

リサイクル燃料備蓄センター  
設計及び工事の計画の変更認可申請書  
(補足説明資料)

使用済燃料貯蔵建屋の耐震性

令和 4 年 7 月

リサイクル燃料貯蔵株式会社

## 目次

1. 添付記載事項と補足説明資料の関係	1
2. 基準地震動の見直しについて	4
3. 地盤の地震応答解析について	11
3.1 地盤の地震応答解析に用いる解析条件について	11
3.1.1 地盤の地震応答解析の概要	11
3.1.2 地盤の地震応答解析の解析条件	13
3.2 地盤の剛性及び減衰について	16
4. 基準地震動見直しに伴う応力及びひずみの変化について	23
5. 水平2方向入力検討について	25
5.1 水平2方向入力検討に用いる三次元モデルについて	25
5.2 水平2方向入力における加速度と応力の比較について	28
5.3 水平2方向入力の影響検討結果について	29
6. 液状化の検討について	30
6.1 使用済燃料貯蔵建屋設置位置付近の地質・地質構造について	30
6.2 砂子又層の繰返しせん断応力比Rの算出に用いる供試体の妥当性について	35
7. 遮蔽扉の検討について	40
7.1 遮蔽扉 SSD-1	42
7.2 遮蔽扉 SSD-2	62
7.3 遮蔽扉 SSD-4	65
8. 基礎スラブの検討について	87
8.1 基礎スラブの既設工認と今回申請の応力比較	87
8.2 基礎スラブ要素軸力の方向の違いについて	88
9. 杭の検討について	90
9.1 杭軸力の内訳について（既設工認と今回申請の比較）	90
9.2 杭の許容支持力，引抜き抵抗力の設定根拠について	91
9.2.1 杭の許容限界	92
9.2.1.1 杭の許容鉛直支持力及び終局鉛直支持力	92
9.2.1.2 杭の許容引抜き抵抗力及び終局引抜き抵抗力	93
9.2.2 杭の鉛直支持力と引抜き抵抗力の評価法	93
9.2.2.1 鉛直支持力	93
9.2.2.2 引抜き抵抗力	93
9.2.3 鉛直支持力と引抜き抵抗力の評価結果	94
9.2.3.1 鉛直支持力	94
9.2.3.2 引抜き抵抗力	95
9.2.4 杭の許容支持力，引抜き抵抗力のまとめ	96
9.3 杭周地盤ばねの評価方法	97

9.3.1	群杭係数法による群杭ばねの評価について	97
9.3.2	群杭係数法の概要	97
9.3.2.1	群杭基礎のモデル化	97
9.3.2.2	群杭係数法による群杭ばねの評価	97
9.3.3	群杭係数法ばねと薄層法ばねの比較	100
9.3.3.1	薄層法ばねの概要	100
9.3.3.2	群杭係数法ばねと薄層法ばねの比較	100
9.3.3.3	動的解析による建屋応答の比較	101
9.3.3.4	群杭係数法ばねと薄層法ばねの比較のまとめ	101
9.4	杭周地盤ばねの評価に用いる地盤定数について	116
9.4.1	杭周地盤ばねの評価に用いる地盤定数について	116
9.4.2	地盤の剛性低下率について	116
9.4.3	杭周地盤ばねの算定結果について	116
9.4.4	地盤の等価線形解析における既設工認と今回工認の比較	119
9.5	既設工認と今回申請の杭周地盤ばねの比較	125
9.6	杭応力算定に用いる杭周地盤ばねの求め方について	126
9.7	杭応力算定における入力変位の考え方について	129
10	添付資料	133

## 1. 添付記載事項と補足説明資料の関係

「添付 5-2-1 使用済燃料貯蔵建屋の耐震性に関する計算書」では、建屋の耐震性の説明のため、以下の4つの内容を記載している。図書と下記内容との関係を図1に整理している。

- I. 設計条件の設定、荷重の設定及び荷重組み合わせ
- II. 建屋強度確認（静的地震力・保有水平耐力）
- III. 基準地震動  $S_s$  に対する機能保持検討
- IV. 水平2方向及び鉛直方向地震力の組み合わせ

貯蔵建屋については、既設工認に基づき建設され竣工しており、その後の補強・改造がないため、上記のうちI及びIIに係る事項については、既設工認からの変更が生じない（図中網掛け部に対応）。

一方、基準地震動  $S_s$  については、事業許可申請書の補正により見直しがなされている。この見直し前後の比較については、「2. 基準地震動の見直しについて」において後述する。

基準地震動  $S_s$  の変更に伴い変更が生じる部分の図書と下記内容との関係を図2に整理している。

また、基準地震動  $S_s$  が見直されて入力動が増加したことにより、地震動レベルが変化しており、これに応じて地盤のひずみが増加することを踏まえて、対応する地盤物性が変化に対応して減衰定数の見直しがなされている。詳細は、「3. 地盤の地震応答解析について」において後述する。（図中②に対応）

上記の基準地震動の見直し及び地盤モデルの見直しに伴い、地震応答解析結果及び検討用地震力が変更となっている。その比較を「4. 基準地震動見直しに伴う応力及びひずみの変化について」において後述する。

さらに、既認可の設工認から、「審査ガイド」の要求に従い、水平2方向入力及び鉛直入力を考慮した荷重組み合わせの影響評価を追加している。検討にあたっては、3次元モデルによる評価を実施しており、その詳細を「5. 水平2方向入力検討に用いる3次元モデルについて」に記載している。

上記の水平2方向入力及び鉛直入力を考慮した、基礎スラブ及び杭の検討結果を踏まえて補正係数の考え方の詳細及び結果を合わせて示している。

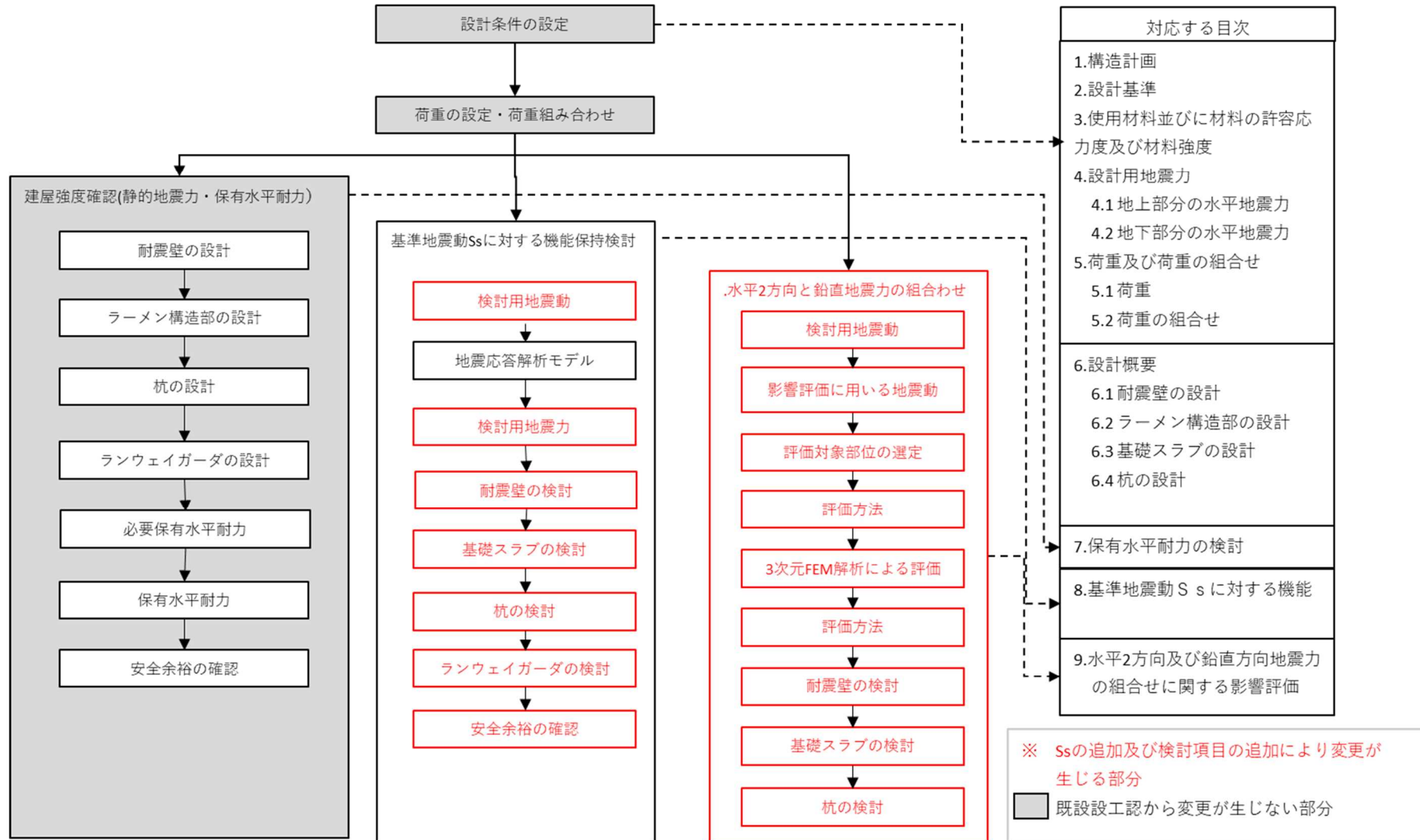


図 1(1) 設工認図書添付記載事項の分類と補足説明資料の関係 (1)

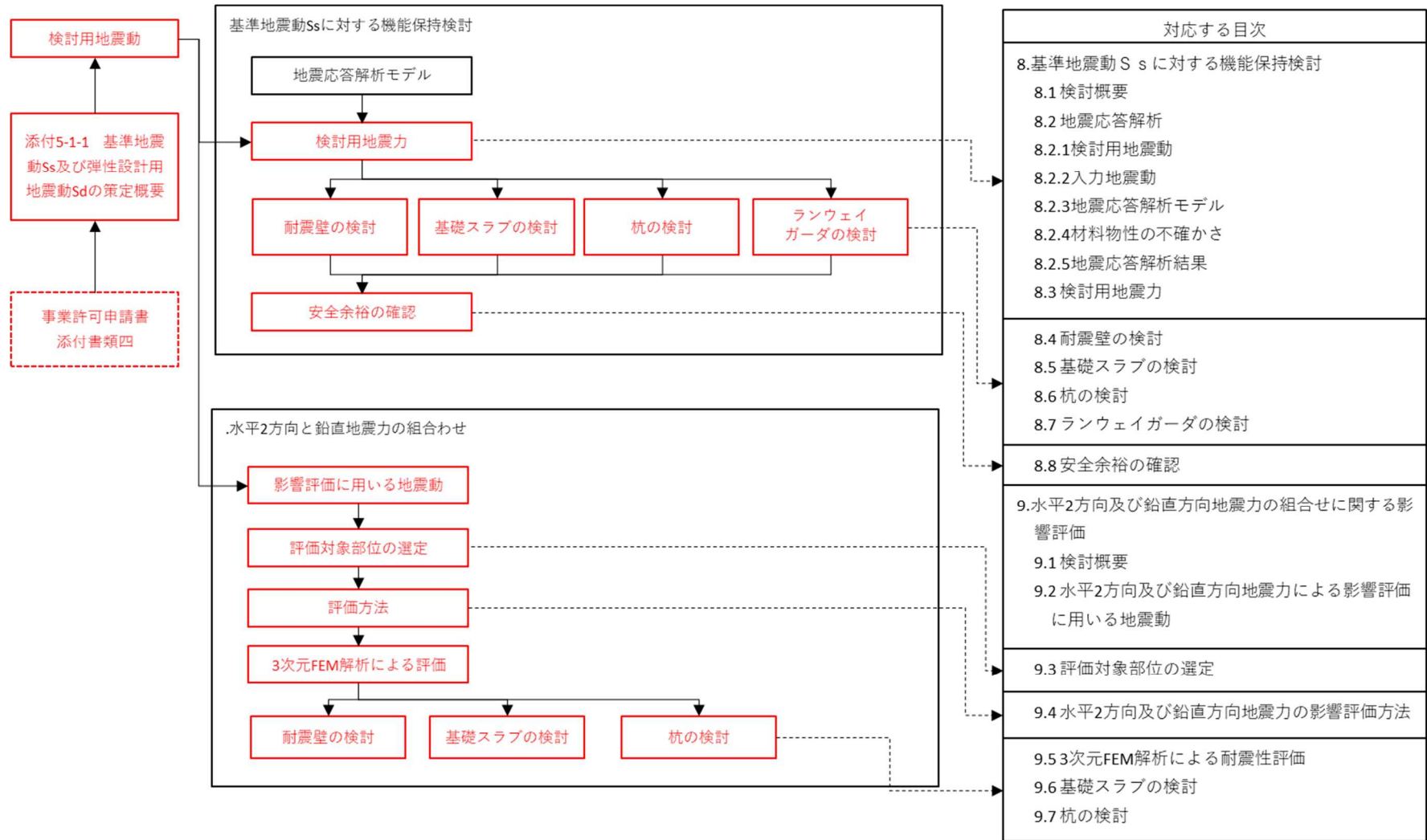


図 1(2) 設工認図書添付記載事項の分類と補足説明資料の関係 (2)

## 2. 基準地震動の見直しについて

既設工認での基準地震動は、Ss-1, Ss-2 の 2 波（最大 450gal）であったが、事業変更許可での審議を経て、基準地震動は Ss-A, Ss-B1～Ss-B4 の 5 波（最大 620gal）に見直された。これらの加速度時刻歴波形の比較を表 2 に、加速度応答スペクトルの比較を図 2 に示す。

なお、基準地震動策定の考え方については、「添付 5-1-1 基準地震動の策定について」に記載している。

表 2(1) 基準地震動の比較

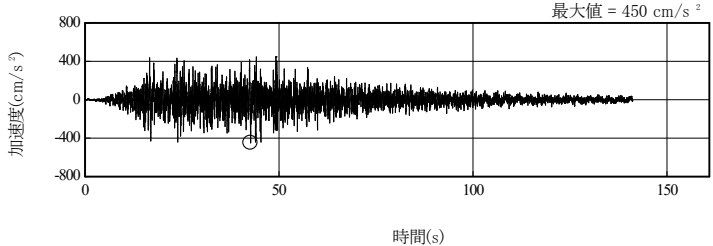
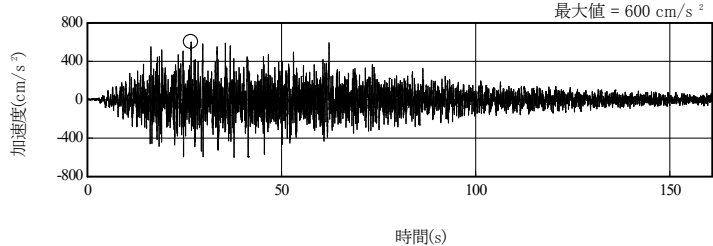
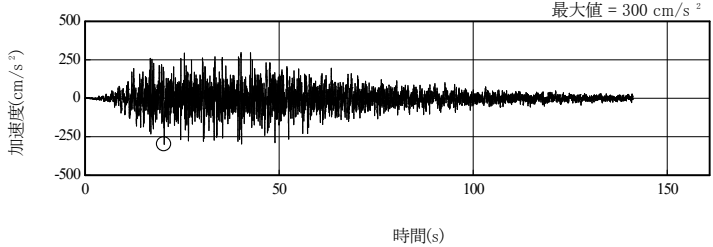
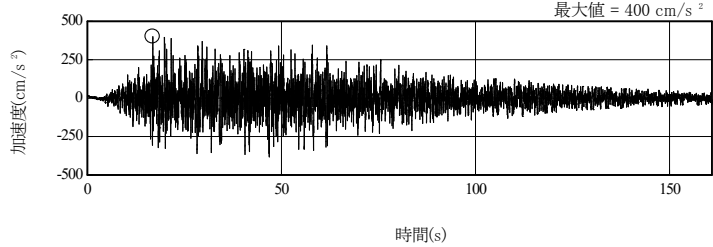
基準地震動（既設工認）	基準地震動（今回申請）
<p>Ss-1<sub>H</sub>（水平方向）</p>  <p>加速度(cm/s<sup>2</sup>)</p> <p>時間(s)</p> <p>最大値 = 450 cm/s<sup>2</sup></p>	<p>Ss-AH（水平方向）</p>  <p>加速度(cm/s<sup>2</sup>)</p> <p>時間(s)</p> <p>最大値 = 600 cm/s<sup>2</sup></p>
<p>Ss-1<sub>V</sub>（鉛直方向）</p>  <p>加速度(cm/s<sup>2</sup>)</p> <p>時間(s)</p> <p>最大値 = 300 cm/s<sup>2</sup></p>	<p>Ss-AV（鉛直方向）</p>  <p>加速度(cm/s<sup>2</sup>)</p> <p>時間(s)</p> <p>最大値 = 400 cm/s<sup>2</sup></p>



表 2(2) 基準地震動の比較

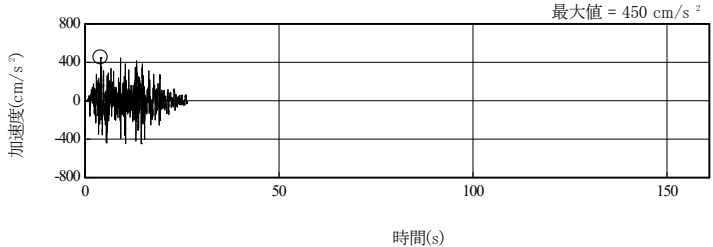
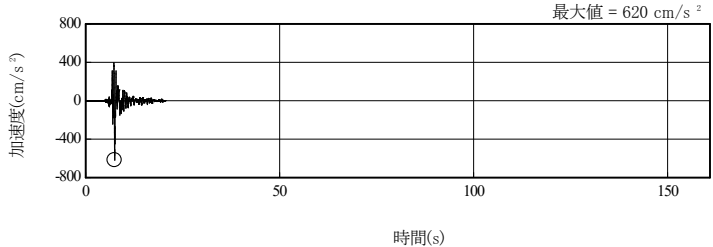
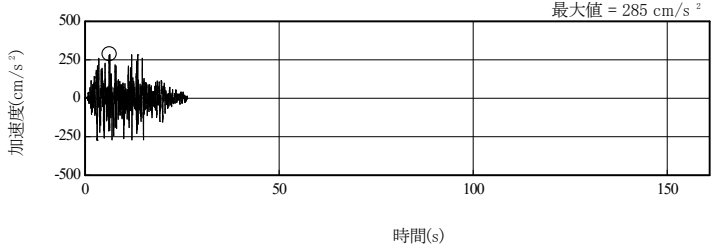
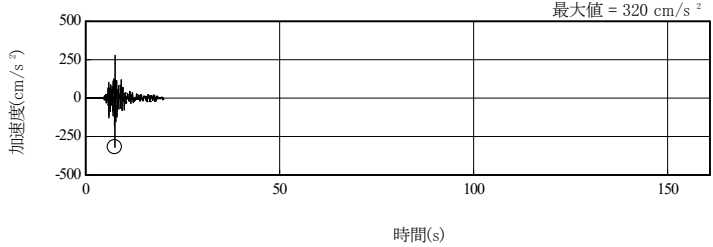
基準地震動（既設工認）	基準地震動（今回申請）
<p>Ss-2<sub>H</sub>（水平方向）</p>  <p>加速度(cm/s<sup>2</sup>)</p> <p>時間(s)</p> <p>最大値 = 450 cm/s<sup>2</sup></p>	<p>Ss-B1H（水平方向）</p>  <p>加速度(cm/s<sup>2</sup>)</p> <p>時間(s)</p> <p>最大値 = 620 cm/s<sup>2</sup></p>
<p>Ss-2<sub>V</sub>（鉛直方向）</p>  <p>加速度(cm/s<sup>2</sup>)</p> <p>時間(s)</p> <p>最大値 = 285 cm/s<sup>2</sup></p>	<p>Ss-B1V（鉛直方向）</p>  <p>加速度(cm/s<sup>2</sup>)</p> <p>時間(s)</p> <p>最大値 = 320 cm/s<sup>2</sup></p>

表 2(3) 基準地震動の比較

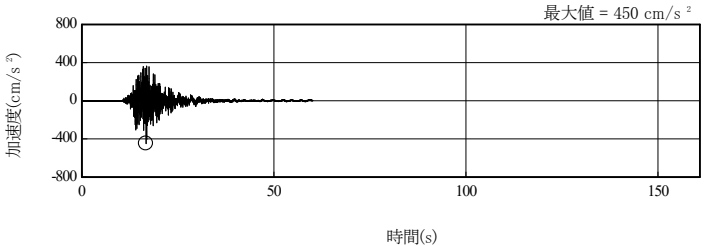
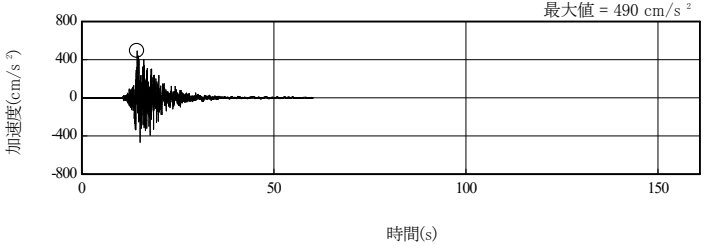
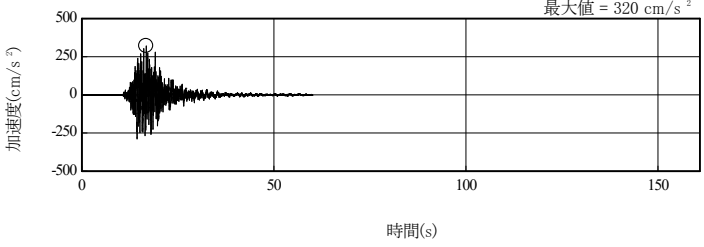
基準地震動（既設工認）	基準地震動（今回申請）
	<p>Ss-B2H1（水平方向）</p>  <p>Ss-B2H2（水平方向）</p>  <p>Ss-B2V（鉛直方向）</p> 

表 2(4) 基準地震動の比較

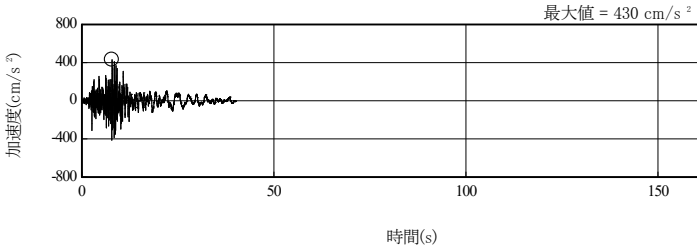
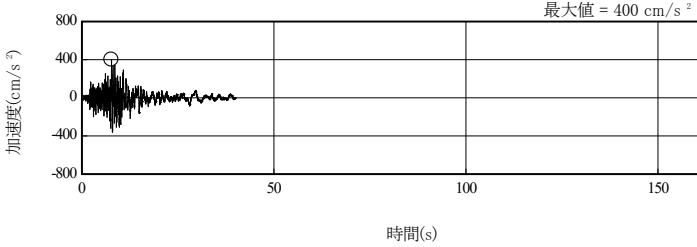
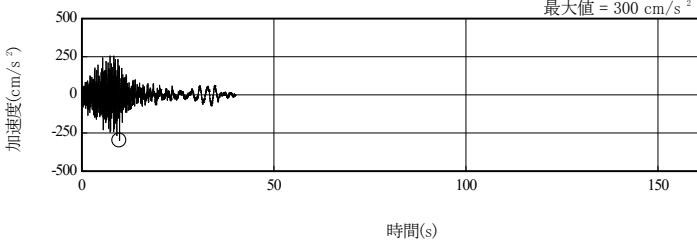
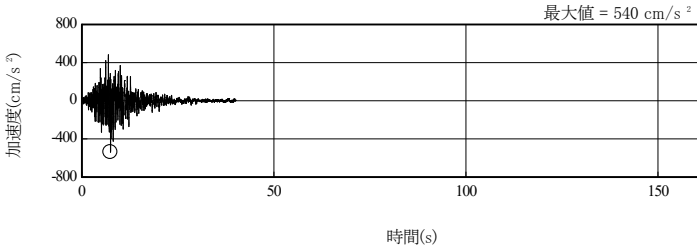
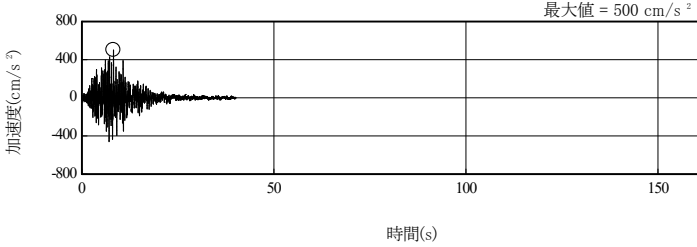
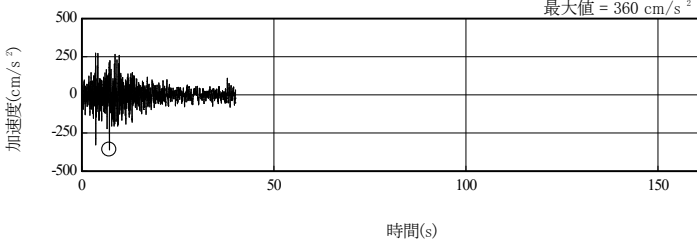
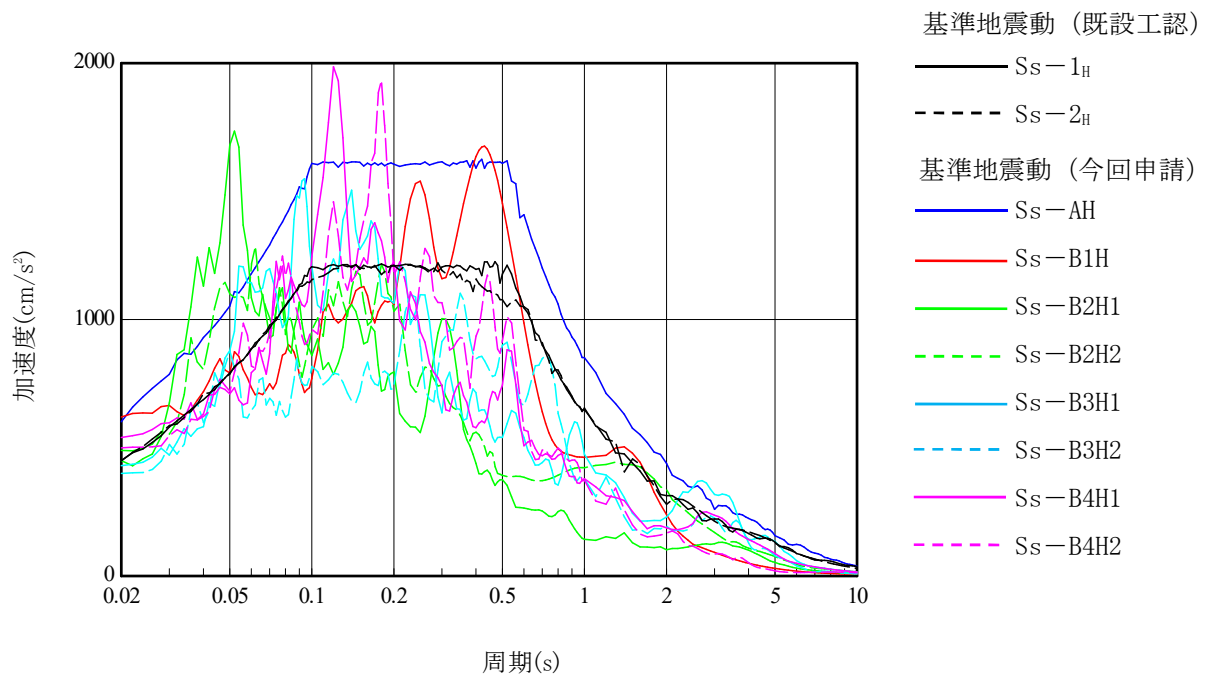
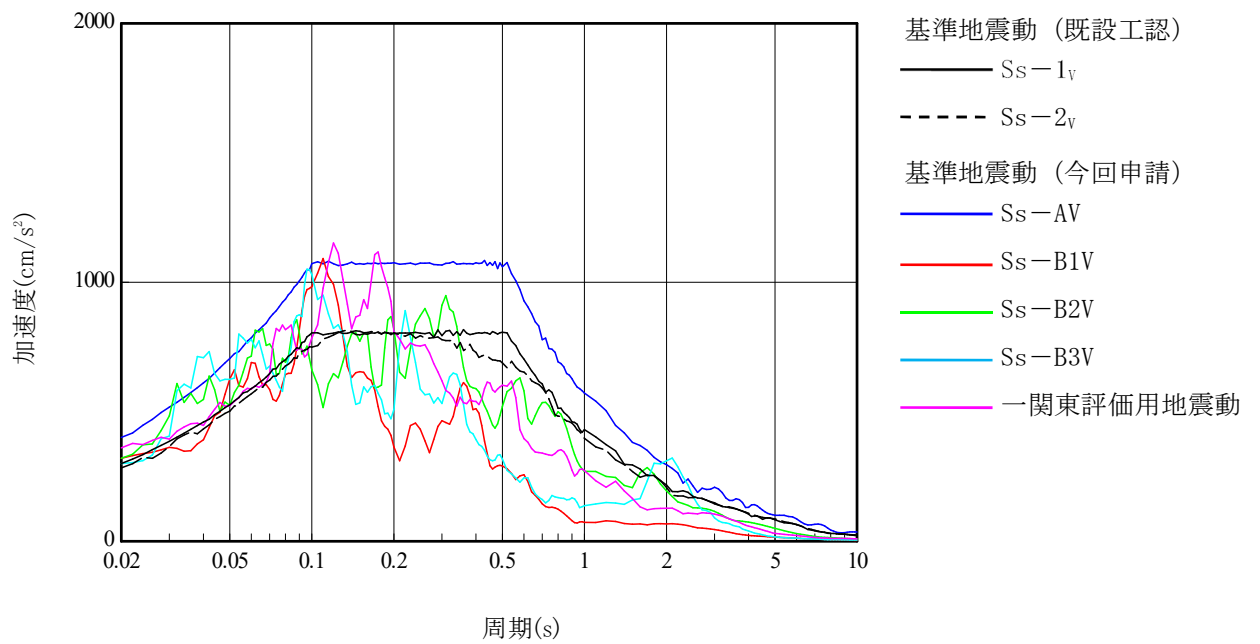
基準地震動（既設工認）	基準地震動（今回申請）
	<p>Ss-B3H1（水平方向）</p>  <p>Ss-B3H2（水平方向）</p>  <p>Ss-B3V（鉛直方向）</p> 

表 2(5) 基準地震動の比較

基準地震動（既設工認）	基準地震動（今回申請）
	<p>Ss-B4H1（水平方向）</p>  <p>加速度(cm/s<sup>2</sup>)</p> <p>時間(s)</p> <p>最大値 = 540 cm/s<sup>2</sup></p> <p>Ss-B4H2（水平方向）</p>  <p>加速度(cm/s<sup>2</sup>)</p> <p>時間(s)</p> <p>最大値 = 500 cm/s<sup>2</sup></p> <p>一関東評価用地震動（鉛直方向）</p>  <p>加速度(cm/s<sup>2</sup>)</p> <p>時間(s)</p> <p>最大値 = 360 cm/s<sup>2</sup></p>



(水平方向)



(鉛直方向)

図2 基準地震動の加速度応答スペクトルの比較 (h=0.05)

### 3. 地盤の地震応答解析について

#### 3.1 地盤の地震応答解析に用いる解析条件について

##### 3.1.1 地盤の地震応答解析の概要

ここでは、地盤の地震応答解析に用いる解析条件について述べる。

建屋の地震応答解析に用いる入力地震動及び杭の応力解析に用いる地盤変位の算定は、図 3.1.1-1 に示す手順で行う。また、建屋－杭－地盤連成系の地震応答解析の概要を水平動の場合について図 3.1.1-2 に示す。

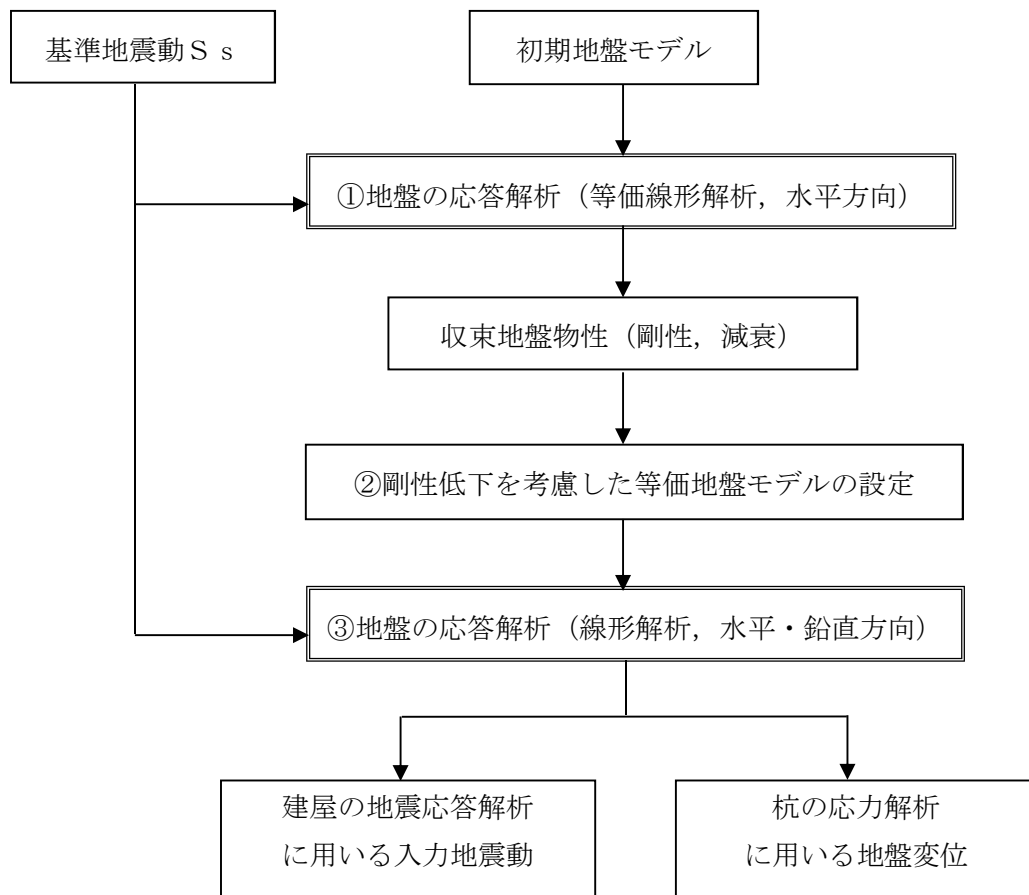


図 3.1.1-1 地盤の地震応答解析フロー

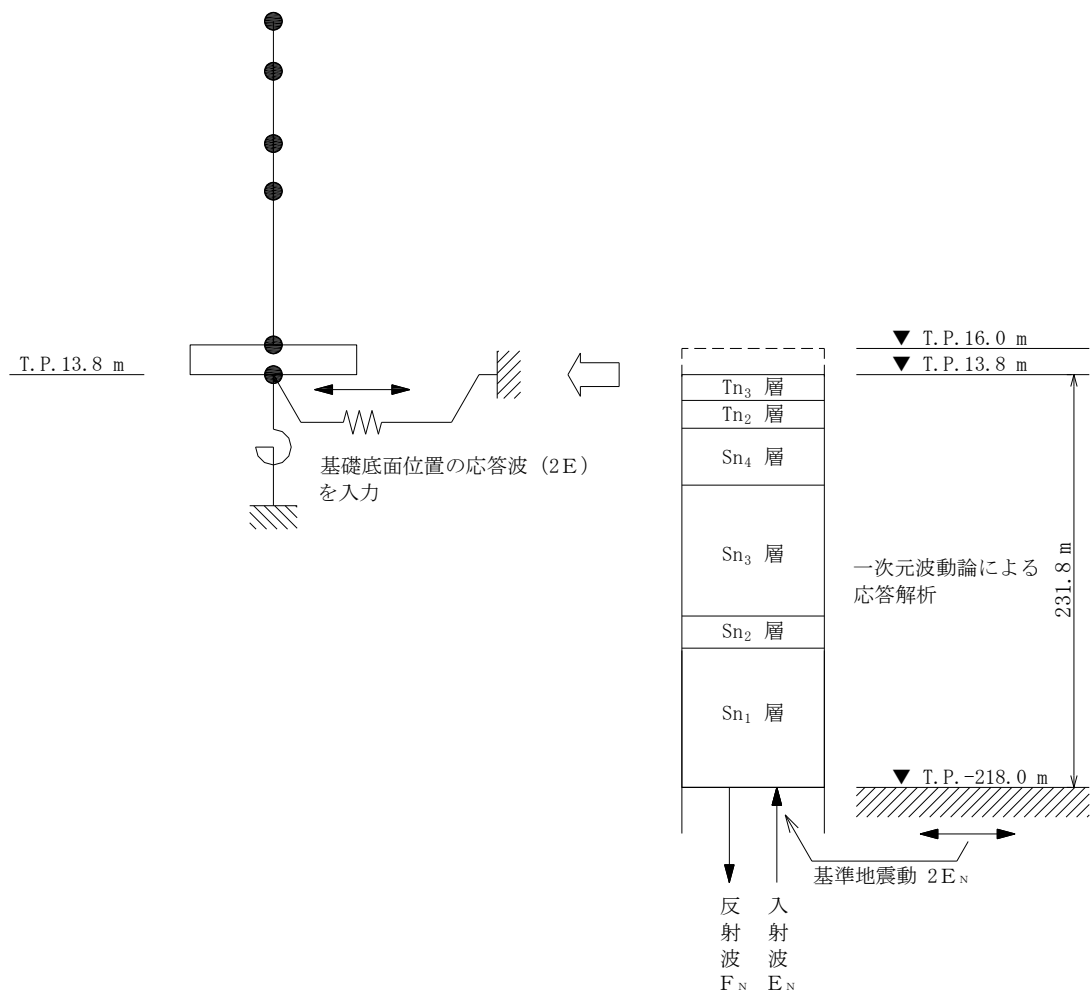


図 3.1.1-2 建屋－杭－地盤連成系の地震応答解析の概要（水平動の場合）

### 3.1.2 地盤の地震応答解析の解析条件

地盤の地震応答解析は下記の条件により行う。

#### ① 地盤の応答解析（等価線形解析，水平方向）

- ・解析は等価線形解析とし，計算機コードは「SHAKE」を用いる。
- ・もともとなる地震波の周波数成分は，50Hz まで考慮する。
- ・入力波は，解放基盤表面（T.P. -218m）において入射波の2倍（2E）として与える。
- ・収束計算に用いる有効ひずみは最大ひずみの65%とし，収束条件は「各層のせん断弾性係数及び減衰定数の相対誤差が5%以下」とする。
- ・等価線形解析においては，地盤物性のひずみ依存特性を考慮した解析を行うために，モデル化に際して各層内をせん断波速度 $V_s$ の1/100を目安として更に細分割する。

#### ② 剛性低下を考慮した等価地盤モデルの設定

等価地盤モデルの剛性低下率及び減衰定数は，等価線形解析による収束地盤をもとに算定する。なお，設計で用いる剛性低下率 $G/G_0$ については0.1の位で四捨五入，減衰定数 $h$ については1%の位で切り捨てた値とする。

#### ③ 地盤の応答解析（線形解析，水平及び鉛直方向）

等価地盤モデルによる線形解析において，基礎底面位置（T.P. 13.8m）以浅の表層部分を剥ぎ取り，基礎底面位置（T.P. 13.8m）での応答加速度波形（2E）を抽出し，これを建屋への入力動とする。また，杭の応力解析に用いる応答変位を求めるために，杭のはりモデルの節点位置に対応した層分割とする。

等価線形解析用の地盤モデル（初期地盤モデル）を表 3.1.2-1 に，等価線形及び線形解析で用いる層分割を表 3.1.2-2 にそれぞれ示す。



表 3.1.2-1 等価線形解析用地盤モデル (初期地盤モデル)

標高 T. P. (m)	地層	湿潤 密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	初期せん断 弾性係数 $G_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	S波速度 $V_s$ (m/s)	P波速度 $V_p$ (m/s)	ポアソン比 $\nu$	せん断剛性の ひずみ依存性 $G/G_0 - \gamma$ ( $\gamma$ は実数)	減衰定数の ひずみ依存性 $h - \gamma$ ( $h$ 及び $\gamma$ は実数)	層分割 (各層とも等分割)
16.0	Tn <sub>4</sub>	1.59	256	400	1690	0.47	$\frac{1}{1 + (\gamma / 0.00147)^{0.632}}$	$\frac{\gamma}{13.0 \cdot \gamma + 0.0122} + 0.0404$	2 分割 (@0.5m)
15.0	Tn <sub>3</sub>	1.91	284	390	1620	0.47	$\frac{1}{1 + (\gamma / 0.00105)^{0.730}}$	$\frac{\gamma}{14.5 \cdot \gamma + 0.00549} + 0.0252$	3 分割 (@0.5m)
13.5	Tn <sub>2</sub>	1.92	376	440	1470	0.45	$\frac{1}{1 + (\gamma / 0.000819)^{0.814}}$	$\frac{\gamma}{12.3 \cdot \gamma + 0.00287} + 0.0094$	13 分割 (@0.5m)
7.0	Sn <sub>4</sub>	1.82	409	470	1570	0.45	$\frac{1}{1 + (\gamma / 0.00173)^{0.809}}$	$\frac{\gamma}{11.7 \cdot \gamma + 0.00784} + 0.0237$	31 分割 (@1.5m)
-39.5	Sn <sub>3</sub>	1.83	655	600	1830	0.44	$\frac{1}{1 + (\gamma / 0.00228)^{0.957}}$	$\frac{\gamma}{5.46 \cdot \gamma + 0.0205} + 0.0177$	33 分割 (@2.5m)
-122.0	Sn <sub>2</sub>	2.01	1230	780	2000	0.41	$\frac{1}{1 + (\gamma / 0.00180)^{0.801}}$	$\frac{\gamma}{6.45 \cdot \gamma + 0.0236} + 0.0229$	3 分割 (@6m)
-140.0	Sn <sub>1</sub>	1.77	847	690	1860	0.42	$\frac{1}{1 + (\gamma / 0.00271)^{0.956}}$	$\frac{\gamma}{6.27 \cdot \gamma + 0.0232} + 0.0118$	13 分割 (@6m)
-218.0	解放基盤	1.99	1274	800	2020	0.41	—	—	—

表 3.1.2-2 等価線形及び線形解析で用いる層分割

(a) 等価線形解析

標高 T.P. (m)	地層	等価線形解析用 層分割
16.0	Tn <sub>4</sub>	2 分割 (@0.5m)
15.0		
13.5	Tn <sub>3</sub>	3 分割 (@0.5m)
7.0	Tn <sub>2</sub>	13 分割 (@0.5m)
-39.5	Sn <sub>4</sub>	31 分割 (@1.5m)
-122.0		
-140.0		
-218.0	解放基盤	—

(b) 線形解析

標高 T.P. (m)	地層	線形解析用 層分割	
16.0	Tn <sub>4</sub>	— (剥ぎ取り)	
15.0		— (剥ぎ取り)	
13.8	Tn <sub>3</sub>	0.3m	T.P. 13.8 (基礎スラブ下端)
13.5		13 分割 (@0.5m)	
7.0	Tn <sub>2</sub>	0.7m	上杭 T.P. 6.3
6.3		0.8m+ 18 分割 (@1.5m)	
-21.5	Sn <sub>4</sub>	12 分割 (@1.5m)	下杭 T.P. -21.5 (杭先端)
-39.5		33 分割 (@2.5m)	
-122.0	Sn <sub>3</sub>	3 分割 (@6m)	
-140.0	Sn <sub>2</sub>	13 分割 (@6m)	
-218.0	解放基盤	—	

線形解析の層分割は杭応力算定モデル（杭応力算定に用いる杭周地盤ばね）の節点位置に合わせている（杭応力算定モデルの節点位置は、「9.6 杭応力算定に用いる杭周地盤ばねの求め方について」参照）。

### 3.2 地盤の剛性及び減衰について

建屋への入力動は、基準地震動それぞれの波について地盤の地震応答解析を行い算定している。貯蔵建屋設置位置付近の地質構造である砂子又層及び田名部層は、鉛直地質断面図（図 6.1）によるとほぼ水平であることが分かる。このことから、地盤の地震応答解析は、一次元波動論に基づく解析コードである「SHAKE」を用いて行う。

地盤に生じるひずみは、基準地震動ごとに異なる。今回申請の基準地震動は既設工認と比べて大きくなっており、それに応じて地盤ひずみも大きくなっている。この地盤のひずみの増大に伴い、地盤の剛性は相対的に低下し、減衰は上昇することとなる。地盤の剛性と減衰は、地盤ひずみに応じて、図 3.2-1 の概念図に示すように決定される。

表 3.2-1 に示すように、既設工認においては、基準地震動は 2 波であり、地盤の剛性は基準地震動及び層ごとに地盤の応答ひずみに応じて設定することとしていたが、地盤の減衰は全ての基準地震動及び層で一律 3% とすることとしていた。これは、地盤の地震応答解析により算定される地盤の減衰の値（2.66%～5.90%）を地盤の減衰とした際の地盤の応答が小さかったため、これと地盤の応答が同等となる地盤の減衰（一律 3%）とすることとしたためである。

今回申請においては、基準地震動は 5 波であり、地盤の剛性は基準地震動及び層ごとに地盤の応答ひずみに応じて設定するとともに、地盤の減衰も基準地震動及び層ごとに地盤の応答ひずみに応じて設定することとした。これは、地盤の地震応答解析により算定される地盤の減衰の値（2%～6%）を地盤の減衰とした際の地盤の応答が既設工認に比べて大きくなることから、地盤の応答ひずみに応じて設定することとしたものである。

なお、地盤モデルの作成に当たっては、地盤のひずみに応じた剛性と減衰を定めるため、繰り返し計算による収束計算を行って地盤モデル各層のひずみを決め、この値に基づいた剛性と減衰を改めて設定している。この収束計算結果と採用した物性を用いた地盤の応答解析による建屋への入力動（基礎下端位置）の応答スペクトルの比較を図 3.2-2 に示す。建屋への入力地震動は過小評価とされないことを確認している。

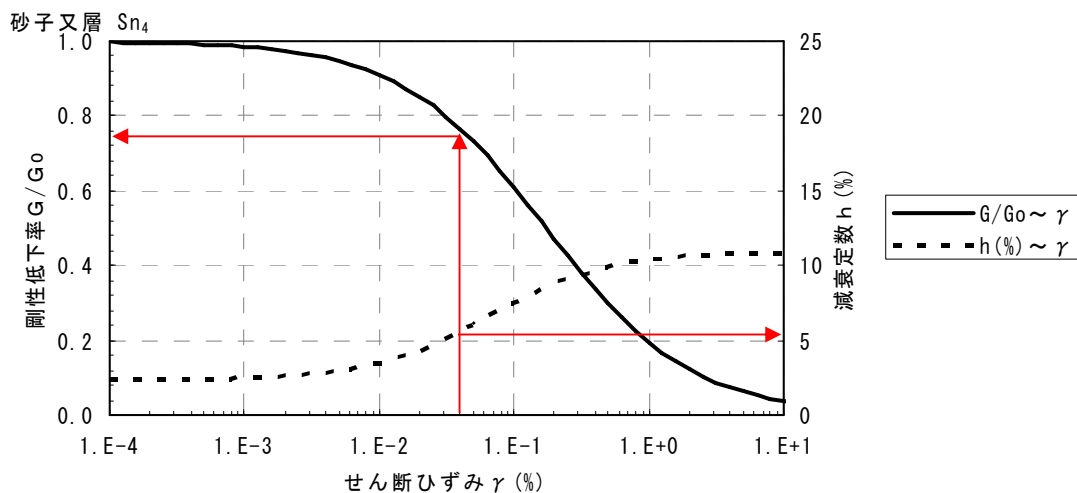


図 3.2-1 地盤の剛性と減衰のひずみ依存性（概念図）

表 3.2-1(1) 地盤モデル

既設工認												
標高 T.P. (m)	地層名	地盤分類	密度 $\gamma$ ( $g/cm^3$ )	初期せん断 弾性係数 $G_0$ ( $kN/m^2$ )	初期 ポアソン比 $\nu_0$	剛性低下率*1 $G/G_0$		等価せん断 弾性係数 $G$ ( $kN/m^2$ )	等価減衰定数*1 $h$ (%)		入力動算定用 減衰定数 $h'$ (%)	
13.8	田名部層	Tn <sub>3</sub>	1.91	284,000	0.47	0.917	→	0.9	256,000	3.200	→	3.0
13.5		Tn <sub>2</sub>	1.92	376,000	0.45	0.836	→	0.8	301,000	3.520	→	3.0
7.0	砂子又層	Sn <sub>4</sub>	1.82	409,000	0.45	0.738	→	0.7	286,000	5.900	→	5.0
-39.5		Sn <sub>3</sub>	1.83	655,000	0.44	0.825	→	0.8	524,000	3.720	→	3.0
-122.0		Sn <sub>2</sub>	2.01	1,230,000	0.41	0.819	→	0.8	984,000	3.370	→	3.0
-140.0		Sn <sub>1</sub>	1.77	847,000	0.42	0.867	→	0.9	762,000	2.660	→	2.0
-218.0		解放基盤	1.99	1,274,000	0.41	1.000	→	1.0	1,274,000	0.0	→	0.0
											一律 3.0	

注記\*1：等価線形解析での収束値を地層毎に層厚重み付け平均した値。  
剛性低下率 $G/G_0$ は少数第1位に四捨五入，減衰定数 $h$ は少数第1位を切り捨てとした端数処理。

Ss-1

今回申請												
標高 T.P. (m)	地層名	地盤分類	密度 $\gamma$ ( $g/cm^3$ )	初期せん断 弾性係数 $G_0$ ( $kN/m^2$ )	初期 ポアソン比 $\nu_0$	剛性低下率*1 $G/G_0$		等価せん断 弾性係数 $G$ ( $kN/m^2$ )	等価減衰定数*1 $h$ (%)		入力動算定用 減衰定数 $h'$ (%)	
13.8	田名部層	Tn <sub>3</sub>	1.91	284,000	0.47	0.911	→	0.9	256,000	3.233	→	3.0
13.5		Tn <sub>2</sub>	1.92	376,000	0.45	0.820	→	0.8	301,000	3.754	→	3.0
7.0	砂子又層	Sn <sub>4</sub>	1.82	409,000	0.45	0.711	→	0.7	286,000	6.235	→	6.0
-39.5		Sn <sub>3</sub>	1.83	655,000	0.44	0.788	→	0.8	524,000	4.221	→	4.0
-122.0		Sn <sub>2</sub>	2.01	1,230,000	0.41	0.773	→	0.8	984,000	3.767	→	3.0
-140.0		Sn <sub>1</sub>	1.77	847,000	0.42	0.806	→	0.8	678,000	3.454	→	3.0
-218.0		解放基盤	1.99	1,274,000	0.41	1.000	→	1.0	1,274,000	0.0	→	0.0

注記\*1：等価線形解析での収束値を地層毎に層厚重み付け平均した値。  
剛性低下率 $G/G_0$ は少数第1位に四捨五入，減衰定数 $h$ は少数第1位を切り捨てとした端数処理。

Ss-A

表 3.2-1(2) 地盤モデル

既設工認													
標高 T.P. (m)	地層名	地盤分類	密度 $\gamma$ ( $g/cm^3$ )	初期せん断 弾性係数 $G_0$ ( $kN/m^2$ )	初期 ポアソン比 $\nu_0$	剛性低下率*1 $G/G_0$		等価せん断 弾性係数 $G$ ( $kN/m^2$ )	等価減衰定数*1 $h$ (%)		入力動算定用 減衰定数 $h'$ (%)		
13.8	田名部層	Tn <sub>3</sub>	1.91	284,000	0.47	0.917	→	0.9	256,000	3.200	→	3.0	一律 3.0
13.5		Tn <sub>2</sub>	1.92	376,000	0.45	0.834	→	0.8	301,000	3.550	→	3.0	
7.0	砂子又層	Sn <sub>4</sub>	1.82	409,000	0.45	0.746	→	0.7	286,000	5.810	→	5.0	
-39.5		Sn <sub>3</sub>	1.83	655,000	0.44	0.841	→	0.8	524,000	3.530	→	3.0	
-122.0		Sn <sub>2</sub>	2.01	1,230,000	0.41	0.813	→	0.8	984,000	3.430	→	3.0	
-140.0		Sn <sub>1</sub>	1.77	847,000	0.42	0.838	→	0.8	678,000	3.040	→	3.0	
-218.0		解放基盤	1.99	1,274,000	0.41	1.000	→	1.0	1,274,000	0.0	→	0.0	

注記\*1：等価線形解析での収束値を地層毎に層厚重み付け平均した値。  
剛性低下率 $G/G_0$ は少数第1位に四捨五入、減衰定数 $h$ は少数第1位を切り捨てとした端数処理。

Ss-2

今回申請

標高 T.P. (m)	地層名	地盤分類	密度 $\gamma$ ( $g/cm^3$ )	初期せん断 弾性係数 $G_0$ ( $kN/m^2$ )	初期 ポアソン比 $\nu_0$	剛性低下率*1 $G/G_0$		等価せん断 弾性係数 $G$ ( $kN/m^2$ )	等価減衰定数*1 $h$ (%)		入力動算定用 減衰定数 $h'$ (%)	
13.8	田名部層	Tn <sub>3</sub>	1.91	284,000	0.47	0.909	→	0.9	256,000	3.267	→	3.0
13.5		Tn <sub>2</sub>	1.92	376,000	0.45	0.818	→	0.8	301,000	3.815	→	3.0
7.0	砂子又層	Sn <sub>4</sub>	1.82	409,000	0.45	0.693	→	0.7	286,000	6.452	→	6.0
-39.5		Sn <sub>3</sub>	1.83	655,000	0.44	0.799	→	0.8	524,000	4.076	→	4.0
-122.0		Sn <sub>2</sub>	2.01	1,230,000	0.41	0.824	→	0.8	984,000	3.333	→	3.0
-140.0		Sn <sub>1</sub>	1.77	847,000	0.42	0.854	→	0.9	762,000	2.838	→	2.0
-218.0		解放基盤	1.99	1,274,000	0.41	1.000	→	1.0	1,274,000	0.0	→	0.0

注記\*1：等価線形解析での収束値を地層毎に層厚重み付け平均した値。  
剛性低下率 $G/G_0$ は少数第1位に四捨五入、減衰定数 $h$ は少数第1位を切り捨てとした端数処理。

Ss-B1

表 3.2-1(3) 地盤モデル

既設工認												
今回申請												
標高 T.P. (m)	地層名	地盤分類	密度 $\gamma$ ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	初期せん断 弾性係数 $G_0$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	初期 ポアソン比 $\nu_0$	剛性低下率*1 $G/G_0$		等価せん断 弾性係数 $G$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	等価減衰定数*1 $h$ (%)			
13.8	田名部層	Tn3	1.91	284,000	0.47	0.934	→	0.9	256,000	2.900	→	2.0
13.5		Tn2	1.92	376,000	0.45	0.874	→	0.9	338,000	2.462	→	2.0
7.0	砂子又層	Sn4	1.82	409,000	0.45	0.793	→	0.8	327,000	4.065	→	4.0
-39.5		Sn3	1.83	655,000	0.44	0.820	→	0.8	524,000	2.636	→	2.0
-122.0		Sn2	2.01	1,230,000	0.41	0.776	→	0.8	984,000	2.833	→	2.0
-140.0		Sn1	1.77	847,000	0.42	0.813	→	0.8	678,000	2.038	→	2.0
-218.0		解放基盤	1.99	1,274,000	0.41	1.000	→	1.0	1,274,000	0.0	→	0.0

注記\*1：等価線形解析での収束値を地層毎に層厚重み付け平均した値。  
剛性低下率 $G/G_0$ は少数第1位に四捨五入，減衰定数 $h$ は少数第1位を切り捨てとした端数処理。

SS-B2

表 3.2-1(4) 地盤モデル

既設工認												
今回申請												
標高 T.P. (m)	地層名	地盤分類	密度 $\gamma$ ( $g/cm^3$ )	初期せん断 弾性係数 $G_0$ ( $kN/m^2$ )	初期 ポアソン比 $\nu_0$	剛性低下率*1 $G/G_0$		等価せん断 弾性係数 $G$ ( $kN/m^2$ )	等価減衰定数*1 $h$ (%)			
13.8	田名部層	Tn3	1.91	284,000	0.47	0.935	→	0.9	256,000	2.900	→	2.0
13.5		Tn2	1.92	376,000	0.45	0.875	→	0.9	338,000	2.638	→	2.0
7.0	砂子又層	Sn4	1.82	409,000	0.45	0.799	→	0.8	327,000	4.781	→	4.0
-39.5		Sn3	1.83	655,000	0.44	0.867	→	0.9	590,000	3.058	→	3.0
-122.0		Sn2	2.01	1,230,000	0.41	0.864	→	0.9	1,107,000	2.900	→	2.0
-140.0		Sn1	1.77	847,000	0.42	0.900	→	0.9	762,000	2.138	→	2.0
-218.0		解放基盤	1.99	1,274,000	0.41	1.000	→	1.0	1,274,000	0.0	→	0.0

注記\*1：等価線形解析での収束値を地層毎に層厚重み付け平均した値。  
剛性低下率 $G/G_0$ は少数第1位に四捨五入、減衰定数 $h$ は少数第1位を切り捨てとした端数処理。

SS-B3

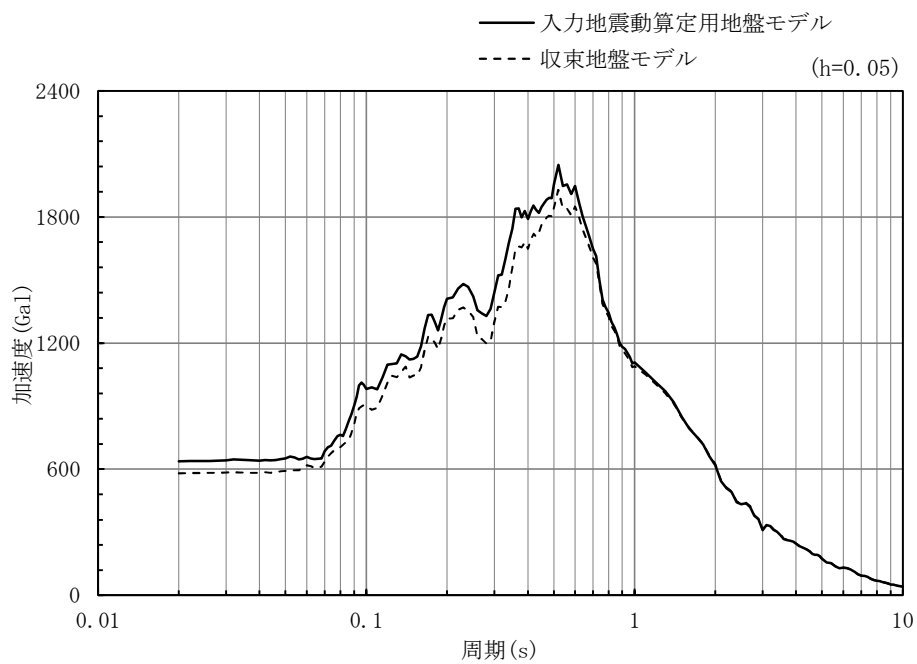
表 3.2-1(5) 地盤モデル

既設工認												
今回申請												
標高 T.P. (m)	地層名	地盤 分類	密度 $\gamma$ ( $g/cm^3$ )	初期せん断 弾性係数 $G_0$ ( $kN/m^2$ )	初期 ポアソン比 $\nu_0$	剛性低下率*1 $G/G_0$		等価せん断 弾性係数 $G$ ( $kN/m^2$ )	等価減衰定数*1 $h$ (%)			
13.8	田名部層	Tn3	1.91	284,000	0.47	0.920	→	0.9	256,000	3.033	→	3.0
13.5		Tn2	1.92	376,000	0.45	0.843	→	0.8	301,000	2.931	→	2.0
7.0	砂子又層	Sn4	1.82	409,000	0.45	0.776	→	0.8	327,000	4.639	→	4.0
-39.5		Sn3	1.83	655,000	0.44	0.881	→	0.9	590,000	2.979	→	2.0
-122.0		Sn2	2.01	1,230,000	0.41	0.861	→	0.9	1,107,000	3.000	→	3.0
-140.0		Sn1	1.77	847,000	0.42	0.879	→	0.9	762,000	2.162	→	2.0
-218.0		解放基盤	1.99	1,274,000	0.41	1.000	→	1.0	1,274,000	0.0	→	0.0

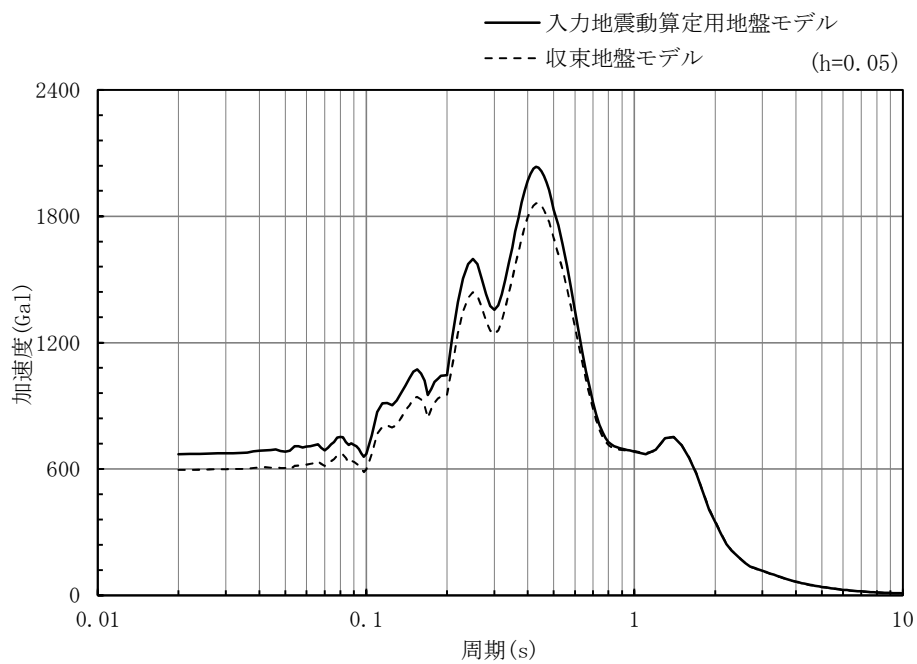
注記\*1：等価線形解析での収束値を地層毎に層厚重み付け平均した値。  
剛性低下率 $G/G_0$ は少数第1位に四捨五入、減衰定数 $h$ は少数第1位を切り捨てとした端数処理。

SS-B4





(a) Ss-AH (水平方向)



(b) Ss-B1H (水平方向)

図 3.2-2 建屋への入力動の加速度応答スペクトルの比較 (基礎下端位置)  
 (RC 造建物評価を考慮し  $h=0.05$  にて加速度応答スペクトルを算定)

4. 基準地震動見直しに伴う応力及びひずみの変化について

今回申請において、基準地震動の見直しを反映したことで各部の設計において応力及びひずみが増加している。既設工認と今回申請における応力及びひずみの最大値の比較を以下に示す。

なお、基準地震動見直しを踏まえても各部の応力は許容限界以下である。

(1) 耐震壁のひずみ

表 4-1 耐震壁のひずみ

	耐震壁最大ひずみ	許容限界
既設工認	$0.20 \times 10^{-3}$	$2.0 \times 10^{-3}$
今回申請	$0.23 \times 10^{-3}$ ※2	

※1 最大ひずみ発生位置はいずれも1層 T.P. 16.3 m～29.22 m (EW) の値である。

※2 地震応答解析結果のうち、地盤剛性+1σのケースによる値。

(2) 基礎スラブの応力

表 4-2 基礎スラブの応力

	必要鉄筋断面積 $a_t$ (mm <sup>2</sup> /m)	設計配筋 断面積 (mm <sup>2</sup> /m)	検定比
既設工認	6500	11400	0.58
今回申請	10000	11400	0.88

(3) 杭の応力

表 4-3 杭の応力

	発生応力 M (kN・m/本)	許容値 M <sub>u</sub> (kN・m/本)	検定比
既設工認	3887 <sup>※1</sup>	7095	0.55
今回申請 <sup>※2</sup>	4163 <sup>※1</sup>	6866	0.61

※1 上杭, 最小軸力時

(4) クレーンガーダ (ランウェイガーダ) の応力

表 4-4 クレーンガーダ (ランウェイガーダ) の応力

	発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )	許容値 (N/mm <sup>2</sup> )	検定比
既設工認	58.09	199	0.30
今回申請	69.91	199	0.36

## 5. 水平 2 方向入力検討について

### 5.1 水平 2 方向入力検討に用いる三次元モデルについて

#### (1) 検討に用いるモデル

水平 2 方向入力検討に用いる解析モデルは，貯蔵建屋を 3 次元でモデル化しており，使用プログラムは「NASTRAN」である。

解析は周波数領域の解析であり，線形解析を前提としている。

#### (2) 検討用地震動と入力

上記の解析において適切な結果を得るためには，建屋が線形応答範囲内となるように，基準地震動  $S_s-A$  及び  $S_s-B1$  の加速度振幅を 1/2 倍した波形を用いて水平 2 方向及び上下動を同時入力している。

#### (3) モデルの概要

解析に当たっては，図 5.1 に示すように建屋全体をシェル要素，ソリッド要素（基礎スラブ）を用いてモデル化し，杭と地盤の相互作用を考慮した地盤ばねを取り付けている。

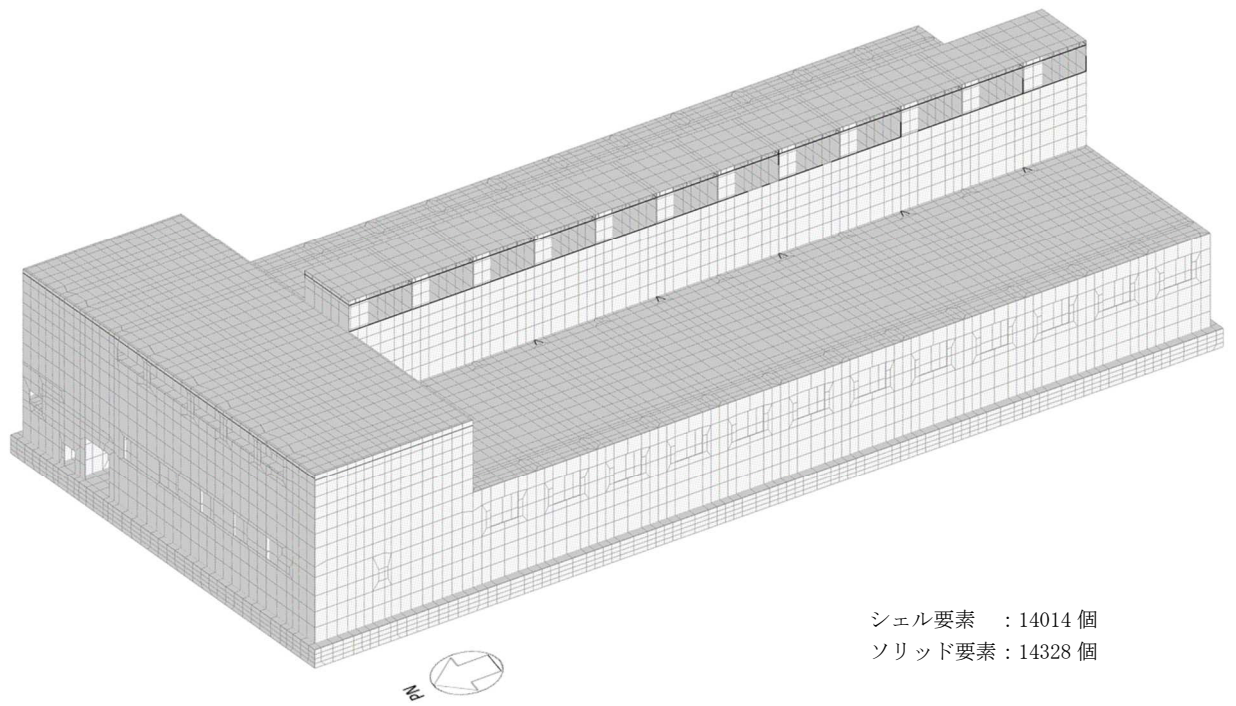


図 5.1(1) 解析モデル (全体)

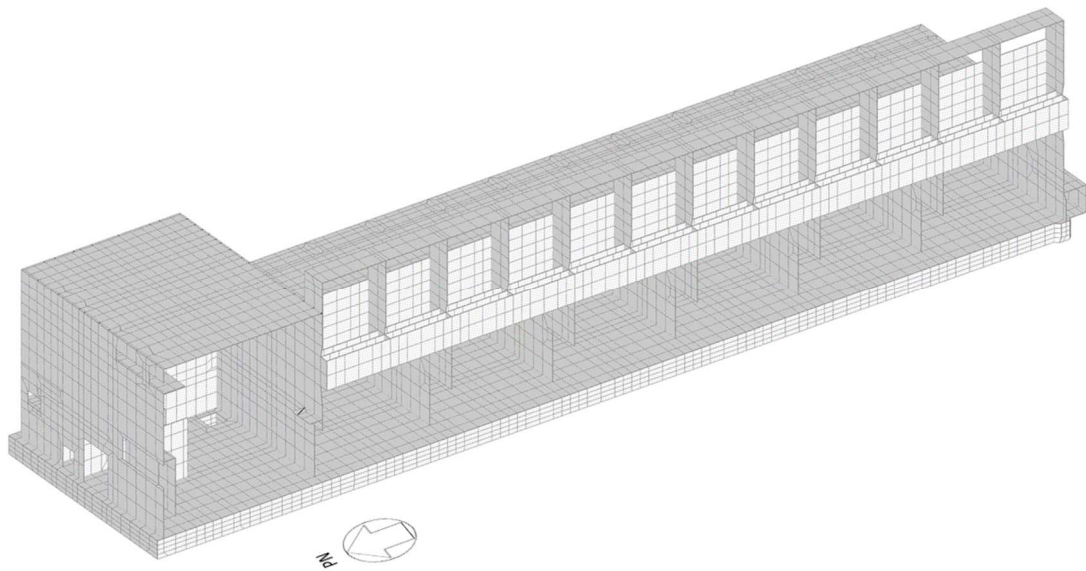


図 5.1(2) 解析モデル (断面)

(4) 解析結果を踏まえた補正係数の算出

水平 2 方向入力及び上下動を同時に考慮した応答の変動を算出するためには、1次元解析と 3次元解析の差異に加え、用いているモデルによる応答の差異を補正しており、両者の積が補正係数となる。このため、以下の 2種の補正係数を考慮している。

$$\text{応答補正比率 } \zeta = \alpha \times \beta \quad (\text{ただし, } \alpha \geq 1.0, \beta \geq 1.0)$$

ここで、

$$\text{応答補正比率 } \alpha = \frac{\text{3方向同時入力による最大応答加速度}}{\text{1方向入力による最大応答加速度}}$$

$$\text{応答補正比率 } \beta = \frac{\text{FEMモデルの最大応答加速度}}{\text{質点系モデルの最大応答加速度}}$$

応答補正後の耐震壁のせん断ひずみは、表 5.1 に示すように許容値以内となっている。

表 5.1 応答補正後の耐震壁のせん断ひずみ

入 力	補正前 せん断ひずみ	応答補正 比率 $\zeta$	補正後 せん断ひずみ	許容値
Ss-AH	$0.23 \times 10^{-3}$	1.13	$0.28 \times 10^{-3}$	$2.0 \times 10^{-3}$
Ss-B1H	$0.21 \times 10^{-3}$	1.15	$0.28 \times 10^{-3}$	$2.0 \times 10^{-3}$

※ いずれも 1層 T.P. 16.3 m~29.22 m (EW) の値。

## 5.2 水平2方向入力における加速度と応力の比較について

水平2方向入力及び上下動を同時に考慮した応答の変動の計算に用いる有限要素法解析は、既認可のプラントの手法に倣い、周波数領域の解析を用いており、線形解析である。

建屋応答が非線形になる場合については、設工認図書に記載のように、エネルギー等価の考え方にに基づき応答を変換することとなるが、評価対象点の貯蔵建屋の地震応答解析結果は弾性範囲内であり、解析結果により生じた加速度応答と応力は比例関係にあることから、加速度の比率を用いて応力補正を行っている。

### 5.3 水平2方向入力の影響検討結果について

#### (1) 組合せ係数法について

基礎スラブ及び杭については、水平2方向及び鉛直方向地震力を組み合わせる方法として、米国 Regulatory Guide 1.92 の「2. Combining Effects Caused By Three Spatial Components of an Earthquake」\*の考え方を参考に、組合せ係数法 (1.0 : 0.4 : 0.4) に基づいた評価を行う。

\* : Regulatory Guide 1.92 (2006). Combining Modal Responses and Spatial Components in Seismic Response Analysis, Rev.2, U.S. Nuclear Regulatory Commission, Washington, DC.

