

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

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。

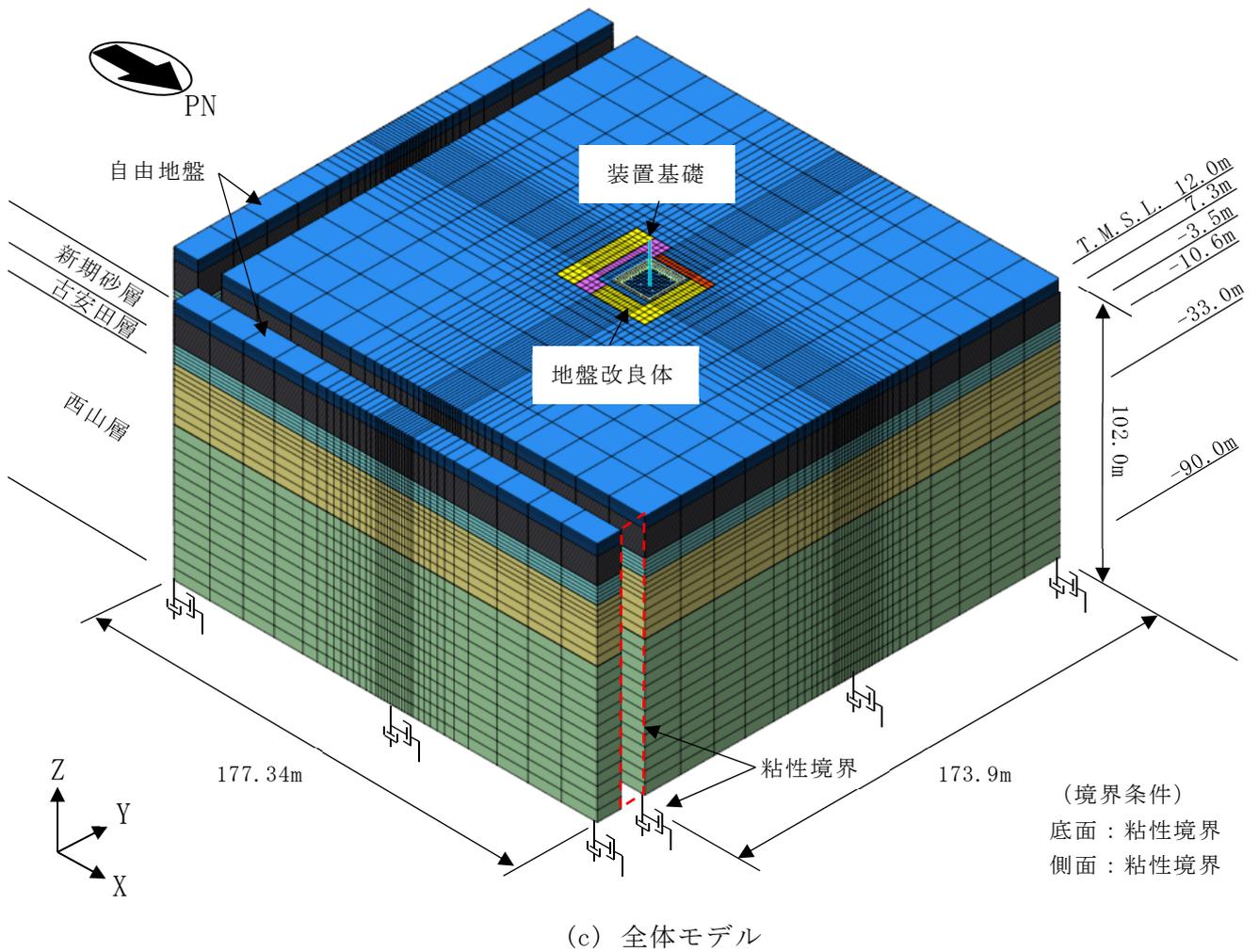
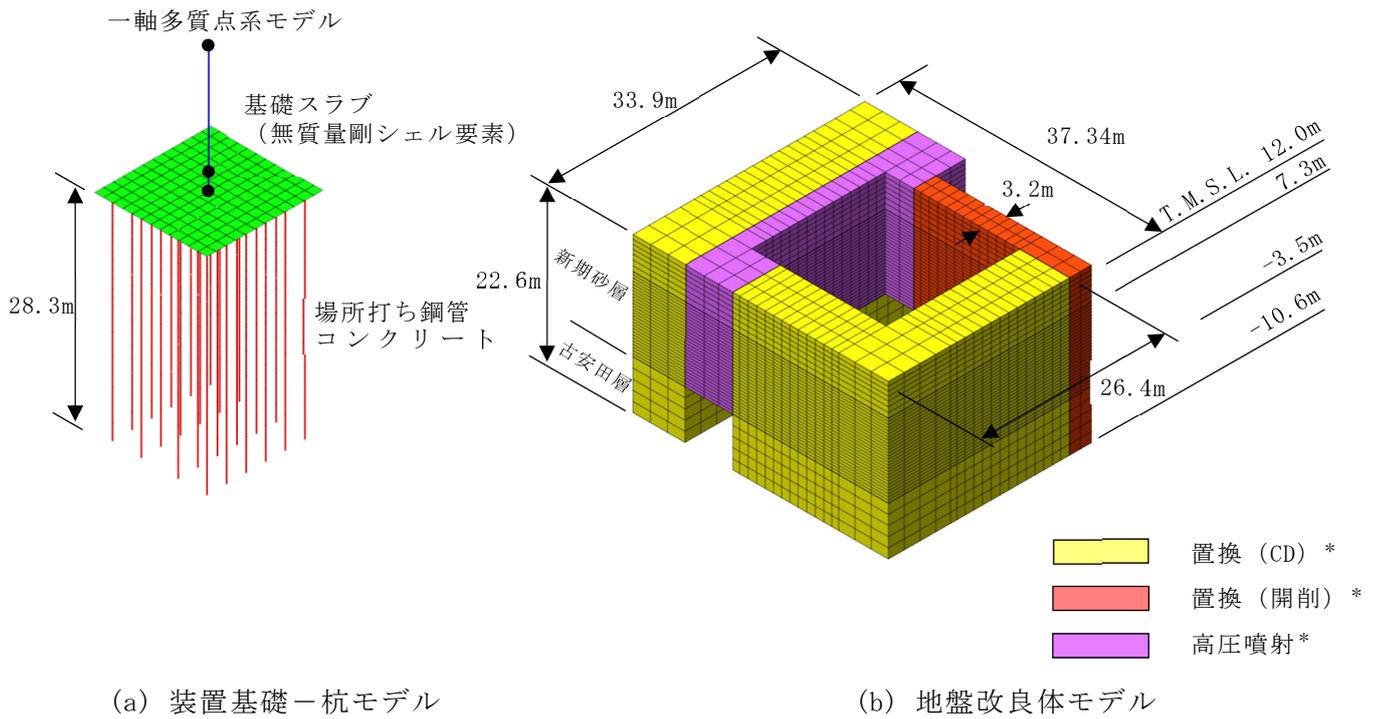
装置基礎のうちフィルタベント遮蔽壁（以下「遮蔽壁」という。）は一軸多質点系モデル、基礎スラブは一軸多質点系モデル及び無質量剛シェル要素でそれぞれモデル化する。また、杭ははり要素、原地盤及び地盤改良体はソリッド要素でそれぞれモデル化する。解析モデルの節点数は108993、要素数は105849である。

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

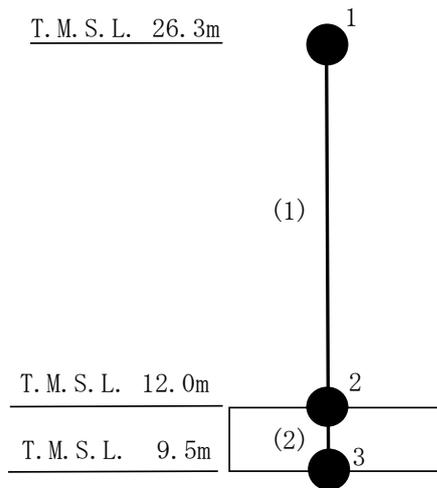
図 1-1 地震応答解析モデル (水平方向モデル・鉛直方向モデル共通)

## 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

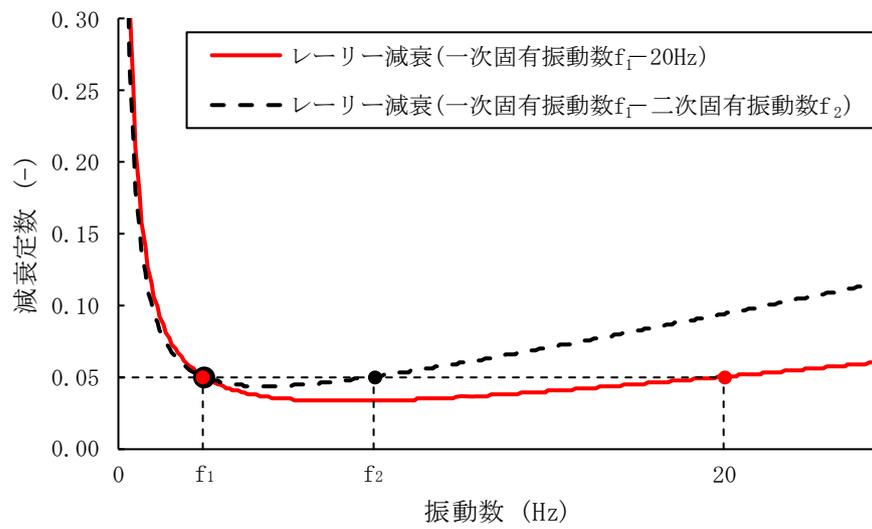


図 2-2 レーリー減衰の設定の概念図

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

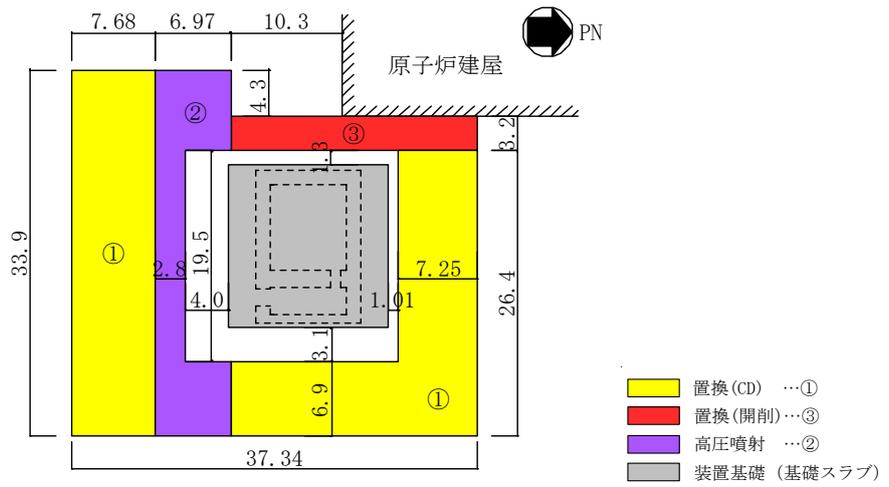
地盤改良工法の名称	工法概要
置換 (CD)	全周回転掘削機により地盤を必要深さまで掘削した後、流動化処理土を充填する工法
置換 (開削)	置換 (CD) と類似の工法で、狭隘部において小型建機を用いて地盤を必要深さまで掘削した後、流動化処理土を充填する工法
高圧噴射	セメントミルクとエアを高圧噴射して地盤とセメントミルクを攪拌混合する工法 (新期砂層のみ適用*)

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

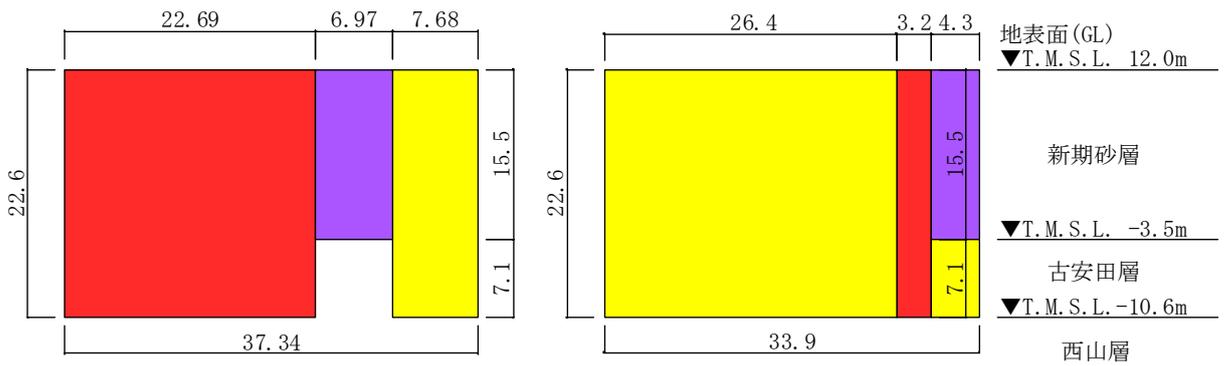
標高 T.M.S.L. (m)	地層	せん断波 速度 $V_s$ (m/s)	単位体積 重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン 比 $\nu$	$G/G_0 \sim \gamma$	$h \sim \gamma$ (%)
+12.0 ~ -3.5	置換 (CD)	800	17.9	0.302	$1/(1+10.1\gamma^{1.21})$	$\gamma/(0.172\gamma+0.00783)+0.401$
	置換 (開削)	840	18.1	0.302	$1/(1+10.1\gamma^{1.21})$	$\gamma/(0.172\gamma+0.00783)+0.401$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



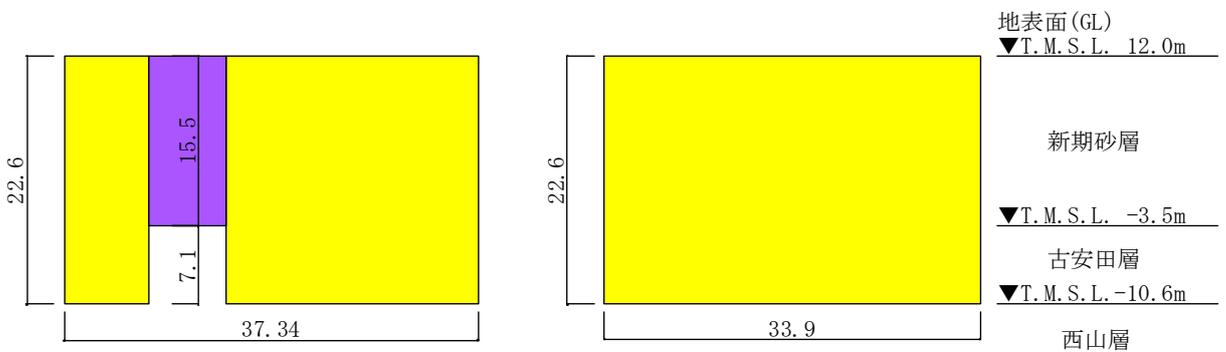
注：○印の番号は施工順序を示す。

(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。

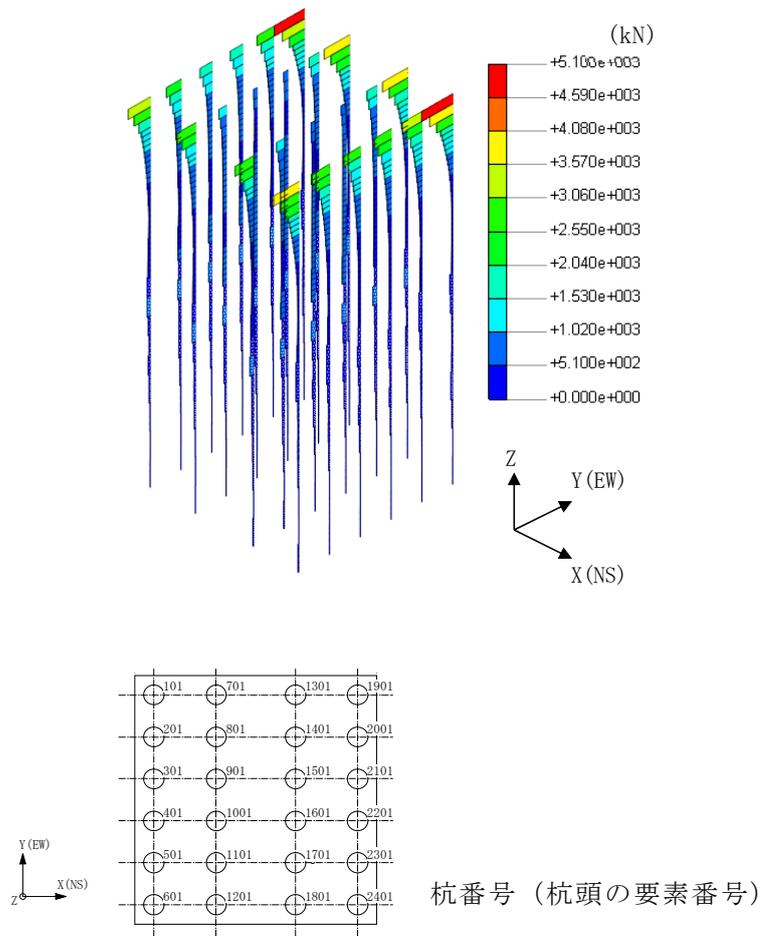


図 4-1 杭の最大応答せん断力 (基本ケース, Ss-1, EW 方向)

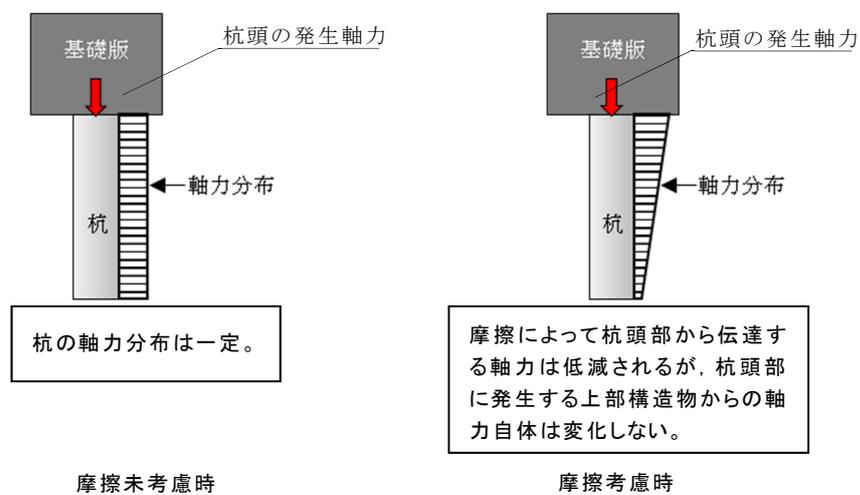


図 4-2 杭の軸力分布の概念図

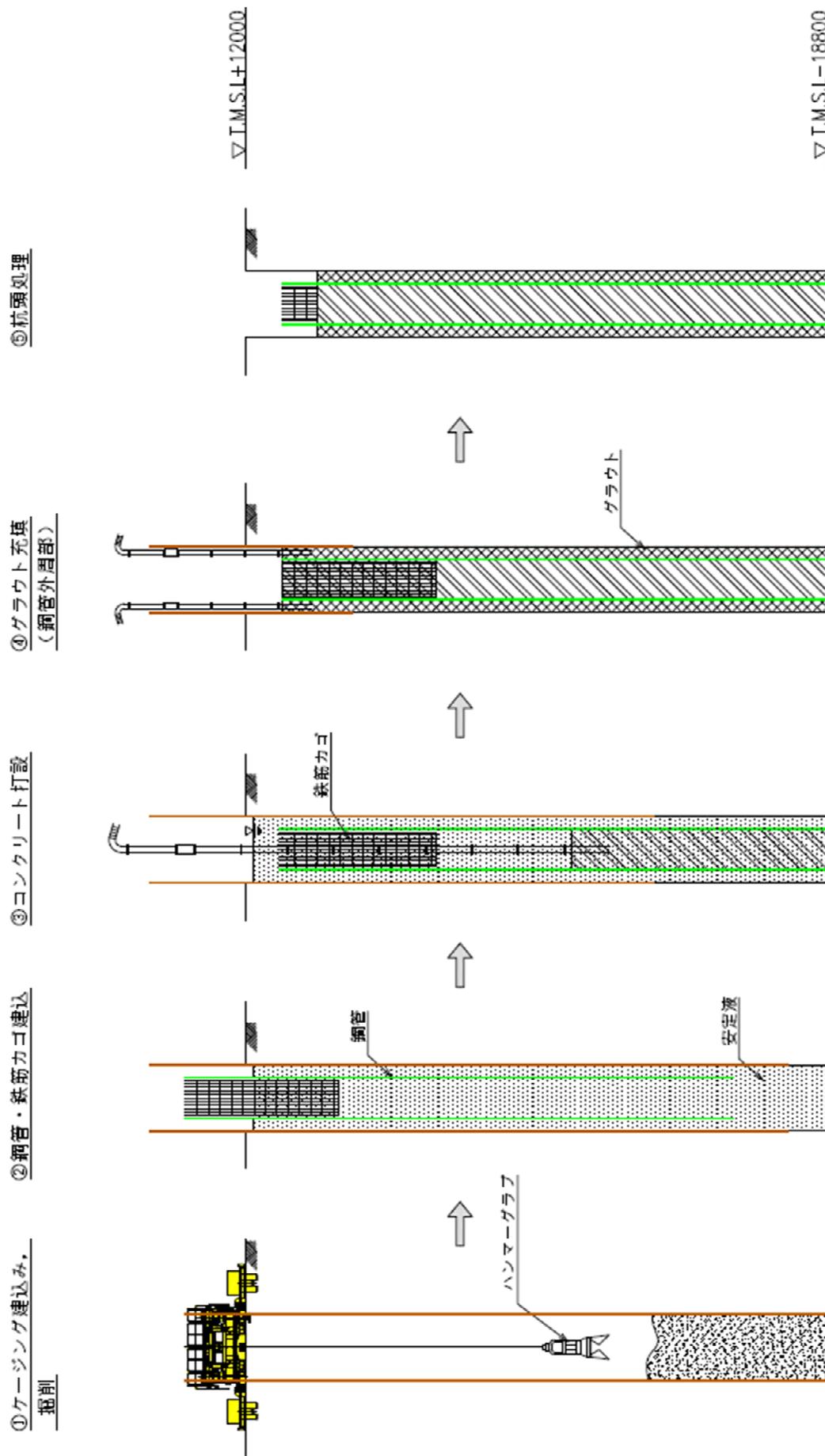
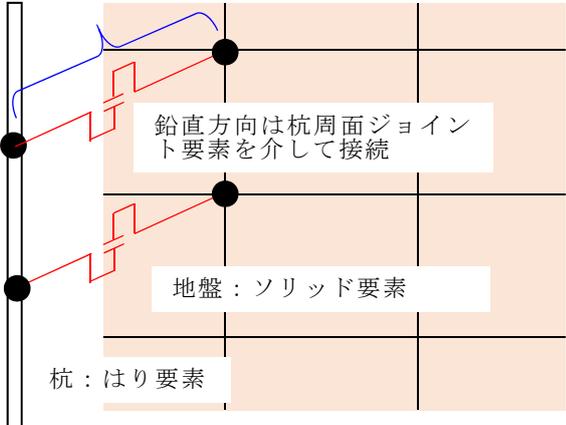
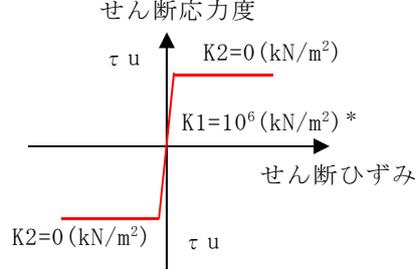
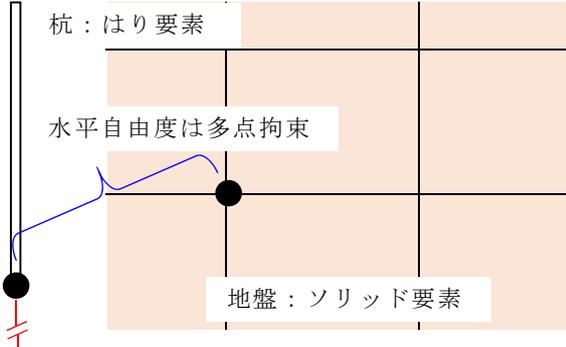
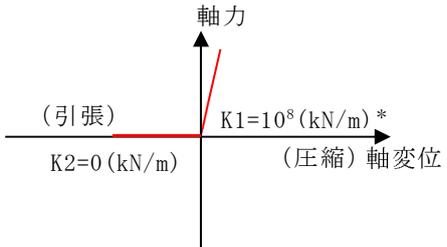


図 4-3 場所打ち鋼管コンクリート杭の施工手順

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>

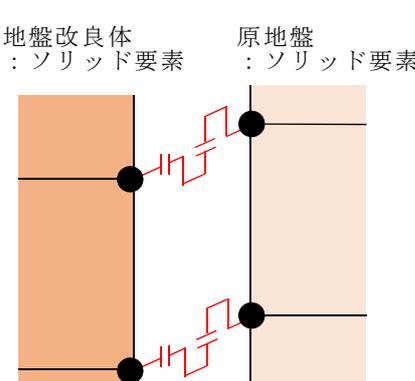
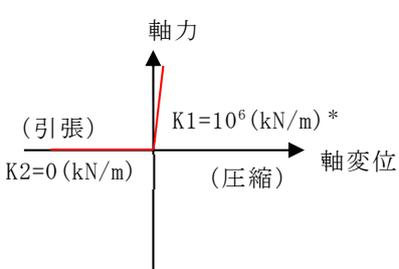
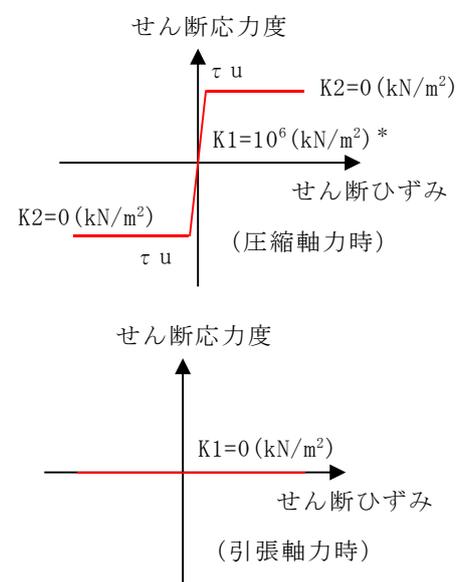
注記\*：ばね定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として設定する。

### 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

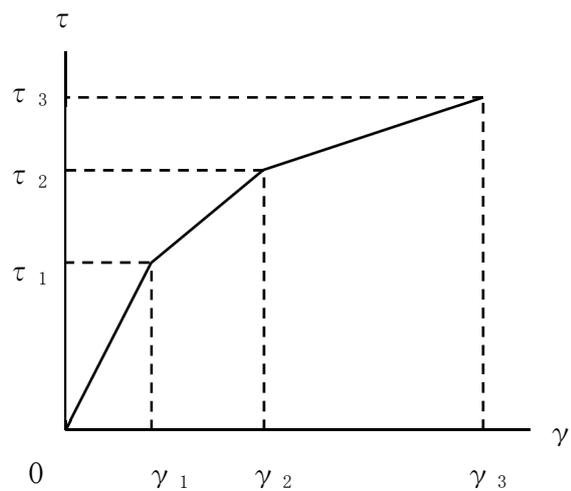
柏崎刈羽原子力発電所の格納容器圧力逃がし装置基礎（以下「装置基礎」という。）については、鉄筋コンクリート造の耐震壁を主体とした構造物である。このため、この構築物の地震応答解析においては、鉄筋コンクリート造耐震壁（以下「RC造耐震壁」という。）の非線形特性を考慮している。本資料は、このRC造耐震壁のせん断スケルトン曲線の設定について説明するものである。

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>)

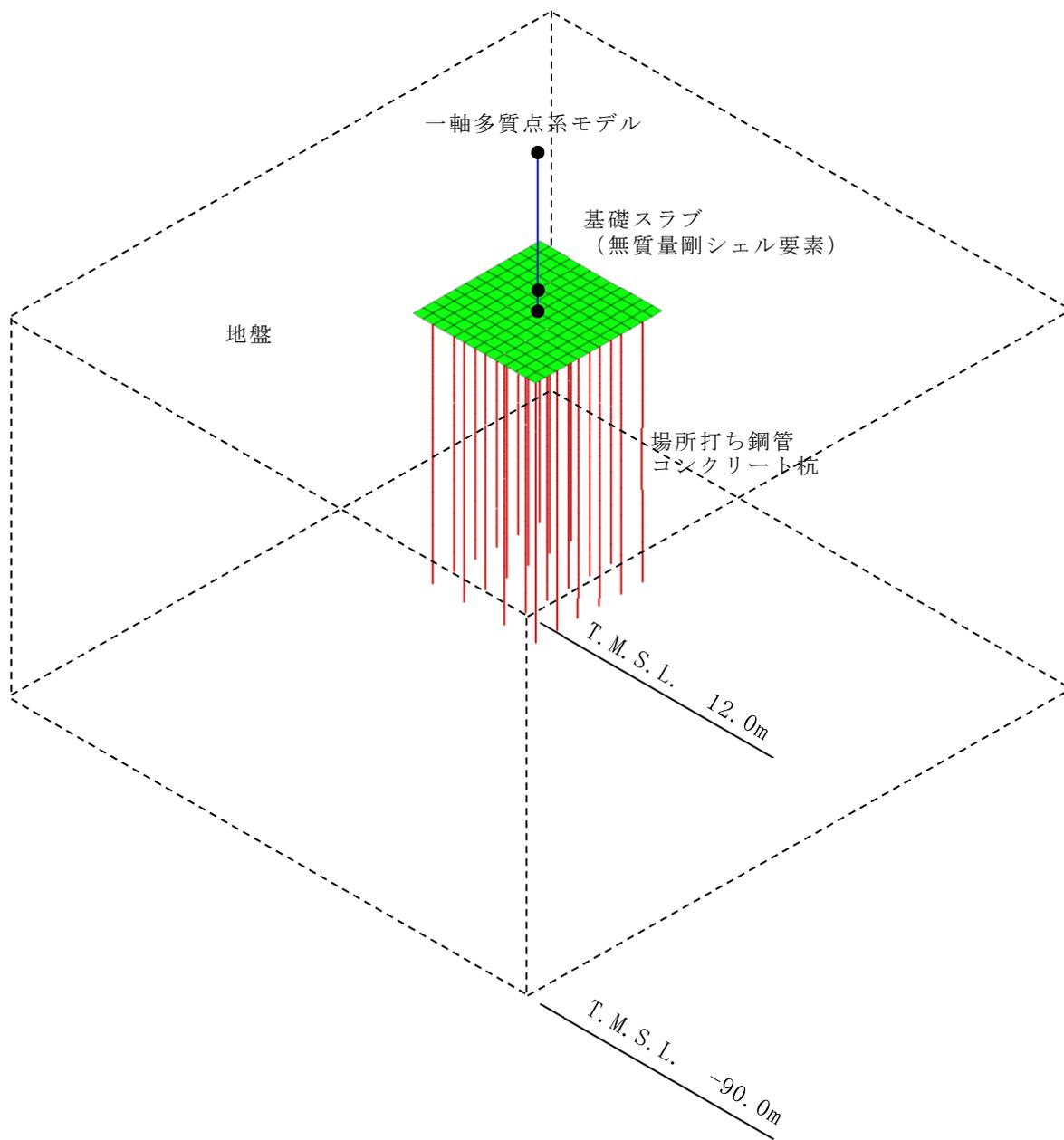
$M/(QD)$  : シアスパン比

### 3. せん断スケルトン曲線の設定について

#### 3.1 装置基礎

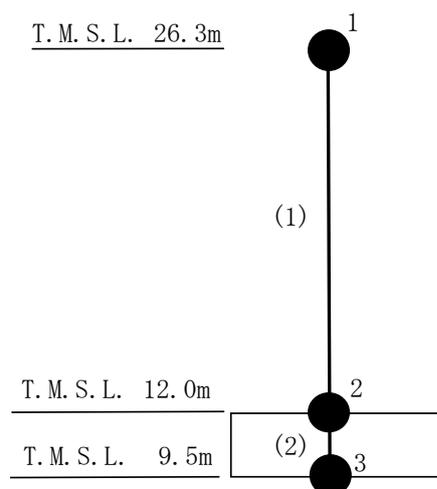
##### 3.1.1 水平方向モデル

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	(2)	220.5	3916
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	(2)	220.5	4189
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 s 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。

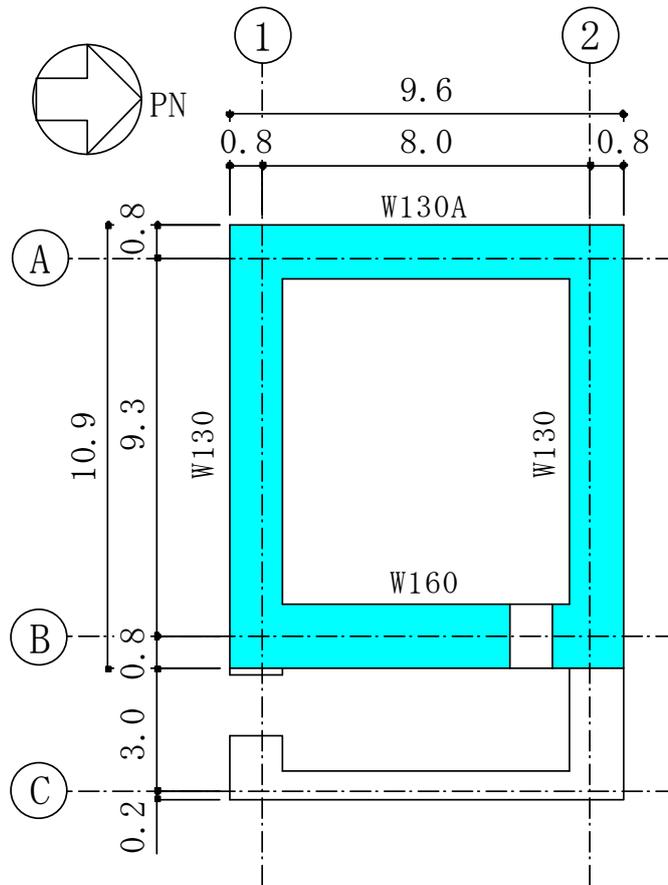
表3-6 せん断スケルトン曲線 ( $\tau - \gamma$  関係, 終局点)

(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。

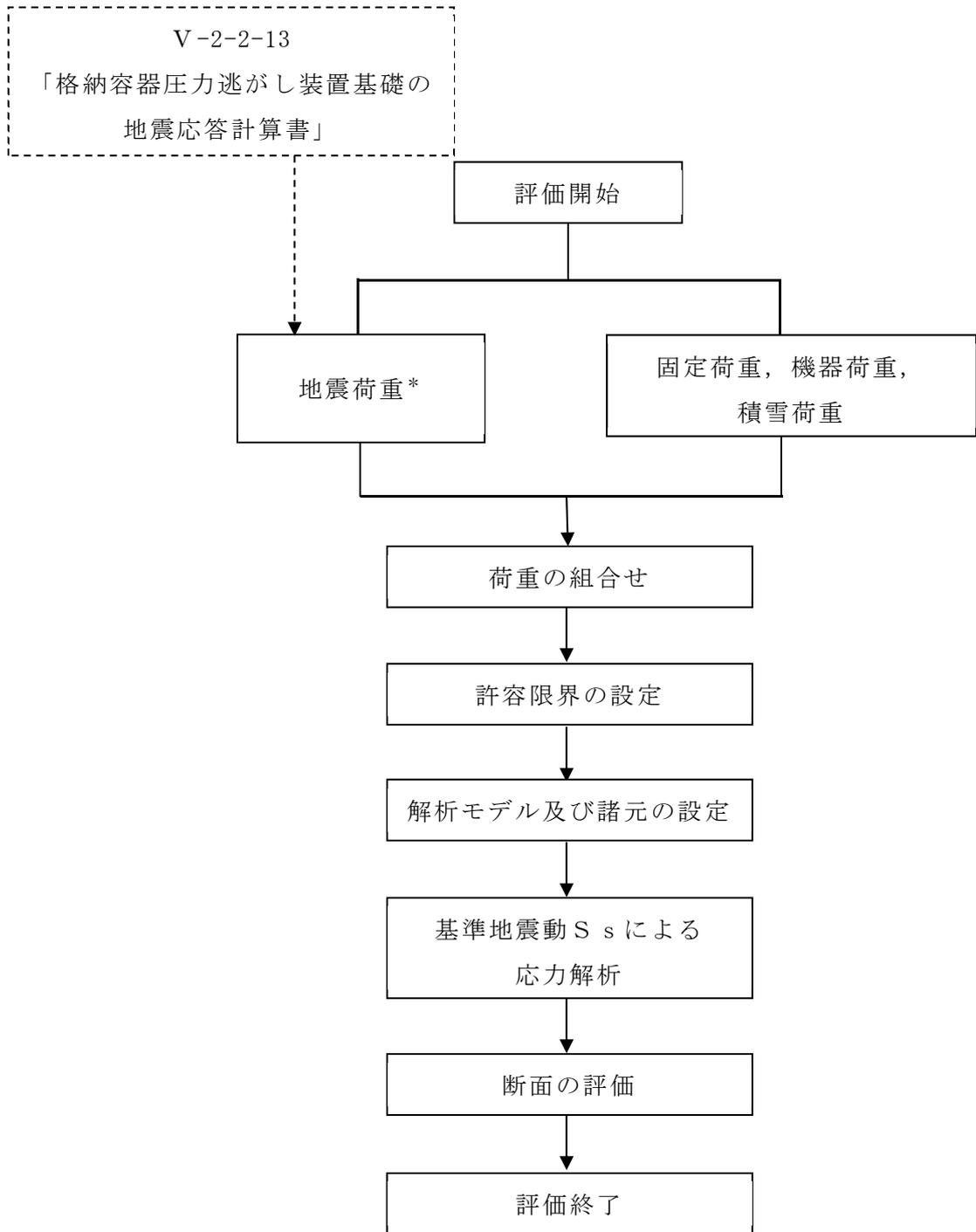
よって、建物・構築物の耐震評価において、設計用地震力に地盤剛性の不確かさを考慮する。

### 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%)	

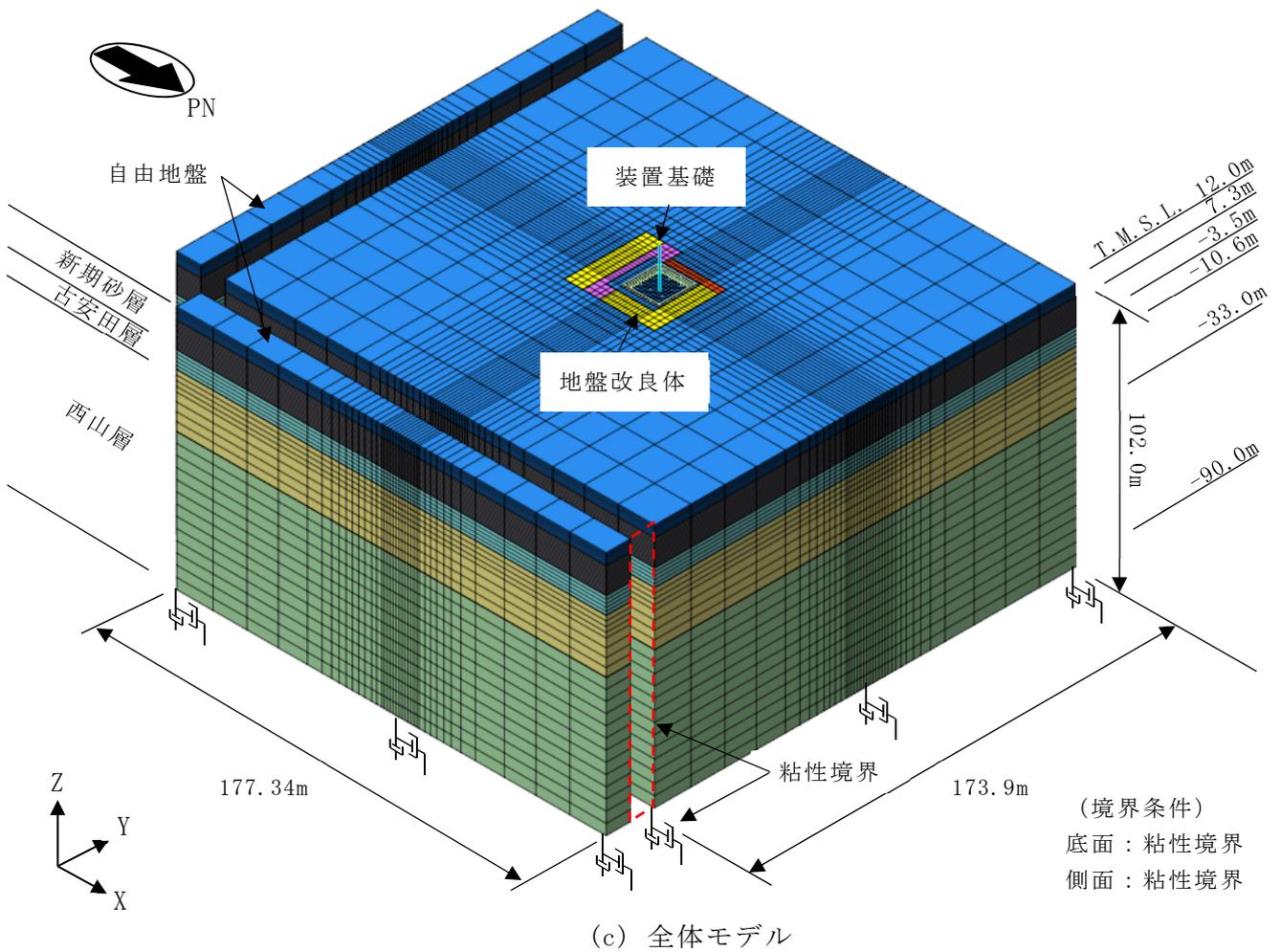
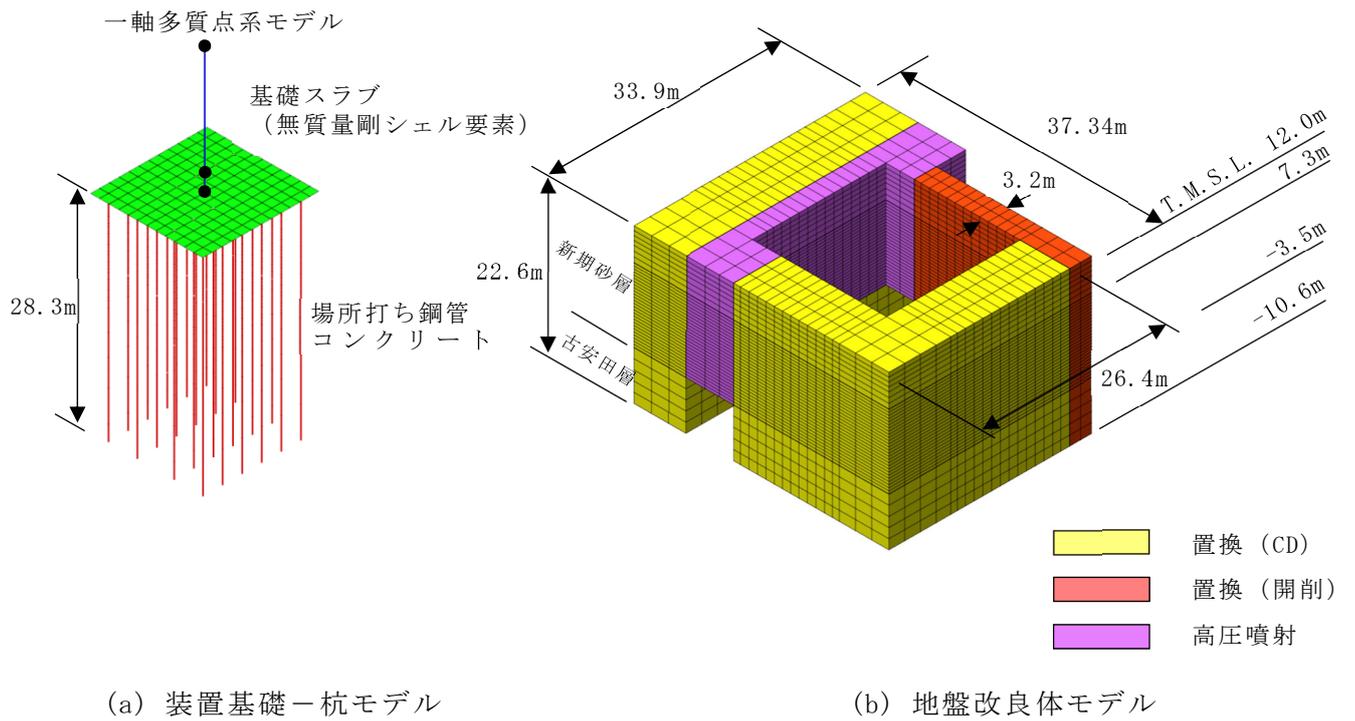
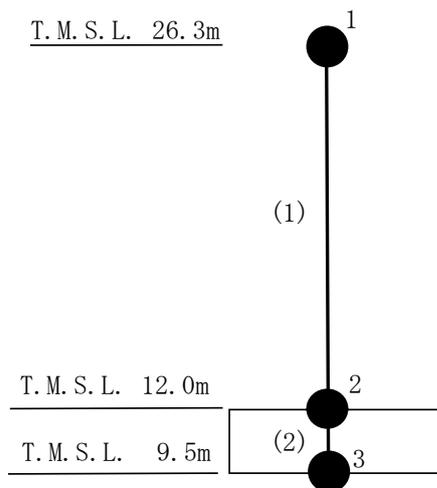


図 4-1 地震応答解析モデル



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。

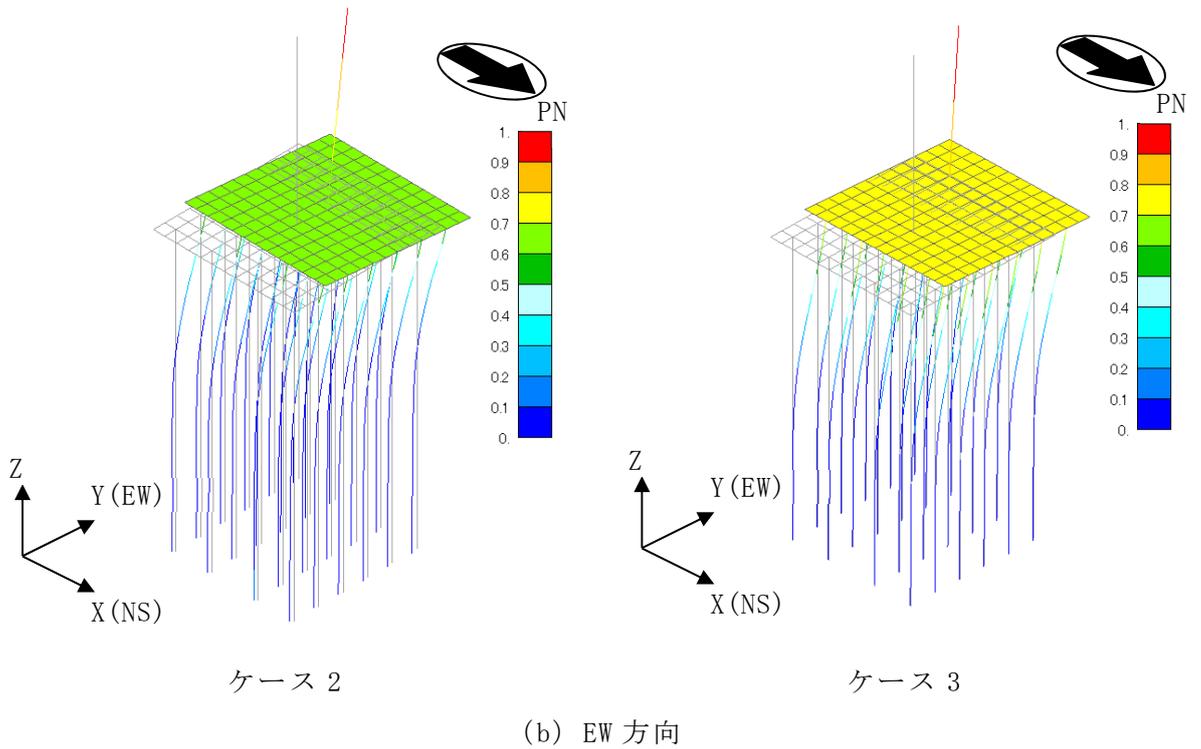
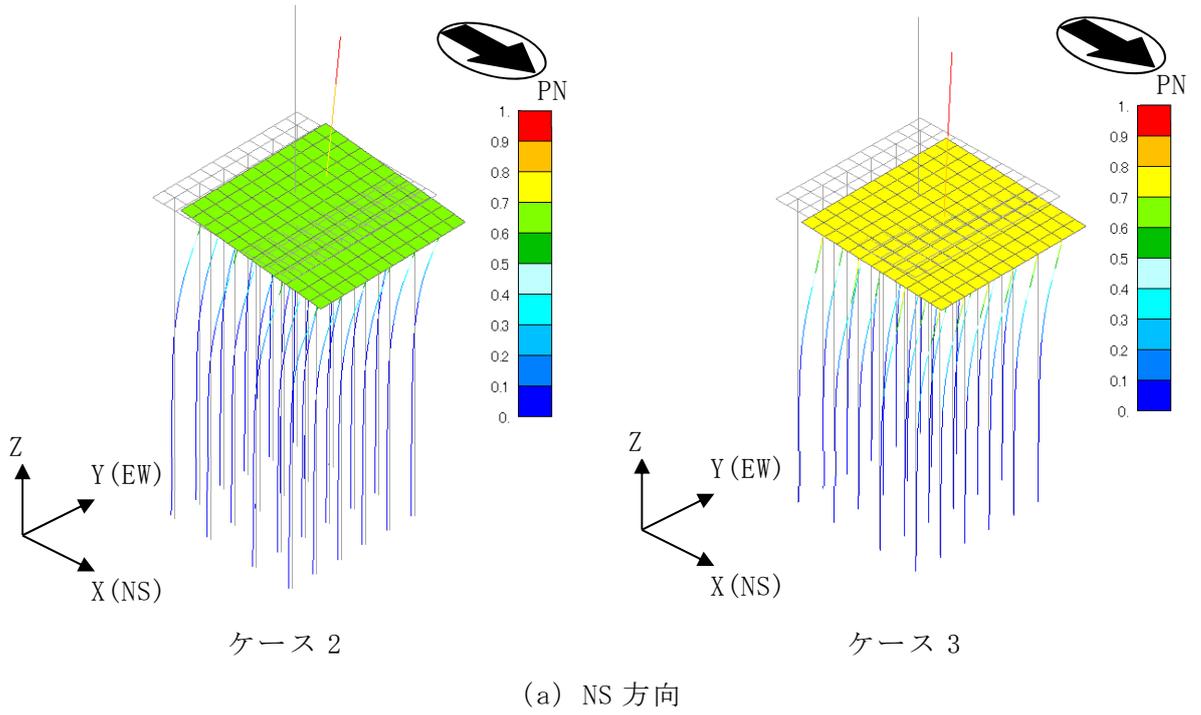
表 4-2 固有値解析結果 (Ss-1)

(単位 : Hz)

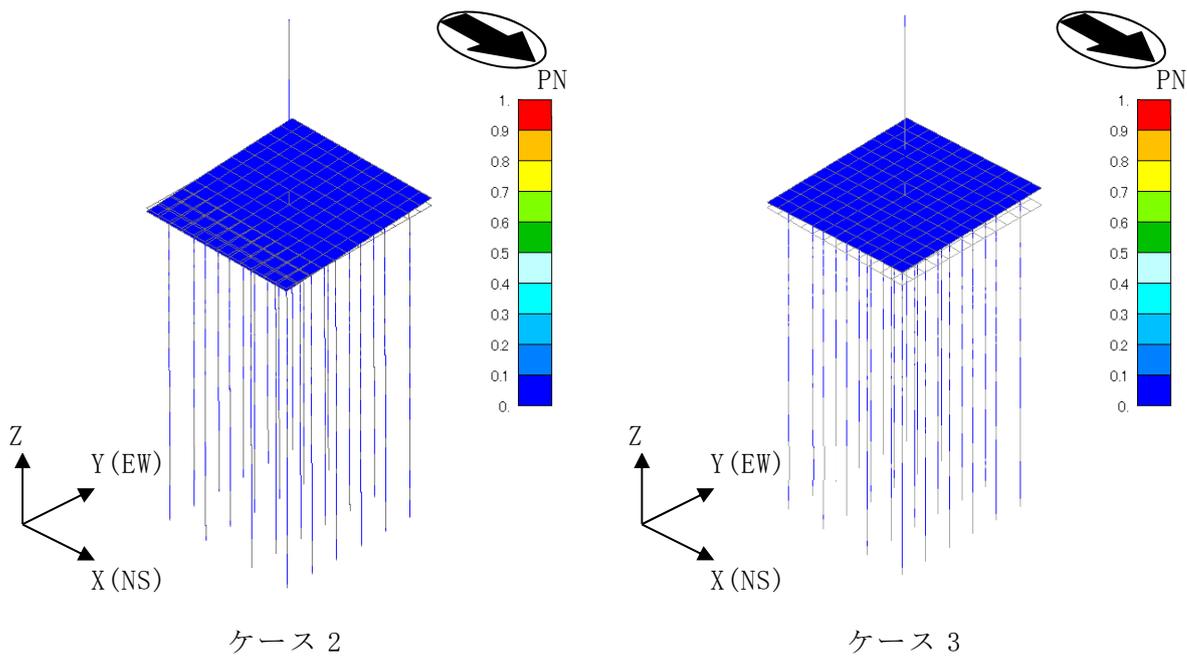
方向	ケース1	ケース2	ケース3
NS	2.84	3.33 (1.17)	2.23 (0.79)
EW	2.79	3.27 (1.17)	2.18 (0.78)
鉛直	11.04	12.00 (1.09)	10.02 (0.91)

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)



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。

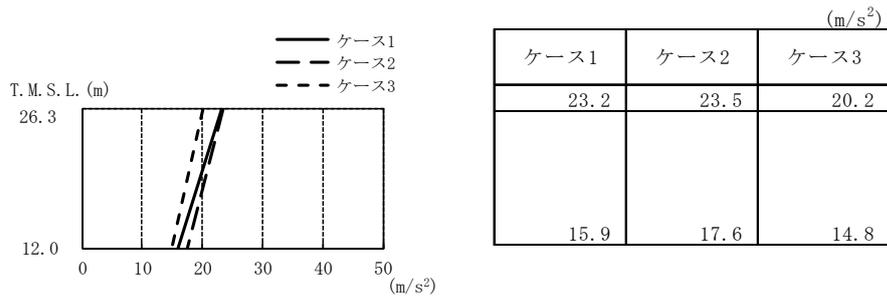


図 4-4 最大応答加速度 (Ss-1, NS 方向)

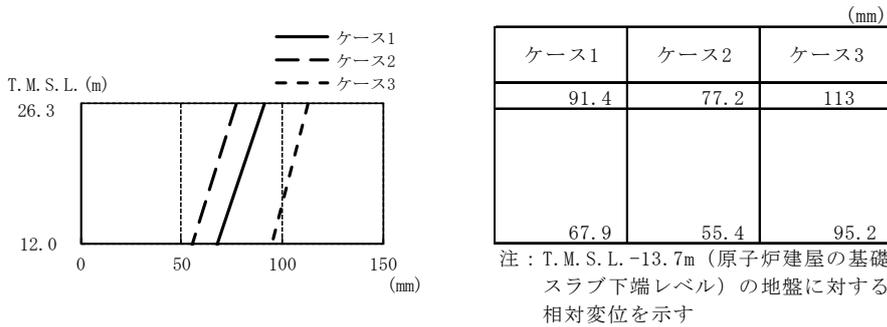


図 4-5 最大応答変位 (Ss-1, NS 方向)

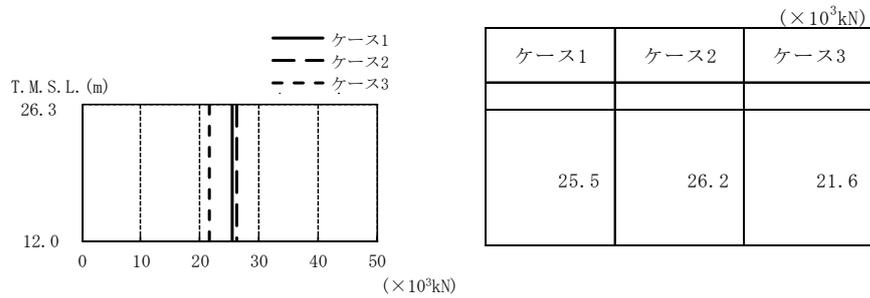


図 4-6 最大応答せん断力 (Ss-1, NS 方向)

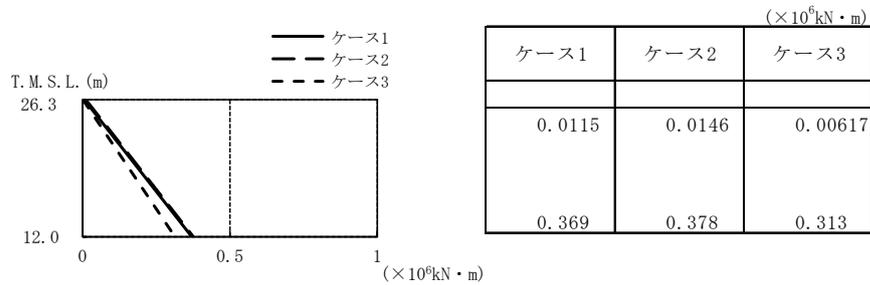


図 4-7 最大応答曲げモーメント (Ss-1, NS 方向)

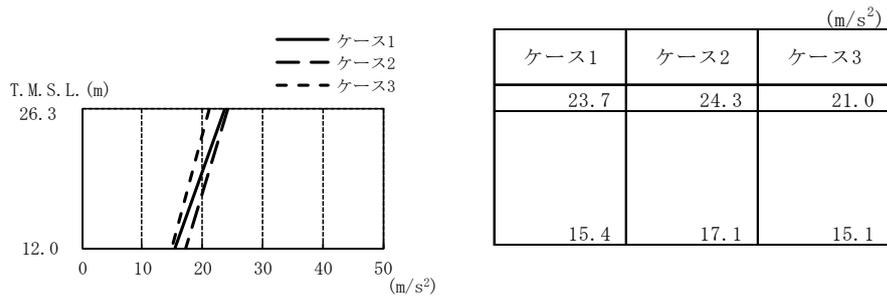


図 4-8 最大応答加速度 (Ss-1, EW 方向)

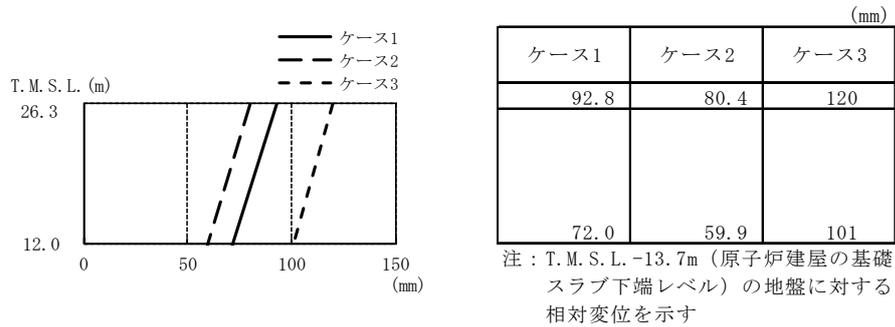


図 4-9 最大応答変位 (Ss-1, EW 方向)

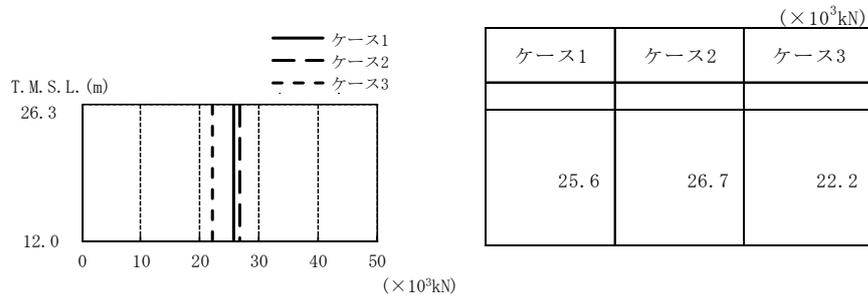


図 4-10 最大応答せん断力 (Ss-1, EW 方向)

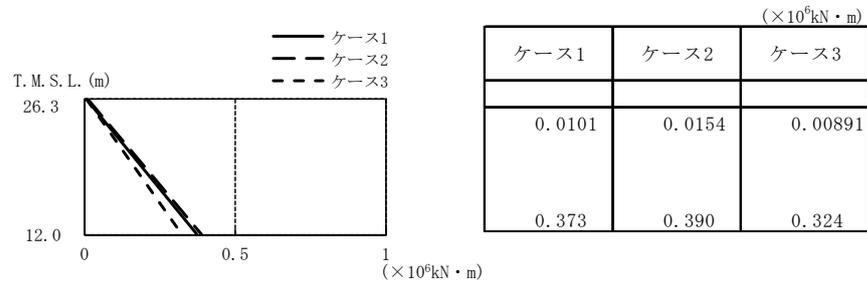


図 4-11 最大応答曲げモーメント (Ss-1, EW 方向)

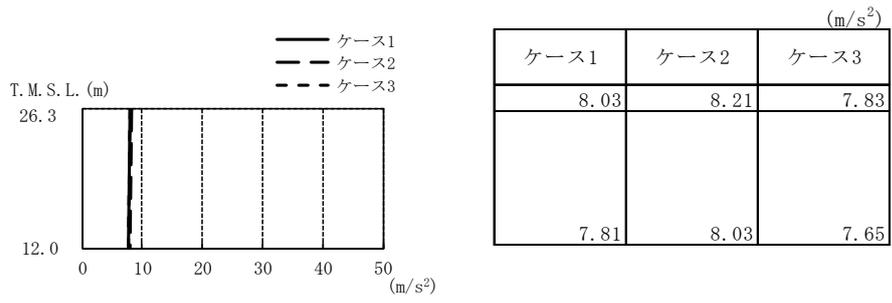


図 4-12 最大応答加速度 (S<sub>S</sub>-1, 鉛直方向)

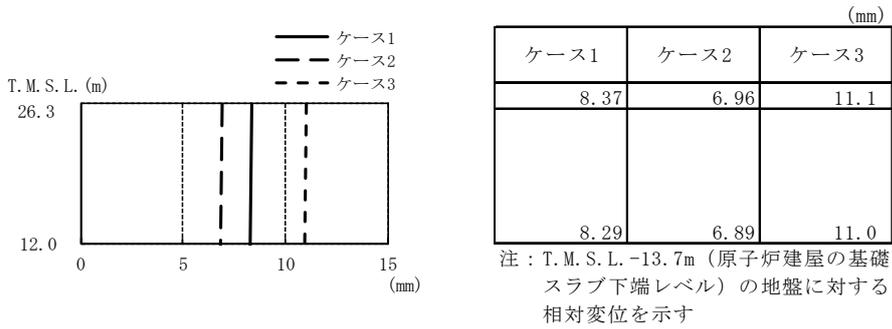


図 4-13 最大応答変位 (S<sub>S</sub>-1, 鉛直方向)

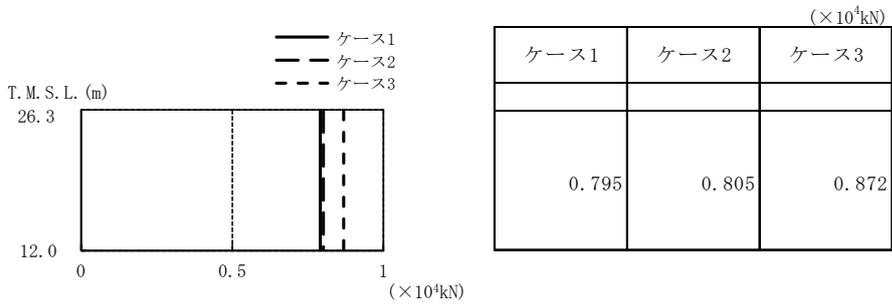


図 4-14 最大応答軸力 (S<sub>S</sub>-1, 鉛直方向)

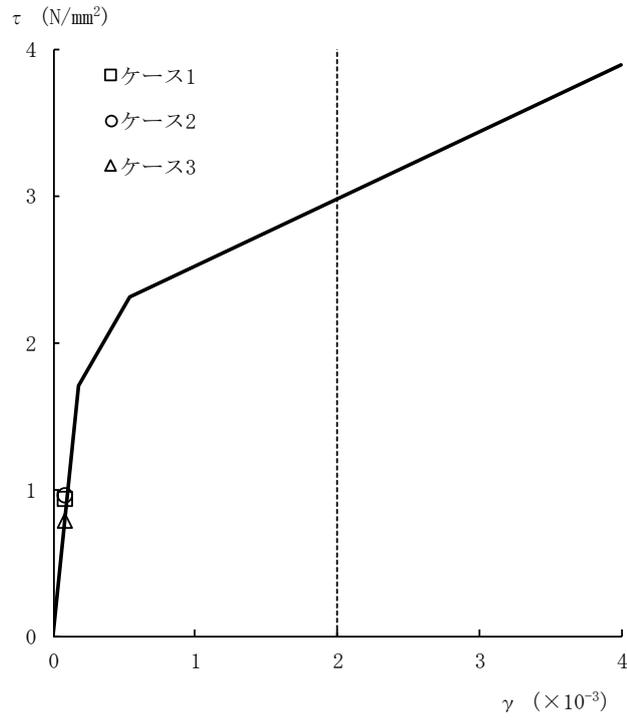


図 4-15  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, NS 方向)

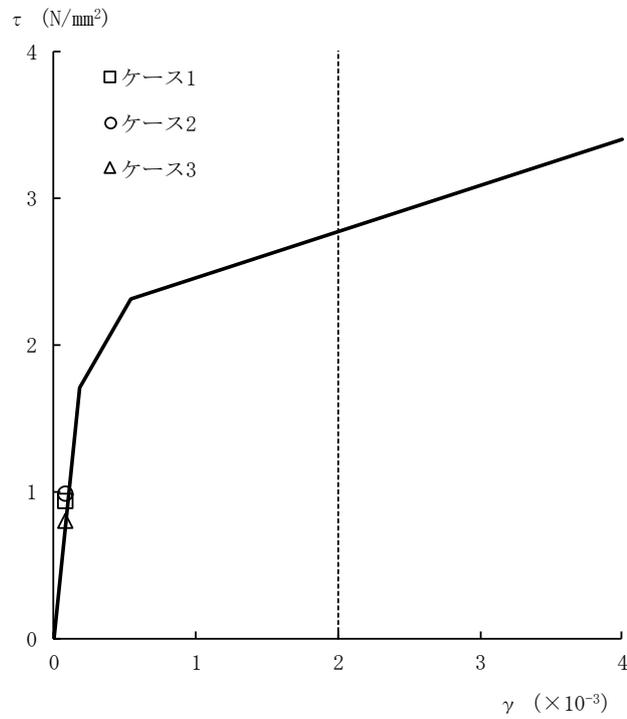


図 4-16  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, EW 方向)

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。

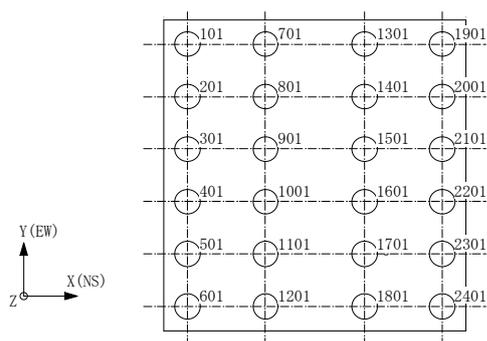
(c) 最大応答曲げモーメント

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

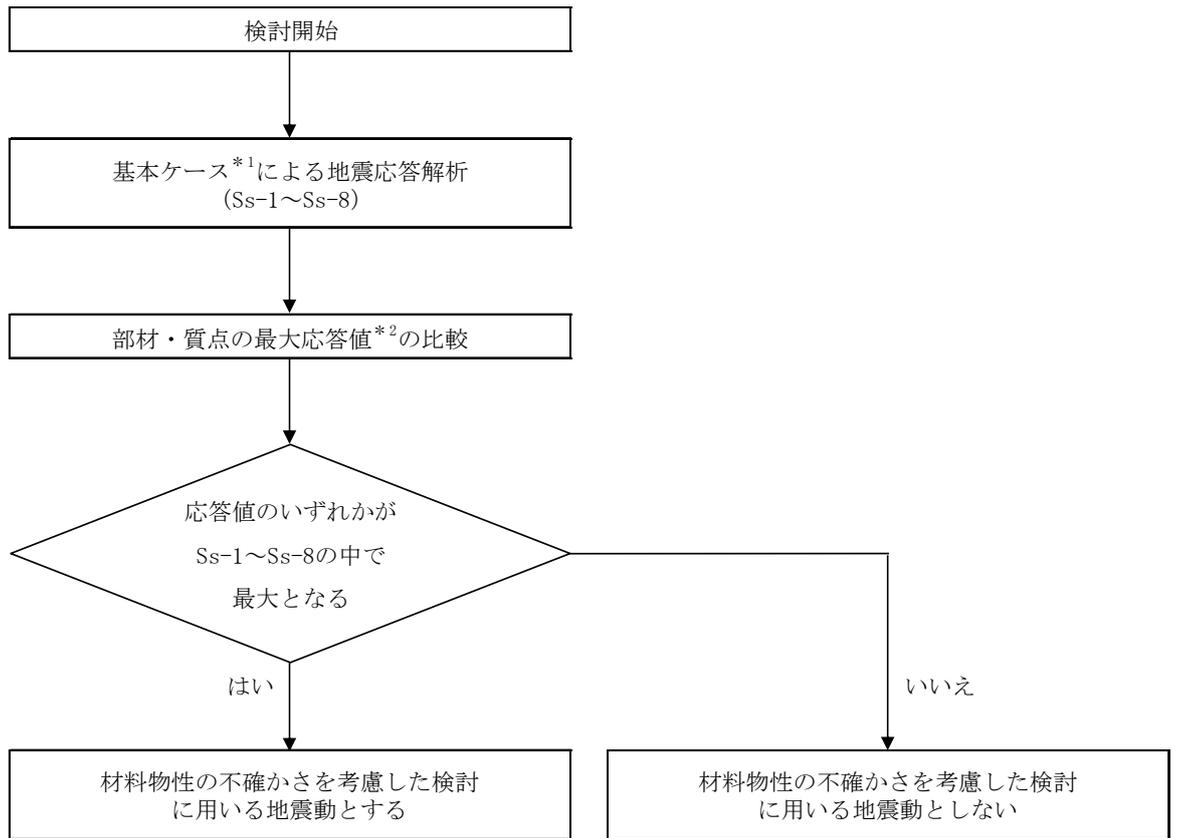
## 1. 概要

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> )								
	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	23.7	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)								
	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	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)								
	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)	25.6	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

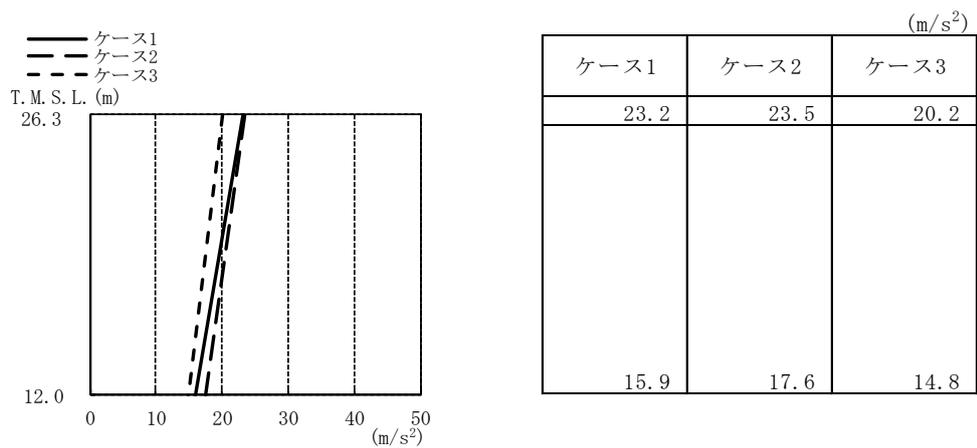
## 1. 概要

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。

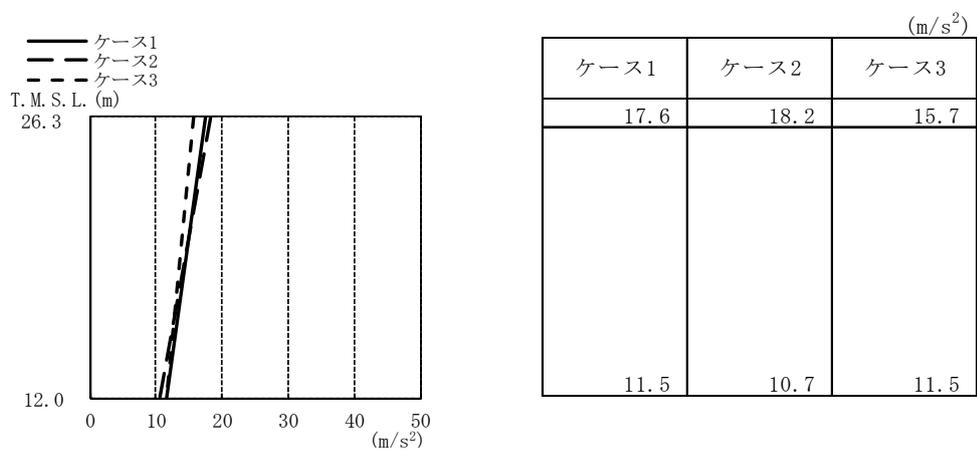
## 2. 地震応答解析結果

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。

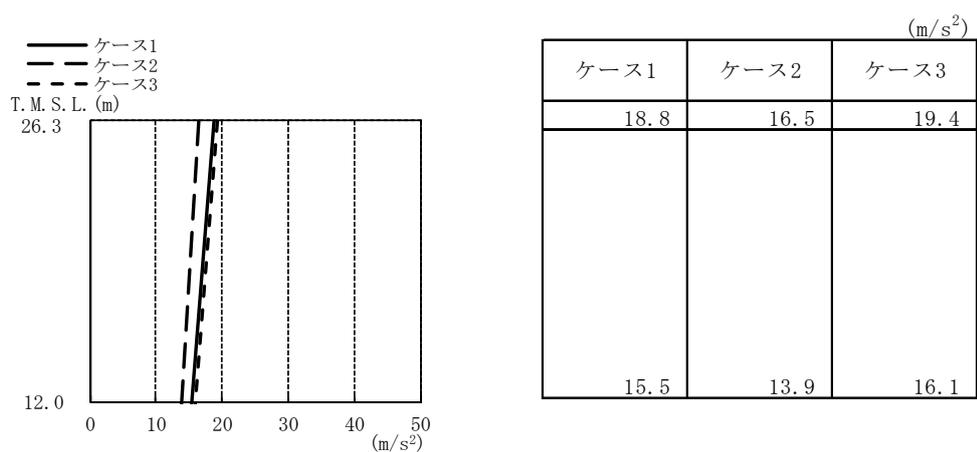
以後、基本ケースをケース1、地盤剛性  $+\sigma$  としたケースをケース2、地盤剛性  $-\sigma$  としたケースをケース3として示す。



(a) Ss-1

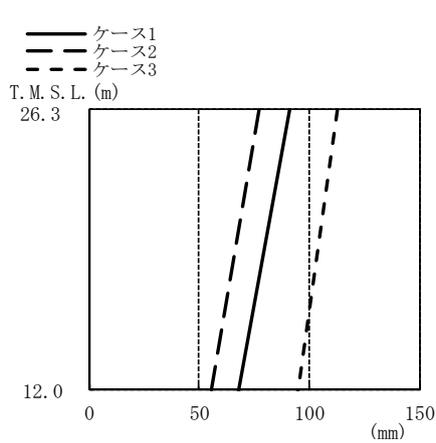


(b) Ss-2



(c) Ss-8

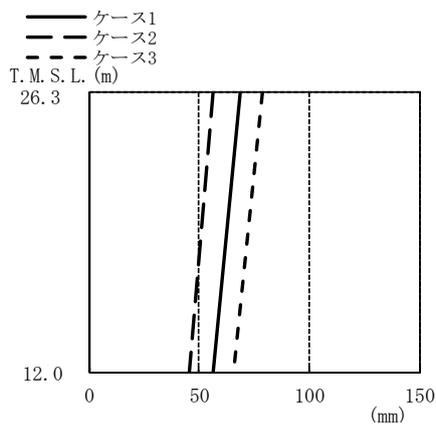
図2-1 最大応答加速度 (基準地震動 S<sub>s</sub>, NS方向)



(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

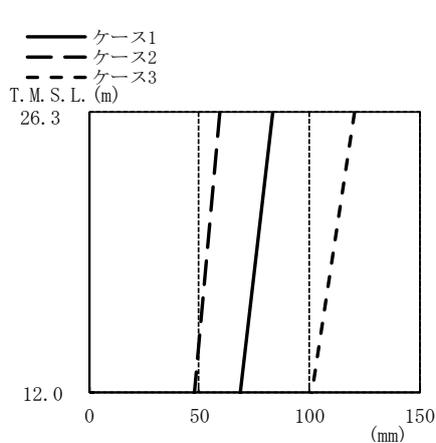
(a) Ss-1



(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

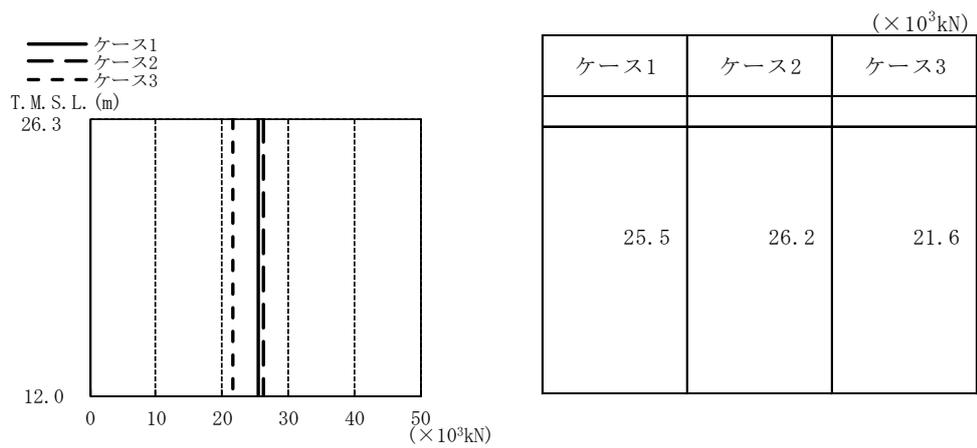


(mm)		
ケース1	ケース2	ケース3
83.6	59.2	121
68.8	47.9	101

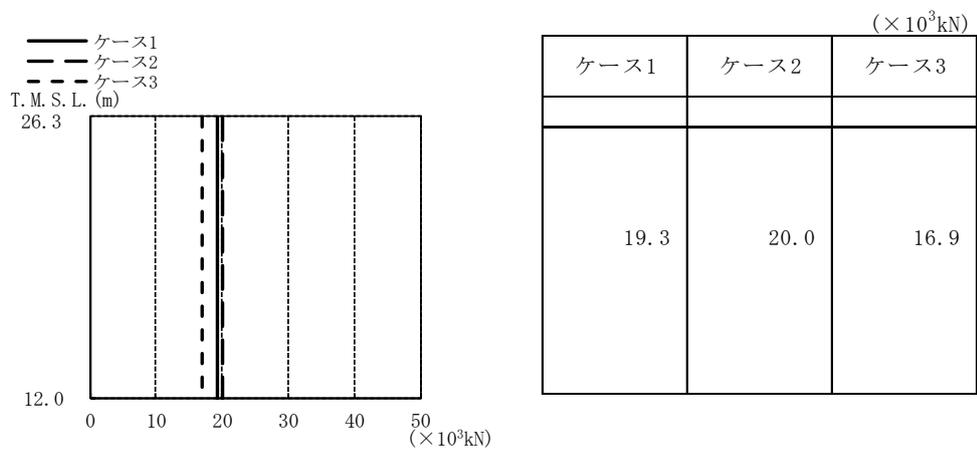
注：T.M.S.L. -13.7m（原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル）の地盤に対する相対変位を示す

(c) Ss-8

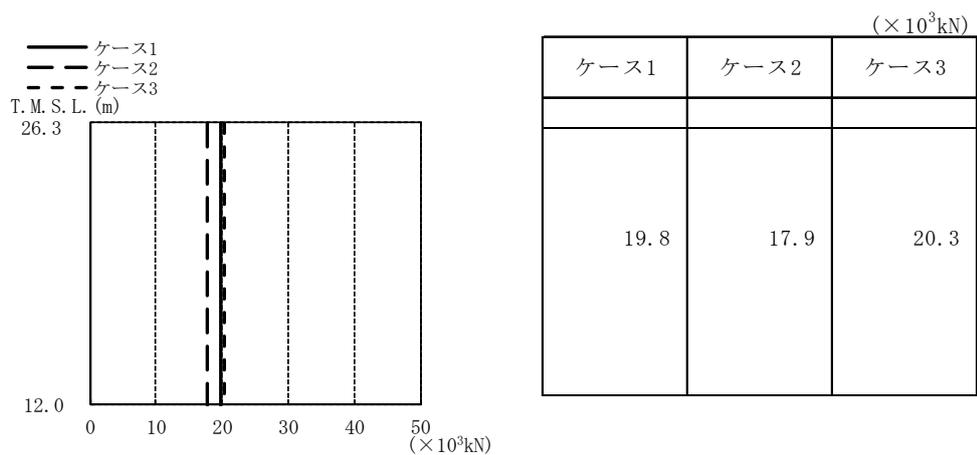
図2-2 最大応答変位（基準地震動 S<sub>s</sub>，NS方向）



(a) Ss-1

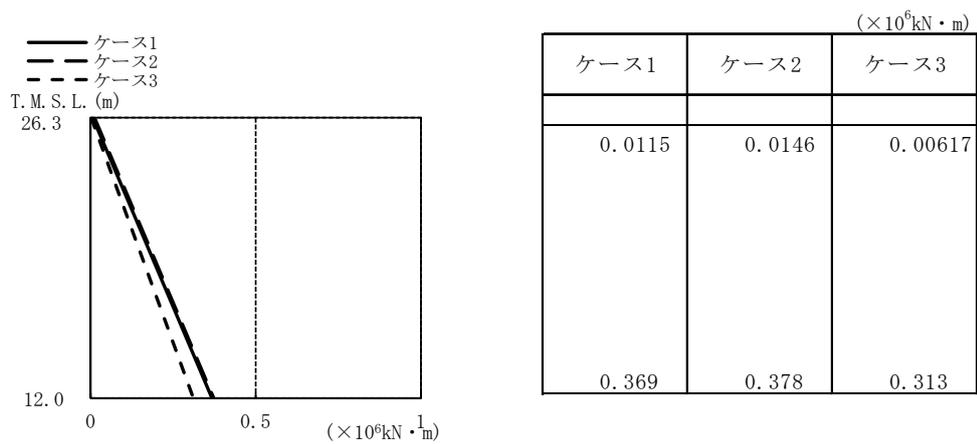


(b) Ss-2

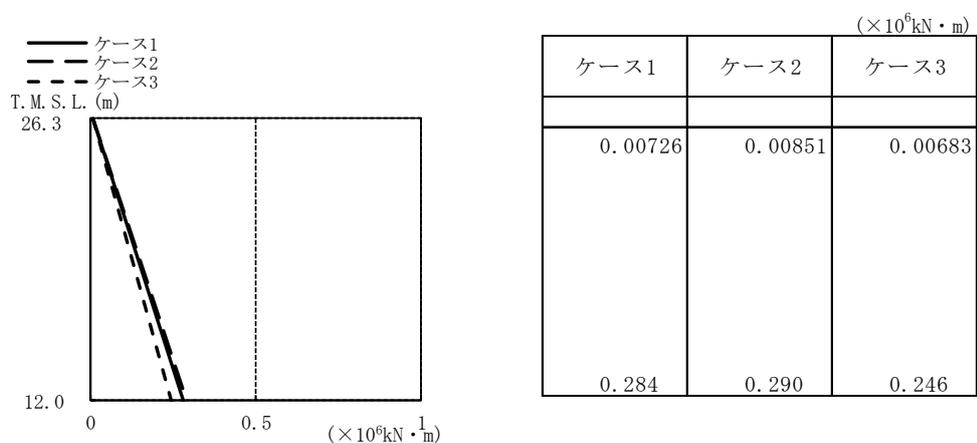


(c) Ss-8

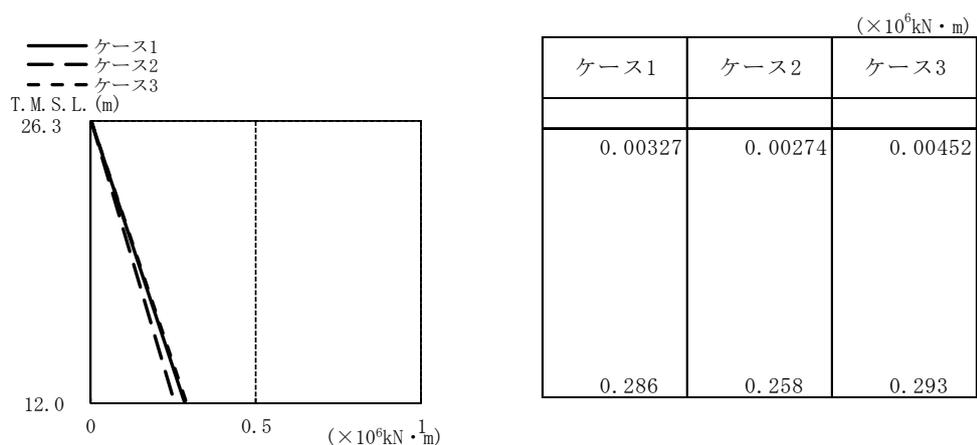
図2-3 最大応答せん断力 (基準地震動 S<sub>s</sub>, NS方向)



(a) Ss-1

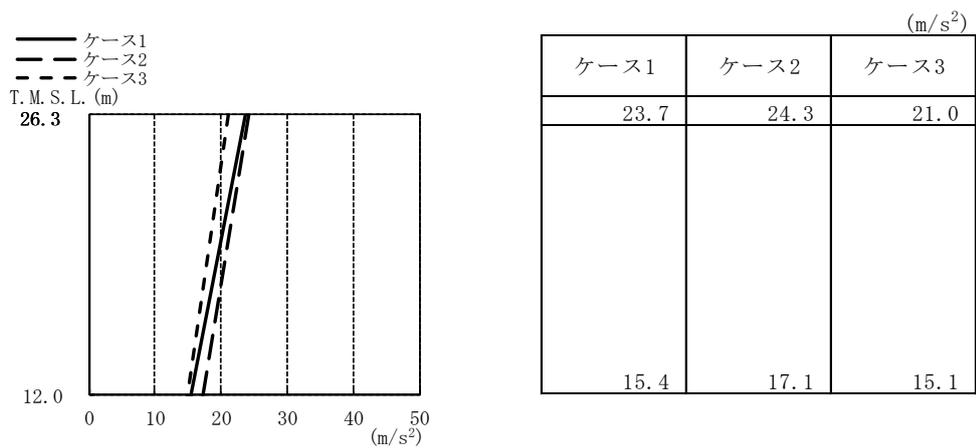


(b) Ss-2

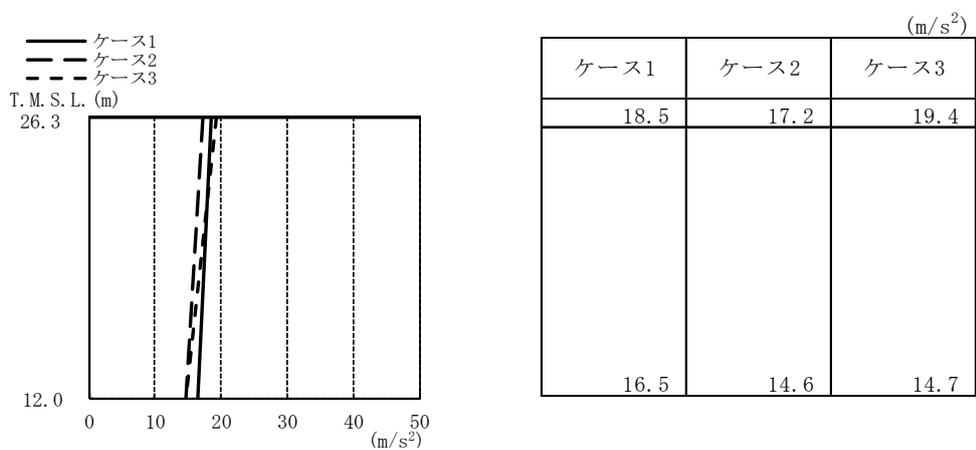


(c) Ss-8

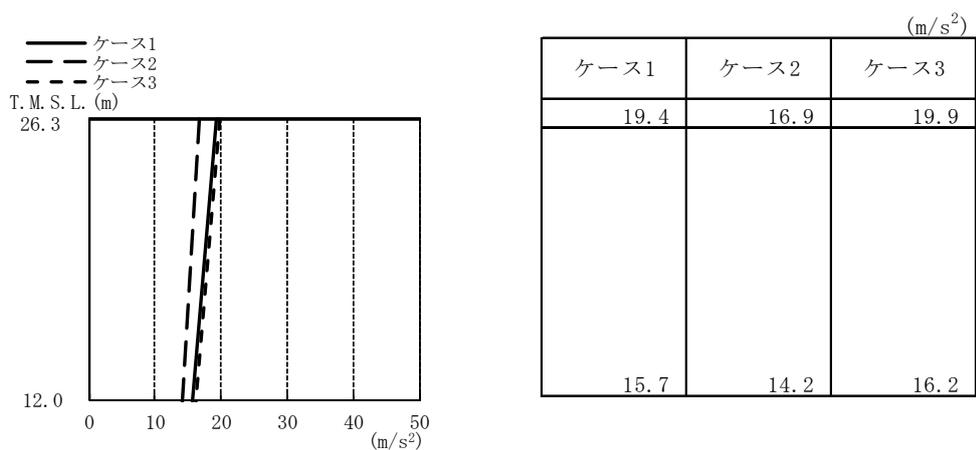
図2-4 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S s , NS方向)



(a) Ss-1

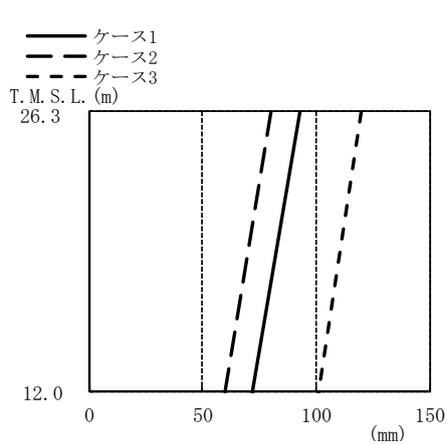


(b) Ss-2



(c) Ss-8

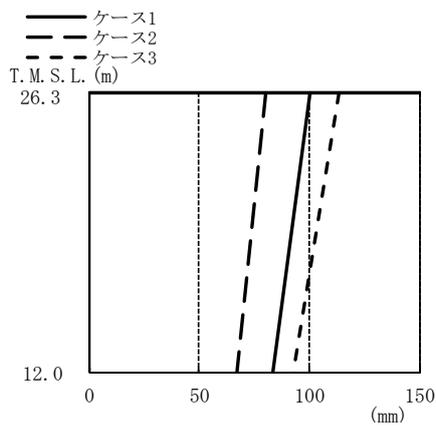
図 2-5 最大応答加速度 (基準地震動 S<sub>s</sub>, EW 方向)



(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

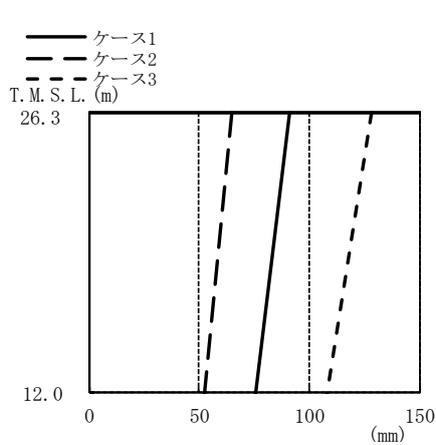
(a) Ss-1



(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

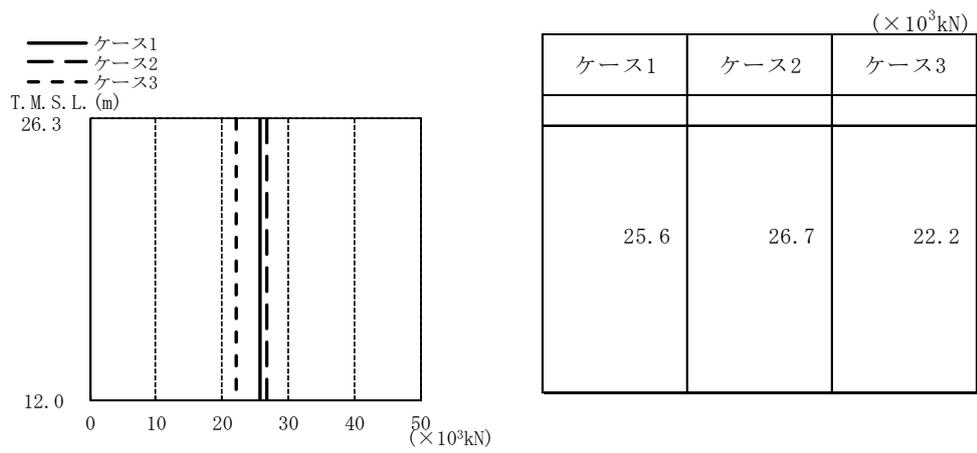


(mm)		
ケース1	ケース2	ケース3
91.6	65.3	128
75.4	52.7	108

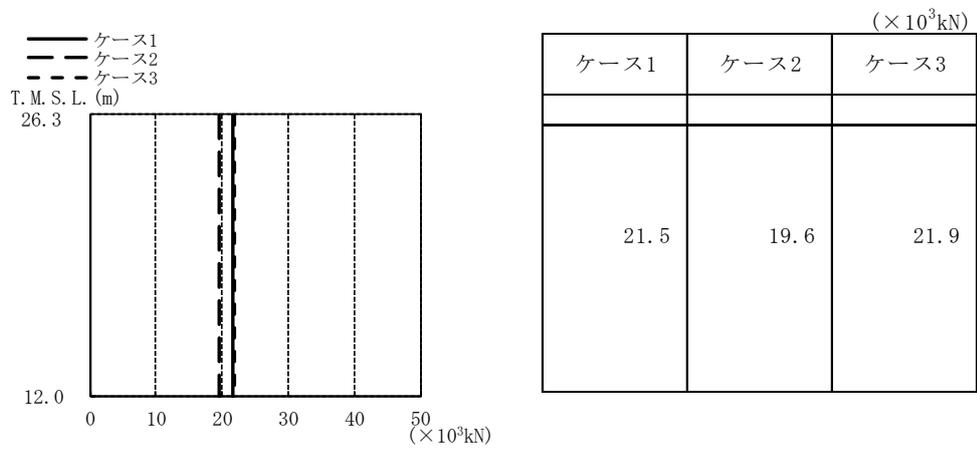
注：T.M.S.L. -13.7m（原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル）の地盤に対する相対変位を示す

(c) Ss-8

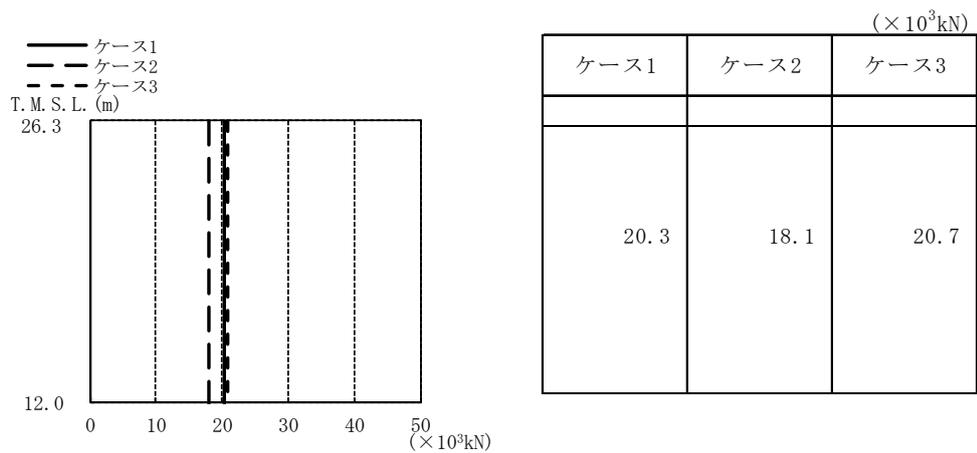
図2-6 最大応答変位（基準地震動 S<sub>s</sub>，EW方向）



(a) Ss-1

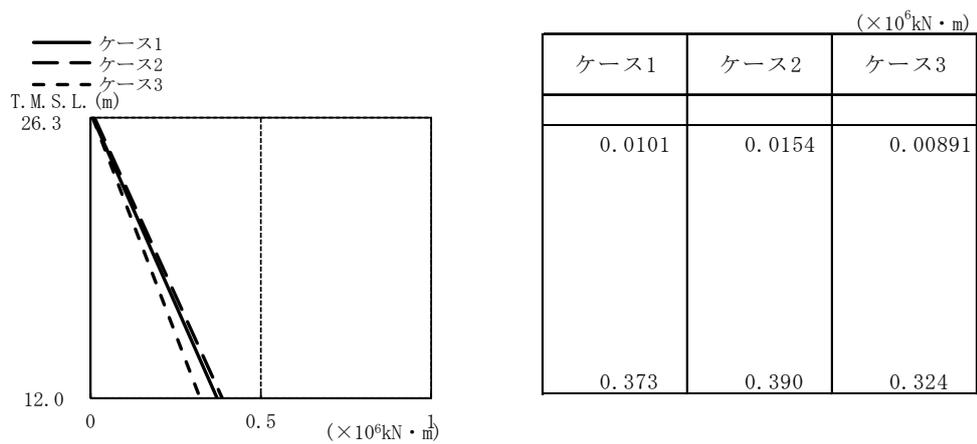


(b) Ss-2

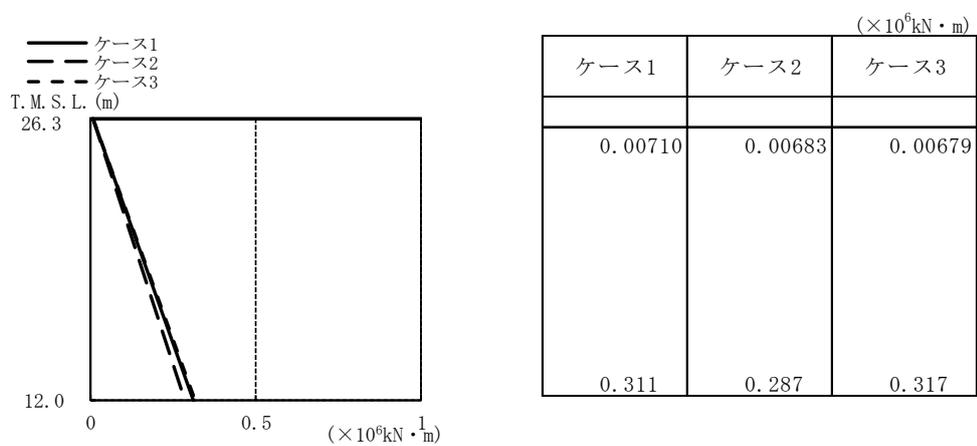


(c) Ss-8

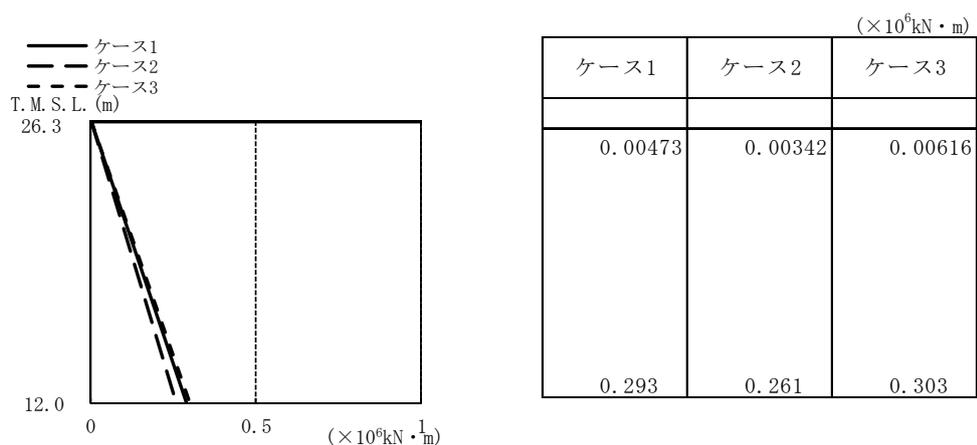
図2-7 最大応答せん断力 (基準地震動 S<sub>s</sub>, EW方向)



(a) Ss-1

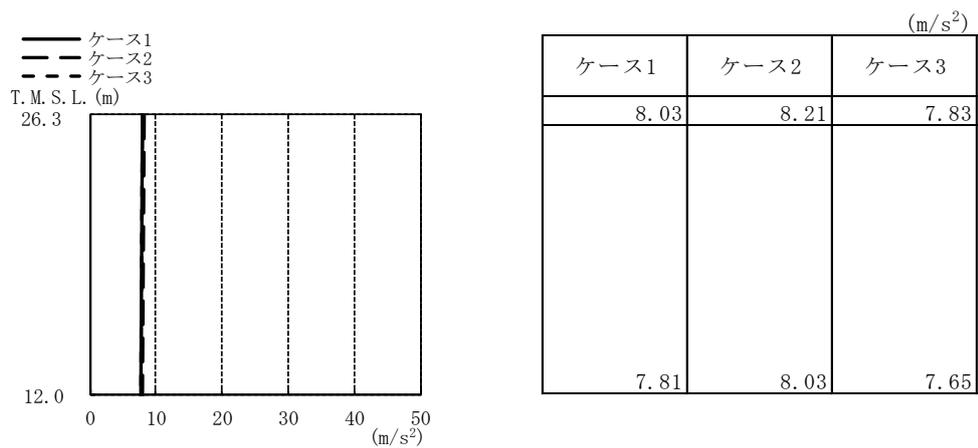


(b) Ss-2

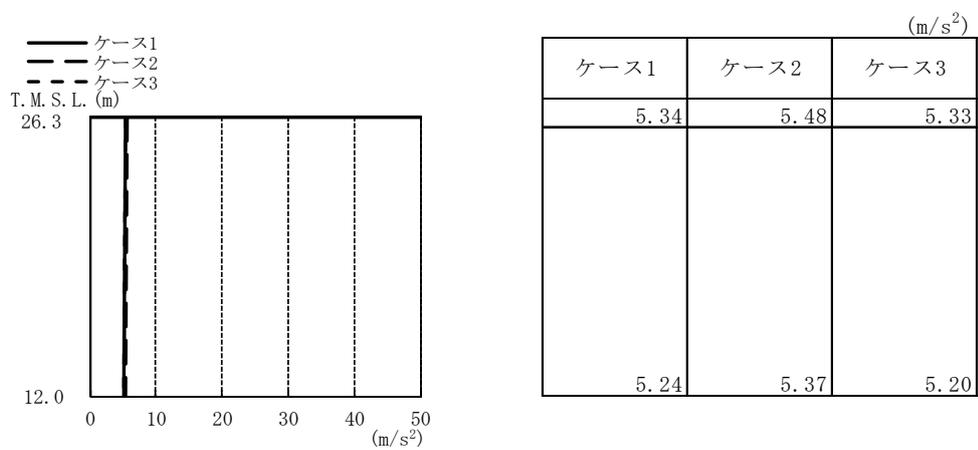


(c) Ss-8

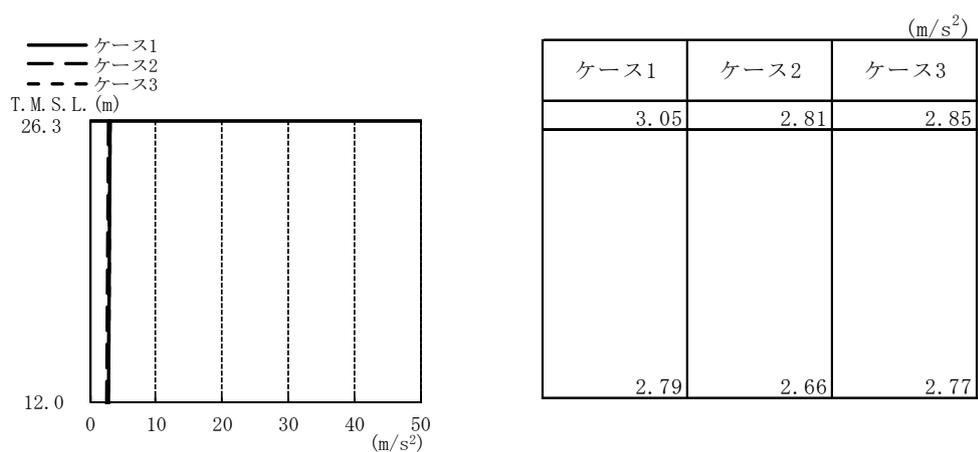
図2-8 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S s , EW方向)



(a) Ss-1

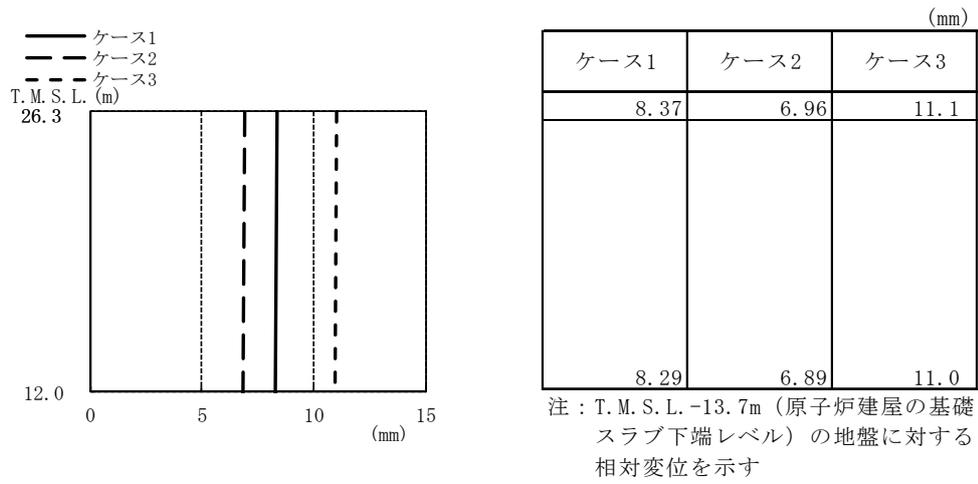


(b) Ss-2

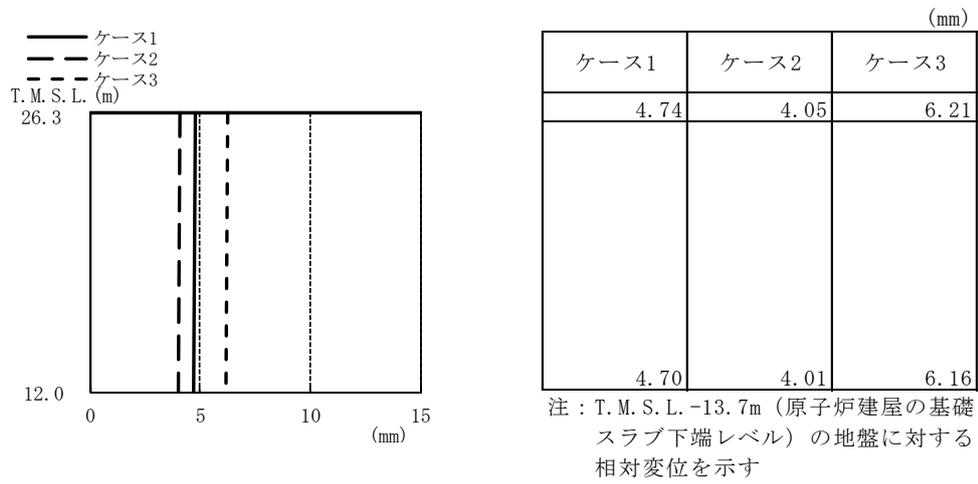


(c) Ss-8

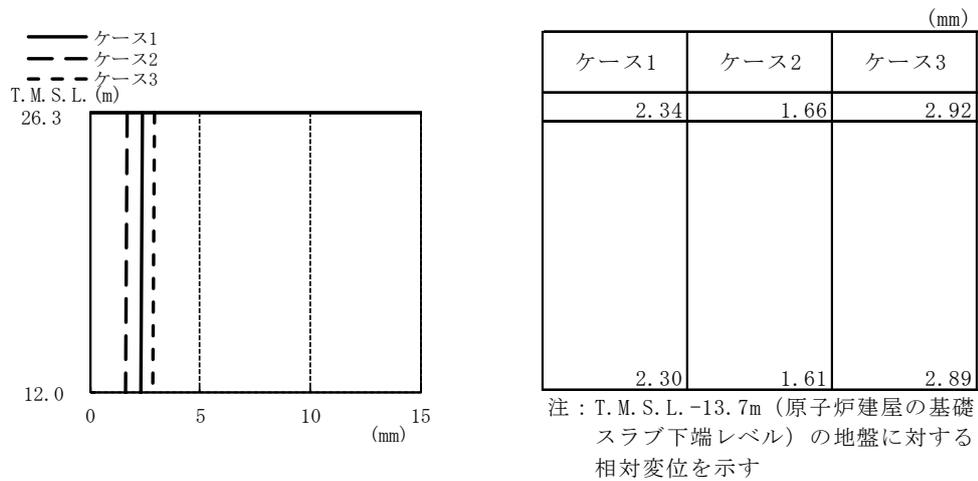
図2-9 最大応答加速度（基準地震動 S s ，鉛直方向）



(a) Ss-1

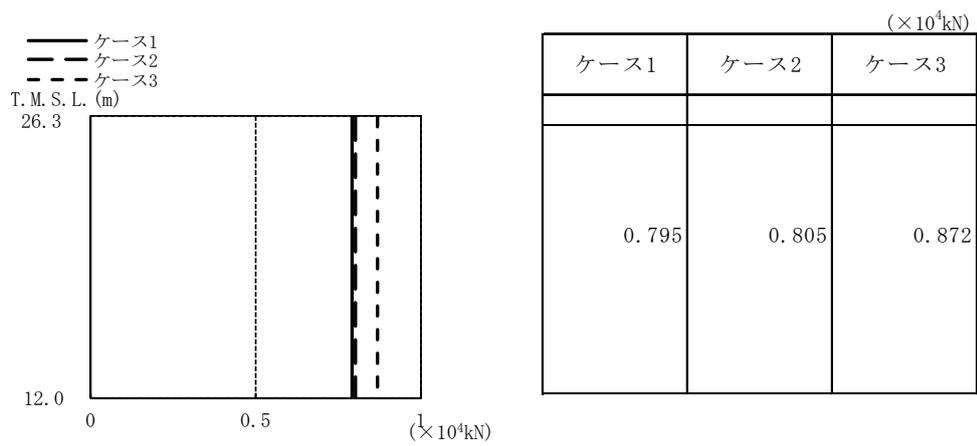


(b) Ss-2

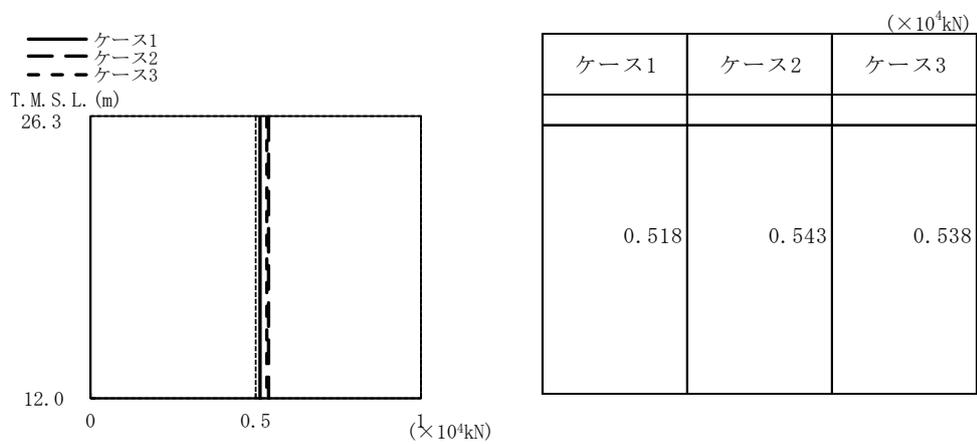


(c) Ss-8

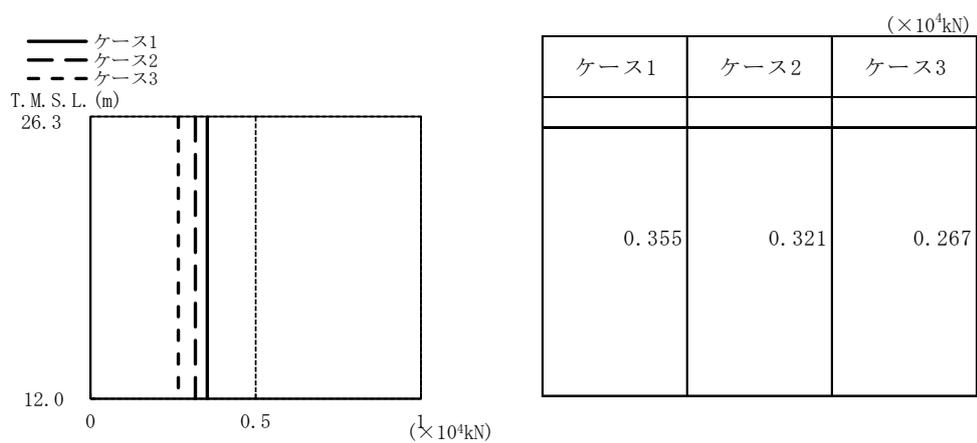
図2-10 最大応答変位 (基準地震動 S<sub>s</sub>, 鉛直方向)



(a) Ss-1



(b) Ss-2



(c) Ss-8

図2-11 最大応答軸力 (基準地震動  $S_s$ , 鉛直方向)

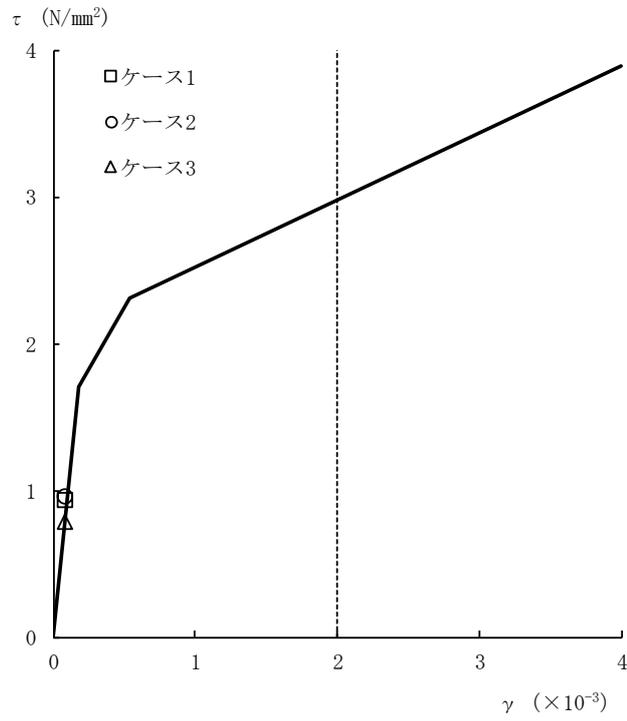


図2-12  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向)

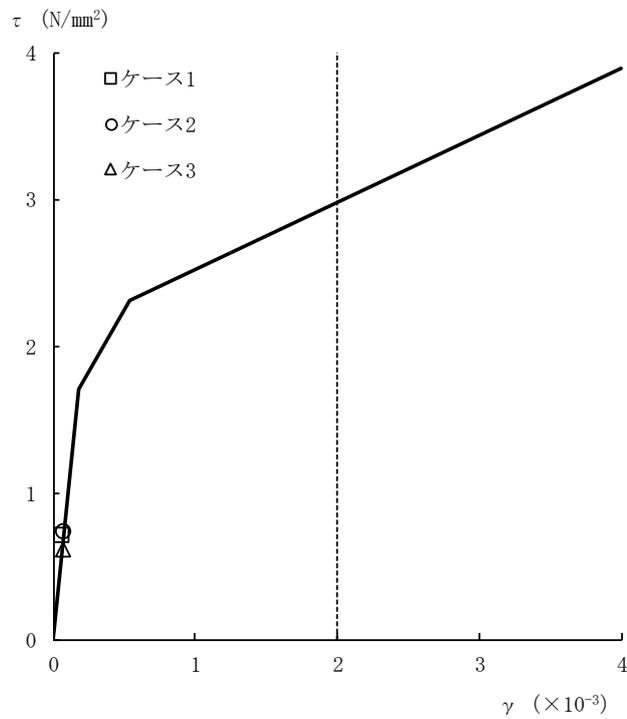


図2-13  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-2, NS方向)

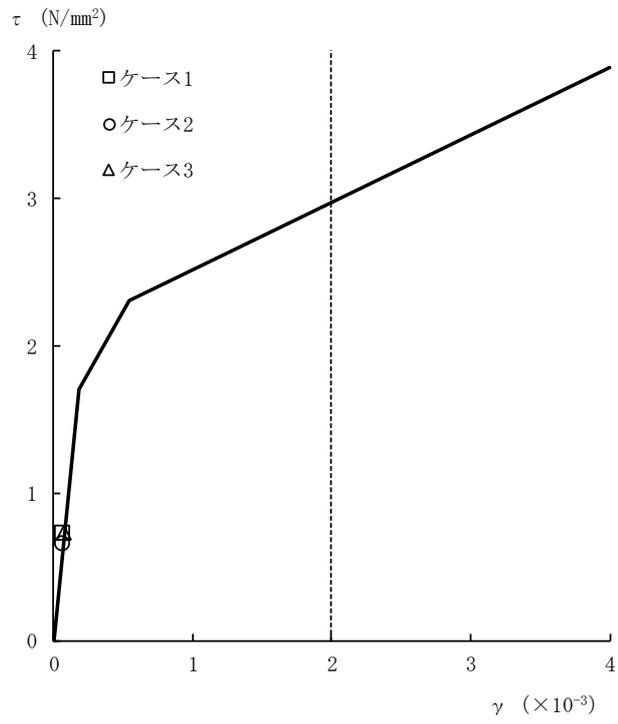


図2-14  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-8, NS方向)

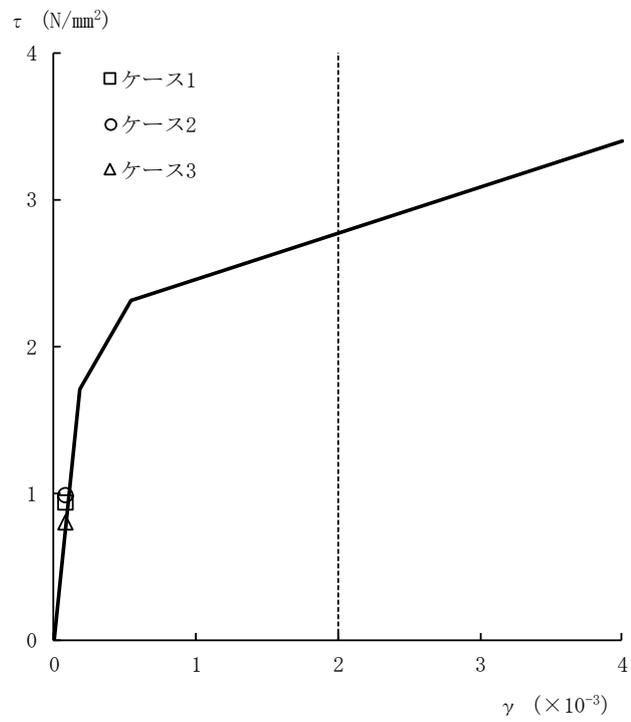


図2-15  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向)

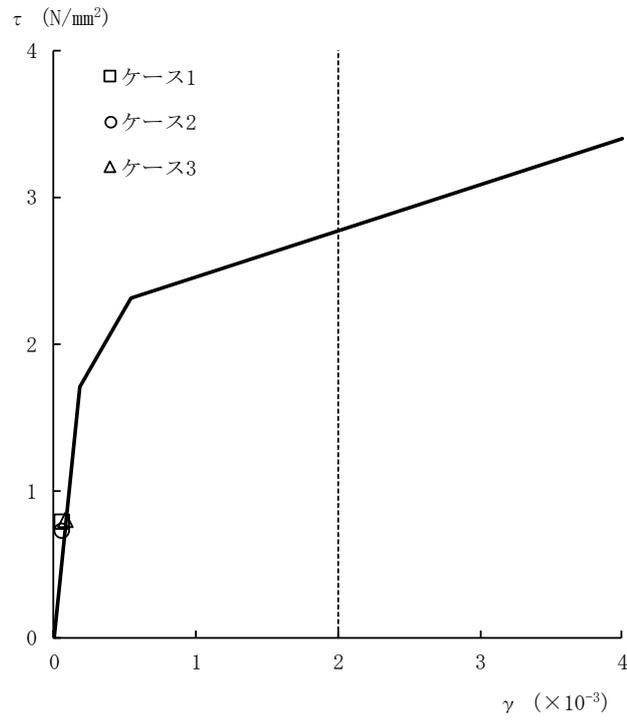


図2-16 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-2, EW方向)

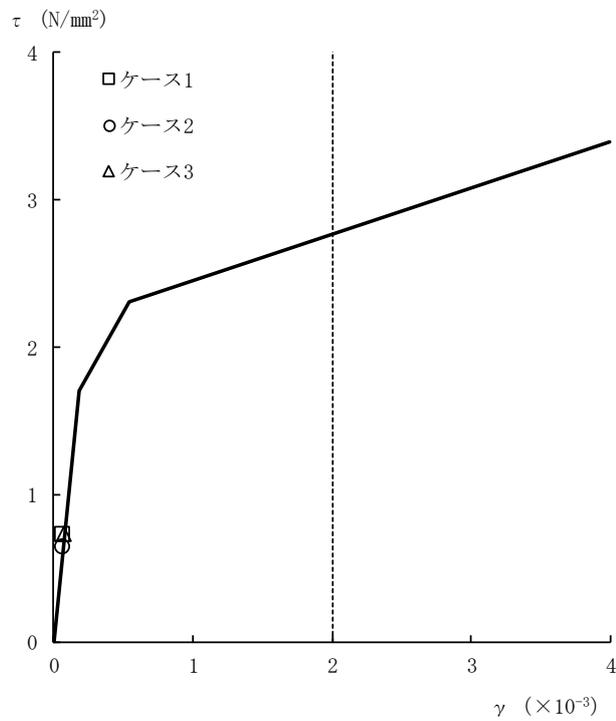


図2-17 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-8, EW方向)

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

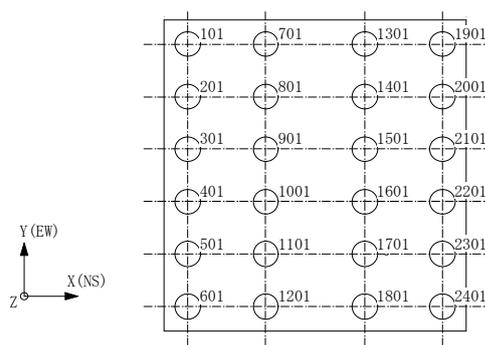
注2：圧縮を正，引張を負とする

(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

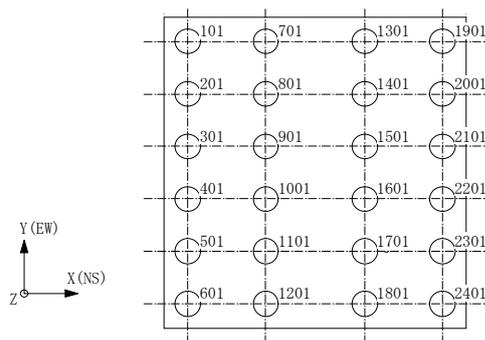
注1：ハッチングは最大応答値のうち最も大きい値を表示

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。

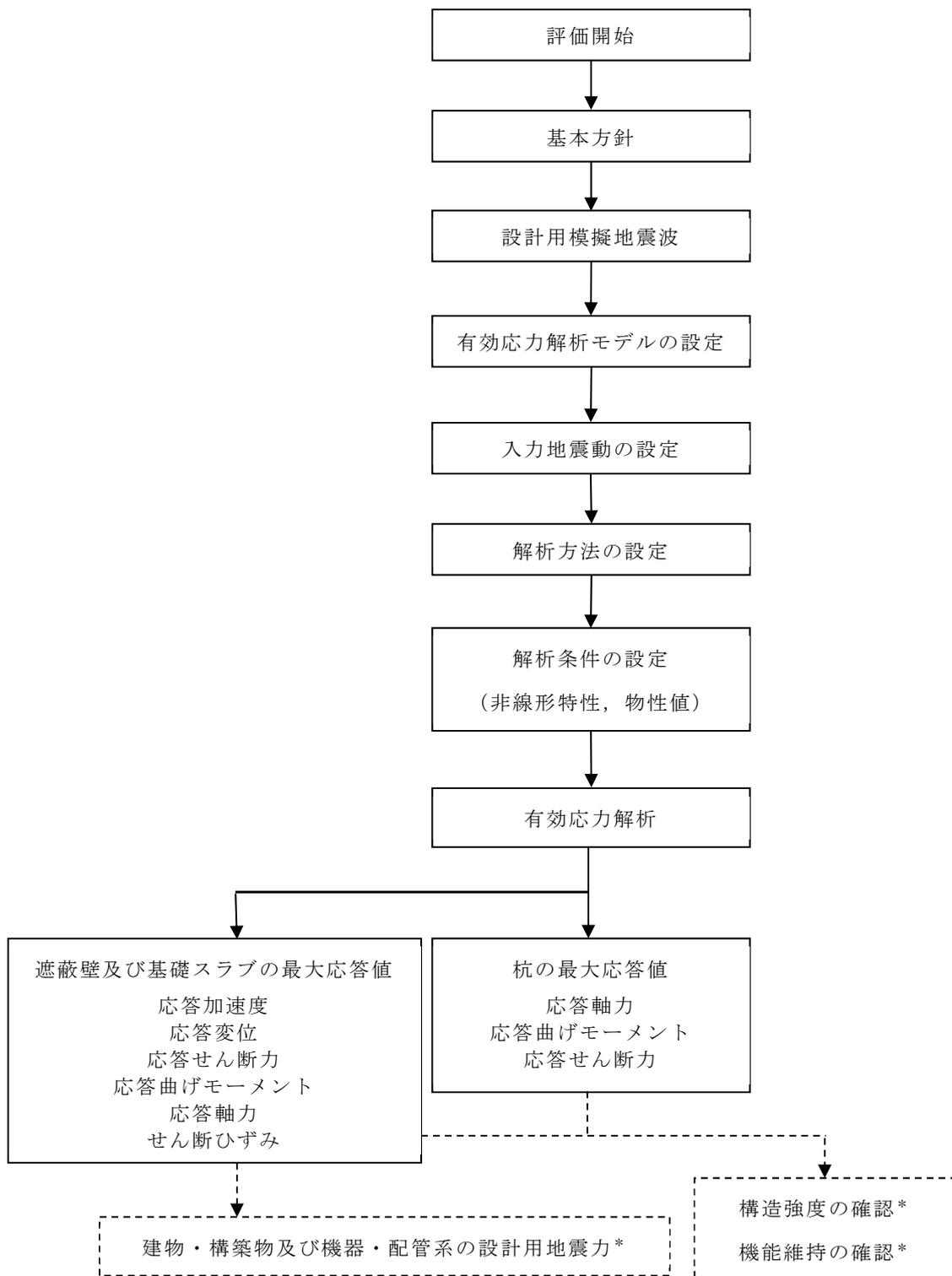
## 2. 解析方針

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

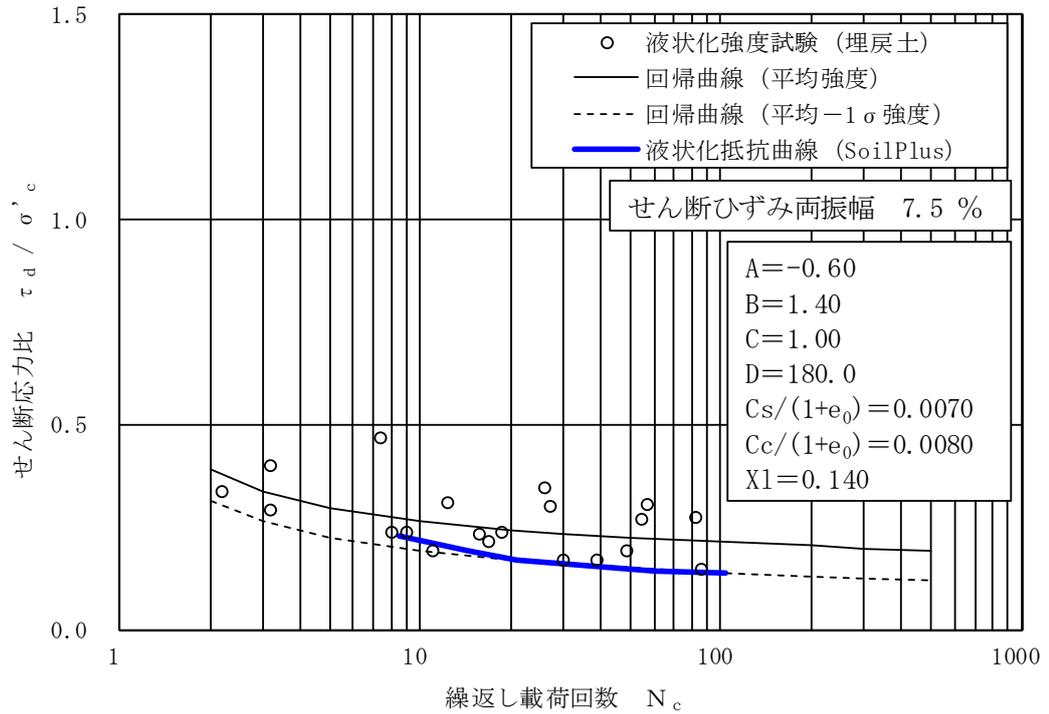


図 3-1 液状化抵抗曲線 (埋戻土)

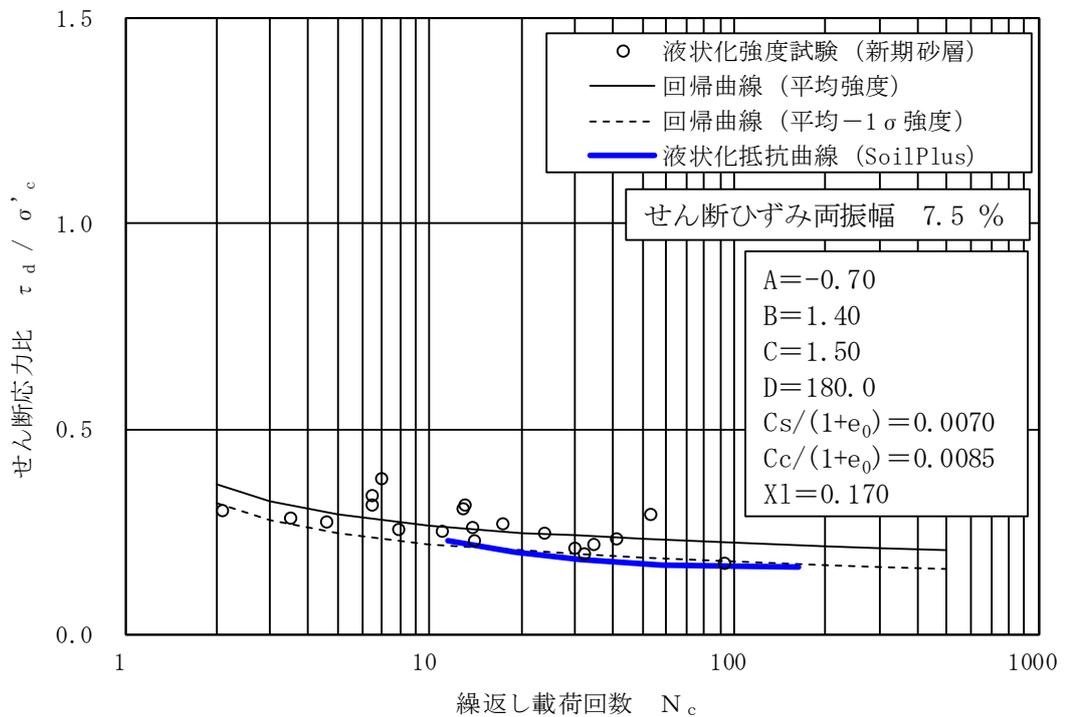


図 3-2 液状化抵抗曲線 (新期砂層)

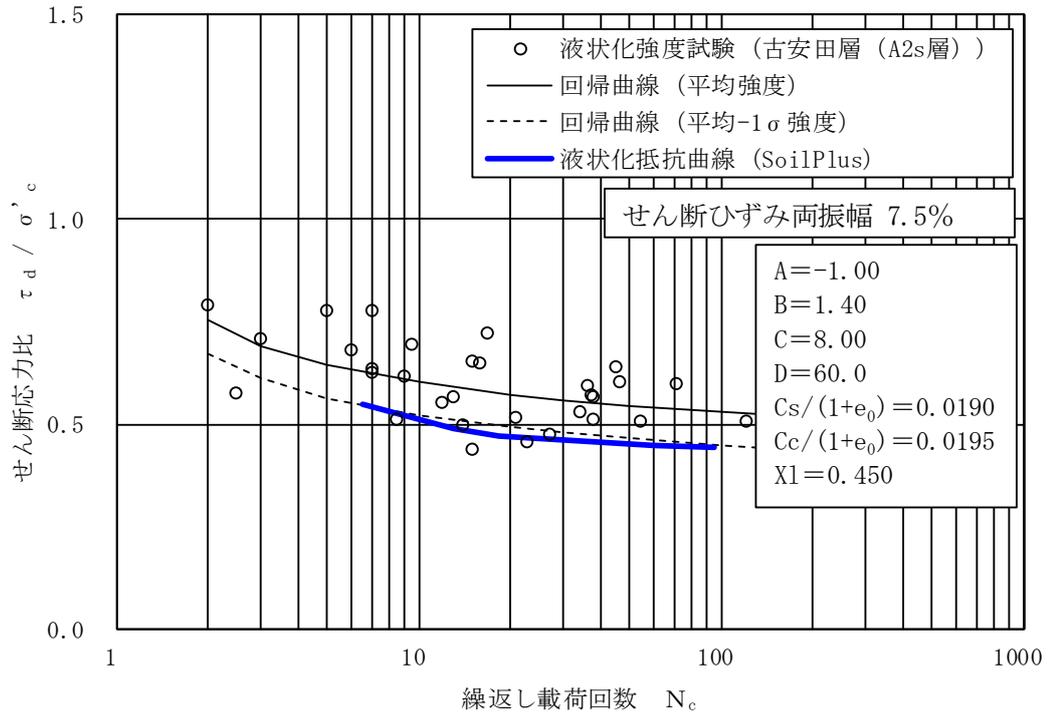


図 3-3 液状化抵抗曲線 (古安田層 (A2s層))

### 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「*SoilPlus*」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

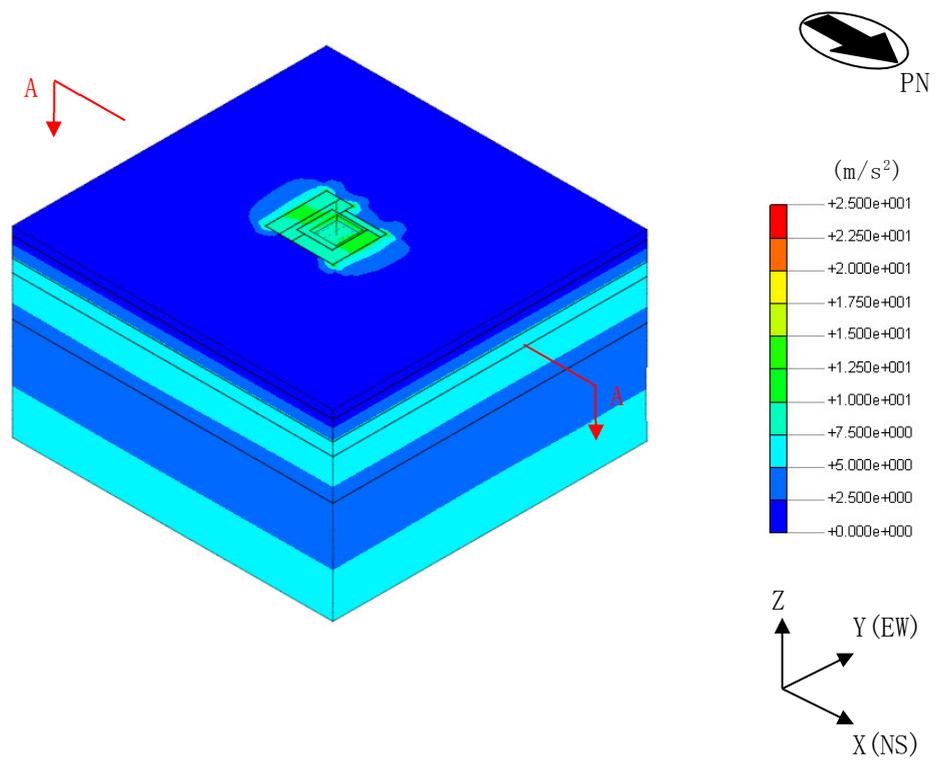
本章では、V-2-2-13「格納容器圧力逃がし装置基礎の地震応答計算書」に示す地盤の有効応力の変化を考慮しない地震応答解析（以下「全応力解析」という。）による基本ケースの解析結果をケース1、有効応力解析結果をケース4として示す。

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。

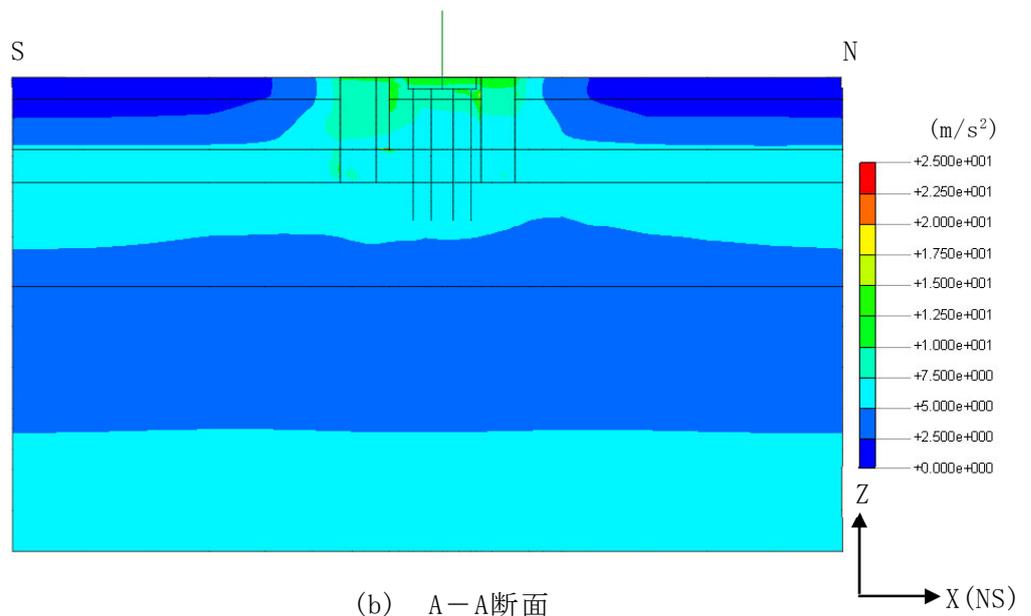
基準地震動  $S_s$  の有効応力解析結果のうち、遮蔽壁、基礎スラブの応答値を図4-22～図4-34に示す。ケース4の応答値は、最大応答変位を除きいずれもケース1の応答値を下回っている。有効応力解析では、地盤剛性の低下により、地盤の変位は増大するが加速度は減少する。装置基礎においては、地盤変位の増大による応答値の増加に比べ、加速度の減少に伴う慣性力の減少による応答値の減少の方が影響が大きいと考えられる。

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。

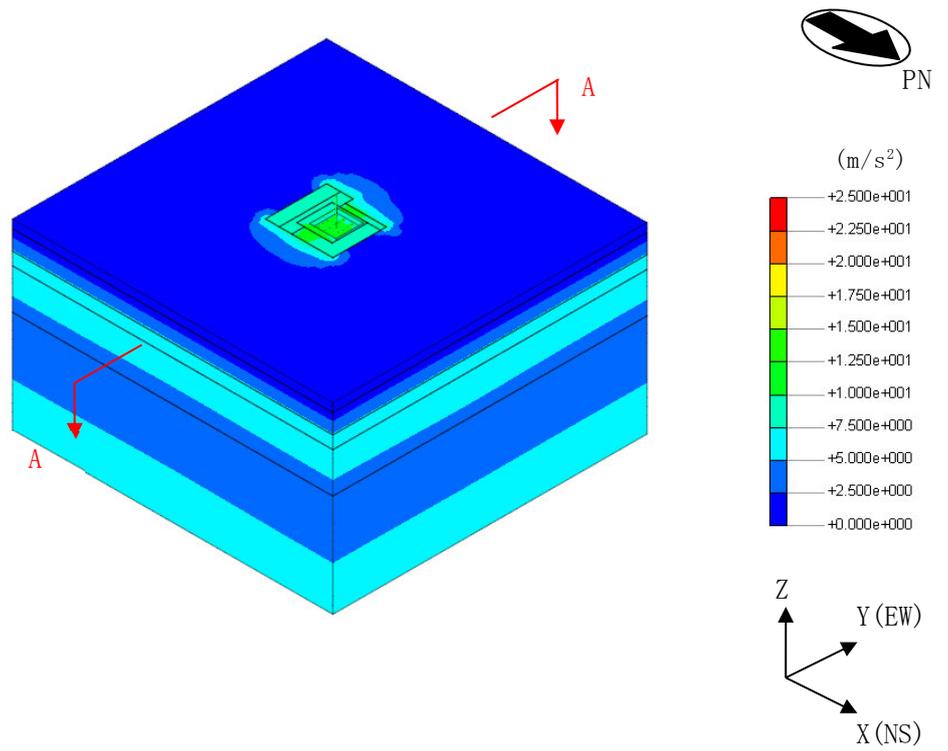


(a) 全体図

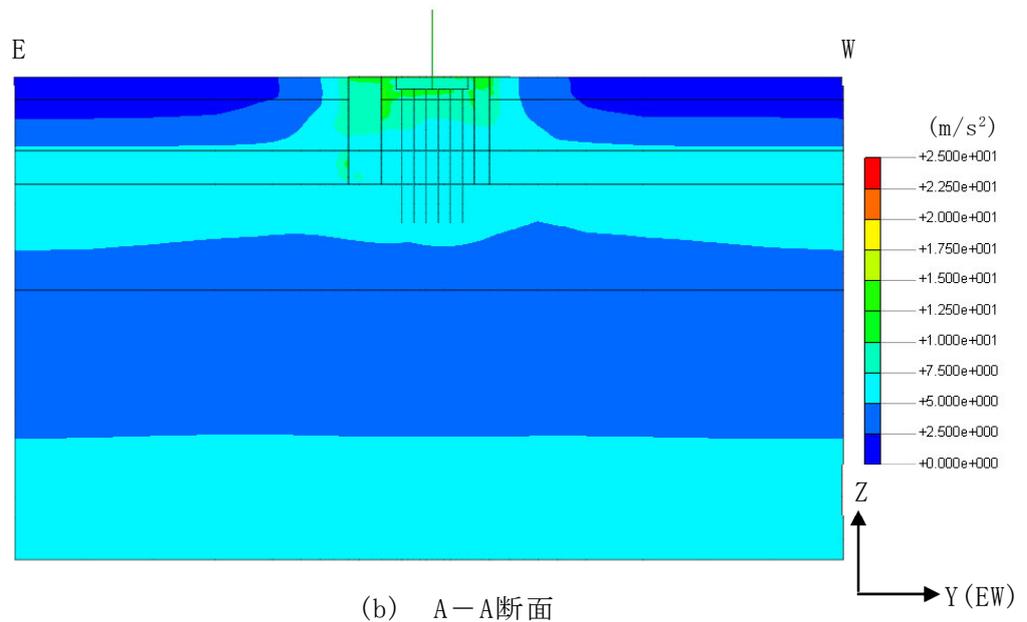


(b) A-A断面

図4-1 地盤の最大応答加速度 (Ss-1, NS方向)

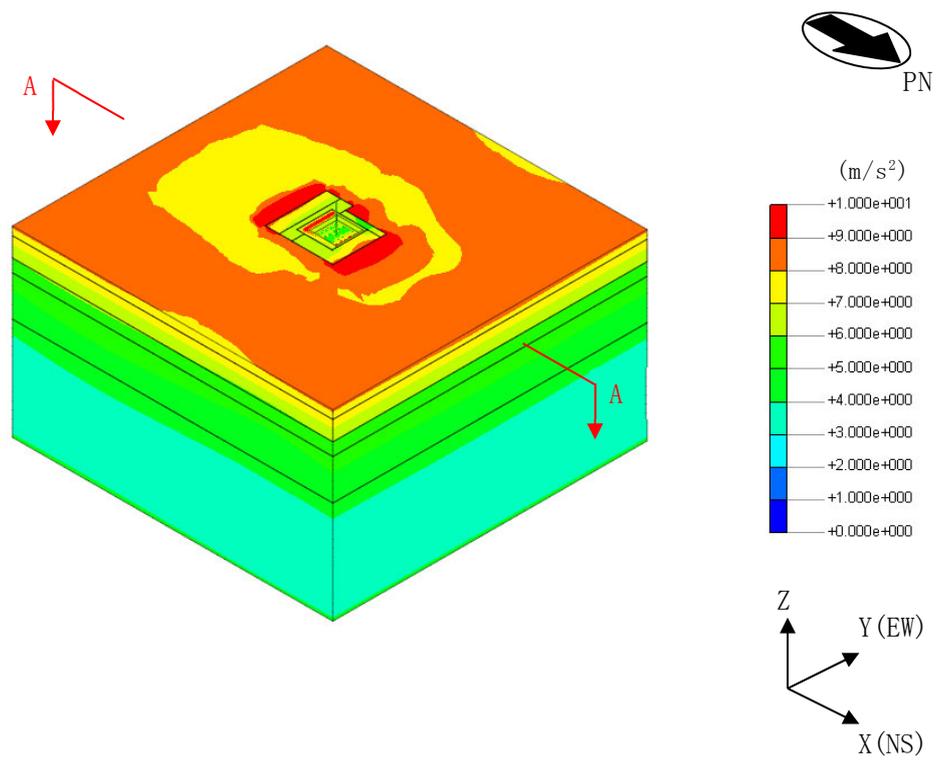


(a) 全体図

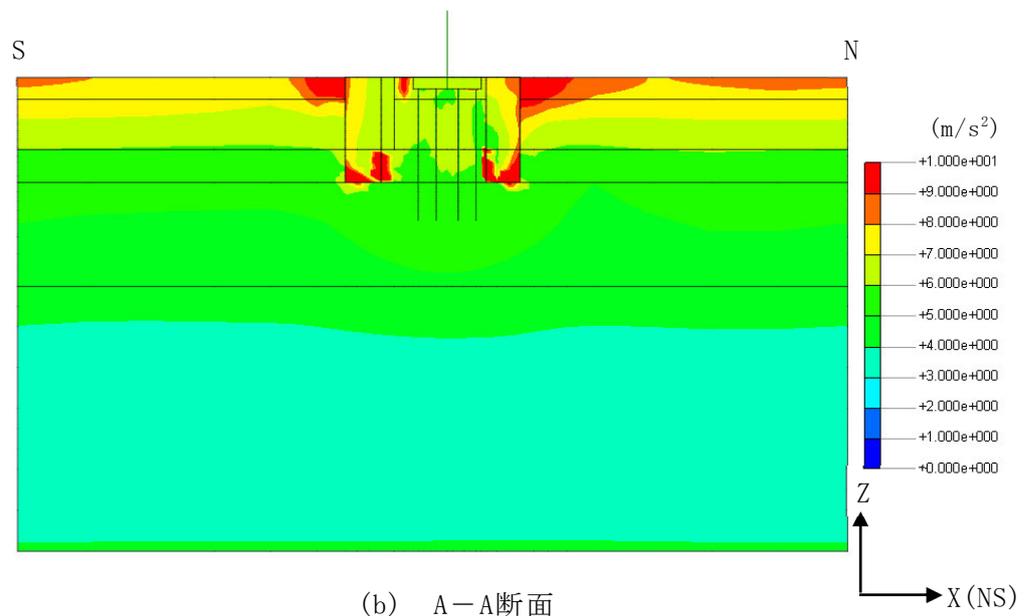


(b) A-A断面

図4-2 地盤の最大応答加速度 (Ss-1, EW方向)

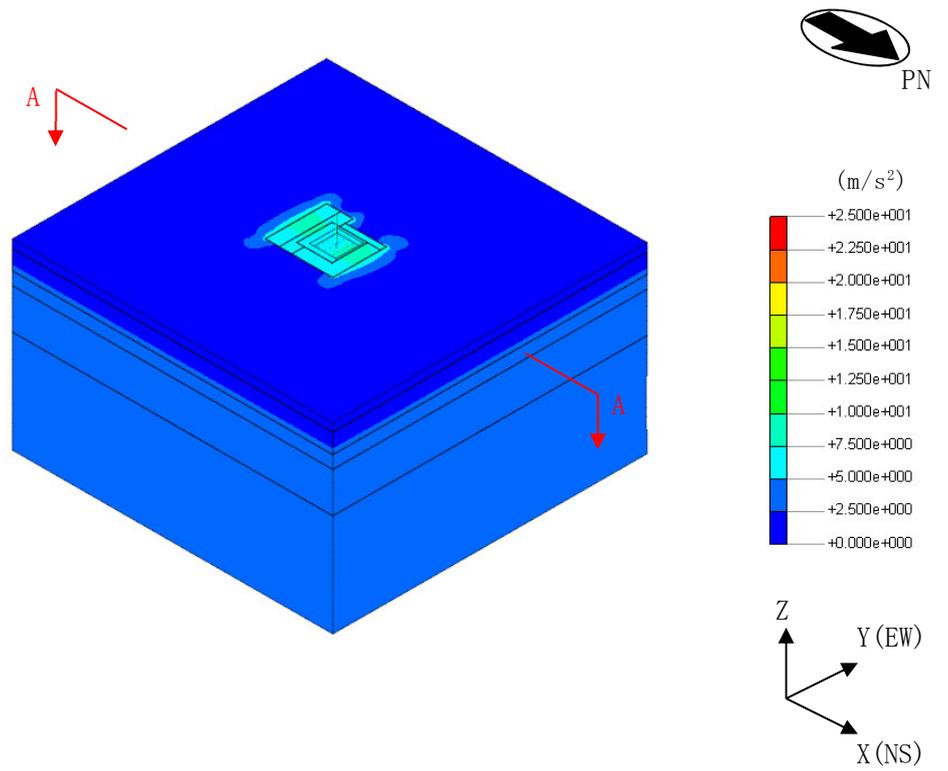


(a) 全体図

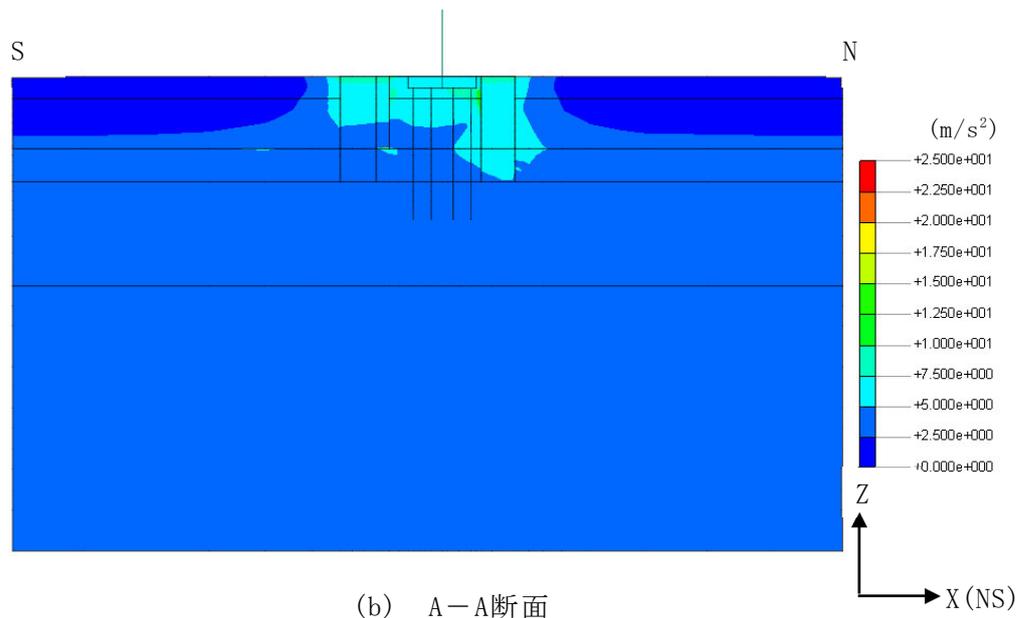


(b) A-A断面

図4-3 地盤の最大応答加速度 (Ss-1, UD方向)

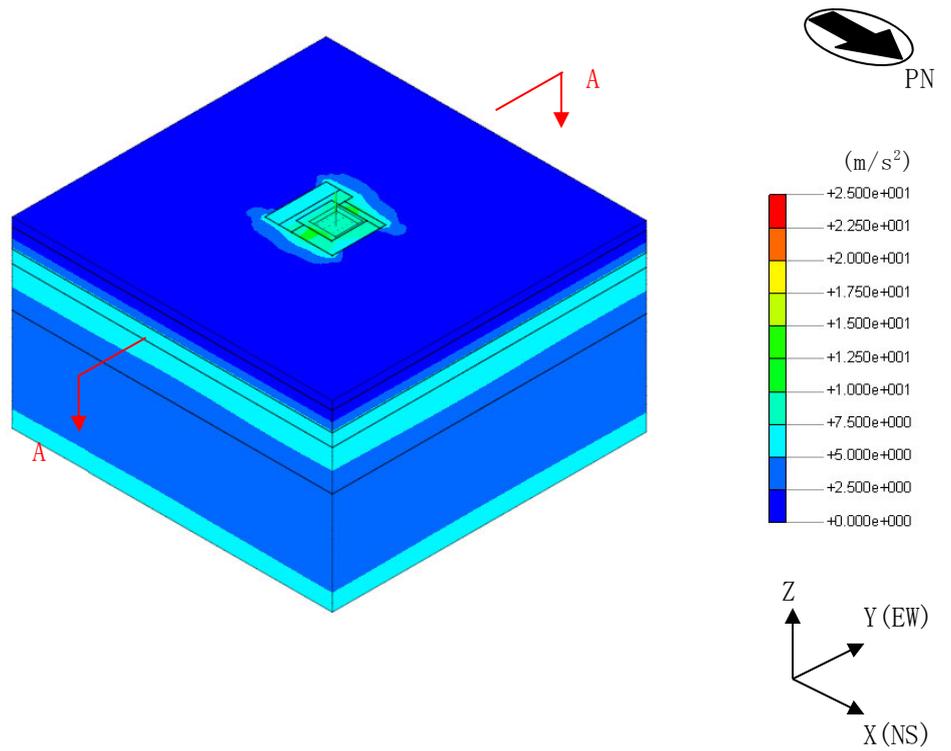


(a) 全体図

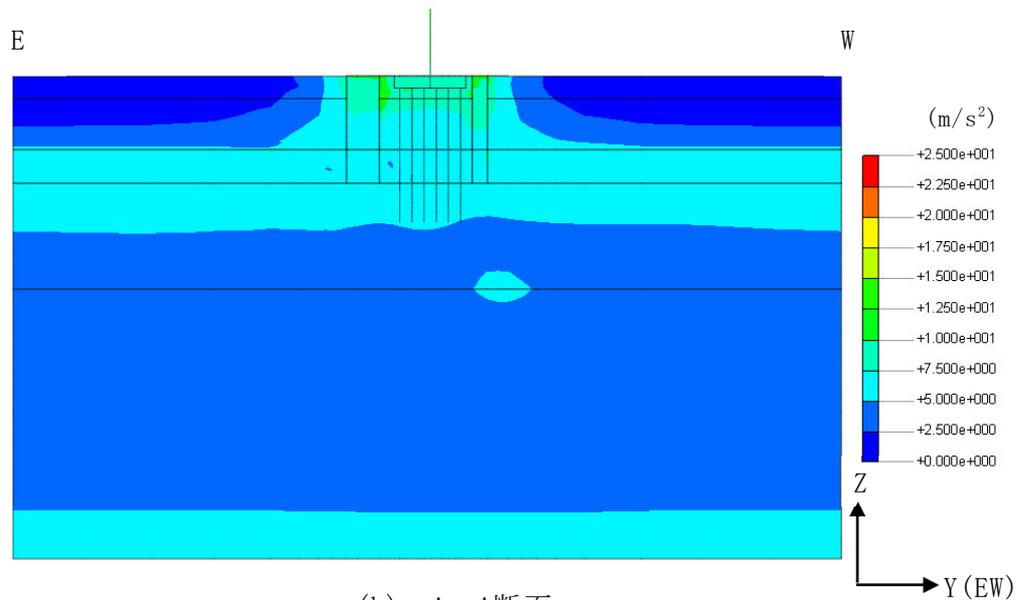


(b) A-A断面

図4-4 地盤の最大応答加速度 (Ss-2, NS方向)

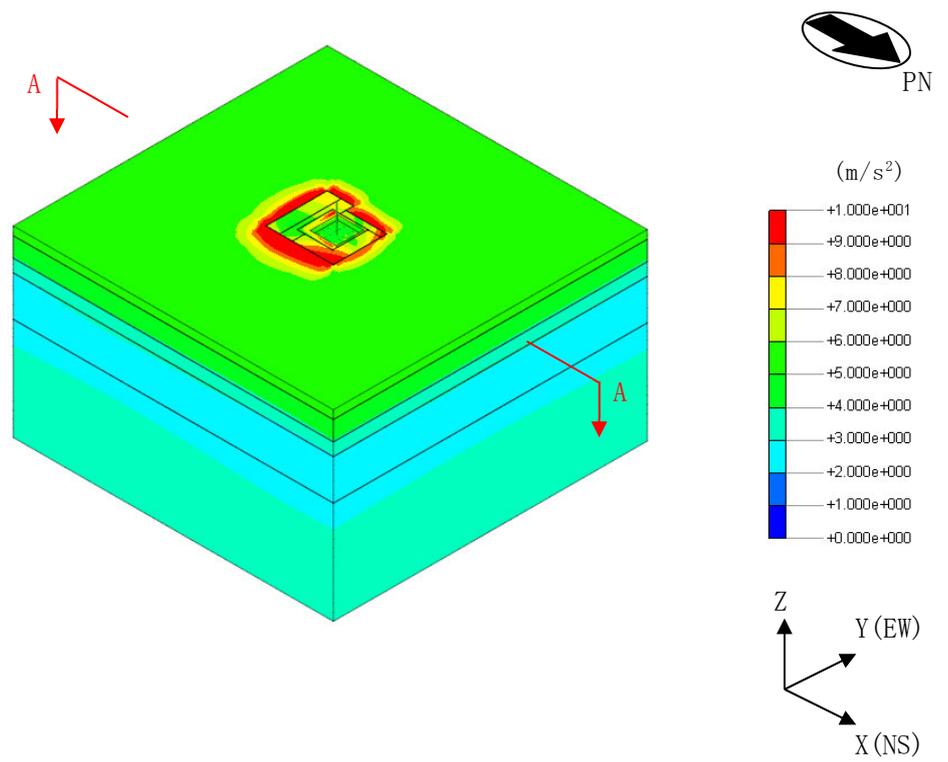


(a) 全体図

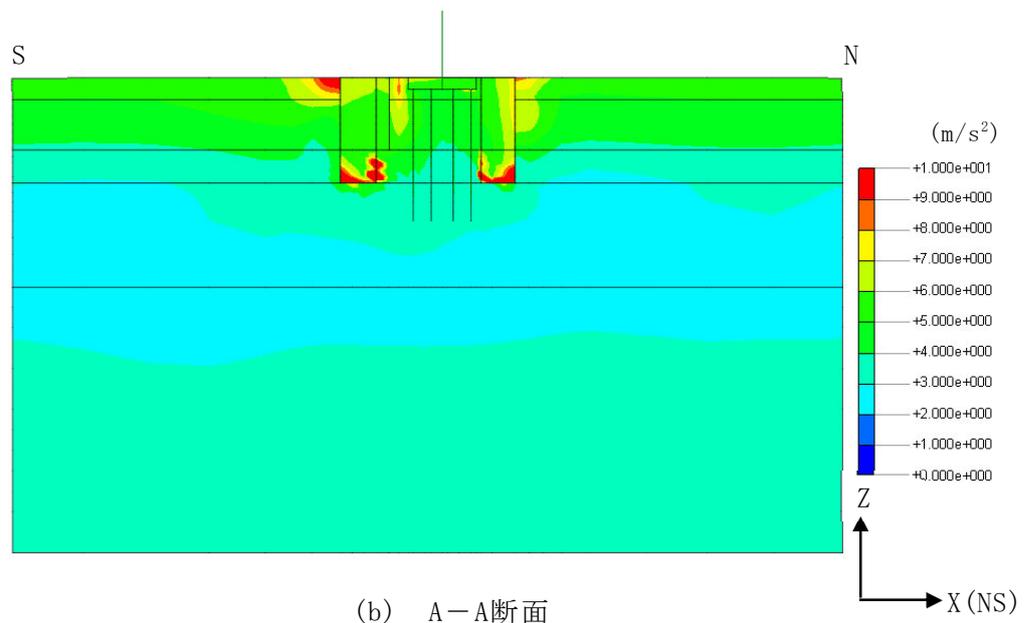


(b) A-A断面

図4-5 地盤の最大応答加速度 (Ss-2, EW方向)

