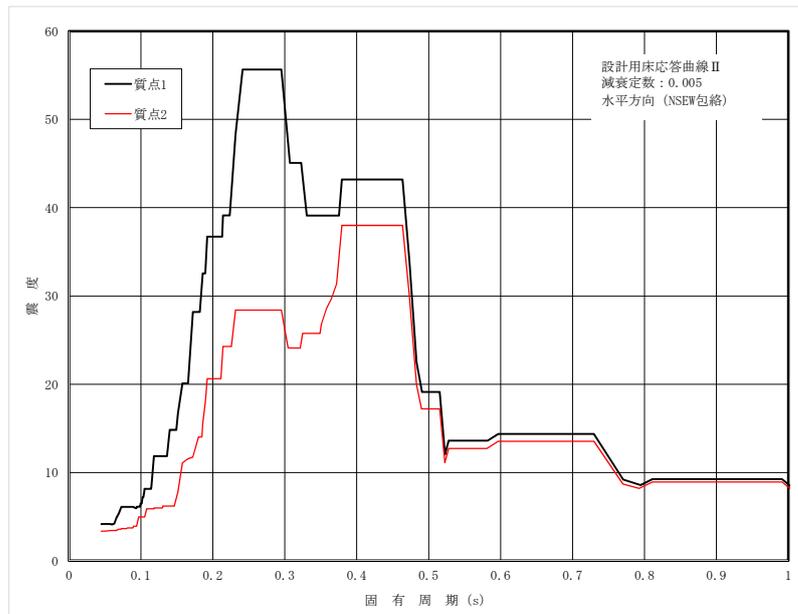


図 3-6 影響検討フロー

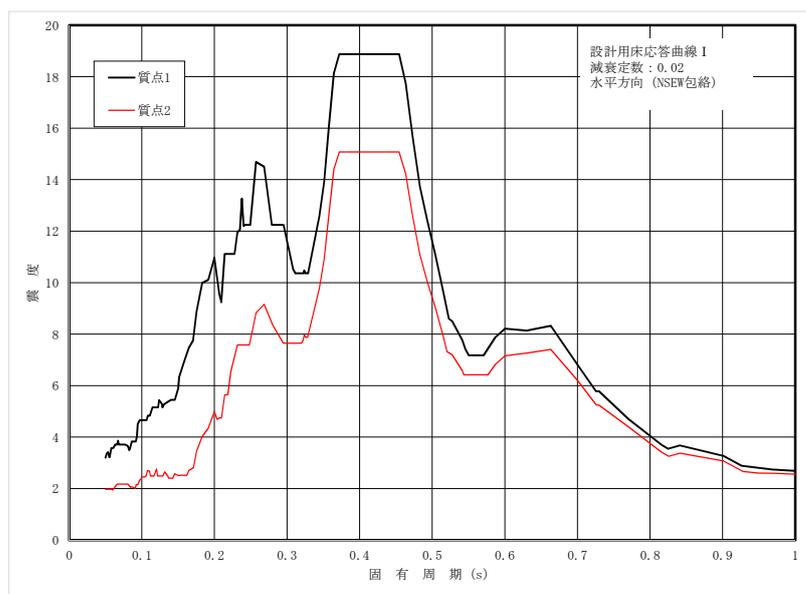


(a) 設計用床応答曲線 I (h=0.005)

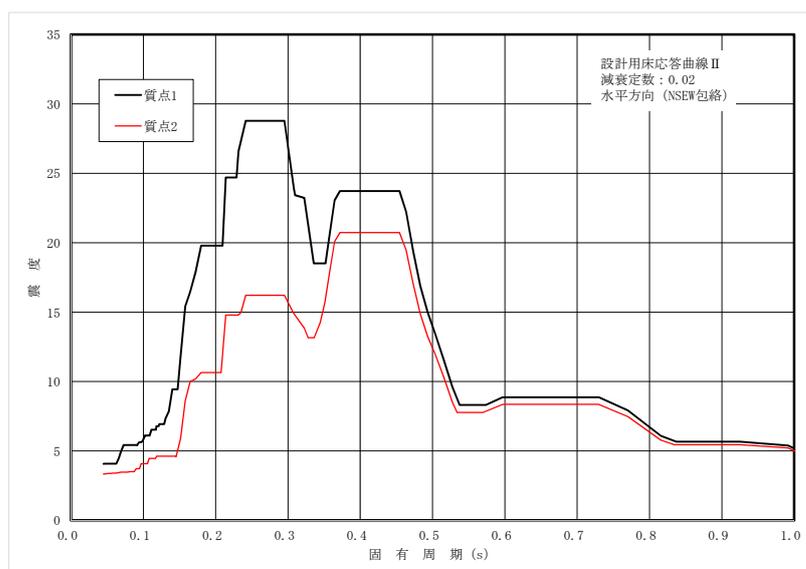


(b) 設計用床応答曲線 II (h=0.005)