#### (2) 基礎スラブの応力

組合せ係数法を用いて検討した結果は以下のとおりであり、許容値以内となっている。

表 5.3-1 基礎スラブの応力 (軸力及び曲げモーメントに対する検討)

必要鉄筋断面積 at (mm <sup>2</sup> /m)	設計配筋断面積 (mm <sup>2</sup> /m)	検定比
10500	11400	0.93

#### (3) 杭の応力

組合せ係数法を用いて検討した結果は以下のとおりであり、許容値以内となっている。

表 5.3-2 杭の応力 (曲げモーメントに対する検討)

発生応力 M (kN・m/本)	許容値 M <sub>u</sub> (kN・m/本)	検定比
4386 <sup>※1</sup>	6596	0.67

※1 上杭, 最小軸力時



## 6. 液状化の検討について

### 6.1 使用済燃料貯蔵建屋設置位置付近の地質・地質構造について

以下、「事業許可申請書 添付書類四 3.5 使用済燃料貯蔵建屋設置位置付近の地質・地質構造について」より、液状化の検討に関連する内容の抜粋を示す。

#### (1) 地質

地質層序表を表 6.1 に、地質鉛直断面図を図 6.1 に示す。

貯蔵建屋設置位置付近の地質は、下位より砂子又層、田名部層、中位段丘堆積物、ローム層及び盛土・埋土からなる。

##### a. 砂子又層

砂子又層は、標高約 7 m 以深からボーリング下端の標高約 -300 m まで分布することが確認されている。半固結の軽石混じり砂岩を主体とし、礫混じり砂岩、砂岩等を伴い、火山礫凝灰岩、軽石凝灰岩、凝灰岩及び凝灰質シルト岩からなる火山砕屑岩を挟在する。火山礫凝灰岩は、標高約 -120 m ~ 約 -140 m に分布し、層厚は最大約 20 m である。安山岩、デイサイト礫等を多く含み、固結している。また、軽石凝灰岩、凝灰岩及び凝灰質シルト岩の一部は、層厚、構成粒子及び上位、下位の火山砕屑岩の組み合わせ等の特徴から鍵層として追跡することができ、水平方向によく連続することが確認されている。本層の上限付近では、風化により一部が褐色を呈する。

##### b. 田名部層

田名部層は、標高約 26 m ~ 約 -19 m に分布している。

下部層の層厚は、約 4 m ~ 約 33 m である。下部は、腐植質シルト、火山灰質シルト及び火山灰質砂を主体とし、砂及び礫を伴う。貯蔵建屋設置位置の周囲に分布し、貯蔵建屋設置位置には分布しない。上部は、淘汰の良い砂を主体とする。

中部層の層厚は、約 2 m ~ 約 5 m である。下部は、腐植混じり砂、腐植混じりシルト、火山灰質砂及び火山灰質シルトを主体とし、軽石層を挟在する。上部は、淘汰の良い砂及び軽石混じり砂を主体とする。

上部層の層厚は、約 1 m ~ 約 10 m である。軽石質火山灰、火山灰質砂、火山灰質シルト及び軽石混じり砂を主体とし、礫混じり砂及び礫を伴う。

##### c. 中位段丘堆積物

中位段丘堆積物は、 $M_1$  面堆積物及び  $M_1'$  面堆積物からなる。

$M_1$  面堆積物は、貯蔵建屋設置位置付近の南部及び西部に分布する。層厚は、約 2 m ~ 約 3 m である。砂を主体とし、基底部に礫を伴う。

$M_1'$  面堆積物は、貯蔵建屋設置位置付近の北部及び東部に分布する。層厚は、約 1 m ~ 約 6 m である。砂を主体とし、基底部に礫を伴う。

##### d. ローム層

ローム層は、貯蔵建屋設置位置付近に広く分布する。層厚は、約 0.5 m ~ 約 2 m である。褐色 ~ 黄褐色を呈する砂質シルトからなる。

##### e. 盛土・埋土

盛土・埋土は、貯蔵建屋設置位置付近に分布する。層厚は、約1 m～約4 mである。粘土～シルト、砂及び礫からなる。

## (2) 地盤分類

貯蔵建屋設置位置付近には、砂子又層、田名部層下部層～上部層、中位段丘堆積物のM<sub>1</sub>面堆積物及びM<sub>1</sub>'面堆積物、ローム層並びに盛土・埋土が分布する。これらの地層の大部分は半固結ないし未固結の堆積物からなるため、各地層の年代、層相・岩相、固結の程度等の地質学的及び工学的性質の違いから、貯蔵建屋基礎地盤を次のように分類した。

砂子又層は、半固結の軽石混じり砂岩等と固結した火山礫凝灰岩に区分されること、砂子又層上限付近には風化の影響が認められることから、火山礫凝灰岩より下位の軽石混じり砂岩を主体とする層準（以下、「下部軽石混じり砂岩」という。）

(Sn<sub>1</sub>)、火山礫凝灰岩 (Sn<sub>2</sub>)、火山礫凝灰岩より上位の新鮮な軽石混じり砂岩を主体とする層準（以下、「中部軽石混じり砂岩」という。）(Sn<sub>3</sub>) 及び風化の影響が認められる層準（以下、「上部軽石混じり砂岩」という。）(Sn<sub>4</sub>) に区分した。

田名部層は、陸成堆積物ないし谷埋め堆積物と海成堆積物の組み合わせから構成される。下部層及び中部層は、陸成堆積物ないし谷埋め堆積物はシルトを主体とし、海成堆積物は淘汰の良い砂を主体とする。上部層は砂とシルトが混在している。以上のことから、田名部層は、下位から下部層のシルトを主体とする層準（以下、「下部粘性土」という。）(Tn<sub>1</sub>)、下部層の砂を主体とする層準（以下、「下部砂質土」という。）(Tn<sub>2</sub>)、中部層のシルトを主体とする層準（以下、「中部粘性土」という。）

(Tn<sub>3</sub>)、中部層の砂を主体とする層準（以下、「中部砂質土」という。）(Tn<sub>4</sub>) 及び上部層のシルト及び砂からなる層準（以下、「上部砂質・粘性土」という。）(Tn<sub>5</sub>) に区分した。

中位段丘堆積物については、M<sub>1</sub>面堆積物とM<sub>1</sub>'面堆積物はいずれも砂を主体とすることから、一括して中位段丘堆積物 (M) とした。

また、ローム層及び盛土・埋土については単一の区分とし、それぞれローム (Lm)、盛土・埋土 (bk) とした。

## (3) 地質構造

### a. 砂子又層

ボーリング調査結果等によると、砂子又層中の鍵層の分布は、東西断面ではほぼ水平であり、南北断面では南方に約1°～約2°傾斜している。

### b. 田名部層

田名部層下部層は、貯蔵建屋設置位置では下位の砂子又層を覆って標高約7 m以浅に分布するが、貯蔵建屋設置位置の東方及び西方では砂子又層上面の谷を埋めて厚く堆積している。ボーリング調査結果によると、この谷の最深部は標高約-19 mである。