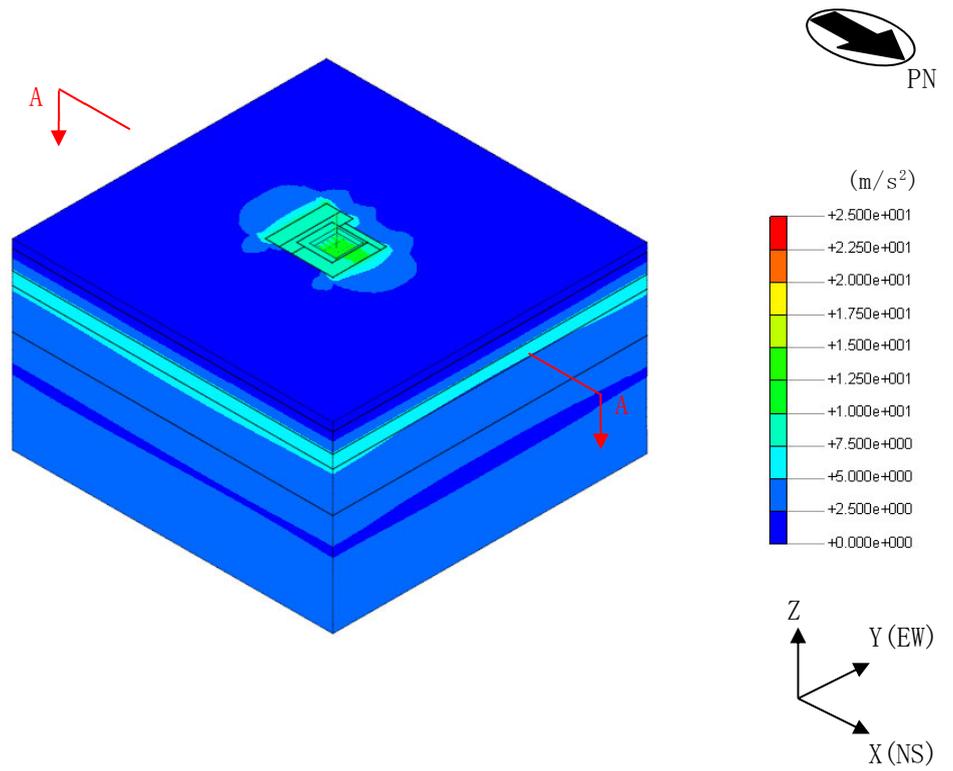


(a) 全体図

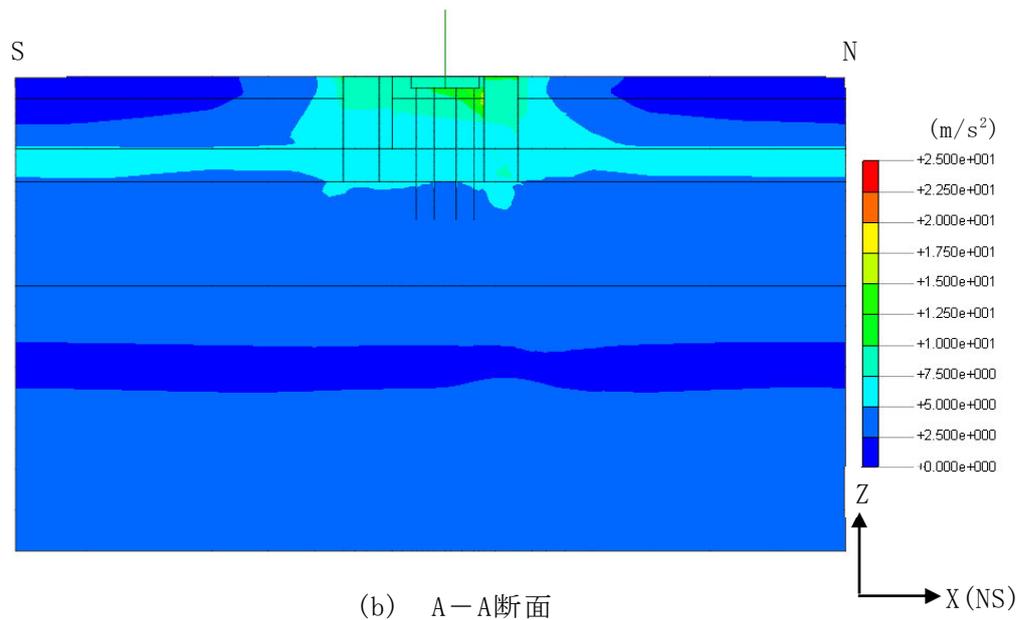


(b) A-A断面

図4-6 地盤の最大応答加速度 (Ss-2, UD方向)

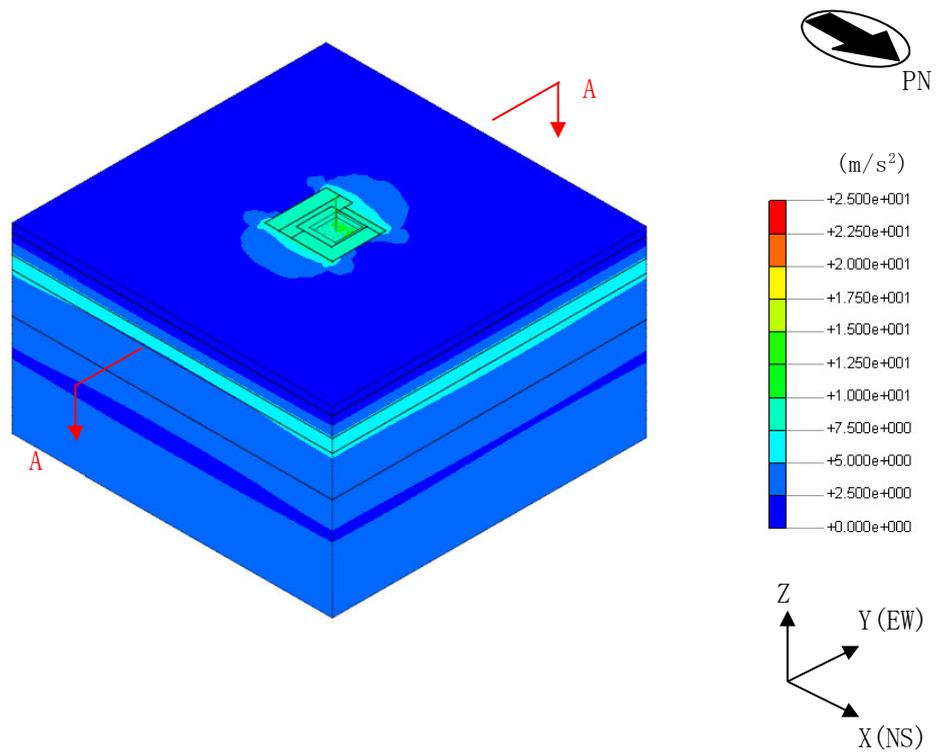


(a) 全体図

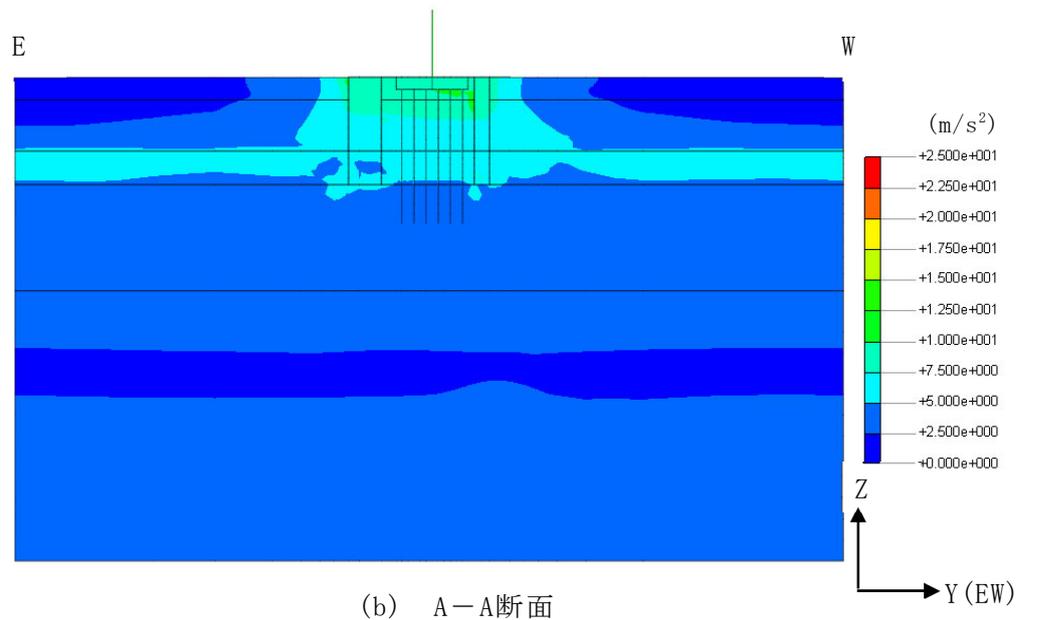


(b) A-A断面

図4-7 地盤の最大応答加速度 (Ss-8, NS方向)

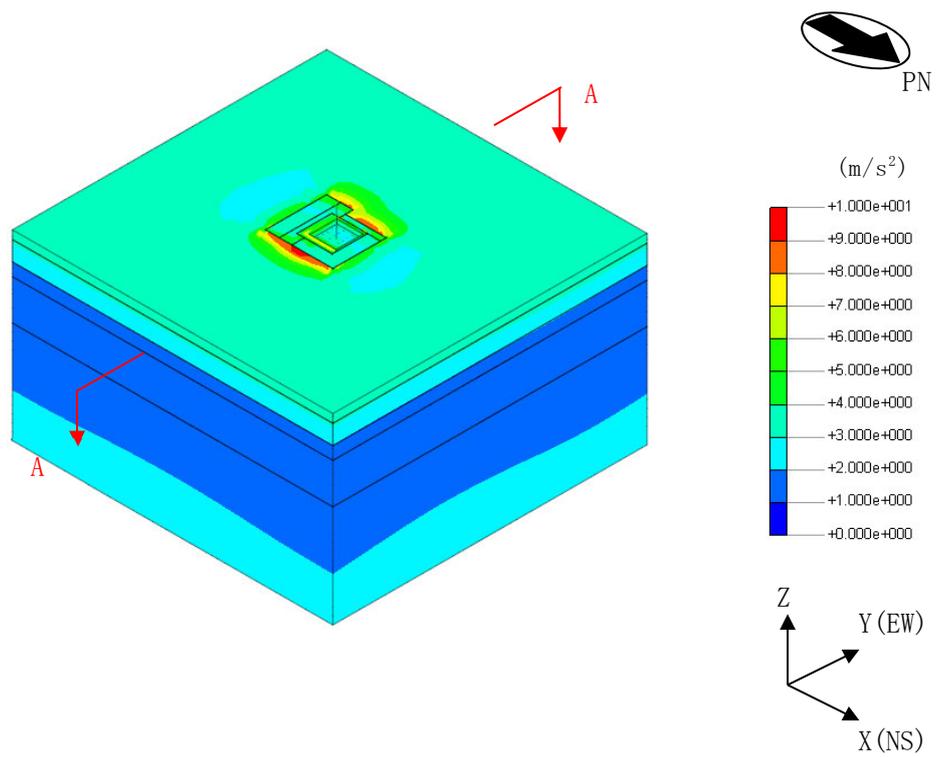


(a) 全体図

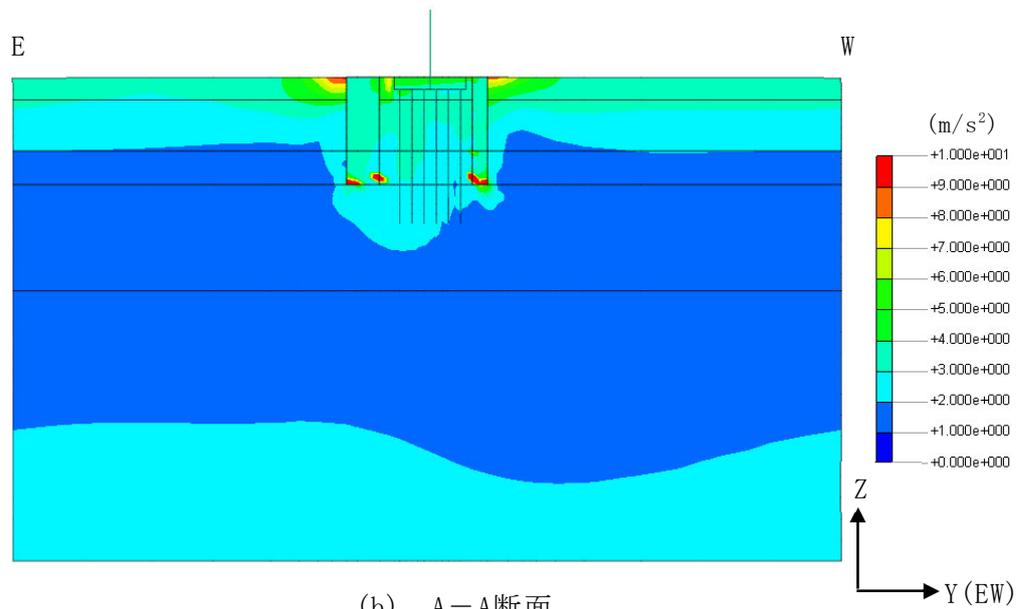


(b) A-A断面

図4-8 地盤の最大応答加速度 (Ss-8, EW方向)

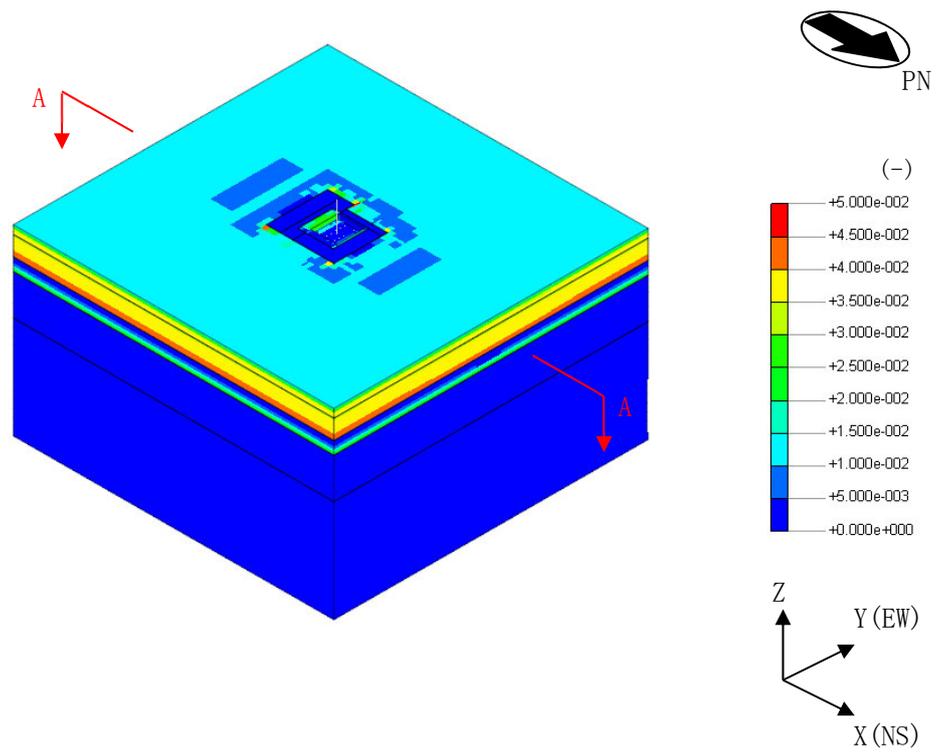


(a) 全体図

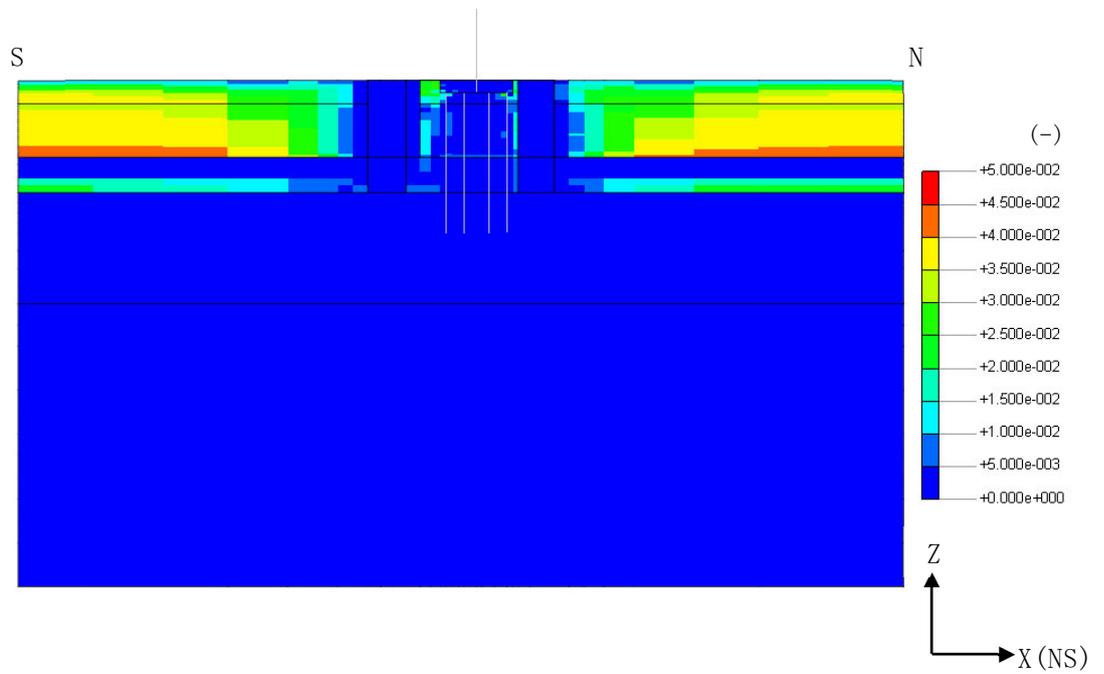


(b) A-A断面

図4-9 地盤の最大応答加速度 (Ss-8, UD方向)

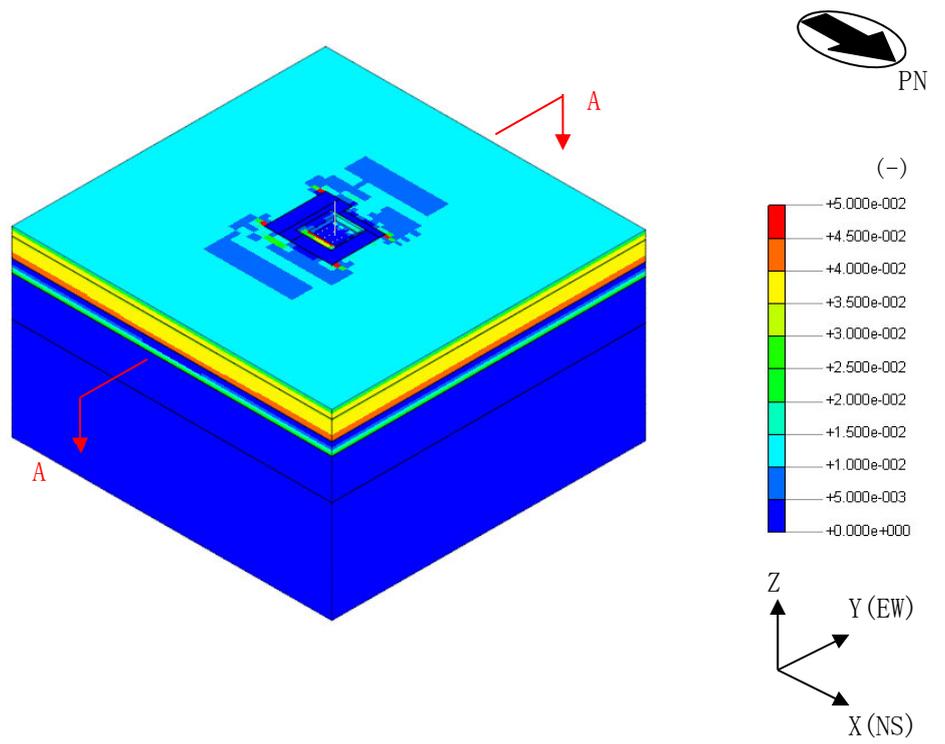


(a) 全体図

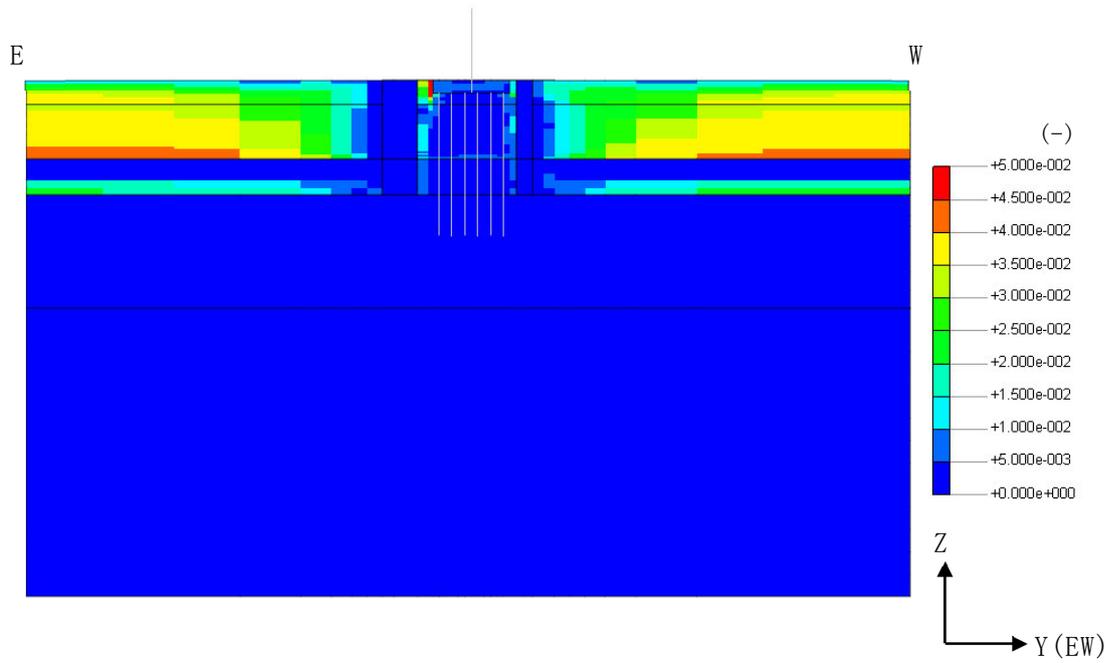


(b) A-A断面

図4-10 地盤の最大せん断ひずみ (Ss-1, NS方向)

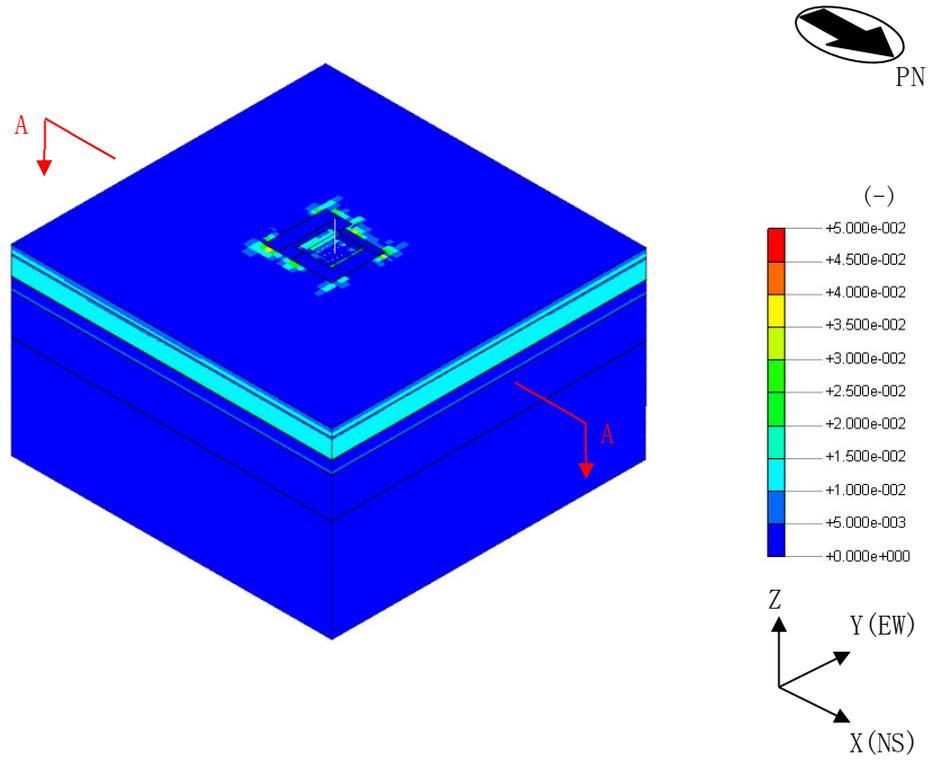


(a) 全体図

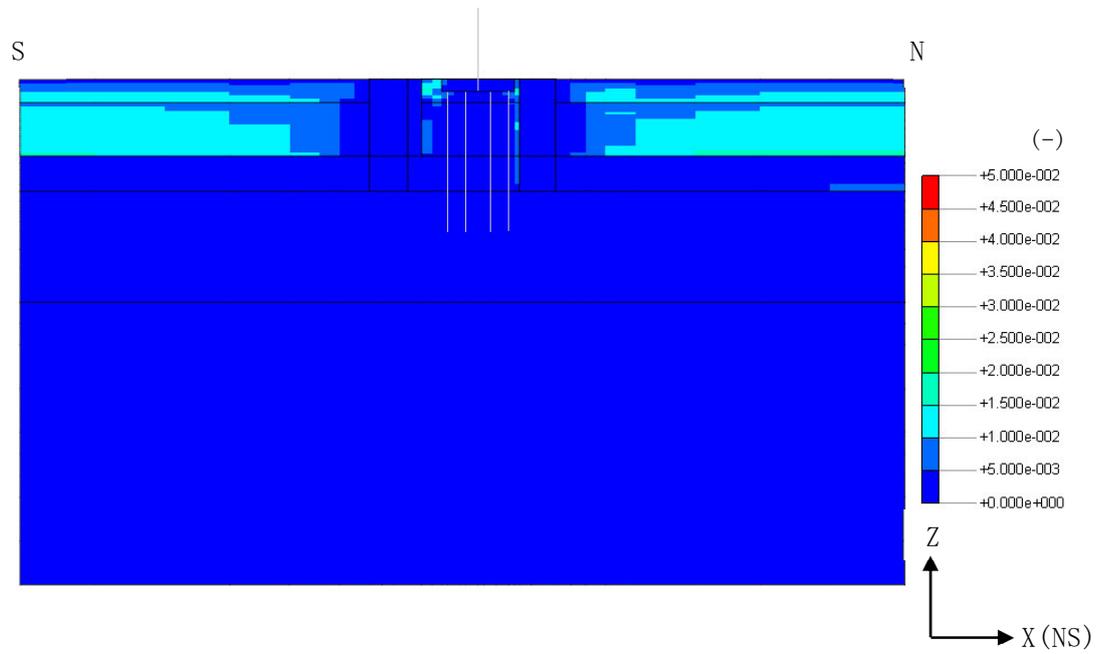


(b) A-A断面

図4-11 地盤の最大せん断ひずみ (Ss-1, EW方向)

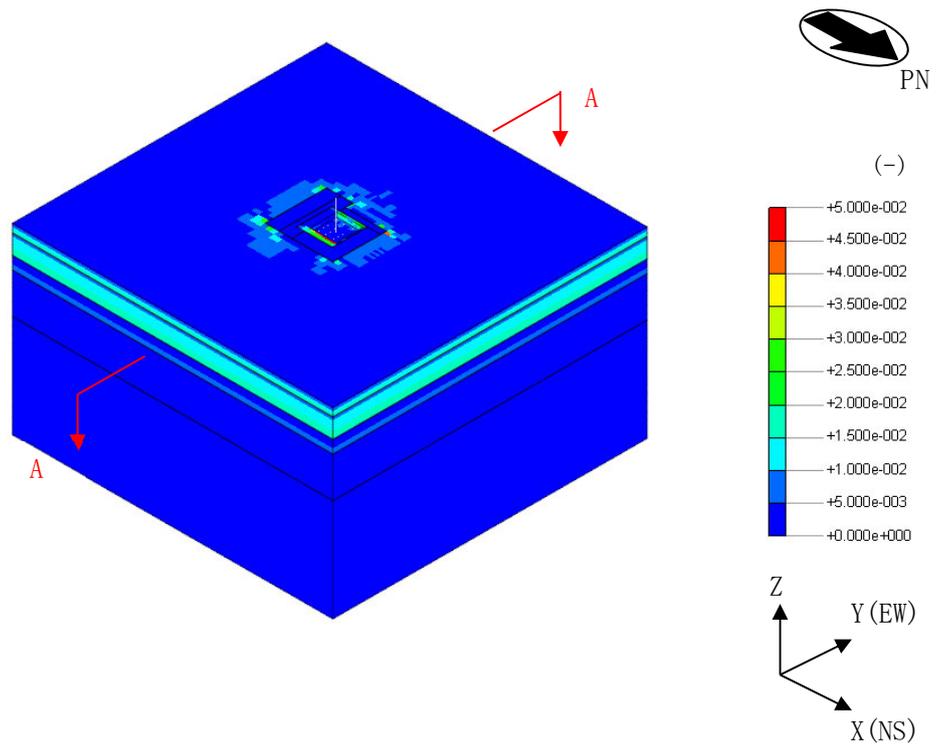


(a) 全体図

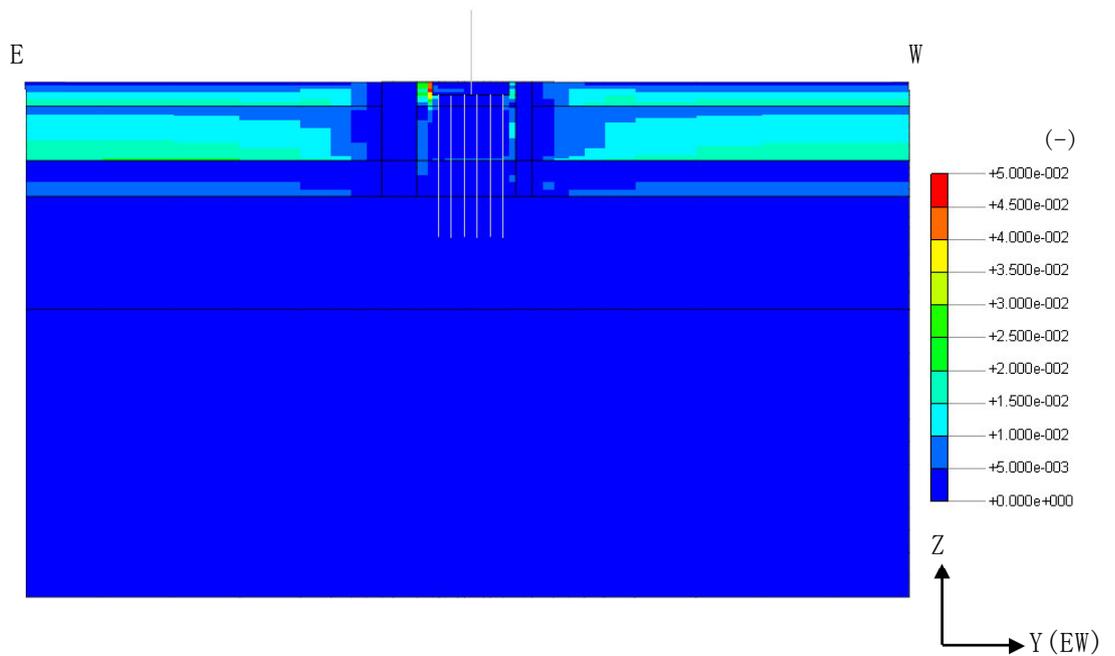


(b) A-A断面

図4-12 地盤の最大せん断ひずみ (Ss-2, NS方向)

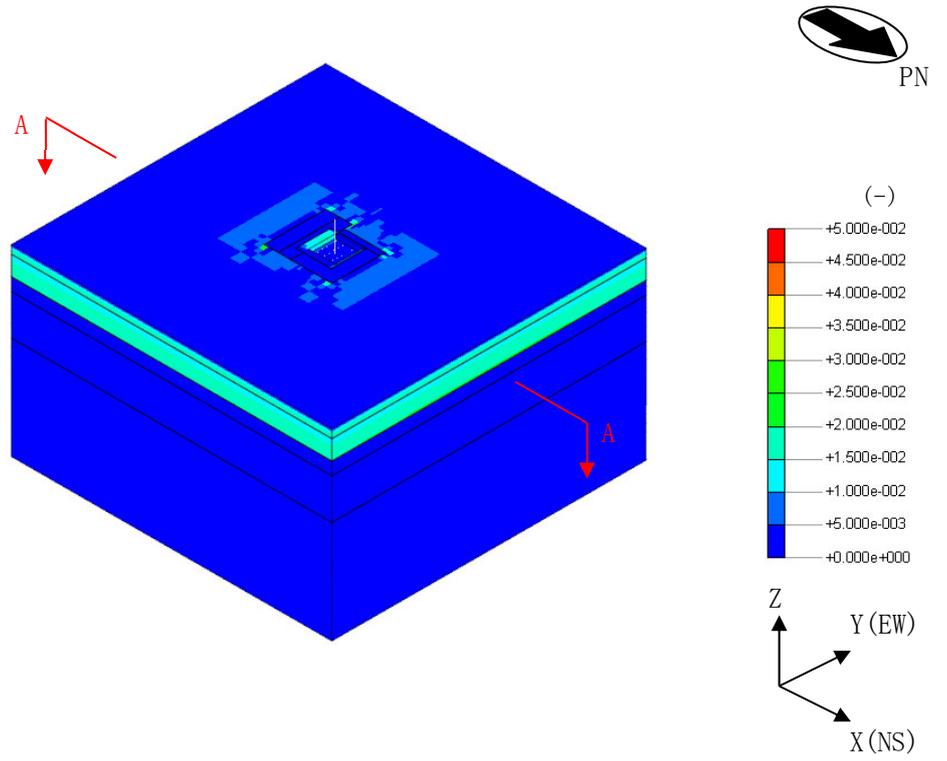


(a) 全体図

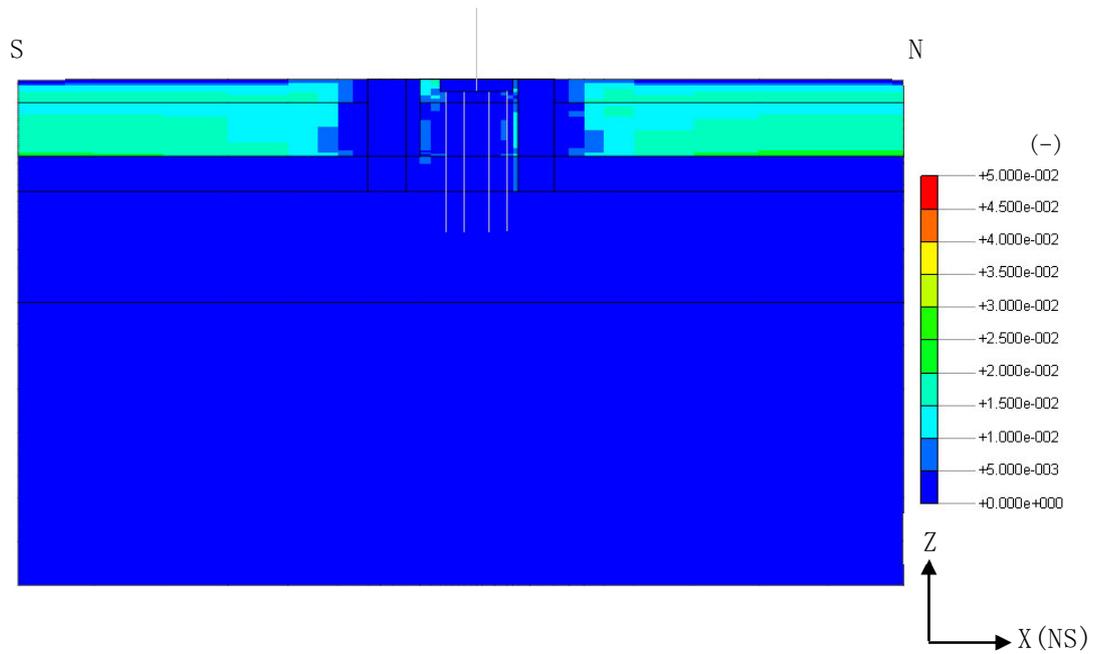


(b) A-A断面

図4-13 地盤の最大せん断ひずみ (Ss-2, EW方向)

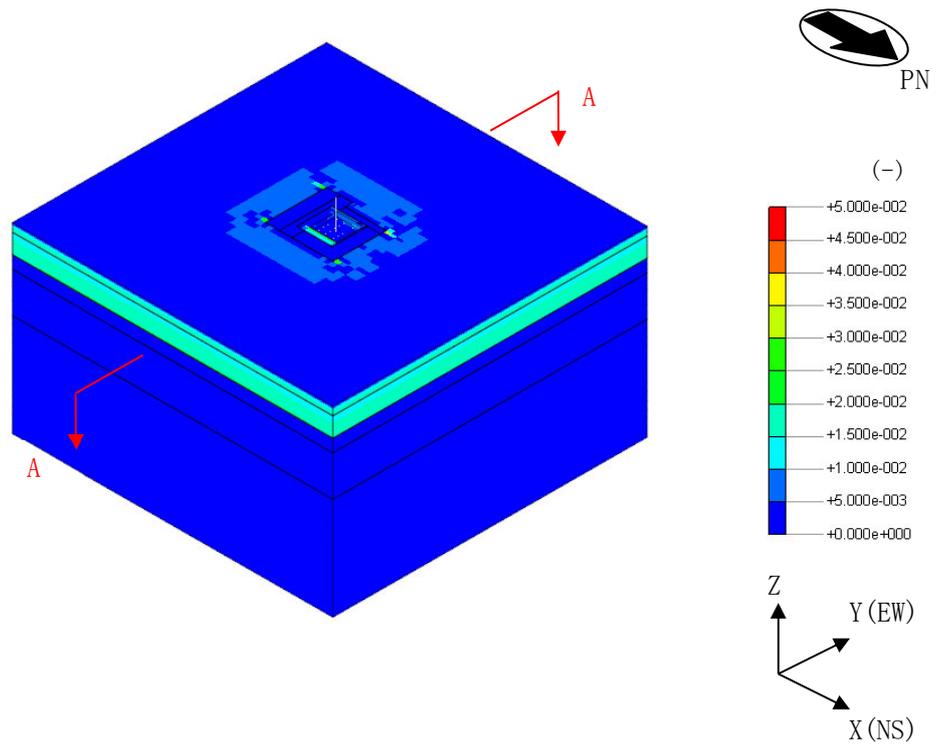


(a) 全体図

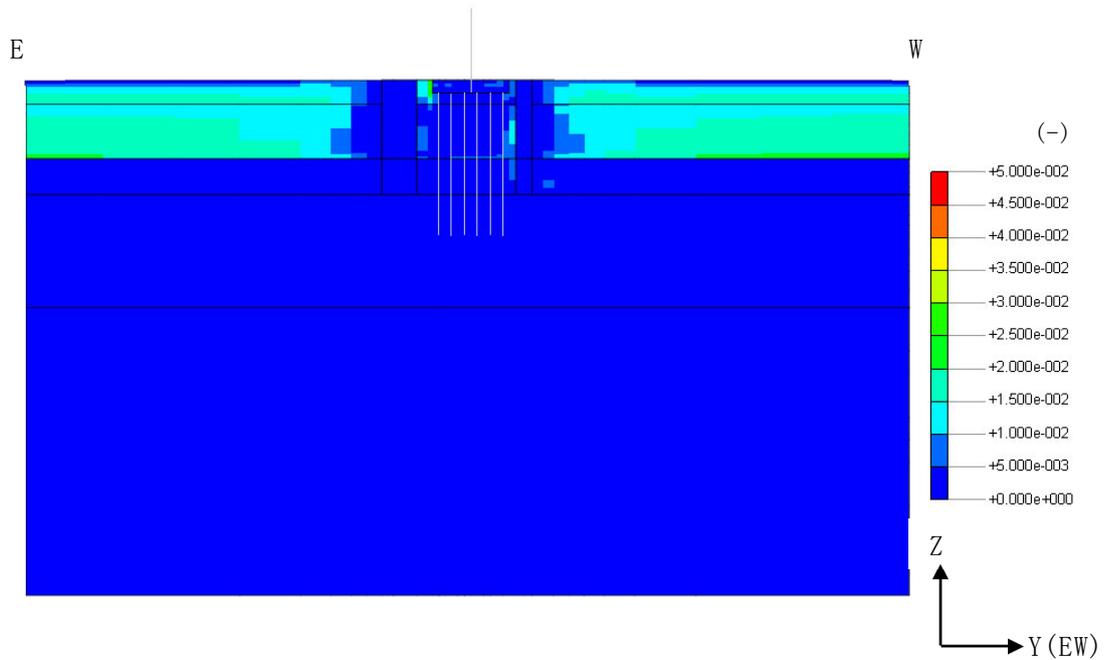


(b) A-A断面

図4-14 地盤の最大せん断ひずみ (Ss-8, NS方向)

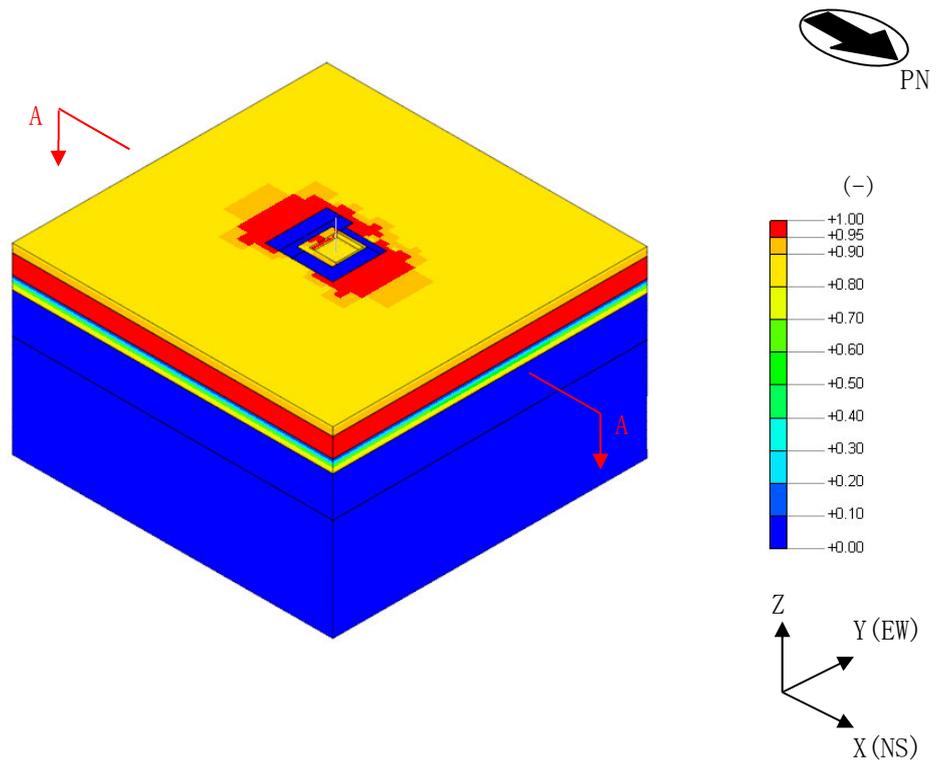


(a) 全体図

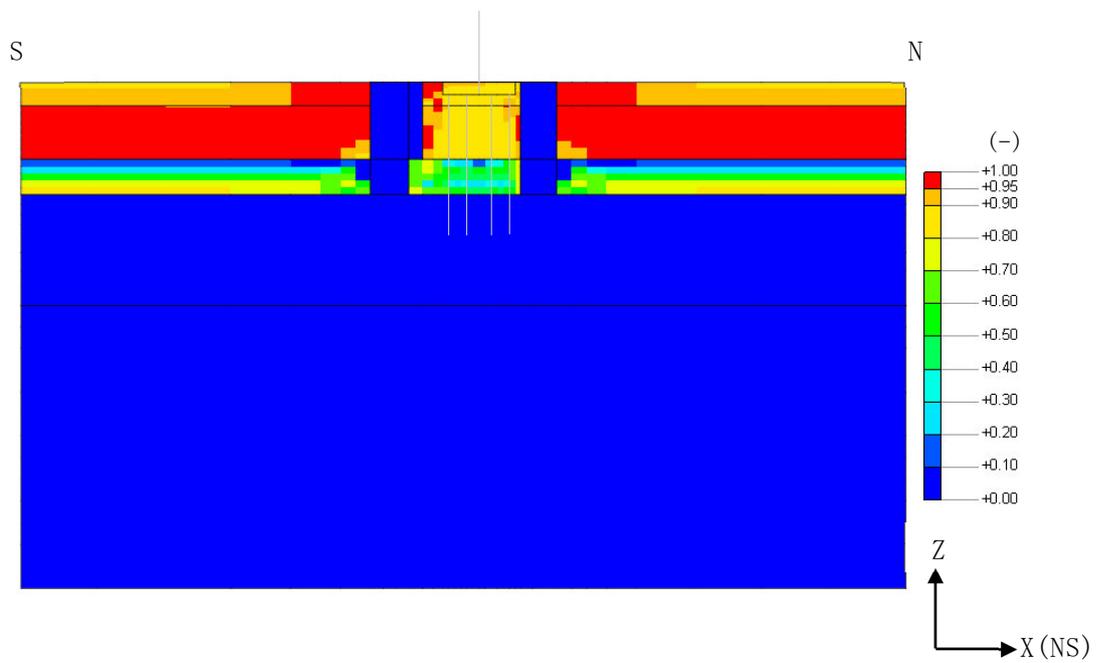


(b) A-A断面

図4-15 地盤の最大せん断ひずみ (Ss-8, EW方向)

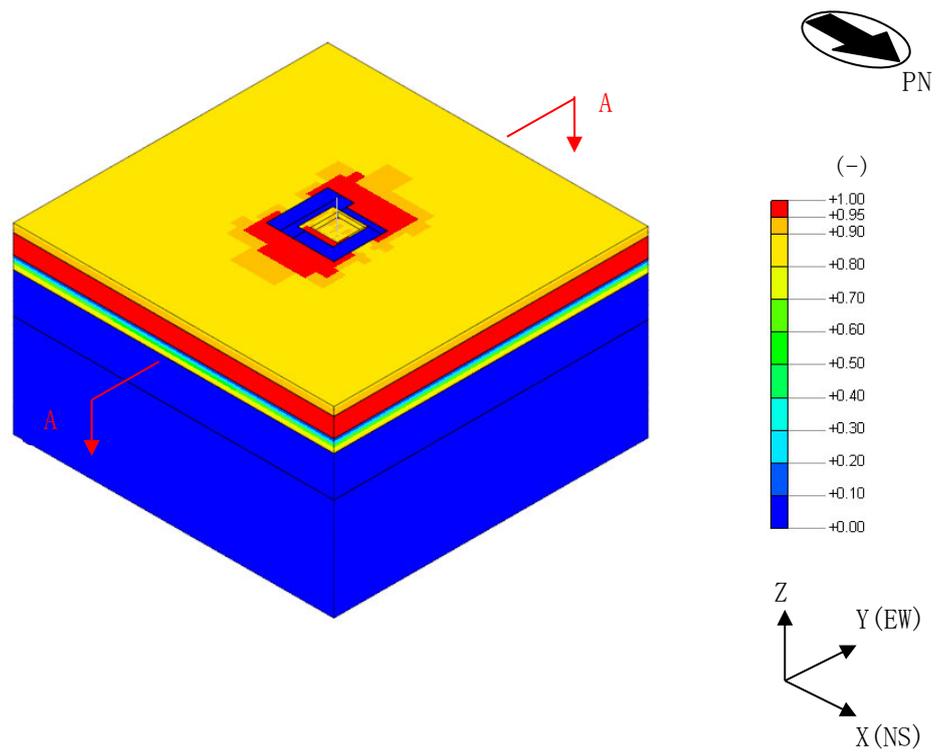


(a) 全体図

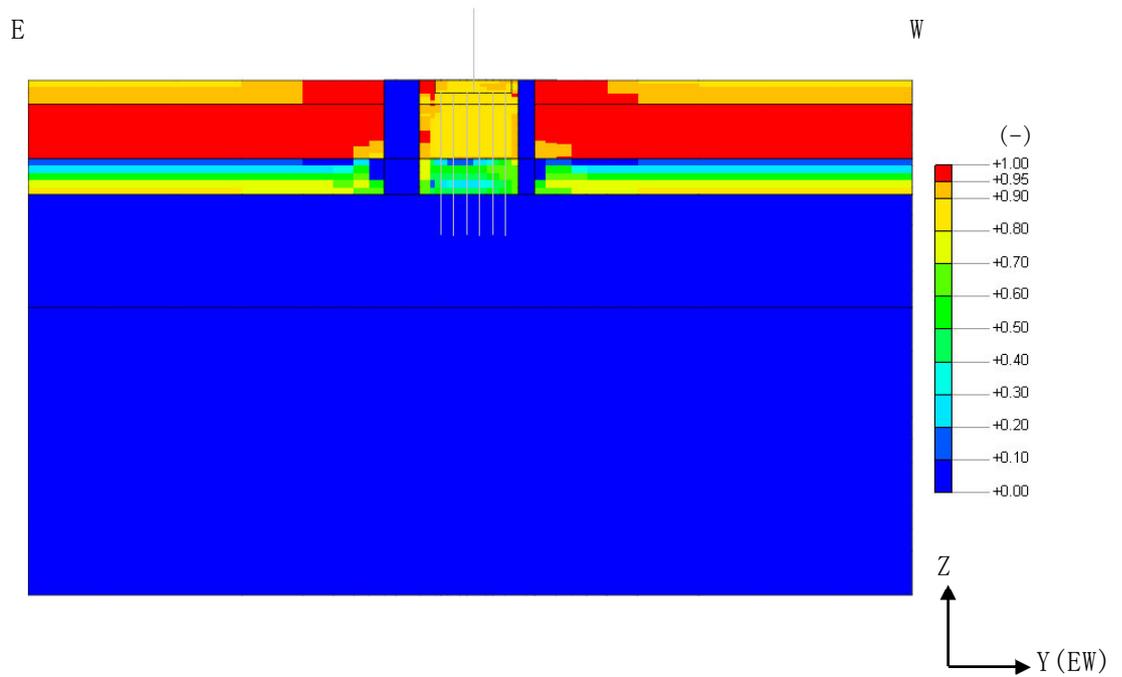


(b) A-A断面

図4-16 最大過剰間隙水圧比 (Ss-1, NS方向)

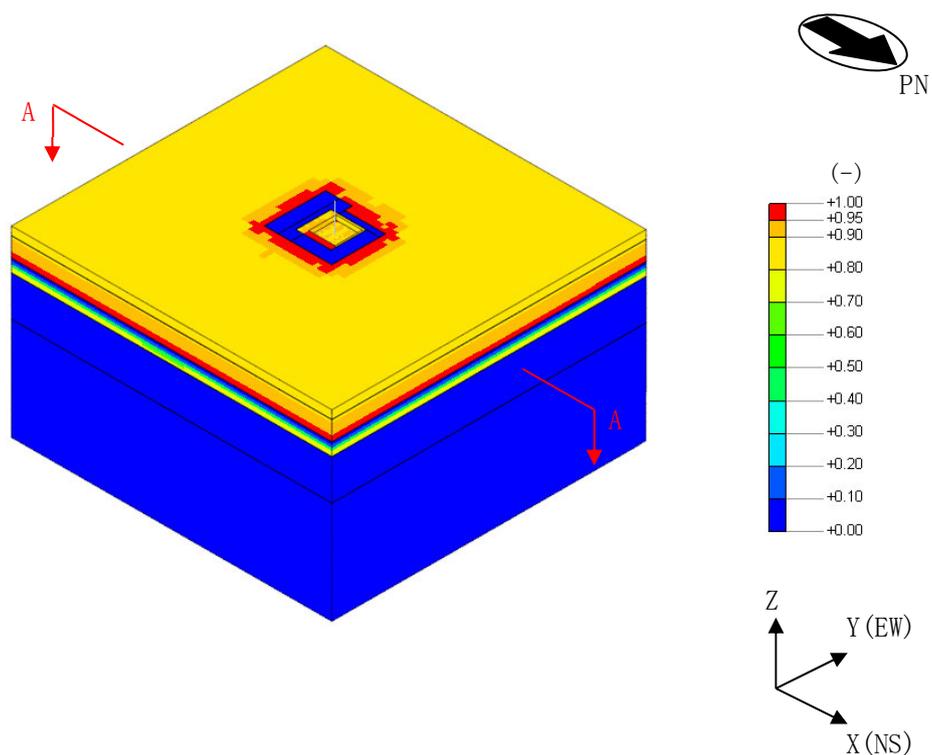


(a) 全体図

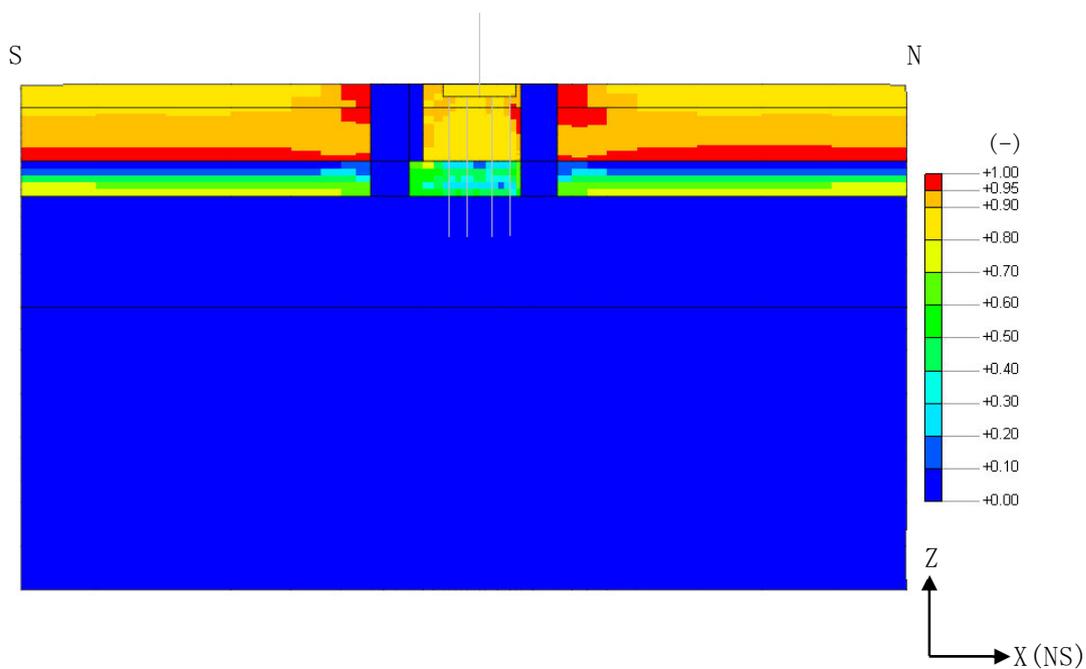


(b) A-A断面

図4-17 最大過剰間隙水圧比 (Ss-1, EW方向)

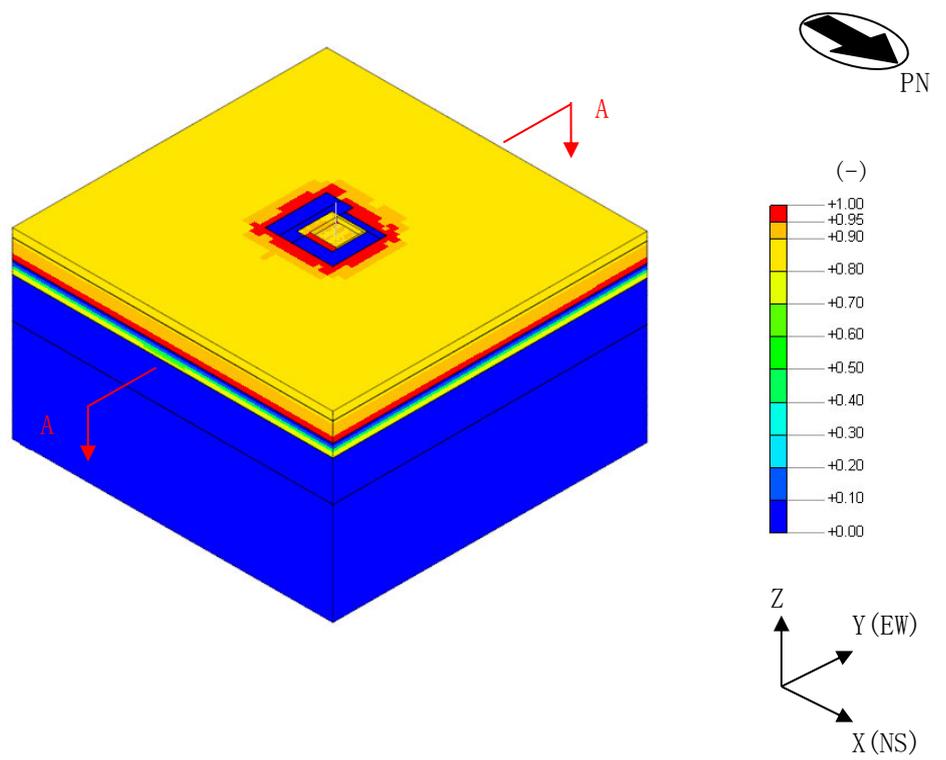


(a) 全体図

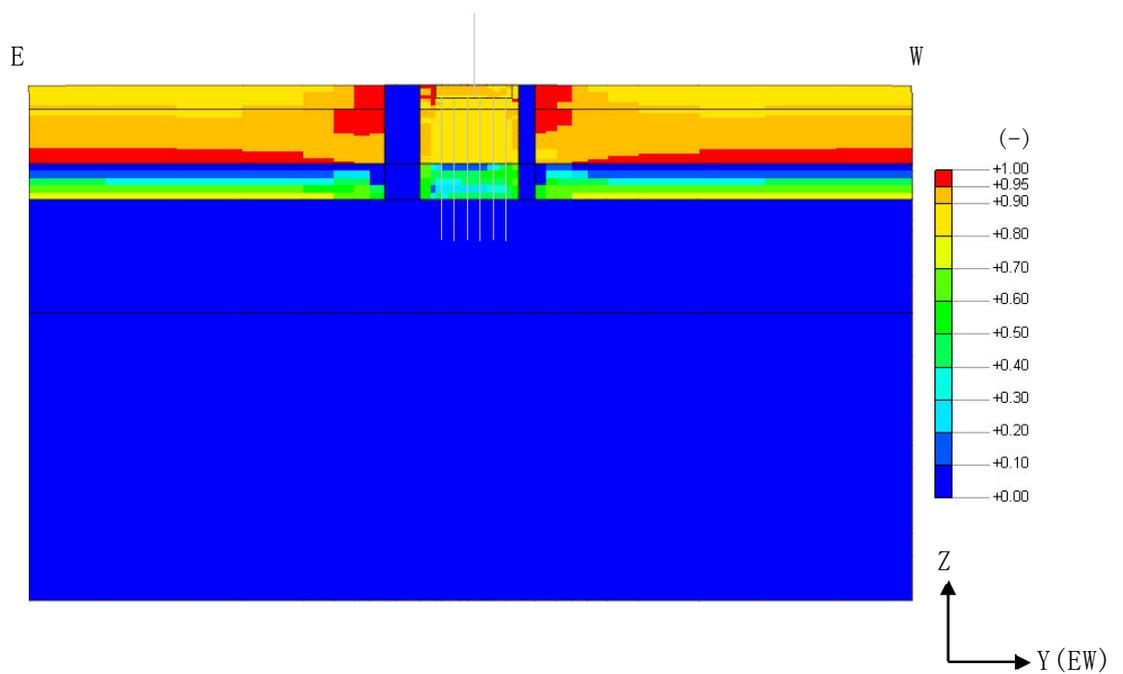


(b) A-A断面

図4-18 最大過剰間隙水圧比 (Ss-2, NS方向)

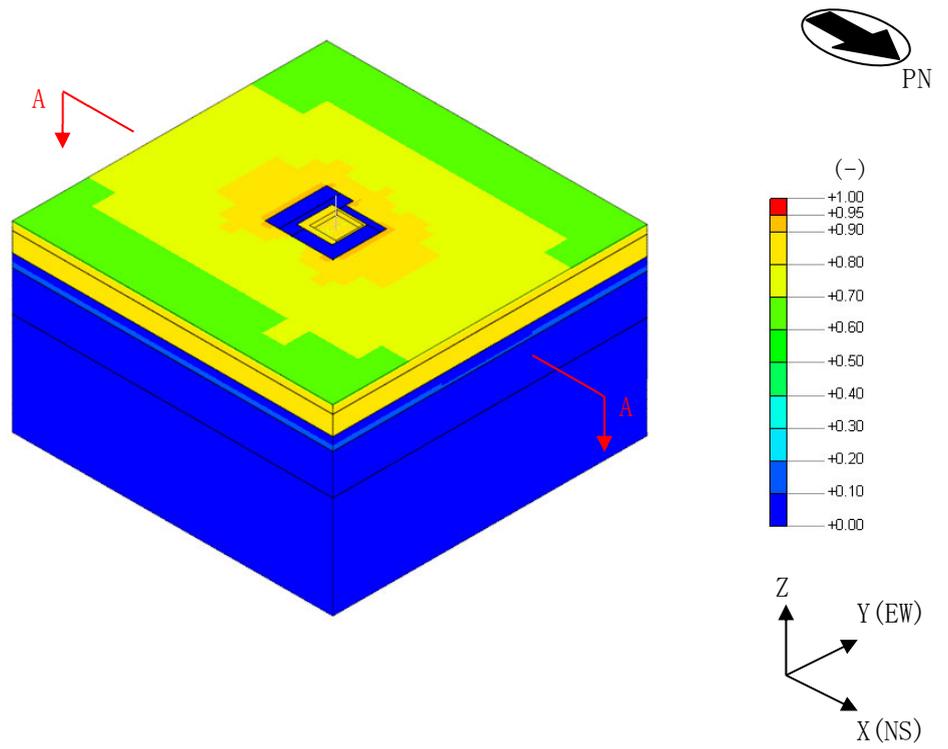


(a) 全体図

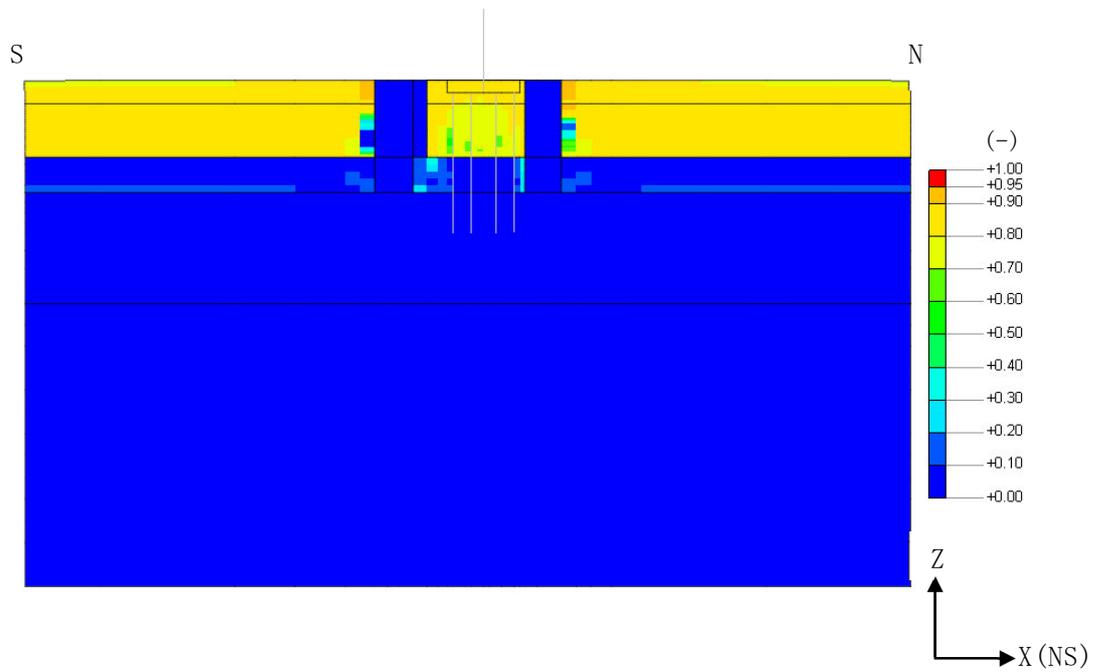


(b) A-A断面

図4-19 最大過剰間隙水圧比 (Ss-2, EW方向)

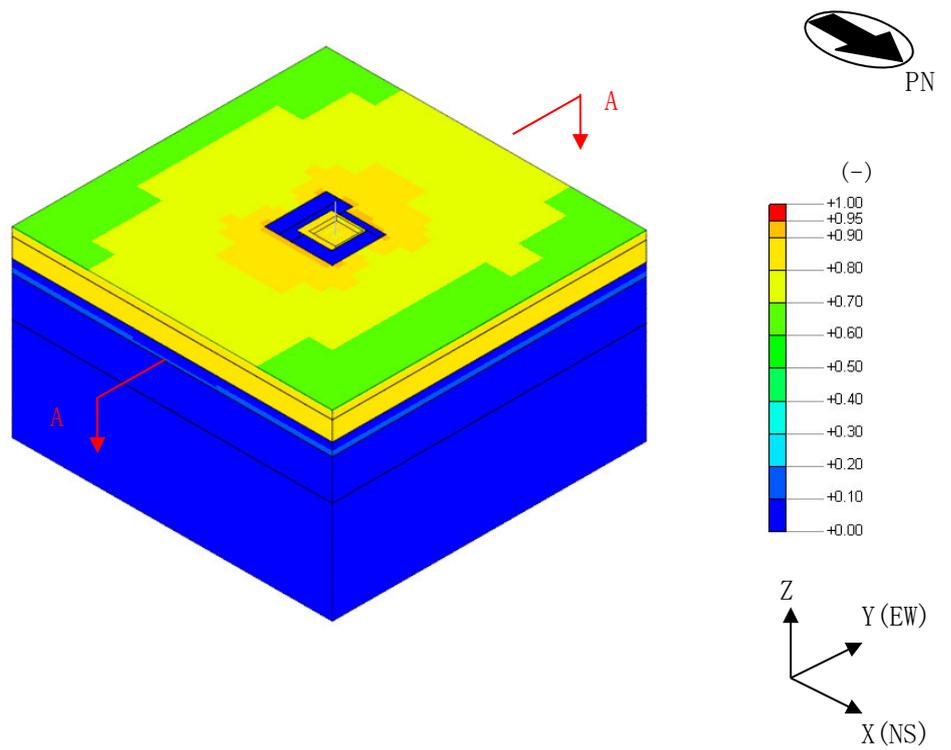


(a) 全体図

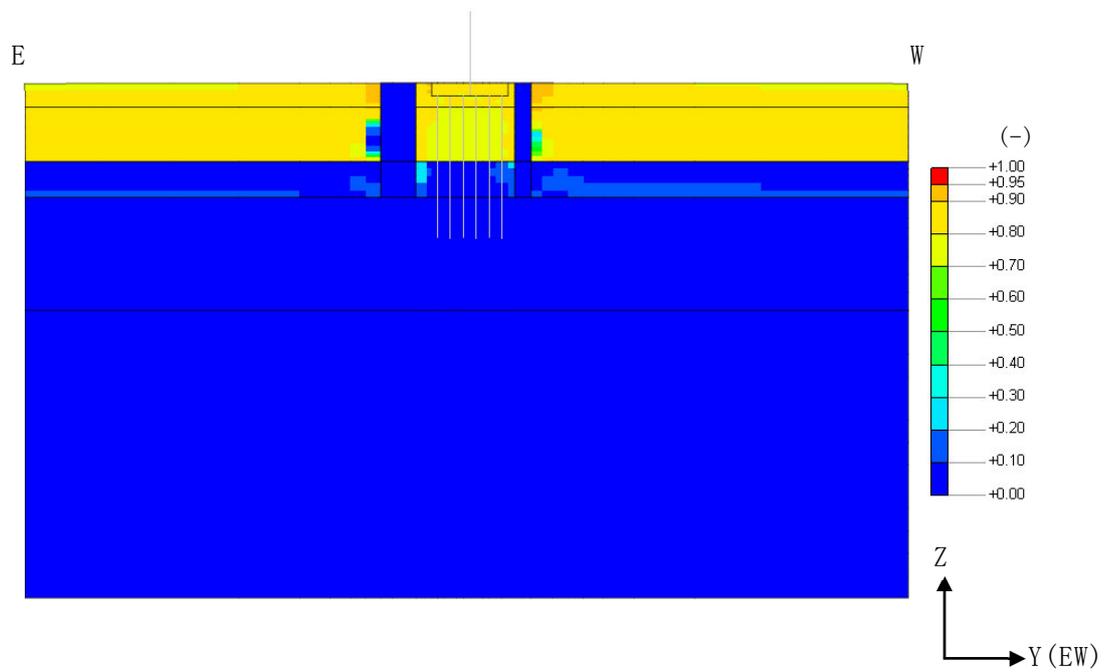


(b) A-A断面

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 ( $S_{s-8}$ , EW方向)

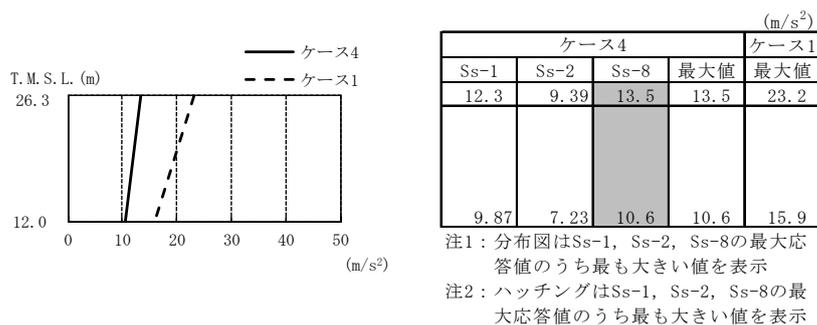


図4-22 最大応答加速度 (基準地震動 S<sub>s</sub>, NS方向)

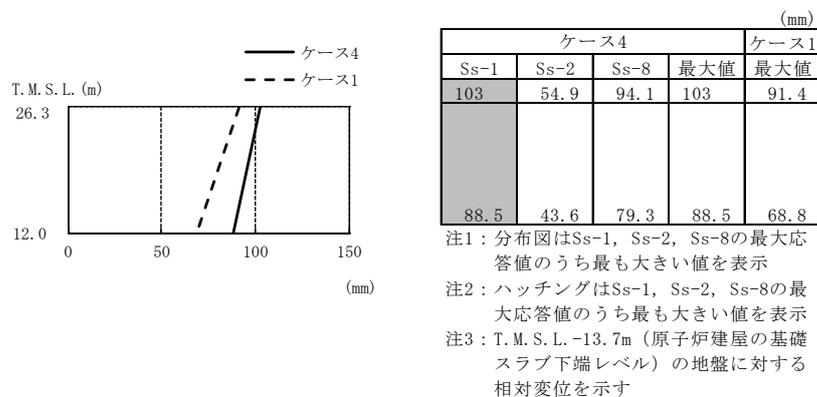


図4-23 最大応答変位 (基準地震動 S<sub>s</sub>, NS方向)

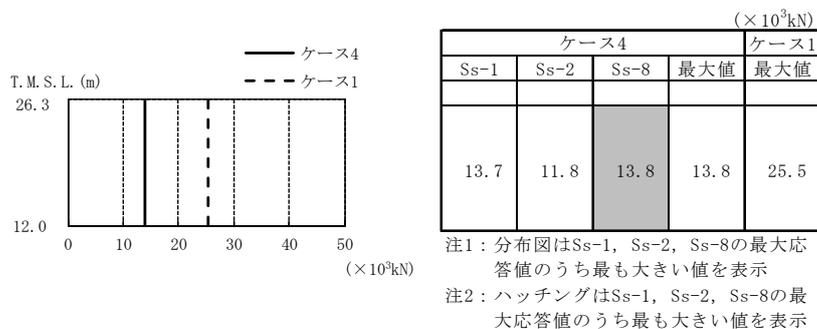


図4-24 最大応答せん断力 (基準地震動 S<sub>s</sub>, NS方向)

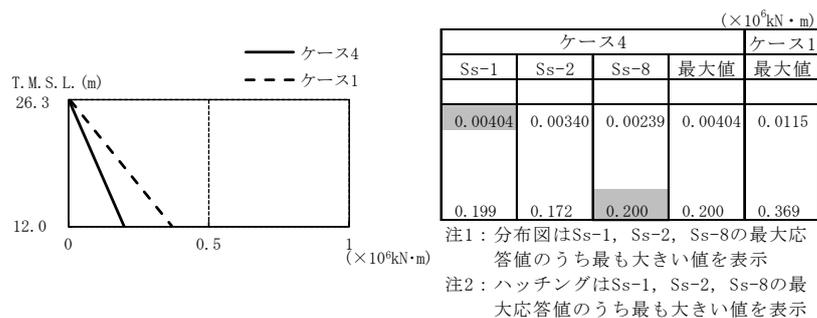


図4-25 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S<sub>s</sub>, NS方向)

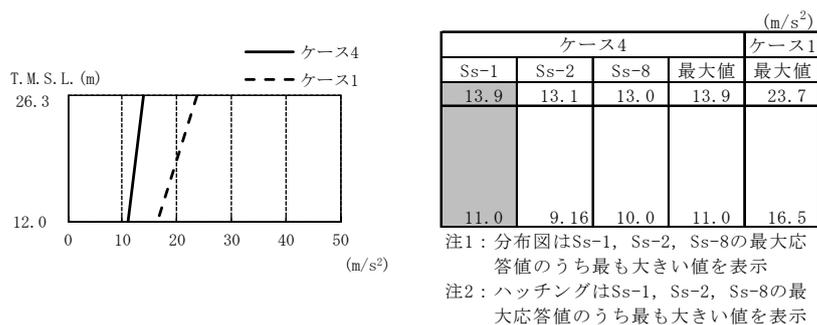


図4-26 最大応答加速度 (基準地震動 S s , EW方向)

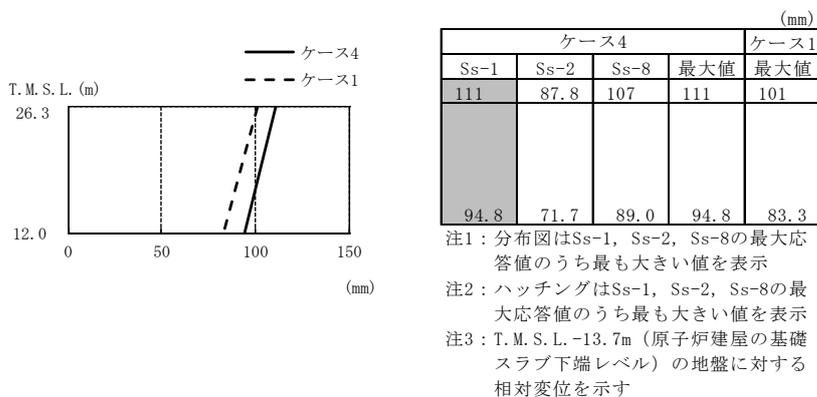


図4-27 最大応答変位 (基準地震動 S s , EW方向)

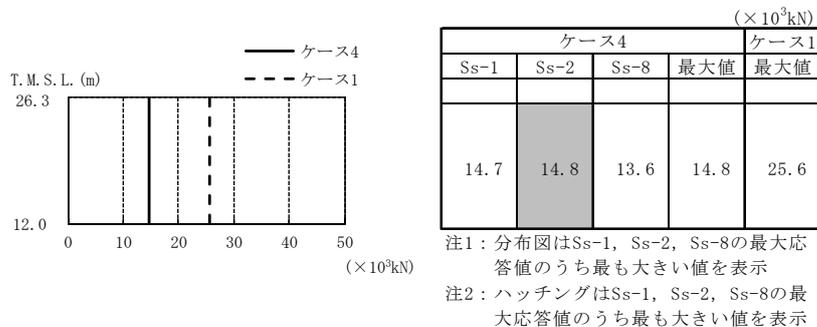


図4-28 最大応答せん断力 (基準地震動 S s , EW方向)

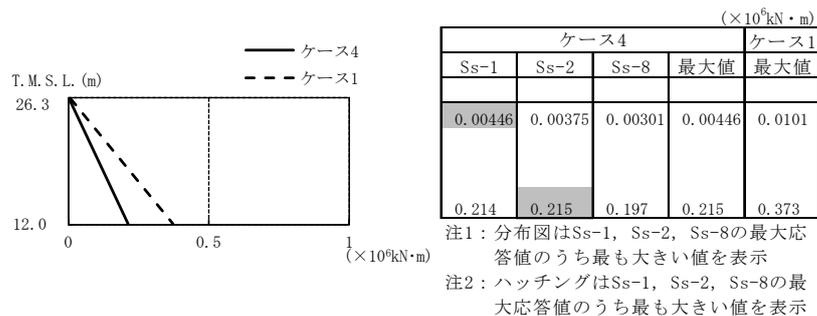


図4-29 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S s , EW方向)

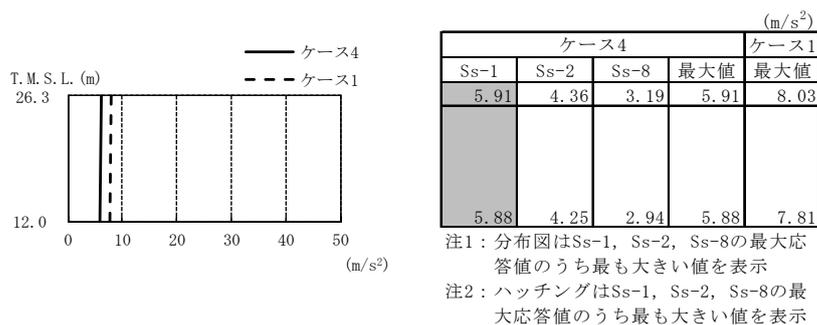


図4-30 最大応答加速度（基準地震動 S<sub>s</sub>，鉛直方向）

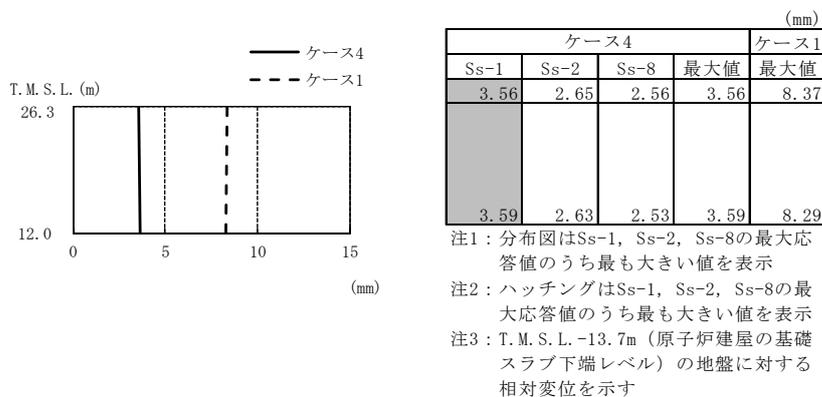


図4-31 最大応答変位（基準地震動 S<sub>s</sub>，鉛直方向）

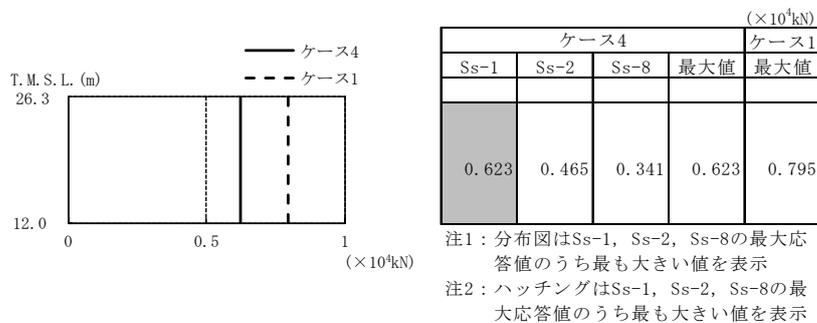


図4-32 最大応答軸力（基準地震動 S<sub>s</sub>，鉛直方向）

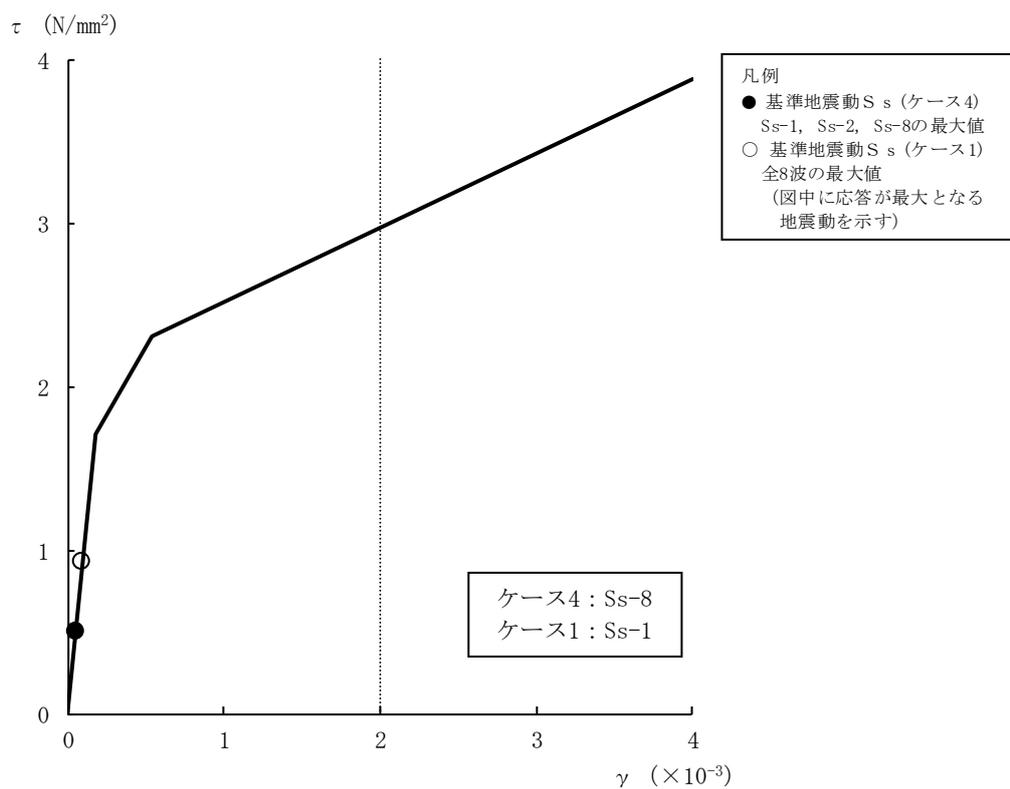


図4-33 せん断スケルトン曲線上の最大応答値（基準地震動  $S_s$ ，NS方向）

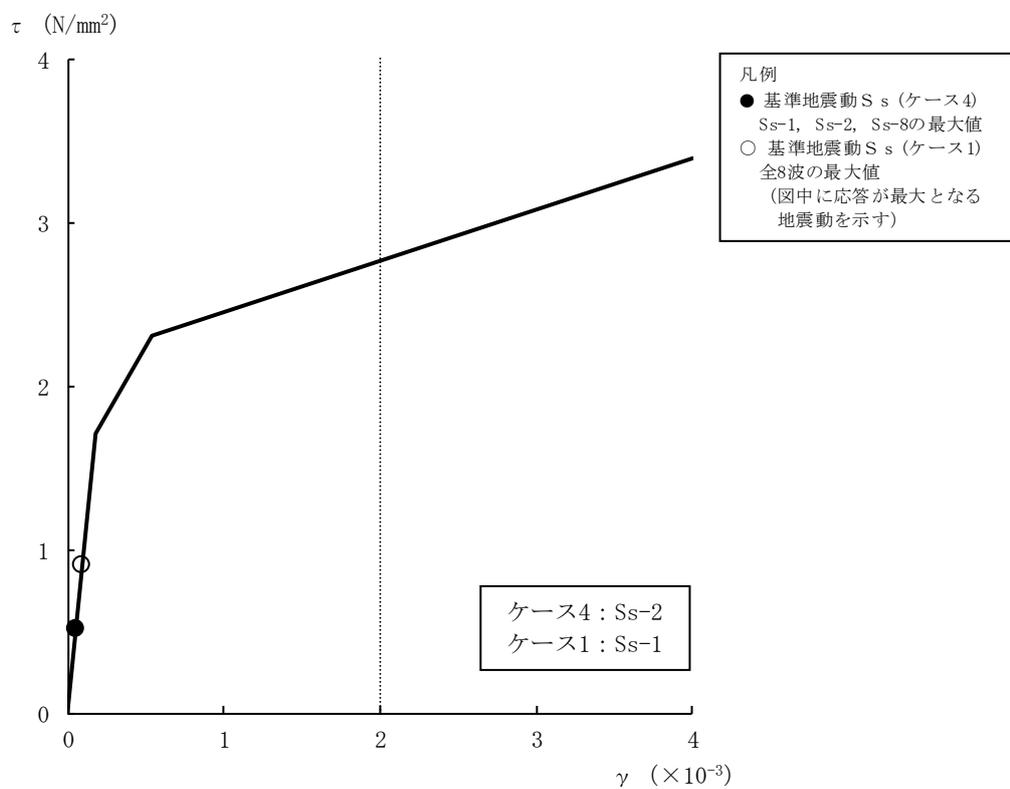
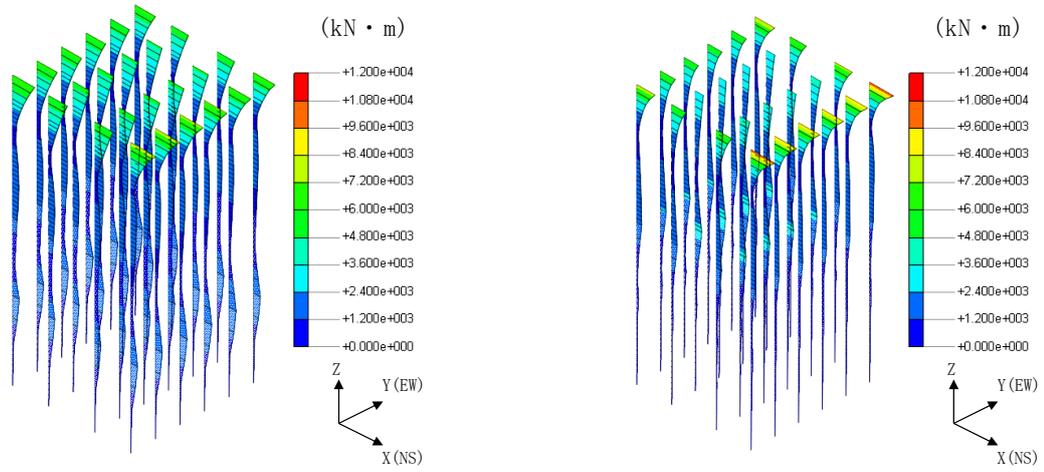


図4-34 せん断スケルトン曲線上の最大応答値（基準地震動  $S_s$ ，EW方向）

ケース 4

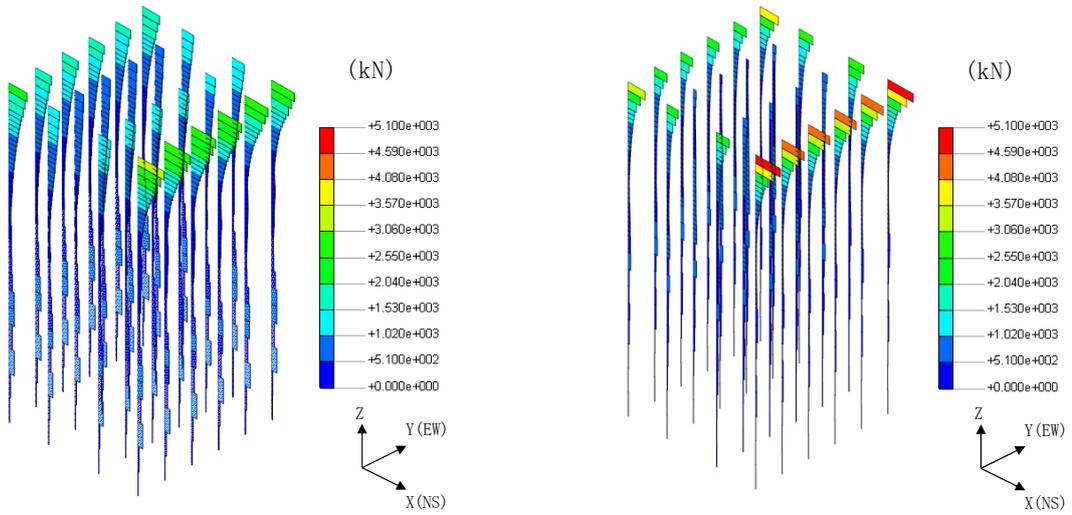
ケース 1



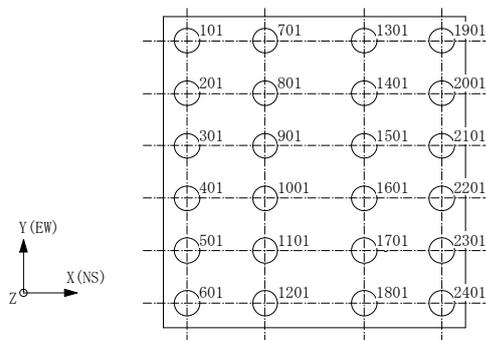
(a) 最大応答曲げモーメント

ケース 4

ケース 1

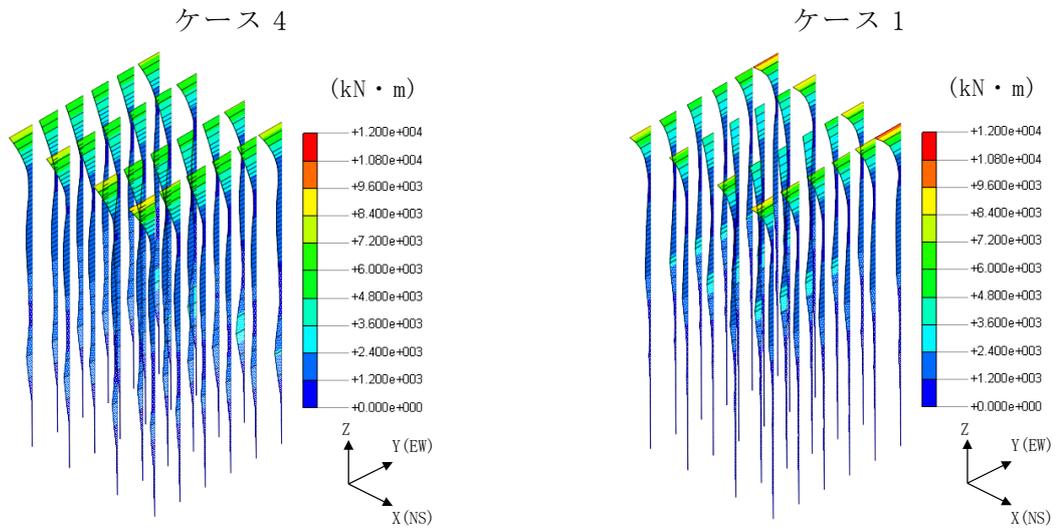


(b) 最大応答せん断力

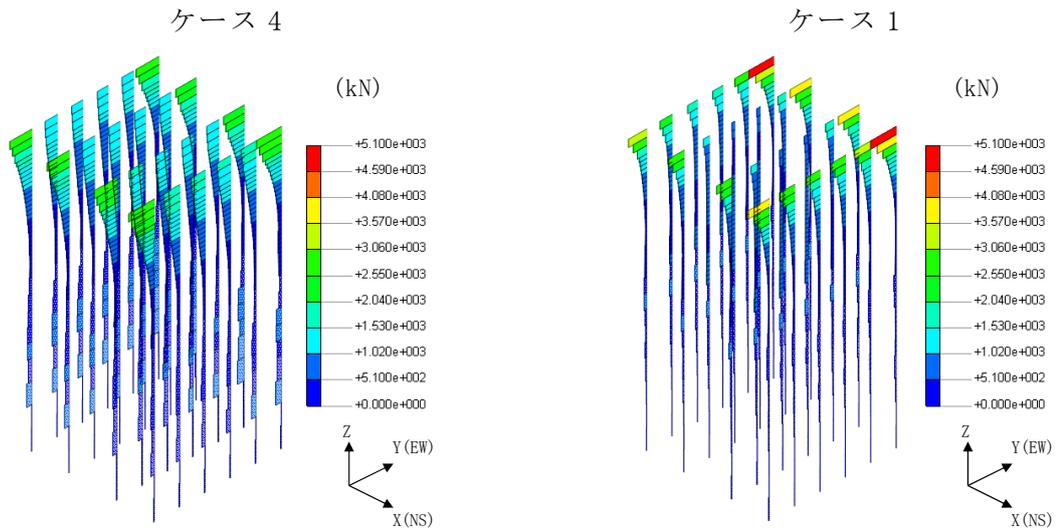


杭番号 (杭頭の要素番号)

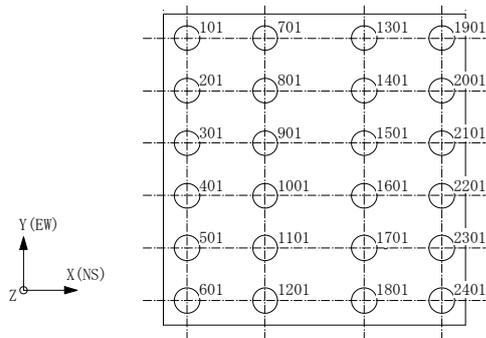
図 4-35 杭の応答値 (Ss-1, NS 方向)



(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

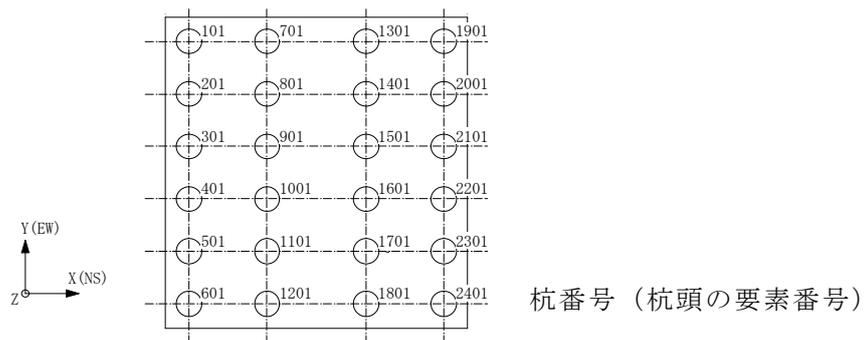


表4-1 杭頭断面力一覧 (2/2)

(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

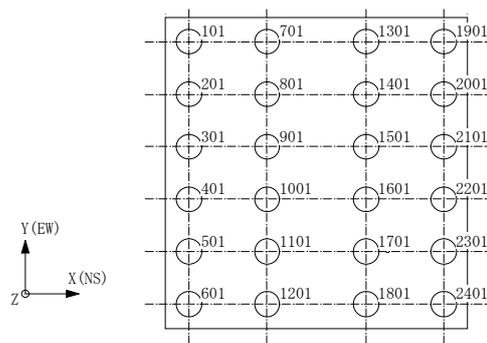
注1：ハッチングは最大応答値のうち最も大きい値を表示

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



杭番号 (杭頭の要素番号)

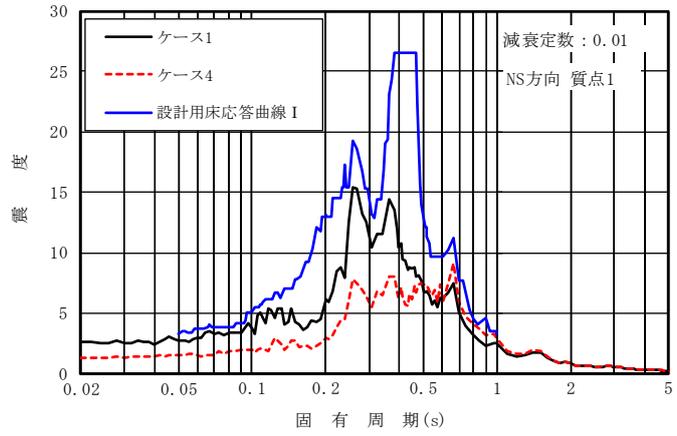
## 5. 機器・配管系評価に与える影響

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。

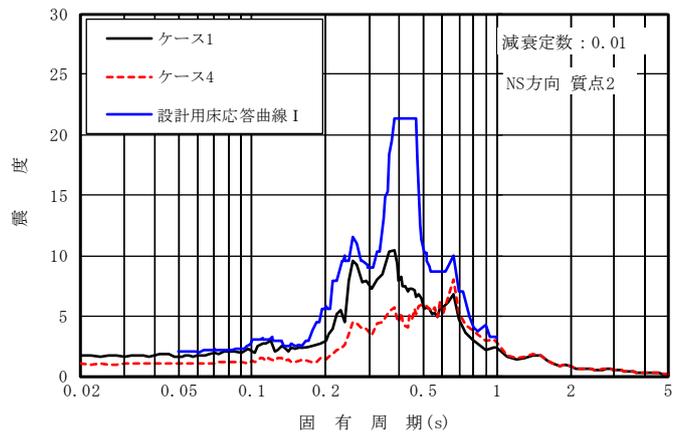
基準地震動 $S_s$ におけるケース4とケース1の床応答スペクトル及び設計に用いている床応答スペクトル（V-2-1-7「設計用床応答曲線の作成方針」に示す設計用床応答曲線I）の比較を図5-1～図5-6に示す。図5-1～図5-6に示すとおり，地盤の有効応力の変化を考慮することにより，地盤剛性の低下に伴い全体的に長周期化する傾向であることを確認した。V-2-9-4-7-1-2「管の耐震性についての計算書（格納容器圧力逃がし装置）」に示すとおり，配管の主要な周期帯は0.05s～0.07sである。ケース4の床応答スペクトルはケース1の床応答スペクトルよりも配管の主要な周期帯において小さくなり，設計用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

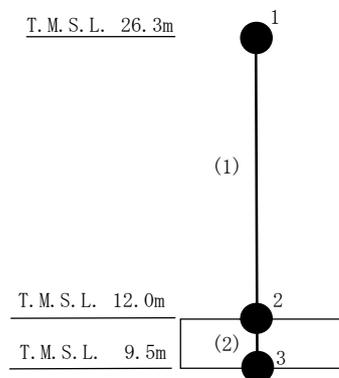
以上より，地盤の有効応力の変化を考慮しても機器・配管系の耐震評価に影響を与えないことを確認した。



(a) 質点 1

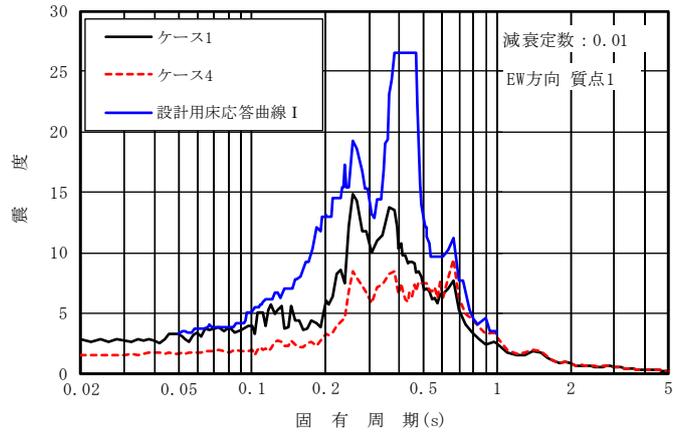


(b) 質点 2

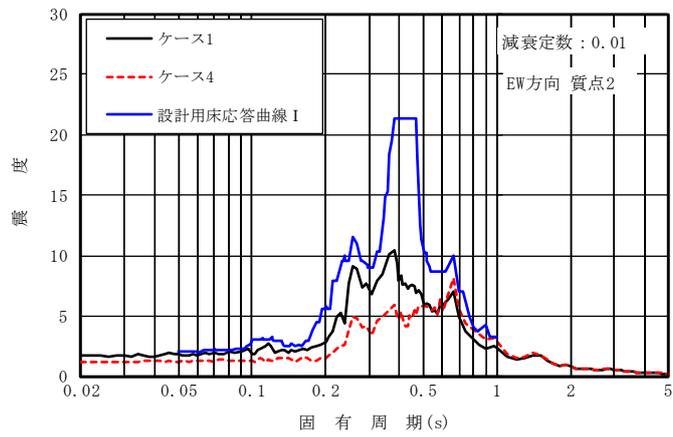


注：数字は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

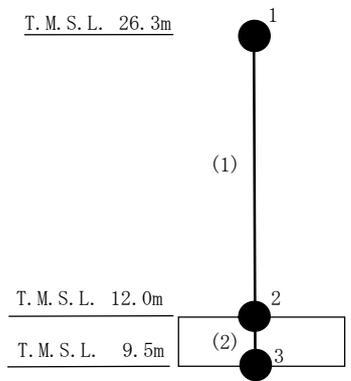
図 5-1 床応答スペクトル比較 (Ss-1, NS 方向, h=0.01)



(a) 質点 1

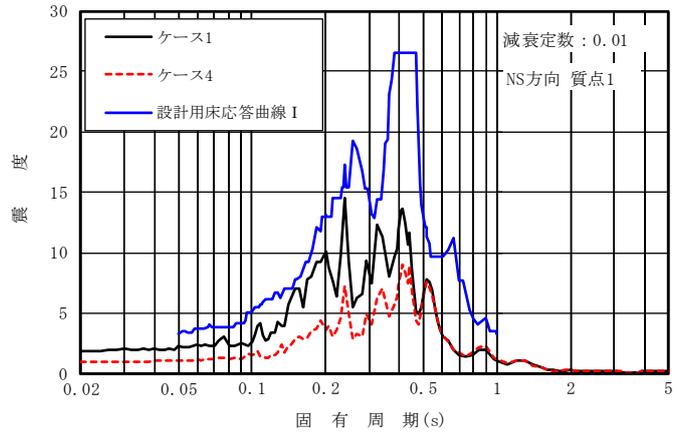


(b) 質点 2

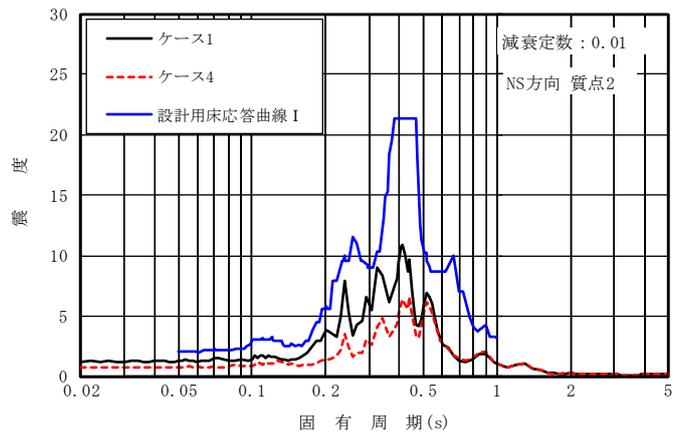


注：数字は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

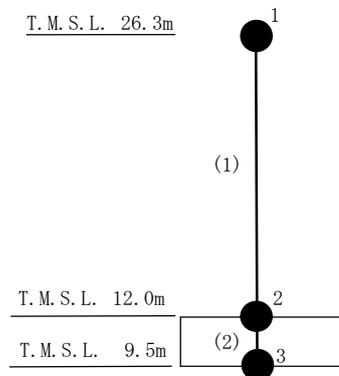
図 5-2 床応答スペクトル比較 (Ss-1, EW 方向, h=0.01)



(a) 質点 1

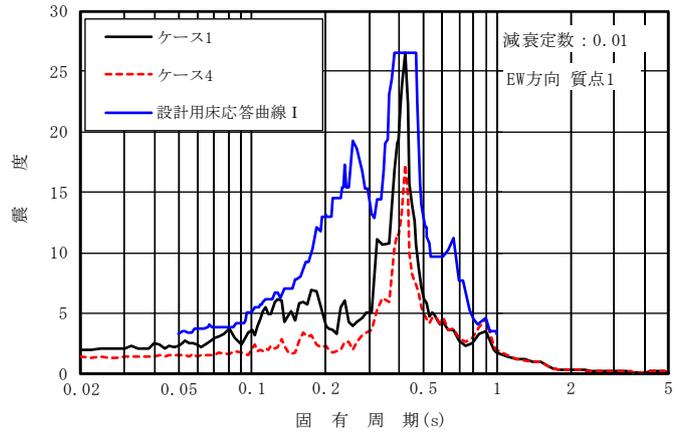


(b) 質点 2

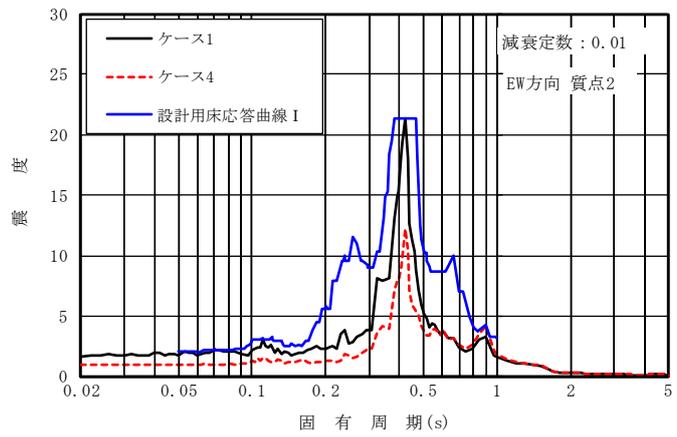


注：数字は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

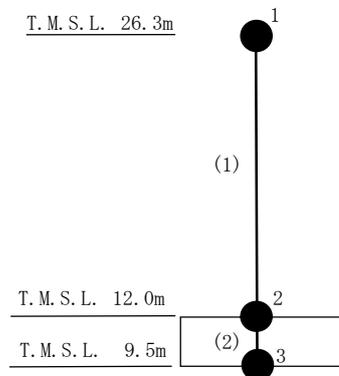
図 5-3 床応答スペクトル比較 (Ss-2, NS 方向, h=0.01)



(a) 質点 1

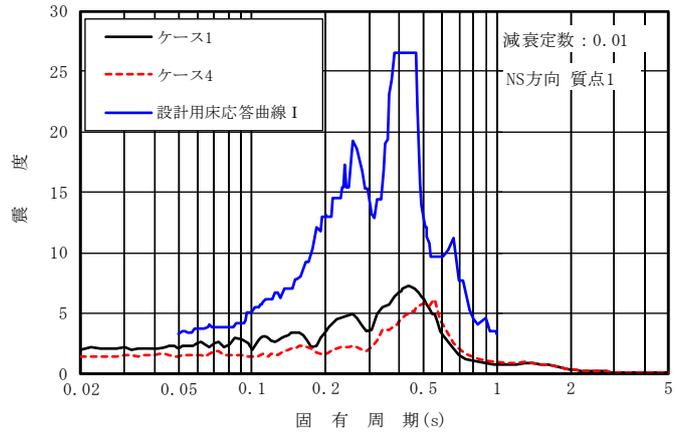


(b) 質点 2

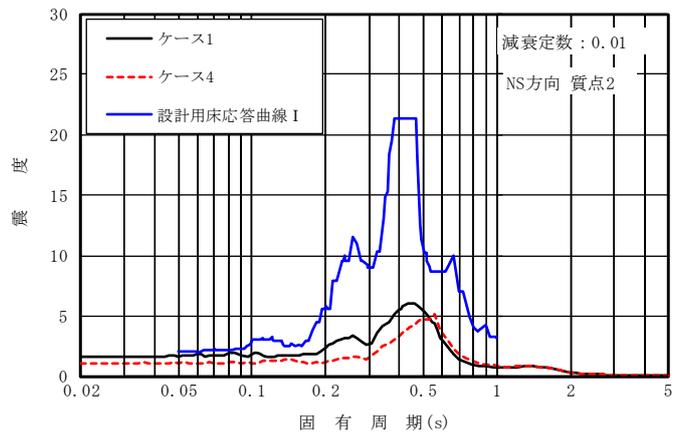


注：数字は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

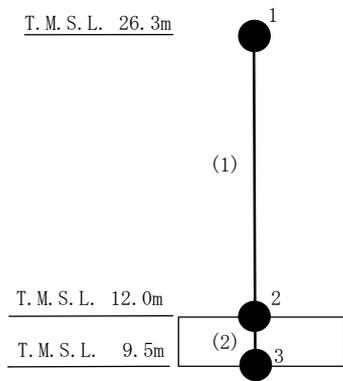
図 5-4 床応答スペクトル比較 (Ss-2, EW 方向, h=0.01)



(a) 質点 1

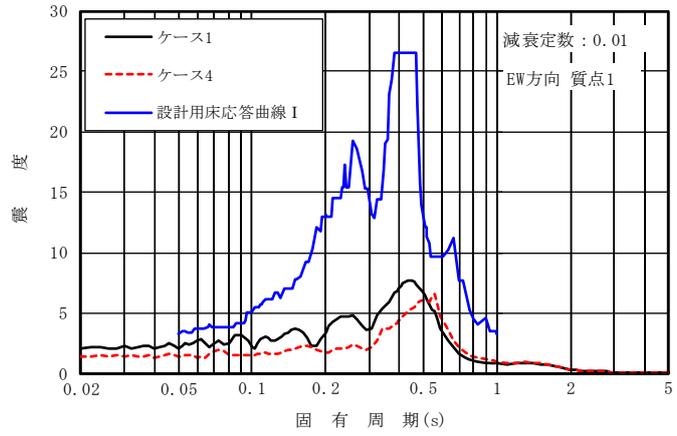


(b) 質点 2

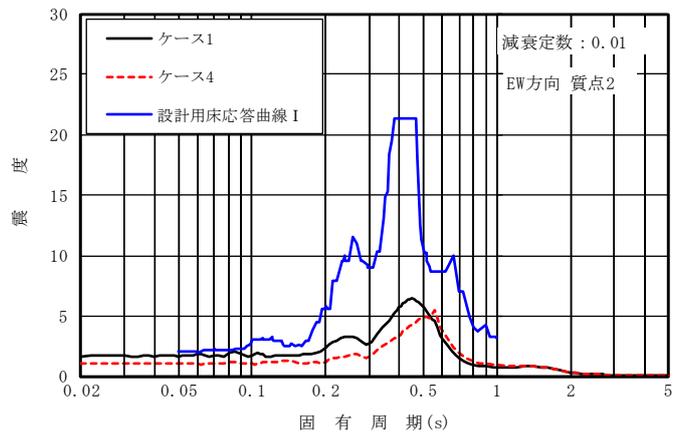


注：数字は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

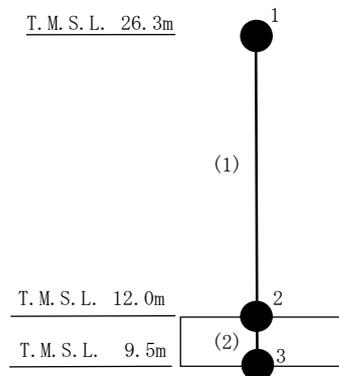
図 5-5 床応答スペクトル比較 (Ss-8, NS 方向, h=0.01)



(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。

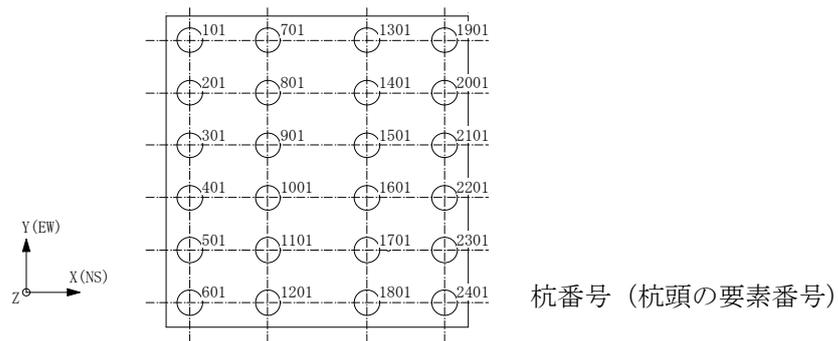
地盤の液状化を考慮した場合においても、発生する杭の軸力が許容限界を超えないことを確認した。

表 3-1 杭の鉛直支持力及び引抜き抵抗に対する評価結果

	S s 地震時*1	許容限界	検定値*2	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シー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。

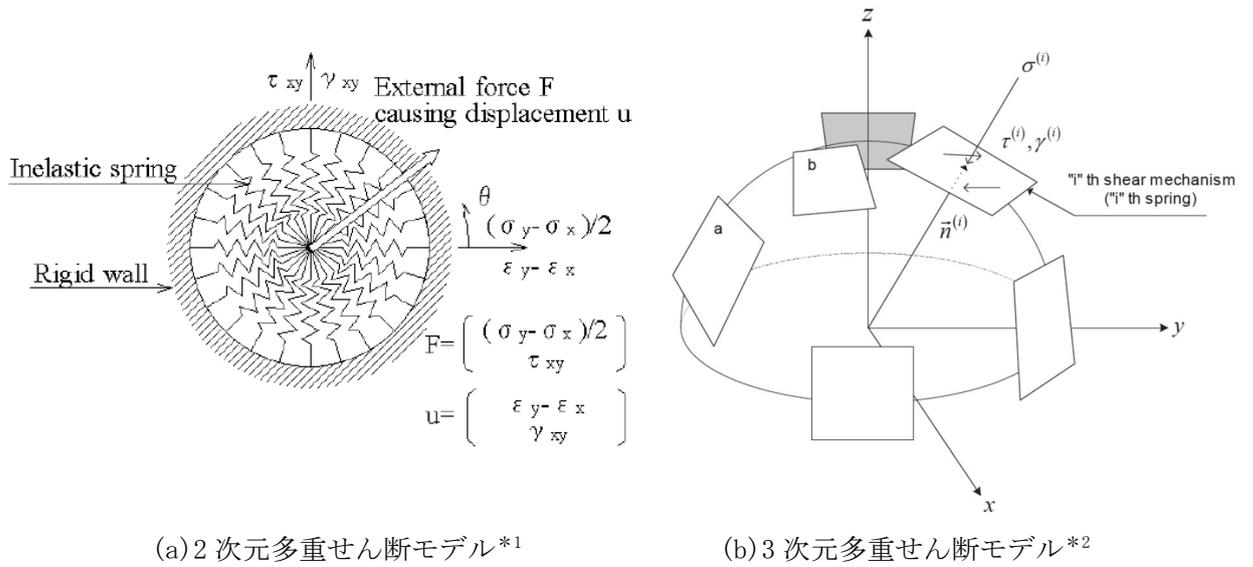


図 3-1 多重せん断モデルの概念図

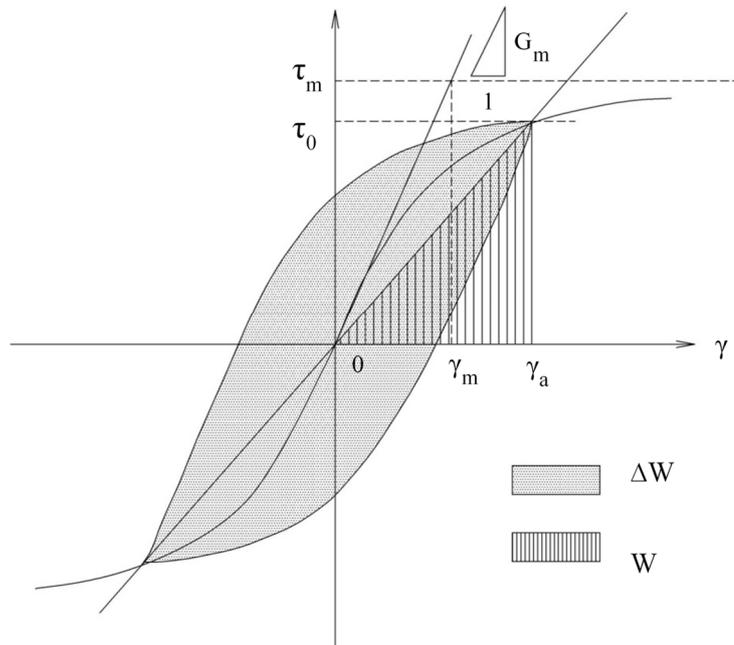


図 3-2 排水条件での土の応力-ひずみ関係の概念図

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

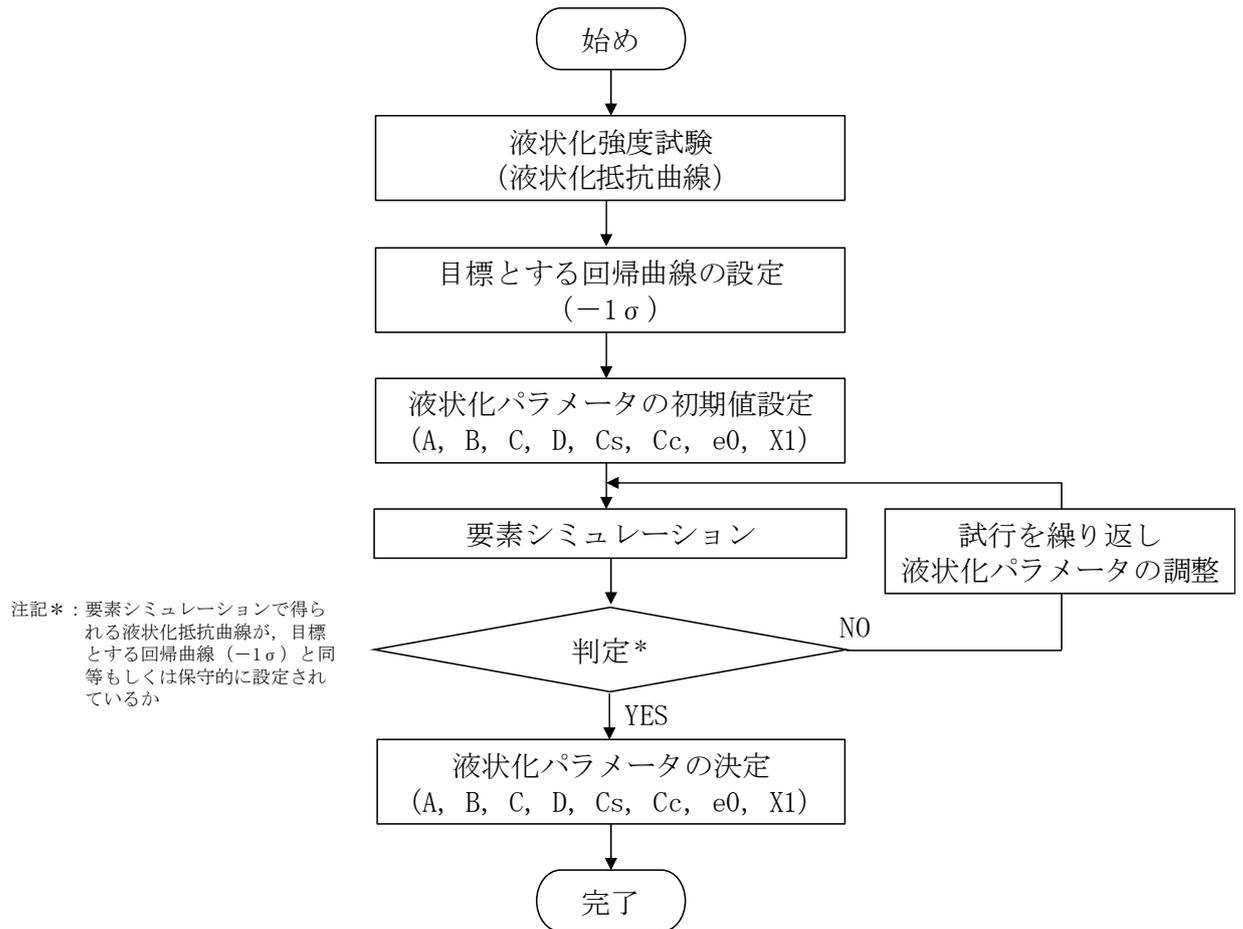


図 3-3 Soil Plus における液状化パラメータの設定フロー

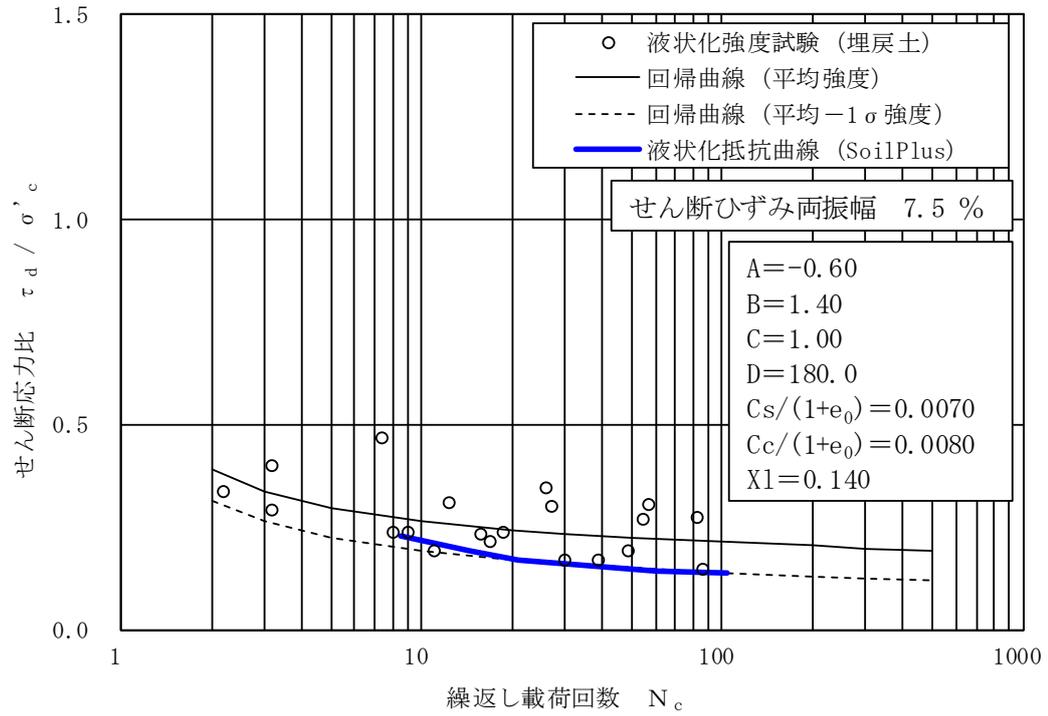


図 3-4 液状化抵抗曲線 (埋戻土)

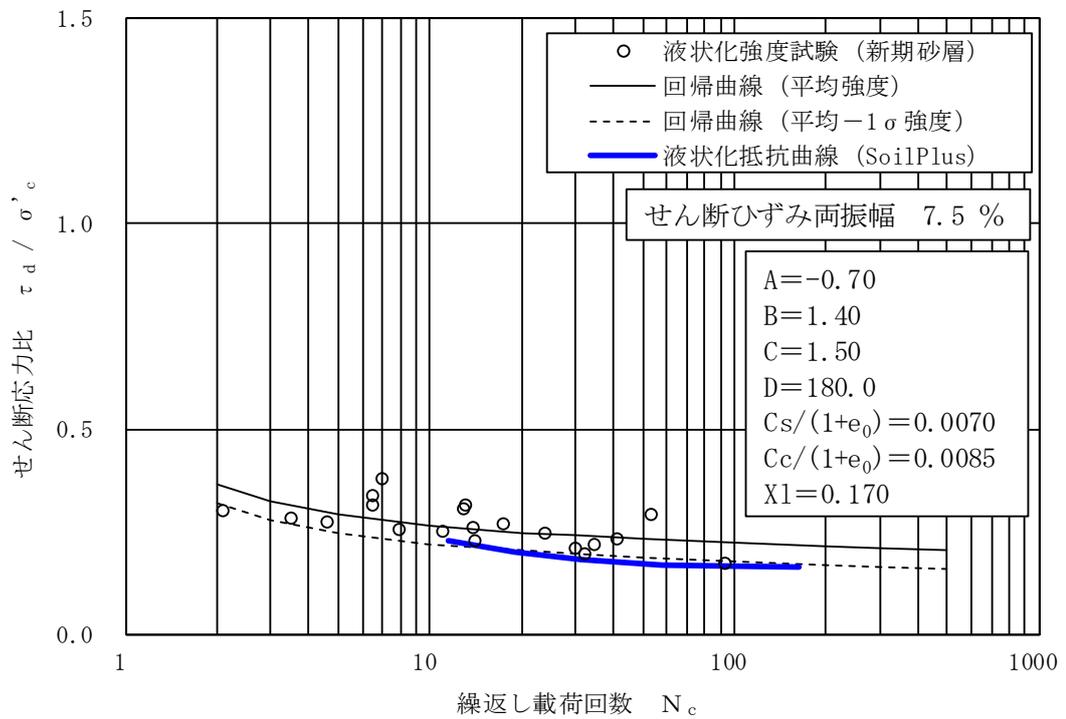


図 3-5 液状化抵抗曲線 (新期砂層)

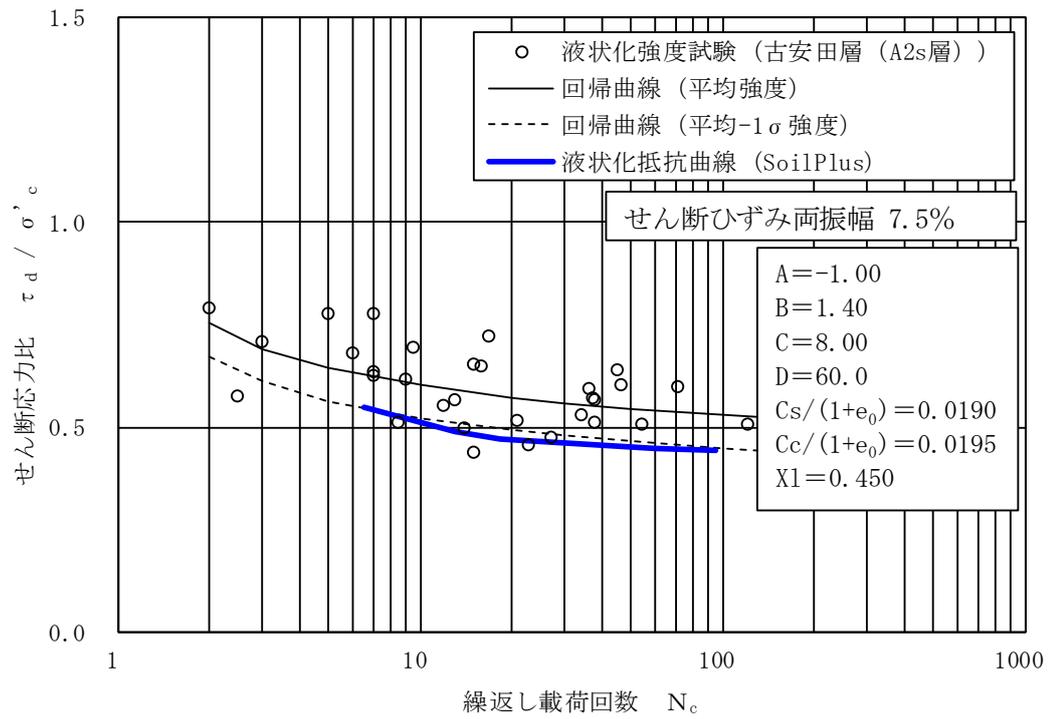


図 3-6 液状化抵抗曲線 (古安田層 (A2s 層))

(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。

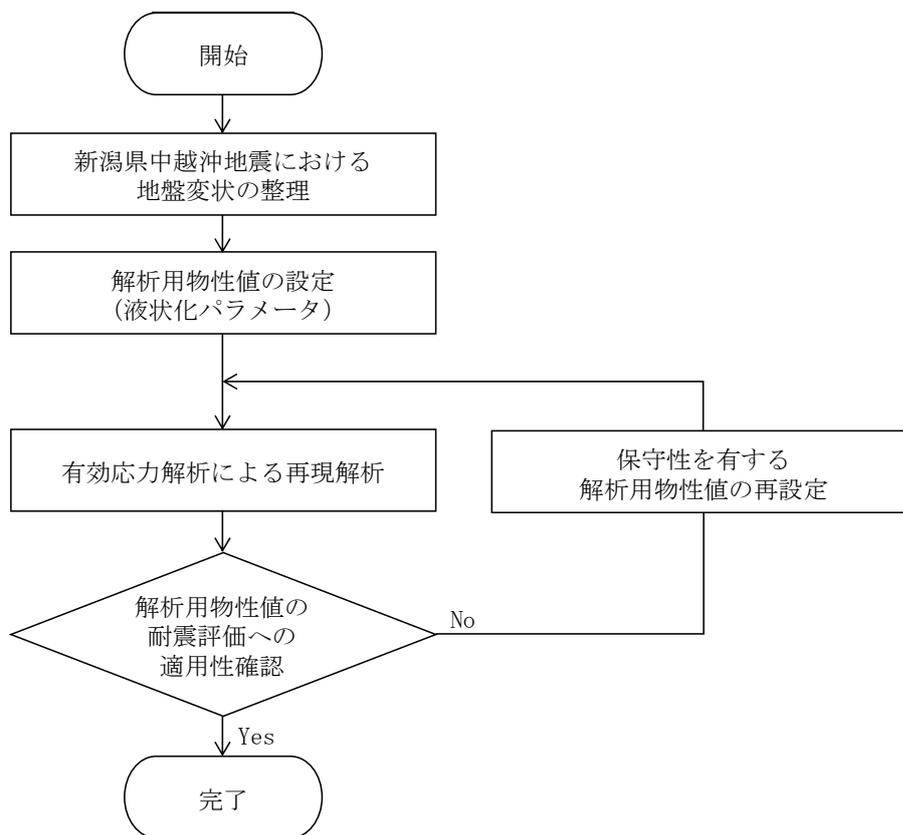


図 1-1 解析用物性値の適用性検討のフロー

## 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。

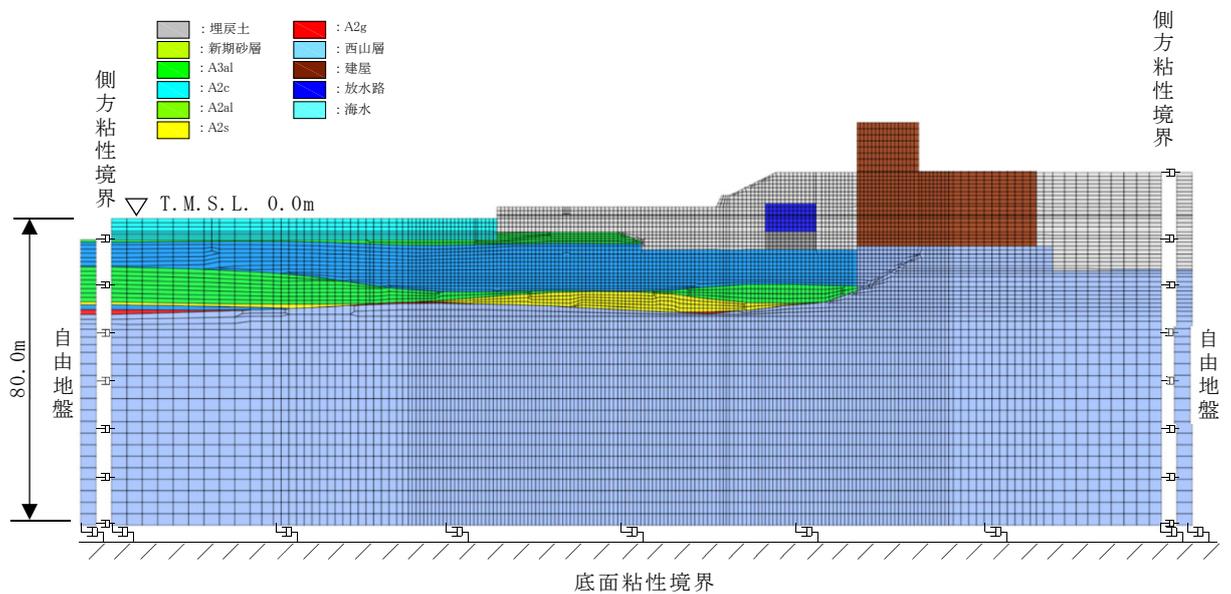


図 2-1 再現解析の解析モデル（北断面）

#### 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着目することから、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。

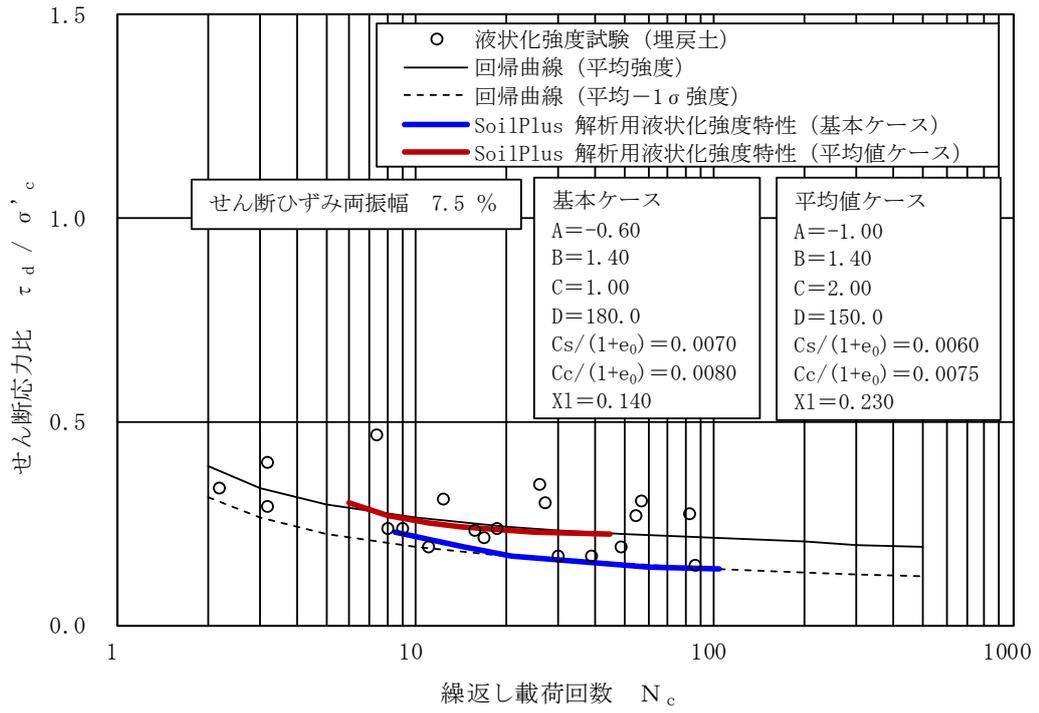


図 2-2 液状化抵抗曲線 (埋戻土)

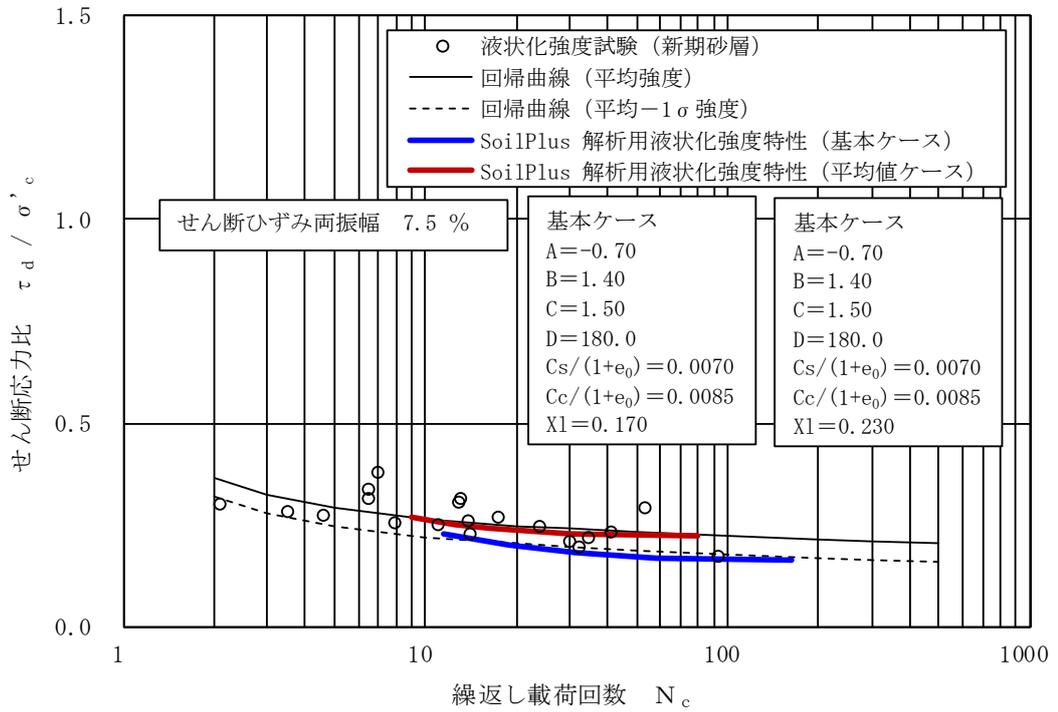


図 2-3 液状化抵抗曲線 (新期砂層)

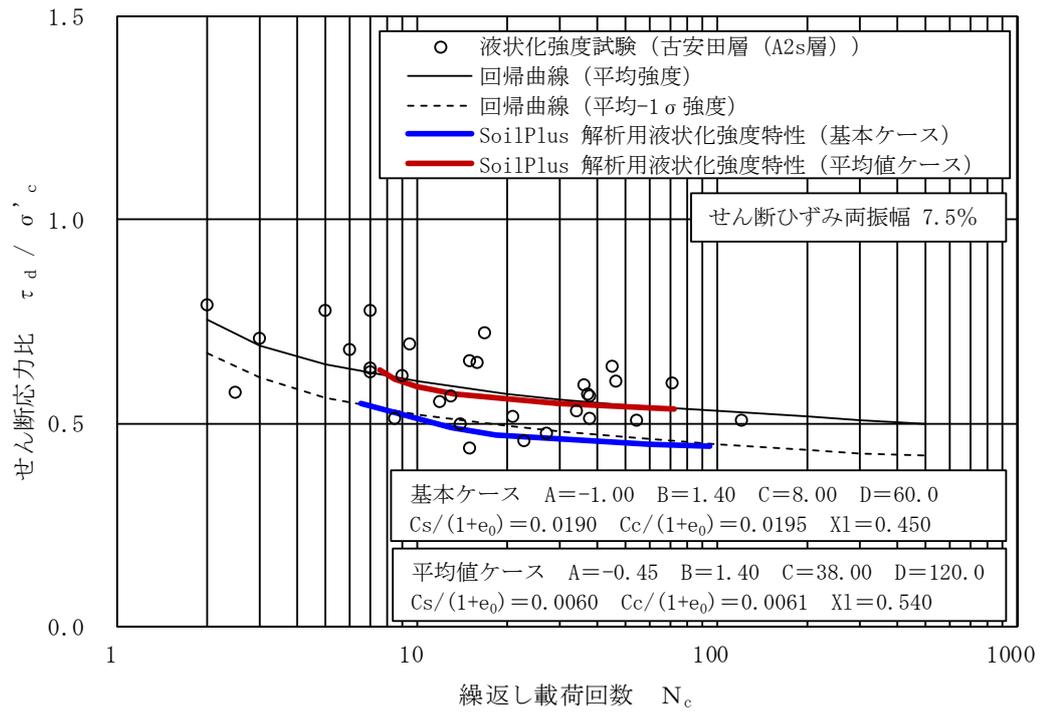


図 2-4 液状化抵抗曲線 (古安田層 (A2s 層))

### 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。

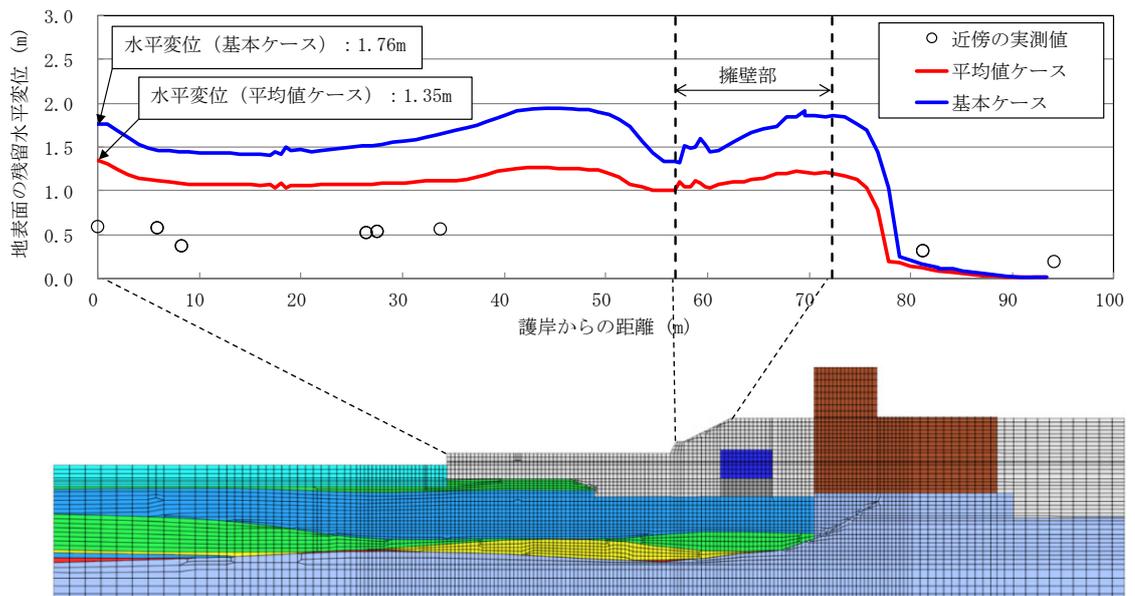


図 2-5 護岸からの距離と地表面水平変位の関係

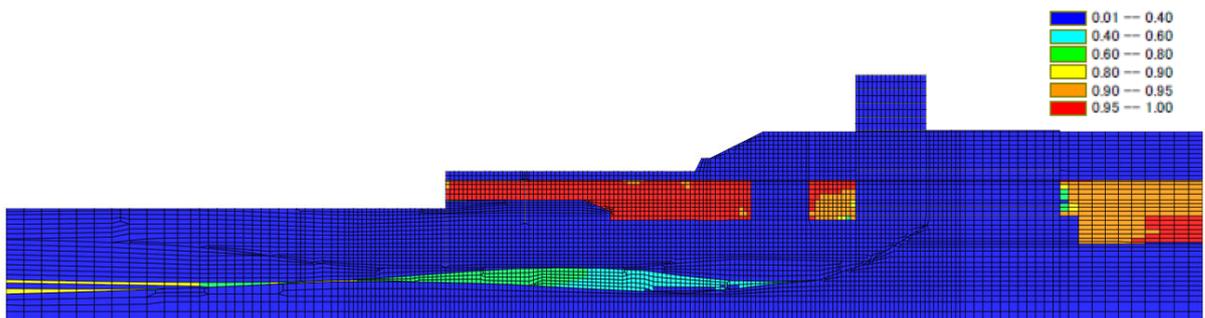


図 2-6 最大過剰間隙水圧比 (基本ケース)

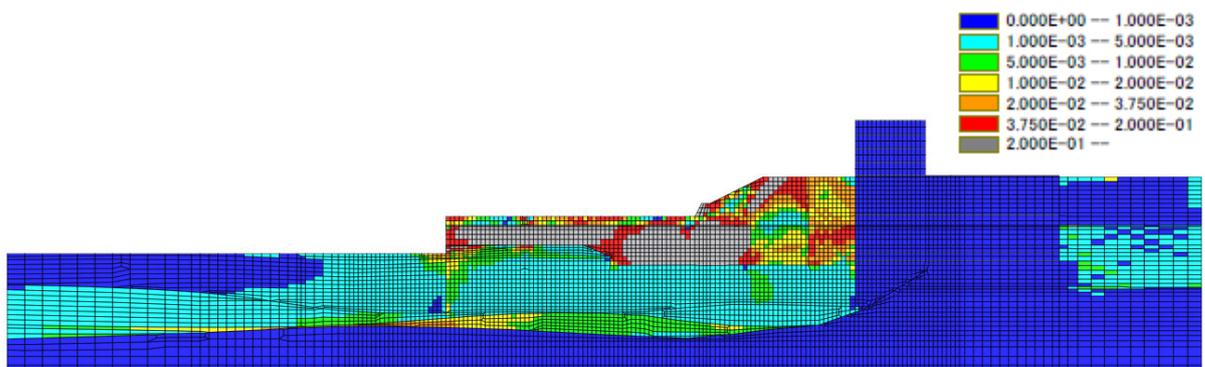


図 2-7 最大せん断ひずみ  $\gamma_{max}$  (残留値: 基本ケース)

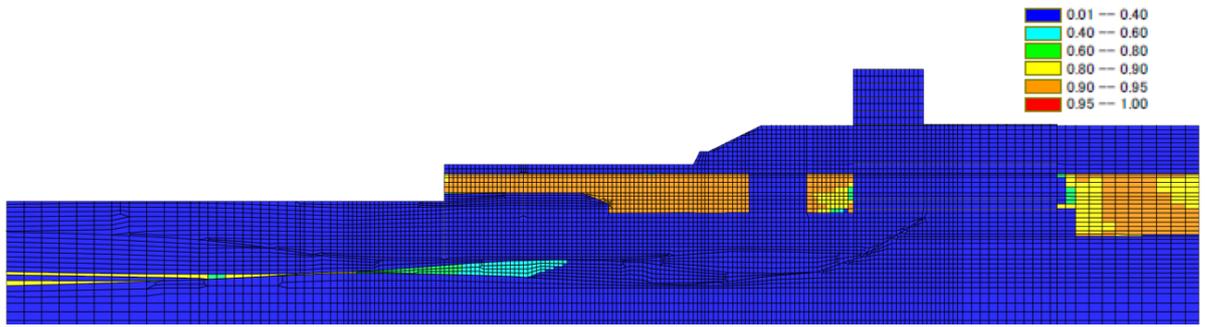


図 2-8 最大過剰間隙水圧比 (平均値ケース)

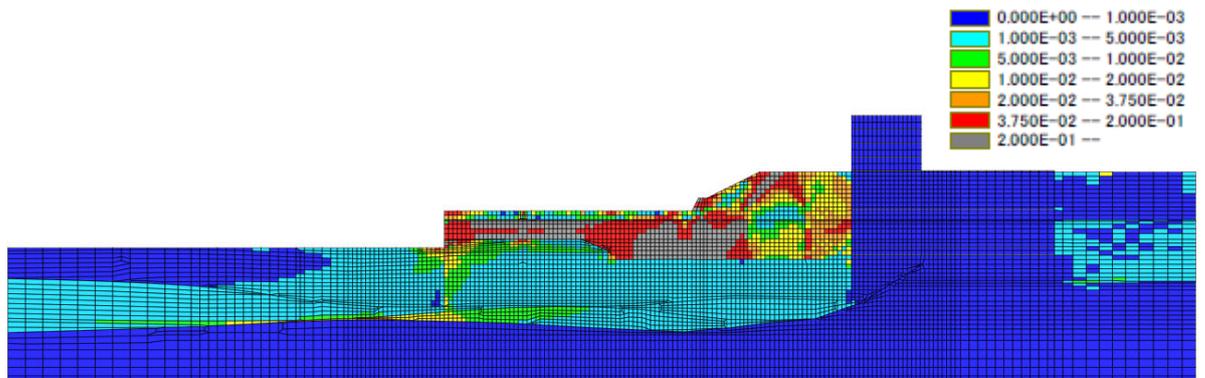


図 2-9 最大せん断ひずみ  $\gamma_{\max}$  (残留値: 平均値ケース)

### 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多いことから、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。

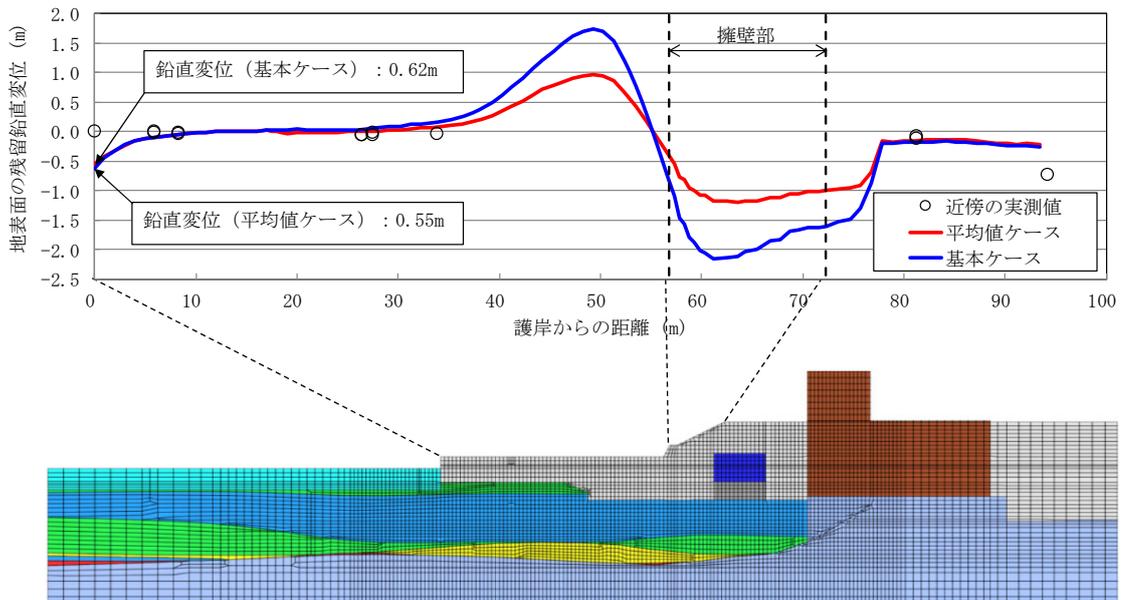


図 2-10 護岸からの距離と地表面鉛直変位の関係

(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 ・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。

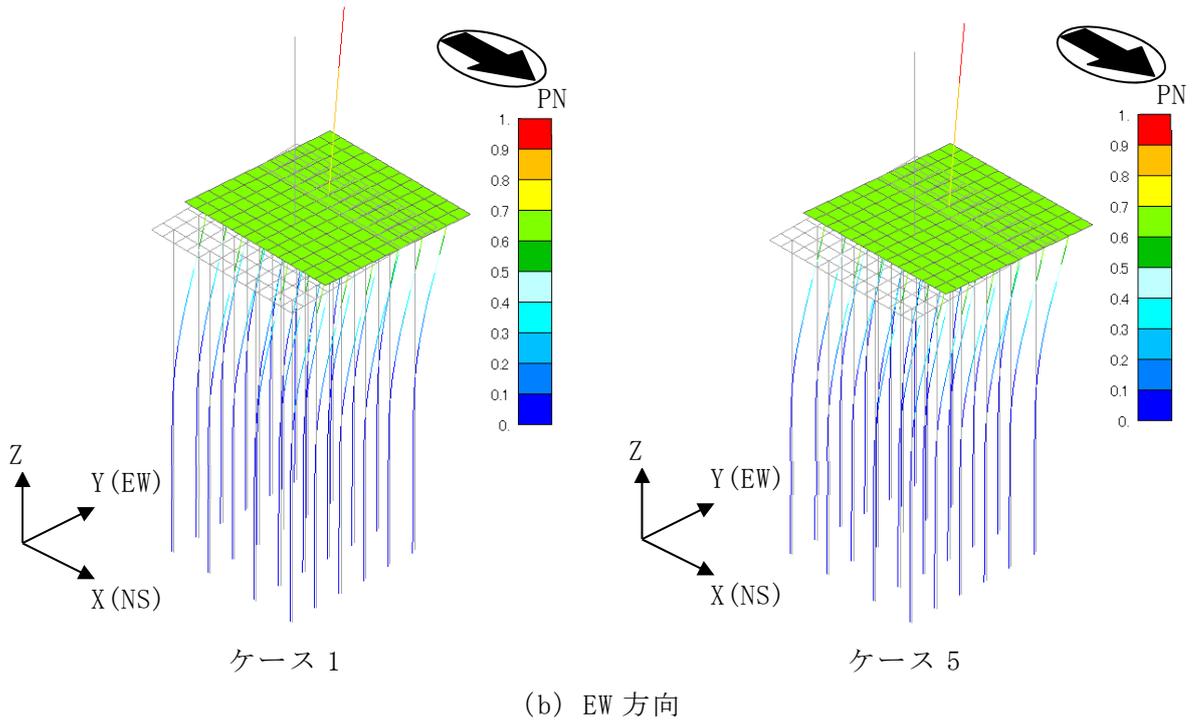
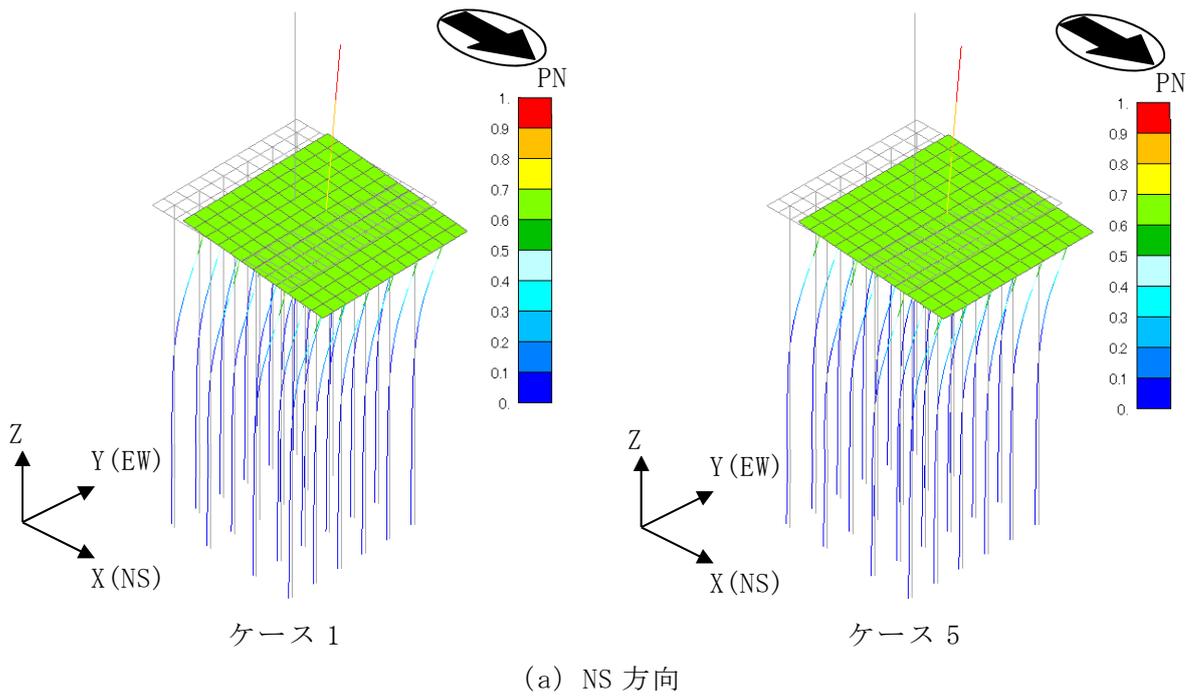
表 3-1 固有値解析結果 (Ss-1)

(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)

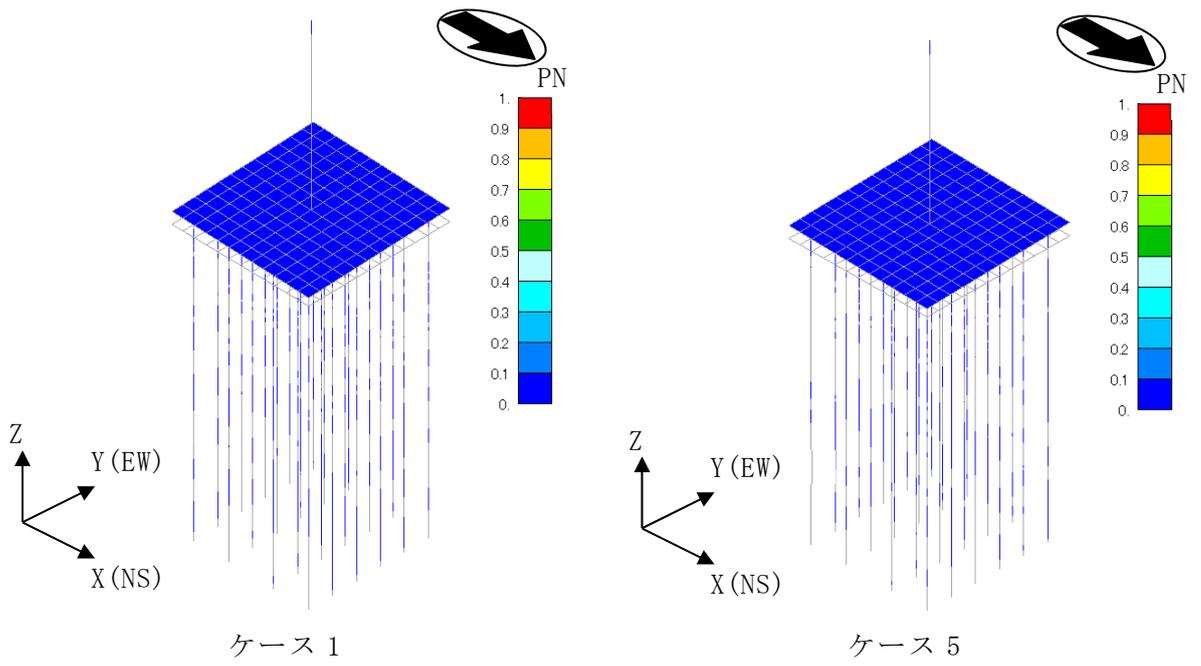
注 1 : 建屋-杭連成一次モード

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。

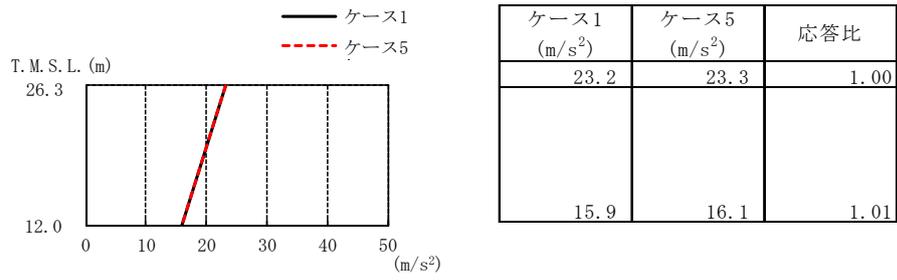


図3-2 最大応答加速度 (Ss-1, NS方向)

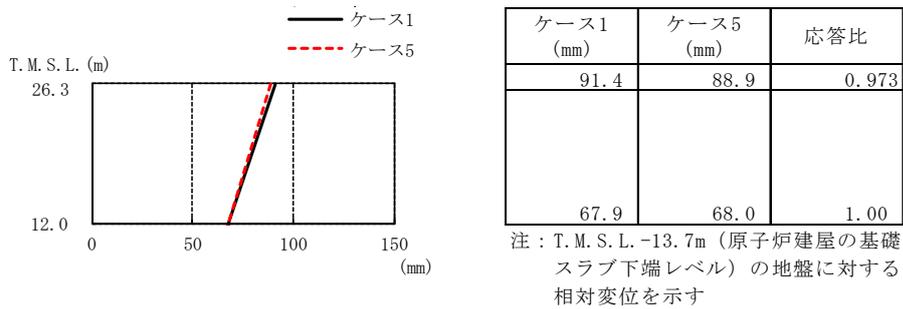


図3-3 最大応答変位 (Ss-1, NS方向)

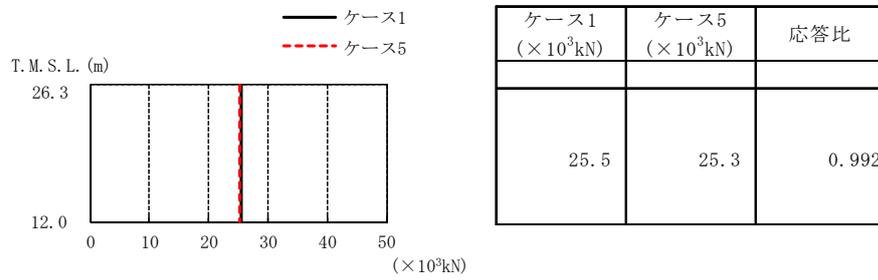


図3-4 最大応答せん断力 (Ss-1, NS方向)