図 3-7 質点 1 及び質点 2 の設計用床応答曲線の比較 (1/2)



(c) 設計用床応答曲線 I (h=0.02)

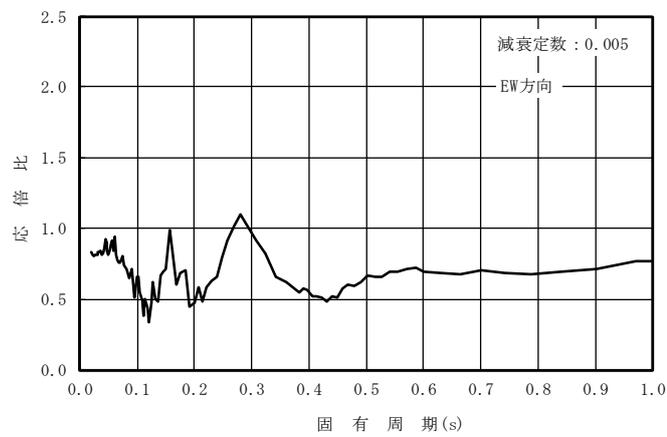


(d) 設計用床応答曲線 II (h=0.02)

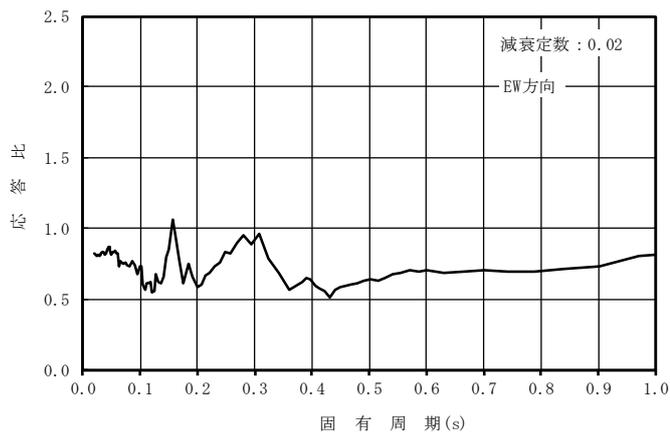
図 3-7 質点 1 及び質点 2 の設計用床応答曲線の比較 (2/2)

表 3-5 質点 1 及び質点 2 の設計用最大応答加速度の比較

構造物名	質点番号	標高 T. M. S. L. (m)	設計用最大応答 加速度 I	設計用最大応答 加速度 II
			S s	S s
			水平	水平
格納容器圧力 逃がし装置基礎	1	26.300	2.49	3.82
	2	12.000	1.80	3.12



(a)  $h=0.005$



(b)  $h=0.02$

図 3-8 応答比の算定結果 (Sd-1, 質点 1, EW 方向)

#### 4. まとめ

装置基礎を単独でモデル化する場合と、隣接建屋の配置を考慮してモデル化する場合について地震応答解析を実施し、両者の建屋応答、杭頭断面力及び床応答スペクトルを比較した。

建屋及び杭頭断面力の最大応答値について確認した結果、応答比（隣接考慮／隣接非考慮）は 0.632（杭の軸力）～1.47（杭のせん断力）であり、隣接建屋の影響によって応答が増幅又は減少する効果があることを確認した。また、応答比を考慮した評価結果が許容限界を下回ることから、隣接建屋の影響を考慮しても装置基礎の耐震評価に影響を与えないことを確認した。

装置基礎が内包する機器・配管系について、裕度（許容値／発生値）と応答比を比較し、全て裕度が応答比以上となることから、隣接建屋の影響を考慮しても機器・配管系の耐震評価に影響を与えないことを確認した。