田名部層中部層及び上部層は、下部層を覆ってほぼ水平に分布している。

表 6.1 地質層序表

地質時代		地 層 名		主な層相・岩相	火山噴出物		
第四紀	完新世	盛土・埋土		粘土～シルト, 砂, 礫	洞爺火山灰層		
		沖積層		腐植質粘土～シルト, 砂, 礫		砂質シルト	
	後期	中位段丘堆積物	M <sub>1</sub> '面堆積物	砂, 礫			
			M <sub>1</sub> 面堆積物	砂, 礫			
	更新世	中期	田名部層	上部層 (H <sub>5</sub> 面堆積物に相当)		軽石質火山灰, 火山灰質シルト・砂, 軽石混じり砂を主体とする。	Os-Sk1 Os-Ft
				中部層 (H <sub>5</sub> '面堆積物に相当)		上部は淘汰の良い砂を主体とする。下部は腐植混じりシルト・砂, 火山灰質シルト・砂, 軽石混じり砂を主体とする。	Os-Sh Os-2
下部層 (H <sub>4</sub> 面堆積物に相当)				上部は淘汰の良い砂を主体とする。下部は腐植質シルト, 火山灰質シルト・砂を主体とする。			
前期							
新第三紀	鮮新世	砂子又層		軽石混じり砂岩を主体とし, 礫混じり砂岩, 砂岩等を伴う。火山礫凝灰岩, 軽石凝灰岩, 凝灰岩及び凝灰質シルト岩からなる火山砕屑岩を挟在する。			

~~~~~ : 不整合

- 敷地の地質は, 新第三系鮮新統～第四系下部更新統の砂子又層, 第四系中部更新統の田名部層 (高位段丘堆積物相当) 及び第四系上部更新統の中位段丘堆積物並びにこれらの上位に載るローム層, 第四系完新統の沖積層等からなる。
- 杭先端付近に分布する砂子又層は, 軽石混じり砂岩を主体とし, 火山礫凝灰岩等を挟在する。
- 田名部層は, シルト, 砂等からなる陸成～谷埋め堆積物から淘汰の良い砂を主体とする海成堆積物に変化する堆積サイクルにより, 下部層, 中部層及び上部層に細分される。
- 中位段丘堆積物はM<sub>1</sub>面堆積物及びM<sub>1</sub>'面堆積物に細分され, いずれも砂及び礫からなる。
- 沖積層は粘土～シルト, 砂, 礫からなる。

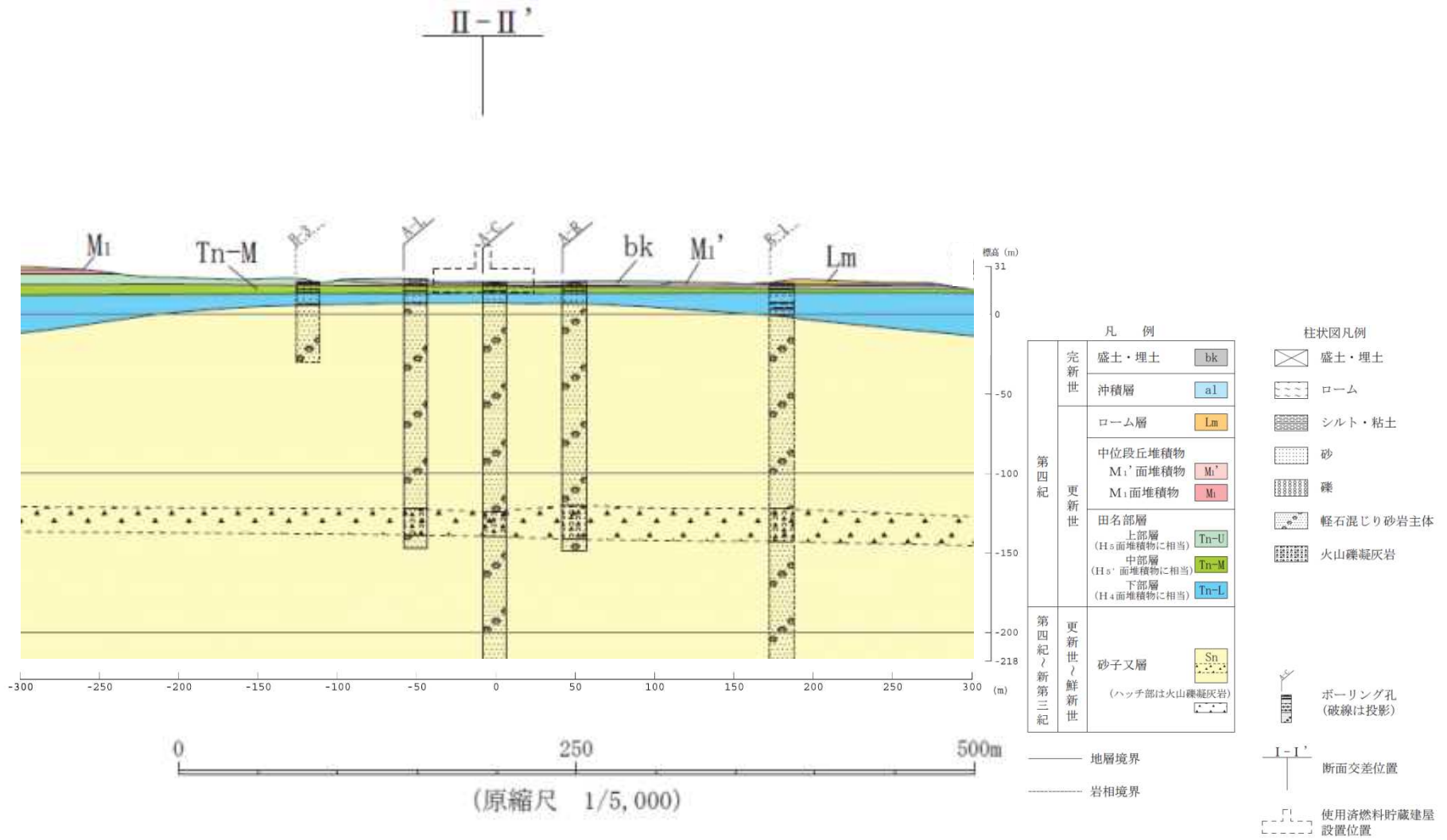


図 6.1(1) 地質鉛直断面図 (X - X')

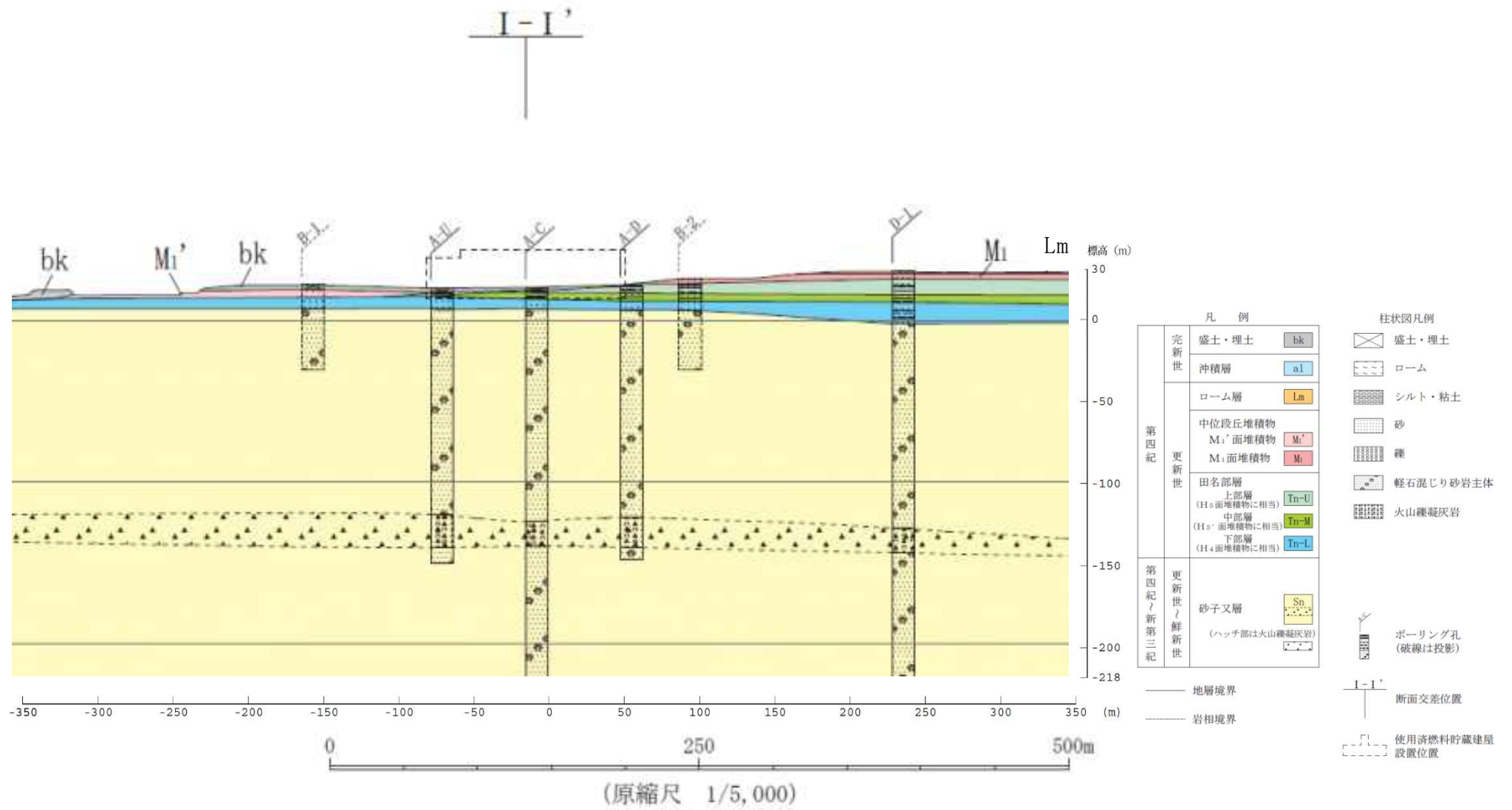


図 6.1(2) 地質鉛直断面図 (Y-Y')

## 6.2 砂子又層の繰返しせん断応力比Rの算出に用いる供試体の妥当性について

砂子又層の液状化検討にあたって繰返しせん断応力比Rは、ボーリング穴（FS 孔）から採取した供試体の室内試験により求めており、FS 孔に最も近い A-4 孔のボーリング調査結果によれば、供試体採取深度におけるN値は19である。

砂子又層の液状化判定に用いる繰返しせん断応力比Rは、液状化判定の深度によらず一定値を用いていることから、深度方向の違いを考慮してもこの繰返しせん断応力比Rを用いることの妥当性についてN値を指標として検討を行った。

その内容は以下のとおりである。

### (1) 建屋下ボーリング孔のデータのN値

建屋下には地盤調査のために A-1 から A-9 のボーリング孔がある。ボーリング孔の位置を図 6.2-1 に示す。

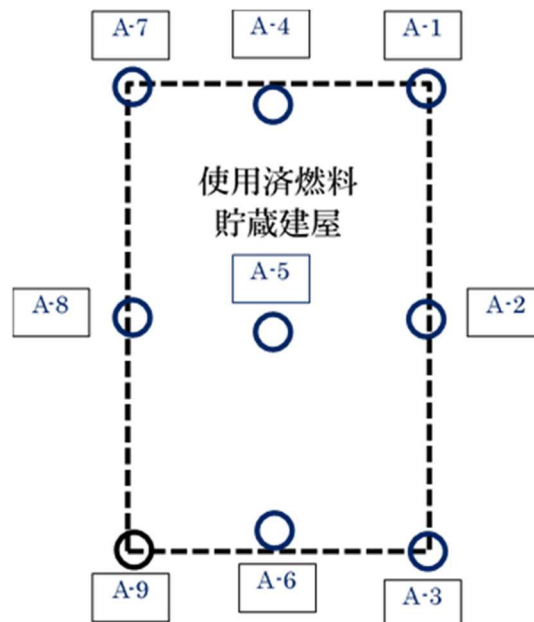


図 6.2-1 建屋下ボーリング孔の位置

このボーリング孔のデータを整理した図が図 6.2-2 である。同図には、深度方向のN値の分布と室内試験に用いた供試体採取深度のN値19を併記している。

また、使用したデータの度数分布を図 6.2-3 に示す。

図 6.2-2 によれば、深度が大きくなるほどN値が増加する傾向が認められ、ほとんどのデータは供試体採取深度のN値を超える結果となっている。

図 6.2-3 によれば、供試体採取深度のN値を超えるデータの割合は85%である。

また、各孔のN値の分布を表 6.2-1 に示す。N値20未満のN値は浅部に集中している。

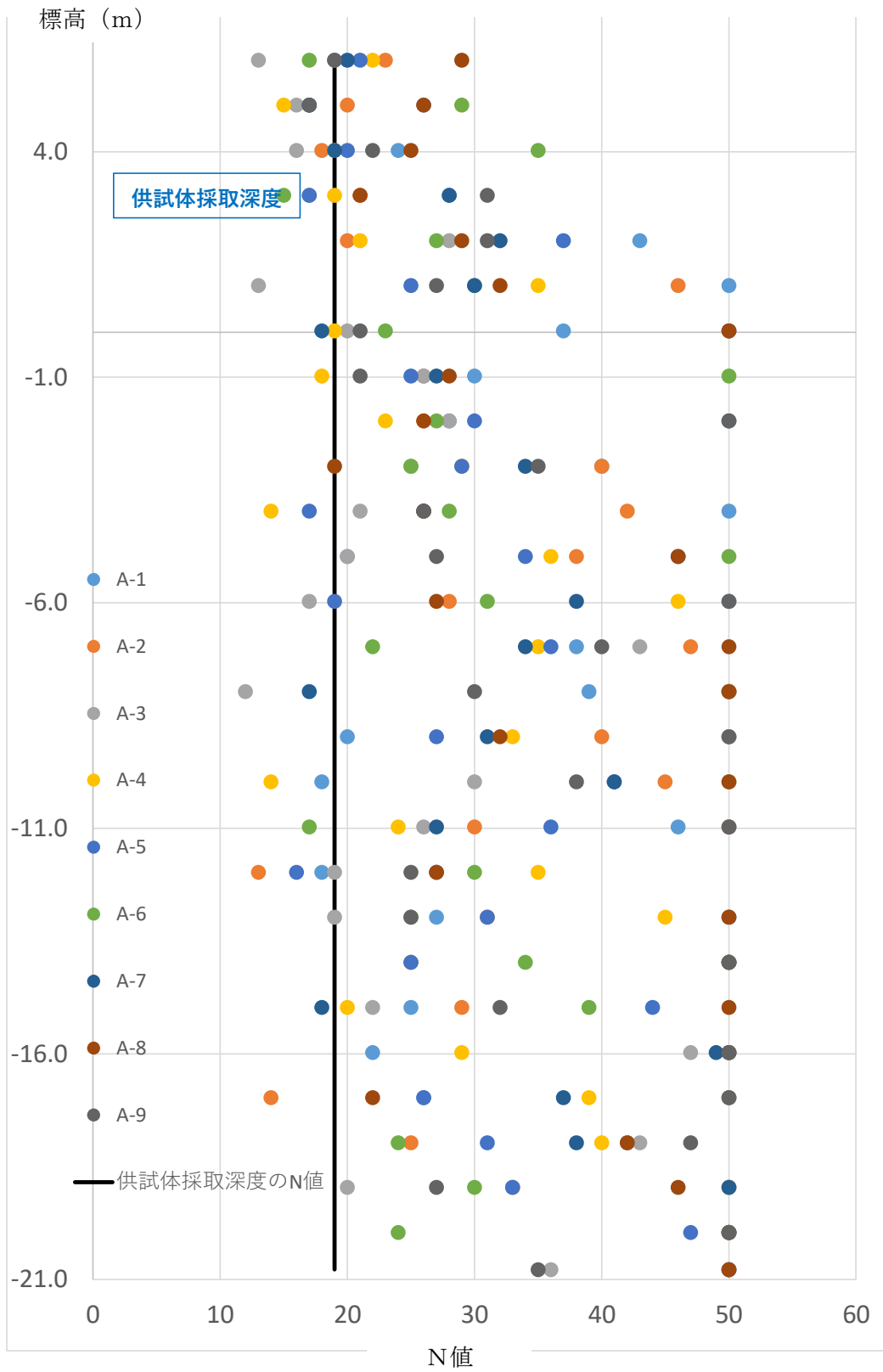


図 6.2-2 深度方向のN値の分布

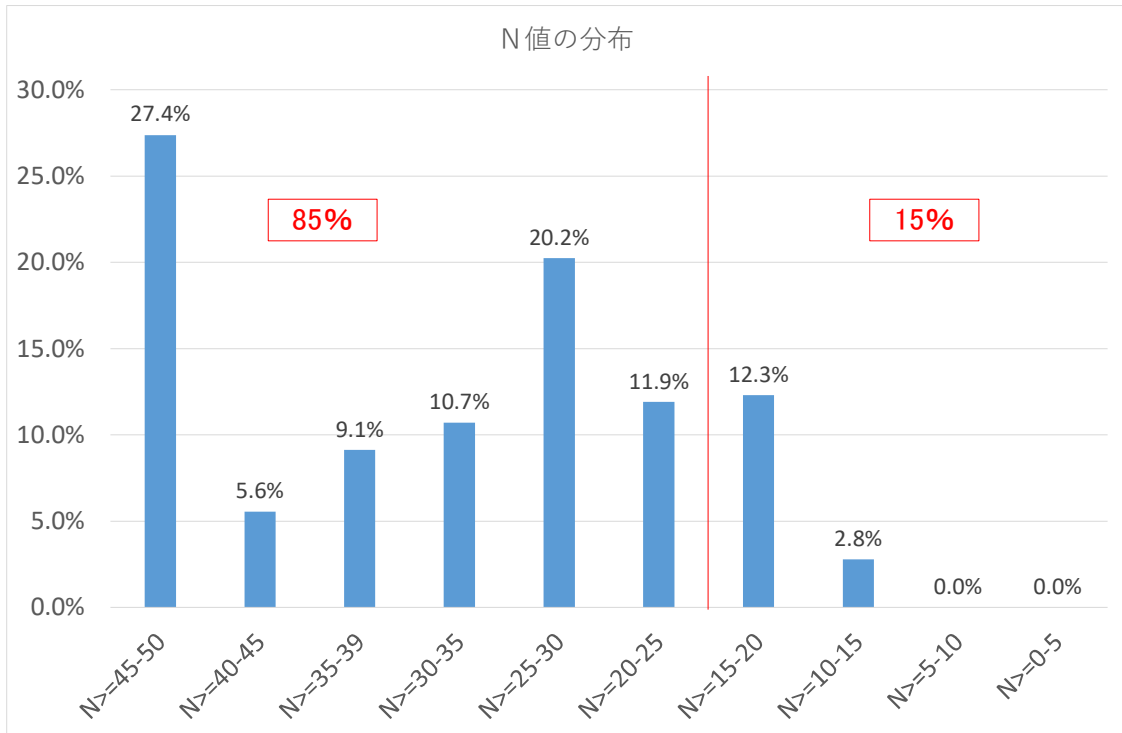


図 6.2-3 深度方向のN値の分布

表 6.2-1 各孔のN値分布

| 標高    | A-1 | A-2 | A-3 | A-4 | A-5 | A-6 | A-7 | A-8 | A-9 | 平均N |
|-------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| 6.0   | 19  | 23  | 13  | 22  | 21  | 17  | 20  | 29  | 19  | 20  |
| 5.0   | 26  | 20  | 16  | 15  | 17  | 29  | 17  | 26  | 17  | 20  |
| 4.0   | 24  | 18  | 16  | 19  | 20  | 35  | 19  | 25  | 22  | 22  |
| 3.0   | 28  | 21  | 17  | 19  | 17  | 15  | 28  | 21  | 31  | 22  |
| 2.0   | 43  | 20  | 28  | 21  | 37  | 27  | 32  | 29  | 31  | 30  |
| 1.0   | 50  | 46  | 13  | 35  | 25  | 30  | 30  | 32  | 27  | 32  |
| 0.0   | 37  | 50  | 20  | 19  | 50  | 23  | 18  | 50  | 21  | 32  |
| -1.0  | 30  | 26  | 26  | 18  | 25  | 50  | 27  | 28  | 21  | 28  |
| -2.0  | 28  | 26  | 28  | 23  | 30  | 27  | 50  | 26  | 50  | 32  |
| -3.0  | 40  | 40  | 25  | 29  | 29  | 25  | 34  | 19  | 35  | 31  |
| -4.0  | 50  | 42  | 21  | 14  | 17  | 28  | 26  | 26  | 26  | 28  |
| -5.0  | 20  | 38  | 20  | 36  | 34  | 50  | 46  | 46  | 27  | 35  |
| -6.0  | 50  | 28  | 17  | 46  | 19  | 31  | 38  | 27  | 50  | 34  |
| -7.0  | 38  | 47  | 43  | 35  | 36  | 22  | 34  | 50  | 40  | 38  |
| -8.0  | 39  | 50  | 12  | 50  | 50  | 50  | 17  | 50  | 30  | 39  |
| -9.0  | 20  | 40  | 50  | 33  | 27  | 50  | 31  | 32  | 50  | 37  |
| -10.0 | 18  | 45  | 30  | 14  | 41  | 50  | 41  | 50  | 38  | 36  |
| -11.0 | 46  | 30  | 26  | 24  | 36  | 17  | 27  | 50  | 50  | 34  |
| -12.0 | 18  | 13  | 19  | 35  | 16  | 30  | 27  | 27  | 25  | 23  |
| -13.0 | 27  | 31  | 19  | 45  | 31  | 25  | 50  | 50  | 25  | 34  |
| -14.0 | 50  | 25  | 50  | 50  | 25  | 34  | 50  | 50  | 50  | 43  |
| -15.0 | 25  | 29  | 22  | 20  | 44  | 39  | 18  | 50  | 32  | 31  |
| -16.0 | 22  | 50  | 47  | 29  | 50  | 50  | 49  | 50  | 50  | 44  |
| -17.0 | 26  | 14  | 50  | 39  | 26  | 50  | 37  | 22  | 50  | 35  |
| -18.0 | 42  | 25  | 43  | 40  | 31  | 24  | 38  | 42  | 47  | 37  |
| -19.0 | 50  | 33  | 20  | 50  | 33  | 30  | 50  | 46  | 27  | 38  |
| -20.0 | 50  | 50  | 50  | 50  | 47  | 24  | 50  | 50  | 50  | 47  |
| -20.8 | 50  | 50  | 36  |     | 50  |     |     | 50  | 35  | 45  |



(2) 地質分類を考慮した建屋下地盤の層区分とN値に基づく液状化判定データの妥当性

砂子又層の土質区分は軽石混じり砂岩が主体とするが、一部に他の岩種を含む層も存在する。一方、地盤のN値は深度が増すにつれて大きくなる傾向を示す。

砂子又層を層区分してN値の状況を整理するために、上記のN値と岩種を参考にしつつ層区分を行った。その結果を表 6.2-2 に示す。同表には対比される岩種と層平均のN値を記載している。

表 6.2-2 砂子又層の層区分とN値

| 深度    | N値 | 岩種                                                            | 層平均N値 |
|-------|----|---------------------------------------------------------------|-------|
| 6.0   | 20 | 軽石混じり粗粒砂岩                                                     | 21    |
| 5.0   | 20 |                                                               |       |
| 4.0   | 22 |                                                               |       |
| 3.0   | 22 | 軽石混じり中粒砂岩                                                     | 29    |
| 2.0   | 30 |                                                               |       |
| 1.0   | 32 |                                                               |       |
| 0.0   | 32 |                                                               |       |
| -1.0  | 28 | 軽石混じり粗粒砂岩・軽石凝灰岩・凝灰質シルト岩                                       | 30    |
| -2.0  | 32 |                                                               |       |
| -3.0  | 31 | 軽石混じり中粒砂岩・凝灰質シルト岩・凝灰質細粒砂岩・凝灰質シルト岩・軽石凝灰岩                       | 31    |
| -4.0  | 28 |                                                               |       |
| -5.0  | 35 |                                                               |       |
| -6.0  | 34 | 軽石混じり中粒砂岩・凝灰質シルト岩・火山礫混じり軽石凝灰岩・軽石混じり中粒砂岩                       | 37    |
| -7.0  | 38 |                                                               |       |
| -8.0  | 39 |                                                               |       |
| -9.0  | 37 |                                                               |       |
| -10.0 | 36 |                                                               |       |
| -11.0 | 34 | 火山礫混じり軽石凝灰岩                                                   | 31    |
| -12.0 | 23 | 軽石混じり中粒砂岩・火山礫混じり軽石凝灰岩・軽石混じり中粒砂岩・凝灰質中粒砂岩                       | 32    |
| -13.0 | 34 |                                                               |       |
| -14.0 | 43 | 軽石混じり中粒砂岩・火山礫混じり軽石凝灰岩・軽石混じり中粒砂岩・軽石凝灰岩・凝灰質シルト岩・軽石混じり中粒砂岩・軽石凝灰岩 | 37    |
| -15.0 | 31 |                                                               |       |
| -16.0 | 44 |                                                               |       |
| -17.0 | 35 |                                                               |       |
| -18.0 | 37 |                                                               |       |
| -19.0 | 38 | 軽石混じり中粒砂岩                                                     | 43    |
| -20.0 | 47 |                                                               |       |
| -20.8 | 45 |                                                               |       |

図 6.2-4 には上記の層区分を踏まえ、N値の分布図に深度毎のN値の平均及び層毎のN値の平均を示す。いずれの層においても供試体採取深度のN値を下回る値は認められないことから、液状化判定に用いたデータは保守的である。

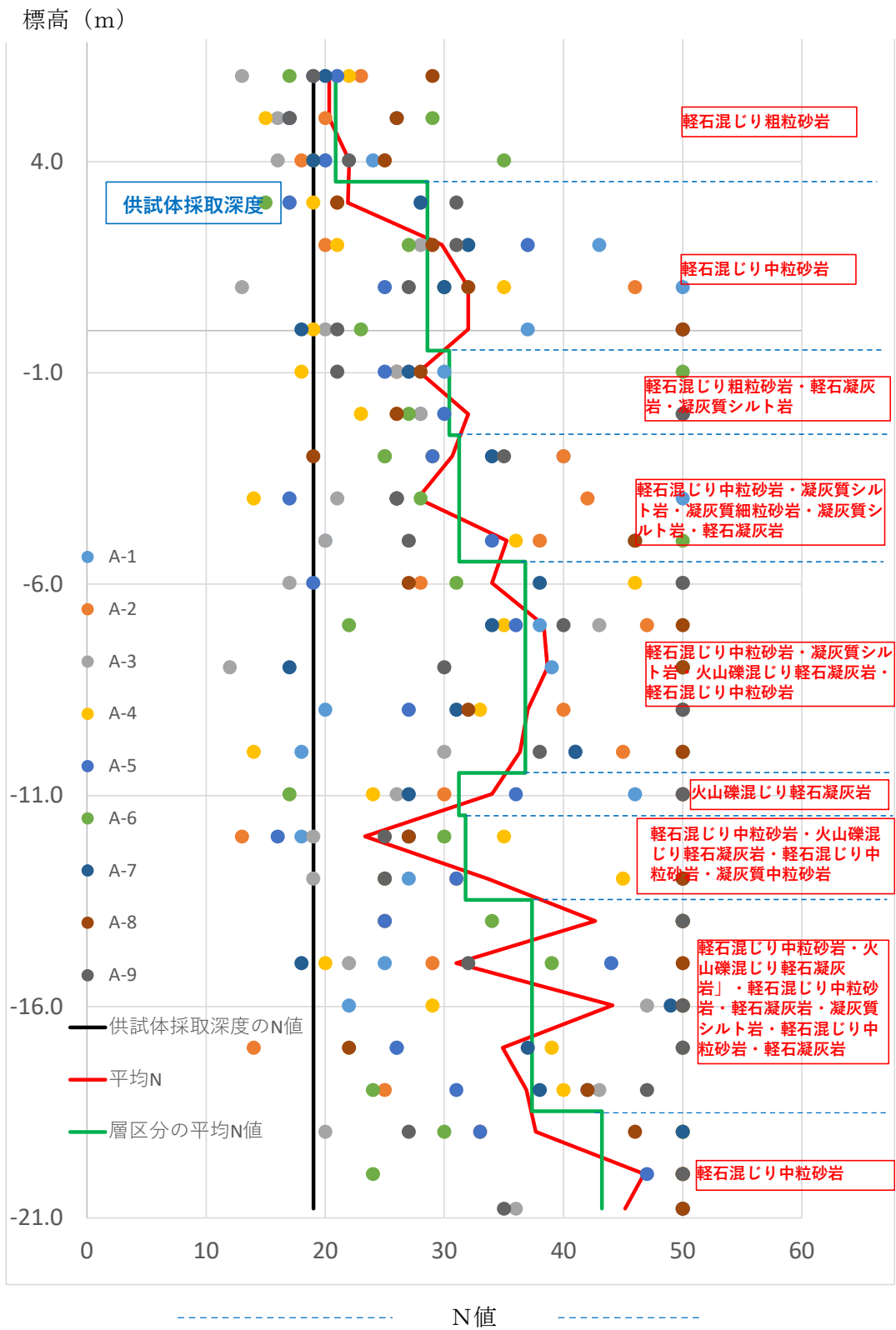


図 6.2-4 深度方向のN値と平均N値の分布

7. 遮蔽扉の検討について

検討用地震力により遮蔽扉に生じる応力が、部材の材料強度以下であることを確認する。

評価対象とする遮蔽扉は、図7に示す3カ所とする。評価対象とする遮蔽扉の概要を表7-1に示す。

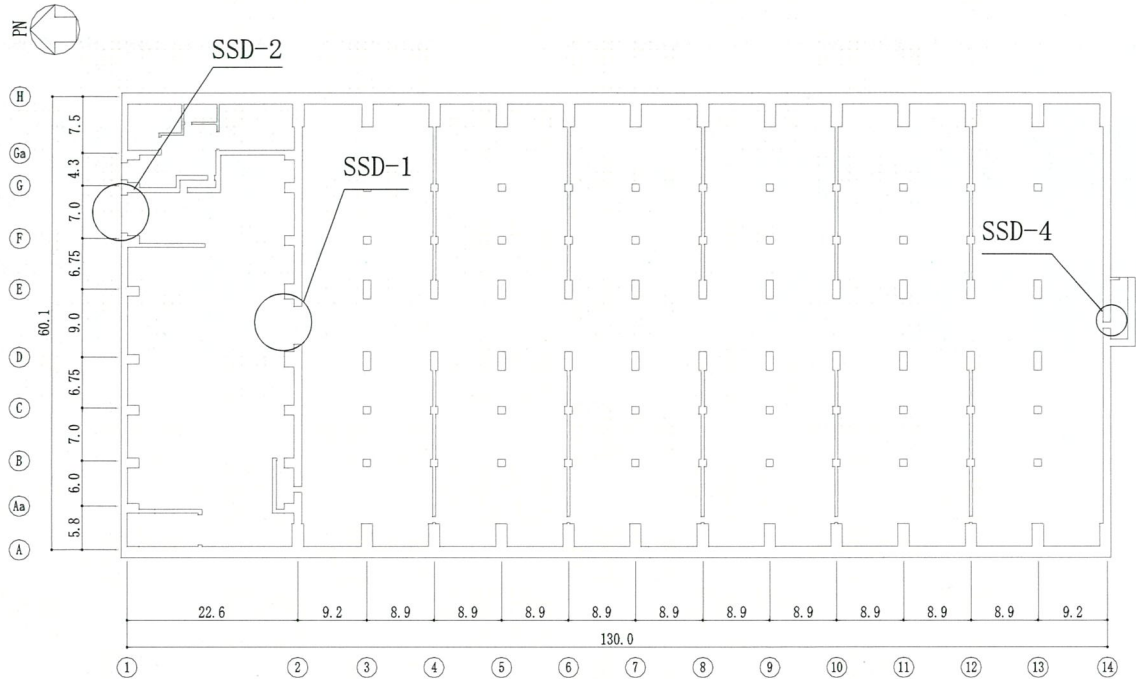


図7 評価対象とする遮蔽扉 1階伏図 (T.P.16.3) (単位：m)

表7-1 評価対象とする遮蔽扉の概要

|       | 形式   | 重量       | 構造概要                                                            |
|-------|------|----------|-----------------------------------------------------------------|
| SSD-1 | 横引き式 | 約 120ton | 開口寸法：幅 5.0m×高さ 7.0m<br>コンクリート厚：800mm<br>表面鋼板厚：12mm (材質 SS400)   |
| SSD-2 | 横引き式 | 約 55ton  | 開口寸法：幅 5.0m×高さ 6.0m<br>コンクリート厚：□mm<br>表面鋼板厚：□mm (材質 外面 □, 内面 □) |
| SSD-4 | 片開き式 | 約 2.2ton | 開口寸法：幅 0.8m×高さ 2.1m<br>コンクリート厚：300mm<br>表面鋼板厚：9mm (材質 SS400)    |

注：

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

コンクリートの短期許容応力度を表 7-2 に、鋼材の短期許容応力度を表 7-3 に示す。

表 7-2 コンクリートの短期許容応力度

(単位：N/mm<sup>2</sup>)

| 部位                                       | 圧縮                   | せん断                  |
|------------------------------------------|----------------------|----------------------|
| 上部構造<br>( $F_c =$ <input type="text"/> ) | <input type="text"/> | <input type="text"/> |

表 7-3 鋼材の短期許容応力度

(単位：N/mm<sup>2</sup>)

| 部位                              | 曲げ                   | せん断                  |
|---------------------------------|----------------------|----------------------|
| 遮蔽扉 ( <input type="text"/> )    | <input type="text"/> | <input type="text"/> |
| 遮蔽扉<br>( <input type="text"/> ) | <input type="text"/> | <input type="text"/> |

検討用地震力は、基準地震動  $S_s$  により材料の不確かさを考慮した地震応答解析を行って求めた動的地震力に余裕をみて設定した値とする。検討用地震力を表 7-4 に示す。

表 7-4 検討用地震力

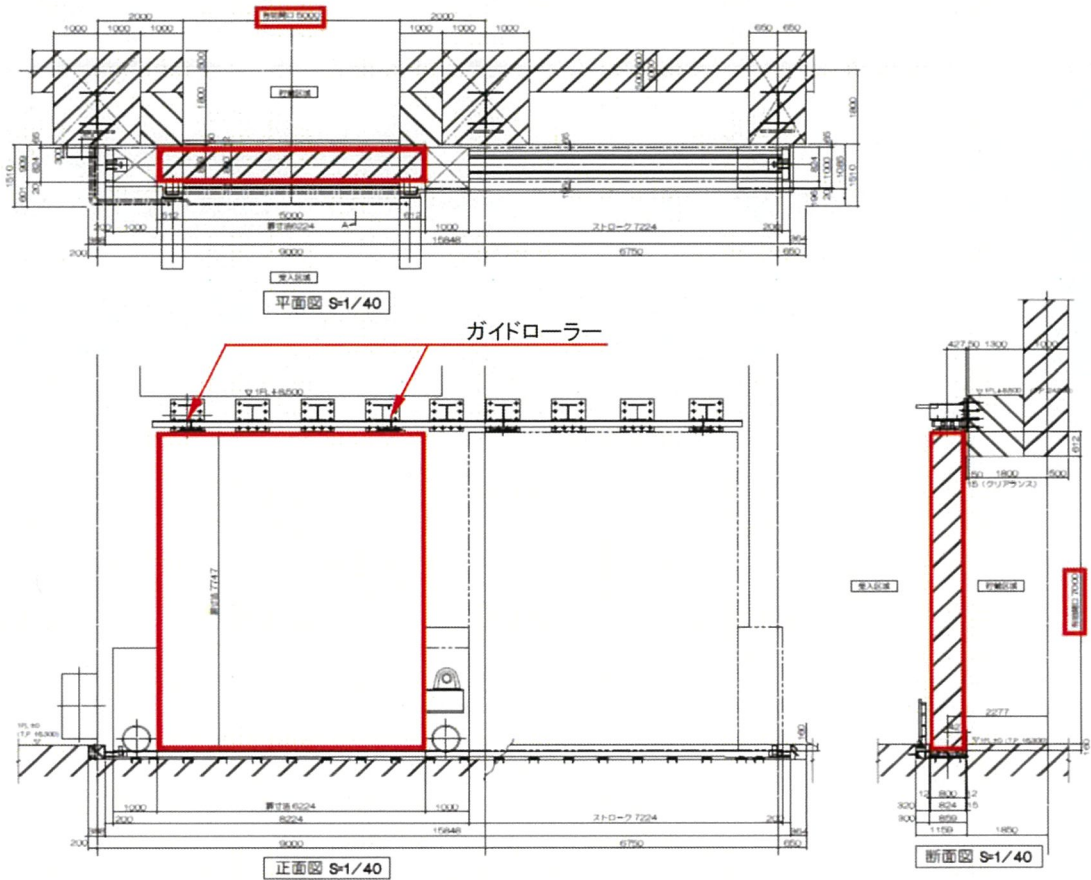
| 据付場所及び<br>床面高さ (m) | 検討用地震力        |               |
|--------------------|---------------|---------------|
|                    | 水平方向<br>検討用震度 | 鉛直方向<br>検討用震度 |
| 1 階 T. P. 16.3m    | 1.30          | 0.70          |

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

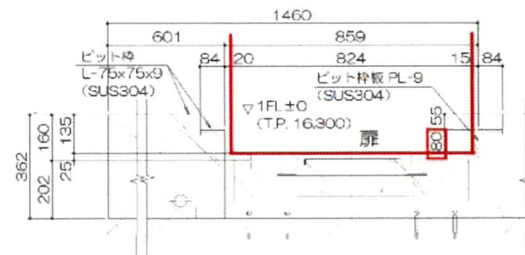
## 7.1 遮蔽扉 SSD-1

### (1) 遮蔽扉の概要及び検討対象

遮蔽扉 SSD-1 の概略図を図 7.1-1 に示す。検討対象は、遮蔽扉、上部ガイドレール・ガイドレールブラケット、ロックピン及び車輪とする。



|       |         |         |     |
|-------|---------|---------|-----|
| 開口寸法： | 幅 =     | 5000 mm |     |
|       | 高さ =    | 7000 mm |     |
| 扉寸法：  | 幅 =     | 6224 mm |     |
|       | 高さ =    | 7747 mm |     |
|       | 厚さ =    | 824 mm  |     |
|       | 鋼板厚     | 12 mm   | × 2 |
|       | コンクリート厚 | 800 mm  |     |



扉下部詳細図 S-1/10

|       |    |               |
|-------|----|---------------|
| 使用材料： | 外側 | PL-12 (SS400) |
|       | 内側 | PL-12 (SS400) |

図 7.1-1 遮蔽扉 SSD-1 の概要

(2) 検討用地震力の算定

遮蔽扉の面外方向に作用する地震力は、以下のとおり算定する。

算定条件

- ・ 鋼材の単位体積重量  $\gamma_s = 77.0 \text{ kN/m}^3$
- ・ コンクリートの単位体積重量  $\gamma_c = 24.0 \text{ kN/m}^3$
- ・ 扉開口高さ  $H = 7.0 \text{ m}$
- ・ 扉高さ  $H' = 7.747 \text{ m}$
- ・ 鋼板厚さ  $t_s = 0.012 \text{ m} \times 2$
- ・ コンクリート厚さ  $t_c = 0.8 \text{ m}$
- ・ 検討用水平震度  $kh = 1.3$

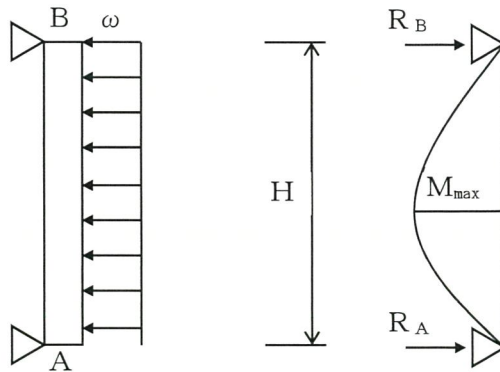
$$\begin{aligned}\omega &= (\gamma_s \times t_s \times 2 + \gamma_c \times t_c) \times kh \\ &= (77 \times 0.012 \times 2 + 24 \times 0.8) \times 1.3 \\ &= 27.4 \text{ kN/m/m (単位幅 1.0m にて検討)}\end{aligned}$$

単位幅あたりのモーメント

$$M_{\max} = \omega \times H'^2 / 8 = 27.4 \times 7.747^2 / 8 = 205.6 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

単位幅あたりの反力

$$R_a = R_b = \omega \times H' / 2 = 27.4 \times 7.747 / 2 = 106.2 \text{ kN/m}$$



注記：単位幅（幅 1.0m）として検討を行う。

図 7.1-2 遮蔽扉の応力算定の考え方

(3) 遮蔽扉の検討

遮蔽扉については、内外鋼板の曲げモーメント及びせん断力、並びにコンクリート枠について検討する。なお、内部コンクリートは座屈防止の充填材と考え、内外鋼板2枚にて強度評価を行う。

a. 曲げモーメントに対する検討

短期許容応力度  $f_b = 235 \text{ N/mm}^2$  (SS400)

曲げ応力  $\sigma_b = M_{\max}/Z = 205.6 \times 10^6 / 9602796 = 21.5 \text{ N/mm}^2$

ここで、

$$I = 2 \times (1000 \times 12^3 / 12 + 1000 \times 12 \times 406^2) = 3956352000 \text{ mm}^4$$

$$Z = I / 412 = 9602796 \text{ mm}^3$$

以上より、

$$\sigma_b / f_b = 21.5 / 235.0 = 0.09 < 1.0 \quad \text{OK}$$

b. せん断力に対する検討

短期許容せん断力  $sQ_a = B \cdot t \cdot sfs = 1620.0 \text{ kN}$  (SS400)

ここで、

$B = 1000 \text{ mm}$  (単位幅)

$t = 12 \text{ mm}$  (プレート厚)

$sfs = 135 \text{ N/mm}^2$  (許容せん断応力度)

せん断力  $Q = Q_{\max} / 2 = 106.2 / 2 = 53.1$

以上より、

$$Q / sQ_a = 53.1 / 1620.0 = 0.03 < 1.0 \quad \text{OK}$$

c. コンクリート枠に対する検討

コンクリート枠のうち応力が最大となる扉下部について、コンクリートの圧縮応力について検討する。

コンクリートの短期許容圧縮応力度  $f_c = \boxed{\phantom{000}} \text{ N/mm}^2$

扉下部の扉とコンクリート枠との接地面積  $S_a$  (単位幅当たり)

$$S_a = 80 \times 1000 = 80000 \text{ mm}^2$$

単位幅当たりの反力  $R_a = 106.2 \text{ kN}$

圧縮応力度  $\sigma_c = R_a / S_a = 106200 / 80000 = 1.33 \text{ N/mm}^2$

以上より、

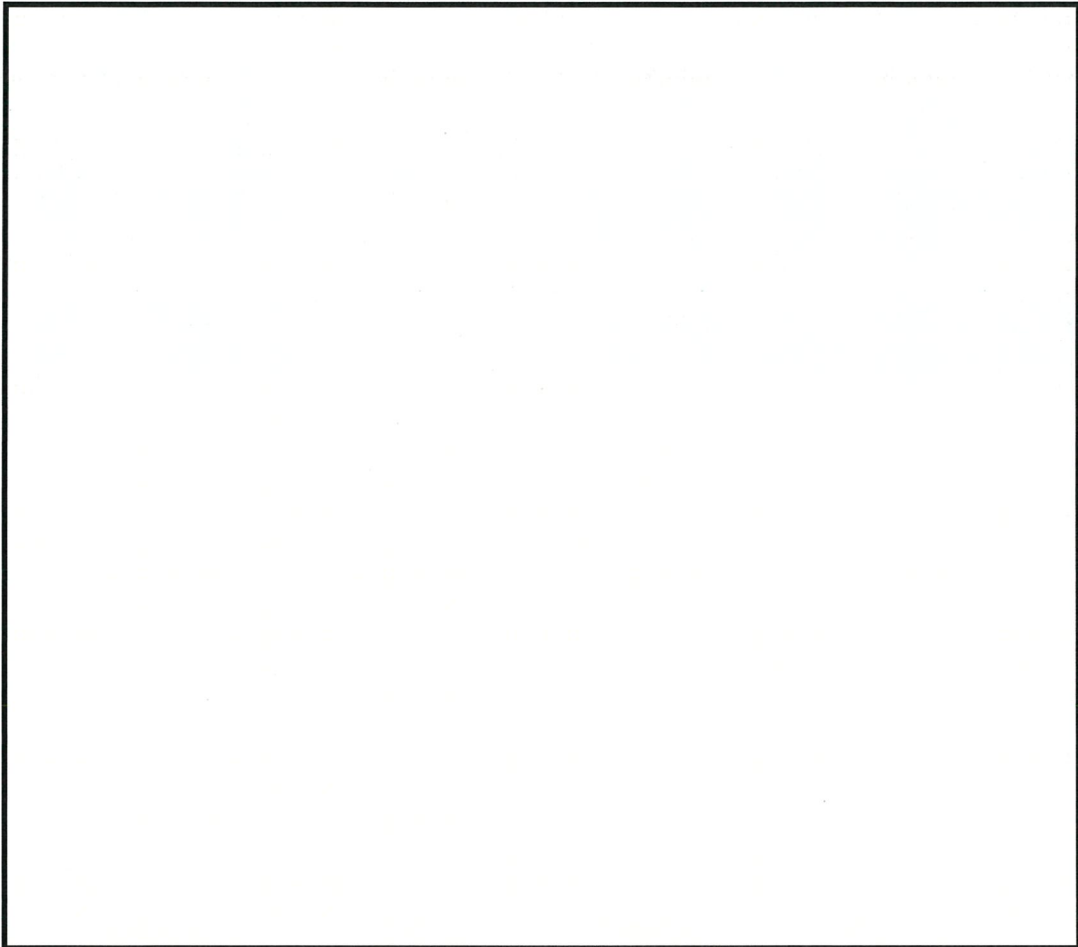
$$\sigma_c / f_c = \boxed{\phantom{000}} < 1.0 \quad \text{OK}$$

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

(4) ガイドレールの検討

ガイドレールの検討は以下の2箇所とする。

- ・上部ガイドレール
- ・上部ガイドレールブラケット

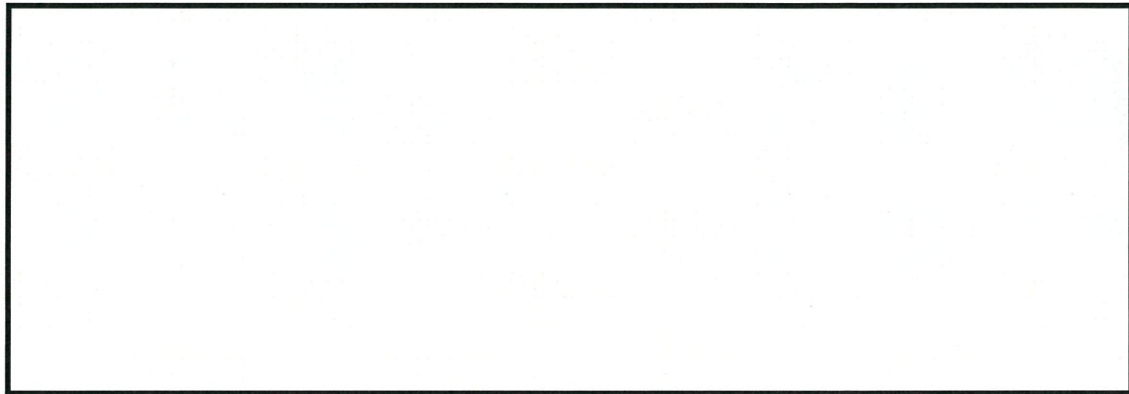




a. 上部ガイドレールの検討

扉上部に取付いているガイドローラーよりガイドレールへ力が伝達されるが、地震時に最も不利な条件として、ガイドレールブラケットのスパン1.5mの中心に荷重が作用する場合は想定し検討を行う。

なお、ガイドレールは内・外に合計2本あり、上部及び側部をプレートにて固定しているため、ガイドレールとプレートは一体として検討を行う。



立面図



ガイドレール平面図

ガイドレール側面図



ガイドレール側面詳細図

図 7.1-4 上部ガイドレールの概要

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

- ・ 上部ガイドレール本体に作用する荷重

上部ガイドレールを  $L = \boxed{\quad}$  m の単純梁として検討する。

$$\text{扉幅 } B' = \boxed{\quad} \text{ m}$$

上部ガイドレールに作用する集中荷重  $P$  (ガイドローラー1ヶ所あたり)

$$P = Rb \cdot B' / 2 = \boxed{\quad} \text{ kN}$$

上部ガイドレールに作用する曲げモーメント  $M$  (ガイドローラーは支持点より  $L/2$  の位置)

$$M = P \cdot L / 4 = \boxed{\quad} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- ・ ガイドレール

使用鋼材①  $\boxed{\quad}$

$$I_x = \boxed{\quad} \text{ mm}^4 \text{ (強軸方向断面2次モーメント)}$$

$$A = \boxed{\quad} \text{ mm}^2 \text{ (断面積)}$$

$$I_1 = \boxed{\quad} \text{ mm}^4$$

使用鋼材②  $\boxed{\quad}$

$$B = \boxed{\quad} \text{ mm}$$

$$H = \boxed{\quad} \text{ mm}$$

$$I_2 = b \times h^3 / 12 = \boxed{\quad} \text{ mm}^4$$

使用鋼材③  $\boxed{\quad}$

$$b = \boxed{\quad} \text{ mm}$$

$$h = \boxed{\quad} \text{ mm}, \quad h' = \boxed{\quad} \text{ mm}$$

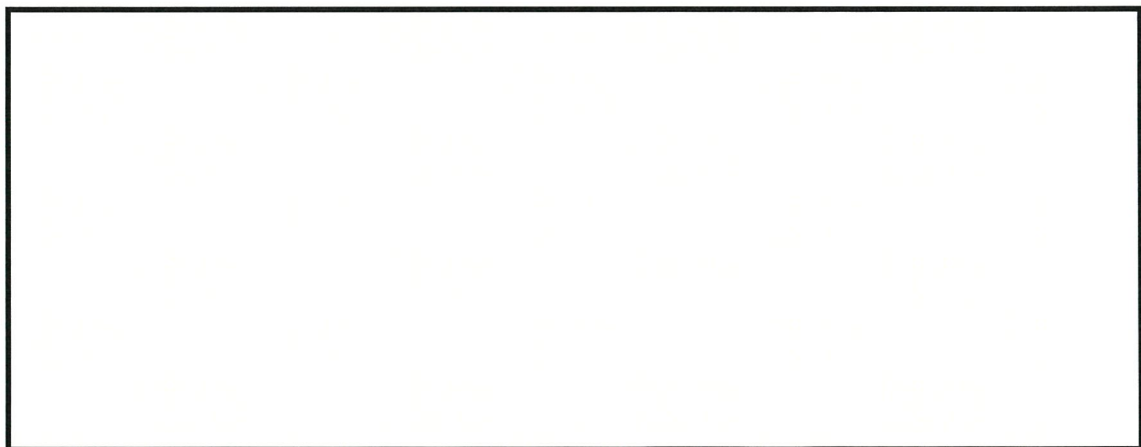
$$I_3 = b \times (h^3 - h'^3) / 12 = \boxed{\quad} \text{ mm}^4$$

①②③を一体とした断面性能

$$I = I_1 + I_2 + I_3 = \boxed{\quad} \text{ mm}^4$$

$$H = \boxed{\quad} \text{ mm}$$

$$Z = I / (h / 2) = \boxed{\quad} \text{ mm}^3$$





降伏強度  $\sigma_y =$    $\text{N/mm}^2$  (機械設計図表便覧より)

引張強度  $\sigma_u =$    $\text{N/mm}^2$  (機械設計図表便覧より)

$F = \min(\sigma_y, 0.7 \times \sigma_u) =$    $\text{N/mm}^2$

ボルトの有効断面積 (ボルト軸断面積の 0.75 倍とする)

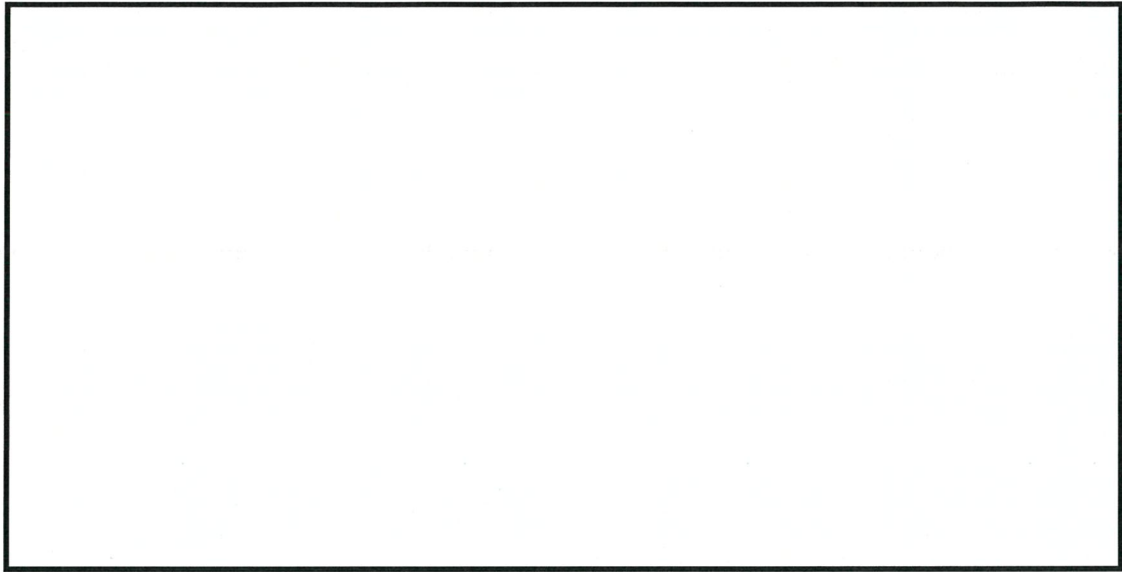
$A_B =$    $\text{mm}^2$

許容せん断応力度  $F/\sqrt{3} =$    $\text{N/mm}^2$

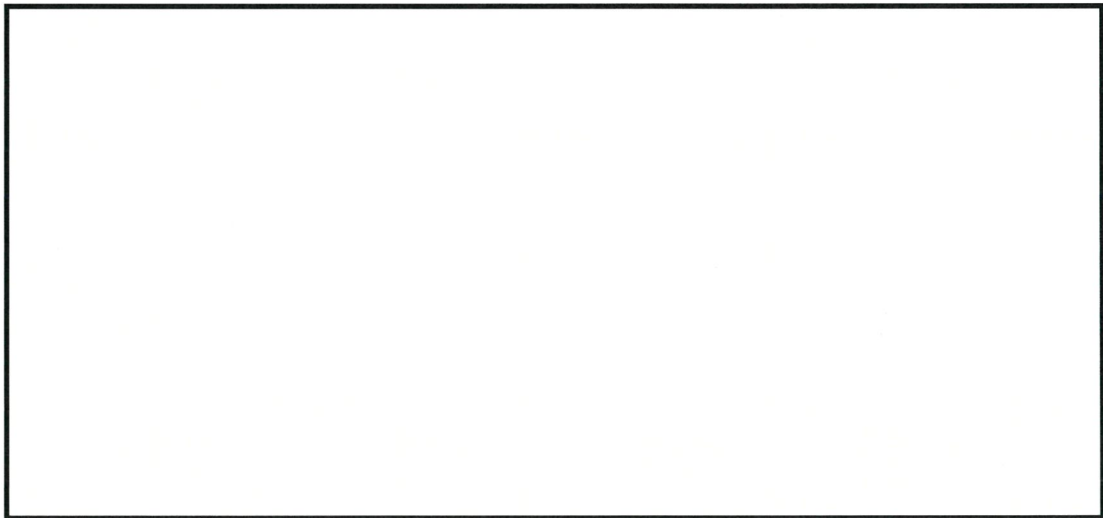
ボルト 1 本あたりの応力度

$P/A_B/8 =$    $\text{N/mm}^2$     OK

b. 上部ガイドレールブラケットの検討



ブラケット取付け部平面詳細図（左）および断面図（右）



ブラケット詳細図

図 7.1-5 上部ガイドレールブラケットの概要

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

・ブラケットとプレートの溶接部

ガイドレールブラケット

ブラケットプレート

溶接サイズ  $s =$   mm 及び  mm

溶接長さ  $L_w = L_1 + L_2$

$L_1 =$   mm ( $s =$   mm)

$L_2 =$   mm ( $s =$   mm)

$P / (0.7 \times s \times L_w) =$

$=$   N/mm<sup>2</sup> OK ()

・ブラケットはしあき

ブラケットはしあき距離  $g_e =$   mm

ブラケット板厚 (フランジ厚)  $g_t =$   mm

応力方向ボルト本数  $n_1 =$

ブラケットはしあき面積  $gAa = 0.5 \times 2 \times n_1 \times g_e \times g_t =$   mm<sup>2</sup>

引張強さ  $F =$   N/mm<sup>2</sup>

はしあき部発生応力度  $\sigma_a =$   N/mm<sup>2</sup> OK ()

・プレートの曲げ強度

下記に示す長さ  $L$  の片持ち梁の集中荷重  $P$  と変位  $\delta$  の関係式より、 $P$  は長さ  $L$  の 3 乗に反比例する。

$$\delta = PL^3 / 3EI \quad (E: \text{ヤング率}, I: \text{断面 2 次モーメント})$$

たがって各ボルトの変位を同一と仮定すると各ボルトに生ずる引張力は、長さの 3 乗に反比例して配分される。

$l_1 =$   mm ( 本)

$l_2 =$   mm ( 本)



枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

プレート①

ボルトに生ずる引張力  $T_{B1} = P \times l / l_1^3 / (4 / l_1^3 + 6 / l_2^3)$   
 $=$   kN

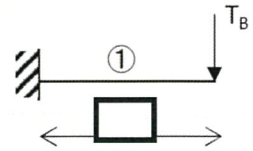
プレート厚さ  $t =$   mm

プレート幅  $B_1 =$   mm

$Z_x = B_1 \times t^2 / 6 =$   mm<sup>3</sup>

$M_B = T_{B1} \times l_1 =$   kN・mm

$M_B / Z_x =$   N/mm<sup>2</sup> OK



プレート②

ボルトに生ずる引張力  $T_{B2} = P \times l / l_2^3 / (4 / l_1^3 + 6 / l_2^3)$   
 $=$   kN

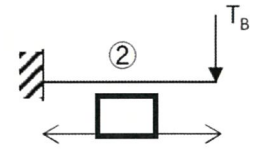
プレート厚さ  $t =$   mm

プレート幅  $B_2 =$   mm

$Z_x = B_2 \times t^2 / 6 =$   mm<sup>3</sup>

$M_B = T_{B2} \times l_2 =$   kN・mm

$M_B / Z_x =$   N/mm<sup>2</sup> OK



・アンカーボルト

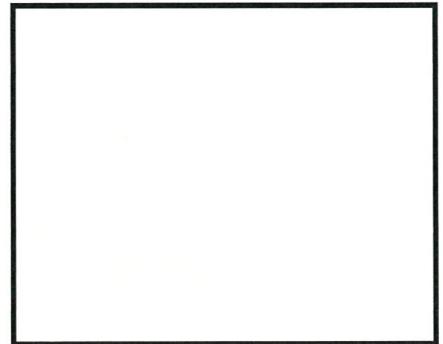
接着系アンカーボルトとして検討する。

ボルト径  $d_a =$

埋込長さ  $L =$   mm

プレートの曲げ強度にて算出したアンカーの引張力を用いる。

アンカーボルト 1 本あたり最大引張力  $T_{B1} =$   kN



引張力に対して接着系アンカーボルトの降伏で決まる場合の許容引張力  $p_{a1}$

$p_{a1} = 1 \times s \sigma_{pa} \times s_{ca}$   
 $=$   kN OK

ここで、

$s \sigma_{pa}$  : 接着系アンカーボルトの引張強度  N/mm<sup>2</sup>

$s_{ca}$  : 接着系アンカーボルト軸部断面積とねじ部有効断面積のうち小さい方の値として  mm<sup>2</sup>

引張力に対して接着系アンカーボルトの付着力で決まる場合の許容引張力  $p_{a3}$

$p_{a3} = 2/3 \times \tau_a \times \pi \times d_a \times L$   
 $=$   kN OK

ここで、

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

$c_1$  : へりあき長さ =  mm

$L$  : 穿孔長  mm

$\alpha_1$  : へりあきおよびアンカーボルトのピッチによる付着強度の低減係数

$$\alpha_1 = 0.5 \times (c_1 / l_e) + 0.5 =$$

$$l_e = L - d_a = \text{ mm} \rightarrow \text{ mm}$$

$$\tau_a = \alpha_1 \times \tau_{bavg} = \text{ N/mm}^2$$

ここで,

$\tau_{bavg}$  : 接着系アンカーボルトの基本平均付着強度

$$5\sqrt{F_c / 21} = \text{ N/mm}^2 \quad (\text{カプセル無機系とする})$$

$F_c$  : コンクリートの設計基準強度  N/mm<sup>2</sup>

引張力に対してコーン状破壊で決まる場合の許容引張力  $p_{a2}$

$$p_{a2} = 2/3 \times {}_c\sigma_t \times A'c$$

$$= \text{ N} \quad \text{OK (  )}$$

ここで,

${}_c\sigma_t$  : コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度

$$0.31\sqrt{F_c} = \text{ N/mm}^2$$

$A'c$  : コーン状破壊面の有効水平投影面積

$$\text{右の図より } A'c = A_c / 10 = \text{ mm}^2$$

( $A_c$  は全ボルトの有効投影面積)



(5) ロックピンの検討

ロックピンの検討は以下の4ヶ所とする。なお、扉面外方向地震力については前項のコンクリート枠及びガイドレールで負担するものとし、ロックピンは扉面内水平方向地震力を負担するものとする。

- ・ロックピン
- ・ロックピン受け
- ・ロックピン受け取付部
- ・ロックピン受け取付部周辺コンクリート

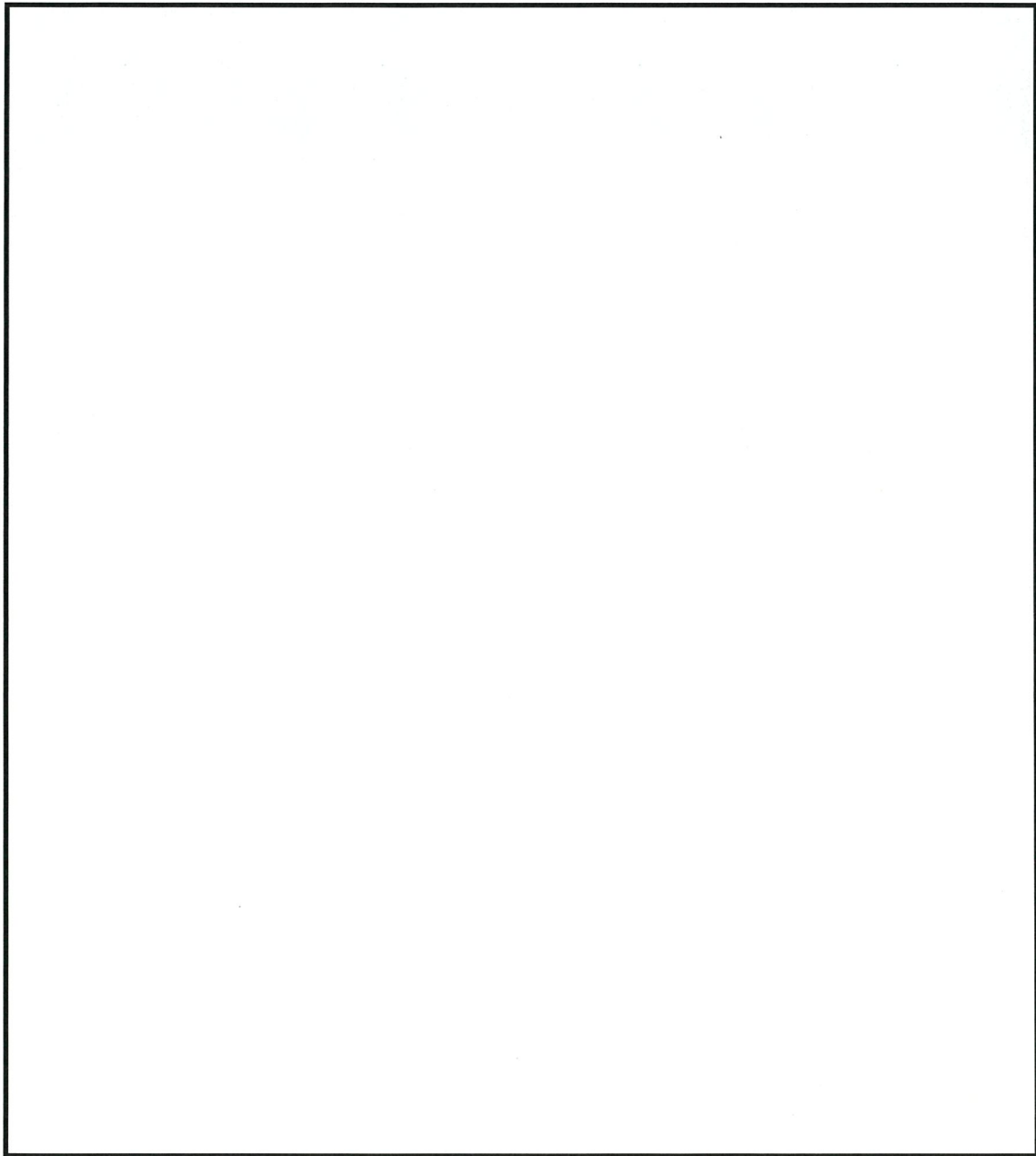


図 7.1-6 ロックピンの概要

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

・ロックピン

使用鋼材

降伏強度  $\sigma_y =$   N/mm<sup>2</sup> (機械設計図表便覧より)

引張強度  $\sigma_u =$   N/mm<sup>2</sup> (機械設計図表便覧より)

$F = \min(\sigma_y, 0.7 \times \sigma_u) =$   N/mm<sup>2</sup>

許容せん断応力度  $F/\sqrt{3} =$   N/mm<sup>2</sup>

断面積  $A_L =$   mm<sup>2</sup>

ロックピン1本当たりせん断力

$P_L = (R_a + R_b) \times B' =$   kN

$P_L/A_L =$   N/mm<sup>2</sup> OK

・ロックピン受け

使用鋼材  相当

許容圧縮応力度  N/mm<sup>2</sup>

ロックピン径 =  mm

ロックピン差込み長さ =  mm

圧縮力を受ける投影面積  $S_L =$   mm<sup>2</sup>

$\sigma_c = P_L/S_L =$   N/mm<sup>2</sup> OK

・ロックピン受け取付部

a) 取付けボルト

使用鋼材

許容引張応力度  N/mm<sup>2</sup>

断面積  $A_B =$   mm<sup>2</sup>

取付けボルト1本当たり引張力

$T_B = P_L/5 =$   kN

$T_B/A_B =$   N/mm<sup>2</sup> OK

b) 取付けブロック

使用材料

許容圧縮応力度  N/mm<sup>2</sup>

ロックピン受け高さ =  mm

ロックピン受け幅 =  mm

圧縮力を受ける投影面積  $S_s =$   mm<sup>2</sup>

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

$$\sigma_c = P_L / S_s = \boxed{\phantom{000000}} \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK} \left( \boxed{\phantom{00}} \right)$$

・ロックピン受け取付部周辺コンクリート

使用材料  $F_c = \boxed{\phantom{00}} \text{ N/mm}^2$

許容圧縮応力度  $\boxed{\phantom{00}} \text{ N/mm}^2$

取付けブロック高さ =  $\boxed{\phantom{00}} \text{ mm}$

取付けブロック幅 =  $\boxed{\phantom{00}} \text{ mm}$

圧縮力を受ける投影面積  $S_c = 150 \times 725 = \boxed{\phantom{000000}} \text{ mm}^2$

$$\sigma_c = P_L / S_c = \boxed{\phantom{000000}} \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK} \left( \boxed{\phantom{00}} \right)$$

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

(6) 車輪の検討

車輪の検討は以下の2ヶ所とする。なお、車輪は扉面外方向地震力を負担するものとする。

- ・車輪（レールとの水平方向接触部）
- ・レール背面コンクリート

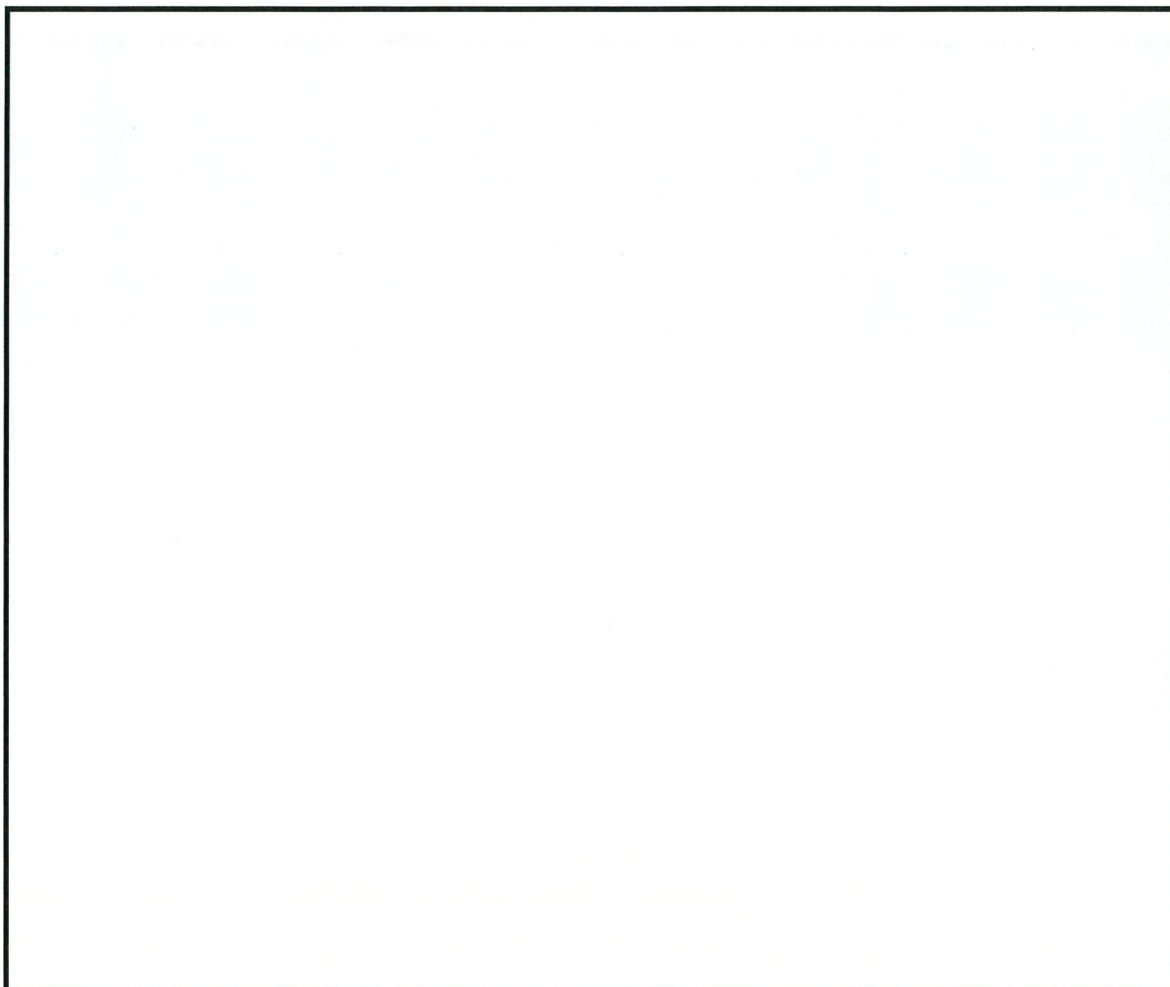


図 7.1-7 車輪の概略図

a. 車輪の検討

・車輪

使用鋼材

降伏強度  $\sigma_y =$   N/mm<sup>2</sup> (機械設計図表便覧による)

引張強度  $\sigma_u =$   N/mm<sup>2</sup> (機械設計図表便覧による)

$F = \min(\sigma_y, 0.7 \times \sigma_u) =$   N/mm<sup>2</sup>

許容曲げ応力度  N/mm<sup>2</sup>

許容せん断応力度  $F/\sqrt{3} =$   N/mm<sup>2</sup>

車輪 1 輪当たりせん断力

$P_L = Ra \times B' / 2 =$   kN

レールとの接触面積  $A_s =$   mm<sup>2</sup>

単位面積当たり荷重  $w = P_L / A_s =$   N/mm<sup>2</sup>

単位幅当たり荷重  $w_1 = w \times b =$   N/mm

断面係数  $Z = b \times t^2 / 6 =$   mm<sup>3</sup>

曲げモーメント  $M = w_1 \times l^2 / 2 =$   N・mm

以上より,

曲げ応力度  $\sigma_b = M / Z$

$=$   N/mm<sup>2</sup> OK

せん断応力度  $\sigma_s = P_L / (L \times t)$

$=$   N/mm<sup>2</sup> OK



図 7.1-8 車輪とレールの概要図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

・ レール背面コンクリート

許容圧縮応力度  $f_c = \square \text{ N/mm}^2$

圧縮力を受ける投影面積  $S_c = \square \text{ mm}^2$

$\sigma_c = P_L / S_c = \square \text{ N/mm}^2$  OK (  )

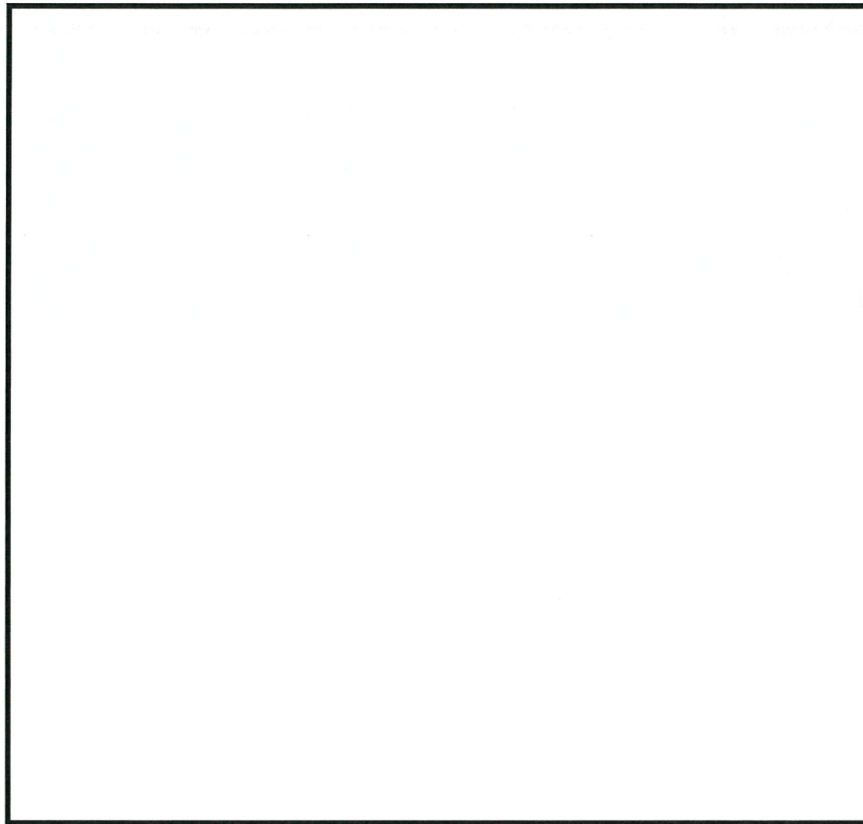


図 7.1-9 レール背面コンクリートの概要

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

(7) 検討結果のまとめ

遮蔽扉 SSD-1 の耐震性について検討結果を表 7.1 にまとめて示す。これらの結果より、発生応力はすべて許容値以下となっていることを確認した。

表 7.1(1) 検討結果 (SSD-1)

| 部位                        | 評価項目                                       | 発生値   | 許容値    | 発生値／許容値 |
|---------------------------|--------------------------------------------|-------|--------|---------|
| 遮蔽扉                       | 曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )                 | 21.5  | 235.0  | 0.10    |
|                           | せん断力 (kN)                                  | 53.1  | 1620.0 | 0.04    |
|                           | コンクリート枠に発生する<br>圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) | 1.33  | 22.0   | 0.07    |
| 上部<br>ガイド<br>レール          | 曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )                 | 19.3  | 235.0  | 0.08    |
|                           | 内側プレート<br>せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )      | 46.5  | 135.0  | 0.34    |
|                           | 内側プレート<br>溶接部 (N/mm <sup>2</sup> )         | 13.2  | 135.0  | 0.10    |
|                           | ガイドレール<br>ボルト部 (N/mm <sup>2</sup> )        | 175.4 | 376.0  | 0.47    |
| 上部<br>ガイド<br>レール<br>ブラケット | ブラケットと<br>プレートの溶接部 (N/mm <sup>2</sup> )    | 26.8  | 135.0  | 0.20    |
|                           | ブラケット<br>はしあき部 (N/mm <sup>2</sup> )        | 178.8 | 235.0  | 0.76    |
|                           | ブラケットベースプレート<br>曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) | 116.5 | 235.0  | 0.50    |
|                           | アンカーボルト<br>引張耐力 (kN)                       | 50.3  | 124.5  | 0.40    |
|                           | アンカーボルト<br>付着耐力 (kN)                       | 50.3  | 98.0   | 0.51    |
|                           | アンカーボルト<br>コーン破壊耐力 (kN)                    | 50.3  | 146.3  | 0.34    |

表 7.1(2) 検討結果 (SSD-1)

| 部位    | 評価項目                                                 | 発生値   | 許容値   | 発生値／<br>許容値 |
|-------|------------------------------------------------------|-------|-------|-------------|
| ロックピン | せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )                          | 168.4 | 376.0 | 0.45        |
|       | ロックピン受け<br>圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )                | 98.0  | 235.0 | 0.42        |
|       | ロックピン受け<br>取付部ボルト<br>引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )      | 498.9 | 652.0 | 0.77        |
|       | ロックピン受け<br>取付部ブロック<br>圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )     | 29.4  | 235.0 | 0.13        |
|       | ロックピン<br>受け取付部周辺コンクリート<br>圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) | 12.2  | 22.0  | 0.56        |
| 車輪    | 曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )                           | 289.4 | 686.0 | 0.43        |
|       | せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )                          | 86.1  | 396.0 | 0.22        |
|       | レール背面コンクリート<br>圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )            | 10.0  | 22.0  | 0.46        |



## 7.2 遮蔽扉 SSD-2

### (1) 遮蔽扉の概要及び検討対象

遮蔽扉 SSD-2 の概略図を図 22 に示す。検討対象は、遮蔽扉 SSD-1 と同様に遮蔽扉、上部ガイドレール・ガイドレールブラケット、ロックピン及び車輪とする。

なお、構造形式及び各部位の検討方法は遮蔽扉 SSD-1 と同じたため、ここでは構造検討の詳細は省略し、検討結果を表 7.2 に示す。

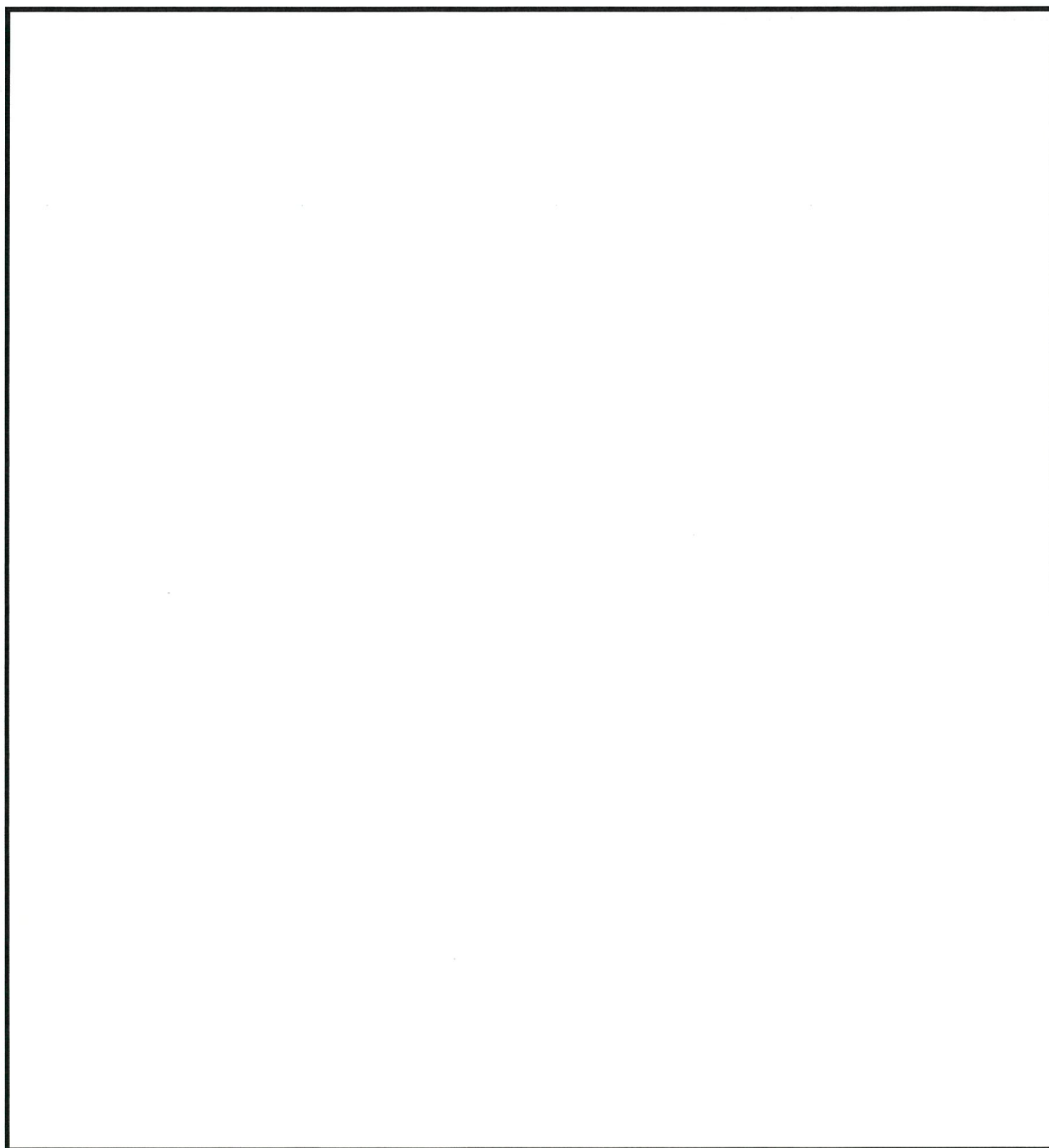


図 7.2 遮蔽扉 SSD-2 の概要

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

(2) 検討結果

遮蔽扉 SSD-2 の耐震性について検討結果を表 7.2 にまとめて示す。これらの結果より、発生応力はすべて許容値以下となっていることを確認した。

表 7.2(1) 検討結果 (SSD-2)

| 部位                        | 評価項目                                       | 発生値   | 許容値                  | 発生値／許容値              |
|---------------------------|--------------------------------------------|-------|----------------------|----------------------|
| 遮蔽扉                       | 曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )                 | 19.0  | <input type="text"/> | <input type="text"/> |
|                           | せん断力 (kN)                                  | 27.4  | <input type="text"/> | <input type="text"/> |
|                           | コンクリート枠に発生する<br>圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) | 0.41  | <input type="text"/> | <input type="text"/> |
| 上部<br>ガイド<br>レール          | 曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )                 | 26.3  | <input type="text"/> | <input type="text"/> |
|                           | 内側プレート<br>せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )      | 31.2  | <input type="text"/> | <input type="text"/> |
|                           | 内側プレート<br>溶接部 (N/mm <sup>2</sup> )         | 8.2   | <input type="text"/> | <input type="text"/> |
|                           | ガイドレール<br>ボルト部 (N/mm <sup>2</sup> )        | 132.1 | <input type="text"/> | <input type="text"/> |
| 上部<br>ガイド<br>レール<br>ブラケット | ブラケットと<br>プレートの溶接部 (N/mm <sup>2</sup> )    | 27.1  | <input type="text"/> | <input type="text"/> |
|                           | ブラケット<br>はしあき部 (N/mm <sup>2</sup> )        | 88.8  | <input type="text"/> | <input type="text"/> |
|                           | ブラケットベースプレート<br>曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) | 134.5 | <input type="text"/> | <input type="text"/> |
|                           | アンカーボルト<br>引張耐力 (kN)                       | 46.7  | <input type="text"/> | <input type="text"/> |
|                           | アンカーボルト<br>付着耐力 (kN)                       | 46.7  | <input type="text"/> | <input type="text"/> |
|                           | アンカーボルト<br>コーン破壊耐力 (kN)                    | 46.7  | <input type="text"/> | <input type="text"/> |

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

表 7.2(2) 検討結果 (SSD-2)

| 部位    | 評価項目                                                 | 発生値   | 許容値                  | 発生値／<br>許容値          |
|-------|------------------------------------------------------|-------|----------------------|----------------------|
| ロックピン | せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )                          | 165.5 | <input type="text"/> | <input type="text"/> |
|       | ロックピン受け<br>圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )                | 91.0  | <input type="text"/> | <input type="text"/> |
|       | ロックピン受け<br>取付部ボルト<br>引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )      | 558.6 | <input type="text"/> | <input type="text"/> |
|       | ロックピン受け<br>取付部ブロック<br>圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )     | 212.9 | <input type="text"/> | <input type="text"/> |
|       | ロックピン<br>受け取付部周辺コンクリート<br>圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) | 9.2   | <input type="text"/> | <input type="text"/> |
| 車輪    | 曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )                           | 152.2 | <input type="text"/> | <input type="text"/> |
|       | せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )                          | 45.4  | <input type="text"/> | <input type="text"/> |
|       | レール背面コンクリート<br>圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )            | 6.4   | <input type="text"/> | <input type="text"/> |

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

### 7.3 遮蔽扉 SSD-4

#### (1) 遮蔽扉の概要及び検討対象

遮蔽扉 SSD-4 の概略図を図 7.3-1 に示す。検討対象は、遮蔽扉、ヒンジ接合部及び操作ハンドル止め金接合部とする。

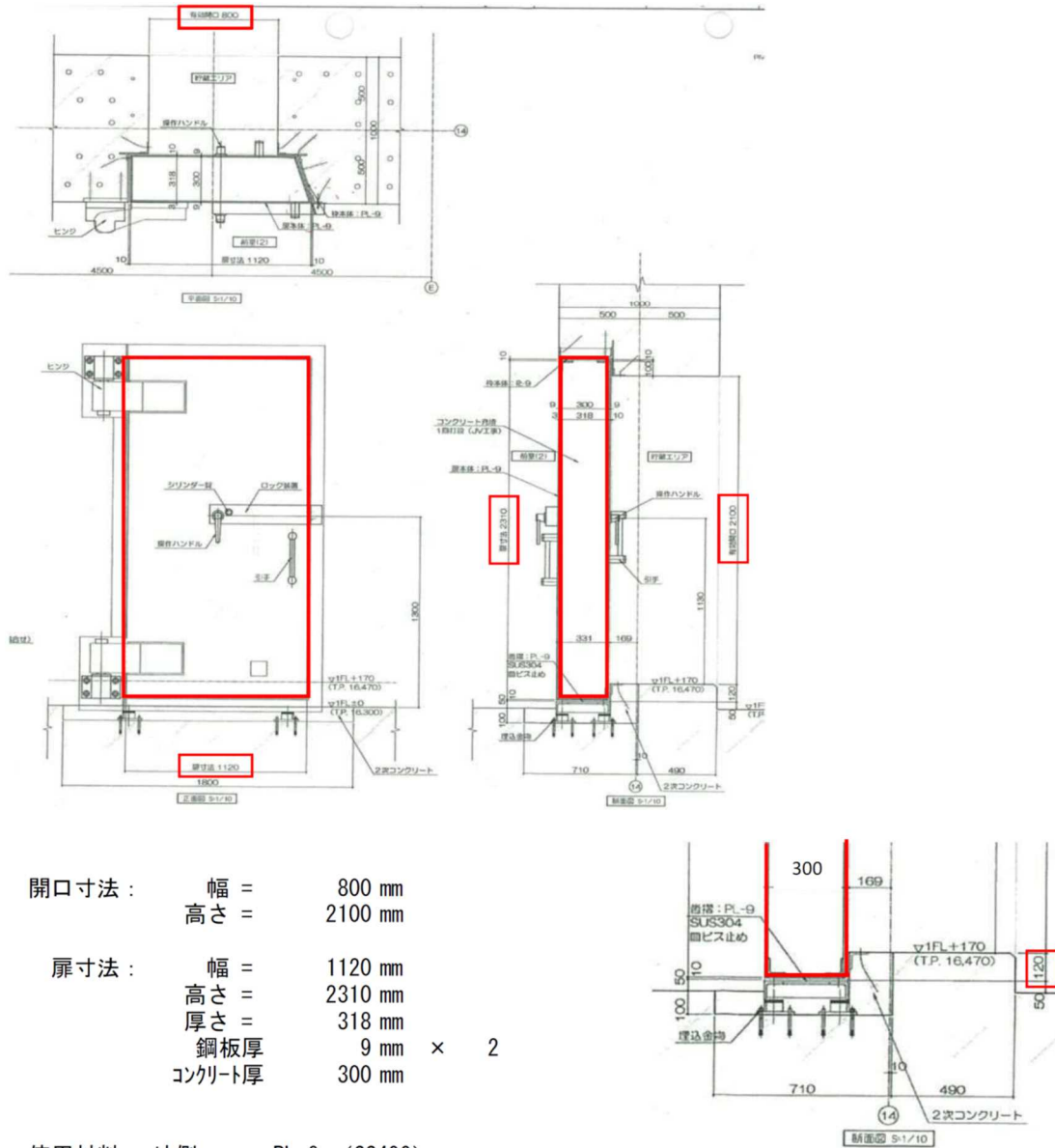


図 7.3-1 遮蔽扉 SSD-4 の概要

(2) 検討用地震力の算定

遮蔽扉 SSD-4 の面外方向に作用する地震力は、以下のとおり算定する。なお、算定は SSD-1 で示した図 7.1-2 に示す方法と同様である。

算定条件

- ・鋼材の単位体積重量  $\gamma_s = 77.0 \text{ kN/m}^3$
- ・コンクリートの単位体積重量  $\gamma_c = 24.0 \text{ kN/m}^3$
- ・扉開口高さ  $H = 2.1 \text{ m}$
- ・扉高さ  $H' = 2.310 \text{ m}$
- ・鋼板厚さ  $t_s = 0.009 \text{ m} \times 2$
- ・コンクリート厚さ  $t_c = 0.3 \text{ m}$
- ・検討用水平震度  $k_h = 1.3$

$$\begin{aligned}\omega &= (\gamma_s \times t_s \times 2 + \gamma_c \times t_c) \times k_h \\ &= (77 \times 0.009 \times 2 + 24 \times 0.3) \times 1.3 \\ &= 11.2 \text{ kN/m/m (単位幅 1.0m にて検討)}\end{aligned}$$

単位幅あたりのモーメント

$$M_{\max} = \omega \times H'^2 / 8 = 11.2 \times 2.31^2 / 8 = 7.5 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

単位幅あたりの反力

$$R_a = R_b = \omega \times H' / 2 = 11.2 \times 2.31 / 2 = 13.0 \text{ kN/m}$$

各部位の検討位置における反力

$$\text{扉幅 } B' = 1.12 \text{ m}$$

- ・上部ヒンジ接合部に作用する力  $P_1$

$$P_1 = R_b \times B' / 2 = 13.0 \times 1.12 / 2 = 7.3 \text{ kN}$$

- ・下部ヒンジ接合部に作用する力  $P_2$

$$P_2 = R_a \times B' / 2 = 13.0 \times 1.12 / 2 = 7.3 \text{ kN}$$

- ・操作ハンドル止め金接合部に作用する力  $P_3$

$$P_3 = R_a \times B' / 2 + R_b \times B' / 2 = 13.0 \times 1.12 / 2 + 13.0 \times 1.12 / 2 = 14.6 \text{ kN}$$

- ・扉自重

$$W = (\gamma_s \times t_s \times 2 + \gamma_c \times t_c) \times H' \times B' = (77 \times 0.009 \times 2 + 24 \times 0.3) \times 2.31 \times 1.12 = 22.3 \text{ kN}$$

### (3) 遮蔽扉の検討

遮蔽扉については、内外鋼板の曲げモーメント及びせん断力、並びにコンクリート枠について検討する。なお、内部コンクリートは座屈防止の充填材と考え、内外鋼板2枚にて強度評価を行う。

#### a. 曲げモーメントに対する検討

短期許容応力度  $f_b = 235 \text{ N/mm}^2$  (SS400)

曲げ応力  $\sigma_b = M_{\max}/Z = 7.5 \times 10^6 / 2703056 = 2.8 \text{ N/mm}^2$

ここで、

$$I = 2 \times (1000 \times 9^3 / 12 + 1000 \times 9 \times 154.5^2) = 429786000 \text{ mm}^4$$

$$Z = I / 159 = 2703056 \text{ mm}^3$$

以上より、

$$\sigma_b / f_b = 2.8 / 235.0 = 0.02 < 1.0 \quad \text{OK}$$

#### b. せん断力に対する検討

短期許容せん断力  $s_{Qa} = B \cdot t \cdot s_{fs} = 1215.0 \text{ kN}$  (SS400)

ここで、

$B = 1000 \text{ mm}$  (単位幅)

$t = 9 \text{ mm}$  (プレート厚)

$s_{fs} = 135 \text{ N/mm}^2$  (許容せん断応力度)

せん断力  $Q = Q_{\max} / 2 = 13.0 / 2 = 6.5$

以上より、

$$Q / s_{Qa} = 6.5 / 1215.0 = 0.01 < 1.0 \quad \text{OK}$$

#### c. コンクリート枠に対する検討

コンクリート枠のうち応力が最大となる扉下部について、コンクリートの圧縮応力について検討する。

コンクリートの短期許容圧縮応力度  $f_c = 22.0 \text{ N/mm}^2$

扉下部の扉とコンクリート枠との接地面積  $S_a$  (単位幅当たり)

$$S_a = 120 \times 1000 = 120000 \text{ mm}^2$$

単位幅当たりの反力  $R_a = 13.0 \text{ kN}$

圧縮応力度  $\sigma_c = R_a / S_a = 13000 / 120000 = 0.11 \text{ N/mm}^2$

以上より、