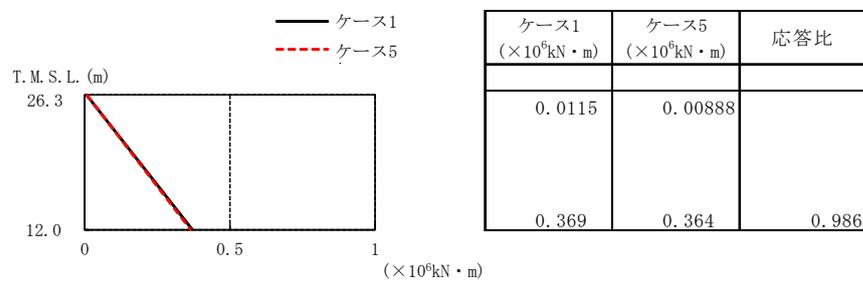


図3-5 最大応答曲げモーメント (Ss-1, NS方向)

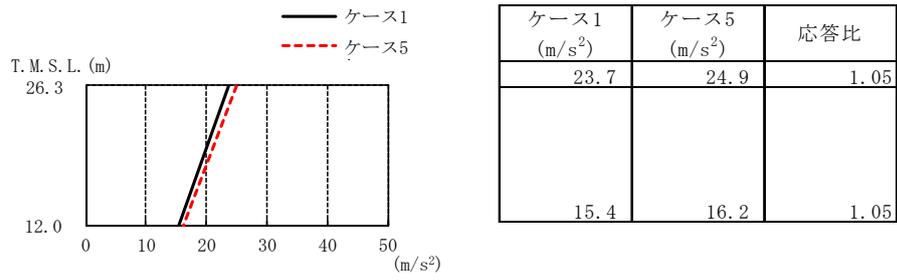


図3-6 最大応答加速度 (Ss-1, EW方向)

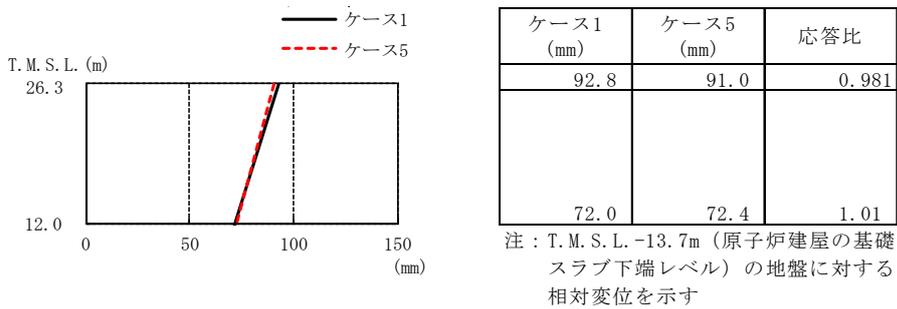


図3-7 最大応答変位 (Ss-1, EW方向)

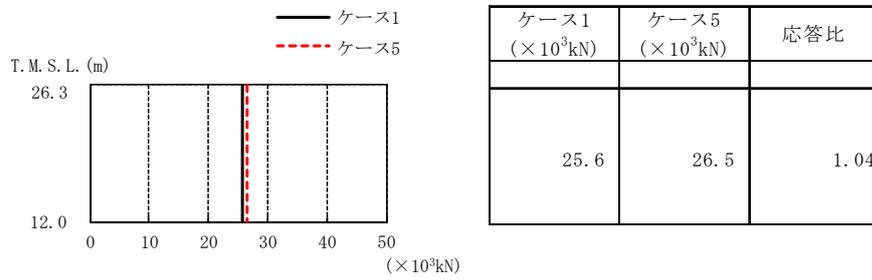


図3-8 最大応答せん断力 (Ss-1, EW方向)

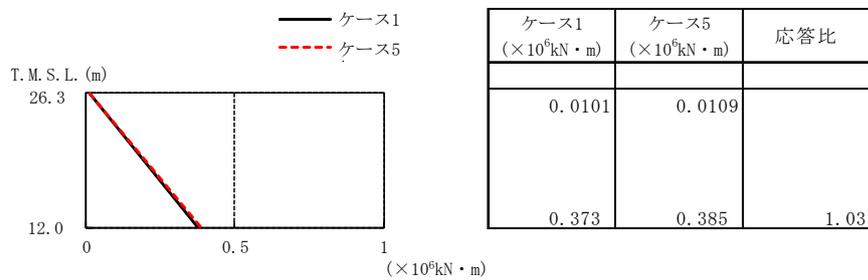


図3-9 最大応答曲げモーメント (Ss-1, EW方向)

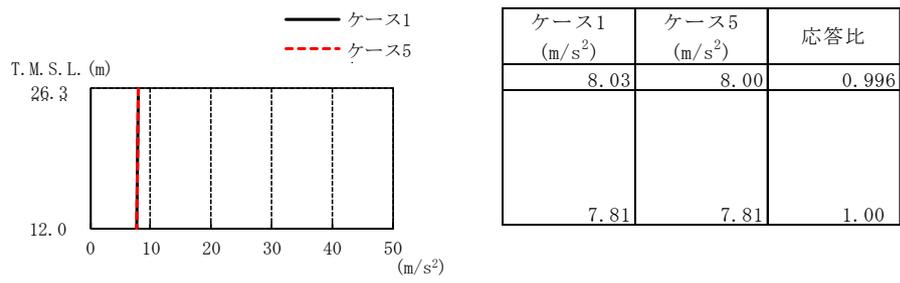


図3-10 最大応答加速度 (Ss-1, 鉛直方向)

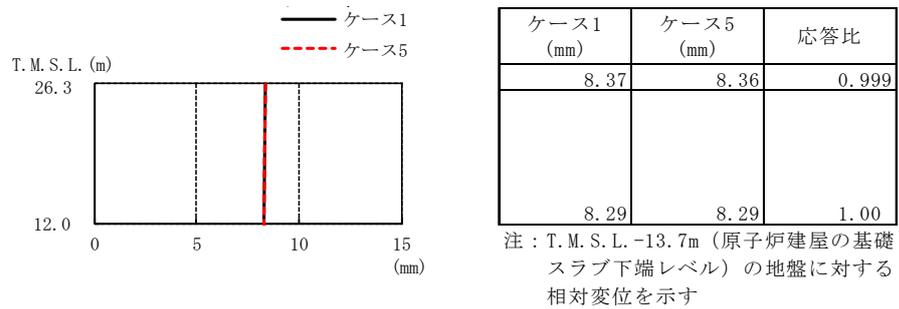


図3-11 最大応答変位 (Ss-1, 鉛直方向)

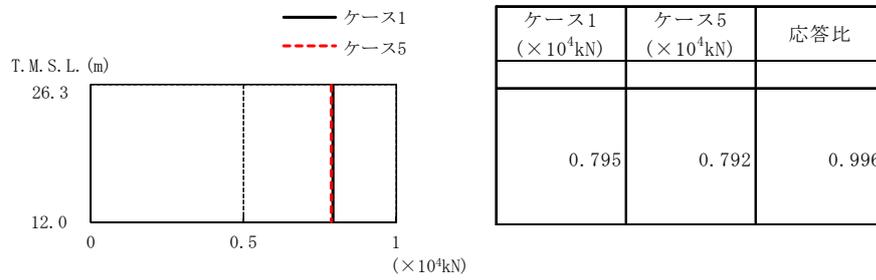


図3-12 最大応答軸力 (Ss-1, 鉛直方向)

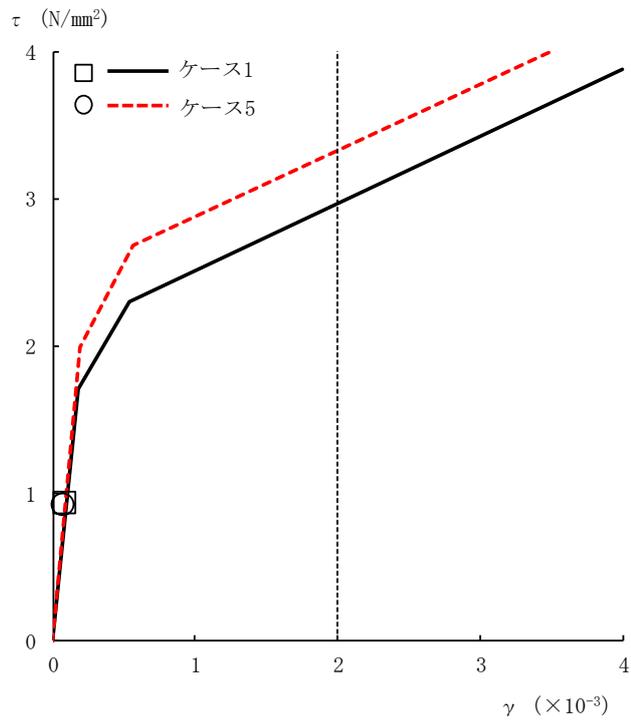


図3-13 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, NS方向)

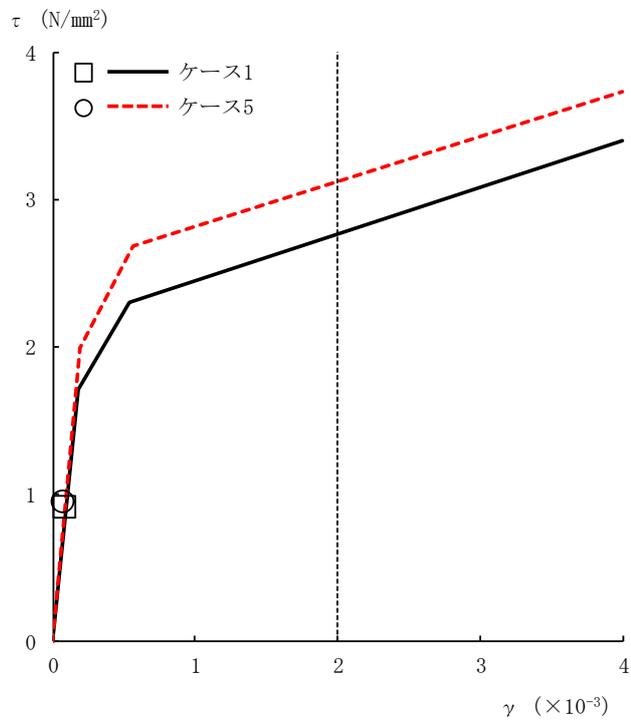


図3-14 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, EW方向)

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

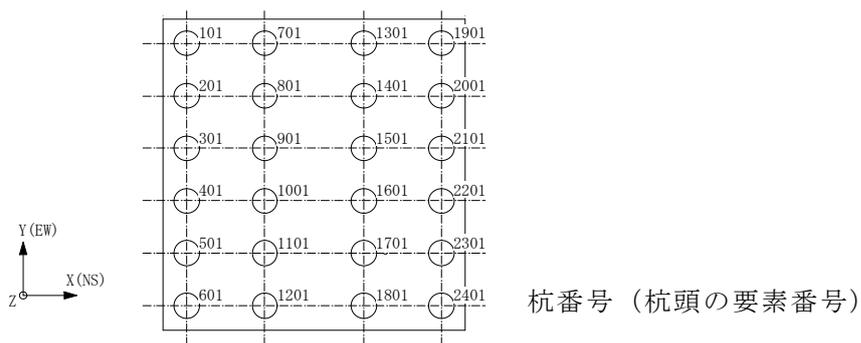
(c) 最大応答曲げモーメント

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



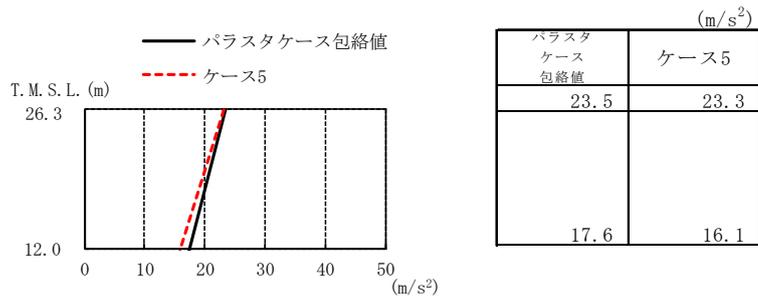


図3-15 最大応答加速度（パラスタケース包絡値との比較，NS方向）

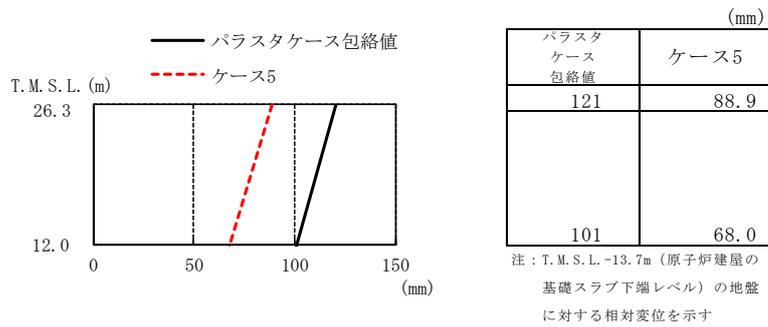


図3-16 最大応答変位（パラスタケース包絡値との比較，NS方向）

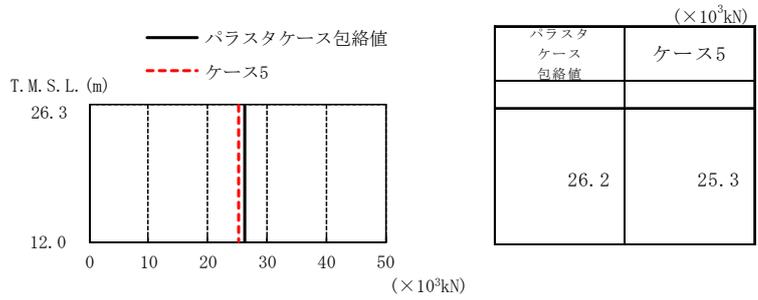


図3-17 最大応答せん断力（パラスタケース包絡値との比較，NS方向）

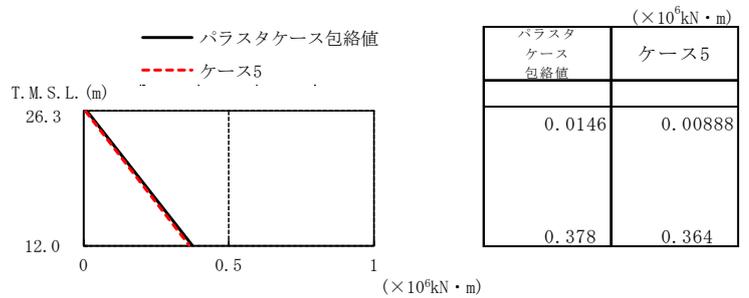


図3-18 最大応答曲げモーメント（パラスタケース包絡値との比較，NS方向）

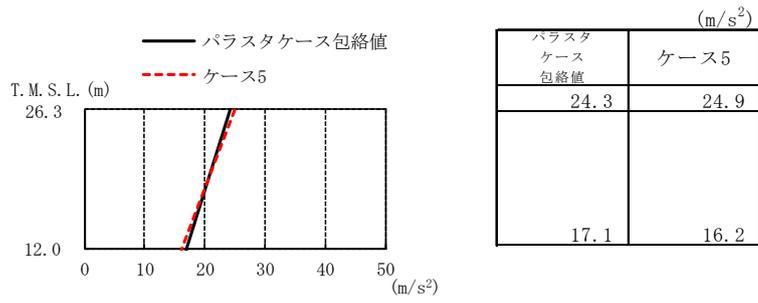


図3-19 最大応答加速度（パラスタケース包絡値との比較，EW方向）

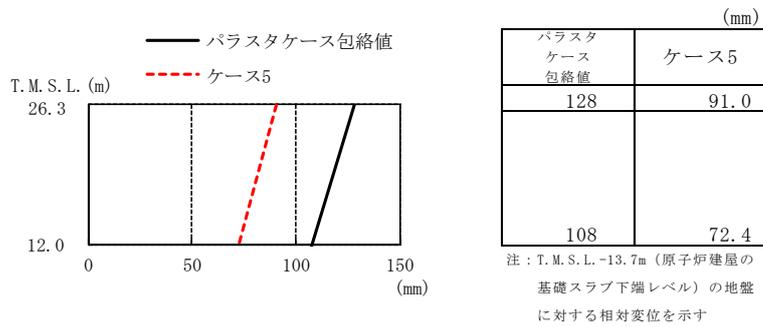


図3-20 最大応答変位（パラスタケース包絡値との比較，EW方向）

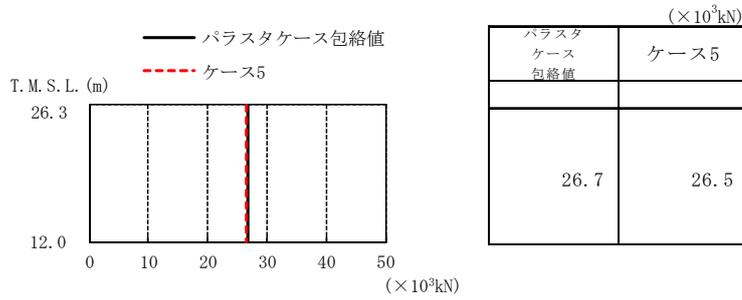


図3-21 最大応答せん断力（パラスタケース包絡値との比較，EW方向）

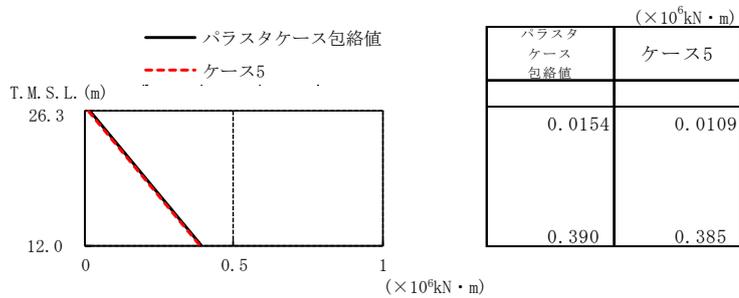


図3-22 最大応答曲げモーメント（パラスタケース包絡値との比較，EW方向）

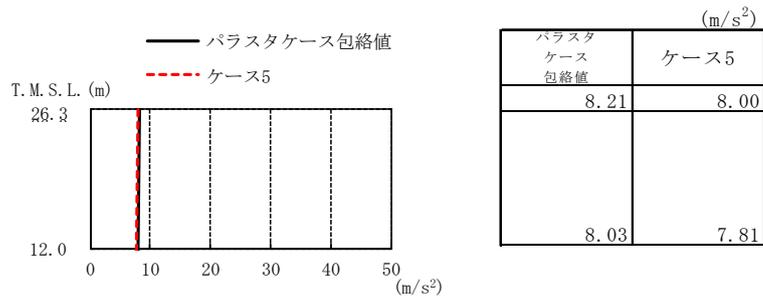


図3-23 最大応答加速度（パラスタケース包絡値との比較，鉛直方向）

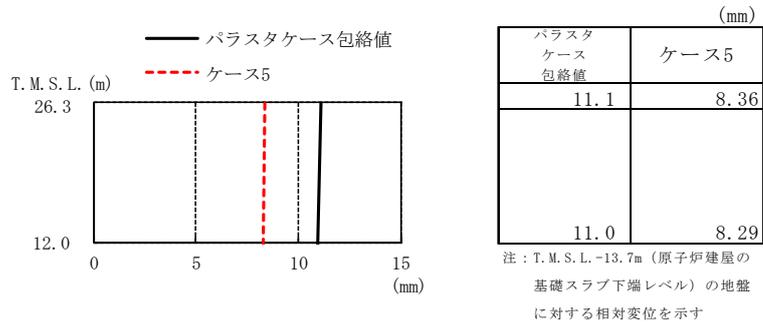


図3-24 最大応答変位（パラスタケース包絡値との比較，鉛直方向）

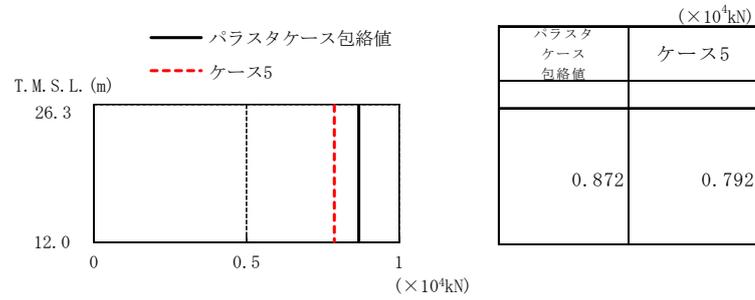


図3-25 最大応答軸力（パラスタケース包絡値との比較，鉛直方向）

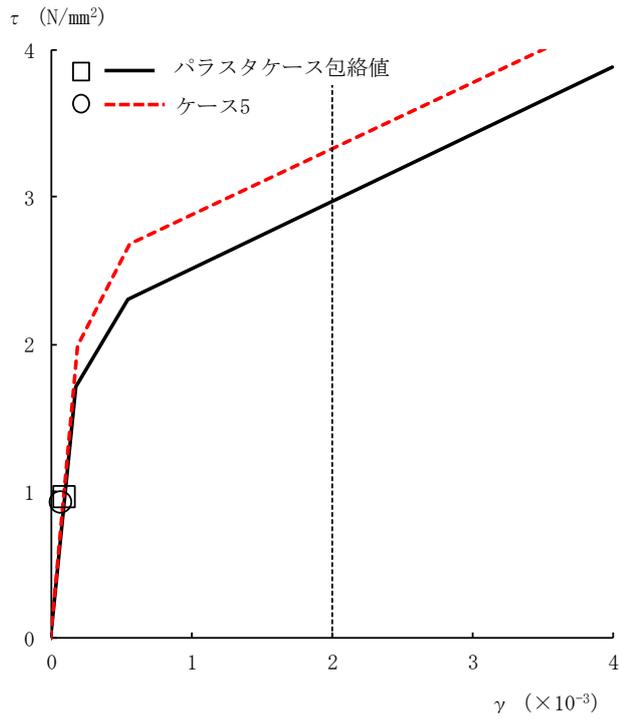


図3-26 せん断スケルトン曲線上の最大応答値  
(パラスタケース包絡値との比較, NS方向)

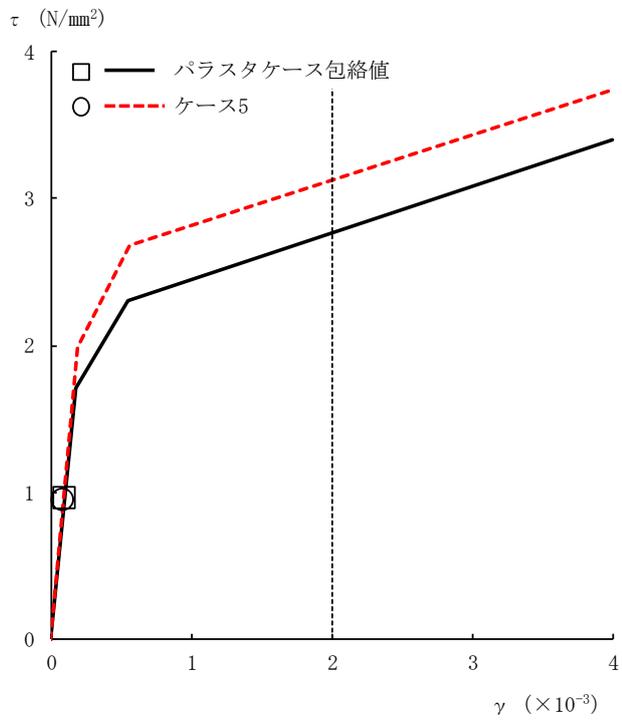


図3-27 せん断スケルトン曲線上の最大応答値  
(パラスタケース包絡値との比較, EW方向)

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

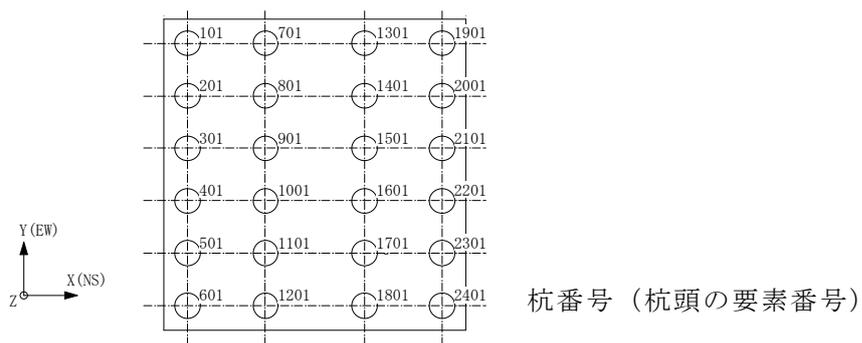
(c) 最大応答曲げモーメント

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。

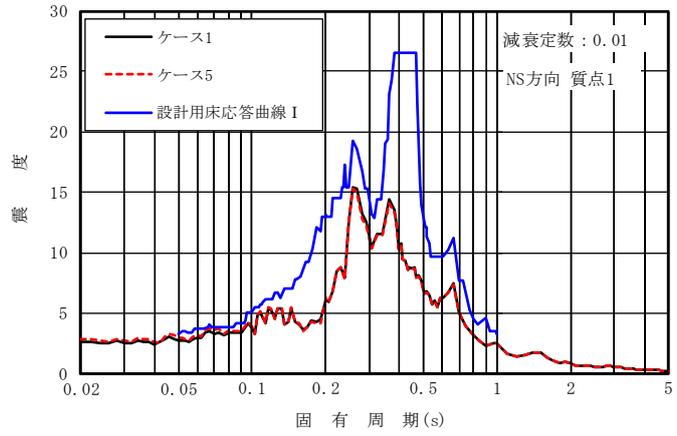
#### 4. 機器・配管系評価に与える影響

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。

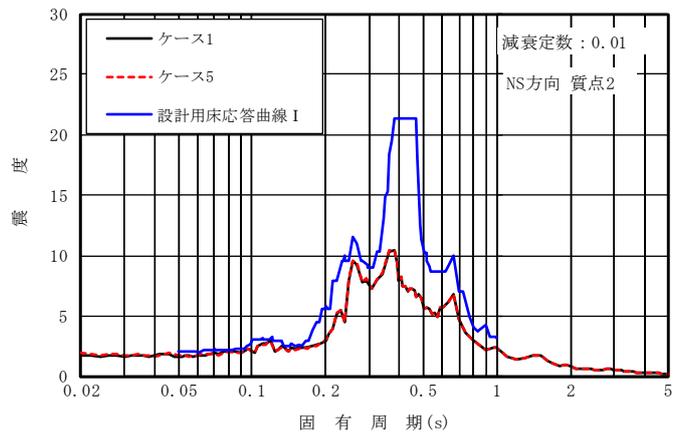
Ss-1におけるケース5とケース1の床応答スペクトル及び設計に用いている床応答スペクトル（V-2-1-7「設計用床応答曲線の作成方針」に示す設計用床応答曲線I）の比較を図4-1及び図4-2に示す。V-2-9-4-7-1-2「管の耐震性についての計算書（格納容器圧力逃がし装置）」に示すとおり，配管の主要な周期帯は0.05s～0.07sである。図4-1及び図4-2に示すとおり，ケース5の床応答スペクトルはケース1の床応答スペクトルと配管の主要な周期帯において同等であり，設計用床応答曲線Iを下回ることを確認した。

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。

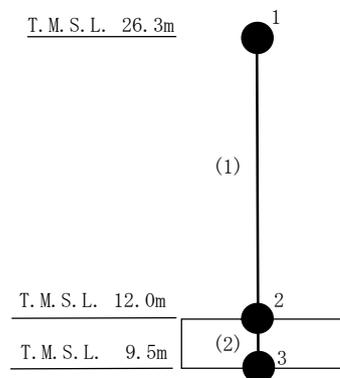
以上より，装置基礎剛性の不確かさを考慮しても機器・配管系の耐震評価に影響を与えないことを確認した。



(a) 質点 1

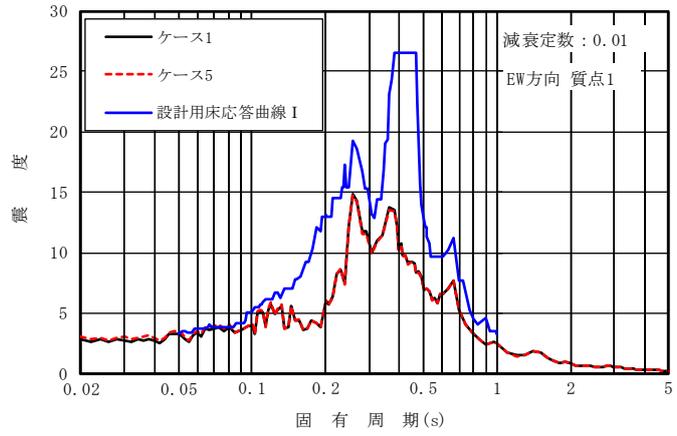


(b) 質点 2

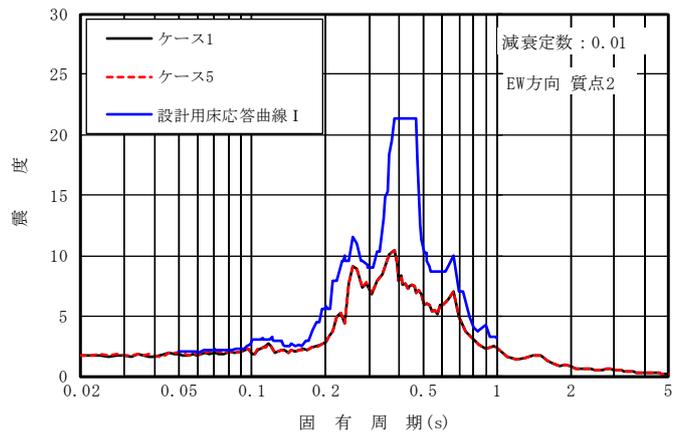


注：数字は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

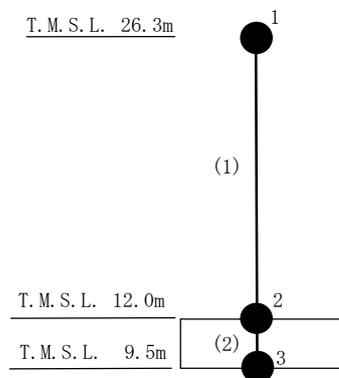
図 4-1 床応答スペクトル比較 (Ss-1, NS 方向, h=0.01)



(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と、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。

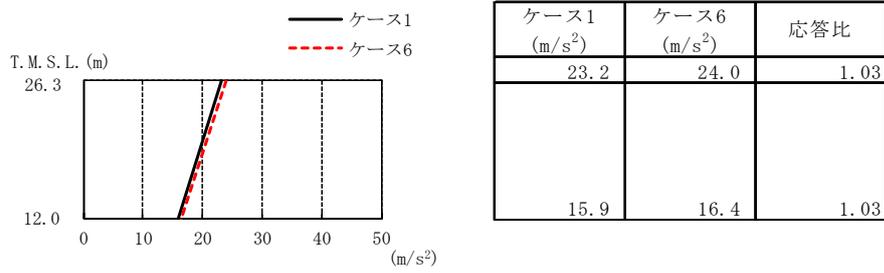


図3-1 最大応答加速度 (Ss-1, NS方向)

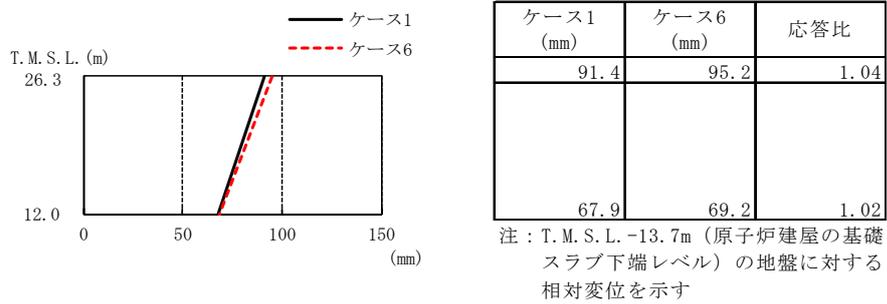


図3-2 最大応答変位 (Ss-1, NS方向)

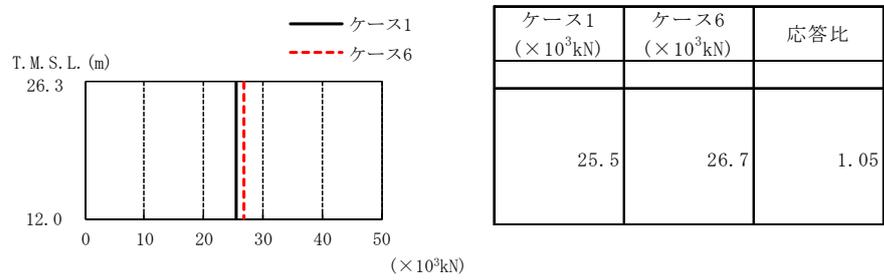


図3-3 最大応答せん断力 (Ss-1, NS方向)

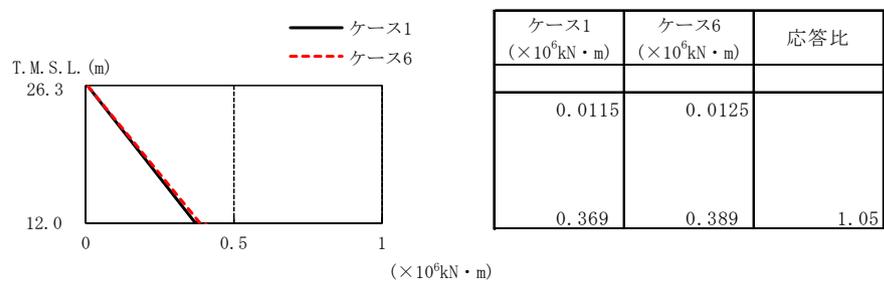


図3-4 最大応答曲げモーメント (Ss-1, NS方向)

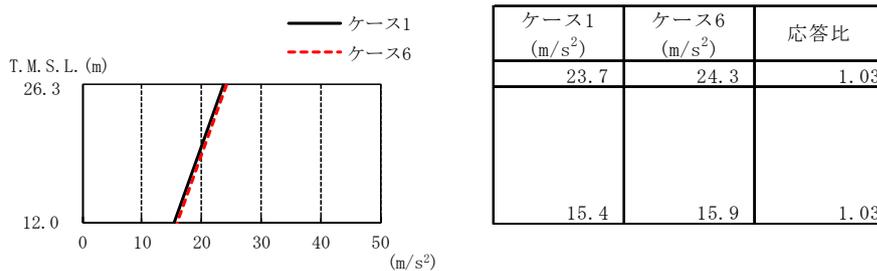


図3-5 最大応答加速度 (Ss-1, EW方向)

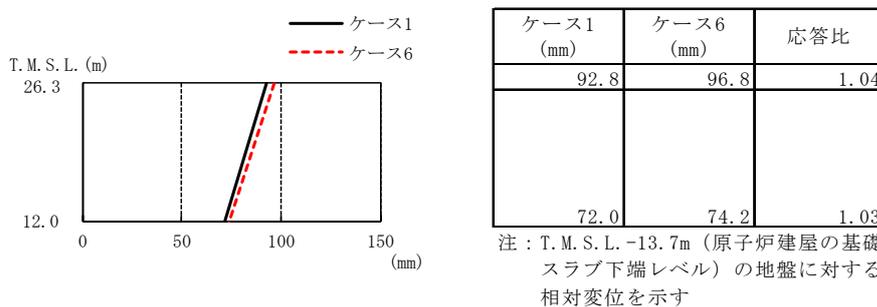


図3-6 最大応答変位 (Ss-1, EW方向)

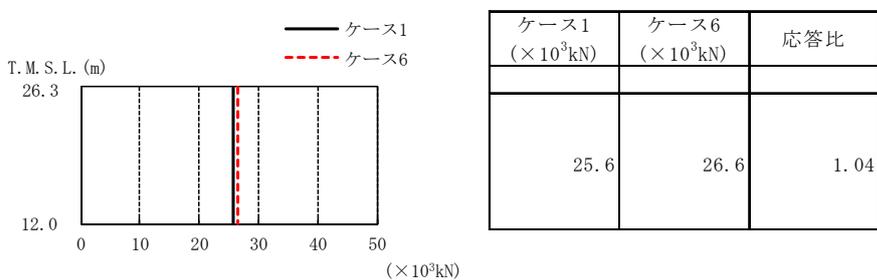


図3-7 最大応答せん断力 (Ss-1, EW方向)

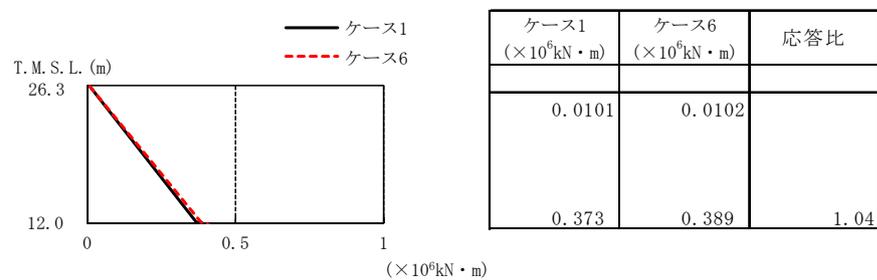


図3-8 最大応答曲げモーメント (Ss-1, EW方向)

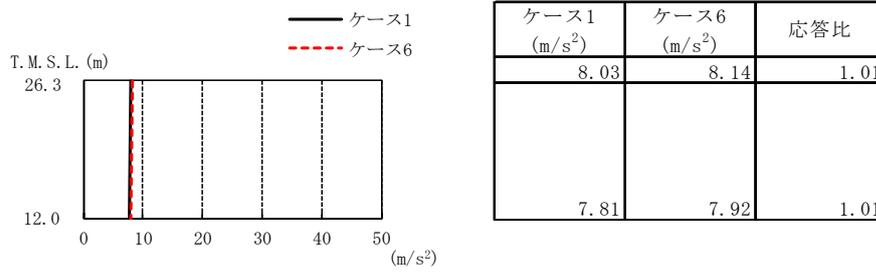


図3-9 最大応答加速度 (Ss-1, 鉛直方向)

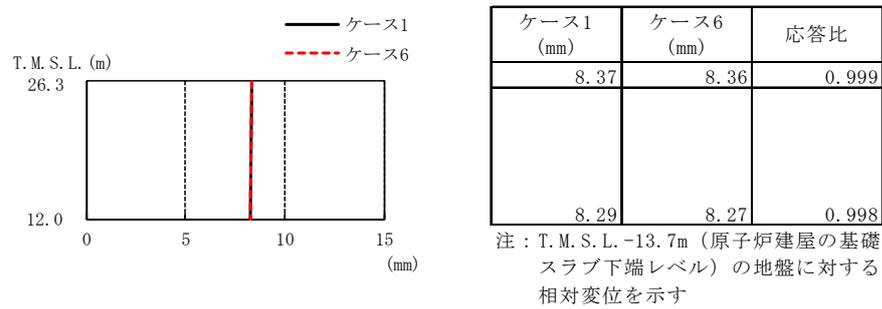


図3-10 最大応答変位 (Ss-1, 鉛直方向)

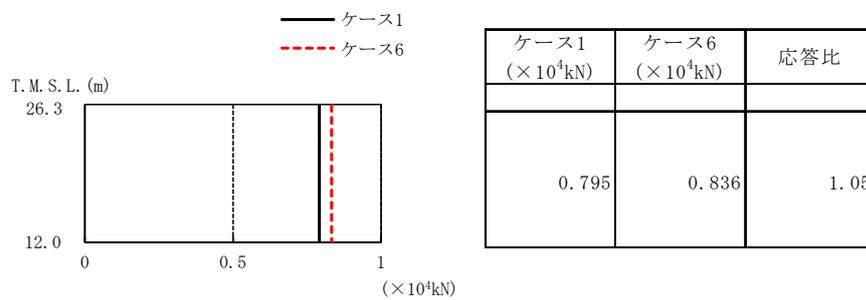


図3-11 最大応答軸力 (Ss-1, 鉛直方向)

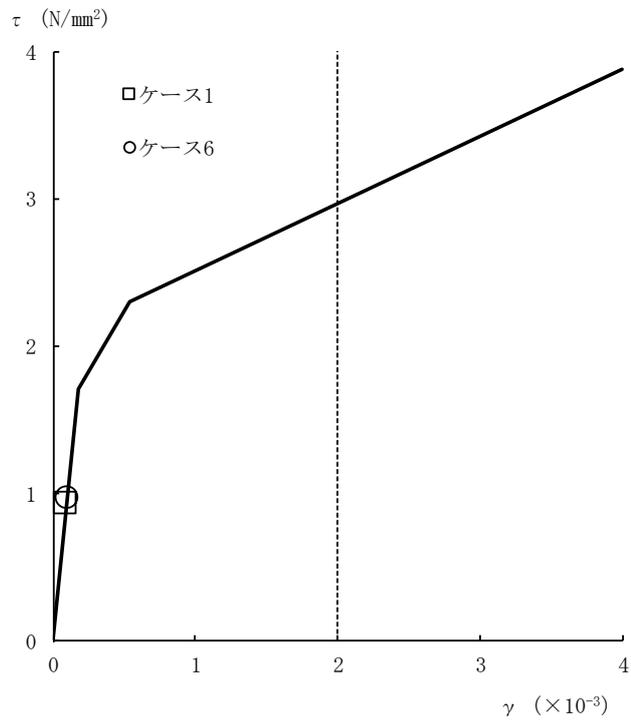


図3-12 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, NS方向)

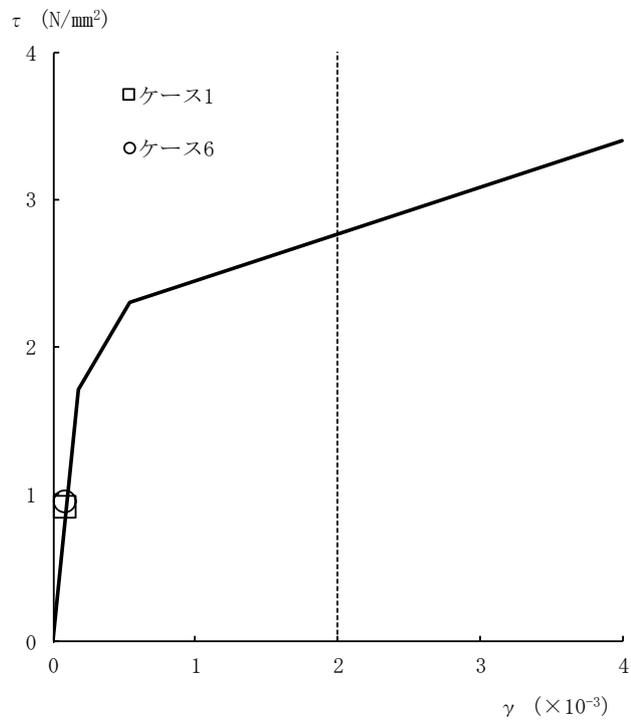


図3-13 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, EW方向)

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

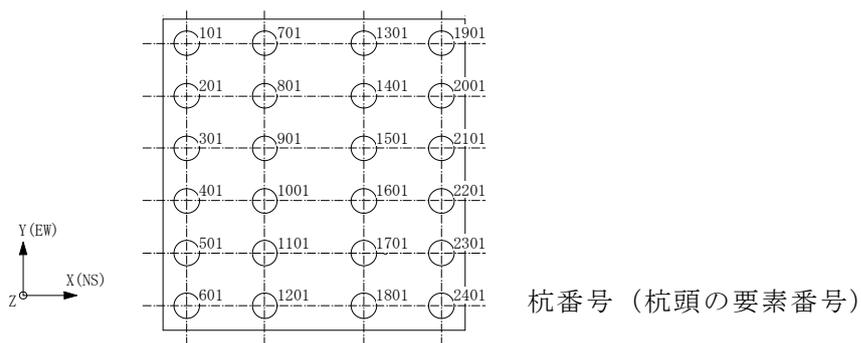
(c) 最大応答曲げモーメント

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



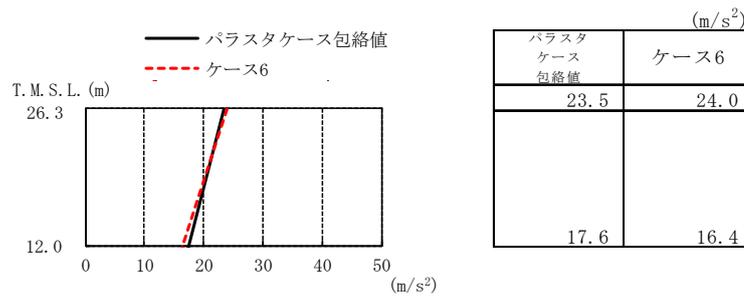


図3-14 最大応答加速度（パラスタケース包絡値との比較，NS方向）

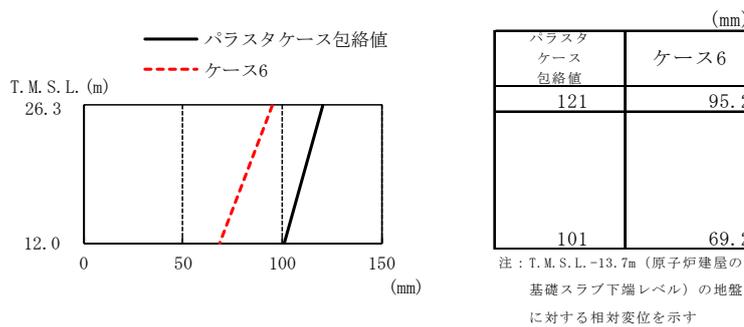


図3-15 最大応答変位（パラスタケース包絡値との比較，NS方向）

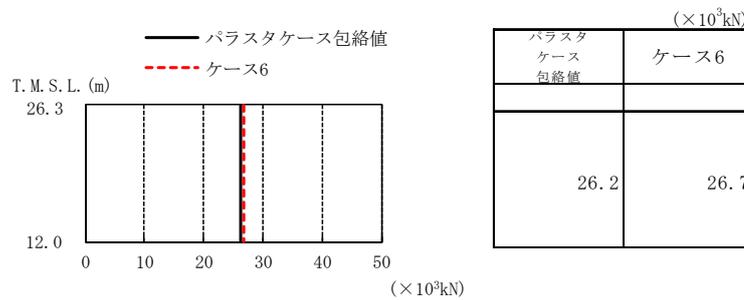


図3-16 最大応答せん断力（パラスタケース包絡値との比較，NS方向）

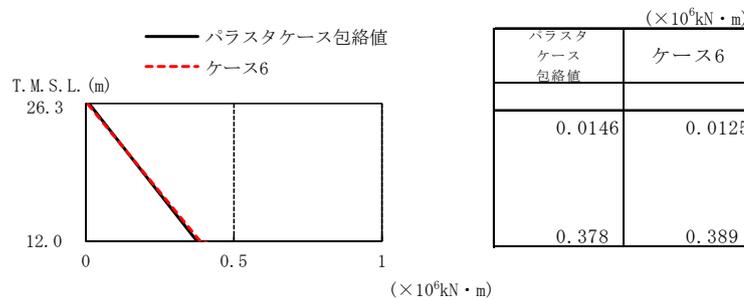


図3-17 最大応答曲げモーメント（パラスタケース包絡値との比較，NS方向）

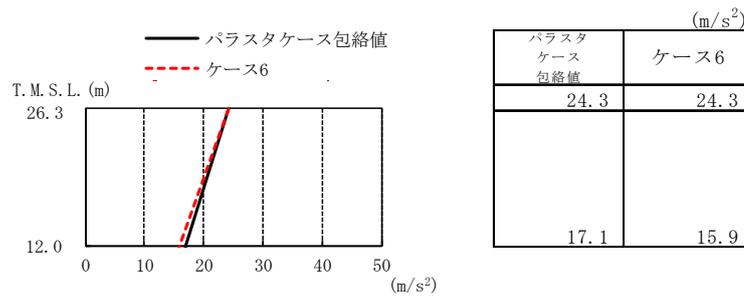


図3-18 最大応答加速度（パラスタケース包絡値との比較，EW方向）

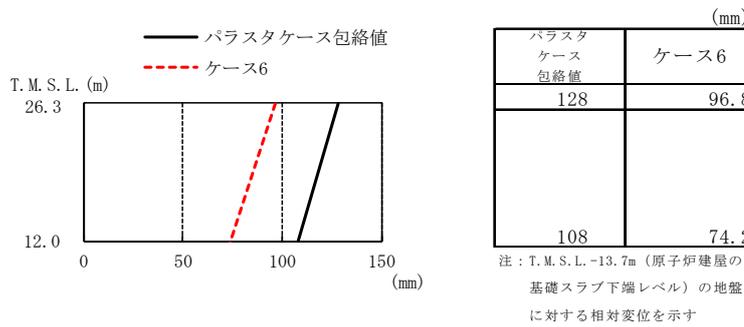


図3-19 最大応答変位（パラスタケース包絡値との比較，EW方向）

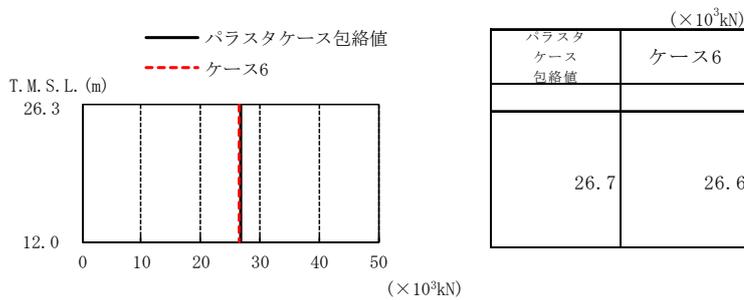


図3-20 最大応答せん断力（パラスタケース包絡値との比較，EW方向）

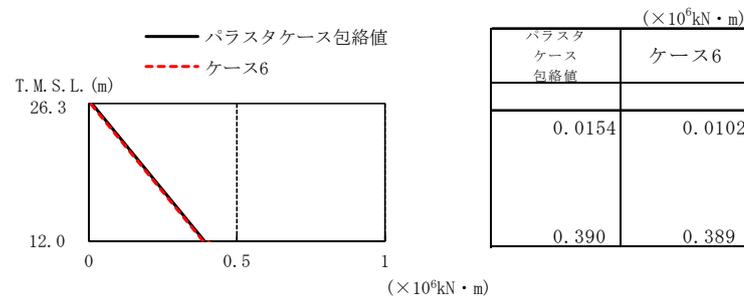


図3-21 最大応答曲げモーメント（パラスタケース包絡値との比較，EW方向）

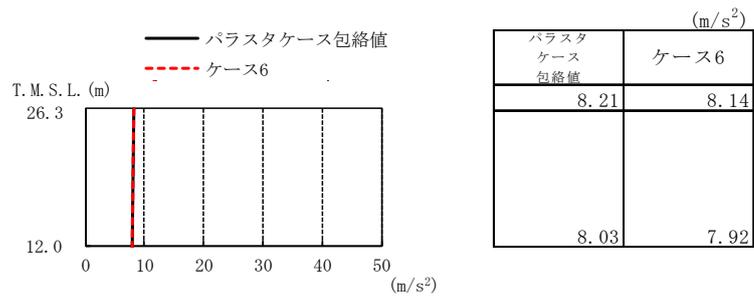


図3-22 最大応答加速度（パラスタケース包絡値との比較，鉛直方向）

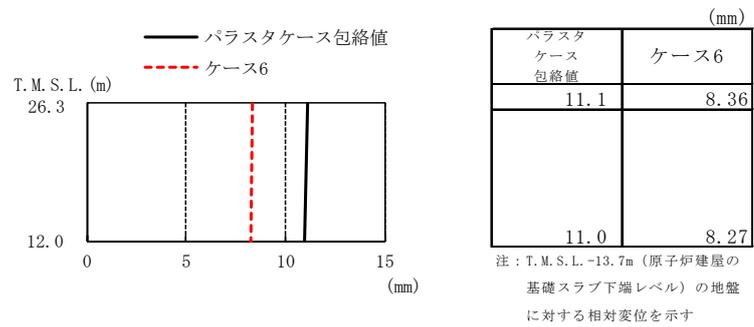


図3-23 最大応答変位（パラスタケース包絡値との比較，鉛直方向）

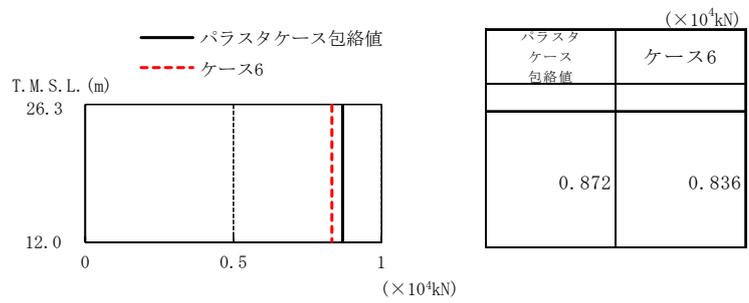


図3-24 最大応答軸力（パラスタケース包絡値との比較，鉛直方向）

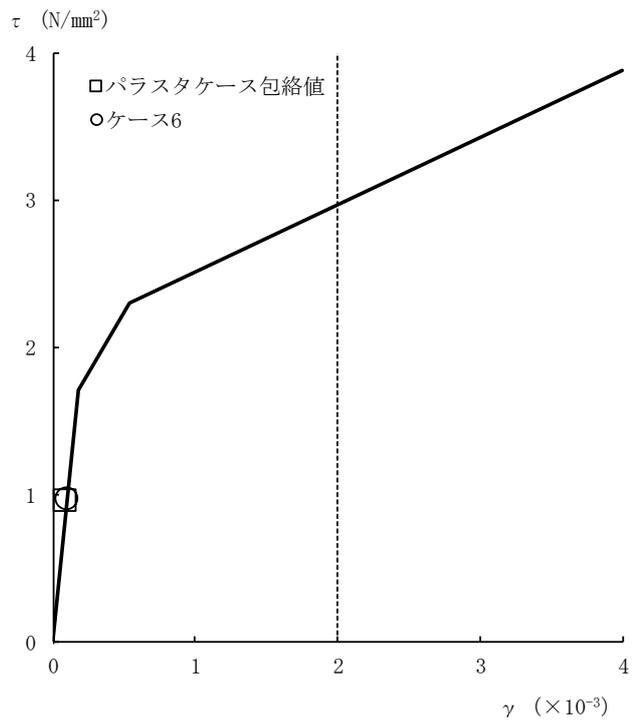


図3-25 せん断スケルトン曲線上の最大応答値  
(パラスタケース包絡値との比較, NS方向)

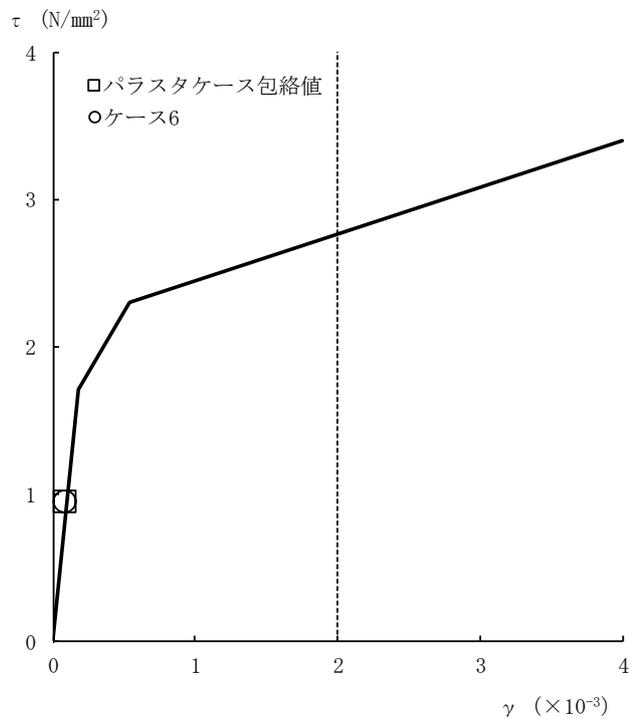


図3-26 せん断スケルトン曲線上の最大応答値  
(パラスタケース包絡値との比較, EW方向)

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

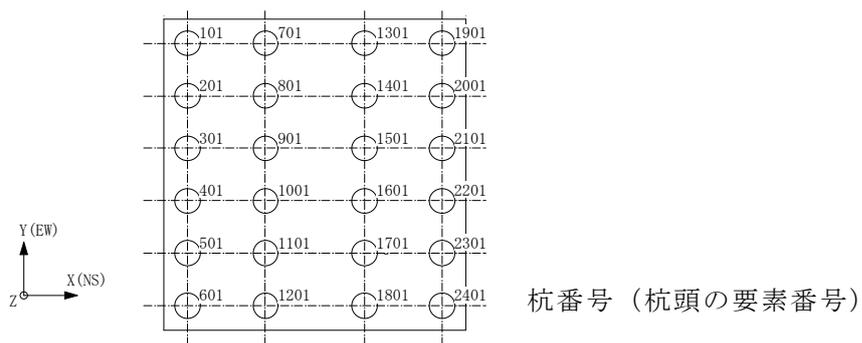
(c) 最大応答曲げモーメント

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

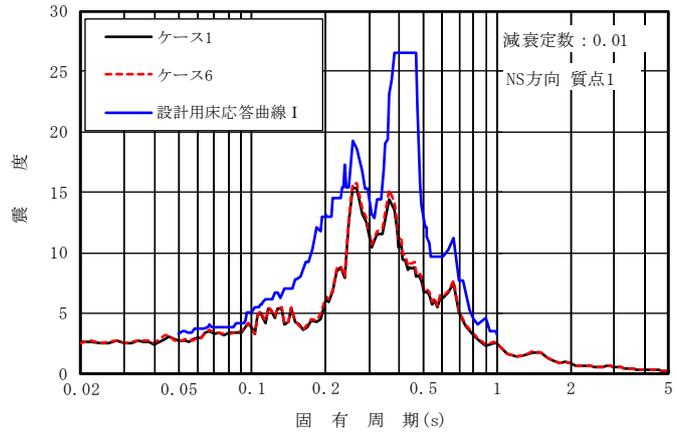
#### 4. 機器・配管系評価に与える影響

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。

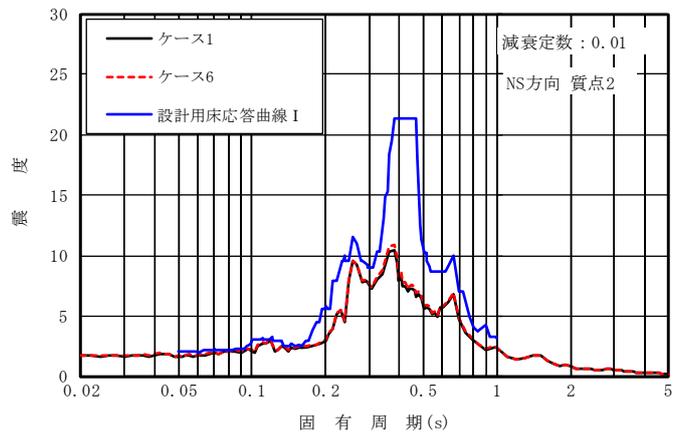
Ss-1におけるケース6とケース1の床応答スペクトル及び設計に用いている床応答スペクトル（V-2-1-7「設計用床応答曲線の作成方針」に示す設計用床応答曲線I）の比較を図4-1及び図4-2に示す。V-2-9-4-7-1-2「管の耐震性についての計算書（格納容器圧力逃がし装置）」に示すとおり，配管の主要な周期帯は0.05s～0.07sである。図4-1及び図4-2に示すとおり，ケース6の床応答スペクトルはケース1の床応答スペクトルと配管の主要な周期帯において同等であり，設計用床応答曲線Iを下回ることを確認した。

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。

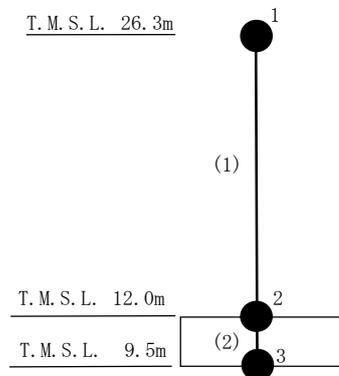
以上より，装置基礎の減衰定数の不確かさを考慮しても機器・配管系の耐震評価に影響を与えないことを確認した。



(a) 質点 1

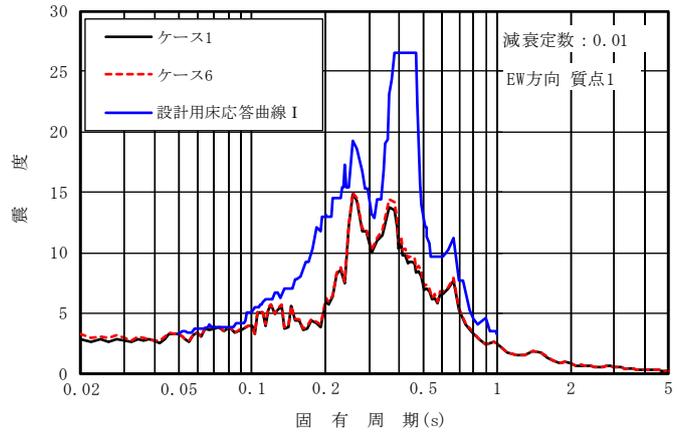


(b) 質点 2

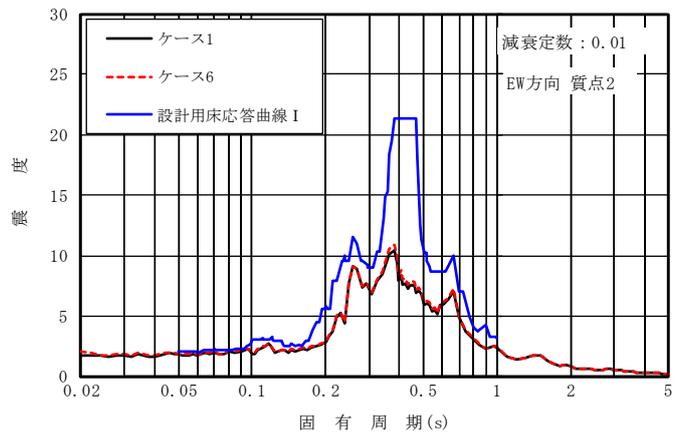


注：数字は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

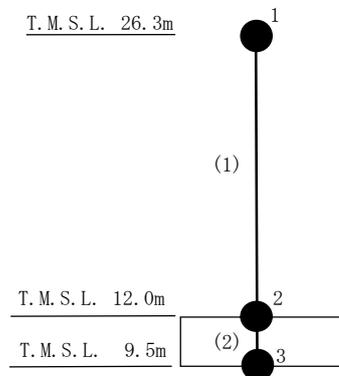
図 4-1 床応答スペクトル比較 (Ss-1, NS 方向, h=0.01)



(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。

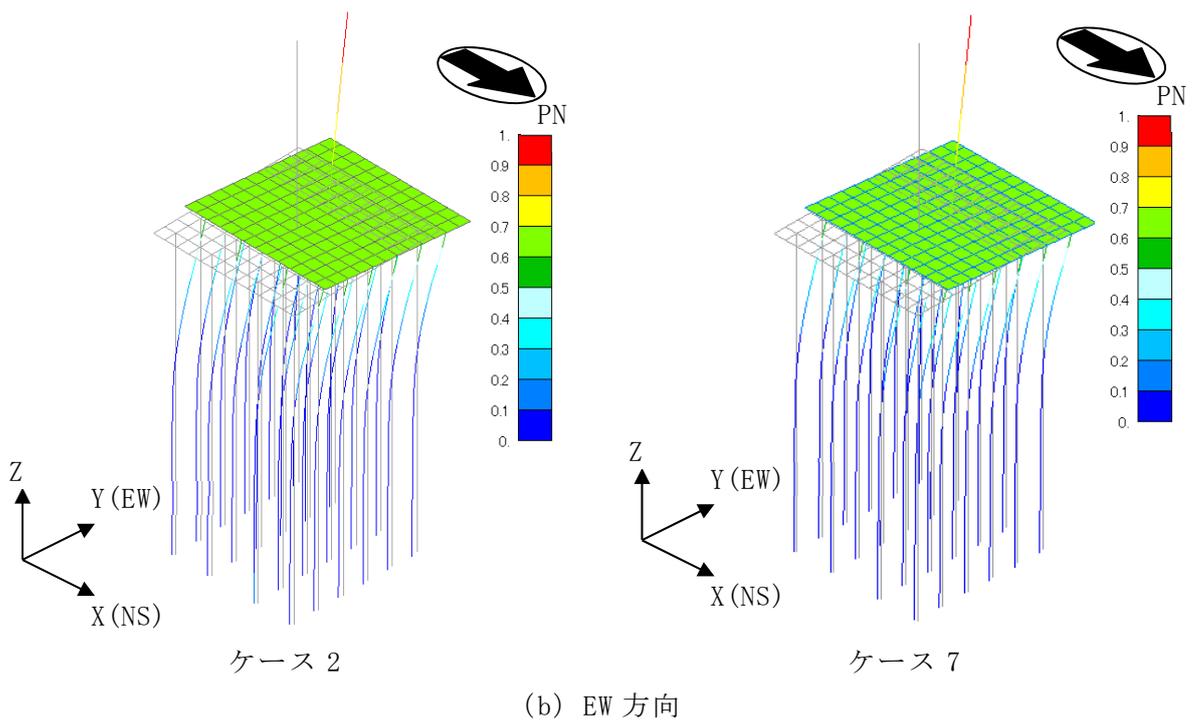
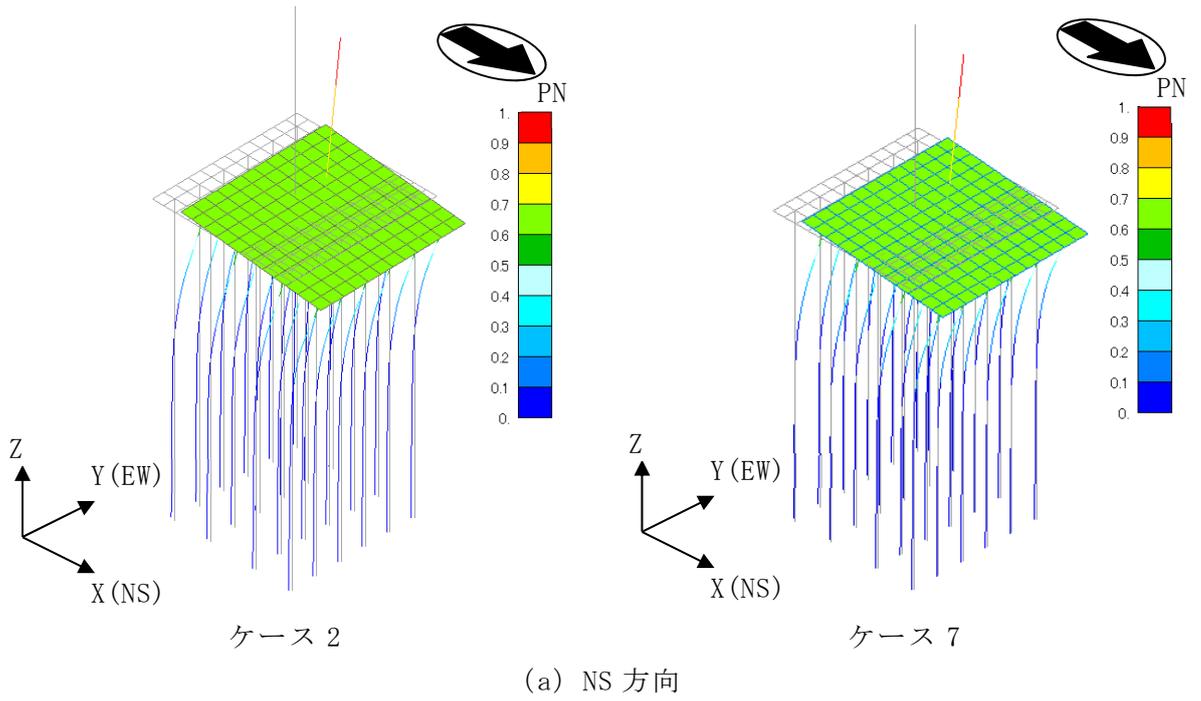
表 3-1 固有値解析結果 (Ss-1)

(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)

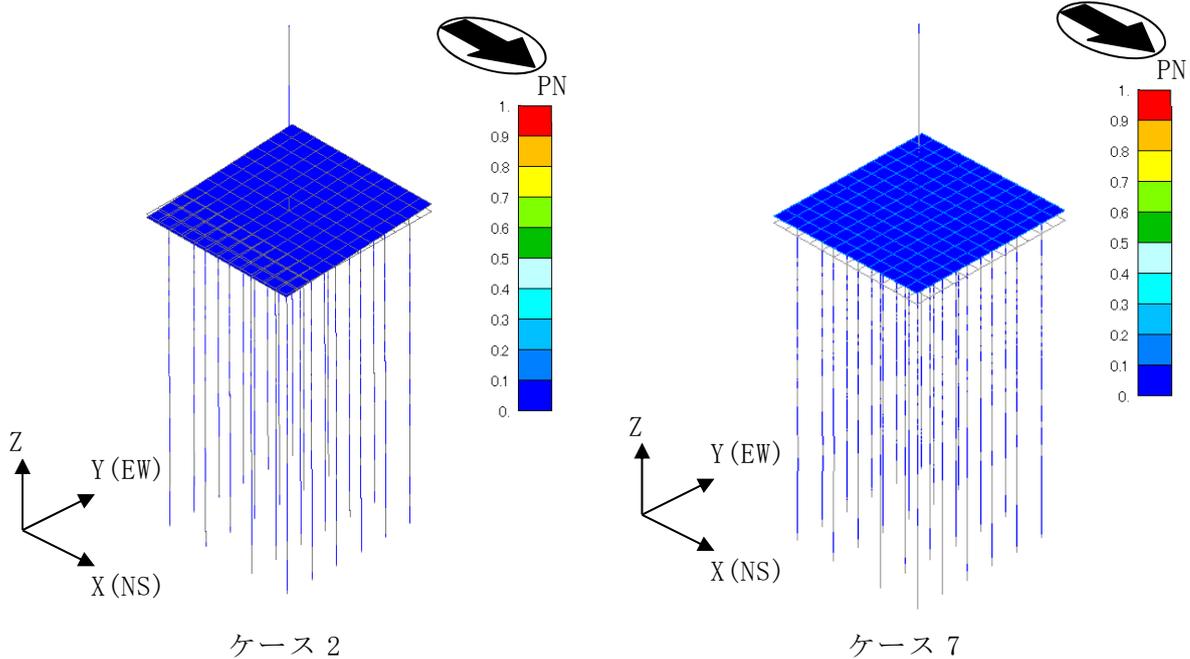
注 1 : 建屋-杭連成一次モード

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。

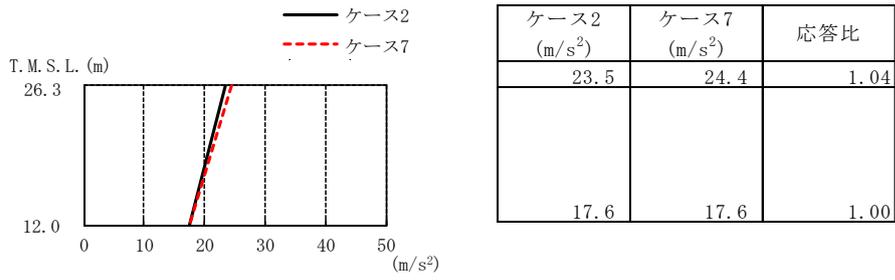


図3-2 最大応答加速度 (Ss-1, NS方向)

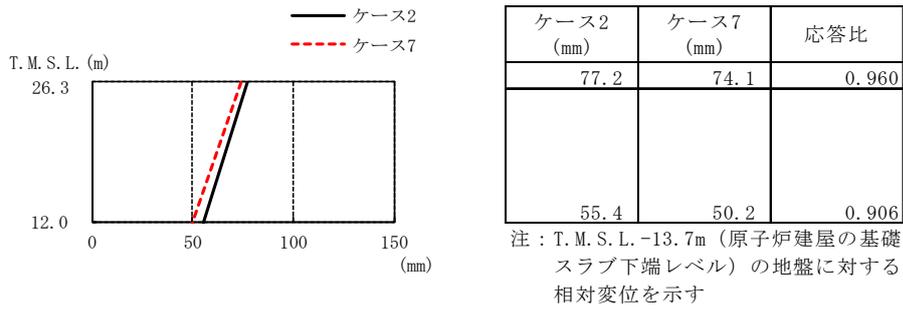


図3-3 最大応答変位 (Ss-1, NS方向)

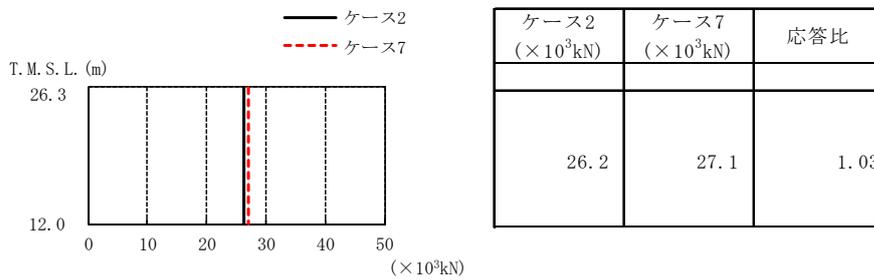


図3-4 最大応答せん断力 (Ss-1, NS方向)

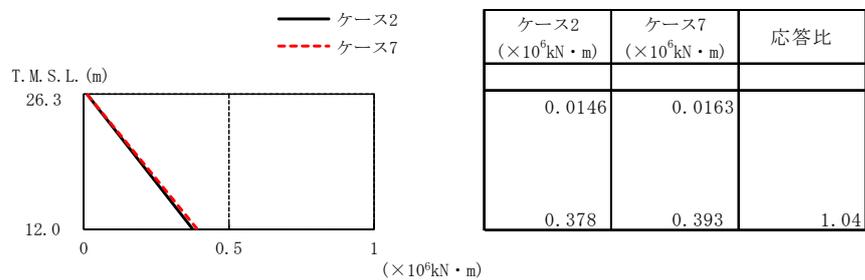
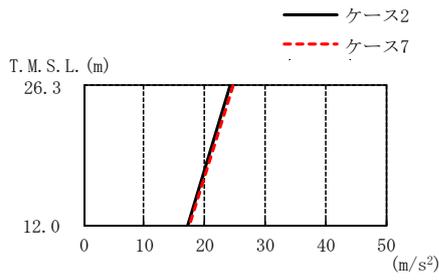
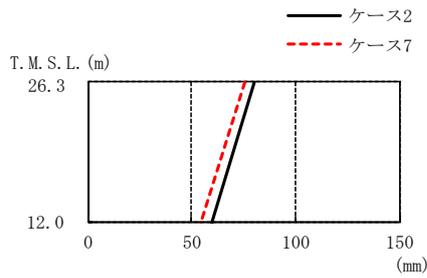


図3-5 最大応答曲げモーメント (Ss-1, NS方向)



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

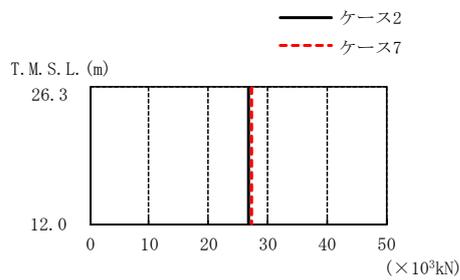
図3-6 最大応答加速度 (Ss-1, EW方向)



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

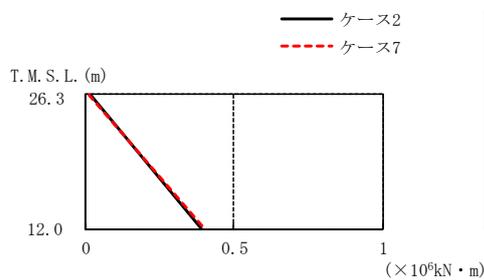
注：T.M.S.L. -13.7m (原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル) の地盤に対する相対変位を示す

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)

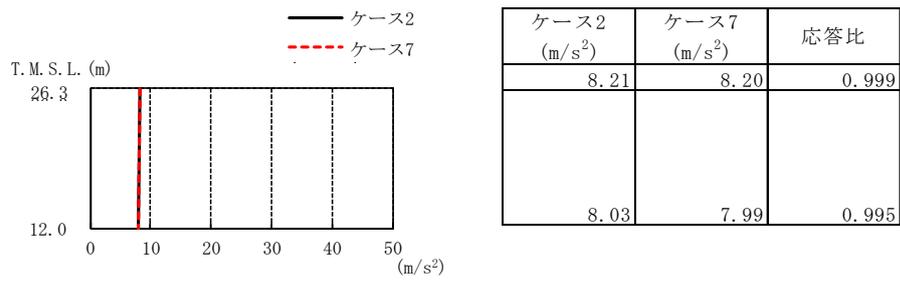


図3-10 最大応答加速度 (Ss-1, 鉛直方向)

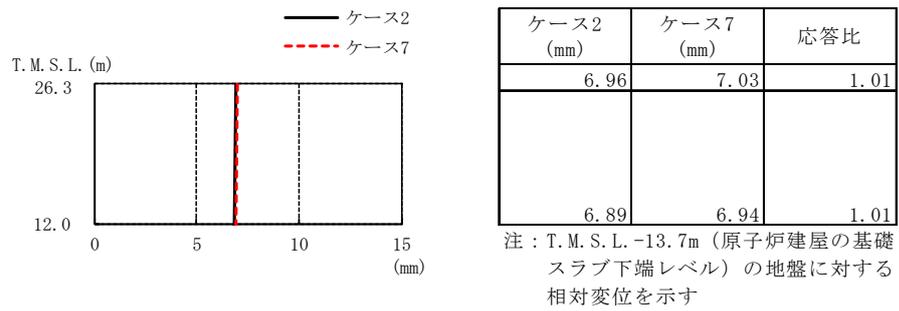


図3-11 最大応答変位 (Ss-1, 鉛直方向)

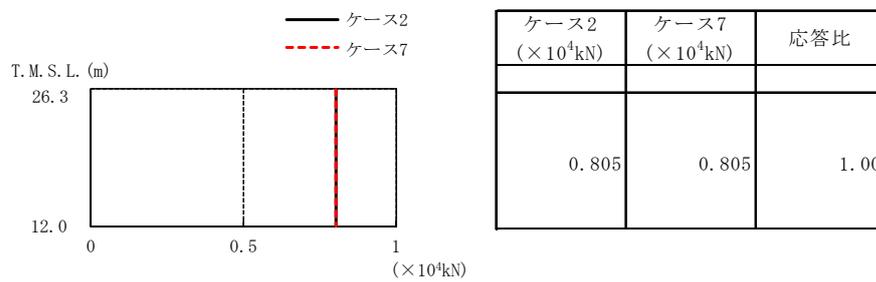


図3-12 最大応答軸力 (Ss-1, 鉛直方向)

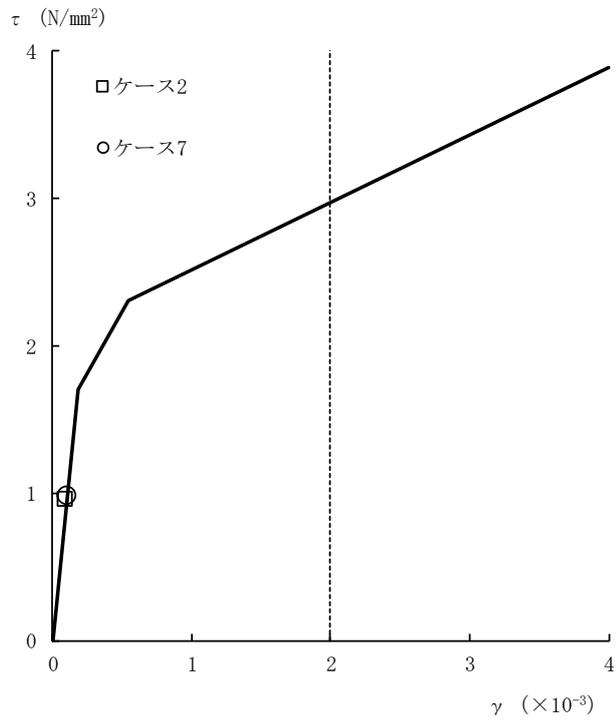


図3-13 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, NS方向)

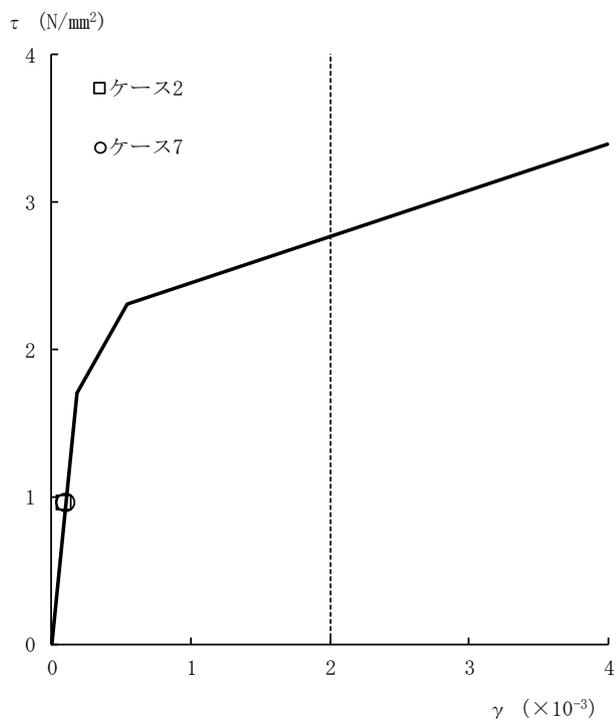


図3-14 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, EW方向)

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

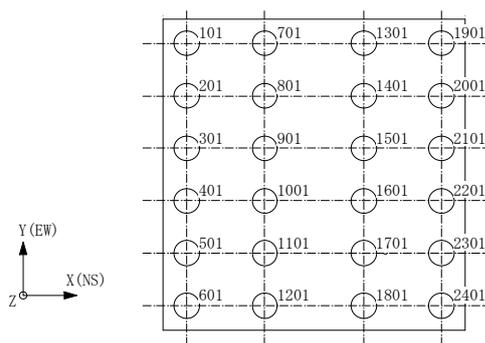
(c) 最大応答曲げモーメント

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）

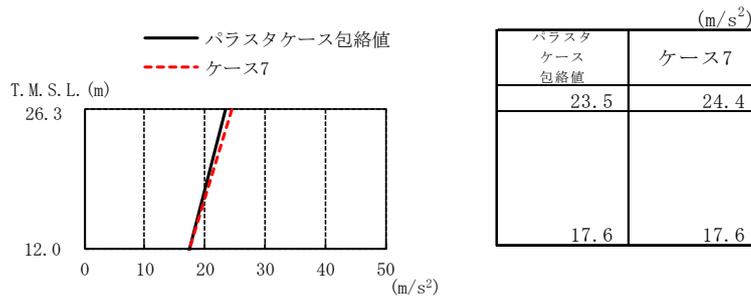


図3-15 最大応答加速度（パラスタケース包絡値との比較，NS方向）

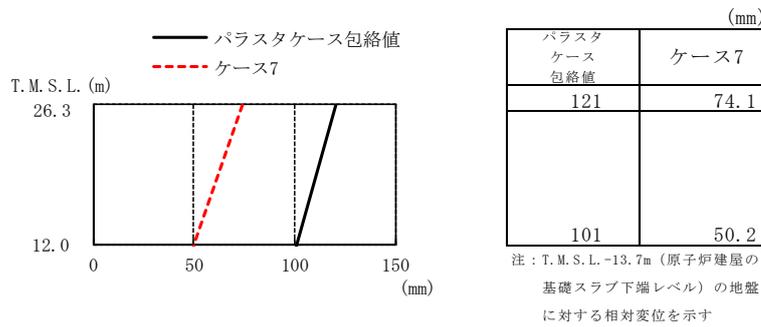


図3-16 最大応答変位（パラスタケース包絡値との比較，NS方向）

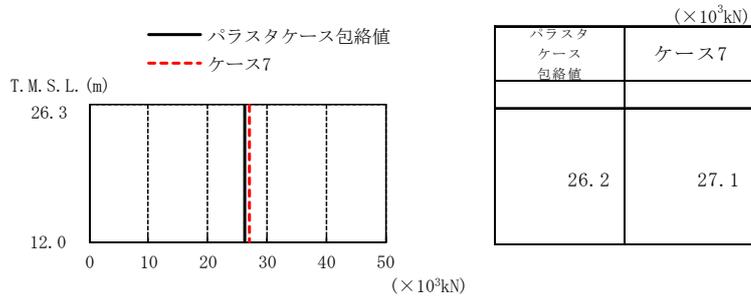


図3-17 最大応答せん断力（パラスタケース包絡値との比較，NS方向）

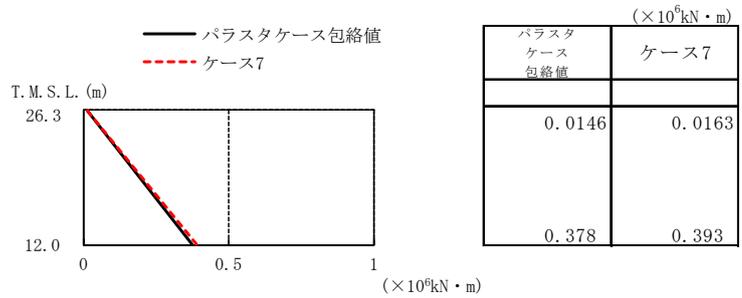


図3-18 最大応答曲げモーメント（パラスタケース包絡値との比較，NS方向）

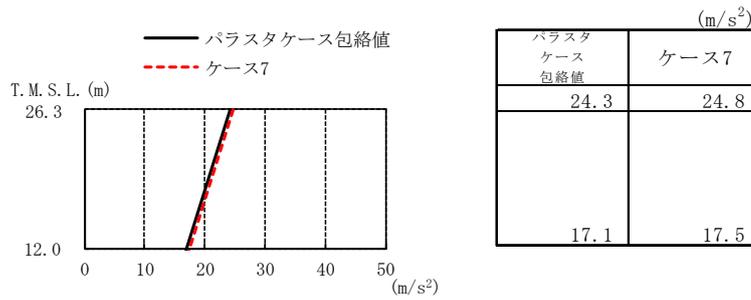


図3-19 最大応答加速度（パラスタケース包絡値との比較，EW方向）

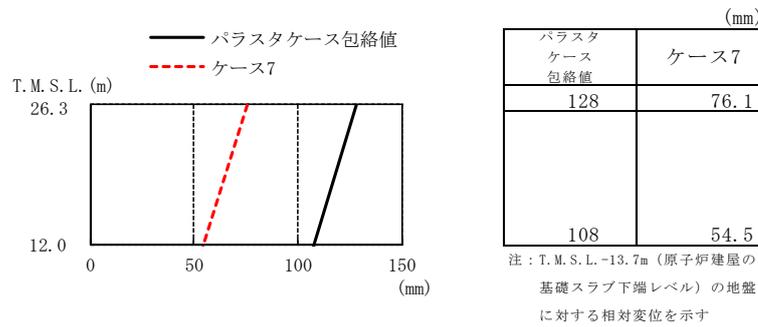


図3-20 最大応答変位（パラスタケース包絡値との比較，EW方向）

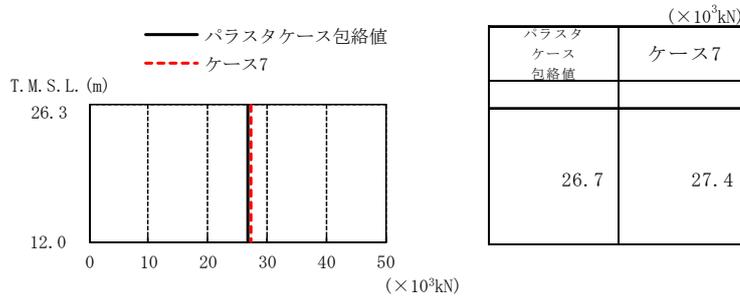


図3-21 最大応答せん断力（パラスタケース包絡値との比較，EW方向）

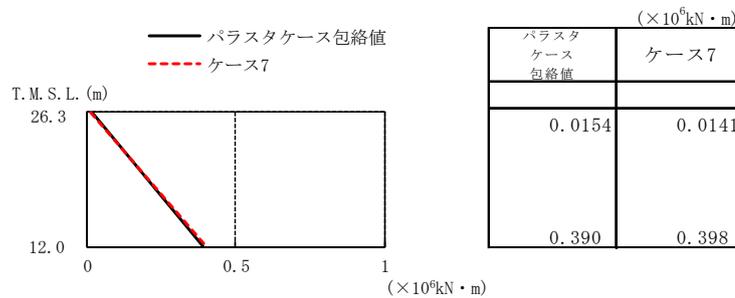


図3-22 最大応答曲げモーメント（パラスタケース包絡値との比較，EW方向）

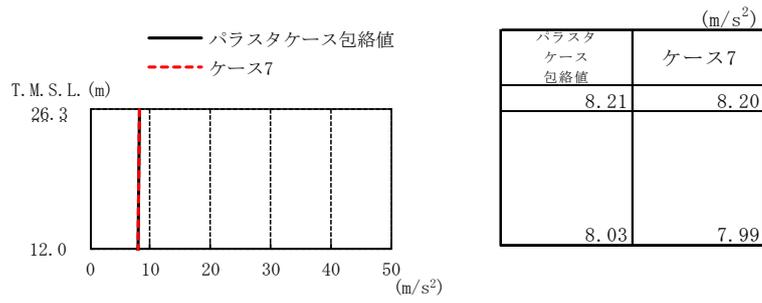


図3-23 最大応答加速度（パラスタケース包絡値との比較，鉛直方向）

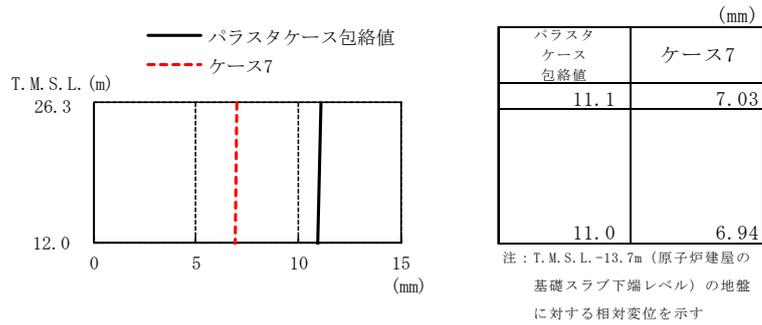


図3-24 最大応答変位（パラスタケース包絡値との比較，鉛直方向）

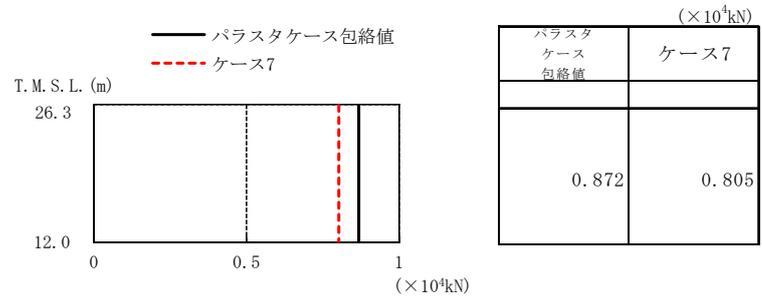


図3-25 最大応答軸力（パラスタケース包絡値との比較，鉛直方向）

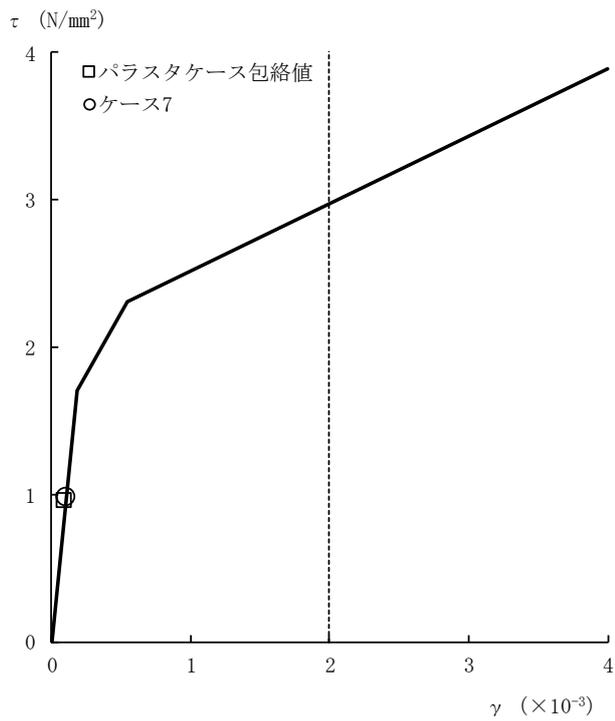


図3-26 せん断スケルトン曲線上の最大応答値  
(パラスタケース包絡値との比較, NS方向)

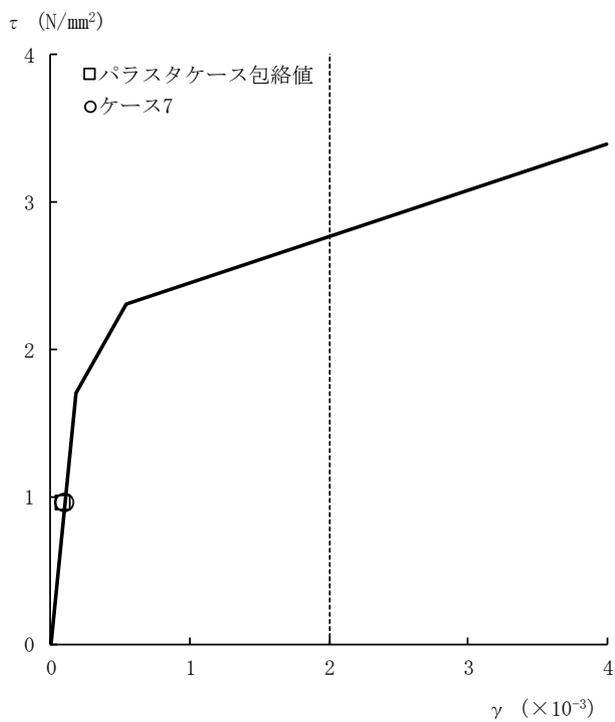


図3-27 せん断スケルトン曲線上の最大応答値  
(パラスタケース包絡値との比較, EW方向)

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> (×10 <sup>3</sup> kN)	杭番号	N <sub>max</sub> (×10 <sup>3</sup> 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> (×10 <sup>3</sup> kN)	杭番号	N <sub>min</sub> (×10 <sup>3</sup> kN)
601	-9.91	601	-7.45

注：圧縮を正，引張を負とする

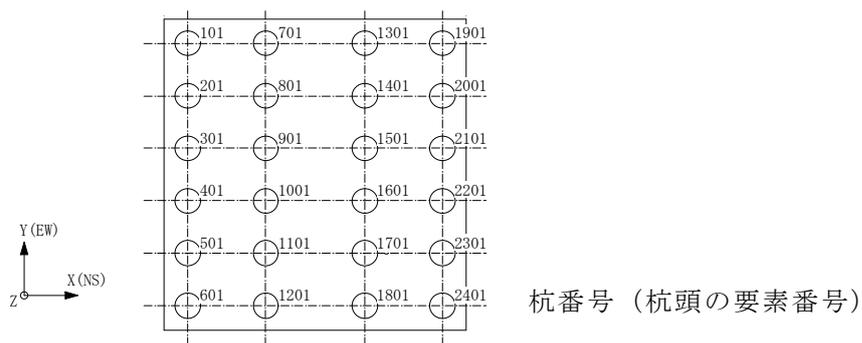
(c) 最大応答曲げモーメント

パラスタケース包絡値			ケース7		
杭番号	N (×10 <sup>3</sup> kN)	M <sub>max</sub> (×10 <sup>4</sup> kN・m)	杭番号	N (×10 <sup>3</sup> kN)	M <sub>max</sub> (×10 <sup>4</sup> 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> (×10 <sup>3</sup> kN)	杭番号	Q <sub>max</sub> (×10 <sup>3</sup> 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 $\times$ 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 $\times$ 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

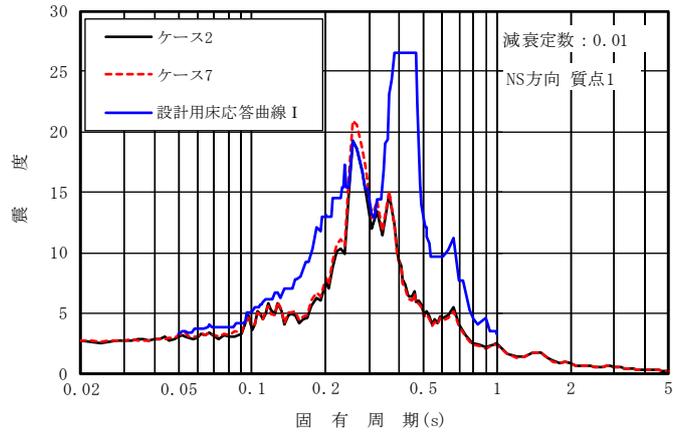
#### 4. 機器・配管系評価に与える影響

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。

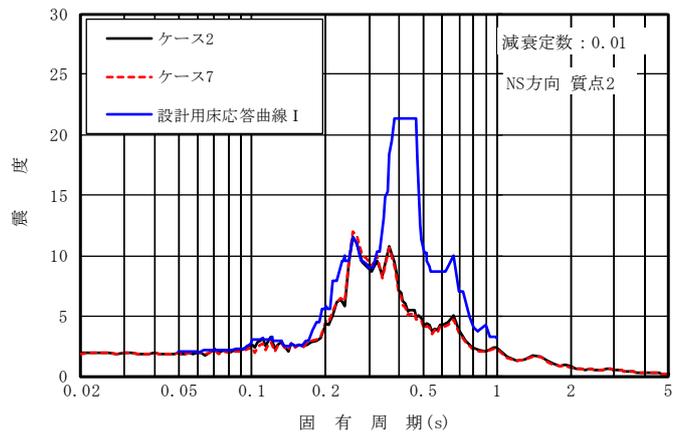
Ss-1におけるケース7とケース2の床応答スペクトル及び設計に用いている床応答スペクトル（V-2-1-7「設計用床応答曲線の作成方針」に示す設計用床応答曲線I）の比較を図4-1及び図4-2に示す。V-2-9-4-7-1-2「管の耐震性についての計算書（格納容器圧力逃がし装置）」に示すとおり，配管の主要な周期帯は0.05s～0.07sである。図4-1及び図4-2に示すとおり，ケース7の床応答スペクトルはケース2の床応答スペクトルと配管の主要な周期帯において同等であり，設計用床応答曲線Iを下回ることを確認した。

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。

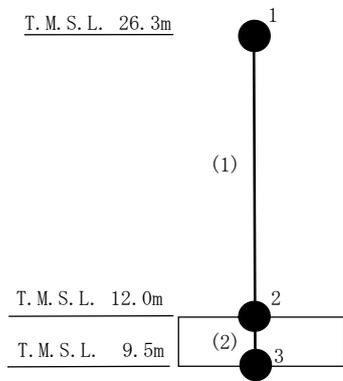
以上より，地盤改良体の物性値の不確かさを考慮しても機器・配管系の耐震評価に影響を与えないことを確認した。



(a) 質点 1

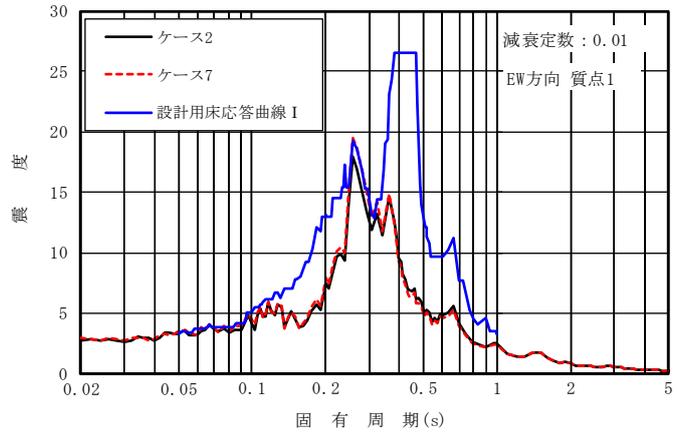


(b) 質点 2

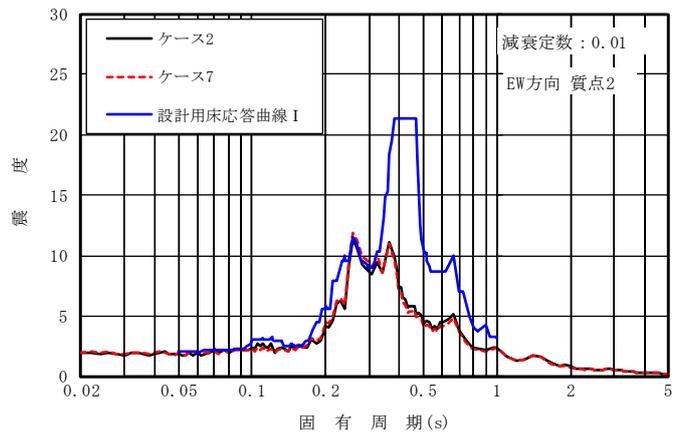


注：数字は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

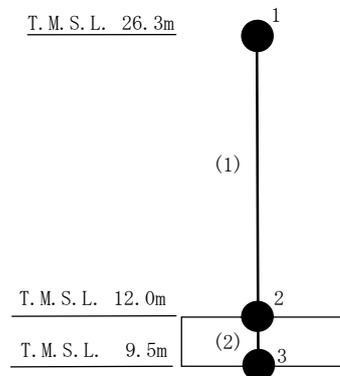
図 4-1 床応答スペクトル比較 (Ss-1, NS 方向, h=0.01)



(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。

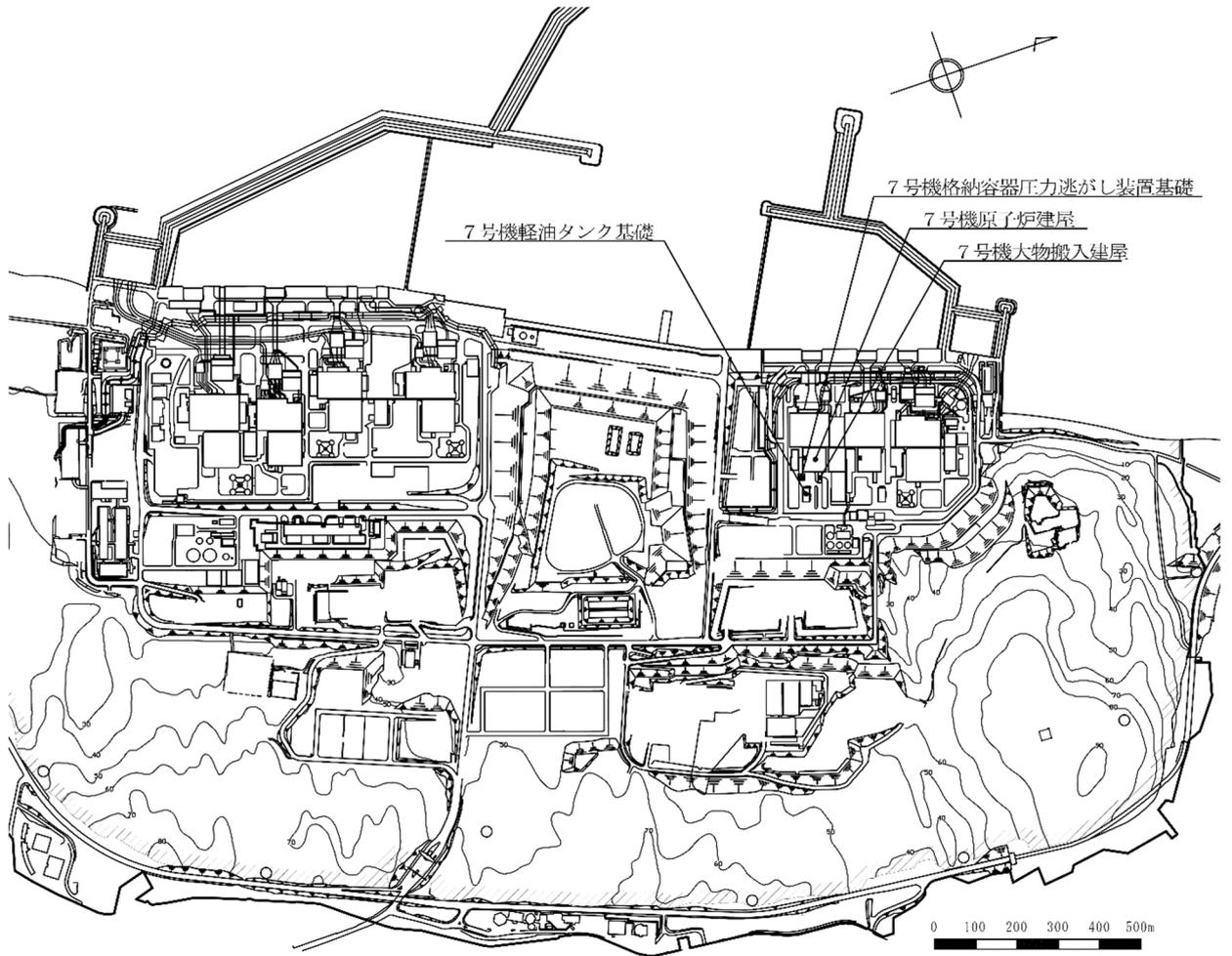


図1-1 装置基礎の設置位置

## 1.2 検討概要

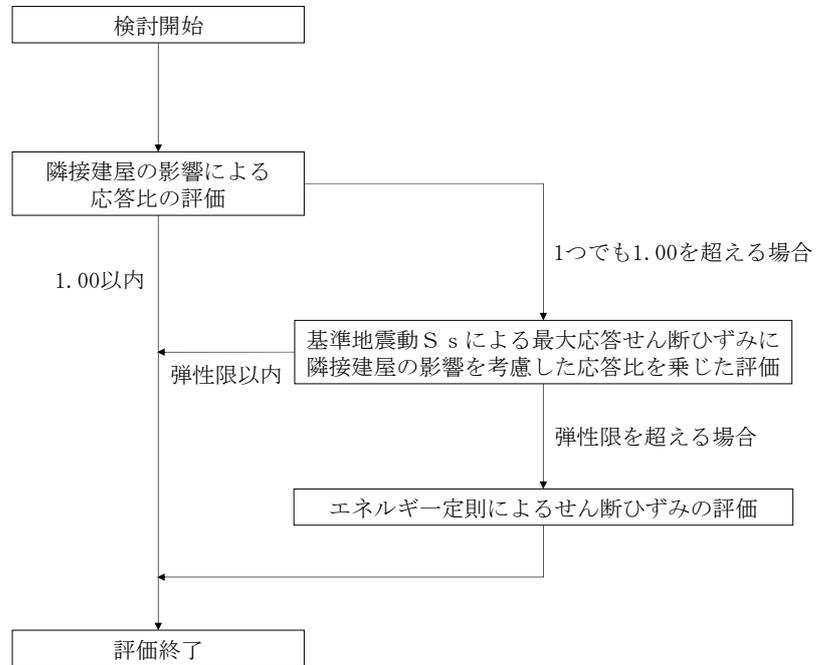
「工事計画に係る説明資料（耐震性に関する説明書）」のうち「隣接建屋の影響に関する検討」では、原子炉建屋、コントロール建屋、タービン建屋及び廃棄物処理建屋の配置状況を考慮した地震応答解析を実施し、隣接建屋が原子炉建屋、コントロール建屋、タービン建屋及び廃棄物処理建屋の構造健全性に与える影響を確認している。一方、装置基礎の地震応答解析では、装置基礎及び装置基礎の周辺に施工する地盤改良体を考慮しているが、原子炉建屋等は地盤改良体より剛性が高いため、隣接建屋の影響を考慮していない。本資料では、装置基礎を単独でモデル化する場合と、隣接建屋の配置を考慮してモデル化する場合について地震応答解析を実施し、両者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

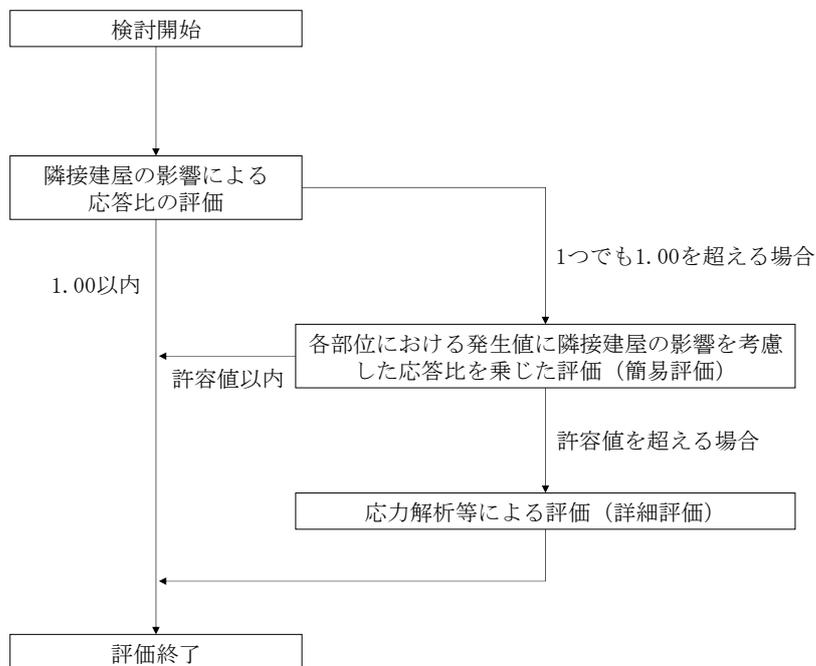
## 2. 検討方針

### 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

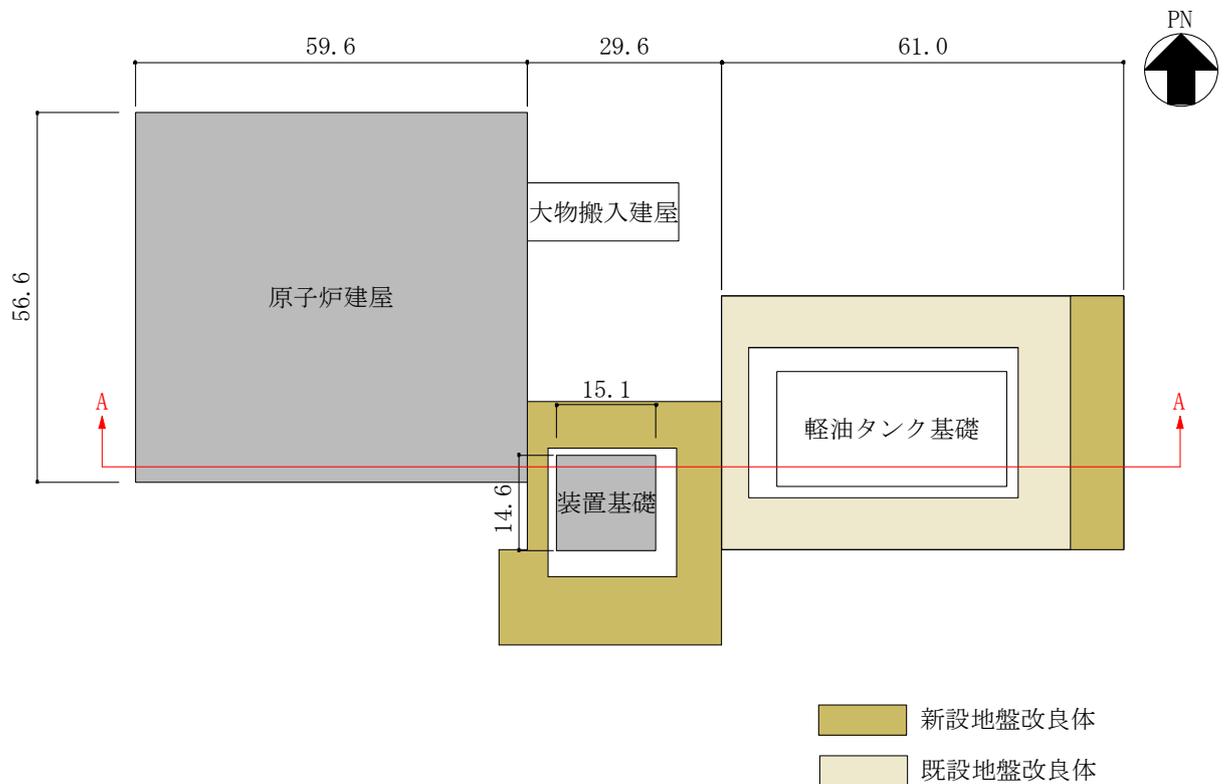
## 2.2 解析断面

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。

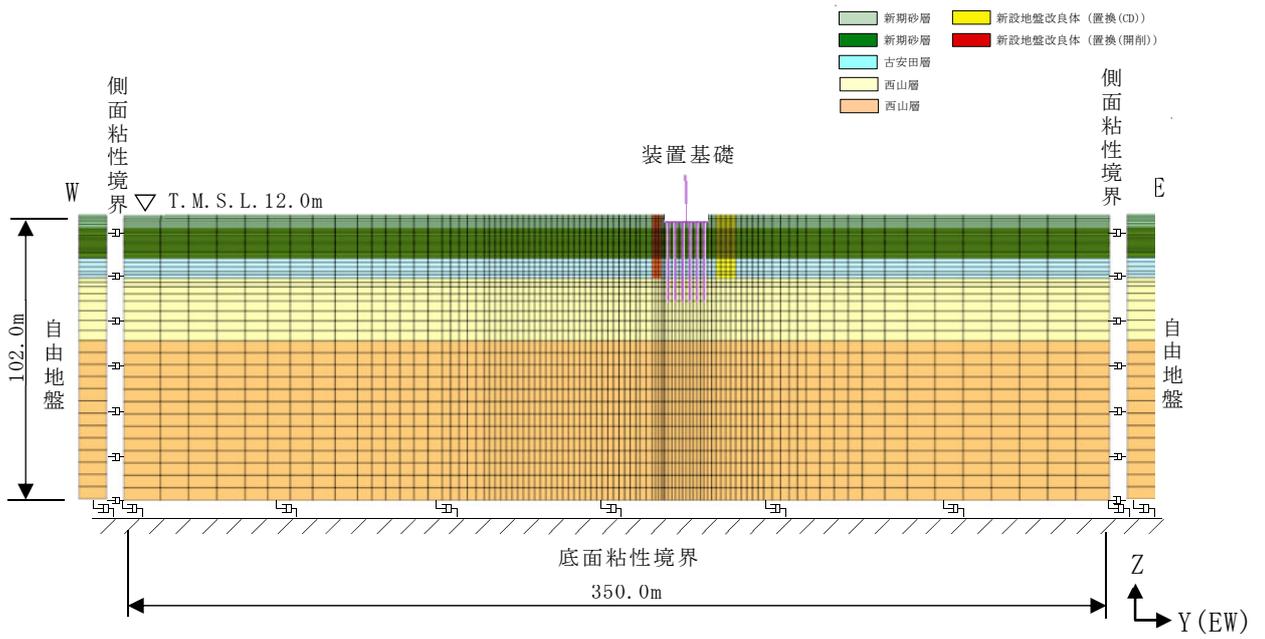
表 2-1 解析ケース

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

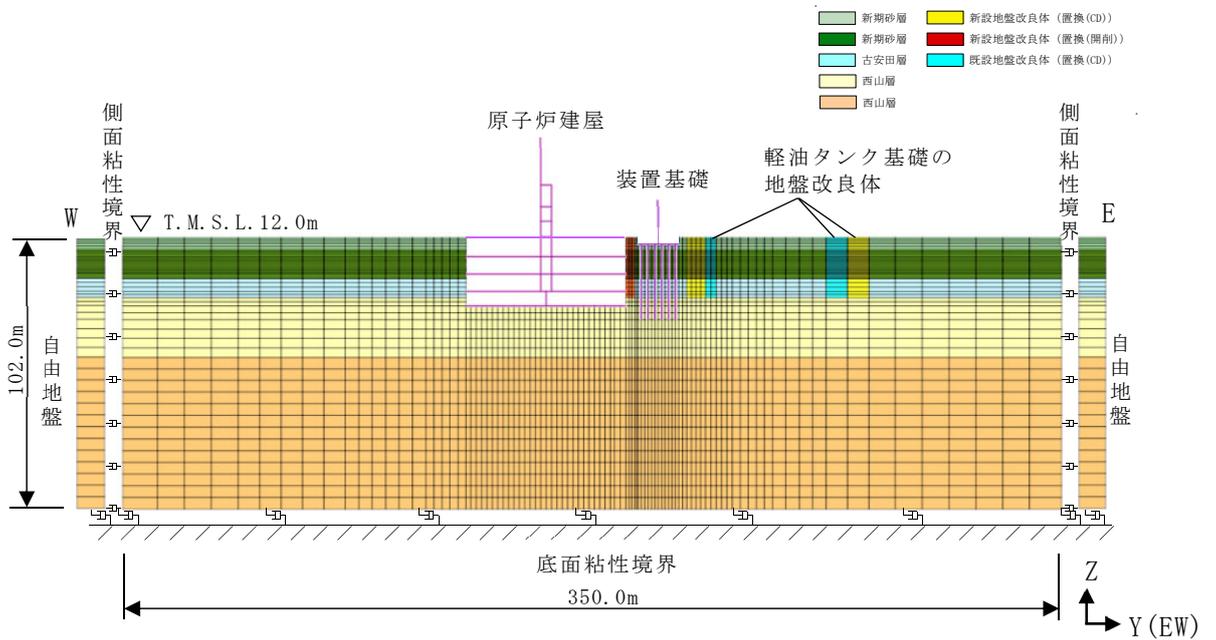
### 2.4 解析モデル

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。

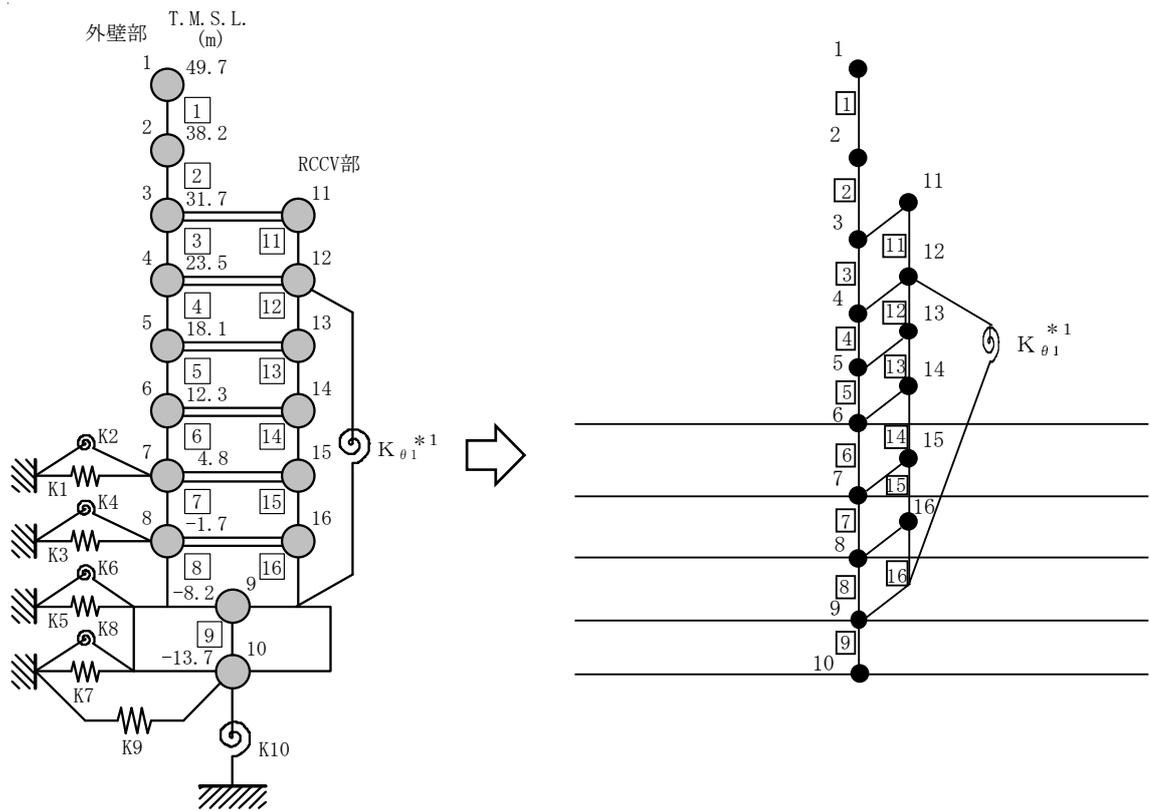
原子炉建屋の解析モデル諸元を表2-3に示す。原子炉建屋の解析モデル諸元は、V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析モデルの諸元に対して、面外方向（NS方向）の奥行幅比（装置基礎奥行幅／原子炉建屋奥行幅）を乗じた値とする。

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。

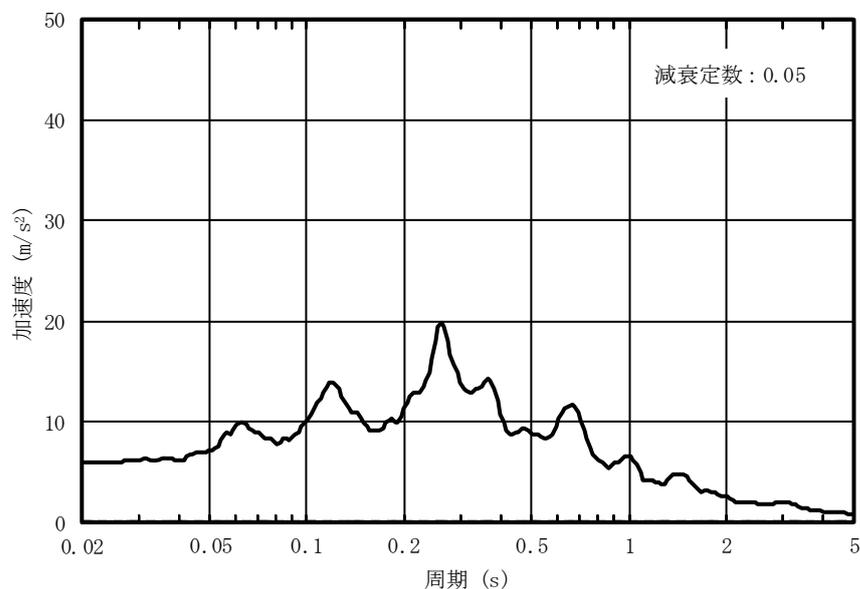


図 2-5 入力地震動の加速度応答スペクトル  
(S<sub>d</sub>-1, T. M. S. L. -90.0m, EW 方向)

### 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。

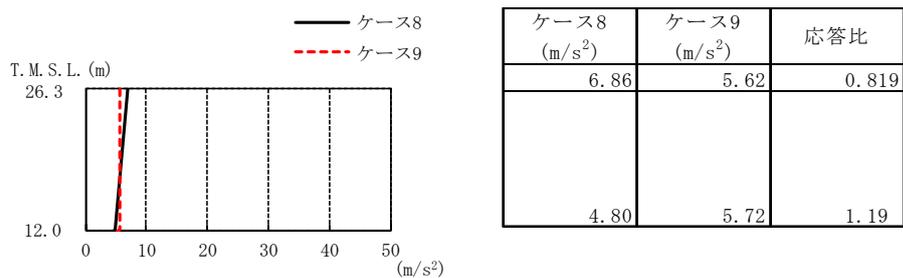


図3-1 最大応答加速度 (Sd-1, EW方向)

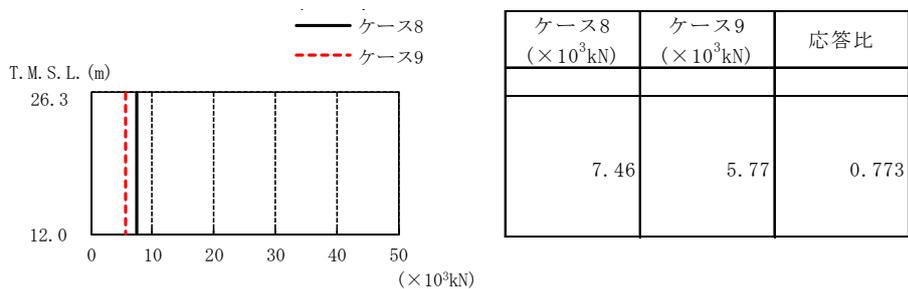


図3-2 最大応答せん断力 (Sd-1, EW方向)

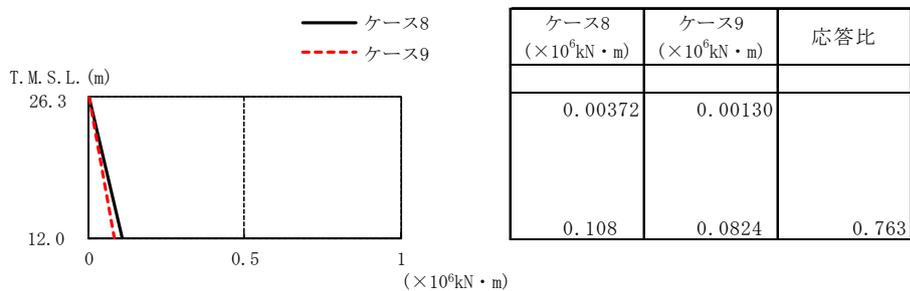


図3-3 最大応答曲げモーメント (Sd-1, EW方向)

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

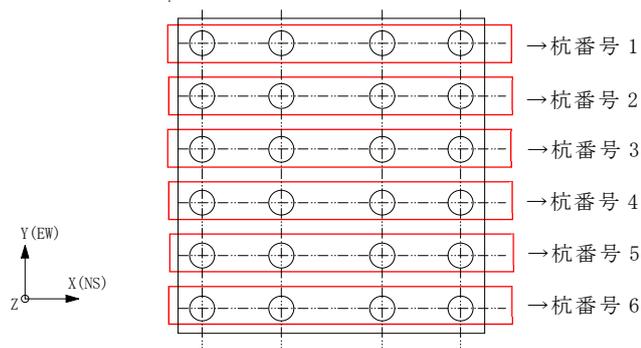
注1：杭1本あたりの値を示す

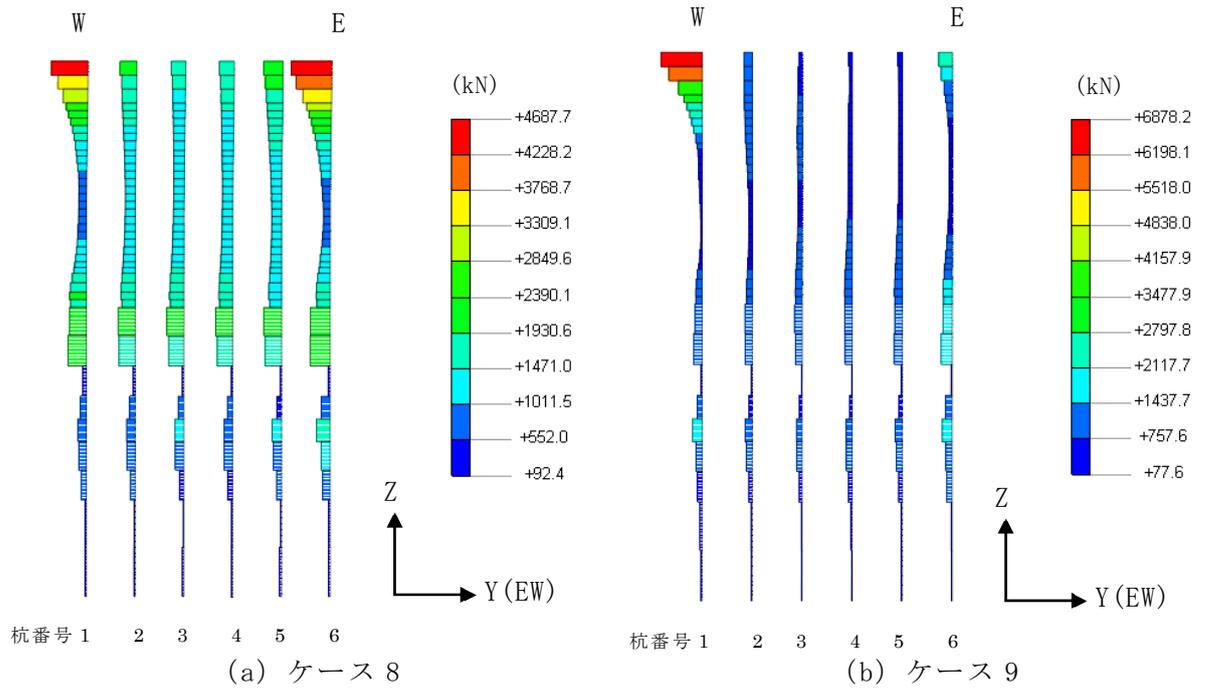
注2：Nは最大応答曲げモーメント発生時の軸力を示す

(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。

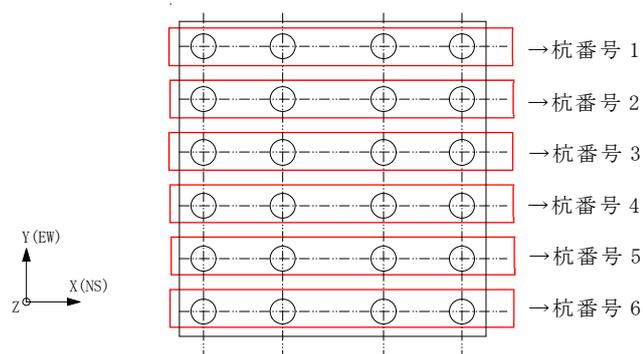


図3-4 杭の最大応答せん断力 (Sd-1, EW方向)

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)

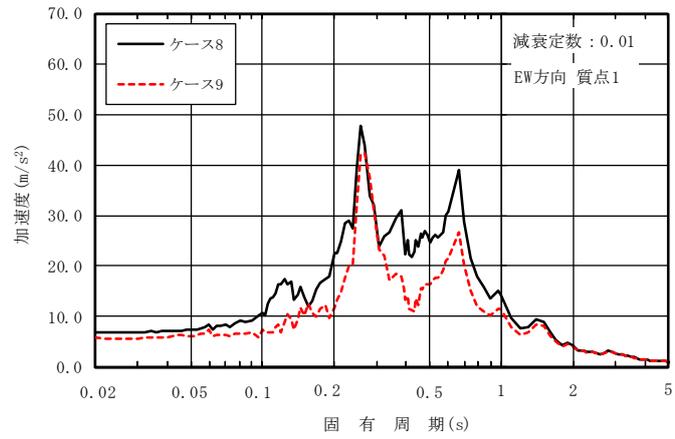
( $\times 10^3 \text{kN}$ )

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

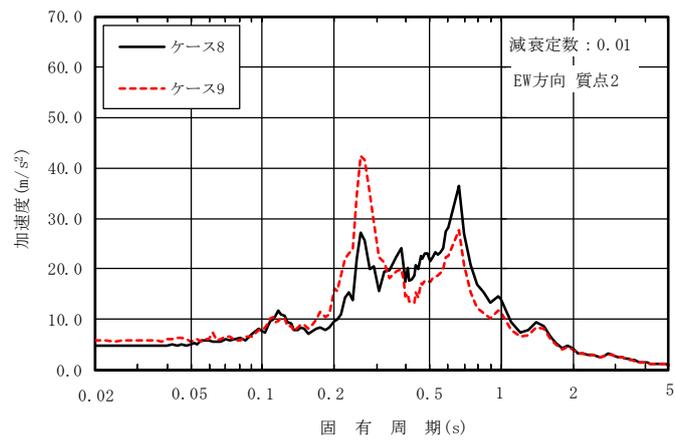
注1：杭1本あたりの値を示す。

注2：( ) 内は合計値に対する割合（負担率）を示す。

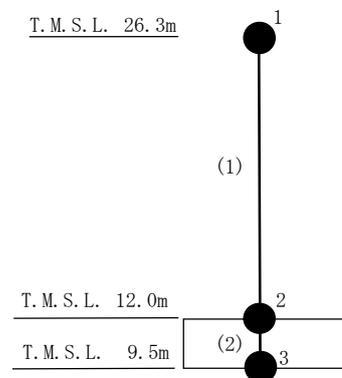
注3：ハッチングは最大応答値のうち最も大きい値を示す。



(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。

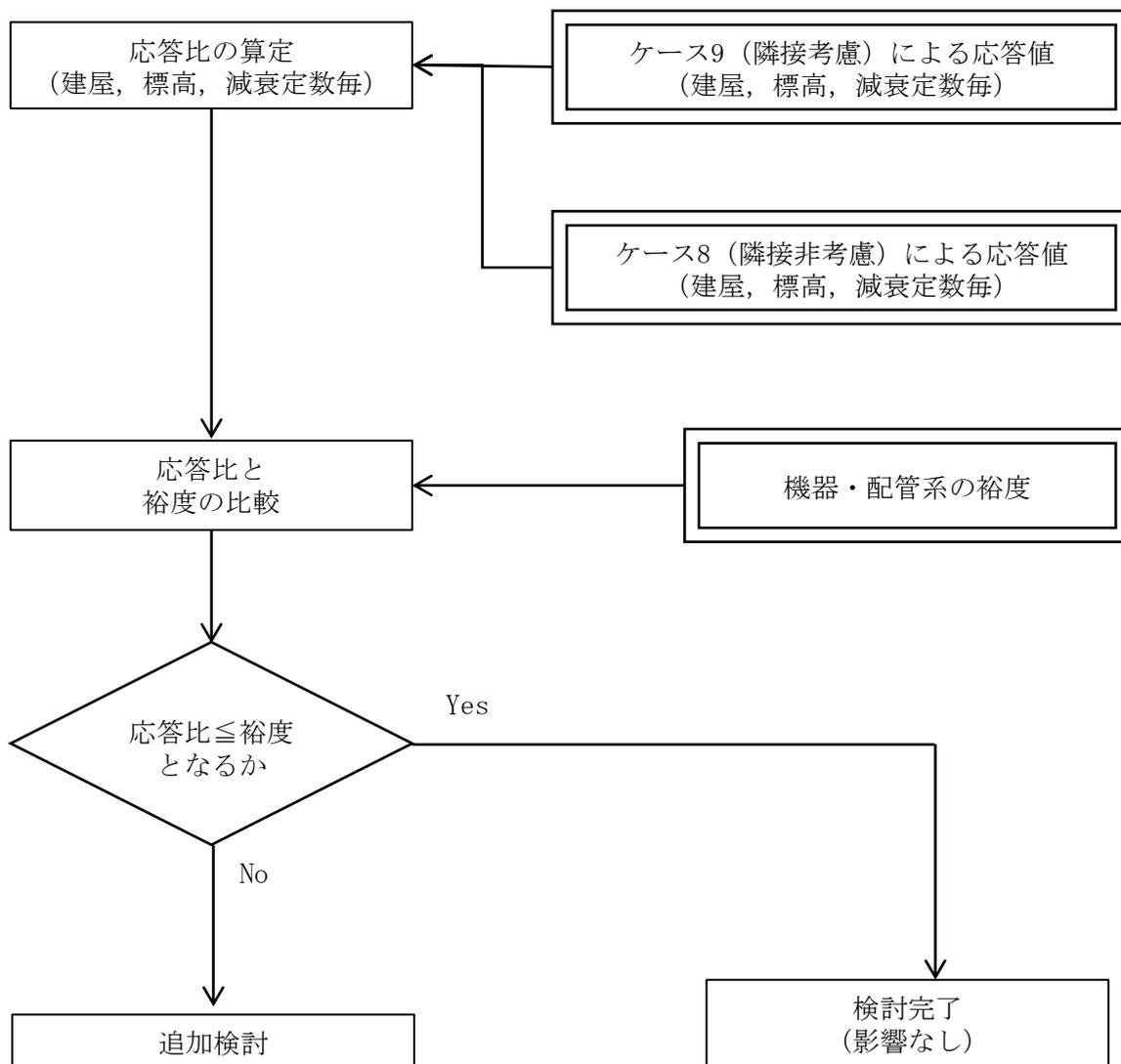
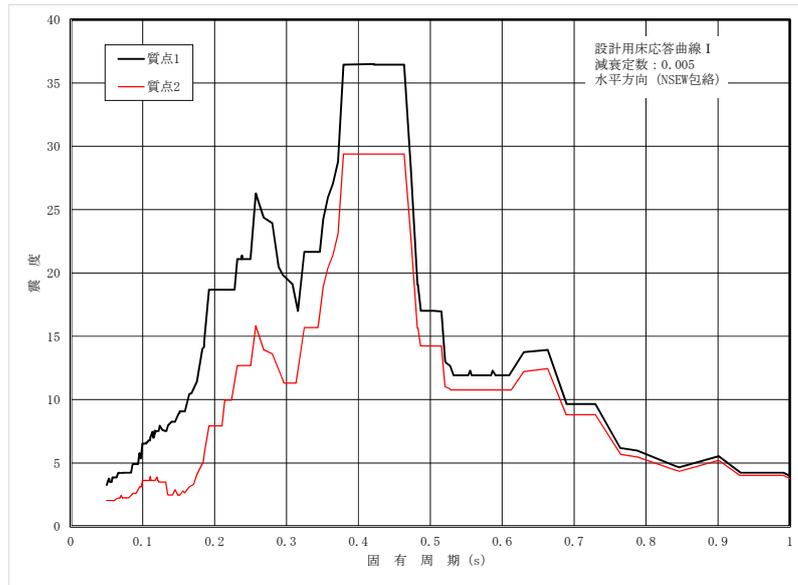
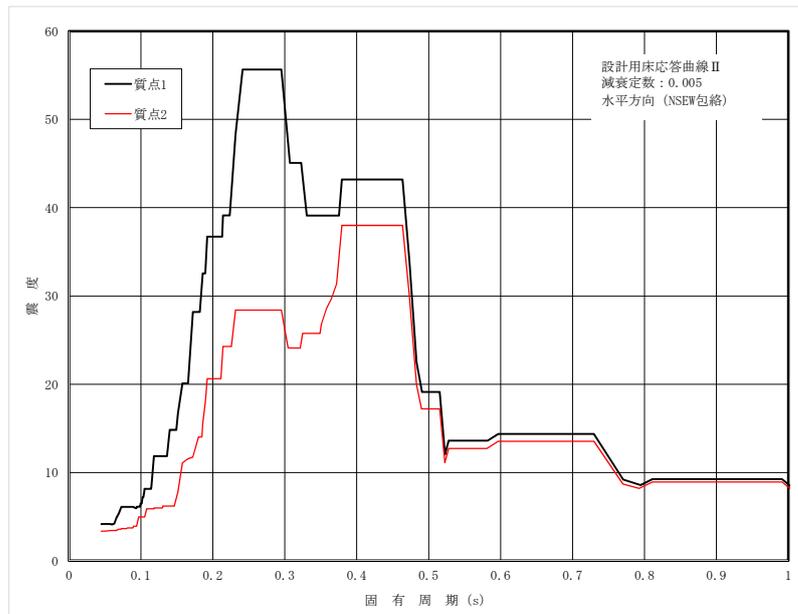


図 3-6 影響検討フロー

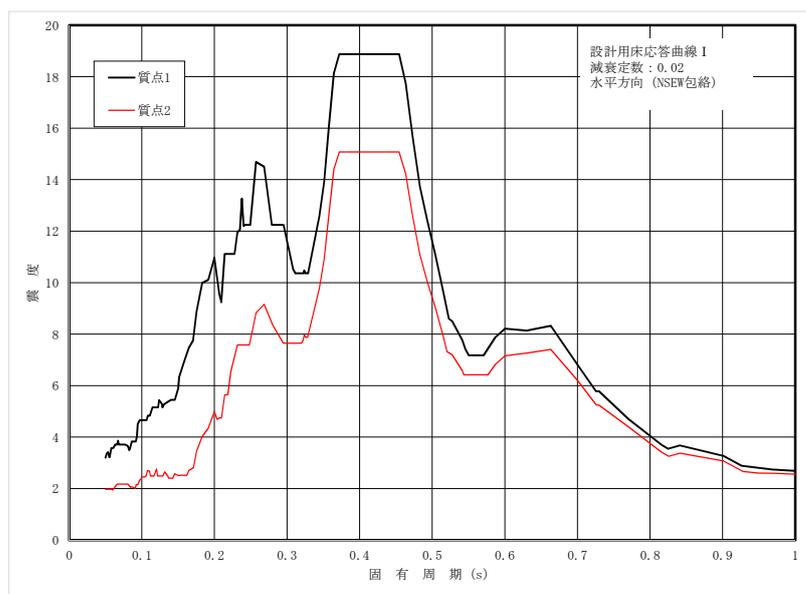


(a) 設計用床応答曲線 I (h=0.005)

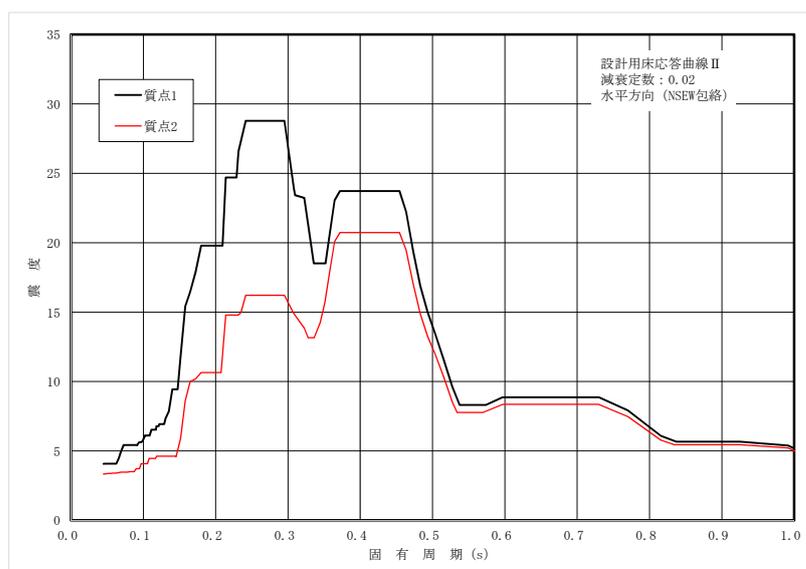


(b) 設計用床応答曲線 II (h=0.005)

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)

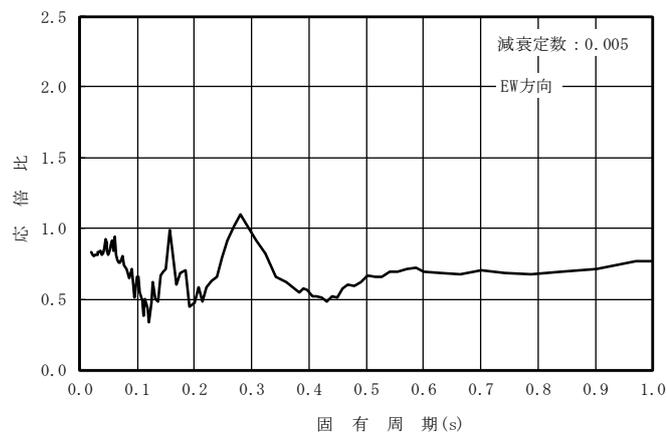


(d) 設計用床応答曲線 II (h=0.02)

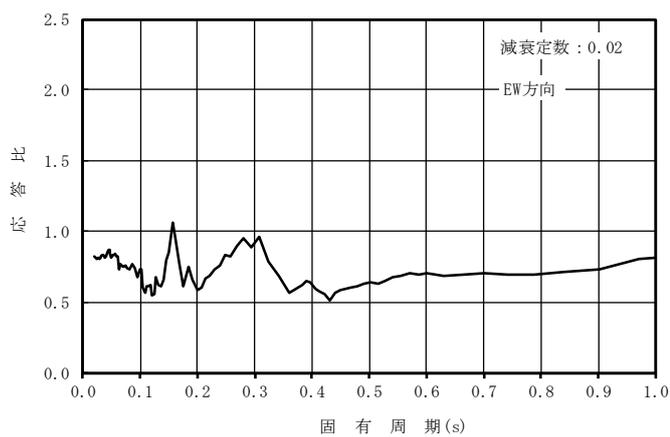
図 3-7 質点 1 及び質点 2 の設計用床応答曲線の比較 (2/2)

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。

緊急時対策所の地震応答計算書に関する補足説明資料

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

V-2-2-15「緊急時対策所の地震応答計算書」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既工認と今回工認の解析モデル及び手法の比較

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1 地震応答解析における既工認と今回工認の解析モデル及び  
手法の比較

## 目 次

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

別紙1-1 5号機原子炉建屋の地震応答解析モデルの変更点について

別紙1-2 5号機原子炉建屋の地震応答解析モデルについて

別紙1-3 表層ばねの取扱いについて

## 1. 概要

本資料は、緊急時対策所が設置される、5号機原子炉建屋の既工認時及び今回工認時の地震応答解析モデル及び手法の比較を示すものである。

## 2. 地震応答解析モデル及び手法の比較

5号機原子炉建屋の地震応答解析モデル及び手法の比較を表2-1に示す。鉛直モデルの諸元の設定方法を表2-2に示す。また、今回工認時の地震応答解析モデルを図2-1及び図2-2に示す。

比較に用いる既工認時の地震応答解析モデル及び手法は、建設工認である。

表 2-1 地震応答解析モデル及び手法の比較

項目	内容	既工認*1	今回工認	備考
入力地震動の算定法	水平	設計用模擬地震波を用いて、一次元波動論により算定	同左	—
	鉛直	—*2	設計用模擬地震波を用いて、一次元波動論により算定	—
解析コード		R E S P 4	T D A S	—
建屋のモデル化	モデル	多質点系並列地盤モデル	多質点系SRモデル (一部建屋重量を変更)	①, ②
	材料物性	検討時の各規準に基づき設定 ・コンクリートのヤング係数 $E = 20.6 \text{ kN/mm}^2$ (SI換算) ・コンクリートのポアソン比 $\nu = 0.167$	適用規準の見直しによる再設定 ・コンクリートのヤング係数 $E = 24.8 \text{ kN/mm}^2$ ・コンクリートのポアソン比 $\nu = 0.2$ ・鉄骨のヤング係数 $E = 205 \text{ kN/mm}^2$ ・鉄骨のポアソン比 $\nu = 0.3$	③, ④
	剛性評価	耐震壁を考慮 (設計基準強度)	耐震壁及び補助壁を考慮 (実強度)	⑤, ⑥
	減衰定数	・水平方向: RC: 5%	・水平方向: RC: 5% ・鉛直方向: RC: 5% S (屋根トラス): 2%	—
	回転拘束ばね	—	・鉛直方向: 屋根トラス端部回転拘束ばね ( $K_\theta$ ) 屋根トラス端部の柱による曲げ変形を拘束する効果として、屋根トラス端部が柱に剛接されているものとした場合の回転ばね剛性を考慮	—
地盤のモデル化	底面ばね	水平ばねは多質点系並列地盤モデルによる評価 回転ばねは3次元有限要素法による評価 ・水平方向: 水平及び回転ばねを考慮	振動アドミッタンス理論に基づく近似法 ・水平方向: 水平及び回転ばねを考慮 ・鉛直方向: 鉛直ばねを考慮	⑦
	側面ばね	多質点系並列地盤モデルによる評価 ・水平ばねのみ考慮	Novakの方法により設定 ・水平ばねのみ考慮 (表層の埋戻土は無視)	⑧
非線形特性	耐震壁	・水平方向: 考慮せず	・水平方向: 非線形特性を考慮 ・鉛直方向: 考慮せず	⑦, ⑨
	底面ばね	・水平方向: 考慮せず	・水平方向: 基礎浮上りによる幾何学的非線形特性考慮 ・鉛直方向: 考慮せず	

注記\*1: 柏崎刈羽原子力発電所5号機『既工事計画認可申請書 「IV-2-5 原子炉建屋の耐震性についての計算書」(58資庁第9522号昭和58年8月22日認可)』

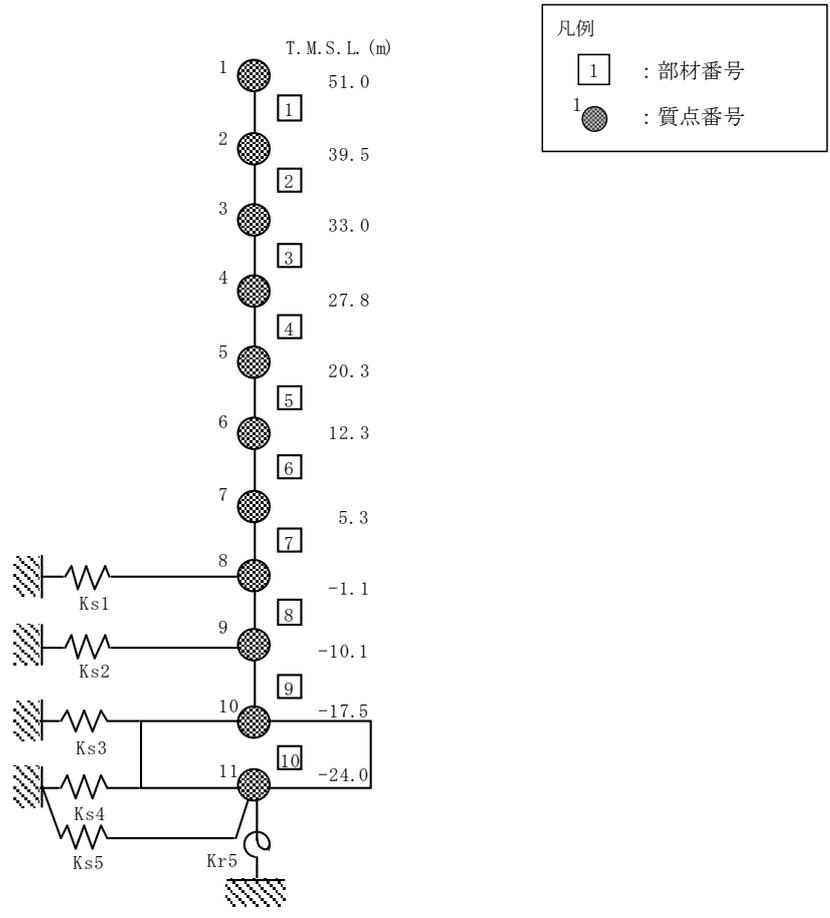
\*2: 既工認時は、水平方向のみ地震応答解析を実施し、鉛直方向は静的地震力を考慮。

【具体的な反映事項】（表の備考欄に対応）

- ① 2007年新潟県中越沖地震後に実施した耐震補強工事等による重量の変更を考慮。詳細は別紙1-1に示す。
- ② 多質点系SRモデルは「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）に基づく。
- ③ コンクリートのヤング係数及びポアソン比は、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説－許容応力度設計法－」（（社）日本建築学会，1999改定）に基づく。
- ④ 鉄骨部のヤング係数は、「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－」（（社）日本建築学会，2005改定）に基づく。
- ⑤ 地震時の挙動をより実応答に近い形で評価するため，実際には耐震壁として考慮可能であると考えられる壁を補助壁として，その分の剛性を考慮。補助壁の評価方法については，原子炉建屋の地震応答計算書についての補足説明資料 別紙1-3「地震応答解析モデルにおける補助壁の評価方法について」に示す。
- ⑥ 地震時の挙動をより実応答に近い形で評価するため，建屋剛性の評価においてコンクリート実強度に基づき評価される実剛性を考慮。コンクリート実剛性の採用については，別紙1-1に示す。
- ⑦ 「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」（（社）日本電気協会）に基づく。
- ⑧ 地震時の挙動をより実応答に近い形で評価するため，地盤表層部の地盤ばねを考慮しない。地盤表層部の地盤ばねの取扱いについては，原子炉建屋の地震応答計算書についての補足説明資料 別紙1-6「表層ばねの取扱いについて」に示す。
- ⑨ 耐震壁の非線形特性の設定については別紙2に示す。

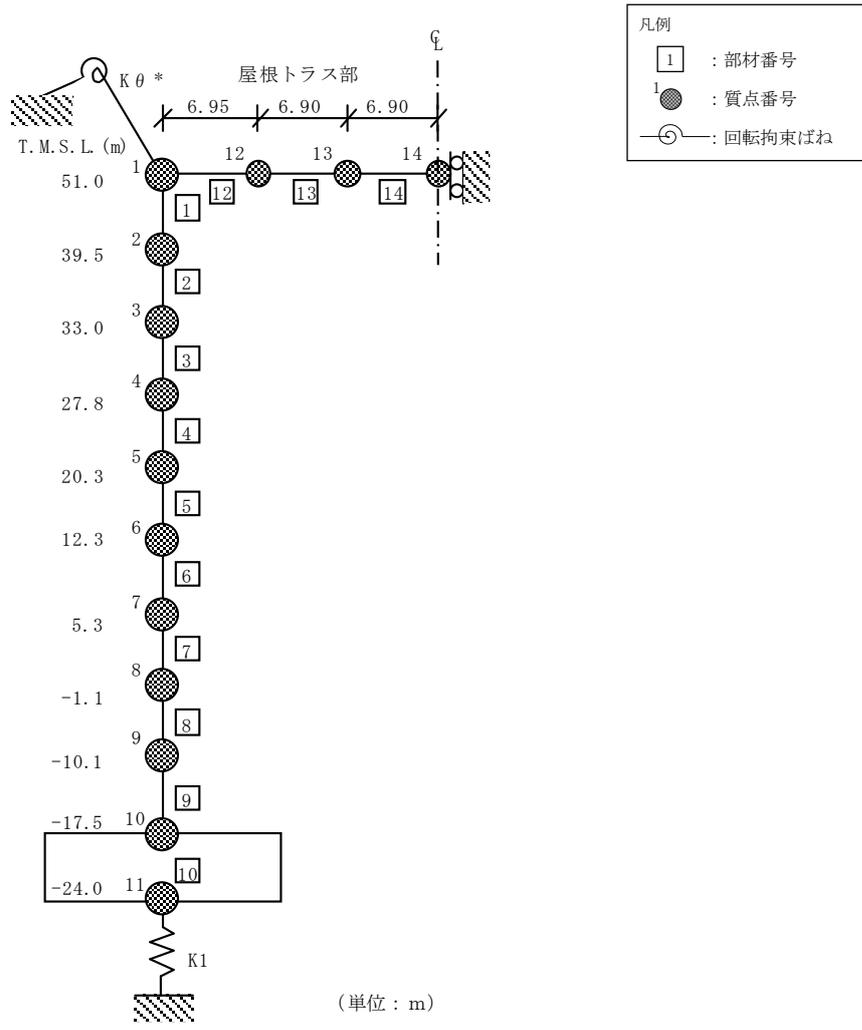
表2-2 鉛直モデルの諸元の設定方法

部位	質量	剛性
耐震壁 補助壁 柱	鉛直モデルに対応する 水平モデルの質点の質量	水平方向モデルにおいて剛性を考慮している耐震壁及び補助壁の全軸断面積及び鉛直剛性として考慮できる柱の軸断面積の和より軸剛性を算出
屋根トラス	質点の支配面積より算出	曲げ変形とせん断変形を生じる質点系の曲げせん断はりモデルとして剛性を算出。なお、曲げ剛性は、主トラス上下弦材の中心軸に関する断面2次モーメントを用いて算出し、せん断剛性は、斜材の断面積に軸変形によって生じるせん断変形量を考慮した等価せん断断面積を用いて算出



注：東京湾平均海面（以下「T. M. S. L.」という。）

図 2-1 地震応答解析モデル（水平方向）



注記\* : 屋根トラス端部回転拘束ばね

図2-2 地震応答解析モデル (鉛直方向)

別紙1-1 5号機原子炉建屋の地震応答解析モデルの変更点について

## 目 次

1. 概要	別紙 1-1-1
2. 5号機原子炉建屋の地震応答解析モデルの変更について	別紙 1-1-1
2.1 補助壁の考慮	別紙 1-1-1
2.2 コンクリート実剛性の考慮	別紙 1-1-5
2.2.1 コンクリート実剛性の設定	別紙 1-1-5
2.2.2 既工認及び今回工認で用いるコンクリート材料物性値の比較	別紙 1-1-6
2.3 建屋埋込み効果の評価方法の変更	別紙 1-1-7
2.4 表層地盤ばねの変更	別紙 1-1-8
2.5 建屋重量の変更	別紙 1-1-9
2.5.1 SI 単位系への単位換算による変更	別紙 1-1-9
2.5.2 屋根トラスの重量変更	別紙 1-1-10
2.6 既工認モデルと今回工認モデルの諸元の比較	別紙 1-1-12

## 1. 概要

今回工認における5号機原子炉建屋の水平方向の地震応答解析モデル（以下「今回工認モデル」という。）は基本的には既工認時の地震応答解析モデル（以下「既工認モデル」という。）に基づいて設定しているが、解析モデルの精緻化を目的とし、既工認モデルから変更を行っている。本資料では、変更の概要を示す。なお、各変更の地震応答解析モデルへの影響については別紙1-2に示す。

## 2. 5号機原子炉建屋の地震応答解析モデルの変更について

### 2.1 補助壁の考慮

今回工認においては、地震時の挙動をより実応答に近い形で評価するため、動的地震荷重算定時の地震応答解析において使用する建屋剛性の評価に関して、既工認モデルでは耐震要素として考慮しなかったが、実際には耐震壁として考慮可能であると考えられる壁を補助壁として、その分の剛性を考慮する。

補助壁の選定基準の設定に当たっては、「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会，2005 制定）」を参考にした。図 2-1 に補助壁として剛性を考慮する範囲を示す。

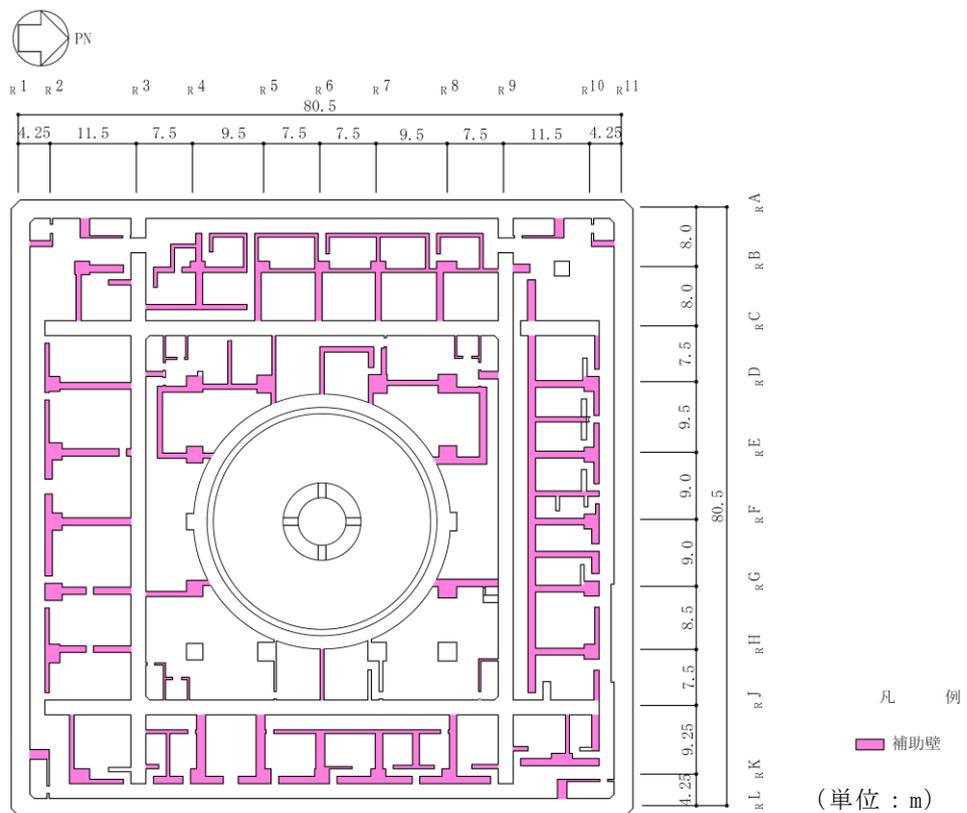


図 2-1 補助壁の考慮範囲（B4F，T.M.S.L. -17.5m）（1/7）

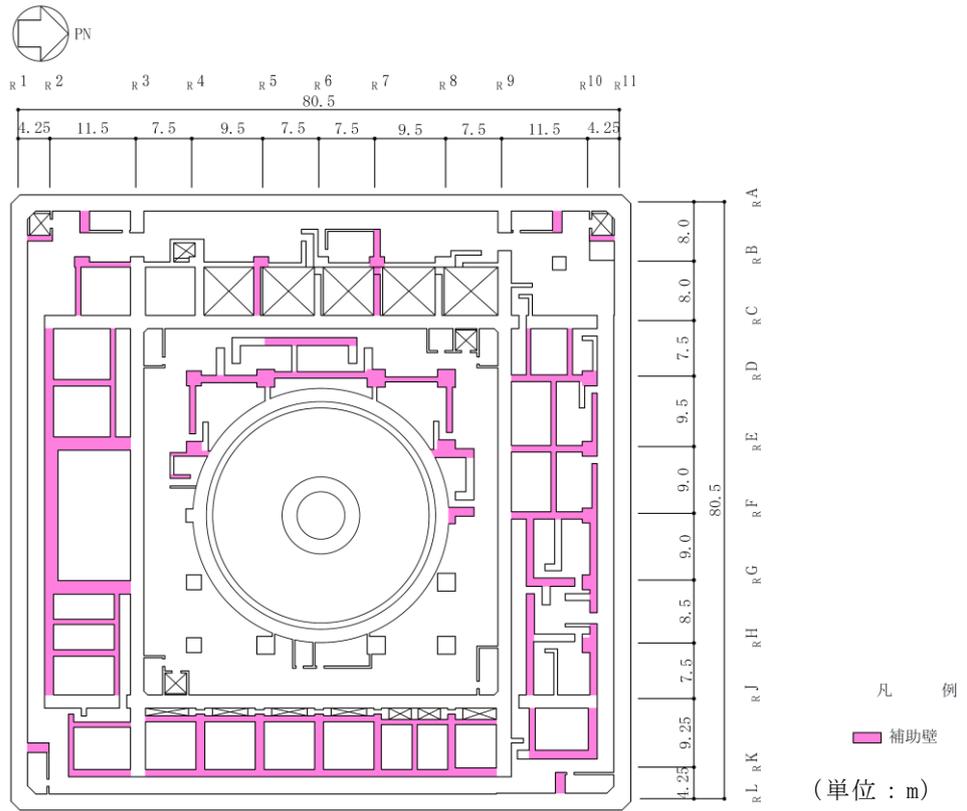


図 2-1 補助壁の考慮範囲 (B3F, T.M.S.L. -10.1m) (2/7)