$$\sigma_c / f_c = 0.11 / 22.0 = 0.01 < 1.0 \quad \text{OK}$$

(4) 扉接合部の検討（扉閉時）

扉接合部の検討は以下の2箇所とする。

- ・下部ヒンジ接合部
- ・操作ハンドル止め金接合部

なお、上部ヒンジは下部ヒンジと同様として省略する。また、扉接合部については扉の開及び閉状態を考慮し、本節では閉状態を示し、開状態は次節「(5) 扉接合部の検討（扉開時）」において示す。

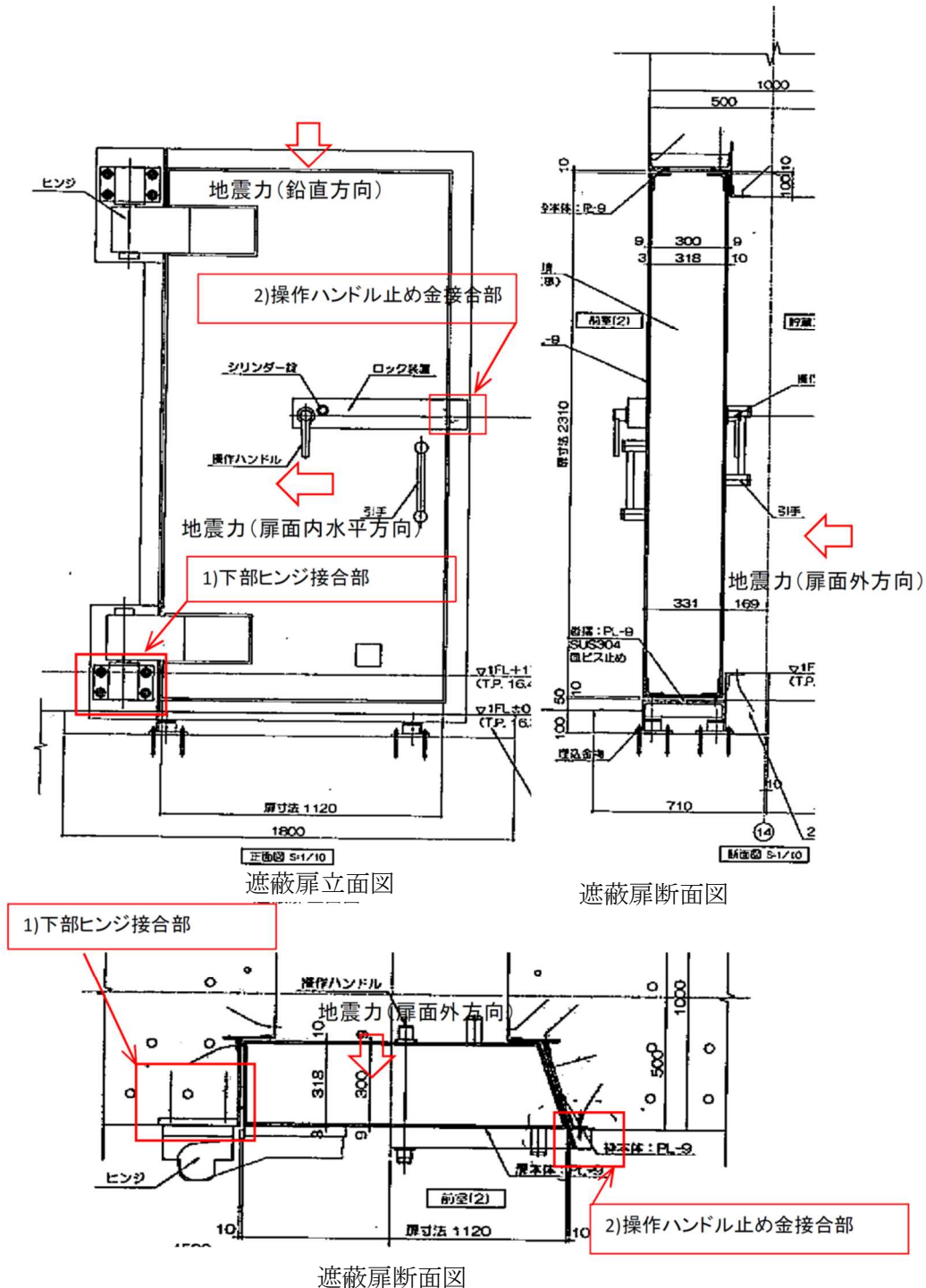
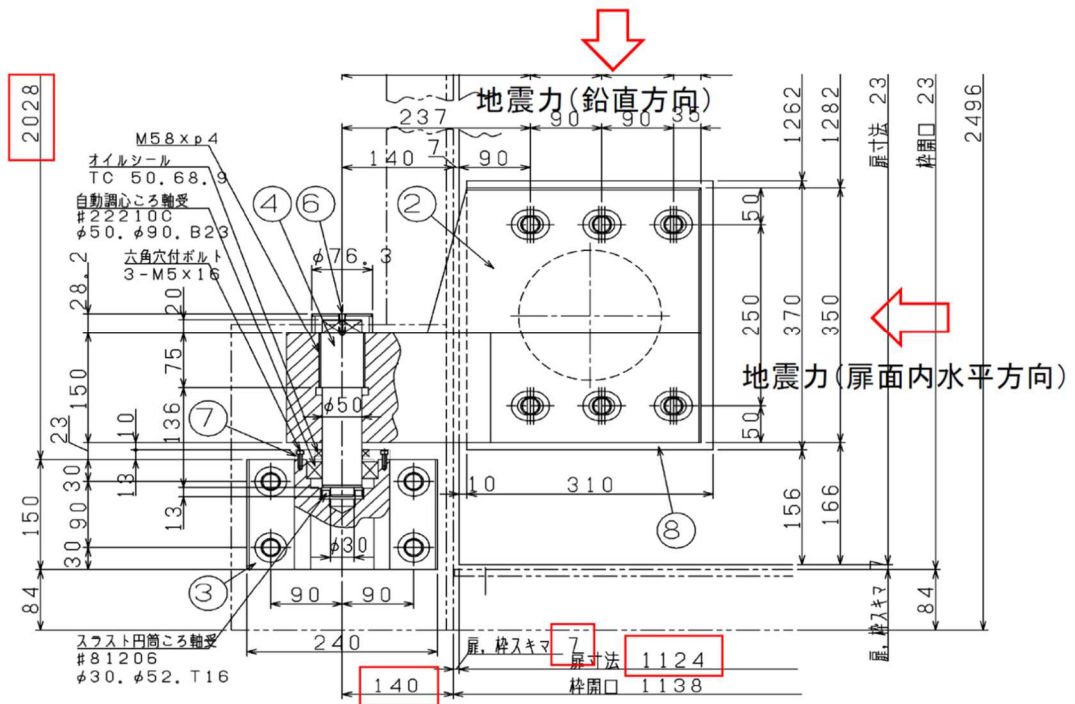


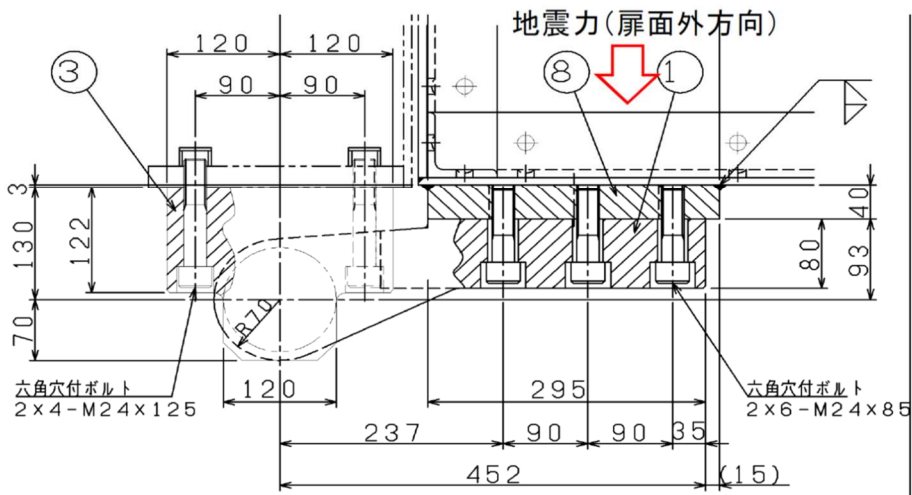
図 7.3-2 扉接合部の概略図

a. 下部ヒンジ接合部の検討

下部ヒンジ接合部の詳細を図 25 に示す。



ヒンジ接合部立面図



ヒンジ接合部断面図

図 7.3-3 下部ヒンジ接合部の詳細



- ・ヒンジころ軸

ヒンジころ軸は、条件の厳しい扉面内水平方向及び鉛直方向地震力について検討する。

使用鋼材 M50

使用材料 SS400  $F = 235 \text{ N/mm}^2$

断面積  $A = 1963 \text{ mm}^2$

扉重量  $W = 22.3 \text{ kN}$

ヒンジと扉の水平中心間距離  $L_h = 140 + 7 + 1124 / 2 = 709 \text{ mm}$

上下ヒンジ間距離  $H_h = 2028 \text{ mm}$

扉面内水平方向地震力によるせん断力

$$Q_1 = W \times k_h / 2 = 22.3 \times 1.3 / 2 = 14.5 \text{ kN}$$

鉛直方向地震力による扉のモーメント偶力

$$Q_2 = W \times (1 + k_v) \times L_h / H_h = 22.3 \times (1 + 0.7) \times 709 / 2028 = 13.3 \text{ kN}$$

設計せん断力  $Q_h = Q_1 + Q_2 = 14.5 + 13.3 = 27.8 \text{ kN}$

円形断面のため最大せん断応力は平均せん断応力の 4/3 倍とする。

$$Q_h \times 4/3 / A = 27.8 \times 10^3 \times 4/3 / 1963 = 18.9 < F / \sqrt{3} = 135 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK (0.14)}$$

- ・プレートの曲げ強度

扉面外方向地震力に対してプレートの曲げ強度について検討する。

プレート中心からボルト中心間距離  $l_1 = 90 \text{ mm}$  (4本)

ボルトに生ずる引張力  $T_{B1} = P_2 / 4 = 7.3 / 4 = 1.9 \text{ kN}$

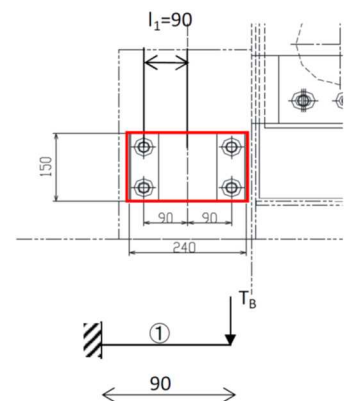
プレート厚さ  $t = 40 \text{ mm}$

プレート幅  $B_1 = 75 \text{ mm}$

$Z_x = B_1 \times t^2 / 6 = 20000 \text{ mm}^3$

$M_{B1} = T_{B1} \times l_1 = 1.9 \times 90 = 171 \text{ kN}\cdot\text{mm}$

$M_{B1} / Z_x = 171 \times 10^3 / 20000 = 8.6 < 235 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK (0.04)}$



- ・プレートのはしあき強度

条件の厳しい鉛直方向地震力を下部ヒンジ接合部のみで負担する場合について検討する。

プレートはしあき距離  $g_e = 30 \text{ mm}$

プレート板厚  $g_t = 40 \text{ mm}$

応力方向ボルト本数  $n_1 = 2$

ブラケットはしあき面積  $gA_a = 0.5 \times 2 \times n_1 \times g_e \times g_t = 2400 \text{ mm}^2$

許容引張強さ  $F = 235 \text{ N/mm}^2$

$$\text{鉛直方向地震力 } Q_e = W \times (1 + k_v) = 22.3 \times (1 + 0.7) = 38.0 \text{ kN}$$

はしあき部発生応力度

$$\sigma_a = 38.0 \times 10^3 / 2400 = 15.9 < 235 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK (0.07)}$$

・アンカーボルト

アンカーボルトは接着系アンカーボルトとして検討する。引張力については、扉面外方向地震力によるアンカーの引張力を用いる。せん断力については、鉛直方向及び扉面内水平方向地震力によるアンカーのせん断力を用いる。

ボルト径  $d_a = M24$

埋込長さ  $L = 200 \text{ mm}$

アンカーボルト 1 本当たり引張力

$$T_{B1} = 1.9 \text{ kN} \quad (T_{B1} \text{ は前述のプレートの曲げ強度の項を参照})$$

アンカーボルト 1 本当たりせん断力

鉛直方向 (鉛直方向地震力によるせん断力)

$$Q_{B1v} = Q_e / 4 = 38 / 4 = 9.5 \text{ kN} \quad (Q_e \text{ は前述のプレートのはしあき強度の項を参照})$$

水平方向 (鉛直方向地震力によるモーメント偶力及び扉面内水平方向地震力によるせん断力)

$$Q_{B1h} = Q_h / 4 = 27.8 / 4 = 7.0 \text{ kN} \quad (Q_h \text{ は前述のヒンジころ軸の項を参照})$$

$$\text{合成せん断力 } Q_{B1} = \sqrt{(Q_{B1v}^2 + Q_{B1h}^2)} = \sqrt{(9.5^2 + 7^2)} = 11.9 \text{ kN}$$

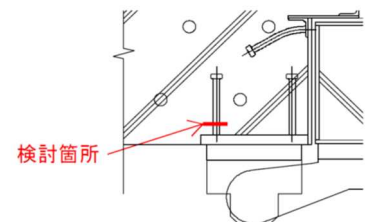
引抜力に対して接着系アンカーボルトの降伏で決まる場合の許容引張力  $p_{a1}$

$$\begin{aligned} p_{a1} &= 1 \times s_{\sigma pa} \times s_{ca} \\ &= 1 \times 235 \times 339.2 = 79712 \text{ N} = 79.7 \text{ kN} > 1.9 \text{ kN} \quad \text{OK (0.03)} \end{aligned}$$

ここで、

$s_{\sigma pa}$  : 粘着系アンカーボルトの引張強度  $235 \text{ N/mm}^2$

$s_{ca}$  : 粘着系アンカーボルト軸部断面積とねじ部で有効断面積のうち小さい方の値  $339.2 \text{ mm}^2$



引抜力に対して接着系アンカーボルトの付着力で決まる場合の許容引張力  $p_{a3}$

$$\begin{aligned} p_{a3} &= 2/3 \times \tau_a \times \pi \times d_a \times L \\ &= 2/3 \times 3.82 \times \pi \times 24 \times 200 = 38403 \text{ N} = 38.4 \text{ kN} > 1.9 \text{ kN} \quad \text{OK (0.05)} \end{aligned}$$

ここで、

$c_1$  : へりあき長さ =  $40 \text{ mm}$

$L$  : 穿孔長  $200 \text{ mm}$

$\alpha_1$  : へりあきおよびアンカーボルトのピッチによる付着強度の低減係数

$$\alpha_1 = 0.5 \times (c_1 / l_e) + 0.5 = 0.5 \times (40 / 176) + 0.5 = 0.61 \rightarrow 0.61$$

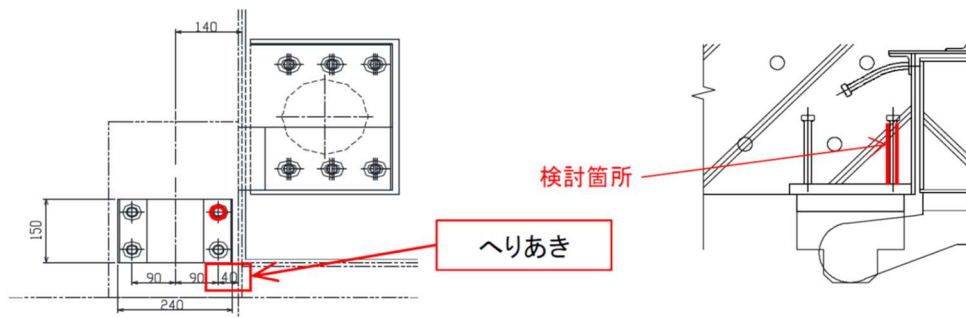
$$l_e = L - d_a = 176 \text{ mm} \rightarrow 176 \text{ mm}$$

$$\tau_a = \alpha^1 \times \tau_{bavg} = 3.82 \text{ N/mm}^2$$

$\tau_{bavg}$  : 接着系アンカーボルトの基本平均付着強度

$$5\sqrt{F_c/21} = 6.26 \text{ N/mm}^2 \text{ (カプセル無機系とする)}$$

$F_c$  : コンクリートの設計基準強度  $33 \text{ N/mm}^2$



引抜力に対してコーン状破壊で決まる場合の許容引張力  $p_{a2}$

$$p_{a2} = 2/3 \times c \times \sigma_t \times A'c$$

$$= 2/3 \times 1.78 \times 39683 = 47090.4 \text{ N} = 47.0 \text{ kN} > 1.9 \text{ kN} \quad \text{OK (0.05)}$$

ここで、

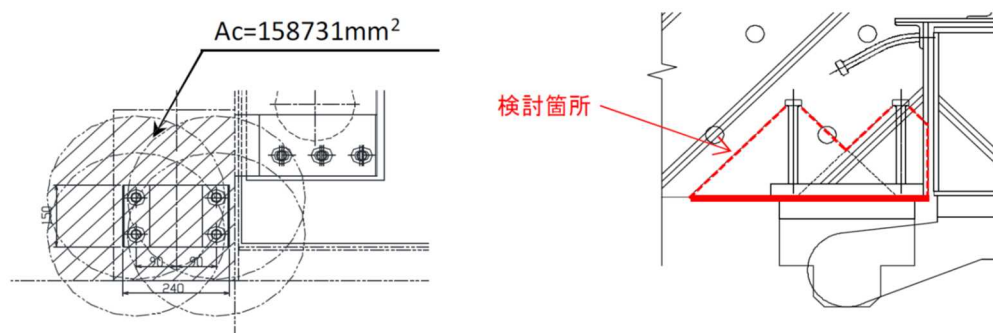
$c \times \sigma_t$  : コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度

$$0.31\sqrt{F_c} = 1.78 \text{ N/mm}^2$$

$A'c$  : コーン状破壊面の有効水平投影面積

$$\text{下図より } A'c = A_c / 4 = 39683 \text{ mm}^2$$

( $A_c$  は全ボルトの有効投影面積)



せん断力に対して、接着系アンカーボルトのせん断強度で決まる場合の

許容せん断力  $q_{a1}$

$$q_{a1} = 1.0 \times s \times \sigma_{qa} \times s_c a$$

$$= 1.0 \times 164.5 \times 339.2$$

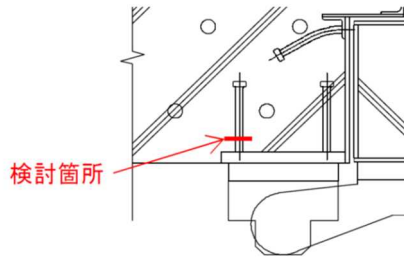
$$= 55798 \text{ N} = 55.7 \text{ kN} > 11.9 \text{ kN (合成せん断力 } Q_{B1}) \quad \text{OK (0.22)}$$

ここで、

$s \times \sigma_{qa}$  : スタッドのせん断強度  $s \times \sigma_{pa} = 0.7 \times s \times \sigma_{pa} = 164.5 \text{ N/mm}^2$

$sc_a$  : スタッド軸部断面積とねじ部の有効断面積のうち小さいほうの値

$$sc_a = 339.2 \text{ mm}^2$$



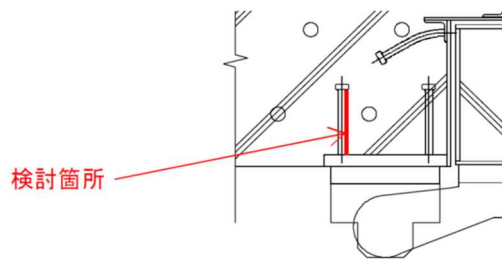
せん断力に対し、アンカーボルト周辺コンクリートの支圧破壊で決まる場合の許容せん断力  $q_{a2}$

$$\begin{aligned} q_{a2} &= 2/3 \times sc_a \times 0.5 \times \sqrt{Fc \times Ec} \\ &= 2/3 \times 339.2 \times 0.5 \times \sqrt{33 \times 2.52 \times 10^4} \\ &= 103123 \text{ N} = 103.1 \text{ kN} > 11.9 \text{ kN} \text{ (合成せん断力 } Q_{B1}) \quad \text{OK (0.12)} \end{aligned}$$

ここで、

$Ec$  : コンクリートヤング係数  $2.52 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$

$Fc$  : コンクリートの設計基準強度  $33 \text{ N/mm}^2$



せん断力に対して、へりあき部コンクリート側方へのコーン状破壊で決まる場合の許容せん断力  $q_{a3}$

$$\begin{aligned} q_{a3} &= 2/3 \times 0.31 \sqrt{Fc \times A_{qc}} \\ &= 2/3 \times 0.31 \sqrt{33 \times 38013} \\ &= 45129 \text{ N} = 45.1 \text{ kN} > 7.0 \text{ kN} \text{ (水平方向せん断力 } Q_{B1h}) \quad \text{OK (0.16)} \end{aligned}$$

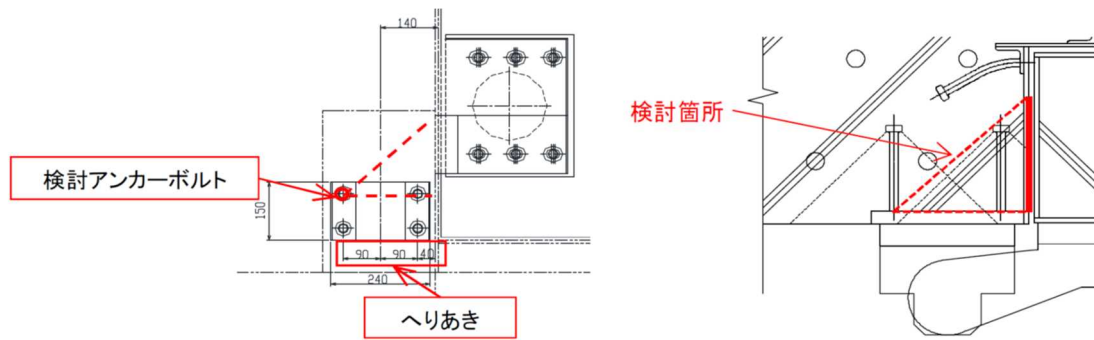
ここで、

$A_{qc}$  : せん断力方向の側面におけるコーン状破壊面の有効水平投影面積

$$A_{qc} = 0.5 \times \pi \times c^2 / 2 = 0.5 \times \pi \times 220^2 / 2 = 38013 \text{ mm}^2$$

なお、隣接するアンカーボルト(右図下側)のコーン状破壊面との重複を考慮し、ここではコーン状破壊面半分(次頁左図)のみを考慮する。

$c$  : へりあき寸法  $220 \text{ mm}$

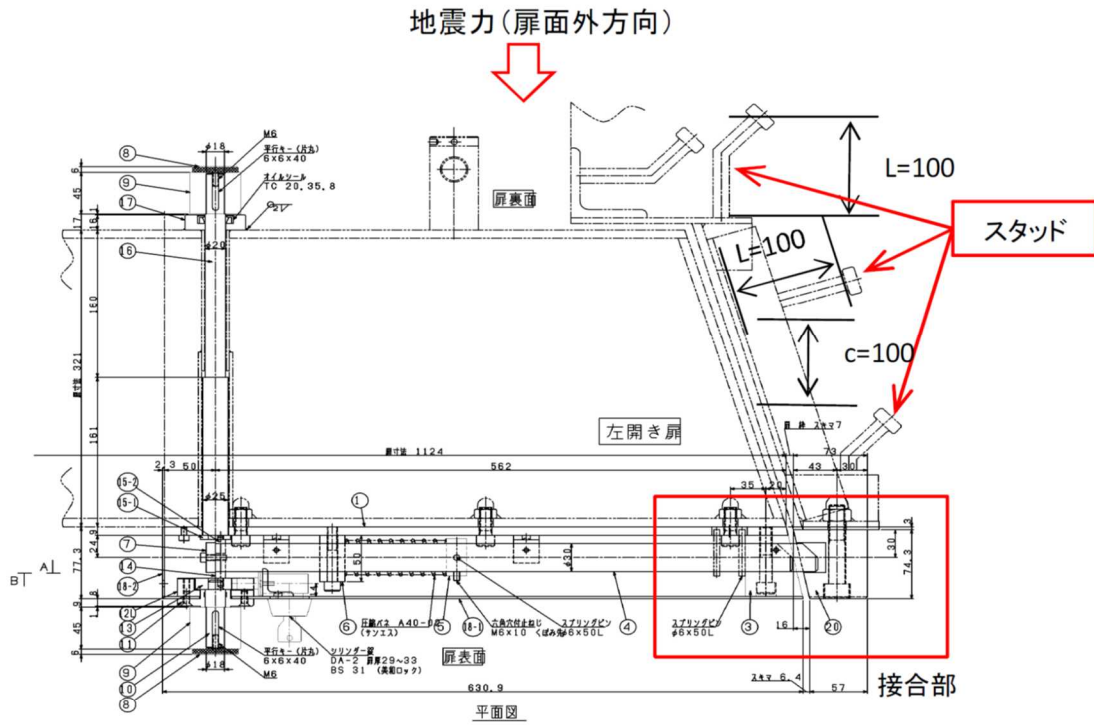


引抜力とせん断力の組合せ応力に対する検討  
 ここではアンカーボルト2本で抵抗すると仮定する。

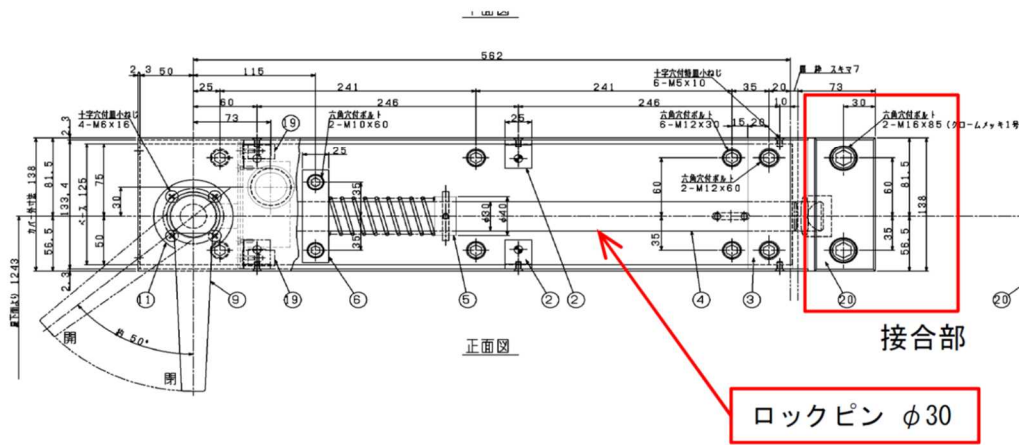
$$\begin{aligned}
 \text{組合せ応力に対する検定比} &= (\text{引抜最大検定値} \times 2)^2 + (\text{せん断最大検定値} \times 2)^2 \\
 &= (0.05 \times 2)^2 + (0.22 \times 2)^2 = 0.21 < 1.0 \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

b. 操作ハンドル止め金接合部の検討

操作ハンドル止め金接合部の詳細を図 7.3-4 に示す。



操作ハンドル止め金接合部平面図



操作ハンドル止め金接合部立面図

図 7.3-4 操作ハンドル止め金接合部の詳細

- ・六角穴付きボルト

使用鋼材 2-M16

使用材料 SS400  $F = 235 \text{ N/mm}^2$

断面積  $A = 150 \text{ mm}^2$

ボルト 1 本当たり最大引張力

$$P = P_3 / 2 = 14.60 / 2 = 7.3 \text{ kN}$$

$$P / A = 7.3 \times 10^3 / 150 = 48.7 < F = 235 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK (0.21)}$$

- ・スタッド

スタッドは頭付きアンカーボルトとして検討する。

スタッドは 4 本のうち 3 本を有効とし、2 本を引張力、1 本をせん断力で負担するものとする。また、3 本のスタッドは操作ハンドル止め金接合部に発生する力を均等に負担するものとする。

スタッド径  $d_a = \text{M16}$

埋込長さ  $L = 100 \text{ mm}$

$$\text{スタッド 1 本が負担する力 } T_{B2} = P_3 / 3 = 14.6 / 3 = 4.9 \text{ kN}$$

引張力に対してスタッドの降伏で決まる場合の許容引張力  $p_{a1}$

$$p_{a1} = 1 \times_s \sigma_{pa} \times_{sc} a$$

$$= 1 \times 235 \times 150.7$$

$$= 35415 \text{ N} = 35.4 \text{ kN} > 4.9 \text{ kN} \quad \text{OK (0.14)}$$

ここで、

$_s \sigma_{pa}$  : スタッドの引張強度  $235 \text{ N/mm}^2$

$_{sc} a$  : スタッド軸部断面積とねじ部で有効断面積のうち小さいほうの値

$$_{sc} a = 150.7 \text{ mm}^2$$

引張力に対してコーン状破壊で決まる場合の許容引張力  $p_{a2}$

$$p_{a2} = 2/3 \times_c \sigma_t \times A_c$$

$$= 2/3 \times 1.78 \times 16585$$

$$= 19681 \text{ N} = 19.6 \text{ kN} > 4.9 \text{ kN} \quad \text{OK (0.25)}$$

ここで、

$_c \sigma_t$  : コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度

$$0.31\sqrt{F_c} = 1.78 \text{ N/mm}^2$$

$F_c$  : コンクリートの設計基準強度  $33 \text{ N/mm}^2$

$A'_c$  : コーン状破壊面の有効水平投影面積

$$A_c = \pi \cdot l_{ce} \cdot (l_{ce} + D) = 18912 \text{ mm}^2$$

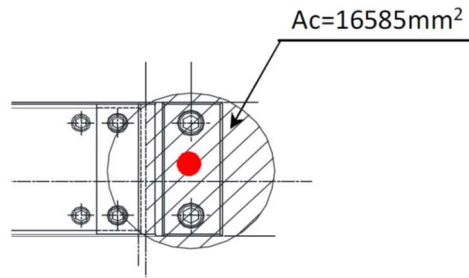
$$\text{下の図より } A_c = 16585 \text{ mm}^2$$

$$\text{小さい方の面積として } A'_c = 16585 \text{ mm}^2$$

$l_{ce}$  : 埋め込み長さ (=  $l_e$ )

$$l_e = L - D = 70 \text{ mm}$$

$D$  : 頭付きアンカーボルト (スタッド) 頭部の直径 30 mm



せん断力に対して、スタッドのせん断強度で決まる場合の許容せん断力  $q_{a1}$

$$q_{a1} = 1.0 \times_s \sigma_{qa} \times_{sc} a$$

$$= 1.0 \times 164.5 \times 150.7$$

$$= 24790 \text{ N} = 24.7 \text{ kN} > 4.9 \text{ kN} \quad \text{OK (0.20)}$$

ここで、

$$_s \sigma_{qa} : \text{スタッドのせん断強度 } _s \sigma_{pa} = 0.7 \times_s \sigma_{pa} = 164.5 \text{ N/mm}^2$$

$_{sc} a$  : スタッド軸部断面積とねじ部で有効断面積のうち小さいほうの値

$$_{sc} a = 150.7 \text{ mm}^2$$

せん断力に対して、アンカーボルト周辺コンクリートの支圧破壊で決まる場合の許容せん断力  $q_{a2}$

$$q_{a2} = 2/3 \times_{sc} a \times 0.5 \times \sqrt{F_c \times E_c}$$

$$= 2/3 \times 150.7 \times 0.5 \times \sqrt{33 \times 2.52 \times 10^4}$$

$$= 45815 \text{ N} = 45.8 \text{ kN} > 4.9 \text{ kN} \quad \text{OK (0.11)}$$

ここで、

$$E_c : \text{コンクリートヤング係数 } 2.52 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$$

$$F_c : \text{コンクリートの設計基準強度 } 33 \text{ N/mm}^2$$

せん断力に対して、へりあき部コンクリート側方へのコーン状破壊で決まる場合の許容せん断力  $q_{a3}$

$$q_{a3} = 2/3 \times 0.31 \sqrt{F_c} \times A_{qc}$$

$$= 2/3 \times 0.31 \sqrt{33} \times 15707$$

$$= 18,648 \text{ N} = 18.6 \text{ kN} > 4.9 \text{ kN} \quad \text{OK (0.26)}$$

ここで、



$A_{qc}$  : せん断力方向の側面におけるコーン状破壊面の有効水平投影面積

$$A_{qc} = 0.5 \times \pi \times c^2 = 0.5 \times \pi \times 100^2 = 15707 \text{ mm}^2$$

$c$  : へりあき寸法 100 mm

• ロックピン

使用鋼材  $\phi 30$

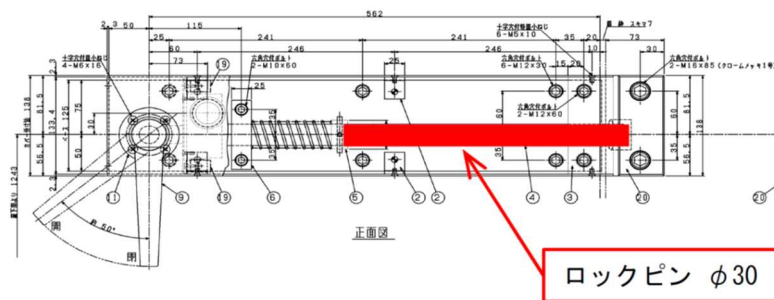
使用材料 SS400  $F = 235 \text{ N/mm}^2$

断面積  $A = 706.8 \text{ mm}^2$

$Q = P_3 = 14.6 \text{ kN}$

$$\tau = 4/3 \times Q / A$$

$$= 4/3 \times 14.6 \times 10^3 / 706.8 = 27.6 < F / \sqrt{3} = 135 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK (0.21)}$$



(5) 扉接合部の検討（扉開時）

検討は開状態に不利となる可能性のある下部ヒンジ接合部とする。なお、上部ヒンジは下部ヒンジと同様として省略する。

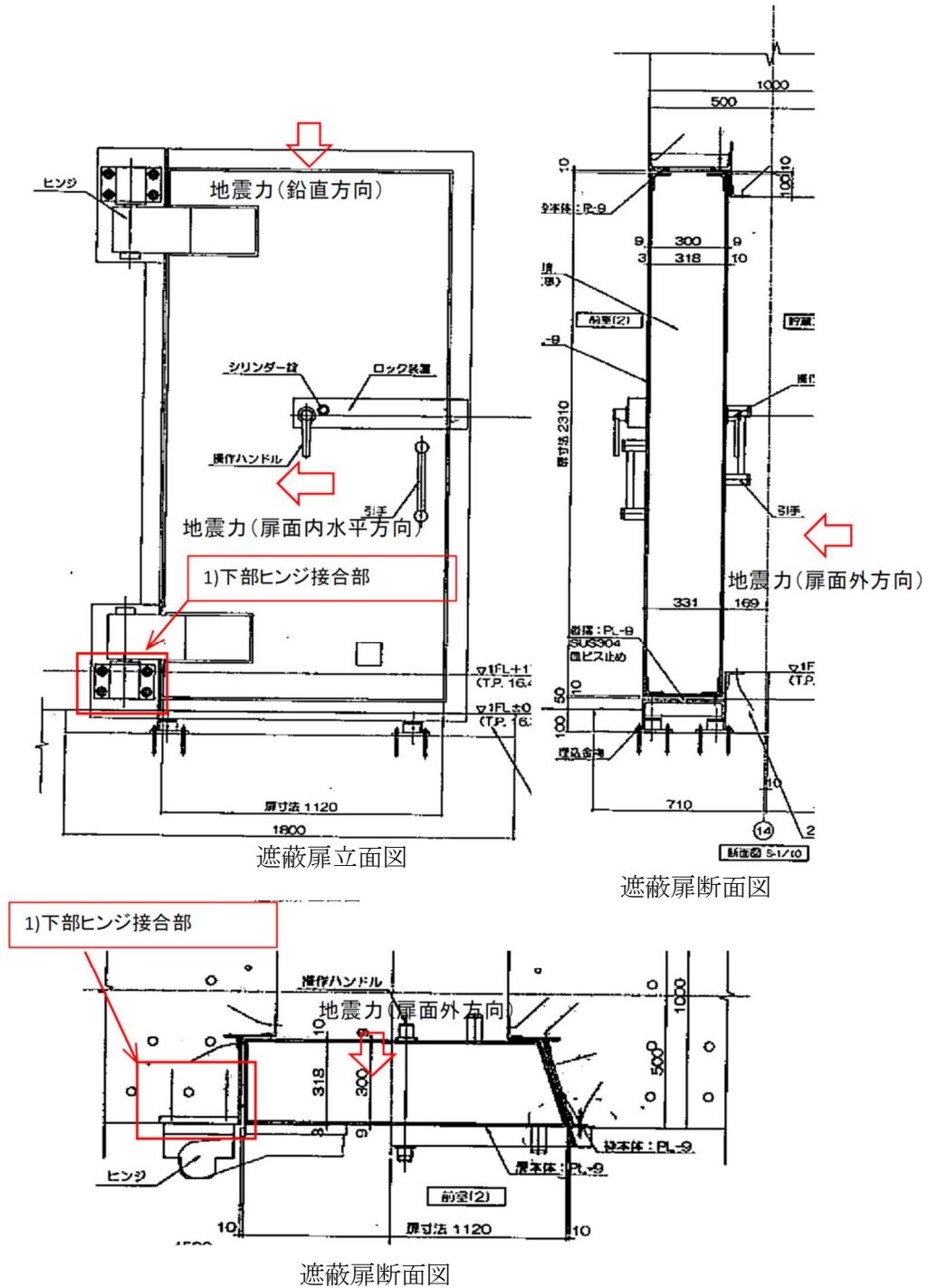


図 27 扉接合部の概略図

a. 下部ヒンジ接合部の検討

・ヒンジころ軸

ヒンジころ軸は、条件の厳しい扉面内水平方向及び鉛直方向地震力について検討する。

使用鋼材 M50

使用材料 SS400  $F = 235 \text{ N/mm}^2$

断面積  $A = 1963 \text{ mm}^2$

扉重量  $W = 22.3 \text{ kN}$

ヒンジと扉の水平中心間距離  $L_h = 140 + 7 + 1124/2 = 709 \text{ mm}$

上下ヒンジ間距離  $H_h = 2028 \text{ mm}$

扉面内水平方向地震力によるせん断力

$$Q_1 = W \times k_h / 2 = 22.3 \times 1.3 / 2 = 14.5 \text{ kN}$$

鉛直方向地震力による扉のモーメント偶力

$$Q_2 = W \times (1 + k_v) \times L_h / H_h = 22.3 \times (1 + 0.7) \times 709 / 2028 = 13.3 \text{ kN}$$

設計せん断力  $Q_h = Q_1 + Q_2 = 14.5 + 13.3 = 27.8 \text{ kN}$

円形断面のため最大せん断応力は平均せん断応力の 4/3 倍とする。

$$Q_h \times 4/3 / A = 27.8 \times 10^3 \times 4/3 / 1963 = 18.9 < F / \sqrt{3} = 135 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK (0.14)}$$

・プレートの曲げ強度

扉面外方向地震力に対してプレートの曲げ強度について検討する。

プレート中心からボルト中心間距離  $l_1 = 90 \text{ mm}$  (4本)

ボルトに生ずる引張力  $T_{B2} = Q_h / 4 = 27.8 / 4 = 7.0 \text{ kN}$

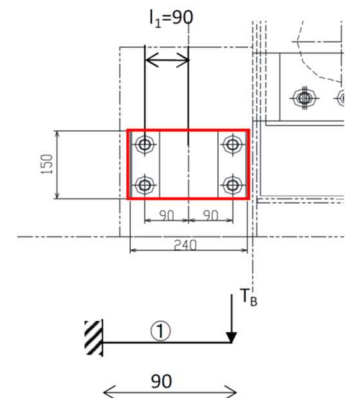
プレート厚さ  $t = 40 \text{ mm}$

プレート幅  $B_1 = 75 \text{ mm}$

$$Z_x = B_1 \times t^2 / 6 = 20000 \text{ mm}^3$$

$$M_{B2} = T_{B2} \times l_1 = 7.0 \times 90 = 630 \text{ kN}\cdot\text{mm}$$

$$M_{B2} / Z_x = 630 \times 10^3 / 20000 = 31.5 < 235 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK (0.14)}$$



・プレートのはしあき強度

条件の厳しい鉛直方向地震力を下部ヒンジ接合部のみで負担する場合について検討する。

プレートはしあき距離  $g_e = 30 \text{ mm}$

プレート板厚  $g_t = 40 \text{ mm}$

応力方向ボルト本数  $n_1 = 2$

$$\text{ブラケットはしあき面積 } gA_a = 0.5 \times 2 \times n_1 \times g_e \times g_t = 2400 \text{ mm}^2$$

許容引張強さ  $F = 235 \text{ N/mm}^2$

鉛直方向地震力  $Q_e = W \times (1 + k_v) = 22.3 \times (1 + 0.7) = 38.0 \text{ kN}$

はしあき部発生応力度

$$\sigma_a = 38.0 \times 10^3 / 2400 = 15.9 < 235 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK (0.07)}$$

・アンカーボルト

アンカーボルトは接着系アンカーボルトとして検討する。引張力については、扉面外方向地震力によるアンカーの引張力を用いる。せん断力については、鉛直方向及び扉面内水平方向地震力によるアンカーのせん断力を用いる。

ボルト径  $d_a = M24$

埋込長さ  $L = 200 \text{ mm}$

アンカーボルト 1 本あたり引張力

$$T_{B2} = 7.0 \text{ kN} \quad (T_{B2} \text{ は前述のプレートの曲げ強度の項を参照})$$

アンカーボルト 1 本あたりせん断力

鉛直方向（鉛直方向地震力によるせん断力）

$$Q_{B2v} = Q_e / 4 = 38 / 4 = 9.5 \text{ kN} \quad (Q_e \text{ は前述のプレートのはしあき強度の項を参照})$$

水平方向（鉛直方向地震力によるモーメント偶力及び扉面内水平方向地震力によるせん断力）

$$Q_{B2h} = Q_1 / 4 = 14.5 / 4 = 3.7 \text{ kN} \quad (Q_1 \text{ は前述のヒンジころ軸の項を参照})$$

$$\text{合成せん断力 } Q_{B1} = \sqrt{(Q_{B1v}^2 + Q_{B1h}^2)} = \sqrt{(9.5^2 + 3.7^2)} = 10.2 \text{ kN}$$

引抜力に対して接着系アンカーボルトの降伏で決まる場合の許容引張力  $p_{a1}$

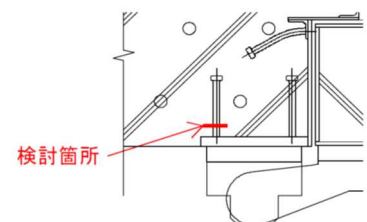
$$p_{a1} = 1 \times s_{\sigma_{pa}} \times s_{ca}$$

$$= 1 \times 235 \times 339.2 = 79712 \text{ N} = 79.7 \text{ kN} > 7.0 \text{ kN} \quad \text{OK (0.09)}$$

ここで、

$s_{\sigma_{pa}}$  : 粘着系アンカーボルトの引張強度  $235 \text{ N/mm}^2$

$s_{ca}$  : 粘着系アンカーボルト軸部断面積とねじ部で有効断面積のうち小さい方の値  $339.2 \text{ mm}^2$



引抜力に対して接着系アンカーボルトの付着力で決まる場合の許容引張力  $p_{a3}$

$$p_{a3} = 2/3 \times \tau_a \times \pi \times d_a \times L$$

$$= 2/3 \times 3.82 \times \pi \times 24 \times 200 = 38403 \text{ N} = 38.4 \text{ kN} > 7.0 \text{ kN} \quad \text{OK (0.19)}$$

ここで、

$c_1$  : へりあき長さ =  $40 \text{ mm}$

$L$  : 穿孔長  $200 \text{ mm}$

$\alpha_1$  : ヘリあきおよびアンカーボルトのピッチによる付着強度の低減係数

$$\alpha_1 = 0.5 \times (c_1 / l_e) + 0.5 = 0.5 \times (40 / 176) + 0.5 = 0.61 \rightarrow 0.61$$

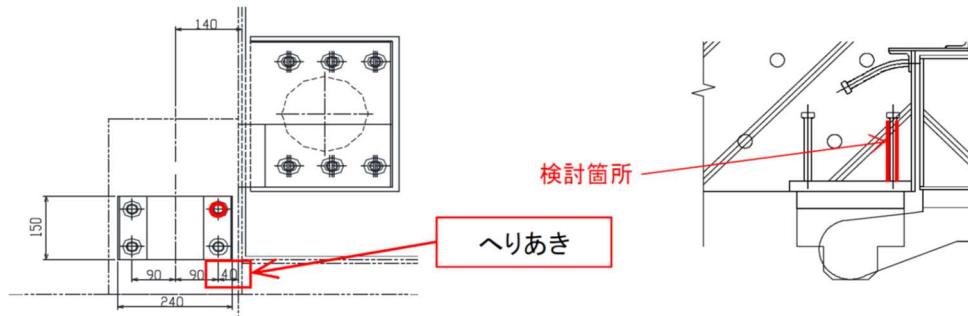
$$l_e = L - d_a = 176 \text{ mm} \rightarrow 176 \text{ mm}$$

$$\tau_a = \alpha_1 \times \tau_{bavg} = 3.82 \text{ N/mm}^2$$

$\tau_{bavg}$  : 接着系アンカーボルトの基本平均付着強度

$$5\sqrt{F_c / 21} = 6.26 \text{ N/mm}^2 \text{ (カプセル無機系とする)}$$

$F_c$  : コンクリートの設計基準強度 33 N/mm<sup>2</sup>



引抜きに対してコーン状破壊で決まる場合の許容引張力  $p_{a2}$

$$p_{a2} = 2/3 \times c \times \sigma_t \times A'c$$

$$= 2/3 \times 1.78 \times 39683 = 47090.4 \text{ N} = 47.0 \text{ kN} > 7.0 \text{ kN} \quad \text{OK (0.15)}$$

ここで,

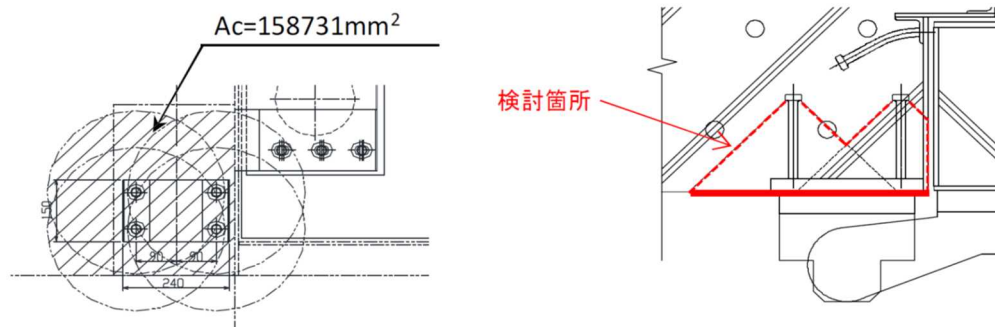
$c \times \sigma_t$  : コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度

$$0.31\sqrt{F_c} = 1.78 \text{ N/mm}^2$$

$A'c$  : コーン状破壊面の有効水平投影面積

$$\text{下図より } A'c = A_c / 4 = 39683 \text{ mm}^2$$

( $A_c$  は全ボルトの有効投影面積)



せん断力に対して, 接着系アンカーボルトのせん断強度で決まる場合の

許容せん断力  $q_{a1}$

$$q_{a1} = 1.0 \times s \times \sigma_{qa} \times s_c a$$

$$= 1.0 \times 164.5 \times 339.2$$

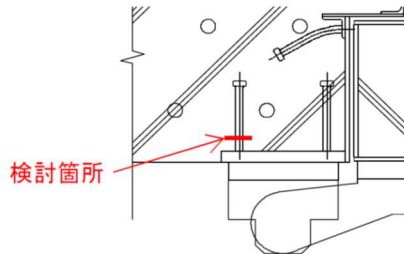
$$= 55798 \text{ N} = 55.7 \text{ kN} > 10.2 \text{ kN (合成せん断力 } Q_{B2}) \quad \text{OK (0.19)}$$

ここで,

$s \sigma_{qa}$  : スタッドのせん断強度  $s \sigma_{pa} = 0.7 \times s \sigma_{pa} = 164.5 \text{ N/mm}^2$

$sca$  : スタッド軸部断面積とねじ部の有効断面積のうち小さいほうの値

$$sca = 339.2 \text{ mm}^2$$



せん断力に対し、アンカーボルト周辺コンクリートの支圧破壊で決まる場合の許容せん断力  $q_{a2}$

$$q_{a2} = 2/3 \times sca \times 0.5 \times \sqrt{Fc \times Ec}$$

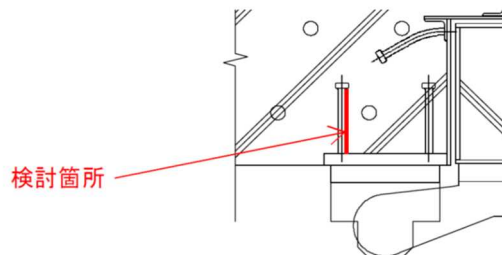
$$= 2/3 \times 339.2 \times 0.5 \times \sqrt{33 \times 2.52 \times 10^4}$$

$$= 103123 \text{ N} = 103.1 \text{ kN} > 10.2 \text{ kN} \text{ (合成せん断力 } Q_{B2}) \quad \text{OK (0.10)}$$

ここで、

$Ec$  : コンクリートヤング係数  $2.52 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$

$Fc$  : コンクリートの設計基準強度  $33 \text{ N/mm}^2$



せん断力に対して、へりあき部コンクリート側方へのコーン状破壊で決まる場合の許容せん断力  $q_{a3}$

$$q_{a3} = 2/3 \times 0.31 \sqrt{Fc \times A_{qc}}$$

$$= 2/3 \times 0.31 \sqrt{33 \times 38013}$$

$$= 45129 \text{ N} = 45.1 \text{ kN} > 3.7 \text{ kN} \text{ (水平方向せん断力 } Q_{B2h}) \quad \text{OK (0.08)}$$

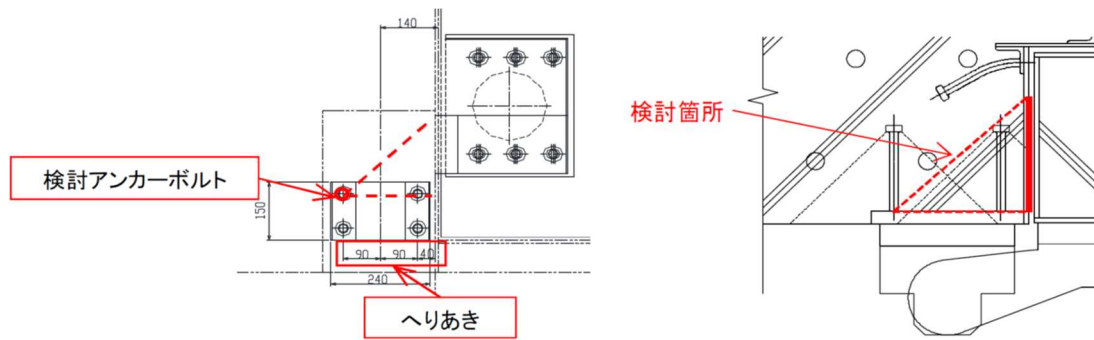
ここで、

$A_{qc}$  : せん断力方向の側面におけるコーン状破壊面の有効水平投影面積

$$A_{qc} = 0.5 \times \pi \times c^2 / 2 = 0.5 \times \pi \times 220^2 / 2 = 38013 \text{ mm}^2$$

なお、隣接するアンカーボルト(次頁右図)のコーン状破壊面との重複を考慮し、ここではコーン状破壊面半分(次ページ左図)のみを考慮する。

$c$  : へりあき寸法  $220 \text{ mm}$



引抜力とせん断力の組合せ応力に対する検討  
 ここではアンカーボルト2本で抵抗すると仮定する。

$$\begin{aligned}
 \text{組合せ応力に対する検定比} &= (\text{引抜最大検定値} \times 2)^2 + (\text{せん断最大検定値} \times 2)^2 \\
 &= (0.19 \times 2)^2 + (0.19 \times 2)^2 = 0.29 < 1.0 \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

(6) 検討結果

遮蔽扉 SSD-4 の耐震性について検討結果を表 7.3 にまとめて示す。これらの結果より、発生応力はすべて許容値以下となっていることを確認した。

表 7.3(1) 検討結果 (SSD-4)

| 部位                        | 評価項目                                       | 発生値  | 許容値    | 発生値／許容値 |
|---------------------------|--------------------------------------------|------|--------|---------|
| 遮蔽扉                       | 曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )                 | 2.8  | 235.0  | 0.02    |
|                           | せん断力 (kN)                                  | 6.5  | 1215.0 | 0.01    |
|                           | コンクリート枠に発生する<br>圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) | 0.11 | 22.0   | 0.01    |
| 下部<br>ヒンジ<br>接合部<br>(扉閉時) | ヒンジころ軸<br>せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )      | 18.9 | 135.0  | 0.14    |
|                           | プレート<br>曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )         | 8.6  | 235.0  | 0.04    |
|                           | プレート<br>はしあき部 (N/mm <sup>2</sup> )         | 15.9 | 235.0  | 0.07    |
|                           | アンカーボルト<br>引張耐力 (kN)                       | 1.9  | 79.7   | 0.03    |
|                           | アンカーボルト<br>付着耐力 (kN)                       | 1.9  | 38.4   | 0.05    |
|                           | アンカーボルト<br>引張力による<br>コーン破壊耐力 (kN)          | 1.9  | 47.0   | 0.05    |
|                           | アンカーボルト<br>せん断耐力 (kN)                      | 11.9 | 55.7   | 0.22    |
|                           | アンカーボルト<br>支圧耐力 (kN)                       | 11.9 | 103.1  | 0.12    |
|                           | アンカーボルト<br>せん断力による<br>コーン破壊耐力 (kN)         | 7.0  | 45.1   | 0.16    |
|                           | アンカーボルト<br>組合せ耐力                           | —    | —      | 0.21    |



表 7.3(2) 検討結果 (SSD-4)

| 部位                                | 評価項目                                  | 発生値  | 許容値   | 発生値／許容値 |
|-----------------------------------|---------------------------------------|------|-------|---------|
| 操作<br>ハンドル<br>止め金<br>接合部<br>(扉閉時) | 六角ボルト<br>引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )   | 48.7 | 235.0 | 0.21    |
|                                   | スタッド<br>引張耐力 (kN)                     | 4.9  | 35.4  | 0.14    |
|                                   | スタッド<br>コーン破壊耐力 (kN)                  | 4.9  | 19.6  | 0.25    |
|                                   | スタッド<br>せん断耐力 (kN)                    | 4.9  | 24.7  | 0.20    |
|                                   | スタッド<br>支圧耐力 (kN)                     | 4.9  | 45.8  | 0.11    |
|                                   | スタッド<br>へりあき耐力 (kN)                   | 4.9  | 18.6  | 0.26    |
|                                   | ロックピン<br>せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )  | 27.6 | 135.0 | 0.21    |
| 下部ヒンジ<br>接合部<br>(扉開時)             | ヒンジころ軸<br>せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) | 18.9 | 135.0 | 0.14    |
|                                   | プレート<br>曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )    | 31.5 | 235.0 | 0.14    |
|                                   | プレート<br>はしあき部 (N/mm <sup>2</sup> )    | 15.9 | 235.0 | 0.07    |
|                                   | アンカーボルト<br>引張耐力 (kN)                  | 7.0  | 79.7  | 0.09    |
|                                   | アンカーボルト<br>付着耐力 (kN)                  | 7.0  | 38.4  | 0.19    |
|                                   | アンカーボルト<br>引張力による<br>コーン破壊耐力 (kN)     | 7.0  | 47.0  | 0.15    |
|                                   | アンカーボルト<br>せん断耐力 (kN)                 | 10.2 | 55.7  | 0.19    |
|                                   | アンカーボルト<br>支圧耐力 (kN)                  | 10.2 | 103.1 | 0.10    |
|                                   | アンカーボルト<br>せん断力による<br>コーン破壊耐力 (kN)    | 3.7  | 45.1  | 0.08    |
|                                   | アンカーボルト<br>組合せ耐力                      | —    | —     | 0.29    |

8. 基礎スラブの検討について

8.1 基礎スラブの既設工認と今回申請の応力比較

既設工認と今回申請における基礎マットの代表要素の応力は以下のとおりである。選定要素は、設計配筋に対する軸力及び曲げにより決まる必要鉄筋の比，若しくは，せん断力の許容値に対する検討応力の比のいずれかについて，余裕度が最も厳しくなる箇所を選定している。

| 要素番号                        | 方向 | 応力               | 既設工認  | 今回申請  |
|-----------------------------|----|------------------|-------|-------|
| 834<br>(既設工認<br>選定要素)       | X  | 軸力N (kN/m)       | -1209 | -1324 |
|                             |    | 曲げモーメントM(kN・m/m) | 3300  | 4060  |
|                             |    | 面外せん断力Q (kN/m)   | 1244  | 1486  |
|                             | Y  | 軸力N (kN/m)       | -659  | -705  |
|                             |    | 曲げモーメントM(kN・m/m) | 1153  | 1330  |
|                             |    | 面外せん断力Q (kN/m)   | 1648  | 1910  |
| 2103<br>(今回<br>設工認<br>選定要素) | X  | 軸力N (kN/m)       | 441   | 364   |
|                             |    | 曲げモーメントM(kN・m/m) | 5342  | 7343  |
|                             |    | 面外せん断力Q (kN/m)   | 1140  | 1353  |
|                             | Y  | 軸力N (kN/m)       | -1218 | -1364 |
|                             |    | 曲げモーメントM(kN・m/m) | 1224  | 1517  |
|                             |    | 面外せん断力Q (kN/m)   | 816   | 836   |

注：軸力の符号は圧縮側を正とする。

## 8.2 基礎スラブ要素軸力の方向の違いについて

今回申請の代表要素（要素番号 2103）は、図 8.2-1 及び図 8.2-2 に示す青色で示す受入区域内の柱脚近傍の要素である。

基礎スラブには、図 8.2-3 に示す G 通りの軸力分布からも見てわかるように、地震時に杭からの反力及び上部の柱脚反力（せん断）が作用しており、軸力（水平方向）は支持点（図 8.2-1 に示すモデル図で○印の位置）となる杭配置前後で圧縮・引張のノコギリ状の応力状態となっている。

したがって、既設工認（要素番号 834）と軸力の符号が異なっているのは、杭配置（杭反力）と要素位置の関係によるものと考えられる。

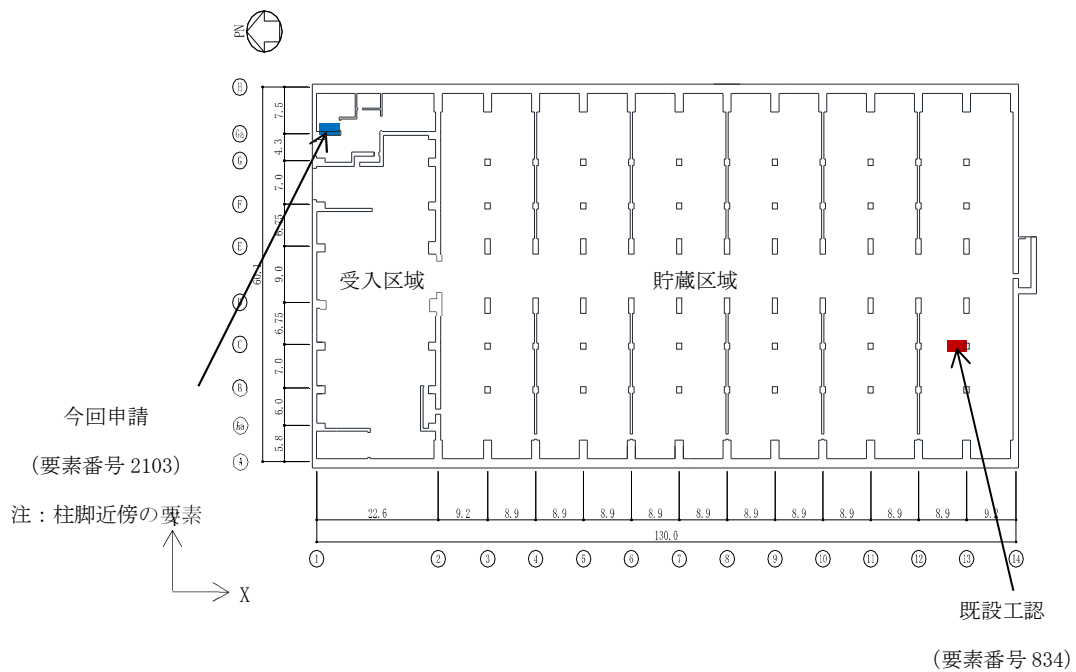


図 8.2-1 既設工認と今回申請の設工認における基礎マットの代表要素

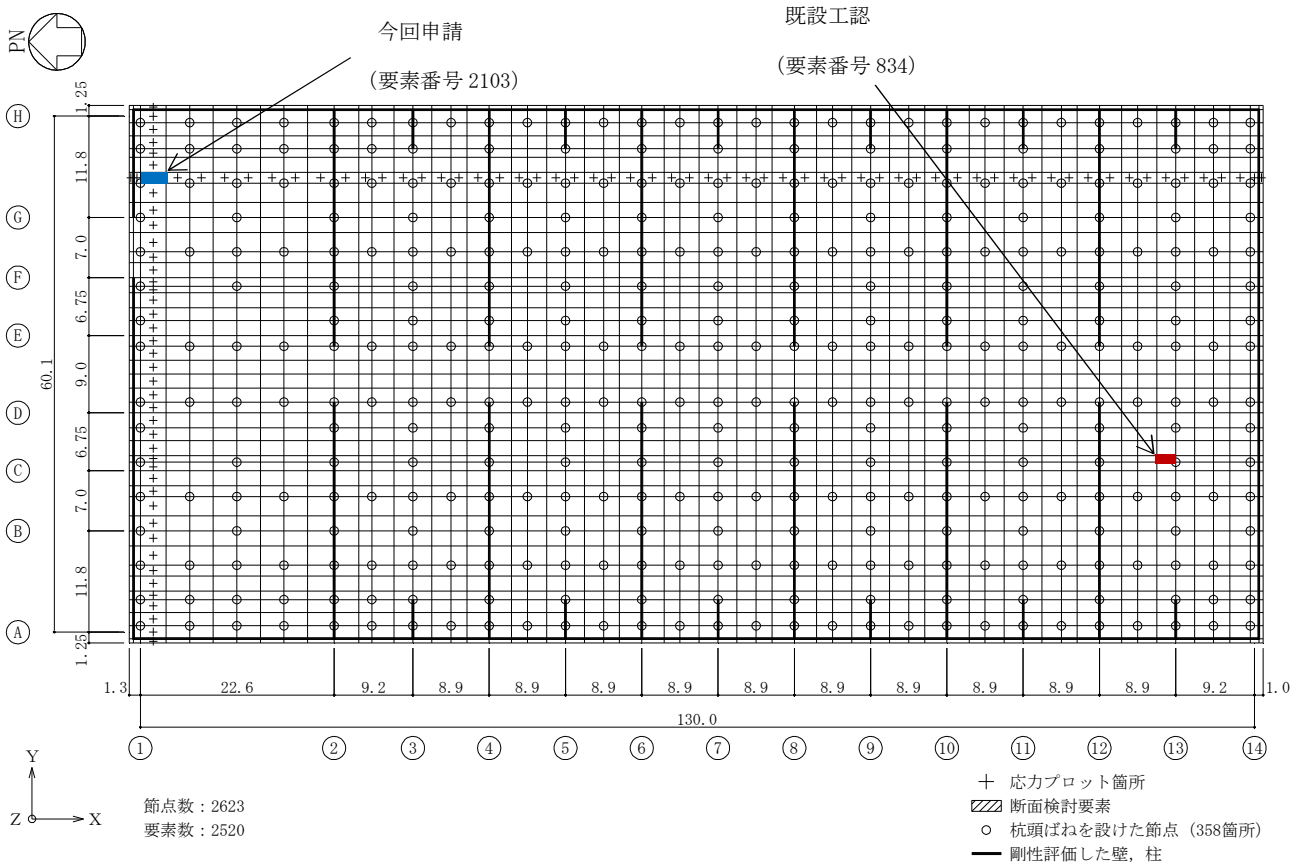
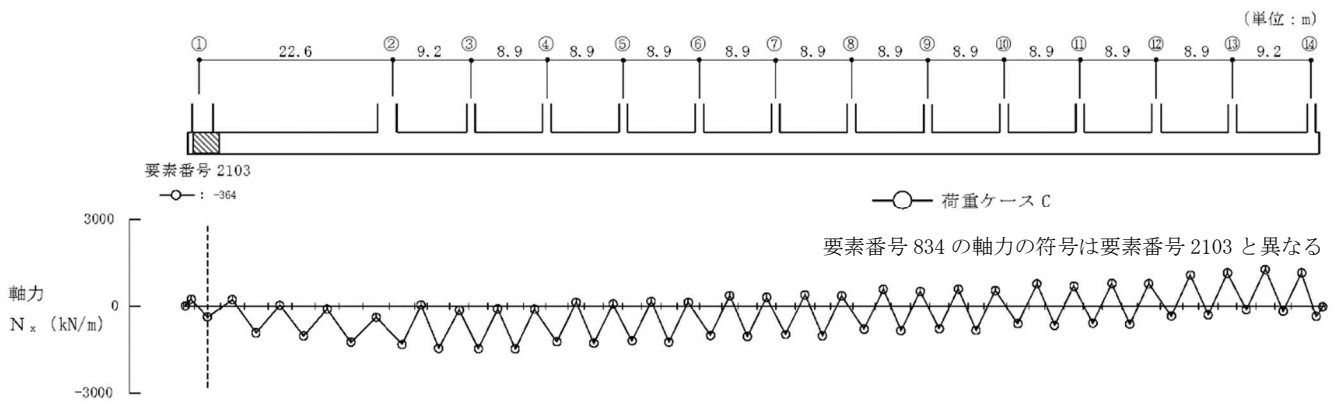


図 8.2-2 基礎スラブの解析モデル



注：軸力の符号は引張側を正とする

図 8.2-3 基礎スラブの応力図 (G 通り, 今回申請)

9. 杭の検討について

9.1 杭軸力の内訳について（既設工認と今回申請の比較）

杭軸力は、長期鉛直力による軸力と、鉛直地震力による軸力及び地震応答解析から求めた水平地震力（転倒モーメント）による軸力の組合せで決定している。

その結果は以下のとおりである。既設工認と今回申請を比較し、最小軸力の合計が基準地震動の変動に比べて大きく変動しているように見えるのは、最小軸力の合計に占める長期鉛直力による軸力の割合が大きく、それにより地震力による軸力（鉛直地震動による地震力及び水平地震力（転倒モーメント）による地震力）が打ち消されるためである。

最大軸力

|                             | 既設工認       | 今回申請       |
|-----------------------------|------------|------------|
| 長期鉛直力による<br>軸力              | 4496       | 4496       |
| 鉛直地震力による<br>軸力              | 2194 (0.4) | 2725 (0.4) |
| 水平地震力<br>(転倒モーメント)<br>による軸力 | 2752 (1.0) | 3198 (1.0) |
| 合計                          | 8126       | 8784       |

最小軸力

|                             | 既設工認        | 今回申請        |
|-----------------------------|-------------|-------------|
| 長期鉛直力による<br>軸力              | 3286        | 3286        |
| 鉛直地震力による<br>軸力              | -1604 (0.4) | -1991 (0.4) |
| 水平地震力<br>(転倒モーメント)<br>による軸力 | -2752 (1.0) | -3198 (1.0) |
| 合計                          | -108        | -708        |

注：カッコ内の数字は、地震時水平力と鉛直力の組合せ係数法（1.0：0.4）で用いた係数を示す。また、表中の値は、組合せによる大きい方の値を表示。

## 9.2 杭の許容支持力、引抜き抵抗力の設定根拠について

「VI-2-1 使用済燃料貯蔵建屋の耐震性に関する計算書」においては、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（J E A C 4616-2009（以下、「JEAC4616」という。）」に基づき、杭の許容鉛直支持力及び許容引抜き抵抗力を杭の荷重試験結果より設定している。杭の鉛直荷重試験位置を図 9.2-1 に示す。

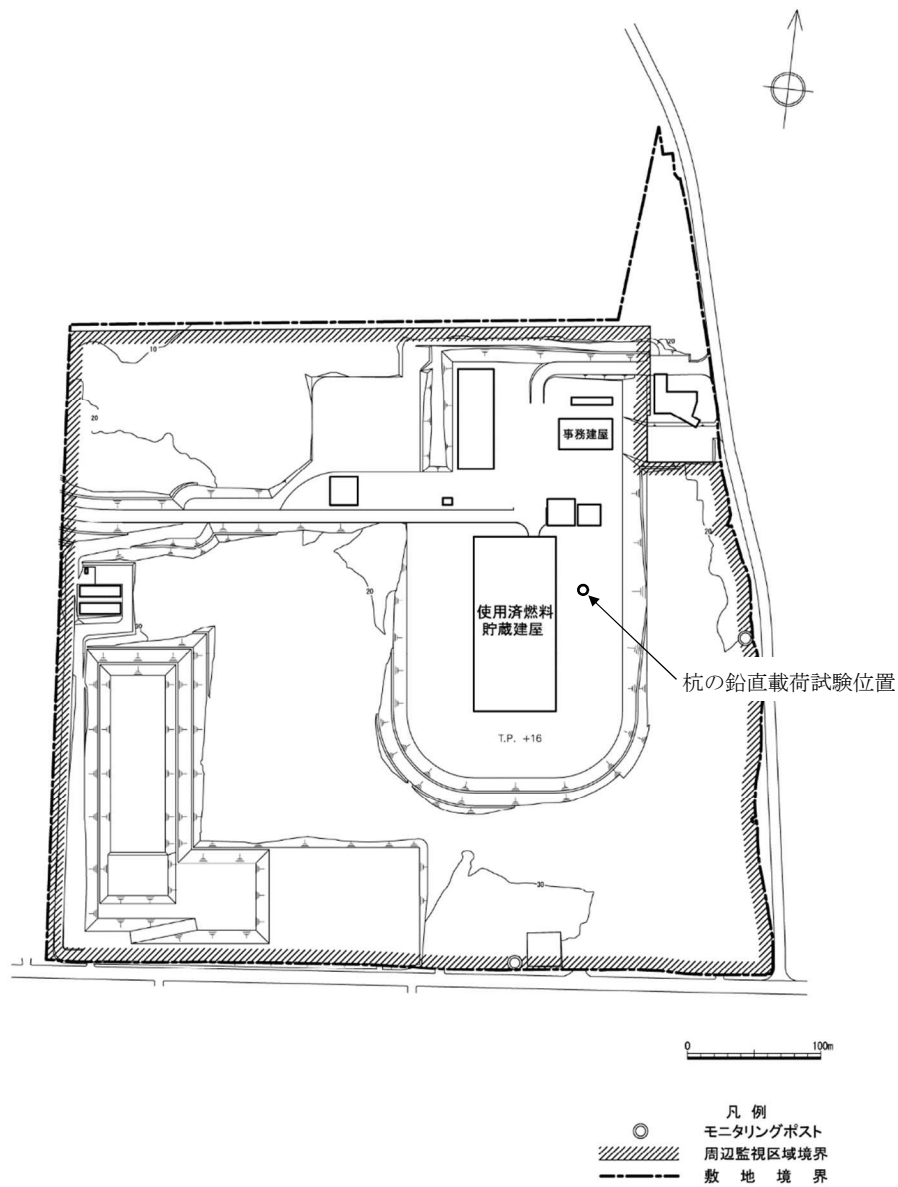


図 9.2-1 杭の鉛直荷重試験位置

### 9.2.1. 杭の許容限界

以下に、JEAC4616 を引用しながら、各許容値の設定根拠を示す。

#### 9.2.1.1 杭の許容鉛直支持力及び終局鉛直支持力

杭の許容鉛直支持力及び終局鉛直支持力はJEAC4616に基づき、表9.2.1.1にある「鉛直載荷試験を行う場合」として算定する。

表 9.2.1.1 杭の許容鉛直支持力及び終局鉛直支持力 (JEAC4616 より引用)

| 許容鉛直支持力<br>設定方法 |                                                              | 長期荷重                                                      | 短期荷重                                                      | S <sub>S</sub> 地震時荷重                                                | 備 考                                                  |
|-----------------|--------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------|
|                 |                                                              | 長期許容鉛直支持力 ( $R_a$ )                                       | 短期許容鉛直支持力 ( $R_s$ )                                       | 終局鉛直支持力 ( $R_{ua}$ )                                                |                                                      |
| 鉛直載荷試験を行う場合     | 鉛直載荷試験結果により得られる、極限鉛直支持力 $R_u$ 又は第2限界抵抗 $R_{u1}$ に基づいて求める。    | $R_a = 1/3 \times R_u$<br>又は<br>$R_a = 1/3 \times R_{u1}$ | $R_s = 2/3 \times R_u$<br>又は<br>$R_s = 2/3 \times R_{u1}$ | $R_{ua} = 1/1.2 \times R_u$<br>又は<br>$R_{ua} = 1/1.2 \times R_{u1}$ | $R_{ua}$ において第2限界抵抗力を超えて鉛直支持力が上昇する場合は、1.2 で除さなくてもよい。 |
| 鉛直載荷試験を行わない場合   | 支持力算定式により得られる、杭先端支持力と杭周面摩擦力の和として算定される極限鉛直支持力 $R_u$ に基づいて求める。 | $R_a = 1/3 \times R_u$                                    | $R_s = 2/3 \times R_u$                                    | $R_{ua} = 1/1.2 \times R_u$                                         | —                                                    |

### 9.2.1.2 杭の許容引抜き抵抗力及び終局引抜き抵抗力

杭の許容引抜き抵抗力及び終局引抜き抵抗力は JEAC4616 に基づき、表 9.2.1.2 にある「引抜き試験を行わない場合」として算定する。

表 9.2.1.2 杭の許容引抜き抵抗力及び終局引抜き抵抗力（JEAC4616 より引用）

| 設定方法         |                                                                | 許容引抜き抵抗力 | 長期荷重                     | 短期荷重                                 | S <sub>G</sub> 地震時荷重                                                            | 備考                                         |
|--------------|----------------------------------------------------------------|----------|--------------------------|--------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------|
|              |                                                                |          | 長期許容引抜き抵抗力 ( ${}_tR_a$ ) | 短期許容引抜き抵抗力 ( ${}_tR_s$ )             | 終局引抜き抵抗力 ( ${}_tR_{ua}$ )                                                       |                                            |
| 引抜き試験を行う場合   | 引抜き試験結果より得られる残留引抜き抵抗力 ${}_tR_r$ 又は極限引抜き抵抗力 ${}_tR_u$ に基づいて求める。 | —        | —                        | ${}_tR_s = 2/3 \times {}_tR_u + W_p$ | ${}_tR_{ua} = {}_tR_u + W_p$<br>又は<br>${}_tR_{ua} = 1/1.2 \times {}_tR_u + W_p$ | ${}_tR_r, {}_tR_u$ は各々試験結果の値から杭の自重を差し引いた値。 |
| 引抜き試験を行わない場合 | 引抜き時の最大周面摩擦力から求める杭周面摩擦力 $R_f$ に基づいて求める。                        | —        | —                        | ${}_tR_s = 2/3 \times R_f + W_p$     | ${}_tR_{ua} = 1/1.2 \times R_f + W_p$                                           | —                                          |

### 9.2.2 杭の鉛直支持力と引抜き抵抗力の評価法

#### 9.2.2.1 鉛直支持力

杭の載荷試験による限界抵抗力の判定方法は、地盤工学会基準「杭の鉛直載荷試験方法・同解説」に準拠する。

#### 9.2.2.2 引抜き抵抗力

JEAC4616 の附属書には、引抜き試験を行わない場合として、地盤調査結果等に基づく算定式による方法が示されるとともに、「なお、杭の鉛直載荷試験により押込み時の極限周面摩擦力が得られている場合には、これを用いることができる」とある。

杭の押込み試験においては、図 9.2.2.2 のとおり鉄筋計を配置しており、杭先端に掛かる荷重を、杭先端付近に取り付けた鉄筋計（図 9.2.2.2 に示す最下端の鉄筋計）の測定結果から求め、極限鉛直支持力との差し引きから極限周面摩擦力を求めることができる。



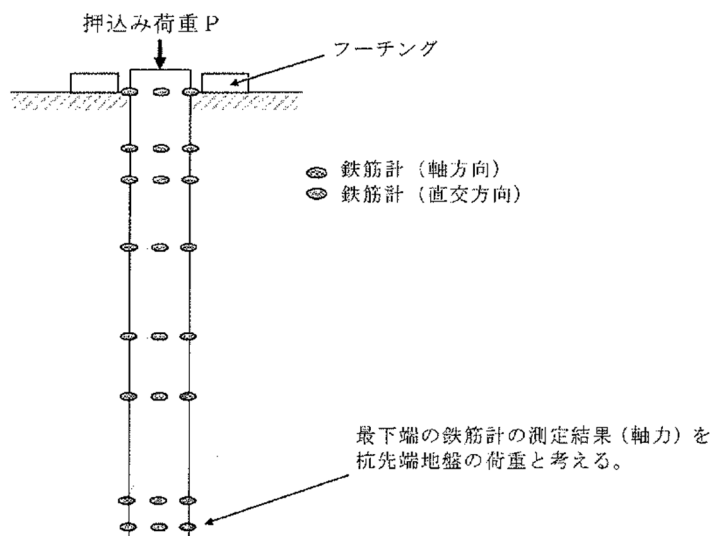


図 9.2.2.2 杭の押し込み試験における鉄筋計の配置

### 9.2.3 鉛直支持力と引抜き抵抗力の評価結果

#### 9.2.3.1 鉛直支持力

「杭の鉛直載荷試験方法・同解説」において、第1限界抵抗力とは「log P~log S 曲線に現れる明瞭な折れ点の荷重」をいう。ここに、P: 杭頭荷重, S: 杭頭変位量である。また、第2限界抵抗力は、「押し込み抵抗が最大となったときの荷重とする。ただし、先端変位量が先端直径の10%以下の範囲とする」とある。

杭の押し込み試験によって得られた log P~log S 関係を図 9.2.3.1 に示す。図 9.2.3.1 において、最大荷重 (=24,000kN) を載荷した状態においても log P~log S 関係は直線の関係にあり、明瞭な折れ点は現れておらず、第1限界抵抗力に達していないと考えられる。ここでは、押し込み試験における最大荷重 24,000 (kN) を極限鉛直支持力  $R_u$  とした。

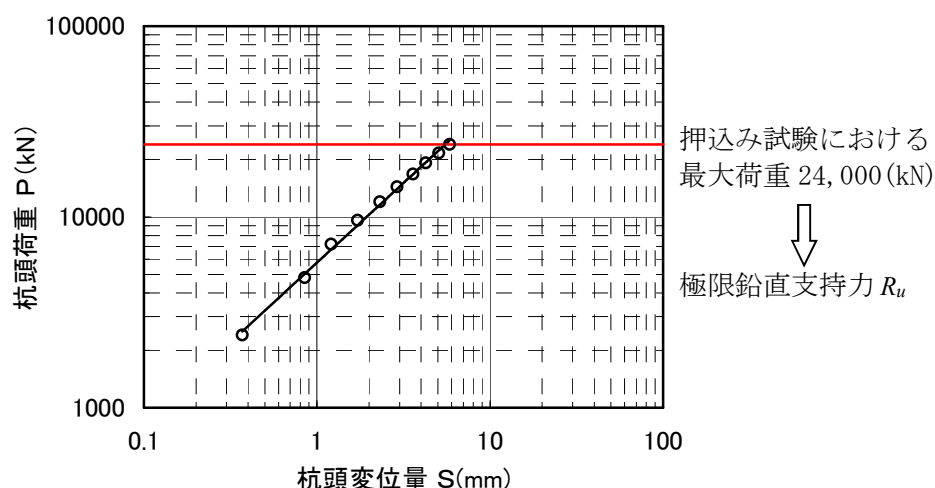


図 9.2.3.1 押し込み試験結果による logP~logS 関係

そこで、上記の極限鉛直支持力  $R_u$  及び表 9.2.1.1 の式に基づき、長期許容鉛直支持力  $R_a$ 、短期許容鉛直支持力  $R_s$  及び終局鉛直支持力  $R_{ua}$  を以下のように求めた。

長期許容鉛直支持力：  $R_a = 1/3 \times R_u = 24,000/3 = 8,000$  (kN)

短期許容鉛直支持力：  $R_s = 2/3 \times R_u = 24,000 \times 2/3 = 16,000$  (kN)

終局鉛直支持力：  $R_{ua} = 1/1.2 \times R_u = 24,000/1.2 = 20,000$  (kN)

### 9.2.3.2 引抜き抵抗力

前述のとおり、杭の押込み試験における最大荷重を極限鉛直支持力としていることから、最大荷重時における杭頭荷重から杭先端に掛かる荷重を差し引いたものを押込み時の極限周面摩擦力  $R_f'$  とする。

$$R_f' = P_{\text{杭頭}} - P_{\text{杭先端}} \quad (\text{kN}) \quad (3-1)$$

ここに、  $P_{\text{杭頭}}$ ：最大荷重時における杭頭荷重 (kN)

$P_{\text{杭先端}}$ ：最大荷重時において杭先端に掛かる荷重 (kN)

最大荷重時 (=24,000kN) における杭先端に掛かる荷重は、杭先端付近に取り付けた鉄筋計の測定結果から 240kN と求められる。

式 3-1 より、押込み時の極限周面摩擦力  $R_f'$  は 23,760 (kN) となる。

$$R_f' = P_{\text{杭頭}} - P_{\text{杭先端}} = 24,000 - 240 = 23,760 \quad (\text{kN})$$

押込み時の極限周面摩擦力  $R_f'$  及び表 9.2.1.2 の式に基づき、短期許容引抜き抵抗力  $R_s$  及び終局引抜き抵抗力  $R_{ua}$  を以下のように求めた。

JEAC4616 の附属書によれば、砂質土層における引抜き時の最大周面摩擦力度は、押込み時の極限周面摩擦力度の 2/3 とするとある。そこで、杭周面が全層砂質土と仮定し、押込み時の極限周面摩擦力  $R_f'$  に 2/3 を乗じて  $R_f$  としている。

杭の自重  $W_p$  は地下水位以下の部分 (設計 G.L.=T.P. 16m 以下) について浮力を考慮し、次式で算定した。

$$W_p = A_p \times L_p \times (\gamma_p - \gamma_w) = 1.767 \times 35.3 \times (24 - 9.80665) = 885.3 (\text{kN})$$

ここに、  $A_p$ ：杭の断面積 (m<sup>2</sup>)

$L_p$ ：杭の全長 (m)

$\gamma_p$ ：杭の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_w$ ：水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

短期許容引抜き抵抗力： ${}_tR_s = 2/3 \times R_f + W_p = 2/3 \times (23,760 \times 2/3) + 885.3 = 11,445$  (kN)

終局引抜き抵抗力： ${}_tR_{ua} = 1/1.2 \times R_f + W_p = 1/1.2 \times (23,760 \times 2/3) + 885.3 = 14,085$  (kN)

表 9.2.3.2 に押し込み時の極限周面摩擦力に基づく，短期許容引抜き抵抗力 ${}_tR_s$ 及び終局引抜き抵抗力 ${}_tR_{ua}$ を示す。

表 9.2.3.2 杭の許容引抜き抵抗力及び終局引抜き抵抗力 (単位：kN)

| 長期許容引抜き抵抗力 ( ${}_tR_a$ ) | 短期許容引抜き抵抗力 ( ${}_tR_s$ ) | 終局引抜き抵抗力 ( ${}_tR_{ua}$ ) | 備考                              |
|--------------------------|--------------------------|---------------------------|---------------------------------|
| —                        | 11,400                   | 14,000                    | $R_f = 15,840$<br>$W_p = 885.3$ |

#### 9.2.4 杭の許容支持力，引抜き抵抗力まとめ

杭の押し込み試験の結果に基づき求めた杭 1 本当たりの鉛直支持力を表 9.2.4-1 に，引抜き抵抗力を表 9.2.4-2 に示す。

表 9.2.4-1 許容鉛直支持力及び終局鉛直支持力 (杭 1 本当たり)

|                      |             |
|----------------------|-------------|
| 長期許容鉛直支持力 ( $R_a$ )  | 8,000 (kN)  |
| 短期許容鉛直支持力 ( $R_s$ )  | 16,000 (kN) |
| 終局鉛直支持力 ( $R_{ua}$ ) | 20,000 (kN) |

表 9.2.4-2 許容引抜き抵抗力及び終局引抜き抵抗力 (杭 1 本当たり)

|                           |             |
|---------------------------|-------------|
| 短期許容引抜き抵抗力 ( ${}_tR_s$ )  | 11,400 (kN) |
| 終局引抜き抵抗力 ( ${}_tR_{ua}$ ) | 14,000 (kN) |

### 9.3 杭周地盤ばねの評価方法

#### 9.3.1 群杭係数法による群杭ばねの評価について

「添付 5-2-1 使用済燃料貯蔵建屋の耐震性に関する計算書」においては、地震応答解析モデルとして、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（J E A C 4 6 1 6 -2009）（以下、「JEAC4616」という。）に基づき、第 9.4.1-1 図に示す通り、地盤ばねモデル（以下、「SR モデル」という。）を採用し、群杭係数を用いる近似解法（以下、「群杭係数法」という。）により群杭ばね（以下、「群杭係数法ばね」という。）を評価している。ここでは、群杭ばねを評価している群杭係数法について概要を示す。

また、弾性論に基づく精算解である三次元薄層法（以下、「薄層法」という。）による群杭ばね（以下、「薄層法ばね」という。）との比較を行うことにより、地盤ばね評価方法の妥当性検証を行う。

#### 9.3.2 群杭係数法の概要

##### 9.3.2.1 群杭基礎のモデル化

SR モデルでは、建屋を質点系にモデル化し、基礎底面位置に群杭と地盤との動的相互作用を考慮して評価した群杭ばね（水平ばね $K_H$ 、回転ばね $K_R$ 、鉛直ばね $K_V$ ）を取り付けている。ここで、基礎スラブの側方地盤は、安全側の評価となることから考慮していない。

群杭ばねを評価している群杭係数法では、図 9.3.2.1 に示す通り、群杭の複素剛性を一定の剛性（実部：静的な値 $K^G$ ）と減衰係数（建屋－杭基礎－地盤連成系の一次固有円振動数 $\omega_1$ に対応する虚部の値と原点を結ぶ直線の傾き  $C^G$ ）で近似している。

地盤は事業許可申請書の地盤調査結果に基づき、水平成層と仮定した地盤モデルを用いる。また、地盤の材料減衰は無視し、 $h = 0\%$ としている。

##### 9.3.2.2 群杭係数法による群杭ばねの評価

地盤及び群杭は、水平方向については基礎底面位置の水平ばねと回転ばねに、鉛直方向については鉛直ばねに置換する。群杭ばねの剛性と減衰の算定フローを図 9.3.2.2-1 に示す。

###### (1) 単杭の剛性と減衰係数

単杭の水平方向の杭頭位置での剛性 $K_{HH}^S$ と減衰係数 $C_{HH}^S$ は、杭を梁要素とし、これに杭周地盤ばね（水平剛性と減衰係数）を付加したモデルへの杭頭単位加振によって算定する。

単杭の鉛直方向の杭頭位置での剛性 $K_{VV}^S$ と減衰係数 $C_{VV}^S$ は、杭を梁要素とし、これに杭周地盤ばね（鉛直剛性と減衰係数）及び杭先端のばね（支持地盤への貫入部分の鉛

直剛性と減衰係数) を付加したモデルへの杭頭単位加振によって算定する。

単杭の解析モデルを図 9.3.2.2-2 に、地盤剛性等の算定に用いる地盤の物性値を表 9.3.2.2-1 に示す。

杭頭の複素剛性 $K^*(\omega)_{\text{杭頭}}$ は、以下の通り定数化を行う。

$$K^*(\omega)_{\text{杭頭}} = \frac{\text{Re} [K^*(\omega)]}{\text{実部}} + i \cdot \frac{\text{Im} [K^*(\omega)]}{\text{虚部}}$$

ここに、単杭の杭頭剛性 $K^S$ として $\omega = 0$  の値を採用し  $\text{Re} [K^*(0)]$ 、単杭の減衰 $C^S$ として $\omega = \omega_1$  の値を採用し  $\text{Im} [K^*(\omega_1)] / \omega_1$  とする。 $\omega_1$  は、建屋-杭基礎-地盤連成系の固有値解析から得られるので、ここでは単杭の杭頭剛性のみを求める。求められた単杭の杭頭剛性を表 9.3.2.2-2 に示す。

## (2) 群杭係数

群杭係数は、地盤を表層地盤と支持地盤の 2 層に区分し、それぞれの物性値を用いて評価する。表層地盤は、 $T_{n3}$  層、 $T_{n2}$  層、 $S_{n4}$  層の 3 層を 1 層に置換する。具体的には、式 2-1 で求まる 3 層の表層地盤の卓越周期が、1 層に置換した表層地盤のものと同しくなるように S 波速度を設定する。S 波速度以外の物性値 (湿潤密度、ポアソン比) は第 1 層となる  $T_{n3}$  層の値を用いる。

$$T_G = \sqrt{32 \sum_{i=1}^n \left\{ h_i \cdot \left( \frac{H_{i-1} + H_i}{2} \right) / V_{Si}^2 \right\}} \quad (2-1)$$

ここに、

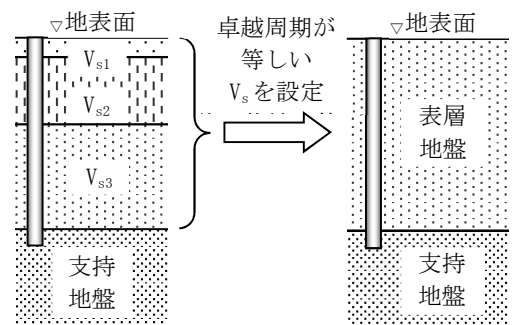
$T_G$  : 表層地盤の卓越周期 (sec)

$n$  : 表層地盤の層数

$H_i$  : 地表面から層下面までの深さ (m)

$V_{Si}$  :  $i$  層の S 波速度 (m/s)

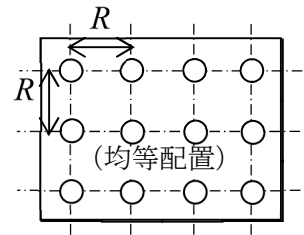
$h_i$  :  $i$  層の層厚 (m)



また、貯蔵建屋の杭配置は図 9.3.2.2-3 (a) に示す通り不均等な配置であるため、図 9.3.2.2-3 (b) に示す均等な矩形配置に置換してから群杭係数を算定する。この時、杭中心間隔は式 2-2 に示すように、杭 1 本当たりの支配面積と同一面積の正方形の一辺の長さとしている。

$$R = \sqrt{Lx \times Ly / N} \quad (2-2)$$

ここに、  
 $R$  : 杭中心間隔 (m)  
 $Lx, Ly$  : 短辺方向, 長辺方向の柱芯間隔 (m)  
 $N$  : 杭本数 (本)



この杭中心間隔  $R$  を用いて、杭を均等配置に置き換える。すなわち、短辺方向 1 列当たりの杭本数を  $x$ 、長辺方向 1 列当たりの杭本数を  $y$  とすると、 $x = Lx / R$ 、 $y = Ly / R$  となる ( $x$ 、 $y$  は整数に丸める)。

群杭係数を算定する際は、杭が矩形配置 (短辺  $x$  本 < 長辺  $y$  本) されている場合、杭本数を以下のように仮定する。

- ①短辺方向:  $x \times x$  本 (図 9.3.2.2-3 (c) 参照)
  - ②長辺方向:  $x \times y$  本 (図 9.3.2.2-3 (d) 参照)
- 求められた群杭係数を、表 9.3.2.2-3 に示す。

### (3) 群杭の静的杭頭剛性

これまでに求めた単杭の剛性、群杭係数及び杭本数を用い、群杭の静的杭頭剛性を求める。群杭の静的杭頭剛性の算定式と算定結果を表 9.3.2.2-4 に示す。ここでは、杭本数と回転ばね算定時の回転中心から杭までの距離  $l_i$  は、実際の設計での杭配置に基づいている (図 9.3.2.2-4 参照)。

### (4) 建屋—杭基礎—地盤連成系の固有値解析

建屋—杭基礎—地盤連成系の固有値解析により、一次固有円振動数  $\omega_1$  ( $=2\pi f_1$ 、ここに  $f_1$  は系の一次固有振動数) を求める。ここで、貯蔵建屋はキャスク満載時とし、諸元を図 9.3.2.2-5 に示す。杭基礎—地盤は群杭の静的杭頭剛性を用いる。図 9.3.2.2-5 には、固有値解析結果を合わせて示しており、水平方向の  $f_1$  は、EW 方向で約 4.0Hz、NS 方向で約 3.5Hz となっている。鉛直方向は、一次モードが受入エリア屋根鉄骨となっており、貯蔵建屋全体の一次振動数としては二次モードの振動数、すなわち、7.0Hz となる。

### (5) 単杭の減衰係数

(1) で求めた杭頭複素剛性の虚部に  $\omega_1$  の値を採用し、その点と原点を結ぶ直線の傾きを、単杭の杭頭位置での減衰係数とする。求められた単杭の減衰係数を表 9.3.2.2-5 に示す。

### (6) 群杭の減衰係数

(5) で求めた単杭の減数係数と杭本数を用い、群杭の減衰係数を求める。群杭の減衰

係数の算定式と算定結果を表 9.3.2.2-6 に示す。(3)と同様に、杭本数と回転ばね算定時の回転中心から杭までの距離  $l_i$  は、実際の設計での杭配置に基づいている。

なお、減衰係数に群杭係数を考慮していないのは、群杭の複素剛性の虚部に関しては、一般的に低振動数領域において群杭効果が現れにくいためである。

#### (7) 群杭ばねの剛性および減衰

群杭ばね定数は、(3)及び(6)により、表 9.3.2.2-7 に示す通りとなる。

### 9.3.3 群杭係数法ばねと薄層法ばねの比較

#### 9.3.3.1 薄層法ばねの概要

薄層法モデルのイメージを図 9.3.3.1 に示す。薄層法は、地盤を薄い水平成層に分割したモデルにより水平方向に無限に広がる地盤をモデル化することによって、振動が地盤内を 3 次元的に伝播する現象を評価する手法である。

薄層法モデルの主な特徴は以下の通りである。

- 地盤を薄い水平成層にモデル化し、層毎に物性値を与える
- 杭は設計における杭配置に応じてモデル化し (X, Y, Z) の 3 次元的に節点座標を与える
- 基礎スラブは無質量な剛基礎にモデル化する

なお、薄層法モデルでは杭の支持層 ( $Sn_4$  層) が杭先端以深に半無限状に続いていると仮定する。

薄層法モデルを用いた杭頭加振解析により群杭ばねを算出する手順を以下に示す。薄層法による杭頭剛性 (複素インピーダンス) は水平・回転・鉛直方向について円振動数  $\omega$  ごとに与えられる。

このとき、群杭ばねのばね剛性  $K$  は円振動数  $\omega \doteq 0$  におけるインピーダンス実部の値とする。

減衰係数  $C$  は原点と建屋連成系の一次振動数  $\omega_1$  におけるインピーダンス虚部の値を通る  $\omega$  の一次式の傾きとする。

- ばね剛性  $K$  は、円振動数  $\omega \doteq 0$  におけるインピーダンス実部の値  $R K(\omega)$
- 減衰係数  $C$  は、インピーダンス虚部の値  $I K(\omega)$  及び建屋の一次固有円振動数  $\omega_1$  より次式で算出する。

$$C = IK(\omega)/\omega_1$$

#### 9.3.3.2 群杭係数法ばねと薄層法ばねの比較

薄層法における地盤モデルは、表 9.3.2.2-1 のとおり、杭先端が位置する  $Sn_4$  層から地表面までをモデル化している。なお、 $Sn_4$  層以深については  $Sn_4$  層が半無限に続くものとしてモデル化する。杭の配置は、群杭係数法ばねと同様に、実際の設計に基づいている。なお、地盤の材料減衰は  $h = 3\%$  としている。

群杭係数法ばねと、薄層法ばねの杭頭インピーダンスの比較 (水平、回転は NS 方向)

を図 9.3.3.2 に示す。

群杭ばねの剛性に相当する 0 Hz 付近の実部に関しては、両者は良く対応している。

一方、群杭係数法ばねの虚部が薄層法ばねの虚部を下回っているのは、薄層法ばねが地盤の材料減衰を考慮しているのに対して、群杭係数法ばねには地盤の材料減衰を考慮していないためと考えられる。

#### 9.3.3.3 動的解析による建屋応答の比較

参考に、群杭係数法ばねを用いた SR モデル（以下、「SR モデル（群杭係数法ばね）」という。）による建屋の応答と、薄層法ばねを用いた SR モデル（以下、「SR モデル（薄層法ばね）」という。）による建屋の応答を比較する。なお、比較検討に用いた地震動は、建屋の応答が大きい基準地震動 Ss-A 及び Ss-B1 とする。

SR モデル（群杭係数法ばね）と SR モデル（薄層法ばね）における動的解析による建屋応答の対比を図 9.3.3.3 に示す。図 9.3.3.3 より、以下のことが言える。

- ・ SR モデル（群杭係数法ばね）の最大応答加速度は、概ね SR モデル（薄層法ばね）より大きい。
- ・ SR モデル（群杭係数法ばね）の最大応答せん断力（UD 方向は鉛直震度）は、概ね SR モデル（薄層法ばね）より大きく、検討用地震力は両者を上回っている。

#### 9.3.3.4 群杭係数法ばねと薄層法ばねの比較のまとめ

以上のことから、SR モデルの群杭ばねは、群杭係数法ばねを用いることにより、群杭効果が適切に考慮されており、妥当なものと判断される。また、検討用地震力は、SR モデルにおける建屋応答に対して、余裕をもって設定されていることが分かる。



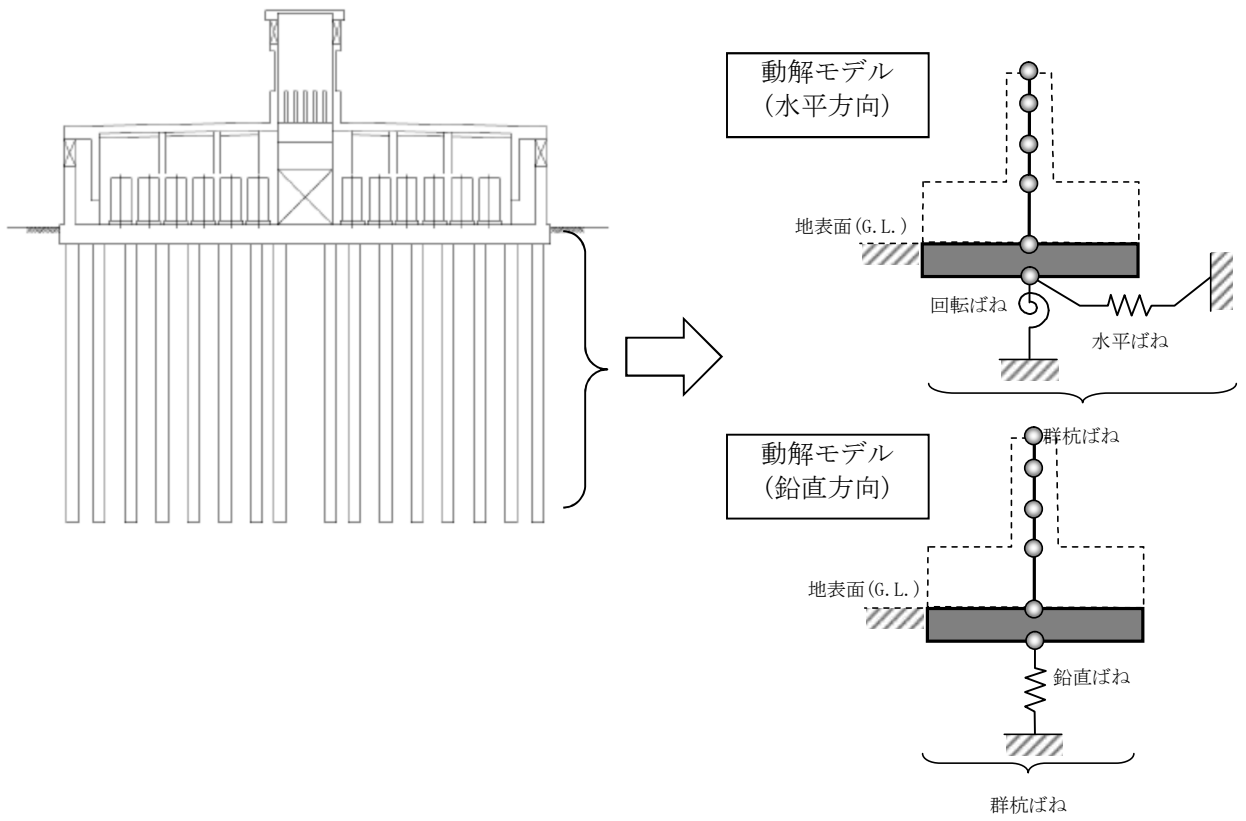


図 9.3.1 地盤・杭の群杭ばねの概念

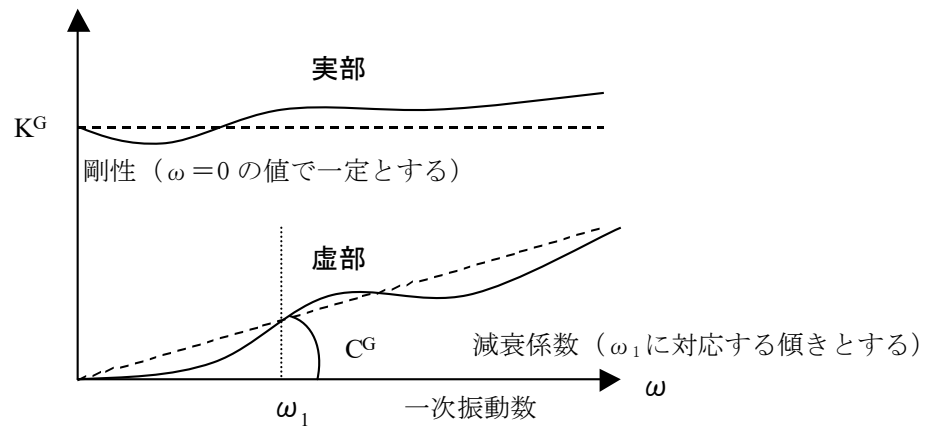


図 9.3.2 群杭ばねの定数化

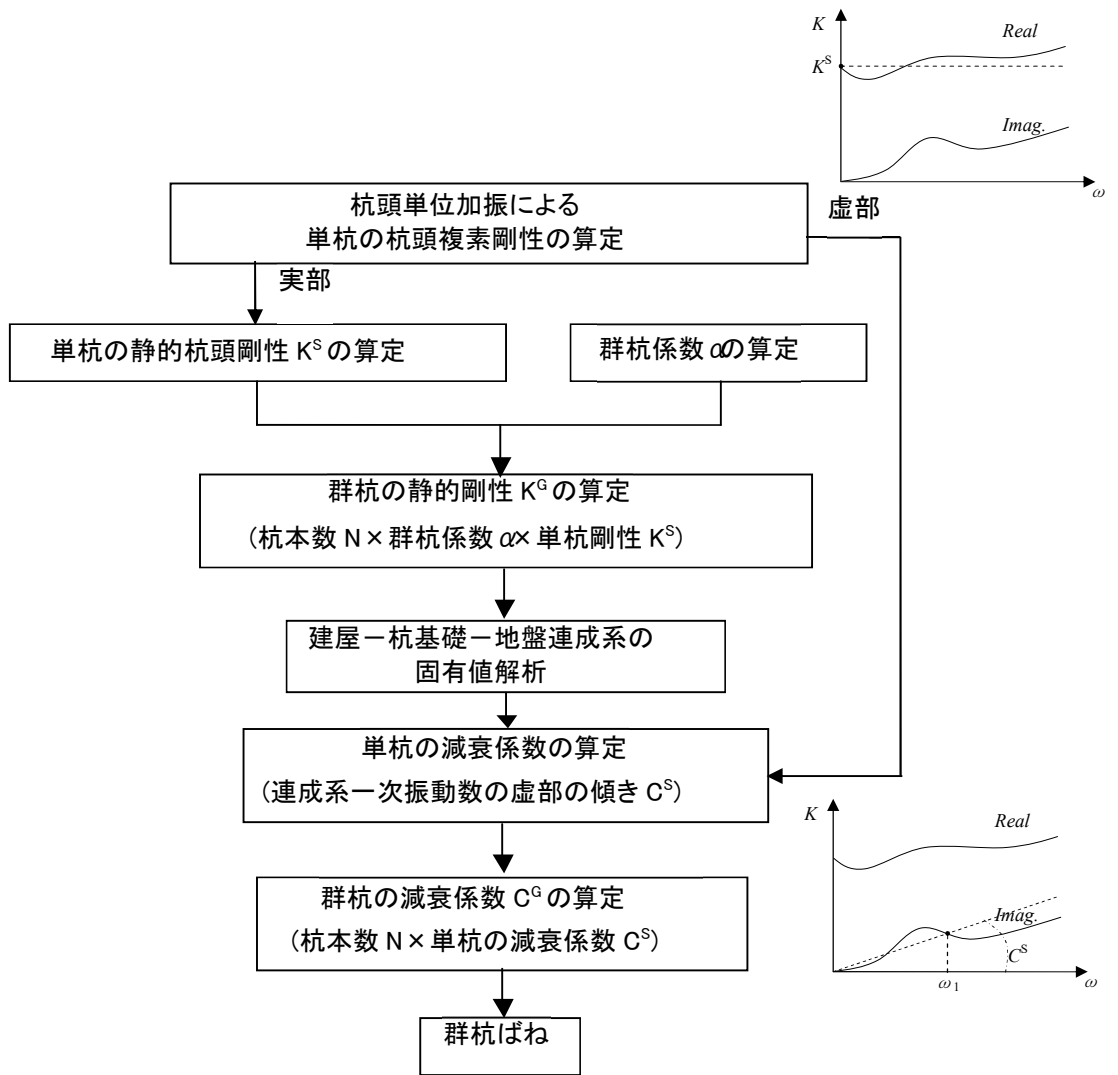


図 9.3.2.2-1 群杭ばねの杭頭剛性と減衰の算定フロー

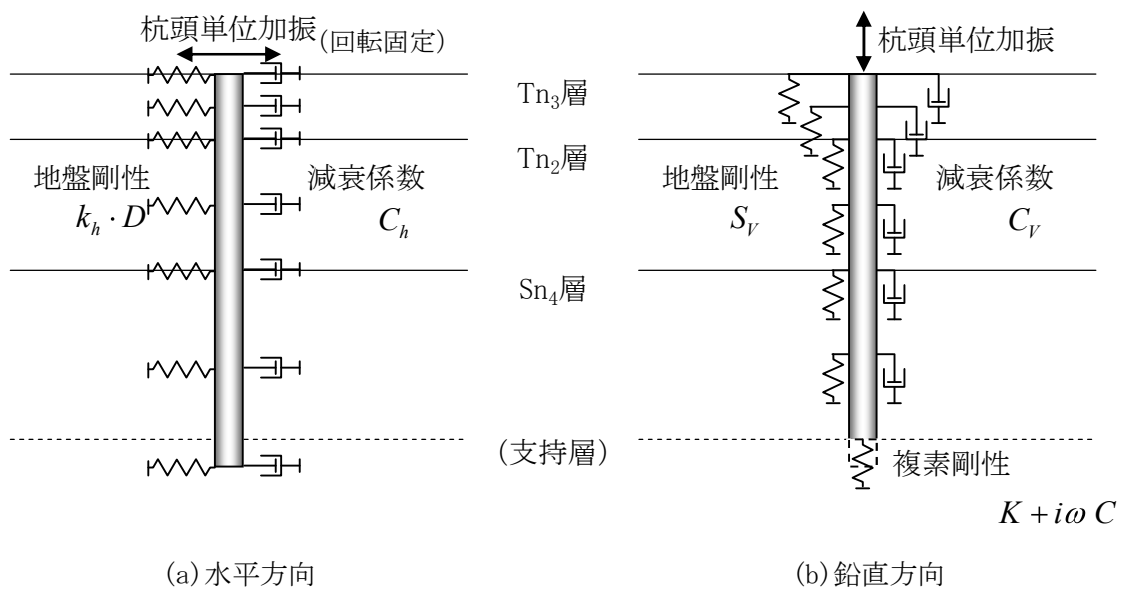


図 9.3.2.2-2 単杭解析モデル

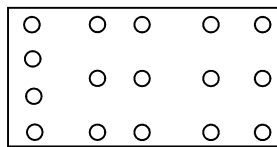
表 9.3.2.2-1 地盤の物性値

| 地層区分              | 標高<br>Z<br>(m) | 層厚<br>h<br>(m) | 密度<br>$\rho_t$<br>(g/cm <sup>3</sup> ) | ポアソン<br>比 $\nu$ | 初期せん断弾<br>性係数<br>G <sub>0</sub> (N/mm <sup>2</sup> ) | 等価せん断<br>弾性係数 G <sub>eq</sub> <sup>2)</sup><br>(N/mm <sup>2</sup> ) | S波速<br>度 V <sub>s</sub> <sup>3)</sup><br>(m/s) |
|-------------------|----------------|----------------|----------------------------------------|-----------------|------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------|
| Tn <sub>3</sub> 層 | 13.8           | 0.3            | 1.91                                   | 0.47            | 284                                                  | 256                                                                 | 370                                            |
| Tn <sub>2</sub> 層 | 13.5           | 6.5            | 1.92                                   | 0.45            | 376                                                  | 301                                                                 | 400                                            |
| Sn <sub>4</sub> 層 | 7.0            |                |                                        |                 |                                                      |                                                                     |                                                |
|                   | -21.5          | 28.5           | 1.82                                   | 0.45            | 409 <sup>1)</sup>                                    | 286                                                                 | 400                                            |

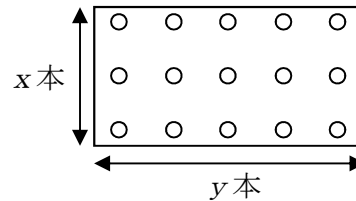
注記 1)  $G_0 = 326 - 5.11 \cdot Z$  に Sn<sub>4</sub>層の中心標高 (-16.25m) を代入した値  
 2) 等価線形解析により求まるせん断弾性係数低下率を考慮した値  
 3)  $V_s = \sqrt{G_{eq} / \rho_t}$  より求まる値

表 9.3.2.2-2 単杭の静的杭頭剛性

|      |                              |        | 杭頭剛性                 |
|------|------------------------------|--------|----------------------|
| 水平ばね | K <sub>HH</sub> <sup>S</sup> | (kN/m) | 2.51×10 <sup>6</sup> |
| 鉛直ばね | K <sub>VV</sub> <sup>S</sup> | (kN/m) | 4.46×10 <sup>6</sup> |

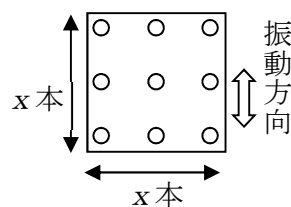


(a) 不均等な杭配置

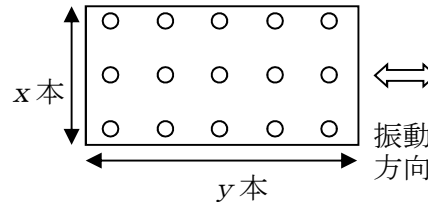


杭本数  $x \times y$  本

(b) 等間隔な矩形配置に置換した杭配置



杭本数  $x \times x$  本  
(c) 短辺方向の杭配置



杭本数  $x \times y$  本  
(d) 長辺方向の杭配置

図 9.3.2.2-3 等間隔な杭配置への置換

表 9.3.2.2-3 群杭係数

|      |               | EW 方向 | NS 方向  |
|------|---------------|-------|--------|
| 水平方向 | $\alpha_{HH}$ | 0.126 | 0.0928 |
| 回転方向 | $\alpha_{RR}$ | 0.411 | 0.325  |
| 鉛直方向 | $\alpha_{VV}$ | 0.197 |        |

表 9.3.2.2-4 群杭の静的杭頭剛性

|      |                       | EW 方向                 | NS 方向                 |
|------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 水平ばね | $K_{HH}^G$ (kN/m)     | $11.4 \times 10^7$    | $8.33 \times 10^7$    |
| 回転ばね | $K_{RR}^G$ (kN·m/rad) | $2.43 \times 10^{11}$ | $7.80 \times 10^{11}$ |
| 鉛直ばね | $K_{VV}^G$ (kN/m)     | $3.14 \times 10^8$    |                       |

算定式

$$K_{HH}^G = \alpha_{HH} \cdot N \cdot K_{HH}^S$$

$$K_{RR}^G = \alpha_{RR} \sum_{i=1}^N (l_i^2 \cdot K_{VV}^S)$$

$$K_{VV}^G = \alpha_{VV} \cdot N \cdot K_{VV}^S$$

記号

- $\alpha$  : 群杭係数
- $N$  : 杭本数
- $K$  : 杭頭位置の静的剛性
- $l_i$  : 回転中心から杭までの距離
- 下添字<sub>HH</sub> : 水平方向
- 下添字<sub>RR</sub> : 回転方向
- 下添字<sub>VV</sub> : 上下方向
- 上添字<sup>G</sup> : 群杭
- 上添字<sup>S</sup> : 単杭

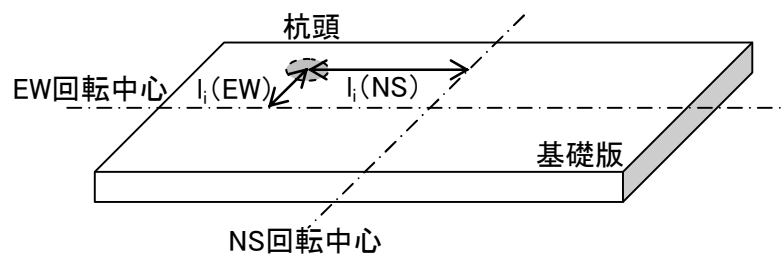
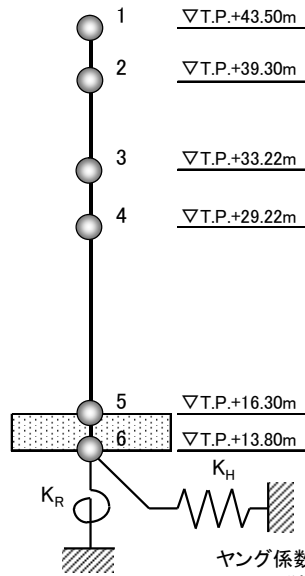


図 9.3.2.2-4 回転中心から杭までの距離



ヤング係数  $E_c = 2.52 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$  (建屋・基礎スラブ)  
 せん断弾性係数  $G_c = 1.05 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$  (建屋・基礎スラブ)  
 減衰定数  $h = 5\%$  (建屋・基礎スラブ)

| レベル<br>T.P.(m) | 質点<br>番号 | NS方向            |                                                              |                                 |                                  |
|----------------|----------|-----------------|--------------------------------------------------------------|---------------------------------|----------------------------------|
|                |          | 重量<br>W<br>(kN) | 回転慣性<br>$I_g$<br>( $\times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$ ) | せん断<br>断面積<br>$A_s(\text{m}^2)$ | 断面2次<br>モーメント<br>$I(\text{m}^4)$ |
| 43.50          | 1        | 26,540          | 259.9                                                        | —                               | —                                |
| 39.30          | 2        | 55,990          | 778.6                                                        | 3.6                             | $\infty$                         |
| 33.22          | 3        | 48,110          | 949.8                                                        | 114.8                           | 93,900                           |
| 29.22          | 4        | 348,330         | 5005.2                                                       | 244.9                           | 225,800                          |
| 16.30          | 5        | 872,610         | 12742.0                                                      | 338.2                           | 570,900                          |
| 13.80          | 6        | 257,970         | 3763.1                                                       | 8,282.0                         | 12,080,200                       |
| 総重量            |          | 1,609,550       |                                                              |                                 |                                  |

| レベル<br>T.P.(m) | 質点<br>番号 | EW方向            |                                                              |                                 |                                  |
|----------------|----------|-----------------|--------------------------------------------------------------|---------------------------------|----------------------------------|
|                |          | 重量<br>W<br>(kN) | 回転慣性<br>$I_g$<br>( $\times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$ ) | せん断<br>断面積<br>$A_s(\text{m}^2)$ | 断面2次<br>モーメント<br>$I(\text{m}^4)$ |
| 43.50          | 1        | 26,540          | 2.2                                                          | —                               | —                                |
| 39.30          | 2        | 55,990          | 114.7                                                        | 52.0                            | 430                              |
| 33.22          | 3        | 48,110          | 42.4                                                         | 91.9                            | 35,000                           |
| 29.22          | 4        | 348,330         | 1102.4                                                       | 147.1                           | 38,300                           |
| 16.30          | 5        | 872,610         | 2863.6                                                       | 262.3                           | 204,100                          |
| 13.80          | 6        | 257,970         | 842.8                                                        | 8,282.0                         | 2,704,600                        |
| 総重量            |          | 1,609,550       |                                                              |                                 |                                  |

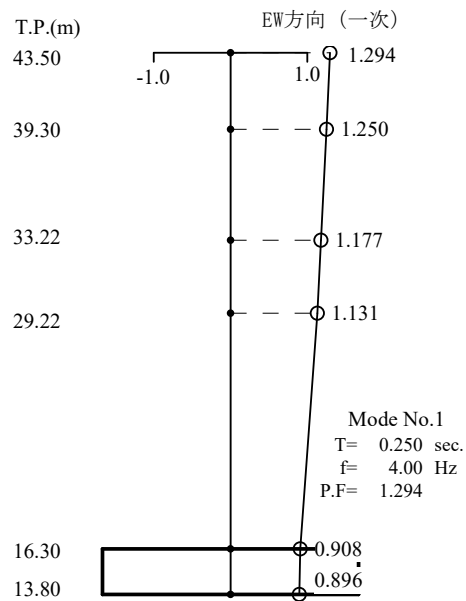
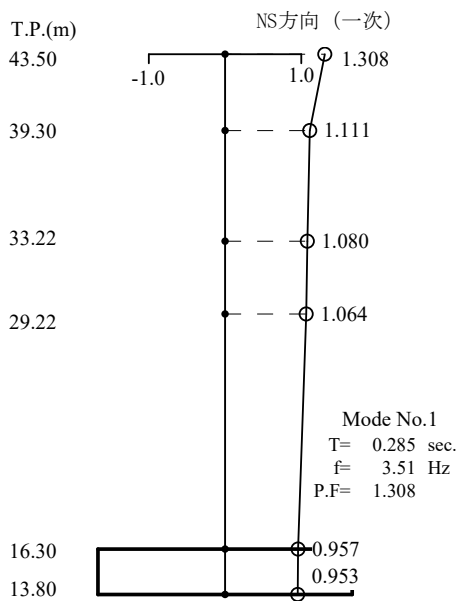
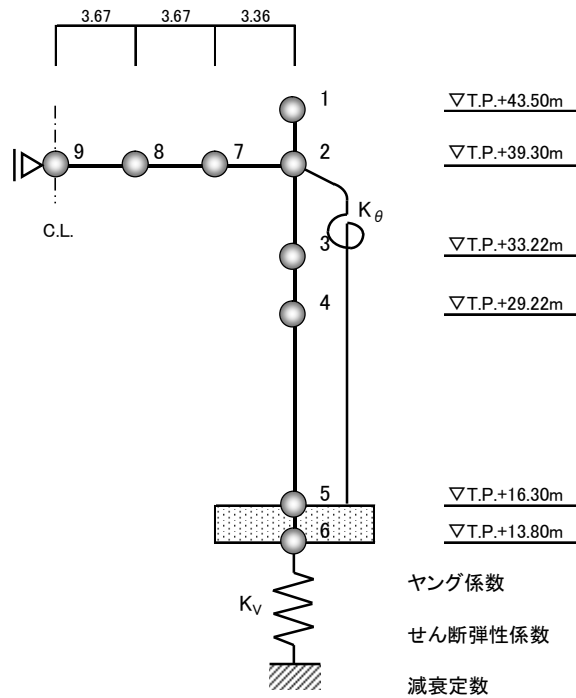


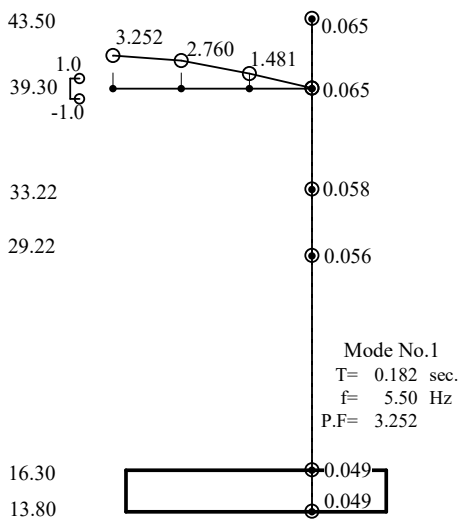
図 9.3.2.2-5 (1) 建屋の振動諸元と固有値解析結果 (水平方向)



ヤング係数  $E_c = 2.52 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$  (建屋・基礎スラブ)  
 $E_s = 2.05 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$  (屋根鉄骨梁)  
 せん断弾性係数  $G_c = 1.05 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$  (建屋・基礎スラブ)  
 $G_s = 0.79 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$  (屋根鉄骨梁)  
 減衰定数  $h = 5\%$  (建屋・基礎スラブ)  
 $h = 2\%$  (屋根鉄骨)

| レベル<br>T.P.(m) | 質点<br>番号 | 建屋              |                               | レベル<br>T.P.(m) | 質点<br>番号 | 受入エリア屋根鉄骨       |                                                              |                                  |                                    |                                                               |
|----------------|----------|-----------------|-------------------------------|----------------|----------|-----------------|--------------------------------------------------------------|----------------------------------|------------------------------------|---------------------------------------------------------------|
|                |          | 重量<br>W<br>(kN) | 軸断面積<br>A<br>( $\text{m}^2$ ) |                |          | 重量<br>W<br>(kN) | 回転慣性<br>$I_g$<br>( $\times 10^3 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$ ) | せん断<br>断面積<br>As( $\text{m}^2$ ) | 断面2次<br>モーメント<br>I( $\text{m}^4$ ) | 回転ばね<br>$K_\theta$<br>( $\text{kN}\cdot\text{m}/\text{rad}$ ) |
| 43.50          | 1        | 26,540          | —                             | 39.30          | 2        | —               | 27.0                                                         | —                                | —                                  | 4.27E+07                                                      |
| 39.30          | 2        | 36,740          | 75.4                          |                | 7        | 8,030           | 36.5                                                         | 0.836                            | 2.13                               |                                                               |
| 33.22          | 3        | 48,110          | 234.2                         |                | 8        | 7,480           | 33.9                                                         | 0.836                            | 2.13                               |                                                               |
| 29.22          | 4        | 348,330         | 392.7                         |                | 9        | 3,740           | —                                                            | 0.836                            | 2.13                               |                                                               |
| 16.30          | 5        | 872,610         | 688.5                         | 総重量            |          | 1,609,550       |                                                              |                                  |                                    |                                                               |
| 13.80          | 6        | 257,970         | 8,282.0                       |                |          |                 |                                                              |                                  |                                    |                                                               |

T.P.(m) 一次 (屋根鉄骨)



T.P.(m) 二次 (建屋一次)

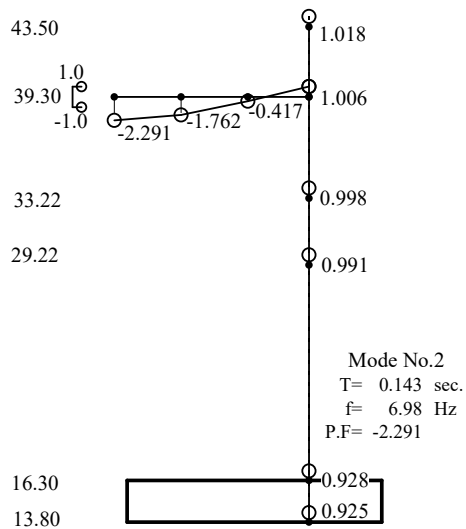


図 9.3.2.2-5 (2) 建屋の振動諸元と固有値解析結果 (鉛直方向)

表 9.3.2.2-5 単杭の減衰係数

|      |                       | EW 方向              | NS 方向              |
|------|-----------------------|--------------------|--------------------|
| 水平ばね | $C_{HH}^S$ (kN・sec/m) | $6.73 \times 10^3$ | $6.73 \times 10^3$ |
| 鉛直ばね | $C_{VV}^S$ (kN・sec/m) | $1.73 \times 10^4$ |                    |

表 9.3.2.2-6 群杭の減衰係数

|      |                           | EW 方向              | NS 方向              |
|------|---------------------------|--------------------|--------------------|
| 水平ばね | $C_{HH}^G$ (kN・sec/m)     | $2.41 \times 10^6$ | $2.41 \times 10^6$ |
| 回転ばね | $C_{RR}^G$ (kN・m・sec/rad) | $2.32 \times 10^9$ | $9.40 \times 10^9$ |
| 鉛直ばね | $C_{VV}^G$ (kN・sec/m)     | $6.20 \times 10^6$ |                    |

算定式

$$C_{HH}^G = N \cdot C_{HH}^S$$

$$C_{RR}^G = \sum_{i=1}^N (l_i^2 \cdot C_{VV}^S)$$

$$C_{VV}^G = N \cdot C_{VV}^S$$

記号

- $N$  : 杭本数
- $C$  : 杭頭位置の減衰係数
- $l_i$  : 回転中心から杭までの距離
- 下添字<sub>HH</sub> : 水平方向
- 下添字<sub>RR</sub> : 回転方向
- 下添字<sub>VV</sub> : 上下方向
- 上添字<sup>G</sup> : 群杭
- 上添字<sup>S</sup> : 単杭

表 9.3.2.2-7 群杭ばね定数

|       |                           | EW 方向                 | NS 方向                 |
|-------|---------------------------|-----------------------|-----------------------|
| 水平ばね  | $K_{HH}^G$ (kN/m)         | $11.4 \times 10^7$    | $8.33 \times 10^7$    |
| $K_H$ | $C_{HH}^G$ (kN・sec/m)     | $2.41 \times 10^6$    | $2.41 \times 10^6$    |
| 回転ばね  | $K_{RR}^G$ (kN・m/rad)     | $2.43 \times 10^{11}$ | $7.80 \times 10^{11}$ |
| $K_R$ | $C_{RR}^G$ (kN・m・sec/rad) | $2.32 \times 10^9$    | $9.40 \times 10^9$    |
| 鉛直ばね  | $K_{VV}^G$ (kN/m)         | $3.14 \times 10^8$    |                       |
| $K_V$ | $C_{VV}^G$ (kN・sec/m)     | $6.20 \times 10^6$    |                       |

表 9.3.3.1-1 薄層法に基づく群杭ばね（水平方向）

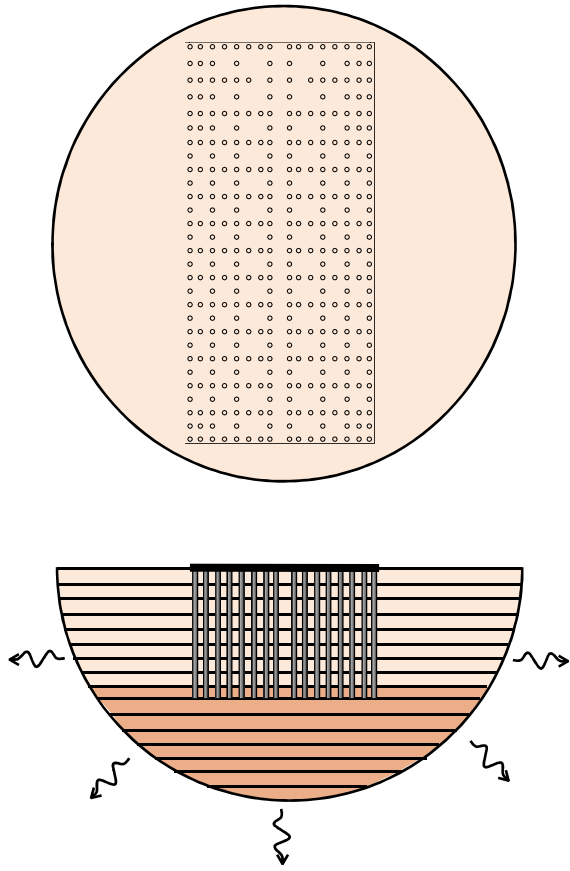
|              |          | 群杭ばね                      |           | C 算定時の固有振動数 |
|--------------|----------|---------------------------|-----------|-------------|
| N<br>S<br>方向 | 水平<br>ばね | $K_{HH}^G$ (kN/m)         | 7.959E+07 | 3.43        |
|              |          | $C_{HH}^G$ (kN・sec/m)     | 5.997E+06 |             |
|              | 回転<br>ばね | $K_{RR}^G$ (kN・m/rad)     | 5.420E+11 |             |
|              |          | $C_{RR}^G$ (kN・m・sec/rad) | 2.071E+10 |             |
| E<br>W<br>方向 | 水平<br>ばね | $K_{HH}^G$ (kN/m)         | 8.792E+07 | 3.54        |
|              |          | $C_{HH}^G$ (kN・sec/m)     | 6.124E+06 |             |
|              | 回転<br>ばね | $K_{RR}^G$ (kN・m/rad)     | 1.598E+11 |             |
|              |          | $C_{RR}^G$ (kN・m・sec/rad) | 4.498E+09 |             |

表 9.3.3.1-2 薄層法に基づく群杭ばね（鉛直方向）

|      |          | 群杭ばね                  |           | C 算定時の固有振動数 |
|------|----------|-----------------------|-----------|-------------|
| UD方向 | 鉛直<br>ばね | $K_{VV}^G$ (kN/m)     | 3.040E+08 | 6.88        |
|      | 回転<br>ばね | $C_{VV}^G$ (kN・sec/m) | 2.789E+07 |             |

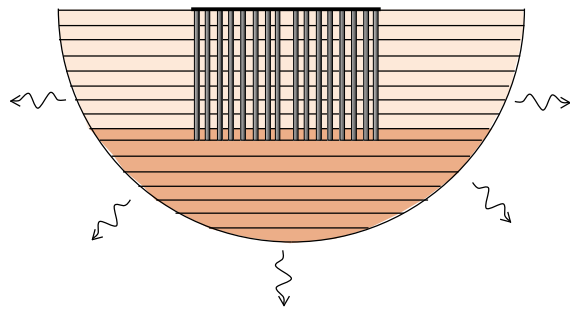


① 杭及び地盤のモデル化



② 杭頭加振解析

③ 杭頭インピーダンスの出力



④ 群杭ばね値の算出

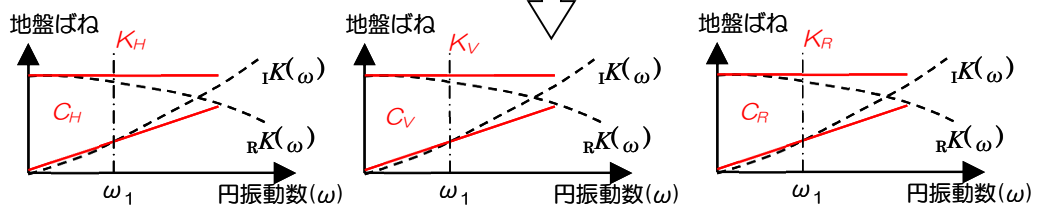
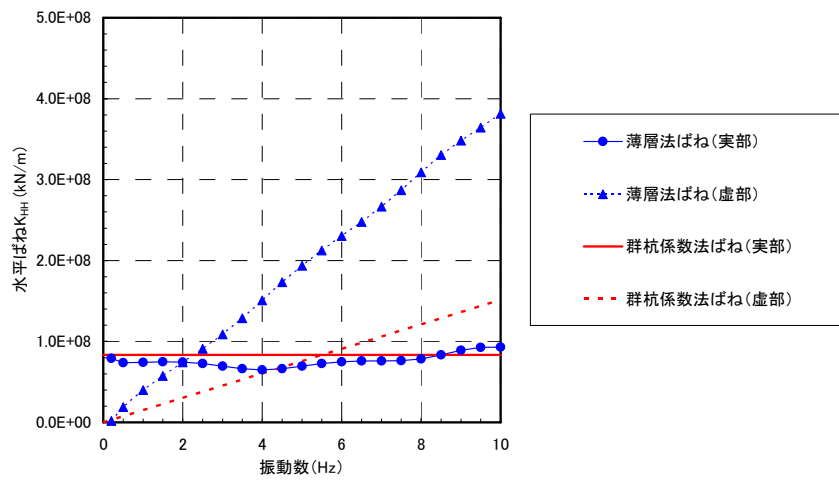
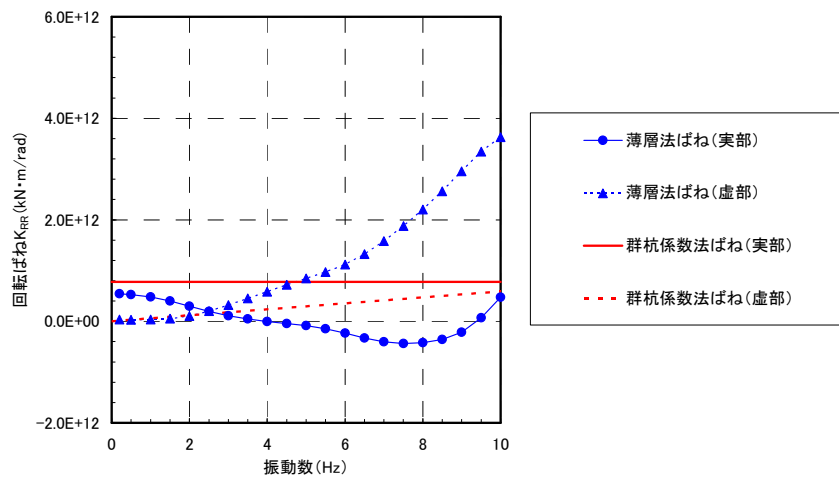


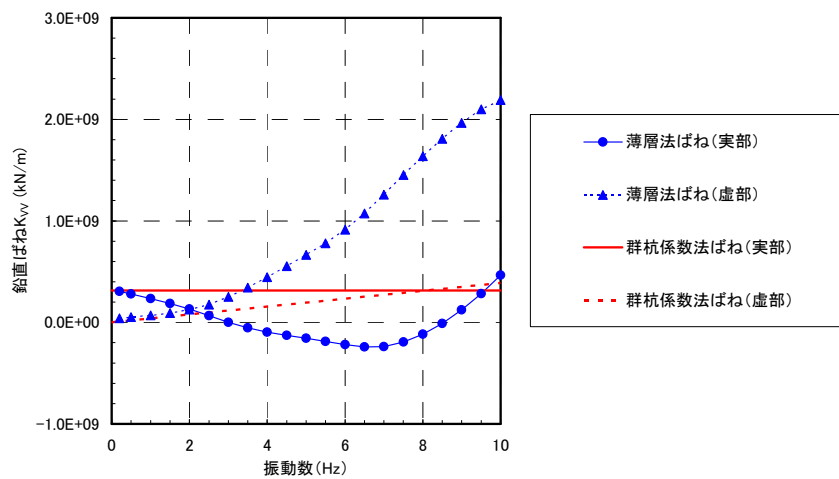
図 9.3.3.1 薄層法モデルのイメージ



(a) 水平ばね  $K_{HH}$  (NS 方向)

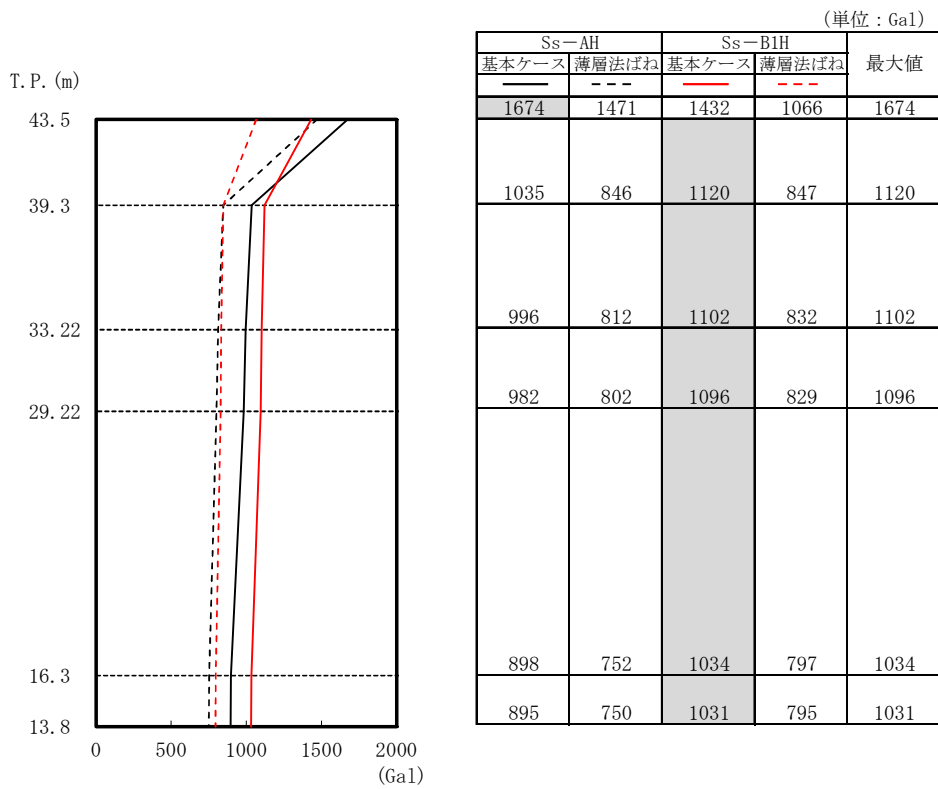


(b) 回転ばね  $K_{RR}$  (NS 方向)

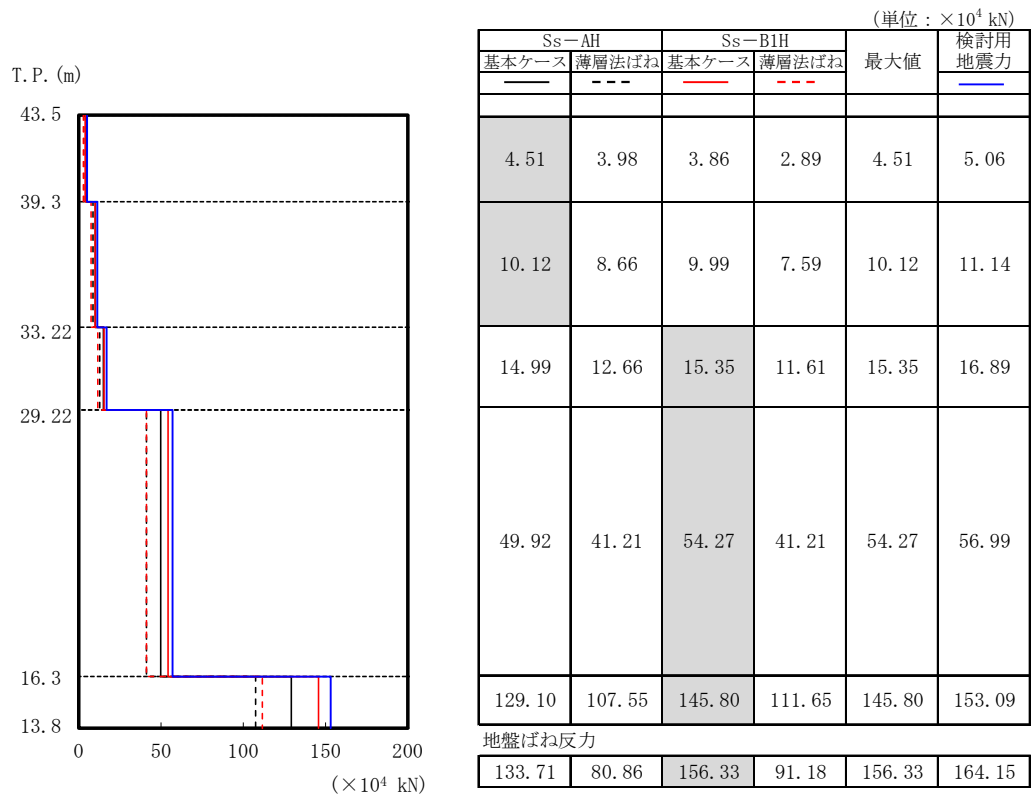


(c) 鉛直ばね  $K_{VV}$

図 9.3.3.2 杭頭インピーダンスの比較

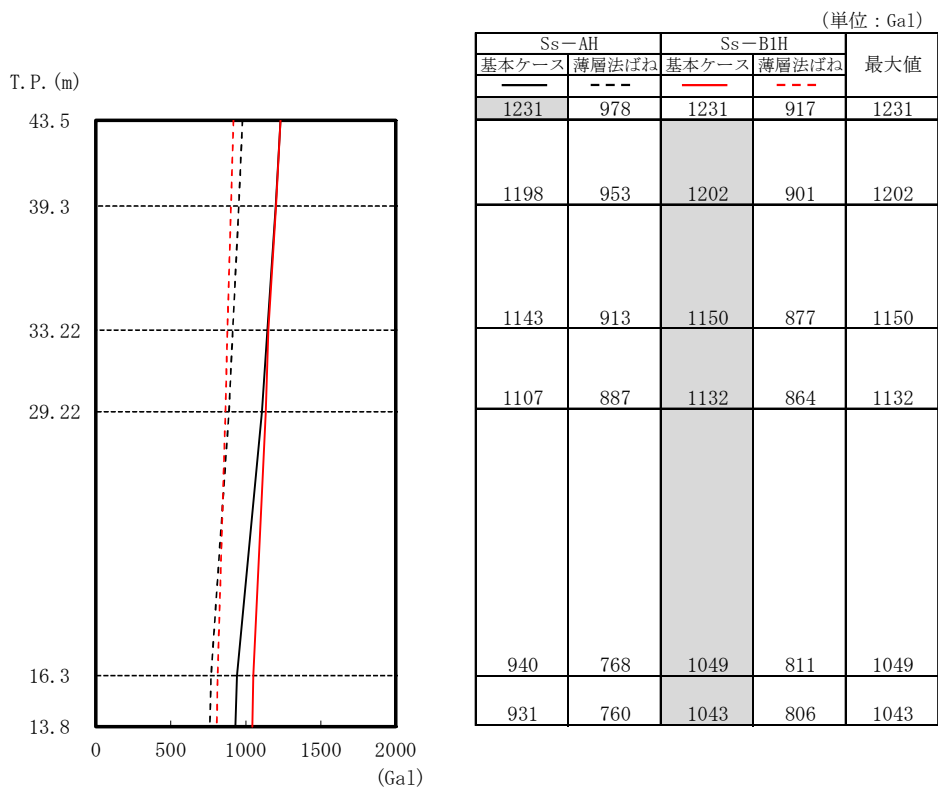


(a) 最大応答加速度

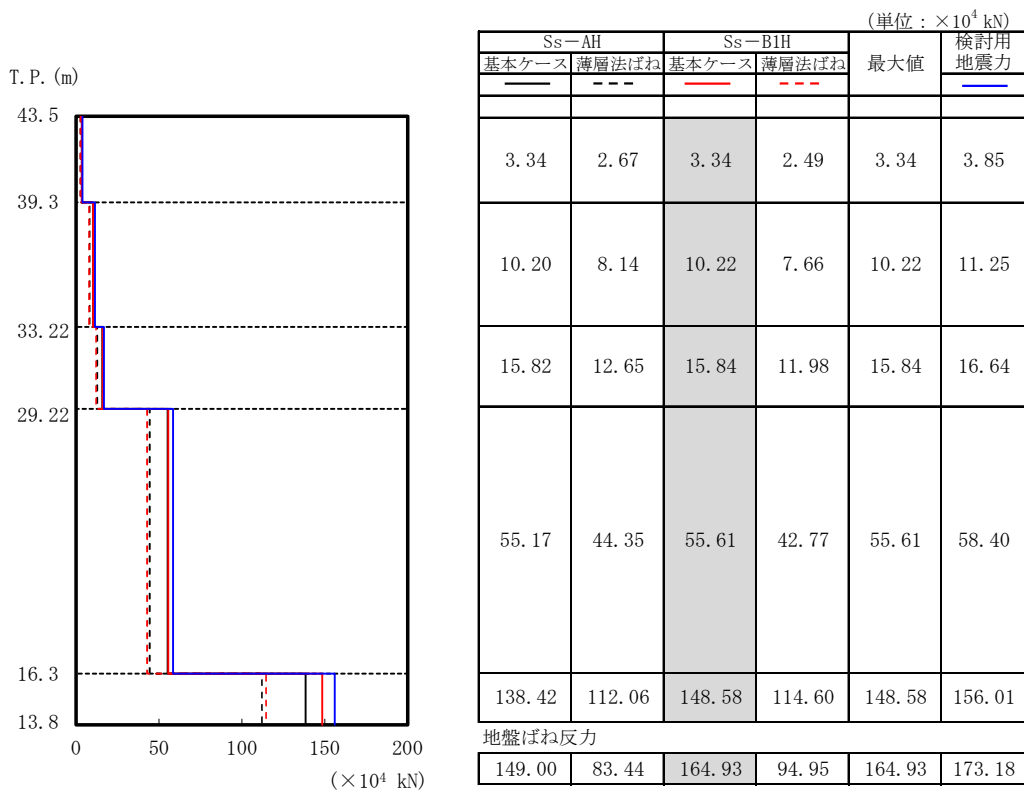


(b) 最大応答せん断力

図 9.3.3.3 (1) 動的解析による建屋応答の対比 (NS 方向)

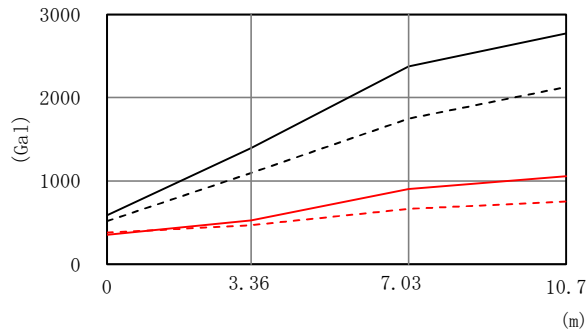


(a) 最大応答加速度



(b) 最大応答せん断力

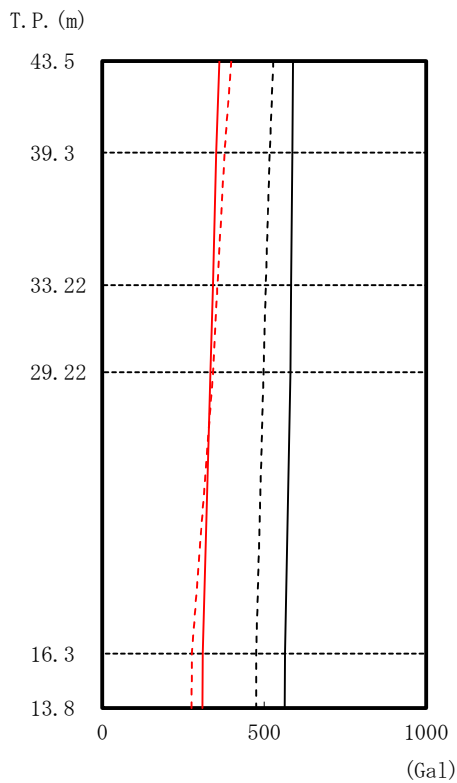
図 9.3.3.3 (2) 動的解析による建屋応答の対比 (EW 方向)



|        |       | (Gal) |     |      |      |      |
|--------|-------|-------|-----|------|------|------|
| Ss-AV  | 基本ケース | —     | 586 | 1396 | 2377 | 2770 |
|        | 薄層法ばね | - - - | 517 | 1096 | 1748 | 2127 |
| Ss-B1V | 基本ケース | —     | 352 | 526  | 901  | 1055 |
|        | 薄層法ばね | - - - | 377 | 469  | 664  | 753  |
| 最大値    |       |       | 586 | 1396 | 2377 | 2770 |

(受入区域屋根部)

(単位 : Gal)

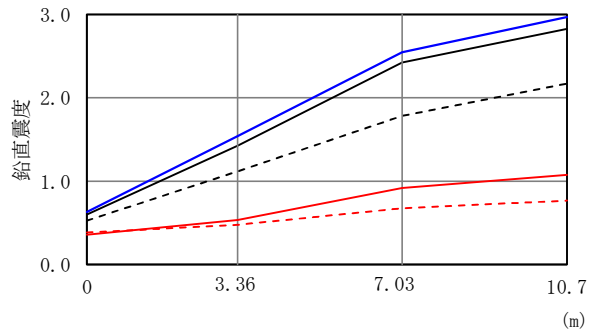


| T.P. (m) | Ss-AV |       | Ss-B1V |       | 最大値 |
|----------|-------|-------|--------|-------|-----|
|          | 基本ケース | 薄層法ばね | 基本ケース  | 薄層法ばね |     |
| 43.5     | 589   | 528   | 362    | 398   | 589 |
| 39.3     | 586   | 517   | 352    | 377   | 586 |
| 33.22    | 583   | 505   | 341    | 355   | 583 |
| 29.22    | 581   | 498   | 334    | 342   | 581 |
| 16.3     | 564   | 475   | 310    | 277   | 564 |
| 13.8     | 563   | 475   | 309    | 275   | 563 |

(建屋部)

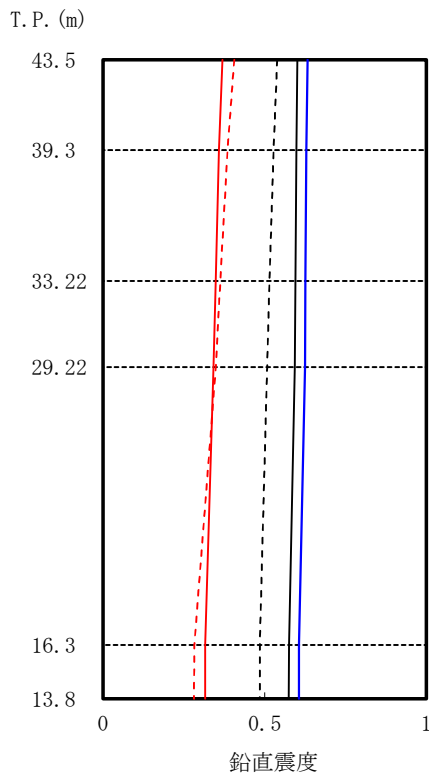
(a) 最大応答加速度

図 9.3.3.3 (3) 動的解析による建屋応答の対比 (UD 方向)



|         |       | (Gal)   |       |       |       |       |
|---------|-------|---------|-------|-------|-------|-------|
| Ss-AV   | 基本ケース | ——      | 0.598 | 1.423 | 2.424 | 2.825 |
|         | 薄層法ばね | - - - - | 0.527 | 1.117 | 1.783 | 2.169 |
| Ss-B1V  | 基本ケース | ——      | 0.359 | 0.536 | 0.919 | 1.075 |
|         | 薄層法ばね | - - - - | 0.385 | 0.478 | 0.677 | 0.768 |
| 最大鉛直震度  |       |         | 0.598 | 1.423 | 2.424 | 2.825 |
| 検討用鉛直震度 |       |         | 0.629 | 1.539 | 2.547 | 2.969 |

(受入区域屋根部)



|       |  | Ss-AV |         | Ss-B1V |         | 最大鉛直震度 | 検討用鉛直震度 |
|-------|--|-------|---------|--------|---------|--------|---------|
|       |  | 基本ケース | 薄層法ばね   | 基本ケース  | 薄層法ばね   |        |         |
|       |  | ——    | - - - - | ——     | - - - - | 0.601  | 0.632   |
| 43.5  |  | 0.598 | 0.527   | 0.359  | 0.385   | 0.598  | 0.629   |
| 39.3  |  | 0.595 | 0.515   | 0.348  | 0.362   | 0.595  | 0.626   |
| 33.22 |  | 0.592 | 0.507   | 0.341  | 0.348   | 0.592  | 0.624   |
| 29.22 |  | 0.575 | 0.484   | 0.316  | 0.282   | 0.575  | 0.606   |
| 16.3  |  | 0.574 | 0.484   | 0.315  | 0.281   | 0.574  | 0.606   |
| 13.8  |  |       |         |        |         |        |         |

(建屋部)

(a) 最大応答鉛直震度

図 9.3.3.3 (4) 動的解析による建屋応答の対比 (UD 方向)

#### 9.4 杭周地盤ばねの評価に用いる地盤定数について

##### 9.4.1 杭周地盤ばねの評価に用いる地盤定数について

地震時杭応力の算定に用いる、杭周地盤ばねの評価に用いる地盤定数は、地盤の地震応答解析モデルの物性を基本として算定している。

平成 22 年 8 月提出の補足説明資料作成時点では、基準地震動は最大 450Gal であり、今回申請の基準地震動は Ss-A から Ss-B4 までの 5 波であり、最大 620Gal である。

今回申請における地震時杭応力の算定に用いる杭周地盤ばねは、Ss-A および Ss-B1 の地盤物性にに基づき設定を行っている。

平成 22 年 8 月時点の地盤物性と現時点の地盤物性の比較を表 9.4-1 及び表 9.4-2 に示す。

##### 9.4.2 地盤の剛性低下率について

地盤の等価線形解析に基づく等価地盤モデルを表 9.4-1 及び表 9.4-2 に示す。赤枠で示す杭周地盤の剛性低下率は、平成 22 年 8 月時点と現時点で地盤のひずみの違いはあるものの、ひずみの違いによる剛性低下率の変化はわずかであり、結果的に両者の地盤剛性は同じ値となっている。

##### 9.4.3 杭周地盤ばねの算定結果について

上記の地盤定数については、平成 22 年 8 月時点と現時点での値に差がないことから、これを用いて算定した地震時杭応力算定に用いる杭周地盤ばねも同じ値をとることとなる。

表 9.4-1 地盤モデルの比較 1

| 既設工認              |      |                 |                                |                                        |                        |                    |       |                                      |                        |       |                               |
|-------------------|------|-----------------|--------------------------------|----------------------------------------|------------------------|--------------------|-------|--------------------------------------|------------------------|-------|-------------------------------|
| 標高<br>T.P.<br>(m) | 地層名  | 地盤分類            | 密度<br>$\gamma$<br>( $g/cm^3$ ) | 初期せん断<br>弾性係数<br>$G_0$<br>( $kN/m^2$ ) | 初期<br>ポアソン比<br>$\nu_0$ | 剛性低下率*1<br>$G/G_0$ |       | 等価せん断<br>弾性係数<br>$G$<br>( $kN/m^2$ ) | 等価減衰定数*1<br>$h$<br>(%) |       | 入力動算定用<br>減衰定数<br>$h'$<br>(%) |
| 13.8              | 田名部層 | Tn <sub>3</sub> | 1.91                           | 284,000                                | 0.47                   | 0.917              | → 0.9 | 256,000                              | 3.200                  | → 3.0 | 一律<br>3.0                     |
| 13.5              |      | Tn <sub>2</sub> | 1.92                           | 376,000                                | 0.45                   | 0.836              | → 0.8 | 301,000                              | 3.520                  | → 3.0 |                               |
| 7.0               | 砂子又層 | Sn <sub>4</sub> | 1.82                           | 409,000                                | 0.45                   | 0.738              | → 0.7 | 286,000                              | 5.900                  | → 5.0 |                               |
| -39.5             |      | Sn <sub>3</sub> | 1.83                           | 655,000                                | 0.44                   | 0.825              | → 0.8 | 524,000                              | 3.720                  | → 3.0 |                               |
| -122.0            |      | Sn <sub>2</sub> | 2.01                           | 1,230,000                              | 0.41                   | 0.819              | → 0.8 | 984,000                              | 3.370                  | → 3.0 |                               |
| -140.0            |      | Sn <sub>1</sub> | 1.77                           | 847,000                                | 0.42                   | 0.867              | → 0.9 | 762,000                              | 2.660                  | → 2.0 |                               |
| -218.0            |      | 解放基盤            | 1.99                           | 1,274,000                              | 0.41                   | 1.000              | → 1.0 | 1,274,000                            | 0.0                    | → 0.0 |                               |

注記\*1：等価線形解析での収束値を地層毎に層厚重み付け平均した値。  
剛性低下率 $G/G_0$ は少数第1位に四捨五入，減衰定数 $h$ は少数第1位を切り捨てとした端数処理。

Ss-1

今回申請

| 標高<br>T.P.<br>(m) | 地層名  | 地盤分類            | 密度<br>$\gamma$<br>( $g/cm^3$ ) | 初期せん断<br>弾性係数<br>$G_0$<br>( $kN/m^2$ ) | 初期<br>ポアソン比<br>$\nu_0$ | 剛性低下率*1<br>$G/G_0$ |       | 等価せん断<br>弾性係数<br>$G$<br>( $kN/m^2$ ) | 等価減衰定数*1<br>$h$<br>(%) |       |
|-------------------|------|-----------------|--------------------------------|----------------------------------------|------------------------|--------------------|-------|--------------------------------------|------------------------|-------|
| 13.8              | 田名部層 | Tn <sub>3</sub> | 1.91                           | 284,000                                | 0.47                   | 0.911              | → 0.9 | 256,000                              | 3.233                  | → 3.0 |
| 13.5              |      | Tn <sub>2</sub> | 1.92                           | 376,000                                | 0.45                   | 0.820              | → 0.8 | 301,000                              | 3.754                  | → 3.0 |
| 7.0               | 砂子又層 | Sn <sub>4</sub> | 1.82                           | 409,000                                | 0.45                   | 0.711              | → 0.7 | 286,000                              | 6.235                  | → 6.0 |
| -39.5             |      | Sn <sub>3</sub> | 1.83                           | 655,000                                | 0.44                   | 0.788              | → 0.8 | 524,000                              | 4.221                  | → 4.0 |
| -122.0            |      | Sn <sub>2</sub> | 2.01                           | 1,230,000                              | 0.41                   | 0.773              | → 0.8 | 984,000                              | 3.767                  | → 3.0 |
| -140.0            |      | Sn <sub>1</sub> | 1.77                           | 847,000                                | 0.42                   | 0.806              | → 0.8 | 678,000                              | 3.454                  | → 3.0 |
| -218.0            |      | 解放基盤            | 1.99                           | 1,274,000                              | 0.41                   | 1.000              | → 1.0 | 1,274,000                            | 0.0                    | → 0.0 |

注記\*1：等価線形解析での収束値を地層毎に層厚重み付け平均した値。  
剛性低下率 $G/G_0$ は少数第1位に四捨五入，減衰定数 $h$ は少数第1位を切り捨てとした端数処理。

Ss-A



表 9.4-2 地盤モデルの比較 2

| 既設工認              |      |                 |                                        |                                                |                        |                    |       |                                              |                        |       |                               |