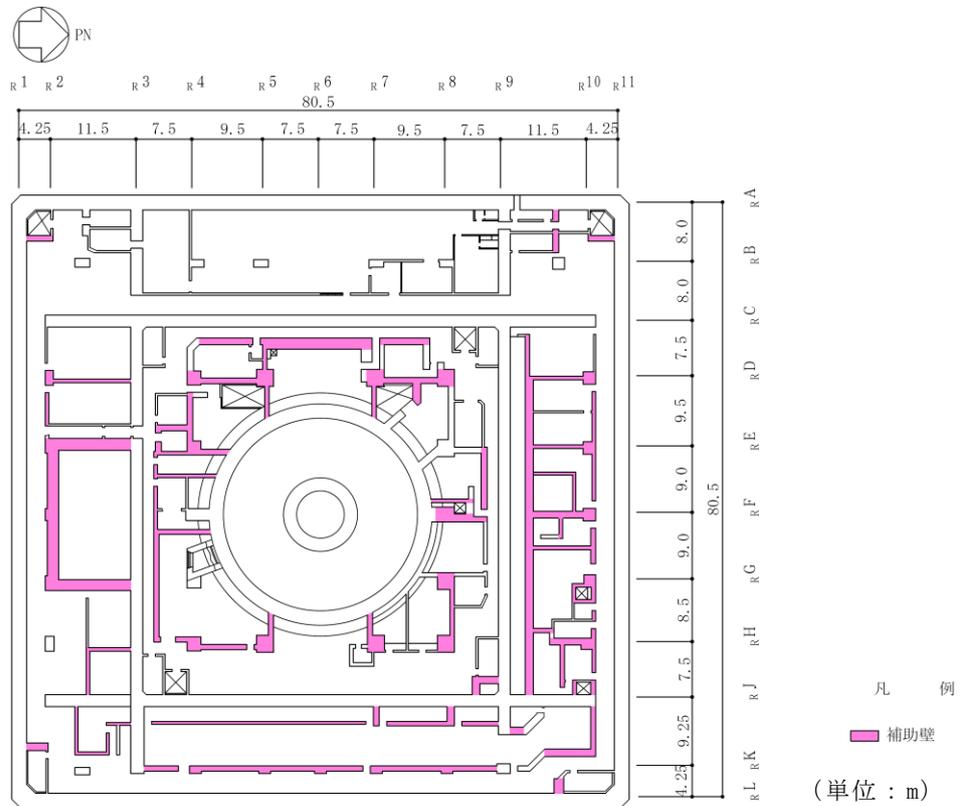


図 2-1 補助壁の考慮範囲 (B2F, T.M.S.L. -1.1m) (3/7)

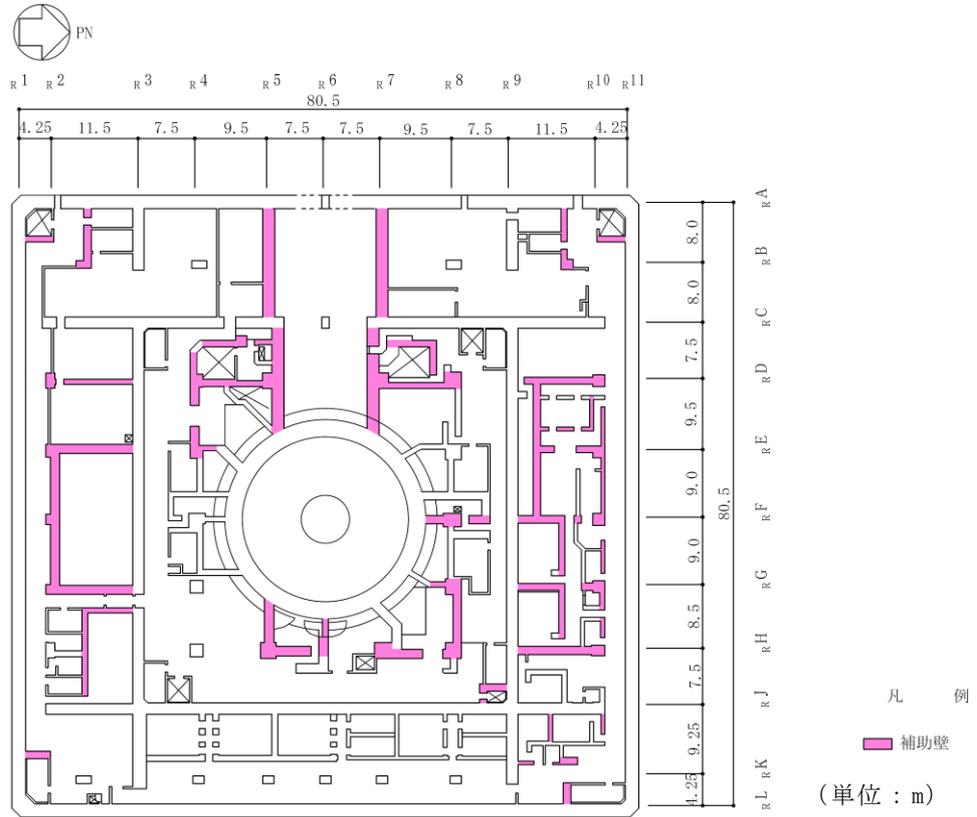


図 2-1 補助壁の考慮範囲 (B1F, T.M.S.L. 5.3m) (4/7)

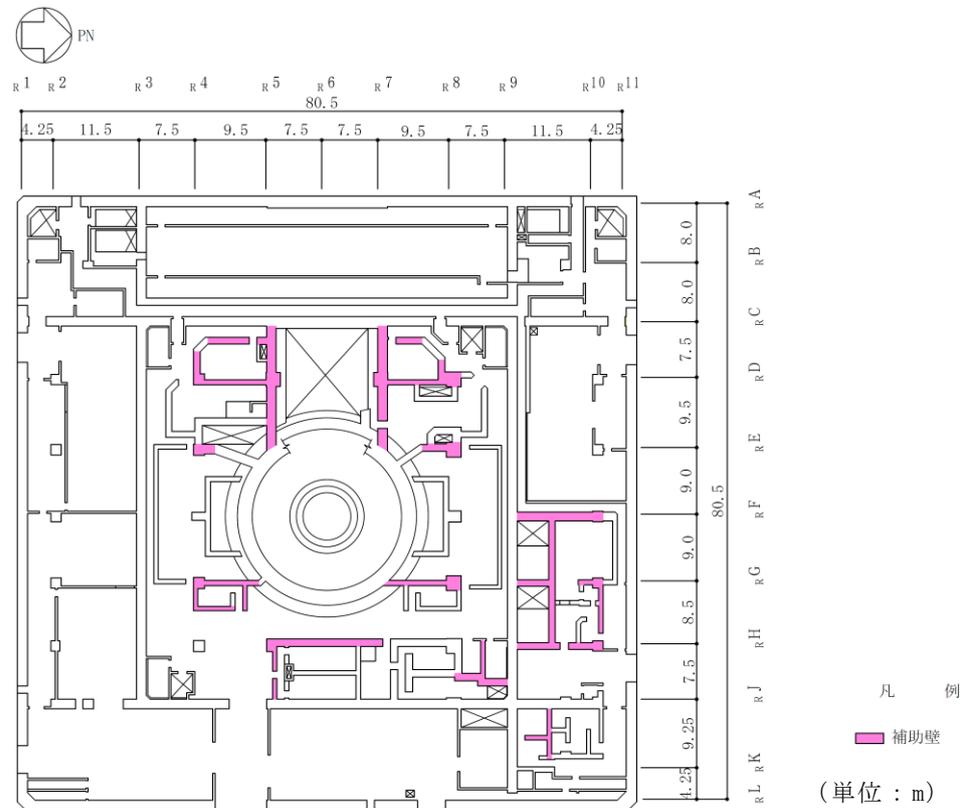


図 2-1 補助壁の考慮範囲 (1F, T.M.S.L. 12.3m) (5/7)

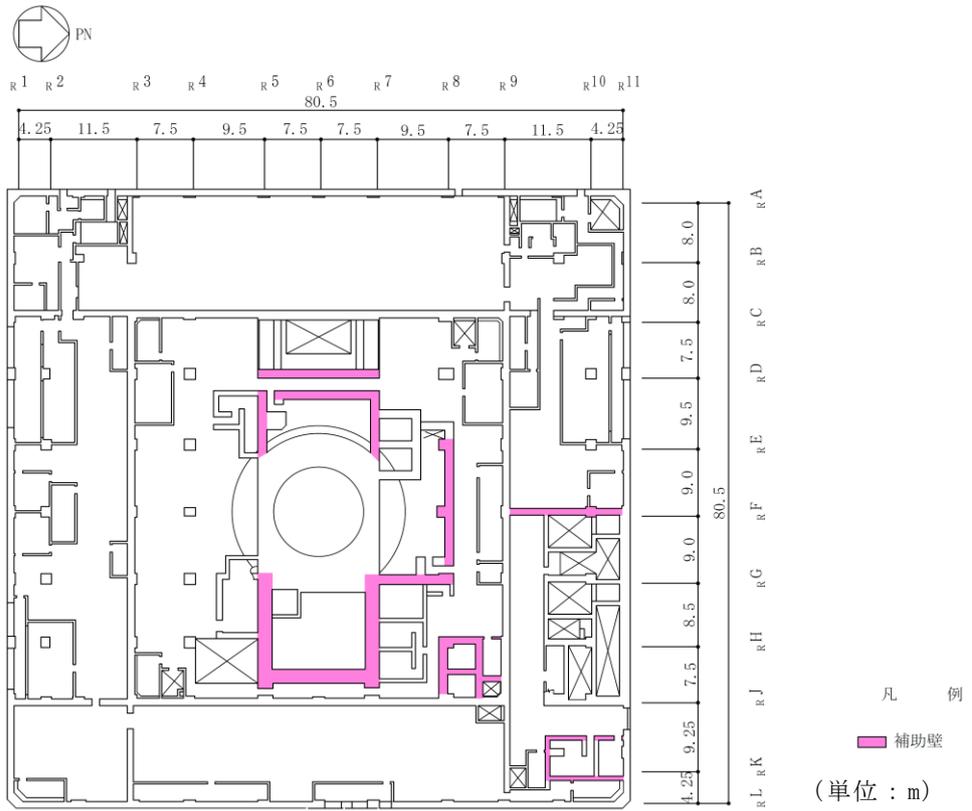


図 2-1 補助壁の考慮範囲 (2F, T.M.S.L. 20.3m) (6/7)

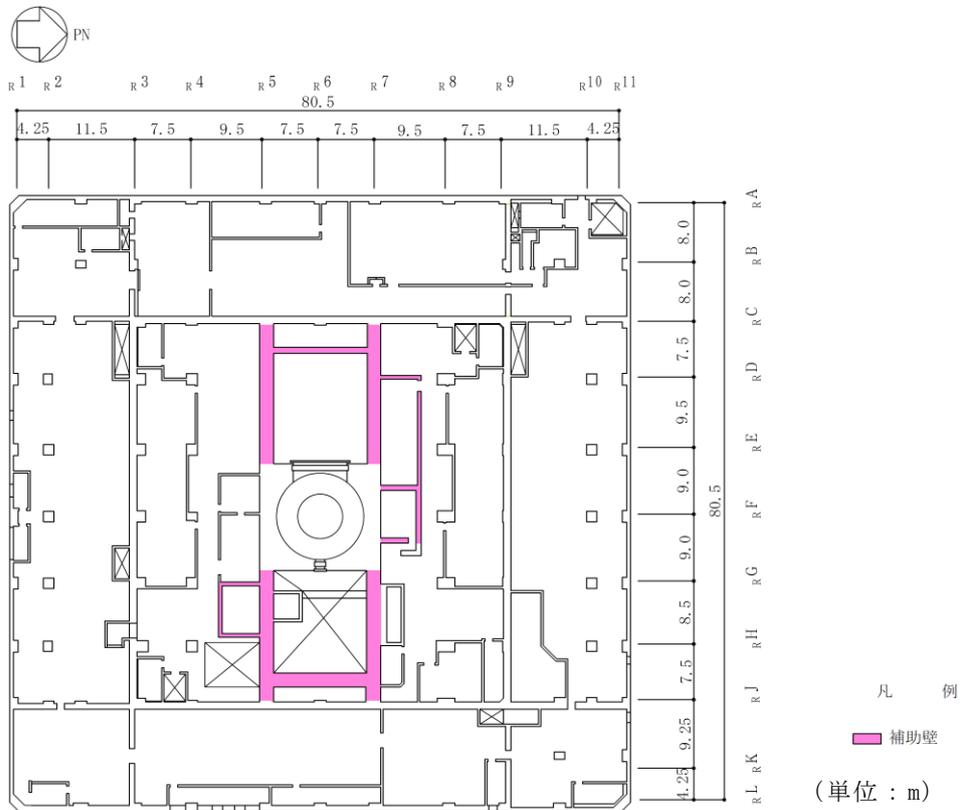


図 2-1 補助壁の考慮範囲 (3F, T.M.S.L. 27.8m) (7/7)

## 2.2 コンクリート実剛性の考慮

### 2.2.1 コンクリート実剛性の設定

今回工認においては、地震時の挙動をより実応答に近い形で評価するため、動的地震荷重算定時の地震応答解析において使用する建屋剛性の評価に関して、コンクリート実強度に基づき評価される実剛性を用いる。ただし、許容値の算定に当たっては、設計基準強度（ $240\text{kg/cm}^2 : 23.5\text{N/mm}^2$ ）を用いる

5号機原子炉建屋のコンクリート実剛性算出に使用する実強度の値は、建設工事時にコンクリート打設の際にフレッシュコンクリートから採取した供試体の材齢28日における圧縮強度（以下「28日強度」という。）を用いる。表2-1に5号機原子炉建屋の28日強度統計値を示す。

28日強度は建屋の各階、各部位毎に得られており、十分な数のデータから算出されているため、建屋コンクリートの平均的な28日強度を推定する統計値として妥当性・信頼性を有していると考えられる。コンクリートは一般的に強度が安定した後も緩やかに強度が増進する傾向があると言われているが、ここでは保守的に28日以降の経年によるコンクリート強度の増進効果を見做することとし、地震応答解析で用いるコンクリート実剛性の設定に当たっては、28日強度の平均値である $328\text{kg/cm}^2$ を保守的に評価して有効数字3桁を切り下げ、 $320\text{kg/cm}^2$ （ $31.3\text{N/mm}^2$ ）という値を用いることとした。

表2-1 5号機原子炉建屋の28日強度統計値

打設箇所	平均値 ( $\text{kgf/cm}^2$ )	標準偏差 ( $\text{kgf/cm}^2$ )	最大値 ( $\text{kgf/cm}^2$ )	最小値 ( $\text{kgf/cm}^2$ )	中央値 ( $\text{kgf/cm}^2$ )	データ数 (個)
B4F	328	30	404	257	331	43
B3F, MB3F	346	33	414	245	347	112
B2F, MB2F	349	34	421	258	350	79
B1F	328	33	400	249	329	80
1F	320	30	393	258	317	126
2F, M2F	318	32	408	288	314	121
3F, M3F	315	29	388	271	316	107
4F, CRF, RF	326	31	395	259	325	104
全体	328	33	421	245	326	772

2.2.2 既工認及び今回工認で用いるコンクリート材料物性値の比較

表2-2に既工認モデル及び今回工認モデルで用いるコンクリートの材料物性値を示す。

表2-2 既工認モデル及び今回工認モデルで用いるコンクリートの材料物性値

材料物性値	既工認モデル	今回工認モデル
コンクリート 強度 F <sub>c</sub>	設計基準強度 23.5 (N/mm <sup>2</sup> ) (240 (kg/cm <sup>2</sup> ))	実強度 31.3 (N/mm <sup>2</sup> )
コンクリートの 単位体積重量 γ	22.6 (kN/m <sup>3</sup> ) (2.3 (t/m <sup>3</sup> ))	23 (kN/m <sup>3</sup> )
ヤング係数 E	$\frac{2.1 \times 10^6}{n}$ (kg/cm <sup>2</sup> ) n : ヤング係数比 (=10)	$3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \times \left(\frac{F_c}{60}\right)^{\frac{1}{3}}$ (N/mm <sup>2</sup> )
せん断弾性係数 G	$\frac{E}{2(1+\nu)}$	$\frac{E}{2(1+\nu)}$
ポアソン比 ν	0.167	0.2
適用規準	鉄筋コンクリート構造計算規 準・同解説 ( (社) 日本建築学 会, 1962改定)	原子力施設鉄筋コンクリート構造 計算規準・同解説 ( (社) 日本建 築学会, 2005制定)

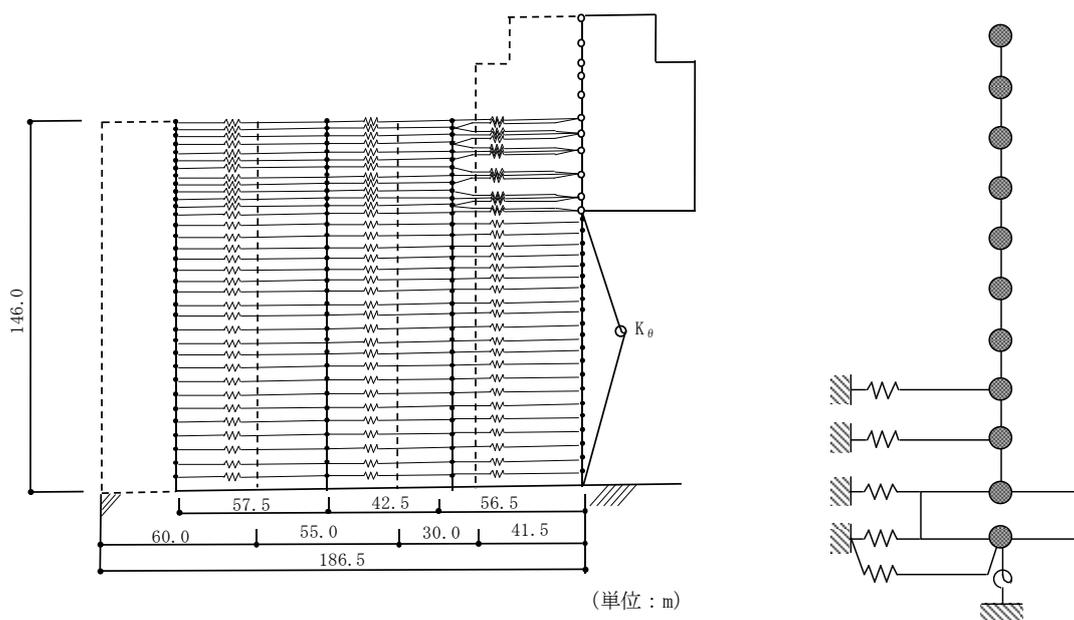
### 2.3 建屋埋込み効果の評価方法の変更

建屋埋込み効果を考慮するための地盤－建屋連成系モデルとして、既工認モデルでは、多質点系並列地盤モデル（以下「格子型モデル」という。）を採用していたが、今回工認モデルでは、7号機原子炉建屋他と同様に多質点系SRモデル（以下「埋込SRモデル」という。）とする。

また、建屋底面地盤ばね（以下「底面ばね」という。）及び建屋側面地盤ばね（以下「側面ばね」という。）の評価方法についても以下のとおり変更する。

底面ばね：既工認モデルでは、水平ばねは格子型モデル、回転ばねは3次元FEMモデルを用いて評価していたが、今回工認モデルでは7号機原子炉建屋他と同様に、振動アドミッタンス理論に基づく近似法を用いる。

側面ばね：既工認モデルでは、格子型モデルを用いて評価していたが、今回工認モデルでは7号機原子炉建屋他と同じNovakの方法を用いる。



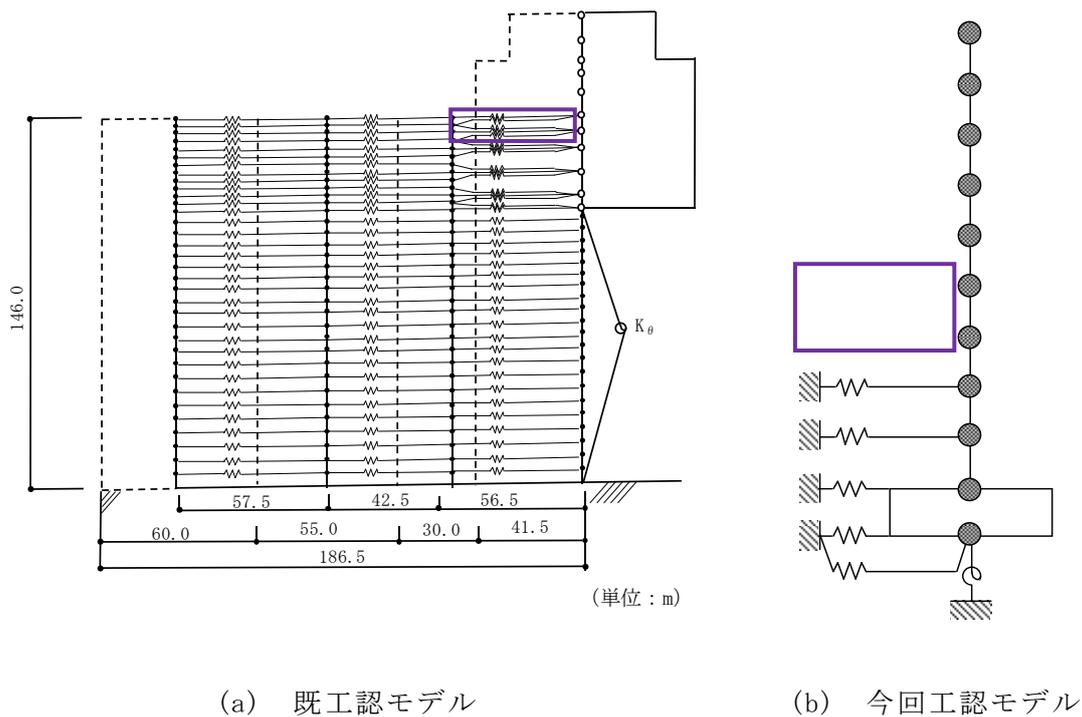
(a) 既工認モデル（格子型モデル）

(b) 今回工認モデル（埋込SRモデル）

図 2-2 地盤ばねの考慮（概念図）

## 2.4 表層地盤ばねの変更

既工認モデルでは地盤表層部についても地盤ばねとして考慮していたが、今回工認モデルでは、基準地震動  $S_s$  による地盤応答レベルを踏まえ、表層部では建屋-地盤相互作用が見込めないと判断し、地震時の挙動をより実応答に近い形で評価するため、この部分の地盤ばねを考慮しない。図2-3に地震応答解析モデルにおける表層地盤ばねの変更の概念図を示す。



: 表層地盤ばねの変更箇所

図2-3 表層地盤ばねの変更 (概念図)

## 2.5 建屋重量の変更

### 2.5.1 SI単位系への単位換算による変更

既工認モデルでは重力単位系による質量を用いていたが、今回工認モデルではSI単位系へ単位換算した重量とする。

### 2.5.2 屋根トラスの重量変更

5号機原子炉建屋屋根トラスについては、斜材に座屈補剛材の追加による耐震補強工事を実施しており、5号機原子炉建屋の今回工認モデルでは当該工事による重量変更を反映している。図2-4に耐震補強工事の概要を表2-3に補強部材の詳細を示す。なお、屋根トラスの裕度向上対策として防水仕様の変更による固定荷重の低減及び、除雪による積雪荷重の低減を行っている。

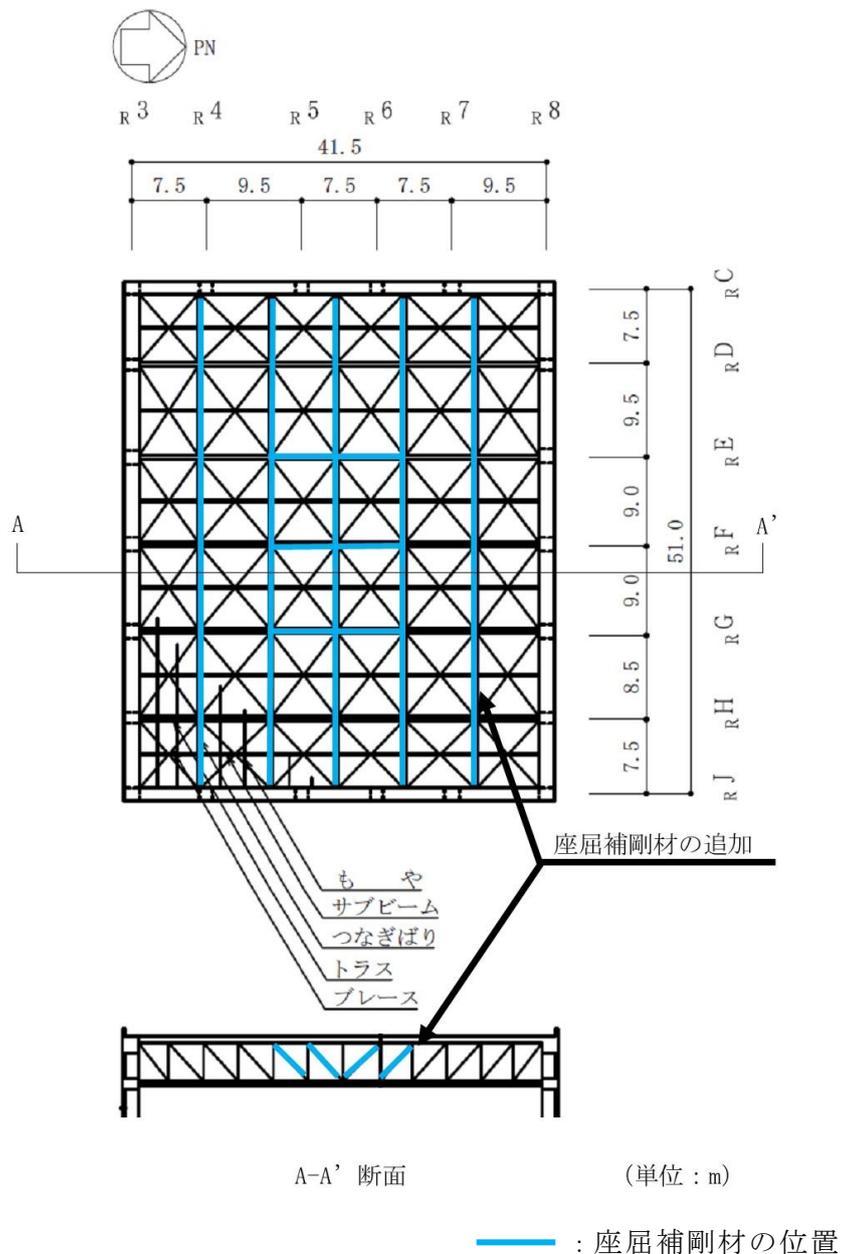


図2-4 耐震補強工事の概要

表2-3 補強部材の詳細

箇所及び補強方法		単位 (mm)		
		外法高さ	× 外法幅	× 厚さ
トラス斜材の座屈 補剛材の追加		305.5	× 217.0	× 9
		305.0	× 218.0	× 9
		305.0	× 216.0	× 9
		138.5	× 217.0	× 9
		141.0	× 218.0	× 9
		138.5	× 218.5	× 9
		138.5	× 218.5	× 9
		138.0	× 216.0	× 9
		139.0	× 217.0	× 9
		139.0	× 216.0	× 9
		140.5	× 218.0	× 9
		179.0	× 300.0	× 9

注記\* : 図は代表一地点のもの

## 2.6 既工認モデルと今回工認モデルの諸元の比較

表2-4に既工認モデルと今回工認モデルの諸元の比較を示す。

表2-4 既工認モデルと今回工認モデルの諸元の比較 (NS方向) (1/2)

(a) 既工認モデル

質点番号	質量 W (t・s <sup>2</sup> /m)	回転慣性 I <sub>G</sub> (×10 <sup>3</sup> t・m・s <sup>2</sup> )	部材番号	せん断断面積 A <sub>S</sub> (m <sup>2</sup> )	断面2次モーメント I (×10 <sup>8</sup> m <sup>4</sup> )
⑪	459	122			
⑩	529	212	1	42.6	29.0
⑨	2597	1520	2	61.0	53.0
⑧	3557	1947	3	295.8	260.1
⑦	4969	2733	4	335.8	331.7
⑥	4911	3131	5	484.0	470.7
⑤	4728	3115	6	570.7	599.0
④	6336	3891	7	658.6	656.8
③	6635	4538	8	724.3	730.5
②	8485	4912	9	802.2	801.4
①	5481	3163	10	-	-
合計	48687				

①建屋部

ヤング係数 E 2.1×10<sup>5</sup> (kg/cm<sup>2</sup>)  
せん断弾性係数 G 0.9×10<sup>5</sup> (kg/cm<sup>2</sup>)  
ポアソン比 ν 0.167  
減衰 h 5%

②基礎スラブ

ヤング係数 E 2.1×10<sup>5</sup> (kg/cm<sup>2</sup>)  
せん断弾性係数 G 0.9×10<sup>5</sup> (kg/cm<sup>2</sup>)  
ポアソン比 ν 0.167  
減衰 h 5%

基礎形状 83.0m (NS方向) × 83.0m (EW方向)  
× 6.5m (厚さ)

(b) 今回工認モデル

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I <sub>G</sub> (×10 <sup>6</sup> kN・m <sup>2</sup> )	部材番号	せん断断面積 A <sub>S</sub> (m <sup>2</sup> )	断面2次モーメント I (m <sup>4</sup> )
①	39440*	10.5*			
②	50840	20.4	1	42.6	29000
③	249590	146.1	2	61.0	53000
④	341850	187.1	3	336.1	260100
⑤	477550	262.7	4	411.7	331700
⑥	471970	300.9	5	562.4	470700
⑦	454390	299.4	6	700.7	599000
⑧	608920	373.9	7	834.9	656800
⑨	637660	436.1	8	919.7	730500
⑩	815450	472.1	9	1079.7	801400
⑪	526750	304.0	10	6889.0	3955000
合計	4674410				

①建屋部

ヤング係数 E 2.48×10<sup>4</sup> (N/mm<sup>2</sup>)  
せん断弾性係数 G 1.03×10<sup>4</sup> (N/mm<sup>2</sup>)  
ポアソン比 ν 0.20  
減衰 h 5%

②基礎スラブ

ヤング係数 E 2.48×10<sup>4</sup> (N/mm<sup>2</sup>)  
せん断弾性係数 G 1.03×10<sup>4</sup> (N/mm<sup>2</sup>)  
ポアソン比 ν 0.20  
減衰 h 5%

基礎形状 83.0m (NS方向) × 83.0m (EW方向)  
× 6.5m (厚さ)

  : 「2.1 補助壁の考慮」による変更箇所

  : 「2.2 コンクリート実剛性の考慮」による変更箇所

  : 「2.5 建屋重量の変更」による変更箇所

注記\* : 屋根トラスの耐震補強工事, 防水仕様の変更による固定荷重の低減及び除雪による積雪荷重の低減による重量の変更箇所

表 2-4 既工認モデルと今回工認モデルの諸元の比較 (EW 方向) (2/2)

(a) 既工認モデル

質点番号	質量 W (t · s <sup>2</sup> /m)	回転慣性 I <sub>G</sub> (×10 <sup>3</sup> t · m · s <sup>2</sup> )	部材番号	せん断断面積 A <sub>S</sub> (m <sup>2</sup> )	断面2次モーメント I (×10 <sup>3</sup> m <sup>4</sup> )
⑪	459	167			
⑩	529	187	1	54.5	38.0
⑨	2597	1593	2	67.6	55.5
⑧	3557	2003	3	299.8	263.6
⑦	4969	2793	4	344.4	338.3
⑥	4911	3049	5	462.7	474.4
⑤	4728	2974	6	602.1	602.2
④	6336	3801	7	661.1	667.0
③	6635	4496	8	740.8	741.8
②	8485	4962	9	805.4	813.8
①	5481	3163	10	-	-
合計	48687				

① 建屋部

ヤング係数 E 2.1 × 10<sup>9</sup> (kg/cm<sup>2</sup>)  
せん断弾性係数 G 0.9 × 10<sup>5</sup> (kg/cm<sup>2</sup>)  
ポアソン比 ν 0.167  
減衰 h 5%

② 基礎スラブ

ヤング係数 E 2.1 × 10<sup>5</sup> (kg/cm<sup>2</sup>)  
せん断弾性係数 G 0.9 × 10<sup>5</sup> (kg/cm<sup>2</sup>)  
ポアソン比 ν 0.167  
減衰 h 5%

基礎形状 83.0m (NS方向) × 83.0m (EW方向)  
× 6.5m (厚さ)

(b) 今回工認モデル

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I <sub>G</sub> (×10 <sup>6</sup> kN · m <sup>2</sup> )	部材番号	せん断断面積 A <sub>S</sub> (m <sup>2</sup> )	断面2次モーメント I (m <sup>4</sup> )
①	39440*	14.3*			
②	50840	18.0	1	54.5	38000
③	249590	153.1	2	67.6	55500
④	341850	192.5	3	396.5	263600
⑤	477550	268.4	4	429.9	338300
⑥	471970	293.0	5	519.8	474400
⑦	454390	285.8	6	765.7	602200
⑧	608920	365.3	7	813.2	667000
⑨	637660	432.1	8	951.2	741800
⑩	815450	476.9	9	1033.9	813800
⑪	526750	304.0	10	6889.0	3955000
合計	4674410				

① 建屋部

ヤング係数 E 2.48 × 10<sup>4</sup> (N/mm<sup>2</sup>)  
せん断弾性係数 G 1.03 × 10<sup>4</sup> (N/mm<sup>2</sup>)  
ポアソン比 ν 0.20  
減衰 h 5%

② 基礎スラブ

ヤング係数 E 2.48 × 10<sup>4</sup> (N/mm<sup>2</sup>)  
せん断弾性係数 G 1.03 × 10<sup>4</sup> (N/mm<sup>2</sup>)  
ポアソン比 ν 0.20  
減衰 h 5%

基礎形状 83.0m (NS方向) × 83.0m (EW方向)  
× 6.5m (厚さ)



: 「2.1 補助壁の考慮」による変更箇所



: 「2.2 コンクリート実剛性の考慮」による変更箇所



: 「2.5 建屋重量の変更」による変更箇所

注記\*: 屋根トラスの耐震補強工事, 防水仕様の変更による固定荷重の低減及び除雪による積雪荷重の低減による重量の変更箇所

別紙1-2 5号機原子炉建屋の地震応答解析モデルについて

## 目 次

1. 概要 .....	別紙1-2-1
2. 5号機原子炉建屋の概要 .....	別紙1-2-2
3. 地震応答解析モデルに係る影響検討 .....	別紙1-2-7
3.1 概要 .....	別紙1-2-7
3.2 検討ケース .....	別紙1-2-11
3.3 シミュレーション解析結果 .....	別紙1-2-12
4. まとめ .....	別紙1-2-17

## 1. 概要

5号機原子炉建屋の地震応答解析モデル（以下「今回工認モデル」という。）は2007年新潟県中越沖地震（以下「新潟県中越沖地震」という。）時のシミュレーション解析結果を踏まえて設定している。

本資料は，新潟県中越沖地震のシミュレーション解析として実施した，コンクリート実剛性，補助壁の考慮，地盤表層部の地盤ばね（以下「表層地盤ばね」という。）の非考慮についての影響検討結果を説明するものである。

## 2. 5号機原子炉建屋の概要

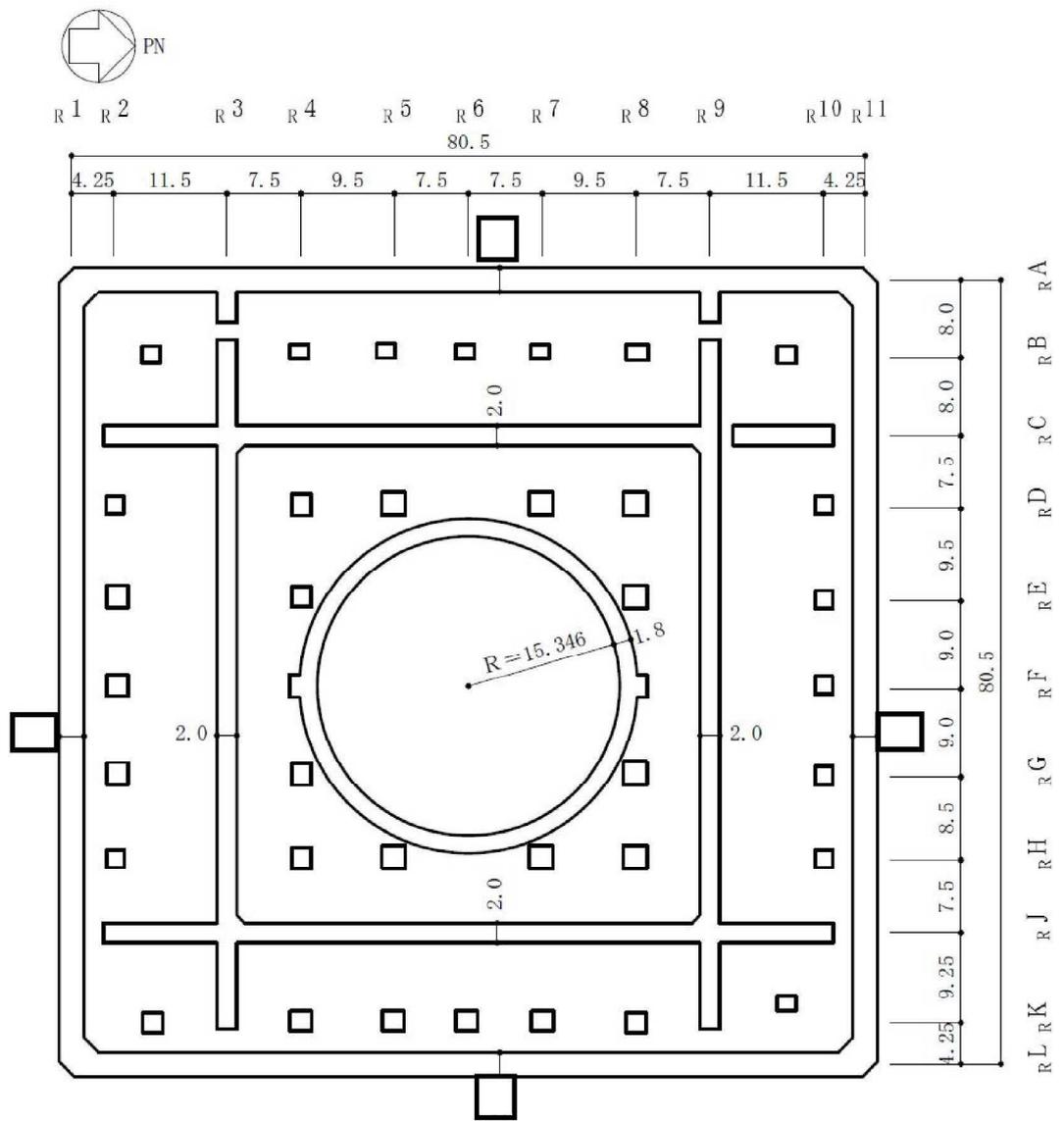
5号機原子炉建屋は主体構造が鉄筋コンクリート造（一部鉄骨鉄筋コンクリート造）で、鉄骨造陸屋根をもつ建物である。5号機原子炉建屋の概略平面図及び概略断面図を図2-1及び図2-2に、物性値を表2-1に示す。

中央部には平面が51.0m（NS方向）×53.0m（EW方向）で地下4階，地上4階の原子炉建屋原子炉棟（以下「原子炉棟」という。）があり，その周囲には地下4階，地上3階の原子炉建屋付属棟（以下「付属棟」という。）を配置している。

原子炉棟とその付属棟とは同一基礎スラブ上に配置した一体構造であり，5号機原子炉建屋の平面は下部で83.0m×83.0mの正方形をなしている。基礎スラブ底面からの高さは75.0mであり，地上高さは39.0mである。また，5号機原子炉建屋は隣接する他の建屋と構造的に分離している。

5号機原子炉建屋の基礎は厚さ6.5mのべた基礎で，支持地盤である泥岩上に設置している。

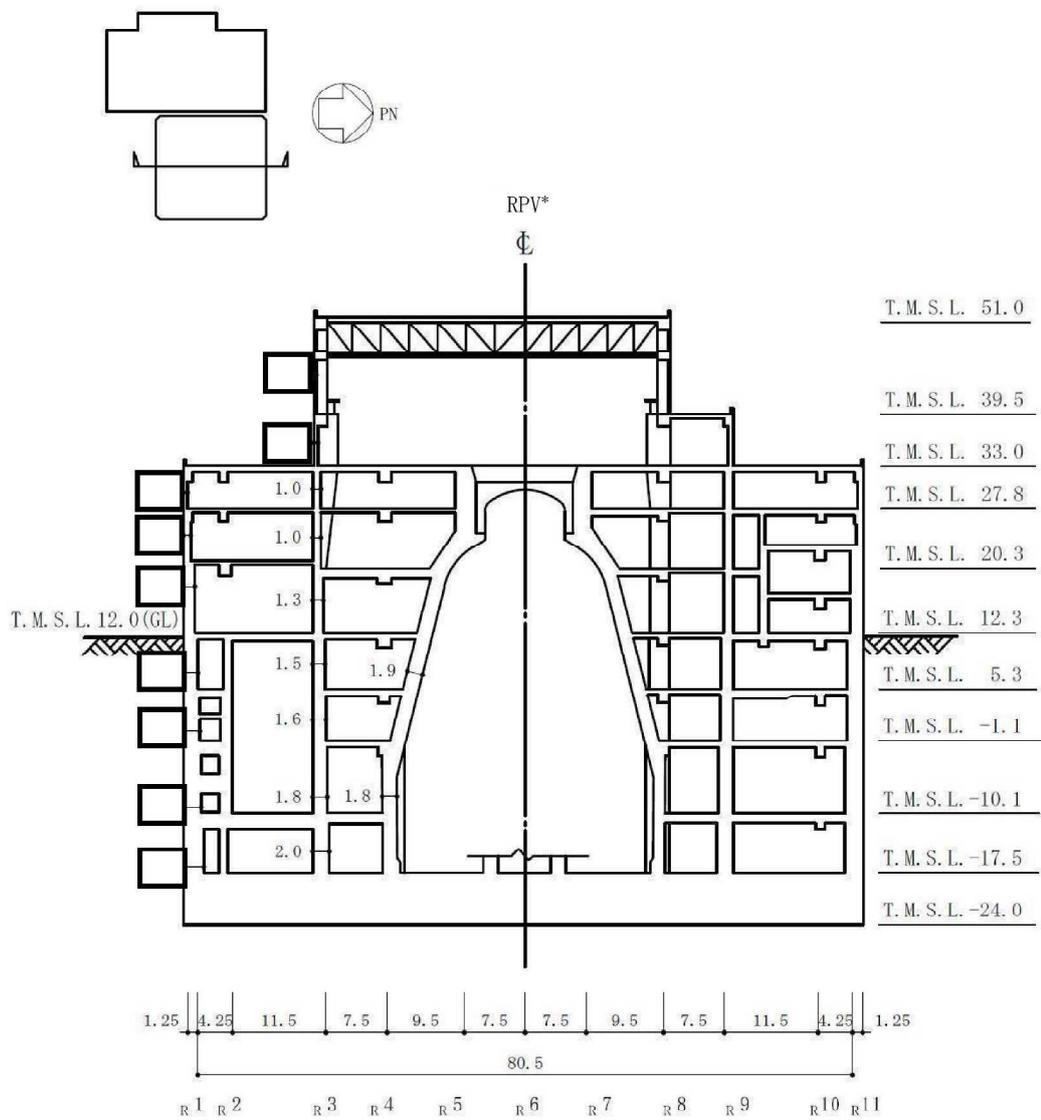
5号機原子炉建屋の主な耐震要素は，原子炉格納容器の周りを囲んでいる原子炉一次遮蔽，原子炉棟の外壁及び付属棟の外壁であり，開口部も少なく，建屋は全体として非常に剛性の高い構造となっている。



(単位 : m)

注 : 東京湾平均海面 (以下「T.M.S.L.」という。)

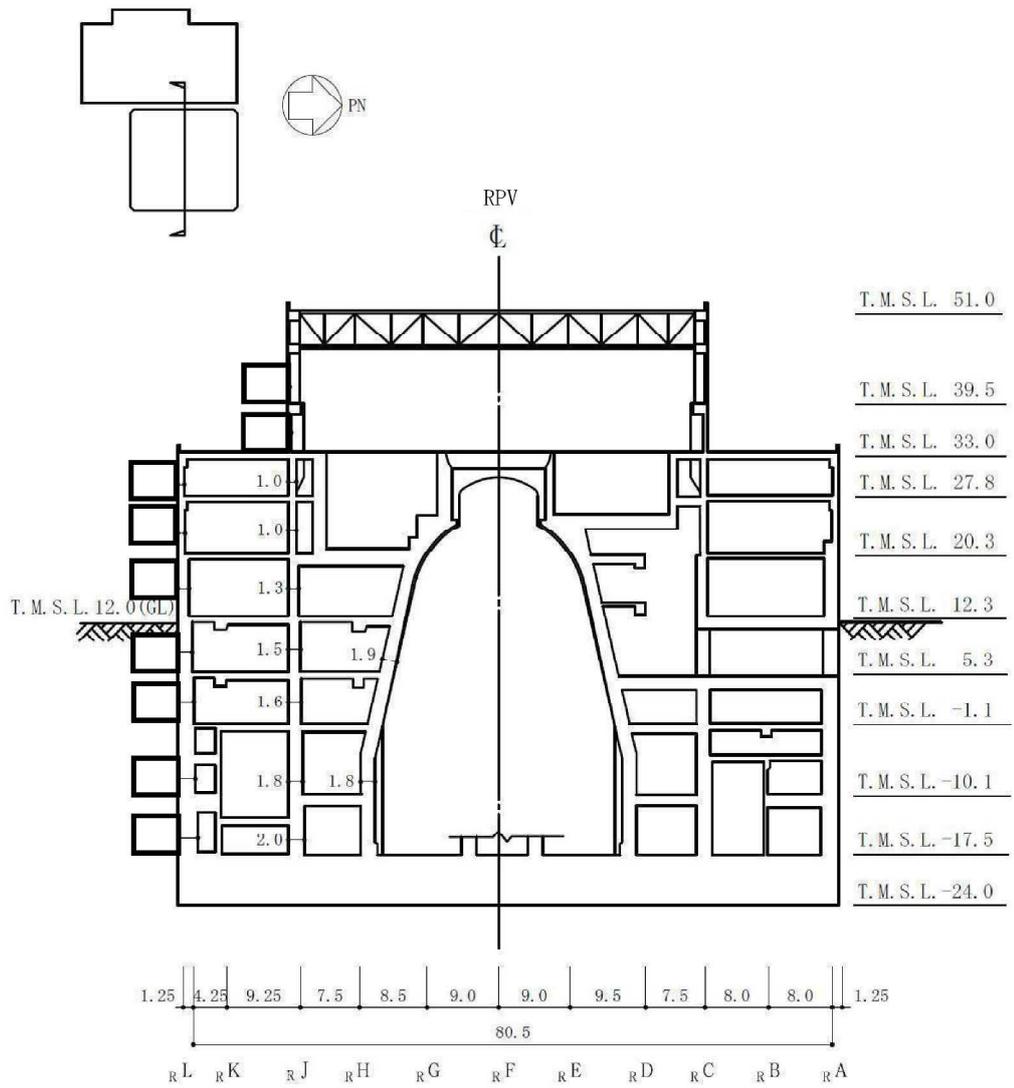
図 2-1 5号機原子炉建屋の概略平面図 (B4F, T.M.S.L. -17.5m)



(単位 : m)

注記\* : 原子炉圧力容器 (以下「RPV」という。)

図2-2 5号機原子炉建屋の概略断面図 (NS方向) (1/2)



(単位 : m)

図 2-2 5号機原子炉建屋の概略断面図 (EW 方向) (2/2)

表 2-1 建物・構築物の物性値

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 (%)
建屋部 基礎スラブ	コンクリート* $\sigma_c = 31.3$ (N/mm <sup>2</sup> ) ( $\sigma_c = 320$ (kgf/cm <sup>2</sup> )) 鉄筋：SD35 (SD345相当)	$2.48 \times 10^4$	$1.03 \times 10^4$	5
屋根トラス部	鉄骨SS41 (SS400相当)	$2.05 \times 10^5$	$0.79 \times 10^5$	2
	鉄骨SM41A (SM400A相当)	$2.05 \times 10^5$	$0.79 \times 10^5$	2
	鉄骨SM50A (SM490A相当)	$2.05 \times 10^5$	$0.79 \times 10^5$	2

注記\*：実強度に基づくコンクリート強度。

### 3. 地震応答解析モデルに係る影響検討

#### 3.1 概要

シミュレーション解析に用いる地震の諸元を図3-1に、地震計設置位置を図3-2に示す。5号機原子炉建屋基礎スラブ上の地震観測記録を図3-3に示す。

また、本検討におけるシミュレーション解析は、地震時に観測した基礎スラブ上における水平方向及び鉛直方向の地震観測記録を用いた弾性応答解析による。建屋各部位の応答は、5号機原子炉建屋の基礎スラブ上での観測地震波を解析モデルの基礎スラブ上に入力し、基礎スラブ上からの建屋各部の伝達関数を用いて算定する。シミュレーション解析における地震応答解析のフローを図3-4に示す。

地震名	新潟県中越沖地震
発生日時	2007年7月16日 午前10時13分頃
マグニチュード	6.8
震源深さ	17km
震央距離	16km
震源距離	約23km



図3-1 シミュレーション解析に用いる地震の諸元 (新潟県中越沖地震)

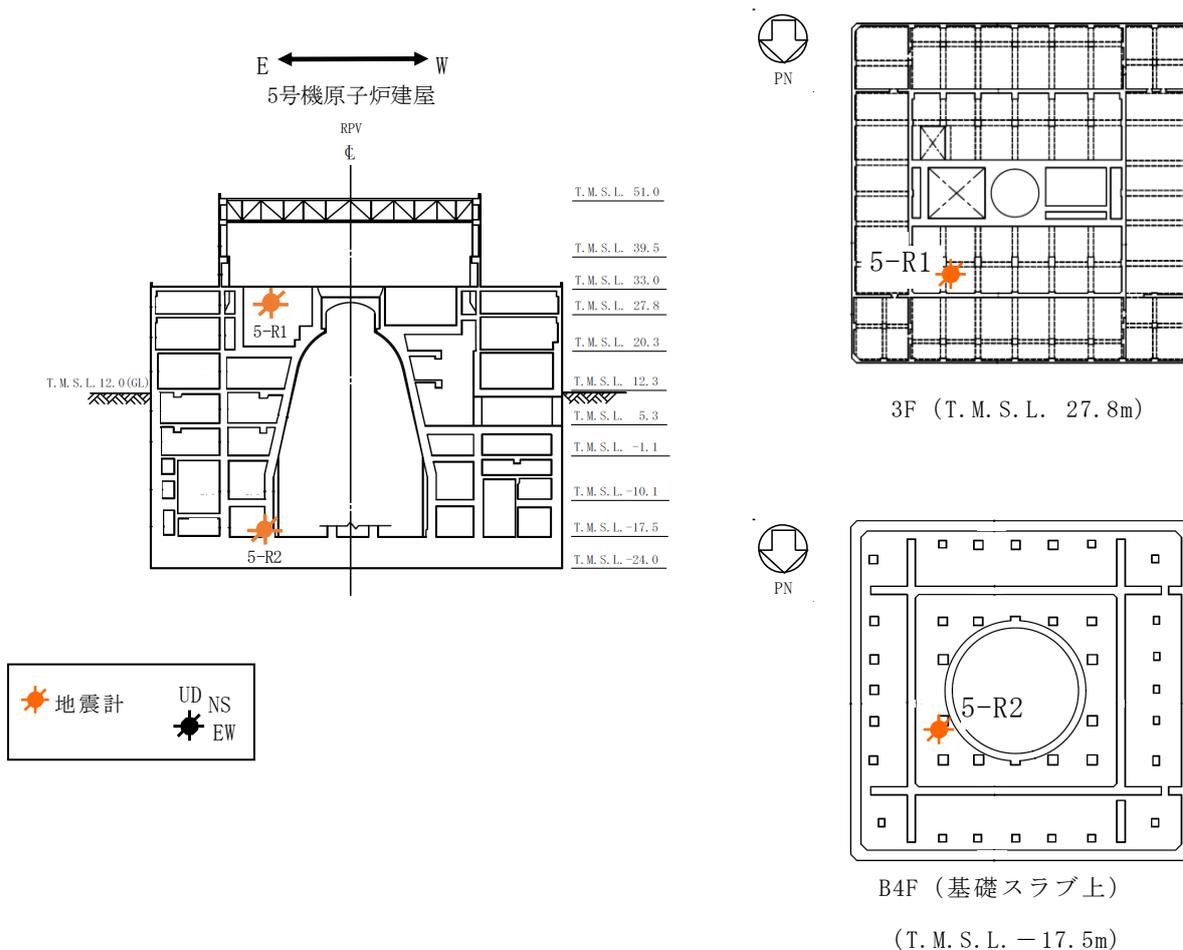
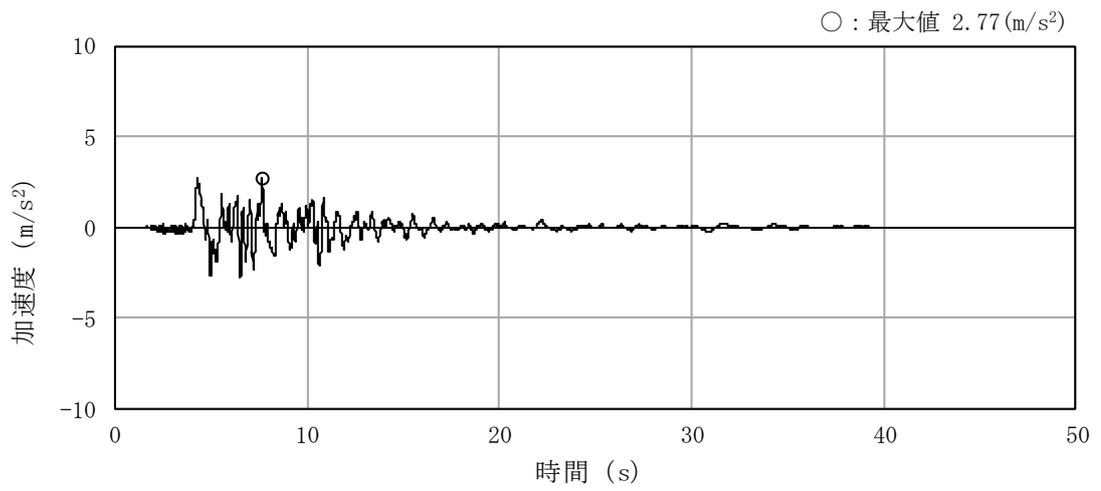
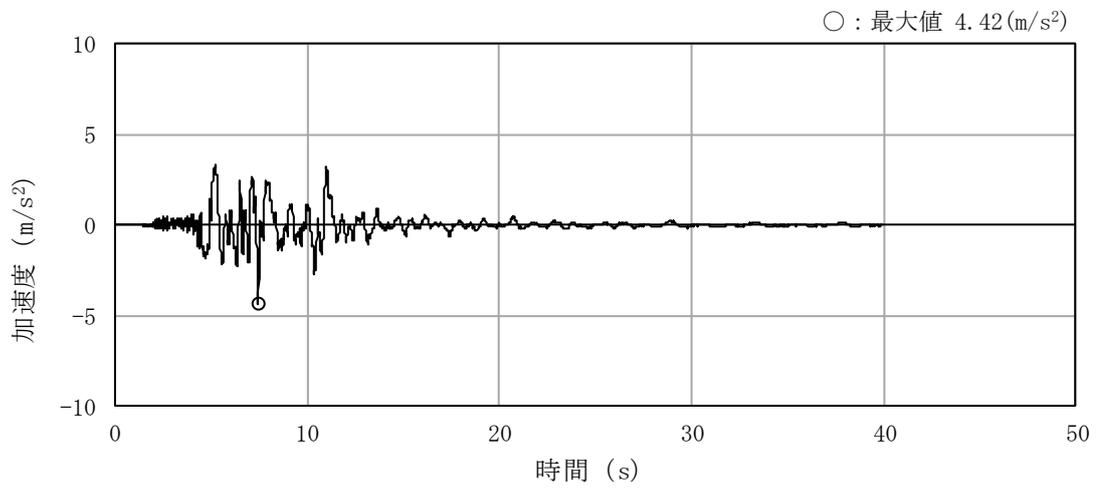


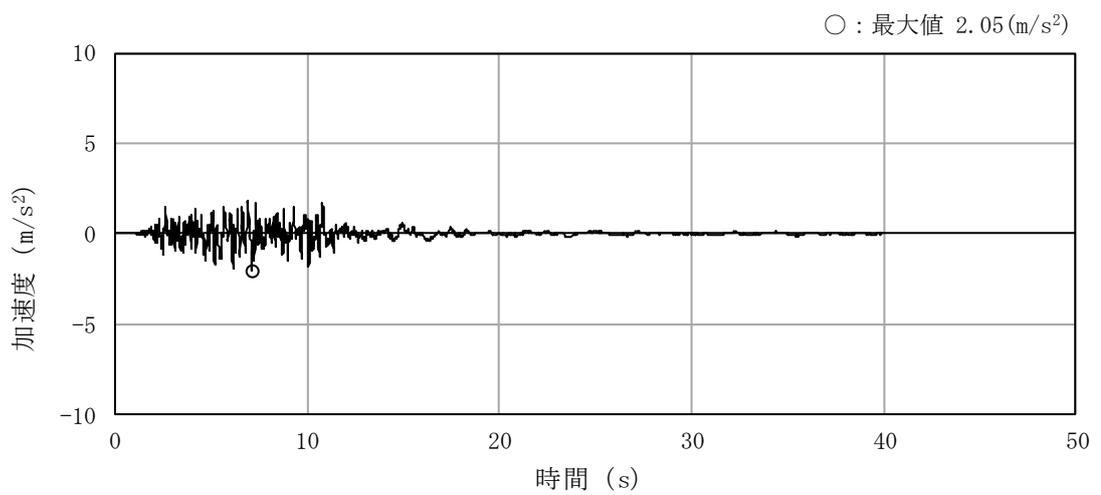
図3-2 地震計設置位置



(a)NS 方向



(b)EW 方向



(c)鉛直方向

図3-3 基礎スラブ上の地震観測記録 加速度時刻歴波形

(5-R2 : T. M. S. L. - 17.5m)

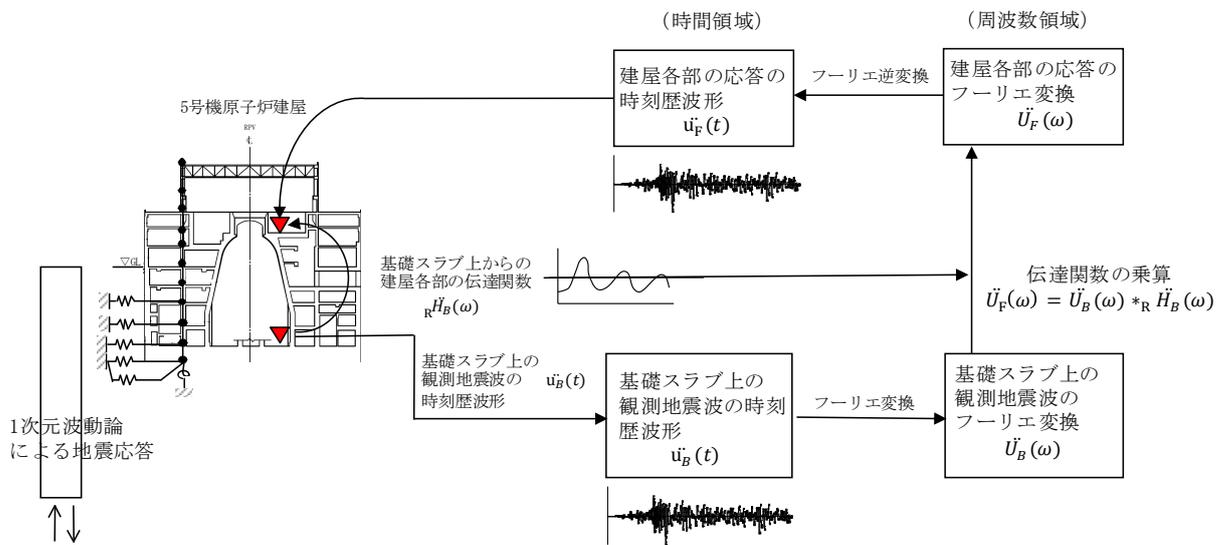


図3-4 シミュレーション解析における地震応答解析のフロー

### 3.2 検討ケース

表3-1に示す全2ケースについて解析を実施する。

表3-1 パラメータスタディケース

ケース名	建屋モデル		地盤モデル
	コンクリートのヤング係数	剛性を考慮する部位	表層部での建屋-地盤相互作用
既工認手法モデル*	設計基準強度に基づく	耐震壁	考慮
今回工認モデル	実剛性	耐震壁+補助壁	非考慮

注記\*：既工認手法モデルは、今回工認モデルからコンクリートのヤング係数、剛性を考慮する部位及び表層部での建屋-地盤相互作用について既工認の設定に変更したケース。

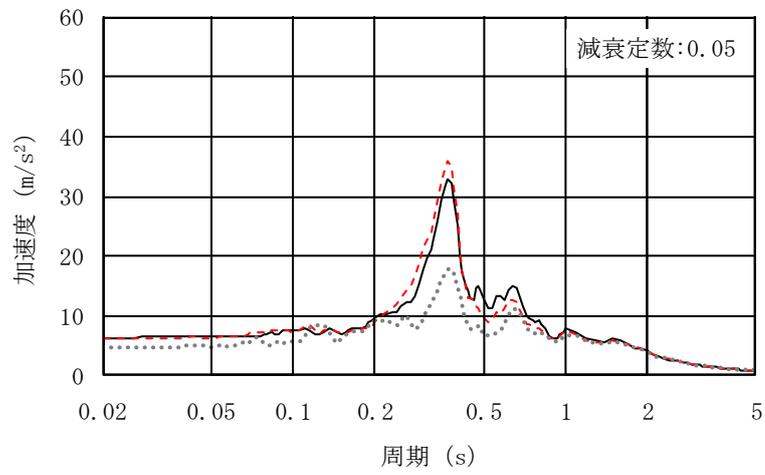
### 3.3 シミュレーション解析結果

今回工認モデル及び既工認手法モデルの地震応答解析結果と観測記録の比較（加速度応答スペクトル，最大応答加速度）を図3-5及び図3-6に示す。

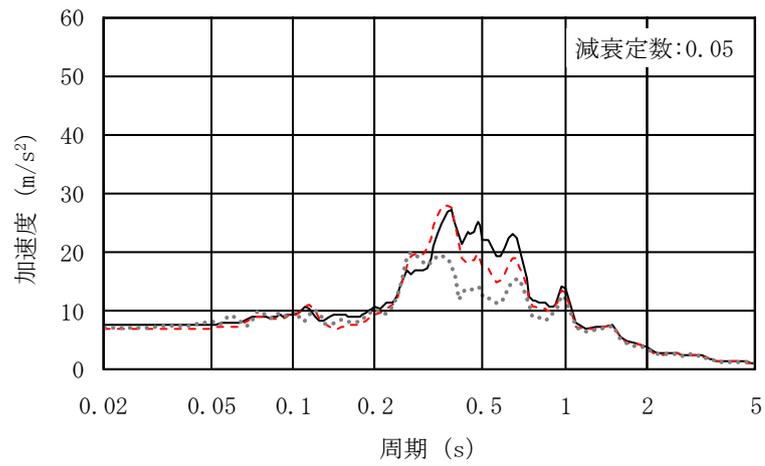
加速度応答スペクトルについては，NS方向及びEW方向では周期0.4秒付近で今回工認モデルの応答が既工認手法モデル及び観測記録に比べ大きくなる傾向にあるが，他周期帯では既工認手法と比較して観測記録との整合性が向上している。鉛直方向では周期0.05～0.1秒付近で今回工認モデルの応答が既工認手法モデル及び観測記録に比べ大きくなる傾向にあるが，他周期帯では既工認手法と比較して観測記録との整合性が向上している。

最大応答加速度については，NS方向及びEW方向では既工認手法と比較して今回工認モデルの方が観測記録との整合性が向上している。鉛直方向については，今回工認モデルの応答が既工認手法モデル及び観測記録に比べ大きくなる傾向であった。

--- : 今回工認モデル    — : 既工認手法モデル    ..... : 観測記録



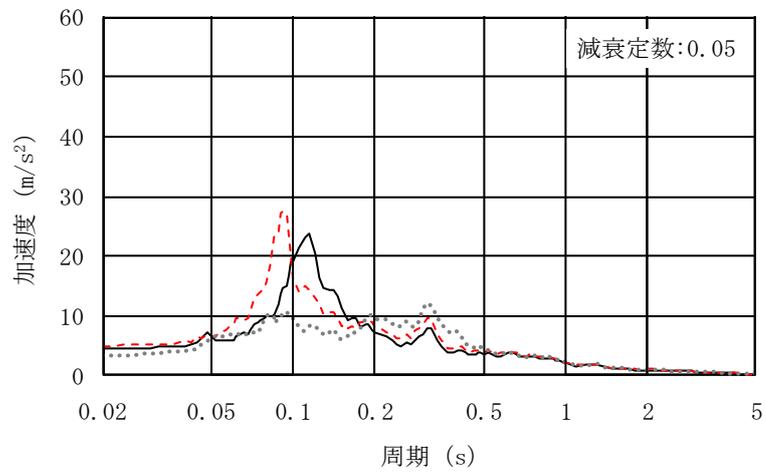
(a) NS方向



(b) EW方向

図3-5 加速度応答スペクトルの比較 (T. M. S. L. 27.8m) (1/2)

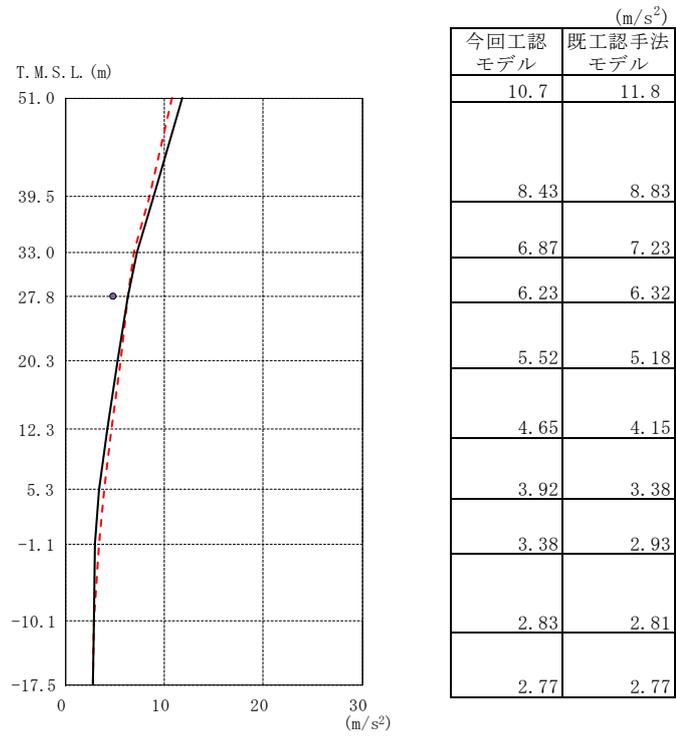
--- : 今回工認モデル    — : 既工認手法モデル    ..... : 観測記録



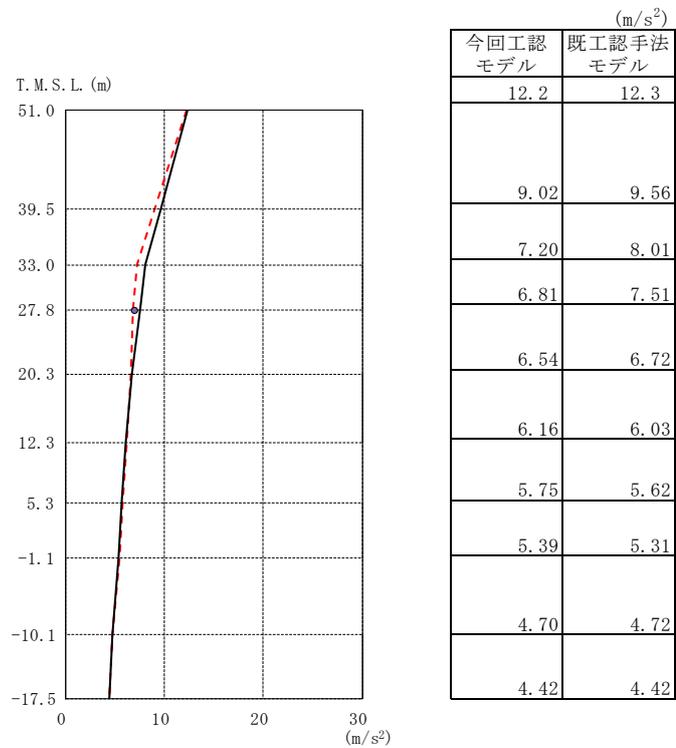
(c) 鉛直方向

図3-5 加速度応答スペクトルの比較 (T. M. S. L. 27.8m) (2/2)

--- : 今回工認モデル    — : 既工認手法モデル    ● : 観測記録



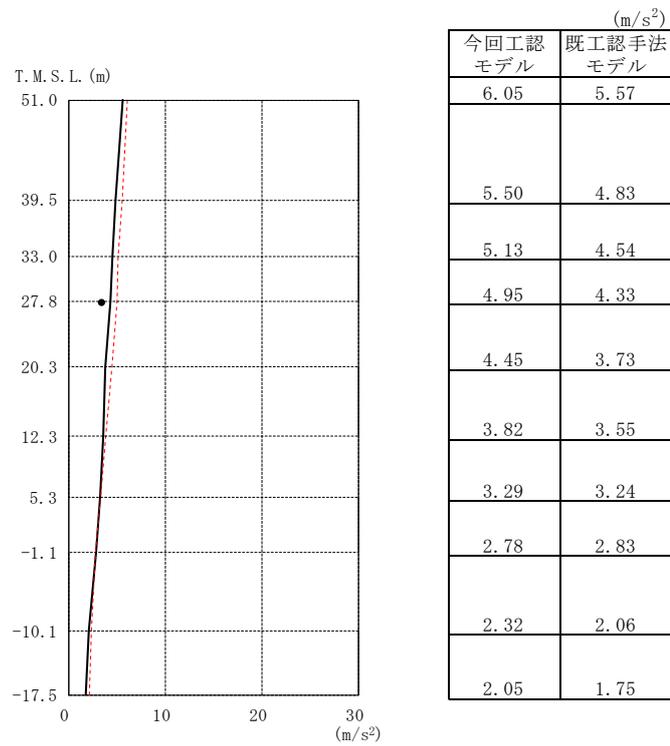
(a) NS 方向



(b) EW 方向

図3-6 最大応答加速度の比較 (1/2)

--- : 今回工認モデル    — : 既工認手法モデル    ● : 観測記録



(c) 鉛直方向

図3-6 最大応答加速度の比較 (2/2)

#### 4. まとめ

5号機原子炉建屋の地震応答解析の今回工認モデルについて、既工認モデルからの変更点が地震応答解析結果に与える影響の確認として、今回工認モデル及び既工認手法モデルでの新潟県中越沖地震のシミュレーション解析を行い観測記録との比較を行った。

コンクリート実剛性，補助壁の考慮，表層地盤ばねの非考慮を採用することで，一部，既工認手法モデルに比べ保守的な評価となる場合もあるが，地震時の挙動をより実応答に近い形で評価できることを確認した。

以上の結果から，今回工認モデルで，コンクリート実剛性及び補助壁を考慮したモデル化を行い，表層地盤ばねを非考慮とすることは妥当と判断する。

## 別紙1-3 表層ばねの取扱いについて

## 目 次

1. はじめに .....	別紙1-3-1
2. 検討概要 .....	別紙1-3-1
3. 地盤の等価線形解析結果 .....	別紙1-3-1
4. まとめ .....	別紙1-3-3

## 1. はじめに

既工認時の地震応答解析モデルでは地盤表層部（埋戻土）についても地盤ばねとして考慮していたが、今回工認で採用するモデルでは、基準地震動  $S_s$  による地盤応答レベルを踏まえ、表層部では建屋－地盤相互作用が見込めないと判断し、地震時の挙動をより実応答に近い形で評価するため、この部分の地盤ばねを考慮しないこととしている。本資料はその妥当性を説明するものである。

## 2. 検討概要

5号機原子炉建屋ほかの地震応答解析では、一次元波動論による等価線形解析によって、地盤内各層の加速度、有効ひずみを求めている。

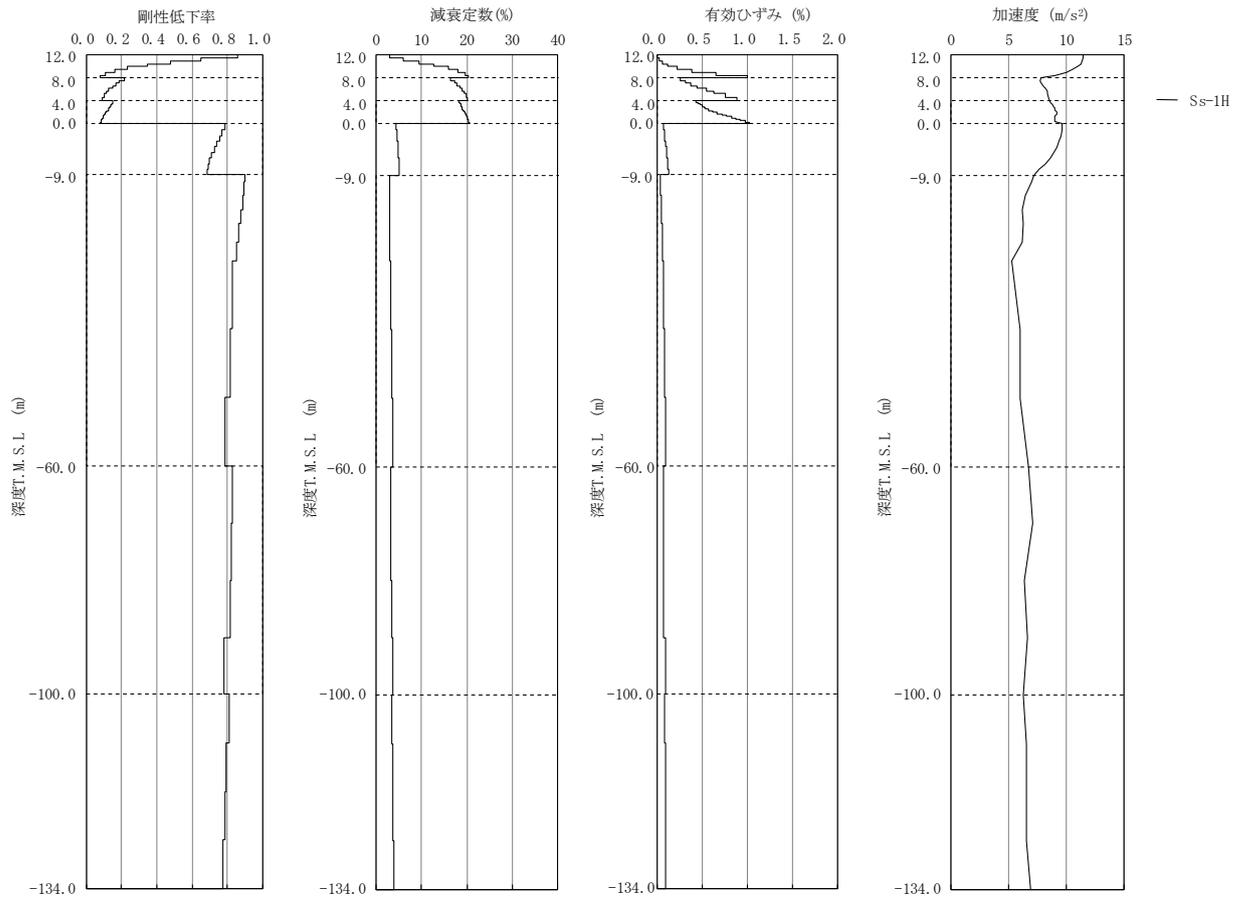
本検討では、5号機原子炉建屋の地盤モデルを対象として、基準地震動  $S_s-1$  による等価線形解析を実施し、表層部（埋戻土）の応答（剛性低下率、有効ひずみ）を確認することにより、この部分の建屋－地盤相互作用が有効かどうかを確認する。

## 3. 地盤の等価線形解析結果

基準地震動  $S_s-1$  に対する地盤の等価線形解析結果を図3-1に示す。

表層部（埋戻土、T.M.S.L. 0.0m～12.0m）において、急激に剛性が低下しており、有効ひずみについても大きくなっている（剛性低下率（ $G/G_0$ ）は最小で0.1程度、有効ひずみは最大で1%程度）。

したがって、当該層における建屋－地盤連成効果は見込めず、建屋応答評価上、この部分の地盤ばねは評価しないことが適切であると考えられる。



注：T.M.S.L. 0.0m～12.0mが表層部に該当。

図3-1 地盤の等価線形解析結果 (Ss-1)

#### 4. まとめ

以上より，5号機原子炉建屋の耐震設計に用いる地震応答解析モデルにおいて，表層部の地盤ばねを考慮しないことは妥当であると考えられる。

## 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

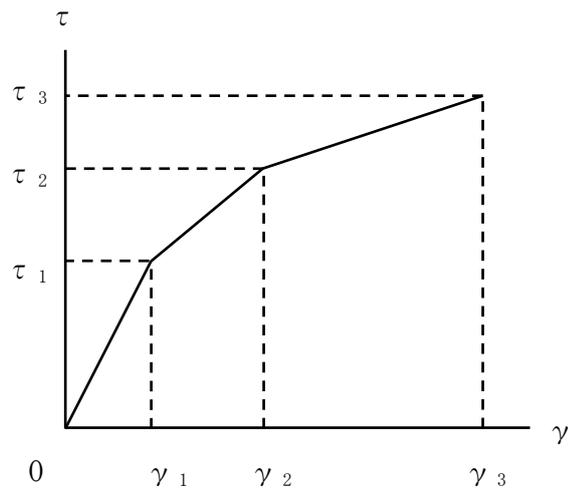
1. 概要	別紙 2-1
2. 耐震壁の非線形特性の設定について	別紙 2-2
2.1 第1折点の設定	別紙 2-3
2.2 第2折点の設定	別紙 2-3
2.3 終局点の設定	別紙 2-4
3. 補助壁の非線形特性の設定について	別紙 2-5
3.1 第1折点の設定	別紙 2-6
4. せん断スケルトン曲線の設定について	別紙 2-7
4.1 5号機原子炉建屋	別紙 2-7
4.1.1 水平方向モデル	別紙 2-7
4.1.2 使用材料の物性値	別紙 2-10
4.1.3 RC造耐震壁のせん断スケルトン曲線の諸数値	別紙 2-11
4.1.4 RC造補助壁のせん断スケルトン曲線の諸数値	別紙 2-21
5. まとめ	別紙 2-23

## 1. 概要

柏崎刈羽原子力発電所の5号機原子炉建屋については、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、これらの建物・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。）及び鉄筋コンクリート造補助壁（以下「RC造補助壁」という。）の非線形特性を考慮している。本資料は、これらの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。

## 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。

$\tau_s \leq 4.5\sqrt{F_c}$  の場合

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

$\tau_s > 4.5\sqrt{F_c}$  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)

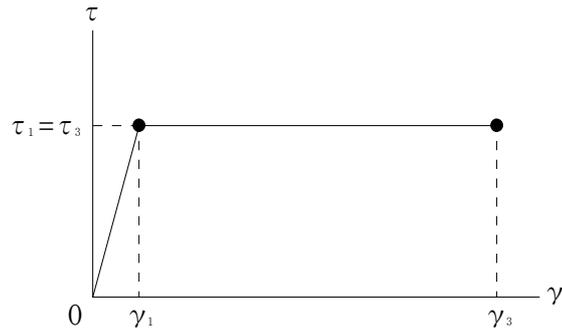
$\sigma_V, \sigma_H$  : 縦, 横軸応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>) (圧縮を正とする。)

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

$M/QD$  : シアスパン比

### 3. 補助壁の非線形特性の設定について

RC造補助壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$  関係）は，J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版で評価される第1折点で降伏する，完全弾塑性型のスケルトン曲線として評価する方針とする。終局点を与えるせん断ひずみについても J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版の記載による値を採用する。せん断応力度－せん断ひずみ関係を図3-1に示す。



$\tau_1$  : 第1折点のせん断応力度

$\tau_3$  : 終局点のせん断応力度 ( $\tau_3 = \tau_1$ )

$\gamma_1$  : 第1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 3-1 せん断応力度－せん断ひずみ関係

### 3.1 第1折点の設定

RC造補助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>)

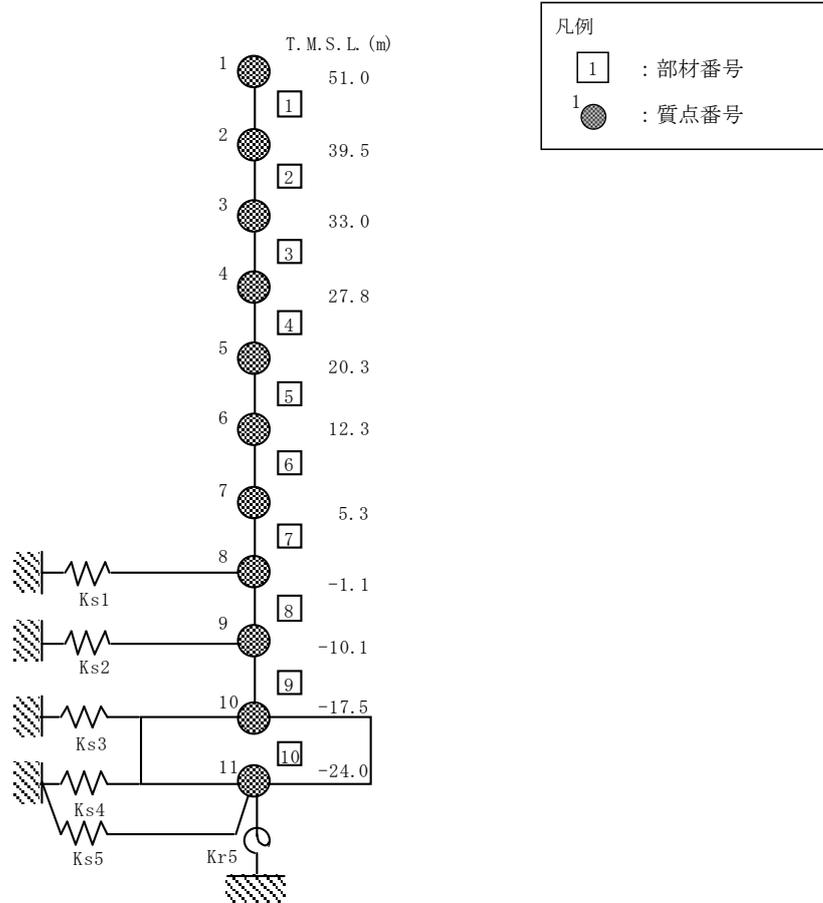
$\sigma_v$  : 縦軸応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>) (圧縮を正とする。)

#### 4. せん断スケルトン曲線の設定について

##### 4.1 5号機原子炉建屋

###### 4.1.1 水平方向モデル

水平方向は，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ている。地震応答解析モデルを図4-1に，解析モデルの諸元を表4-1に示す。



注：東京湾平均海面（以下「T. M. S. L.」という。）

図 4-1 地震応答解析モデル（水平方向）

表4-1 地震応答解析モデル諸元 (NS方向) (1/2)

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_G (\times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}^2)$	部材番号	せん断 断面積 $A_S (\text{m}^2)$	断面2次 モーメント I ( $\text{m}^4$ )
①	39440	10.5			
			1	42.6	29000
②	50840	20.4			
			2	61.0	53000
③	249590	146.1			
			3	336.1	260100
④	341850	187.1			
			4	411.7	331700
⑤	477550	262.7			
			5	562.4	470700
⑥	471970	300.9			
			6	700.7	599000
⑦	454390	299.4			
			7	834.9	656800
⑧	608920	373.9			
			8	919.7	730500
⑨	637660	436.1			
			9	1079.7	801400
⑩	815450	472.1			
			10	6889.0	3955000
⑪	526750	304.0			
合計	4674410				

①建屋部

ヤング係数  $E 2.48 \times 10^4 (\text{N}/\text{mm}^2)$   
 せん断弾性係数  $G 1.03 \times 10^4 (\text{N}/\text{mm}^2)$   
 ポアソン比  $\nu 0.20$   
 減衰  $h 5\%$   
 基礎形状 83.0m (NS方向)  $\times$  83.0m (EW方向)  $\times$  6.5m (厚さ)

②基礎スラブ

ヤング係数  $E 2.48 \times 10^4 (\text{N}/\text{mm}^2)$   
 せん断弾性係数  $G 1.03 \times 10^4 (\text{N}/\text{mm}^2)$   
 ポアソン比  $\nu 0.20$   
 減衰  $h 5\%$

表4-1 地震応答解析モデル諸元 (EW方向) (2/2)

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_G (\times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}^2)$	部材番号	せん断 断面積 $A_S (\text{m}^2)$	断面2次 モーメント I ( $\text{m}^4$ )
①	39440	14.3			
			1	54.5	38000
②	50840	18.0			
			2	67.6	55500
③	249590	153.1			
			3	396.5	263600
④	341850	192.5			
			4	429.9	338300
⑤	477550	268.4			
			5	519.8	474400
⑥	471970	293.0			
			6	765.7	602200
⑦	454390	285.8			
			7	813.2	667000
⑧	608920	365.3			
			8	951.2	741800
⑨	637660	432.1			
			9	1033.9	813800
⑩	815450	476.9			
			10	6889.0	3955000
⑪	526750	304.0			
合計	4674410				

①建屋部

ヤング係数  $E 2.48 \times 10^4 (\text{N}/\text{mm}^2)$   
 せん断弾性係数  $G 1.03 \times 10^4 (\text{N}/\text{mm}^2)$   
 ポアソン比  $\nu 0.20$   
 減衰  $h 5\%$   
 基礎形状 83.0m (NS方向)  $\times$  83.0m (EW方向)  $\times$  6.5m (厚さ)

②基礎スラブ

ヤング係数  $E 2.48 \times 10^4 (\text{N}/\text{mm}^2)$   
 せん断弾性係数  $G 1.03 \times 10^4 (\text{N}/\text{mm}^2)$   
 ポアソン比  $\nu 0.20$   
 減衰  $h 5\%$

#### 4.1.2 使用材料の物性値

地震応答解析に用いる5号機原子炉建屋の使用材料の物性値を表4-2及び表4-3に示す。

表 4-2 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*1: $\sigma_c = 31.3$ (N/mm <sup>2</sup> ) ( $\sigma_c = 320$ kgf/cm <sup>2</sup> )	$2.48 \times 10^4$	$1.03 \times 10^4$	5

注記\*1：実強度に基づくコンクリート強度。

表 4-3 使用材料の物性値（鉄筋）

使用材料	降伏応力度 $s\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )
鉄筋：SD35 (SD345 相当*2)	345

注記\*2：建設当時の鉄筋の種類はSD35であるが、現在の規格（SD345）に読み替えた降伏応力度を示す。

#### 4.1.3 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4-4に示す。

表 4-4 セン断スケルトン曲線 ( $\tau - \gamma$  関係, 第 1 折点) (1/2)

(a) NS方向

内部ボックス壁\*<sup>1</sup>, 外部ボックス壁\*<sup>2</sup>

部材 番号	通り	コンクリート 強度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断弾性 係数 G ( $\times 10^4$ N/mm <sup>2</sup> )	断面積 A s (m <sup>2</sup> )	縦軸応力度 $\sigma_v$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_1$ ( $\times 10^{-3}$ )
1	RC, RJ	31.3	1.03	42.6	0.40	1.94	0.189
2	RC, RJ	31.3	1.03	61.0	0.58	2.03	0.197
3	RC, RJ	31.3	1.03	135.5	0.77	2.10	0.204
	RA, RL	31.3	1.03	124.3	0.21	1.86	0.180
4	RC, RJ	31.3	1.03	144.5	1.44	2.37	0.230
	RA, RL	31.3	1.03	151.0	0.52	2.00	0.194
5	RC, RJ	31.3	1.03	181.2	1.83	2.51	0.244
	RA, RL	31.3	1.03	225.6	0.72	2.08	0.202
6	RC, RJ	31.3	1.03	198.9	2.14	2.61	0.254
	RA, RL	31.3	1.03	281.6	0.82	2.13	0.206
7	RC, RJ	31.3	1.03	224.6	2.42	2.71	0.263
	RA, RL	31.3	1.03	332.0	0.98	2.19	0.213
8	RC, RJ	31.3	1.03	252.7	2.63	2.77	0.269
	RA, RL	31.3	1.03	365.2	1.14	2.25	0.219
9	RC, RJ	31.3	1.03	280.8	2.91	2.86	0.278
	RA, RL	31.3	1.03	415.0	1.34	2.33	0.226

シェル壁\*<sup>3</sup>

部材 番号	通り	コンクリート 強度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断弾性 係数 G ( $\times 10^4$ N/mm <sup>2</sup> )	断面積 A s (m <sup>2</sup> )	縦軸応力度 $\sigma_v$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_1$ ( $\times 10^{-3}$ )
3	シェル壁	31.3	1.03	36.0	0.27	1.89	0.183
4	シェル壁	31.3	1.03	36.0	0.76	2.10	0.204
5	シェル壁	31.3	1.03	68.4	1.02	2.21	0.214
6	シェル壁	31.3	1.03	78.7	1.27	2.30	0.224
7	シェル壁	31.3	1.03	88.0	1.44	2.37	0.230
8	シェル壁	31.3	1.03	91.9	1.72	2.47	0.240
9	シェル壁	31.3	1.03	91.9	2.00	2.57	0.249

注記\*1: 原子炉建屋原子炉棟の外壁 (以下「内部ボックス壁」という。)

\*2: 原子炉建屋付属棟の外壁 (以下「外部ボックス壁」という。)

\*3: 原子炉格納容器の周りを囲んでいる鉄筋コンクリート造の原子炉一次遮蔽壁  
(以下「シェル壁」という。)

表 4-4 せん断スケルトン曲線 ( $\tau - \gamma$  関係, 第 1 折点) (2/2)

(b) EW方向

内部ボックス壁, 外部ボックス壁

部材 番号	通り	コンクリート 強度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断弾性 係数 G ( $\times 10^4$ N/mm <sup>2</sup> )	断面積 A s (m <sup>2</sup> )	縦軸応力度 $\sigma_v$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_1$ ( $\times 10^{-3}$ )
1	R3, R9	31.3	1.03	54.5	0.40	1.94	0.188
2	R3, R9	31.3	1.03	67.6	0.58	2.02	0.197
3	R3, R9	31.3	1.03	135.6	0.77	2.10	0.204
	R1, R11	31.3	1.03	97.9	0.21	1.86	0.180
4	R3, R9	31.3	1.03	140.3	1.44	2.37	0.230
	R1, R11	31.3	1.03	133.5	0.52	2.00	0.194
5	R3, R9	31.3	1.03	173.9	1.83	2.51	0.244
	R1, R11	31.3	1.03	211.6	0.72	2.08	0.202
6	R3, R9	31.3	1.03	213.0	2.14	2.61	0.254
	R1, R11	31.3	1.03	298.8	0.82	2.13	0.206
7	R3, R9	31.3	1.03	227.2	2.42	2.71	0.263
	R1, R11	31.3	1.03	332.0	0.98	2.19	0.213
8	R3, R9	31.3	1.03	260.9	2.63	2.77	0.269
	R1, R11	31.3	1.03	373.5	1.14	2.25	0.219
9	R3, R9	31.3	1.03	284.0	2.91	2.86	0.278
	R1, R11	31.3	1.03	415.0	1.34	2.33	0.226

シェル壁

部材 番号	通り	コンクリート 強度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断弾性 係数 G ( $\times 10^4$ N/mm <sup>2</sup> )	断面積 A s (m <sup>2</sup> )	縦軸応力度 $\sigma_v$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_1$ ( $\times 10^{-3}$ )
3	シェル壁	31.3	1.03	66.3	0.27	1.89	0.183
4	シェル壁	31.3	1.03	66.3	0.76	2.10	0.204
5	シェル壁	31.3	1.03	68.4	1.02	2.21	0.214
6	シェル壁	31.3	1.03	78.7	1.27	2.30	0.224
7	シェル壁	31.3	1.03	88.0	1.44	2.37	0.230
8	シェル壁	31.3	1.03	91.9	1.72	2.47	0.240
9	シェル壁	31.3	1.03	91.9	2.00	2.57	0.249

(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 4-5 に示す。

表 4-5 せん断スケルトン曲線 ( $\tau - \gamma$  関係, 第 2 折点) (1/2)

(a) NS方向

内部ボックス壁, 外部ボックス壁

部材 番号	通り	$\tau_2$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_2$ ( $\times 10^{-3}$ )
1	RC, RJ	2.62	0.564
2	RC, RJ	2.74	0.588
3	RC, RJ	2.84	0.613
	RA, RL	2.51	0.541
4	RC, RJ	3.19	0.689
	RA, RL	2.70	0.582
5	RC, RJ	3.39	0.731
	RA, RL	2.81	0.607
6	RC, RJ	3.53	0.762
	RA, RL	2.87	0.619
7	RC, RJ	3.65	0.788
	RA, RL	2.96	0.638
8	RC, RJ	3.74	0.807
	RA, RL	3.04	0.656
9	RC, RJ	3.86	0.833
	RA, RL	3.14	0.678

シェル壁

部材 番号	通り	$\tau_2$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_2$ ( $\times 10^{-3}$ )
3	シェル壁	2.55	0.550
4	シェル壁	2.84	0.612
5	シェル壁	2.98	0.643
6	シェル壁	3.11	0.671
7	シェル壁	3.20	0.690
8	シェル壁	3.33	0.719
9	シェル壁	3.46	0.748

表 4-5 せん断スケルトン曲線 ( $\tau - \gamma$  関係, 第 2 折点) (2/2)

(b) EW方向

内部ボックス壁, 外部ボックス壁

部材 番号	通り	$\tau_2$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	$\gamma_2$ ( $\times 10^{-3}$ )
1	R3, R9	2.62	0.564
2	R3, R9	2.73	0.588
3	R3, R9	2.84	0.613
	R1, R11	2.51	0.541
4	R3, R9	3.19	0.689
	R1, R11	2.70	0.582
5	R3, R9	3.39	0.731
	R1, R11	2.81	0.607
6	R3, R9	3.53	0.762
	R1, R11	2.87	0.619
7	R3, R9	3.65	0.788
	R1, R11	2.96	0.638
8	R3, R9	3.74	0.807
	R1, R11	3.04	0.656
9	R3, R9	3.86	0.833
	R1, R11	3.14	0.678

シェル壁

部材 番号	通り	$\tau_2$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	$\gamma_2$ ( $\times 10^{-3}$ )
3	シェル壁	2.55	0.550
4	シェル壁	2.84	0.612
5	シェル壁	2.98	0.643
6	シェル壁	3.11	0.671
7	シェル壁	3.20	0.690
8	シェル壁	3.33	0.719
9	シェル壁	3.46	0.748

(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、各層の終局せん断応力度を算出する。 $\sigma_H$ 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4-6に示す。また、5号機原子炉建屋のT.M.S.L. 12.3m～T.M.S.L. 20.3mについて、各耐震壁の配筋を示したものを図4-2に示す。

表 4-6 せん断スケルトン曲線 ( $\tau - \gamma$  関係, 終局点) (1/2)

(a) NS方向

内部ボックス壁, 外部ボックス壁

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	RC, RJ	0.00663	0.00663	0.40	0.264	5.62	4.000
2	RC, RJ	0.00774	0.00774	0.58	0.254	5.86	4.000
3	RC, RJ	0.00553	0.00553	0.77	0.308	5.42	4.000
	RA, RL	0.00713	0.00713	0.21	0.063	6.07	4.000
4	RC, RJ	0.00708	0.00708	1.44	0.330	5.80	4.000
	RA, RL	0.00882	0.00882	0.52	0.128	6.24	4.000
5	RC, RJ	0.00771	0.00771	1.83	0.404	5.88	4.000
	RA, RL	0.00954	0.00954	0.72	0.180	6.30	4.000
6	RC, RJ	0.00831	0.00831	2.14	0.470	5.97	4.000
	RA, RL	0.01063	0.01063	0.82	0.220	6.43	4.000
7	RC, RJ	0.00846	0.00846	2.42	0.534	5.98	4.000
	RA, RL	0.01049	0.01049	0.98	0.268	6.38	4.000
8	RC, RJ	0.01076	0.01076	2.63	0.615	6.43	4.000
	RA, RL	0.01295	0.01295	1.14	0.344	6.75	4.000
9	RC, RJ	0.01140	0.01140	2.91	0.688	6.60	4.000
	RA, RL	0.01368	0.01368	1.34	0.400	6.88	4.000

シェル壁

部材 番号	通り	$P_V$	$P_H$	縦軸応力度 $\sigma_v$ ( $N/mm^2$ )	M/QD	$\tau_3$ ( $N/mm^2$ )	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
3	シェル壁	0.01407	0.01200	0.27	0.321	6.59	4.000
4	シェル壁	0.01407	0.01200	0.76	0.399	6.62	4.000
5	シェル壁	0.01086	0.01200	1.02	0.406	6.37	4.000
6	シェル壁	0.01214	0.01104	1.27	0.497	6.36	4.000
7	シェル壁	0.01076	0.01104	1.44	0.566	6.18	4.000
8	シェル壁	0.01190	0.01200	1.72	0.701	6.35	4.000
9	シェル壁	0.01211	0.01200	2.00	0.829	6.34	4.000

表 4-6 せん断スケルトン曲線 ( $\tau - \gamma$  関係, 終局点) (2/2)

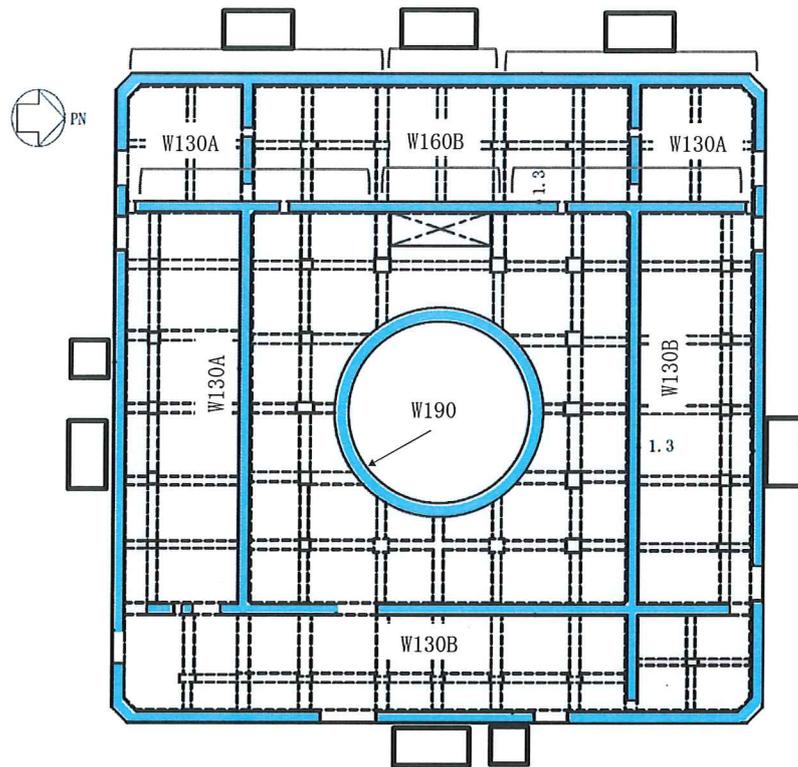
(b) EW方向

内部ボックス壁, 外部ボックス壁

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	R3, R9	0.00663	0.00663	0.40	0.217	5.71	4.000
2	R3, R9	0.00774	0.00774	0.58	0.243	5.88	4.000
3	R3, R9	0.00549	0.00549	0.77	0.278	5.48	4.000
	R1, R11	0.01014	0.01014	0.21	0.063	6.48	4.000
4	R3, R9	0.00677	0.00677	1.44	0.325	5.75	4.000
	R1, R11	0.00882	0.00882	0.52	0.125	6.24	4.000
5	R3, R9	0.00787	0.00787	1.83	0.391	5.93	4.000
	R1, R11	0.00967	0.00967	0.72	0.172	6.33	4.000
6	R3, R9	0.00829	0.00829	2.14	0.458	5.99	4.000
	R1, R11	0.00973	0.00973	0.82	0.212	6.30	4.000
7	R3, R9	0.00892	0.00892	2.42	0.517	6.10	4.000
	R1, R11	0.01095	0.01095	0.98	0.260	6.46	4.000
8	R3, R9	0.01149	0.01149	2.63	0.594	6.61	4.000
	R1, R11	0.01393	0.01393	1.14	0.336	6.93	4.000
9	R3, R9	0.01215	0.01215	2.91	0.668	6.78	4.000
	R1, R11	0.01368	0.01368	1.34	0.395	6.88	4.000

シェル壁

部材 番号	通り	$P_V$	$P_H$	縦軸応力度 $\sigma_v$ ( $N/mm^2$ )	M/QD	$\tau_3$ ( $N/mm^2$ )	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
3	シェル壁	0.01407	0.01200	0.27	0.356	6.55	4.000
4	シェル壁	0.01407	0.01200	0.76	0.558	6.45	4.000
5	シェル壁	0.01086	0.01200	1.02	0.551	6.20	4.000
6	シェル壁	0.01214	0.01104	1.27	0.629	6.21	4.000
7	シェル壁	0.01076	0.01104	1.44	0.612	6.13	4.000
8	シェル壁	0.01190	0.01200	1.72	0.740	6.31	4.000
9	シェル壁	0.01211	0.01200	2.00	0.841	6.33	4.000



記号*1	縦筋	横筋
W130A	内：D32@200 + D29@400 外：D32@200 + D29@400	内：D32@200 + D29@400 外：D32@200 + D29@400
W130B	内：D29@200 + D29@400 外：D29@200 + D29@400	内：D29@200 + D29@400 外：D29@200 + D29@400
	内：D35@200 + D32@400 外：D35@200 + D32@400	内：D35@200 + D32@400 外：D35@200 + D32@400
	内：D35@200 + D32@400 外：D35@200 + D32@400	内：D35@200 + D32@400 外：D35@200 + D32@400
W160B	内：D32@200 + D29@400 外：D32@200 + D29@400	内：D32@200 + D29@400 外：D32@200 + D29@400
W190*2	内①：54-D38 + 54-D35 + 54-D38 外①：54-D38 + 54-D35 + 54-D38 内②：108-D38 + 108-D35 + 54-D38 外②：108-D38 + 108-D35 + 54-D38 内③：108-D38 + 108-D35 外③：108-D38 + 108-D35	内①：D38@200 (2段) + D35@400 外①：D38@200 (2段) + D35@400 内②：D38@200 (2段) + D35@400 外②：D38@200 (2段) + D35@400 内③：D38@200 + D35@200 外③：D38@200 + D35@200

注記\*1：記号に含まれる数値は壁厚 (cm) を表す。

(例：W120なら120cm)

\*2：①T. M. S. L. 19.2m～20.3m

②T. M. S. L. 16.2m～19.2m

③T. M. S. L. 12.3m～16.2m

図4-2 耐震壁の配筋図 (T. M. S. L. 12.3m～T. M. S. L. 20.3m)

#### 4.1.4 RC造補助壁のせん断スケルトン曲線の諸数値

##### (1) 第1折点

RC造補助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4-7に示す。

表 4-7 せん断スケルトン曲線 ( $\tau - \gamma$  関係, 第 1 折点) (1/2)

(a) NS方向

部材 番号	コンクリート 強度 $F_c$ ( $N/mm^2$ )	せん断弾性 係数 $G$ ( $\times 10^4 N/mm^2$ )	当該部分が 支える重量 (kN)	断面積 ( $m^2$ )	縦軸応力度 $\sigma_v^*$ ( $N/mm^2$ )	$\tau_1$ ( $N/mm^2$ )	$\gamma_1$ ( $\times 10^{-3}$ )
3	31.3	1.03	249590	869.8	0.29	1.89	0.184
4	31.3	1.03	341850	862.4	0.40	1.94	0.189
5	31.3	1.03	443140	1076.5	0.41	1.95	0.189
6	31.3	1.03	471970	1419.5	0.33	1.91	0.186
7	31.3	1.03	454390	1598.2	0.28	1.89	0.184
8	31.3	1.03	547990	1829.8	0.30	1.90	0.184
9	31.3	1.03	637660	2025.1	0.31	1.91	0.185

注記\* : 縦軸応力度  $\sigma_v =$  当該部分が支える重量 / 断面積

表 4-7 せん断スケルトン曲線 ( $\tau - \gamma$  関係, 第 1 折点) (2/2)

(b) EW方向

部材 番号	コンクリート 強度 $F_c$ ( $N/mm^2$ )	せん断弾性 係数 $G$ ( $\times 10^4 N/mm^2$ )	当該部分が 支える重量 (kN)	断面積 ( $m^2$ )	縦軸応力度 $\sigma_v^*$ ( $N/mm^2$ )	$\tau_1$ ( $N/mm^2$ )	$\gamma_1$ ( $\times 10^{-3}$ )
3	31.3	1.03	249590	869.8	0.29	1.89	0.184
4	31.3	1.03	341850	862.4	0.40	1.94	0.189
5	31.3	1.03	443140	1076.5	0.41	1.95	0.189
6	31.3	1.03	471970	1419.5	0.33	1.91	0.186
7	31.3	1.03	454390	1598.2	0.28	1.89	0.184
8	31.3	1.03	547990	1829.8	0.30	1.90	0.184
9	31.3	1.03	637660	2025.1	0.31	1.91	0.185

注記\* : 縦軸応力度  $\sigma_v =$  当該部分が支える重量 / 断面積

## 5. まとめ

柏崎刈羽原子力発電所の5号機原子炉建屋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。耐震壁及び補助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5-1に示す。

表 5-1 せん断スケルトン曲線 ( $\tau - \gamma$  関係) (1/2)

(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	1.94	0.189	2.62	0.564	5.62	4.00
2	2.03	0.197	2.74	0.588	5.86	4.00
3	2.04	0.198	2.68	0.539	5.64	4.00
4	2.18	0.212	2.82	0.580	5.49	4.00
5	2.17	0.211	2.83	0.605	5.42	4.00
6	2.20	0.213	2.84	0.617	5.31	4.00
7	2.24	0.217	2.88	0.636	5.17	4.00
8	2.31	0.224	2.98	0.654	5.50	4.00
9	2.35	0.228	3.00	0.676	5.39	4.00

表 5-1 せん断スケルトン曲線 ( $\tau - \gamma$  関係) (2/2)

(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	1.94	0.188	2.62	0.564	5.71	4.00
2	2.02	0.197	2.73	0.588	5.88	4.00
3	1.88	0.182	2.37	0.539	4.76	4.00
4	2.02	0.197	2.60	0.580	4.96	4.00
5	2.17	0.211	2.86	0.605	5.54	4.00
6	2.19	0.213	2.81	0.617	5.14	4.00
7	2.25	0.218	2.91	0.636	5.33	4.00
8	2.31	0.224	2.97	0.654	5.57	4.00
9	2.37	0.230	3.05	0.676	5.61	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
2.1 建屋剛性の不確かさ .....	別紙 3-2
2.2 地盤剛性の不確かさ .....	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
4.2.1 建屋剛性及び地盤剛性の変動による影響 .....	別紙 3-9
4.2.2 建屋剛性の変動による影響 .....	別紙 3-41
4.3 まとめ .....	別紙 3-73
5. 機器・配管系評価への影響 .....	別紙 3-74

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

別紙 3-3 埋戻土の地盤剛性の不確かさの設定について

## 1. 概要

### 1.1 検討概要

本資料は、柏崎刈羽原子力発電所 5 号機の原子炉建屋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建屋剛性（コンクリート剛性）及び地盤剛性（地盤のせん断波速度等）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、地盤剛性、建屋剛性、地盤のばね定数の算定及び減衰定数、地震動の位相特性などの影響を受ける。特に床応答スペクトルの変動に影響を及ぼす要因は、建屋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建屋剛性は、建設時コンクリートの 28 日強度の平均値に基づく実強度を用いて算出しているが、平均値に対するばらつきを考慮する必要があると考えられる。また、建物・構築物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等の不確かさが建屋応答へ影響を及ぼすことが考えられる。

よって、建屋剛性の不確かさ要因としてはコンクリート剛性を、地盤剛性の不確かさ要因としては地盤のせん断波速度等を考慮することとし、それぞれの不確かさが建屋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、建屋剛性及び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、建屋応答並びに建物・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

### 2.1 建屋剛性の不確かさ

建屋剛性の不確かさとして、建屋剛性の算定に用いるコンクリート実強度のばらつきがある。コンクリート実強度については、28日強度の平均値に基づく値を基本ケースとし、プラス側とマイナス側を考慮する。

建屋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が不確かさを考慮しないケース（以下、「基本ケース」という。）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、設計用地震力に建屋剛性の不確かさを考慮する。

### 2.2 地盤剛性の不確かさ

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

これらの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。

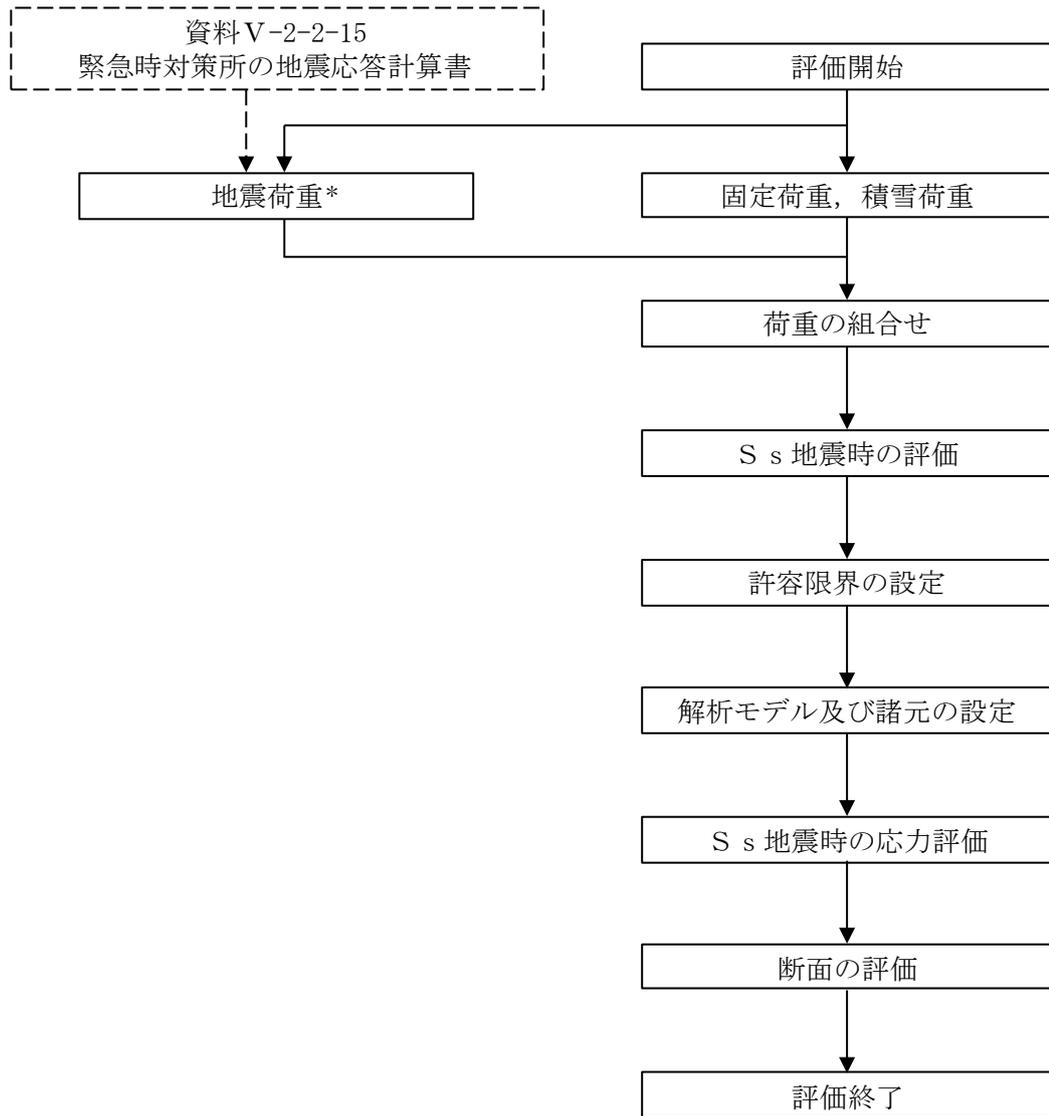
よって、建物・構築物の耐震評価において、設計用地震力に地盤剛性の不確かさを考慮する。

### 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荷重を用いた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の質点系モデルの応答値の算出にあたっては、基本ケースにおける建屋応答を確認したうえで、建屋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、質点系モデルによる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、 $S_s-1$ ～ $S_s-8$  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\* : 建屋剛性及び地盤剛性の不確かさを考慮する

図 3-1 建屋耐震性評価フロー (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質点系モデルの応答値の算出にあたり，建屋剛性（コンクリート強度）及び地盤のせん断波速度の不確かさを設定する。

建屋の地震応答解析モデルにおける建屋剛性の算定に用いるコンクリート実強度の評価は，基本ケースでは建設時コンクリートの 28 日強度の平均値に基づき設定する。ここでは，保守的に材齢 28 日以降の強度上昇を無視している。不確かさの検討にあたっては，データベースである 28 日強度の分布を考慮し，平均値に対して $\pm 1\sigma$ のばらつきを考慮する。更に，実強度値のマイナス側については，28 日強度の値として 95%信頼区間の下限値に相当する値（平均値 $-2\sigma$ ）を，プラス側については，実機の経年後のコア強度の平均値を考慮する。

表 3-1 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	実強度（28 日強度） 31.3N/mm <sup>2</sup>
不確かさ	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>+1\sigma</math> 34.3N/mm<sup>2</sup></li> <li>• <math>-1\sigma</math> 28.4N/mm<sup>2</sup></li> <li>• コア強度平均 49.0N/mm<sup>2</sup></li> <li>• <math>-2\sigma</math> 25.4N/mm<sup>2</sup></li> </ul>

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等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等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，初期せん断弾性係数及び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。

表 3-2 地盤剛性の不確かさ検討の考え方

地震応答解析モデル	初期せん断弾性係数，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 初期せん断弾性係数：埋戻土層（+54%） せん断波速度：古安田層（+11%），西山層（+11%）</li> <li>• -地盤 初期せん断弾性係数：埋戻土層（-35%） せん断波速度：古安田層（-11%），西山層（-11%）</li> </ul>

#### 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

##### 4.1 検討概要

建屋剛性（コンクリート強度）及び地盤剛性（地盤のせん断波速度等）の不確かさを考慮したケースの建屋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、コンクリート剛性を実強度（ $31.3\text{N/mm}^2$ ）、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する。

建物のコンクリート強度の不確かさのうち、 $\pm 1\sigma$  のケースと地盤剛性の不確かさについては、建屋-地盤連成モデルの剛性が最も硬い側（全体系の固有周期が短い側）及び最も柔らかい側（全体系の固有周期が長い側）の組合せで検討を行う。

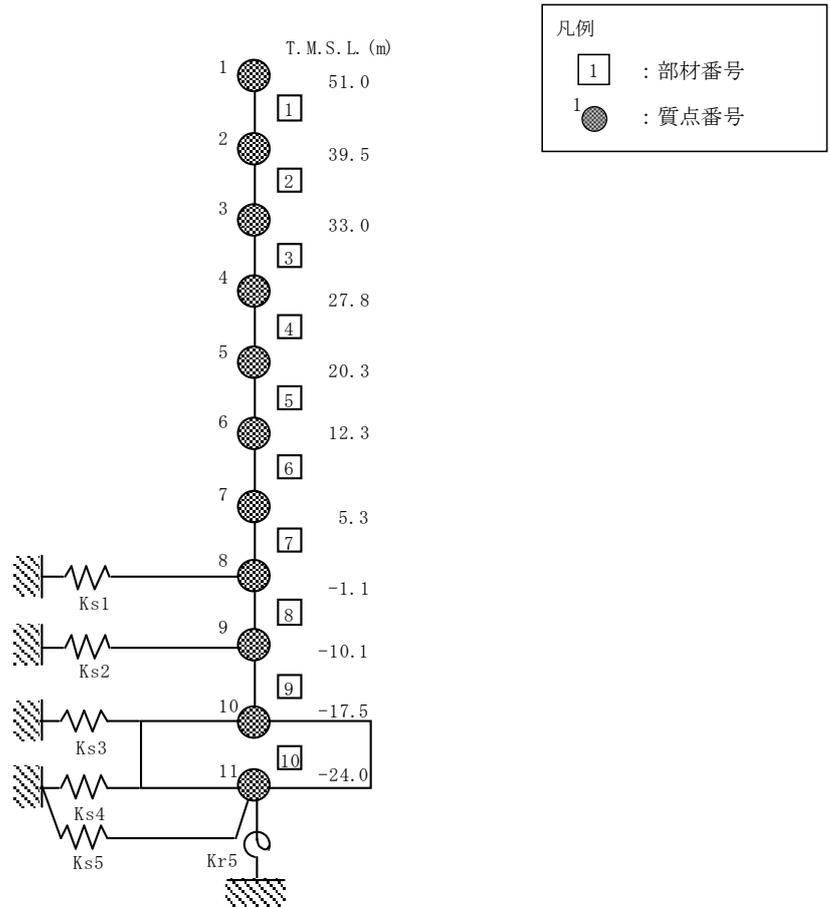
表 4-1 中の塗りつぶし部分は、基本ケースとの差異を示す。

検討ケースのうち、コンクリート剛性を $\pm 1\sigma$ より大きく変動させたケース4（コア平均  $49.0\text{N/mm}^2$ ）及びケース5（実強度 $-2\sigma$ ）においては、地盤剛性は標準地盤とする。

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。

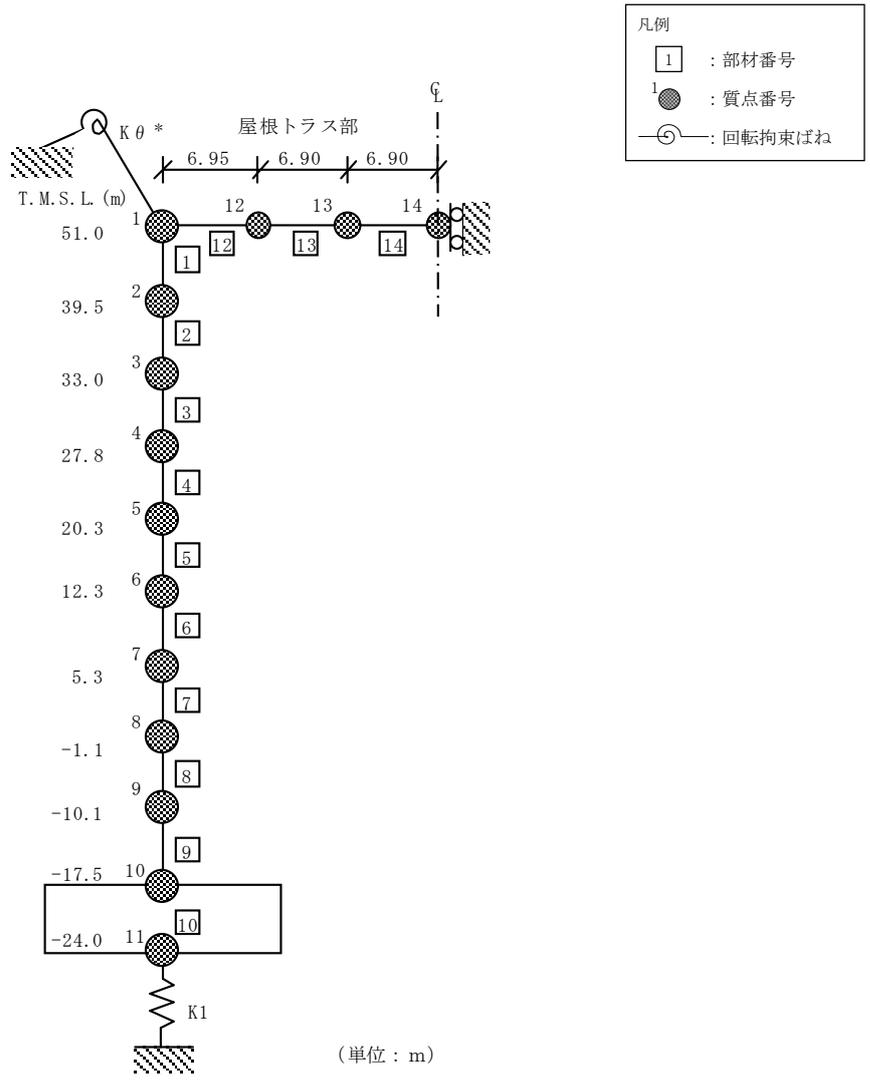
表 4-1 検討ケース

検討ケース	コンクリート剛性	地盤剛性	備考
①ケース 1 (工認モデル)	実強度 ( $31.3\text{N/mm}^2$ )	標準地盤	基本ケース
②ケース 2 (建屋剛性 $+\sigma$ , 地盤剛性 $+\sigma$ )	実強度 $+\sigma$ ( $34.3\text{N/mm}^2$ )	標準地盤 $+\sigma$ (初期せん断弾性係数：埋戻土+54% , せん断波速度： 古安田層+11% , 西山層+11%)	
③ケース 3 (建屋剛性 $-\sigma$ , 地盤剛性 $-\sigma$ )	実強度 $-\sigma$ ( $28.4\text{N/mm}^2$ )	標準地盤 $-\sigma$ (初期せん断弾性係数：埋戻土-35% , せん断波速度： 古安田層-11% , 西山層-11%)	
④ケース 4 (建屋剛性コア平均)	実強度 (コア平均) ( $49.0\text{N/mm}^2$ )	標準地盤	
⑤ケース 5 (建屋剛性 $-2\sigma$ )	実強度 $-2\sigma$ ( $25.4\text{N/mm}^2$ )	標準地盤	



注：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という。）

図 4-1 5号機原子炉建屋の地震応答解析モデル（水平方向）



注記\* : 屋根トラス端部回転拘束ばね

図 4-2 5号機原子炉建屋の地震応答解析モデル (鉛直方向)

## 4.2 不確かさの影響検討

### 4.2.1 建屋剛性及び地盤剛性の変動による影響

#### (1) 影響検討方針

表 4-1 に示した検討ケースのうち，建屋剛性及び地盤剛性を変動させたケース（ケース 2 及びケース 3）の固有値解析及び地震応答解析を実施し，基本ケース（ケース 1）の結果と比較する。入力地震動は  $S_s-1$  とする。建屋剛性は，基本ケース（実強度  $31.3\text{N/mm}^2$ ）に対して  $\pm 1\sigma$  の変動を，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

建屋剛性及び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，刺激関数図を図 4-3～図 4-8 に示す。表，図中では基本ケースをケース 1，建屋剛性  $+\sigma$  地盤剛性  $+\sigma$  としたケースをケース 2，建屋剛性  $-\sigma$  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建屋剛性及び地盤剛性を変動させたモデルの固有振動数の変動幅は， $-12\% \sim +12\%$ 程度である。

表 4-2 固有値解析結果（ケース 1～3, Ss-1）

（単位：Hz）

次数	NS方向			EW方向			鉛直方向		
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
1	1.95	2.16 (1.11)	1.73 (0.89)	1.95	2.16 (1.11)	1.73 (0.89)	3.01	3.30 (1.10)	2.69 (0.90)
2	3.98	4.44 (1.12)	3.52 (0.88)	3.99	4.45 (1.12)	3.52 (0.88)	3.49	3.52 (1.01)	3.47 (0.99)
3	9.89	10.15 (1.03)	9.62 (0.97)	10.03	10.30 (1.03)	9.75 (0.97)	12.29	12.30 (1.00)	12.29 (1.00)
4	11.55	11.75 (1.02)	11.33 (0.98)	11.94	12.16 (1.02)	11.71 (0.98)	17.01	17.05 (1.00)	16.88 (0.99)
5	14.58	14.85 (1.02)	14.29 (0.98)	15.19	15.46 (1.02)	14.90 (0.98)	17.42	17.68 (1.01)	17.23 (0.99)
6	17.91	18.26 (1.02)	17.55 (0.98)	17.95	18.29 (1.02)	17.58 (0.98)	31.45	31.90 (1.01)	30.93 (0.98)
7	22.56	22.89 (1.01)	22.18 (0.98)	23.17	23.51 (1.01)	22.78 (0.98)	37.96	38.50 (1.01)	37.34 (0.98)
8	26.59	26.99 (1.02)	26.14 (0.98)	26.97	27.38 (1.02)	26.50 (0.98)	52.80	53.55 (1.01)	51.94 (0.98)

注：（ ）内は，ケース 1 に対する比率を示す。

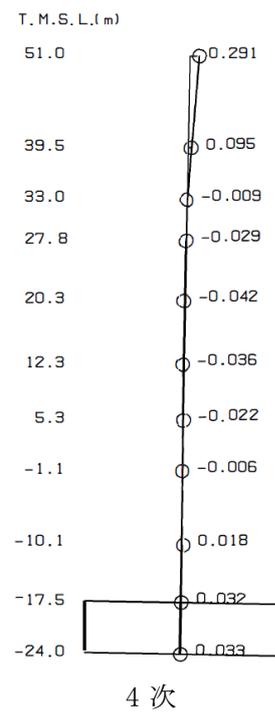
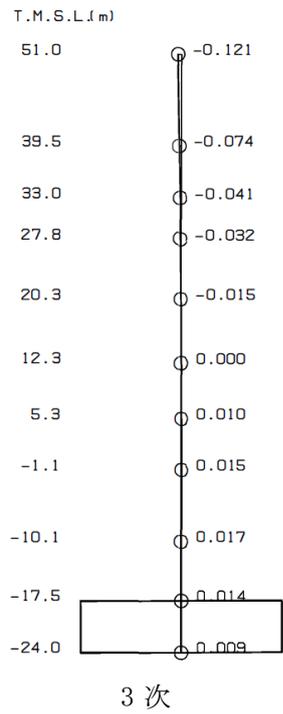
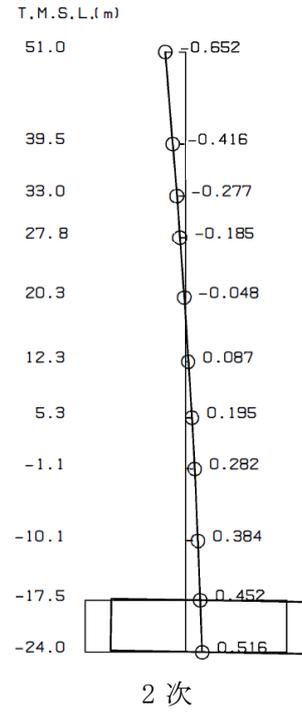
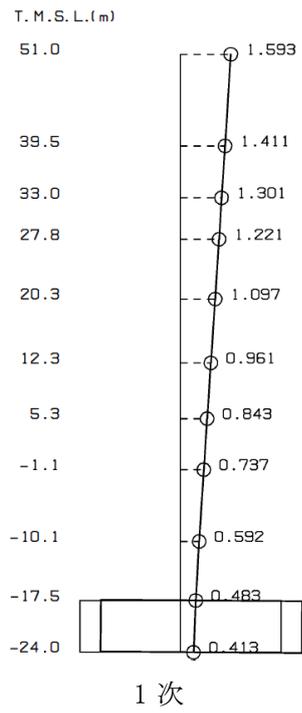


図 4-3 刺激関数図 (ケース 2)  
(NS 方向, Ss-1) (1/2)

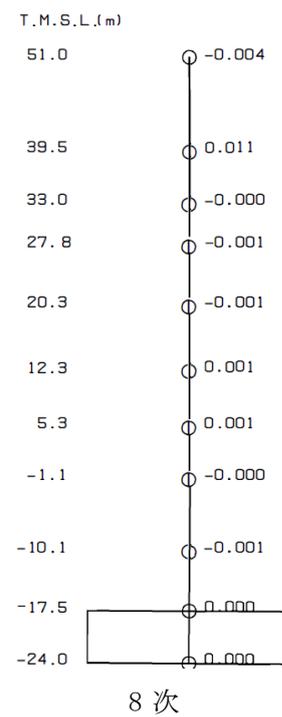
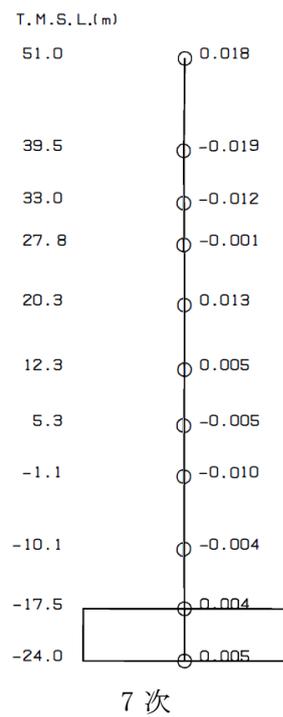
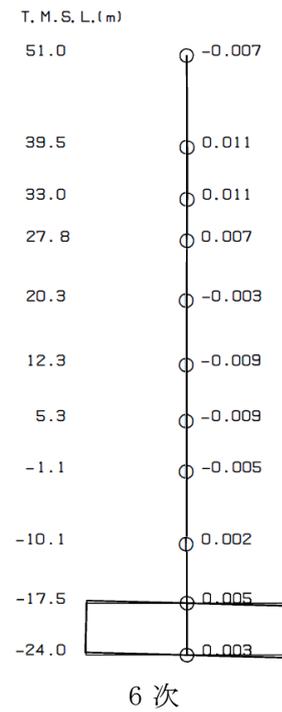
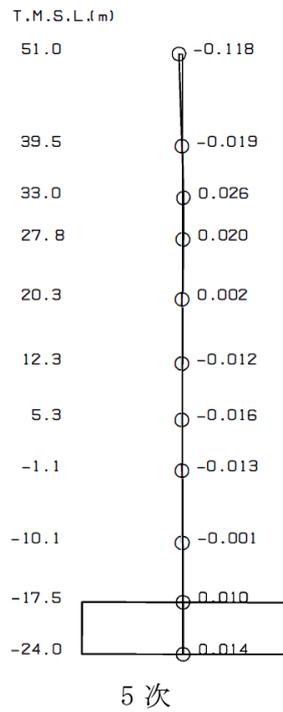


図4-3 刺激関数図 (ケース2)  
(NS方向, Ss-1) (2/2)

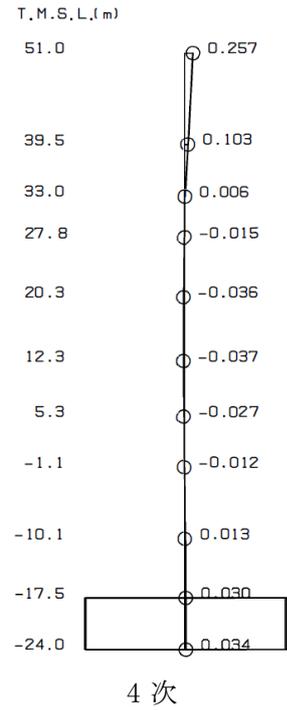
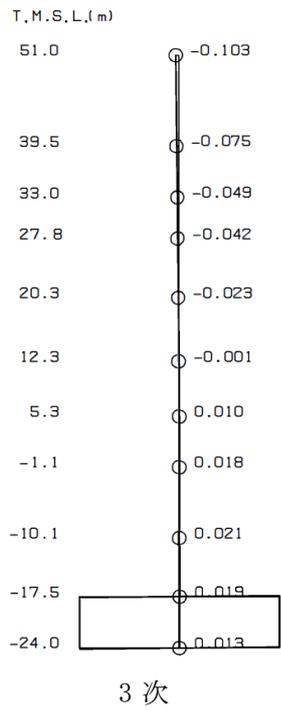
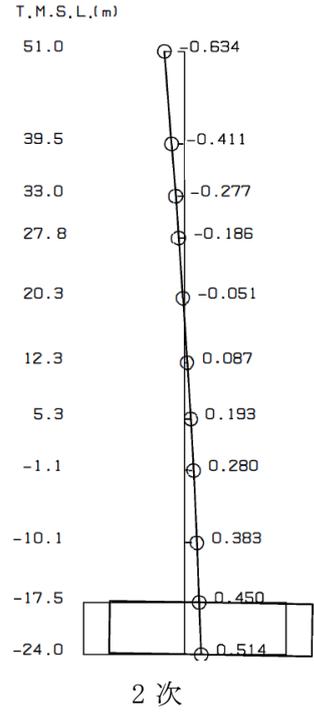
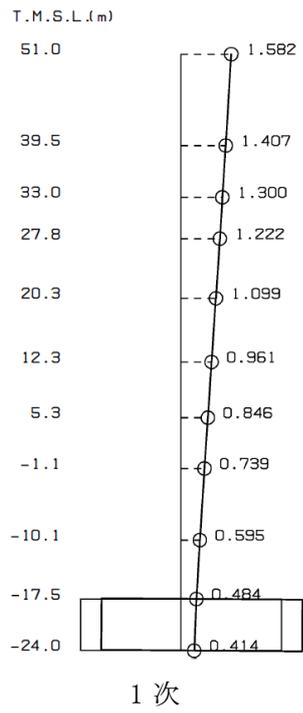


図4-4 刺激関数図 (ケース2)  
(EW方向, Ss-1) (1/2)

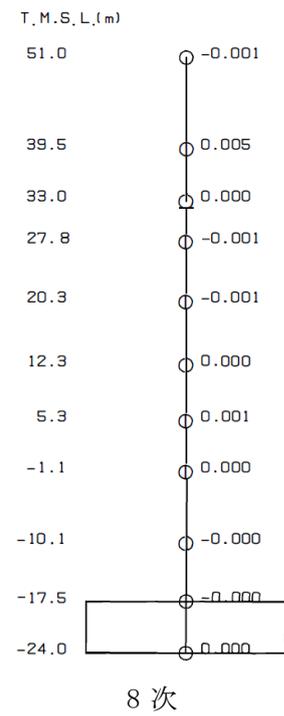
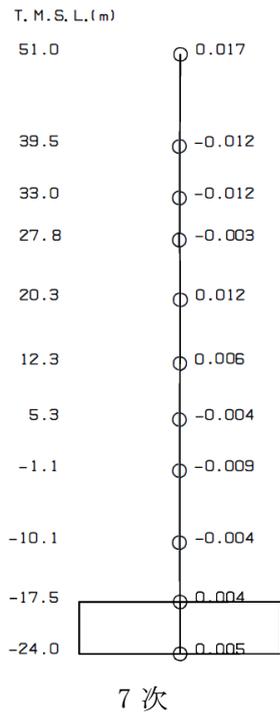
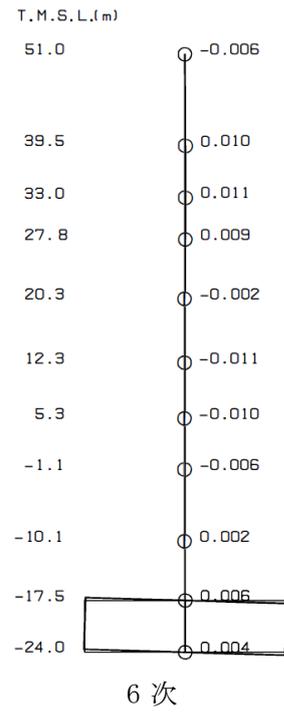
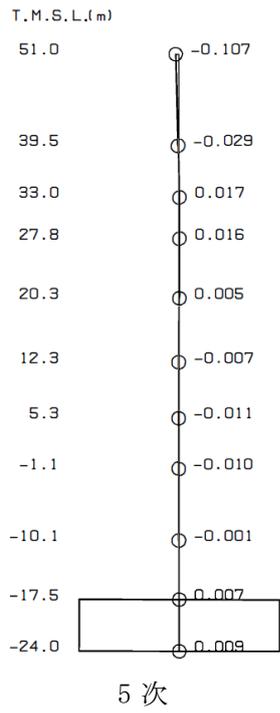
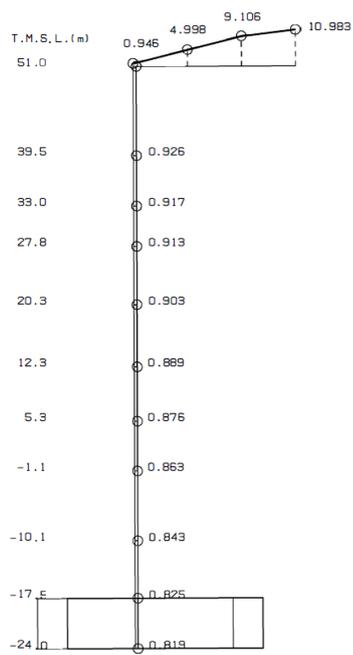
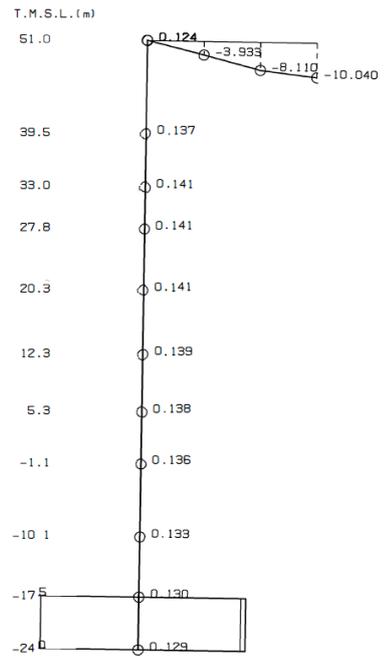


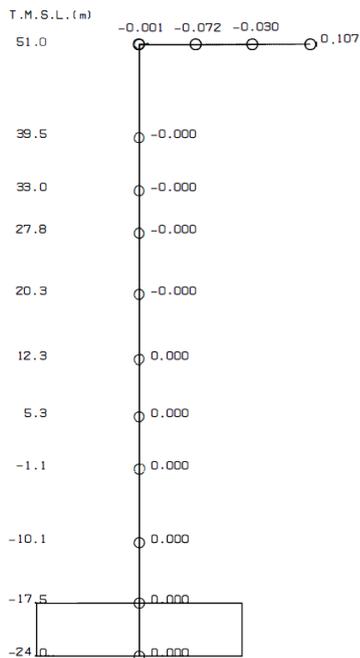
図 4-4 刺激関数図 (ケース 2)  
(EW 方向, Ss-1) (2/2)



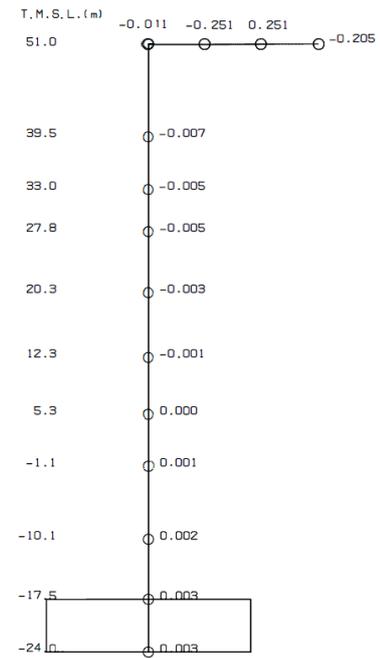
1 次



2 次

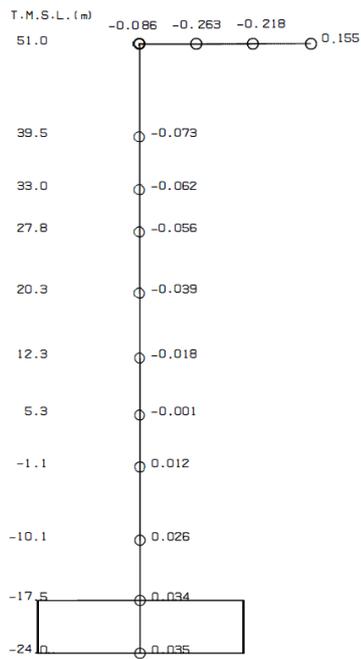


3 次

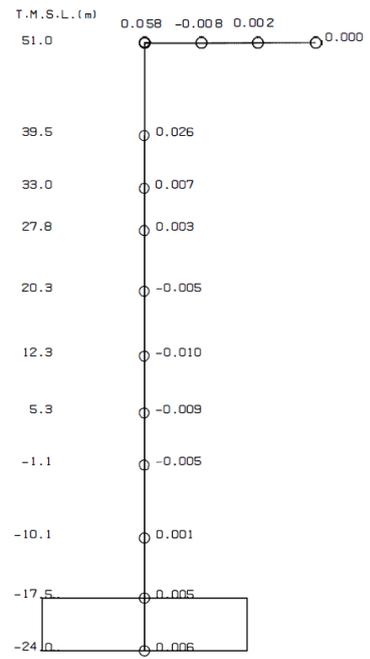


4 次

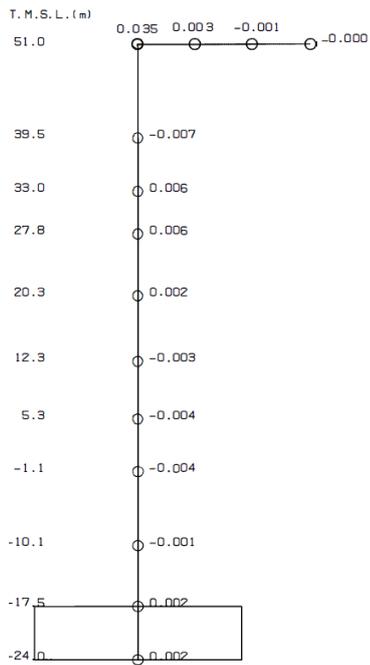
図 4-5 刺激関数図 (ケース 2)  
(鉛直方向, Ss-1) (1/2)



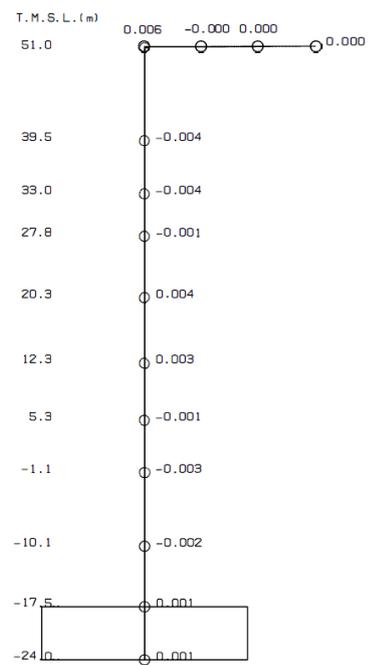
5次



6次

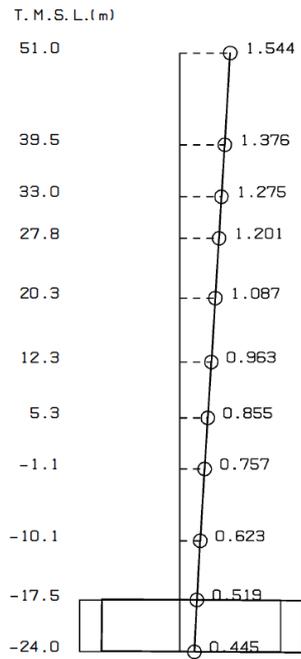


7次

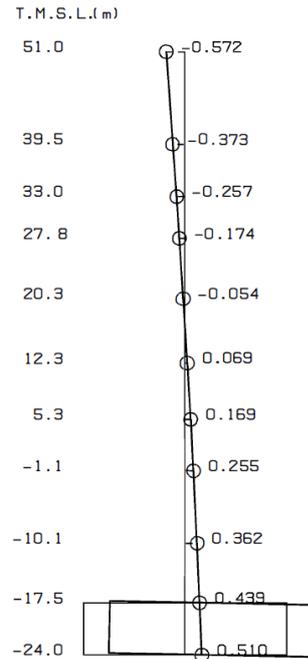


8次

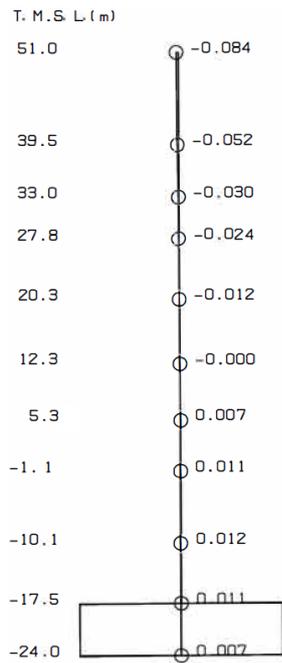
図4-5 刺激関数図 (ケース2)  
(鉛直方向, Ss-1) (2/2)



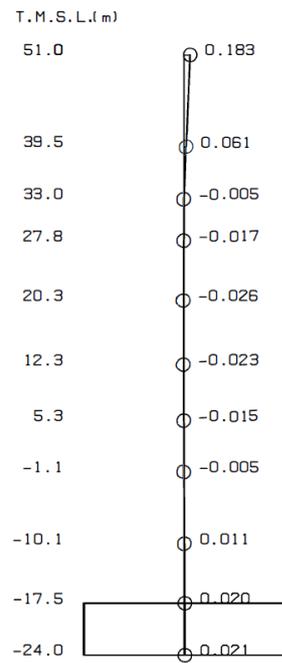
1 次



2 次



3 次



4 次

図 4-6 刺激関数図 (ケース 3)  
(NS 方向, Ss-1) (1/2)

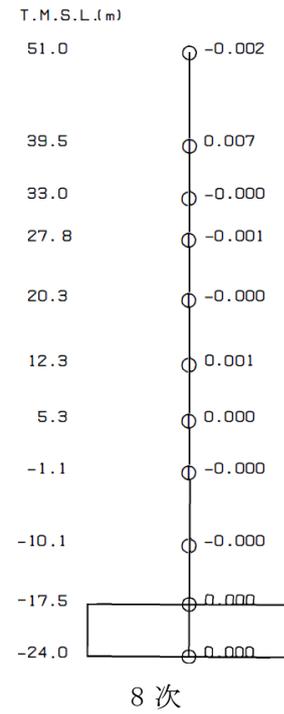
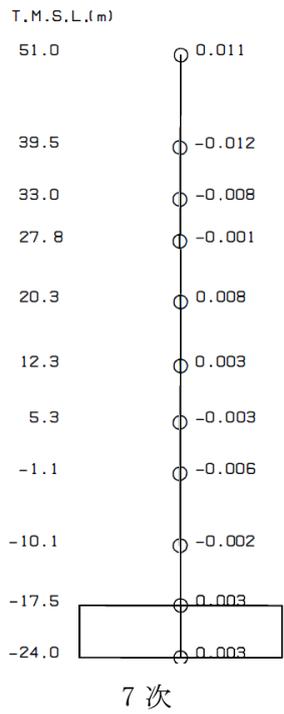
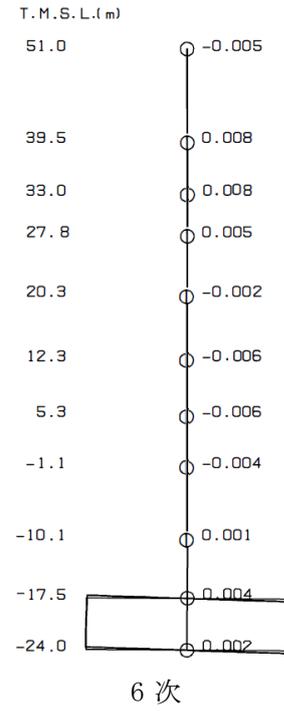
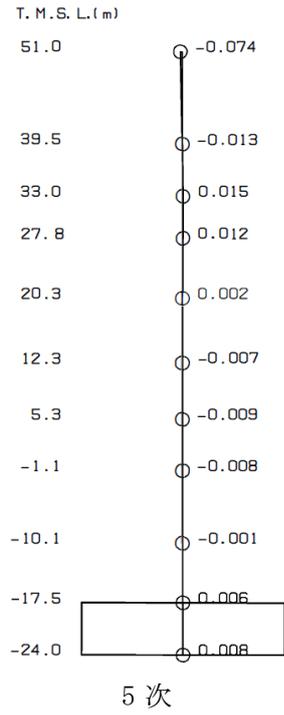


図4-6 刺激関数図 (ケース3)  
(NS方向, Ss-1) (2/2)

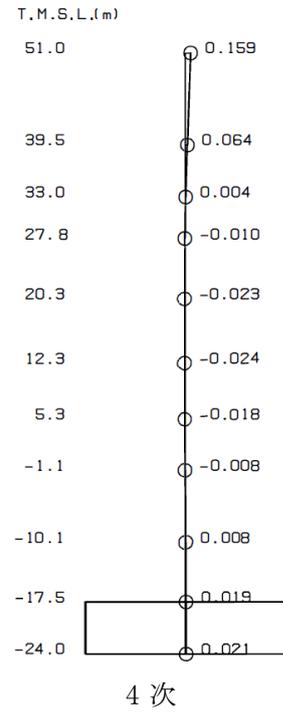
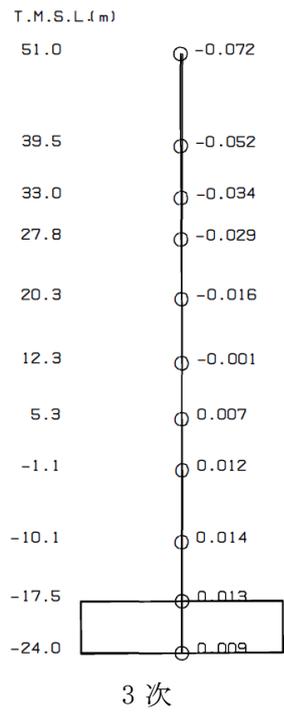
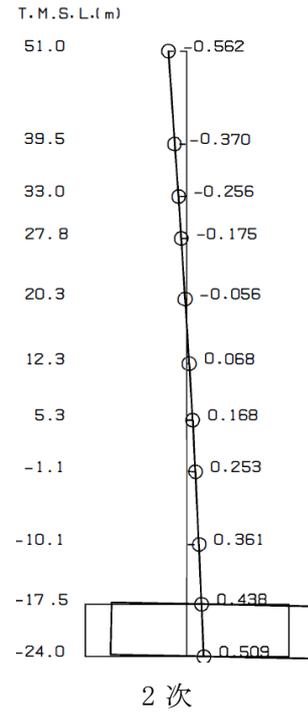
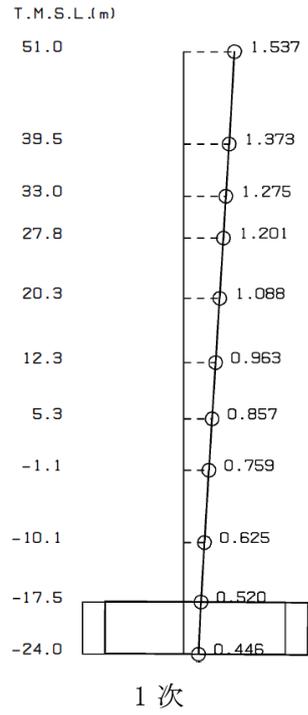


図 4-7 刺激関数図 (ケース 3)  
(EW 方向, Ss-1) (1/2)

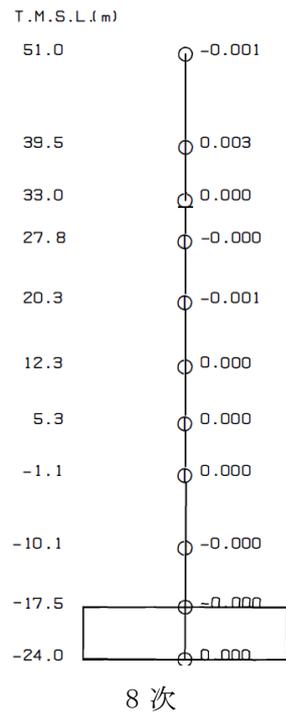
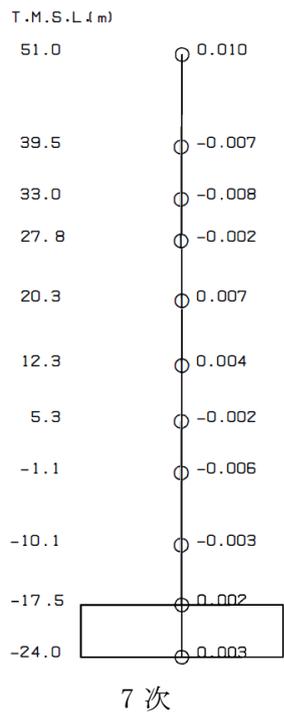
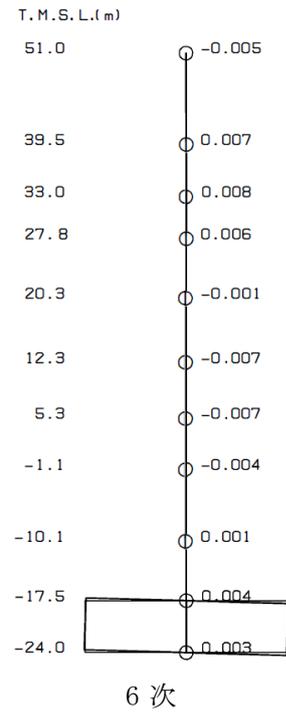
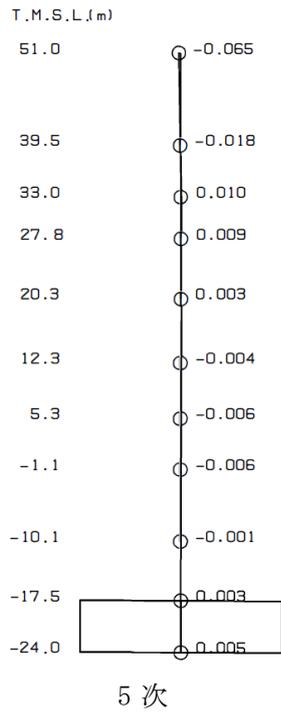
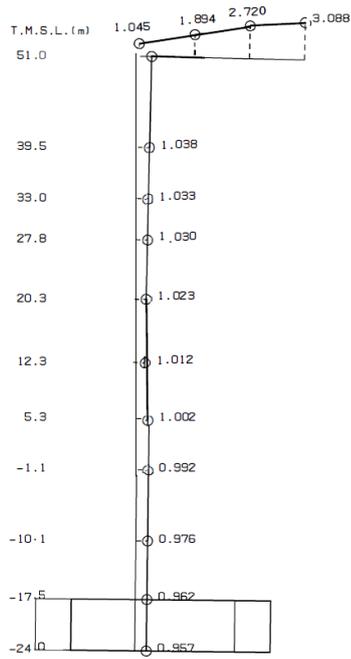
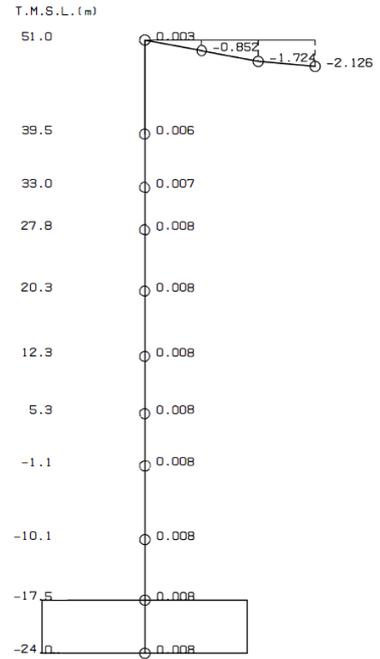


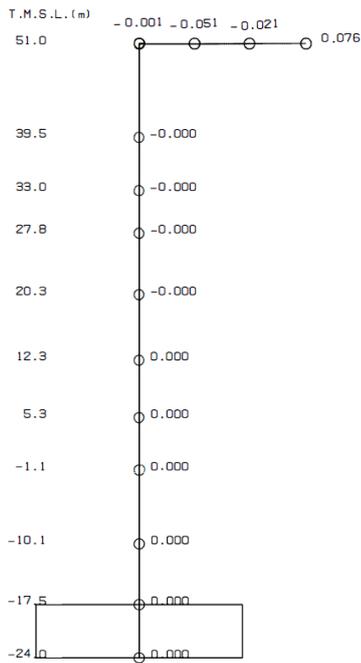
図 4-7 刺激関数図 (ケース 3)  
(EW 方向, Ss-1) (2/2)



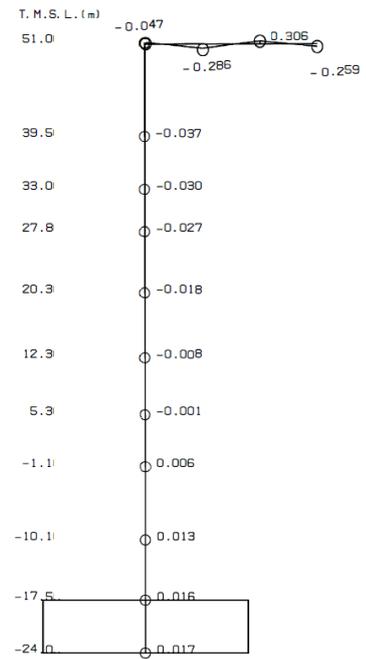
1 次



2 次



3 次



4 次

図 4-8 刺激関数図 (ケース 3)  
(鉛直方向, Ss-1) (1/2)

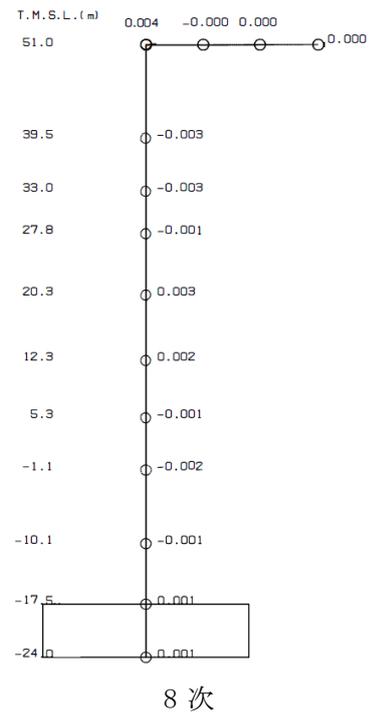
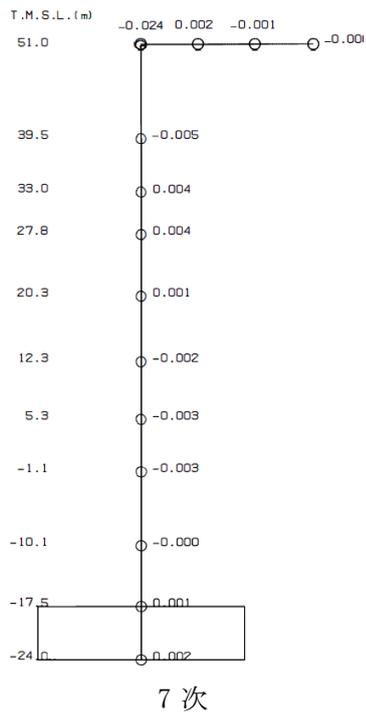
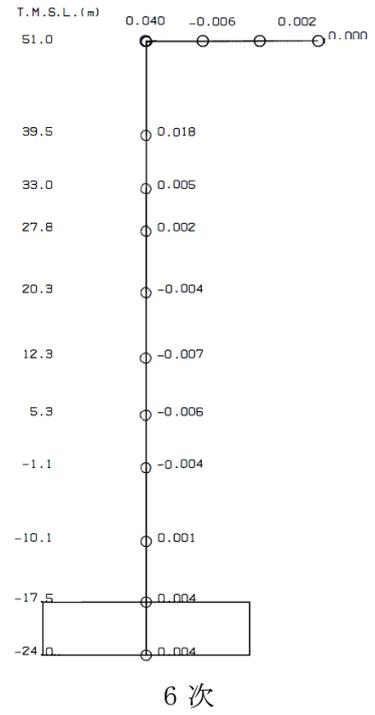
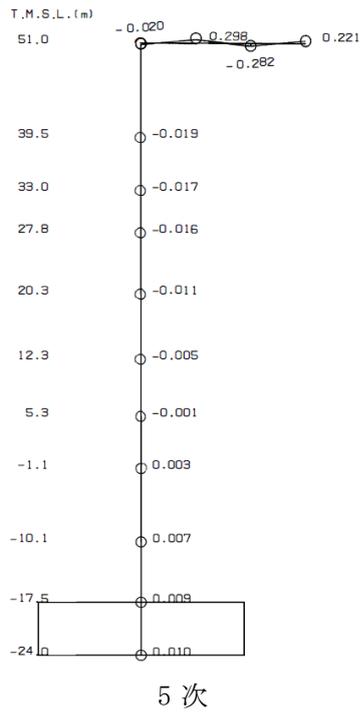


図 4-8 刺激関数図 (ケース 3)  
(鉛直方向, Ss-1) (2/2)

(3) 地震応答解析結果

建屋剛性及び地盤剛性を変動させた地震応答解析モデルによる地震応答解析結果を基本ケースの結果と比較した。入力地震動は Ss-1 とする。最大応答値の比較を図 4-9～図 4-21 に、接地率を表 4-3～表 4-5 に示す。

水平方向について、ケース 1～3 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，最大せん断ひずみはおおむね同等である。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 の最大応答加速度，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，建屋剛性及び地盤剛性が大きくなる側に変動する場合は，モデル剛性の増加に伴い変位は小さくなり，小さくなる側に変動する場合は，モデル剛性の減少に伴い変位は大きくなったと考えられる。

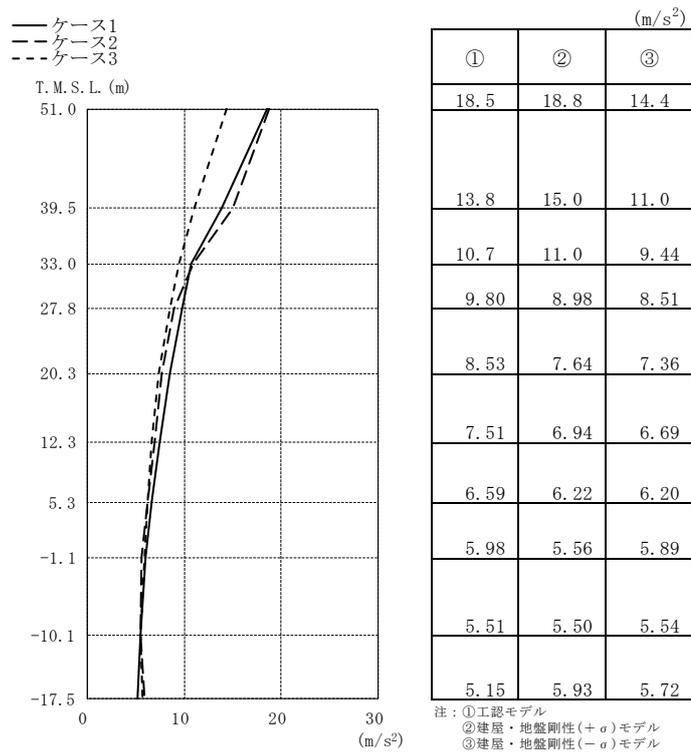


図 4-9 最大応答加速度 (Ss-1, NS 方向)

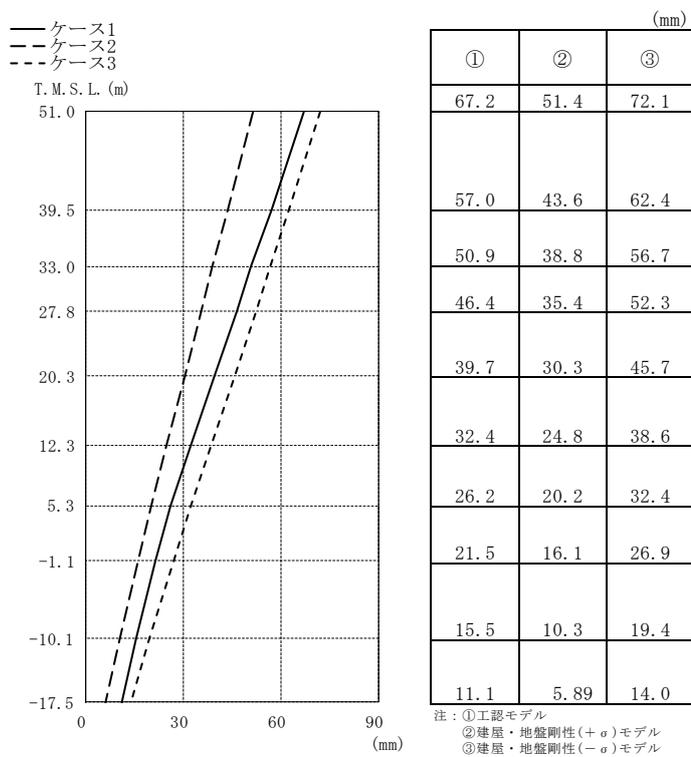


図 4-10 最大応答変位 (Ss-1, NS 方向)

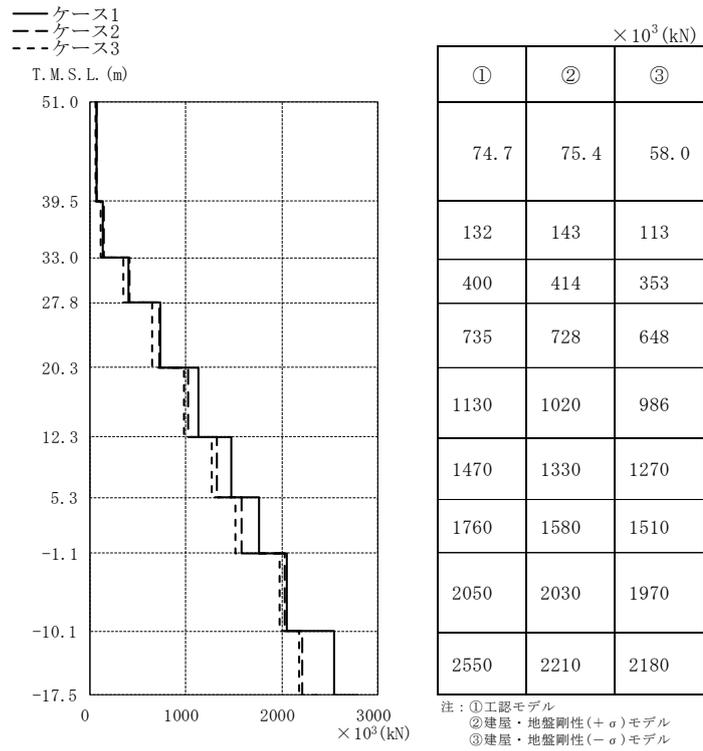


図 4-11 最大応答せん断力 (Ss-1, NS 方向)

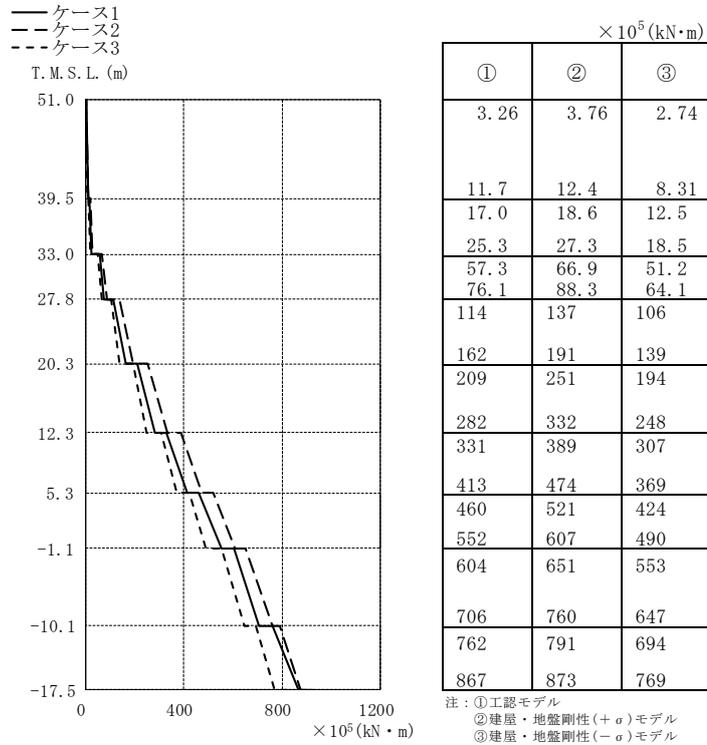


図 4-12 最大応答曲げモーメント (Ss-1, NS 方向)

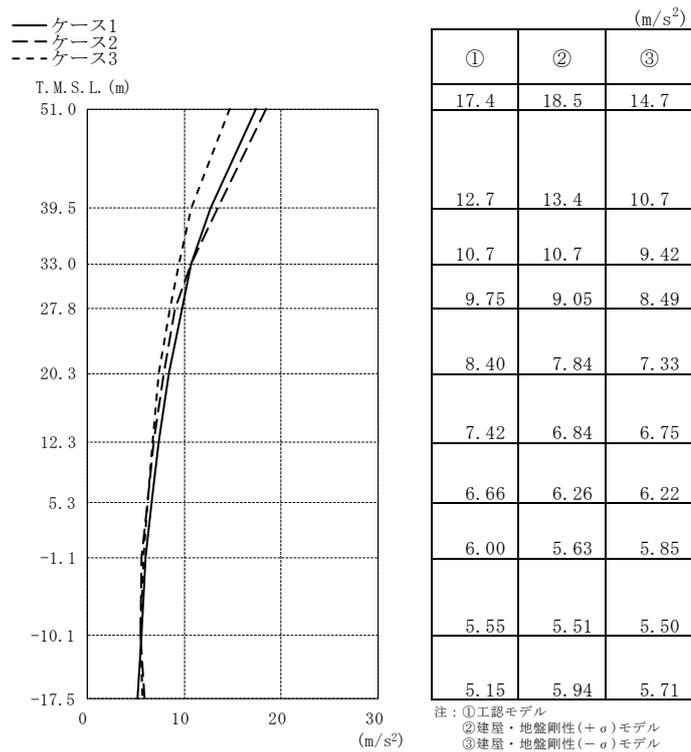


図 4-13 最大応答加速度 (Ss-1, EW 方向)

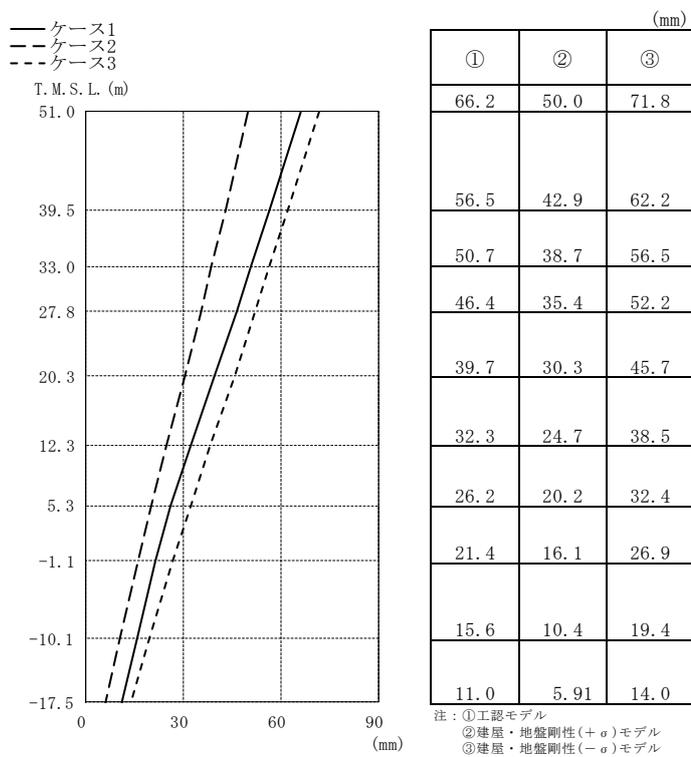


図 4-14 最大応答変位 (Ss-1, EW 方向)

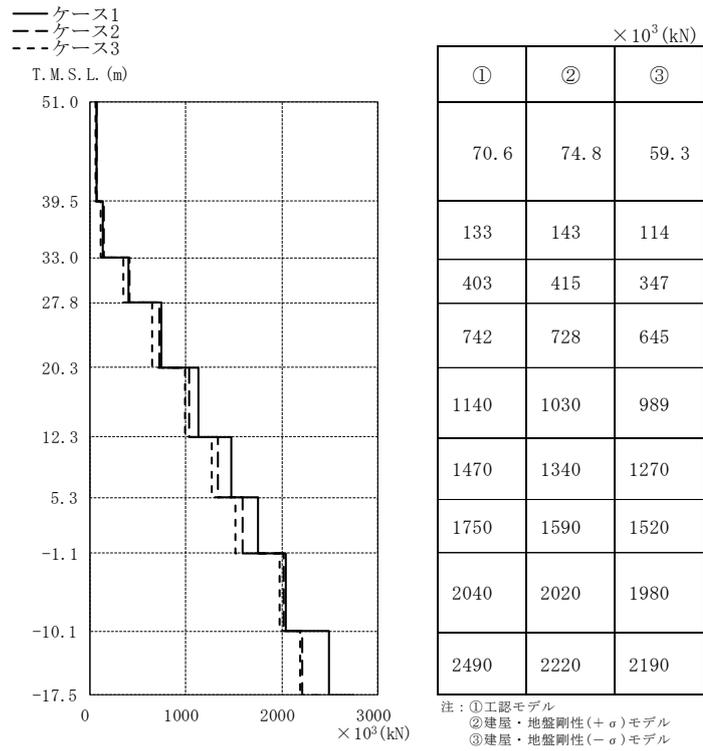


図 4-15 最大応答せん断力 (Ss-1, EW 方向)

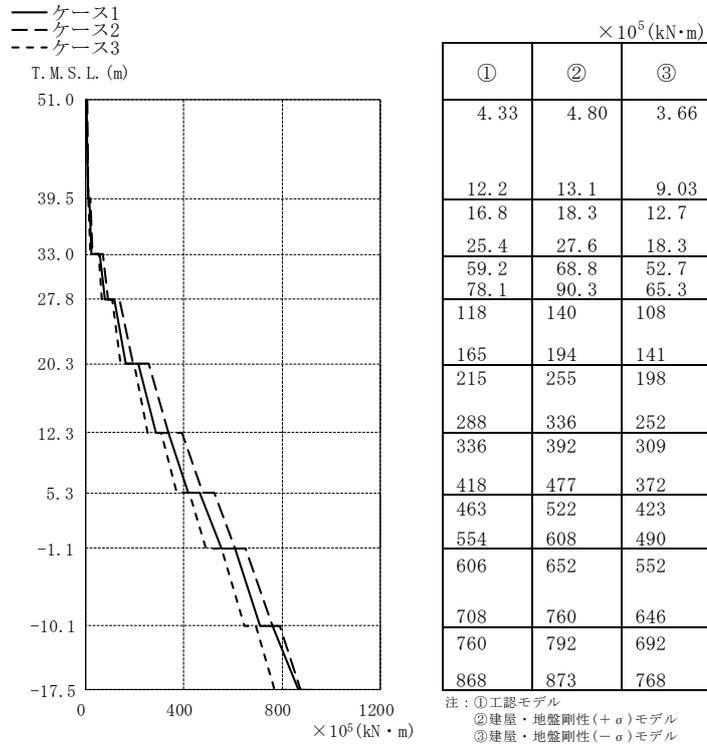


図 4-16 最大応答曲げモーメント (Ss-1, EW 方向)

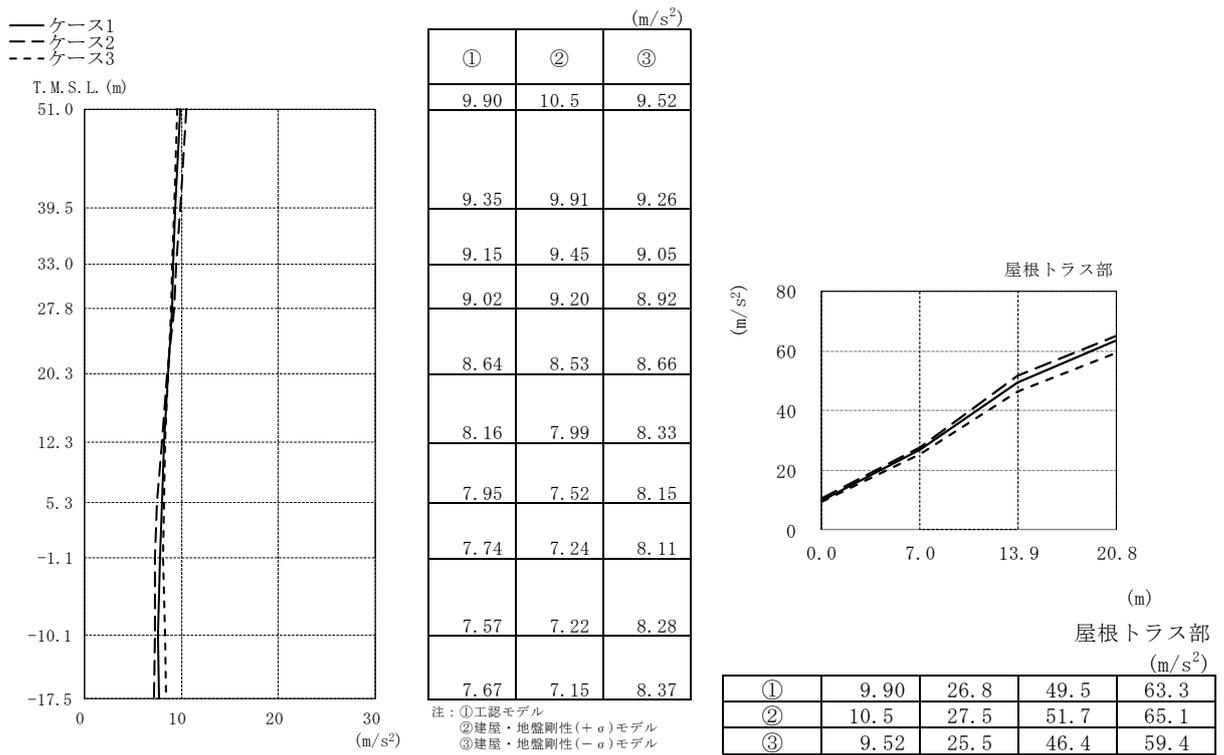


図 4-17 最大応答加速度 (Ss-1, 鉛直方向)

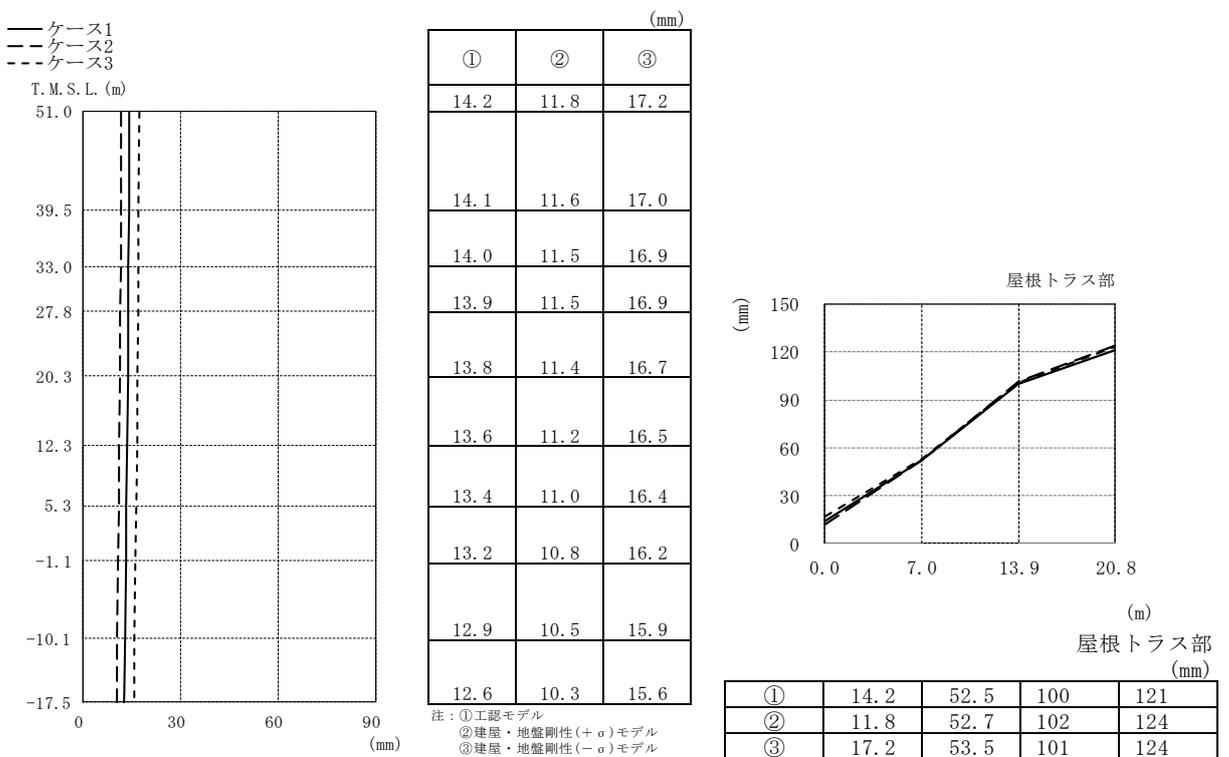


図 4-18 最大応答変位 (Ss-1, 鉛直方向)

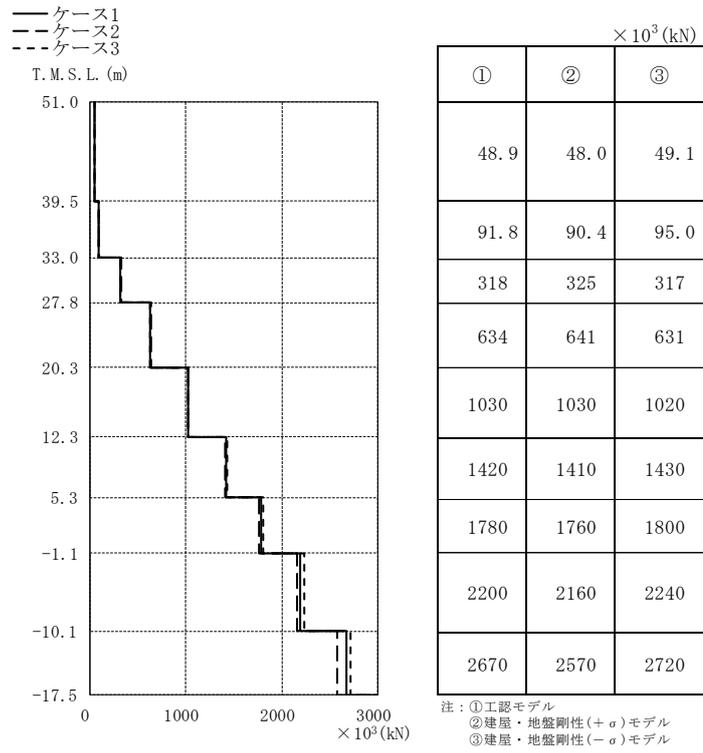


図 4-19 最大応答軸力 (Ss-1, 鉛直方向)

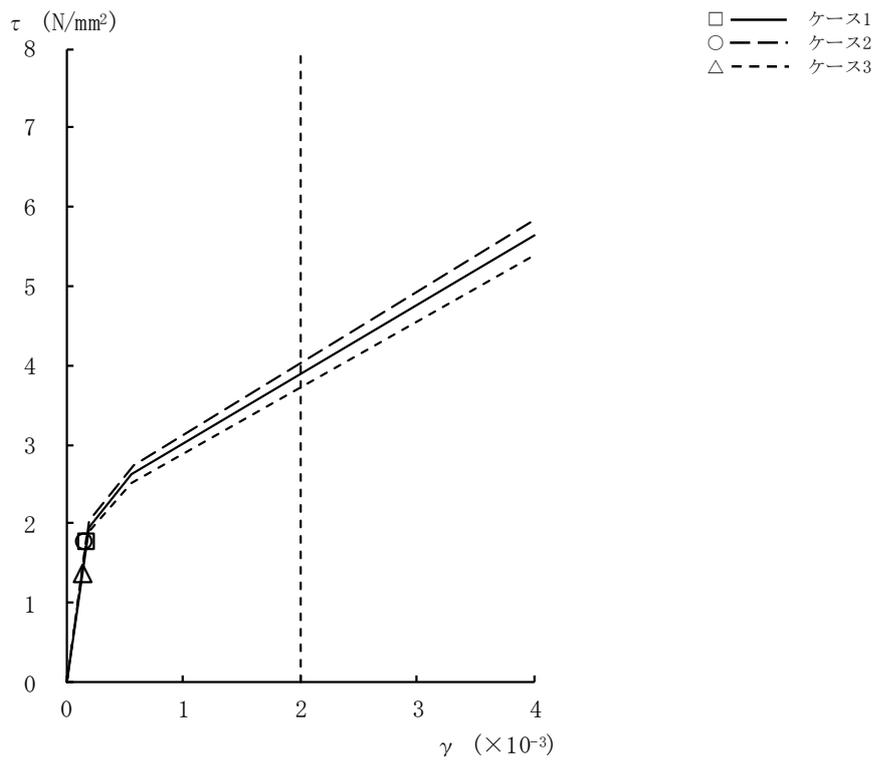


図4-20  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, CRF) (1/9)

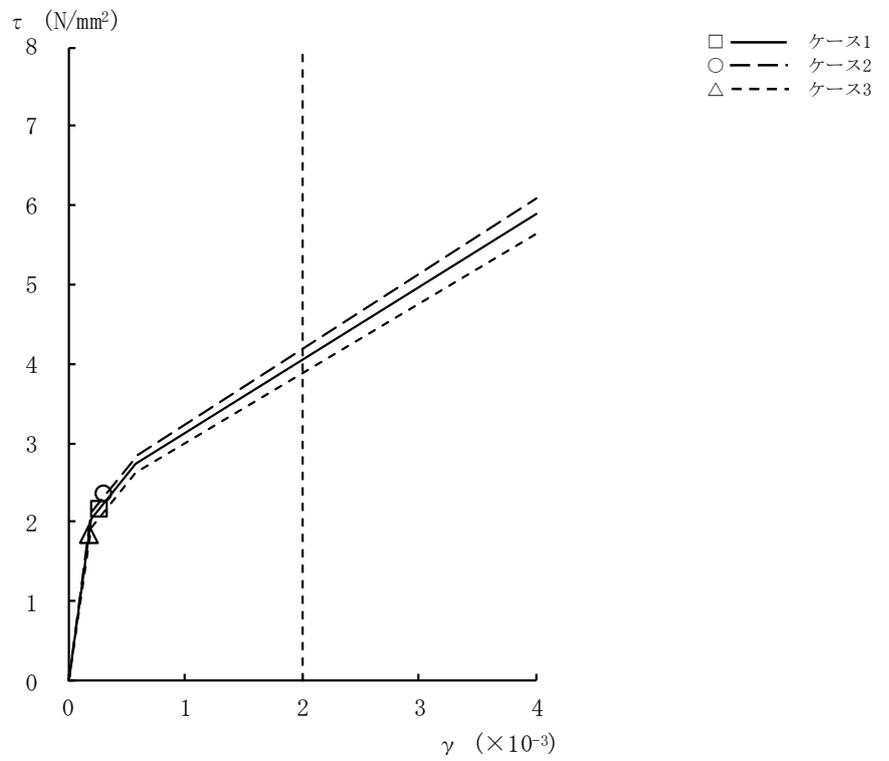


図4-20  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, 4F) (2/9)

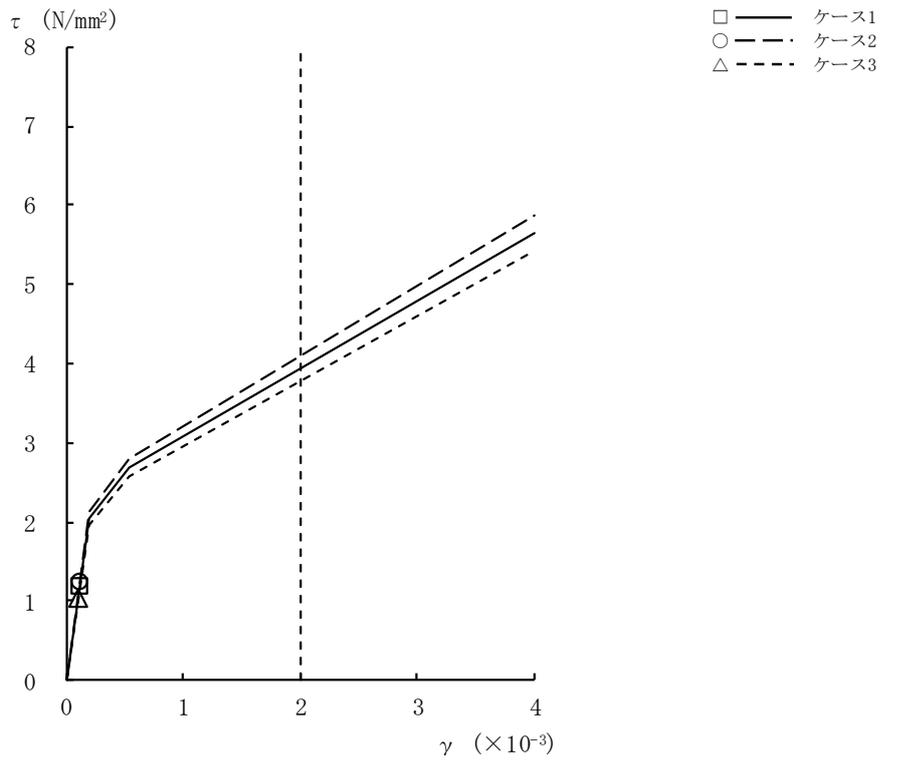


図4-20  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, 3F) (3/9)

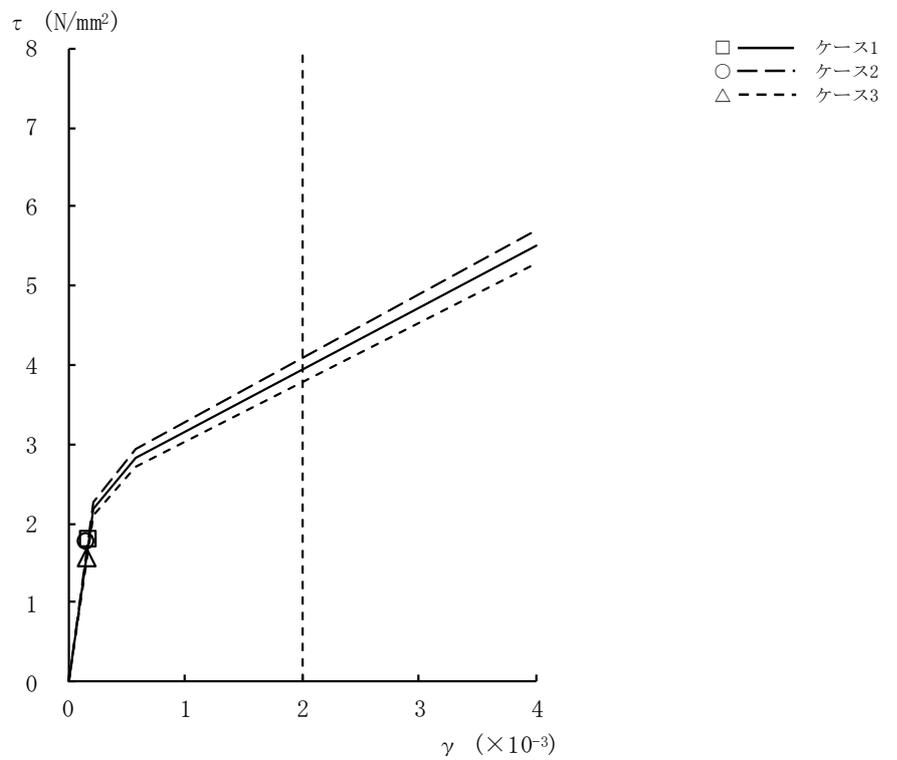


図4-20  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, 2F) (4/9)

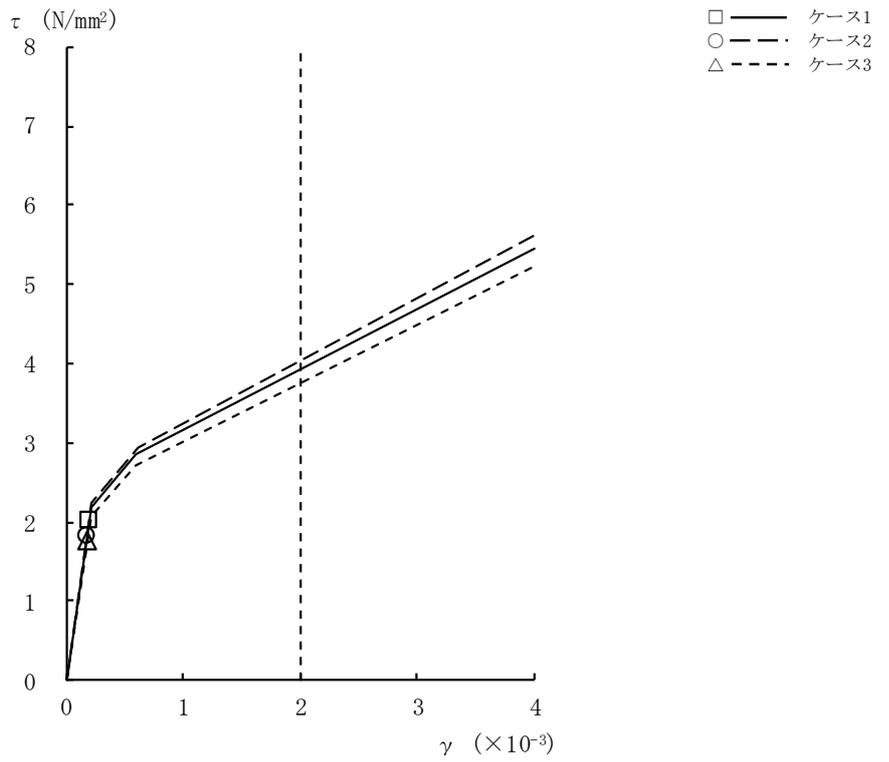


図4-20  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, 1F) (5/9)

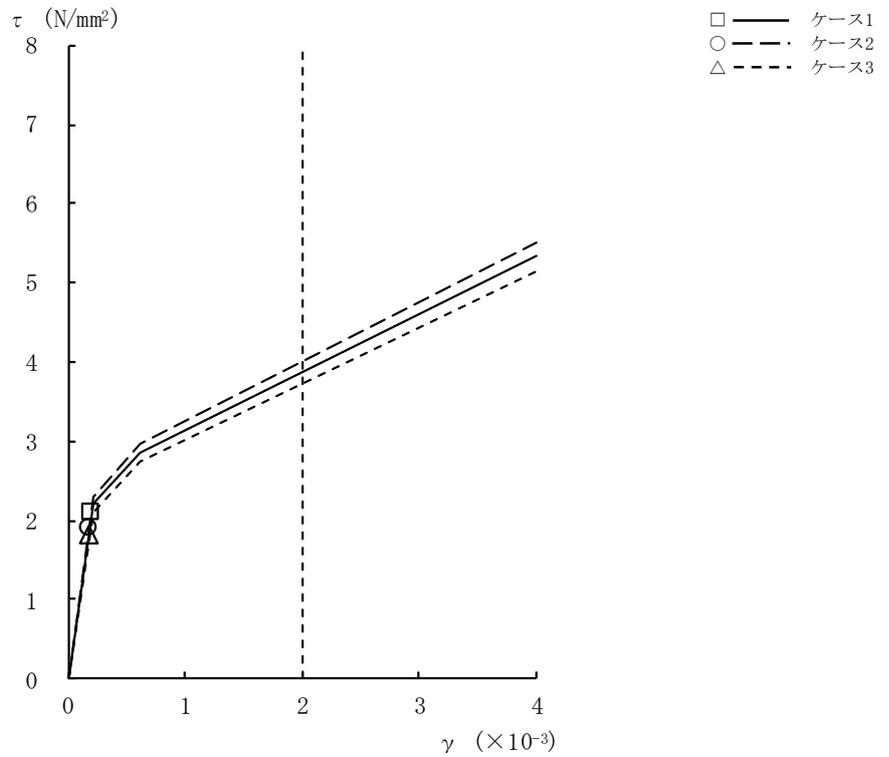


図4-20  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, B1F) (6/9)

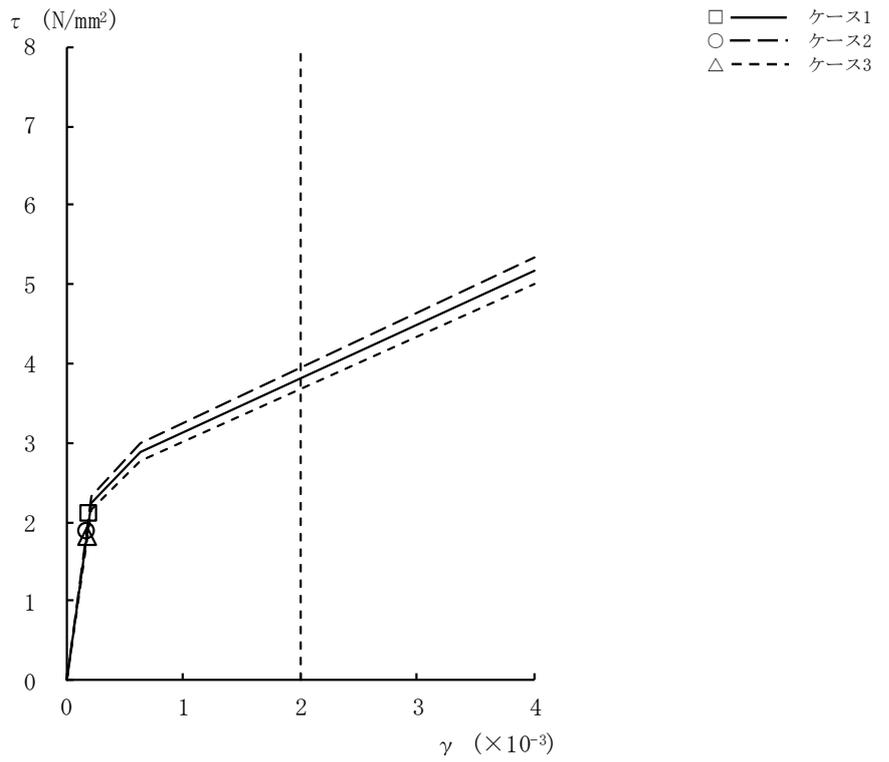


図4-20  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, B2F) (7/9)

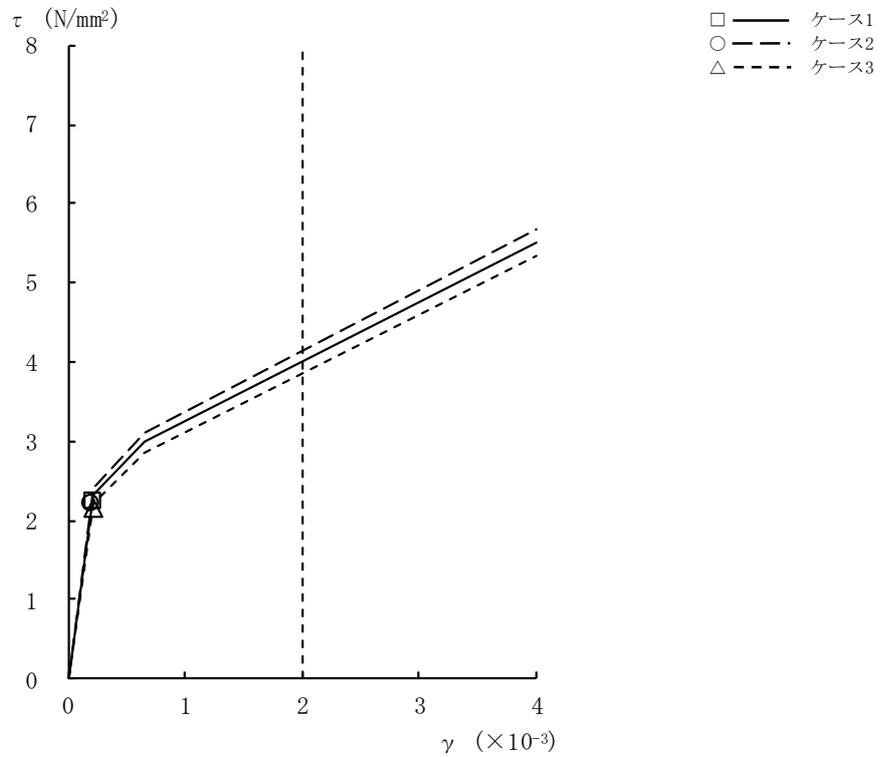


図4-20  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, B3F) (8/9)

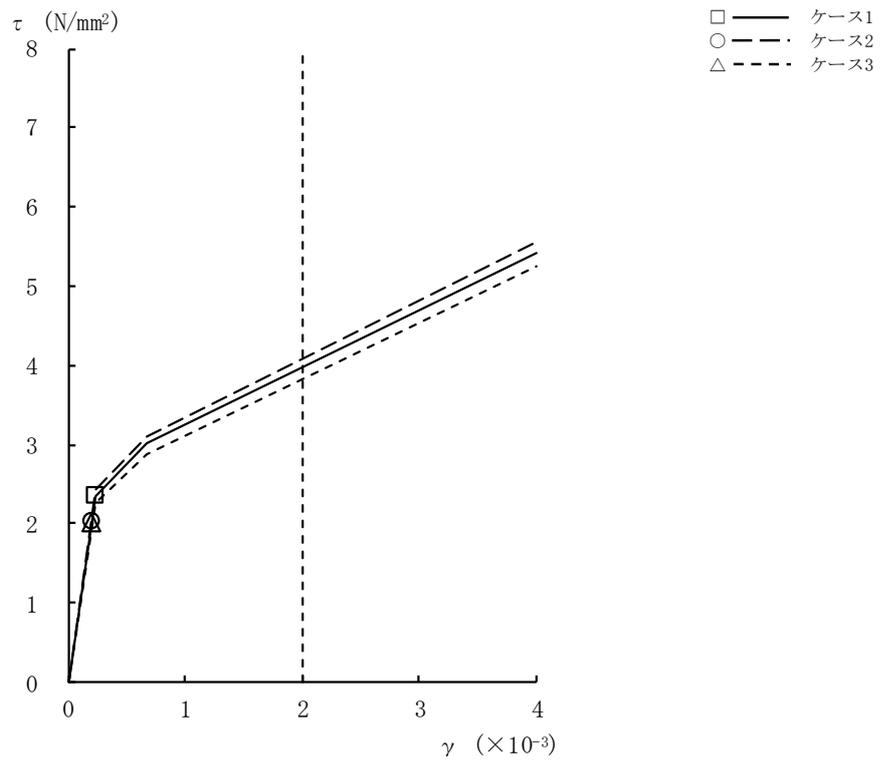


図4-20  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, B4F) (9/9)

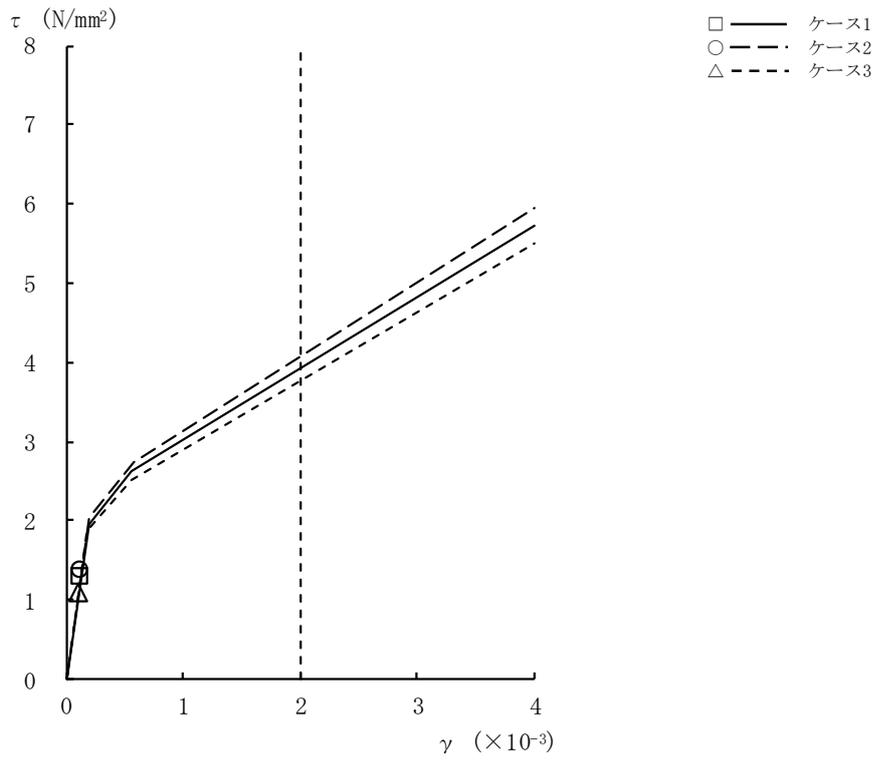


図4-21  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, CRF) (1/9)

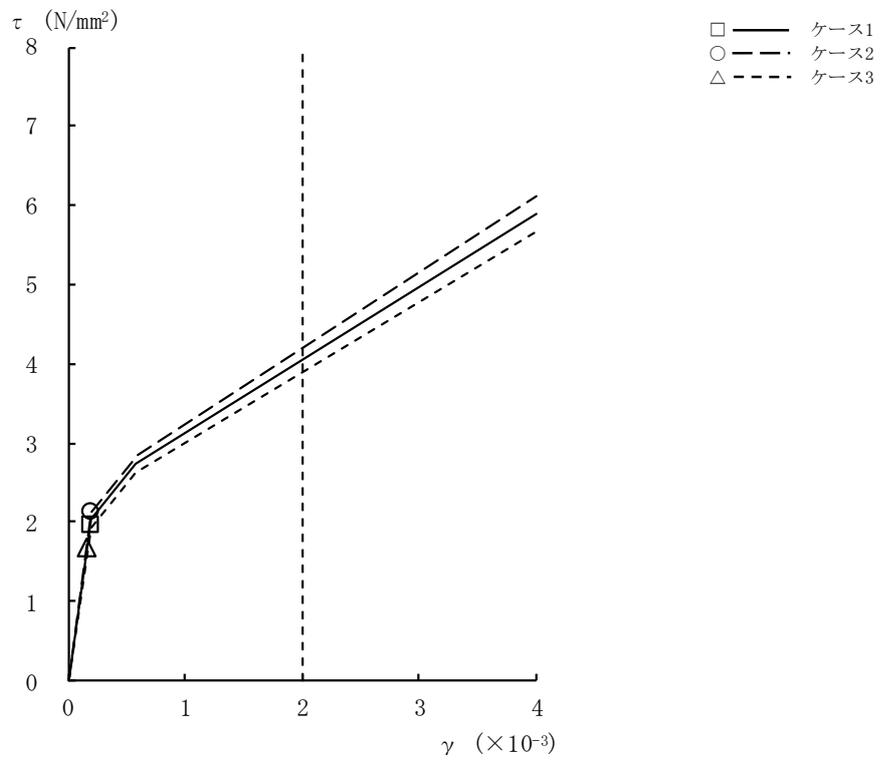


図4-21  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, 4F) (2/9)

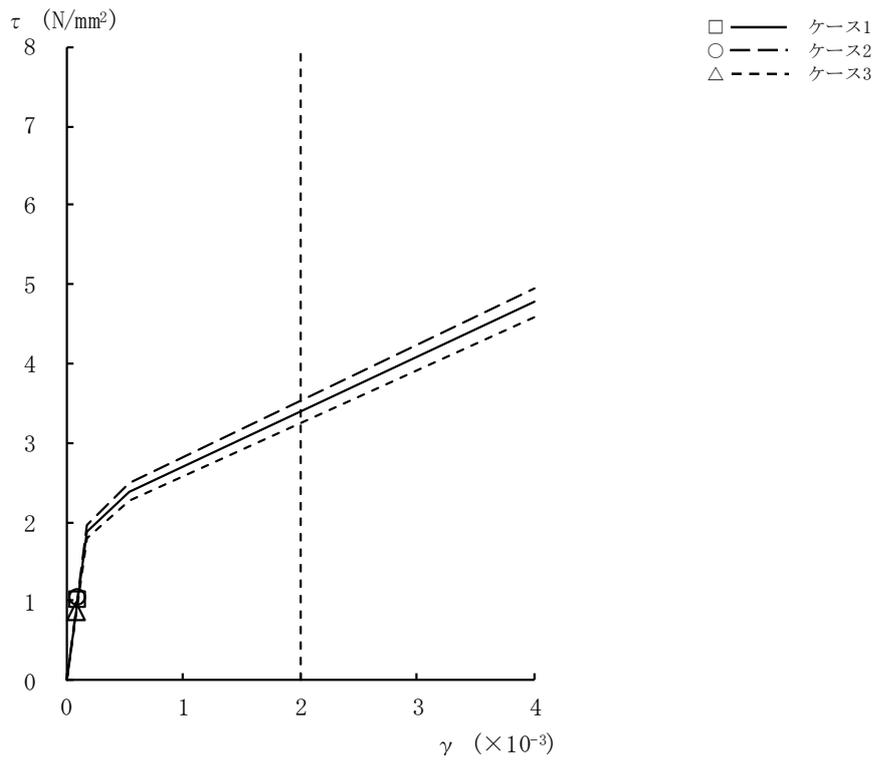


図4-21  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, 3F) (3/9)

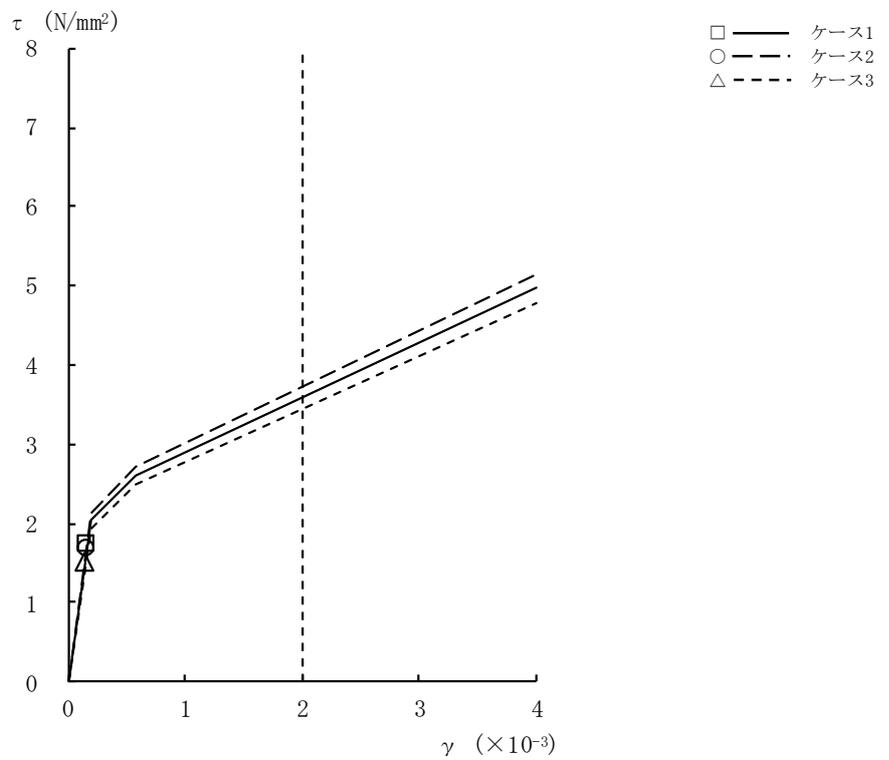


図4-21  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, 2F) (4/9)

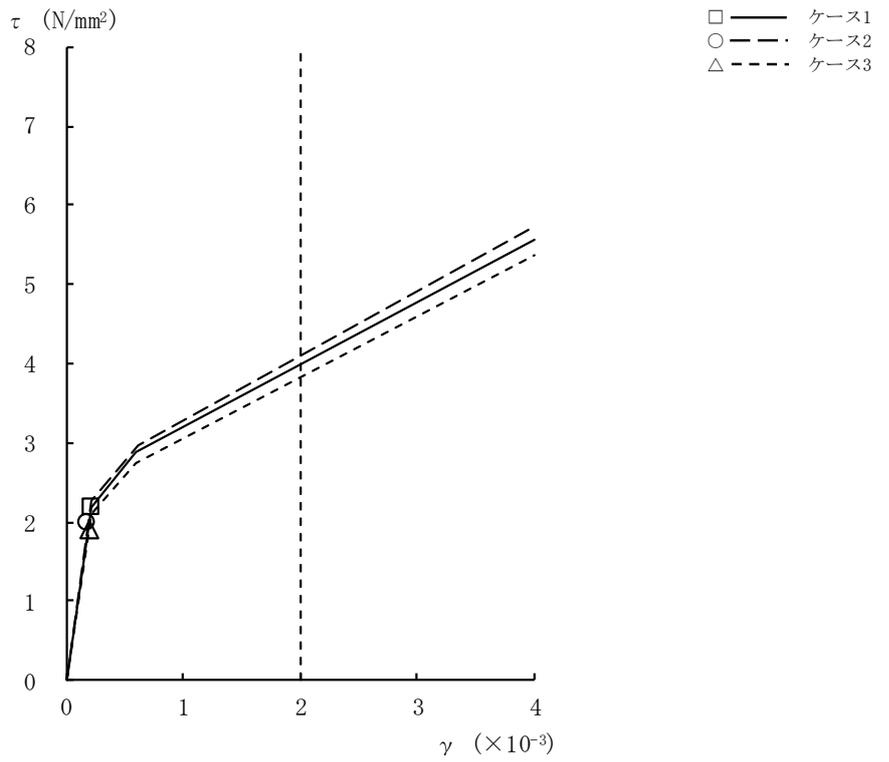


図4-21  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, 1F) (5/9)

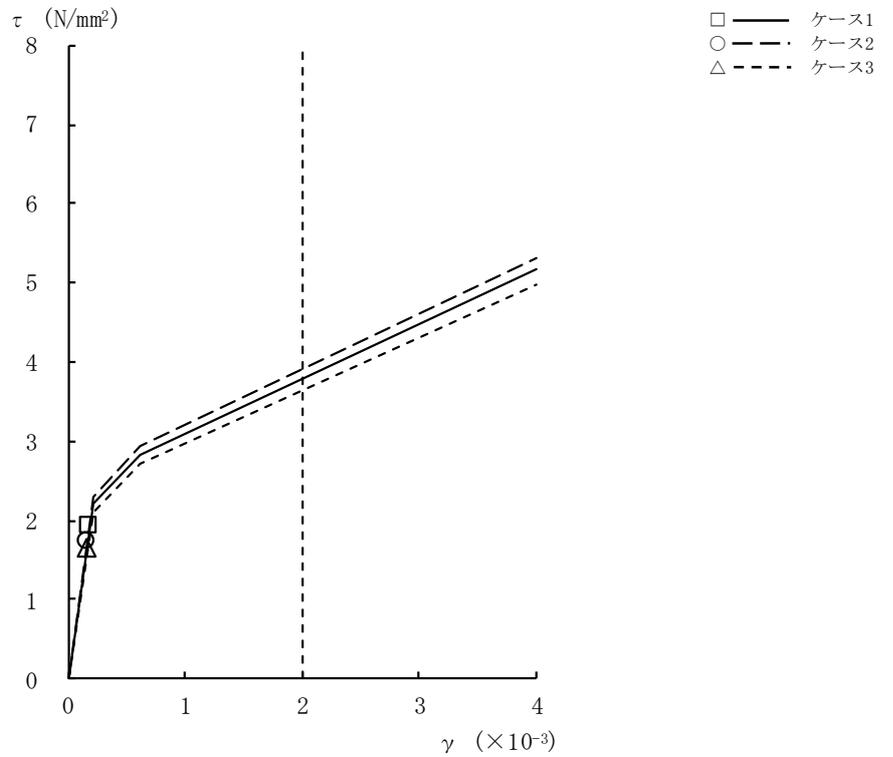


図4-21  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, B1F) (6/9)

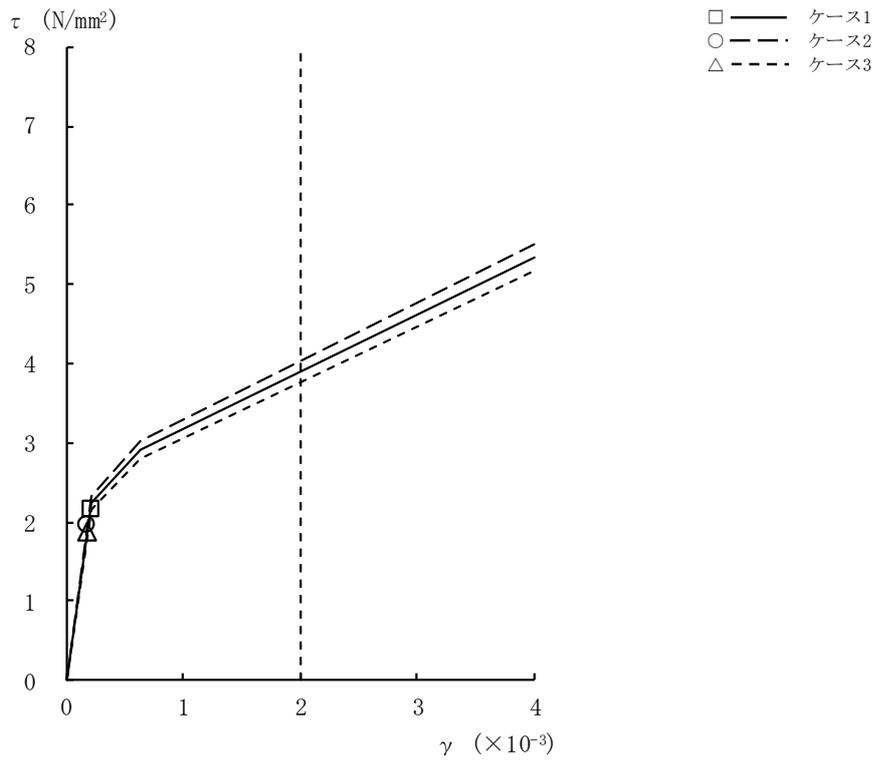


図4-21  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, B2F) (7/9)

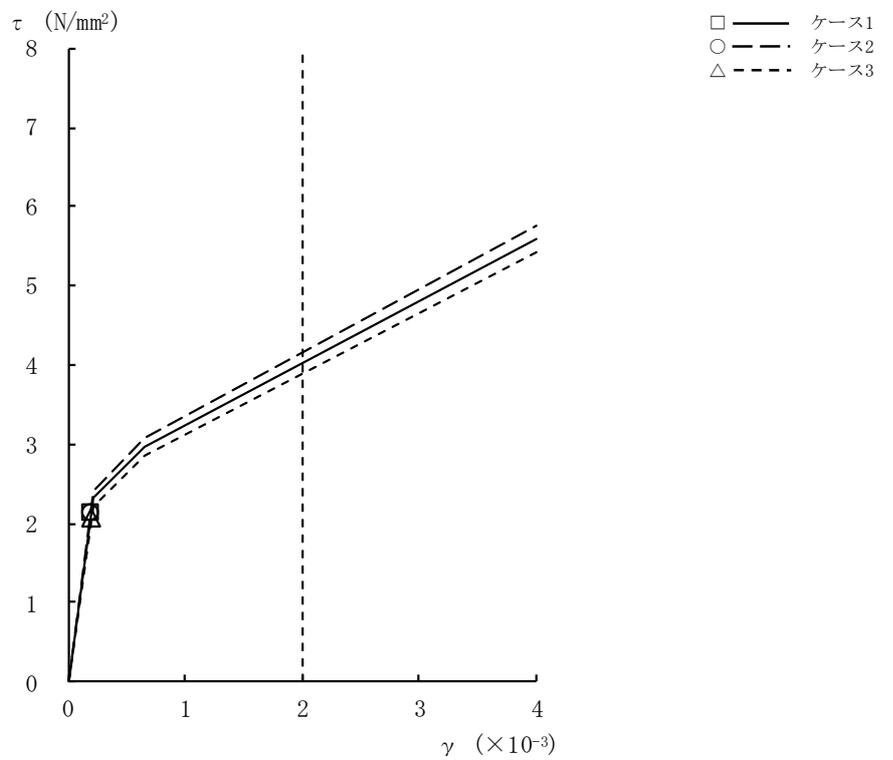


図4-21  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, B3F) (8/9)

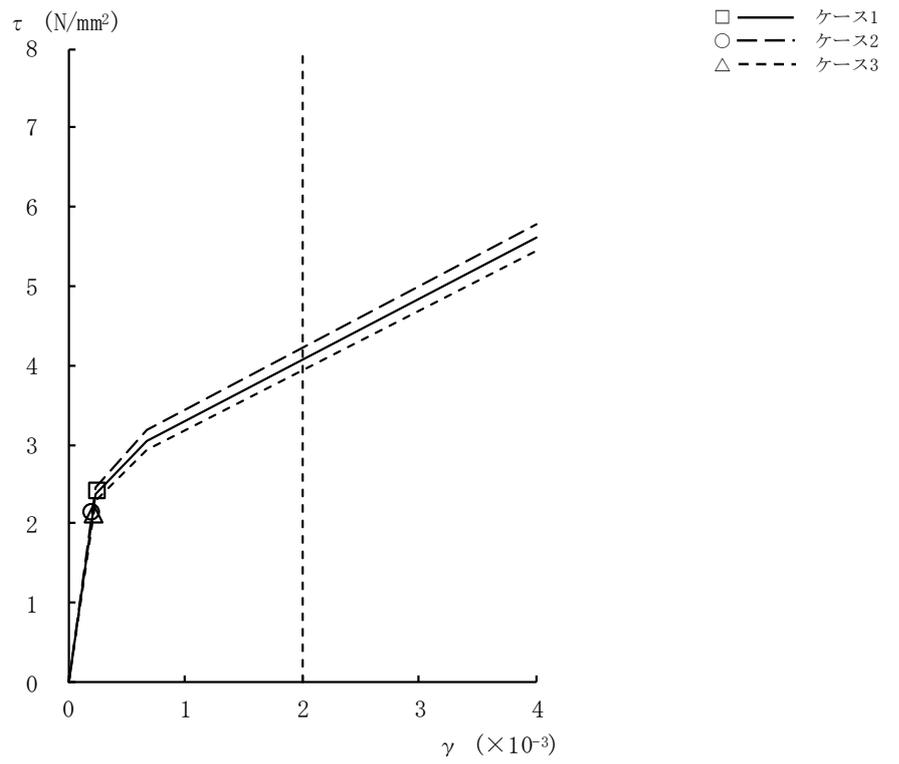


図4-21  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, B4F) (9/9)

表 4-3 地震応答解析結果に基づく接地率 (ケース 1)

(a) NS 方向

基準地震動 $S_s$	最大接地圧 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	最大転倒モーメント ( $\times 10^6 \text{ kN}\cdot\text{m}$ )	最小接地率 (%)
Ss-1	2200	104	69.5

(b) EW 方向

基準地震動 $S_s$	最大接地圧 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	最大転倒モーメント ( $\times 10^6 \text{ kN}\cdot\text{m}$ )	最小接地率 (%)
Ss-1	2200	104	69.5

表 4-4 地震応答解析結果に基づく接地率 (ケース 2)

(a) NS 方向

基準地震動 $S_s$	最大接地圧 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	最大転倒モーメント ( $\times 10^6 \text{ kN}\cdot\text{m}$ )	最小接地率 (%)
Ss-1	2140	102	71.3

(b) EW 方向

基準地震動 $S_s$	最大接地圧 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	最大転倒モーメント ( $\times 10^6 \text{ kN}\cdot\text{m}$ )	最小接地率 (%)
Ss-1	2140	102	71.2

表 4-5 地震応答解析結果に基づく接地率 (ケース 3)

(a) NS 方向

基準地震動 $S_s$	最大接地圧 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	最大転倒モーメント ( $\times 10^6 \text{ kN}\cdot\text{m}$ )	最小接地率 (%)
Ss-1	1970	91.9	78.9

(b) EW 方向

基準地震動 $S_s$	最大接地圧 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	最大転倒モーメント ( $\times 10^6 \text{ kN}\cdot\text{m}$ )	最小接地率 (%)
Ss-1	1970	91.9	78.9

#### 4.2.2 建屋剛性の変動による影響

##### (1) 影響検討方針

表 4-1 に示した検討ケースのうち、建屋剛性を変動させたケース（ケース 4 及びケース 5）の固有値解析及び地震応答解析を実施し、基本ケース（ケース 1）の結果と比較する。入力地震動は Ss-1 とする。建屋剛性は、基本ケース（実強度  $31.3\text{N/mm}^2$ ）に対してコア強度平均（ $49.0\text{N/mm}^2$ ）及び実強度  $-2\sigma$ （ $25.4\text{N/mm}^2$ ）の変動を考慮する。なお、地盤剛性は基本ケースと同一とする。

##### (2) 固有値解析結果

建屋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 4-6、刺激関数図を図 4-22～図 4-27 に示す。表、図中においては基本ケースをケース 1、コンクリート強度をコア強度平均としたモデルをケース 4、実強度  $-2\sigma$  としたモデルをケース 5 として示す。

基本ケースに対する建屋剛性を変動させたモデルの固有振動数の変動幅は、 $-3\%\sim+12\%$ 程度である。

表 4-6 固有値解析結果（ケース 1, ケース 4, ケース 5, Ss-1）

(単位：Hz)

次数	NS方向			EW方向			鉛直方向		
	ケース1	ケース4	ケース5	ケース1	ケース4	ケース5	ケース1	ケース4	ケース5
1	1.95	1.97 (1.01)	1.94 (0.99)	1.95	1.98 (1.01)	1.94 (0.99)	3.01	3.02 (1.00)	3.00 (1.00)
2	3.98	4.03 (1.01)	3.97 (1.00)	3.99	4.03 (1.01)	3.97 (1.00)	3.49	3.56 (1.02)	3.47 (0.99)
3	9.89	10.99 (1.11)	9.58 (0.97)	10.03	11.14 (1.11)	9.72 (0.97)	12.29	12.33 (1.00)	12.28 (1.00)
4	11.55	12.94 (1.12)	11.16 (0.97)	11.94	13.37 (1.12)	11.54 (0.97)	17.01	17.11 (1.01)	16.68 (0.98)
5	14.58	16.32 (1.12)	14.09 (0.97)	15.19	17.02 (1.12)	14.68 (0.97)	17.42	19.42 (1.11)	17.16 (0.99)
6	17.91	20.04 (1.12)	17.32 (0.97)	17.95	20.08 (1.12)	17.35 (0.97)	31.45	35.30 (1.12)	30.36 (0.97)
7	22.56	25.33 (1.12)	21.78 (0.97)	23.17	26.02 (1.12)	22.37 (0.97)	37.96	42.62 (1.12)	36.64 (0.97)
8	26.59	29.85 (1.12)	25.67 (0.97)	26.97	30.26 (1.12)	26.04 (0.97)	52.80	59.31 (1.12)	50.97 (0.97)

注：( ) 内は，ケース 1 に対する比率を示す。

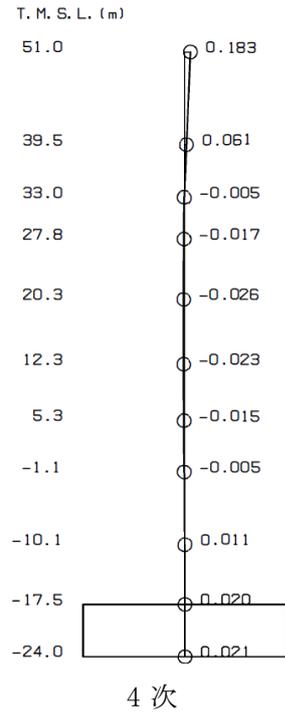
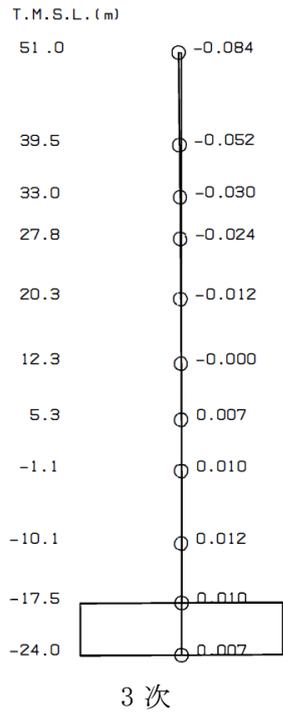
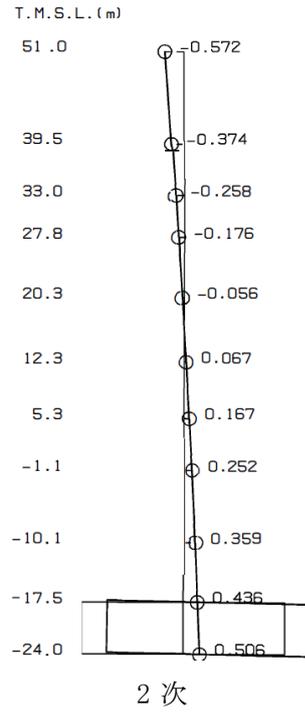
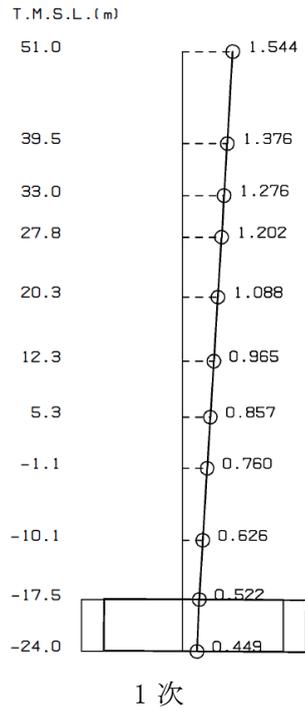


図 4-22 刺激関数図 (ケース 4)  
(NS 方向, Ss-1) (1/2)

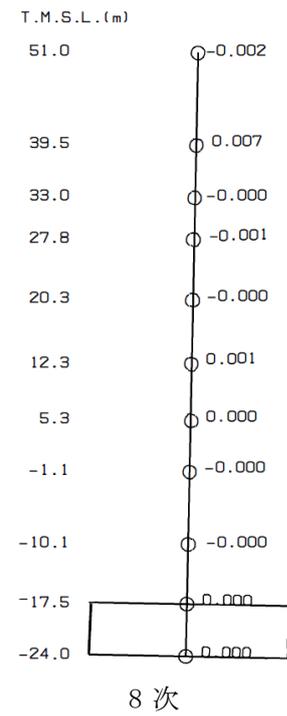
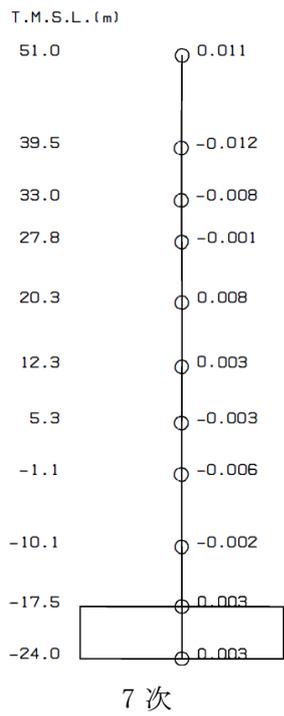
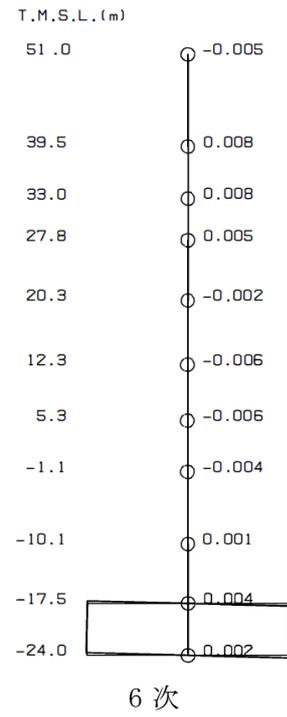
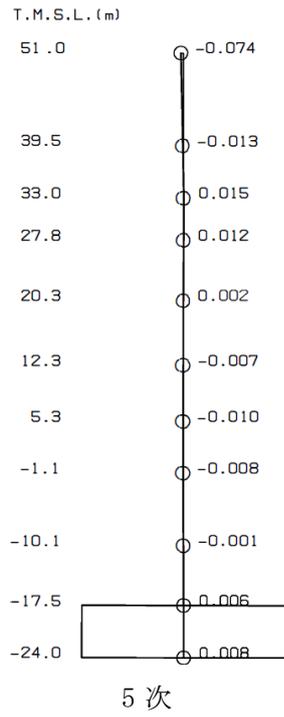


図 4-22 刺激関数図 (ケース 4)  
(NS 方向, Ss-1) (2/2)

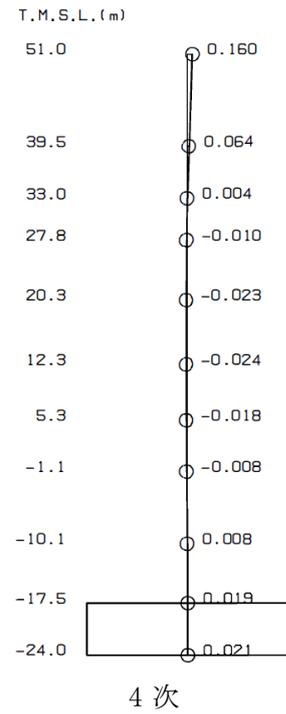
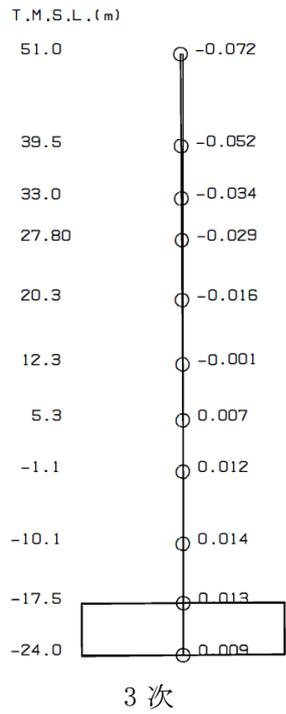
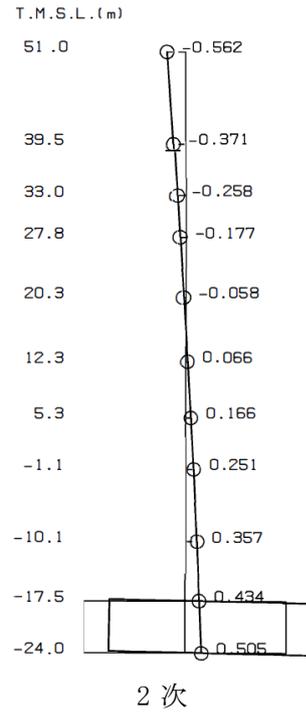
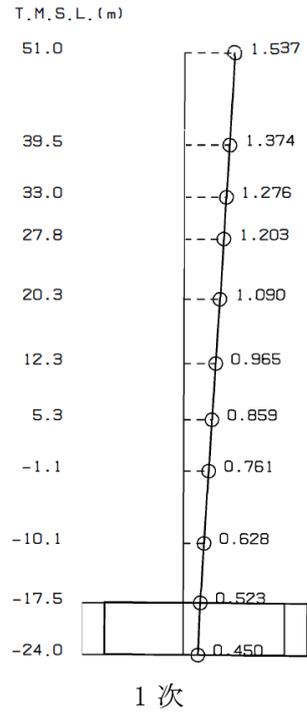


図 4-23 刺激関数図 (ケース 4)  
(EW 方向, Ss-1) (1/2)

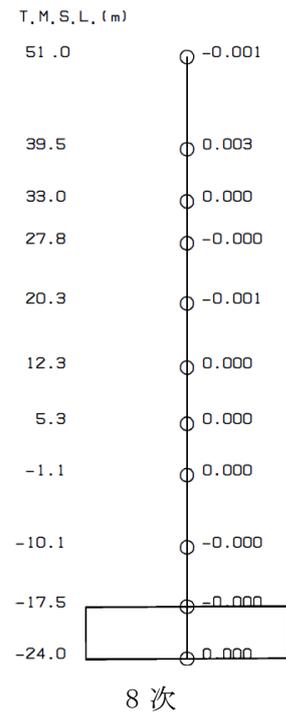
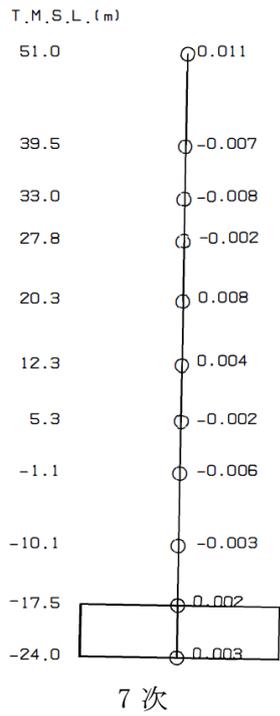
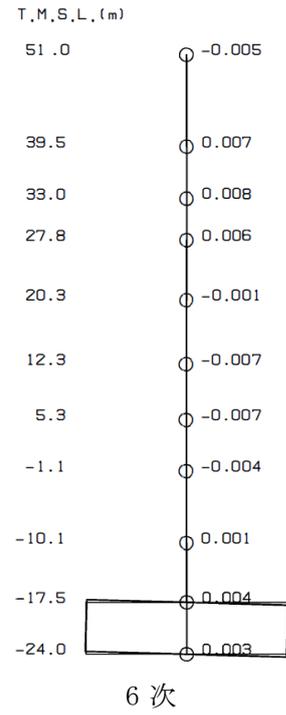
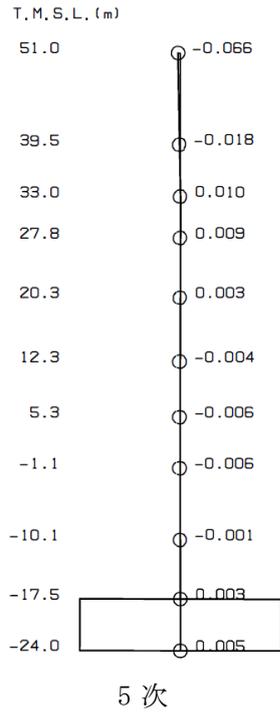


図 4-23 刺激関数図 (ケース 4)  
(EW 方向, Ss-1) (2/2)

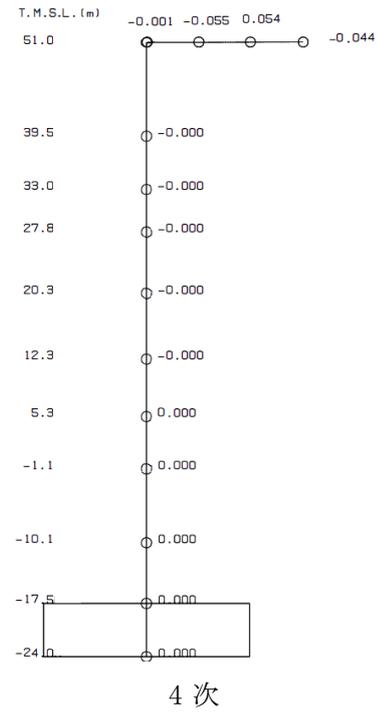
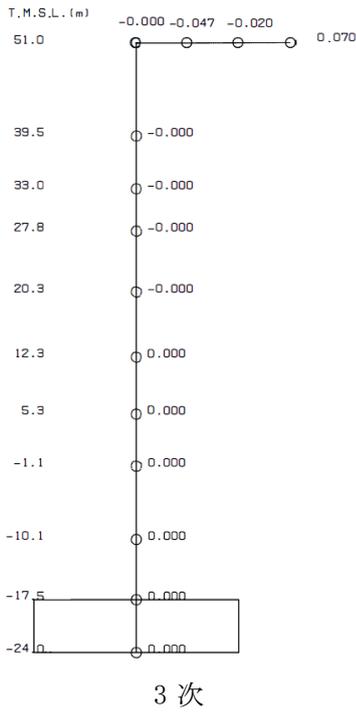
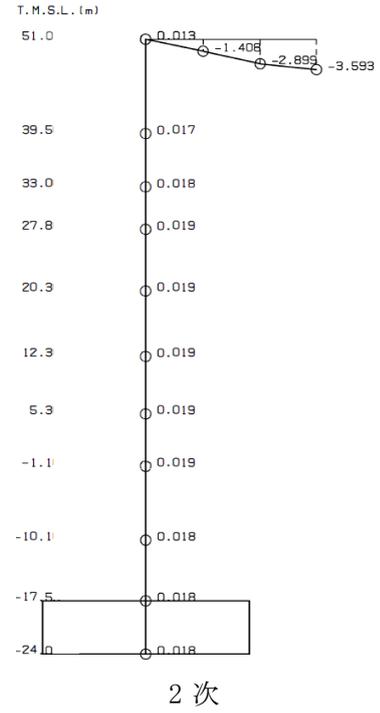
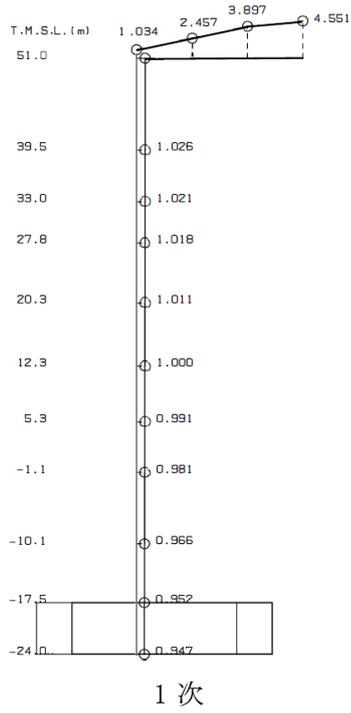


図 4-24 刺激関数図 (ケース 4)  
(鉛直方向, Ss-1) (1/2)

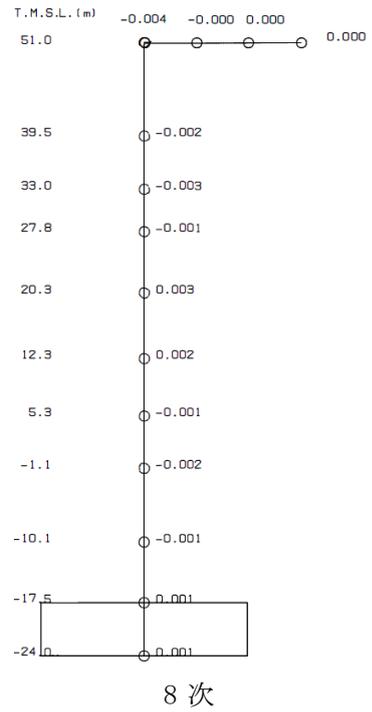
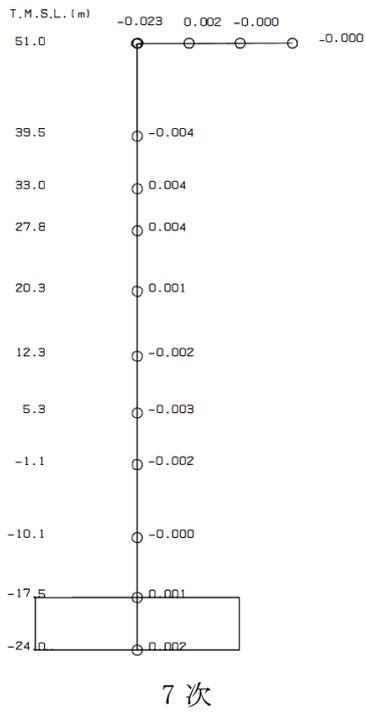
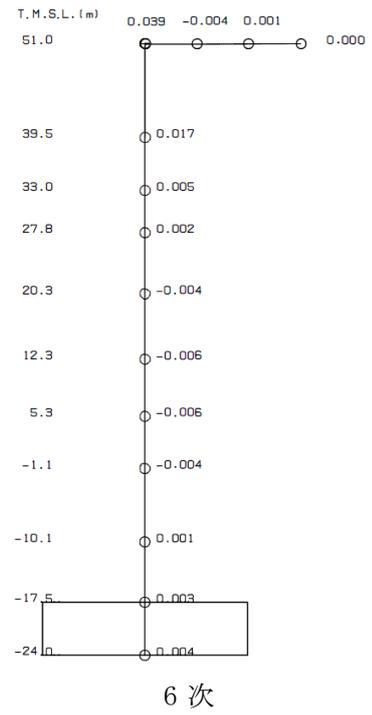
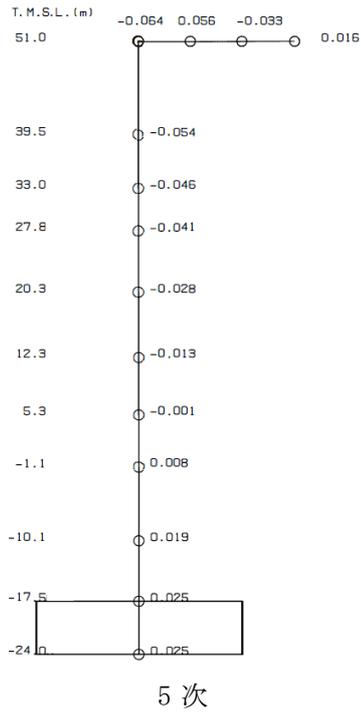
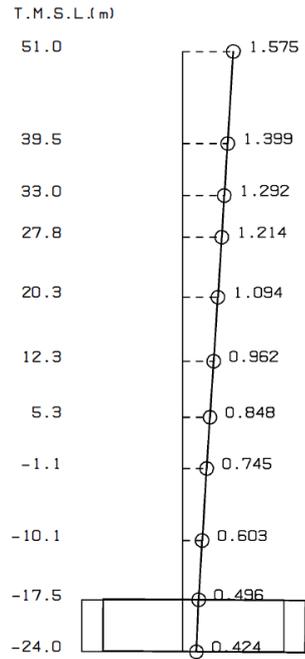
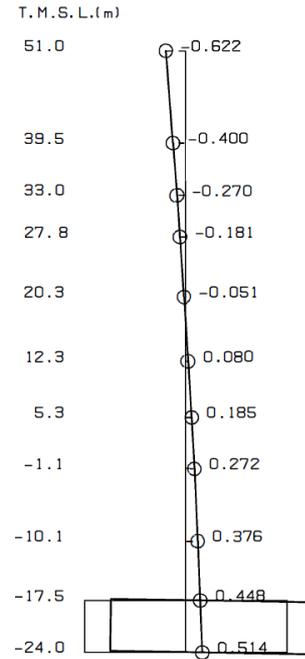


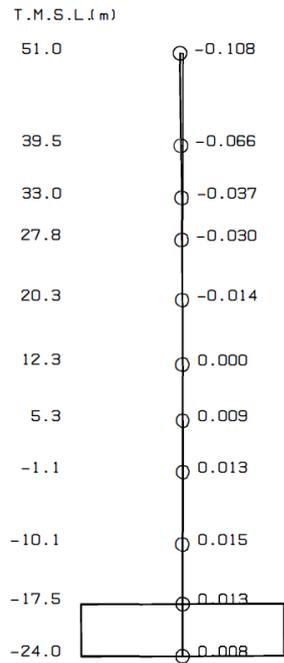
図 4-24 刺激関数図 (ケース 4)  
(鉛直方向, Ss-1) (2/2)



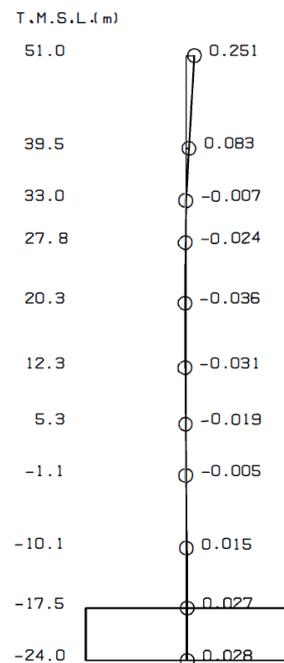
1 次



2 次



3 次



4 次

図 4-25 刺激関数図 (ケース 5)  
(NS 方向, Ss-1) (1/2)

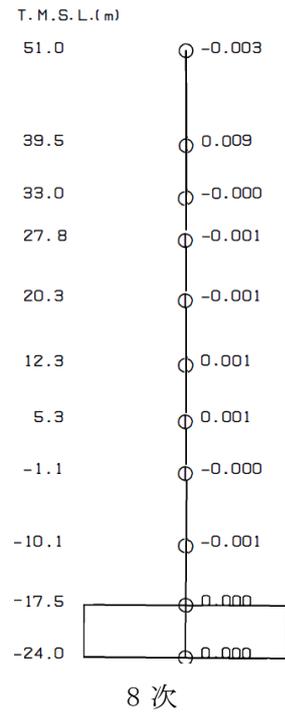
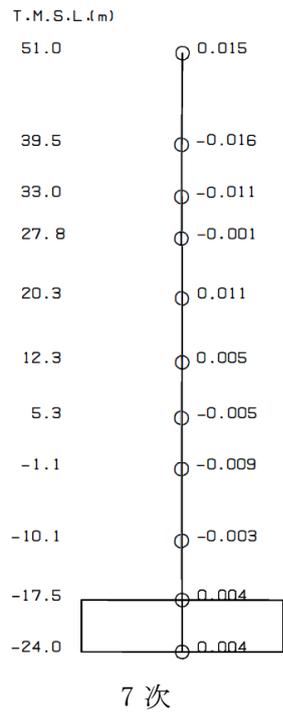
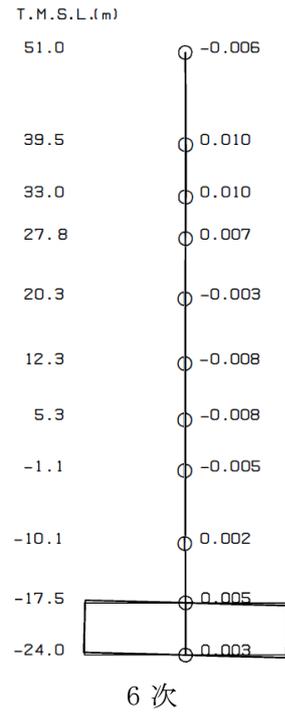
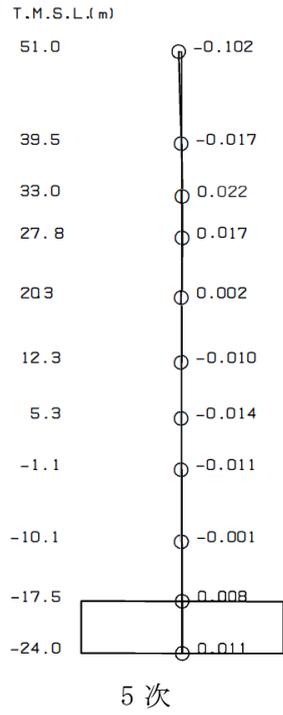


図 4-25 刺激関数図 (ケース 5)  
(NS 方向, Ss-1) (2/2)

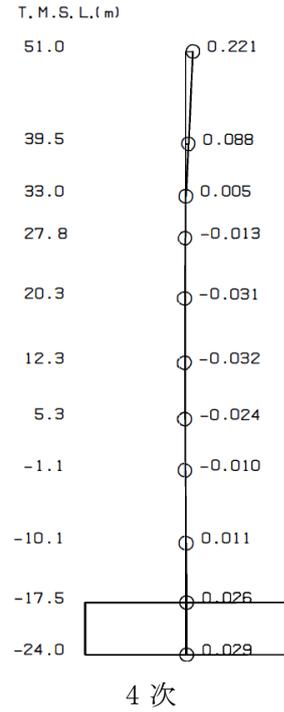
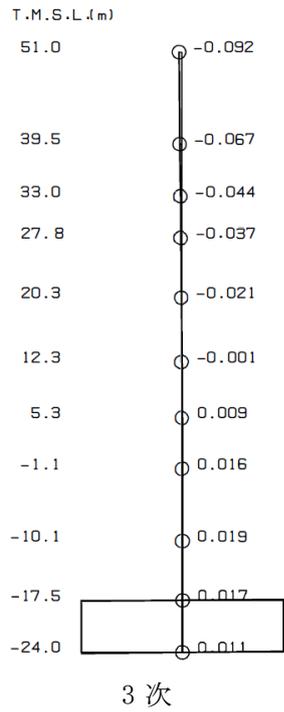
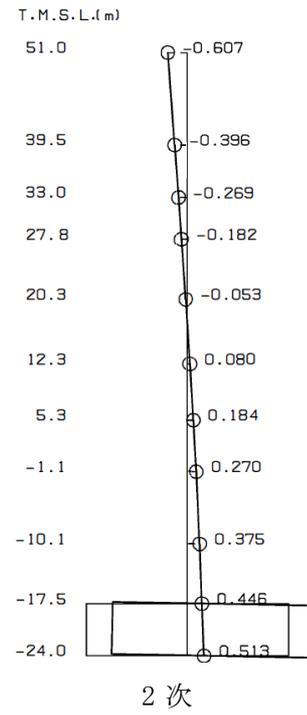
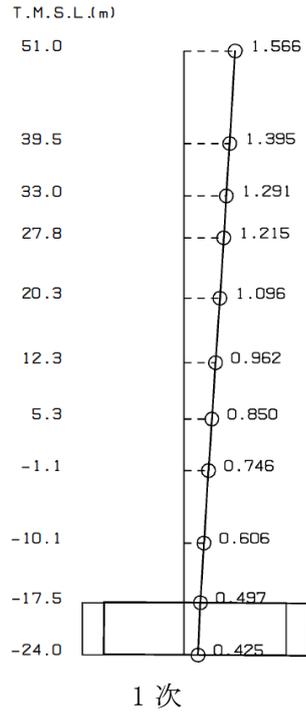


図 4-26 刺激関数図 (ケース 5)  
(EW 方向, Ss-1) (1/2)

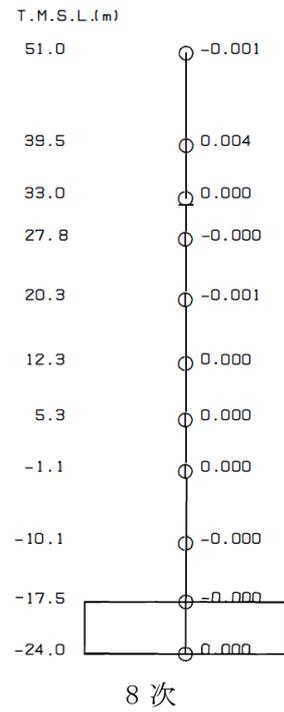
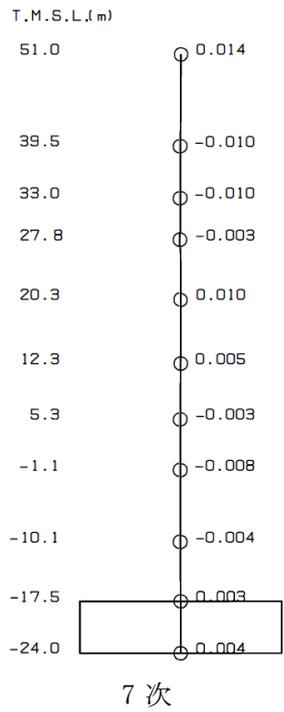
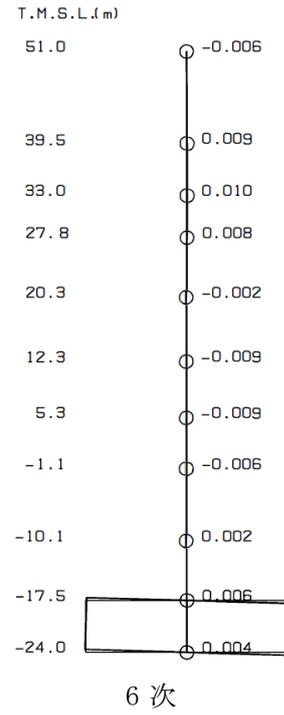
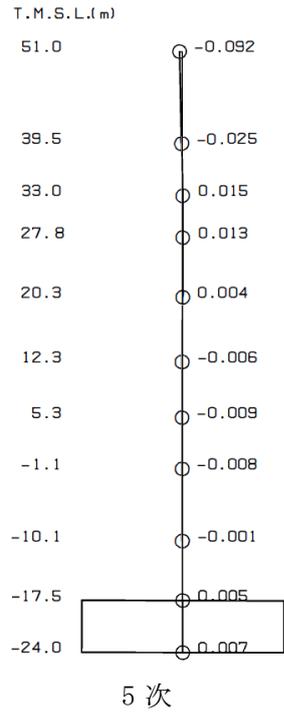
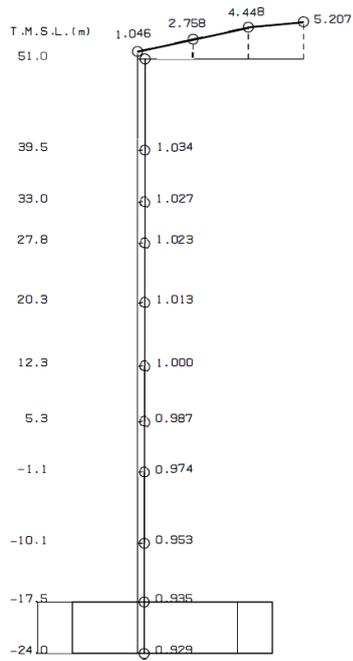
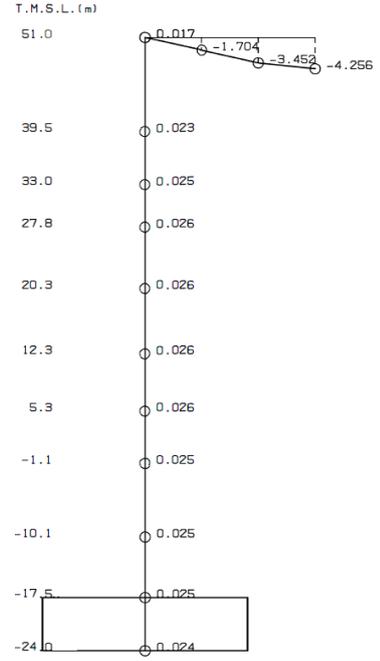


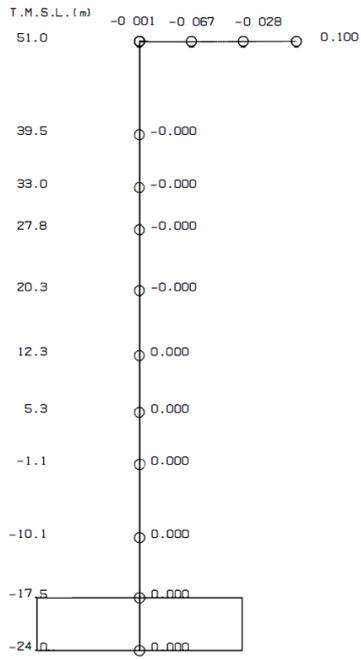
図 4-26 刺激関数図 (ケース 5)  
(EW 方向, Ss-1) (2/2)



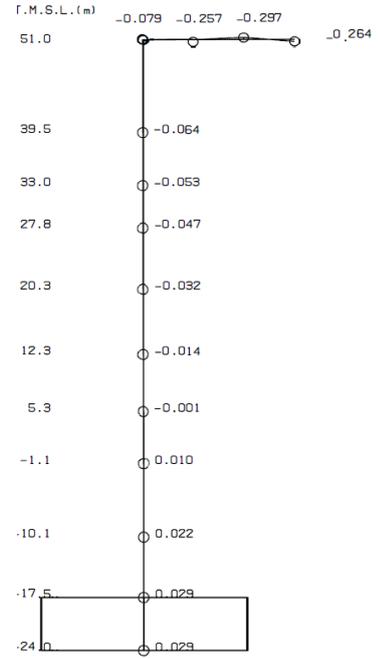
1 次



2 次



3 次



4 次

図 4-27 刺激関数図 (ケース 5)  
(鉛直方向, Ss-1) (1/2)

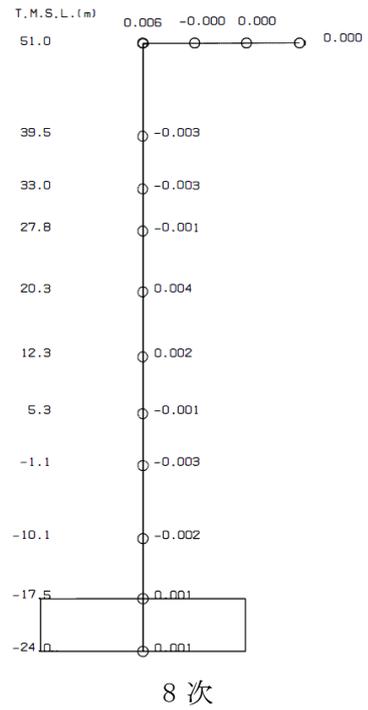
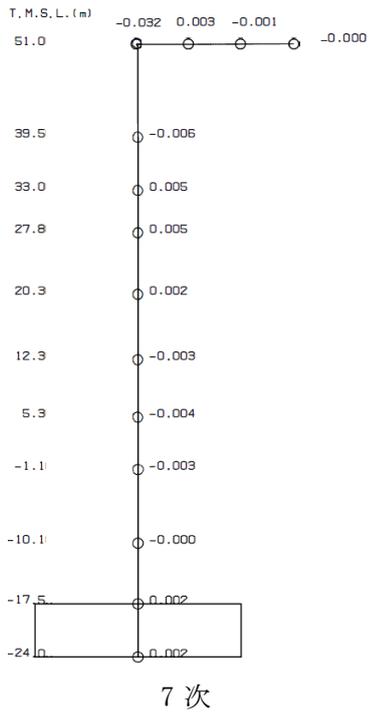
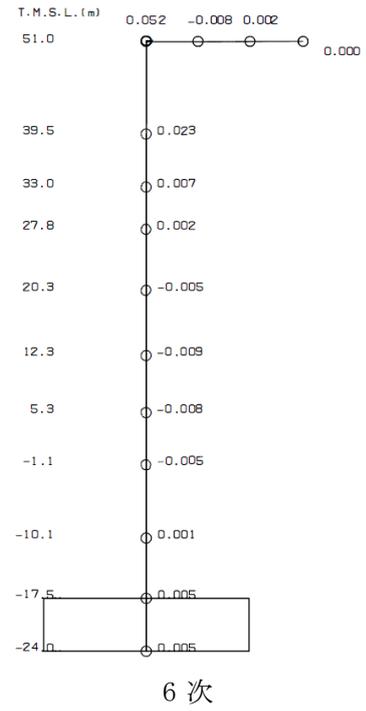
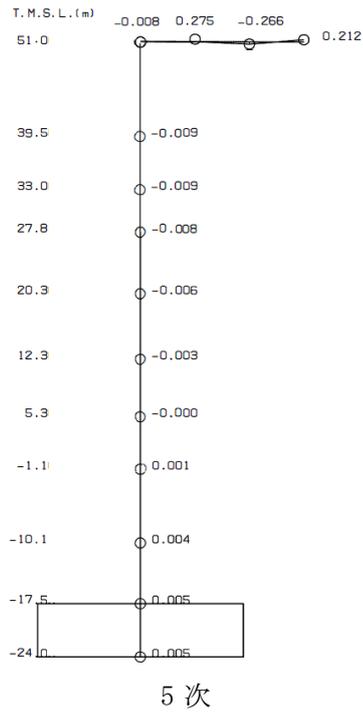


図 4-27 刺激関数図 (ケース 5)  
(鉛直方向, S<sub>s</sub>-1) (2/2)

(3) 地震応答解析結果

建屋剛性を変動させた地震応答解析モデルによる地震応答解析結果を基本ケースの結果と比較した。入力地震動は Ss-1 とする。最大応答値の比較を図 4-28～図 4-40 に、接地率を表 4-7～表 4-9 に示す。

水平方向について、ケース 1, 4, 5 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, 最大せん断ひずみはおおむね同等である。最大応答変位については、ケース 4 で小さくなり、ケース 5 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, 4, 5 の最大応答加速度, 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 4 で小さくなり、ケース 5 で大きくなる傾向であることを確認した。

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

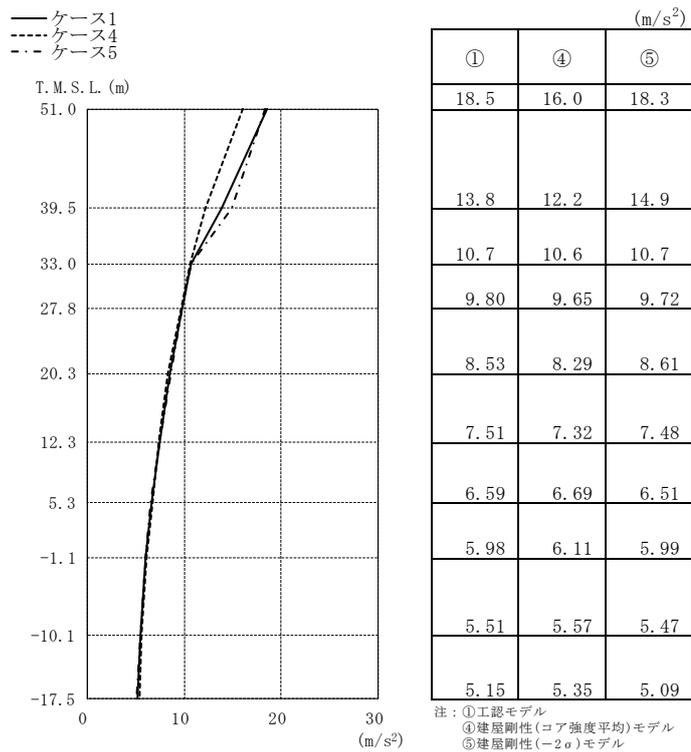


図 4-28 最大応答加速度 (Ss-1, NS 方向)

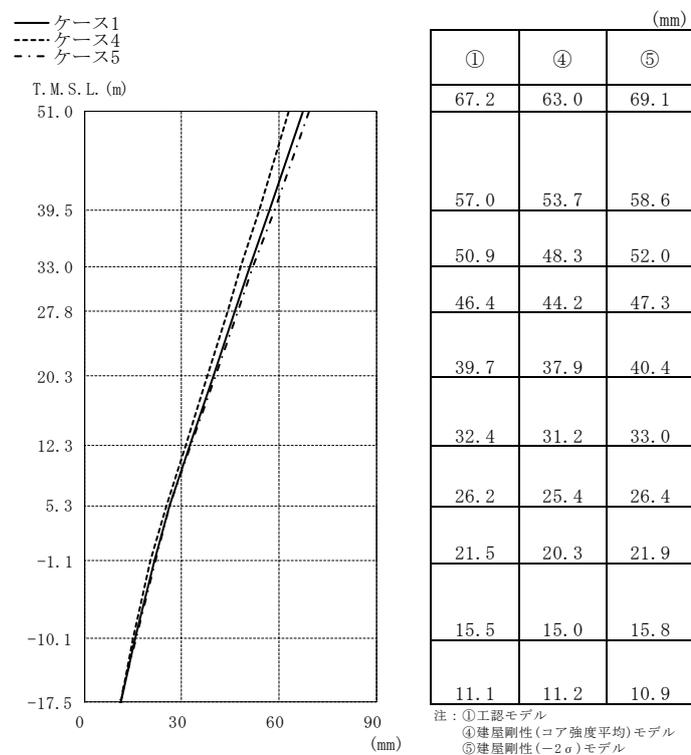


図 4-29 最大応答変位 (Ss-1, NS 方向)

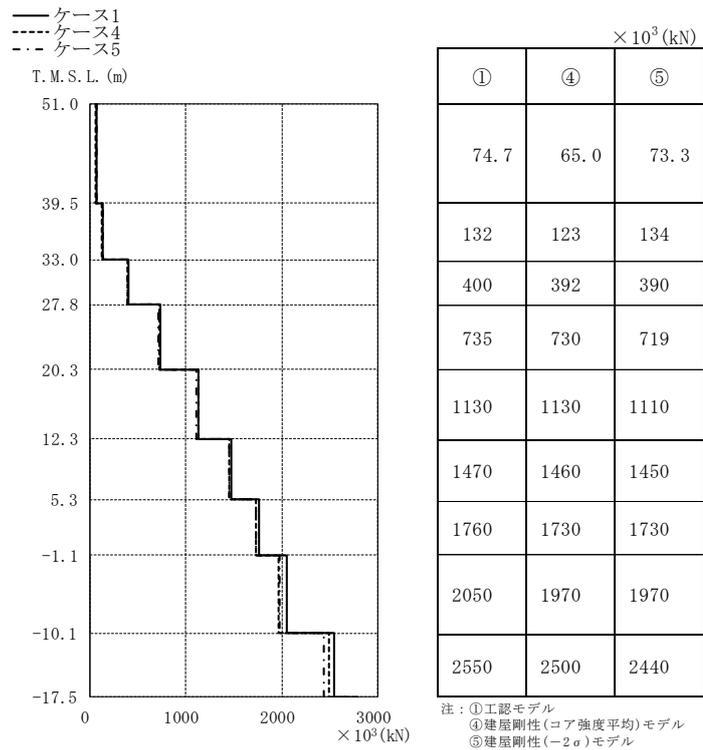


図 4-30 最大応答せん断力 (Ss-1, NS 方向)

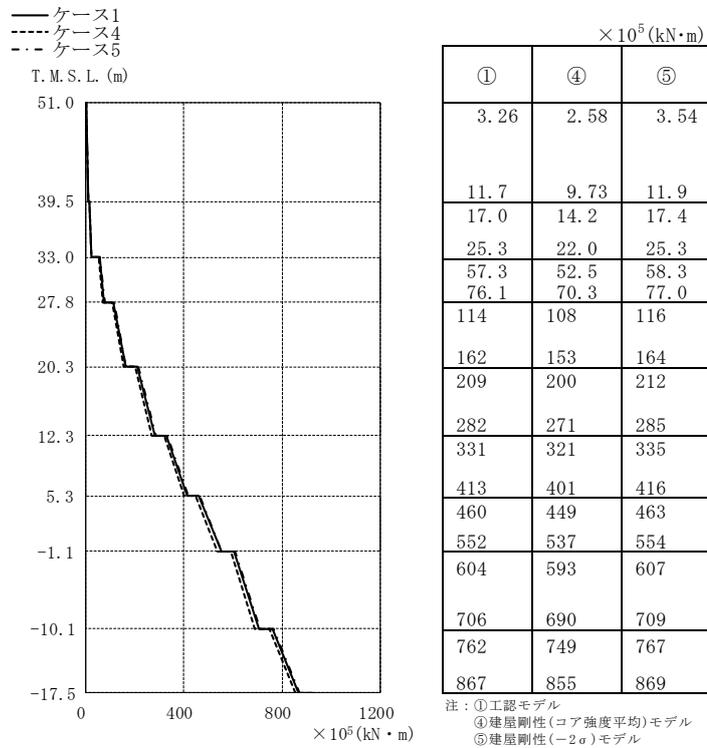


図 4-31 最大応答曲げモーメント (Ss-1, NS 方向)

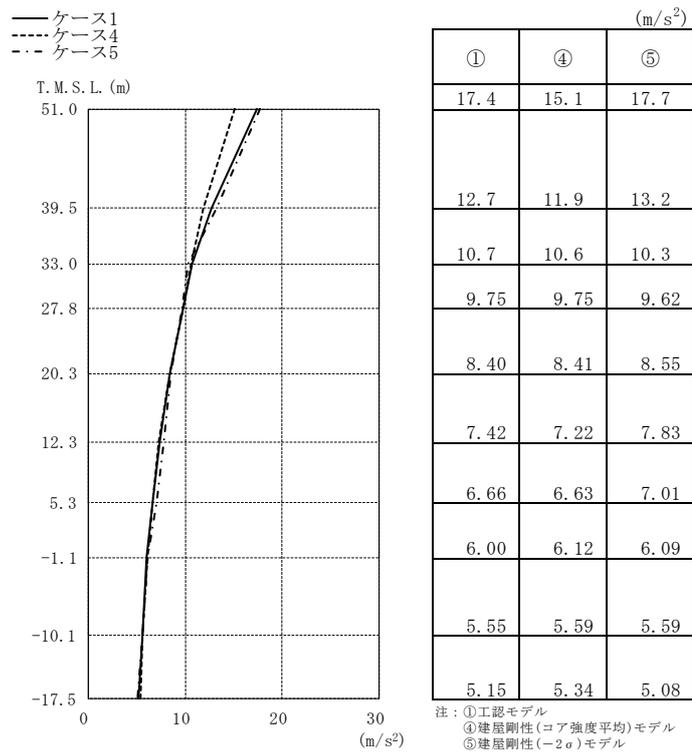


図 4-32 最大応答加速度 (Ss-1, EW 方向)

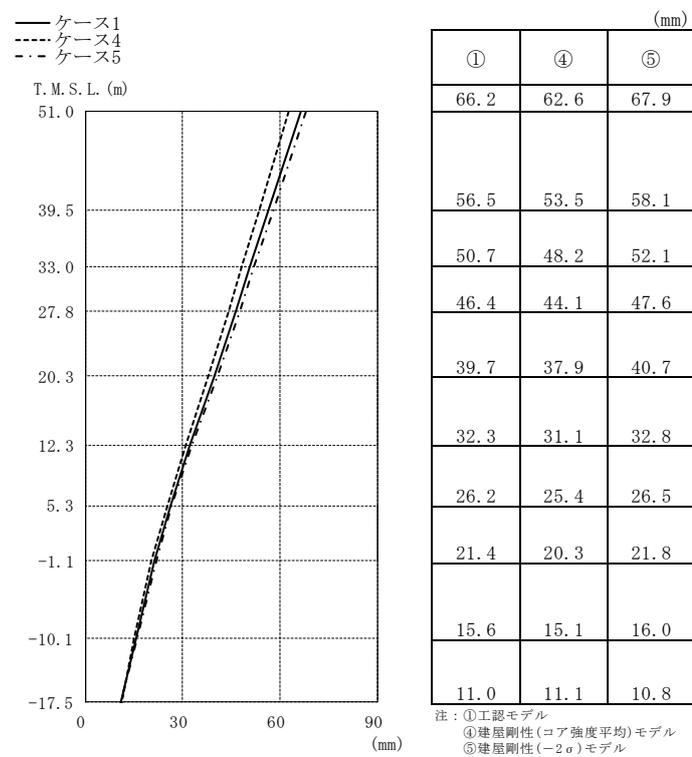


図 4-33 最大応答変位 (Ss-1, EW 方向)

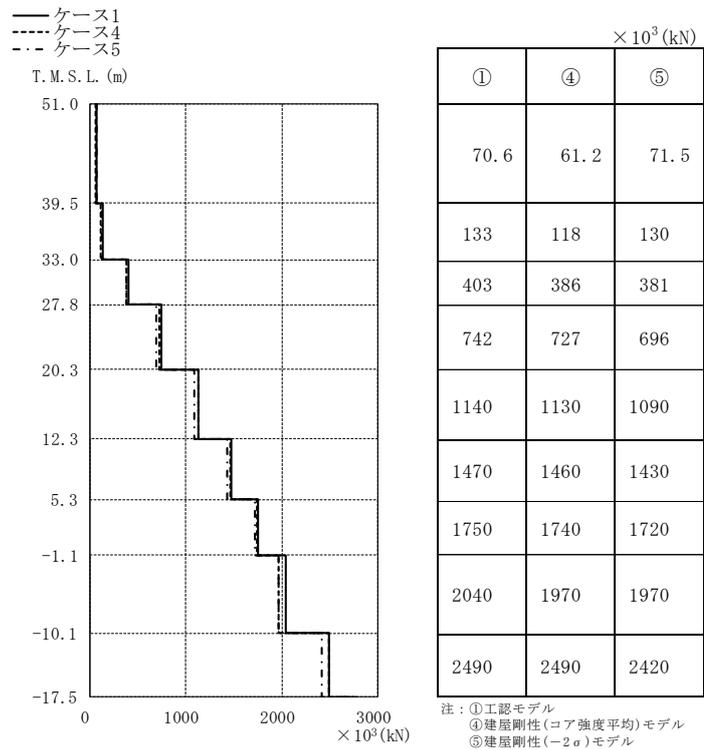


図 4-34 最大応答せん断力 (Ss-1, EW 方向)

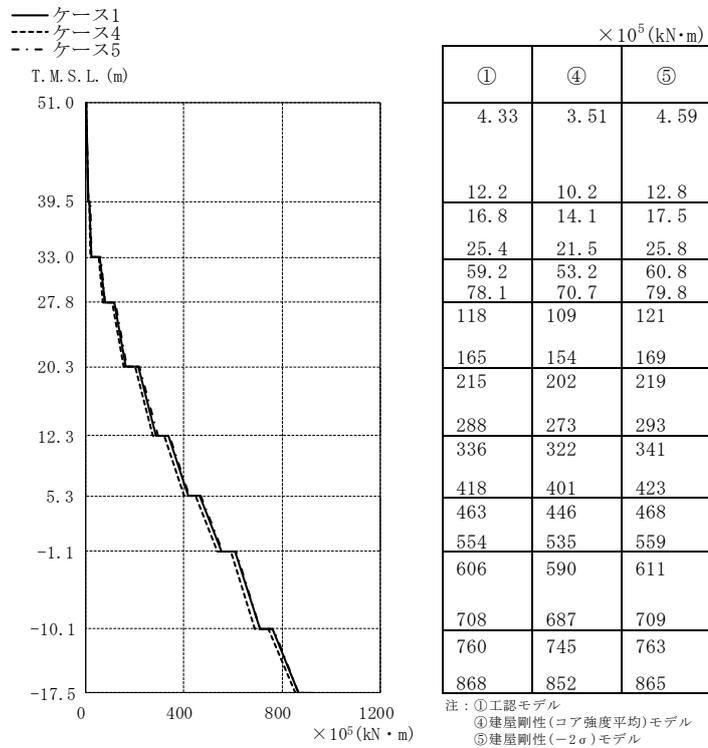


図 4-35 最大応答曲げモーメント (Ss-1, EW 方向)

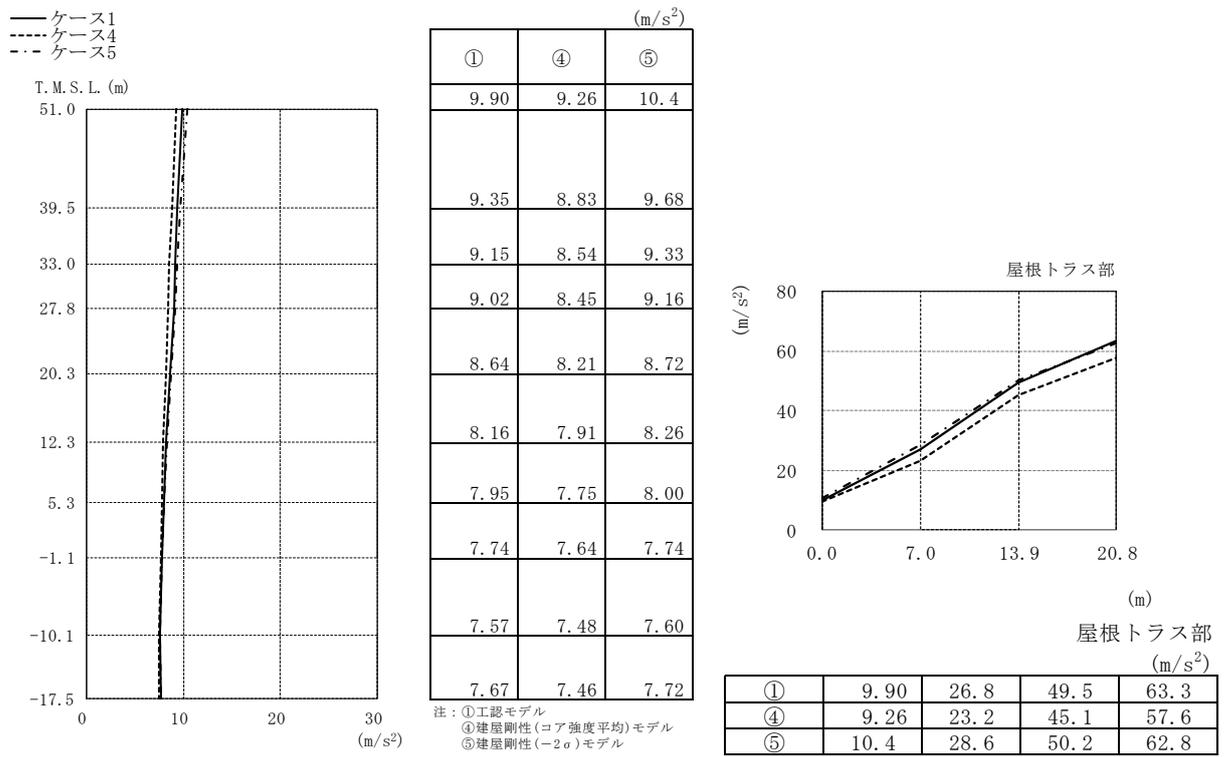


図 4-36 最大応答加速度 (Ss-1, 鉛直方向)

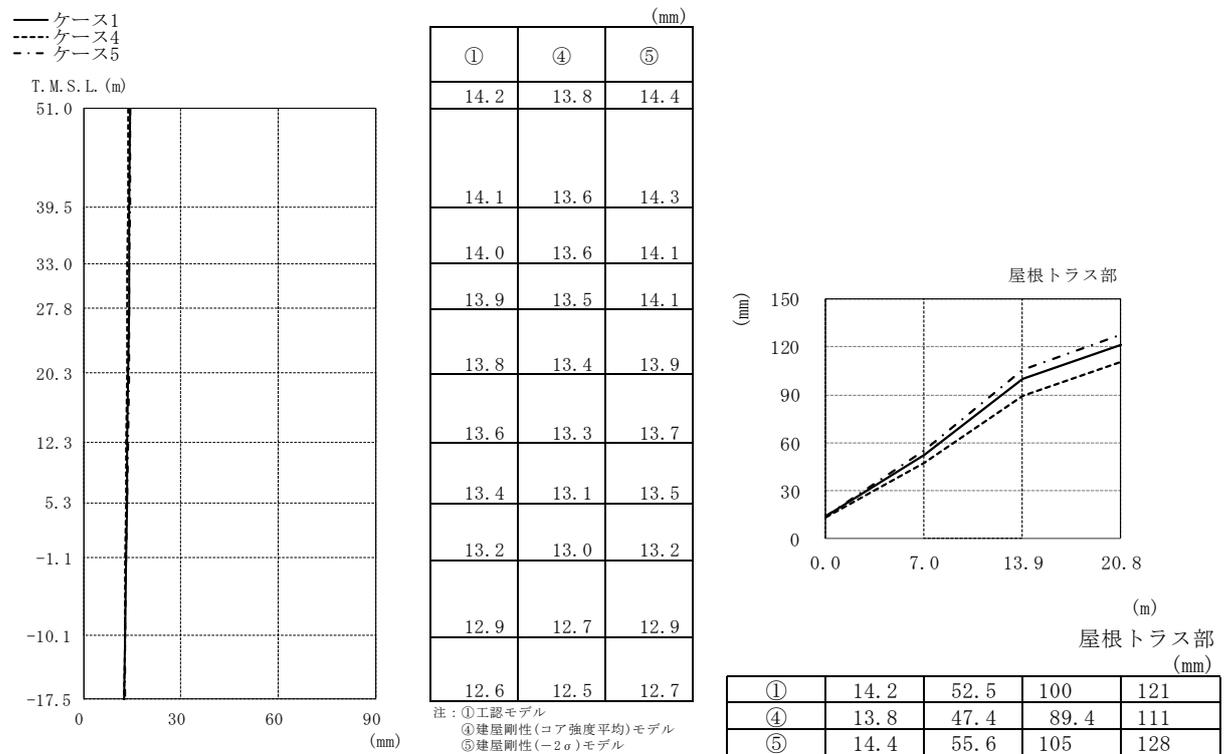


図 4-37 最大応答変位 (Ss-1, 鉛直方向)

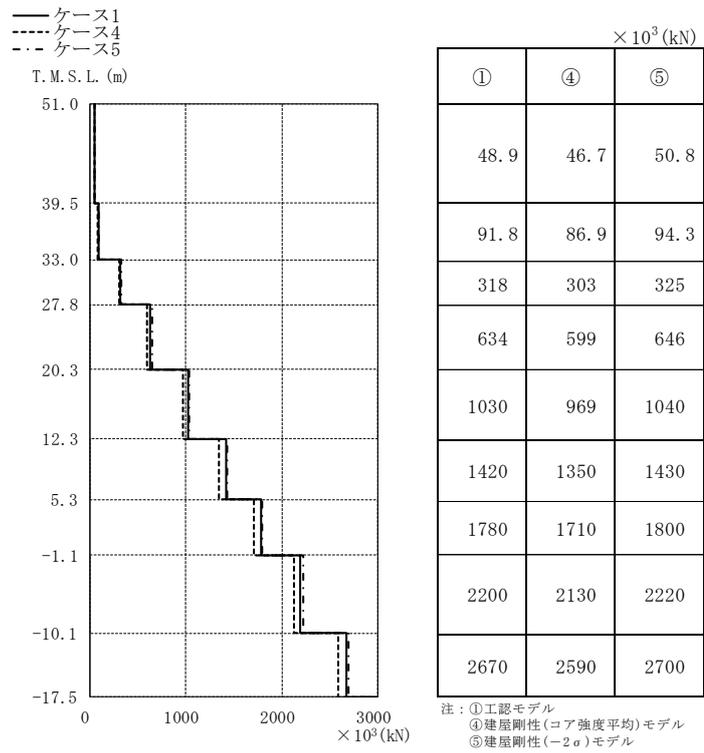


図 4-38 最大応答軸力 (Ss-1, 鉛直方向)

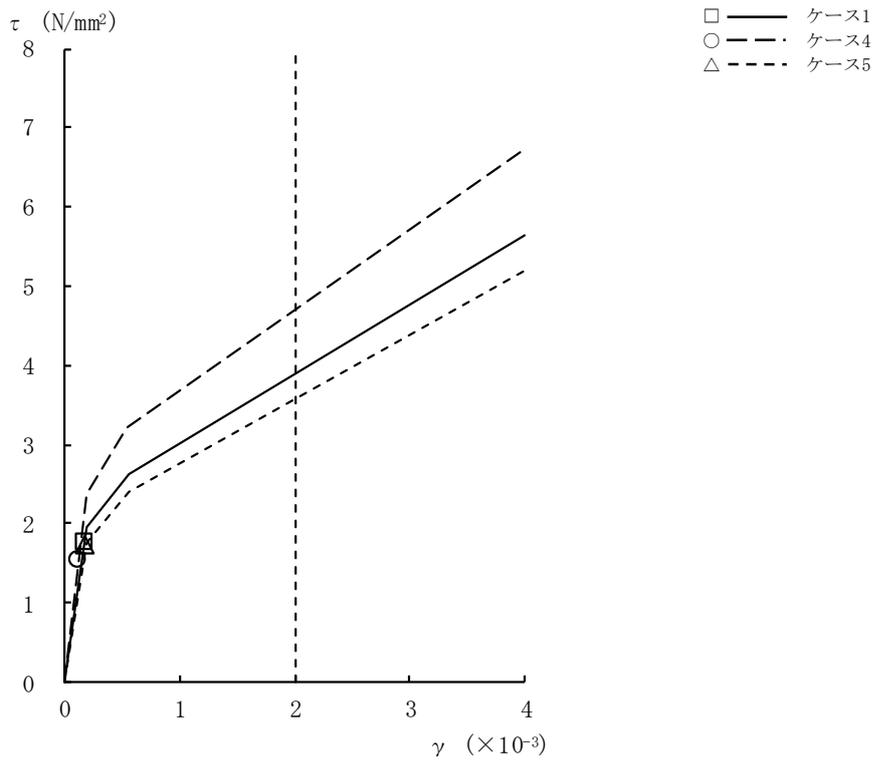


図4-39  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, CRF) (1/9)

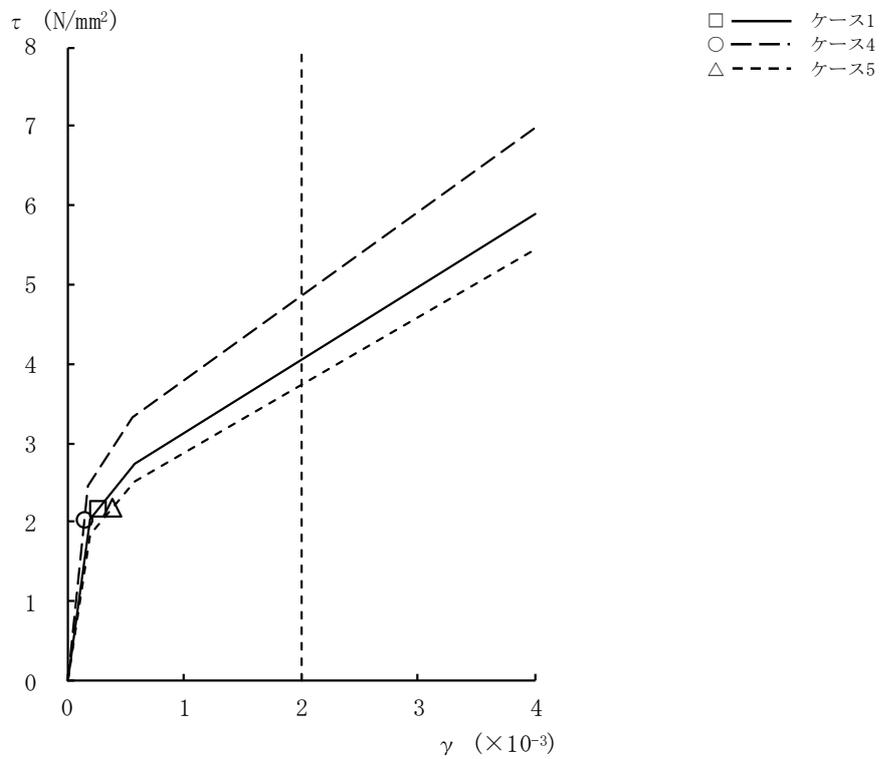


図4-39  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, 4F) (2/9)

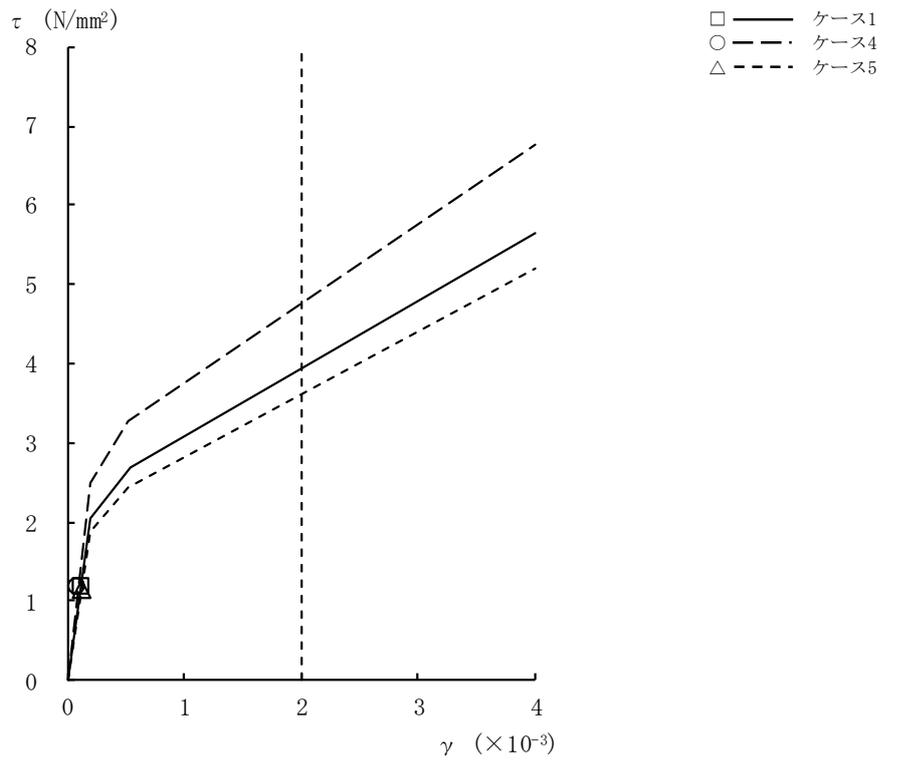


図4-39  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, 3F) (3/9)

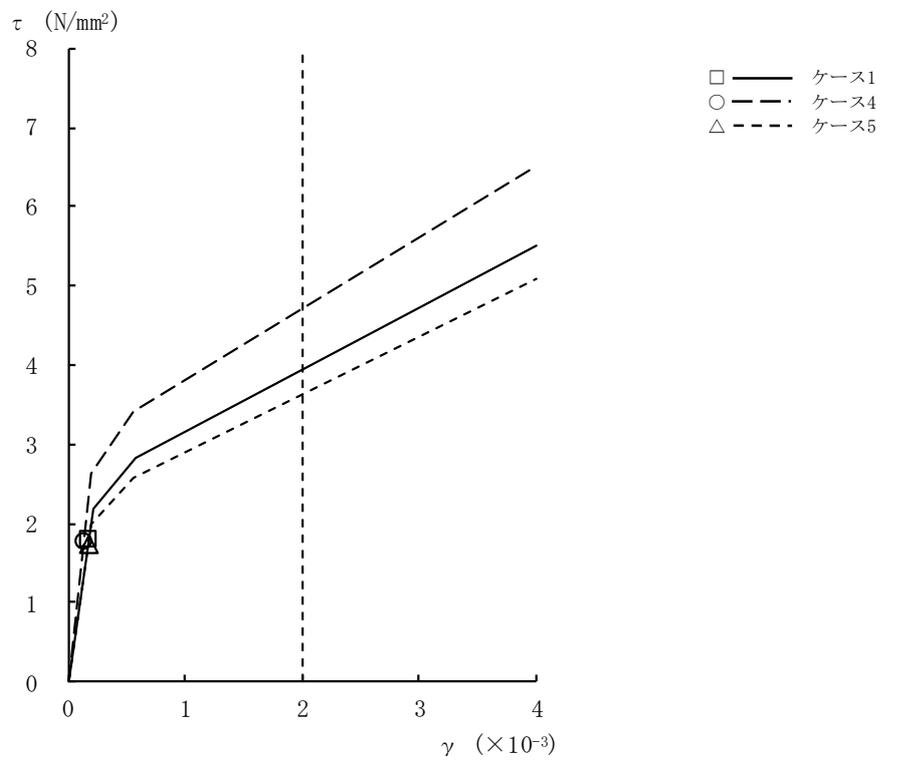


図4-39  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, 2F) (4/9)

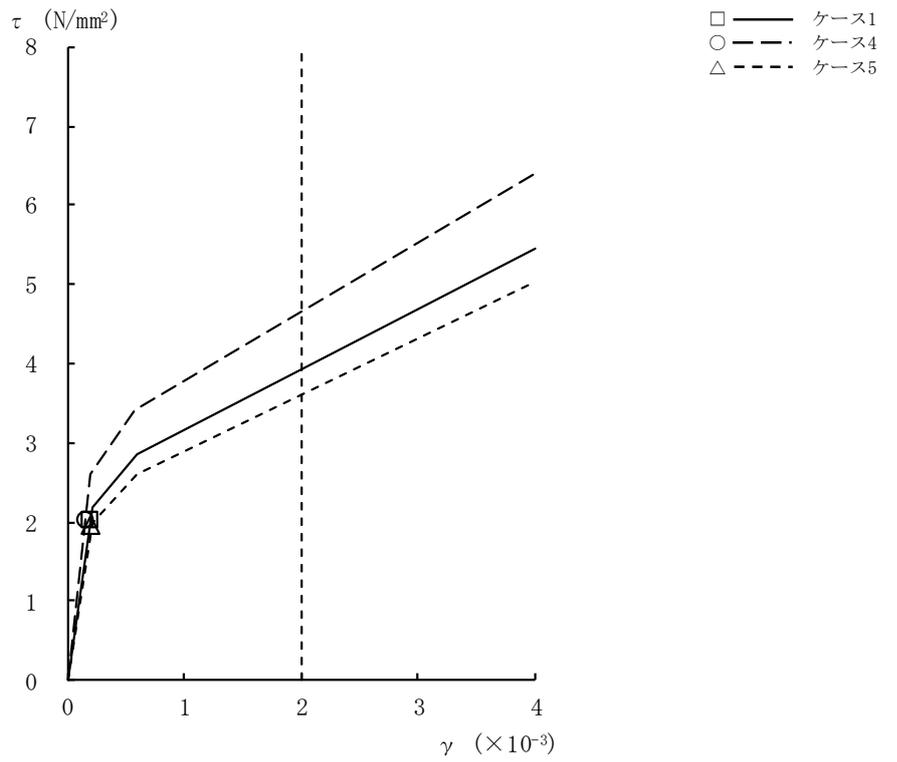


図4-39  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, 1F) (5/9)

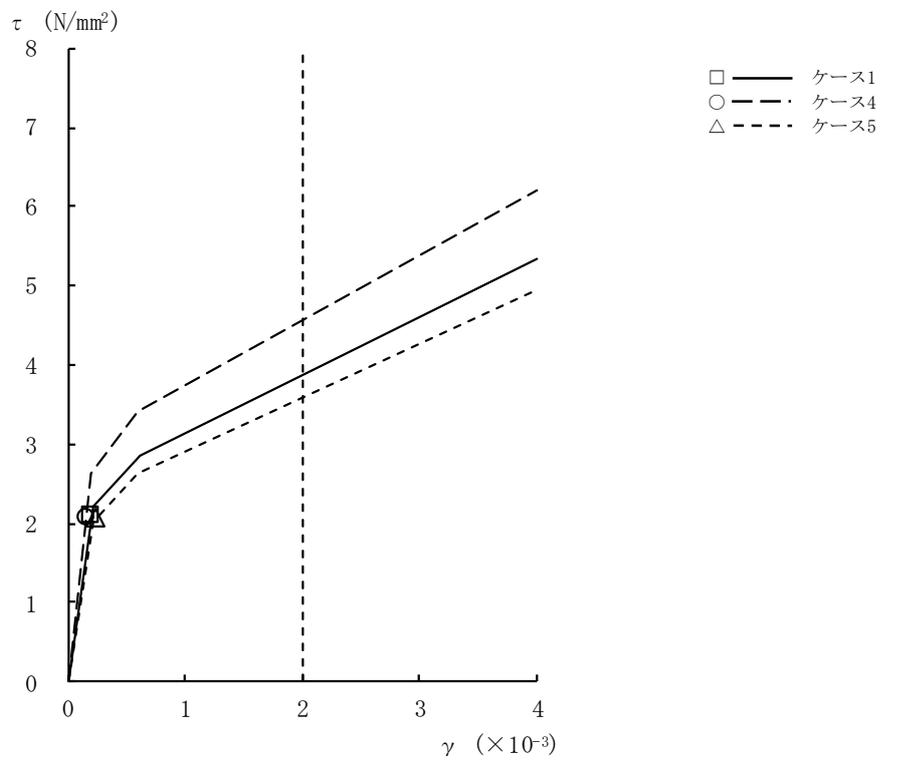


図4-39  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, B1F) (6/9)

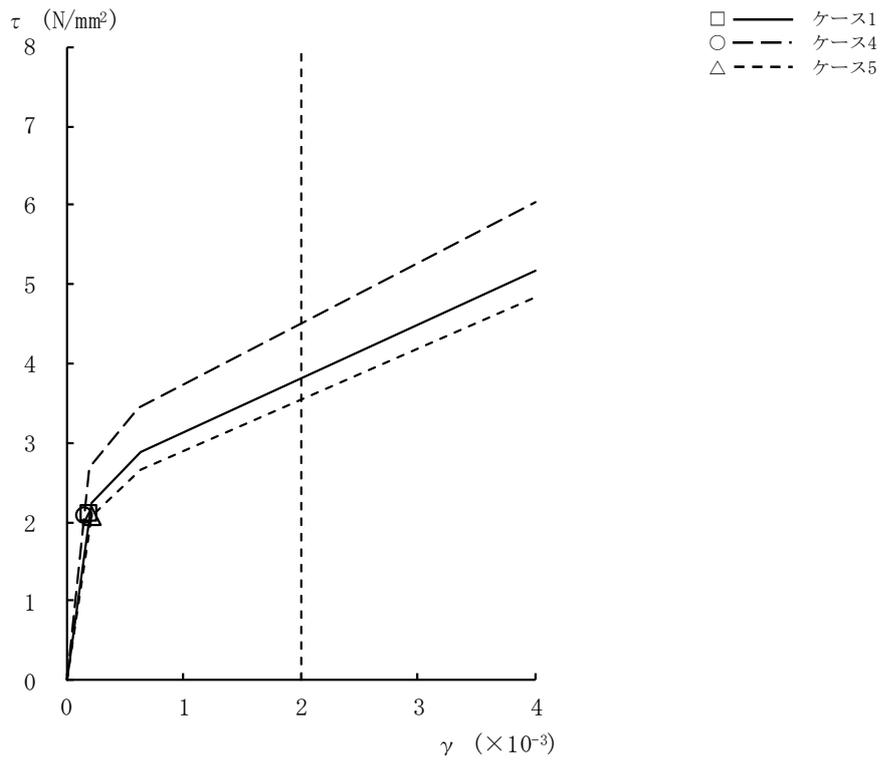


図4-39 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, B2F) (7/9)

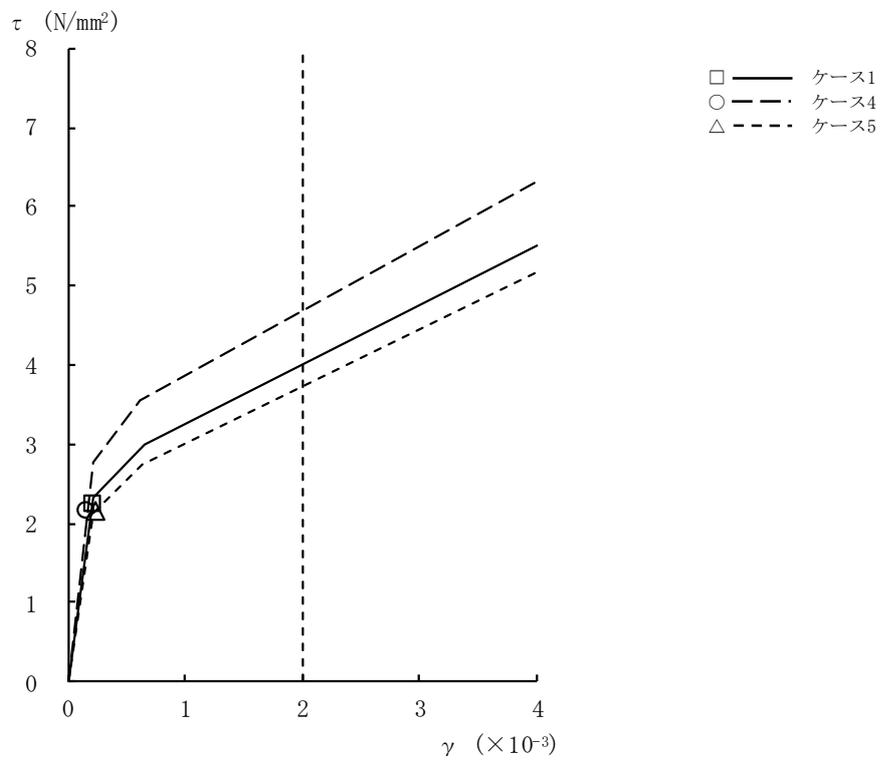


図4-39 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, B3F) (8/9)

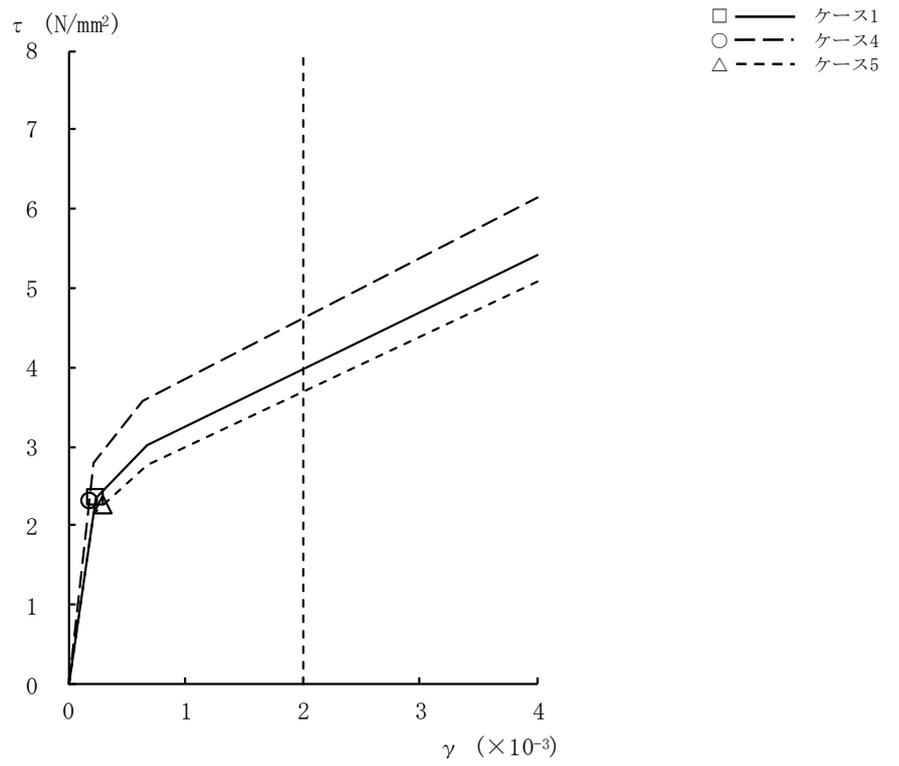


図4-39  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, B4F) (9/9)

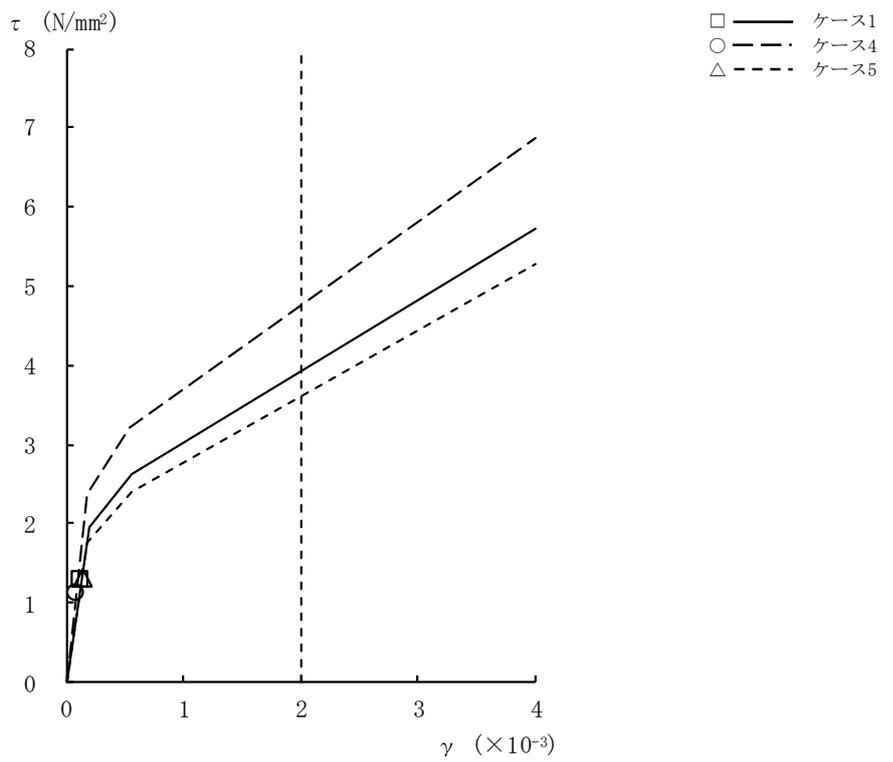


図4-40  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, CRF) (1/9)

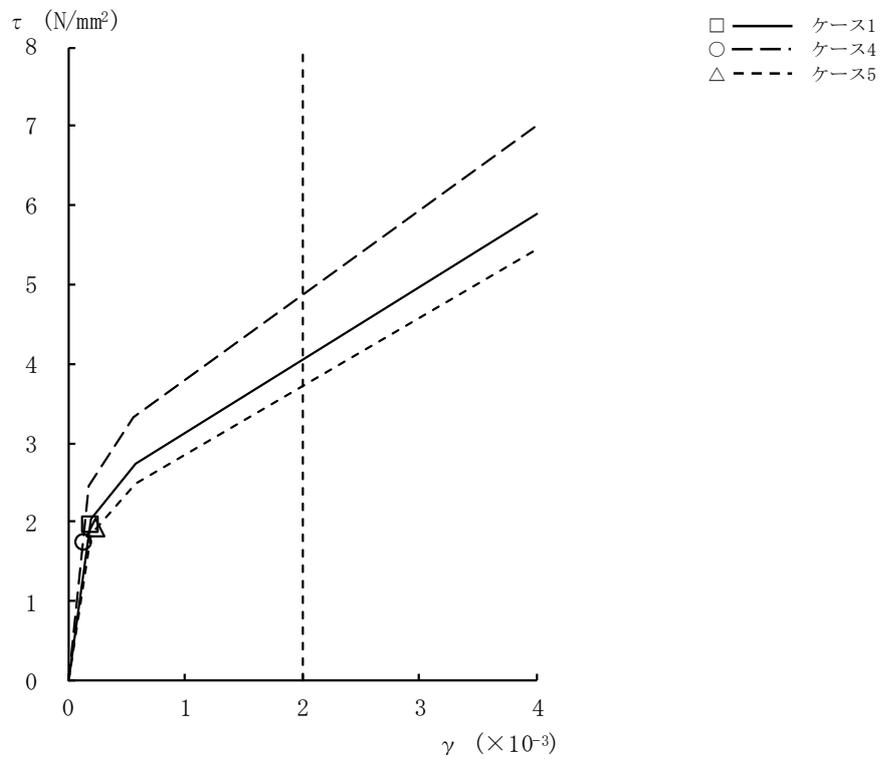


図4-40  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, 4F) (2/9)

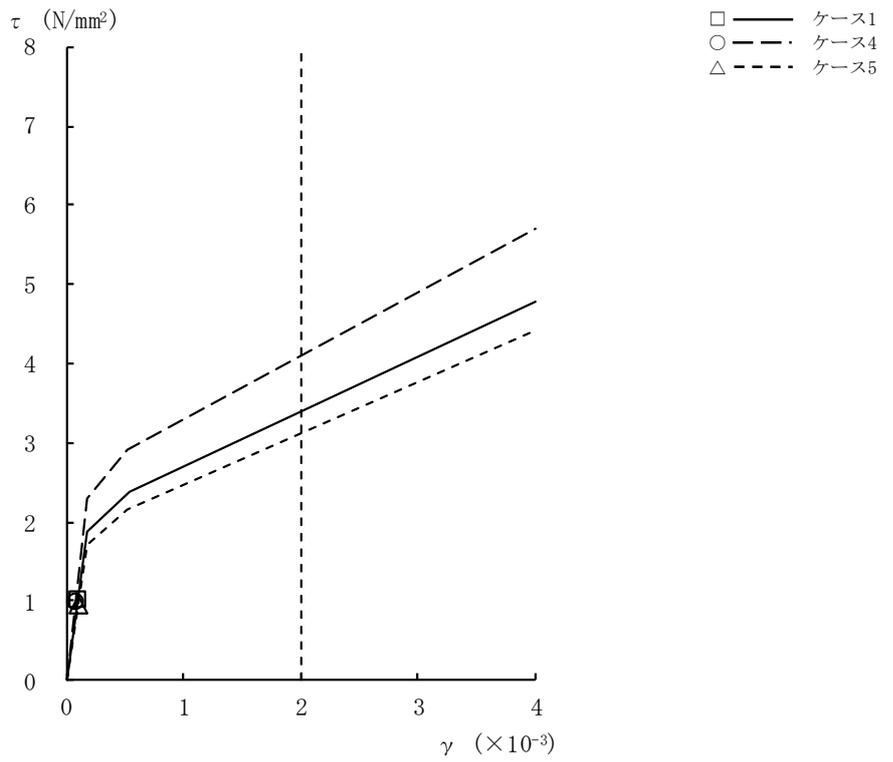


図4-40  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, 3F) (3/9)

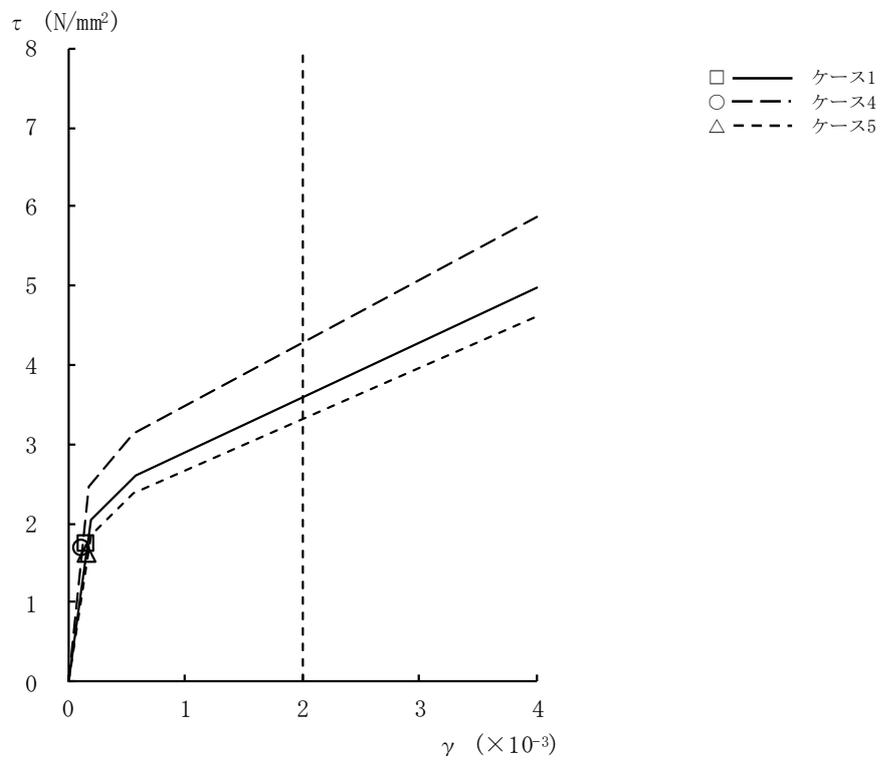


図4-40  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, 2F) (4/9)

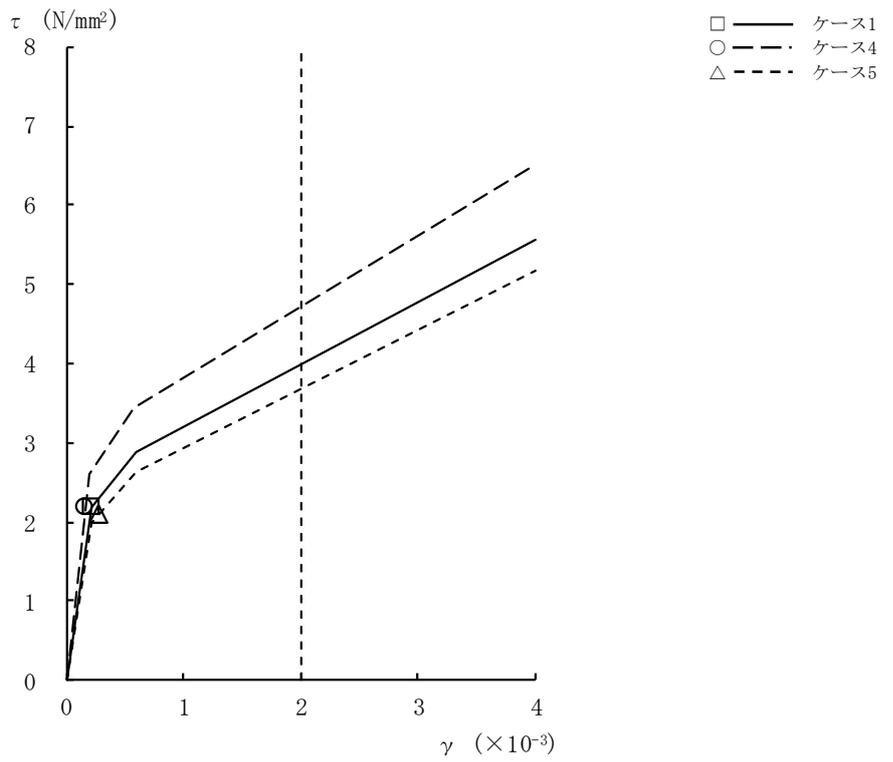


図4-40 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, 1F) (5/9)

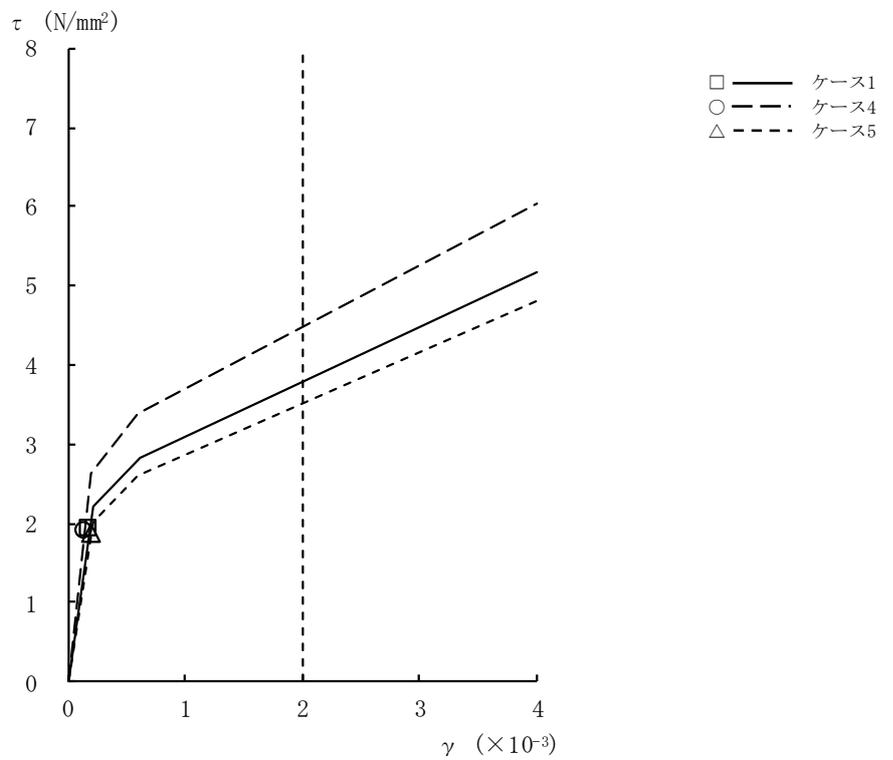


図4-40 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, B1F) (6/9)

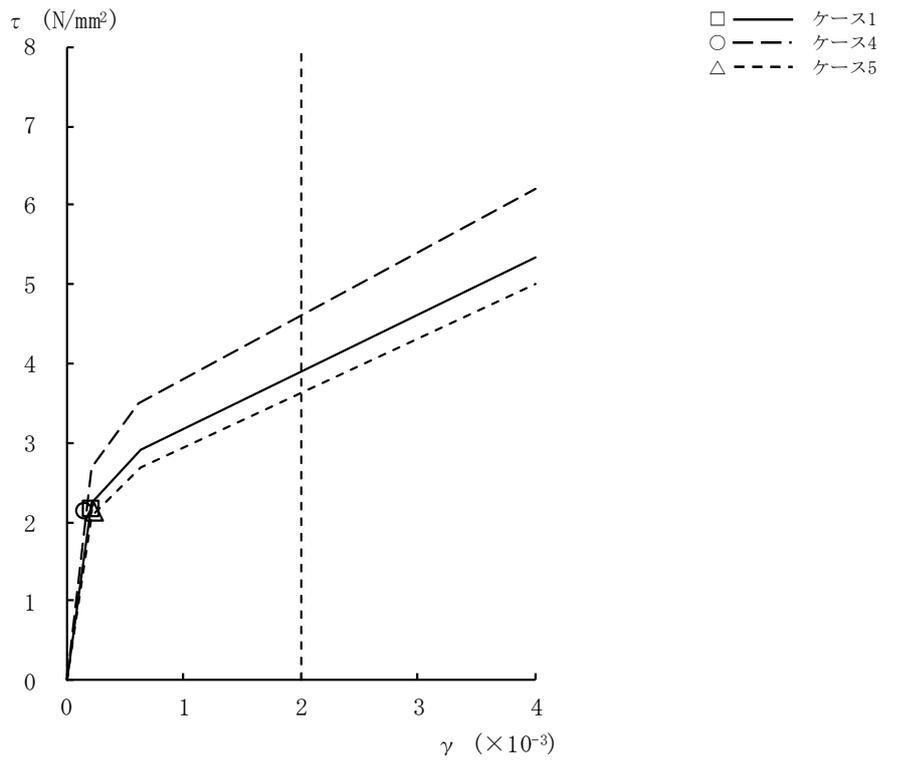


図4-40  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, B2F) (7/9)