|-------------------|------|-----------------|----------------------------------------|------------------------------------------------|------------------------|--------------------|-------|----------------------------------------------|------------------------|-------|-------------------------------|
| 標高<br>T.P.<br>(m) | 地層名  | 地盤<br>分類        | 密度<br>$\gamma$<br>(g/cm <sup>3</sup> ) | 初期せん断<br>弾性係数<br>$G_0$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | 初期<br>ポアソン比<br>$\nu_0$ | 剛性低下率*1<br>$G/G_0$ |       | 等価せん断<br>弾性係数<br>$G$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | 等価減衰定数*1<br>$h$<br>(%) |       | 入力動算定用<br>減衰定数<br>$h'$<br>(%) |
| 13.8              | 田名部層 | Tn <sub>3</sub> | 1.91                                   | 284,000                                        | 0.47                   | 0.917              | → 0.9 | 256,000                                      | 3.200                  | → 3.0 | 一律<br>3.0                     |
| 13.5              |      | Tn <sub>2</sub> | 1.92                                   | 376,000                                        | 0.45                   | 0.834              | → 0.8 | 301,000                                      | 3.550                  | → 3.0 |                               |
| 7.0               | 砂子又層 | Sn <sub>4</sub> | 1.82                                   | 409,000                                        | 0.45                   | 0.746              | → 0.7 | 286,000                                      | 5.810                  | → 5.0 |                               |
| -39.5             |      | Sn <sub>3</sub> | 1.83                                   | 655,000                                        | 0.44                   | 0.841              | → 0.8 | 524,000                                      | 3.530                  | → 3.0 |                               |
| -122.0            |      | Sn <sub>2</sub> | 2.01                                   | 1,230,000                                      | 0.41                   | 0.813              | → 0.8 | 984,000                                      | 3.430                  | → 3.0 |                               |
| -140.0            |      | Sn <sub>1</sub> | 1.77                                   | 847,000                                        | 0.42                   | 0.838              | → 0.8 | 678,000                                      | 3.040                  | → 3.0 |                               |
| -218.0            |      | 解放基盤            | 1.99                                   | 1,274,000                                      | 0.41                   | 1.000              | → 1.0 | 1,274,000                                    | 0.0                    | → 0.0 |                               |

注記\*1：等価線形解析での収束値を地層毎に層厚重み付け平均した値。  
剛性低下率 $G/G_0$ は少数第1位に四捨五入，減衰定数 $h$ は少数第1位を切り捨てとした端数処理。

Ss-2

| 今回申請              |      |                 |                                        |                                                |                        |                    |       |                                              |                        |       |  |
|-------------------|------|-----------------|----------------------------------------|------------------------------------------------|------------------------|--------------------|-------|----------------------------------------------|------------------------|-------|--|
| 標高<br>T.P.<br>(m) | 地層名  | 地盤<br>分類        | 密度<br>$\gamma$<br>(g/cm <sup>3</sup> ) | 初期せん断<br>弾性係数<br>$G_0$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | 初期<br>ポアソン比<br>$\nu_0$ | 剛性低下率*1<br>$G/G_0$ |       | 等価せん断<br>弾性係数<br>$G$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | 等価減衰定数*1<br>$h$<br>(%) |       |  |
| 13.8              | 田名部層 | Tn <sub>3</sub> | 1.91                                   | 284,000                                        | 0.47                   | 0.909              | → 0.9 | 256,000                                      | 3.267                  | → 3.0 |  |
| 13.5              |      | Tn <sub>2</sub> | 1.92                                   | 376,000                                        | 0.45                   | 0.818              | → 0.8 | 301,000                                      | 3.815                  | → 3.0 |  |
| 7.0               | 砂子又層 | Sn <sub>4</sub> | 1.82                                   | 409,000                                        | 0.45                   | 0.693              | → 0.7 | 286,000                                      | 6.452                  | → 6.0 |  |
| -39.5             |      | Sn <sub>3</sub> | 1.83                                   | 655,000                                        | 0.44                   | 0.799              | → 0.8 | 524,000                                      | 4.076                  | → 4.0 |  |
| -122.0            |      | Sn <sub>2</sub> | 2.01                                   | 1,230,000                                      | 0.41                   | 0.824              | → 0.8 | 984,000                                      | 3.333                  | → 3.0 |  |
| -140.0            |      | Sn <sub>1</sub> | 1.77                                   | 847,000                                        | 0.42                   | 0.854              | → 0.9 | 762,000                                      | 2.838                  | → 2.0 |  |
| -218.0            |      | 解放基盤            | 1.99                                   | 1,274,000                                      | 0.41                   | 1.000              | → 1.0 | 1,274,000                                    | 0.0                    | → 0.0 |  |

注記\*1：等価線形解析での収束値を地層毎に層厚重み付け平均した値。  
剛性低下率 $G/G_0$ は少数第1位に四捨五入，減衰定数 $h$ は少数第1位を切り捨てとした端数処理。

Ss-B1

#### 9.4.4 地盤の等価線形解析における既設工認と今回工認の比較

既設工認 S<sub>s</sub>-1H と今回申請 S<sub>s</sub>-AH の地盤の最大せん断ひずみ、最大応答加速度及び剛性低下率の比較を図 9.4-1 に、G/G<sub>0</sub>~ $\gamma$  曲線上への応答値のプロット図を図 9.4-2 に示す。

同様に、既設工認 S<sub>s</sub>-2H と今回申請 S<sub>s</sub>-B1H の比較を図 9.4-3 及び図 9.4-4 に示す。

図 9.4-1 及び図 9.4-2 に示す S<sub>s</sub>-1H と S<sub>s</sub>-AH の比較結果をみると、T<sub>n3</sub>層~S<sub>n4</sub>層までの杭周辺の剛性低下率とせん断ひずみでは両者の差は小さく、これより深くなる S<sub>n3</sub>層~S<sub>n1</sub>層では S<sub>s</sub>-1H よりも S<sub>s</sub>-AH の方が剛性低下及びせん断ひずみの方が大きくなっていることがわかる。

S<sub>s</sub>-1H（平成 22 年設工認）と S<sub>s</sub>-AH（令和 4 年設工認）および S<sub>s</sub>-2H と S<sub>s</sub>-B1H における四捨五入前の各層の剛性低下率と歪を下表に示す。いずれの層においても剛性低下率の変動量はわずかであり、入力動の変化による剛性低下率の変化はわずかである。

|                   | S <sub>s</sub> -1H | せん断歪 $\gamma$ | S <sub>s</sub> -AH | せん断歪 $\gamma$ | 比率*  | 変動量*   |
|-------------------|--------------------|---------------|--------------------|---------------|------|--------|
| T <sub>n3</sub> 層 | 0.917              | 3.88E-05      | 0.911              | 4.35E-05      | 0.99 | -0.006 |
| T <sub>n2</sub> 層 | 0.836              | 1.11E-04      | 0.820              | 1.27E-04      | 0.98 | -0.016 |
| S <sub>n4</sub> 層 | 0.738              | 4.80E-04      | 0.711              | 5.69E-04      | 0.96 | -0.027 |
| S <sub>n3</sub> 層 | 0.825              | 4.50E-04      | 0.788              | 5.80E-04      | 0.96 | -0.037 |
| S <sub>n2</sub> 層 | 0.819              | 2.73E-04      | 0.773              | 3.89E-04      | 0.94 | -0.046 |
| S <sub>n1</sub> 層 | 0.867              | 3.81E-04      | 0.806              | 6.11E-04      | 0.93 | -0.061 |

|                   | S <sub>s</sub> -2H | せん断歪 $\gamma$ | S <sub>s</sub> -B1H | せん断歪 $\gamma$ | 比率*  | 変動量*   |
|-------------------|--------------------|---------------|---------------------|---------------|------|--------|
| T <sub>n3</sub> 層 | 0.917              | 3.89E-05      | 0.909               | 4.46E-05      | 0.99 | -0.008 |
| T <sub>n2</sub> 層 | 0.834              | 1.13E-04      | 0.818               | 1.29E-04      | 0.98 | -0.016 |
| S <sub>n4</sub> 層 | 0.746              | 4.57E-04      | 0.693               | 6.32E-04      | 0.93 | -0.053 |
| S <sub>n3</sub> 層 | 0.841              | 4.00E-04      | 0.799               | 5.41E-04      | 0.95 | -0.042 |
| S <sub>n2</sub> 層 | 0.813              | 2.88E-04      | 0.824               | 2.62E-04      | 1.01 | +0.011 |
| S <sub>n1</sub> 層 | 0.838              | 4.86E-04      | 0.854               | 4.27E-04      | 1.02 | +0.016 |

\*：既設工認（S<sub>s</sub>-1H, S<sub>s</sub>-2H）（S<sub>s</sub>-1H, S<sub>s</sub>-2H）の剛性低下率を基準とした場合の今回申請（S<sub>s</sub>-AH, S<sub>s</sub>-B1H）の剛性低下率の比率または変動量

上記の表において、黄色に着色した層では相対的に層の歪が大きくなっている。歪が相対的に大きい層においては、正規化せん断弾性係数 G/G<sub>0</sub> が小さくなる（剛性低下が大きくなる）ことから、剛性低下率の差も相対的に大きくなっているものと考えられる。

また、これらの層において歪が大きくなる要因としては、下表に示す各層間のインピーダンス比から①～③のように考察される。

|                   | 初期剛性G<br>( $\times 10^3$ kN/m <sup>2</sup> ) | 密度 $\rho$<br>(g/cm <sup>3</sup> ) | 下層に対する当該層の<br>インピーダンス比* |
|-------------------|----------------------------------------------|-----------------------------------|-------------------------|
| Tn <sub>3</sub> 層 | 284                                          | 1.91                              | 0.87                    |
| Tn <sub>2</sub> 層 | 376                                          | 1.92                              | 0.98                    |
| Sn <sub>4</sub> 層 | 409                                          | 1.82                              | 0.79                    |
| Sn <sub>3</sub> 層 | 655                                          | 1.83                              | 0.70                    |
| Sn <sub>2</sub> 層 | 1230                                         | 2.01                              | 1.28                    |
| Sn <sub>1</sub> 層 | 847                                          | 1.77                              | 0.77                    |

※ 上層と下層のインピーダンス比を下式により計算した

$$\text{インピーダンス比} = \frac{\rho_1 V_{S1}}{\rho_2 V_{S2}} = \sqrt{\frac{G_1 V_{S1}}{G_2 V_{S2}}}$$

$\rho_1, V_{S1}, G_1$  : 上層の密度, せん断波速度およびせん断弾性係数

$\rho_2, V_{S2}, G_2$  : 下層の密度, せん断波速度およびせん断弾性係数

- ① Sn<sub>1</sub>層からSn<sub>2</sub>層への入射波については、Sn<sub>2</sub>層のインピーダンスがSn<sub>1</sub>層のインピーダンスに比べて大きい、すなわちSn<sub>1</sub>層に対するSn<sub>2</sub>層のインピーダンス比が大きいことから反射波の比率が大きくなり、下層のSn<sub>1</sub>層のせん断歪がSn<sub>2</sub>層に比べて進展したと考えられる。
- ② Sn<sub>2</sub>層からSn<sub>3</sub>層への入射波については、Sn<sub>2</sub>層に対するSn<sub>3</sub>層のインピーダンス比が小さいことから波の増幅とともに歪が進展したと考えられる。
- ③ Sn<sub>3</sub>層からSn<sub>4</sub>層への入射波についても、Sn<sub>3</sub>層に対するSn<sub>4</sub>層のインピーダンス比が小さいことから波の増幅とともに歪が進展したと考えられる。

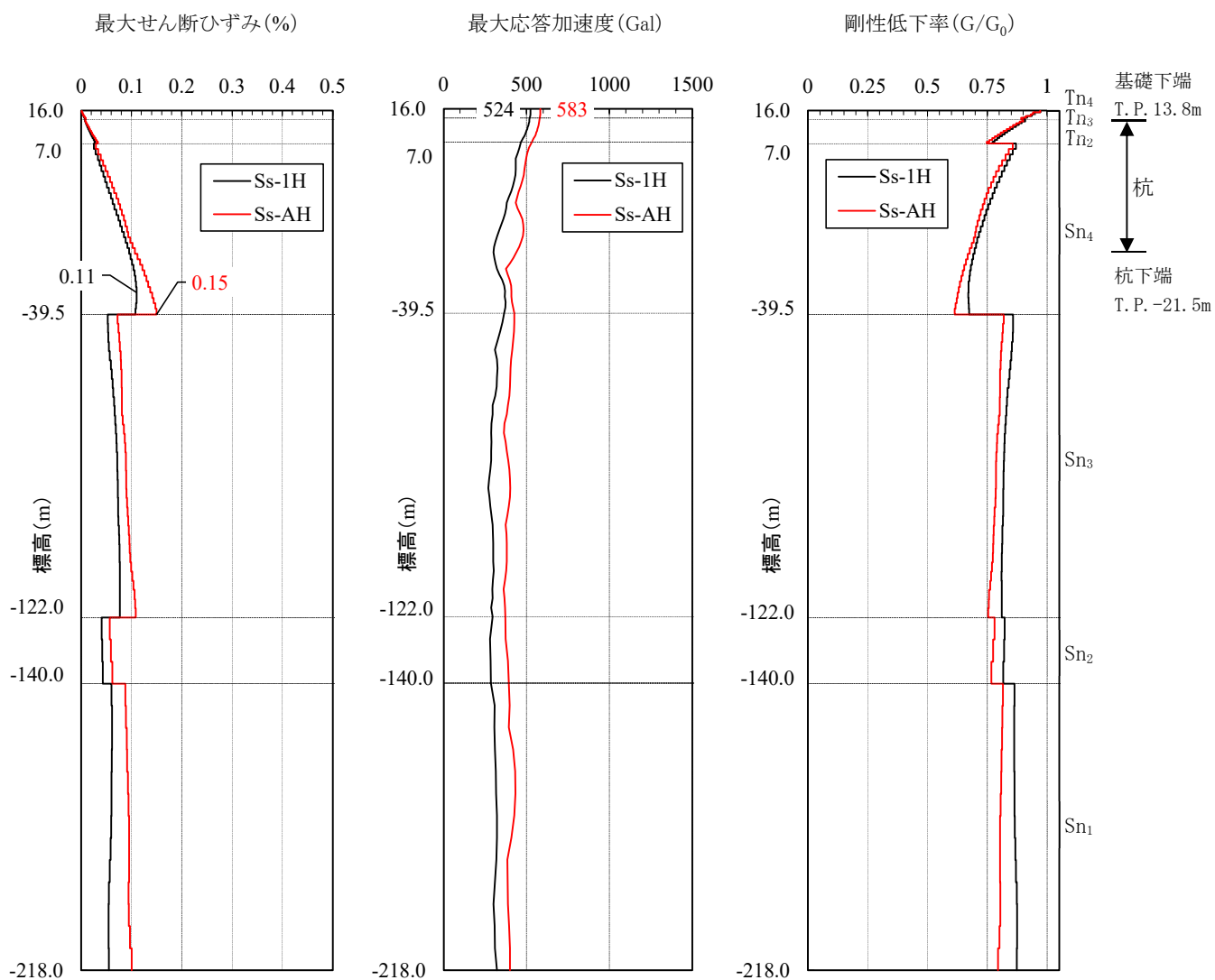
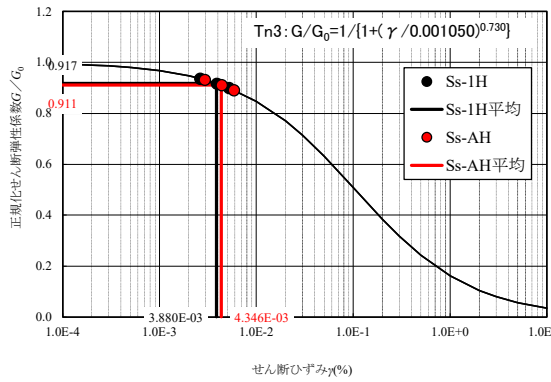
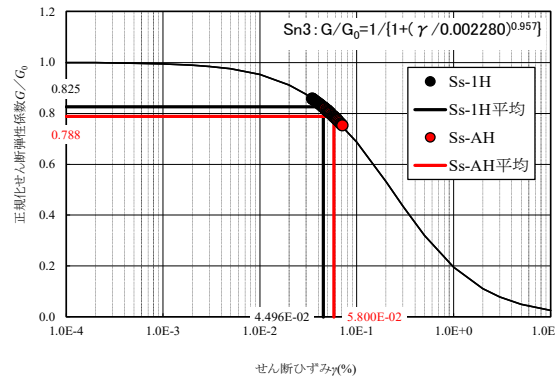


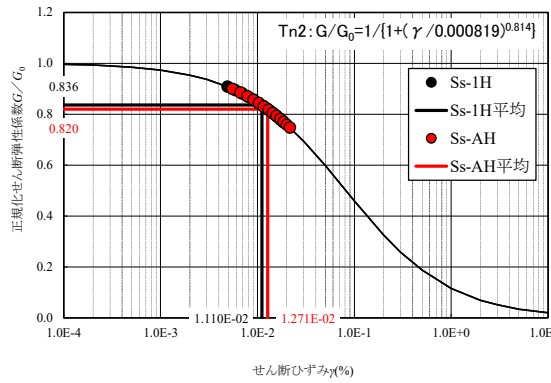
図 9.4-1 地盤の最大せん断ひずみ，最大応答加速度及び剛性低下率の比較  
(既設工認 Ss-1H と今回申請 Ss-AH の比較)



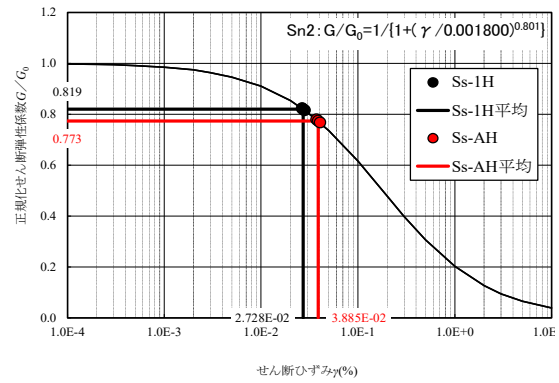
(Tn3層)



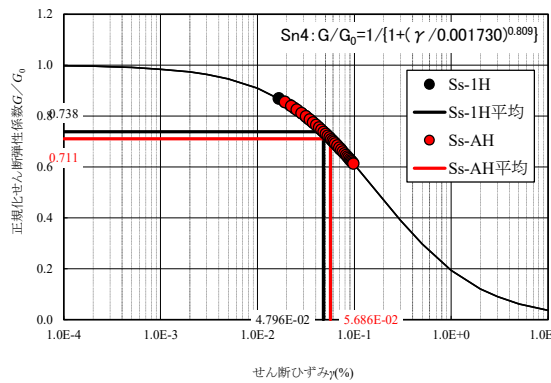
(Sn3層)



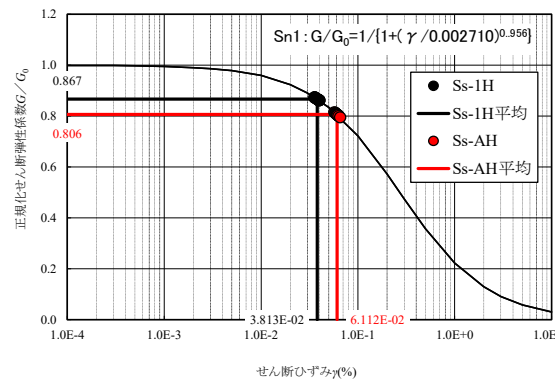
(Tn2層)



(Sn2層)



(Sn4層)



(Sn1層)

注：●は各層のサブレイヤーの値を示し、直線は各層の平均値を示す。

図 9.4-2  $G/G_0 \sim \gamma$  曲線上への応答値のプロット図  
(既設工認 Ss-1H と今回申請 Ss-AH の比較)

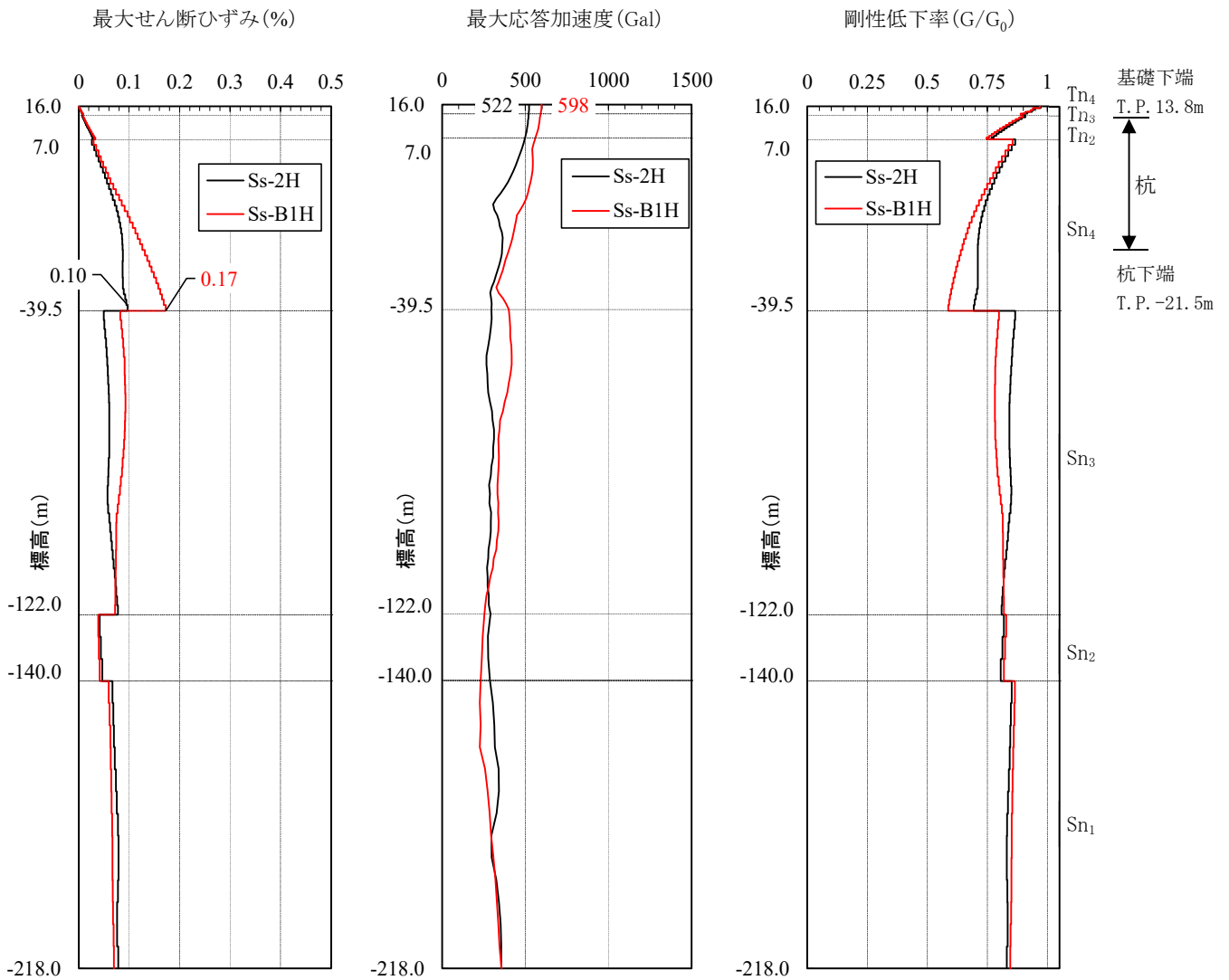
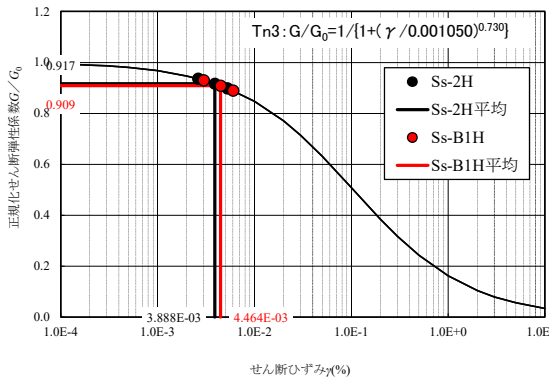
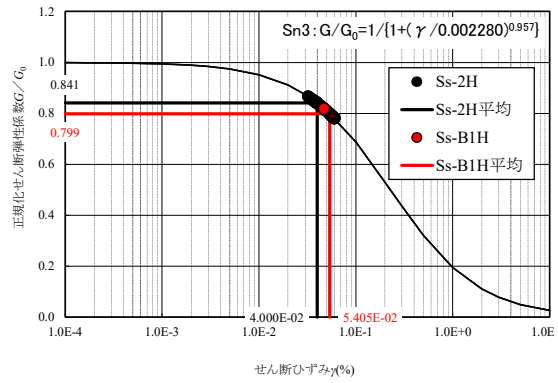


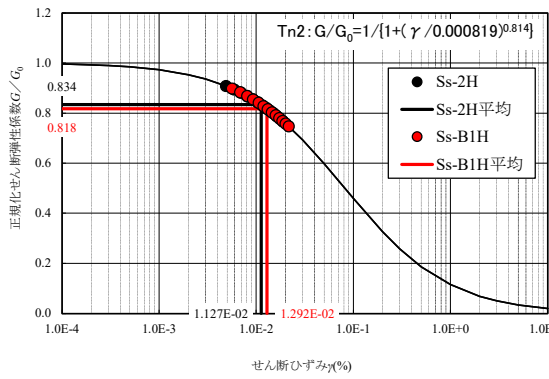
図 9.4-3 地盤の最大せん断ひずみ，最大応答加速度及び剛性低下率の比較  
(既設工認 Ss-2H と今回申請 Ss-B1H の比較)



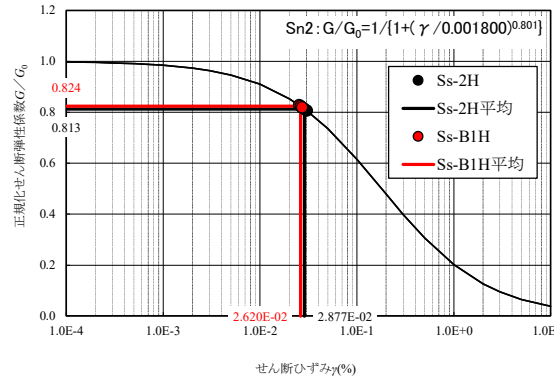
(Tn<sub>3</sub>層)



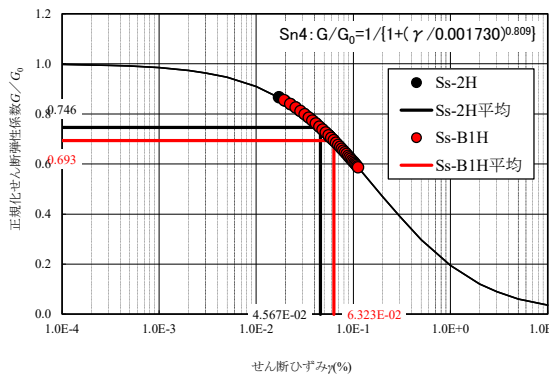
(Sn<sub>3</sub>層)



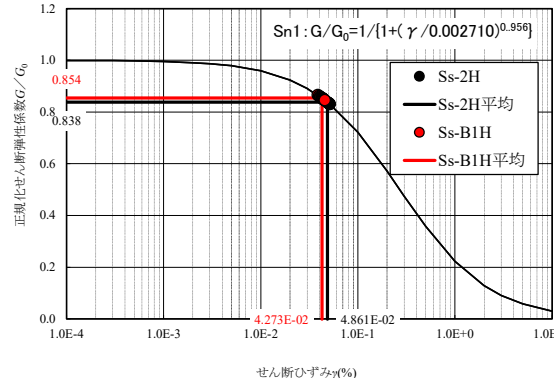
(Tn<sub>2</sub>層)



(Sn<sub>2</sub>層)



(Sn<sub>4</sub>層)



(Sn<sub>1</sub>層)

注：●は各層のサブレイヤーの値を示し、直線は各層の平均値を示す。

図 9.4-4 G/G<sub>0</sub>～γ 曲線上への応答値のプロット図  
(既設工認 Ss-2H と今回申請 Ss-B1H の比較)

### 9.5 既設工認と今回申請の杭周地盤ばねの比較

「2. 基準地震動の見直しについて」に示す通り、基準地震動は既設工認（Ss-1 及び Ss-2 の 2 波（最大 450Gal））から見直しを行っている（今回申請（Ss-A 及び Ss-B1～Ss-B4 の 5 波（最大 620Gal））。しかしながら、表 9.5-1 及び表 9.5-2 に示すように、既設工認の杭周地盤ばね（群杭ばね定数，Ss-1 及び Ss-2）と、今回申請の杭周地盤ばね（群杭ばね定数，Ss-A 及び Ss-B1）は同じ値となる。この理由は以下のとおりである。

「9.4 地震応答解析の杭周地盤ばねの算定に用いる地盤定数について」に示すとおり、既設工認（Ss-1 及び Ss-2）と今回申請（Ss-A 及び Ss-B1）と比較すると、地盤のひずみの違いはあるものの、ひずみの違いによる剛性低下率の変化はわずかであり、結果的に両者の地盤剛性は同じ値となる。

杭周地盤ばねは、「9.3 杭周地盤ばねの評価方法」に示す方法で評価されるが、評価で用いられる地盤剛性が既設工認（Ss-1 及び Ss-2）と今回申請（Ss-A 及び Ss-B1）とで同じであるとともに、その他の解析条件も同じであるので、評価される杭周地盤ばねの値も同じとなる。

表 9.5-1 群杭ばね定数（Ss-1 及び Ss-2）

|               |                           | EW 方向                 | NS 方向                 |
|---------------|---------------------------|-----------------------|-----------------------|
| 水平ばね<br>$K_H$ | $K_{HH}^G$ (kN/m)         | $11.4 \times 10^7$    | $8.33 \times 10^7$    |
|               | $C_{HH}^G$ (kN・sec/m)     | $2.41 \times 10^6$    | $2.41 \times 10^6$    |
| 回転ばね<br>$K_R$ | $K_{RR}^G$ (kN・m/rad)     | $2.43 \times 10^{11}$ | $7.80 \times 10^{11}$ |
|               | $C_{RR}^G$ (kN・m・sec/rad) | $2.32 \times 10^9$    | $9.40 \times 10^9$    |
| 鉛直ばね<br>$K_V$ | $K_{VV}^G$ (kN/m)         | $3.14 \times 10^8$    |                       |
|               | $C_{VV}^G$ (kN・sec/m)     | $6.20 \times 10^6$    |                       |

表 9.5-2 群杭ばね定数（Ss-A 及び Ss-B1）

|               |                           | EW 方向                 | NS 方向                 |
|---------------|---------------------------|-----------------------|-----------------------|
| 水平ばね<br>$K_H$ | $K_{HH}^G$ (kN/m)         | $11.4 \times 10^7$    | $8.33 \times 10^7$    |
|               | $C_{HH}^G$ (kN・sec/m)     | $2.41 \times 10^6$    | $2.41 \times 10^6$    |
| 回転ばね<br>$K_R$ | $K_{RR}^G$ (kN・m/rad)     | $2.43 \times 10^{11}$ | $7.80 \times 10^{11}$ |
|               | $C_{RR}^G$ (kN・m・sec/rad) | $2.32 \times 10^9$    | $9.40 \times 10^9$    |
| 鉛直ばね<br>$K_V$ | $K_{VV}^G$ (kN/m)         | $3.14 \times 10^8$    |                       |
|               | $C_{VV}^G$ (kN・sec/m)     | $6.20 \times 10^6$    |                       |

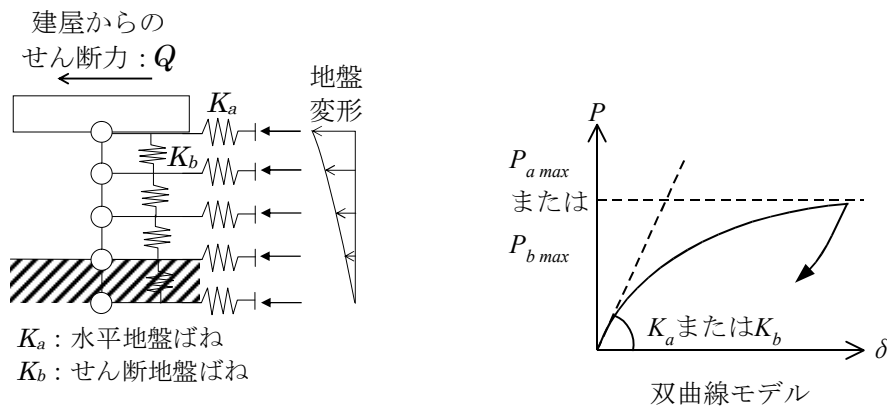


## 9.6 杭応力算定に用いる杭周地盤ばねの求め方について

杭応力算定に用いる杭周地盤ばねは、「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）」に示される方法に基づき、群杭効果を考慮して評価している。

モデルは下図に示す弾性支承ばりモデルであり、モデルの水平地盤ばね  $K_a$  は以下の式で評価する。また、モデルのせん断地盤ばね  $K_b$  は、地盤のせん断剛性や単杭の等価土柱面積などを用いて設定する。

なお、水平地盤ばね及びせん断地盤ばねの非線形性は、下図に示す双曲線モデルによって考慮しているが、「9.7 杭応力算定における入力変位の考え方について」に示すように、地盤変形（杭先端からの相対変位）は最大 2~3cm 程度であり、非線形性を考慮するところまで地盤のひずみは大きくないと考えられる。



(水平地盤ばね)

$$K_a = (k_h D \cdot \ell') \cdot N \cdot \alpha_{HH}^{\frac{4}{3}}$$

$$k_h D = \frac{1.3 \cdot E_s}{(1 - \nu^2)} \cdot \left( \frac{E_s D^4}{E_p I_p} \right)^{\frac{1}{12}} \quad (\text{Francis のばね})$$

$$E_s = 2G \cdot (1 + \nu)$$

(せん断地盤ばね)

$$K_{b(G)} = N \cdot K_{b(S)}$$

$$K_{b(S)} = G \cdot A_{S(S)} / \ell$$

$$A_{S(S)} / A_{S0(S)} = \frac{\ell}{1.25D} \quad (\ell / D \geq 1.25)$$

$$A_{S(S)} / A_{S0(S)} = 1.0 \quad (\ell / D \leq 1.25)$$

$$A_{S0(S)} / D^2 = 2.15 \times (V_S / V_P)^{-0.35}$$

$$V_S / V_P = \sqrt{(1-2\nu) / \{2(1-\nu)\}}$$

- ここに、 $G$  : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $N$  : 杭本数  
 $\ell'$  : 杭の質点の支配長さ (m)  
 $\ell$  : 杭の質点間距離 (杭要素の長さ) (m)  
 $\nu$  : 地盤のポアソン比  
 $\alpha_{HH}$  : 杭頭における水平ばねの群杭係数  
 $\alpha_{HH}^{\frac{4}{3}}$  : Francis のばねに考慮する群杭効果  
 $E_p I_p$  : 杭体の曲げ剛性 (kN・m<sup>2</sup>)  
 $K_{b(G)}$  : 群杭のせん断地盤ばね剛性 (kN/m)  
 $K_{b(S)}$  : 単杭のせん断地盤ばね剛性 (kN/m)  
 $A_{S(S)}$  : 単杭の等価土柱面積 (m<sup>2</sup>)  
 $A_{S(S)}$  : 単杭の等価土柱面積の下限値 (m<sup>2</sup>)  
 $D$  : 杭径 (m)  
 $V_S$  : 地盤の S 波速度 (m/s)  
 $V_P$  : 地盤の P 波速度 (m/s)

杭周地盤ばねの算定結果を次頁に示す。

杭周地盤ばね（長辺方向）

| 地層名      | No. | 層厚<br>(m) | T.P.<br>(m) | $\gamma$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $\nu$ | G<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $\phi$<br>(°) | $C_u$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $K_a$<br>(kN/m) | $P_{amax}$<br>(kN) | $K_b$<br>(kN/m) | $P_{bmax}$<br>(kN) |
|----------|-----|-----------|-------------|----------------------------------|-------|---------------------------|---------------|-------------------------------|-----------------|--------------------|-----------------|--------------------|
| Tn3/Tn2* | 1   | 0.8       | 13.80       | 18.73                            | 0.470 | 284125                    | 0.0           | 499.5                         | 2.263E+4        | 8.232E+2           | 2.840E+6        | 3.994E+3           |
| Tn2      | 2   | 1.0       | 13.00       | 18.83                            | 0.460 | 301000                    | 0.0           | 621.0                         | 5.217E+4        | 2.885E+3           | 2.296E+6        | 4.737E+3           |
|          | 3   | 1.0       | 12.00       | 18.83                            | 0.460 | 301000                    | 0.0           | 621.0                         | 5.908E+4        | 4.993E+3           | 2.296E+6        | 4.737E+3           |
|          | 4   | 1.0       | 11.00       | 18.83                            | 0.460 | 301000                    | 0.0           | 621.0                         | 5.908E+4        | 6.732E+3           | 2.296E+6        | 4.737E+3           |
|          | 5   | 1.0       | 10.00       | 18.83                            | 0.460 | 301000                    | 0.0           | 621.0                         | 5.908E+4        | 7.992E+3           | 2.296E+6        | 4.737E+3           |
|          | 6   | 1.0       | 9.00        | 18.83                            | 0.460 | 301000                    | 0.0           | 621.0                         | 5.908E+4        | 8.384E+3           | 2.296E+6        | 4.737E+3           |
|          | 7   | 1.0       | 8.00        | 18.83                            | 0.460 | 301000                    | 0.0           | 621.0                         | 5.908E+4        | 8.384E+3           | 2.296E+6        | 4.737E+3           |
|          | Sn4 | 8         | 0.7         | 7.00                             | 17.85 | 0.460                     | 286000        | 0.0                           | 525.0           | 4.911E+4           | 6.672E+3        | 3.117E+6           |
| 9        |     | 0.8       | 6.30        | 17.85                            | 0.460 | 286000                    | 0.0           | 525.0                         | 4.193E+4        | 5.316E+3           | 2.727E+6        | 4.005E+3           |
| 10       |     | 1.5       | 5.50        | 17.85                            | 0.460 | 286000                    | 0.0           | 525.0                         | 6.429E+4        | 8.151E+3           | 1.454E+6        | 4.005E+3           |
| 11       |     | 1.5       | 4.00        | 17.85                            | 0.460 | 286000                    | 0.0           | 525.0                         | 8.385E+4        | 1.063E+4           | 1.454E+6        | 4.005E+3           |
| 12       |     | 1.5       | 2.50        | 17.85                            | 0.460 | 286000                    | 0.0           | 525.0                         | 8.385E+4        | 1.063E+4           | 1.454E+6        | 4.005E+3           |
| 13       |     | 1.5       | 1.00        | 17.85                            | 0.460 | 286000                    | 0.0           | 525.0                         | 8.385E+4        | 1.063E+4           | 1.454E+6        | 4.005E+3           |
| 14       |     | 1.5       | -0.50       | 17.85                            | 0.460 | 286000                    | 0.0           | 525.0                         | 8.385E+4        | 1.063E+4           | 1.454E+6        | 4.005E+3           |
| 15       |     | 1.5       | -2.00       | 17.85                            | 0.460 | 286000                    | 0.0           | 525.0                         | 8.385E+4        | 1.063E+4           | 1.454E+6        | 4.005E+3           |
| 16       |     | 1.5       | -3.50       | 17.85                            | 0.460 | 286000                    | 0.0           | 525.0                         | 8.385E+4        | 1.063E+4           | 1.454E+6        | 4.005E+3           |
| 17       |     | 1.5       | -5.00       | 17.85                            | 0.460 | 286000                    | 0.0           | 525.0                         | 8.385E+4        | 1.063E+4           | 1.454E+6        | 4.005E+3           |
| 18       |     | 1.5       | -6.50       | 17.85                            | 0.460 | 286000                    | 0.0           | 525.0                         | 8.385E+4        | 1.063E+4           | 1.454E+6        | 4.005E+3           |
| 19       |     | 1.5       | -8.00       | 17.85                            | 0.460 | 286000                    | 0.0           | 525.0                         | 8.385E+4        | 1.063E+4           | 1.454E+6        | 4.005E+3           |
| 20       |     | 1.5       | -9.50       | 17.85                            | 0.460 | 286000                    | 0.0           | 525.0                         | 8.385E+4        | 1.063E+4           | 1.454E+6        | 4.005E+3           |
| 21       |     | 1.5       | -11.00      | 17.85                            | 0.460 | 286000                    | 0.0           | 525.0                         | 8.385E+4        | 1.063E+4           | 1.454E+6        | 4.005E+3           |
| 22       |     | 1.5       | -12.50      | 17.85                            | 0.460 | 286000                    | 0.0           | 525.0                         | 8.385E+4        | 1.063E+4           | 1.454E+6        | 4.005E+3           |
| 23       |     | 1.5       | -14.00      | 17.85                            | 0.460 | 286000                    | 0.0           | 525.0                         | 8.385E+4        | 1.063E+4           | 1.454E+6        | 4.005E+3           |
| 24       |     | 1.5       | -15.50      | 17.85                            | 0.460 | 286000                    | 0.0           | 525.0                         | 8.385E+4        | 1.063E+4           | 1.454E+6        | 4.005E+3           |
| 25       |     | 1.5       | -17.00      | 17.85                            | 0.460 | 286000                    | 0.0           | 525.0                         | 8.385E+4        | 1.063E+4           | 1.454E+6        | 4.005E+3           |
| 26       |     | 1.5       | -18.50      | 17.85                            | 0.460 | 286000                    | 0.0           | 525.0                         | 8.385E+4        | 1.063E+4           | 1.454E+6        | 4.005E+3           |
| 27       |     | 1.5       | -20.00      | 17.85                            | 0.460 | 286000                    | 0.0           | 525.0                         | 8.385E+4        | 1.063E+4           | 1.454E+6        | 4.005E+3           |
| 28       |     |           |             | -21.50                           |       |                           |               |                               |                 | 4.193E+4           | 5.316E+3        |                    |

\* : Gおよび $C_u$ はTn3層(0.3m)とTn2層(0.5m)の層厚重み付け平均、 $\gamma$ および $\nu$ はTn3層の値を採用

杭周地盤ばね（短辺方向）

| 地層名      | No. | 層厚<br>(m) | T.P.<br>(m) | $\gamma$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $\nu$ | G<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $\phi$<br>(°) | $C_u$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $K_a$<br>(kN/m) | $P_{amax}$<br>(kN) | $K_b$<br>(kN/m) | $P_{bmax}$<br>(kN) |
|----------|-----|-----------|-------------|----------------------------------|-------|---------------------------|---------------|-------------------------------|-----------------|--------------------|-----------------|--------------------|
| Tn3/Tn2* | 1   | 0.8       | 13.80       | 18.73                            | 0.470 | 284125                    | 0.0           | 499.5                         | 3.420E+4        | 8.232E+2           | 2.840E+6        | 3.994E+3           |
| Tn2      | 2   | 1.0       | 13.00       | 18.83                            | 0.460 | 301000                    | 0.0           | 621.0                         | 7.883E+4        | 2.885E+3           | 2.296E+6        | 4.737E+3           |
|          | 3   | 1.0       | 12.00       | 18.83                            | 0.460 | 301000                    | 0.0           | 621.0                         | 8.927E+4        | 4.993E+3           | 2.296E+6        | 4.737E+3           |
|          | 4   | 1.0       | 11.00       | 18.83                            | 0.460 | 301000                    | 0.0           | 621.0                         | 8.927E+4        | 6.732E+3           | 2.296E+6        | 4.737E+3           |
|          | 5   | 1.0       | 10.00       | 18.83                            | 0.460 | 301000                    | 0.0           | 621.0                         | 8.927E+4        | 7.992E+3           | 2.296E+6        | 4.737E+3           |
|          | 6   | 1.0       | 9.00        | 18.83                            | 0.460 | 301000                    | 0.0           | 621.0                         | 8.927E+4        | 8.384E+3           | 2.296E+6        | 4.737E+3           |
|          | 7   | 1.0       | 8.00        | 18.83                            | 0.460 | 301000                    | 0.0           | 621.0                         | 8.927E+4        | 8.384E+3           | 2.296E+6        | 4.737E+3           |
|          | Sn4 | 8         | 0.7         | 7.00                             | 17.85 | 0.460                     | 286000        | 0.0                           | 525.0           | 7.420E+4           | 6.672E+3        | 3.117E+6           |
| 9        |     | 0.8       | 6.30        | 17.85                            | 0.460 | 286000                    | 0.0           | 525.0                         | 6.335E+4        | 5.316E+3           | 2.727E+6        | 4.005E+3           |
| 10       |     | 1.5       | 5.50        | 17.85                            | 0.460 | 286000                    | 0.0           | 525.0                         | 9.713E+4        | 8.151E+3           | 1.454E+6        | 4.005E+3           |
| 11       |     | 1.5       | 4.00        | 17.85                            | 0.460 | 286000                    | 0.0           | 525.0                         | 1.267E+5        | 1.063E+4           | 1.454E+6        | 4.005E+3           |
| 12       |     | 1.5       | 2.50        | 17.85                            | 0.460 | 286000                    | 0.0           | 525.0                         | 1.267E+5        | 1.063E+4           | 1.454E+6        | 4.005E+3           |
| 13       |     | 1.5       | 1.00        | 17.85                            | 0.460 | 286000                    | 0.0           | 525.0                         | 1.267E+5        | 1.063E+4           | 1.454E+6        | 4.005E+3           |
| 14       |     | 1.5       | -0.50       | 17.85                            | 0.460 | 286000                    | 0.0           | 525.0                         | 1.267E+5        | 1.063E+4           | 1.454E+6        | 4.005E+3           |
| 15       |     | 1.5       | -2.00       | 17.85                            | 0.460 | 286000                    | 0.0           | 525.0                         | 1.267E+5        | 1.063E+4           | 1.454E+6        | 4.005E+3           |
| 16       |     | 1.5       | -3.50       | 17.85                            | 0.460 | 286000                    | 0.0           | 525.0                         | 1.267E+5        | 1.063E+4           | 1.454E+6        | 4.005E+3           |
| 17       |     | 1.5       | -5.00       | 17.85                            | 0.460 | 286000                    | 0.0           | 525.0                         | 1.267E+5        | 1.063E+4           | 1.454E+6        | 4.005E+3           |
| 18       |     | 1.5       | -6.50       | 17.85                            | 0.460 | 286000                    | 0.0           | 525.0                         | 1.267E+5        | 1.063E+4           | 1.454E+6        | 4.005E+3           |
| 19       |     | 1.5       | -8.00       | 17.85                            | 0.460 | 286000                    | 0.0           | 525.0                         | 1.267E+5        | 1.063E+4           | 1.454E+6        | 4.005E+3           |
| 20       |     | 1.5       | -9.50       | 17.85                            | 0.460 | 286000                    | 0.0           | 525.0                         | 1.267E+5        | 1.063E+4           | 1.454E+6        | 4.005E+3           |
| 21       |     | 1.5       | -11.00      | 17.85                            | 0.460 | 286000                    | 0.0           | 525.0                         | 1.267E+5        | 1.063E+4           | 1.454E+6        | 4.005E+3           |
| 22       |     | 1.5       | -12.50      | 17.85                            | 0.460 | 286000                    | 0.0           | 525.0                         | 1.267E+5        | 1.063E+4           | 1.454E+6        | 4.005E+3           |
| 23       |     | 1.5       | -14.00      | 17.85                            | 0.460 | 286000                    | 0.0           | 525.0                         | 1.267E+5        | 1.063E+4           | 1.454E+6        | 4.005E+3           |
| 24       |     | 1.5       | -15.50      | 17.85                            | 0.460 | 286000                    | 0.0           | 525.0                         | 1.267E+5        | 1.063E+4           | 1.454E+6        | 4.005E+3           |