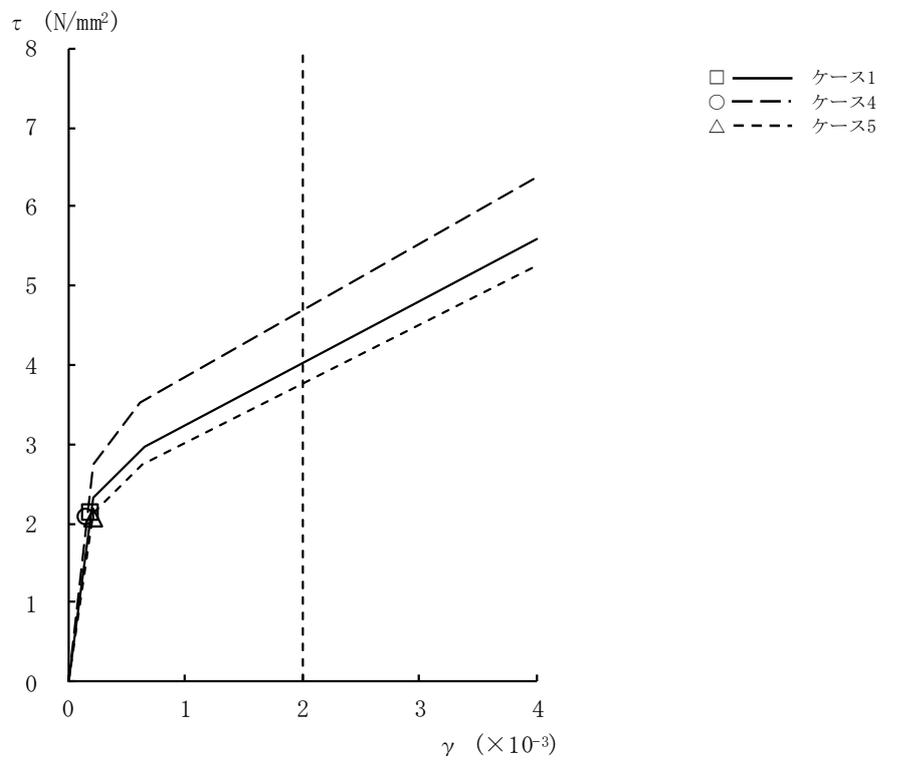


図4-40  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, B3F) (8/9)

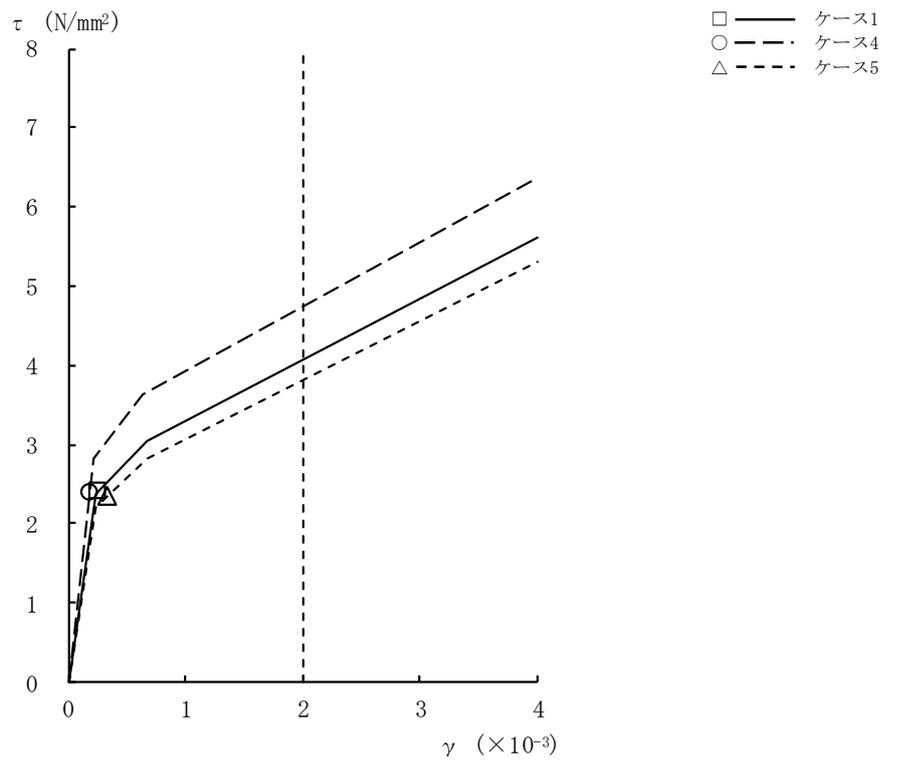


図4-40  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, B4F) (9/9)

表 4-7 地震応答解析結果に基づく接地率 (ケース 1)

(a) NS 方向

基準地震動 $S_s$	最大接地圧 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	最大転倒モーメント ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	最小接地率 (%)
Ss-1	2200	104	69.5

(b) EW 方向

基準地震動 $S_s$	最大接地圧 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	最大転倒モーメント ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	最小接地率 (%)
Ss-1	2200	104	69.5

表 4-8 地震応答解析結果に基づく接地率 (ケース 4)

(a) NS 方向

基準地震動 $S_s$	最大接地圧 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	最大転倒モーメント ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	最小接地率 (%)
Ss-1	2180	103	70.0

(b) EW 方向

基準地震動 $S_s$	最大接地圧 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	最大転倒モーメント ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	最小接地率 (%)
Ss-1	2180	103	70.1

表 4-9 地震応答解析結果に基づく接地率 (ケース 5)

(a) NS 方向

基準地震動 $S_s$	最大接地圧 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	最大転倒モーメント ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	最小接地率 (%)
Ss-1	2200	104	69.6

(b) EW 方向

基準地震動 $S_s$	最大接地圧 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	最大転倒モーメント ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	最小接地率 (%)
Ss-1	2190	104	69.8

#### 4.3 まとめ

建屋剛性及び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。

- 建屋剛性及び地盤剛性の不確かさ
  - ・発生応力は基本ケースとおおむね同等である。
  - ・建屋剛性及び地盤剛性を大きくなる側（実強度 $+\sigma$ ，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（実強度 $-\sigma$ ，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。
  
- 建屋剛性の不確かさ
  - ・発生応力は基本ケースとおおむね同等である。
  - ・建屋剛性を大きくなる側（コア強度平均）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（実強度 $-2\sigma$ ）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。

建屋剛性及び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、建屋－地盤連成モデルの剛性が変化するため、変位は変動する。建屋剛性及び地盤剛性が大きくなる側に変動する場合は、モデル剛性の増加に伴い変位は小さくなり、小さくなる側に変動する場合は、モデル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3-1-12

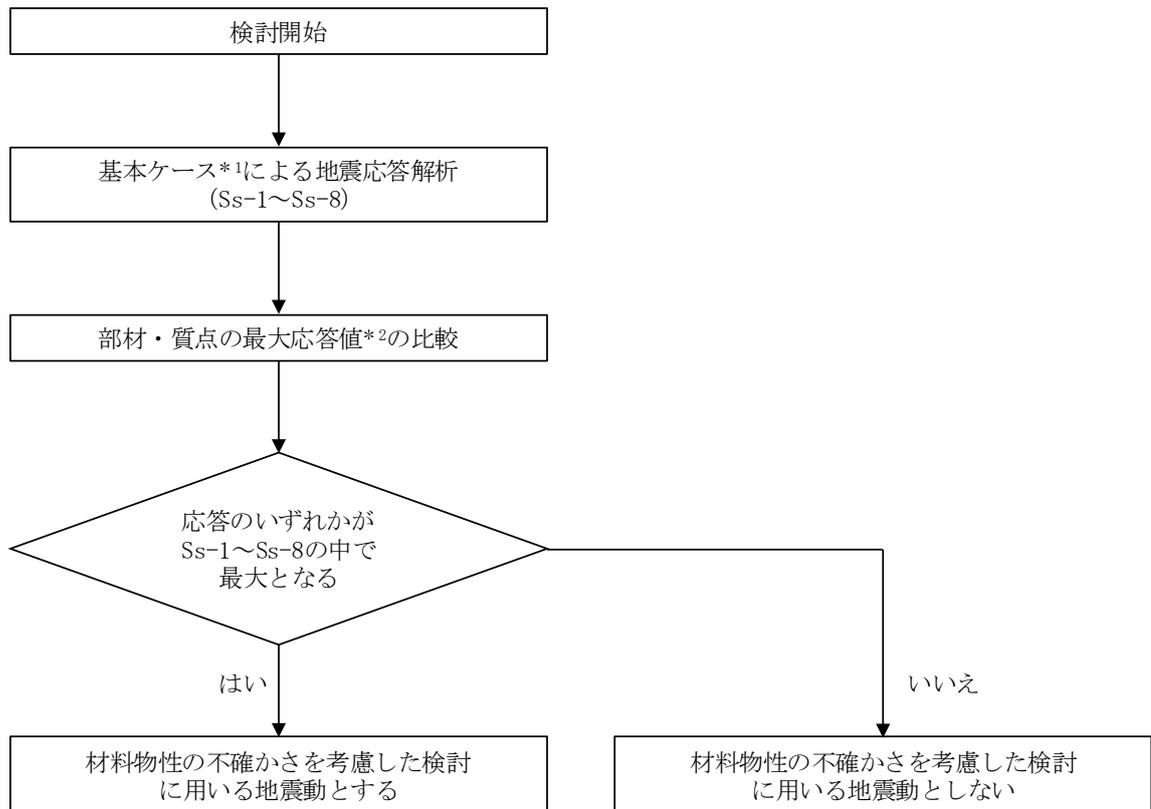
## 1. 概要

材料物性の不確かさの考慮に当たっては、建屋及び地震動（基準地震動  $S_s$ ）ごとの基本ケースにおける建屋応答を確認したうえで、建屋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：実強度（ $31.3\text{N/mm}^2$ ），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，加速度，変位，せん断力，曲げモーメント，軸力及びせん断ひずみとする。
- 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：実強度，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，加速度，変位，せん断力，曲げモーメント，軸力及びせん断ひずみとする。

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

5号機原子炉建屋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。5号機原子炉建屋の基準地震動  $S_s$  に対する応答を表3-1～表3-13に示す。

「2. 選定方法」に基づき確認した結果、 $S_s-1, S_s-2, S_s-3$ 及び $S_s-8$ については、応答値のいずれかが $S_s-1\sim S_s-8$ 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  $S_s$ ，NS 方向）

部位	質点番号	最大応答加速度 ( $m/s^2$ )								
		Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	最大値
耐震壁	1	18.5	11.7	12.3	7.51	6.43	7.60	6.31	14.9	18.5
	2	13.8	9.17	9.59	5.92	5.14	6.02	4.64	11.9	13.8
	3	10.7	8.05	8.23	4.95	4.69	5.10	4.21	10.4	10.7
	4	9.80	7.47	7.46	4.31	4.38	4.47	3.96	9.58	9.80
	5	8.53	6.60	6.69	3.49	3.94	3.58	3.51	8.42	8.53
	6	7.51	5.71	5.91	2.91	3.63	2.93	2.94	7.72	7.72
	7	6.59	4.95	5.38	2.51	3.35	2.52	2.80	6.99	6.99
	8	5.98	4.78	5.08	2.39	3.06	2.66	2.66	6.21	6.21
	9	5.51	4.20	5.61	2.46	2.60	2.74	2.36	5.20	5.61
基礎上端		5.15	3.97	5.90	2.38	2.25	2.67	2.30	4.57	5.90

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  $S_s$ ，NS 方向）

部位	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
耐震壁	1	67.2	46.1	51.3	26.8	28.8	27.9	24.1	66.7	67.2
	2	57.0	39.4	43.5	22.5	24.9	23.5	20.5	57.3	57.3
	3	50.9	35.4	38.9	19.9	22.6	20.8	18.4	51.8	51.8
	4	46.4	32.4	35.6	18.1	20.8	18.9	17.1	47.5	47.5
	5	39.7	27.9	30.8	15.3	18.2	16.0	15.1	41.1	41.1
	6	32.4	23.0	25.7	12.4	15.2	13.0	12.9	34.1	34.1
	7	26.2	18.7	21.4	9.85	12.6	10.4	10.9	28.1	28.1
	8	21.5	15.0	17.6	7.68	10.3	8.18	9.16	22.7	22.7
	9	15.5	11.4	12.5	4.89	7.07	5.41	6.52	15.2	15.5
基礎上端		11.1	9.02	8.73	3.50	4.57	3.90	4.37	9.50	11.1

注：網掛け部分は最大値を示す。

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）

部位	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
耐震壁	1	74.7	47.0	49.4	29.8	26.2	30.2	25.5	60.3	74.7
	2	132	94.0	98.3	60.4	51.6	61.3	49.4	122	132
	3	400	300	305	186	169	191	148	384	400
	4	735	561	562	337	321	347	283	719	735
	5	1130	882	869	502	512	519	451	1130	1130
	6	1470	1150	1140	626	681	646	590	1470	1470
	7	1760	1380	1360	722	832	740	699	1770	1770
	8	2050	1470	1670	820	1060	811	915	1990	2050
	9	2550	1600	2020	878	1170	981	1100	1940	2550

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<sub>s</sub>，NS方向）

部位	部材番号	最大応答曲げモーメント(×10 <sup>5</sup> kN・m)								
		Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	最大値
耐震壁	1	3.26 11.7	2.23 7.61	1.80 7.20	1.16 4.52	1.02 3.80	1.16 4.63	0.897 3.60	1.66 8.14	3.26 11.7
	2	17.0 25.3	11.8 17.6	10.3 16.3	6.67 10.5	5.34 8.47	6.80 10.8	4.99 8.00	10.4 18.2	17.0 25.3
	3	57.3 76.1	46.5 59.3	39.1 54.0	25.7 35.1	19.7 26.8	25.8 35.6	19.1 25.1	34.5 54.2	57.3 76.1
	4	114 162	95.6 127	82.4 122	54.1 78.7	40.8 59.1	54.5 79.9	39.4 54.5	74.6 128	114 162
	5	209 282	176 222	159 221	104 143	77.7 109	105 145	73.6 103	153 242	209 282
	6	331 413	274 319	262 328	169 211	126 169	172 215	118 158	266 367	331 413
	7	460 552	368 420	366 436	235 278	181 233	240 285	173 217	385 495	460 552
	8	604 706	467 573	480 581	306 366	247 333	313 375	235 303	514 677	604 706
	9	762 867	604 695	619 708	394 439	348 426	403 450	323 372	708 850	762 867

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<sub>s</sub>，NS方向）

部位	部材番号	最大応答せん断ひずみ(×10 <sup>-3</sup> )								最大値
		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	
耐震壁	1	0.170	0.107	0.113	0.0678	0.0596	0.0688	0.0581	0.137	0.170
	2	0.268	0.150	0.156	0.0959	0.0820	0.0973	0.0785	0.194	0.268
	3	0.116	0.0863	0.0878	0.0537	0.0486	0.0550	0.0428	0.111	0.116
	4	0.173	0.132	0.133	0.0792	0.0755	0.0815	0.0666	0.169	0.173
	5	0.196	0.152	0.150	0.0865	0.0882	0.0893	0.0777	0.195	0.196
	6	0.204	0.160	0.157	0.0865	0.0942	0.0892	0.0816	0.204	0.204
	7	0.205	0.160	0.158	0.0837	0.0965	0.0858	0.0811	0.205	0.205
	8	0.216	0.155	0.176	0.0864	0.112	0.0854	0.0963	0.209	0.216
	9	0.230	0.143	0.181	0.0788	0.105	0.0879	0.0990	0.174	0.230

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）

部位	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
耐震壁	1	17.4	14.1	12.0	12.0	11.3	12.3	12.1	14.9	17.4
	2	12.7	12.1	9.58	8.60	9.00	9.01	9.71	12.0	12.7
	3	10.7	11.2	8.18	6.81	7.62	7.32	8.35	10.4	11.2
	4	9.75	10.3	7.41	6.31	6.90	6.87	7.54	9.58	10.3
	5	8.40	9.81	6.70	6.03	5.98	6.60	6.40	8.39	9.81
	6	7.42	8.92	5.94	5.71	5.21	6.22	5.65	7.76	8.92
	7	6.66	8.57	5.36	5.34	4.77	5.81	5.41	7.00	8.57
	8	6.00	7.70	5.09	4.87	4.60	5.30	5.46	6.17	7.70
	9	5.55	6.05	5.62	3.99	4.45	4.35	5.47	5.21	6.05
基礎上端		5.15	5.59	5.92	3.47	4.38	3.75	5.50	4.60	5.92

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）

部位	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
耐震壁	1	66.2	70.5	50.6	42.4	43.8	47.0	48.1	66.4	70.5
	2	56.5	59.7	43.2	36.4	37.2	40.5	40.9	57.1	59.7
	3	50.7	53.3	38.7	32.8	33.2	36.6	36.4	51.6	53.3
	4	46.4	48.6	35.5	30.3	30.3	33.8	33.2	47.4	48.6
	5	39.7	41.3	30.7	26.4	25.9	29.5	28.3	41.0	41.3
	6	32.3	32.9	25.6	22.1	21.0	24.8	22.9	34.0	34.0
	7	26.2	26.2	21.4	18.6	17.0	20.9	18.4	28.0	28.0
	8	21.4	19.8	17.6	15.4	13.4	17.4	14.4	22.6	22.6
	9	15.6	12.7	12.5	10.8	8.61	12.4	9.23	15.2	15.6
基礎上端		11.0	8.67	8.72	7.32	5.57	8.52	5.68	9.50	11.0

注：網掛け部分は最大値を示す。

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）

部位	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
耐震壁	1	70.6	57.7	48.4	48.1	45.1	49.3	48.9	60.0	70.6
	2	133	118	97.6	92.5	91.6	95.7	98.9	122	133
	3	403	400	305	261	285	277	313	386	403
	4	742	754	561	470	525	505	576	720	754
	5	1140	1200	866	730	808	797	884	1130	1200
	6	1470	1610	1130	975	1040	1070	1130	1470	1610
	7	1750	1930	1360	1200	1240	1320	1340	1760	1930
	8	2040	2230	1660	1690	1480	1830	1560	1990	2230
	9	2490	2470	2020	1810	1670	1930	1750	1940	2490

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<sub>s</sub>，EW方向）

部位	部材番号	最大応答曲げモーメント(×10 <sup>5</sup> kN・m)								
		Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	最大値
耐震壁	1	4.33 12.2	3.10 9.15	2.47 7.71	2.56 7.90	2.62 7.00	2.74 7.94	3.09 8.68	2.30 8.74	4.33 12.2
	2	16.8 25.4	12.6 19.2	10.6 16.5	10.6 16.6	10.2 15.1	11.2 16.8	12.4 18.6	10.9 18.7	16.8 25.4
	3	59.2 78.1	49.6 66.1	40.5 55.4	40.5 51.8	41.0 51.4	43.4 55.6	49.6 63.7	36.1 56.0	59.2 78.1
	4	118 165	103 150	84.8 124	82.1 110	83.5 109	88.0 118	102 137	77.0 130	118 165
	5	215 288	197 275	163 224	150 195	152 197	161 206	188 241	156 245	215 288
	6	336 418	329 414	264 330	232 282	233 297	249 295	293 346	267 368	336 418
	7	463 554	466 556	367 436	312 368	326 398	334 382	393 444	385 495	466 556
	8	606 708	619 744	479 578	403 499	434 543	424 526	501 594	514 677	619 744
	9	760 868	811 909	617 706	532 624	581 673	560 663	640 723	704 846	811 909

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）

部位	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
耐震壁	①	0.126	0.103	0.0859	0.0855	0.0801	0.0875	0.0868	0.107	0.126
	②	0.191	0.169	0.140	0.133	0.132	0.138	0.142	0.176	0.191
	③	0.0983	0.0977	0.0744	0.0638	0.0696	0.0676	0.0764	0.0942	0.0983
	④	0.168	0.170	0.127	0.106	0.119	0.114	0.130	0.163	0.170
	⑤	0.214	0.283	0.162	0.136	0.151	0.149	0.165	0.211	0.283
	⑥	0.186	0.204	0.144	0.124	0.132	0.136	0.143	0.186	0.204
	⑦	0.209	0.291	0.163	0.144	0.148	0.158	0.160	0.210	0.291
	⑧	0.208	0.244	0.170	0.173	0.151	0.187	0.159	0.203	0.244
	⑨	0.253	0.236	0.189	0.170	0.157	0.181	0.164	0.182	0.253

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）

部位	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
屋根トラス部	12	26.8	16.7	15.9	11.5	11.8	12.1	11.8	6.48	26.8
	13	49.5	27.8	27.2	20.4	14.8	22.5	17.6	9.58	49.5
	14	63.3	36.0	33.7	22.4	22.3	23.8	24.7	13.0	63.3
耐震壁	1	9.90	6.08	7.59	5.91	4.75	5.70	4.87	4.50	9.90
	2	9.35	5.81	6.83	5.35	4.74	5.32	4.79	3.98	9.35
	3	9.15	5.72	6.34	4.95	4.69	5.03	4.67	3.59	9.15
	4	9.02	5.67	6.12	4.75	4.62	4.88	4.59	3.40	9.02
	5	8.64	5.55	5.93	4.28	4.40	4.46	4.33	2.89	8.64
	6	8.16	5.37	5.88	3.81	4.15	4.17	4.02	2.45	8.16
	7	7.95	5.21	5.83	3.84	4.00	4.10	3.77	2.29	7.95
	8	7.74	5.05	5.82	3.83	3.88	4.00	3.53	2.28	7.74
	9	7.57	4.77	5.81	3.76	3.67	3.84	3.34	2.30	7.57
	基礎上端	7.67	4.51	5.84	3.73	3.49	3.69	3.29	2.40	7.67

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<sub>s</sub>，鉛直方向）

部位	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
屋根トラス部	12	52.5	30.5	32.9	22.9	20.4	25.1	23.4	13.4	52.5
	13	100	58.0	58.4	42.6	35.2	46.8	41.8	23.8	100
	14	121	70.9	71.5	51.1	42.1	56.0	50.4	28.7	121
耐震壁	1	14.2	7.56	13.5	6.24	7.22	7.43	6.86	3.83	14.2
	2	14.1	7.44	13.4	6.17	7.17	7.35	6.82	3.78	14.1
	3	14.0	7.38	13.3	6.12	7.12	7.30	6.78	3.74	14.0
	4	13.9	7.35	13.3	6.10	7.10	7.27	6.75	3.73	13.9
	5	13.8	7.27	13.1	6.02	7.02	7.19	6.68	3.68	13.8
	6	13.6	7.16	13.0	5.91	6.91	7.07	6.58	3.62	13.6
	7	13.4	7.06	12.8	5.81	6.82	6.96	6.48	3.57	13.4
	8	13.2	6.96	12.6	5.70	6.72	6.87	6.38	3.51	13.2
基礎上端	12.6	6.68	12.2	5.47	6.44	6.61	6.14	3.35	12.6	

注：網掛け部分は最大値を示す。

表3-13 最大応答軸力一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，鉛直方向）

部位	部材番号	最大応答軸力(×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
耐震壁	①	48.9	28.1	32.8	30.6	23.2	31.6	25.5	14.6	48.9
	②	91.8	49.7	68.1	58.6	47.1	59.3	50.3	35.0	91.8
	③	318	191	230	186	167	188	170	126	318
	④	634	390	444	354	329	359	330	243	634
	⑤	1030	642	697	549	528	562	527	372	1030
	⑥	1420	902	970	732	728	752	721	481	1420
	⑦	1780	1140	1240	890	911	915	896	568	1780
	⑧	2200	1430	1560	1060	1120	1120	1090	672	2200
	⑨	2670	1730	1940	1240	1360	1360	1300	768	2670

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

建屋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建屋応答の確認は、以下の資料に基づき実施した。

- ・ V-2-2-15 緊急時対策所の地震応答計算書

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

建屋名	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
5号機原子炉建屋	Ss-1, Ss-2, Ss-3, 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
2.1 建屋剛性及び地盤剛性の不確かさ .....	別紙3-2-1
2.2 建屋剛性の不確かさ .....	別紙3-2-57
3. まとめ .....	別紙3-2-113

## 1. 概要

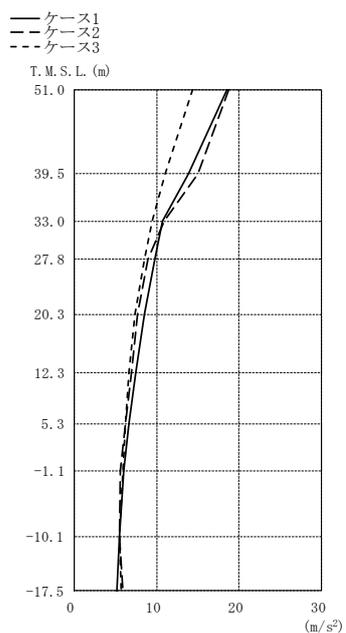
本資料は5号機原子炉建屋の地震応答解析において、材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を示すものである。

## 2. 地震応答解析結果

### 2.1 建屋剛性及び地盤剛性の不確かさ

建屋剛性及び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2-19に、接地率を表2-1～表2-3に示す。

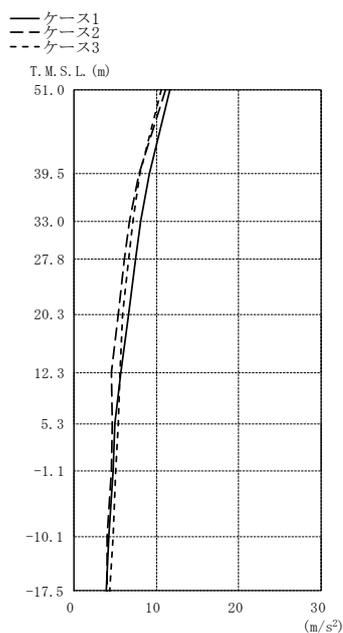
以後、基本ケースをケース1、建屋剛性+ $\sigma$  地盤剛性+ $\sigma$  としたケースをケース2、建屋剛性- $\sigma$  地盤剛性- $\sigma$  としたケースをケース3として示す。



(m/s <sup>2</sup> )		
①	②	③
18.5	18.8	14.4
13.8	15.0	11.0
10.7	11.0	9.44
9.80	8.98	8.51
8.53	7.64	7.36
7.51	6.94	6.69
6.59	6.22	6.20
5.98	5.56	5.89
5.51	5.50	5.54
5.15	5.93	5.72

注：①工総モデル  
②建屋・地盤剛性(+α)モデル  
③建屋・地盤剛性(-α)モデル

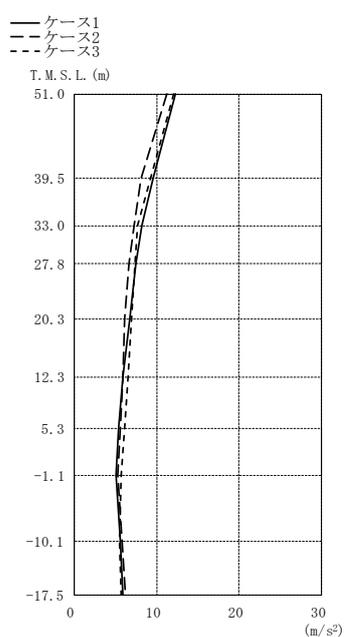
(a) Ss-1



(m/s <sup>2</sup> )		
①	②	③
11.7	11.1	10.6
9.17	7.91	7.97
8.05	6.74	7.13
7.47	6.14	6.65
6.60	5.40	5.90
5.71	4.60	5.56
4.95	4.63	5.34
4.78	4.55	5.07
4.20	4.05	4.71
3.97	4.00	4.33

注：①工総モデル  
②建屋・地盤剛性(+α)モデル  
③建屋・地盤剛性(-α)モデル

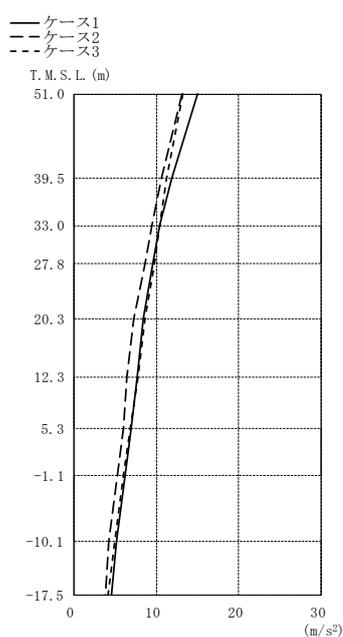
(b) Ss-2



(m/s <sup>2</sup> )		
①	②	③
12.3	11.2	12.1
9.59	8.14	9.22
8.23	7.29	7.68
7.46	6.68	7.33
6.69	6.17	6.97
5.91	5.94	6.51
5.38	5.63	6.07
5.08	5.28	5.71
5.61	5.84	5.49
5.90	6.22	5.71

注：①工総モデル  
②建屋・地盤剛性(+α)モデル  
③建屋・地盤剛性(-α)モデル

(c) Ss-3

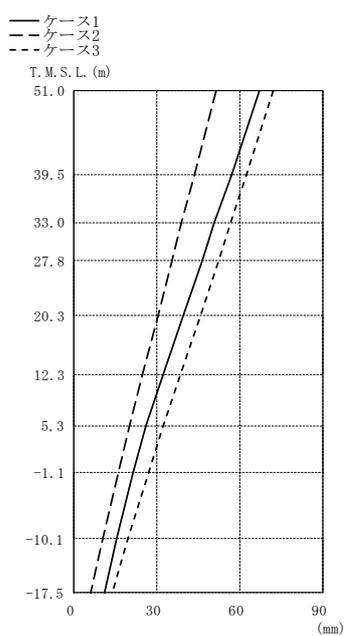


(m/s <sup>2</sup> )		
①	②	③
14.9	13.1	13.2
11.9	10.6	11.2
10.4	9.42	10.4
9.58	8.58	9.81
8.42	7.22	8.65
7.72	6.48	7.75
6.99	5.97	6.83
6.21	5.30	6.05
5.20	4.29	4.94
4.57	3.79	4.18

注：①工総モデル  
②建屋・地盤剛性(+α)モデル  
③建屋・地盤剛性(-α)モデル

(d) Ss-8

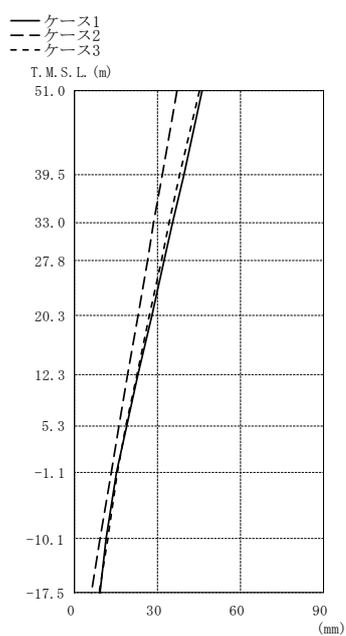
図2-1 最大応答加速度（基準地震動 S s，NS方向）



(mm)		
①	②	③
67.2	51.4	72.1
57.0	43.6	62.4
50.9	38.8	56.7
46.4	35.4	52.3
39.7	30.3	45.7
32.4	24.8	38.6
26.2	20.2	32.4
21.5	16.1	26.9
15.5	10.3	19.4
11.1	5.89	14.0

注：①工認モデル  
②建屋・地盤剛性(+ $\alpha$ )モデル  
③建屋・地盤剛性(- $\alpha$ )モデル

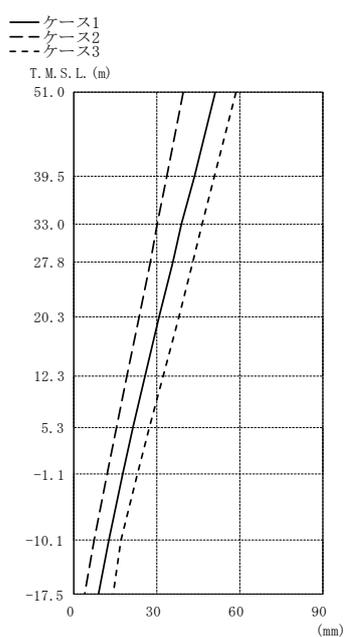
(a) Ss-1



(mm)		
①	②	③
46.1	37.0	45.1
39.4	31.7	38.0
35.4	28.6	34.1
32.4	26.3	31.3
27.9	22.8	27.0
23.0	19.1	22.5
18.7	15.9	18.6
15.0	13.1	15.6
11.4	9.06	11.9
9.02	5.94	9.00

注：①工認モデル  
②建屋・地盤剛性(+ $\alpha$ )モデル  
③建屋・地盤剛性(- $\alpha$ )モデル

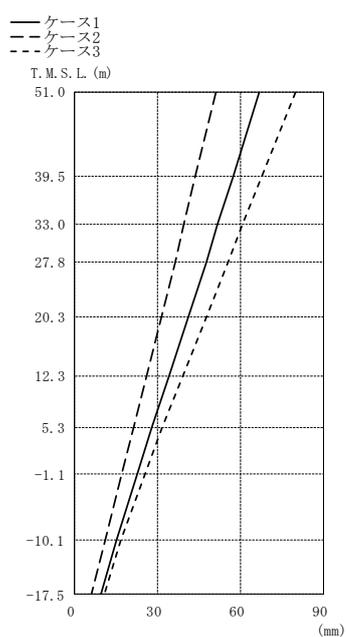
(b) Ss-2



(mm)		
①	②	③
51.3	39.6	58.6
43.5	33.7	51.0
38.9	30.2	46.4
35.6	27.6	43.0
30.8	23.6	37.9
25.7	19.2	32.2
21.4	15.4	27.3
17.6	12.0	22.8
12.5	7.27	17.1
8.73	3.90	14.0

注：①工認モデル  
②建屋・地盤剛性(+ $\alpha$ )モデル  
③建屋・地盤剛性(- $\alpha$ )モデル

(c) Ss-3

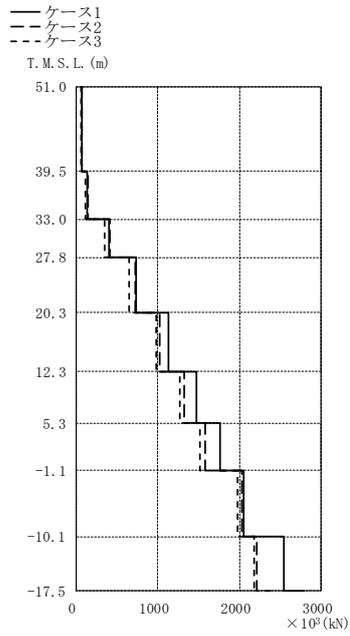


(mm)		
①	②	③
66.7	51.0	79.8
57.3	43.7	67.9
51.8	39.5	60.9
47.5	36.3	55.6
41.1	31.4	47.7
34.1	26.1	39.2
28.1	21.3	31.9
22.7	17.1	25.3
15.2	10.9	16.7
9.50	6.04	10.9

注：①工認モデル  
②建屋・地盤剛性(+ $\alpha$ )モデル  
③建屋・地盤剛性(- $\alpha$ )モデル

(d) Ss-8

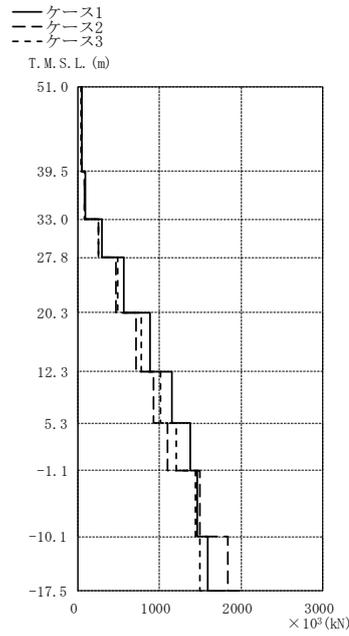
図2-2 最大応答変位 (基準地震動 S s , NS方向)



× 10 <sup>3</sup> (kN)		
①	②	③
74.7	75.4	58.0
132	143	113
400	414	353
735	728	648
1130	1020	986
1470	1330	1270
1760	1580	1510
2050	2030	1970
2550	2210	2180

注：①工認モデル  
②建屋・地盤剛性(+σ)モデル  
③建屋・地盤剛性(-σ)モデル

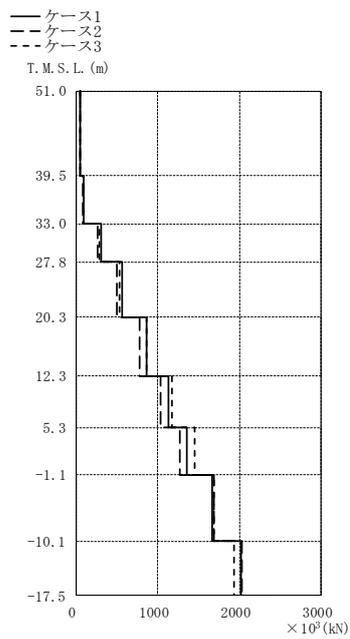
(a) Ss-1



× 10 <sup>3</sup> (kN)		
①	②	③
47.0	45.2	42.6
94.0	86.6	82.4
300	251	259
561	463	488
882	716	774
1150	932	1020
1380	1100	1210
1470	1500	1440
1600	1840	1500

注：①工認モデル  
②建屋・地盤剛性(+σ)モデル  
③建屋・地盤剛性(-σ)モデル

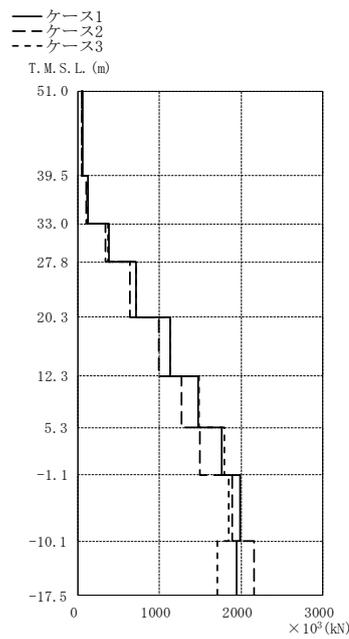
(b) Ss-2



× 10 <sup>3</sup> (kN)		
①	②	③
49.4	45.4	48.8
98.3	81.0	96.5
305	266	291
562	496	528
869	783	859
1140	1030	1170
1360	1270	1460
1670	1690	1690
2020	2030	1930

注：①工認モデル  
②建屋・地盤剛性(+σ)モデル  
③建屋・地盤剛性(-σ)モデル

(c) Ss-3

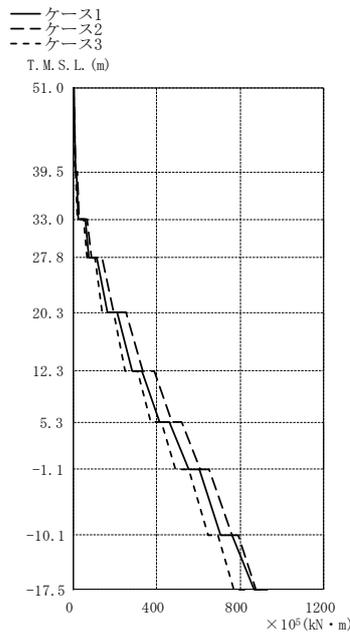


× 10 <sup>3</sup> (kN)		
①	②	③
60.3	52.4	53.2
122	106	110
384	341	375
719	638	718
1130	989	1140
1470	1270	1490
1770	1500	1790
1990	1900	1850
1940	2160	1710

注：①工認モデル  
②建屋・地盤剛性(+σ)モデル  
③建屋・地盤剛性(-σ)モデル

(d) Ss-8

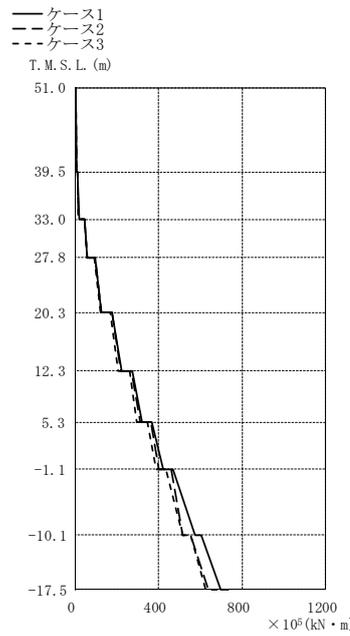
図2-3 最大応答せん断力 (基準地震動 S<sub>s</sub>, NS方向)



× 10 <sup>5</sup> (kN·m)		
①	②	③
3.26	3.76	2.74
11.7	12.4	8.31
17.0	18.6	12.5
25.3	27.3	18.5
57.3	66.9	51.2
76.1	88.3	64.1
114	137	106
162	191	139
209	251	194
282	332	248
331	389	307
413	474	369
460	521	424
552	607	490
604	651	553
706	760	647
762	791	694
867	873	769

注：①工認モデル  
②建屋・地盤剛性(+α)モデル  
③建屋・地盤剛性(-α)モデル

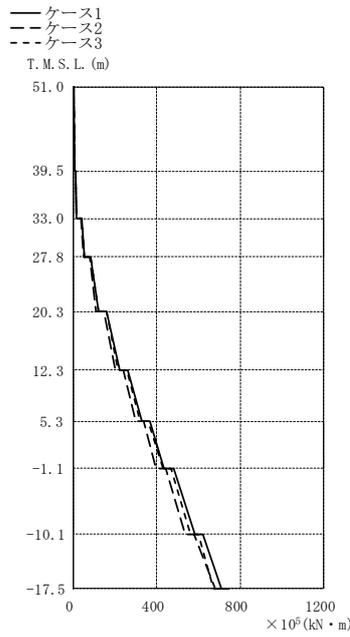
(a) Ss-1



× 10 <sup>5</sup> (kN·m)		
①	②	③
2.23	2.24	2.21
7.61	7.41	7.08
11.8	11.6	11.2
17.6	17.2	16.4
46.5	46.4	45.3
59.3	58.6	56.5
95.6	95.4	92.8
127	125	120
176	175	169
222	218	206
274	271	260
319	313	295
368	363	345
420	401	390
467	458	434
573	517	515
604	551	551
695	638	625

注：①工認モデル  
②建屋・地盤剛性(+α)モデル  
③建屋・地盤剛性(-α)モデル

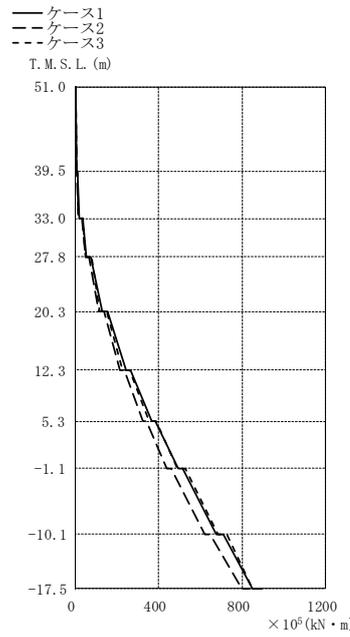
(b) Ss-2



× 10 <sup>5</sup> (kN·m)		
①	②	③
1.80	1.95	1.80
7.20	7.12	7.25
10.3	10.5	10.4
16.3	15.7	16.5
39.1	38.2	39.4
54.0	49.5	53.6
82.4	78.4	82.6
122	110	119
159	147	158
221	200	216
262	240	257
328	299	322
366	336	358
436	398	431
480	441	468
581	536	563
619	580	599
708	678	670

注：①工認モデル  
②建屋・地盤剛性(+α)モデル  
③建屋・地盤剛性(-α)モデル

(c) Ss-3

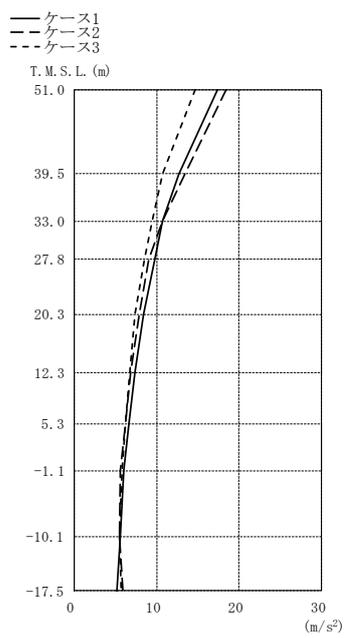


× 10 <sup>5</sup> (kN·m)		
①	②	③
1.66	1.40	1.82
8.14	6.93	7.24
10.4	8.90	9.76
18.2	15.6	16.4
34.5	30.6	38.6
54.2	48.1	50.4
74.6	66.8	80.3
128	114	118
153	137	151
242	215	226
266	236	261
367	325	353
385	342	386
495	438	489
514	461	529
677	622	684
708	647	727
850	797	850

注：①工認モデル  
②建屋・地盤剛性(+α)モデル  
③建屋・地盤剛性(-α)モデル

(d) Ss-8

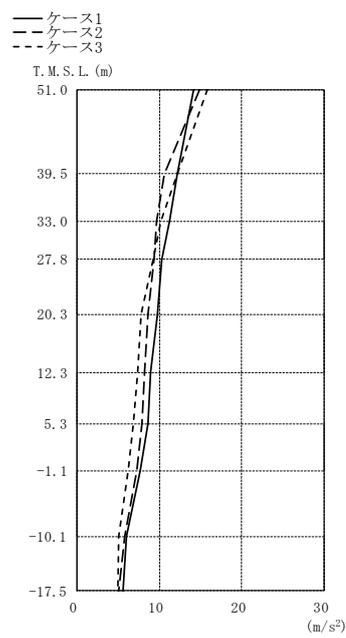
図2-4 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S<sub>s</sub>, NS方向)



(m/s <sup>2</sup> )		
①	②	③
17.4	18.5	14.7
12.7	13.4	10.7
10.7	10.7	9.42
9.75	9.05	8.49
8.40	7.84	7.33
7.42	6.84	6.75
6.66	6.26	6.22
6.00	5.63	5.85
5.55	5.51	5.50
5.15	5.94	5.71

注: ①工総モデル  
②建屋・地盤剛性(+α)モデル  
③建屋・地盤剛性(-α)モデル

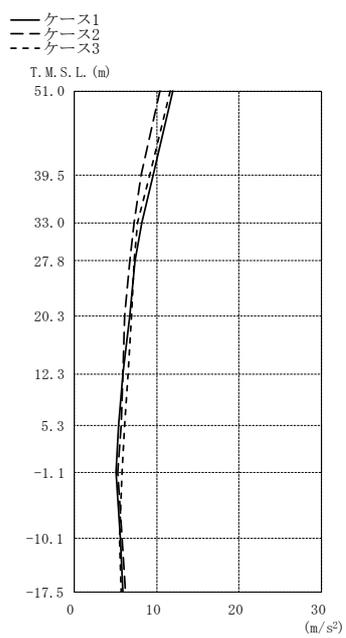
(a) Ss-1



(m/s <sup>2</sup> )		
①	②	③
14.1	14.9	15.9
12.1	10.6	12.2
11.2	9.65	10.2
10.3	9.37	9.21
9.81	8.59	7.79
8.92	8.24	7.37
8.57	7.93	6.87
7.70	7.29	6.18
6.05	5.77	5.04
5.59	5.06	4.94

注: ①工総モデル  
②建屋・地盤剛性(+α)モデル  
③建屋・地盤剛性(-α)モデル

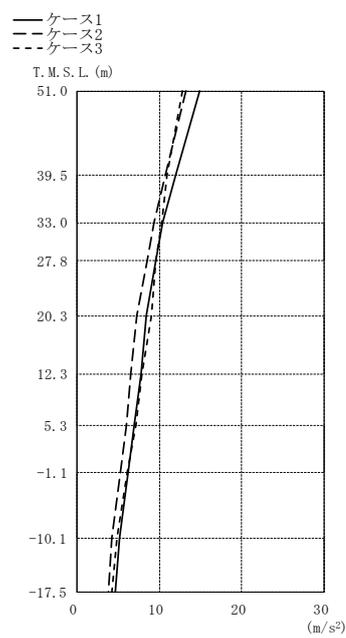
(b) Ss-2



(m/s <sup>2</sup> )		
①	②	③
12.0	10.4	11.6
9.58	8.10	9.16
8.18	7.26	7.68
7.41	6.70	7.31
6.70	6.08	6.96
5.94	5.90	6.49
5.36	5.65	6.11
5.09	5.33	5.76
5.62	5.85	5.51
5.92	6.24	5.73

注: ①工総モデル  
②建屋・地盤剛性(+α)モデル  
③建屋・地盤剛性(-α)モデル

(c) Ss-3

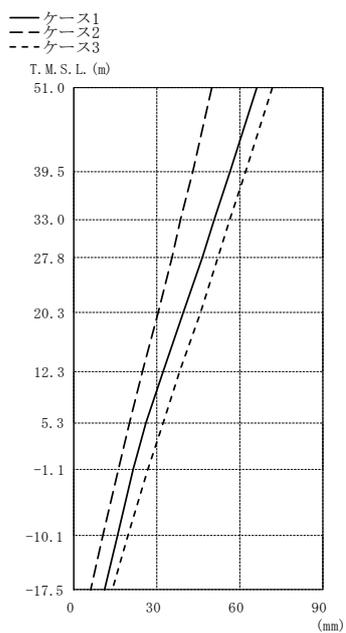


(m/s <sup>2</sup> )		
①	②	③
14.9	13.2	12.8
12.0	10.7	11.0
10.4	9.36	10.3
9.58	8.55	9.57
8.39	7.22	9.03
7.76	6.50	7.89
7.00	5.98	7.20
6.17	5.30	6.12
5.21	4.28	4.85
4.60	3.80	4.21

注: ①工総モデル  
②建屋・地盤剛性(+α)モデル  
③建屋・地盤剛性(-α)モデル

(d) Ss-8

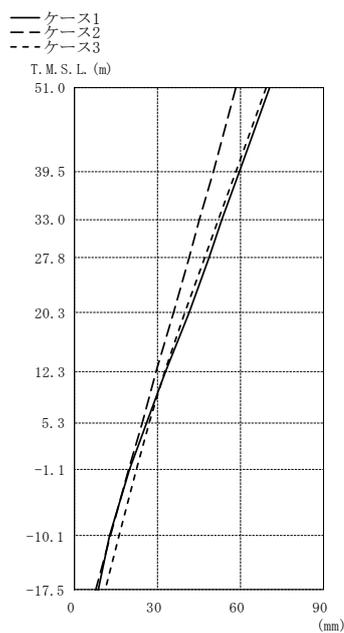
図2-5 最大応答加速度 (基準地震動 S s , EW方向)



(mm)		
①	②	③
66.2	50.0	71.8
56.5	42.9	62.2
50.7	38.7	56.5
46.4	35.4	52.2
39.7	30.3	45.7
32.3	24.7	38.5
26.2	20.2	32.4
21.4	16.1	26.9
15.6	10.4	19.4
11.0	5.91	14.0

注：①工認モデル  
②建屋・地盤剛性(+ $\alpha$ )モデル  
③建屋・地盤剛性(- $\alpha$ )モデル

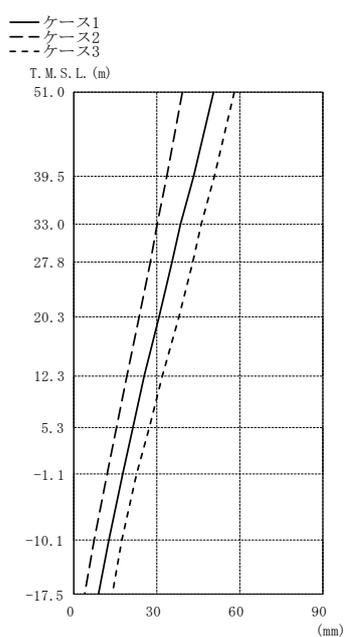
(a) Ss-1



(mm)		
①	②	③
70.5	58.3	69.3
59.7	50.1	58.4
53.3	45.2	51.9
48.6	41.5	47.1
41.3	35.9	39.9
32.9	29.7	32.8
26.2	24.4	26.9
19.8	19.6	22.3
12.7	12.9	16.0
8.67	7.65	11.1

注：①工認モデル  
②建屋・地盤剛性(+ $\alpha$ )モデル  
③建屋・地盤剛性(- $\alpha$ )モデル

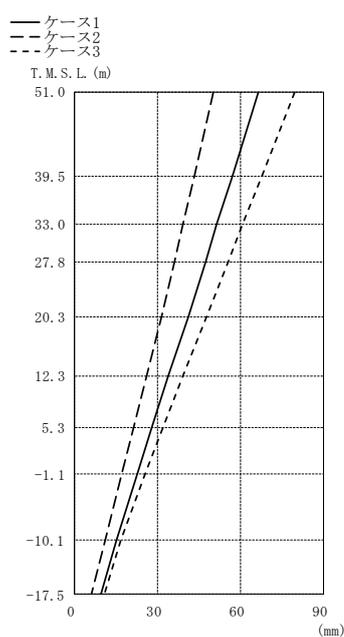
(b) Ss-2



(mm)		
①	②	③
50.6	39.2	58.1
43.2	33.5	50.7
38.7	30.1	46.3
35.5	27.6	43.0
30.7	23.6	37.8
25.6	19.2	32.1
21.4	15.5	27.3
17.6	12.0	22.8
12.5	7.33	17.2
8.72	3.90	14.0

注：①工認モデル  
②建屋・地盤剛性(+ $\alpha$ )モデル  
③建屋・地盤剛性(- $\alpha$ )モデル

(c) Ss-3

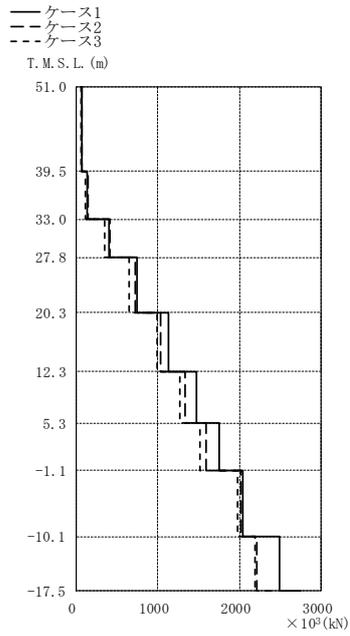


(mm)		
①	②	③
66.4	50.4	79.6
57.1	43.4	67.8
51.6	39.3	60.8
47.4	36.2	55.7
41.0	31.4	47.8
34.0	26.0	39.1
28.0	21.4	31.9
22.6	17.1	25.3
15.2	11.0	16.7
9.50	6.04	10.9

注：①工認モデル  
②建屋・地盤剛性(+ $\alpha$ )モデル  
③建屋・地盤剛性(- $\alpha$ )モデル

(d) Ss-8

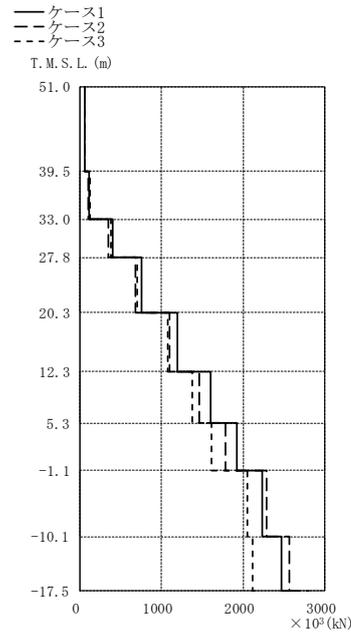
図2-6 最大応答変位 (基準地震動 S<sub>s</sub>, EW方向)



× 10 <sup>3</sup> (kN)		
①	②	③
70.6	74.8	59.3
133	143	114
403	415	347
742	728	645
1140	1030	989
1470	1340	1270
1750	1590	1520
2040	2020	1980
2490	2220	2190

注：①工認モデル  
②建屋・地盤剛性(+σ)モデル  
③建屋・地盤剛性(-σ)モデル

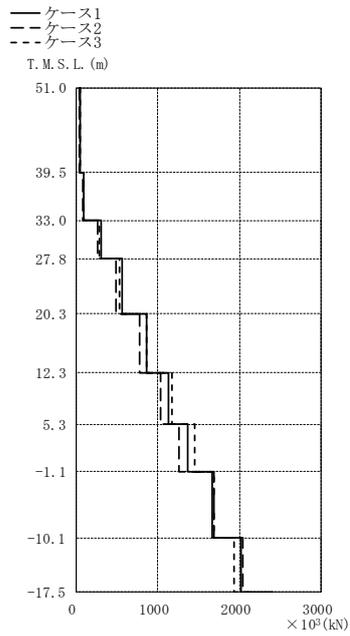
(a) Ss-1



× 10 <sup>3</sup> (kN)		
①	②	③
57.7	59.6	64.5
118	107	128
400	350	387
754	677	706
1200	1100	1080
1610	1460	1380
1930	1790	1610
2230	2290	2050
2470	2570	2120

注：①工認モデル  
②建屋・地盤剛性(+σ)モデル  
③建屋・地盤剛性(-σ)モデル

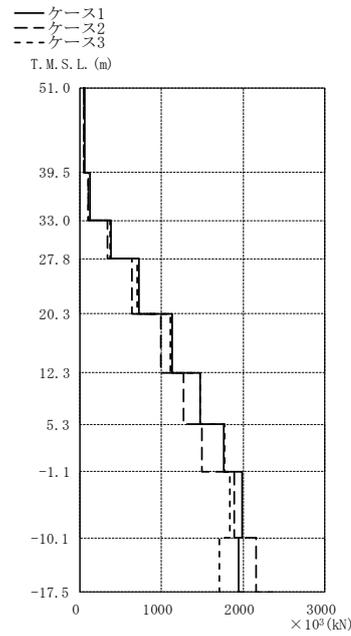
(b) Ss-2



× 10 <sup>3</sup> (kN)		
①	②	③
48.4	42.1	47.1
97.6	81.2	94.6
305	264	290
561	493	528
866	783	859
1130	1030	1170
1360	1260	1460
1660	1690	1680
2020	2040	1930

注：①工認モデル  
②建屋・地盤剛性(+σ)モデル  
③建屋・地盤剛性(-σ)モデル

(c) Ss-3

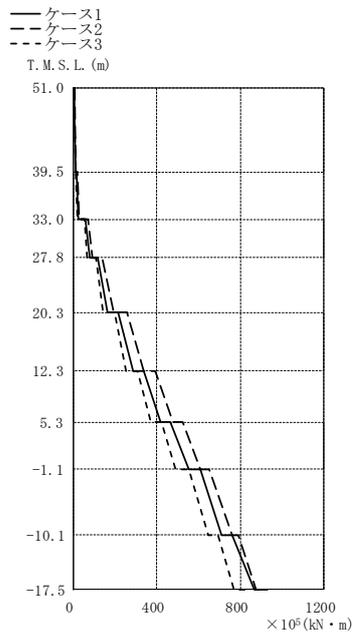


× 10 <sup>3</sup> (kN)		
①	②	③
60.0	52.9	51.8
122	108	108
386	342	369
720	639	703
1130	988	1110
1470	1270	1480
1760	1490	1770
1990	1900	1830
1940	2160	1710

注：①工認モデル  
②建屋・地盤剛性(+σ)モデル  
③建屋・地盤剛性(-σ)モデル

(d) Ss-8

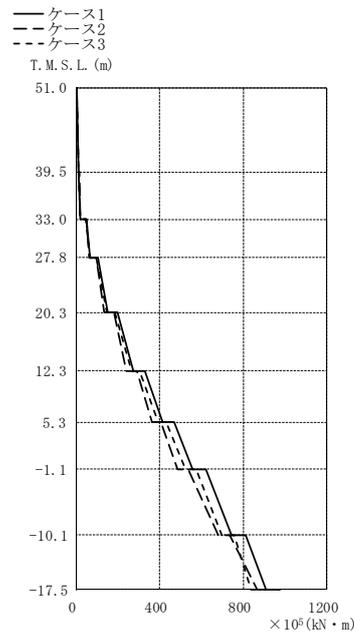
図2-7 最大応答せん断力 (基準地震動 S<sub>s</sub>, EW方向)



× 10 <sup>5</sup> (kN·m)		
①	②	③
4.33	4.80	3.66
12.2	13.1	9.03
16.8	18.3	12.7
25.4	27.6	18.3
59.2	68.8	52.7
78.1	90.3	65.3
118	140	108
165	194	141
215	255	198
288	336	252
336	392	309
418	477	372
463	522	423
554	608	490
606	652	552
708	760	646
760	792	692
868	873	768

注：①工認モデル  
②建屋・地盤剛性(+α)モデル  
③建屋・地盤剛性(-α)モデル

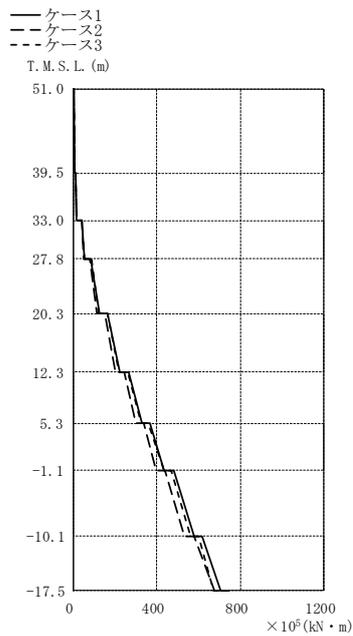
(a) Ss-1



× 10 <sup>5</sup> (kN·m)		
①	②	③
3.10	3.29	3.32
9.15	10.1	9.90
12.6	13.8	12.8
19.2	20.8	21.0
49.6	49.2	45.1
66.1	62.4	64.6
103	96.1	95.6
150	132	146
197	179	185
275	241	265
329	290	304
414	362	391
466	406	431
556	485	524
619	537	576
744	681	696
811	733	755
909	867	838

注：①工認モデル  
②建屋・地盤剛性(+α)モデル  
③建屋・地盤剛性(-α)モデル

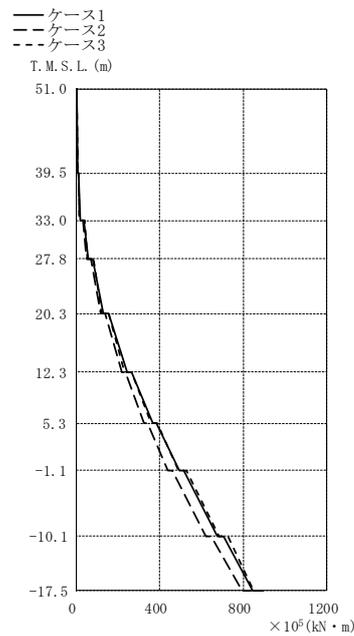
(b) Ss-2



× 10 <sup>5</sup> (kN·m)		
①	②	③
2.47	2.65	2.48
7.71	7.18	7.70
10.6	10.1	10.7
16.5	14.9	16.6
40.5	39.3	41.1
55.4	51.2	55.3
84.8	80.9	85.3
124	112	122
163	151	162
224	203	220
264	243	260
330	300	325
367	336	359
436	397	433
479	440	468
578	534	563
617	578	599
706	677	669

注：①工認モデル  
②建屋・地盤剛性(+α)モデル  
③建屋・地盤剛性(-α)モデル

(c) Ss-3

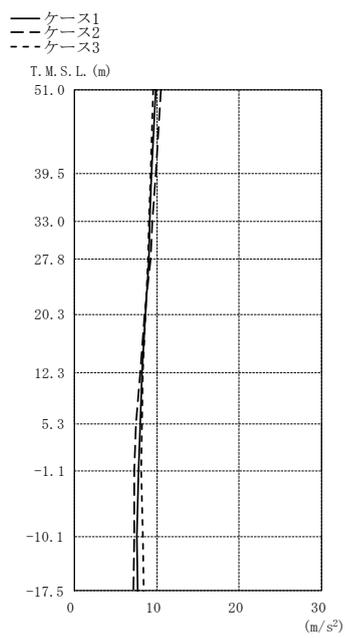


× 10 <sup>5</sup> (kN·m)		
①	②	③
2.30	1.88	2.52
8.74	7.57	8.06
10.9	9.39	10.4
18.7	16.3	16.9
36.1	31.8	40.5
56.0	49.4	52.2
77.0	68.3	83.4
130	116	122
156	138	155
245	217	232
267	236	266
368	325	356
385	342	387
495	437	489
514	460	527
677	622	685
704	647	726
846	796	850

注：①工認モデル  
②建屋・地盤剛性(+α)モデル  
③建屋・地盤剛性(-α)モデル

(d) Ss-8

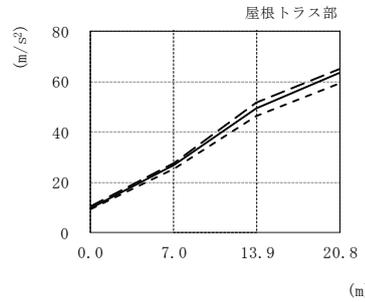
図2-8 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S<sub>s</sub>, EW方向)



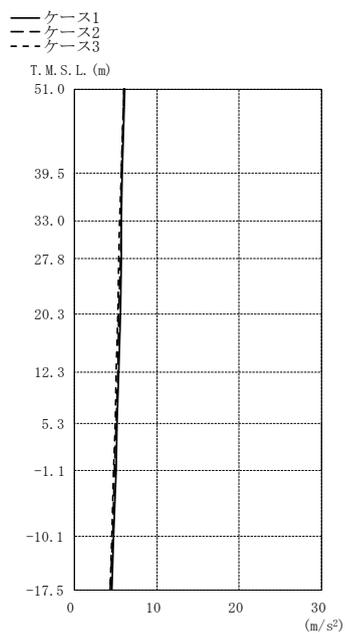
(m/s <sup>2</sup> )		
①	②	③
9.90	10.5	9.52
9.35	9.91	9.26
9.15	9.45	9.05
9.02	9.20	8.92
8.64	8.53	8.66
8.16	7.99	8.33
7.95	7.52	8.15
7.74	7.24	8.11
7.57	7.22	8.28
7.67	7.15	8.37

注：①工認モデル  
②建屋・地盤剛性(+σ)モデル  
③建屋・地盤剛性(-σ)モデル

(a) Ss-1



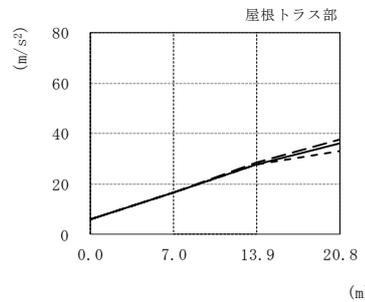
屋根トラス部 (m/s <sup>2</sup> )				
①	②	③	④	⑤
9.90	26.8	49.5	63.3	
10.5	27.5	51.7	65.1	
9.52	25.5	46.4	59.4	



(m/s <sup>2</sup> )		
①	②	③
6.08	6.01	5.98
5.81	5.74	5.72
5.72	5.68	5.52
5.67	5.62	5.41
5.55	5.44	5.25
5.37	5.24	5.09
5.21	5.08	4.94
5.05	4.91	4.78
4.77	4.64	4.57
4.51	4.38	4.38

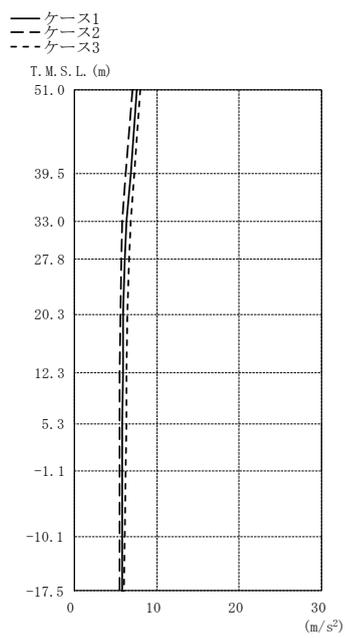
注：①工認モデル  
②建屋・地盤剛性(+σ)モデル  
③建屋・地盤剛性(-σ)モデル

(b) Ss-2



屋根トラス部 (m/s <sup>2</sup> )				
①	②	③	④	⑤
6.08	16.7	27.8	36.0	
6.01	16.8	28.3	37.5	
5.98	16.7	27.5	33.2	

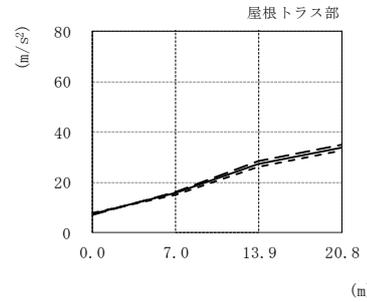
図2-9 最大応答加速度（基準地震動 S s，鉛直方向）(1/2)



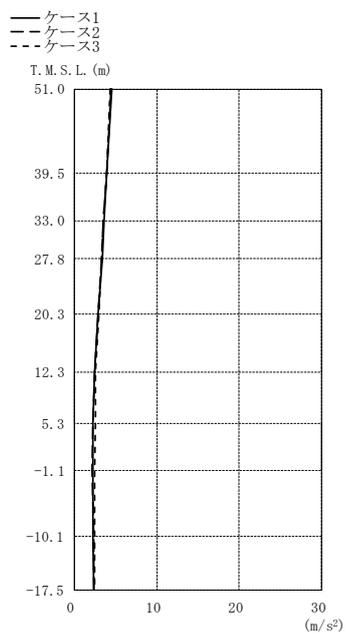
			(m/s <sup>2</sup> )		
①	②	③	①	②	③
			7.59	7.05	7.94
			6.83	6.23	7.26
			6.34	5.79	6.82
			6.12	5.72	6.61
			5.93	5.57	6.45
			5.88	5.47	6.35
			5.83	5.47	6.28
			5.82	5.48	6.22
			5.81	5.49	6.12
			5.84	5.46	6.06

注：①工認モデル  
②建屋・地盤剛性(+σ)モデル  
③建屋・地盤剛性(-σ)モデル

(c) Ss-3



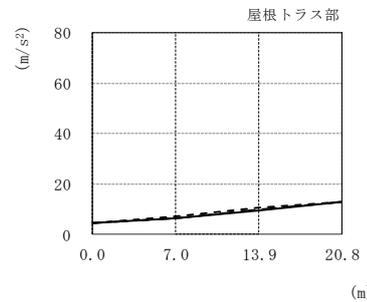
			(m/s <sup>2</sup> )			
①	7.59	15.9	27.2	33.7		
②	7.05	16.2	28.3	34.8		
③	7.94	14.9	26.2	32.7		



			(m/s <sup>2</sup> )		
①	②	③	①	②	③
			4.50	4.43	4.39
			3.98	3.92	3.90
			3.59	3.54	3.53
			3.40	3.35	3.34
			2.89	2.86	2.96
			2.45	2.48	2.61
			2.29	2.28	2.54
			2.28	2.15	2.47
			2.30	2.31	2.43
			2.40	2.39	2.41

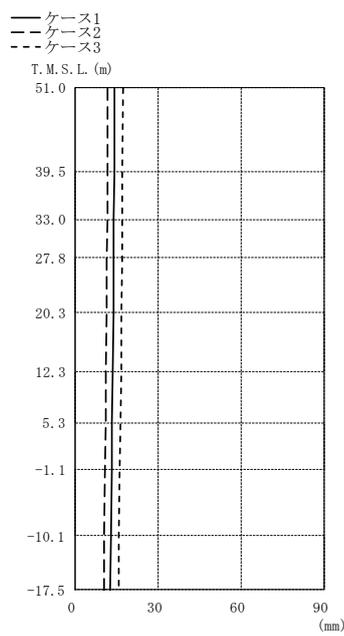
注：①工認モデル  
②建屋・地盤剛性(+σ)モデル  
③建屋・地盤剛性(-σ)モデル

(d) Ss-8



			(m/s <sup>2</sup> )			
①	4.50	6.48	9.58	13.0		
②	4.43	6.31	9.73	12.9		
③	4.39	7.14	10.7	12.9		

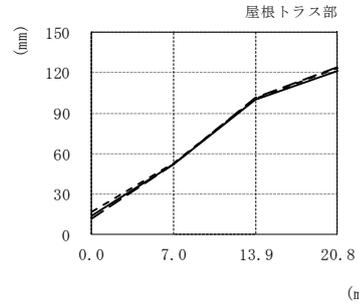
図2-9 最大応答加速度（基準地震動 S s，鉛直方向）(2/2)



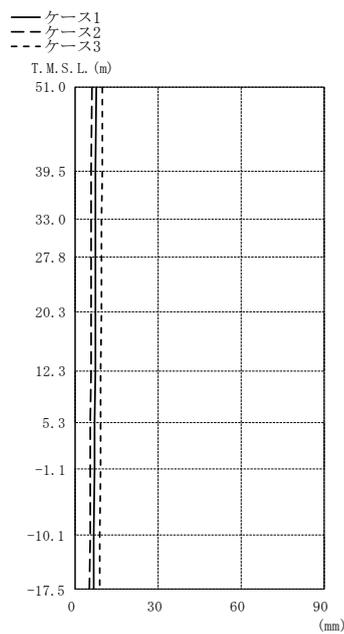
(mm)		
①	②	③
14.2	11.8	17.2
14.1	11.6	17.0
14.0	11.5	16.9
13.9	11.5	16.9
13.8	11.4	16.7
13.6	11.2	16.5
13.4	11.0	16.4
13.2	10.8	16.2
12.9	10.5	15.9
12.6	10.3	15.6

注：①工認モデル  
②建屋・地盤剛性(+σ)モデル  
③建屋・地盤剛性(-σ)モデル

(a) Ss-1



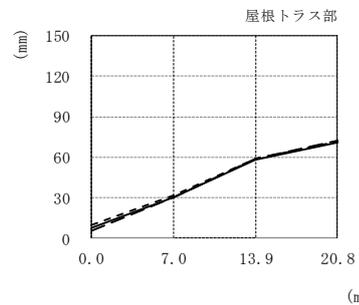
屋根トラス部 (mm)				
①	②	③	④	⑤
14.2	11.8	17.2	52.5	100
14.1	11.6	17.0	52.7	102
14.0	11.5	16.9	53.5	101
13.9	11.5	16.9		121
13.8	11.4	16.7		124
13.6	11.2	16.5		124
13.4	11.0	16.4		
13.2	10.8	16.2		
12.9	10.5	15.9		
12.6	10.3	15.6		



(mm)		
①	②	③
7.56	5.93	9.77
7.44	5.82	9.64
7.38	5.76	9.57
7.35	5.74	9.53
7.27	5.66	9.43
7.16	5.57	9.30
7.06	5.48	9.18
6.96	5.39	9.05
6.81	5.25	8.87
6.68	5.13	8.70

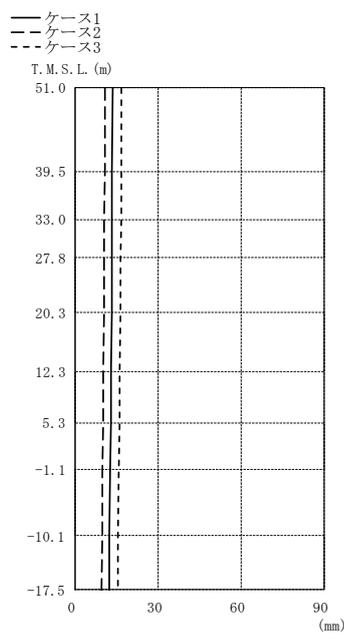
注：①工認モデル  
②建屋・地盤剛性(+σ)モデル  
③建屋・地盤剛性(-σ)モデル

(b) Ss-2



屋根トラス部 (mm)				
①	②	③	④	⑤
7.56	5.93	9.77	30.5	58.0
7.44	5.82	9.64	30.5	58.8
7.38	5.76	9.57	31.6	59.1
7.35	5.74	9.53		70.9
7.27	5.66	9.43		72.3
7.16	5.57	9.30		71.5
7.06	5.48	9.18		
6.96	5.39	9.05		
6.81	5.25	8.87		
6.68	5.13	8.70		

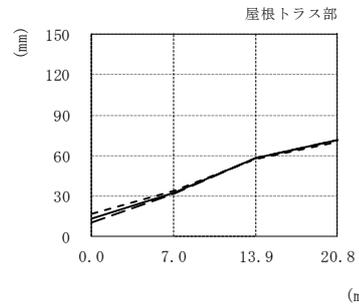
図2-10 最大応答変位（基準地震動 S s，鉛直方向）(1/2)



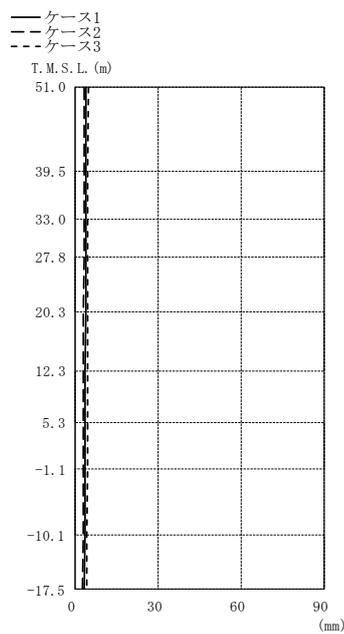
(mm)		
①	②	③
13.5	10.7	16.8
13.4	10.6	16.6
13.3	10.5	16.5
13.3	10.5	16.5
13.1	10.4	16.4
13.0	10.2	16.2
12.8	10.1	16.0
12.6	9.94	15.8
12.4	9.71	15.5
12.2	9.51	15.3

注：①工総モデル  
②建屋・地盤剛性(+σ)モデル  
③建屋・地盤剛性(-σ)モデル

(c) Ss-3



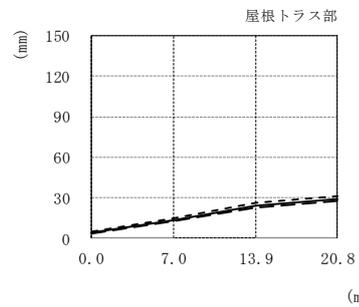
(mm)				
①	②	③	④	⑤
13.5	32.9	58.4	71.5	
10.7	31.8	58.1	71.5	
16.8	34.1	57.5	70.0	



(mm)		
①	②	③
3.83	3.15	4.68
3.78	3.10	4.62
3.74	3.07	4.59
3.73	3.06	4.57
3.68	3.02	4.53
3.62	2.97	4.47
3.57	2.93	4.41
3.51	2.88	4.35
3.43	2.80	4.27
3.35	2.74	4.19

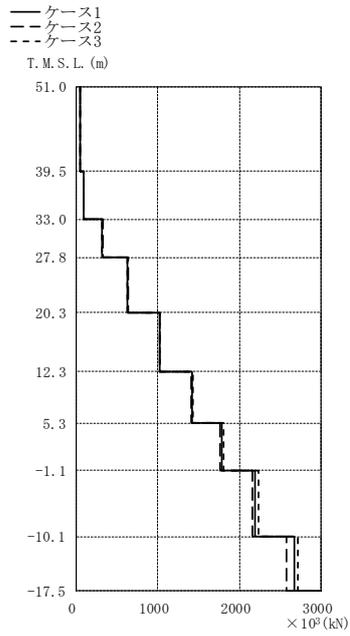
注：①工総モデル  
②建屋・地盤剛性(+σ)モデル  
③建屋・地盤剛性(-σ)モデル

(d) Ss-8



(mm)				
①	②	③	④	⑤
3.83	13.4	23.8	28.7	
3.15	12.4	22.7	27.7	
4.68	15.2	26.4	31.3	

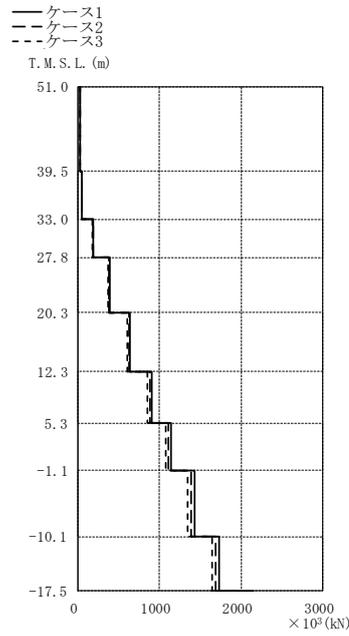
図2-10 最大応答変位（基準地震動 S s，鉛直方向）(2/2)



× 10 <sup>3</sup> (kN)		
①	②	③
48.9	48.0	49.1
91.8	90.4	95.0
318	325	317
634	641	631
1030	1030	1020
1420	1410	1430
1780	1760	1800
2200	2160	2240
2670	2570	2720

注：①工認モデル  
②建屋・地盤剛性(+σ)モデル  
③建屋・地盤剛性(-σ)モデル

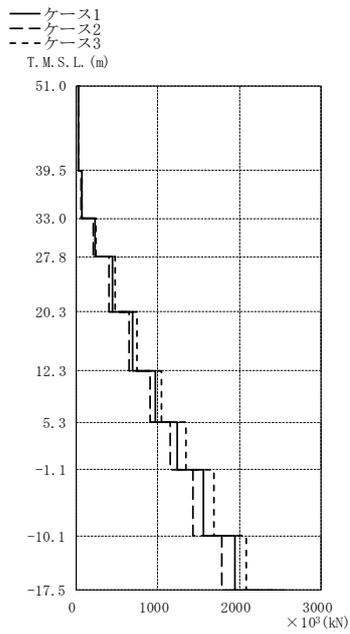
(a) Ss-1



× 10 <sup>3</sup> (kN)		
①	②	③
28.1	30.3	29.4
49.7	51.3	53.6
191	186	181
390	381	370
642	628	608
902	880	854
1140	1110	1080
1430	1390	1350
1730	1680	1640

注：①工認モデル  
②建屋・地盤剛性(+σ)モデル  
③建屋・地盤剛性(-σ)モデル

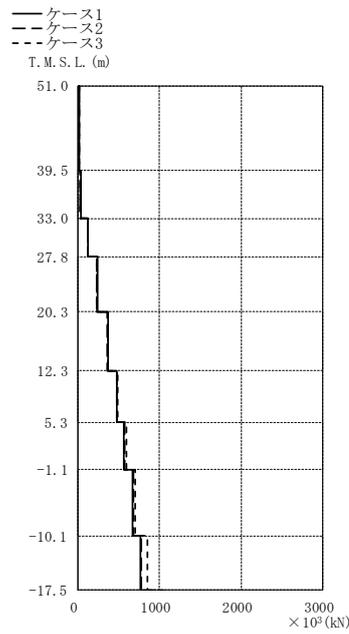
(b) Ss-2



× 10 <sup>3</sup> (kN)		
①	②	③
32.8	31.5	33.4
68.1	63.7	70.9
230	209	245
444	400	475
697	650	750
970	910	1050
1240	1150	1340
1560	1430	1690
1940	1790	2080

注：①工認モデル  
②建屋・地盤剛性(+σ)モデル  
③建屋・地盤剛性(-σ)モデル

(c) Ss-3



× 10 <sup>3</sup> (kN)		
①	②	③
14.6	14.2	14.1
35.0	34.1	33.8
126	122	122
243	237	237
372	362	371
481	480	495
568	579	598
672	681	704
768	774	849

注：①工認モデル  
②建屋・地盤剛性(+σ)モデル  
③建屋・地盤剛性(-σ)モデル

(d) Ss-8

図2-11 最大応答軸力（基準地震動 S s ，鉛直方向）

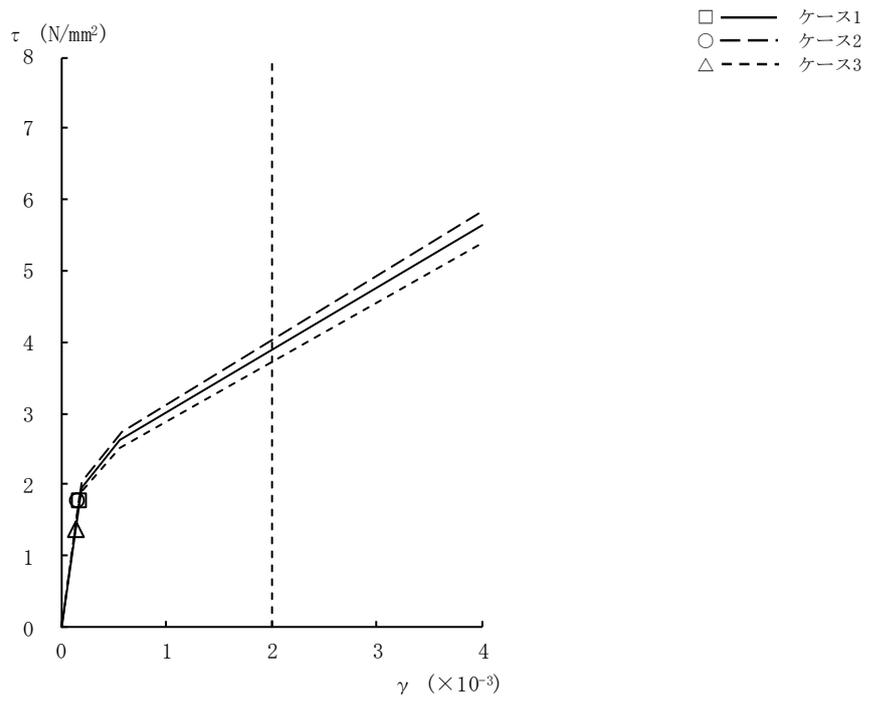


図2-12  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, CRF) (1/9)

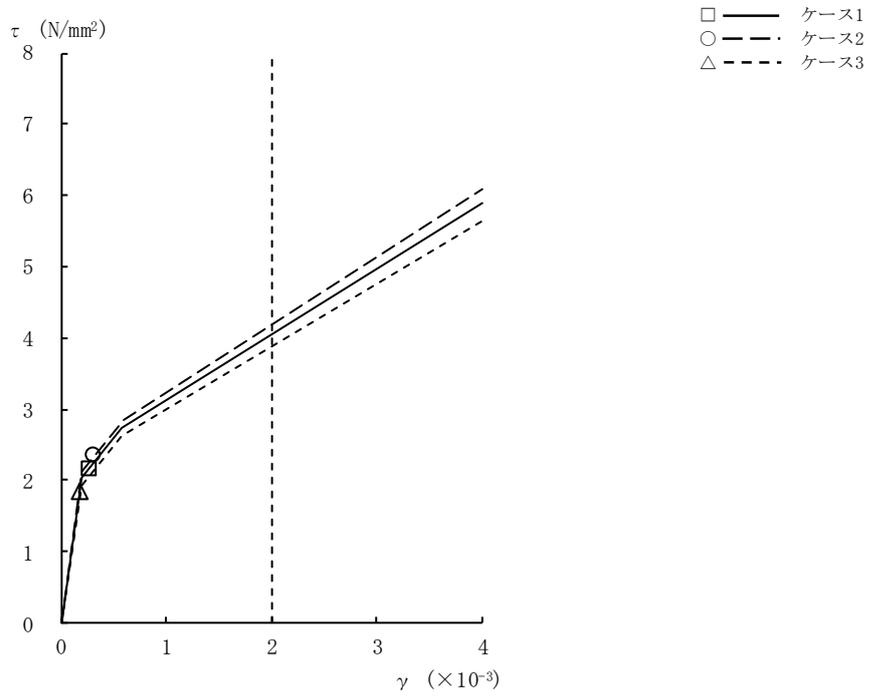


図2-12  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, 4F) (2/9)

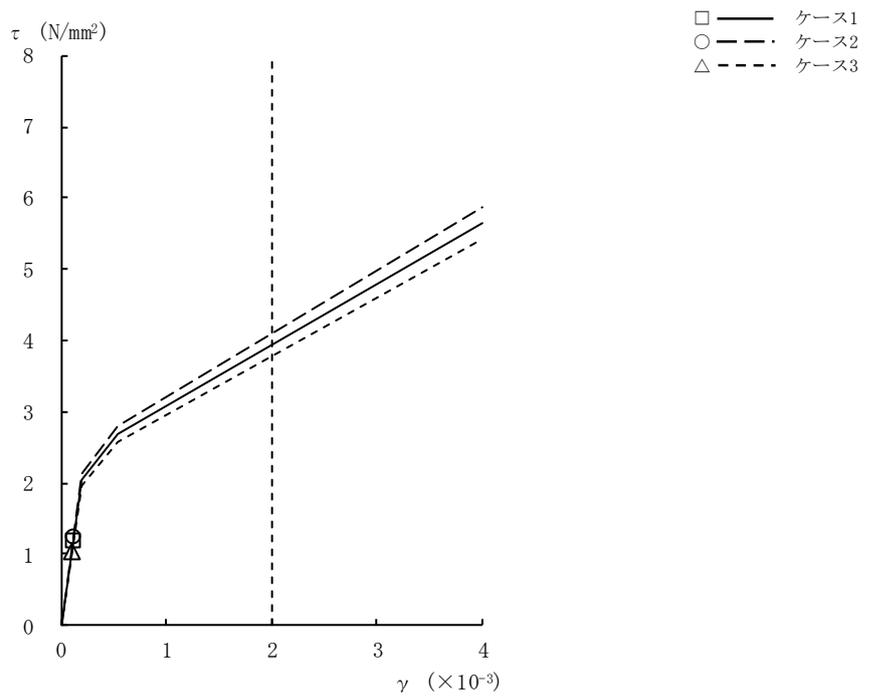


図2-12  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, 3F) (3/9)

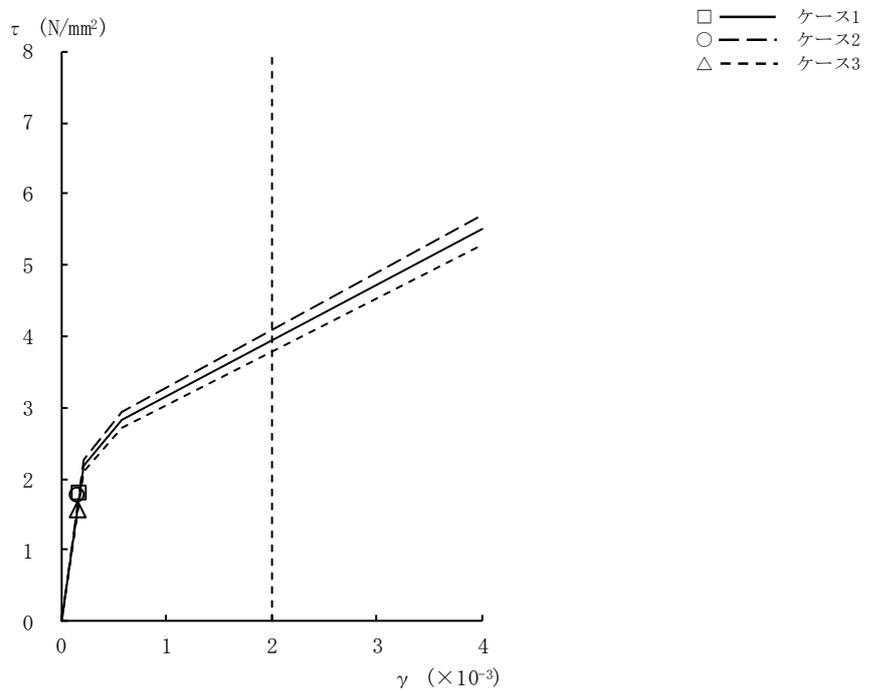


図2-12  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, 2F) (4/9)

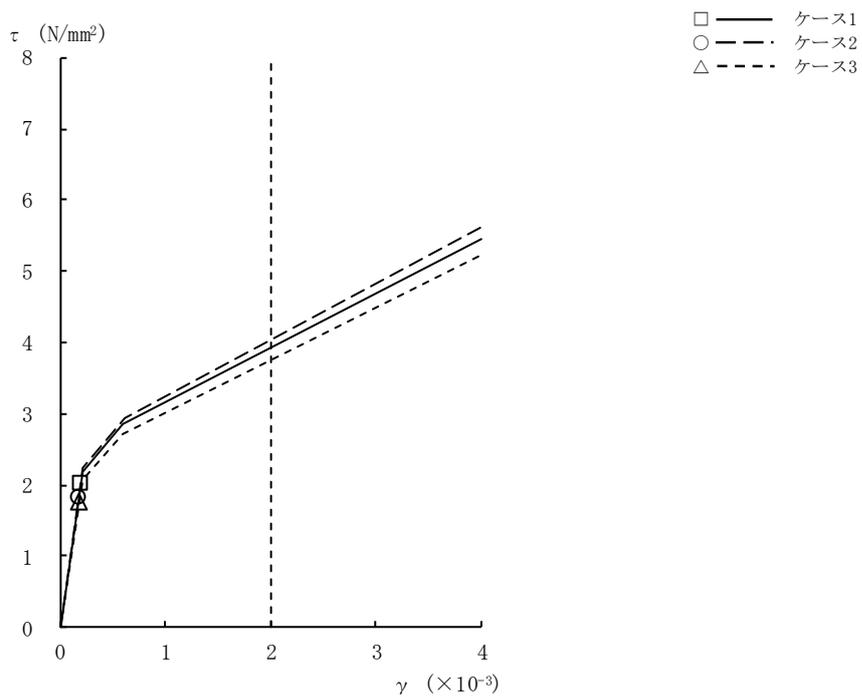


図2-12  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, 1F) (5/9)

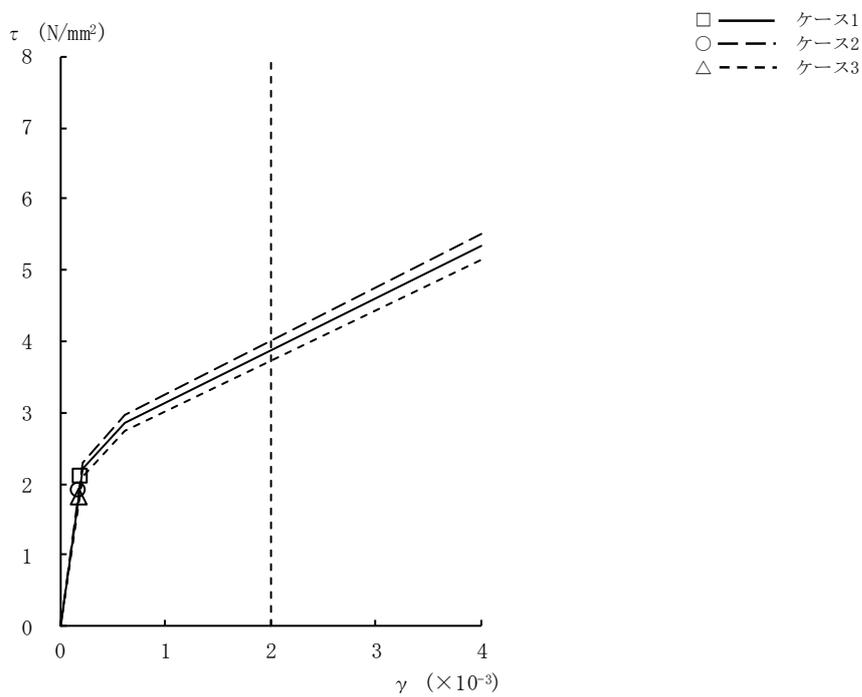


図2-12  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, B1F) (6/9)

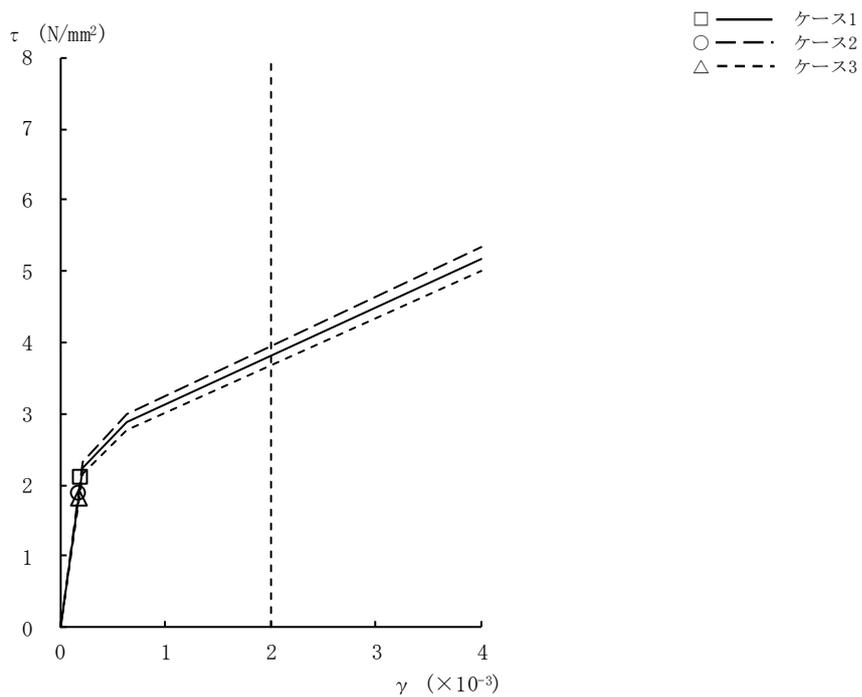


図2-12  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, B2F) (7/9)

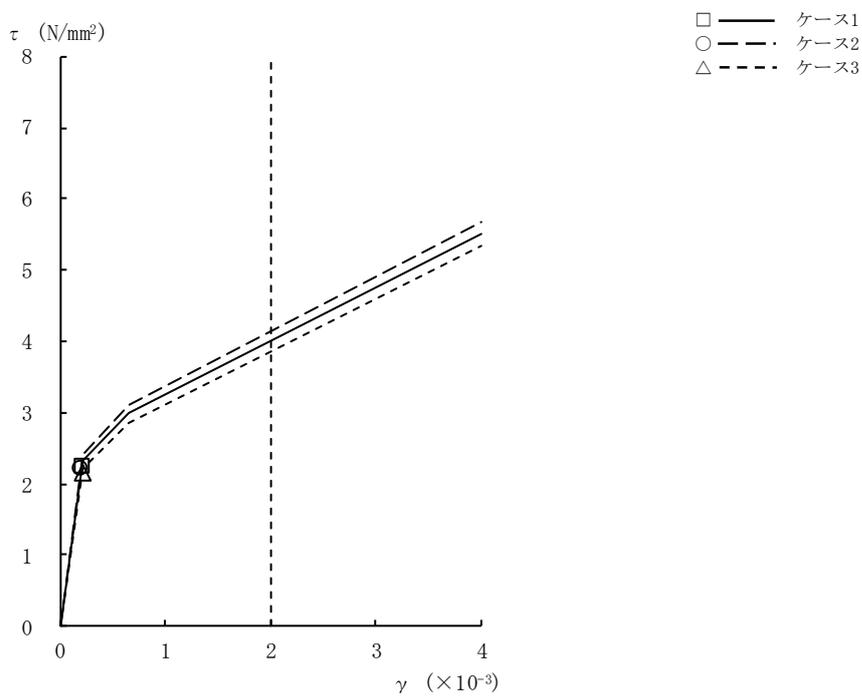


図2-12  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, B3F) (8/9)

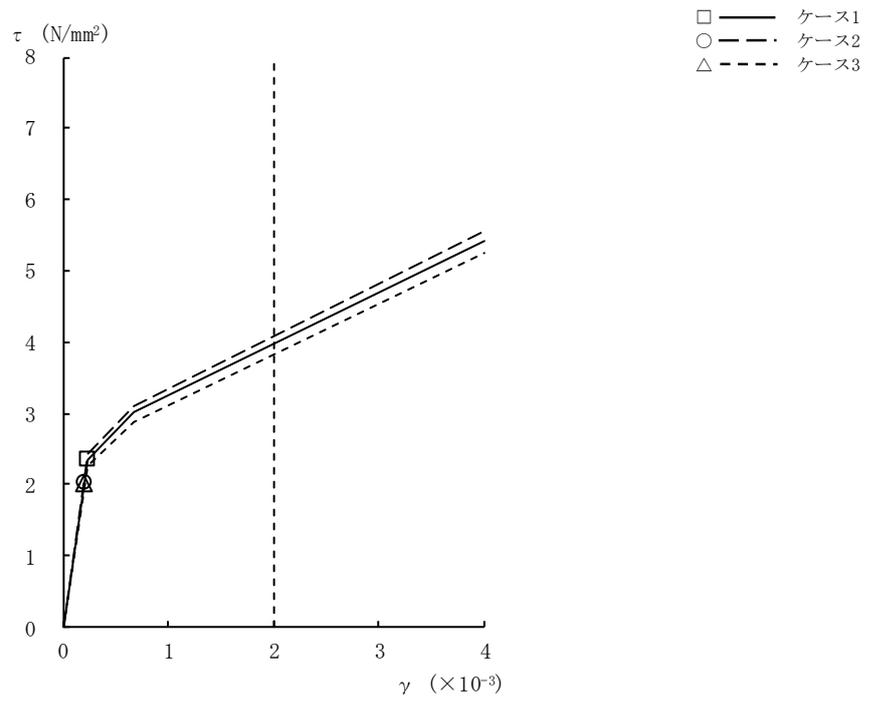


図2-12  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, B4F) (9/9)

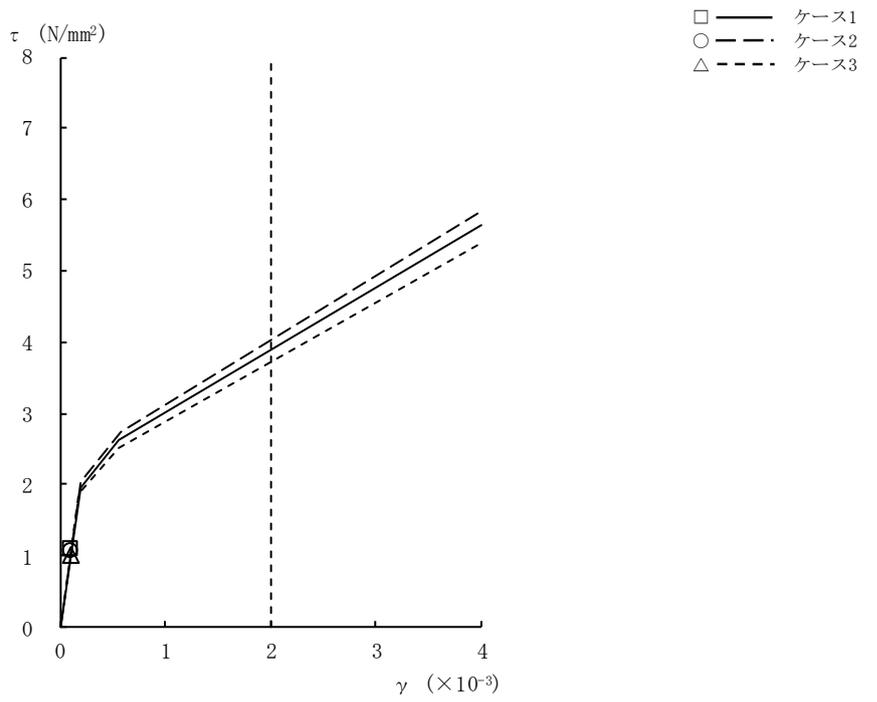


図2-13  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-2, NS方向, CRF) (1/9)

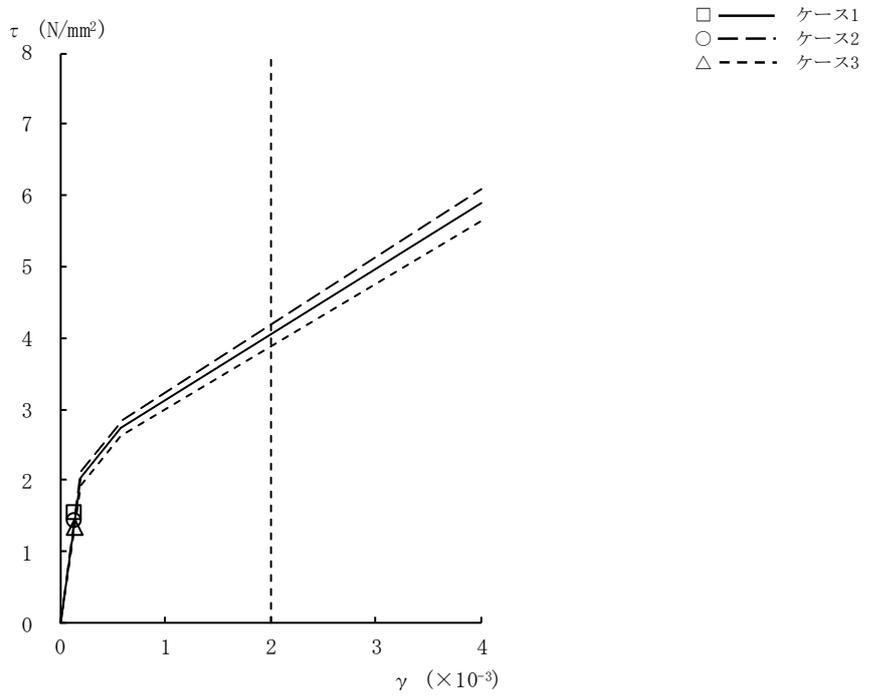


図2-13  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-2, NS方向, 4F) (2/9)

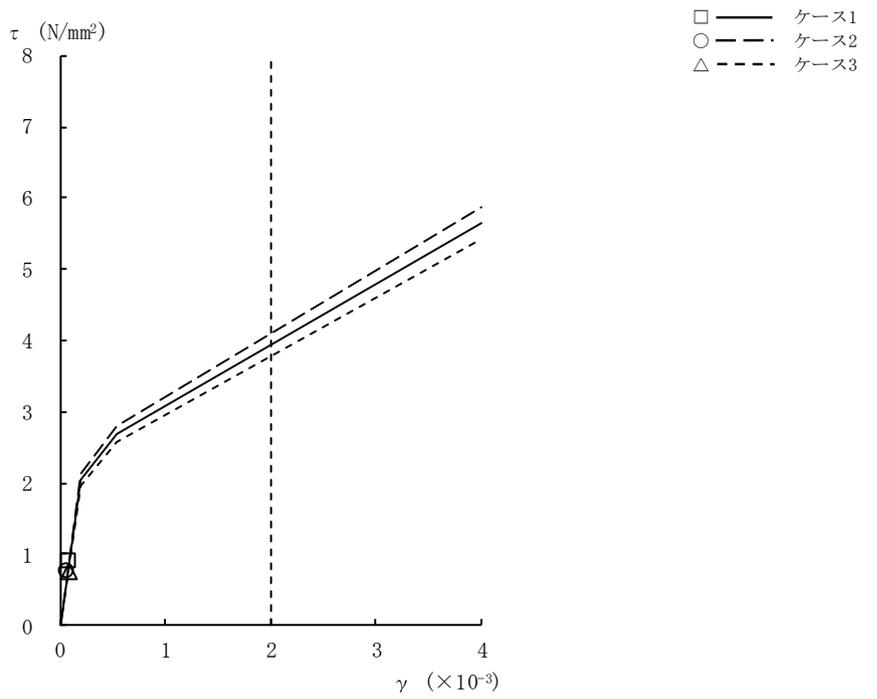


図2-13  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-2, NS方向, 3F) (3/9)

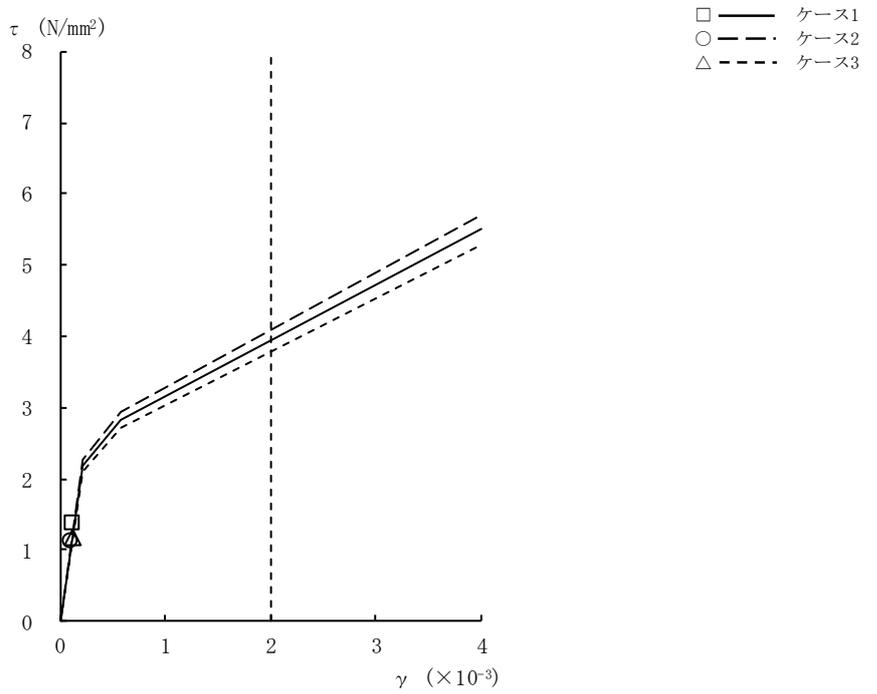


図2-13  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-2, NS方向, 2F) (4/9)

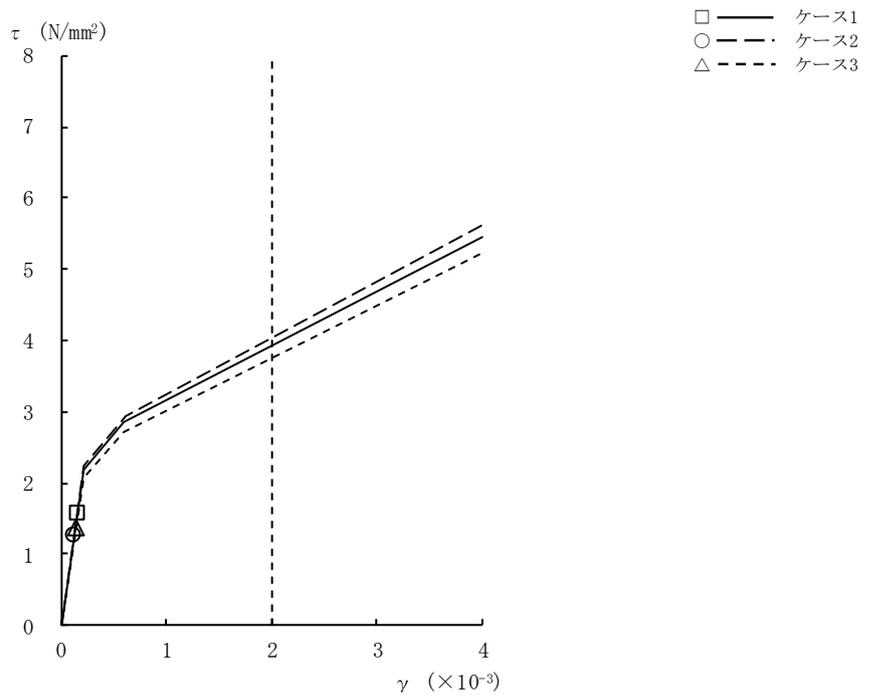


図2-13 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-2, NS方向, 1F) (5/9)

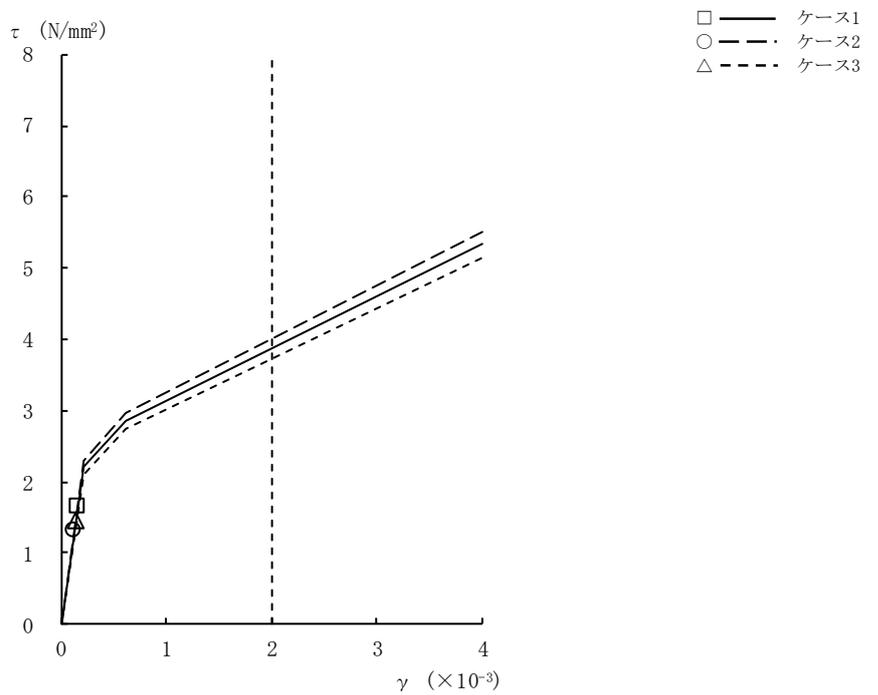


図2-13 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-2, NS方向, B1F) (6/9)

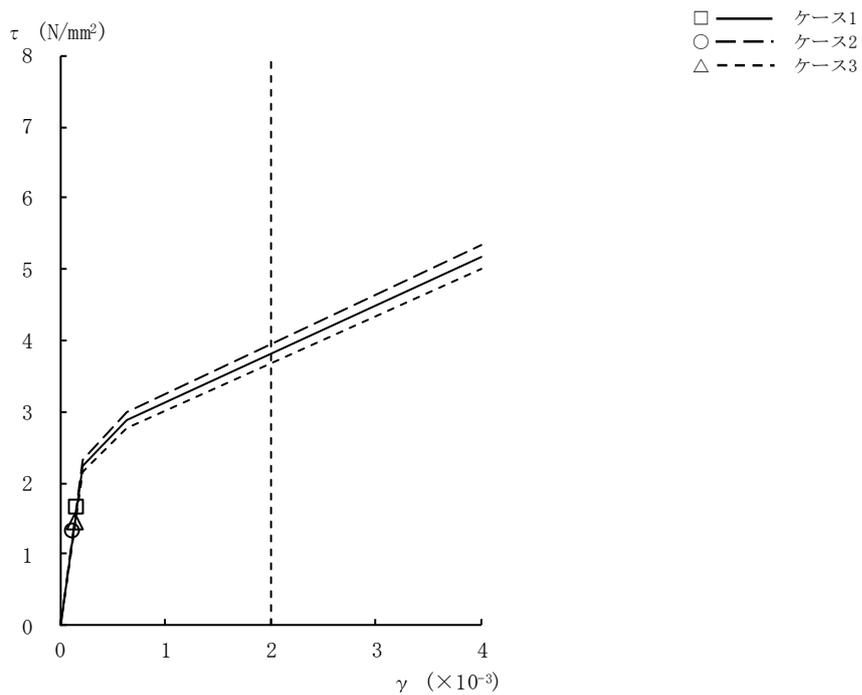


図2-13  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-2, NS方向, B2F) (7/9)

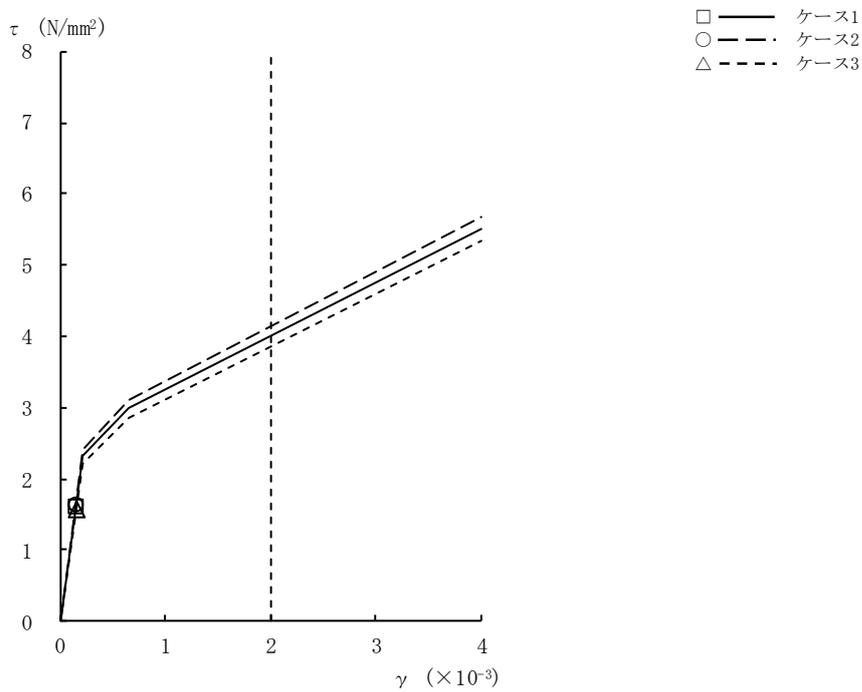


図2-13  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-2, NS方向, B3F) (8/9)

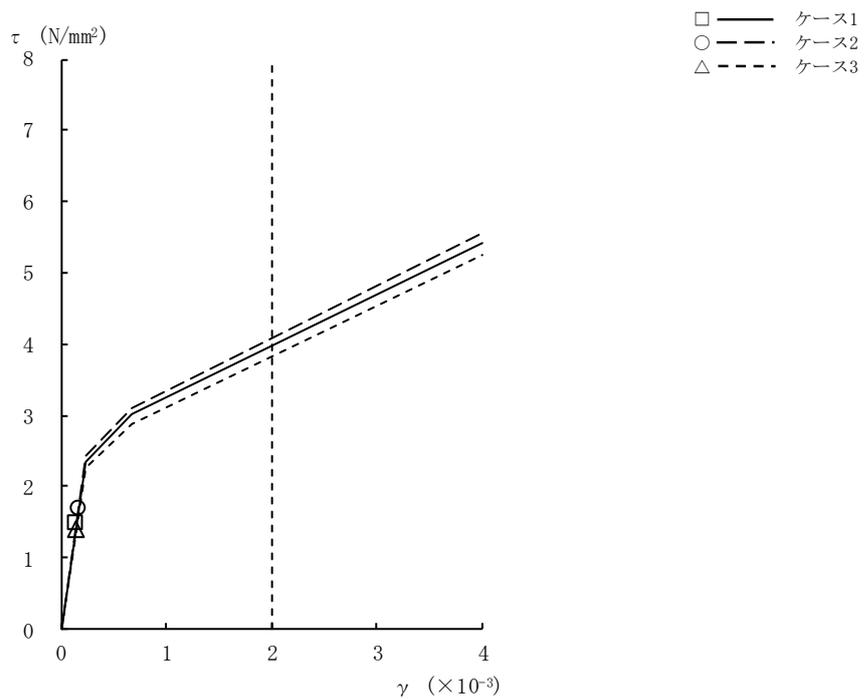


図2-13  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-2, NS方向, B4F) (9/9)

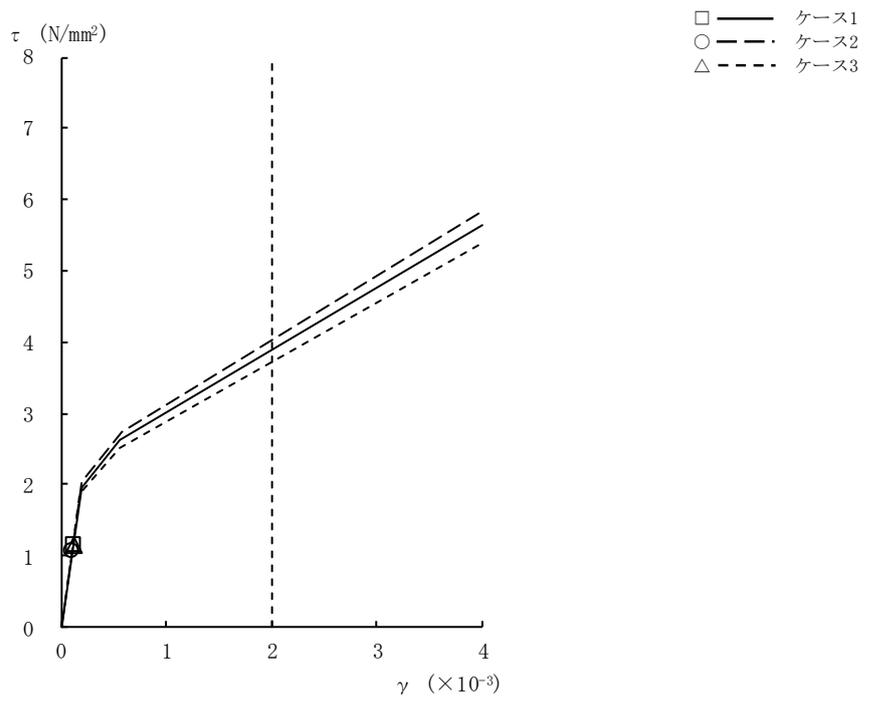


図2-14  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-3, NS方向, CRF) (1/9)

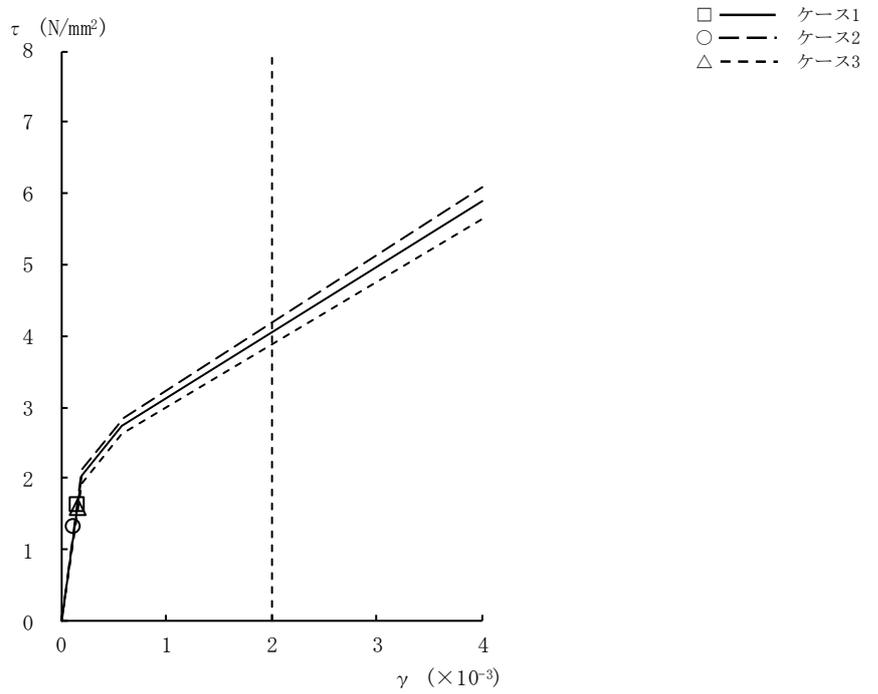


図2-14  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-3, NS方向, 4F) (2/9)

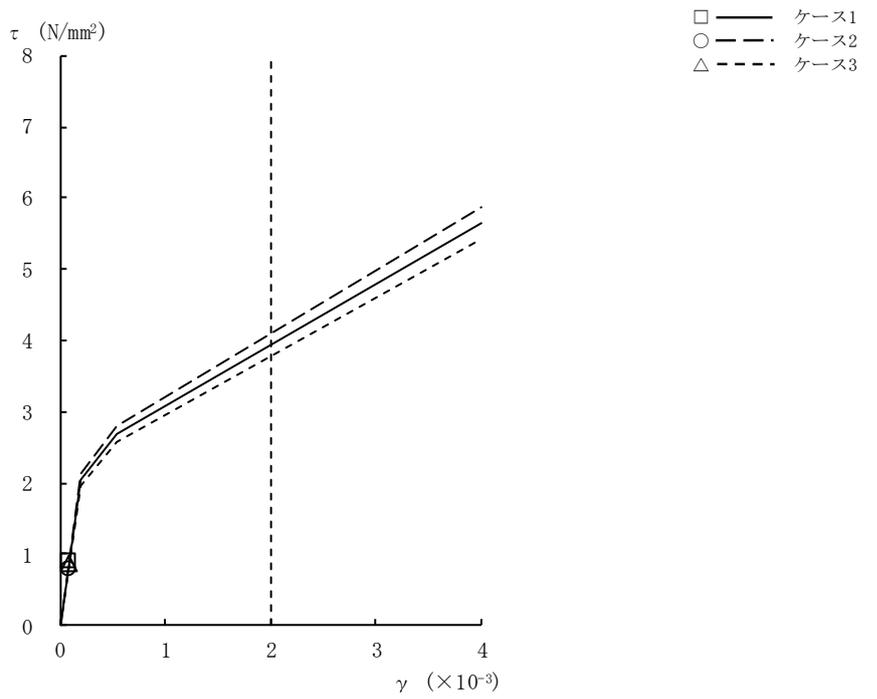


図2-14  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-3, NS方向, 3F) (3/9)

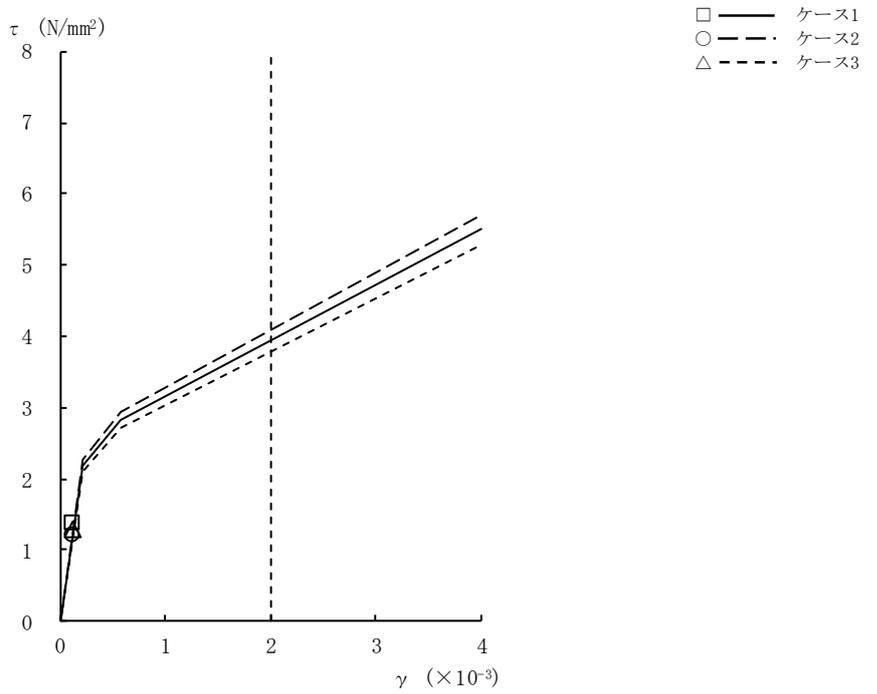


図2-14  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-3, NS方向, 2F) (4/9)

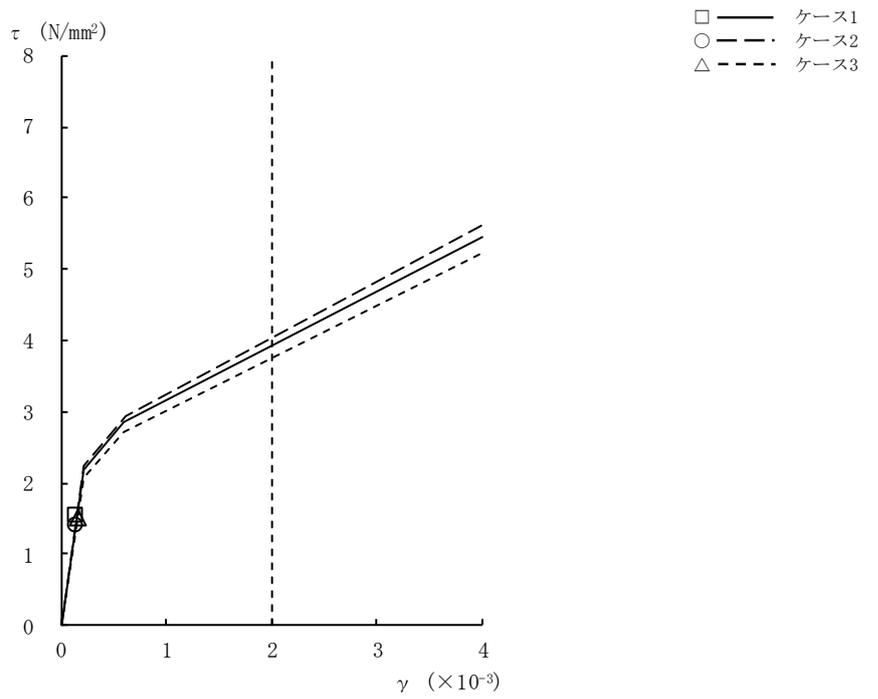


図2-14 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-3, NS方向, 1F) (5/9)

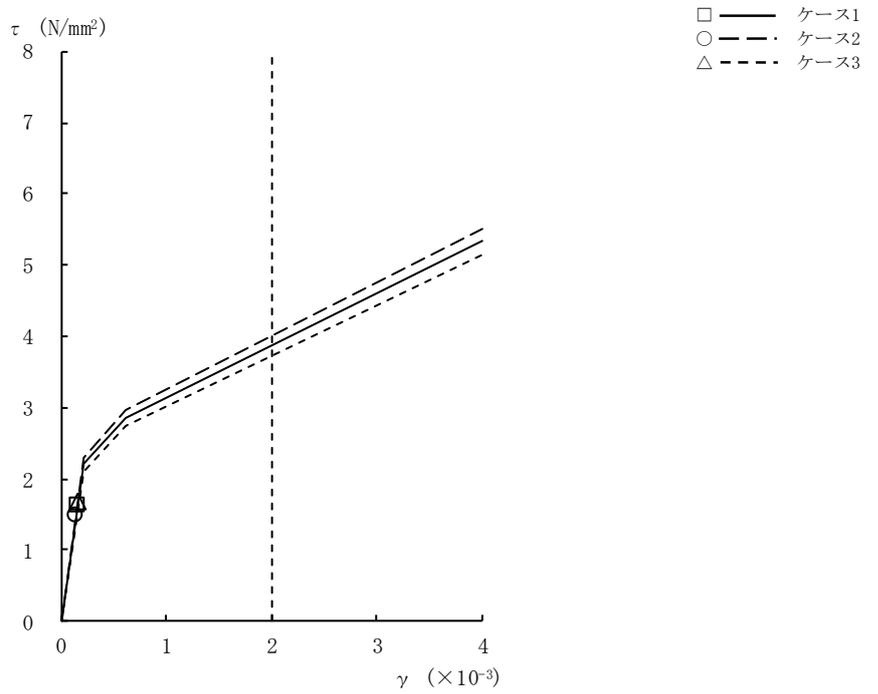


図2-14 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-3, NS方向, B1F) (6/9)

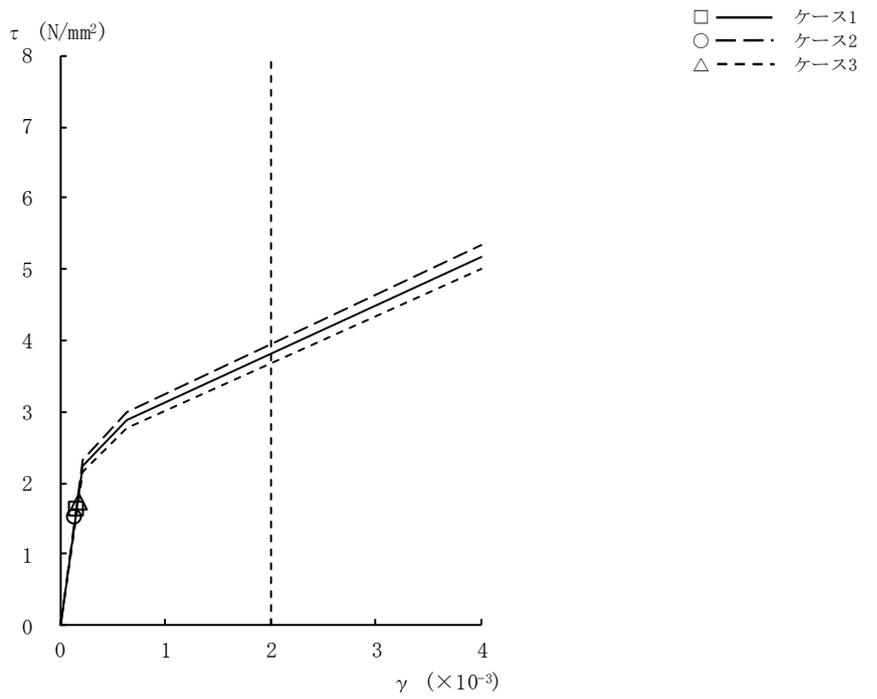


図2-14  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-3, NS方向, B2F) (7/9)

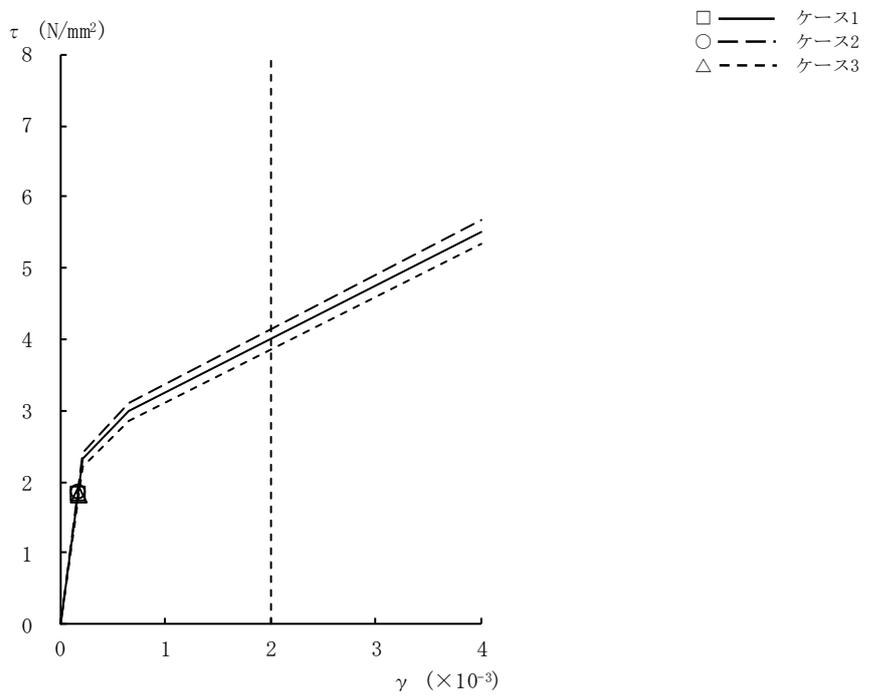


図2-14  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-3, NS方向, B3F) (8/9)

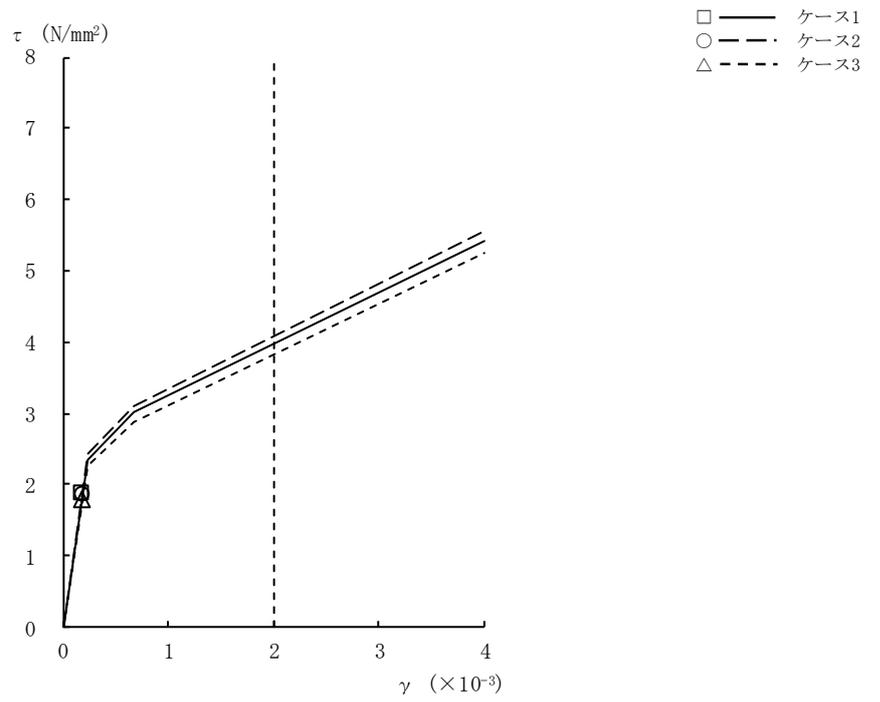


図2-14 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-3, NS方向, B4F) (9/9)

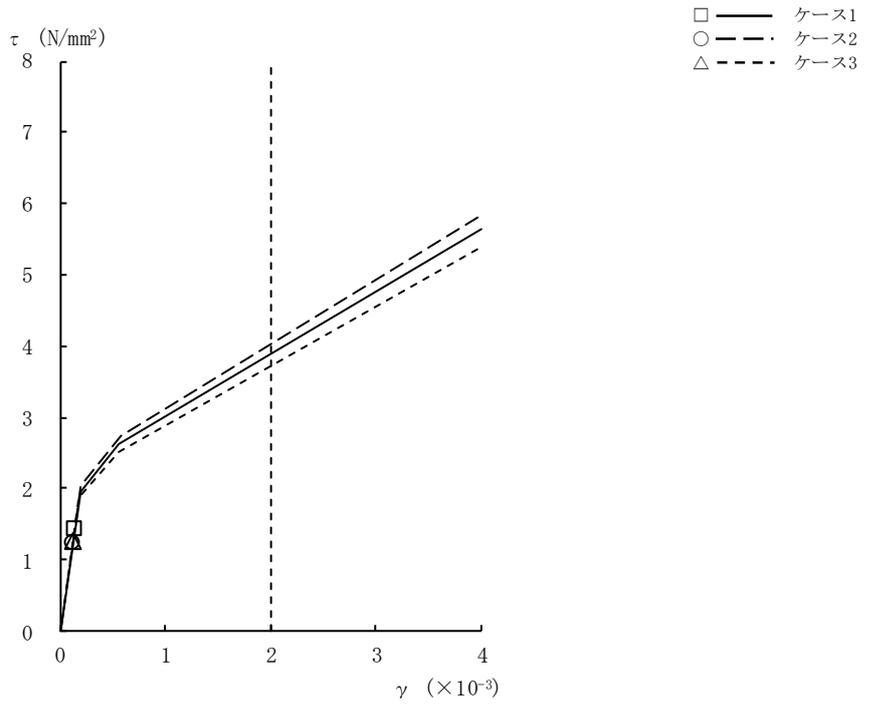


図2-15  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-8, NS方向, CRF) (1/9)

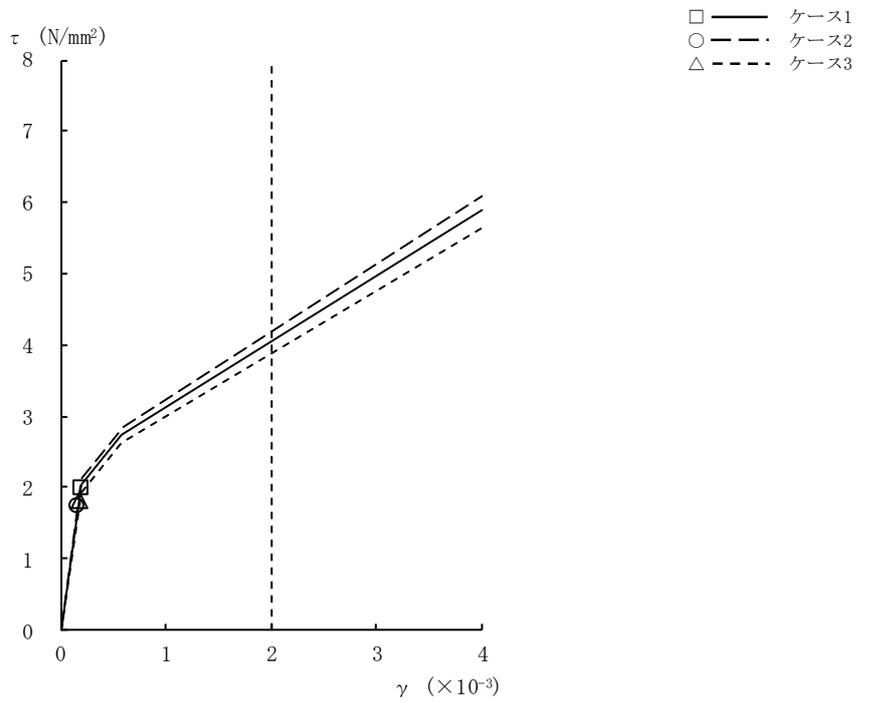


図2-15  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-8, NS方向, 4F) (2/9)

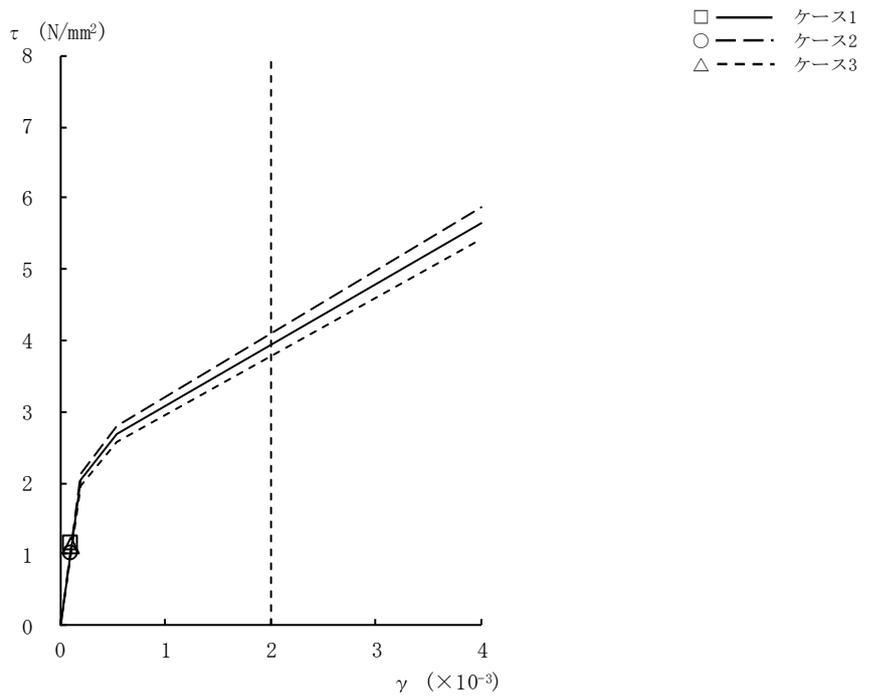


図2-15  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-8, NS方向, 3F) (3/9)

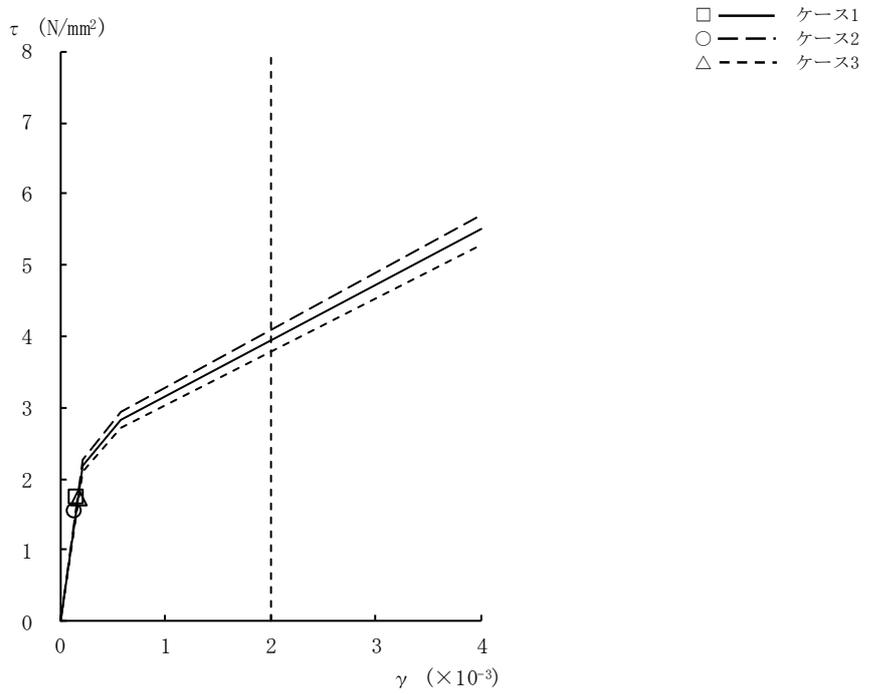


図2-15  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-8, NS方向, 2F) (4/9)

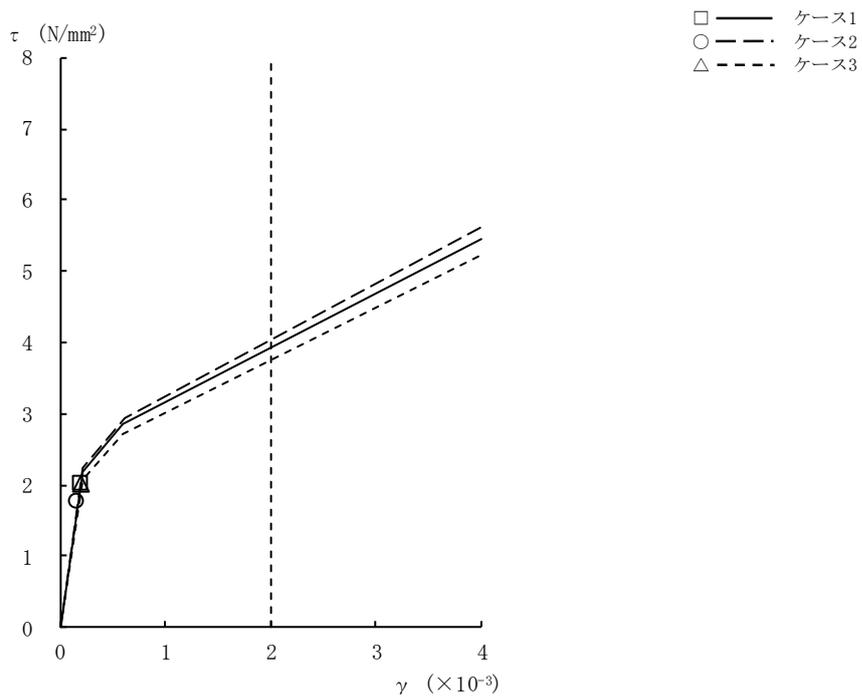


図2-15  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-8, NS方向, 1F) (5/9)

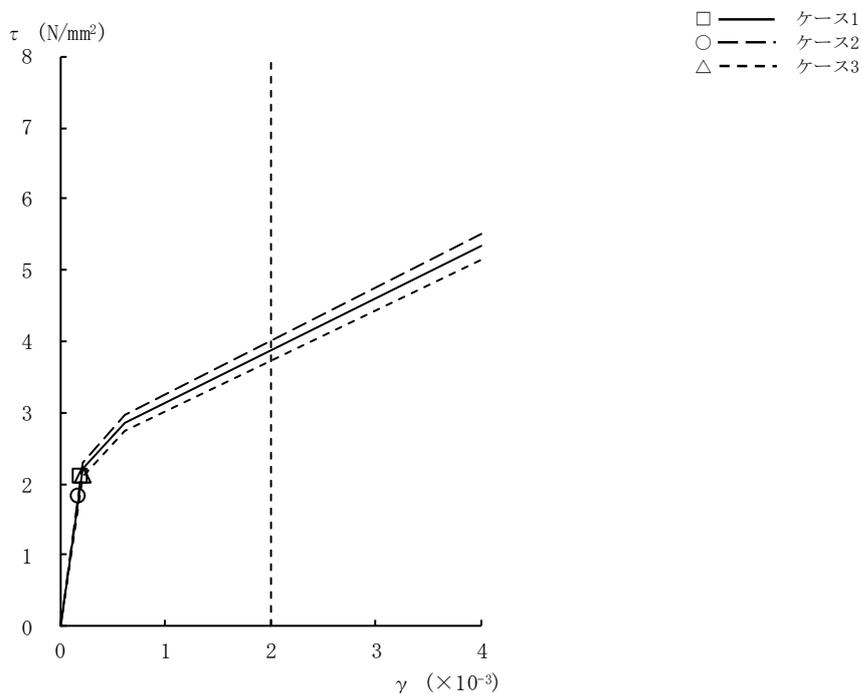


図2-15  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-8, NS方向, B1F) (6/9)

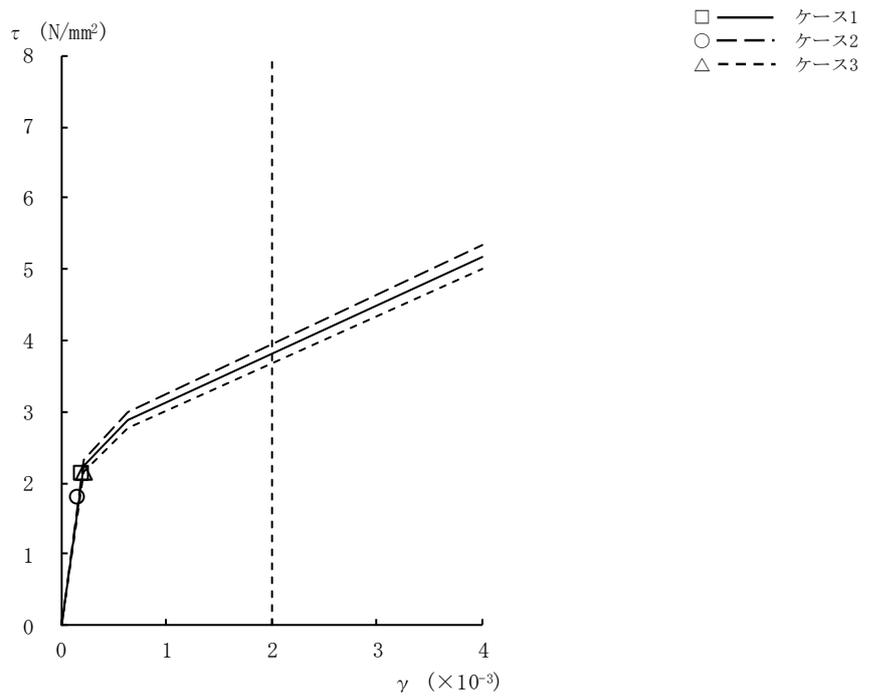


図2-15  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-8, NS方向, B2F) (7/9)

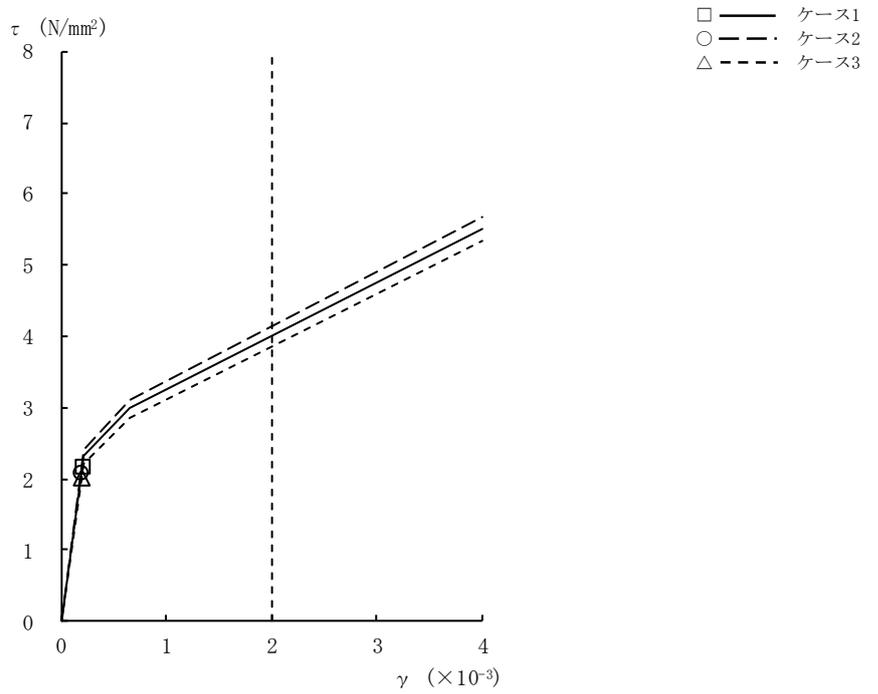


図2-15  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-8, NS方向, B3F) (8/9)

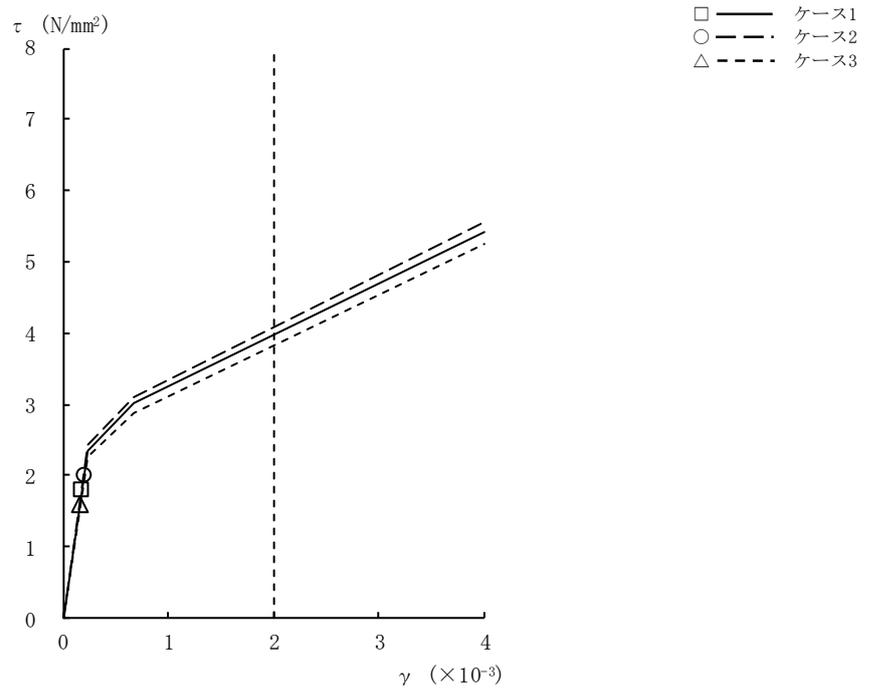


図2-15  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-8, NS方向, B4F) (9/9)

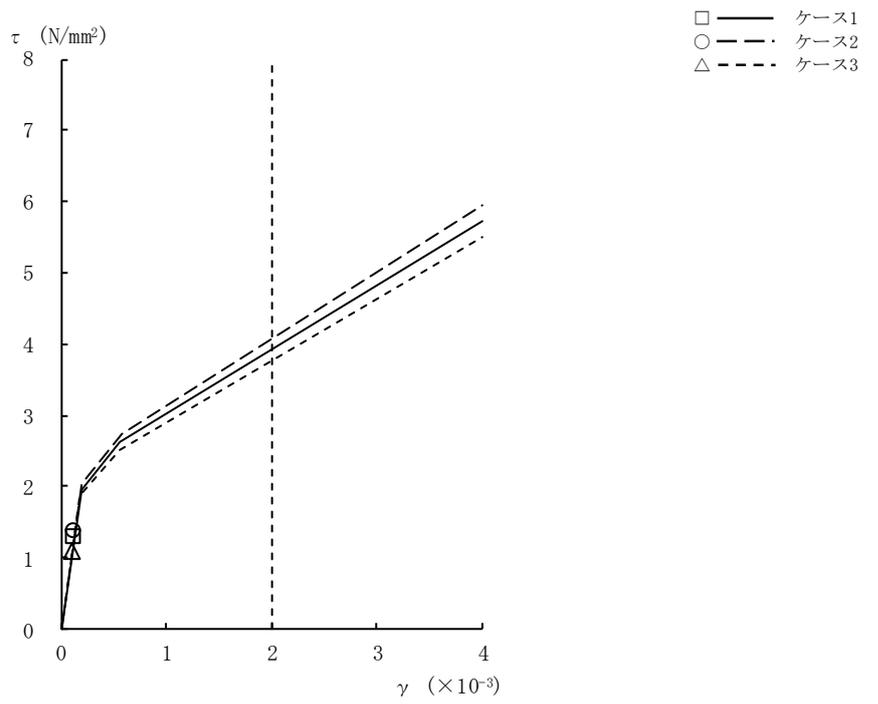


図2-16  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, CRF) (1/9)

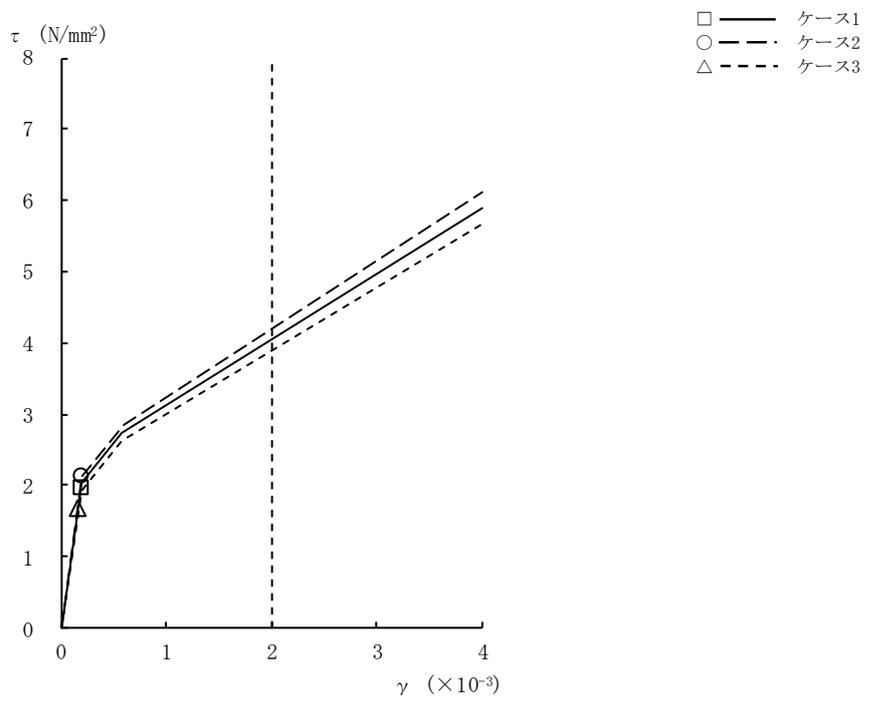


図2-16  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, 4F) (2/9)

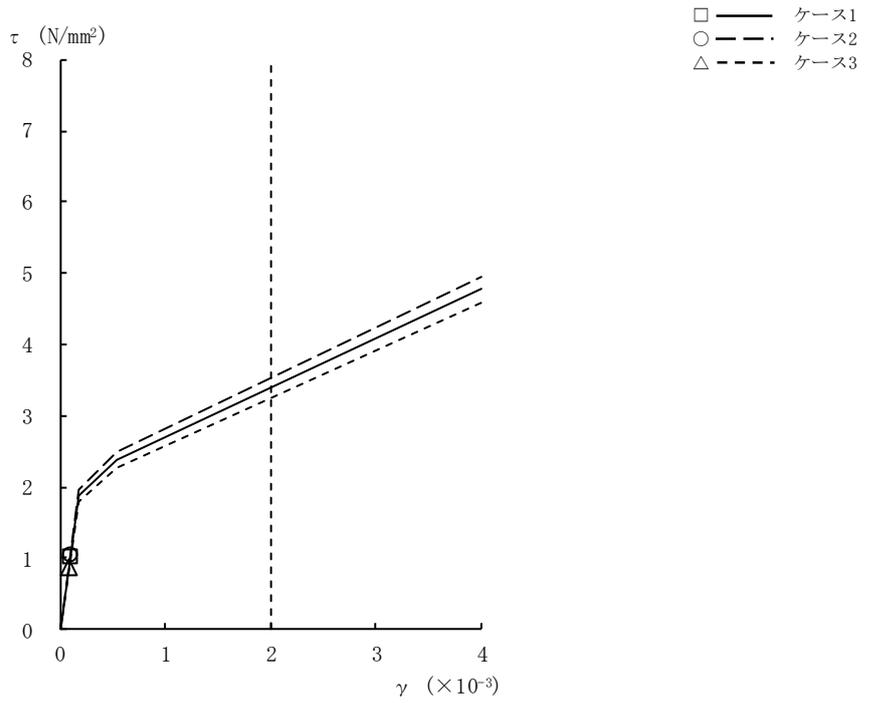


図2-16  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, 3F) (3/9)

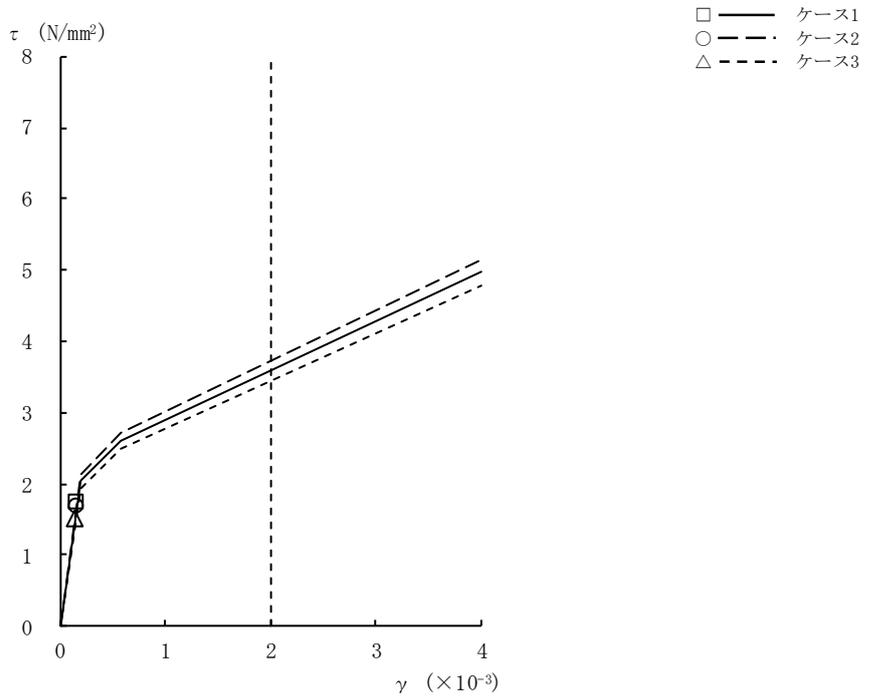


図2-16  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, 2F) (4/9)

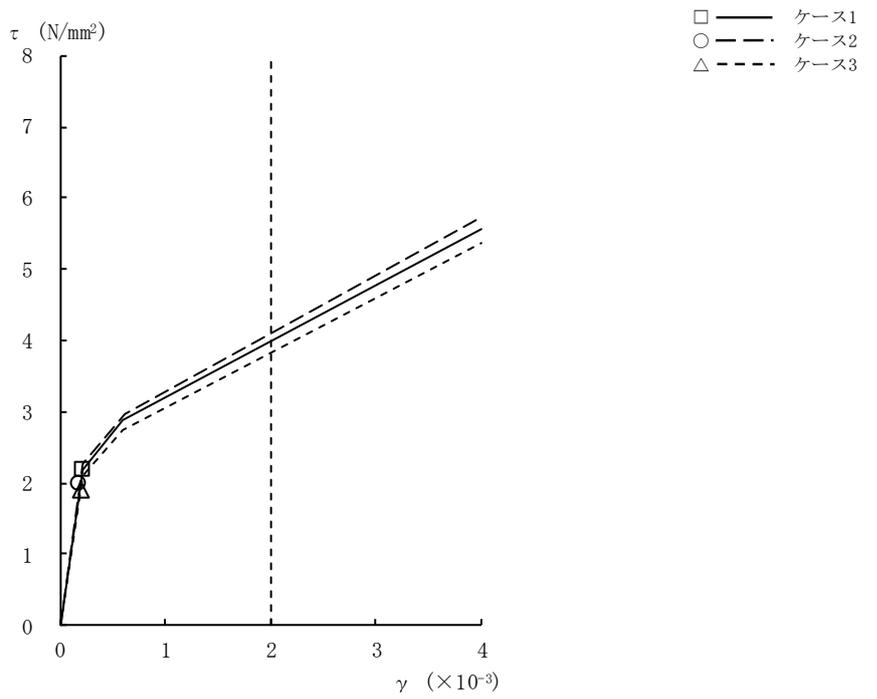


図2-16  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, 1F) (5/9)

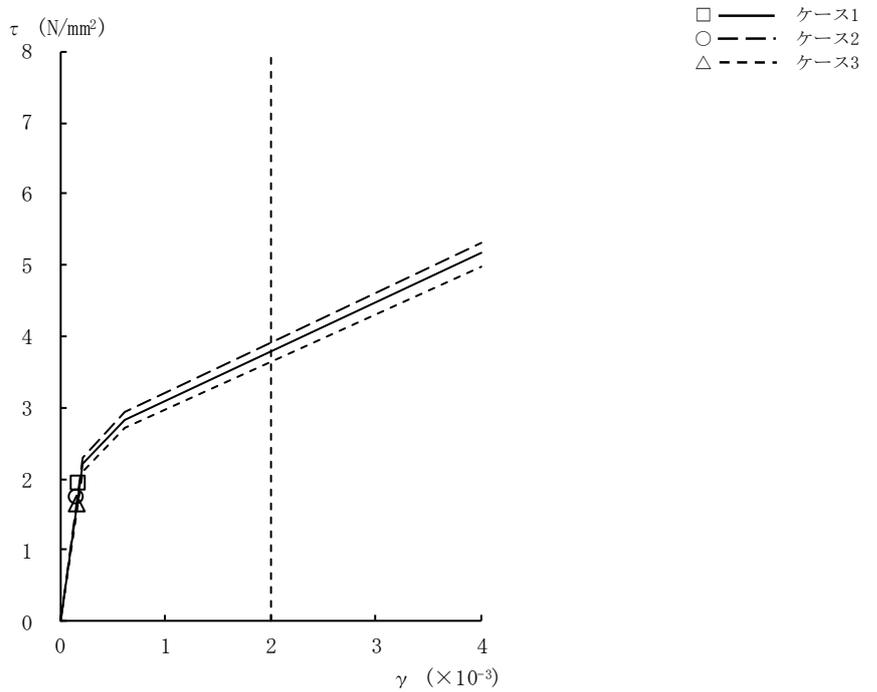


図2-16  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, B1F) (6/9)

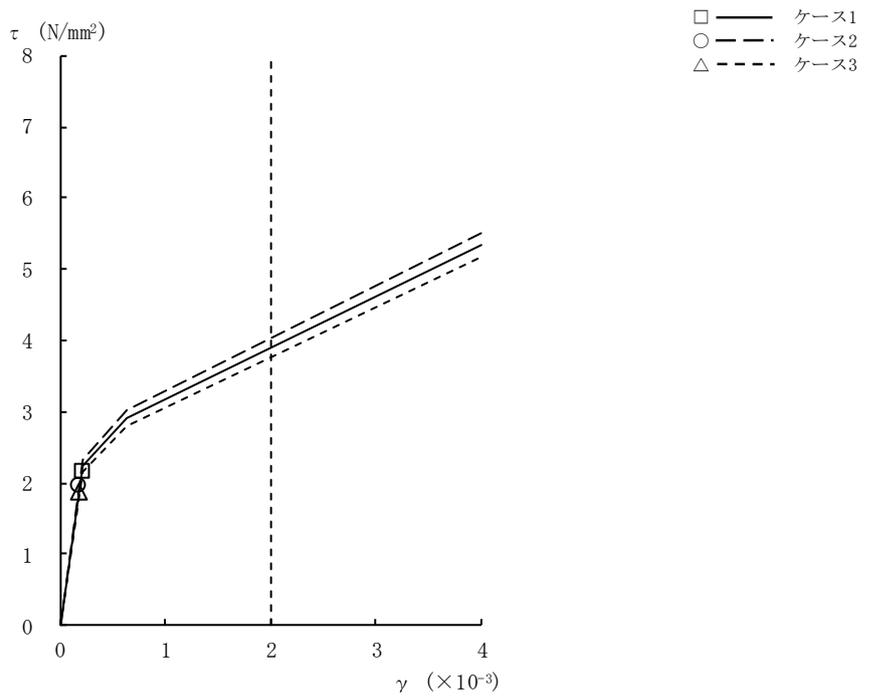


図2-16  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, B2F) (7/9)

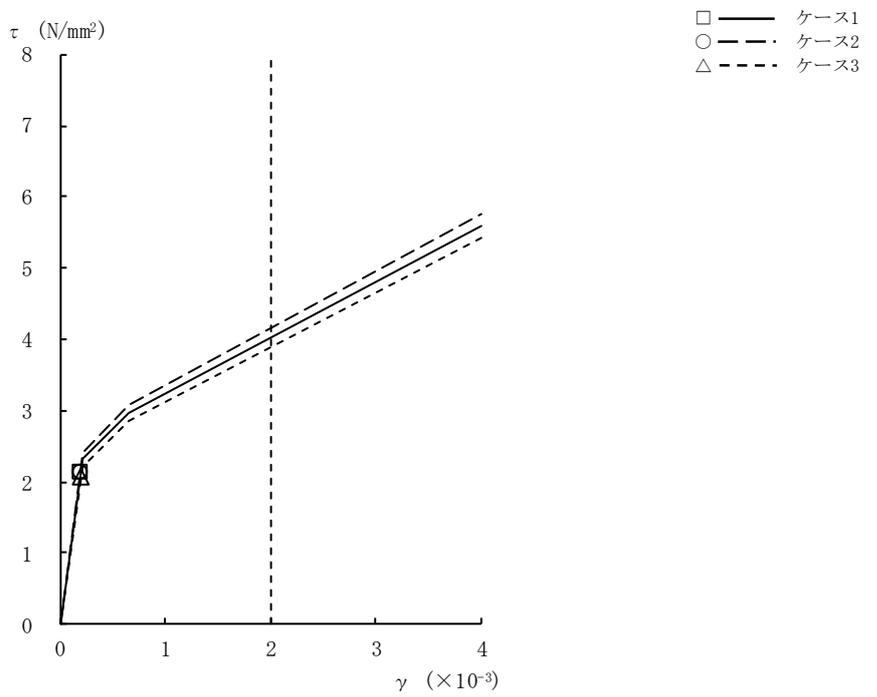


図2-16  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, B3F) (8/9)

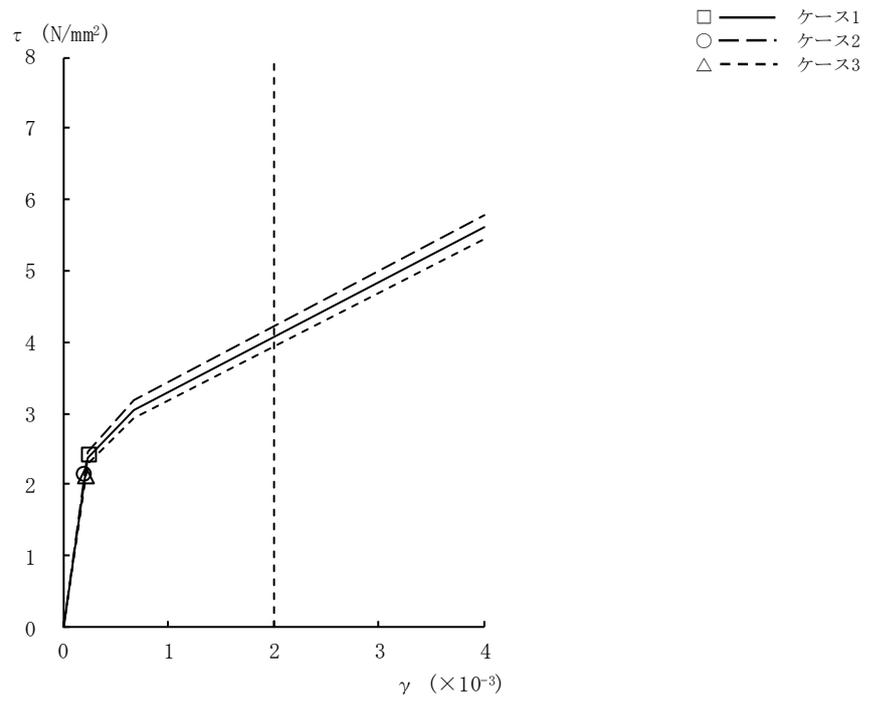


図2-16  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, B4F) (9/9)

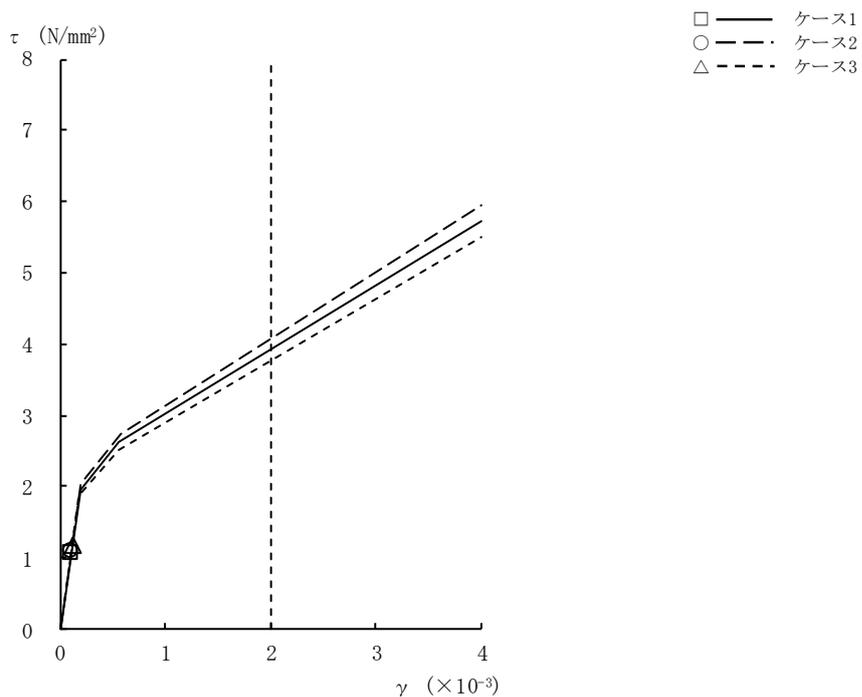


図2-17  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-2, EW方向, CRF) (1/9)

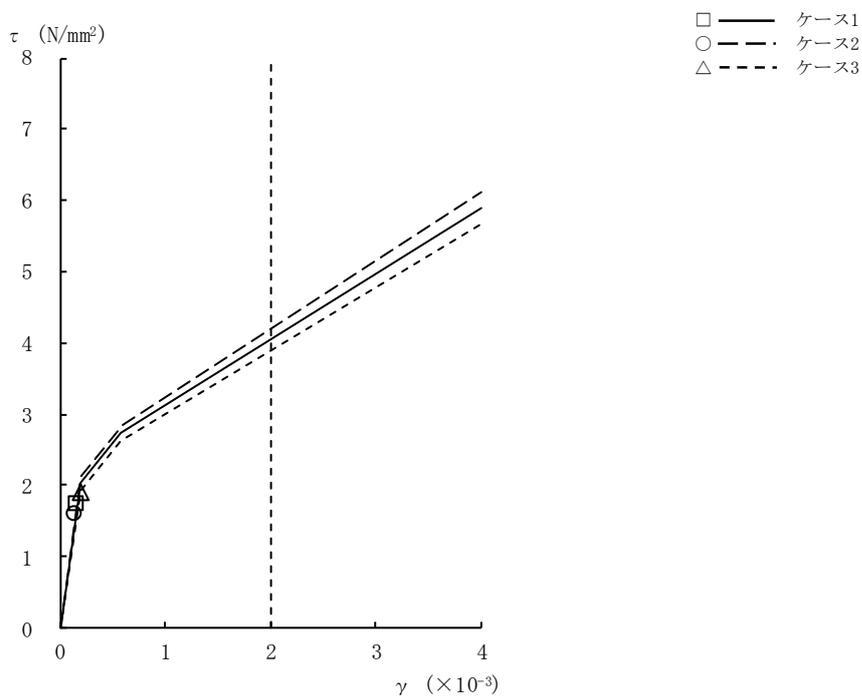


図2-17  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-2, EW方向, 4F) (2/9)

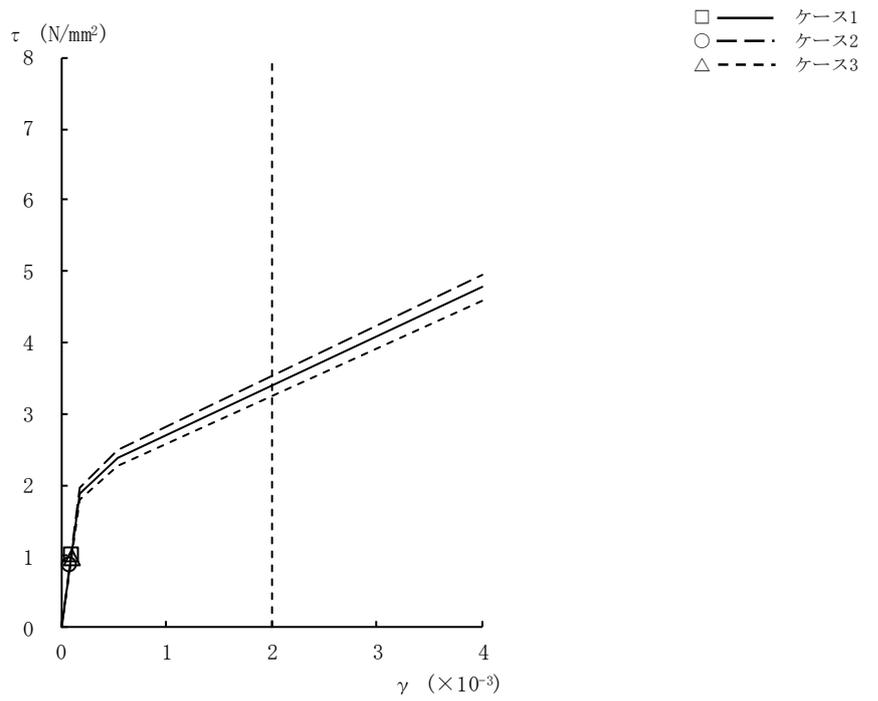


図2-17  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-2, EW方向, 3F) (3/9)

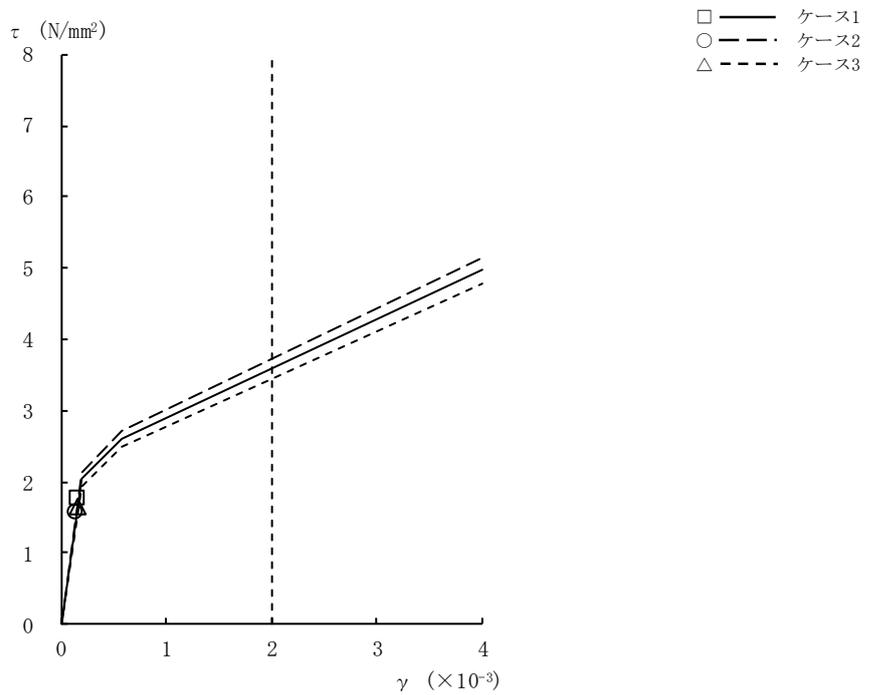


図2-17  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-2, EW方向, 2F) (4/9)

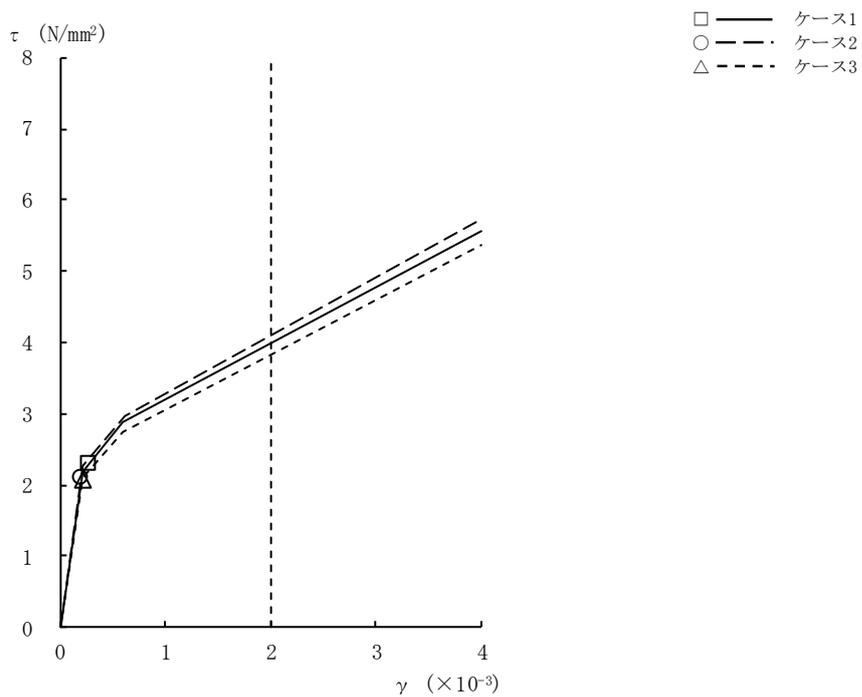


図2-17  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-2, EW方向, 1F) (5/9)

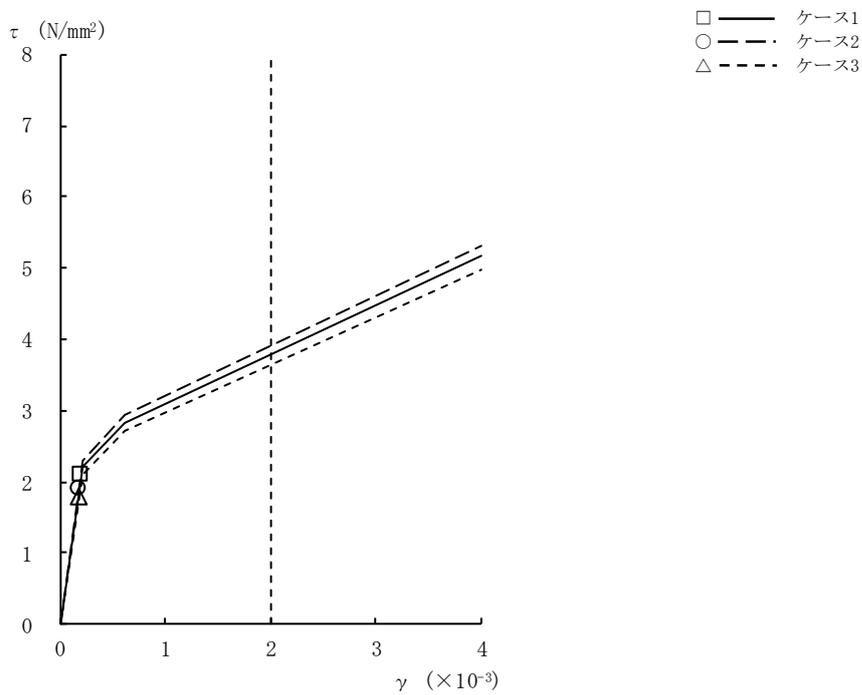


図2-17  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-2, EW方向, B1F) (6/9)

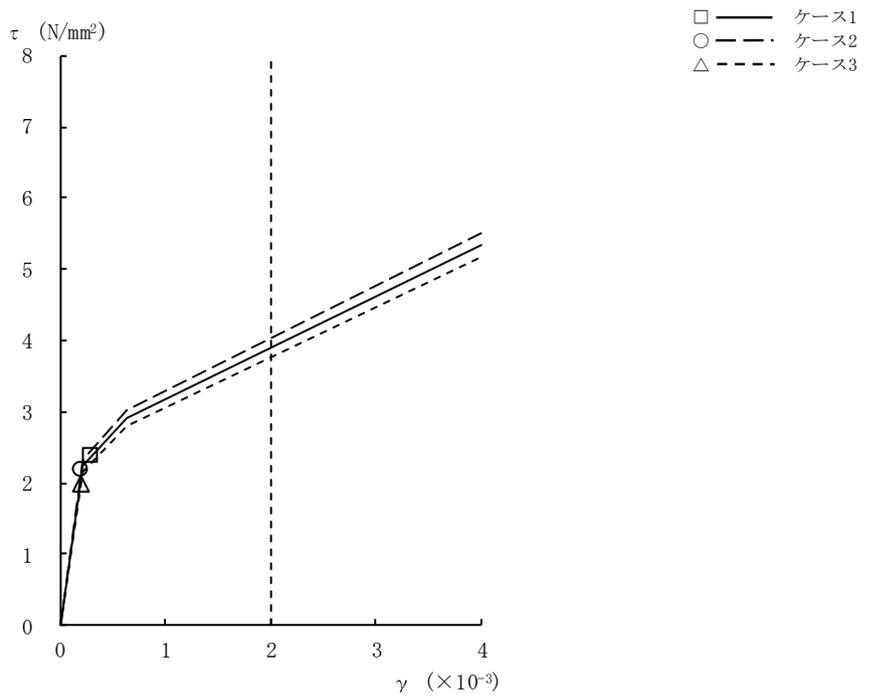


図2-17  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-2, EW方向, B2F) (7/9)

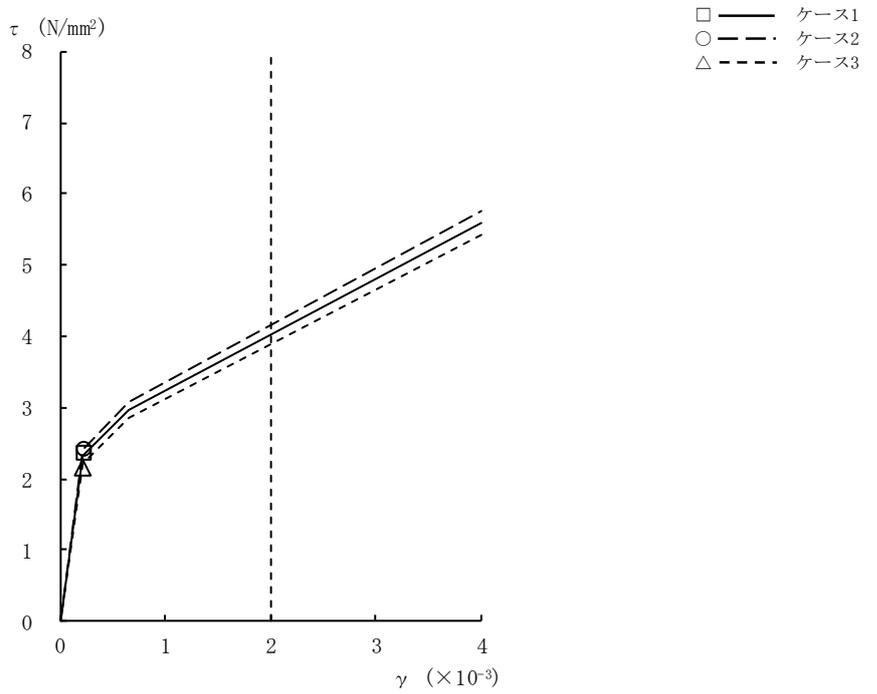


図2-17  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-2, EW方向, B3F) (8/9)

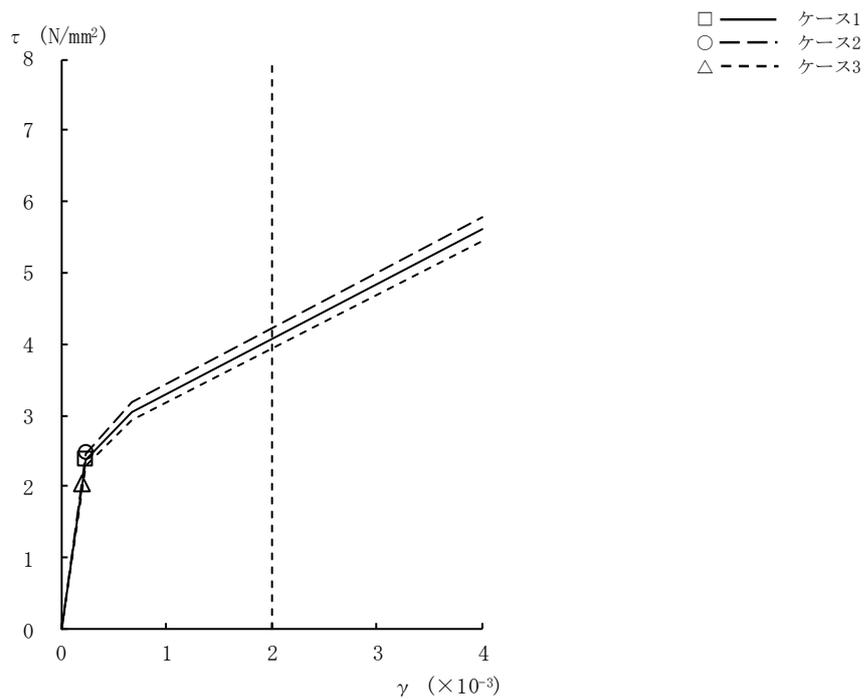


図2-17  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-2, EW方向, B4F) (9/9)

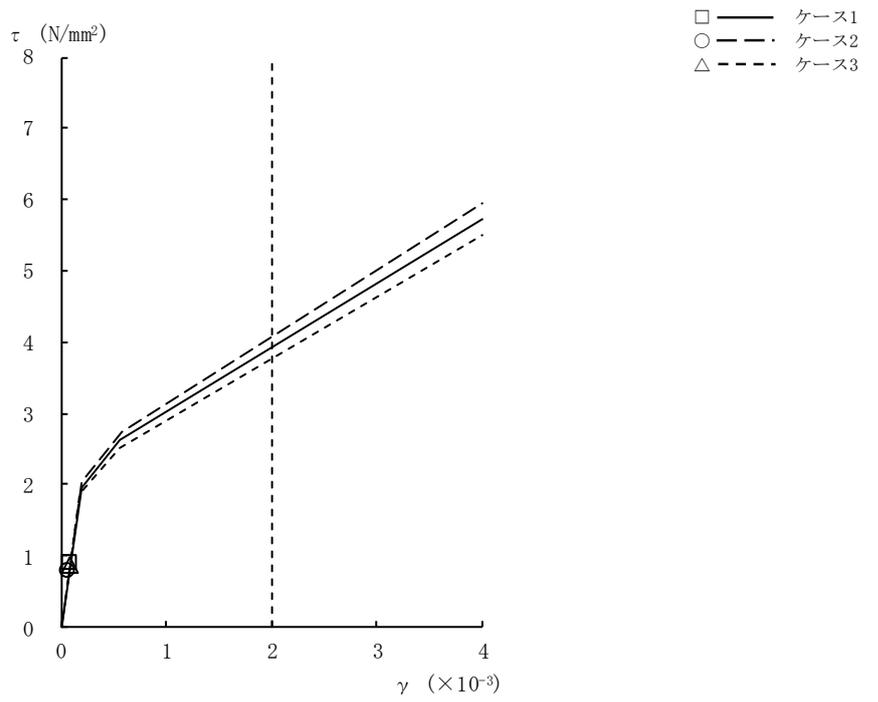


図2-18  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-3, EW方向, CRF) (1/9)

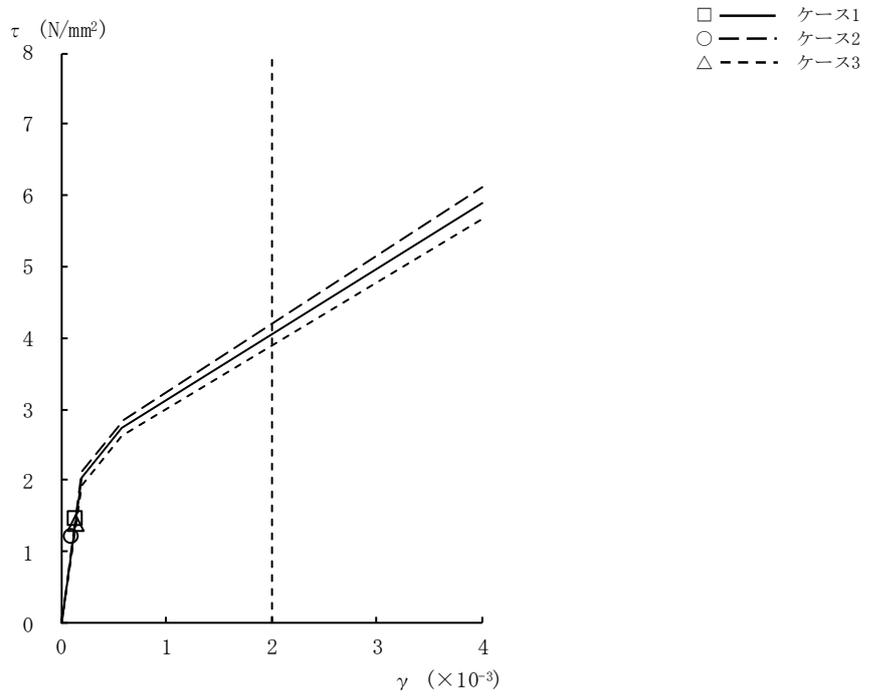


図2-18  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-3, EW方向, 4F) (2/9)

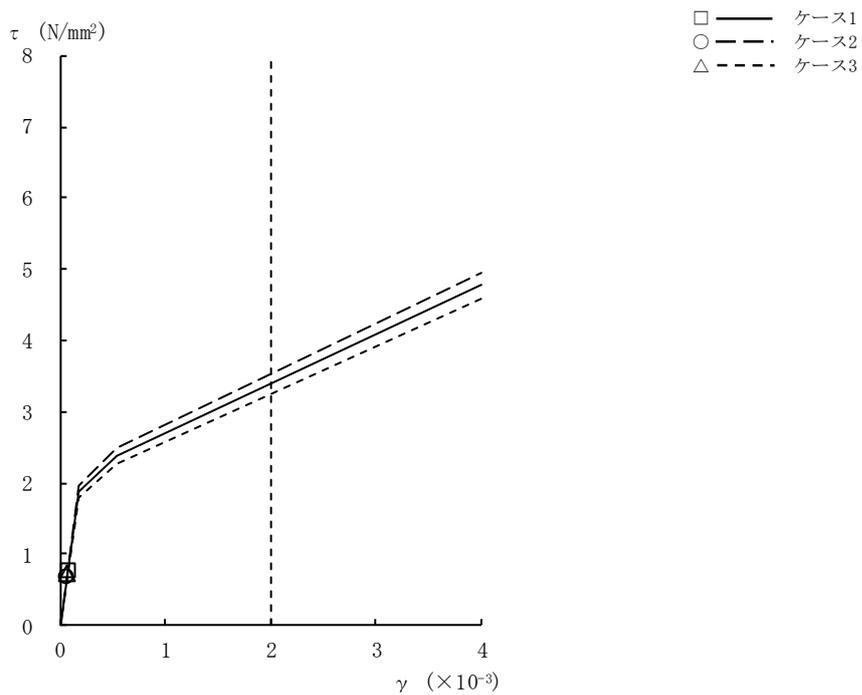


図2-18  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-3, EW方向, 3F) (3/9)

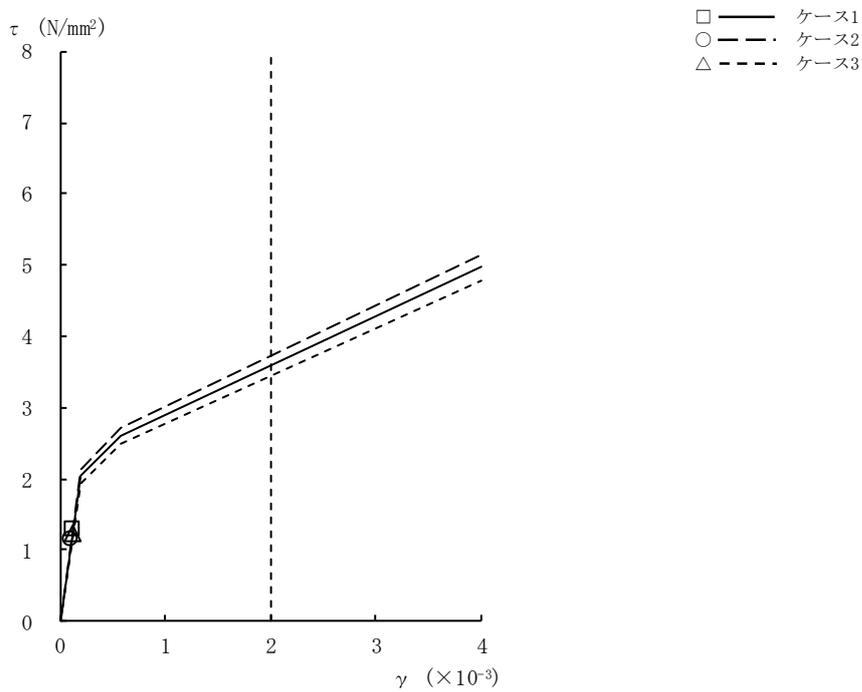


図2-18  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-3, EW方向, 2F) (4/9)

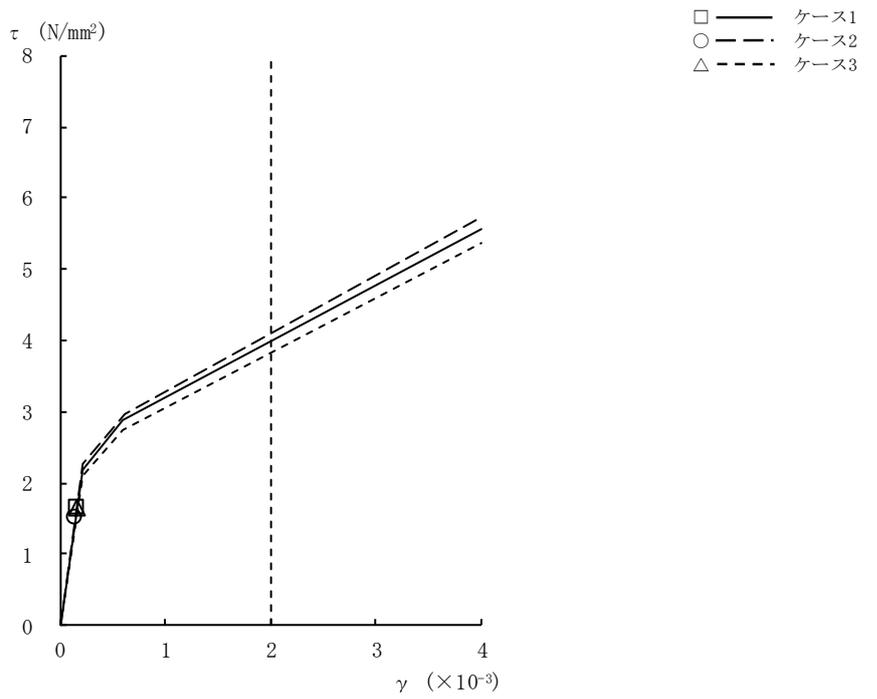


図2-18  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-3, EW方向, 1F) (5/9)

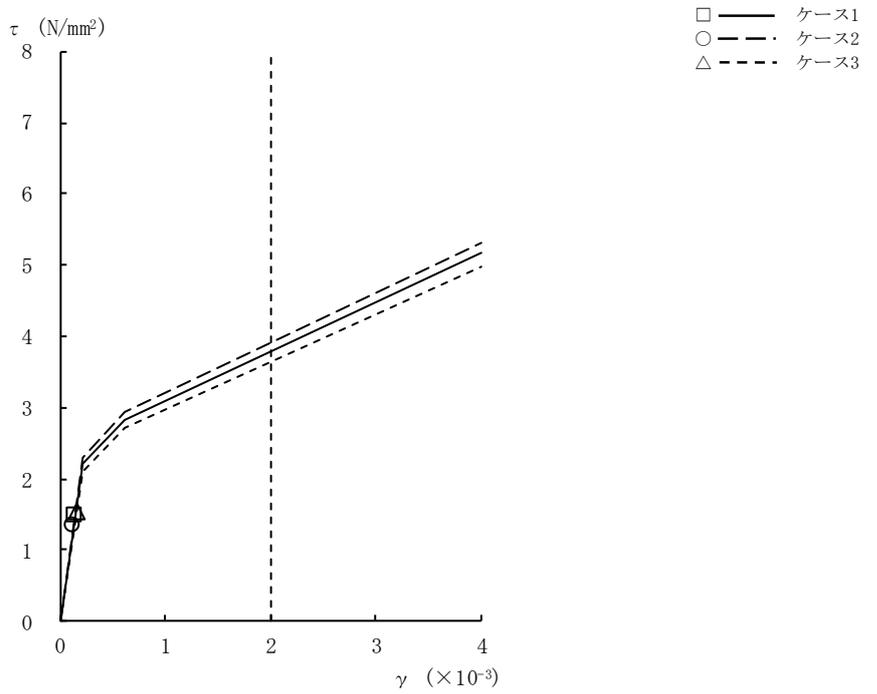


図2-18  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-3, EW方向, B1F) (6/9)

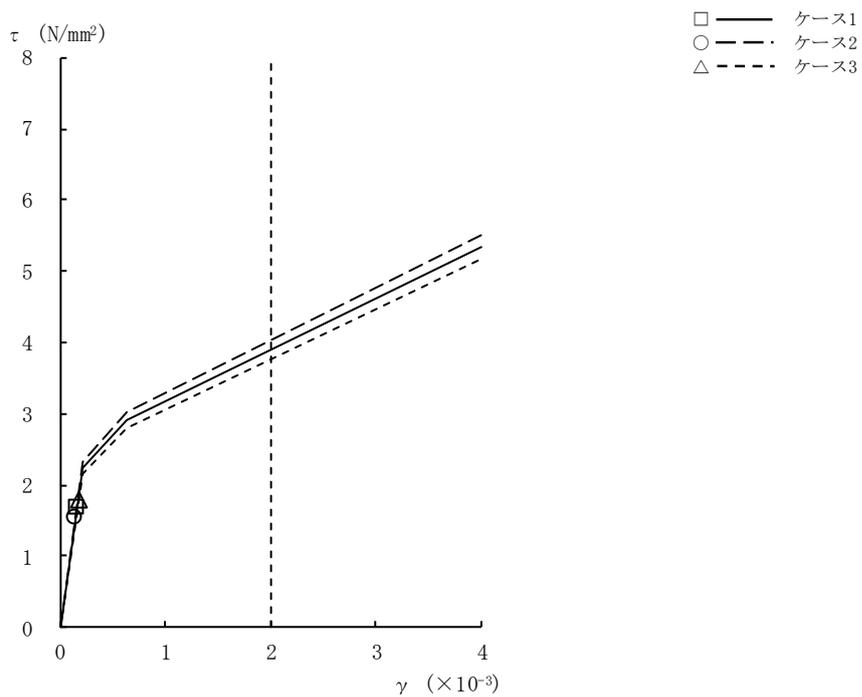


図2-18  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-3, EW方向, B2F) (7/9)

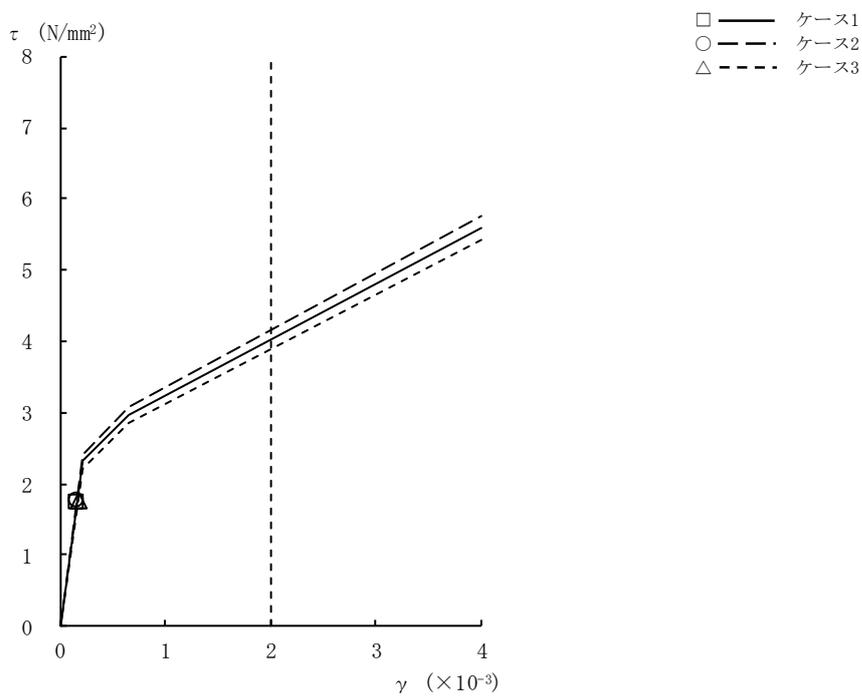


図2-18  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-3, EW方向, B3F) (8/9)

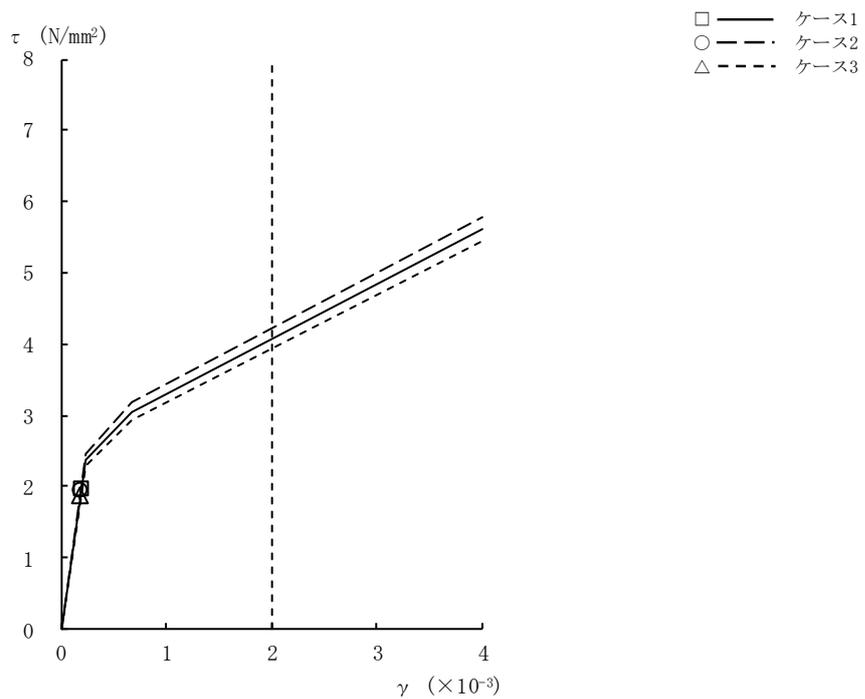


図2-18  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-3, EW方向, B4F) (9/9)

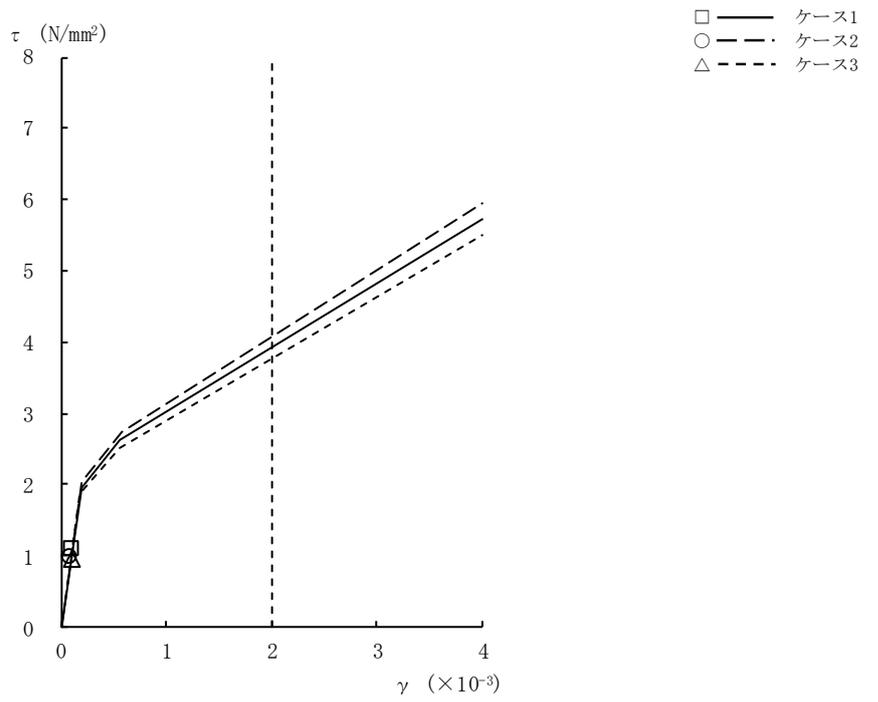


図2-19  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-8, EW方向, CRF) (1/9)

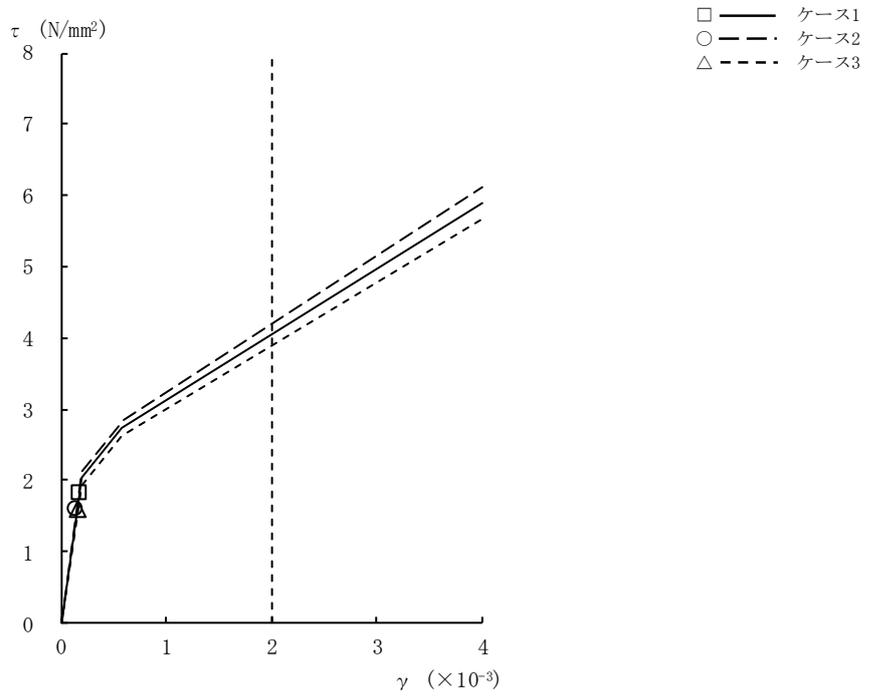


図2-19  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-8, EW方向, 4F) (2/9)

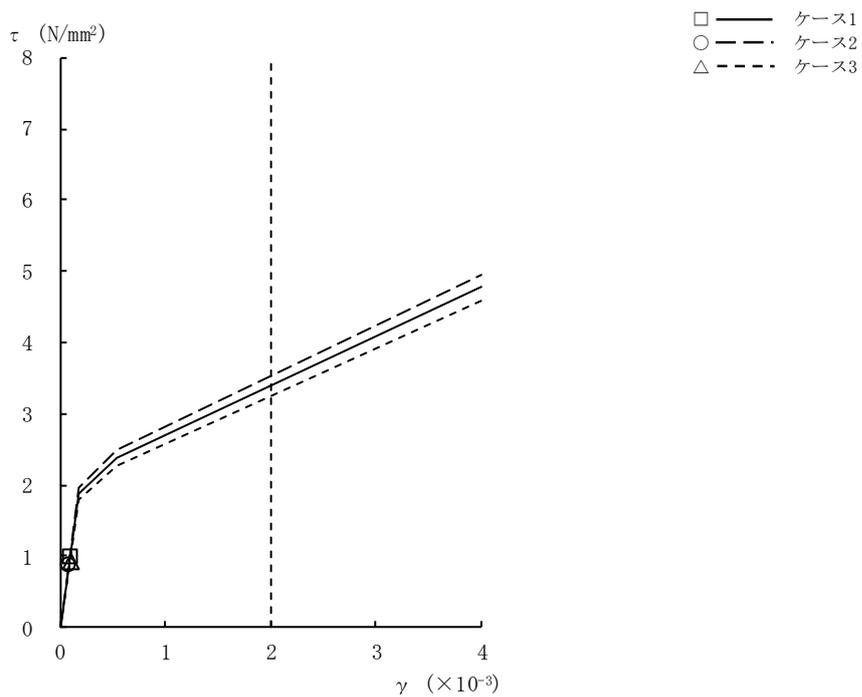


図2-19  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-8, EW方向, 3F) (3/9)

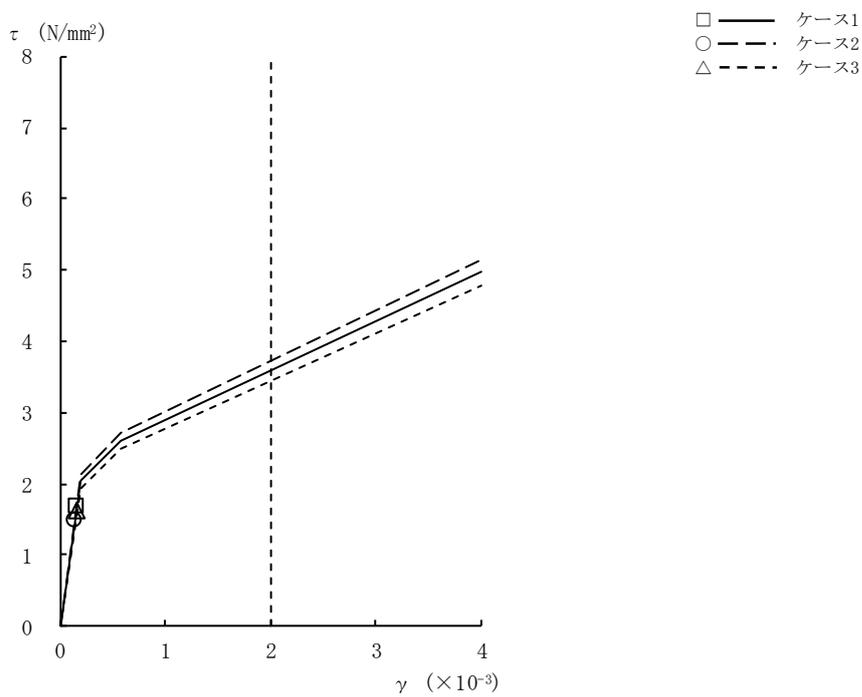


図2-19  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-8, EW方向, 2F) (4/9)

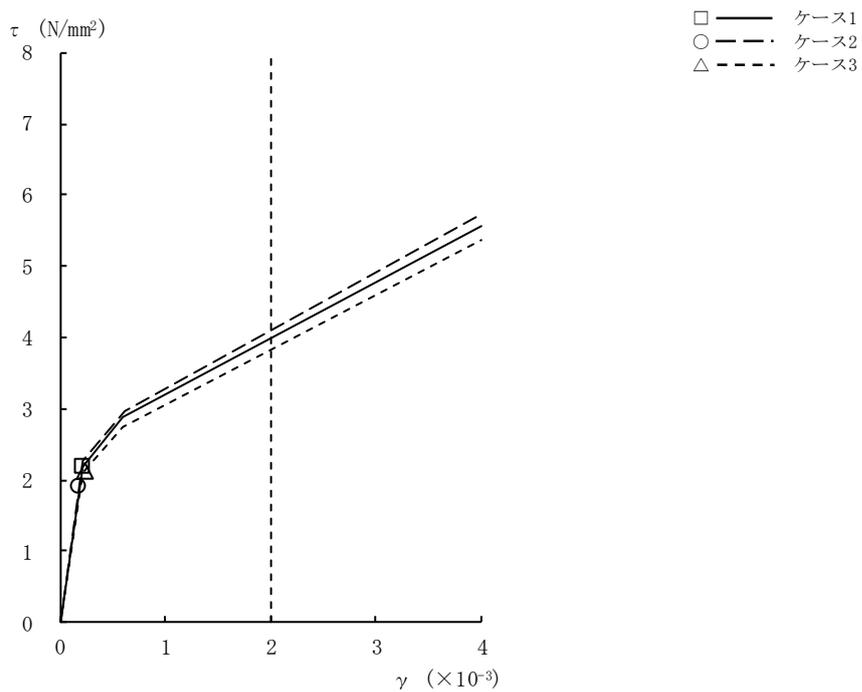


図2-19  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-8, EW方向, 1F) (5/9)

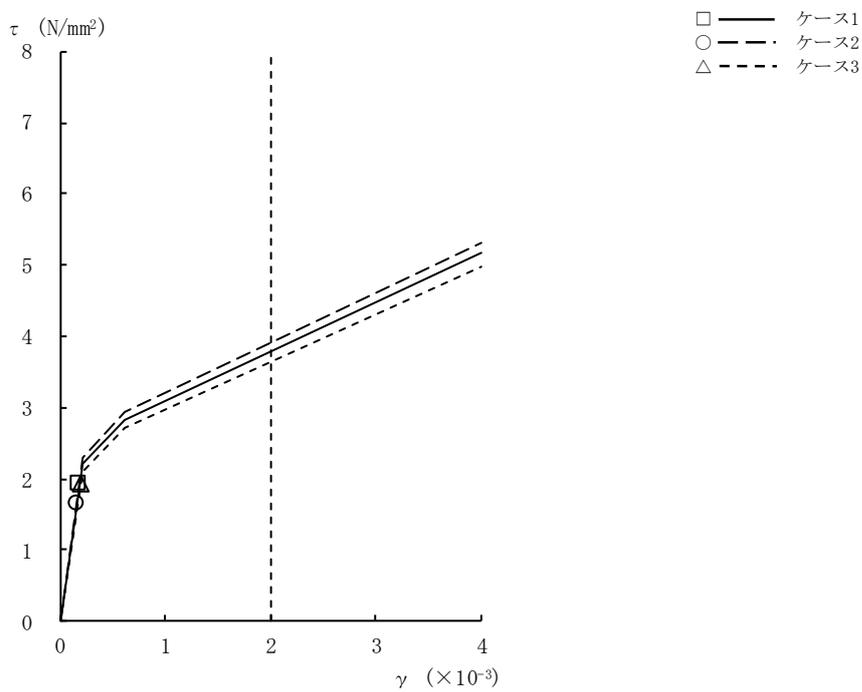


図2-19  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-8, EW方向, B1F) (6/9)

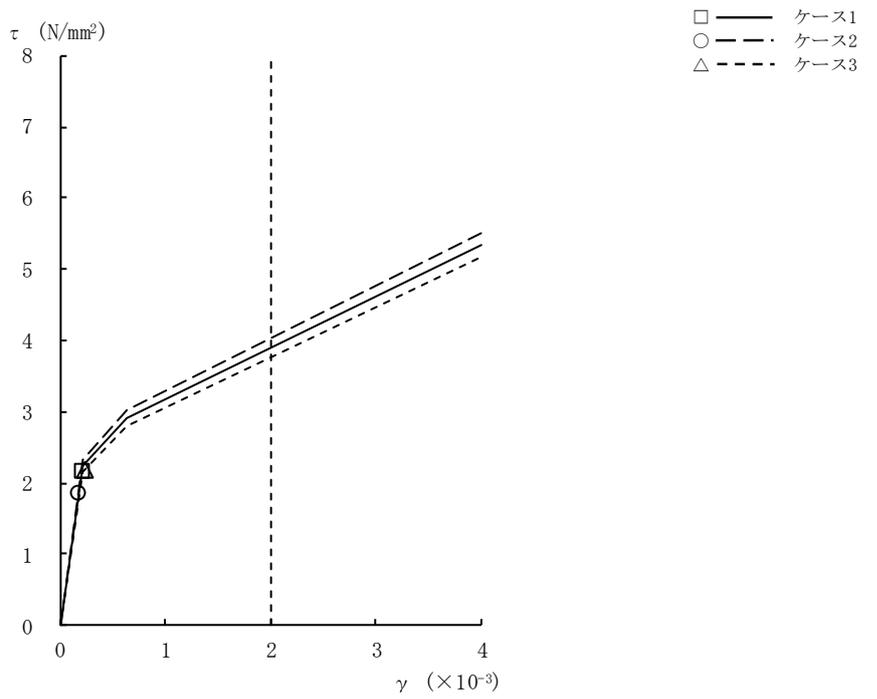


図2-19  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-8, EW方向, B2F) (7/9)

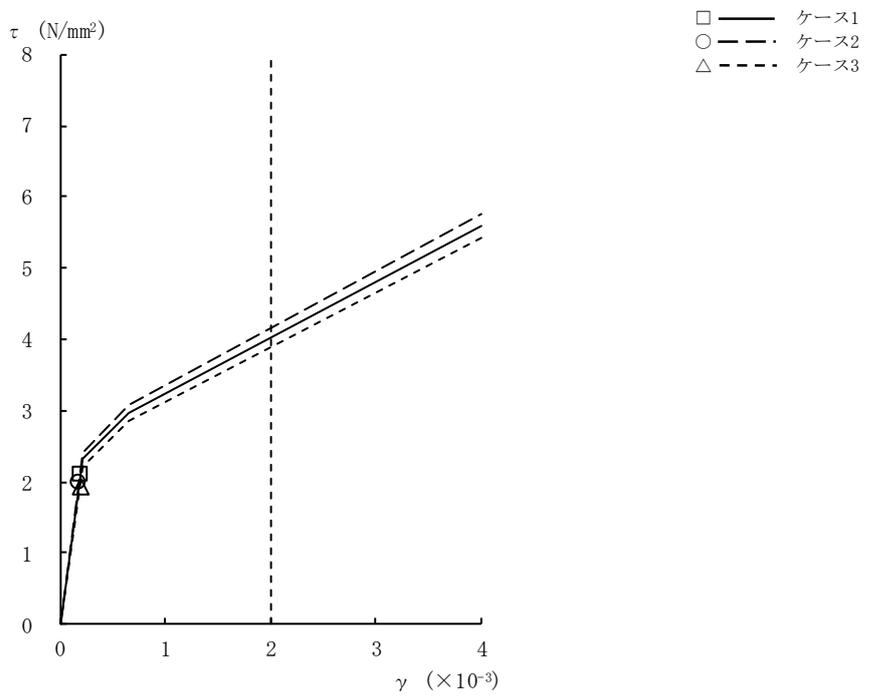


図2-19  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-8, EW方向, B3F) (8/9)

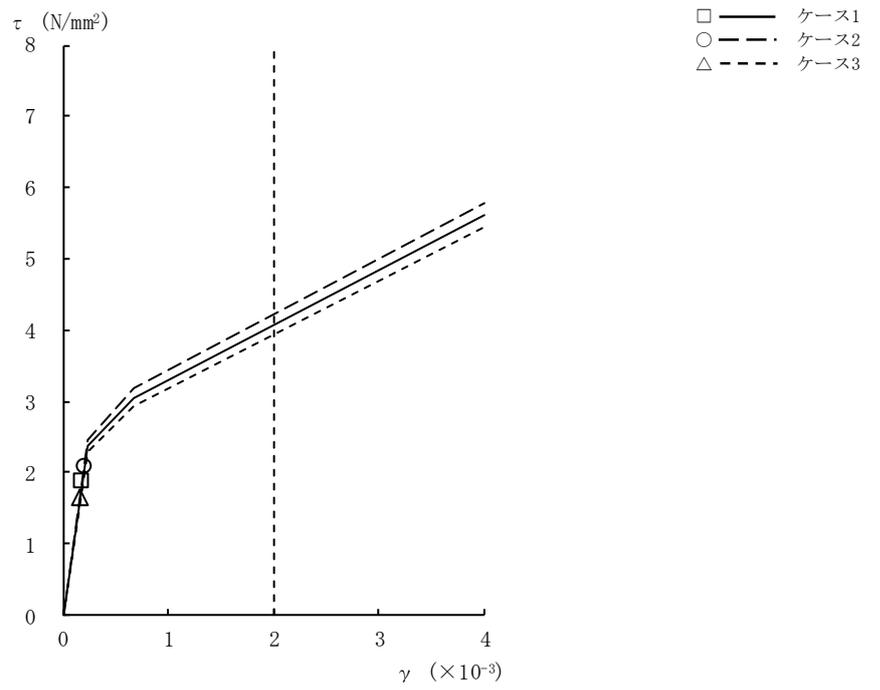


図2-19  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-8, EW方向, B4F) (9/9)

表 2-1 地震応答解析結果に基づく接地率 (ケース 1)

(a) NS 方向

基準地震動 S <sub>s</sub>	最大接地圧 (kN/m <sup>2</sup> )	最大転倒モーメント (×10 <sup>6</sup> kN・m)	最小接地率 (%)
S <sub>s</sub> -1	2200	104	69.5
S <sub>s</sub> -2	1720	81.3	87.1
S <sub>s</sub> -3	1780	83.6	85.3
S <sub>s</sub> -8	2030	104	69.6

(b) EW 方向

基準地震動 S <sub>s</sub>	最大接地圧 (kN/m <sup>2</sup> )	最大転倒モーメント (×10 <sup>6</sup> kN・m)	最小接地率 (%)
S <sub>s</sub> -1	2200	104	69.5
S <sub>s</sub> -2	2220	108	66.3
S <sub>s</sub> -3	1780	83.5	85.4
S <sub>s</sub> -8	2030	104	69.7

表 2-2 地震応答解析結果に基づく接地率 (ケース 2)

(a) NS 方向

基準地震動 S <sub>s</sub>	最大接地圧 (kN/m <sup>2</sup> )	最大転倒モーメント (×10 <sup>6</sup> kN・m)	最小接地率 (%)
S <sub>s</sub> -1	2140	102	71.3
S <sub>s</sub> -2	1640	75.4	91.7
S <sub>s</sub> -3	1760	83.0	85.8
S <sub>s</sub> -8	1950	100	72.5

(b) EW 方向

基準地震動 S <sub>s</sub>	最大接地圧 (kN/m <sup>2</sup> )	最大転倒モーメント (×10 <sup>6</sup> kN・m)	最小接地率 (%)
S <sub>s</sub> -1	2140	102	71.2
S <sub>s</sub> -2	2170	107	67.4
S <sub>s</sub> -3	1760	83.0	85.8
S <sub>s</sub> -8	1950	100	72.6

表 2-3 地震応答解析結果に基づく接地率 (ケース 3)

(a) NS 方向

基準地震動 $S_s$	最大接地圧 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	最大転倒モーメント ( $\times 10^6 \text{ kN}\cdot\text{m}$ )	最小接地率 (%)
Ss-1	1970	91.9	78.9
Ss-2	1600	72.3	94.1
Ss-3	1720	79.1	88.8
Ss-8	2010	102	70.9

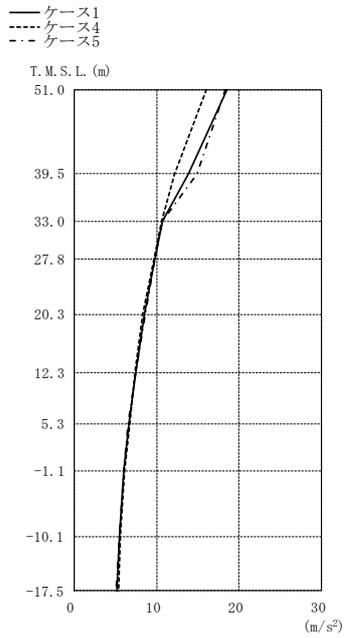
(b) EW 方向

基準地震動 $S_s$	最大接地圧 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	最大転倒モーメント ( $\times 10^6 \text{ kN}\cdot\text{m}$ )	最小接地率 (%)
Ss-1	1970	91.9	78.9
Ss-2	2040	99.8	72.8
Ss-3	1720	79.0	88.9
Ss-8	2000	102	71.0

## 2.2 建屋剛性の不確かさ

建屋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2-20～図2-38に、接地率を表2-4～表2-6に示す。

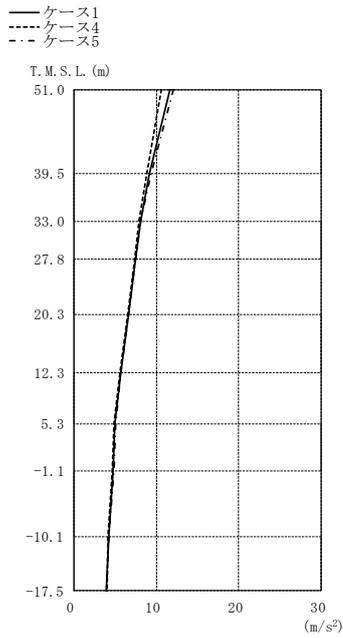
以後、基本ケースをケース1、コンクリート実強度をコア強度平均 ( $49.0\text{N/mm}^2$ ) とする場合をケース4、コンクリート実強度を実強度  $-2\sigma$  ( $25.4\text{N/mm}^2$ ) をケース5として示す。



(m/s <sup>2</sup> )		
①	④	⑤
18.5	16.0	18.3
13.8	12.2	14.9
10.7	10.6	10.7
9.80	9.65	9.72
8.53	8.29	8.61
7.51	7.32	7.48
6.59	6.69	6.51
5.98	6.11	5.99
5.51	5.57	5.47
5.15	5.35	5.09

注：①工総モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建屋剛性(-2σ)モデル

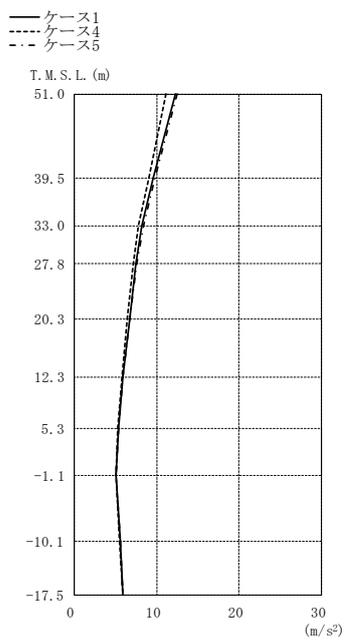
(a) Ss-1



(m/s <sup>2</sup> )		
①	④	⑤
11.7	10.6	12.0
9.17	8.83	9.32
8.05	7.94	8.13
7.47	7.38	7.52
6.60	6.52	6.66
5.71	5.59	5.73
4.95	4.85	5.09
4.78	4.61	4.89
4.20	4.09	4.26
3.97	4.03	3.96

注：①工総モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建屋剛性(-2σ)モデル

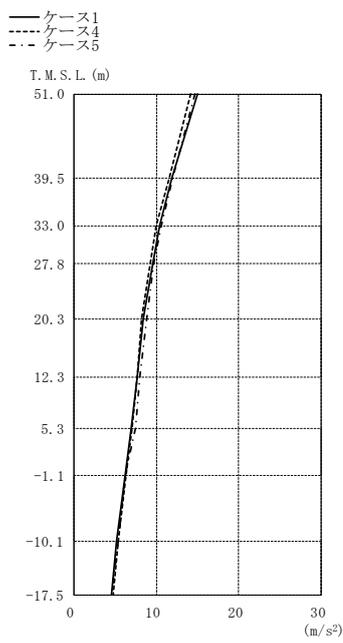
(b) Ss-2



(m/s <sup>2</sup> )		
①	④	⑤
12.3	11.2	12.5
9.59	9.02	9.77
8.23	7.81	8.39
7.46	7.11	7.58
6.69	6.45	6.76
5.91	5.85	5.93
5.38	5.32	5.42
5.08	5.07	5.09
5.61	5.49	5.63
5.90	5.88	5.89

注：①工総モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建屋剛性(-2σ)モデル

(c) Ss-3

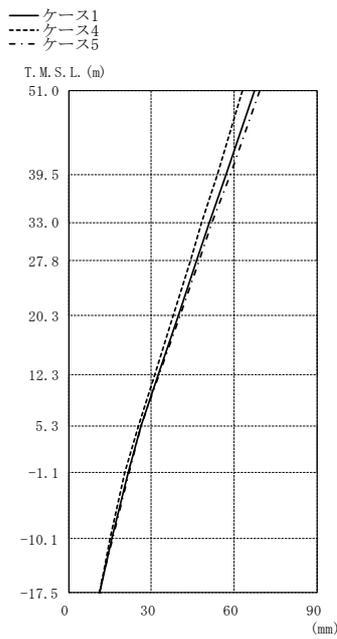


(m/s <sup>2</sup> )		
①	④	⑤
14.9	14.2	14.7
11.9	11.5	12.0
10.4	10.0	10.6
9.58	9.25	9.68
8.42	8.22	8.80
7.72	7.73	7.97
6.99	7.05	7.48
6.21	6.30	6.27
5.20	5.35	5.37
4.57	4.75	4.50

注：①工総モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建屋剛性(-2σ)モデル

(d) Ss-8

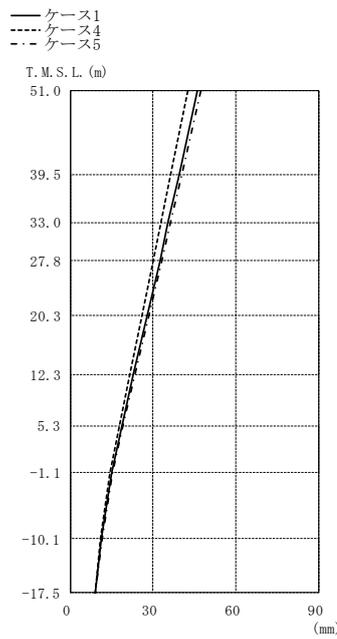
図2-20 最大応答加速度 (基準地震動 S s , NS方向)



(mm)		
①	④	⑤
67.2	63.0	69.1
57.0	53.7	58.6
50.9	48.3	52.0
46.4	44.2	47.3
39.7	37.9	40.4
32.4	31.2	33.0
26.2	25.4	26.4
21.5	20.3	21.9
15.5	15.0	15.8
11.1	11.2	10.9

注：①工認モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建屋剛性(-2σ)モデル

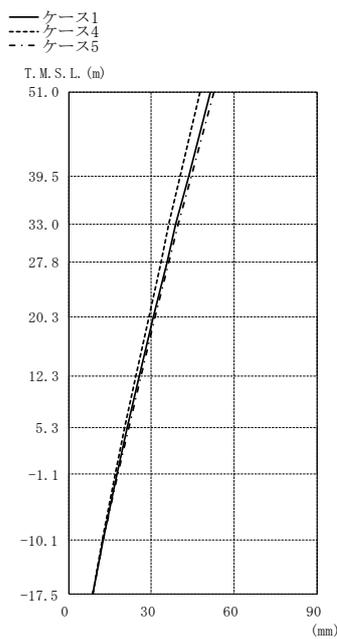
(a) Ss-1



(mm)		
①	④	⑤
46.1	42.5	47.4
39.4	36.4	40.4
35.4	32.8	36.3
32.4	30.1	33.2
27.9	26.0	28.5
23.0	21.6	23.4
18.7	17.8	19.0
15.0	14.4	15.2
11.4	11.0	11.5
9.02	8.99	9.04

注：①工認モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建屋剛性(-2σ)モデル

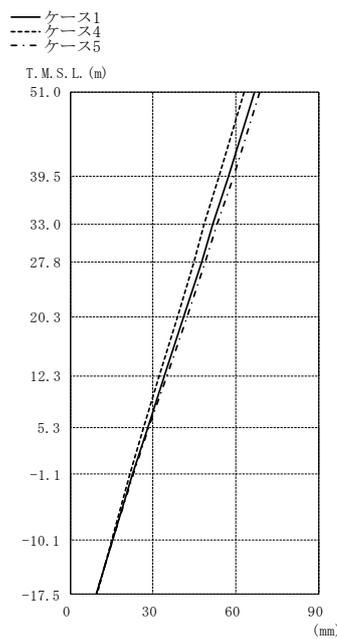
(b) Ss-2



(mm)		
①	④	⑤
51.3	47.5	52.7
43.5	40.5	44.6
38.9	36.4	39.8
35.6	33.4	36.4
30.8	29.0	31.4
25.7	24.3	26.2
21.4	20.3	21.8
17.6	16.8	18.0
12.5	12.0	12.6
8.73	8.69	8.74

注：①工認モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建屋剛性(-2σ)モデル

(c) Ss-3

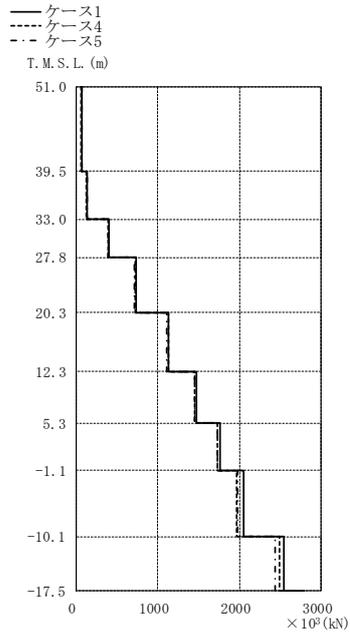


(mm)		
①	④	⑤
66.7	62.8	68.5
57.3	53.8	59.0
51.8	48.6	53.2
47.5	44.6	48.8
41.1	38.7	42.2
34.1	32.3	35.0
28.1	26.7	28.6
22.7	21.7	22.9
15.2	14.9	15.3
9.50	9.59	9.47

注：①工認モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建屋剛性(-2σ)モデル

(d) Ss-8

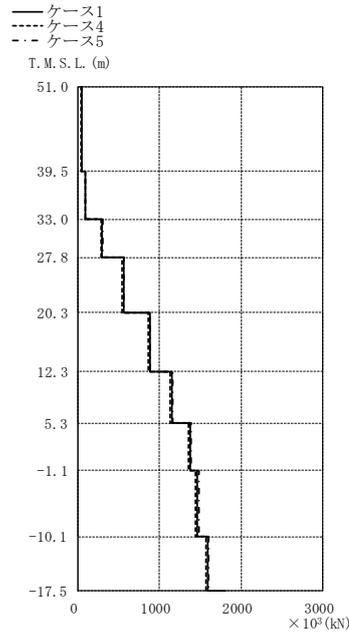
図2-21 最大応答変位 (基準地震動 S<sub>s</sub>, NS方向)



× 10 <sup>3</sup> (kN)		
①	④	⑤
74.7	65.0	73.3
132	123	134
400	392	390
735	730	719
1130	1130	1110
1470	1460	1450
1760	1730	1730
2050	1970	1970
2550	2500	2440

注：①工認モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建屋剛性(-2σ)モデル

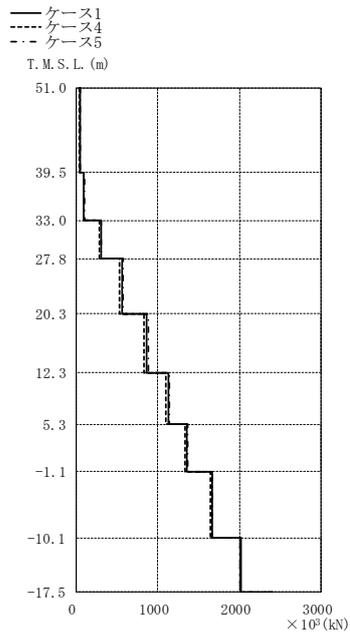
(a) Ss-1



× 10 <sup>3</sup> (kN)		
①	④	⑤
47.0	43.2	48.4
94.0	89.1	95.4
300	290	303
561	547	566
882	864	890
1150	1130	1160
1380	1350	1390
1470	1440	1480
1600	1570	1600

注：①工認モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建屋剛性(-2σ)モデル

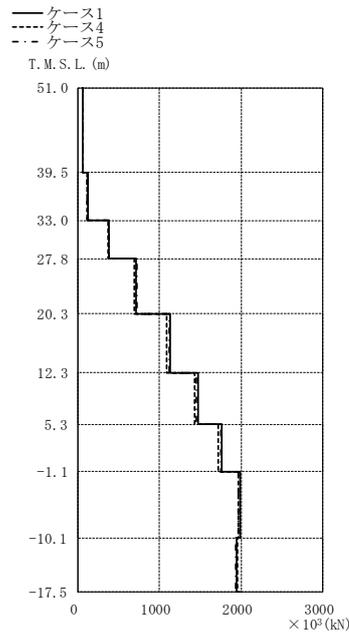
(b) Ss-2



× 10 <sup>3</sup> (kN)		
①	④	⑤
49.4	45.0	50.4
98.3	91.4	100
305	290	310
562	537	571
869	834	881
1140	1100	1150
1360	1330	1370
1670	1640	1670
2020	2010	2010

注：①工認モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建屋剛性(-2σ)モデル

(c) Ss-3

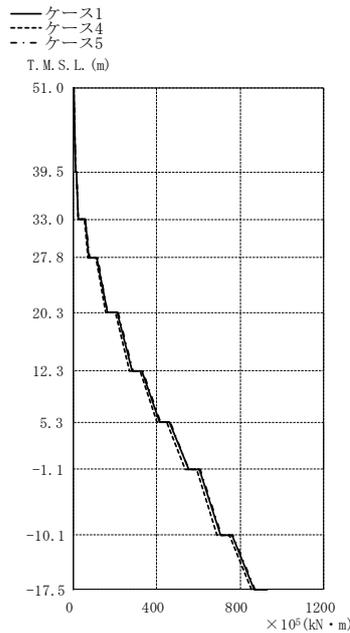


× 10 <sup>3</sup> (kN)		
①	④	⑤
60.3	57.2	58.9
122	117	117
384	373	386
719	697	724
1130	1090	1120
1470	1430	1450
1770	1720	1750
1990	1960	1970
1940	1960	1930

注：①工認モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建屋剛性(-2σ)モデル

(d) Ss-8

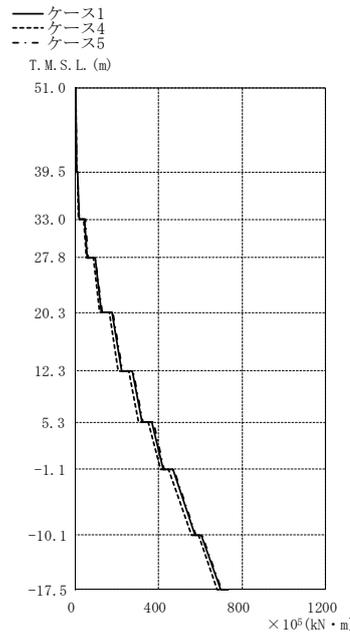
図2-22 最大応答せん断力 (基準地震動 S<sub>s</sub>, NS方向)



× 10 <sup>5</sup> (kN·m)		
①	④	⑤
3.26	2.58	3.54
11.7	9.73	11.9
17.0	14.2	17.4
25.3	22.0	25.3
57.3	52.5	58.3
76.1	70.3	77.0
114	108	116
162	153	164
209	200	212
282	271	285
331	321	335
413	401	416
460	449	463
552	537	554
604	593	607
706	690	709
762	749	767
867	855	869

注：①工認モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建屋剛性(-2σ)モデル

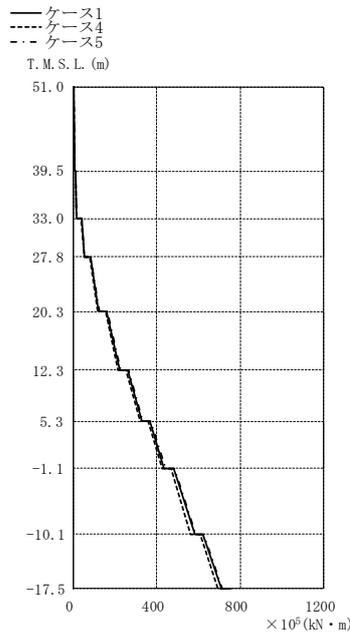
(a) Ss-1



× 10 <sup>5</sup> (kN·m)		
①	④	⑤
2.23	2.06	2.29
7.61	6.68	7.84
11.8	10.5	12.1
17.6	15.6	18.1
46.5	42.5	47.7
59.3	54.3	60.7
95.6	88.2	97.8
127	118	130
176	164	179
222	208	226
274	258	279
319	302	324
368	349	374
420	407	424
467	447	473
573	558	578
604	589	608
695	681	699

注：①工認モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建屋剛性(-2σ)モデル

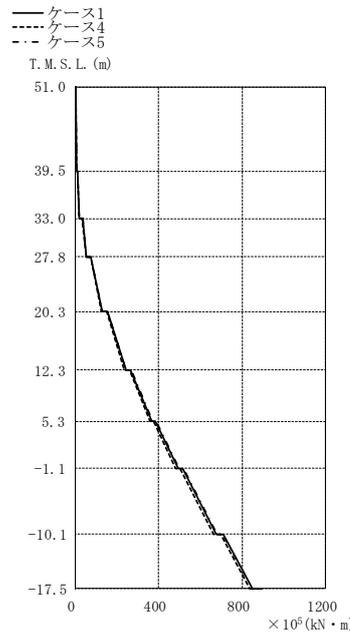
(b) Ss-2



× 10 <sup>5</sup> (kN·m)		
①	④	⑤
1.80	1.82	1.84
7.20	6.81	7.35
10.3	9.88	10.5
16.3	15.7	16.7
39.1	37.4	39.9
54.0	51.7	55.0
82.4	78.7	84.1
122	117	124
159	153	162
221	213	225
262	254	265
328	318	333
366	356	371
436	424	441
480	469	486
581	563	588
619	608	624
708	692	714

注：①工認モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建屋剛性(-2σ)モデル

(c) Ss-3

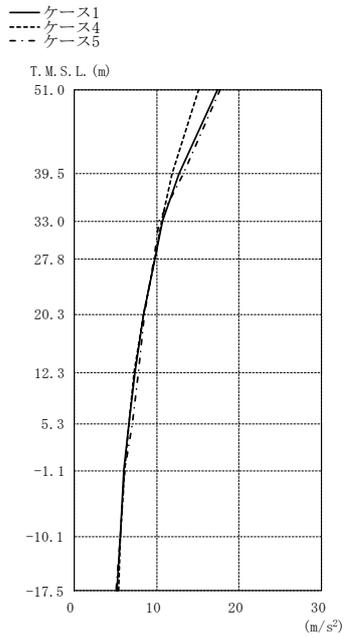


× 10 <sup>5</sup> (kN·m)		
①	④	⑤
1.66	1.56	1.69
8.14	7.89	8.15
10.4	10.3	10.5
18.2	17.8	18.0
34.5	34.3	34.8
54.2	53.4	54.8
74.6	73.5	75.7
128	125	130
153	150	156
242	236	245
266	259	270
367	357	370
385	375	390
495	483	500
514	503	518
677	664	680
708	696	707
850	839	850

注：①工認モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建屋剛性(-2σ)モデル

(d) Ss-8

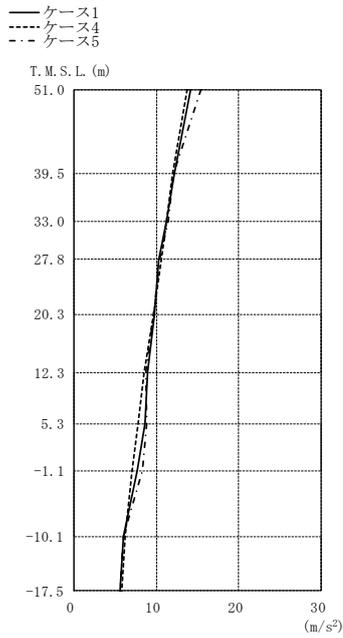
図2-23 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S s , NS方向)



(m/s <sup>2</sup> )		
①	④	⑤
17.4	15.1	17.7
12.7	11.9	13.2
10.7	10.6	10.3
9.75	9.75	9.62
8.40	8.41	8.55
7.42	7.22	7.83
6.66	6.63	7.01
6.00	6.12	6.09
5.55	5.59	5.59
5.15	5.34	5.08

注：①工総モデル  
④建層剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建層剛性(-2σ)モデル

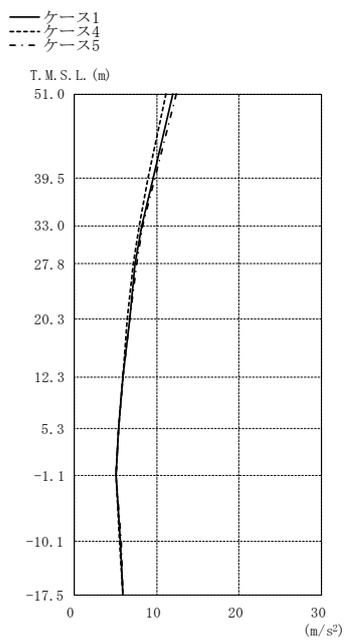
(a) Ss-1



(m/s <sup>2</sup> )		
①	④	⑤
14.1	13.7	15.4
12.1	12.0	12.1
11.2	11.2	11.5
10.3	10.6	10.4
9.81	9.62	9.66
8.92	8.55	8.77
8.57	7.76	8.82
7.70	7.05	8.30
6.05	6.25	6.00
5.59	5.75	5.57

注：①工総モデル  
④建層剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建層剛性(-2σ)モデル

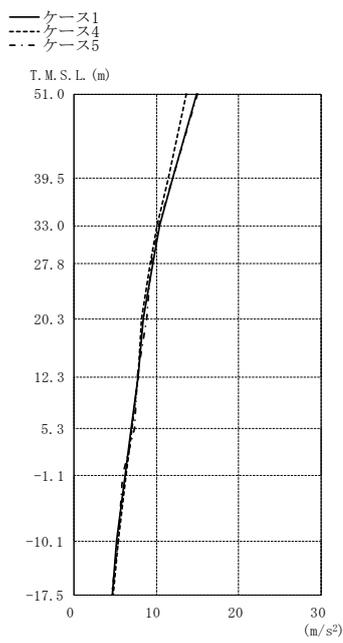
(b) Ss-2



(m/s <sup>2</sup> )		
①	④	⑤
12.0	11.1	12.4
9.58	8.94	9.76
8.18	7.86	8.31
7.41	7.14	7.53
6.70	6.40	6.78
5.94	5.88	5.94
5.36	5.40	5.38
5.09	5.07	5.10
5.62	5.47	5.65
5.92	5.87	5.91

注：①工総モデル  
④建層剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建層剛性(-2σ)モデル

(c) Ss-3

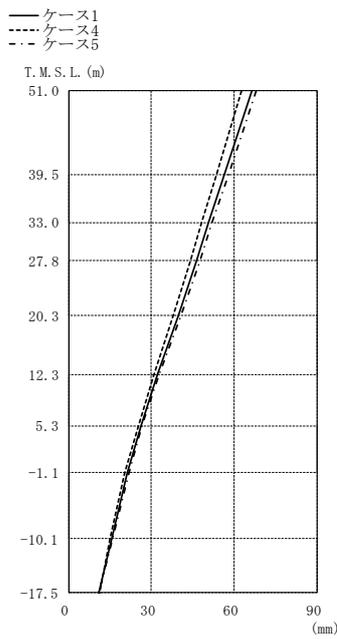


(m/s <sup>2</sup> )		
①	④	⑤
14.9	13.7	15.0
12.0	11.4	11.9
10.4	10.0	10.3
9.58	9.29	9.35
8.39	8.23	8.83
7.76	7.76	7.65
7.00	7.10	7.33
6.17	6.33	5.90
5.21	5.36	5.41
4.60	4.75	4.55

注：①工総モデル  
④建層剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建層剛性(-2σ)モデル

(d) Ss-8

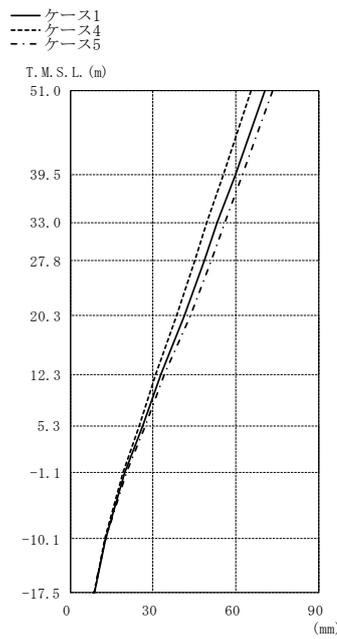
図2-24 最大応答加速度（基準地震動 S s ， EW方向）



(mm)		
①	④	⑤
66.2	62.6	67.9
56.5	53.5	58.1
50.7	48.2	52.1
46.4	44.1	47.6
39.7	37.9	40.7
32.3	31.1	32.8
26.2	25.4	26.5
21.4	20.3	21.8
15.6	15.1	16.0
11.0	11.1	10.8

注：①工認モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建屋剛性(-2σ)モデル

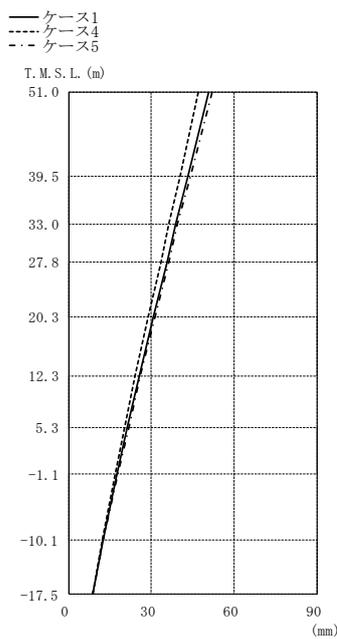
(a) Ss-1



(mm)		
①	④	⑤
70.5	65.3	73.4
59.7	55.4	62.5
53.3	49.6	55.9
48.6	45.1	51.1
41.3	38.4	43.6
32.9	31.1	34.2
26.2	24.9	27.2
19.8	19.2	20.2
12.7	12.6	12.7
8.67	8.79	8.56

注：①工認モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建屋剛性(-2σ)モデル

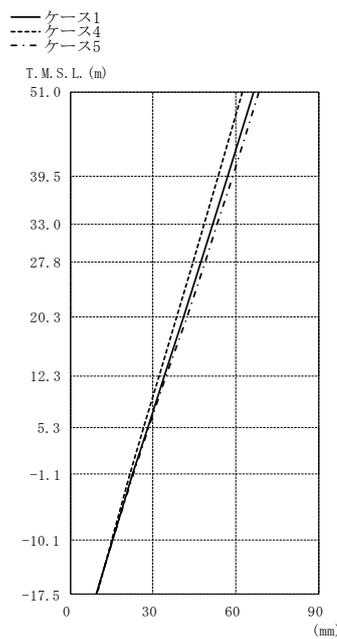
(b) Ss-2



(mm)		
①	④	⑤
50.6	47.0	51.9
43.2	40.3	44.2
38.7	36.3	39.6
35.5	33.4	36.3
30.7	28.9	31.3
25.6	24.2	26.1
21.4	20.2	21.8
17.6	16.8	17.9
12.5	12.1	12.6
8.72	8.67	8.72

注：①工認モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建屋剛性(-2σ)モデル

(c) Ss-3

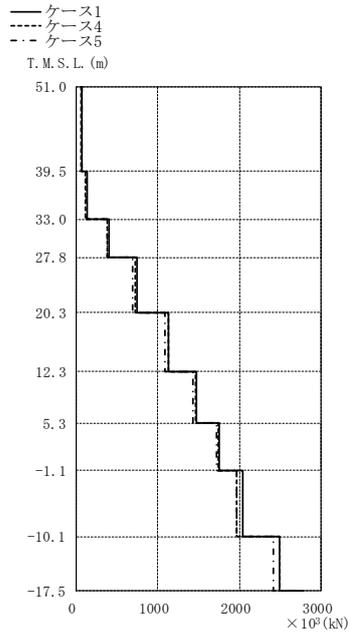


(mm)		
①	④	⑤
66.4	62.5	68.4
57.1	53.6	58.8
51.6	48.4	53.1
47.4	44.5	48.9
41.0	38.6	42.4
34.0	32.1	34.7
28.0	26.7	28.6
22.6	21.7	22.9
15.2	14.9	15.3
9.50	9.59	9.50

注：①工認モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建屋剛性(-2σ)モデル

(d) Ss-8

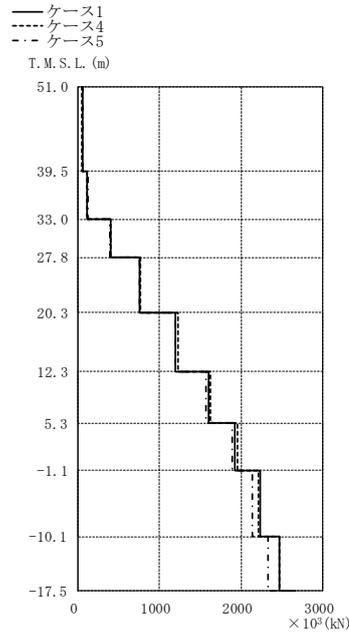
図2-25 最大応答変位 (基準地震動 S<sub>s</sub>, EW方向)



× 10 <sup>3</sup> (kN)		
①	④	⑤
70.6	61.2	71.5
133	118	130
403	386	381
742	727	696
1140	1130	1090
1470	1460	1430
1750	1740	1720
2040	1970	1970
2490	2490	2420

注：①工認モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建屋剛性(-2σ)モデル

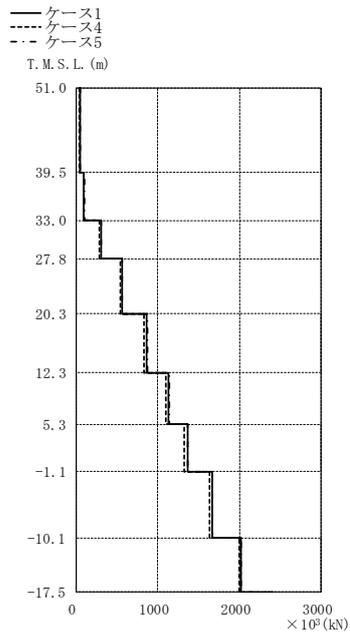
(a) Ss-1



× 10 <sup>3</sup> (kN)		
①	④	⑤
57.7	55.8	62.0
118	118	122
400	398	395
754	769	761
1200	1230	1200
1610	1620	1570
1930	1960	1890
2230	2210	2130
2470	2470	2330

注：①工認モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建屋剛性(-2σ)モデル

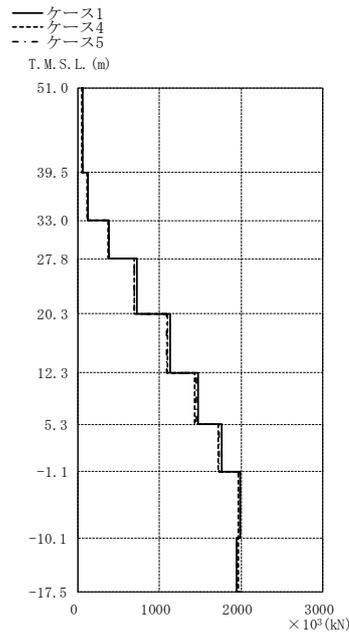
(b) Ss-2



× 10 <sup>3</sup> (kN)		
①	④	⑤
48.4	44.9	49.9
97.6	90.1	100
305	290	309
561	539	568
866	836	877
1130	1090	1140
1360	1330	1370
1660	1640	1670
2020	2000	2020

注：①工認モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建屋剛性(-2σ)モデル

(c) Ss-3

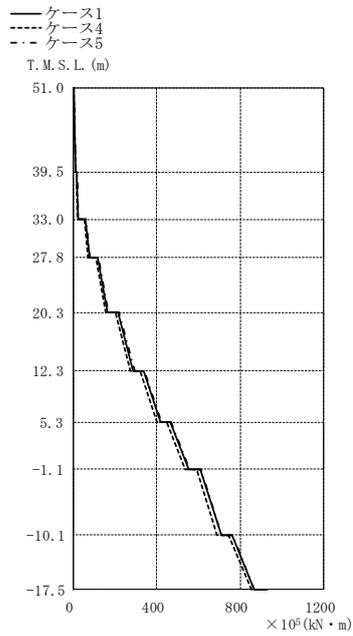


× 10 <sup>3</sup> (kN)		
①	④	⑤
60.0	55.1	60.6
122	115	122
386	371	378
720	697	697
1130	1100	1090
1470	1430	1450
1760	1720	1730
1990	1960	1990
1940	1960	1950

注：①工認モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建屋剛性(-2σ)モデル

(d) Ss-8

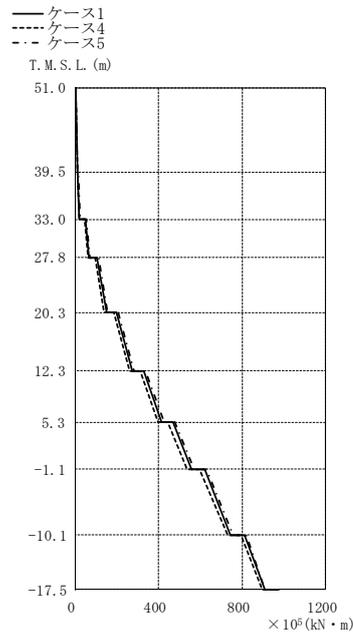
図2-26 最大応答せん断力 (基準地震動 S<sub>s</sub>, EW方向)



× 10 <sup>5</sup> (kN·m)		
①	④	⑤
4.33	3.51	4.59
12.2	10.2	12.8
16.8	14.1	17.5
25.4	21.5	25.8
59.2	53.2	60.8
78.1	70.7	79.8
118	109	121
165	154	169
215	202	219
288	273	293
336	322	341
418	401	423
463	446	468
554	535	559
606	590	611
708	687	709
760	745	763
868	852	865

注：①工認モデル  
④建層剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建層剛性(-2σ)モデル

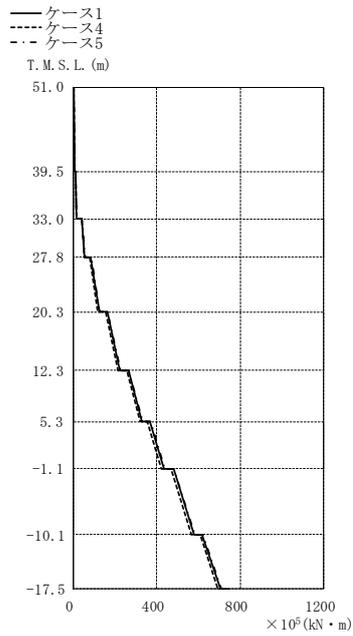
(a) Ss-1



× 10 <sup>5</sup> (kN·m)		
①	④	⑤
3.10	3.18	4.17
9.15	9.12	10.9
12.6	12.4	15.3
19.2	19.2	22.7
49.6	44.8	55.4
66.1	61.6	71.9
103	94.8	111
150	139	153
197	186	204
275	260	281
329	312	337
414	395	425
466	445	475
556	536	571
619	597	630
744	729	756
811	794	818
909	894	907

注：①工認モデル  
④建層剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建層剛性(-2σ)モデル

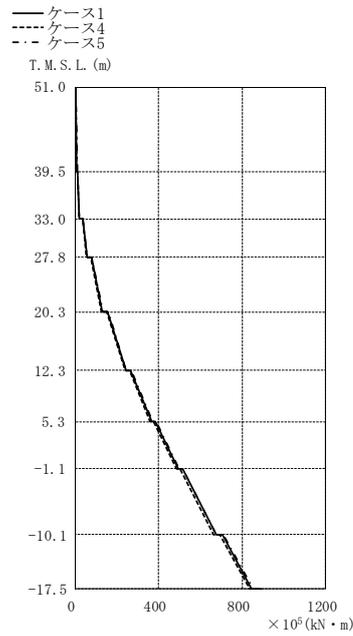
(b) Ss-2



× 10 <sup>5</sup> (kN·m)		
①	④	⑤
2.47	2.47	2.52
7.71	7.44	7.97
10.6	10.2	10.8
16.5	16.0	17.0
40.5	39.0	41.3
55.4	52.8	56.3
84.8	80.5	86.1
124	118	126
163	156	164
224	216	227
264	255	266
330	320	333
367	356	370
436	424	439
479	467	483
578	564	584
617	606	620
706	692	711

注：①工認モデル  
④建層剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建層剛性(-2σ)モデル

(c) Ss-3

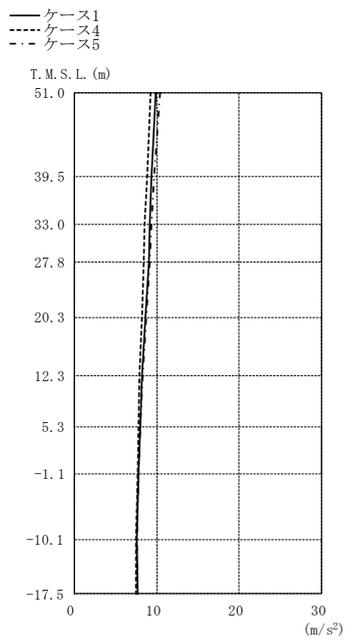


× 10 <sup>5</sup> (kN·m)		
①	④	⑤
2.30	2.11	2.34
8.74	8.17	9.01
10.9	10.3	11.3
18.7	17.7	19.2
36.1	35.2	37.9
56.0	54.3	57.5
77.0	75.3	79.9
130	127	132
156	152	159
245	239	244
267	261	269
368	359	369
385	376	389
495	484	497
514	504	516
677	664	677
704	693	708
846	836	853

注：①工認モデル  
④建層剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建層剛性(-2σ)モデル

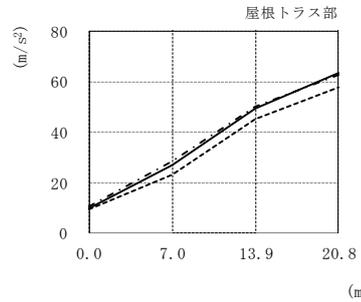
(d) Ss-8

図2-27 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S s , EW方向)



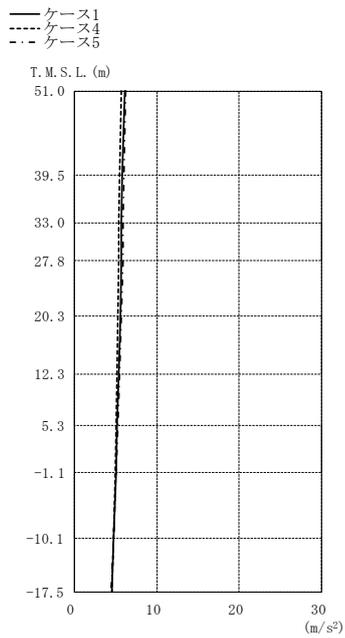
(m/s <sup>2</sup> )		
①	④	⑤
9.90	9.26	10.4
9.35	8.83	9.68
9.15	8.54	9.33
9.02	8.45	9.16
8.64	8.21	8.72
8.16	7.91	8.26
7.95	7.75	8.00
7.74	7.64	7.74
7.57	7.48	7.60
7.67	7.46	7.72

注：①工器モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建屋剛性(-2σ)モデル



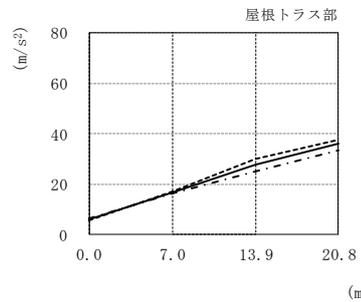
屋根トラス部 (m/s <sup>2</sup> )				
①	9.90	26.8	49.5	63.3
④	9.26	23.2	45.1	57.6
⑤	10.4	28.6	50.2	62.8

(a) Ss-1



(m/s <sup>2</sup> )		
①	④	⑤
6.08	5.65	6.21
5.81	5.50	6.02
5.72	5.40	5.92
5.67	5.37	5.86
5.55	5.28	5.70
5.37	5.17	5.48
5.21	5.05	5.27
5.05	4.93	5.07
4.77	4.73	4.74
4.51	4.54	4.43

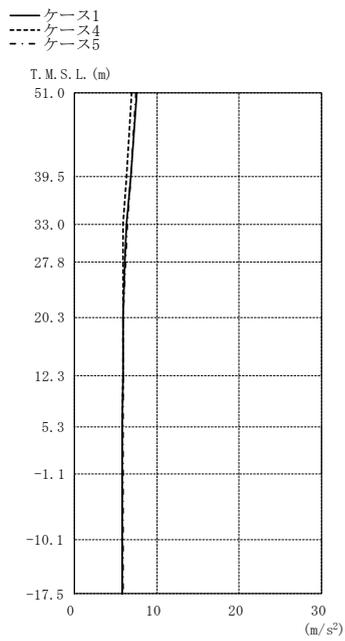
注：①工器モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建屋剛性(-2σ)モデル



屋根トラス部 (m/s <sup>2</sup> )				
①	6.08	16.7	27.8	36.0
④	5.65	17.0	29.8	37.7
⑤	6.21	16.3	25.2	33.3

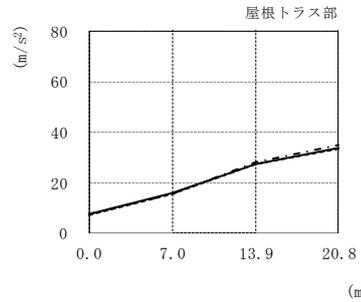
(b) Ss-2

図2-28 最大応答加速度(基準地震動 S s, 鉛直方向)(1/2)



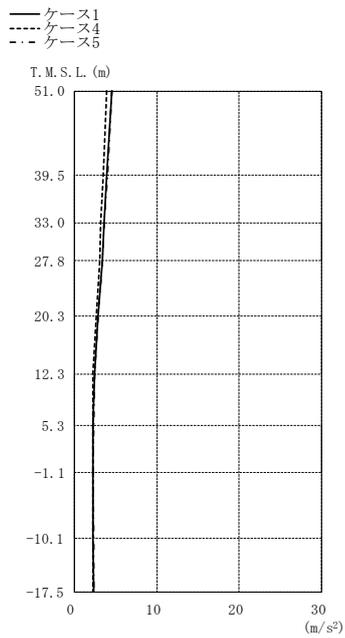
(m/s <sup>2</sup> )		
①	④	⑤
7.59	6.96	7.51
6.83	6.36	6.86
6.34	5.95	6.43
6.12	5.94	6.21
5.93	5.95	5.95
5.88	5.90	5.90
5.83	5.85	5.86
5.82	5.82	5.87
5.81	5.76	5.87
5.84	5.75	5.90

注：①工器モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建屋剛性(-2σ)モデル



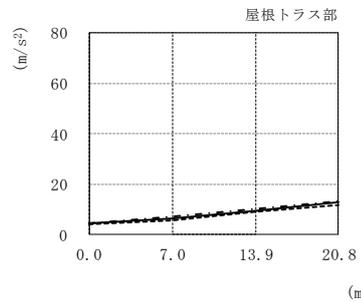
屋根トラス部 (m/s <sup>2</sup> )				
①	7.59	15.9	27.2	33.7
④	6.96	15.5	27.2	33.4
⑤	7.51	15.6	28.1	35.0

(c) Ss-3



(m/s <sup>2</sup> )		
①	④	⑤
4.50	3.90	4.59
3.98	3.47	4.05
3.59	3.17	3.64
3.40	3.04	3.43
2.89	2.69	2.91
2.45	2.26	2.49
2.29	2.22	2.31
2.28	2.22	2.28
2.30	2.22	2.33
2.40	2.21	2.40

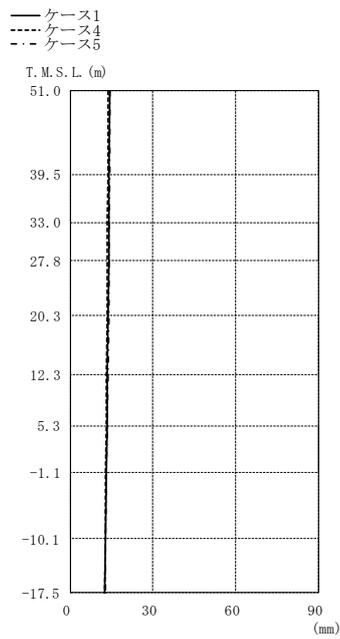
注：①工器モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建屋剛性(-2σ)モデル



屋根トラス部 (m/s <sup>2</sup> )				
①	4.50	6.48	9.58	13.0
④	3.90	5.66	9.13	11.5
⑤	4.59	6.97	10.3	13.1

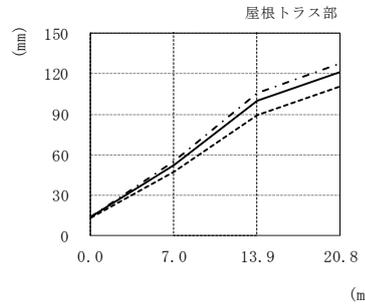
(d) Ss-8

図2-28 最大応答加速度(基準地震動 S s, 鉛直方向)(2/2)



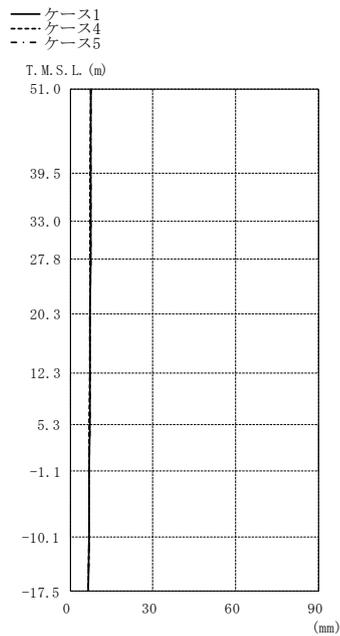
(mm)		
①	④	⑤
14.2	13.8	14.4
14.1	13.6	14.3
14.0	13.6	14.1
13.9	13.5	14.1
13.8	13.4	13.9
13.6	13.3	13.7
13.4	13.1	13.5
13.2	13.0	13.2
12.9	12.7	12.9
12.6	12.5	12.7

注：①工認モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建屋剛性(-2σ)モデル



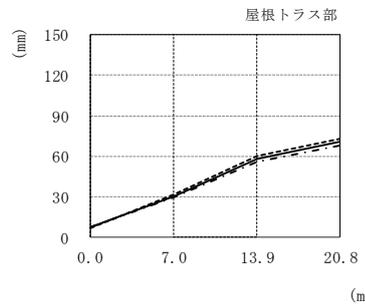
屋根トラス部 (mm)				
①	④	⑤	①	⑤
14.2	13.8	14.4	52.5	121
13.8	13.6	14.1	47.4	111
14.4	13.5	14.1	55.6	128

(a) Ss-1



(mm)		
①	④	⑤
7.56	7.36	7.61
7.44	7.26	7.50
7.38	7.21	7.43
7.35	7.19	7.40
7.27	7.12	7.32
7.16	7.04	7.21
7.06	6.96	7.10
6.96	6.88	7.00
6.81	6.76	6.84
6.68	6.66	6.70

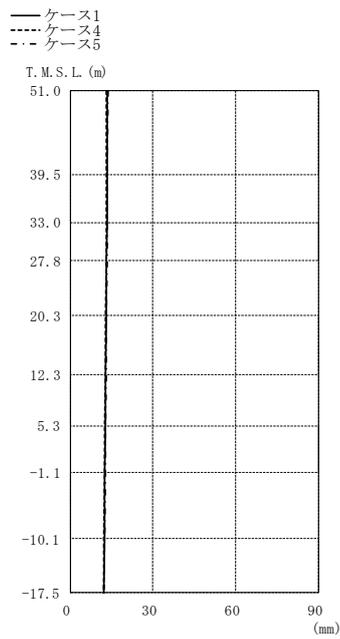
注：①工認モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建屋剛性(-2σ)モデル



屋根トラス部 (mm)				
①	④	⑤	①	⑤
7.56	7.36	7.61	30.5	70.9
7.36	7.26	7.43	31.9	73.3
7.61	7.12	7.40	29.8	67.9

(b) Ss-2

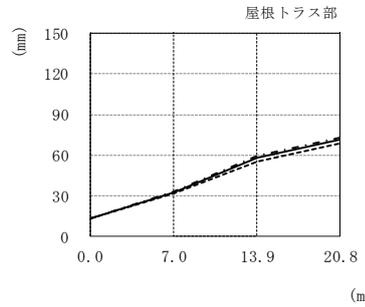
図2-29 最大応答変位(基準地震動 S s, 鉛直方向)(1/2)



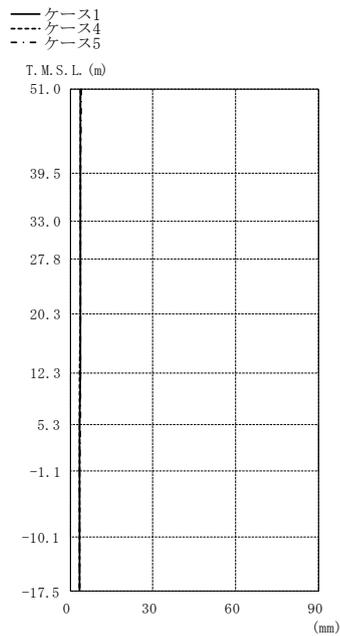
(mm)		
①	④	⑤
13.5	13.2	13.7
13.4	13.1	13.5
13.3	13.0	13.4
13.3	13.0	13.4
13.1	12.9	13.3
13.0	12.7	13.1
12.8	12.6	12.9
12.6	12.5	12.7
12.4	12.3	12.5
12.2	12.1	12.2

注：①工総モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建屋剛性(-2σ)モデル

(c) Ss-3



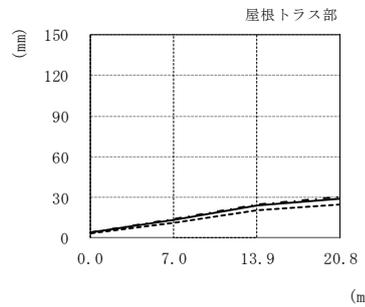
屋根トラス部 (mm)				
①	④	⑤	①	④
13.5	13.2	13.7	32.9	31.7
13.4	13.1	13.5	58.4	55.6
13.3	13.0	13.4	71.5	68.4
13.3	13.0	13.4	59.7	57.2
13.1	12.9	13.3		
13.0	12.7	13.1		
12.8	12.6	12.9		
12.6	12.5	12.7		
12.4	12.3	12.5		
12.2	12.1	12.2		



(mm)		
①	④	⑤
3.83	3.71	3.89
3.78	3.67	3.83
3.74	3.64	3.80
3.73	3.63	3.78
3.68	3.59	3.74
3.62	3.55	3.67
3.57	3.50	3.62
3.51	3.46	3.56
3.43	3.39	3.46
3.35	3.33	3.38

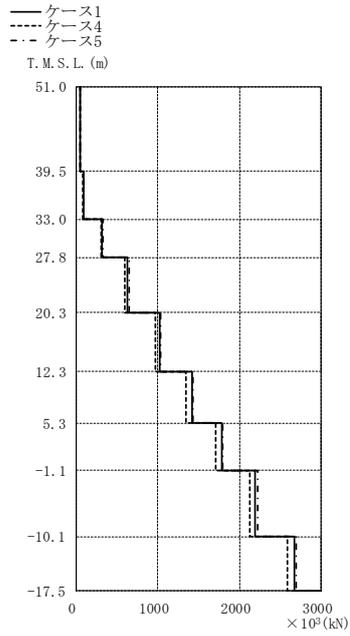
注：①工総モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建屋剛性(-2σ)モデル

(d) Ss-8



屋根トラス部 (mm)				
①	④	⑤	①	④
3.83	3.71	3.89	13.4	11.5
3.78	3.67	3.83	23.8	20.5
3.74	3.64	3.80	28.7	24.9
3.73	3.63	3.78	25.1	23.1
3.68	3.59	3.74		
3.62	3.55	3.67		
3.57	3.50	3.62		
3.51	3.46	3.56		
3.43	3.39	3.46		
3.35	3.33	3.38		

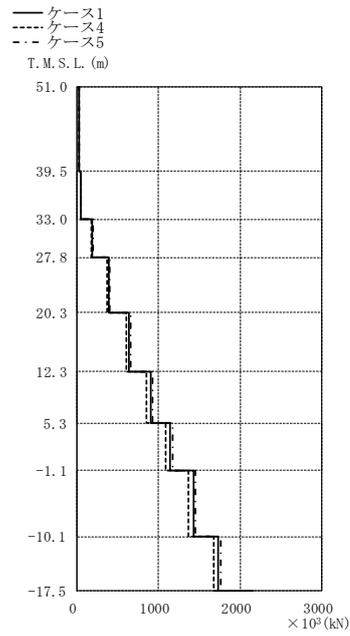
図2-29 最大応答変位 (基準地震動 S s , 鉛直方向) (2/2)



× 10 <sup>3</sup> (kN)		
①	④	⑤
48.9	46.7	50.8
91.8	86.9	94.3
318	303	325
634	599	646
1030	969	1040
1420	1350	1430
1780	1710	1800
2200	2130	2220
2670	2590	2700

注：①工設モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建屋剛性(-2σ)モデル

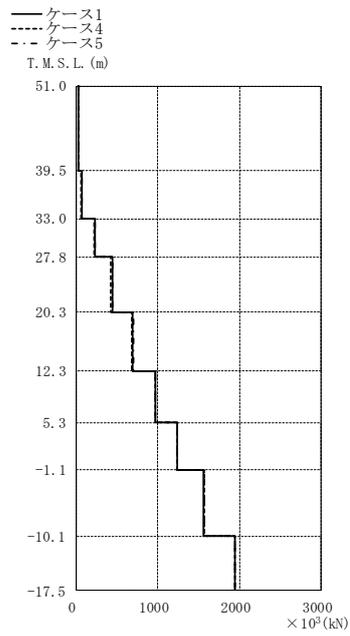
(a) Ss-1



× 10 <sup>3</sup> (kN)		
①	④	⑤
28.1	31.1	27.6
49.7	47.8	51.8
191	179	200
390	368	406
642	608	665
902	858	930
1140	1090	1170
1430	1370	1460
1730	1670	1760

注：①工設モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建屋剛性(-2σ)モデル

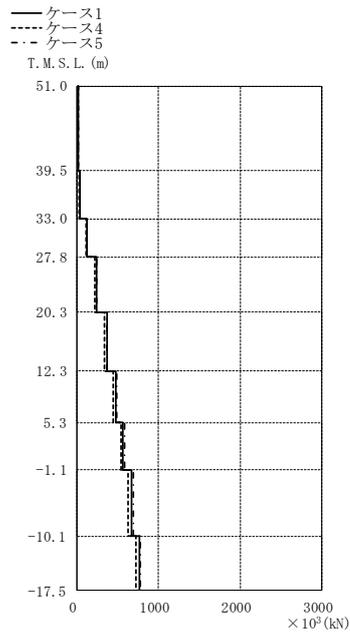
(b) Ss-2



× 10 <sup>3</sup> (kN)		
①	④	⑤
32.8	32.9	33.0
68.1	66.2	67.3
230	219	231
444	423	447
697	685	702
970	970	970
1240	1240	1240
1560	1570	1570
1940	1940	1950

注：①工設モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建屋剛性(-2σ)モデル

(c) Ss-3



× 10 <sup>3</sup> (kN)		
①	④	⑤
14.6	13.6	14.4
35.0	31.7	35.1
126	113	127
243	220	245
372	342	373
481	451	489
568	539	587
672	629	688
768	727	778

注：①工設モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)モデル  
⑤建屋剛性(-2σ)モデル

(d) Ss-8

図2-30 最大応答軸力(基準地震動 S<sub>s</sub>, 鉛直方向)

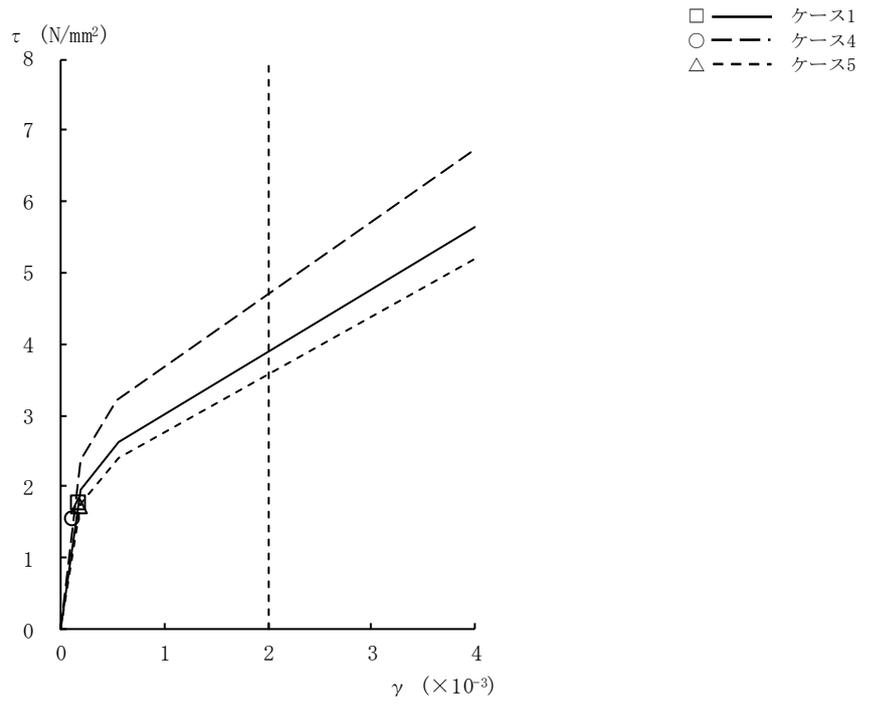


図2-31  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, CRF) (1/9)

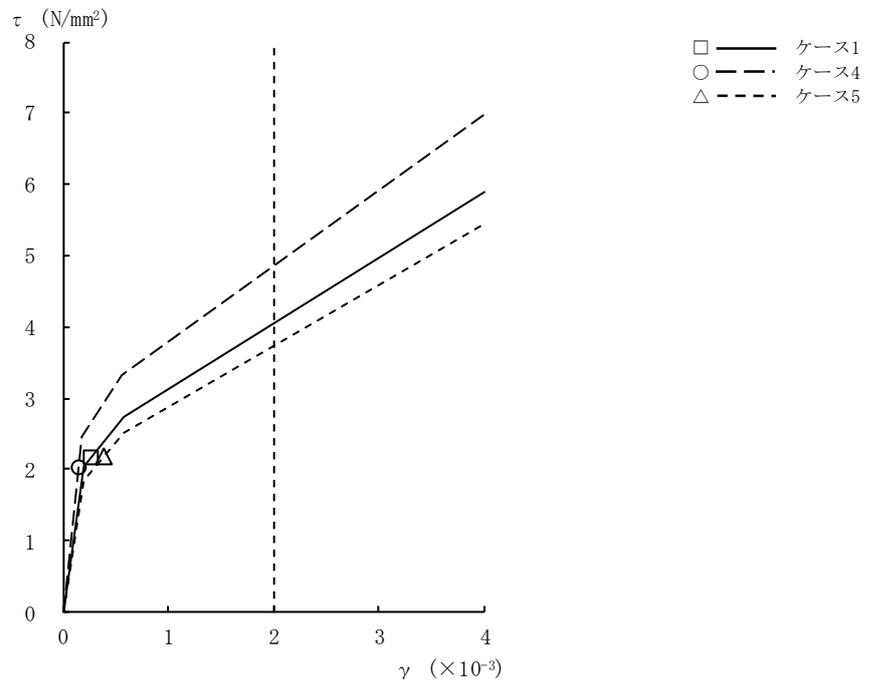


図2-31  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, 4F) (2/9)

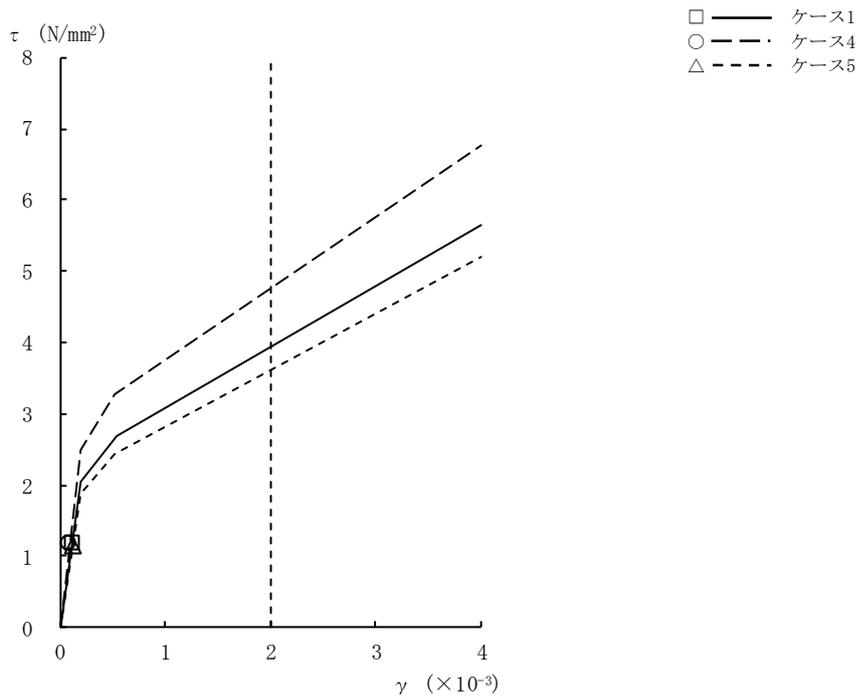


図2-31  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, 3F) (3/9)

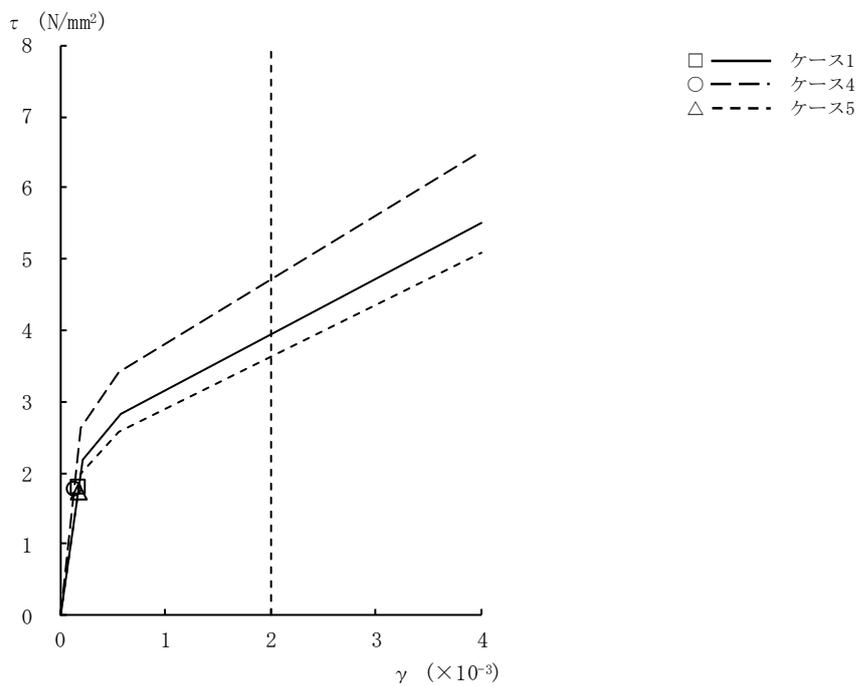


図2-31  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, 2F) (4/9)

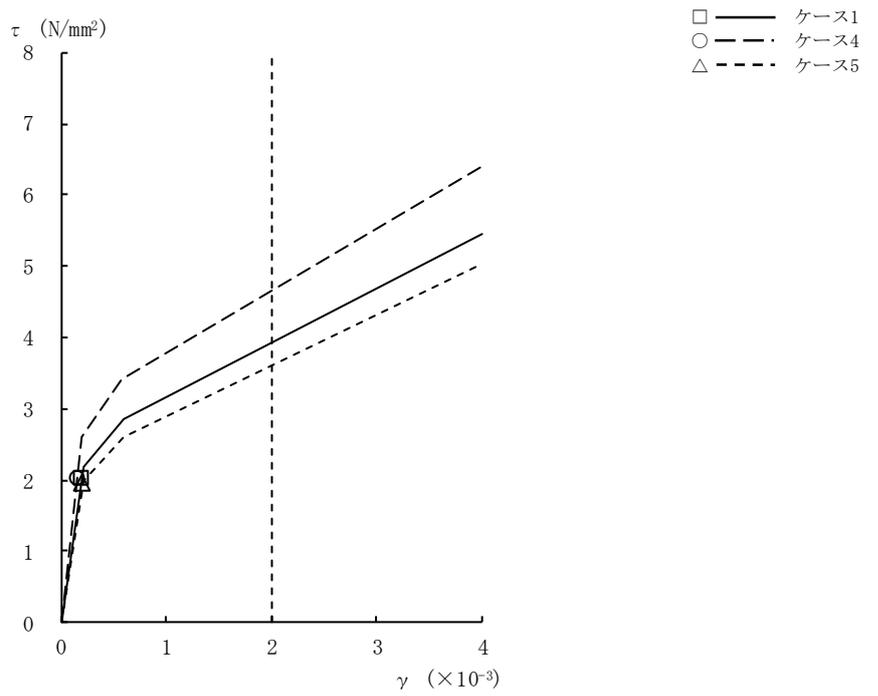


図2-31  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, 1F) (5/9)

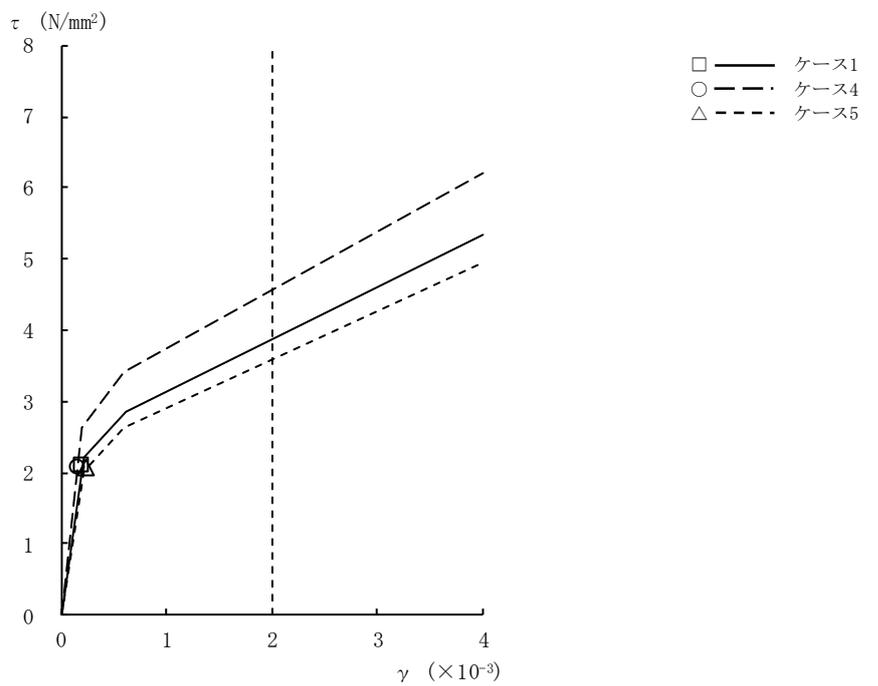


図2-31  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, B1F) (6/9)

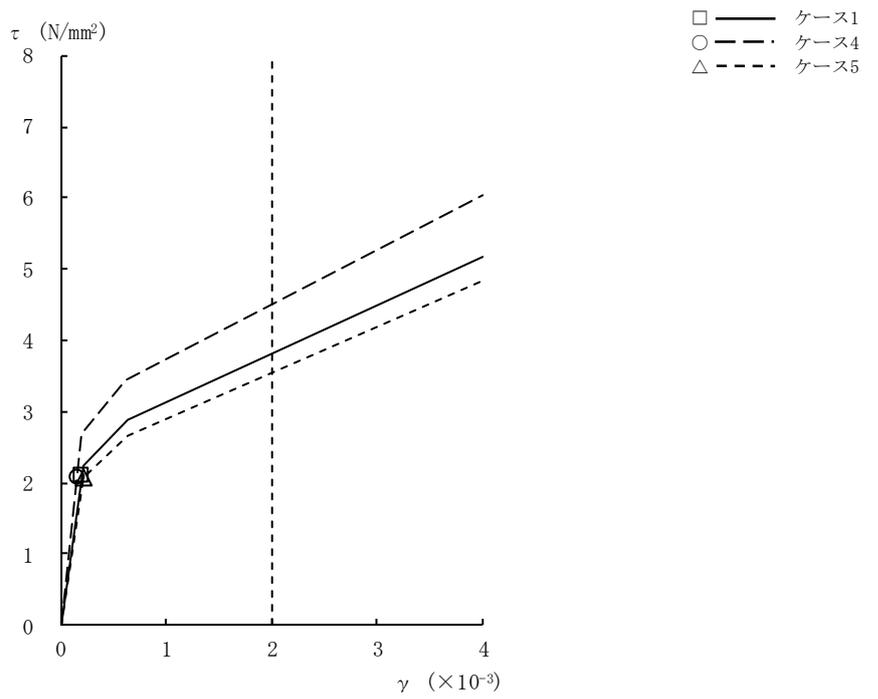


図2-31 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, B2F) (7/9)

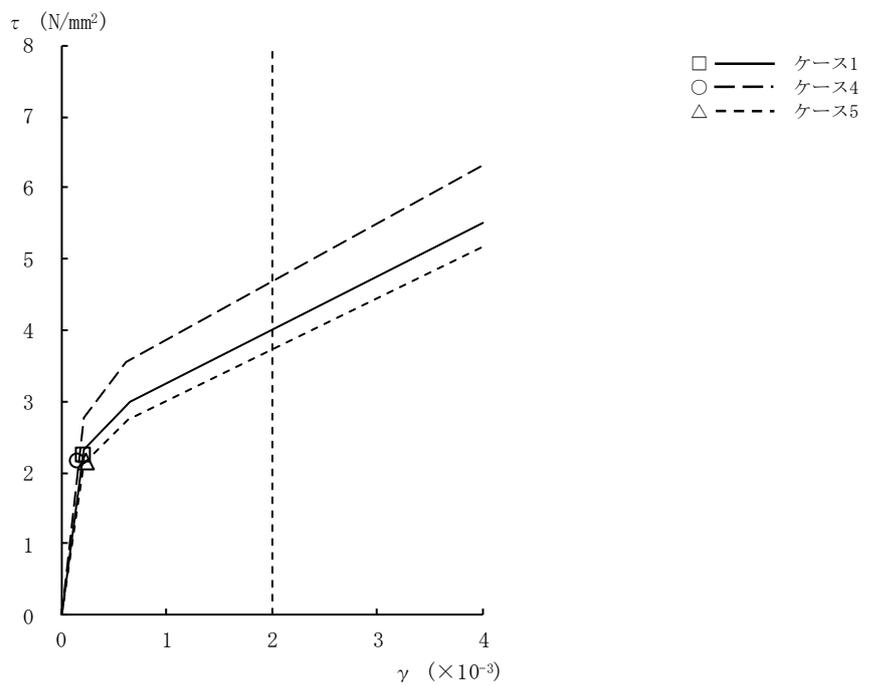


図2-31 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, B3F) (8/9)

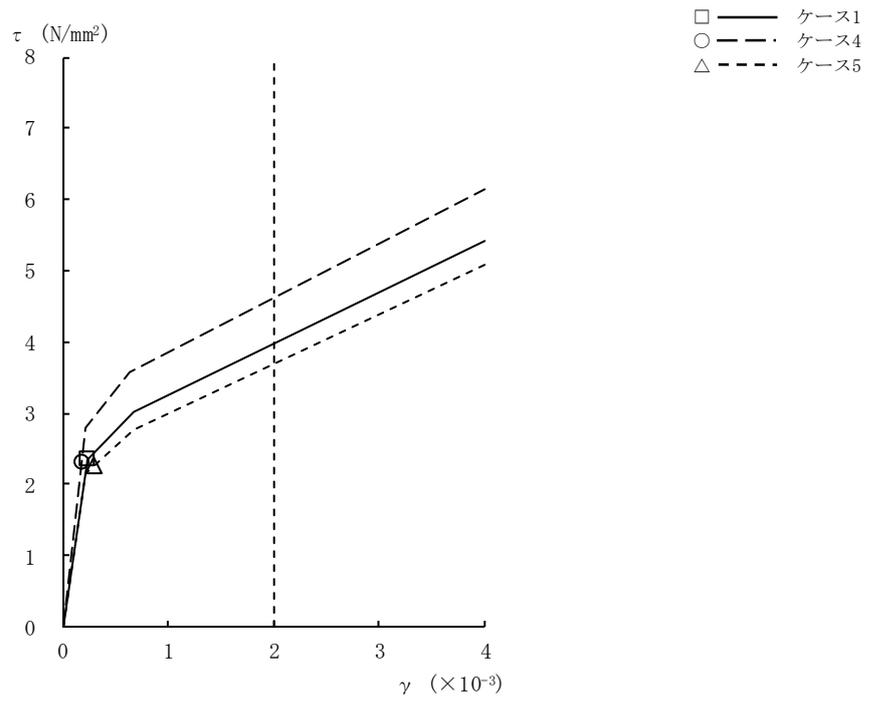


図2-31  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, NS方向, B4F) (9/9)

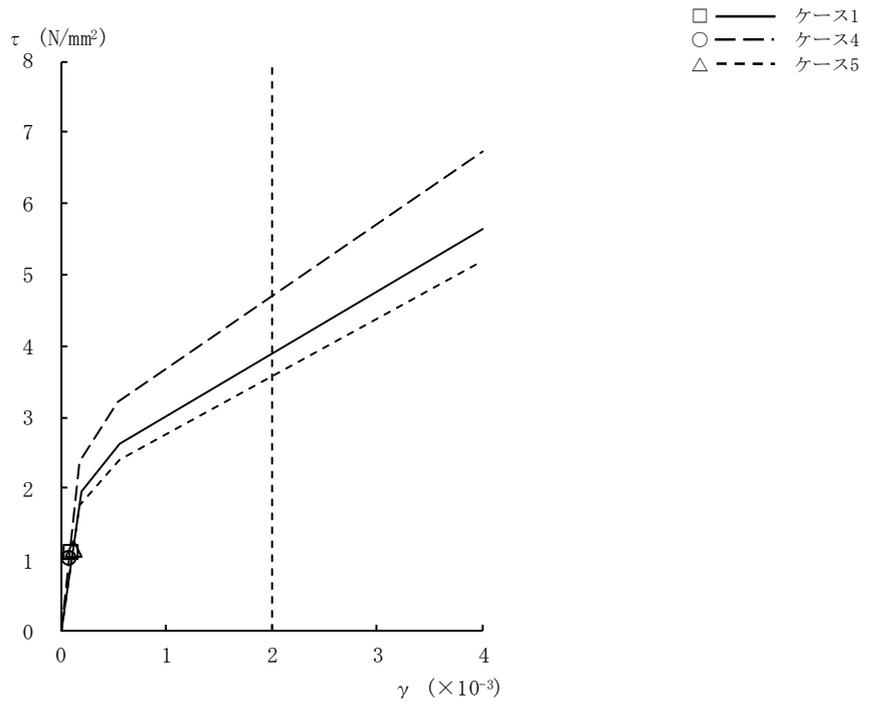


図2-32 τ - γ 関係と最大応答値 (S<sub>S</sub>-2, NS方向, CRF) (1/9)

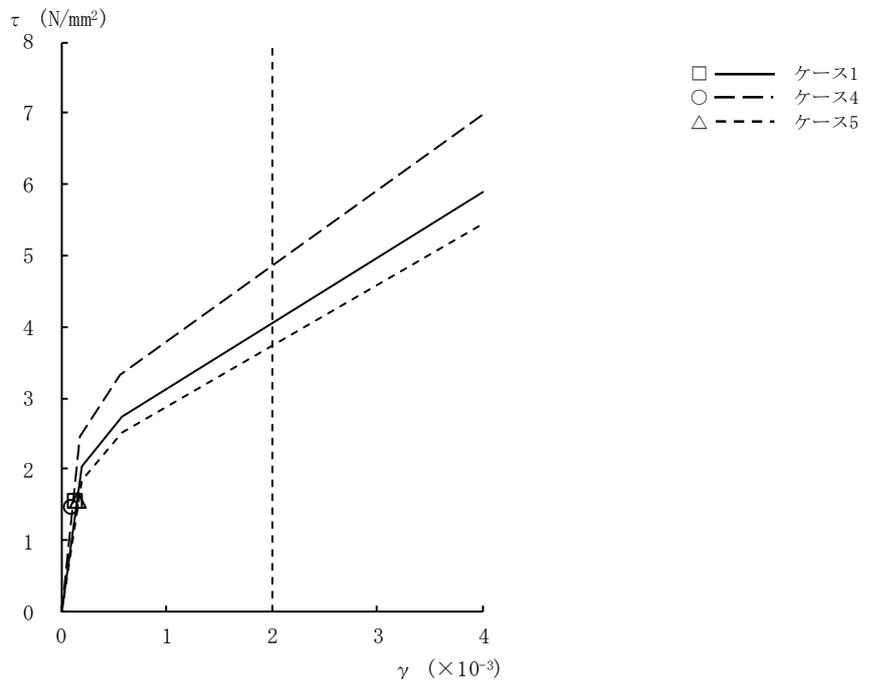


図2-32 τ - γ 関係と最大応答値 (S<sub>S</sub>-2, NS方向, 4F) (2/9)

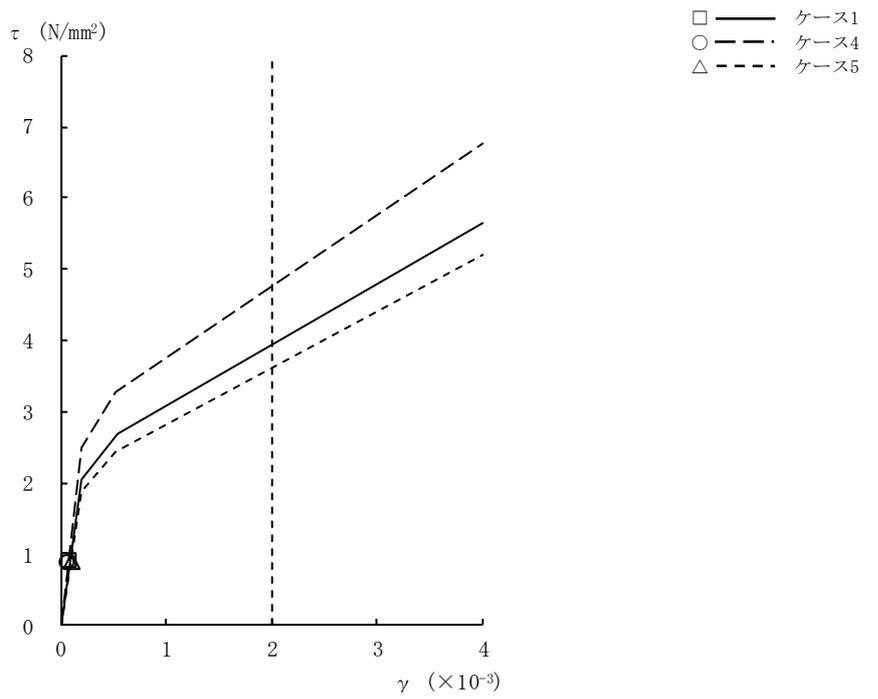


図2-32  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-2, NS方向, 3F) (3/9)

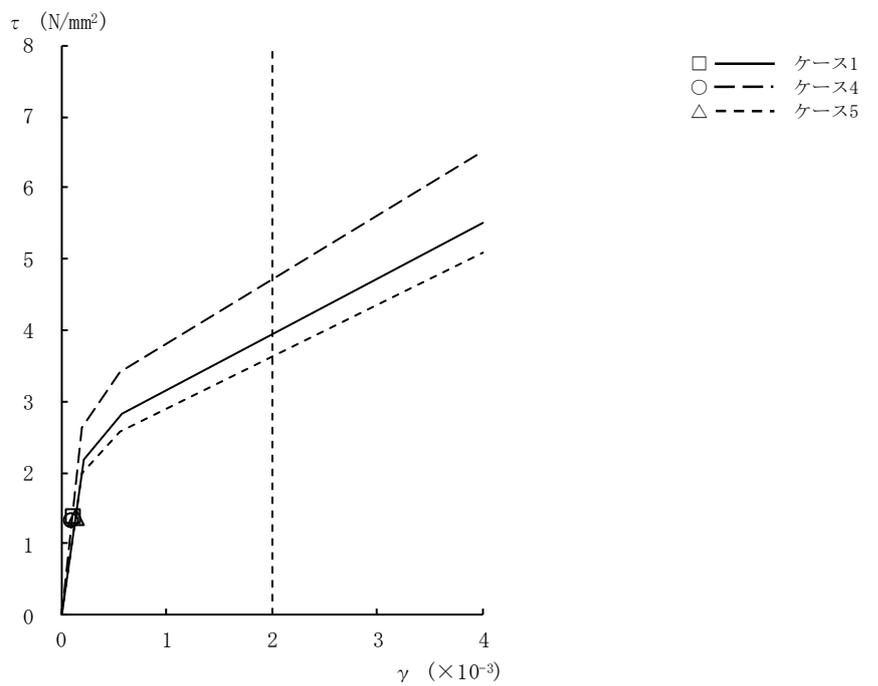


図2-32  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-2, NS方向, 2F) (4/9)

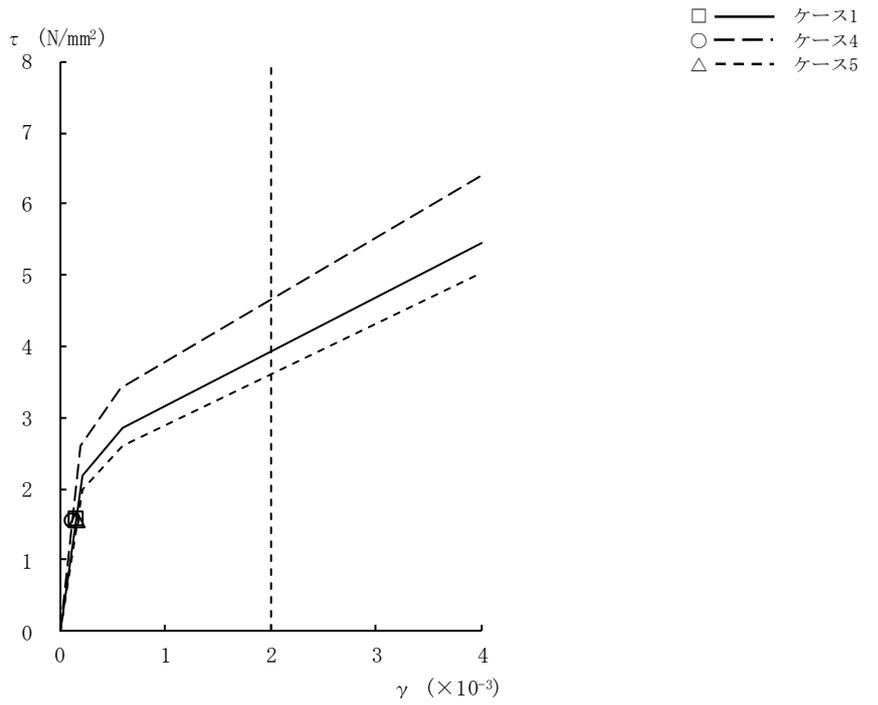


図2-32  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-2, NS方向, 1F) (5/9)

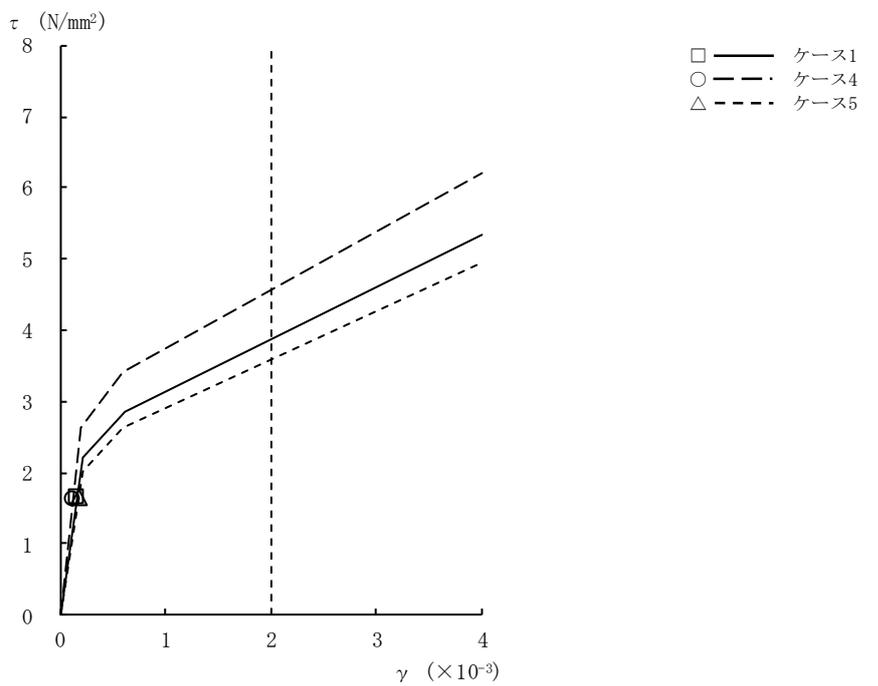


図2-32  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-2, NS方向, B1F) (6/9)

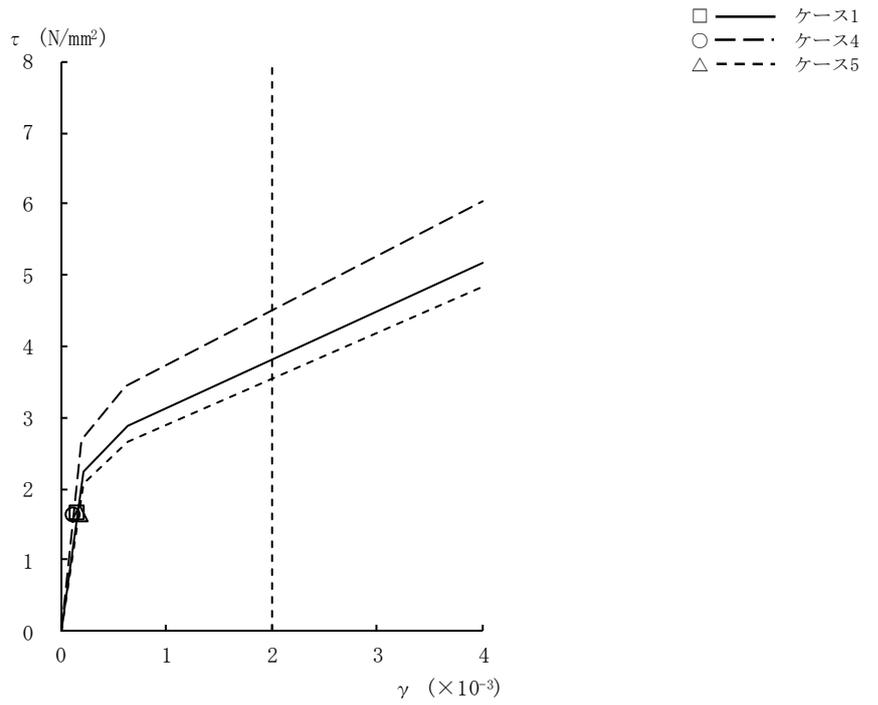


図2-32  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-2, NS方向, B2F) (7/9)

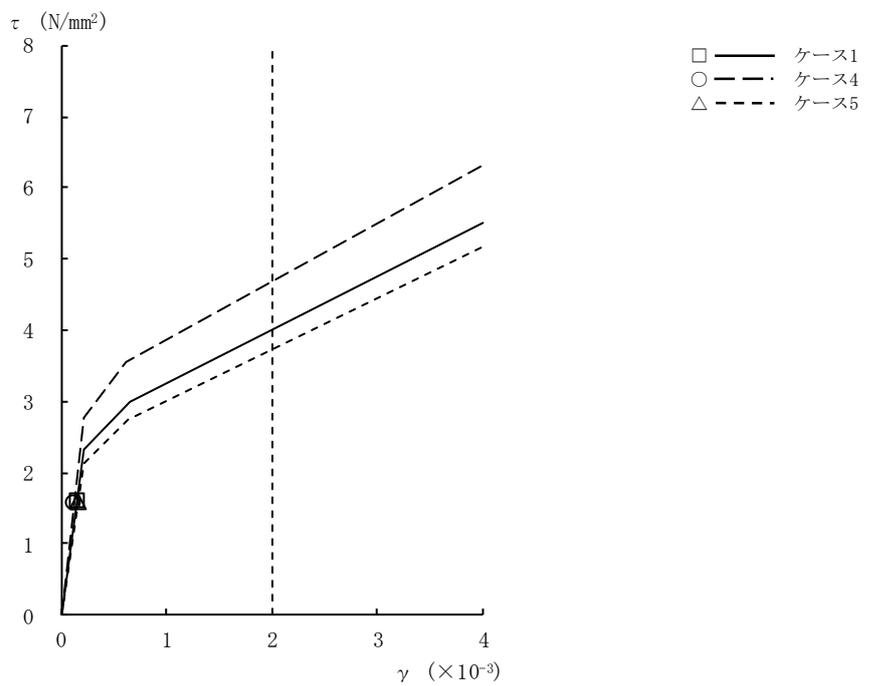


図2-32  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-2, NS方向, B3F) (8/9)

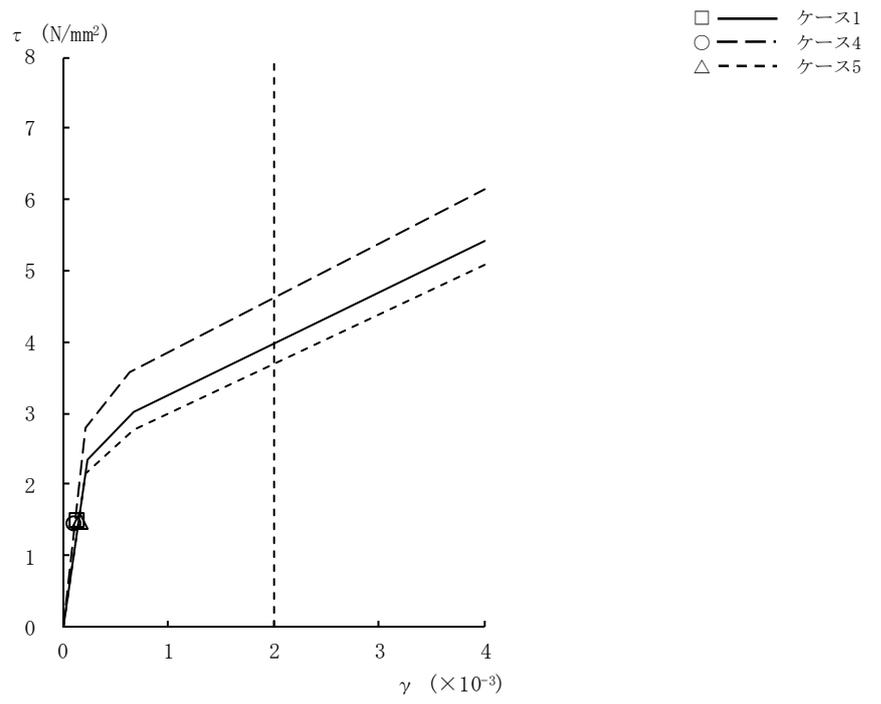


図2-32  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (S<sub>s</sub>-2, NS方向, B4F) (9/9)

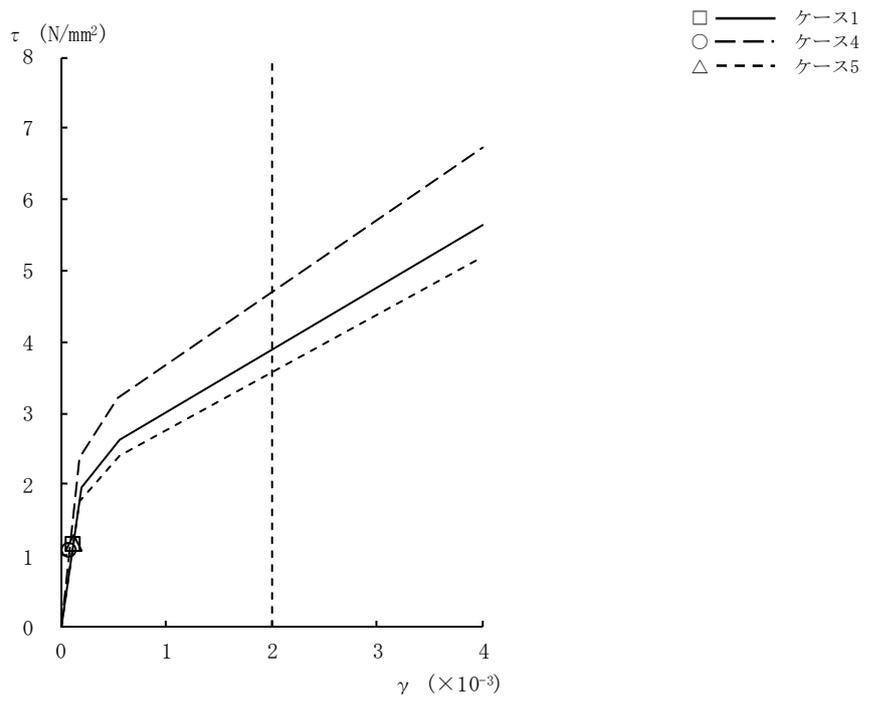


図2-33  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-3, NS方向, CRF) (1/9)

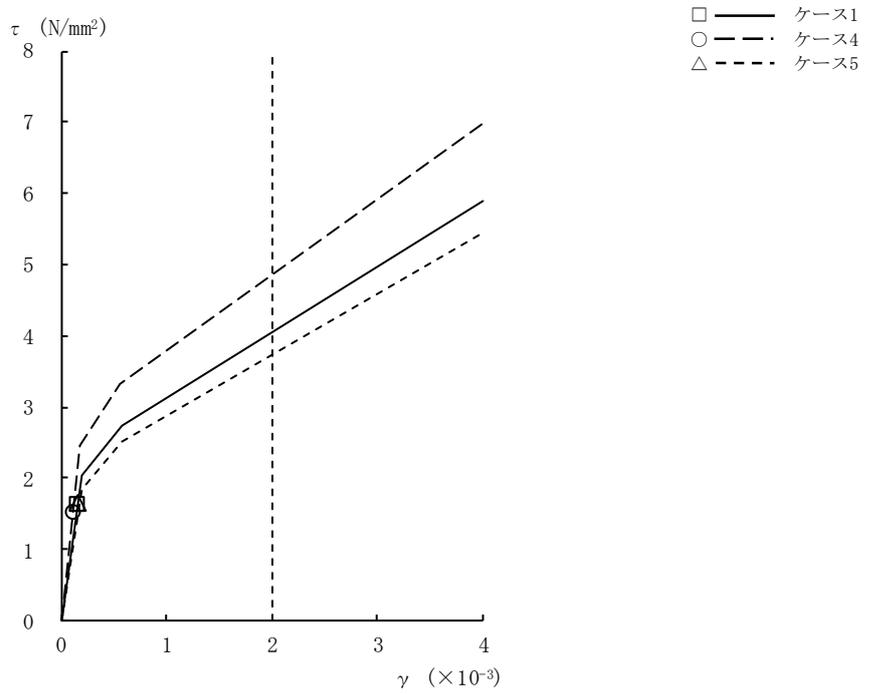


図2-33  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-3, NS方向, 4F) (2/9)