| 25       |     | 1.5       | -17.00      | 17.85                            | 0.460 | 286000                    | 0.0           | 525.0                         | 1.267E+5        | 1.063E+4           | 1.454E+6        | 4.005E+3           |
| 26       |     | 1.5       | -18.50      | 17.85                            | 0.460 | 286000                    | 0.0           | 525.0                         | 1.267E+5        | 1.063E+4           | 1.454E+6        | 4.005E+3           |
| 27       |     | 1.5       | -20.00      | 17.85                            | 0.460 | 286000                    | 0.0           | 525.0                         | 1.267E+5        | 1.063E+4           | 1.454E+6        | 4.005E+3           |
| 28       |     |           |             | -21.50                           |       |                           |               |                               |                 | 6.335E+4           | 5.316E+3        |                    |

\* : Gおよび $C_u$ はTn3層(0.3m)とTn2層(0.5m)の層厚重み付け平均、 $\gamma$ および $\nu$ はTn3層の値を採用

## 9.7 杭応力算定における入力変位の考え方について

検討用地震力により生じる杭応力には、建屋の地震応答解析モデルにより求めた上部構造による地震力（建屋からのせん断力）と、地盤の地震応答解析（SHAKE）により算定した地盤の変形により生ずる応力を考慮している。なお、建屋の地震応答解析モデルの基礎底面ばね（杭と地盤の相互作用を考慮した地盤ばね、水平および回転）は、群杭効果を考慮した地盤～杭連成系の地盤ばねと等価なばねを取り付けており、地盤及び杭の効果を含んだばねとなっている（「9.3 杭周地盤ばねの算定方法」参照）。

杭に作用する上部構造による地震力は、上部構造のせん断力をすべての杭が均等に負担することとして1本あたりのせん断力を算出している。

上部構造による地震力については、不確かさを含めたすべての基準地震動  $S_s$  による地震力に余裕を見た検討用地震力とし、地盤の変形により生ずる応力を求める際に用いる地盤の変位は、すべての基準地震動  $S_s$  に対する地盤の地震応答解析結果のうち、杭先端位置に対する地盤の相対変位の包絡値を採用している（図 9.7-2 参照）。なお、地盤の相対変位は、杭応力算定モデル（杭応力算定に用いる杭周地盤ばね）の節点位置に合わせた層分割による地盤の地震応答解析（線形解析）に基づき求めている（地盤の地震応答解析（線形解析）の層分割は、「表 3.1.2-2 等価線形及び線形解析で用いる層分割（b）線形解析」参照）。

計算にあたっては、図 9.7-1 に示すように、杭 1 本あたりの建屋からのせん断力の最大値と地盤変形の最大値を重ね合わせて杭応力を求めており、建屋からのせん断力は貯蔵建屋の基礎版位置から作用させ、地盤変形は「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（J E A C 4 6 1 6 -2009）」に示される方法に基づき、群杭効果を考慮した杭周地盤ばねを介して入力している（杭応力算定に用いる杭周地盤ばねは、「9.6 杭応力算定に用いる杭周地盤ばねの求め方について」参照）。

上記のように、すべての地震応答解析結果の最大値をカバーした値に余裕をみた建屋からのせん断力と地盤変形を考慮しているため、実際の地震応答解析結果よりも大きな値を入力することになり、個々の基準地震動による応答とは一致しないが保守的な荷重（変位）設定となっている。

先述のように、地震応答解析モデルの基礎底面ばねには、地盤～杭連成系の地盤ばねを取り付けており、杭支持構造物の特性を取り入れた解析を実施している。先行プラントでも、当社と同様に杭基礎を考慮した基礎底面ばねを用いた例や、地盤を有限要素法でモデル化してその中に杭を取り込んだ例等があるが、いずれの例も当社と基本的考え方は同じであり、上部構造の地震力と地盤の変形を同時に考慮して杭の設計を行っている考え方についてもその考え方は当社と同じである。

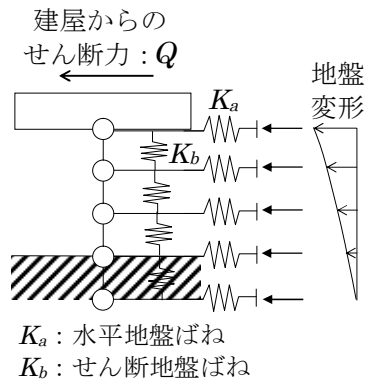


図 9.7-1 応答変位法による杭応力の算定方法（概念図）

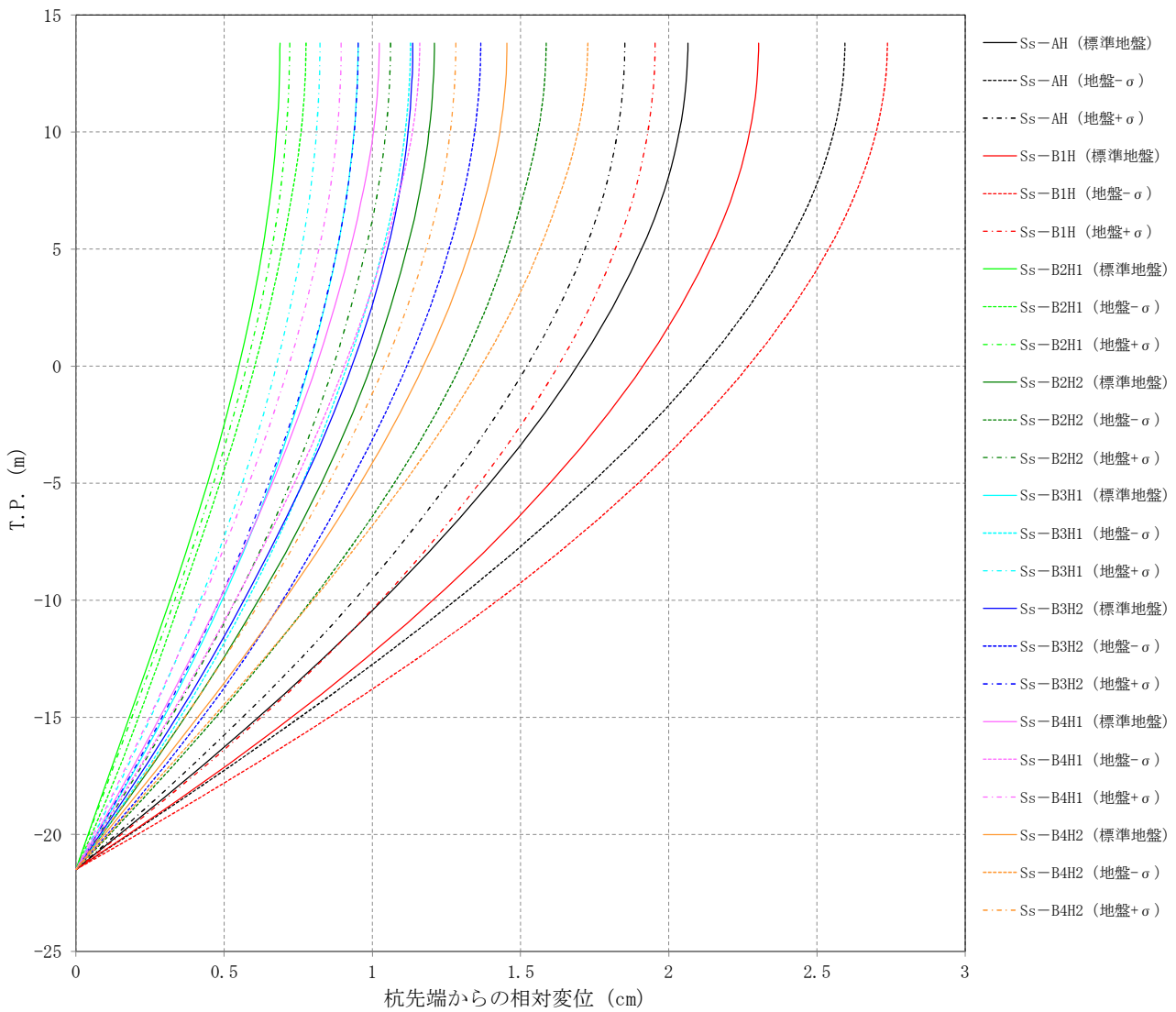
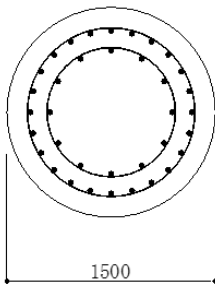
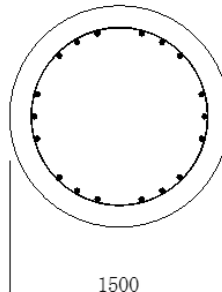
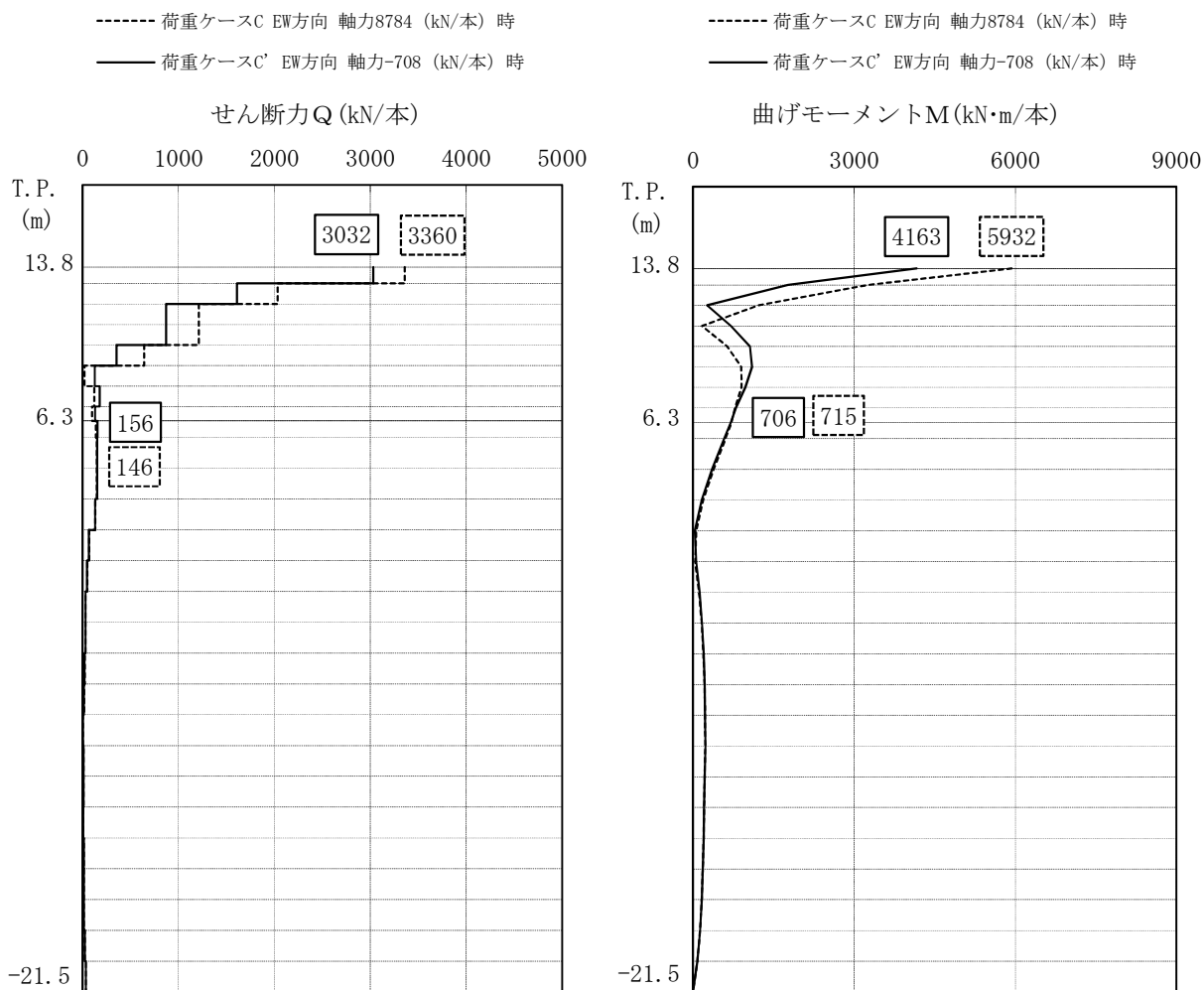


図 9.7-2 地盤応答解析による杭先端から相対変位の重ね書き（基準地震動 S s）

貯蔵建屋の杭に関する諸元は以下のとおりである。

|         | 上杭                                                                                | 下杭                                                                                 |
|---------|-----------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------|
| 配筋図     |  |  |
| 杭深度 (m) | T. P. 13.8 m ~ T. P. 6.3 m                                                        | T. P. 6.3 m ~ T. P. -20.0 m                                                        |
| 設計配筋    | 36-D38                                                                            | 18-D38                                                                             |
| 断面積     | 41040                                                                             | 20520                                                                              |
| 帯筋      | 2-D19@100                                                                         | D19@100                                                                            |
| Pw (%)  | 0.85                                                                              | 0.14                                                                               |

上記の杭に対する、短辺方向 (EW 方向) の応力解析結果を図 9.7-3 に示す。



(軸力は圧縮を正とする。)

図 9.7-3 杭の応力解析結果 (EW 方向)

図 9.7-3 の応力を用いて杭の断面検討を行った結果は以下のとおりである。

表 9.7-1 杭体の曲げモーメントと終局曲げ強度の比較 (EW 方向)

| 荷重ケース     |    | 位置 | 検討用地震力による<br>曲げモーメントM<br>(kN・m/本) | 終局曲げ強度<br>M <sub>u</sub><br>(kN・m/本) | M <sub>u</sub> /M |
|-----------|----|----|-----------------------------------|--------------------------------------|-------------------|
| 最大<br>軸力時 | C  | 上杭 | 5932                              | 9856                                 | 1.66              |
|           |    | 下杭 | 715                               | 7607                                 | 10.63             |
| 最小<br>軸力時 | C' | 上杭 | 4163                              | 6866                                 | 1.64              |
|           |    | 下杭 | 706                               | 3724                                 | 5.27              |

表 9.7-2 杭体のせん断力と終局せん断強度の比較 (EW 方向)

| 荷重ケース     |    | 位置 | 検討用<br>せん断力 <sub>D</sub> Q*<br>(kN/本) | 終局せん断強度<br>Q <sub>u</sub><br>(kN/本) | Q <sub>u</sub> / <sub>D</sub> Q |
|-----------|----|----|---------------------------------------|-------------------------------------|---------------------------------|
| 最大<br>軸力時 | C  | 上杭 | 4200                                  | 6304                                | 1.50                            |
|           |    | 下杭 | 183                                   | 2884                                | 15.75                           |
| 最小<br>軸力時 | C' | 上杭 | 4972                                  | 6450                                | 1.29                            |
|           |    | 下杭 | 195                                   | 2027                                | 10.39                           |

注記\* : 検討用せん断力<sub>D</sub>Qは、検討用地震力によるせん断力Qの 1.25 倍 (荷重ケース C'の上杭についてはM<sub>u</sub>/M=1.64 倍) として算定

表 9.7-3 杭体の曲率と鉄筋降伏時の曲率の比較 (EW 方向)

| 荷重ケース     |    | 位置 | 検討用地震力による<br>曲率φ<br>(×10 <sup>-3</sup> m <sup>-1</sup> ) | 鉄筋降伏時の<br>曲率φ <sub>y</sub><br>(×10 <sup>-3</sup> m <sup>-1</sup> ) | φ / φ <sub>y</sub> |
|-----------|----|----|----------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------|--------------------|
| 最大<br>軸力時 | C  | 上杭 | 1.77                                                     | 2.73                                                               | 0.65               |
|           |    | 下杭 | 0.12                                                     | 2.68                                                               | 0.05               |
| 最小<br>軸力時 | C' | 上杭 | 2.95                                                     | 2.11                                                               | 1.40               |
|           |    | 下杭 | 0.11                                                     | 1.92                                                               | 0.06               |

検討用地震力により杭体に生じる曲げモーメント及びせん断力は、それぞれ終局強度以下となり、検討用地震力により杭体に生じる曲率φの鉄筋降伏時の曲率φ<sub>y</sub>に対する比は2以下となる。

## 10 添付資料

次の資料を次ページ以降に添付する。

### ○コメント回答資料

NO. 0209-57、NO. 0209-58、NO. 0209-59、NO. 0209-60、NO. 0209-61、NO. 0209-66

NO. 0209-67、NO. 0209-70、NO. 0209-74、NO. 0309-19、NO. 0325-08

### ○液状化評価の手順について



|               |              |
|---------------|--------------|
| リサイクル燃料貯蔵株式会社 |              |
| 提出日           | 2022年3月9日    |
| 管理表No.        | 0209-57 改訂00 |

| 項目          | コメント内容                                                                                                                                  |
|-------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 地盤<br>(第6条) | 事業変更許可の使用済燃料貯蔵建屋基礎地盤の安定性（支持力に対する安全性）において、「支持層である砂子又層は半固結の岩石であることから、液状化に対する考慮は不要である」としているが、この「支持層」とは、砂子又層全層ではなく、杭先端より下方の砂子又層を指すとの理解でよいか。 |

(回 答)

建物の設計において、杭基礎の基本計画を立案する際には、極端に軟弱地盤で先端支持力が期待できない場合を除いて、杭先端の支持力を確保できる支持層を決めて杭長などを計画する。この際には、杭長さとして杭径に応じた支持層に根入れ深さをとることとなるが、一般的この根入れ深さを取る地層を支持層としている。

事業変更許可では、この杭先端の根入れ部分に相当する地盤を、「支持層」と記載している。

杭の支持力の算定方法には、地質調査結果により得られた地盤の諸定数を用い、先端支持力と杭の周面摩擦力を算出して支持力を算定する方法と、試験杭を施工し、杭の載荷試験により支持力を算定する方法がある。

当社での杭の支持力の算定は、後者の方法により行っている。この場合、杭の支持力は、前者の方法における先端支持力と周面摩擦力の和に相当するものになると考えられるものの、これらを分離することはできない。

液状化検討においては、支持層より上部の地盤の状況が、杭の支持性能に影響を与えることもあり得ることから、支持層より上部の地盤も液状化検討の対象としている。

以 上

|               |              |
|---------------|--------------|
| リサイクル燃料貯蔵株式会社 |              |
| 提出日           | 2022年2月24日   |
| 管理表No.        | 0209-58 改訂00 |

| 項目          | コメント内容                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 |
|-------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 地盤<br>(第6条) | <p>砂子又層に関しては液状化に対する考慮は不要としている点について、次のいずれかの方法により説明すること。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・「砂子又層が半固結の岩石であること」及び、このことから「液状化に対する考慮は不要」とすることについての具体的な根拠を示す。</li> <li>・砂子又層について、「塑性指数 <math>I_p</math> が 15 を超える」、「粘土分含有率 <math>P_c</math> が 10% を超える」等の定量的な根拠を示す。</li> <li>・砂子又層について、物性値を保守的に設定して実施した液状化判定 (<math>F_L</math>, 液状化解析等) に基づき液状化の有無を確認し、液状化が発生しないことを示す。発生が予想される場合は、それを考慮しても貯蔵建屋の基本的安全機能が損なわれるおそれがないことを示す。</li> </ul> |

(回答)

液状化判定については、日本建築学会「建築基礎構造設計指針」の「第4章 4.5節 地盤の液状化 1.液状化判定」の項に、以下の記載がある。

液状化の判定を行う必要がある飽和土層は、一般に地表面から 20m 程度以浅の沖積層で、考慮すべき土の種類は、細粒分含有率が 35% 以下の土とする。ただし、埋立地盤等の造成地盤で地表面から 20m 程度以深まで連続している場合には、造成地盤の下端まで以下の (2) の手順などにより液状化判定を行う必要がある。また、埋立地盤等の造成地盤では、細粒分含有率が 35% 以上の低塑性シルト、液性限界に近い含水比を持ったシルトなどが液状化した事例も報告されているので、粘土分 (0.05mm 未満の粒径を持つ土粒子) 含有率が 10% 以下、または塑性指数が 15% 以下の埋立あるいは盛土地盤については液状化の検討を行う。ただし、20m 以深に関しては、(2) の液状化危険度予測の精度が悪くなるので、地盤応答解析を用いることが推奨される。また、細粒分を含む礫や透水性の低い土層に囲まれた礫、洪積層でも  $N$  値が小さな土層では液状化の可能性が否定できないので、そのような場合にも液状化の検討を行う。

田名部層について、細粒分含有率、粘土分含有率及び塑性指数は、以下表 1 のとおりである。

表 1 田名部層の細粒分含有率、粘土分含有率及び塑性指数

| 地層分類            |           | 層厚<br>m | 細粒分含有率<br>% | 粘土分含有率<br>% | 塑性指数<br>% |                                  |
|-----------------|-----------|---------|-------------|-------------|-----------|----------------------------------|
| Tn <sub>4</sub> | 田名部層中部砂質土 | 1.0     | 33.8        | 5.5         | 22.9      |                                  |
| Tn <sub>3</sub> | 田名部層中部粘性土 | 1.5     | <u>55.3</u> | 19.6        | 8.5       | ▽ 地下水位<br>設定位置<br><br>T.P. 14.0m |
| Tn <sub>2</sub> | 田名部層下部砂質土 | 6.5     | <u>13.5</u> | 4.4         | 49.4      |                                  |

田名部層中部砂質土 (Tn<sub>4</sub>層) については、地下水位以深とならないことから、液状化検討対象層としていない。

田名部層中部粘性土 (Tn<sub>3</sub>層) については、細粒分含有率が 55.3% の粘性土であり、埋立あるいは盛土地盤にも当たらないことから、液状化検討対象層としていない。

砂子又層について、砂子又層上部軽石混じり砂岩 (Sn<sub>4</sub>層) は、半固結の岩石であるため、液状化検討対象層としていない。

念のためとして、砂子又層上部軽石混じり砂岩 (Sn<sub>4</sub>層) についても  $F_L$  値を算定した結果は、以下表 2 のとおりであり、最小でも 2.07 で 1.0 を十分に上回ることから、液状化の可能性はなく、貯蔵建屋の基本的安全機能が損なわれるおそれはないと考えられる。

表2 液状化判定結果 砂子又層上部軽石混じり砂岩 (Sn<sub>4</sub>層)

| 地震動     | 有効上載圧<br>$\sigma'v$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | 繰返し応力<br>振幅比 R | 地震時<br>せん断応力<br>$\tau$ (kN/m <sup>2</sup> ) | 地震時<br>せん断応力比<br>$L = \tau / \sigma'v$ | F <sub>L</sub> 判定<br>(=R/L) |
|---------|---------------------------------------------|----------------|---------------------------------------------|----------------------------------------|-----------------------------|
| Ss-AH   | 127.58                                      | 1.504          | 91.07                                       | 0.714                                  | 2.10                        |
| Ss-B1H  | 147.68                                      |                | 107.23                                      | 0.726                                  | 2.07                        |
| Ss-B2H1 | 127.58                                      |                | 42.09                                       | 0.330                                  | 4.55                        |
| Ss-B2H2 | 147.68                                      |                | 64.92                                       | 0.440                                  | 3.41                        |
| Ss-B3H1 | 107.48                                      |                | 38.04                                       | 0.354                                  | 4.24                        |
| Ss-B3H2 | 147.68                                      |                | 59.60                                       | 0.404                                  | 3.72                        |
| Ss-B4H1 | 107.48                                      |                | 43.82                                       | 0.408                                  | 3.68                        |
| Ss-B4H2 | 127.58                                      |                | 70.16                                       | 0.550                                  | 2.73                        |

注：ハッチングはF<sub>L</sub>値の最小値を示す。

以上

| 項目          | コメント内容                                                              |
|-------------|---------------------------------------------------------------------|
| 地盤<br>(第6条) | 実測に基づき地下水位を地下2mと設定していることの妥当性について、観測井戸の分布を示し、観測記録に対して分析、考察を行い説明すること。 |

(回答)

当社敷地では、地下水位把握のため継続的に地下水位観測を実施している。

図1に示す通り、貯蔵建屋周囲の4地点において地下水位観測を実施している。2016年4月1日～2021年3月31日の地下水位の観測結果を図2に示す。

4地点全てにおいて、観測期間中における地下水面は、多少の変動はあるものの、地表面下2m～8mの田名部層内にあることから、液状化の検討において、地下水位を地表面下2m (T.P. 14.0m) と保守的に観測結果を上回る位置に設定することは妥当であると考えます。

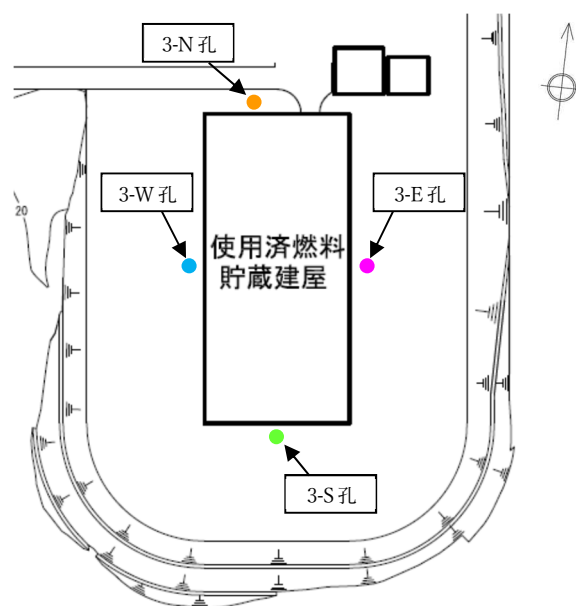


図1 地下水位観測位置

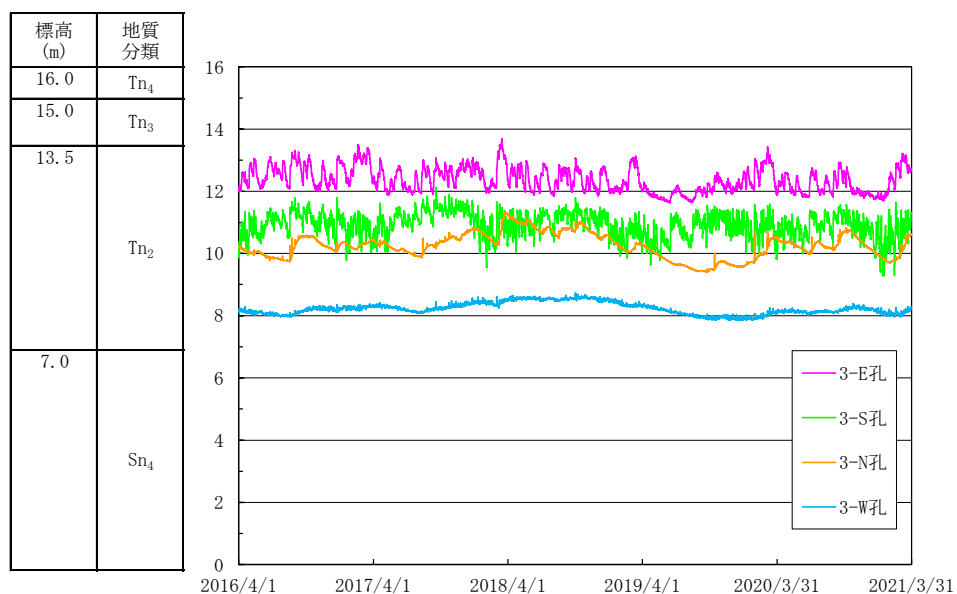


図2 地下水位の観測結果 (2016. 4. 1～2021. 3. 31)

以上

|               |              |
|---------------|--------------|
| リサイクル燃料貯蔵株式会社 |              |
| 提出日           | 2022年3月9日    |
| 管理表No.        | 0209-60 改訂00 |

| 項目          | コメント内容                                                              |
|-------------|---------------------------------------------------------------------|
| 地盤<br>(第6条) | 水平2方向+鉛直地震動に対して、液状化を考慮する必要がない理由を説明すること。液状化の判定基準を使う場合は、適用範囲を明確にすること。 |

(回 答)

事業許可に記載の水平1方向入力による地盤の等価線形解析 (SHAKE) に基づく  $F_L$  値による液状化判定に加え、水平2方向及び鉛直方向同時入力による地盤の等価線形解析に基づく  $F_L$  値による液状化判定を行った。ここで、検討に用いた基準地震動は、水平1方向入力による  $F_L$  値による判定で厳しい結果となった Ss-A 及び Ss-B1 とする。地盤の液状化解析に基づく  $F_L$  値による液状化判定は、コメント回答資料 No. 0209-74 (SHAKE の適用性) で示した考え方と同じ考え方により、適用範囲にあると考えている。

液状化判定結果を表1に示す。

これらの結果、水平1方向入力時より水平2方向及び鉛直方向同時入力の方が、地盤のせん断応力度は Ss-A で約14%大きくなるものの、 $F_L$  値は1.24であり許容値の1.0を上回ることから、水平2方向+鉛直地震動に対しても液状化の生じる可能性はないと考えられる。

表1 液状化判定結果 田名部層下部砂質土 ( $Tn_2$ )

| 地震動   | 有効上載圧<br>$\sigma'v$<br>( $kN/m^2$ ) | 繰返し応力<br>振幅比 R | 水平1方向入力時                            |                          | 水平2方向+鉛直方向入力時                       |                          |
|-------|-------------------------------------|----------------|-------------------------------------|--------------------------|-------------------------------------|--------------------------|
|       |                                     |                | 地震時<br>せん断応力<br>$\tau$ ( $kN/m^2$ ) | $F_L$ 判定<br>( $=R/L^*$ ) | 地震時<br>せん断応力<br>$\tau$ ( $kN/m^2$ ) | $F_L$ 判定<br>( $=R/L^*$ ) |
| Ss-A  | 86.15                               | 0.956          | 57.94                               | 1.42                     | 66.08                               | 1.24                     |
| Ss-B1 |                                     |                | 58.64                               | 1.40                     | 59.79                               | 1.37                     |

注記\* : 地震時せん断応力比  $L = \tau / \sigma'v$

注 : ハッチングは  $F_L$  値の最小値を示す。

以上

|               |              |
|---------------|--------------|
| リサイクル燃料貯蔵株式会社 |              |
| 提出日           | 2022年3月9日    |
| 管理表No.        | 0209-61 改訂00 |

| 項目          | コメント内容                                                                                                                 |
|-------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 地盤<br>(第6条) | (設2-補-013-02) P34 試験で得られた繰り返し応力振幅比を、試験試料と現地盤の違い(採取時の試料の攪乱、応力状態、波形(正弦波とSs)、2・3方向同時載荷)により補正せず、現地盤の液状化抵抗比Rとしてよい理由を説明すること。 |

(回答)

当社地盤の液状化抵抗比Rを求めるにあたっては、敷地の地盤から資料を採取し、飽和土室内試験として、地盤工学会で定められた試験法である「JGS 0541-2020 土の繰り返し非排水三軸試験方法」に従って、一定振幅の繰り返し載荷を行い、その振幅を徐々に上げながら試験を行っている。

原地盤からボーリングにて採取した試験体は固結した状態で採取されており、試験においては有効上載圧(土被り圧)等について原地盤と差異のない状態を再現して試験を実施していることから、試験結果を補正せずそのまま液状化抵抗比Rとして用いている。

なお、液状化抵抗比Rは、室内試験での一定振幅の繰り返し載荷においてひずみが5%に達した際の繰り返し応力振幅比( $\sigma_d/2\sigma'_c$ )として求めており、地震時せん断応力比Lは、地盤の地震応答解析から求めている。

このため、波形については、地震時せん断応力比Lにて考慮されている。

以上

|               |              |
|---------------|--------------|
| リサイクル燃料貯蔵株式会社 |              |
| 提出日           | 2022年3月9日    |
| 管理表No.        | 0209-66 改訂00 |

| 項目          | コメント内容                                                                                                                                                                            |
|-------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 耐震<br>(第7条) | 建屋除熱評価（添付書類3 添付3-2 P12 図8, PDF754）では床最高温度が56.9℃となっており、一方で貯蔵建屋の耐震評価（添付書類3 添付5-2-1 P13 表5.1-1, PDF1214）においては貯蔵区域基礎上面温度が夏短期で48.0℃となっている。三次元熱流動解析結果に基づき設定した温度分布から48.0℃としたプロセスを説明すること。 |

(回 答)

三次元熱流動解析では、貯蔵建屋各所の温度分布を解析することを目的に解析を実施している。その結果、各部の温度として解析結果が得られることとなる。

貯蔵建屋は発電炉と同様に温度荷重を考慮した構造評価を行っており、その温度荷重設定においては、基礎スラブが一体として挙動し、基礎スラブ上面と下面の温度差により線膨張係数に応じて曲げモーメントが生じることを想定するために、上面については線形に変化する温度分布として設定し、下面の温度は一定値として与えている。

具体的には、三次元熱流動解析の結果から、基礎スラブ各部の温度を求めることとしており、その考え方は以下のとおりである。

(1) 給気温度の設定

後述する貯蔵区域の温度設定において、夏期および冬期の躯体温度や長期荷重及び短期荷重の設定の基礎となる温度として給気温度の設定を行っている。

基礎スラブ温度荷重評価上の給気温度は、夏期及び冬期それぞれの温度を設定するとともに、長期荷重用温度と短期荷重用温度を設定している。その考え方は以下のとおりである。

- ① 気象庁むつ特別地域気象観測データの日気温データを参照する。
- ② 上記データに基づき、最高気温（最低気温）及び平均気温の月平均を算出する。
- ③ 長期荷重の設定に用いる基礎スラブ上面の温度には、平均気温の月平均を、短期荷重の設定に用いる基礎スラブ上面の温度には、最高気温（最低気温）の月平均温度を使用する。
- ④ 基礎スラブ底面は地盤の不易層温度(10℃)を採用して、季節や日変動にかかわらず一定温度に設定する。
- ⑤ 温度により基礎スラブに生じる応力は、基礎スラブ上面と下面の温度差により決まることから、上記のデータの中から、基礎スラブ上面と下面の温度差が最大となるデータを選定して給気温度を設定する。

設定した給気温度を表1に示す。

(2) 貯蔵区域の温度設定

貯蔵区域の温度荷重は、三次元熱流動解析による躯体表面温度分布に基づき設定している。

基礎スラブの応力解析に用いる温度設定は、三次元熱流動解析による躯体表面温度を基本として設定を行うこととしている。設定にあたっては、基礎スラブの全体的な挙動を把握する目的に適うよう、貯蔵区域の長辺方向（東西方向）には、三次元熱流動解析結果を平均化するため、貯蔵架台との接触部などで、指摘の56.4℃というような局所的に発生する温度はあるものの、最小二乗法により平均化した温度分布を与えることとした。

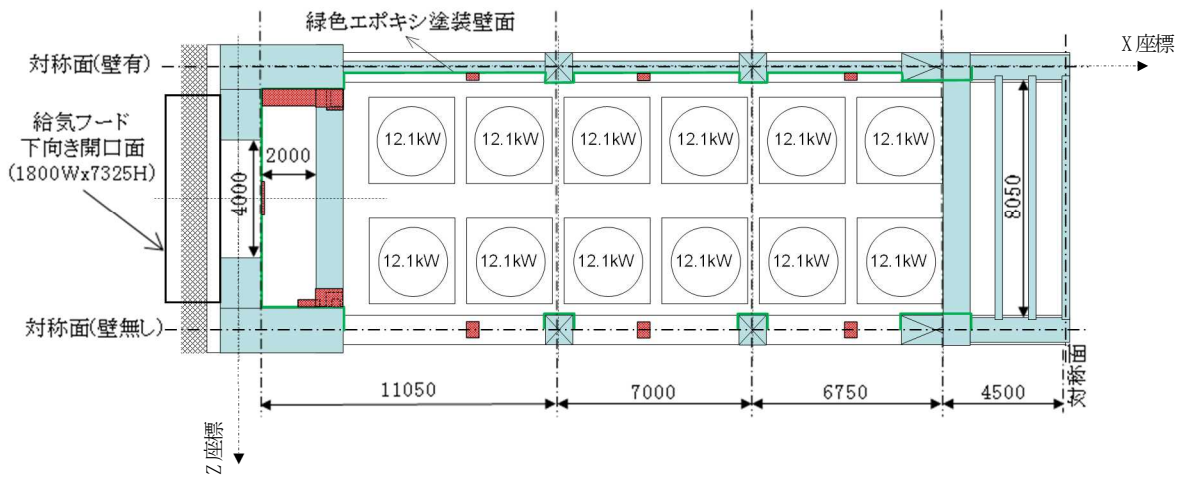
設定した温度分布を図2及び図3（図中の●印）に示す。

さらに、夏期及び冬期の温度分布と長期荷重及び短期荷重用の温度設定を行うために、上記(1)給気温度の設定で算出した給気温度と三次元熱流動解析における給気温度の差分を考慮して、図2及び図3に示すように、夏期及び冬期それぞれについて、基礎スラブ上端の長期荷重用温度条件及び短期荷重用温度条件（図中の○印及び△印）を設定している。

表1 給気温度

| 季節 | 項目             | 温度°C | 備考           |
|----|----------------|------|--------------|
| 夏期 | 最高気温 (超過危険率1%) | 29.2 | 三次元熱流動解析     |
|    | 最高気温の平均 (8月) * | 25.7 | 基礎スラブ解析 (短期) |
|    | 平均気温 (8月) *    | 21.7 | 基礎スラブ解析 (長期) |
| 冬期 | 最低気温 (超過危険率1%) | -8.7 | 三次元熱流動解析     |
|    | 最低気温の平均 (2月) * | -5.8 | 基礎スラブ解析 (短期) |
|    | 平均気温 (1月) *    | -1.6 | 基礎スラブ解析 (長期) |

注記\* : むつ特別地域気象観測データ



注 : 外壁外面から 0.75m内側を X=0 とする。

図1 三次元熱流動解析の評価領域及び評価モデル  
(使用済燃料貯蔵建屋平面)



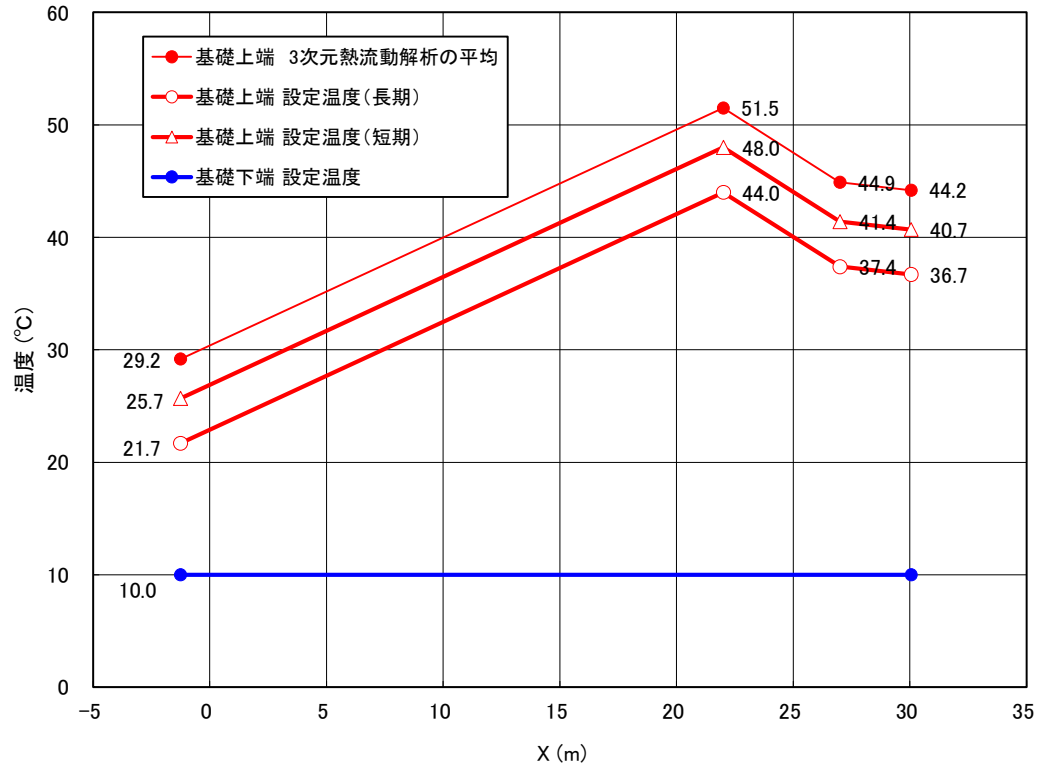
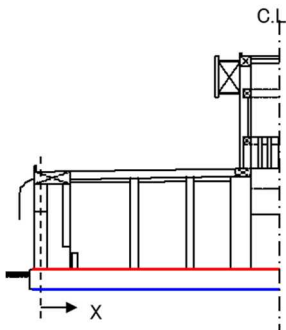


図2 基礎スラブの温度条件 (夏期)

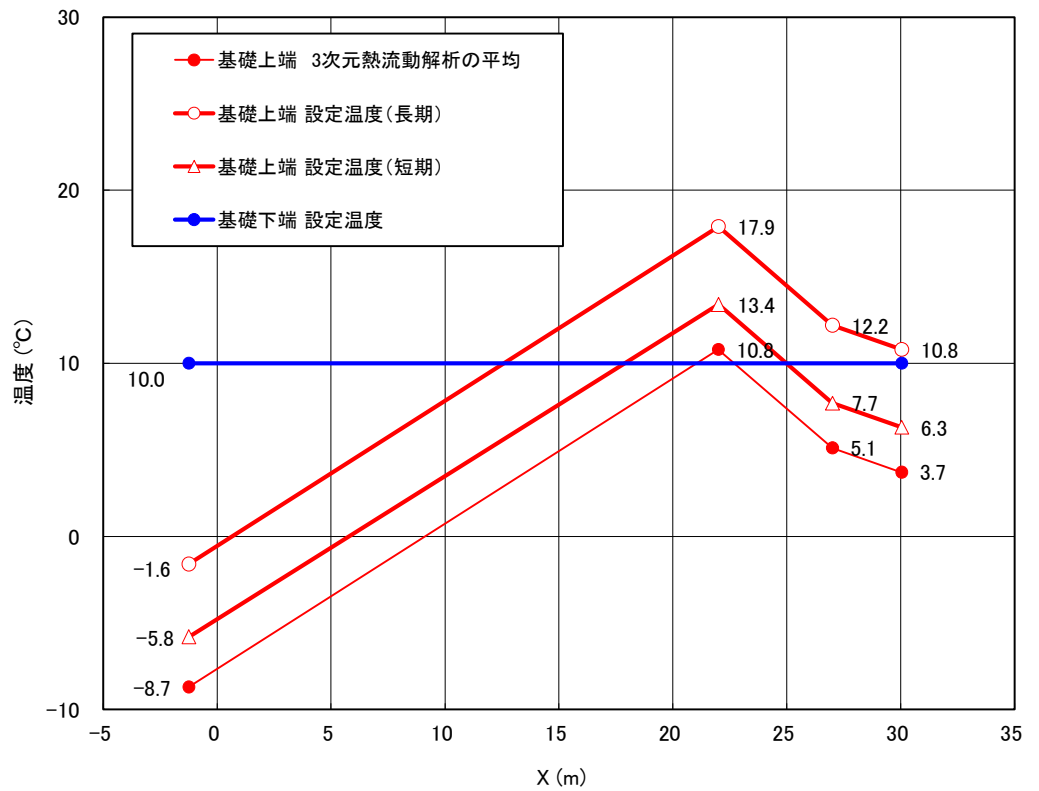
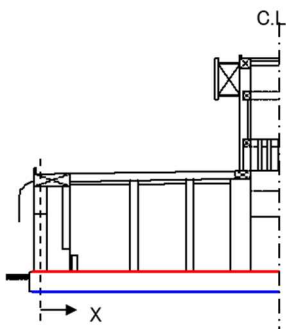


図3 基礎スラブの温度条件 (冬期)

以上

|               |              |
|---------------|--------------|
| リサイクル燃料貯蔵株式会社 |              |
| 提出日           | 2022年3月4日    |
| 管理表No.        | 0209-67 改訂00 |

| 項目          | コメント内容                                                                          |
|-------------|---------------------------------------------------------------------------------|
| 耐震<br>(第7条) | P200 表 9.5-3(PDF1401)にFEM解析の2DE-Aの地盤定数が、P81 表 8.2-1(PDF1282)のSs-Aと異なる理由を説明すること。 |

(回答)

表1及び表2に示す通り、地震動2DE-A及び2DE-B1の地盤モデル(剛性、減衰)は、基準地震動Ss-A及びSs-B1の地盤モデルと異なっている。この理由を以下に記す。

「リサイクル燃料備蓄センター 設計及び工事の計画の変更認可申請書(補足説明資料) 使用済燃料貯蔵建屋の耐震性」(設2-補-013-02)の「3. 地盤の地震応答解析(地盤の剛性及び減衰)について」に記載のとおり、地震応答解析に用いる地盤モデルは、「地盤の剛性は基準地震動及び層ごとに地盤の応答ひずみに応じて設定するとともに、地盤の減衰も基準地震動及び層ごとに地盤の応答ひずみに応じて設定すること」としている。

地盤モデルの作成にあたっては、地盤のひずみに応じた剛性と減衰を定めるため、繰り返し計算による収束計算を行って地盤モデル各層のひずみを決め、この値に基づいた剛性と減衰を改めて設定している。その概念図は下図のとおりである。

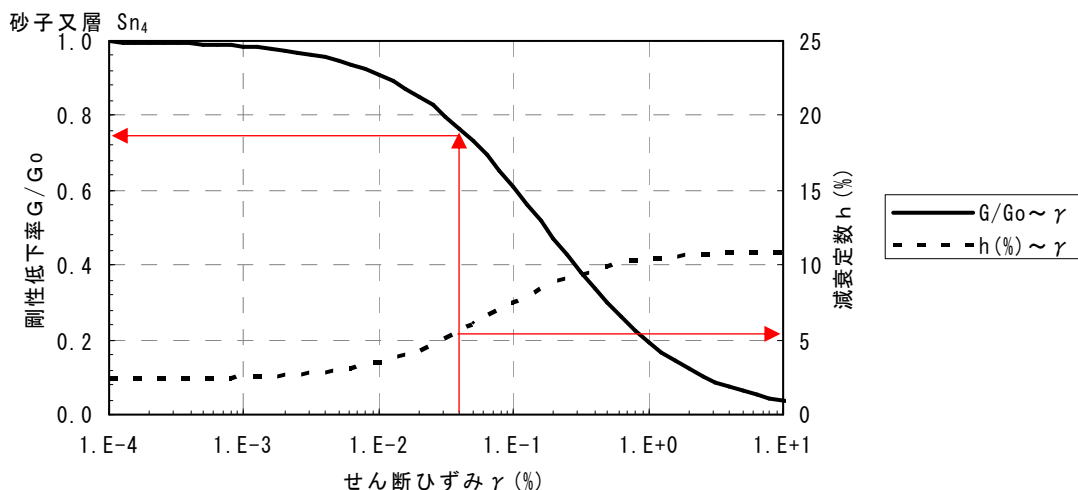


図1 地盤の剛性と減衰のひずみ依存性(概念図)

3次元FEMで用いる地震動2DE-A及び2DE-B1は、基準地震動Ss-A及びSs-B1の加速度振幅を2分の1した波形であり、地盤モデル(地盤の剛性と減衰)もそれに応じて設定する。

地震動2DE-A及び2DE-B1に応じて設定する地盤モデルを、基準地震動Ss-A及びSs-B1に応じて設定する地盤モデルと比較したものを表1及び表2に示す。

表 1(1) 2方向入力の入力動算定に用いる地盤モデル (2DE-A)

| 標高<br>T.P.<br>(m) | 地層名  | 地盤分類            | 密度<br>$\gamma$<br>( $\text{g}/\text{cm}^3$ ) | 初期せん断<br>弾性係数<br>$G_0$<br>( $\text{kN}/\text{m}^2$ ) | 初期<br>ポアソン比<br>$\nu_0$ | 剛性低下率*1<br>$G/G_0$ |   | 等価せん断<br>弾性係数<br>$G$<br>( $\text{kN}/\text{m}^2$ ) | 等価減衰定数*1<br>$h$<br>(%) |       |   |     |
|-------------------|------|-----------------|----------------------------------------------|------------------------------------------------------|------------------------|--------------------|---|----------------------------------------------------|------------------------|-------|---|-----|
|                   |      |                 |                                              |                                                      |                        |                    |   |                                                    |                        |       |   |     |
| 13.8              | 田名部層 | Tn <sub>3</sub> | 1.91                                         | 284,000                                              | 0.47                   | 0.941              | → | 0.9                                                | 256,000                | 2.933 | → | 2.0 |
| 13.5              |      | Tn <sub>2</sub> | 1.92                                         | 376,000                                              | 0.45                   | 0.885              | → | 0.9                                                | 338,000                | 2.738 | → | 2.0 |
| 7.0               | 砂子又層 | Sn <sub>4</sub> | 1.82                                         | 409,000                                              | 0.45                   | 0.818              | → | 0.8                                                | 327,000                | 4.806 | → | 4.0 |
| -39.5             |      | Sn <sub>3</sub> | 1.83                                         | 655,000                                              | 0.44                   | 0.882              | → | 0.9                                                | 590,000                | 3.039 | → | 3.0 |
| -122.0            |      | Sn <sub>2</sub> | 2.01                                         | 1,230,000                                            | 0.41                   | 0.863              | → | 0.9                                                | 1,107,000              | 3.000 | → | 3.0 |
| -140.0            |      | Sn <sub>1</sub> | 1.77                                         | 847,000                                              | 0.42                   | 0.894              | → | 0.9                                                | 762,000                | 2.354 | → | 2.0 |
| -218.0            |      | 解放基盤            | 1.99                                         | 1,274,000                                            | 0.41                   | 1.000              | → | 1.0                                                | 1,274,000              | 0.0   | → | 0.0 |

注記\*1：等価線形解析での収束値を地層毎に層厚重み付け平均した値。

剛性低下率 $G/G_0$ は小数点以下第2位を四捨五入、減衰定数 $h$ は小数点以下第1位を切り捨てとした端数処理。

表 1(2) 地盤モデル (Ss-A) (参考)

| 標高<br>T.P.<br>(m) | 地層名  | 地盤分類            | 密度<br>$\gamma$<br>( $\text{g}/\text{cm}^3$ ) | 初期せん断<br>弾性係数<br>$G_0$<br>( $\text{kN}/\text{m}^2$ ) | 初期<br>ポアソン比<br>$\nu_0$ | 剛性低下率*1<br>$G/G_0$ |   | 等価せん断<br>弾性係数<br>$G$<br>( $\text{kN}/\text{m}^2$ ) | 等価減衰定数*1<br>$h$<br>(%) |       |   |     |
|-------------------|------|-----------------|----------------------------------------------|------------------------------------------------------|------------------------|--------------------|---|----------------------------------------------------|------------------------|-------|---|-----|
|                   |      |                 |                                              |                                                      |                        |                    |   |                                                    |                        |       |   |     |
| 13.8              | 田名部層 | Tn <sub>3</sub> | 1.91                                         | 284,000                                              | 0.47                   | 0.911              | → | 0.9                                                | 256,000                | 3.233 | → | 3.0 |
| 13.5              |      | Tn <sub>2</sub> | 1.92                                         | 376,000                                              | 0.45                   | 0.820              | → | 0.8                                                | 301,000                | 3.754 | → | 3.0 |
| 7.0               | 砂子又層 | Sn <sub>4</sub> | 1.82                                         | 409,000                                              | 0.45                   | 0.711              | → | 0.7                                                | 286,000                | 6.235 | → | 6.0 |
| -39.5             |      | Sn <sub>3</sub> | 1.83                                         | 655,000                                              | 0.44                   | 0.788              | → | 0.8                                                | 524,000                | 4.221 | → | 4.0 |
| -122.0            |      | Sn <sub>2</sub> | 2.01                                         | 1,230,000                                            | 0.41                   | 0.773              | → | 0.8                                                | 984,000                | 3.767 | → | 3.0 |
| -140.0            |      | Sn <sub>1</sub> | 1.77                                         | 847,000                                              | 0.42                   | 0.806              | → | 0.8                                                | 678,000                | 3.454 | → | 3.0 |
| -218.0            |      | 解放基盤            | 1.99                                         | 1,274,000                                            | 0.41                   | 1.000              | → | 1.0                                                | 1,274,000              | 0.0   | → | 0.0 |

注記\*1：等価線形解析での収束値を地層毎に層厚重み付け平均した値。

剛性低下率 $G/G_0$ は小数点以下第2位を四捨五入、減衰定数 $h$ は小数点以下第1位を切り捨てとした端数処理。

表2(1) 2方向入力の入力動算定に用いる地盤モデル (2DE-B1)

| 標高<br>T.P.<br>(m) | 地層名  | 地盤分類            | 密度<br>$\gamma$<br>(g/cm <sup>3</sup> ) | 初期せん断<br>弾性係数<br>$G_0$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | 初期<br>ポアソン比<br>$\nu_0$ | 剛性低下率*1<br>$G/G_0$ |   | 等価せん断<br>弾性係数<br>$G$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | 等価減衰定数*1<br>$h$<br>(%) |       |   |     |
|-------------------|------|-----------------|----------------------------------------|------------------------------------------------|------------------------|--------------------|---|----------------------------------------------|------------------------|-------|---|-----|
|                   |      |                 |                                        |                                                |                        |                    |   |                                              |                        |       |   |     |
| 13.8              | 田名部層 | Tn <sub>3</sub> | 1.91                                   | 284,000                                        | 0.47                   | 0.942              | → | 0.9                                          | 256,000                | 2.900 | → | 2.0 |
| 13.5              |      | Tn <sub>2</sub> | 1.92                                   | 376,000                                        | 0.45                   | 0.889              | → | 0.9                                          | 338,000                | 2.669 | → | 2.0 |
| 7.0               | 砂子又層 | Sn <sub>4</sub> | 1.82                                   | 409,000                                        | 0.45                   | 0.809              | → | 0.8                                          | 327,000                | 4.939 | → | 4.0 |
| -39.5             |      | Sn <sub>3</sub> | 1.83                                   | 655,000                                        | 0.44                   | 0.886              | → | 0.9                                          | 590,000                | 3.000 | → | 3.0 |
| -122.0            |      | Sn <sub>2</sub> | 2.01                                   | 1,230,000                                      | 0.41                   | 0.896              | → | 0.9                                          | 1,107,000              | 2.800 | → | 2.0 |
| -140.0            |      | Sn <sub>1</sub> | 1.77                                   | 847,000                                        | 0.42                   | 0.925              | → | 0.9                                          | 762,000                | 1.985 | → | 1.0 |
| -218.0            |      | 解放基盤            | 1.99                                   | 1,274,000                                      | 0.41                   | 1.000              | → | 1.0                                          | 1,274,000              | 0.0   | → | 0.0 |

注記\*1：等価線形解析での収束値を地層毎に層厚積み付け平均した値。

剛性低下率 $G/G_0$ は小数点以下第2位を四捨五入、減衰定数 $h$ は小数点以下第1位を切り捨てとした端数処理。

表2(2) 地盤モデル (Ss-B1) (参考)

| 標高<br>T.P.<br>(m) | 地層名  | 地盤分類            | 密度<br>$\gamma$<br>(g/cm <sup>3</sup> ) | 初期せん断<br>弾性係数<br>$G_0$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | 初期<br>ポアソン比<br>$\nu_0$ | 剛性低下率*1<br>$G/G_0$ |   | 等価せん断<br>弾性係数<br>$G$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | 等価減衰定数*1<br>$h$<br>(%) |       |   |     |