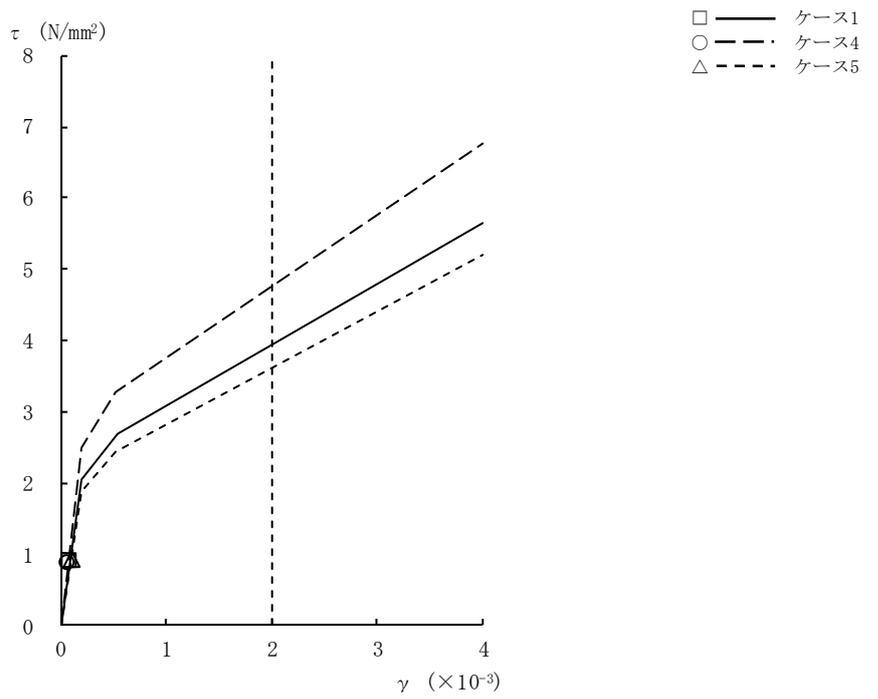


図2-33  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-3, NS方向, 3F) (3/9)

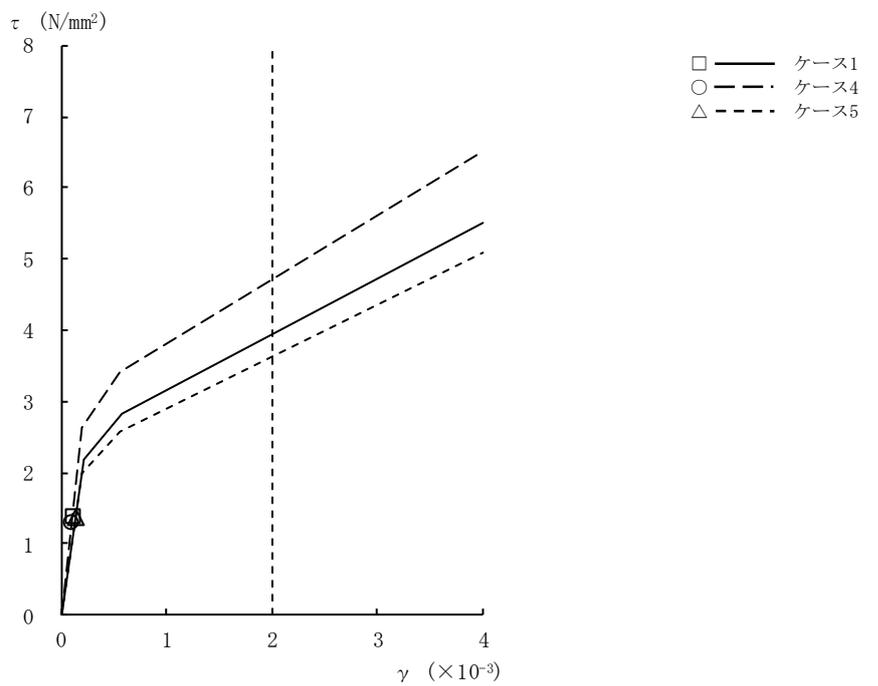


図2-33  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-3, NS方向, 2F) (4/9)

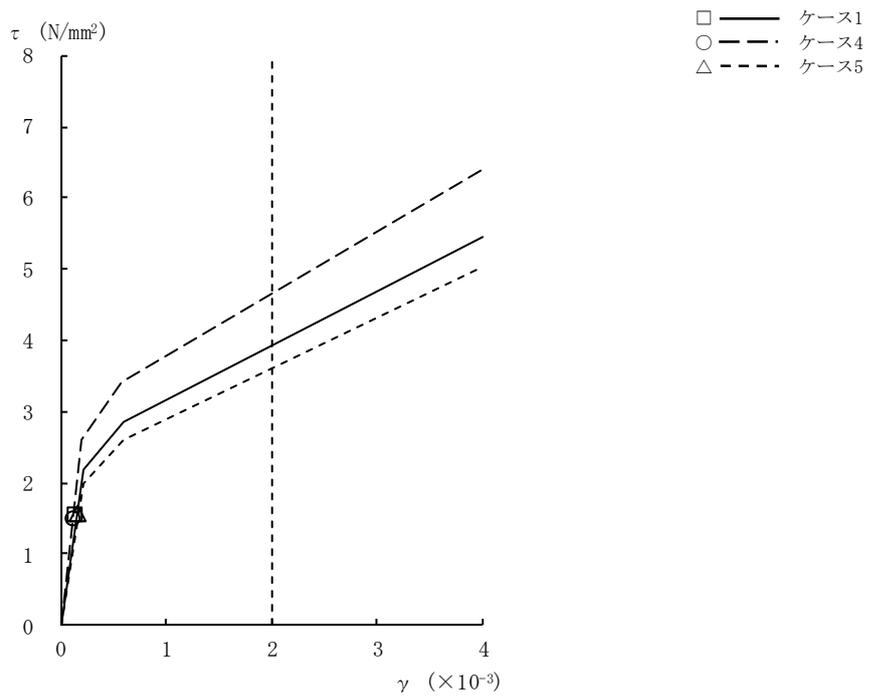


図2-33  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-3, NS方向, 1F) (5/9)

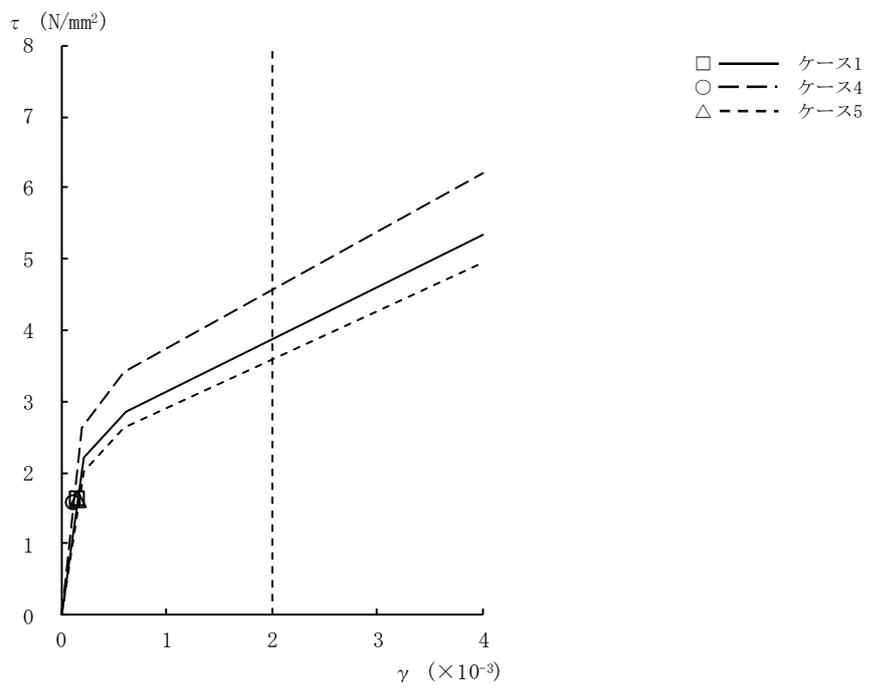


図2-33  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-3, NS方向, B1F) (6/9)

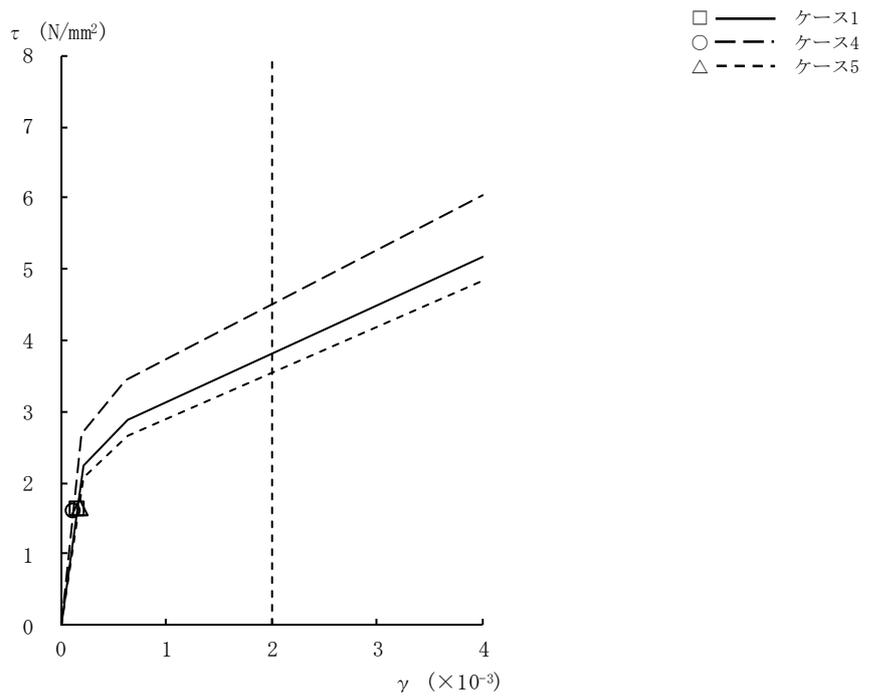


図2-33  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-3, NS方向, B2F) (7/9)

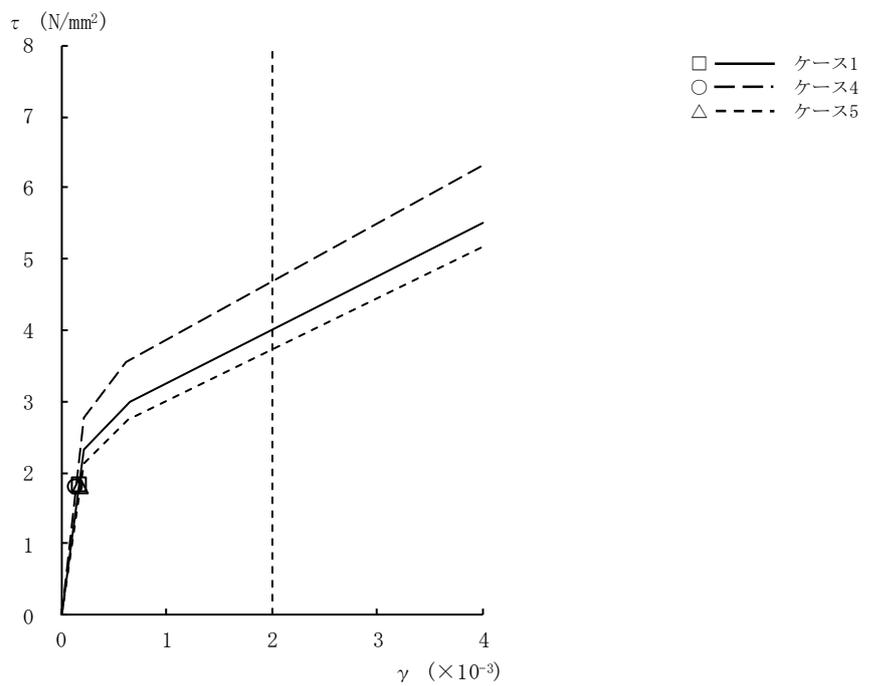


図2-33  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-3, NS方向, B3F) (8/9)

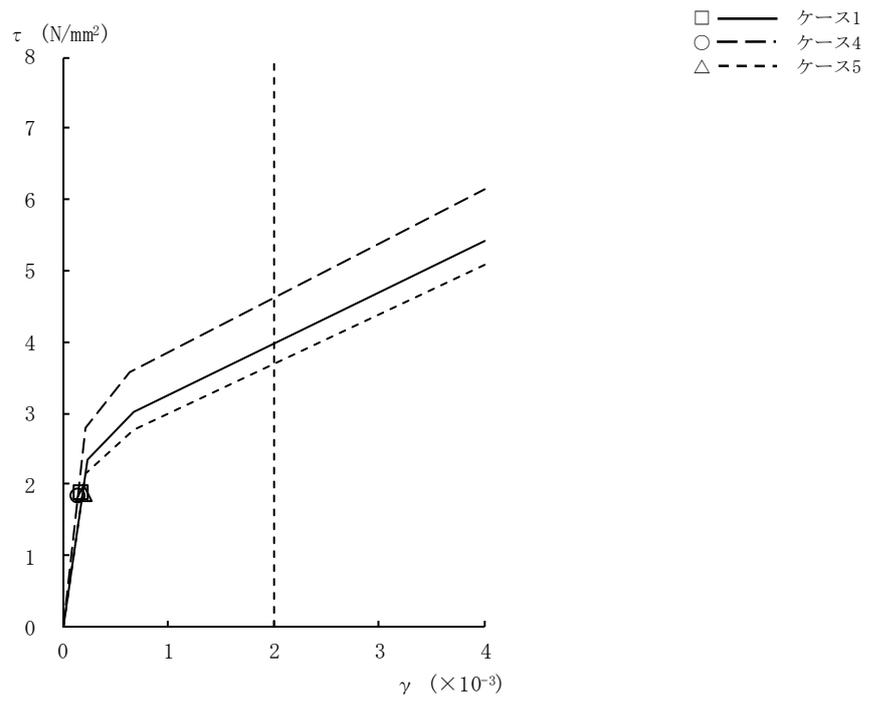


図2-33 τ - γ 関係と最大応答値 (S<sub>s</sub>-3, NS方向, B4F) (9/9)

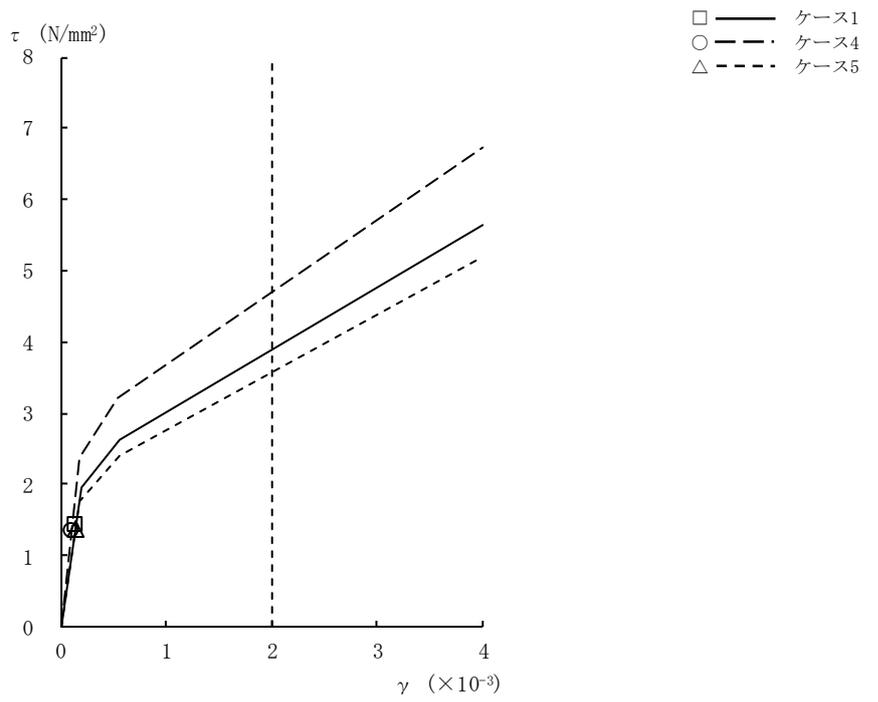


図2-34  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-8, NS方向, CRF) (1/9)

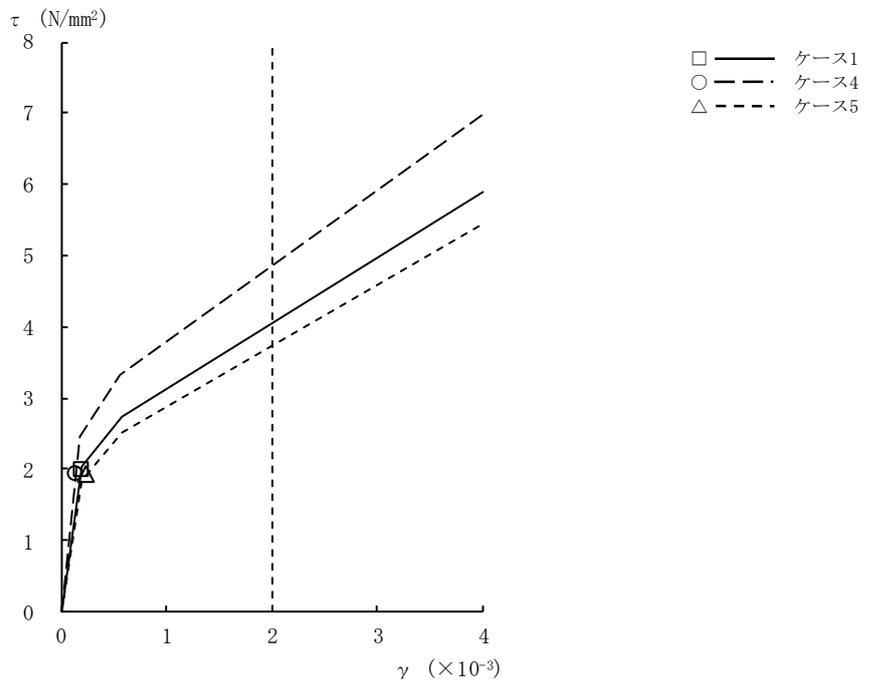


図2-34  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-8, NS方向, 4F) (2/9)

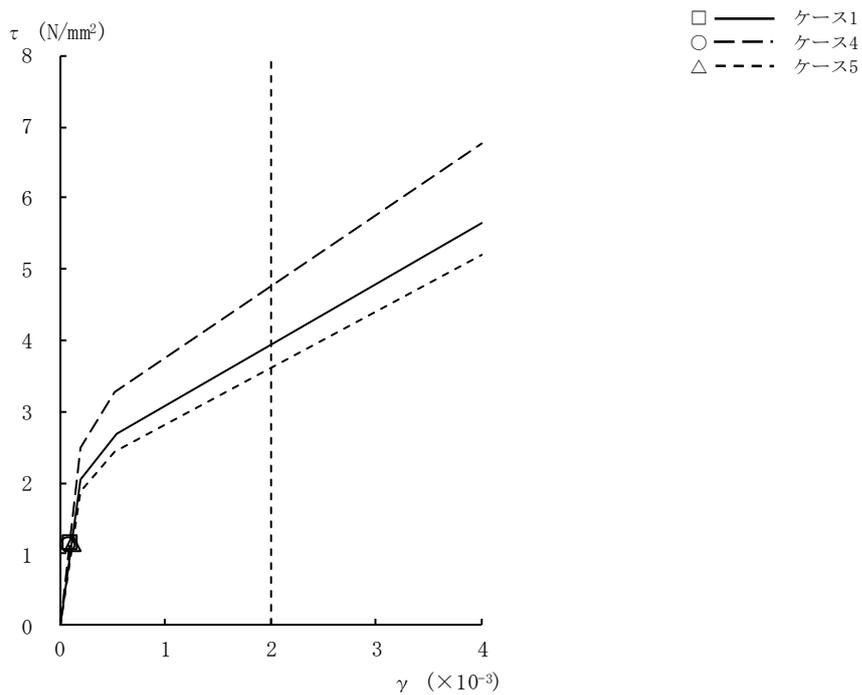


図2-34  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-8, NS方向, 3F) (3/9)

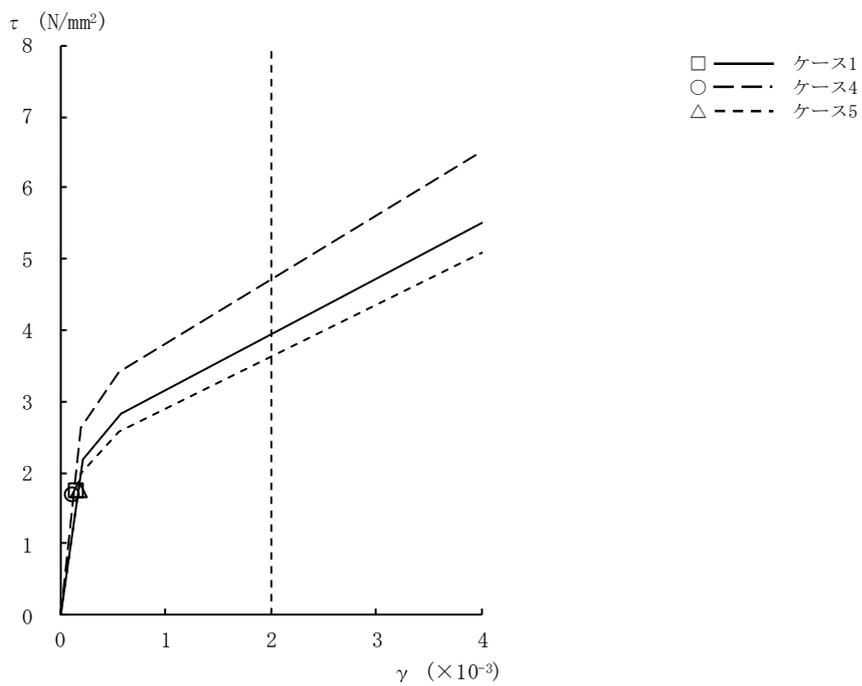


図2-34  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-8, NS方向, 2F) (4/9)

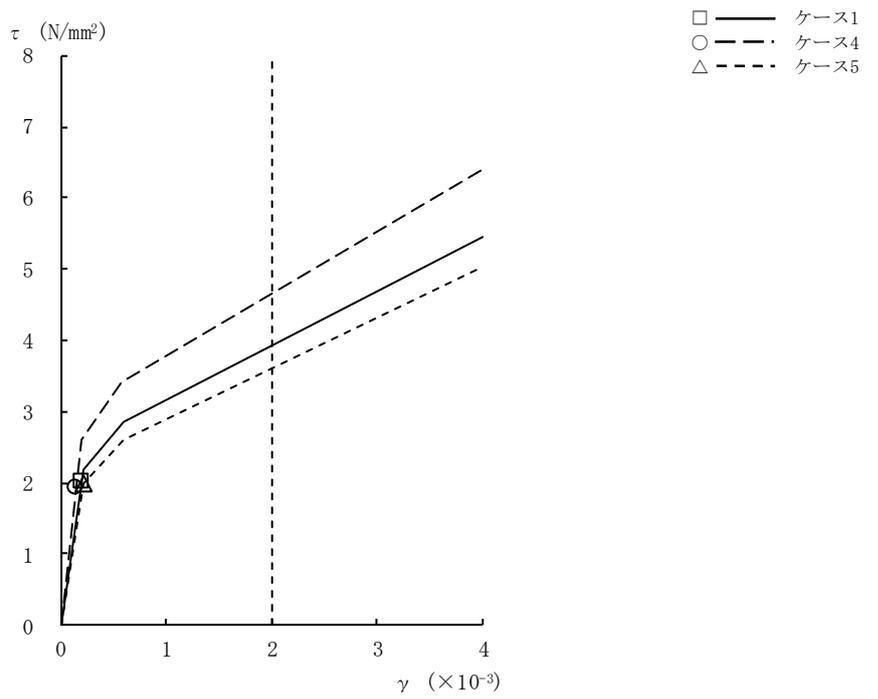


図2-34  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-8, NS方向, 1F) (5/9)

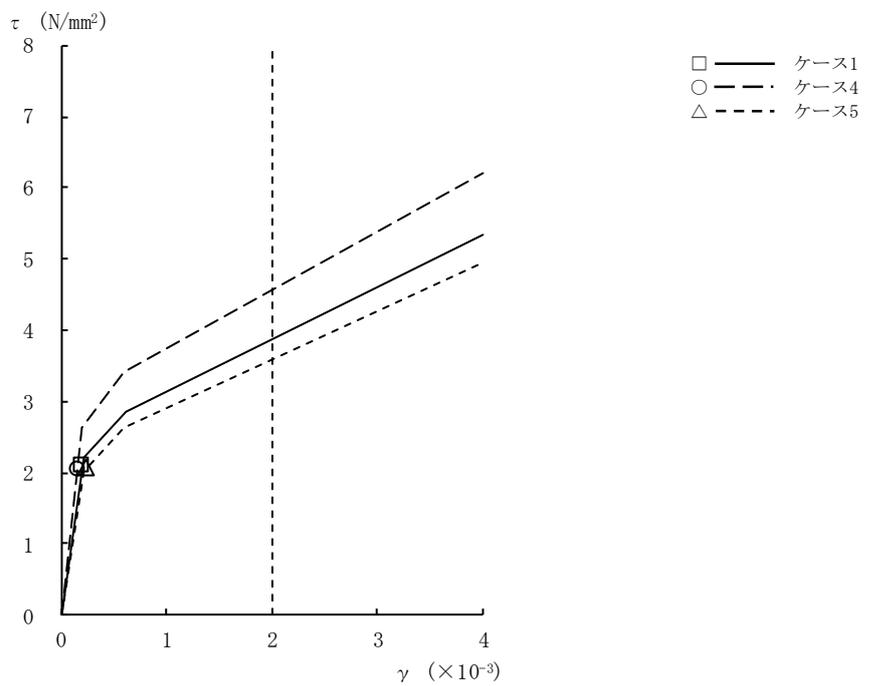


図2-34  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-8, NS方向, B1F) (6/9)

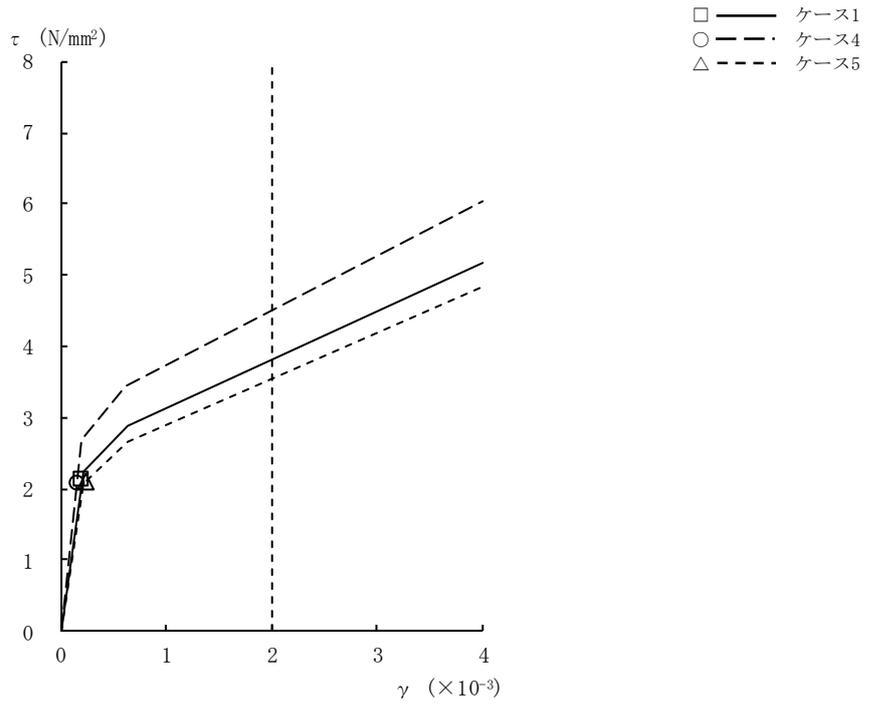


図2-34  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-8, NS方向, B2F) (7/9)

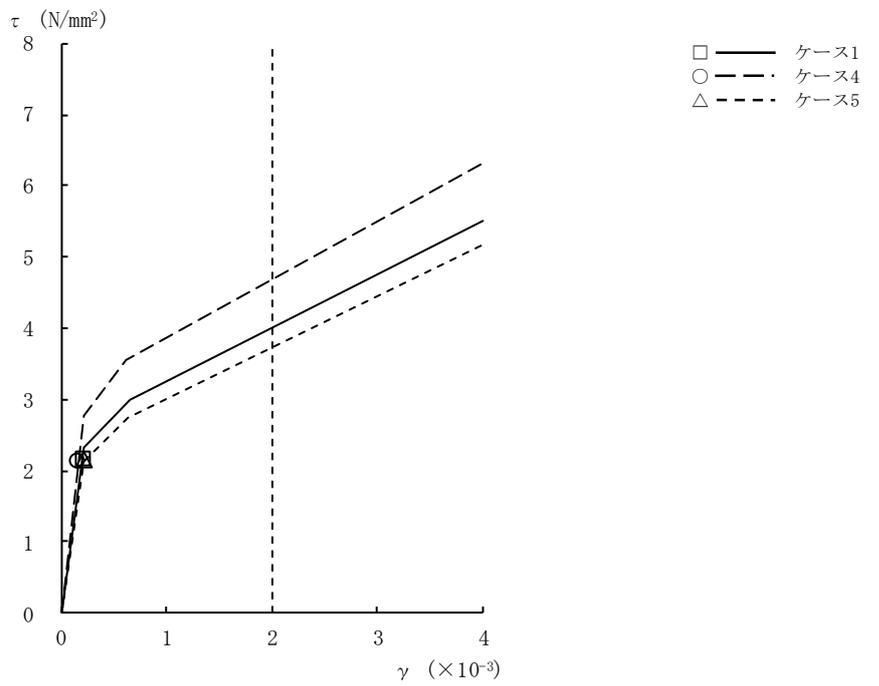


図2-34  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-8, NS方向, B3F) (8/9)

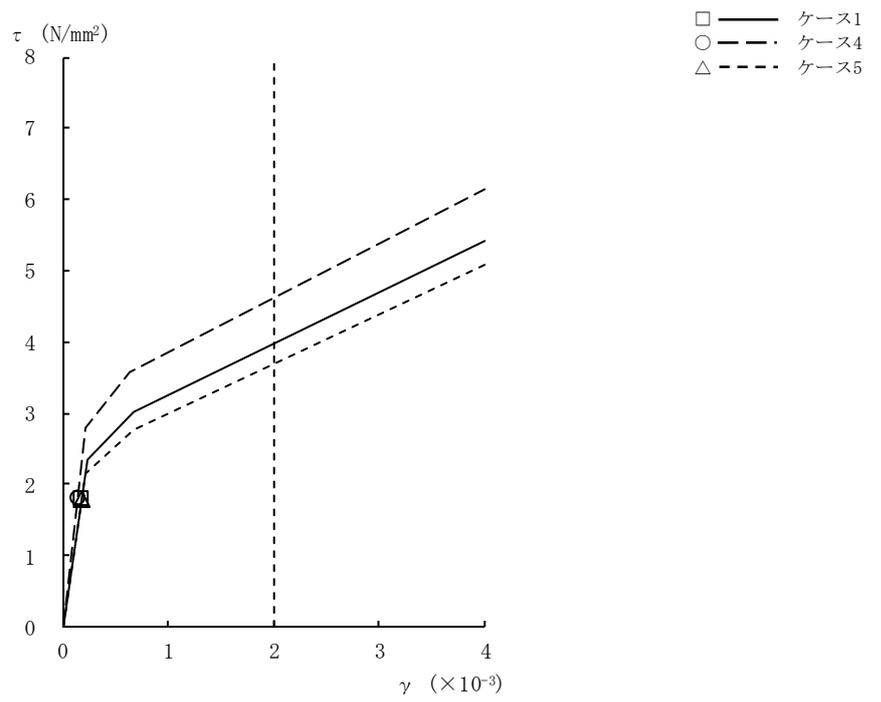


図2-34 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-8, NS方向, B4F) (9/9)

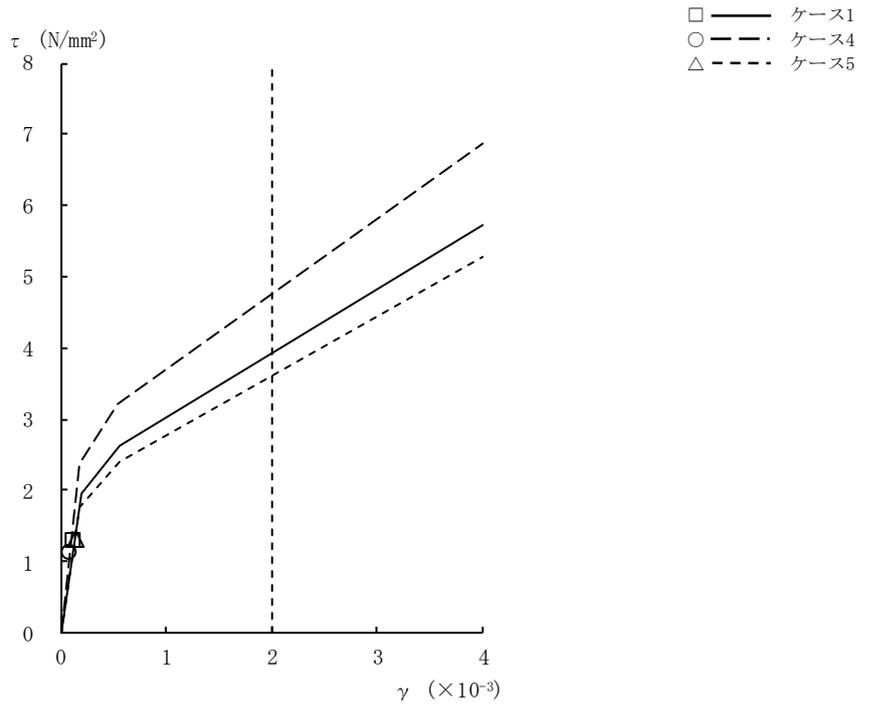


図2-35  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, CRF) (1/9)

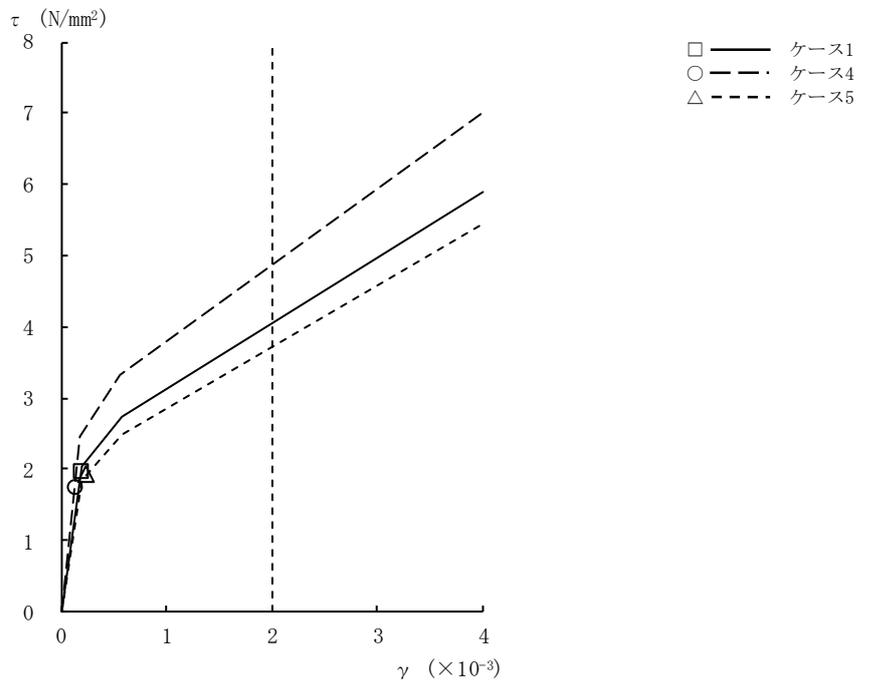


図2-35  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, 4F) (2/9)

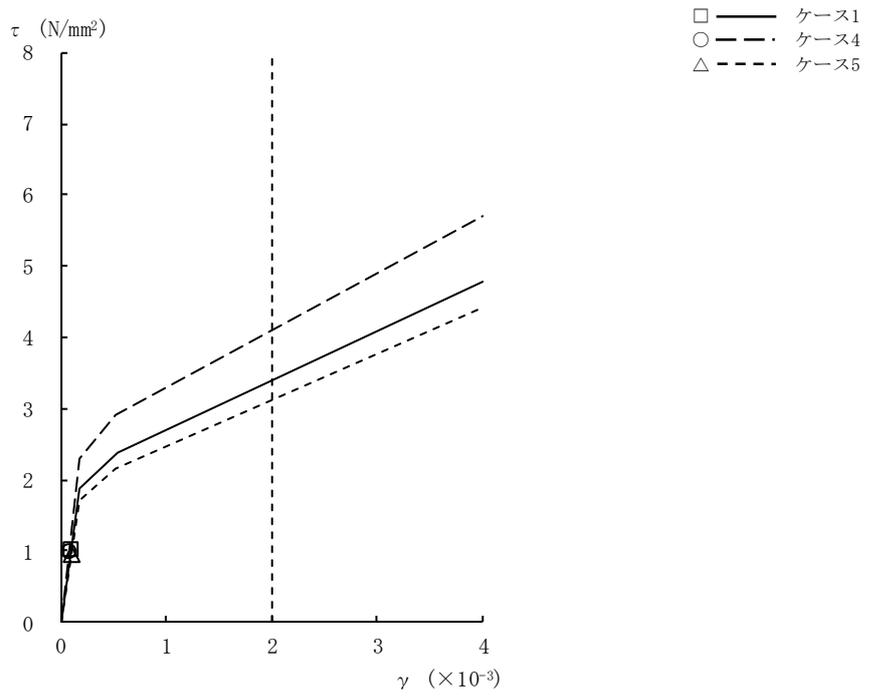


図2-35  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, 3F) (3/9)

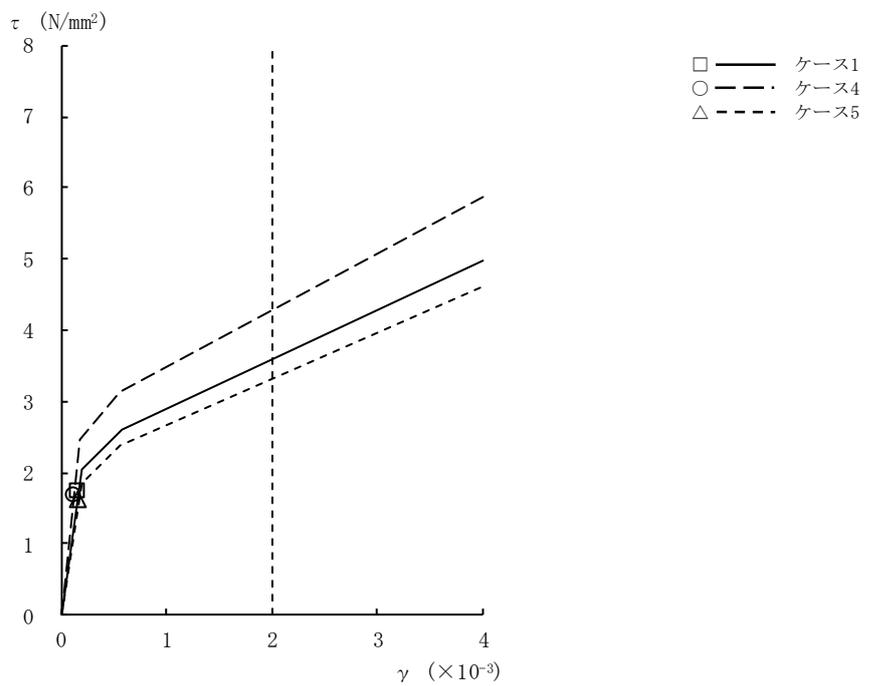


図2-35  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, 2F) (4/9)

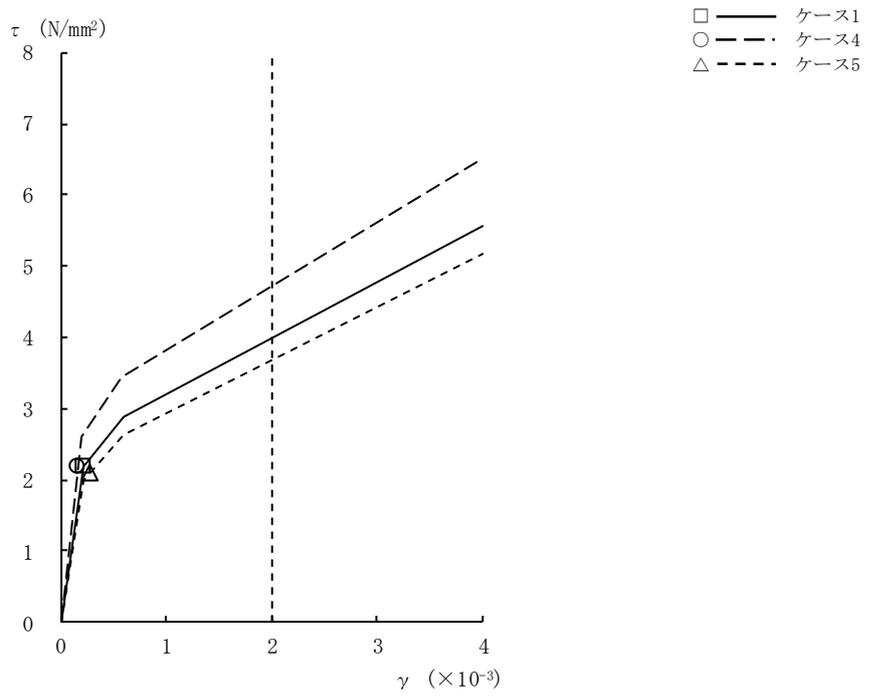


図2-35  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, 1F) (5/9)

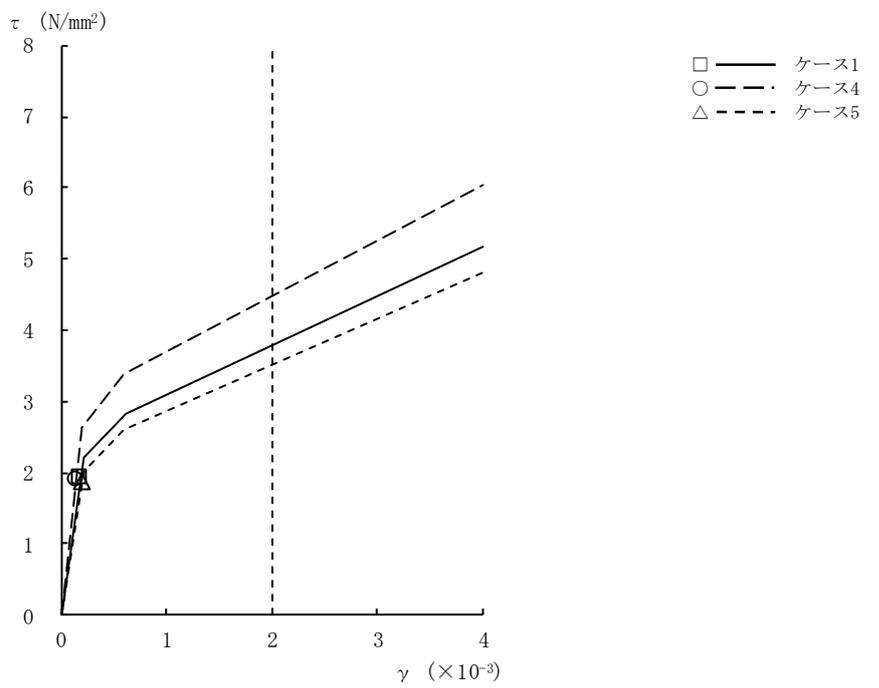


図2-35  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, B1F) (6/9)

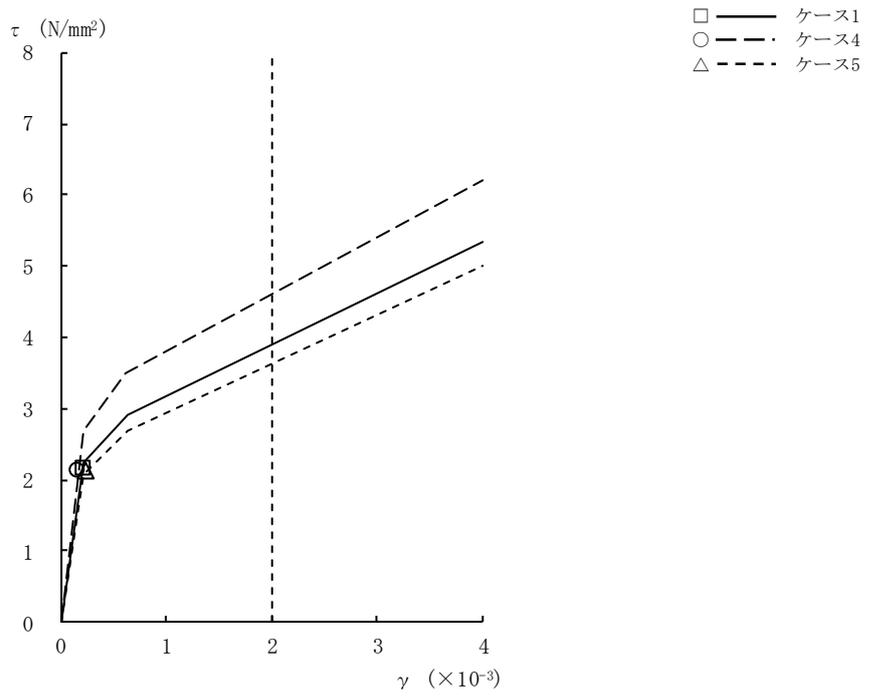


図2-35  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, B2F) (7/9)

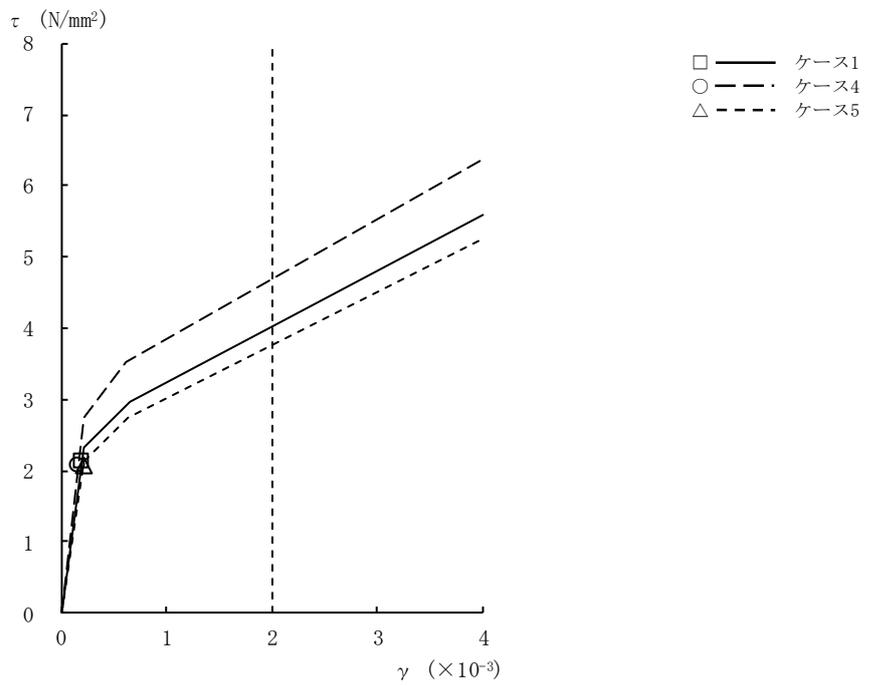


図2-35  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, B3F) (8/9)

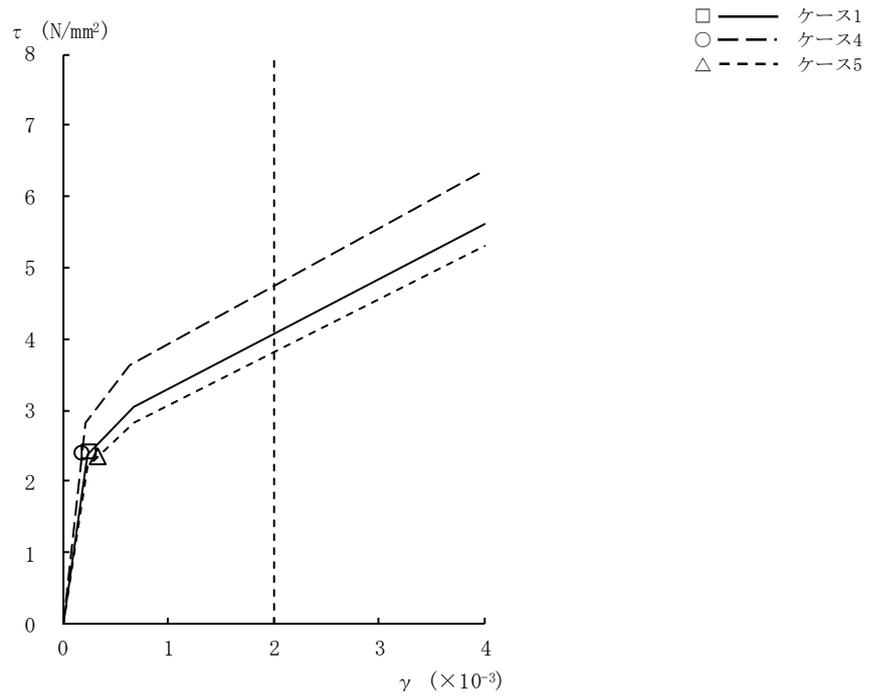


図2-35  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-1, EW方向, B4F) (9/9)

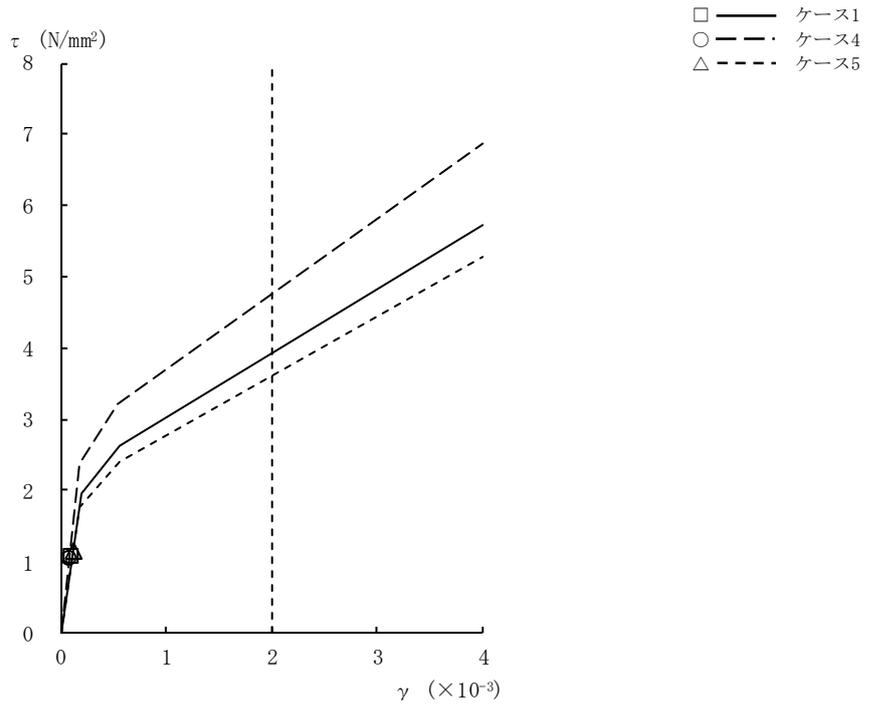


図2-36  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-2, EW方向, CRF) (1/9)

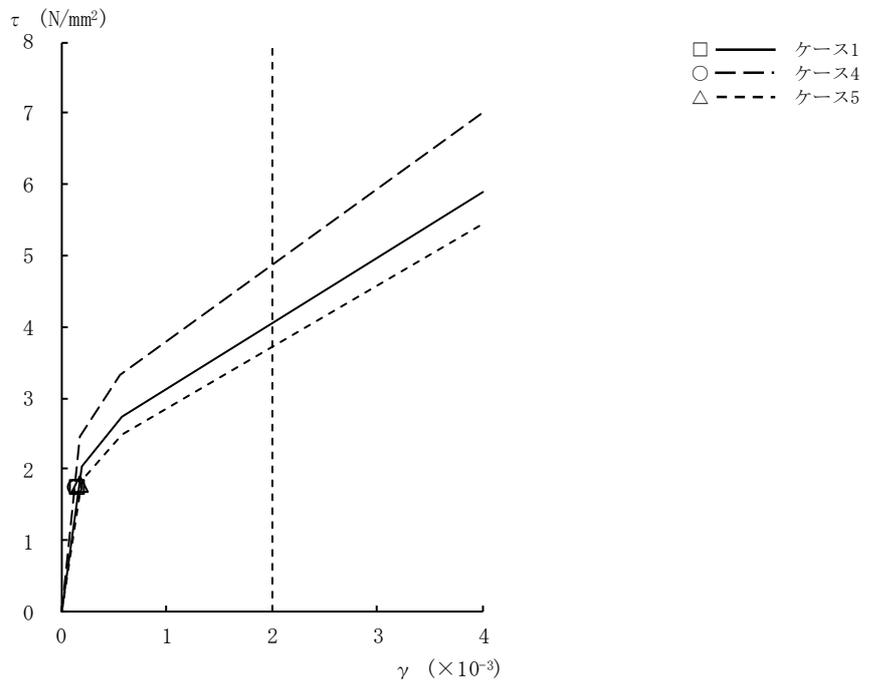


図2-36  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-2, EW方向, 4F) (2/9)

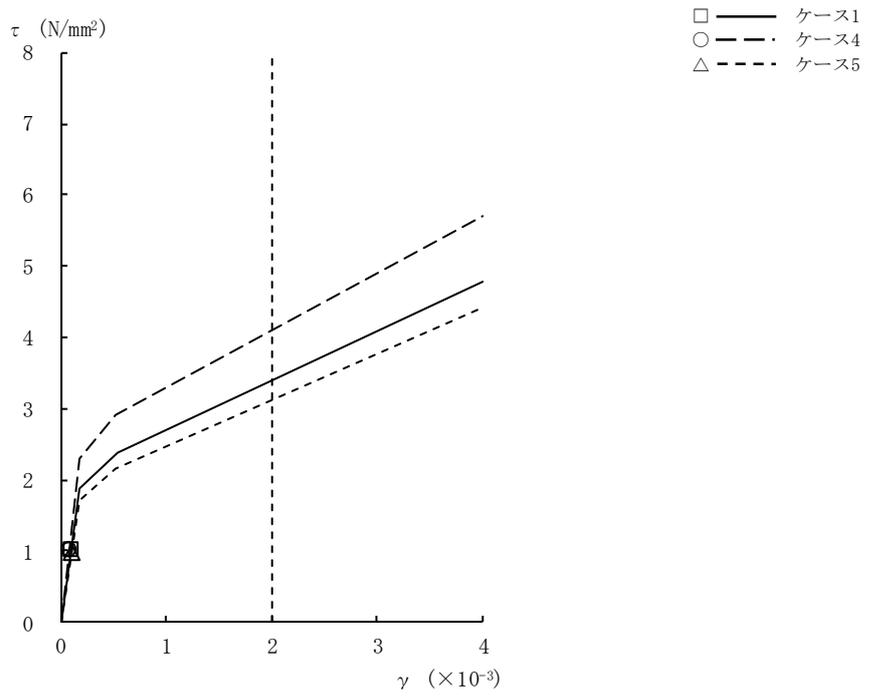


図2-36  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-2, EW方向, 3F) (3/9)

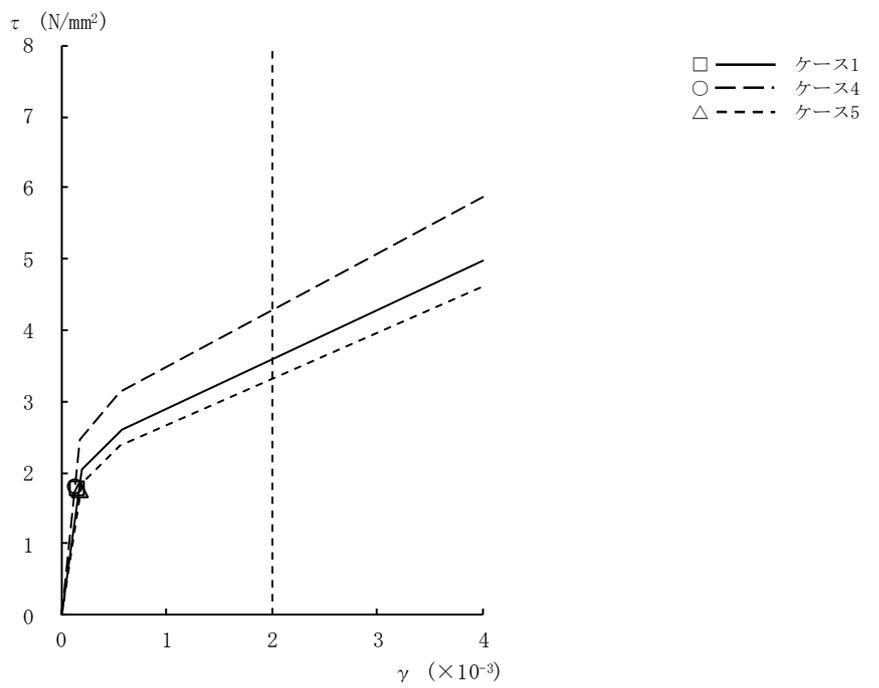


図2-36  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-2, EW方向, 2F) (4/9)

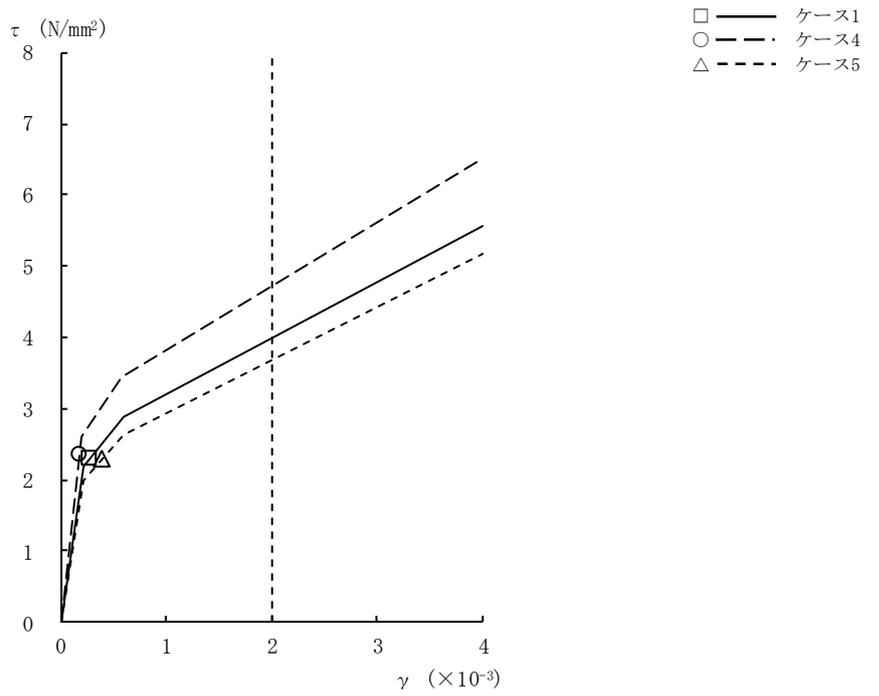


図2-36  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-2, EW方向, 1F) (5/9)

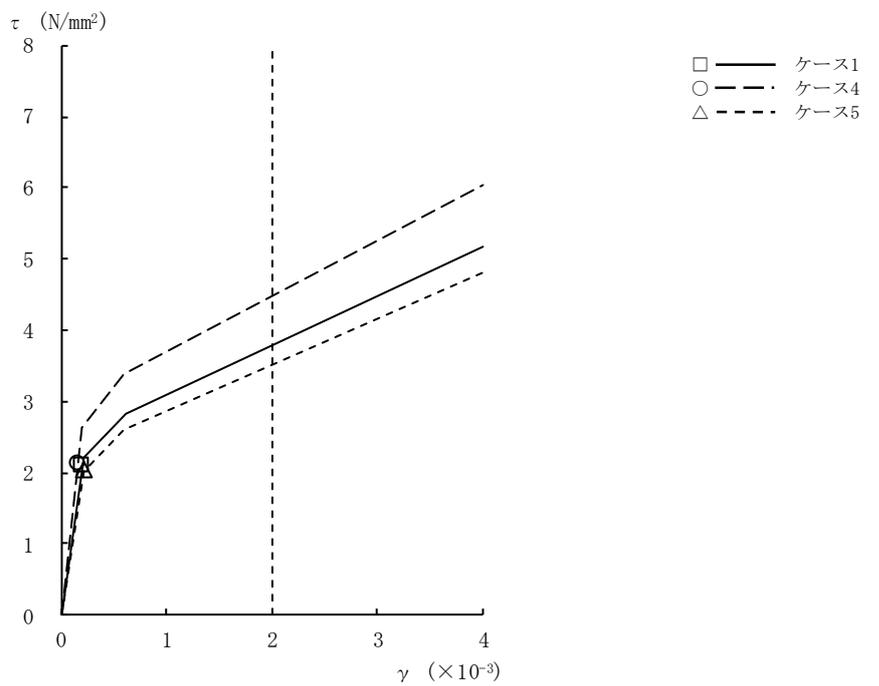


図2-36  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-2, EW方向, B1F) (6/9)

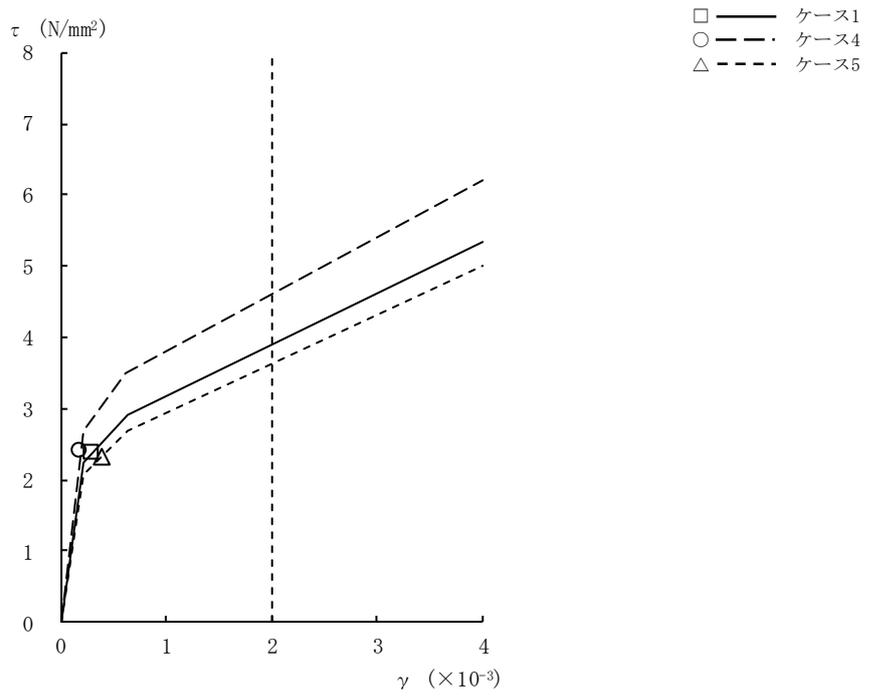


図2-36 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-2, EW方向, B2F) (7/9)

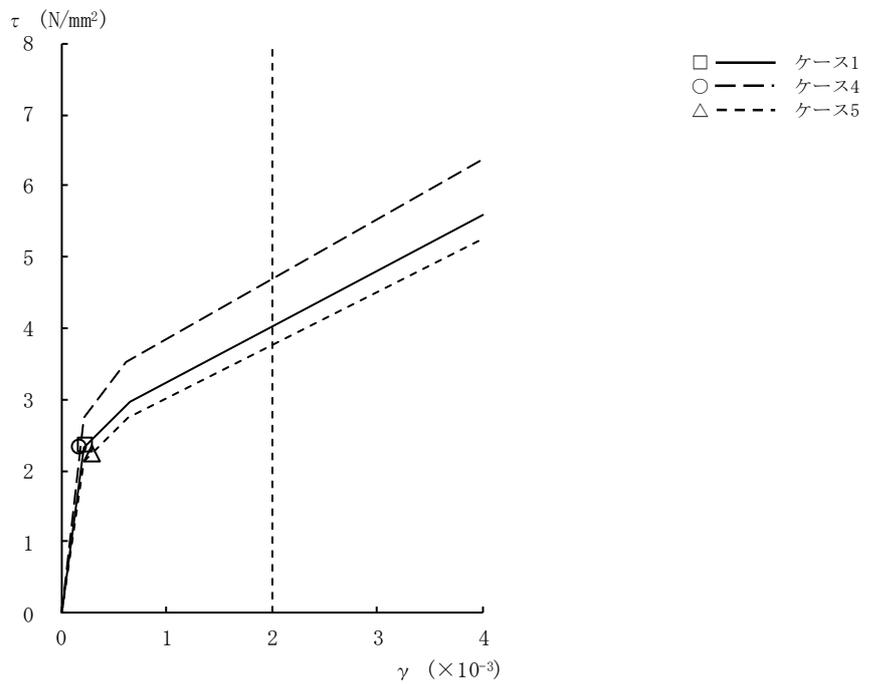


図2-36 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-2, EW方向, B3F) (8/9)

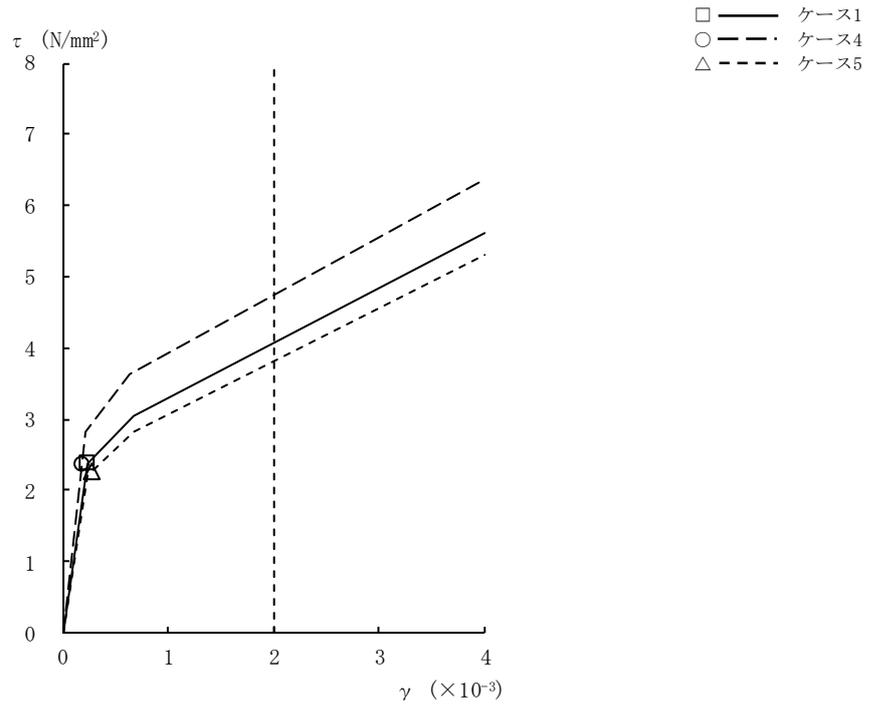


図2-36  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-2, EW方向, B4F) (9/9)

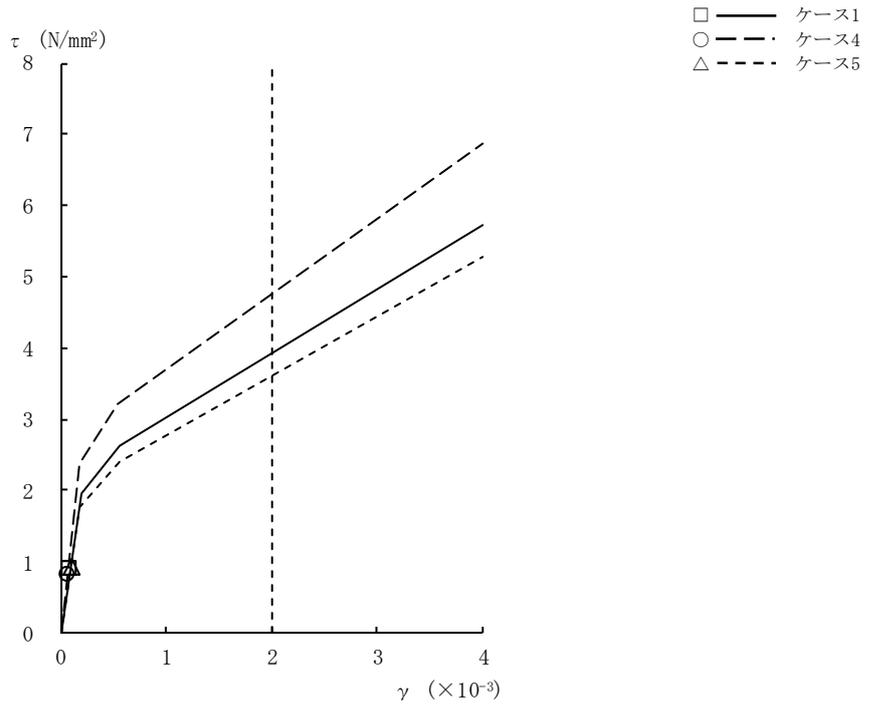


図2-37  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-3, EW方向, CRF) (1/9)

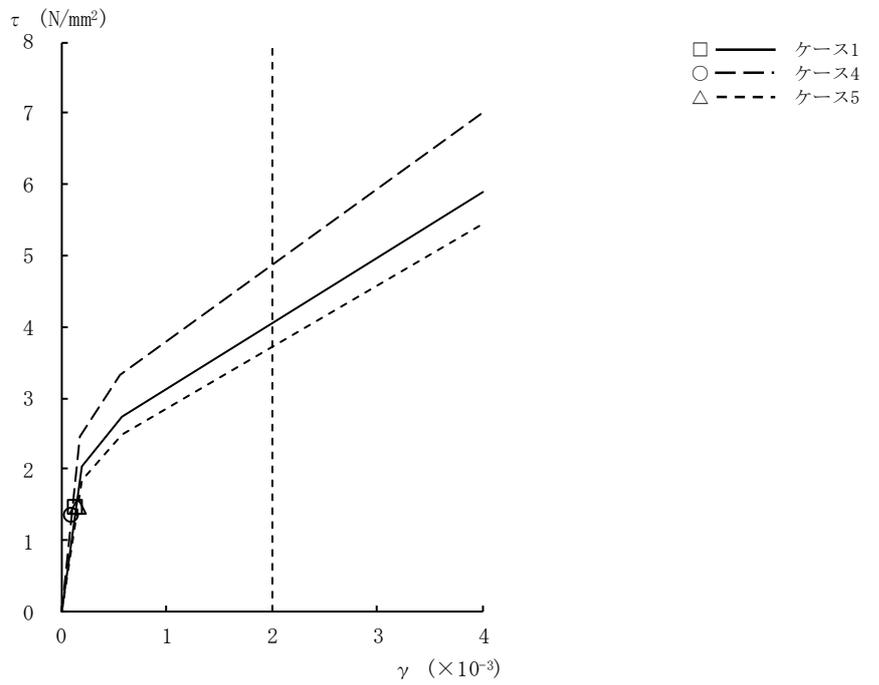


図2-37  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-3, EW方向, 4F) (2/9)

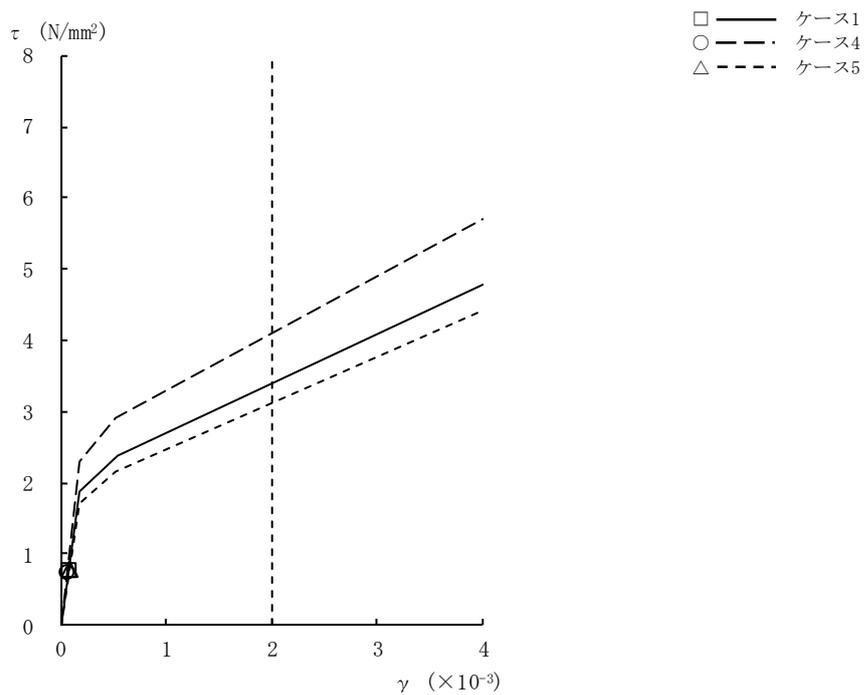


図2-37  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-3, EW方向, 3F) (3/9)

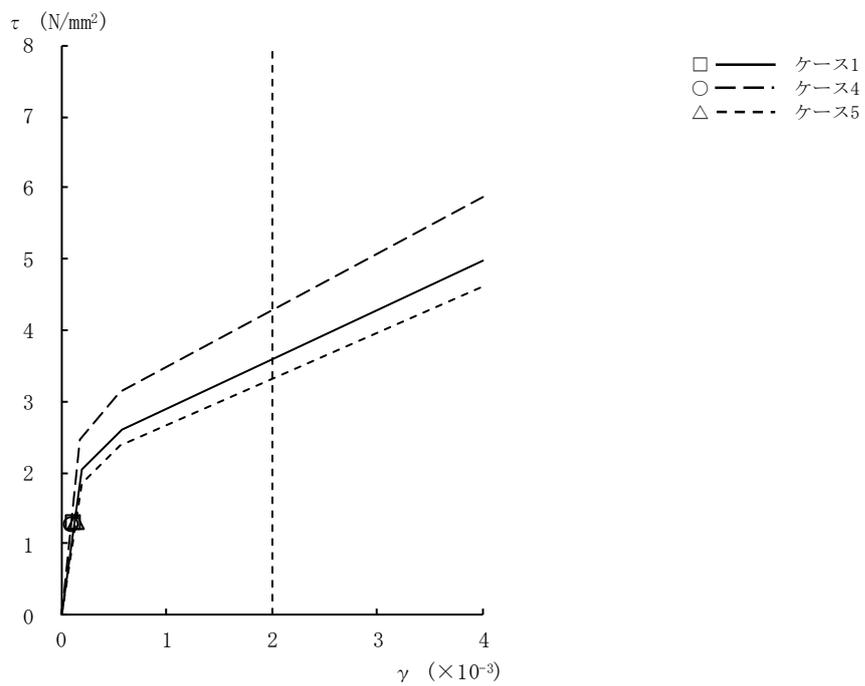


図2-37  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-3, EW方向, 2F) (4/9)

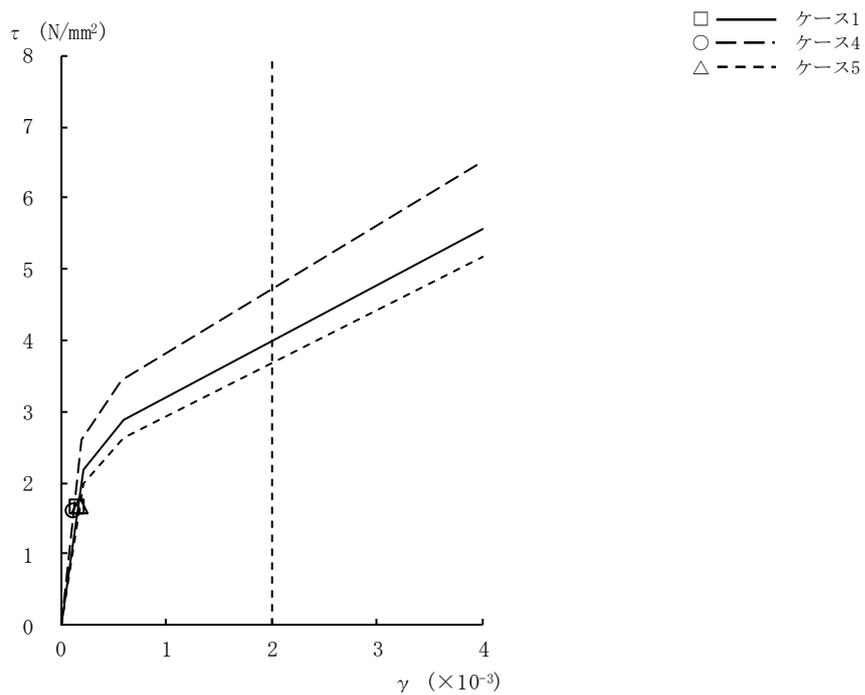


図2-37  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-3, EW方向, 1F) (5/9)

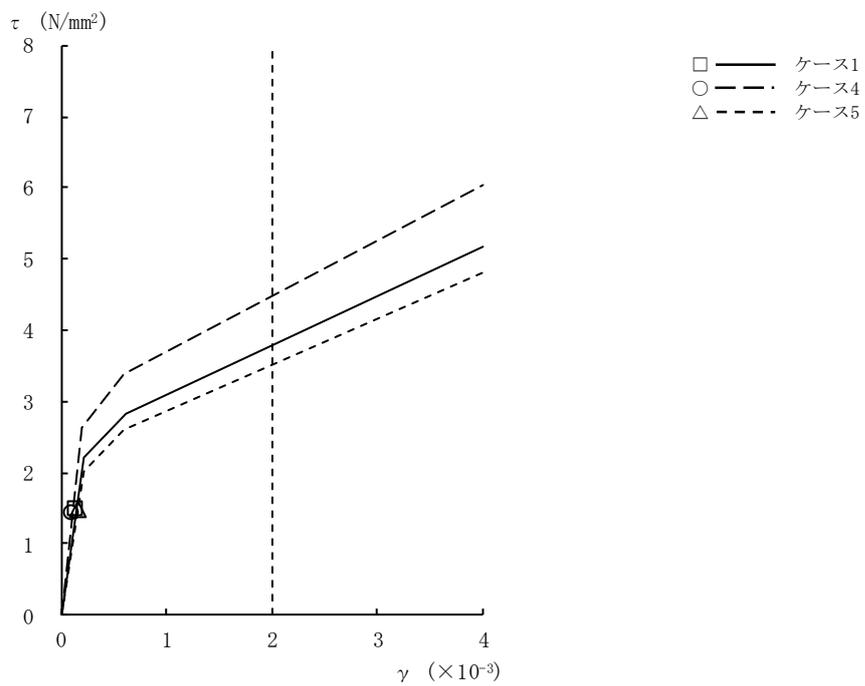


図2-37  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-3, EW方向, B1F) (6/9)

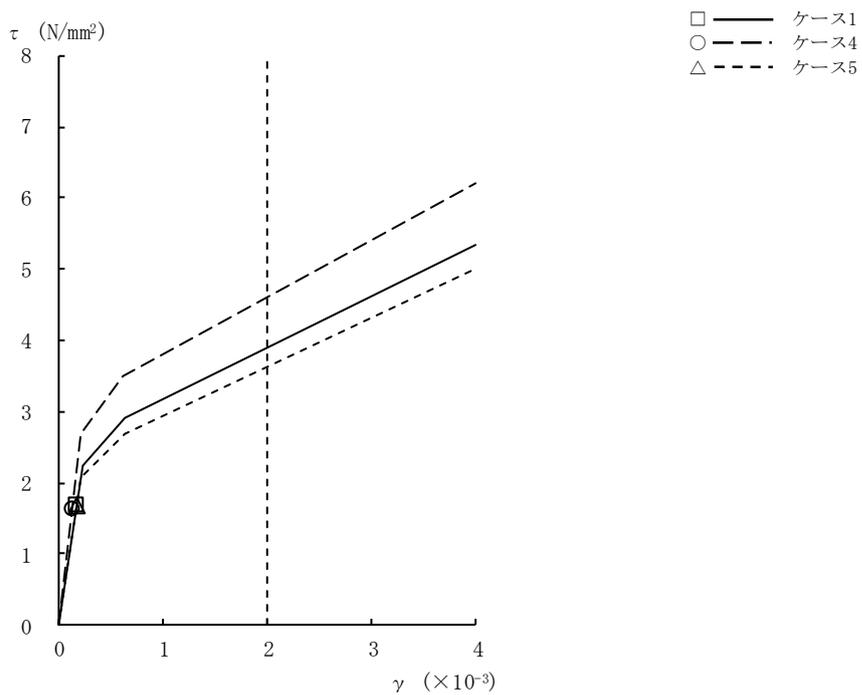


図2-37  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-3, EW方向, B2F) (7/9)

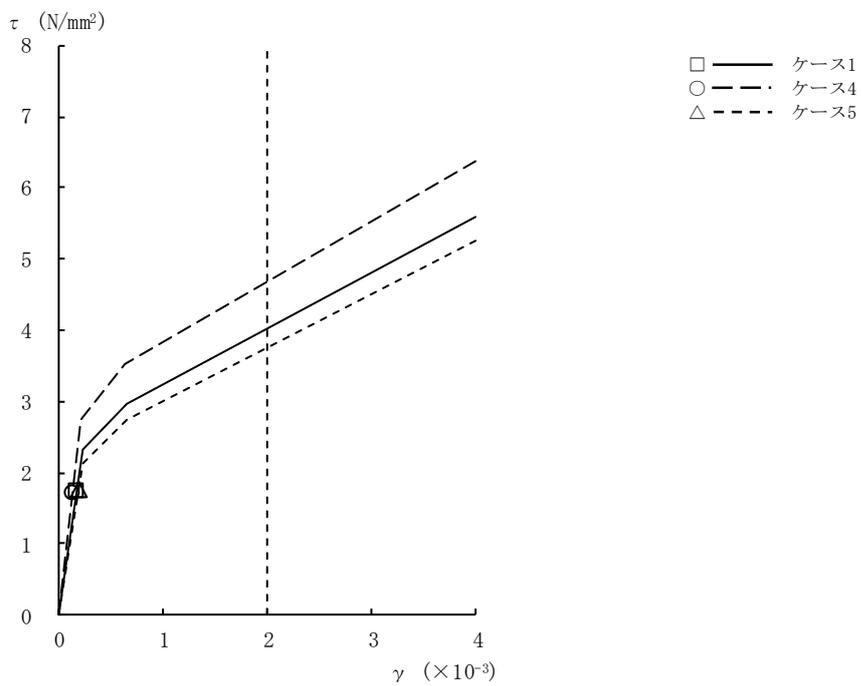


図2-37  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-3, EW方向, B3F) (8/9)

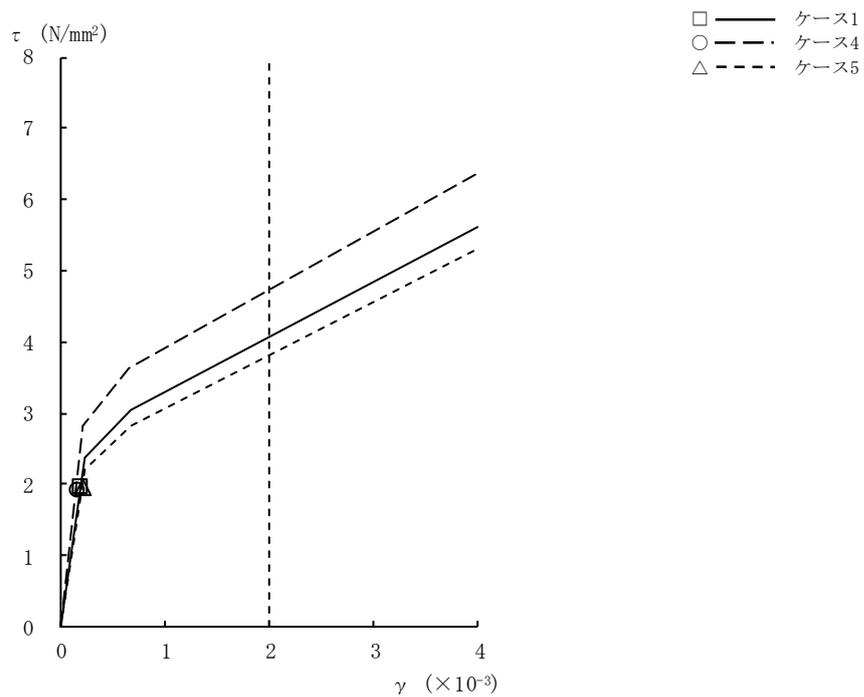


図2-37  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-3, EW方向, B4F) (9/9)

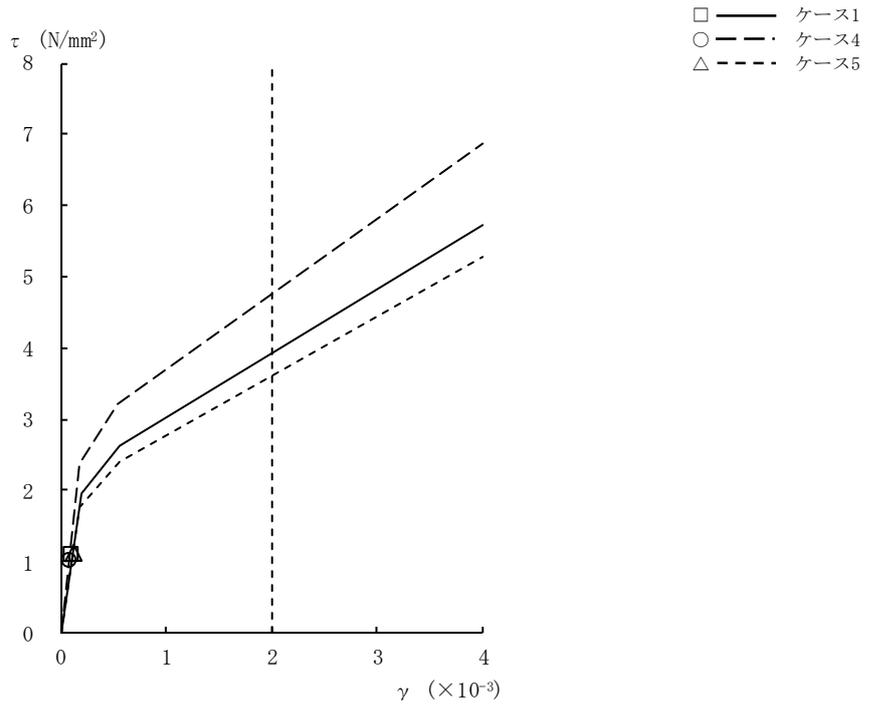


図2-38 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-8, EW方向, CRF) (1/9)

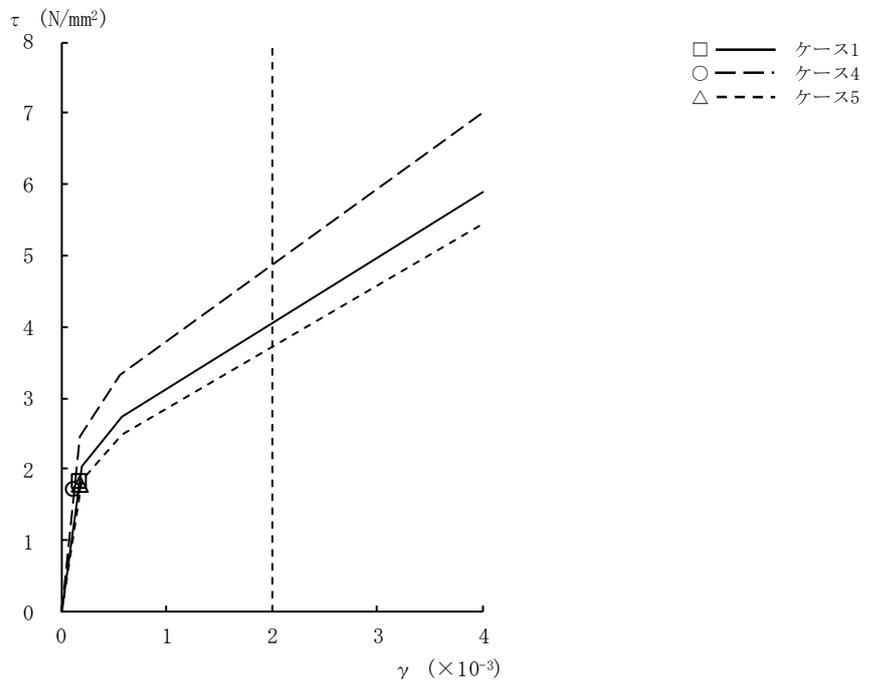


図2-38 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-8, EW方向, 4F) (2/9)

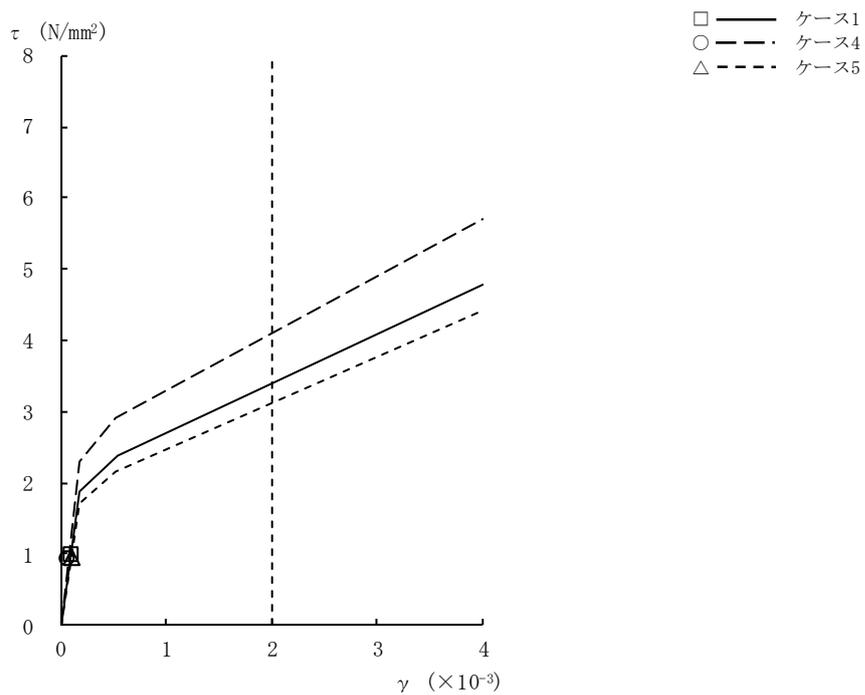


図2-38  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-8, EW方向, 3F) (3/9)

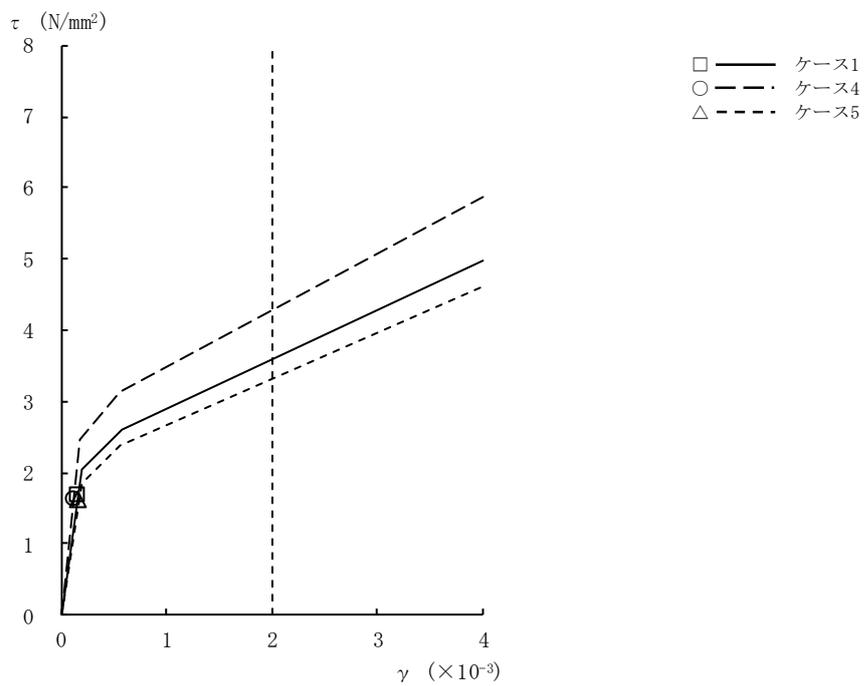


図2-38  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-8, EW方向, 2F) (4/9)

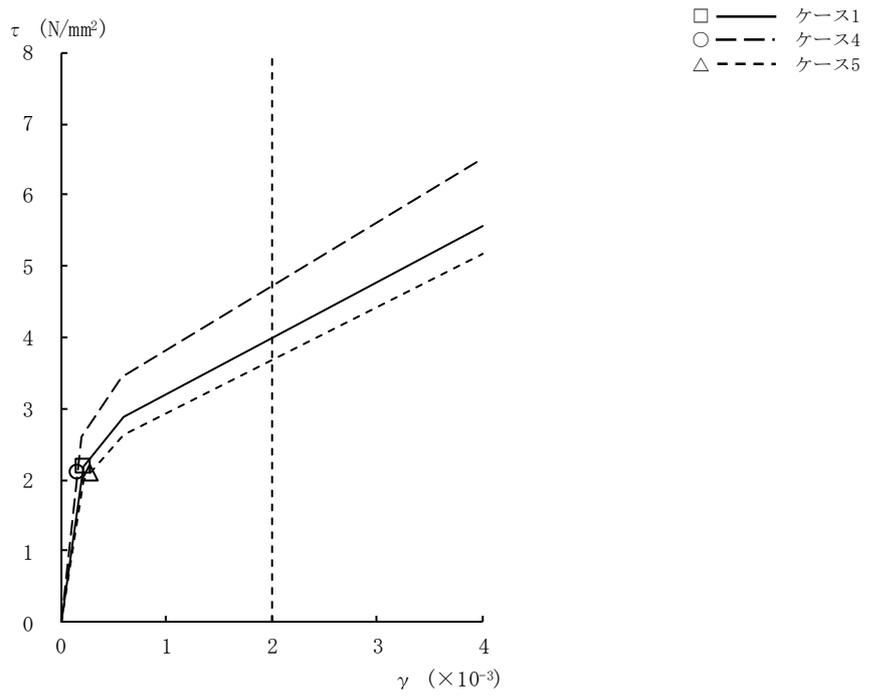


図2-38  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-8, EW方向, 1F) (5/9)

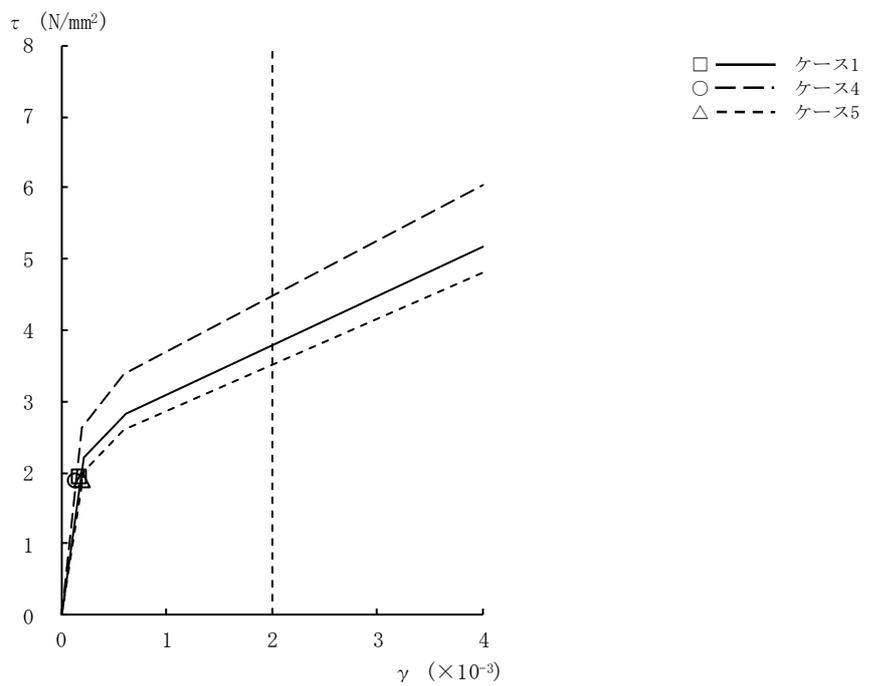


図2-38  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-8, EW方向, B1F) (6/9)

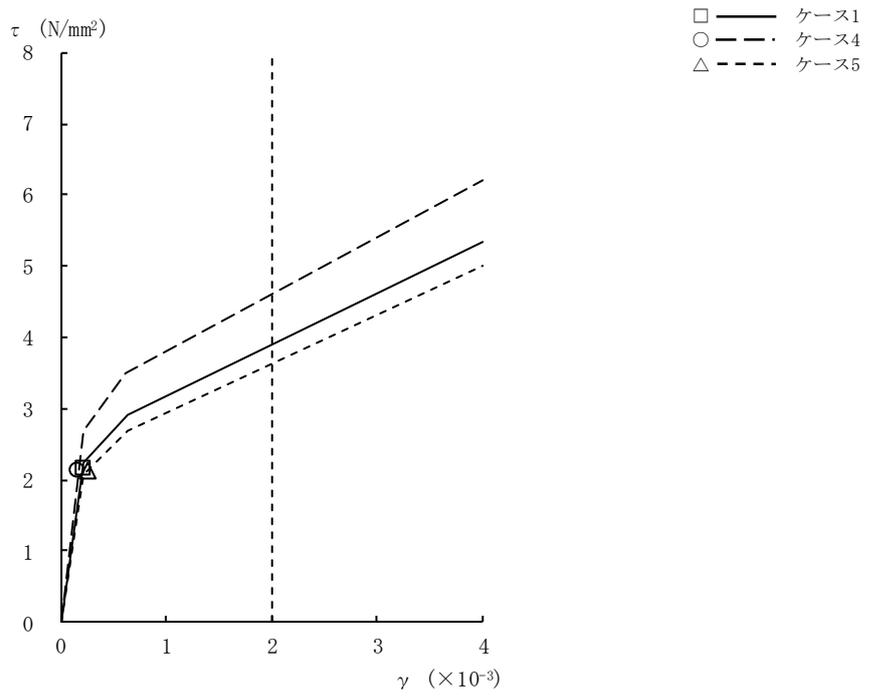


図2-38  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-8, EW方向, B2F) (7/9)

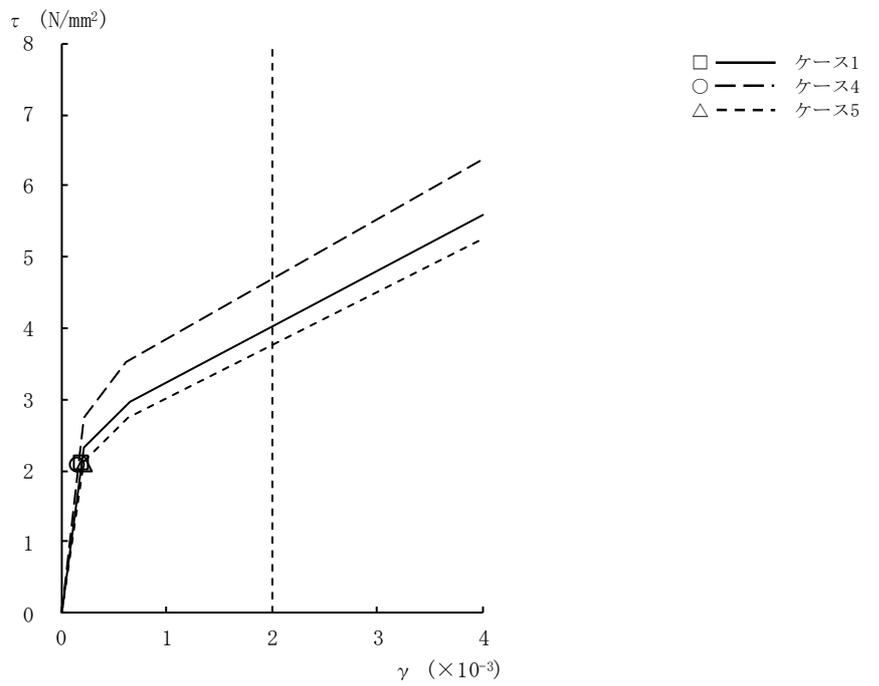


図2-38  $\tau - \gamma$  関係と最大応答値 (Ss-8, EW方向, B3F) (8/9)

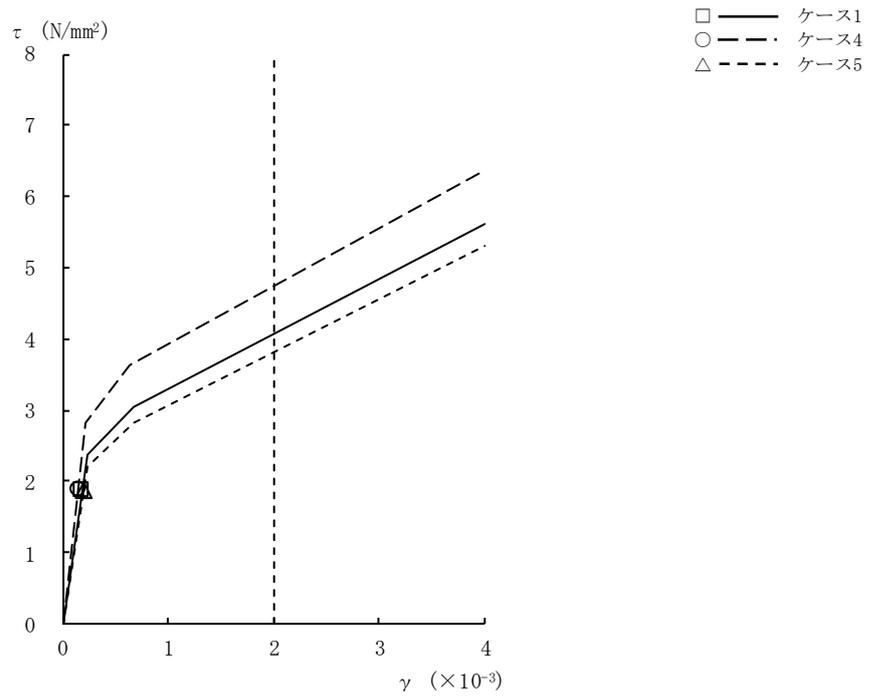


図2-38 τ - γ 関係と最大応答値 (Ss-8, EW方向, B4F) (9/9)

表 2-4 地震応答解析結果に基づく接地率 (ケース 1)

(a) NS 方向

基準地震動 $S_s$	最大接地圧 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	最大転倒モーメント ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	最小接地率 (%)
Ss-1	2200	104	69.5
Ss-2	1720	81.3	87.1
Ss-3	1780	83.6	85.3
Ss-8	2030	104	69.6

(b) EW 方向

基準地震動 $S_s$	最大接地圧 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	最大転倒モーメント ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	最小接地率 (%)
Ss-1	2200	104	69.5
Ss-2	2220	108	66.3
Ss-3	1780	83.5	85.4
Ss-8	2030	104	69.7

表 2-5 地震応答解析結果に基づく接地率 (ケース 4)

(a) NS 方向

基準地震動 $S_s$	最大接地圧 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	最大転倒モーメント ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	最小接地率 (%)
Ss-1	2180	103	70.0
Ss-2	1700	79.9	88.2
Ss-3	1760	82.1	86.4
Ss-8	2000	103	70.7

(b) EW 方向

基準地震動 $S_s$	最大接地圧 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	最大転倒モーメント ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	最小接地率 (%)
Ss-1	2180	103	70.1
Ss-2	2210	108	66.6
Ss-3	1760	82.0	86.5
Ss-8	2000	102	70.8

表 2-6 地震応答解析結果に基づく接地率 (ケース 5)

(a) NS 方向

基準地震動 $S_s$	最大接地圧 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	最大転倒モーメント ( $\times 10^6 \text{ kN}\cdot\text{m}$ )	最小接地率 (%)
Ss-1	2200	104	69.6
Ss-2	1730	81.6	86.8
Ss-3	1790	84.1	84.9
Ss-8	2030	104	69.6

(b) EW 方向

基準地震動 $S_s$	最大接地圧 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	最大転倒モーメント ( $\times 10^6 \text{ kN}\cdot\text{m}$ )	最小接地率 (%)
Ss-1	2190	104	69.8
Ss-2	2200	108	66.8
Ss-3	1780	83.8	85.1
Ss-8	2030	104	69.8

### 3. まとめ

前章で実施した材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を基本ケースと併せて以下に示す。

基準地震動  $S_s$  に対する地震応答解析結果を表3-1～表3-11に示す。

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）（1/4）

部位	質点番号	最大応答加速度 (m/s <sup>2</sup> )									
		S <sub>s</sub> -1					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
耐震壁	1	18.5	18.8	14.4	16.0	18.3	18.5	18.8	14.4	16.0	18.3
	2	13.8	15.0	11.0	12.2	14.9	13.8	15.0	11.2	12.2	14.9
	3	10.7	11.0	9.44	10.6	10.7	10.7	11.0	10.4	10.6	10.7
	4	9.80	8.98	8.51	9.65	9.72	9.80	8.98	9.81	9.65	9.72
	5	8.53	7.64	7.36	8.29	8.61	8.53	7.64	8.65	8.29	8.80
	6	7.51	6.94	6.69	7.32	7.48	7.72	6.94	7.75	7.73	7.97
	7	6.59	6.22	6.20	6.69	6.51	6.99	6.22	6.83	7.05	7.48
	8	5.98	5.56	5.89	6.11	5.99	6.21	5.56	6.05	6.30	6.27
	9	5.51	5.50	5.54	5.57	5.47	5.61	5.84	5.54	5.57	5.63
基礎上端	5.15	5.93	5.72	5.35	5.09	5.90	6.22	5.72	5.88	5.89	

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+σ)考慮モデル ③建屋・地盤剛性(-σ)考慮モデル  
 ④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2σ)考慮モデル

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）（2/4）

部位	質点番号	最大応答加速度 (m/s <sup>2</sup> )									
		S <sub>s</sub> -2					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
耐震壁	1	11.7	11.1	10.6	10.6	12.0	18.5	18.8	14.4	16.0	18.3
	2	9.17	7.91	7.97	8.83	9.32	13.8	15.0	11.2	12.2	14.9
	3	8.05	6.74	7.13	7.94	8.13	10.7	11.0	10.4	10.6	10.7
	4	7.47	6.14	6.65	7.38	7.52	9.80	8.98	9.81	9.65	9.72
	5	6.60	5.40	5.90	6.52	6.66	8.53	7.64	8.65	8.29	8.80
	6	5.71	4.60	5.56	5.59	5.73	7.72	6.94	7.75	7.73	7.97
	7	4.95	4.63	5.34	4.85	5.09	6.99	6.22	6.83	7.05	7.48
	8	4.78	4.55	5.07	4.61	4.89	6.21	5.56	6.05	6.30	6.27
	9	4.20	4.05	4.71	4.09	4.26	5.61	5.84	5.54	5.57	5.63
基礎上端	3.97	4.00	4.33	4.03	3.96	5.90	6.22	5.72	5.88	5.89	

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+σ)考慮モデル ③建屋・地盤剛性(-σ)考慮モデル  
 ④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2σ)考慮モデル

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）（3/4）

部位	質点番号	最大応答加速度 (m/s <sup>2</sup> )									
		S <sub>s</sub> -3					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
耐震壁	1	12.3	11.2	12.1	11.2	12.5	18.5	18.8	14.4	16.0	18.3
	2	9.59	8.14	9.22	9.02	9.77	13.8	15.0	11.2	12.2	14.9
	3	8.23	7.29	7.68	7.81	8.39	10.7	11.0	10.4	10.6	10.7
	4	7.46	6.68	7.33	7.11	7.58	9.80	8.98	9.81	9.65	9.72
	5	6.69	6.17	6.97	6.45	6.76	8.53	7.64	8.65	8.29	8.80
	6	5.91	5.94	6.51	5.85	5.93	7.72	6.94	7.75	7.73	7.97
	7	5.38	5.63	6.07	5.32	5.42	6.99	6.22	6.83	7.05	7.48
	8	5.08	5.28	5.71	5.07	5.09	6.21	5.56	6.05	6.30	6.27
	9	5.61	5.84	5.49	5.49	5.63	5.61	5.84	5.54	5.57	5.63
基礎上端	5.90	6.22	5.71	5.88	5.89	5.90	6.22	5.72	5.88	5.89	

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+σ)考慮モデル ③建屋・地盤剛性(-σ)考慮モデル  
 ④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2σ)考慮モデル

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）（4/4）

部位	質点番号	最大応答加速度 (m/s <sup>2</sup> )									
		S <sub>s</sub> -8					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
耐震壁	1	14.9	13.1	13.2	14.2	14.7	18.5	18.8	14.4	16.0	18.3
	2	11.9	10.6	11.2	11.5	12.0	13.8	15.0	11.2	12.2	14.9
	3	10.4	9.42	10.4	10.0	10.6	10.7	11.0	10.4	10.6	10.7
	4	9.58	8.58	9.81	9.25	9.68	9.80	8.98	9.81	9.65	9.72
	5	8.42	7.22	8.65	8.22	8.80	8.53	7.64	8.65	8.29	8.80
	6	7.72	6.48	7.75	7.73	7.97	7.72	6.94	7.75	7.73	7.97
	7	6.99	5.97	6.83	7.05	7.48	6.99	6.22	6.83	7.05	7.48
	8	6.21	5.30	6.05	6.30	6.27	6.21	5.56	6.05	6.30	6.27
	9	5.20	4.29	4.94	5.35	5.37	5.61	5.84	5.54	5.57	5.63
基礎上端	4.57	3.79	4.18	4.75	4.50	5.90	6.22	5.72	5.88	5.89	

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+σ)考慮モデル ③建屋・地盤剛性(-σ)考慮モデル  
 ④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2σ)考慮モデル

表3-2 最大応答変位一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，NS方向）（1/4）

部位	質点番号	最大応答変位 (mm)									
		S <sub>s</sub> -1					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
耐震壁	1	67.2	51.4	72.1	63.0	69.1	67.2	51.4	79.8	63.0	69.1
	2	57.0	43.6	62.4	53.7	58.6	57.3	43.7	67.9	53.8	59.0
	3	50.9	38.8	56.7	48.3	52.0	51.8	39.5	60.9	48.6	53.2
	4	46.4	35.4	52.3	44.2	47.3	47.5	36.3	55.6	44.6	48.8
	5	39.7	30.3	45.7	37.9	40.4	41.1	31.4	47.7	38.7	42.2
	6	32.4	24.8	38.6	31.2	33.0	34.1	26.1	39.2	32.3	35.0
	7	26.2	20.2	32.4	25.4	26.4	28.1	21.3	32.4	26.7	28.6
	8	21.5	16.1	26.9	20.3	21.9	22.7	17.1	26.9	21.7	22.9
	9	15.5	10.3	19.4	15.0	15.8	15.5	10.9	19.4	15.0	15.8
基礎上端	11.1	5.89	14.0	11.2	10.9	11.1	6.04	14.0	11.2	10.9	

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+σ)考慮モデル ③建屋・地盤剛性(-σ)考慮モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2σ)考慮モデル

表3-2 最大応答変位一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，NS方向）（2/4）

部位	質点番号	最大応答変位 (mm)									
		S <sub>s</sub> -2					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
耐震壁	1	46.1	37.0	45.1	42.5	47.4	67.2	51.4	79.8	63.0	69.1
	2	39.4	31.7	38.0	36.4	40.4	57.3	43.7	67.9	53.8	59.0
	3	35.4	28.6	34.1	32.8	36.3	51.8	39.5	60.9	48.6	53.2
	4	32.4	26.3	31.3	30.1	33.2	47.5	36.3	55.6	44.6	48.8
	5	27.9	22.8	27.0	26.0	28.5	41.1	31.4	47.7	38.7	42.2
	6	23.0	19.1	22.5	21.6	23.4	34.1	26.1	39.2	32.3	35.0
	7	18.7	15.9	18.6	17.8	19.0	28.1	21.3	32.4	26.7	28.6
	8	15.0	13.1	15.6	14.4	15.2	22.7	17.1	26.9	21.7	22.9
	9	11.4	9.06	11.9	11.0	11.5	15.5	10.9	19.4	15.0	15.8
基礎上端	9.02	5.94	9.00	8.99	9.04	11.1	6.04	14.0	11.2	10.9	

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+σ)考慮モデル ③建屋・地盤剛性(-σ)考慮モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2σ)考慮モデル

表3-2 最大応答変位一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，NS方向）（3/4）

部位	質点番号	最大応答変位 (mm)									
		S <sub>s</sub> -3					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
耐震壁	1	51.3	39.6	58.6	47.5	52.7	67.2	51.4	79.8	63.0	69.1
	2	43.5	33.7	51.0	40.5	44.6	57.3	43.7	67.9	53.8	59.0
	3	38.9	30.2	46.4	36.4	39.8	51.8	39.5	60.9	48.6	53.2
	4	35.6	27.6	43.0	33.4	36.4	47.5	36.3	55.6	44.6	48.8
	5	30.8	23.6	37.9	29.0	31.4	41.1	31.4	47.7	38.7	42.2
	6	25.7	19.2	32.2	24.3	26.2	34.1	26.1	39.2	32.3	35.0
	7	21.4	15.4	27.3	20.3	21.8	28.1	21.3	32.4	26.7	28.6
	8	17.6	12.0	22.8	16.8	18.0	22.7	17.1	26.9	21.7	22.9
	9	12.5	7.27	17.1	12.0	12.6	15.5	10.9	19.4	15.0	15.8
基礎上端	8.73	3.90	14.0	8.69	8.74	11.1	6.04	14.0	11.2	10.9	

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+σ)考慮モデル ③建屋・地盤剛性(-σ)考慮モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2σ)考慮モデル

表3-2 最大応答変位一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，NS方向）（4/4）

部位	質点番号	最大応答変位 (mm)									
		S <sub>s</sub> -8					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
耐震壁	1	66.7	51.0	79.8	62.8	68.5	67.2	51.4	79.8	63.0	69.1
	2	57.3	43.7	67.9	53.8	59.0	57.3	43.7	67.9	53.8	59.0
	3	51.8	39.5	60.9	48.6	53.2	51.8	39.5	60.9	48.6	53.2
	4	47.5	36.3	55.6	44.6	48.8	47.5	36.3	55.6	44.6	48.8
	5	41.1	31.4	47.7	38.7	42.2	41.1	31.4	47.7	38.7	42.2
	6	34.1	26.1	39.2	32.3	35.0	34.1	26.1	39.2	32.3	35.0
	7	28.1	21.3	31.9	26.7	28.6	28.1	21.3	32.4	26.7	28.6
	8	22.7	17.1	25.3	21.7	22.9	22.7	17.1	26.9	21.7	22.9
	9	15.2	10.9	16.7	14.9	15.3	15.5	10.9	19.4	15.0	15.8
基礎上端	9.50	6.04	10.9	9.59	9.47	11.1	6.04	14.0	11.2	10.9	

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+σ)考慮モデル ③建屋・地盤剛性(-σ)考慮モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2σ)考慮モデル



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）（3/4）

部位	部材番号	最大応答せん断力(×10 <sup>3</sup> kN)									
		S <sub>s</sub> -3					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
耐震壁	1	49.4	45.4	48.8	45.0	50.4	74.7	75.4	58.0	65.0	73.3
	2	98.3	81.0	96.5	91.4	100	132	143	113	123	134
	3	305	266	291	290	310	400	414	375	392	390
	4	562	496	528	537	571	735	728	718	730	724
	5	869	783	859	834	881	1130	1020	1140	1130	1120
	6	1140	1030	1170	1100	1150	1470	1330	1490	1460	1450
	7	1360	1270	1460	1330	1370	1770	1580	1790	1730	1750
	8	1670	1690	1690	1640	1670	2050	2030	1970	1970	1970
	9	2020	2030	1930	2010	2010	2550	2210	2180	2500	2440

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+σ)考慮モデル ③建屋・地盤剛性(-σ)考慮モデル  
 ④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2σ)考慮モデル

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）（4/4）

部位	部材番号	最大応答せん断力(×10 <sup>3</sup> kN)									
		S <sub>s</sub> -8					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
耐震壁	1	60.3	52.4	53.2	57.2	58.9	74.7	75.4	58.0	65.0	73.3
	2	122	106	110	117	117	132	143	113	123	134
	3	384	341	375	373	386	400	414	375	392	390
	4	719	638	718	697	724	735	728	718	730	724
	5	1130	989	1140	1090	1120	1130	1020	1140	1130	1120
	6	1470	1270	1490	1430	1450	1470	1330	1490	1460	1450
	7	1770	1500	1790	1720	1750	1770	1580	1790	1730	1750
	8	1990	1900	1850	1960	1970	2050	2030	1970	1970	1970
	9	1940	2160	1710	1960	1930	2550	2210	2180	2500	2440

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+σ)考慮モデル ③建屋・地盤剛性(-σ)考慮モデル  
 ④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2σ)考慮モデル

表3-4 最大応答曲げモーメント一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，NS方向）（1/4）

部位	部材番号	最大応答曲げモーメント(×10 <sup>5</sup> kN・m)									
		S <sub>s</sub> -1					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
耐震壁	1	3.26	3.76	2.74	2.58	3.54	3.26	3.76	2.74	2.58	3.54
		11.7	12.4	8.31	9.73	11.9	11.7	12.4	8.31	9.73	11.9
	2	17.0	18.6	12.5	14.2	17.4	17.0	18.6	12.5	14.2	17.4
		25.3	27.3	18.5	22.0	25.3	25.3	27.3	18.5	22.0	25.3
	3	57.3	66.9	51.2	52.5	58.3	57.3	66.9	51.2	52.5	58.3
		76.1	88.3	64.1	70.3	77.0	76.1	88.3	64.1	70.3	77.0
	4	114	137	106	108	116	114	137	106	108	116
		162	191	139	153	164	162	191	139	153	164
	5	209	251	194	200	212	209	251	194	200	212
282		332	248	271	285	282	332	248	271	285	
6	331	389	307	321	335	331	389	307	321	335	
	413	474	369	401	416	413	474	369	401	416	
7	460	521	424	449	463	460	521	424	449	463	
	552	607	490	537	554	552	607	490	537	554	
8	604	651	553	593	607	604	651	553	593	607	
	706	760	647	690	709	706	760	684	690	709	
9	762	791	694	749	767	762	791	727	749	767	
	867	873	769	855	869	867	873	850	855	869	

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+σ)考慮モデル ③建屋・地盤剛性(-σ)考慮モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2σ)考慮モデル

表3-4 最大応答曲げモーメント一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，NS方向）（2/4）

部位	部材番号	最大応答曲げモーメント(×10 <sup>5</sup> kN・m)									
		S <sub>s</sub> -2					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
耐震壁	1	2.23	2.24	2.21	2.06	2.29	3.26	3.76	2.74	2.58	3.54
		7.61	7.41	7.08	6.68	7.84	11.7	12.4	8.31	9.73	11.9
	2	11.8	11.6	11.2	10.5	12.1	17.0	18.6	12.5	14.2	17.4
		17.6	17.2	16.4	15.6	18.1	25.3	27.3	18.5	22.0	25.3
	3	46.5	46.4	45.3	42.5	47.7	57.3	66.9	51.2	52.5	58.3
		59.3	58.6	56.5	54.3	60.7	76.1	88.3	64.1	70.3	77.0
	4	95.6	95.4	92.8	88.2	97.8	114	137	106	108	116
		127	125	120	118	130	162	191	139	153	164
	5	176	175	169	164	179	209	251	194	200	212
222		218	206	208	226	282	332	248	271	285	
6	274	271	260	258	279	331	389	307	321	335	
	319	313	295	302	324	413	474	369	401	416	
7	368	363	345	349	374	460	521	424	449	463	
	420	401	390	407	424	552	607	490	537	554	
8	467	458	434	447	473	604	651	553	593	607	
	573	517	515	558	578	706	760	684	690	709	
9	604	551	551	589	608	762	791	727	749	767	
	695	638	625	681	699	867	873	850	855	869	

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+σ)考慮モデル ③建屋・地盤剛性(-σ)考慮モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2σ)考慮モデル

表3-4 最大応答曲げモーメント一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，NS方向）（3/4）

部位	部材番号	最大応答曲げモーメント(×10 <sup>5</sup> kN・m)									
		S <sub>s</sub> -3					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
耐震壁	1	1.80	1.95	1.80	1.82	1.84	3.26	3.76	2.74	2.58	3.54
		7.20	7.12	7.25	6.81	7.35	11.7	12.4	8.31	9.73	11.9
	2	10.3	10.5	10.4	9.88	10.5	17.0	18.6	12.5	14.2	17.4
		16.3	15.7	16.5	15.7	16.7	25.3	27.3	18.5	22.0	25.3
	3	39.1	38.2	39.4	37.4	39.9	57.3	66.9	51.2	52.5	58.3
		54.0	49.5	53.6	51.7	55.0	76.1	88.3	64.1	70.3	77.0
	4	82.4	78.4	82.6	78.7	84.1	114	137	106	108	116
		122	110	119	117	124	162	191	139	153	164
	5	159	147	158	153	162	209	251	194	200	212
221		200	216	213	225	282	332	248	271	285	
6	262	240	257	254	265	331	389	307	321	335	
	328	299	322	318	333	413	474	369	401	416	
7	366	336	358	356	371	460	521	424	449	463	
	436	398	431	424	441	552	607	490	537	554	
8	480	441	468	469	486	604	651	553	593	607	
	581	536	563	563	588	706	760	684	690	709	
9	619	580	599	608	624	762	791	727	749	767	
	708	678	670	692	714	867	873	850	855	869	

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+σ)考慮モデル ③建屋・地盤剛性(-σ)考慮モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2σ)考慮モデル

表3-4 最大応答曲げモーメント一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，NS方向）（4/4）

部位	部材番号	最大応答曲げモーメント(×10 <sup>5</sup> kN・m)									
		S <sub>s</sub> -8					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
耐震壁	1	1.66	1.40	1.82	1.56	1.69	3.26	3.76	2.74	2.58	3.54
		8.14	6.93	7.24	7.89	8.15	11.7	12.4	8.31	9.73	11.9
	2	10.4	8.90	9.76	10.3	10.5	17.0	18.6	12.5	14.2	17.4
		18.2	15.6	16.4	17.8	18.0	25.3	27.3	18.5	22.0	25.3
	3	34.5	30.6	38.6	34.3	34.8	57.3	66.9	51.2	52.5	58.3
		54.2	48.1	50.4	53.4	54.8	76.1	88.3	64.1	70.3	77.0
	4	74.6	66.8	80.3	73.5	75.7	114	137	106	108	116
		128	114	118	125	130	162	191	139	153	164
	5	153	137	151	150	156	209	251	194	200	212
242		215	226	236	245	282	332	248	271	285	
6	266	236	261	259	270	331	389	307	321	335	
	367	325	353	357	370	413	474	369	401	416	
7	385	342	386	375	390	460	521	424	449	463	
	495	438	489	483	500	552	607	490	537	554	
8	514	461	529	503	518	604	651	553	593	607	
	677	622	684	664	680	706	760	684	690	709	
9	708	647	727	696	707	762	791	727	749	767	
	850	797	850	839	850	867	873	850	855	869	

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+σ)考慮モデル ③建屋・地盤剛性(-σ)考慮モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2σ)考慮モデル

表3-5 最大応答加速度一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，EW方向）（1/4）

部位	質点番号	最大応答加速度 (m/s <sup>2</sup> )									
		S <sub>s</sub> -1					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
耐震壁	1	17.4	18.5	14.7	15.1	17.7	17.4	18.5	15.9	15.1	17.7
	2	12.7	13.4	10.7	11.9	13.2	12.7	13.4	12.2	12.0	13.2
	3	10.7	10.7	9.42	10.6	10.3	11.2	10.7	10.3	11.2	11.5
	4	9.75	9.05	8.49	9.75	9.62	10.3	9.37	9.57	10.6	10.4
	5	8.40	7.84	7.33	8.41	8.55	9.81	8.59	9.03	9.62	9.66
	6	7.42	6.84	6.75	7.22	7.83	8.92	8.24	7.89	8.55	8.77
	7	6.66	6.26	6.22	6.63	7.01	8.57	7.93	7.20	7.76	8.82
	8	6.00	5.63	5.85	6.12	6.09	7.70	7.29	6.18	7.05	8.30
	9	5.55	5.51	5.50	5.59	5.59	6.05	5.85	5.51	6.25	6.00
基礎上端	5.15	5.94	5.71	5.34	5.08	5.92	6.24	5.73	5.87	5.91	

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+σ)考慮モデル ③建屋・地盤剛性(-σ)考慮モデル  
 ④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2σ)考慮モデル

表3-5 最大応答加速度一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，EW方向）（2/4）

部位	質点番号	最大応答加速度 (m/s <sup>2</sup> )									
		S <sub>s</sub> -2					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
耐震壁	1	14.1	14.9	15.9	13.7	15.4	17.4	18.5	15.9	15.1	17.7
	2	12.1	10.6	12.2	12.0	12.1	12.7	13.4	12.2	12.0	13.2
	3	11.2	9.65	10.2	11.2	11.5	11.2	10.7	10.3	11.2	11.5
	4	10.3	9.37	9.21	10.6	10.4	10.3	9.37	9.57	10.6	10.4
	5	9.81	8.59	7.79	9.62	9.66	9.81	8.59	9.03	9.62	9.66
	6	8.92	8.24	7.37	8.55	8.77	8.92	8.24	7.89	8.55	8.77
	7	8.57	7.93	6.87	7.76	8.82	8.57	7.93	7.20	7.76	8.82
	8	7.70	7.29	6.18	7.05	8.30	7.70	7.29	6.18	7.05	8.30
	9	6.05	5.77	5.04	6.25	6.00	6.05	5.85	5.51	6.25	6.00
基礎上端	5.59	5.06	4.94	5.75	5.57	5.92	6.24	5.73	5.87	5.91	

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+σ)考慮モデル ③建屋・地盤剛性(-σ)考慮モデル  
 ④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2σ)考慮モデル

表3-5 最大応答加速度一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，EW方向）（3/4）

部位	質点番号	最大応答加速度 (m/s <sup>2</sup> )									
		S <sub>s</sub> -3					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
耐震壁	1	12.0	10.4	11.6	11.1	12.4	17.4	18.5	15.9	15.1	17.7
	2	9.58	8.10	9.16	8.94	9.76	12.7	13.4	12.2	12.0	13.2
	3	8.18	7.26	7.68	7.86	8.31	11.2	10.7	10.3	11.2	11.5
	4	7.41	6.70	7.31	7.14	7.53	10.3	9.37	9.57	10.6	10.4
	5	6.70	6.08	6.96	6.40	6.78	9.81	8.59	9.03	9.62	9.66
	6	5.94	5.90	6.49	5.88	5.94	8.92	8.24	7.89	8.55	8.77
	7	5.36	5.65	6.11	5.40	5.38	8.57	7.93	7.20	7.76	8.82
	8	5.09	5.33	5.76	5.07	5.10	7.70	7.29	6.18	7.05	8.30
	9	5.62	5.85	5.51	5.47	5.65	6.05	5.85	5.51	6.25	6.00
基礎上端	5.92	6.24	5.73	5.87	5.91	5.92	6.24	5.73	5.87	5.91	

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+σ)考慮モデル ③建屋・地盤剛性(-σ)考慮モデル  
 ④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2σ)考慮モデル

表3-5 最大応答加速度一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，EW方向）（4/4）

部位	質点番号	最大応答加速度 (m/s <sup>2</sup> )									
		S <sub>s</sub> -8					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
耐震壁	1	14.9	13.2	12.8	13.7	15.0	17.4	18.5	15.9	15.1	17.7
	2	12.0	10.7	11.0	11.4	11.9	12.7	13.4	12.2	12.0	13.2
	3	10.4	9.36	10.3	10.0	10.3	11.2	10.7	10.3	11.2	11.5
	4	9.58	8.55	9.57	9.29	9.35	10.3	9.37	9.57	10.6	10.4
	5	8.39	7.22	9.03	8.23	8.83	9.81	8.59	9.03	9.62	9.66
	6	7.76	6.50	7.89	7.76	7.65	8.92	8.24	7.89	8.55	8.77
	7	7.00	5.98	7.20	7.10	7.33	8.57	7.93	7.20	7.76	8.82
	8	6.17	5.30	6.12	6.33	5.90	7.70	7.29	6.18	7.05	8.30
	9	5.21	4.28	4.85	5.36	5.41	6.05	5.85	5.51	6.25	6.00
基礎上端	4.60	3.80	4.21	4.75	4.55	5.92	6.24	5.73	5.87	5.91	

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+σ)考慮モデル ③建屋・地盤剛性(-σ)考慮モデル  
 ④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2σ)考慮モデル

表3-6 最大応答変位一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，EW方向）（1/4）

部位	質点番号	最大応答変位 (mm)									
		S <sub>s</sub> -1					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
耐震壁	1	66.2	50.0	71.8	62.6	67.9	70.5	58.3	79.6	65.3	73.4
	2	56.5	42.9	62.2	53.5	58.1	59.7	50.1	67.8	55.4	62.5
	3	50.7	38.7	56.5	48.2	52.1	53.3	45.2	60.8	49.6	55.9
	4	46.4	35.4	52.2	44.1	47.6	48.6	41.5	55.7	45.1	51.1
	5	39.7	30.3	45.7	37.9	40.7	41.3	35.9	47.8	38.6	43.6
	6	32.3	24.7	38.5	31.1	32.8	34.0	29.7	39.1	32.1	34.7
	7	26.2	20.2	32.4	25.4	26.5	28.0	24.4	32.4	26.7	28.6
	8	21.4	16.1	26.9	20.3	21.8	22.6	19.6	26.9	21.7	22.9
	9	15.6	10.4	19.4	15.1	16.0	15.6	12.9	19.4	15.1	16.0
基礎上端	11.0	5.91	14.0	11.1	10.8	11.0	7.65	14.0	11.1	10.8	

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+σ)考慮モデル ③建屋・地盤剛性(-σ)考慮モデル  
 ④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2σ)考慮モデル

表3-6 最大応答変位一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，EW方向）（2/4）

部位	質点番号	最大応答変位 (mm)									
		S <sub>s</sub> -2					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
耐震壁	1	70.5	58.3	69.3	65.3	73.4	70.5	58.3	79.6	65.3	73.4
	2	59.7	50.1	58.4	55.4	62.5	59.7	50.1	67.8	55.4	62.5
	3	53.3	45.2	51.9	49.6	55.9	53.3	45.2	60.8	49.6	55.9
	4	48.6	41.5	47.1	45.1	51.1	48.6	41.5	55.7	45.1	51.1
	5	41.3	35.9	39.9	38.4	43.6	41.3	35.9	47.8	38.6	43.6
	6	32.9	29.7	32.8	31.1	34.2	34.0	29.7	39.1	32.1	34.7
	7	26.2	24.4	26.9	24.9	27.2	28.0	24.4	32.4	26.7	28.6
	8	19.8	19.6	22.3	19.2	20.2	22.6	19.6	26.9	21.7	22.9
	9	12.7	12.9	16.0	12.6	12.7	15.6	12.9	19.4	15.1	16.0
基礎上端	8.67	7.65	11.1	8.79	8.56	11.0	7.65	14.0	11.1	10.8	

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+σ)考慮モデル ③建屋・地盤剛性(-σ)考慮モデル  
 ④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2σ)考慮モデル

表3-6 最大応答変位一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，EW方向）（3/4）

部位	質点番号	最大応答変位 (mm)									
		S <sub>s</sub> -3					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
耐震壁	1	50.6	39.2	58.1	47.0	51.9	70.5	58.3	79.6	65.3	73.4
	2	43.2	33.5	50.7	40.3	44.2	59.7	50.1	67.8	55.4	62.5
	3	38.7	30.1	46.3	36.3	39.6	53.3	45.2	60.8	49.6	55.9
	4	35.5	27.6	43.0	33.4	36.3	48.6	41.5	55.7	45.1	51.1
	5	30.7	23.6	37.8	28.9	31.3	41.3	35.9	47.8	38.6	43.6
	6	25.6	19.2	32.1	24.2	26.1	34.0	29.7	39.1	32.1	34.7
	7	21.4	15.5	27.3	20.2	21.8	28.0	24.4	32.4	26.7	28.6
	8	17.6	12.0	22.8	16.8	17.9	22.6	19.6	26.9	21.7	22.9
	9	12.5	7.33	17.2	12.1	12.6	15.6	12.9	19.4	15.1	16.0
基礎上端	8.72	3.90	14.0	8.67	8.72	11.0	7.65	14.0	11.1	10.8	

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+σ)考慮モデル ③建屋・地盤剛性(-σ)考慮モデル  
 ④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2σ)考慮モデル

表3-6 最大応答変位一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，EW方向）（4/4）

部位	質点番号	最大応答変位 (mm)									
		S <sub>s</sub> -8					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
耐震壁	1	66.4	50.4	79.6	62.5	68.4	70.5	58.3	79.6	65.3	73.4
	2	57.1	43.4	67.8	53.6	58.8	59.7	50.1	67.8	55.4	62.5
	3	51.6	39.3	60.8	48.4	53.1	53.3	45.2	60.8	49.6	55.9
	4	47.4	36.2	55.7	44.5	48.9	48.6	41.5	55.7	45.1	51.1
	5	41.0	31.4	47.8	38.6	42.4	41.3	35.9	47.8	38.6	43.6
	6	34.0	26.0	39.1	32.1	34.7	34.0	29.7	39.1	32.1	34.7
	7	28.0	21.4	31.9	26.7	28.6	28.0	24.4	32.4	26.7	28.6
	8	22.6	17.1	25.3	21.7	22.9	22.6	19.6	26.9	21.7	22.9
	9	15.2	11.0	16.7	14.9	15.3	15.6	12.9	19.4	15.1	16.0
基礎上端	9.50	6.04	10.9	9.59	9.50	11.0	7.65	14.0	11.1	10.8	

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+σ)考慮モデル ③建屋・地盤剛性(-σ)考慮モデル  
 ④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2σ)考慮モデル

表3-7 最大応答せん断力一覧表（基準地震動  $S_s$ ，EW方向）（1/4）

部位	部材番号	最大応答せん断力 ( $\times 10^3 \text{kN}$ )									
		$S_{s-1}$					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
耐震壁	1	70.6	74.8	59.3	61.2	71.5	70.6	74.8	64.5	61.2	71.5
	2	133	143	114	118	130	133	143	128	118	130
	3	403	415	347	386	381	403	415	387	398	395
	4	742	728	645	727	696	754	728	706	769	761
	5	1140	1030	989	1130	1090	1200	1100	1110	1230	1200
	6	1470	1340	1270	1460	1430	1610	1460	1480	1620	1570
	7	1750	1590	1520	1740	1720	1930	1790	1770	1960	1890
	8	2040	2020	1980	1970	1970	2230	2290	2050	2210	2130
	9	2490	2220	2190	2490	2420	2490	2570	2190	2490	2420

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+ $\sigma$ )考慮モデル ③建屋・地盤剛性(- $\sigma$ )考慮モデル  
 ④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2 $\sigma$ )考慮モデル

表3-7 最大応答せん断力一覧表（基準地震動  $S_s$ ，EW方向）（2/4）

部位	部材番号	最大応答せん断力 ( $\times 10^3 \text{kN}$ )									
		$S_{s-2}$					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
耐震壁	1	57.7	59.6	64.5	55.8	62.0	70.6	74.8	64.5	61.2	71.5
	2	118	107	128	118	122	133	143	128	118	130
	3	400	350	387	398	395	403	415	387	398	395
	4	754	677	706	769	761	754	728	706	769	761
	5	1200	1100	1080	1230	1200	1200	1100	1110	1230	1200
	6	1610	1460	1380	1620	1570	1610	1460	1480	1620	1570
	7	1930	1790	1610	1960	1890	1930	1790	1770	1960	1890
	8	2230	2290	2050	2210	2130	2230	2290	2050	2210	2130
	9	2470	2570	2120	2470	2330	2490	2570	2190	2490	2420

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+ $\sigma$ )考慮モデル ③建屋・地盤剛性(- $\sigma$ )考慮モデル  
 ④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2 $\sigma$ )考慮モデル

表3-7 最大応答せん断力一覧表（基準地震動  $S_s$ ，EW方向）（3/4）

部位	部材番号	最大応答せん断力 ( $\times 10^3 \text{kN}$ )									
		$S_s-3$					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
耐震壁	1	48.4	42.1	47.1	44.9	49.9	70.6	74.8	64.5	61.2	71.5
	2	97.6	81.2	94.6	90.1	100	133	143	128	118	130
	3	305	264	290	290	309	403	415	387	398	395
	4	561	493	528	539	568	754	728	706	769	761
	5	866	783	859	836	877	1200	1100	1110	1230	1200
	6	1130	1030	1170	1090	1140	1610	1460	1480	1620	1570
	7	1360	1260	1460	1330	1370	1930	1790	1770	1960	1890
	8	1660	1690	1680	1640	1670	2230	2290	2050	2210	2130
	9	2020	2040	1930	2000	2020	2490	2570	2190	2490	2420

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+ $\sigma$ )考慮モデル ③建屋・地盤剛性(- $\sigma$ )考慮モデル  
 ④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2 $\sigma$ )考慮モデル

表3-7 最大応答せん断力一覧表（基準地震動  $S_s$ ，EW方向）（4/4）

部位	部材番号	最大応答せん断力 ( $\times 10^3 \text{kN}$ )									
		$S_s-8$					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
耐震壁	1	60.0	52.9	51.8	55.1	60.6	70.6	74.8	64.5	61.2	71.5
	2	122	108	108	115	122	133	143	128	118	130
	3	386	342	369	371	378	403	415	387	398	395
	4	720	639	703	697	697	754	728	706	769	761
	5	1130	988	1110	1100	1090	1200	1100	1110	1230	1200
	6	1470	1270	1480	1430	1450	1610	1460	1480	1620	1570
	7	1760	1490	1770	1720	1730	1930	1790	1770	1960	1890
	8	1990	1900	1830	1960	1990	2230	2290	2050	2210	2130
	9	1940	2160	1710	1960	1950	2490	2570	2190	2490	2420

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+ $\sigma$ )考慮モデル ③建屋・地盤剛性(- $\sigma$ )考慮モデル  
 ④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2 $\sigma$ )考慮モデル

表3-8 最大応答曲げモーメント一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，EW方向）（1/4）

部位	部材番号	最大応答曲げモーメント(×10 <sup>5</sup> kN・m)									
		S <sub>s</sub> -1					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
耐震壁	1	4.33	4.80	3.66	3.51	4.59	4.33	4.80	3.66	3.51	4.59
		12.2	13.1	9.03	10.2	12.8	12.2	13.1	9.90	10.2	12.8
	2	16.8	18.3	12.7	14.1	17.5	16.8	18.3	12.8	14.1	17.5
		25.4	27.6	18.3	21.5	25.8	25.4	27.6	21.0	21.5	25.8
	3	59.2	68.8	52.7	53.2	60.8	59.2	68.8	52.7	53.2	60.8
		78.1	90.3	65.3	70.7	79.8	78.1	90.3	65.3	70.7	79.8
	4	118	140	108	109	121	118	140	108	109	121
		165	194	141	154	169	165	194	146	154	169
	5	215	255	198	202	219	215	255	198	202	219
288		336	252	273	293	288	336	265	273	293	
6	336	392	309	322	341	336	392	309	322	341	
	418	477	372	401	423	418	477	391	401	425	
7	463	522	423	446	468	466	522	431	446	475	
	554	608	490	535	559	556	608	524	536	571	
8	606	652	552	590	611	619	652	576	597	630	
	708	760	646	687	709	744	760	696	729	756	
9	760	792	692	745	763	811	792	755	794	818	
	868	873	768	852	865	909	873	850	894	907	

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+σ)考慮モデル ③建屋・地盤剛性(-σ)考慮モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2σ)考慮モデル

表3-8 最大応答曲げモーメント一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，EW方向）（2/4）

部位	部材番号	最大応答曲げモーメント(×10 <sup>5</sup> kN・m)									
		S <sub>s</sub> -2					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
耐震壁	1	3.10	3.29	3.32	3.18	4.17	4.33	4.80	3.66	3.51	4.59
		9.15	10.1	9.90	9.12	10.9	12.2	13.1	9.90	10.2	12.8
	2	12.6	13.8	12.8	12.4	15.3	16.8	18.3	12.8	14.1	17.5
		19.2	20.8	21.0	19.2	22.7	25.4	27.6	21.0	21.5	25.8
	3	49.6	49.2	45.1	44.8	55.4	59.2	68.8	52.7	53.2	60.8
		66.1	62.4	64.6	61.6	71.9	78.1	90.3	65.3	70.7	79.8
	4	103	96.1	95.6	94.8	111	118	140	108	109	121
		150	132	146	139	153	165	194	146	154	169
	5	197	179	185	186	204	215	255	198	202	219
275		241	265	260	281	288	336	265	273	293	
6	329	290	304	312	337	336	392	309	322	341	
	414	362	391	395	425	418	477	391	401	425	
7	466	406	431	445	475	466	522	431	446	475	
	556	485	524	536	571	556	608	524	536	571	
8	619	537	576	597	630	619	652	576	597	630	
	744	681	696	729	756	744	760	696	729	756	
9	811	733	755	794	818	811	792	755	794	818	
	909	867	838	894	907	909	873	850	894	907	

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+σ)考慮モデル ③建屋・地盤剛性(-σ)考慮モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2σ)考慮モデル

表3-8 最大応答曲げモーメント一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，EW方向）（3/4）

部位	部材番号	最大応答曲げモーメント(×10 <sup>5</sup> kN・m)									
		S <sub>s</sub> -3					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
耐震壁	1	2.47	2.65	2.48	2.47	2.52	4.33	4.80	3.66	3.51	4.59
		7.71	7.18	7.70	7.44	7.97	12.2	13.1	9.90	10.2	12.8
	2	10.6	10.1	10.7	10.2	10.8	16.8	18.3	12.8	14.1	17.5
		16.5	14.9	16.6	16.0	17.0	25.4	27.6	21.0	21.5	25.8
	3	40.5	39.3	41.1	39.0	41.3	59.2	68.8	52.7	53.2	60.8
		55.4	51.2	55.3	52.8	56.3	78.1	90.3	65.3	70.7	79.8
	4	84.8	80.9	85.3	80.5	86.1	118	140	108	109	121
		124	112	122	118	126	165	194	146	154	169
	5	163	151	162	156	164	215	255	198	202	219
224		203	220	216	227	288	336	265	273	293	
6	264	243	260	255	266	336	392	309	322	341	
	330	300	325	320	333	418	477	391	401	425	
7	367	336	359	356	370	466	522	431	446	475	
	436	397	433	424	439	556	608	524	536	571	
8	479	440	468	467	483	619	652	576	597	630	
	578	534	563	564	584	744	760	696	729	756	
9	617	578	599	606	620	811	792	755	794	818	
	706	677	669	692	711	909	873	850	894	907	

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+σ)考慮モデル ③建屋・地盤剛性(-σ)考慮モデル  
 ④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2σ)考慮モデル

表3-8 最大応答曲げモーメント一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，EW方向）（4/4）

部位	部材番号	最大応答曲げモーメント(×10 <sup>5</sup> kN・m)									
		S <sub>s</sub> -8					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
耐震壁	1	2.30	1.88	2.52	2.11	2.34	4.33	4.80	3.66	3.51	4.59
		8.74	7.57	8.06	8.17	9.01	12.2	13.1	9.90	10.2	12.8
	2	10.9	9.39	10.4	10.3	11.3	16.8	18.3	12.8	14.1	17.5
		18.7	16.3	16.9	17.7	19.2	25.4	27.6	21.0	21.5	25.8
	3	36.1	31.8	40.5	35.2	37.9	59.2	68.8	52.7	53.2	60.8
		56.0	49.4	52.2	54.3	57.5	78.1	90.3	65.3	70.7	79.8
	4	77.0	68.3	83.4	75.3	79.9	118	140	108	109	121
		130	116	122	127	132	165	194	146	154	169
	5	156	138	155	152	159	215	255	198	202	219
245		217	232	239	244	288	336	265	273	293	
6	267	236	266	261	269	336	392	309	322	341	
	368	325	356	359	369	418	477	391	401	425	
7	385	342	387	376	389	466	522	431	446	475	
	495	437	489	484	497	556	608	524	536	571	
8	514	460	527	504	516	619	652	576	597	630	
	677	622	685	664	677	744	760	696	729	756	
9	704	647	726	693	708	811	792	755	794	818	
	846	796	850	836	853	909	873	850	894	907	

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+σ)考慮モデル ③建屋・地盤剛性(-σ)考慮モデル  
 ④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2σ)考慮モデル

表3-9 最大応答加速度一覧表（基準地震動  $S_s$ ，鉛直方向）（1/4）

部位	質点番号	最大応答加速度 ( $m/s^2$ )									
		$S_s-1$					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
屋根トラス部	12	26.8	27.5	25.5	23.2	28.6	26.8	27.5	25.5	23.2	28.6
	13	49.5	51.7	46.4	45.1	50.2	49.5	51.7	46.4	45.1	50.2
	14	63.3	65.1	59.4	57.6	62.8	63.3	65.1	59.4	57.6	62.8
耐震壁	1	9.90	10.5	9.52	9.26	10.4	9.90	10.5	9.52	9.26	10.4
	2	9.35	9.91	9.26	8.83	9.68	9.35	9.91	9.26	8.83	9.68
	3	9.15	9.45	9.05	8.54	9.33	9.15	9.45	9.05	8.54	9.33
	4	9.02	9.20	8.92	8.45	9.16	9.02	9.20	8.92	8.45	9.16
	5	8.64	8.53	8.66	8.21	8.72	8.64	8.53	8.66	8.21	8.72
	6	8.16	7.99	8.33	7.91	8.26	8.16	7.99	8.33	7.91	8.26
	7	7.95	7.52	8.15	7.75	8.00	7.95	7.52	8.15	7.75	8.00
	8	7.74	7.24	8.11	7.64	7.74	7.74	7.24	8.11	7.64	7.74
	9	7.57	7.22	8.28	7.48	7.60	7.57	7.22	8.28	7.48	7.60
基礎上端	7.67	7.15	8.37	7.46	7.72	7.67	7.15	8.37	7.46	7.72	

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+ $\sigma$ )考慮モデル ③建屋・地盤剛性(- $\sigma$ )考慮モデル  
 ④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2 $\sigma$ )考慮モデル

表3-9 最大応答加速度一覧表（基準地震動  $S_s$ ，鉛直方向）（2/4）

部位	質点番号	最大応答加速度 ( $m/s^2$ )									
		$S_s-2$					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
屋根トラス部	12	16.7	16.8	16.7	17.0	16.3	26.8	27.5	25.5	23.2	28.6
	13	27.8	28.3	27.5	29.8	25.2	49.5	51.7	46.4	45.1	50.2
	14	36.0	37.5	33.2	37.7	33.3	63.3	65.1	59.4	57.6	62.8
耐震壁	1	6.08	6.01	5.98	5.65	6.21	9.90	10.5	9.52	9.26	10.4
	2	5.81	5.74	5.72	5.50	6.02	9.35	9.91	9.26	8.83	9.68
	3	5.72	5.68	5.52	5.40	5.92	9.15	9.45	9.05	8.54	9.33
	4	5.67	5.62	5.41	5.37	5.86	9.02	9.20	8.92	8.45	9.16
	5	5.55	5.44	5.25	5.28	5.70	8.64	8.53	8.66	8.21	8.72
	6	5.37	5.24	5.09	5.17	5.48	8.16	7.99	8.33	7.91	8.26
	7	5.21	5.08	4.94	5.05	5.27	7.95	7.52	8.15	7.75	8.00
	8	5.05	4.91	4.78	4.93	5.07	7.74	7.24	8.11	7.64	7.74
	9	4.77	4.64	4.57	4.73	4.74	7.57	7.22	8.28	7.48	7.60
基礎上端	4.51	4.38	4.38	4.54	4.43	7.67	7.15	8.37	7.46	7.72	

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+ $\sigma$ )考慮モデル ③建屋・地盤剛性(- $\sigma$ )考慮モデル  
 ④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2 $\sigma$ )考慮モデル

表3-9 最大応答加速度一覧表（基準地震動  $S_s$ ，鉛直方向）（3/4）

部位	質点番号	最大応答加速度 ( $m/s^2$ )									
		$S_s-3$					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
屋根トラス部	12	15.9	16.2	14.9	15.5	15.6	26.8	27.5	25.5	23.2	28.6
	13	27.2	28.3	26.2	27.2	28.1	49.5	51.7	46.4	45.1	50.2
	14	33.7	34.8	32.7	33.4	35.0	63.3	65.1	59.4	57.6	62.8
耐震壁	1	7.59	7.05	7.94	6.96	7.51	9.90	10.5	9.52	9.26	10.4
	2	6.83	6.23	7.26	6.36	6.86	9.35	9.91	9.26	8.83	9.68
	3	6.34	5.79	6.82	5.95	6.43	9.15	9.45	9.05	8.54	9.33
	4	6.12	5.72	6.61	5.94	6.21	9.02	9.20	8.92	8.45	9.16
	5	5.93	5.57	6.45	5.95	5.95	8.64	8.53	8.66	8.21	8.72
	6	5.88	5.47	6.35	5.90	5.90	8.16	7.99	8.33	7.91	8.26
	7	5.83	5.47	6.28	5.85	5.86	7.95	7.52	8.15	7.75	8.00
	8	5.82	5.48	6.22	5.82	5.87	7.74	7.24	8.11	7.64	7.74
	9	5.81	5.49	6.12	5.76	5.87	7.57	7.22	8.28	7.48	7.60
基礎上端	5.84	5.46	6.06	5.75	5.90	7.67	7.15	8.37	7.46	7.72	

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+ $\sigma$ )考慮モデル ③建屋・地盤剛性(- $\sigma$ )考慮モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2 $\sigma$ )考慮モデル

表3-9 最大応答加速度一覧表（基準地震動  $S_s$ ，鉛直方向）（4/4）

部位	質点番号	最大応答加速度 ( $m/s^2$ )									
		$S_s-8$					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
屋根トラス部	12	6.48	6.31	7.14	5.66	6.97	26.8	27.5	25.5	23.2	28.6
	13	9.58	9.73	10.7	9.13	10.3	49.5	51.7	46.4	45.1	50.2
	14	13.0	12.9	12.9	11.5	13.1	63.3	65.1	59.4	57.6	62.8
耐震壁	1	4.50	4.43	4.39	3.90	4.59	9.90	10.5	9.52	9.26	10.4
	2	3.98	3.92	3.90	3.47	4.05	9.35	9.91	9.26	8.83	9.68
	3	3.59	3.54	3.53	3.17	3.64	9.15	9.45	9.05	8.54	9.33
	4	3.40	3.35	3.34	3.04	3.43	9.02	9.20	8.92	8.45	9.16
	5	2.89	2.86	2.96	2.69	2.91	8.64	8.53	8.66	8.21	8.72
	6	2.45	2.48	2.61	2.26	2.49	8.16	7.99	8.33	7.91	8.26
	7	2.29	2.28	2.54	2.22	2.31	7.95	7.52	8.15	7.75	8.00
	8	2.28	2.15	2.47	2.22	2.28	7.74	7.24	8.11	7.64	7.74
	9	2.30	2.31	2.43	2.22	2.33	7.57	7.22	8.28	7.48	7.60
基礎上端	2.40	2.39	2.41	2.21	2.40	7.67	7.15	8.37	7.46	7.72	

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+ $\sigma$ )考慮モデル ③建屋・地盤剛性(- $\sigma$ )考慮モデル  
④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2 $\sigma$ )考慮モデル

表3-10 最大応答変位一覧表（基準地震動  $S_s$ ，鉛直方向）（1/4）

部位	質点番号	最大応答変位 (mm)									
		$S_s-1$					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
屋根トラス部	12	52.5	52.7	53.5	47.4	55.6	52.5	52.7	53.5	47.4	55.6
	13	100	102	101	89.4	105	100	102	101	89.4	105
	14	121	124	124	111	128	121	124	124	111	128
耐震壁	1	14.2	11.8	17.2	13.8	14.4	14.2	11.8	17.2	13.8	14.4
	2	14.1	11.6	17.0	13.6	14.3	14.1	11.6	17.0	13.6	14.3
	3	14.0	11.5	16.9	13.6	14.1	14.0	11.5	16.9	13.6	14.1
	4	13.9	11.5	16.9	13.5	14.1	13.9	11.5	16.9	13.5	14.1
	5	13.8	11.4	16.7	13.4	13.9	13.8	11.4	16.7	13.4	13.9
	6	13.6	11.2	16.5	13.3	13.7	13.6	11.2	16.5	13.3	13.7
	7	13.4	11.0	16.4	13.1	13.5	13.4	11.0	16.4	13.1	13.5
	8	13.2	10.8	16.2	13.0	13.2	13.2	10.8	16.2	13.0	13.2
基礎上端	12.6	10.3	15.6	12.5	12.7	12.6	10.3	15.6	12.5	12.7	

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+ $\sigma$ )考慮モデル ③建屋・地盤剛性(- $\sigma$ )考慮モデル  
 ④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2 $\sigma$ )考慮モデル

表3-10 最大応答変位一覧表（基準地震動  $S_s$ ，鉛直方向）（2/4）

部位	質点番号	最大応答変位 (mm)									
		$S_s-2$					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
屋根トラス部	12	30.5	30.5	31.6	31.9	29.8	52.5	52.7	53.5	47.4	55.6
	13	58.0	58.8	59.1	60.1	55.9	100	102	101	89.4	105
	14	70.9	72.3	71.5	73.3	67.9	121	124	124	111	128
耐震壁	1	7.56	5.93	9.77	7.36	7.61	14.2	11.8	17.2	13.8	14.4
	2	7.44	5.82	9.64	7.26	7.50	14.1	11.6	17.0	13.6	14.3
	3	7.38	5.76	9.57	7.21	7.43	14.0	11.5	16.9	13.6	14.1
	4	7.35	5.74	9.53	7.19	7.40	13.9	11.5	16.9	13.5	14.1
	5	7.27	5.66	9.43	7.12	7.32	13.8	11.4	16.7	13.4	13.9
	6	7.16	5.57	9.30	7.04	7.21	13.6	11.2	16.5	13.3	13.7
	7	7.06	5.48	9.18	6.96	7.10	13.4	11.0	16.4	13.1	13.5
	8	6.96	5.39	9.05	6.88	7.00	13.2	10.8	16.2	13.0	13.2
基礎上端	6.81	5.25	8.87	6.76	6.84	12.9	10.5	15.9	12.7	12.9	

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+ $\sigma$ )考慮モデル ③建屋・地盤剛性(- $\sigma$ )考慮モデル  
 ④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2 $\sigma$ )考慮モデル

表3-10 最大応答変位一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，鉛直方向）（3/4）

部位	質点番号	最大応答変位 (mm)									
		S <sub>s</sub> -3					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
屋根トラス部	12	32.9	31.8	34.1	31.7	33.2	52.5	52.7	53.5	47.4	55.6
	13	58.4	58.1	57.5	55.6	59.7	100	102	101	89.4	105
	14	71.5	71.5	70.0	68.4	73.2	121	124	124	111	128
耐震壁	1	13.5	10.7	16.8	13.2	13.7	14.2	11.8	17.2	13.8	14.4
	2	13.4	10.6	16.6	13.1	13.5	14.1	11.6	17.0	13.6	14.3
	3	13.3	10.5	16.5	13.0	13.4	14.0	11.5	16.9	13.6	14.1
	4	13.3	10.5	16.5	13.0	13.4	13.9	11.5	16.9	13.5	14.1
	5	13.1	10.4	16.4	12.9	13.3	13.8	11.4	16.7	13.4	13.9
	6	13.0	10.2	16.2	12.7	13.1	13.6	11.2	16.5	13.3	13.7
	7	12.8	10.1	16.0	12.6	12.9	13.4	11.0	16.4	13.1	13.5
	8	12.6	9.94	15.8	12.5	12.7	13.2	10.8	16.2	13.0	13.2
基礎上端	12.2	9.51	15.3	12.1	12.2	12.6	10.3	15.6	12.5	12.7	

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+σ)考慮モデル ③建屋・地盤剛性(-σ)考慮モデル  
 ④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2σ)考慮モデル

表3-10 最大応答変位一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，鉛直方向）（4/4）

部位	質点番号	最大応答変位 (mm)									
		S <sub>s</sub> -8					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
屋根トラス部	12	13.4	12.4	15.2	11.5	14.1	52.5	52.7	53.5	47.4	55.6
	13	23.8	22.7	26.4	20.5	25.1	100	102	101	89.4	105
	14	28.7	27.7	31.3	24.9	30.1	121	124	124	111	128
耐震壁	1	3.83	3.15	4.68	3.71	3.89	14.2	11.8	17.2	13.8	14.4
	2	3.78	3.10	4.62	3.67	3.83	14.1	11.6	17.0	13.6	14.3
	3	3.74	3.07	4.59	3.64	3.80	14.0	11.5	16.9	13.6	14.1
	4	3.73	3.06	4.57	3.63	3.78	13.9	11.5	16.9	13.5	14.1
	5	3.68	3.02	4.53	3.59	3.74	13.8	11.4	16.7	13.4	13.9
	6	3.62	2.97	4.47	3.55	3.67	13.6	11.2	16.5	13.3	13.7
	7	3.57	2.93	4.41	3.50	3.62	13.4	11.0	16.4	13.1	13.5
	8	3.51	2.88	4.35	3.46	3.56	13.2	10.8	16.2	13.0	13.2
基礎上端	3.43	2.80	4.27	3.39	3.46	12.9	10.5	15.9	12.7	12.9	

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+σ)考慮モデル ③建屋・地盤剛性(-σ)考慮モデル  
 ④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2σ)考慮モデル



表3-11 最大応答軸力一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，鉛直方向）（3/4）

部位	部材番号	最大応答軸力(×10 <sup>3</sup> kN)									
		S <sub>s</sub> -3					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
耐震壁	1	32.8	31.5	33.4	32.9	33.0	48.9	48.0	49.1	46.7	50.8
	2	68.1	63.7	70.9	66.2	67.3	91.8	90.4	95.0	86.9	94.3
	3	230	209	245	219	231	318	325	317	303	325
	4	444	400	475	423	447	634	641	631	599	646
	5	697	650	750	685	702	1030	1030	1020	969	1040
	6	970	910	1050	970	970	1420	1410	1430	1350	1430
	7	1240	1150	1340	1240	1240	1780	1760	1800	1710	1800
	8	1560	1430	1690	1570	1570	2200	2160	2240	2130	2220
	9	1940	1790	2080	1940	1950	2670	2570	2720	2590	2700

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+σ)考慮モデル ③建屋・地盤剛性(-σ)考慮モデル  
 ④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2σ)考慮モデル

表3-11 最大応答軸力一覧表（基準地震動 S<sub>s</sub>，鉛直方向）（4/4）

部位	部材番号	最大応答軸力(×10 <sup>3</sup> kN)									
		S <sub>s</sub> -8					最大値				
		①	②	③	④	⑤	①	②	③	④	⑤
耐震壁	1	14.6	14.2	14.1	13.6	14.4	48.9	48.0	49.1	46.7	50.8
	2	35.0	34.1	33.8	31.7	35.1	91.8	90.4	95.0	86.9	94.3
	3	126	122	122	113	127	318	325	317	303	325
	4	243	237	237	220	245	634	641	631	599	646
	5	372	362	371	342	373	1030	1030	1020	969	1040
	6	481	480	495	451	489	1420	1410	1430	1350	1430
	7	568	579	598	539	587	1780	1760	1800	1710	1800
	8	672	681	704	629	688	2200	2160	2240	2130	2220
	9	768	774	849	727	778	2670	2570	2720	2590	2700

注：①工認モデル ②建屋・地盤剛性(+σ)考慮モデル ③建屋・地盤剛性(-σ)考慮モデル  
 ④建屋剛性(コア強度平均)考慮モデル ⑤建屋剛性(-2σ)考慮モデル

### 別紙3-3 埋戻土の地盤剛性の不確かさの設定について

## 目 次

1. 概要	別紙3-3-1
2. 設定方法	別紙3-3-1

1. 概要

本資料では、V-2-2-15「緊急時対策所の地震応答解析」において考慮している、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき設定した埋戻土の地盤剛性の不確かさについて説明する。

2. 設定方法

埋戻土の初期せん断弾性係数 $G_0$ は、有効拘束圧 $\sigma_m'$ の依存式（平均及び $\pm 1\sigma$ ）として、表2-1のとおり設定している。

表2-1 埋戻土の初期せん断弾性係数 $G_0$ （平均及び $\pm 1\sigma$ ）の設定方法

地層名		密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	基準平均 有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$G_0$ の $\sigma_m'$ に対する依存式 $G_0 = G_{ma} \times (\sigma_m' / \sigma_{ma}')^m$			
				係数 $G_{ma}$ (平均)	係数 $G_{ma}$ (平均+1 $\sigma$ )	係数 $G_{ma}$ (平均-1 $\sigma$ )	係数 $m$
埋戻土	不飽和	1.79	98	104000	160000	67500	0.43

表2-1に基づき算定した、埋戻土の初期せん断弾性係数 $G_0$ （平均及び $\pm 1\sigma$ ）を表2-2に示す。表2-2より埋戻土の地盤剛性の不確かさとして平均値に対して+54%、-35%と設定した。

表2-2 埋戻土の初期せん断弾性係数 $G_0$ （平均及び $\pm 1\sigma$ ）

標高 T. M. S. L. (m)	地層名	初期せん断弾性係数 $G_0$ ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )		
		平均	平均+1 $\sigma$	平均-1 $\sigma$
+12.0	埋戻土	0.592	0.910 (54%)	0.384 (35%)
+8.0		0.949	1.46 (54%)	0.616 (35%)
+4.0		1.18	1.82 (54%)	0.767 (35%)

注：( )内の数値は平均に対する変動係数