|-------------------|------|-----------------|----------------------------------------|------------------------------------------------|------------------------|--------------------|---|----------------------------------------------|------------------------|-------|---|-----|
|                   |      |                 |                                        |                                                |                        |                    |   |                                              |                        |       |   |     |
| 13.8              | 田名部層 | Tn <sub>3</sub> | 1.91                                   | 284,000                                        | 0.47                   | 0.909              | → | 0.9                                          | 256,000                | 3.267 | → | 3.0 |
| 13.5              |      | Tn <sub>2</sub> | 1.92                                   | 376,000                                        | 0.45                   | 0.818              | → | 0.8                                          | 301,000                | 3.815 | → | 3.0 |
| 7.0               | 砂子又層 | Sn <sub>4</sub> | 1.82                                   | 409,000                                        | 0.45                   | 0.693              | → | 0.7                                          | 286,000                | 6.452 | → | 6.0 |
| -39.5             |      | Sn <sub>3</sub> | 1.83                                   | 655,000                                        | 0.44                   | 0.799              | → | 0.8                                          | 524,000                | 4.076 | → | 4.0 |
| -122.0            |      | Sn <sub>2</sub> | 2.01                                   | 1,230,000                                      | 0.41                   | 0.824              | → | 0.8                                          | 984,000                | 3.333 | → | 3.0 |
| -140.0            |      | Sn <sub>1</sub> | 1.77                                   | 847,000                                        | 0.42                   | 0.854              | → | 0.9                                          | 762,000                | 2.838 | → | 2.0 |
| -218.0            |      | 解放基盤            | 1.99                                   | 1,274,000                                      | 0.41                   | 1.000              | → | 1.0                                          | 1,274,000              | 0.0   | → | 0.0 |

注記\*1：等価線形解析での収束値を地層毎に層厚積み付け平均した値。

剛性低下率 $G/G_0$ は小数点以下第2位を四捨五入、減衰定数 $h$ は小数点以下第1位を切り捨てとした端数処理。

以上

|               |              |
|---------------|--------------|
| リサイクル燃料貯蔵株式会社 |              |
| 提出日           | 2022年3月9日    |
| 管理表No.        | 0209-70 改訂00 |

| 項目          | コメント内容                                                                                                      |
|-------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 耐震<br>(第7条) | 解放基盤から建屋基礎底盤での入力地震動の作成にあたり、SHAKEによる一次元波動理論に基づく評価を行っているが、基礎杭の拘束効果は考慮されているのか。先行施設での評価例等も確認の上、影響の有無について説明すること。 |

(回 答)

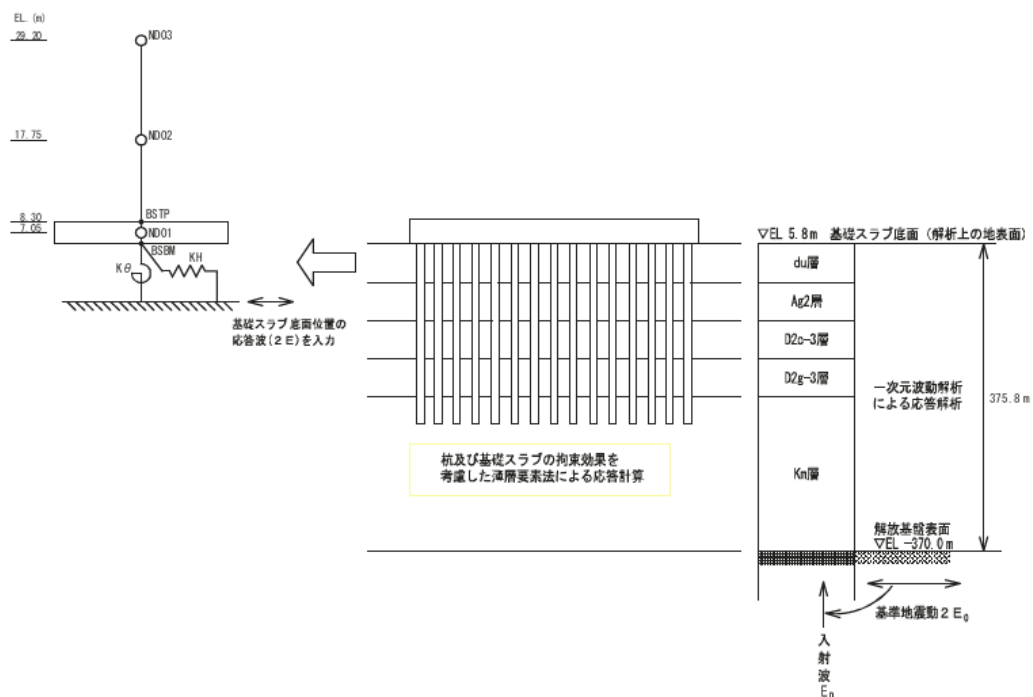
当社の地盤の地震応答解析ではSHAKEを用いているが、杭による拘束効果（群杭効果を考慮した基礎底版の地盤ばね）については、貯蔵建屋地震応答解析モデルの地盤ばねにて考慮している。設工認には、以下のような記載をしている。

「水平ばね、回転ばね及び鉛直ばねは群杭効果を考慮して評価している。いずれのばねも振動数に依存した複素剛性として得られるが、図 8.2-19 に示すようにばね定数として実部の代表値 ( $K_c$ ) を、また、減衰係数 ( $C_c$ ) として建屋 1 次形の固有円振動数に対応する虚部の値と原点を結ぶ直線の傾きを採用することにより近似する。」

(添付 5-2 使用済燃料貯蔵建屋の耐震性に関する説明書 8.2.3 地震応答解析モデル (1)地震応答解析モデルの概要) ※

※ 群杭効果を考慮した地盤ばねの算定方法は別添 1 を参照

一方、日本原子力発電東海第二発電所の貯蔵建屋においては、地震応答解析モデルの地盤ばねの算定において、三次元薄層法を用いた地盤ばねの算定を行っている。



日本原子力発電東海第二発電所 工事計画認可申請書 添付資料  
V-2-2-4 使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答計算書より抜粋

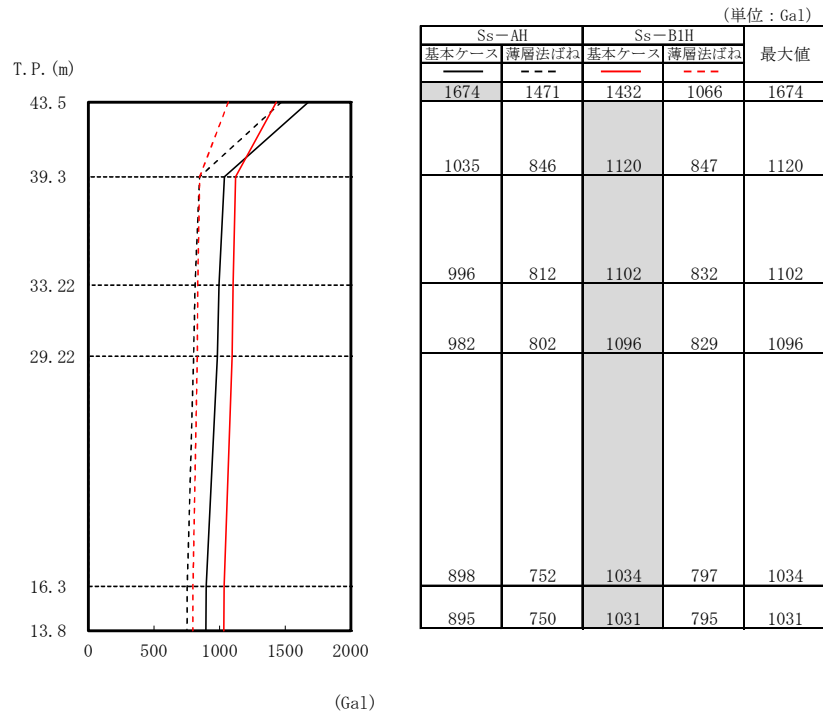
当社の手法による地震応答解析モデル（群杭係数を用いた地盤ばね）と、日本原子力発電が用いている地震応答解析モデル（薄層法<sup>※</sup>を用いた地盤ばね）を用いた地震応答解析を比較する。

検討で用いた地震動は、地震応答解析において最大応答を与える基準地震動  $S_s-A$  および  $S_s-B1$  を用いている。

※ 薄層法による地盤ばねの算出方法は別添2を参照。

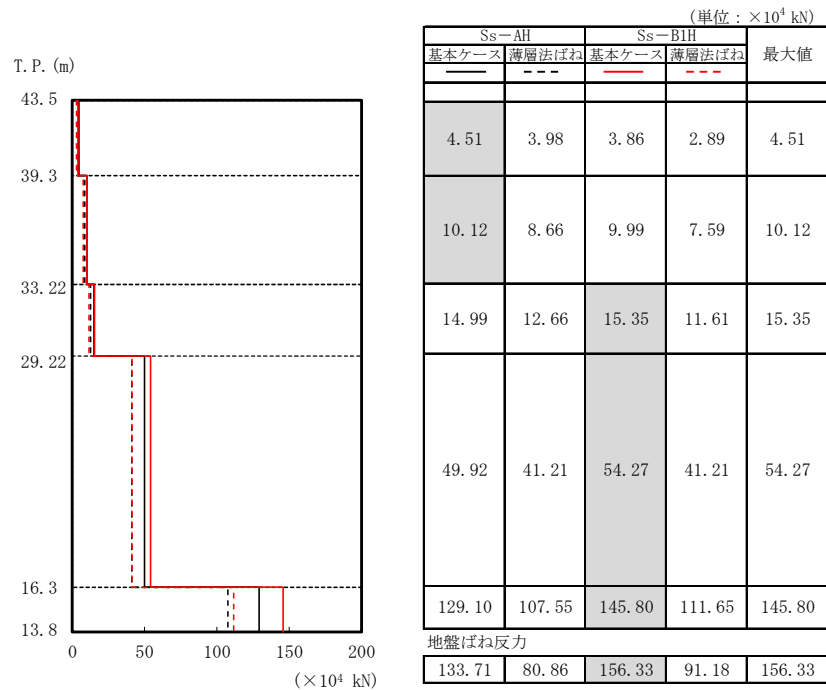
群杭係数法を用いた地盤ばねによる地震応答解析結果（基本ケース）と、薄層法を用いた地盤ばねによる地震応答解析結果を図1に示す。

両者の応答の比較から、群杭係数を用いた地盤ばねを用いた地震応答解析結果の方が、薄層法を用いた地盤ばねによる地震応答解析結果より大きな応答となることから、現状の地盤ばねの設定方法は保守的な評価を与えることとなる。



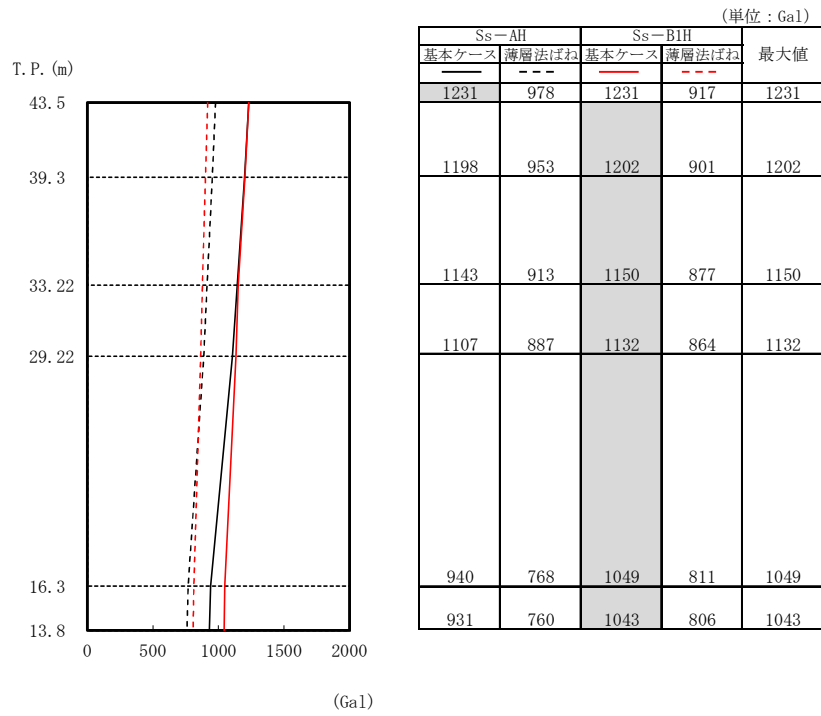
注：網掛けは最大値を示す。

図1(1) 建屋の最大応答加速度の比較 (Ss-A 及び Ss-B1, NS 方向)



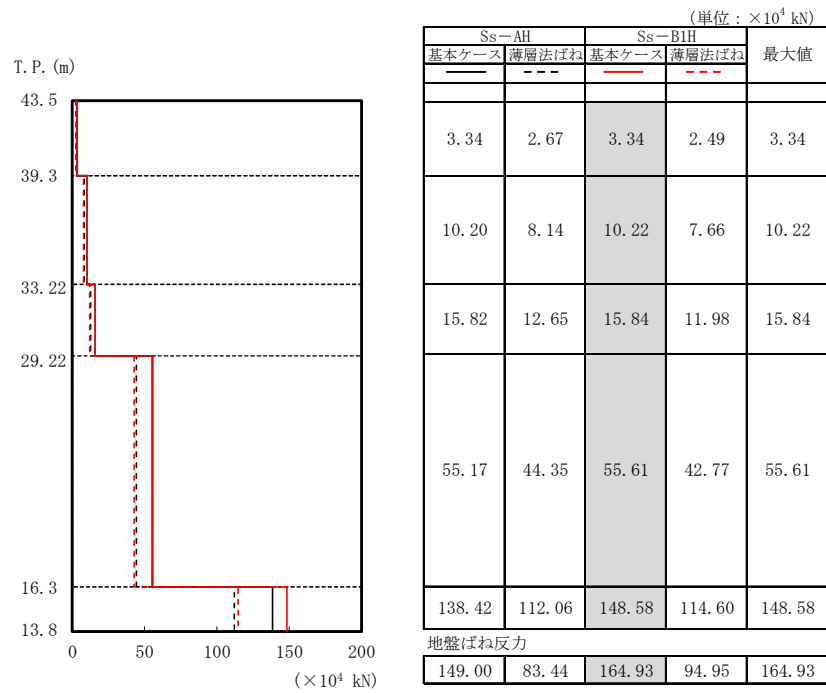
注：網掛けは最大値を示す。

図1(2) 建屋の最大応答曲げモーメントの比較 (Ss-A 及び Ss-B1, NS 方向)



注: 網掛けは最大値を示す。

図1(3) 建屋の最大応答加速度の比較 (Ss-A 及びSs-B1, EW方向)



注: 網掛けは最大値を示す。

図1(4) 建屋の最大応答せん断力の比較 (Ss-A 及びSs-B1, EW方向)

以上



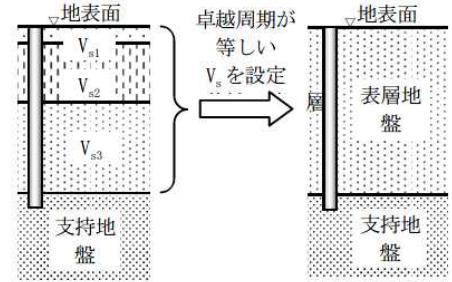
群杭効果を考慮した地盤ばねの算定

群杭係数は、地盤を表層地盤と支持地盤の2層に区分し、それぞれの物性値を用いて評価する。表層地盤は、 $Tn_3$ 層、 $Tn_2$ 層、 $Sn_4$ 層の3層を1層に置換する。具体的には、式(1)で求まる3層の表層地盤の卓越周期が、1層に置換した表層地盤のものと等しくなるようにS波速度を設定する。S波速度以外の物性値（湿潤密度，ポアソン比）は第1層となる $Tn_3$ 層の値を用いる。

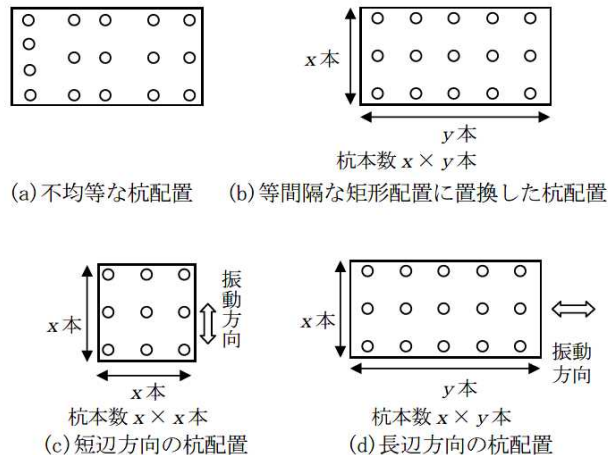
$$T_G = \sqrt{32 \sum_{i=1}^n \left\{ h_i \left( \frac{H_{i-1} + H_i}{2} \right) \right\} / V_{Si}^2} \quad (1)$$

ここに、

- $T_G$  : 表層地盤の卓越周期 (sec)
- $n$  : 表層地盤の層数
- $H_i$  : 地表面から層下面までの深さ (m)  $V_{Si}$  :  $i$  層のS波速度 (m/s)
- $h_i$  :  $i$  層の層厚 (m)



また、貯蔵建屋の杭配置は下図に示す通り不均等な配置であるため、均等な矩形配置に置換してから群杭係数を算定する。

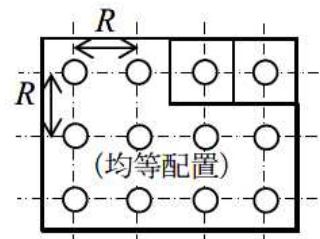


この時、杭中心間隔は式(2)に示すように、杭1本当たりの支配面積と同一面積の正方形の一辺の長さとしている。

$$R = \sqrt{L_x \times L_y / N} \quad (2)$$

ここに

- $R$  : 杭中心間隔 (m)
- $L_x, L_y$  : 短辺方向, 長辺方向の柱芯間隔 (m) (均等配置)
- $N$  : 杭本数 (本)



この杭中心間隔 $R$ を用いて、杭を均等配置に置き換える。すなわち、短辺方向1列当たりの杭本数を $x$ 、長辺方向1列当たりの杭本数を $y$ とすると、 $x = L_x / R$ 、 $y = L_y / R$ となる ( $x, y$ は整数に丸める)。

群杭係数を算定する際は、杭が矩形配置 (短辺 $x$ 本 < 長辺 $y$ 本) されている場合、杭本数を以下のように仮定する。

- ① 短辺方向 :  $x \times x$ 本
- ② 長辺方向 :  $x \times y$ 本

求められた群杭係数を、表1に示す。

表1 群杭係数

|      |               | EW 方向 | NS 方向  |
|------|---------------|-------|--------|
| 水平方向 | $\alpha_{HH}$ | 0.126 | 0.0928 |
| 回轉方向 | $\alpha_{RR}$ | 0.411 | 0.325  |
| 鉛直方向 | $\alpha_{VV}$ | 0.197 |        |

以 上

## 薄層法を用いた地盤ばねの算定

薄層法モデルのイメージを図1に示す。薄層法は、地盤を薄い水平成層に分割したモデルにより水平方向に無限に広がる地盤をモデル化することによって、振動が地盤内を3次元的に伝播する現象を評価する手法である。

薄層法モデルの主な特徴は以下の通りである。

- 地盤を薄い水平成層にモデル化し、層毎に物性値を与える
- 杭は設計における杭配置に応じてモデル化し (X, Y, Z) の3次元的に節点座標を与える
- 基礎スラブは無質量な剛基礎にモデル化する

なお、薄層法モデルでは杭の支持層 ( $S_{n4}$ 層) が杭先端以深に半無限状に続いていると仮定する。

## ① 杭及び地盤のモデル化

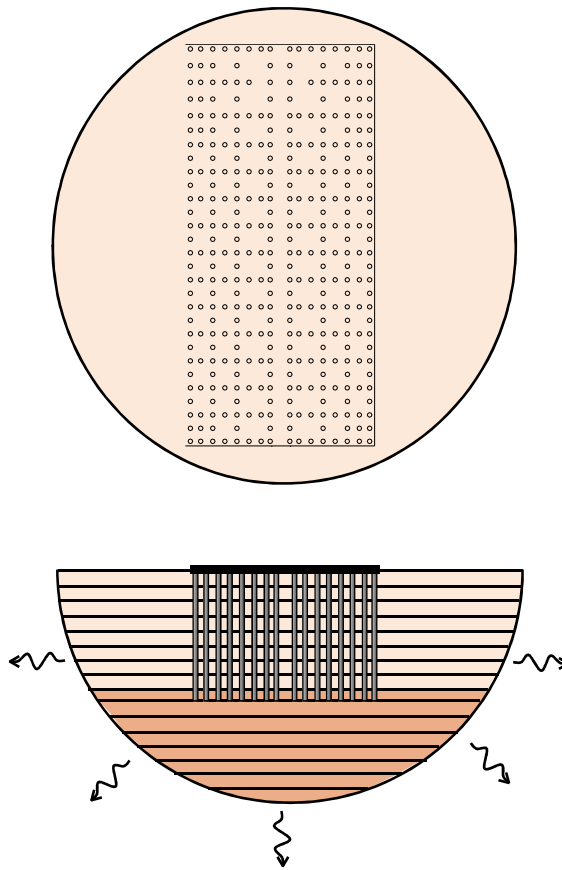


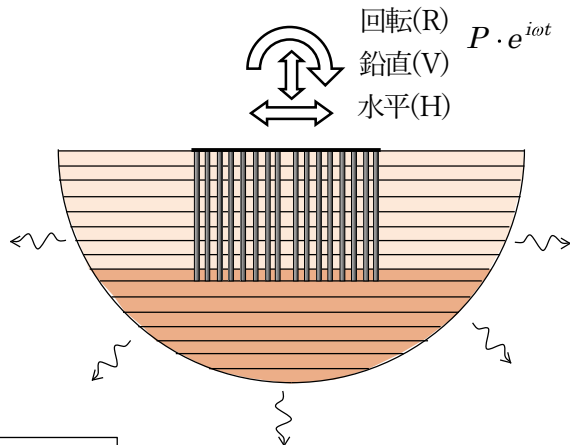
図1 薄層法モデルのイメージ

薄層法モデルを用いた杭頭加振解析により群杭ばねを算出する手順を以下に示す。薄層法による杭頭剛性（複素インピーダンス）は水平・回転・鉛直方向について円振動数 $\omega$ ごとに与えられる。

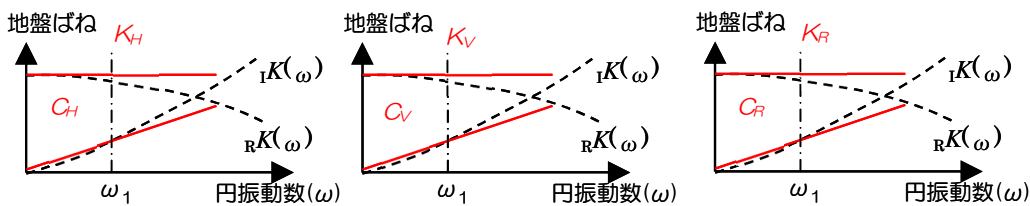
このとき、群杭ばねのばね剛性 $K$ は円振動数 $\omega \approx 0$ におけるインピーダンス実部の値とする。

減衰係数 $C$ は原点と建屋連成系の一次振動数 $\omega_1$ におけるインピーダンス虚部の値を通る $\omega$ の一次式の傾きとする。

② 杭頭加振解析



③ 杭頭インピーダンスの出力



④ 群杭ばね値の算出

- ばね剛性 $K$ は、円振動数 $\omega \approx 0$ におけるインピーダンス実部の値 $R K(\omega)$
- 減衰係数 $C$ は、インピーダンス虚部の値 $I K(\omega)$ 及び建屋の一次固有円振動数 $\omega_1$ より次式で算出する。

$$C = IK(\omega)/\omega_1$$

上記の方法で算出した群杭ばねの値を以下に示す。

表1 薄層法に基づく群杭ばね（水平方向）

|              |      | 群杭ばね                          |           | C算定時の固有振動数 |
|--------------|------|-------------------------------|-----------|------------|
| N<br>S<br>方向 | 水平ばね | $K_{HH}^G$ (kN/m)             | 7.959E+07 | 3.43       |
|              |      | $C_{HH}^G$ (kN · sec/m)       | 5.997E+06 |            |
|              | 回転ばね | $K_{RR}^G$ (kN · m/rad)       | 5.420E+11 |            |
|              |      | $C_{RR}^G$ (kN · m · sec/rad) | 2.071E+10 |            |
| E<br>W<br>方向 | 水平ばね | $K_{HH}^G$ (kN/m)             | 8.792E+07 | 3.54       |
|              |      | $C_{HH}^G$ (kN · sec/m)       | 6.124E+06 |            |
|              | 回転ばね | $K_{RR}^G$ (kN · m/rad)       | 1.598E+11 |            |
|              |      | $C_{RR}^G$ (kN · m · sec/rad) | 4.498E+09 |            |

表2 薄層法に基づく群杭ばね（鉛直方向）

| UD方向 | 群杭ばね               |                |           | C算定時の固有振動数 |
|------|--------------------|----------------|-----------|------------|
|      | 鉛直ばね               | $K_w^G$ (kN/m) | 3.040E+08 |            |
| 回転ばね | $C_w^G$ (kN・sec/m) | 2.789E+07      |           |            |

以 上

|               |              |
|---------------|--------------|
| リサイクル燃料貯蔵株式会社 |              |
| 提出日           | 2022年3月9日    |
| 管理表No.        | 0209-74 改訂00 |

| 項目          | コメント内容                                                                        |
|-------------|-------------------------------------------------------------------------------|
| 耐震<br>(第7条) | SHAKEの問題点を挙げ、これらが問題ないレベルか、あるいはどのように解決されているか説明すること（例えば、加速度の過大・過小評価、材料特性の非線形性）。 |

(回答)

SHAKEは、一次元波動理論を用いた地盤の地震応答解析を行う解析コードであり、周波数領域で地盤応答を求める解析コードである。地盤の非線形性（地盤ひずみ度に応じた地盤剛性及び減衰）を等価線形解析で考慮する。

JEAC 4601-2008の「第3章 建物・構築物の耐震設計」のうち、「3.5.3 地盤の地震応答解析」の項には、以下の記載がある。

「参考資料 3.3 に示すように、支持地盤の剛性低下率の平均値が0.7を下回らない範囲では、R-Oモデルを用いた時刻歴非線形解析と等価線形解析の結果に大きな差がないことから、等価線形解析の適用範囲を支持地盤の剛性低下率の平均値で0.7を下回らない範囲とした。」

基準地震動毎に整理した地盤モデルを表1に示す。

これらのモデルの地盤の剛性低下率は、いずれも0.7を下回らないことから、適用範囲にあると考えている。

また、「建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計（日本建築学会 2006年）」には、以下の記載がある。

「等価線形解析（SHAKE）の適用に関する注意点として、特に地盤が軟弱で地震動のレベルが大きい場合に、土のせん断歪みが増大すると観測値との差が大きくなることが報告されている。等価線形解析の適用できるせん断歪みの上限は0.1～1%といわれており、せん断歪みが適用限界を超える場合は、次項の逐次非線形解析を用いることも必要であろう。」

基準地震動  $S_s$  に対する、等価線形解析による地盤のせん断ひずみ分布を図1に示す。せん断ひずみの最大値は  $S_s-B1H$  における0.17%であり、等価線形解析が適用できるせん断ひずみの上限である0.1～1%を超えない値となっている。

以上

表 1(1) 地盤モデル

| 標高<br>T.P.<br>(m) | 地層名  | 地盤<br>分類        | 密度<br>$\gamma$<br>(g/cm <sup>3</sup> ) | 初期せん断<br>弾性係数<br>$G_0$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | 初期<br>ポアソン比<br>$\nu_0$ | 剛性低下率*1<br>$G/G_0$ |       | 等価せん断<br>弾性係数<br>$G$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | 等価減衰定数*1<br>$h$<br>(%) |       |
|-------------------|------|-----------------|----------------------------------------|------------------------------------------------|------------------------|--------------------|-------|----------------------------------------------|------------------------|-------|
|                   |      |                 |                                        |                                                |                        |                    |       |                                              |                        |       |
| 13.8              | 田名部層 | Tn <sub>3</sub> | 1.91                                   | 284,000                                        | 0.47                   | 0.911              | → 0.9 | 256,000                                      | 3.233                  | → 3.0 |
| 13.5              |      | Tn <sub>2</sub> | 1.92                                   | 376,000                                        | 0.45                   | 0.820              | → 0.8 | 301,000                                      | 3.754                  | → 3.0 |
| 7.0               | 砂子又層 | Sn <sub>4</sub> | 1.82                                   | 409,000                                        | 0.45                   | 0.711              | → 0.7 | 286,000                                      | 6.235                  | → 6.0 |
| -39.5             |      | Sn <sub>3</sub> | 1.83                                   | 655,000                                        | 0.44                   | 0.788              | → 0.8 | 524,000                                      | 4.221                  | → 4.0 |
| -122.0            |      | Sn <sub>2</sub> | 2.01                                   | 1,230,000                                      | 0.41                   | 0.773              | → 0.8 | 984,000                                      | 3.767                  | → 3.0 |
| -140.0            |      | Sn <sub>1</sub> | 1.77                                   | 847,000                                        | 0.42                   | 0.806              | → 0.8 | 678,000                                      | 3.454                  | → 3.0 |
| -218.0            |      | 解放基盤            | 1.99                                   | 1,274,000                                      | 0.41                   | 1.000              | → 1.0 | 1,274,000                                    | 0.0                    | → 0.0 |

注記\*1：等価線形解析での収束値を地層毎に層厚重み付け平均した値。  
剛性低下率 $G/G_0$ は小数点以下第2位を四捨五入、減衰定数 $h$ は小数点以下第1位を切り捨てとした端数処理。

Ss-A

| 標高<br>T.P.<br>(m) | 地層名  | 地盤<br>分類        | 密度<br>$\gamma$<br>(g/cm <sup>3</sup> ) | 初期せん断<br>弾性係数<br>$G_0$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | 初期<br>ポアソン比<br>$\nu_0$ | 剛性低下率*1<br>$G/G_0$ |       | 等価せん断<br>弾性係数<br>$G$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | 等価減衰定数*1<br>$h$<br>(%) |       |
|-------------------|------|-----------------|----------------------------------------|------------------------------------------------|------------------------|--------------------|-------|----------------------------------------------|------------------------|-------|
|                   |      |                 |                                        |                                                |                        |                    |       |                                              |                        |       |
| 13.8              | 田名部層 | Tn <sub>3</sub> | 1.91                                   | 284,000                                        | 0.47                   | 0.909              | → 0.9 | 256,000                                      | 3.267                  | → 3.0 |
| 13.5              |      | Tn <sub>2</sub> | 1.92                                   | 376,000                                        | 0.45                   | 0.818              | → 0.8 | 301,000                                      | 3.815                  | → 3.0 |
| 7.0               | 砂子又層 | Sn <sub>4</sub> | 1.82                                   | 409,000                                        | 0.45                   | 0.693              | → 0.7 | 286,000                                      | 6.452                  | → 6.0 |
| -39.5             |      | Sn <sub>3</sub> | 1.83                                   | 655,000                                        | 0.44                   | 0.799              | → 0.8 | 524,000                                      | 4.076                  | → 4.0 |
| -122.0            |      | Sn <sub>2</sub> | 2.01                                   | 1,230,000                                      | 0.41                   | 0.824              | → 0.8 | 984,000                                      | 3.333                  | → 3.0 |
| -140.0            |      | Sn <sub>1</sub> | 1.77                                   | 847,000                                        | 0.42                   | 0.854              | → 0.9 | 762,000                                      | 2.838                  | → 2.0 |
| -218.0            |      | 解放基盤            | 1.99                                   | 1,274,000                                      | 0.41                   | 1.000              | → 1.0 | 1,274,000                                    | 0.0                    | → 0.0 |

注記\*1：等価線形解析での収束値を地層毎に層厚重み付け平均した値。  
剛性低下率 $G/G_0$ は小数点以下第2位を四捨五入、減衰定数 $h$ は小数点以下第1位を切り捨てとした端数処理。

Ss-B1

表1(2) 地盤モデル

| 標高<br>T.P.<br>(m) | 地層名  | 地盤<br>分類        | 密度<br>$\gamma$<br>(g/cm <sup>3</sup> ) | 初期せん断<br>弾性係数<br>$G_0$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | 初期<br>ポアソン比<br>$\nu_0$ | 剛性低下率*1<br>$G/G_0$ |   | 等価せん断<br>弾性係数<br>$G$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | 等価減衰定数*1<br>$h$<br>(%) |       |   |     |
|-------------------|------|-----------------|----------------------------------------|------------------------------------------------|------------------------|--------------------|---|----------------------------------------------|------------------------|-------|---|-----|
|                   |      |                 |                                        |                                                |                        |                    |   |                                              |                        |       |   |     |
| 13.8              | 田名部層 | Tn <sub>3</sub> | 1.91                                   | 284,000                                        | 0.47                   | 0.934              | → | 0.9                                          | 256,000                | 2.900 | → | 2.0 |
| 13.5              |      | Tn <sub>2</sub> | 1.92                                   | 376,000                                        | 0.45                   | 0.874              | → | 0.9                                          | 338,000                | 2.462 | → | 2.0 |
| 7.0               | 砂子又層 | Sn <sub>4</sub> | 1.82                                   | 409,000                                        | 0.45                   | 0.793              | → | 0.8                                          | 327,000                | 4.065 | → | 4.0 |
| -39.5             |      | Sn <sub>3</sub> | 1.83                                   | 655,000                                        | 0.44                   | 0.820              | → | 0.8                                          | 524,000                | 2.636 | → | 2.0 |
| -122.0            |      | Sn <sub>2</sub> | 2.01                                   | 1,230,000                                      | 0.41                   | 0.776              | → | 0.8                                          | 984,000                | 2.833 | → | 2.0 |
| -140.0            |      | Sn <sub>1</sub> | 1.77                                   | 847,000                                        | 0.42                   | 0.813              | → | 0.8                                          | 678,000                | 2.038 | → | 2.0 |
| -218.0            |      | 解放基盤            | 1.99                                   | 1,274,000                                      | 0.41                   | 1.000              | → | 1.0                                          | 1,274,000              | 0.0   | → | 0.0 |

注記\*1：等価線形解析での収束値を地層毎に層厚重み付け平均した値。  
剛性低下率G/G<sub>0</sub>は小数点以下第2位を四捨五入、減衰定数hは小数点以下第1位を切り捨てとした端数処理。

Ss-B2

| 標高<br>T.P.<br>(m) | 地層名  | 地盤<br>分類        | 密度<br>$\gamma$<br>(g/cm <sup>3</sup> ) | 初期せん断<br>弾性係数<br>$G_0$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | 初期<br>ポアソン比<br>$\nu_0$ | 剛性低下率*1<br>$G/G_0$ |   | 等価せん断<br>弾性係数<br>$G$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | 等価減衰定数*1<br>$h$<br>(%) |       |   |     |
|-------------------|------|-----------------|----------------------------------------|------------------------------------------------|------------------------|--------------------|---|----------------------------------------------|------------------------|-------|---|-----|
|                   |      |                 |                                        |                                                |                        |                    |   |                                              |                        |       |   |     |
| 13.8              | 田名部層 | Tn <sub>3</sub> | 1.91                                   | 284,000                                        | 0.47                   | 0.935              | → | 0.9                                          | 256,000                | 2.900 | → | 2.0 |
| 13.5              |      | Tn <sub>2</sub> | 1.92                                   | 376,000                                        | 0.45                   | 0.875              | → | 0.9                                          | 338,000                | 2.638 | → | 2.0 |
| 7.0               | 砂子又層 | Sn <sub>4</sub> | 1.82                                   | 409,000                                        | 0.45                   | 0.799              | → | 0.8                                          | 327,000                | 4.781 | → | 4.0 |
| -39.5             |      | Sn <sub>3</sub> | 1.83                                   | 655,000                                        | 0.44                   | 0.867              | → | 0.9                                          | 590,000                | 3.058 | → | 3.0 |
| -122.0            |      | Sn <sub>2</sub> | 2.01                                   | 1,230,000                                      | 0.41                   | 0.864              | → | 0.9                                          | 1,107,000              | 2.900 | → | 2.0 |
| -140.0            |      | Sn <sub>1</sub> | 1.77                                   | 847,000                                        | 0.42                   | 0.900              | → | 0.9                                          | 762,000                | 2.138 | → | 2.0 |
| -218.0            |      | 解放基盤            | 1.99                                   | 1,274,000                                      | 0.41                   | 1.000              | → | 1.0                                          | 1,274,000              | 0.0   | → | 0.0 |

注記\*1：等価線形解析での収束値を地層毎に層厚重み付け平均した値。  
剛性低下率G/G<sub>0</sub>は小数点以下第2位を四捨五入、減衰定数hは小数点以下第1位を切り捨てとした端数処理。

Ss-B3



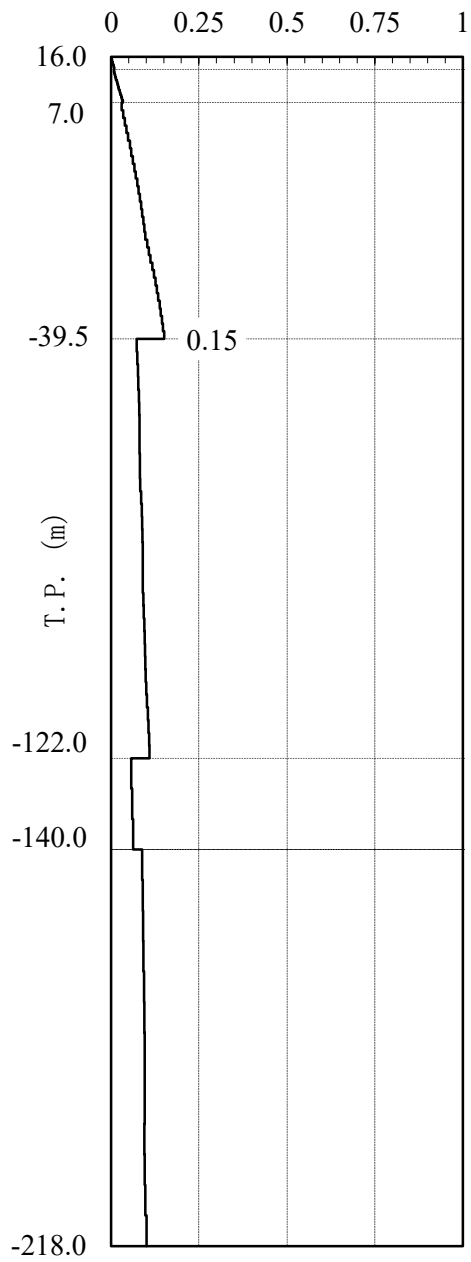
表 1(3) 地盤モデル

| 標高<br>T.P.<br>(m) | 地層名  | 地盤<br>分類        | 密度<br>$\gamma$<br>(g/cm <sup>3</sup> ) | 初期せん断<br>弾性係数<br>$G_0$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | 初期<br>ポアソン比<br>$\nu_0$ | 剛性低下率*1 |   | 等価せん断<br>弾性係数<br>$G$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | 等価減衰定数*1  |       |   |     |
|-------------------|------|-----------------|----------------------------------------|------------------------------------------------|------------------------|---------|---|----------------------------------------------|-----------|-------|---|-----|
|                   |      |                 |                                        |                                                |                        | $G/G_0$ |   |                                              | $h$       | (%)   |   |     |
| 13.8              | 田名部層 | Tn <sub>3</sub> | 1.91                                   | 284,000                                        | 0.47                   | 0.920   | → | 0.9                                          | 256,000   | 3.033 | → | 3.0 |
| 13.5              |      | Tn <sub>2</sub> | 1.92                                   | 376,000                                        | 0.45                   | 0.843   | → | 0.8                                          | 301,000   | 2.931 | → | 2.0 |
| 7.0               | 砂子又層 | Sn <sub>4</sub> | 1.82                                   | 409,000                                        | 0.45                   | 0.776   | → | 0.8                                          | 327,000   | 4.639 | → | 4.0 |
| -39.5             |      | Sn <sub>3</sub> | 1.83                                   | 655,000                                        | 0.44                   | 0.881   | → | 0.9                                          | 590,000   | 2.979 | → | 2.0 |
| -122.0            |      | Sn <sub>2</sub> | 2.01                                   | 1,230,000                                      | 0.41                   | 0.861   | → | 0.9                                          | 1,107,000 | 3.000 | → | 3.0 |
| -140.0            |      | Sn <sub>1</sub> | 1.77                                   | 847,000                                        | 0.42                   | 0.879   | → | 0.9                                          | 762,000   | 2.162 | → | 2.0 |
| -218.0            |      | 解放基盤            | 1.99                                   | 1,274,000                                      | 0.41                   | 1.000   | → | 1.0                                          | 1,274,000 | 0.0   | → | 0.0 |

注記\*1：等価線形解析での収束値を地層毎に層厚重み付き平均した値。  
剛性低下率 $G/G_0$ は小数点以下第2位を四捨五入、減衰定数 $h$ は小数点以下第1位を切り捨てとした端数処理。

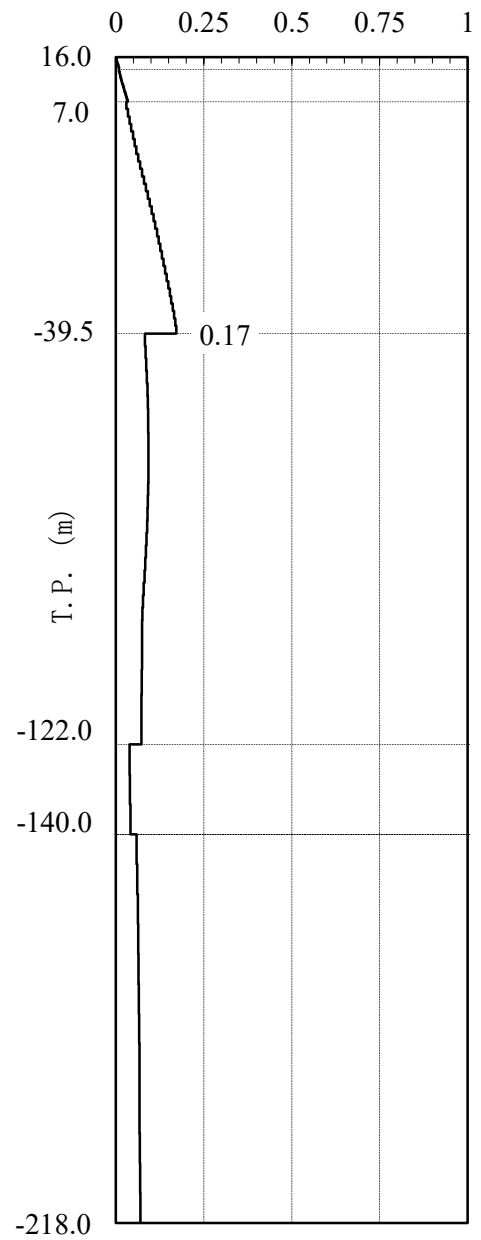
Ss-B4

最大せん断ひずみ(%)



(a) Ss-AH

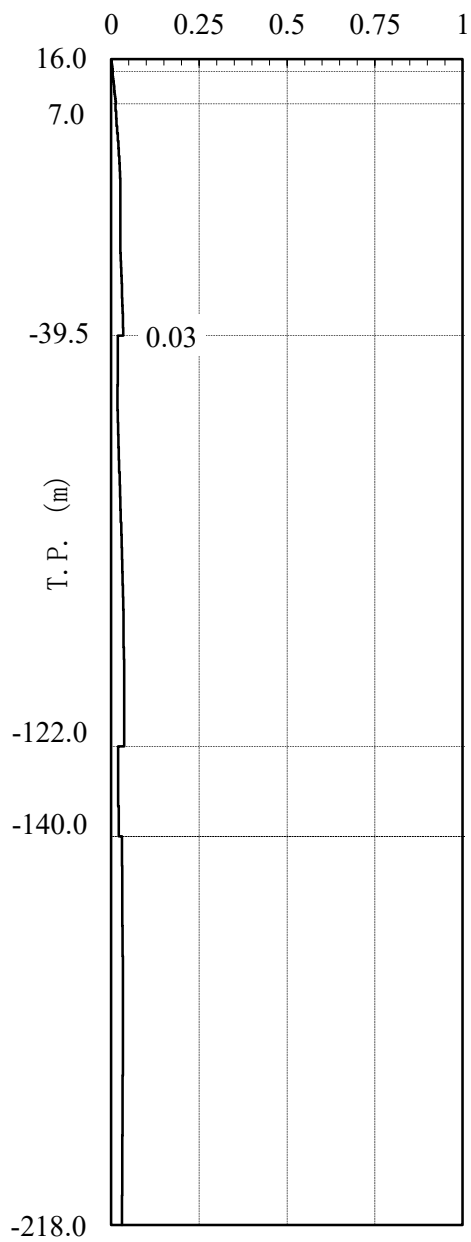
最大せん断ひずみ(%)



(b) Ss-B1H

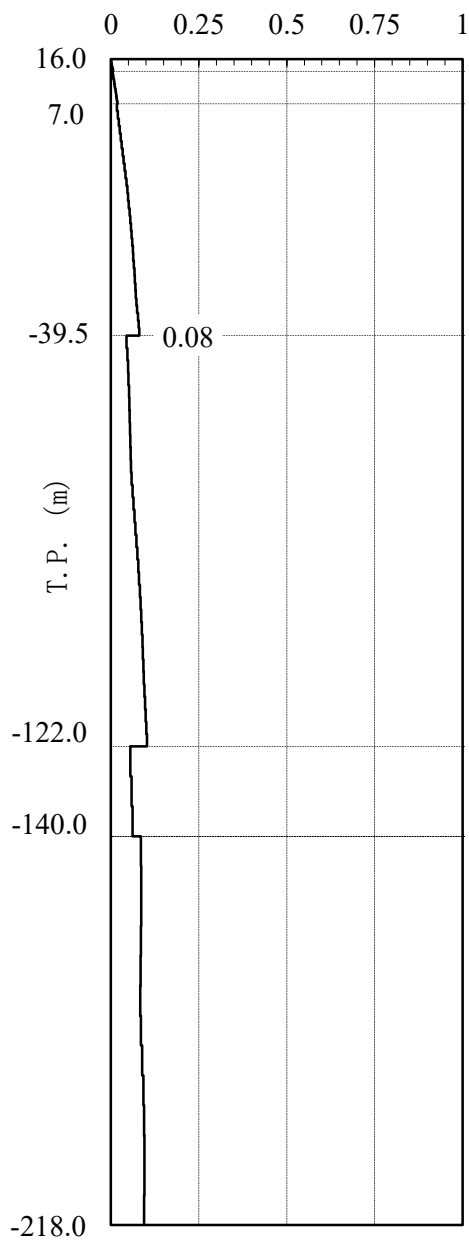
図1(1) 等価線形解析による地盤のひずみ分布

最大せん断ひずみ (%)



(c) Ss-B2H1

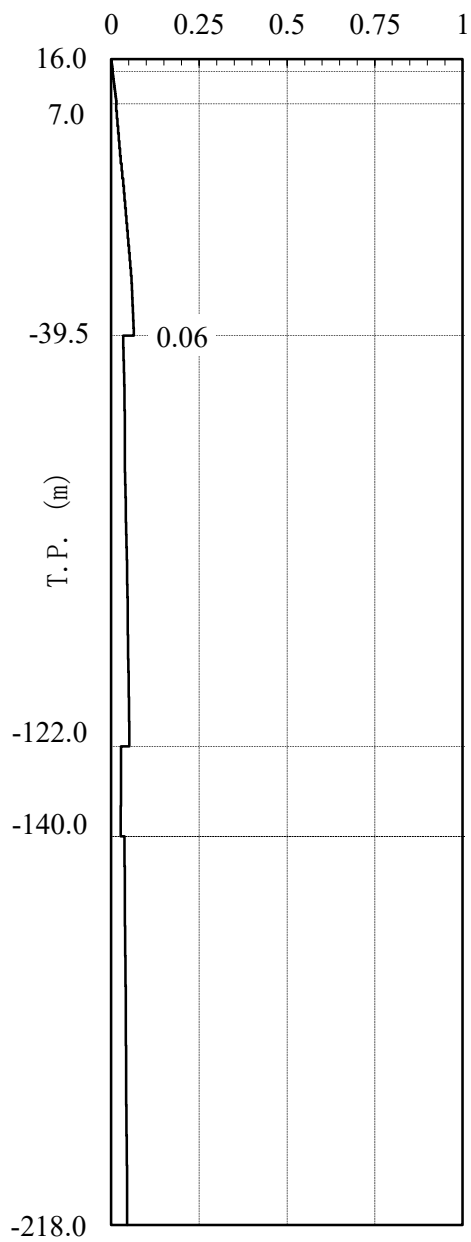
最大せん断ひずみ (%)



(d) Ss-B2H2

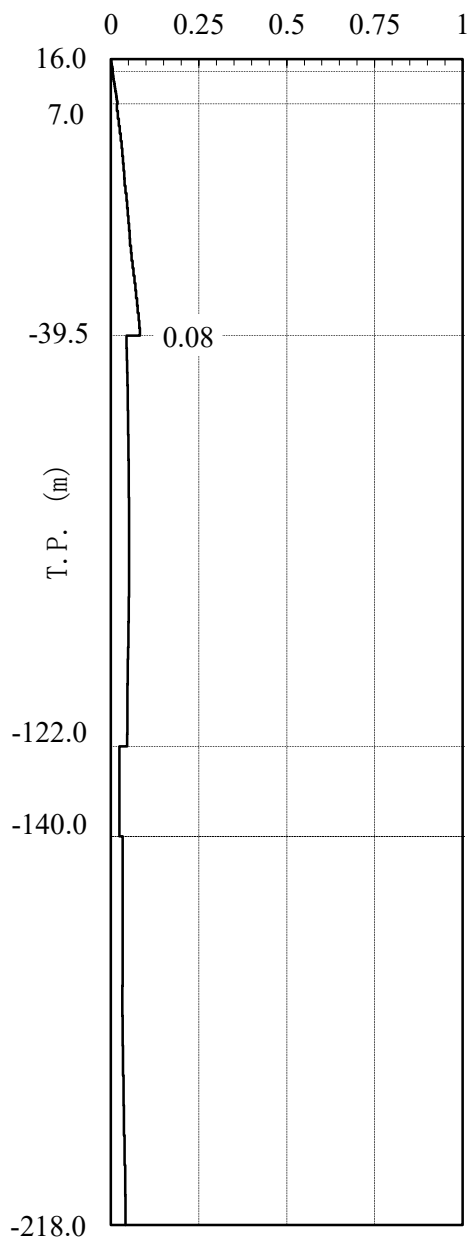
図1(2) 等価線形解析による地盤のひずみ分布

最大せん断ひずみ (%)



(e) Ss-B3H1

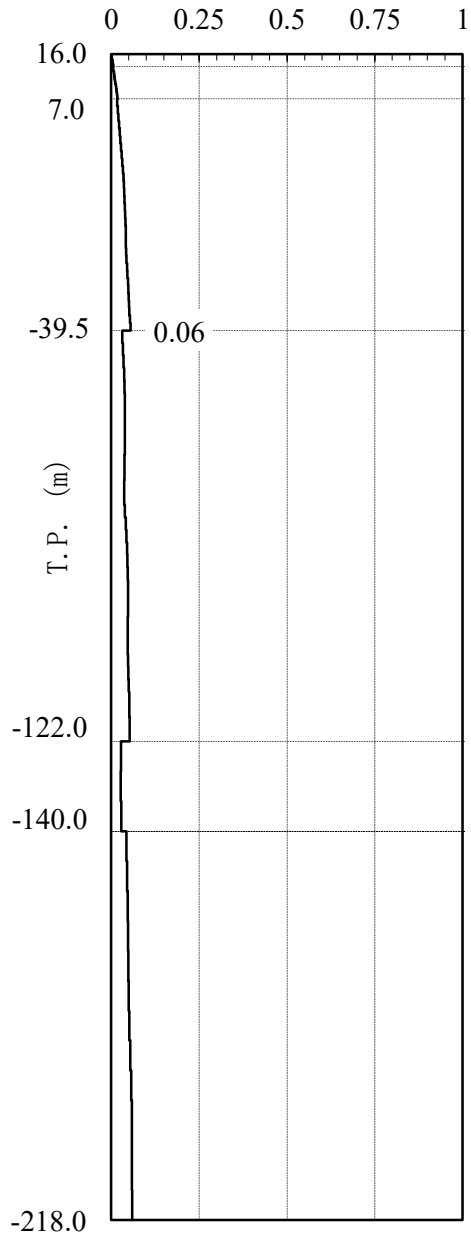
最大せん断ひずみ (%)



(f) Ss-B3H2

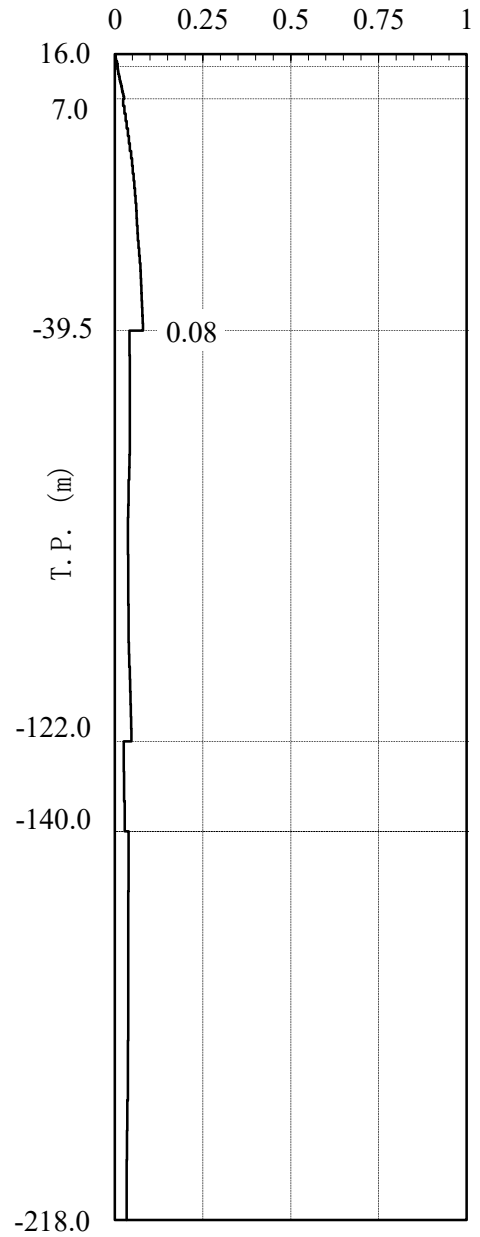
図1(3) 等価線形解析による地盤のひずみ分布

最大せん断ひずみ (%)



(g) Ss-B4H1

最大せん断ひずみ (%)



(h) Ss-B4H2

図1(4) 等価線形解析による地盤のひずみ分布

|               |              |
|---------------|--------------|
| リサイクル燃料貯蔵株式会社 |              |
| 提出日           | 2022年3月25日   |
| 管理表No.        | 0309-19 改訂00 |

| 項目          | コメント内容                                                                                                                                                                                                                    |
|-------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 耐震<br>(第7条) | 有効せん断ひずみの算定方法について説明すること。そのうえで、地盤データが変わらなくても Ss 地震波のスペクトルにより有効せん断ひずみが変わりうるのか、基準地震動が大きくなったことで有効せん断ひずみや減衰定数が変わったのか、2DE-AH1 はスペクトルが Ss-AH と異なるため減衰定数に差があるのか、説明すること。また、既設工認でもあったばらつきの検討や事業変更許可審査会合であった一律3%としたときの比較を追加する必要はないか。 |

(回 答)

一次元波動論に基づく地盤の地震応答解析 (SHAKE) に用いる地盤モデルの作成は以下の手順で行っている。

① 地盤調査結果に基づく初期地盤モデルの作成

地盤調査結果に基づき、初期地盤モデル (地盤各層の密度、初期せん断波速度) を設定する。

(「添付5-1-2 地盤の支持性能に係る基本方針 6. 使用済燃料貯蔵建屋の耐震評価における地盤のモデル化」参照。)

② 室内土質試験に基づく剛性と減衰定数のひずみ依存性の把握

次に、室内土質試験に基づき、剛性と減衰定数のひずみ依存性 (ひずみが大きくなると剛性が小さくなり、減衰定数が大きくなる傾向) を把握する。そのイメージは図1に示すとおりである。

(「設2-補-013-02 補足説明資料 使用済燃料貯蔵建屋の耐震性 3. 地盤の地震応答解析 (地盤の剛性及び減衰) について」参照。)

③ ひずみ依存性を考慮した地盤モデルの作成

初期地盤モデルを基に、各地震動に対する地盤の地震応答解析を行い、地盤に生じるせん断ひずみを算定し、ひずみ依存性を考慮して剛性と減衰定数を補正し地盤モデルを作成する。

これらの手順により、同一の初期地盤モデルを用いていても、剛性と減衰定数は地震動毎に異なる値となる。

ひずみ依存性を考慮する際に用いるのが有効せん断ひずみであり、地盤の地震応答解析で求めた最大せん断ひずみ (瞬間的に発生する最大せん断ひずみ) に、0.65 (SHAKE の原論文で推奨されている換算係数) を乗じたものとする。

基準地震動 Ss-AH について、上記の手順に従って、地盤のせん断ひずみに応じた地盤モデルを設定している。同様に、地震動 2DE-AH1 (Ss-AH の加速度振幅を2分の1した波形) についても、上記と同様の手順に従って、地盤のせん断ひずみに応じた地盤モデルを設定しているが、基準地震動に比べて地震動が小さいため、基準地震動 Ss-AH の地盤モデルに対して相対的に剛性は大きく、減衰定数は小さく設定されている。

ばらつきの検討については、「添付5-2-1 使用済燃料貯蔵建屋の耐震性に関する計算書 8. 基準地震動 S s に対する機能保持検討 8.2.4 材料物性の不確かさ」において地盤物性のばらつきを考慮している。

既設工認においては、地盤の地震応答解析により算定される地盤の減衰定数の値を地盤の減衰定数とした際の地盤の応答が小さかったため、これと地盤の応答が同等となる地盤の減衰定数 (一律3%) としていたが、今回の設工認においては、地盤のひずみに応じた剛性と減衰定数を定めるため、繰り返し計算による収束計算を行って地盤モデル各層のひずみを決め、この値に基づいた剛性と減衰定数を改めて設定している。この収束計算結果と採用した物性を用いた地盤の応答解析による建屋への入力動 (基礎下端位置) の応答スペクトルの比較を行い、建屋への入力地震動は過小評価としないことを確認している。

(「設2-補-013-02 補足説明資料 使用済燃料貯蔵建屋の耐震性 3. 地盤の地震応答解析 (地盤の剛性及び減衰) について」参照。)

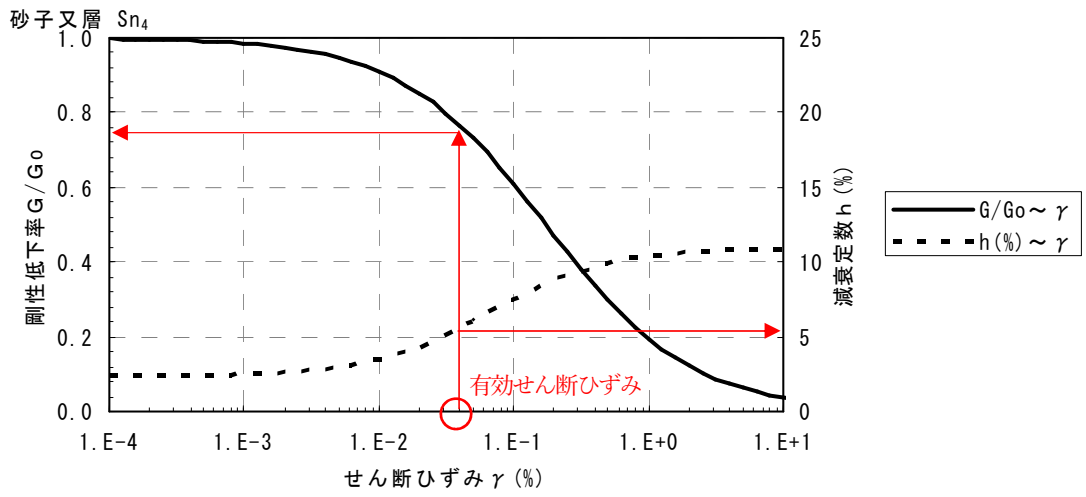


図1 地盤の剛性と減衰定数のひずみ依存性 (概念図)

以上

| 項目          | コメント内容                                                           |
|-------------|------------------------------------------------------------------|
| 耐震<br>(第7条) | 杭の機能維持検討に用いる応力分布について、地震応答解析結果に基づく杭の応力分布と比較して、妥当性及び保守性について説明すること。 |

(回 答)

検討用地震力により生じる杭応力には、上部構造による地震力（建屋からのせん断力）と地盤の変形により生ずる応力を考慮している。杭に作用する上部構造による地震力は、上部構造のせん断力をすべての杭が均等に負担することとして1本あたりのせん断力を算出している。

上部構造による地震力については、不確かさを含めたすべての基準地震動  $S_s$  による地震力に余裕を見た検討用地震力とし、地盤の変形により生ずる応力を求める際に用いる地盤の変位は、すべての基準地震動  $S_s$  に対する地盤の地震応答解析結果のうち、杭先端位置に対する地盤の相対変位の包絡値を採用している。

(図-2 参照)

計算にあたっては、図-1に示すように、杭1本あたりの建屋からのせん断力の最大値と地盤変形の最大値を重ね合わせて杭応力を求めており、建屋からのせん断力は貯蔵建屋の基礎版位置から作用させ、地盤変形は「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（J E A C 4 6 1 6 -2009）」に示される方法に基づき、群杭効果を考慮した地盤ばねを介して入力している。

上記のように、すべての地震応答解析結果の最大値をカバーした値に余裕をみた建屋からのせん断力と地盤変形を考慮しているため、実際の地震応答解析結果よりも大きな値を入力することになり、個々の基準地震動による応答とは一致しないが保守的な荷重（変位）設定となっている。

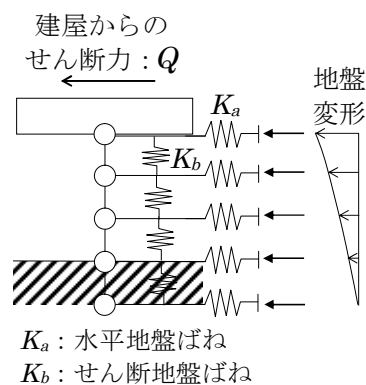


図-1 応答変位法による杭応力の算定方法（概念図）



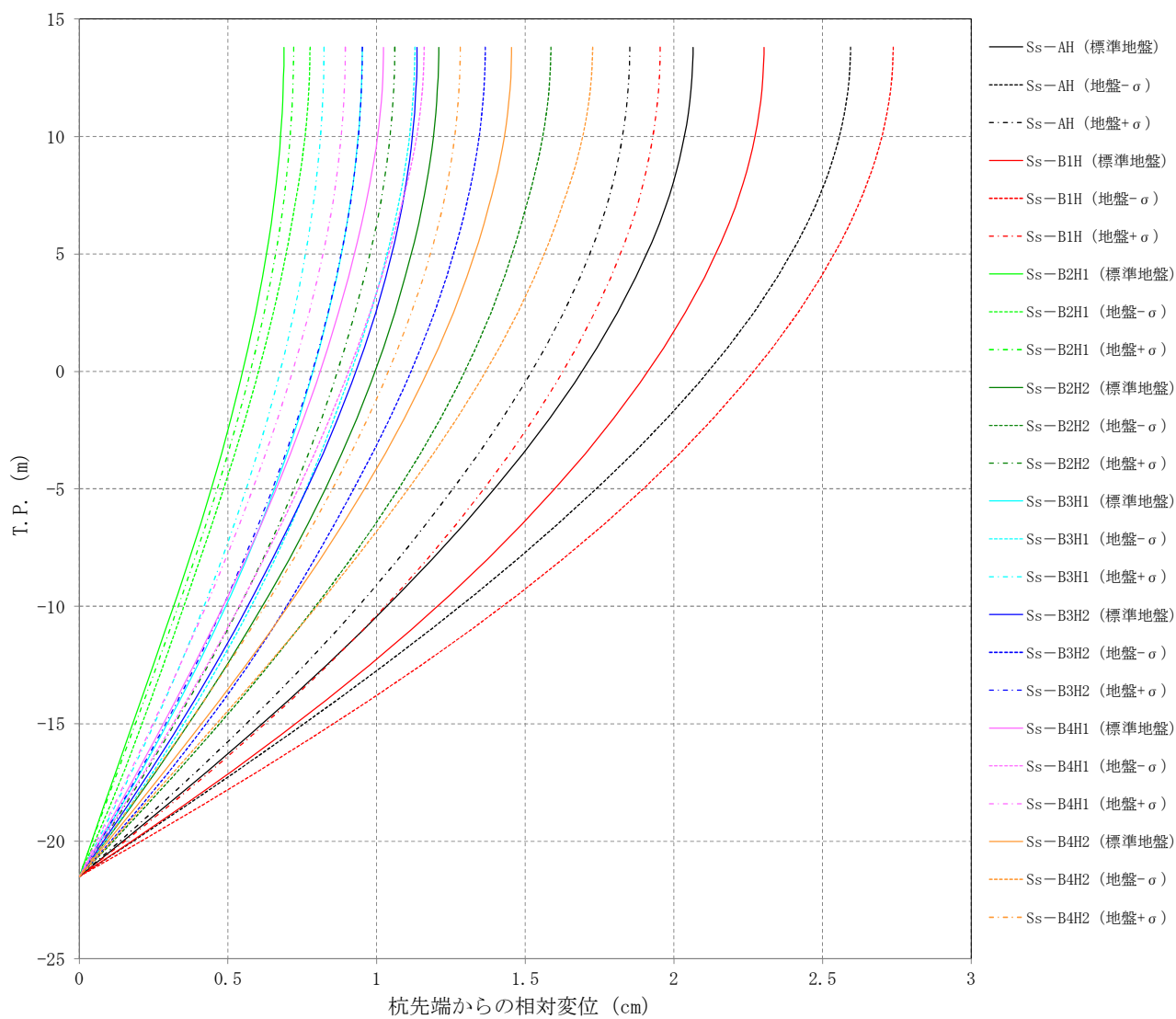


図-2 地盤応答解析による杭先端から相対変位の重ね書き (基準地震動 S s)

以上

### 資料の修正点

| No. | pp. | 修正点                                                         |
|-----|-----|-------------------------------------------------------------|
| 1   | 3   | 将来的な土地の改変の可能性について追記した。                                      |
| 2   | 4   | 建屋周辺以外の地下水位観測結果とその傾向を記載。                                    |
| 3   | 5,6 | 液状化判定の検討対象層を田名部層としていたが、これに加えて砂子又層も対象層として修文した。また砂子又層の物性値を追記。 |
| 4   | 8,9 | 田名部層の試験方法に加えて砂子又層の試験方法を追記するとともに、算定したせん断応力比 R の値を記載。         |
| 5   | 10  | 水平動 2 方向と鉛直動同時入力の液状化判定結果に砂子又層の結果を追記。                        |
| 6   | 11  | 前回ヒアリングで参考資料としていた室内試験結果を【別添1】として資料に追加。                      |
| 7   | 12  | 室内試験に用いた供試体の採取位置に関する記載を【別添2】として資料に追加。                       |
| 8   | 13  | 砂子又層の供試体代表性に関する記載を追加                                        |

### 液状化評価の手順について

#### 1. 液状化の検討手法の流れ(設2-補-013-02 「6.3 液状化検討手法について」\*P34 参照)

液状化検討は、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(以下、「JEAC4616-2009」という。)に示される方法に基づくFL値による判定(=繰返しせん断応力比(R)/地震時せん断応力比(L))を用いている。

※ 設2-補-013-02 サイクル燃料備蓄センター 設計及び工事の計画の変更認可申請書(補足説明資料) 使用済燃料貯蔵建屋の耐震性

その流れは、図1のとおりである。

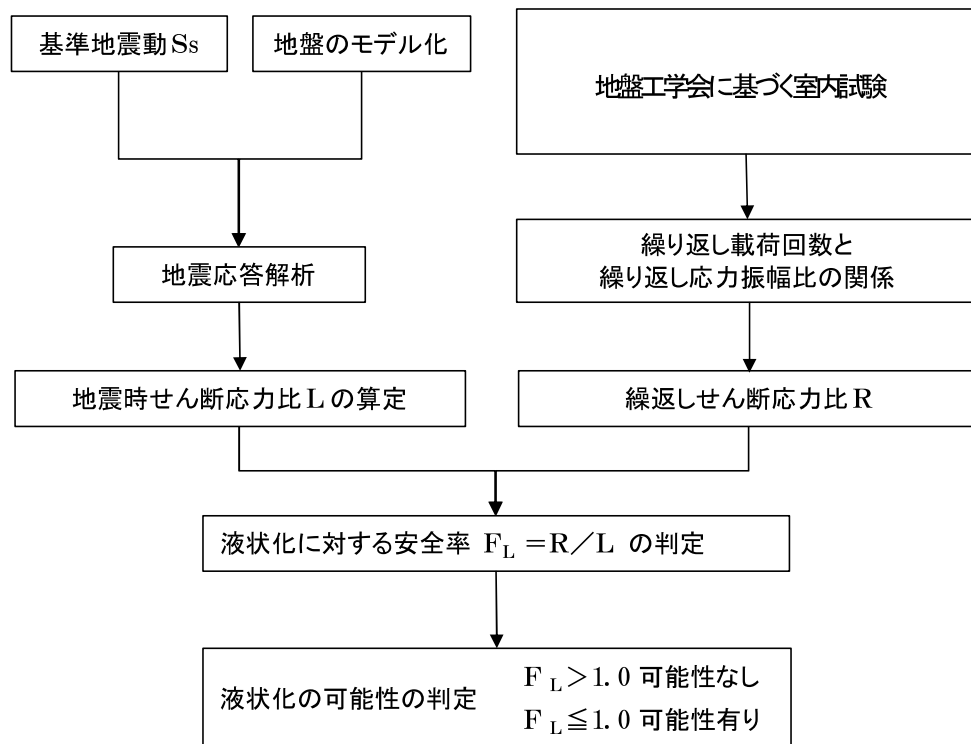


図1 液状化判定の流れ

上記のように、基準地震動による地盤の地震応答解析結果から求まる「地震時せん断応力比(L)」と室内試験結果から求まる「繰返しせん断応力比(R)」を用いて求めた液状化に対する下式の安全率( $F_L$ )によって判定する。

$$F_L = R/L$$

以下手順に従って、それぞれの項目の詳細を記載する。

2. 地下水位の設定と液状化判定対象層の選定(設2-補-013-02 「6.3 液状化検討手法について」※P33～P35 およびコメント回答(管理 No.0209-58,59)参照)

(1) 地下水位の設定

液状化判定には、地下水位の設定が必要となるが、この値は地下水位の観測記録(2016.4.1～2021.3.31)に基づき T.P.14.0m(地表面下 2.0m)としている。観測位置とその記録は図2及び図3に示すとおりであり、貯蔵建屋東側の3-E 孔の値を参考にして保守的に設定している。

なお、将来計画として貯蔵建屋西側に建屋の増設を計画しているが、その際に増設予定地(T.P.16m～25m)の地盤の整地を行うことが考えられるが、敷地の水下側であることから水位に大きな影響を与えることはないと考えられる。

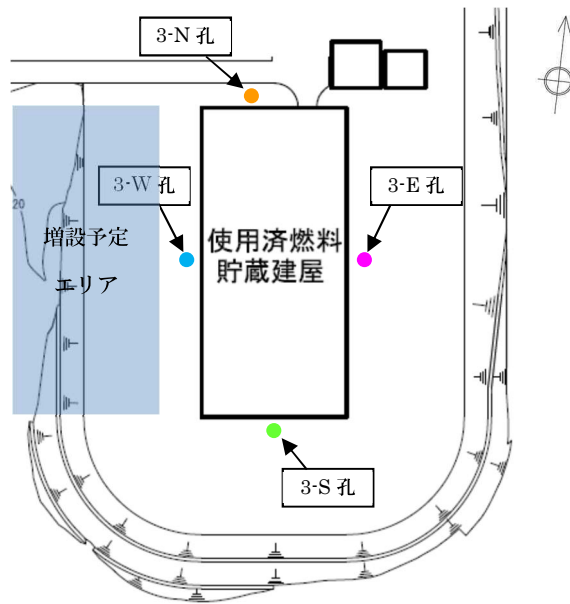


図2 建屋周辺地下水位観測位置

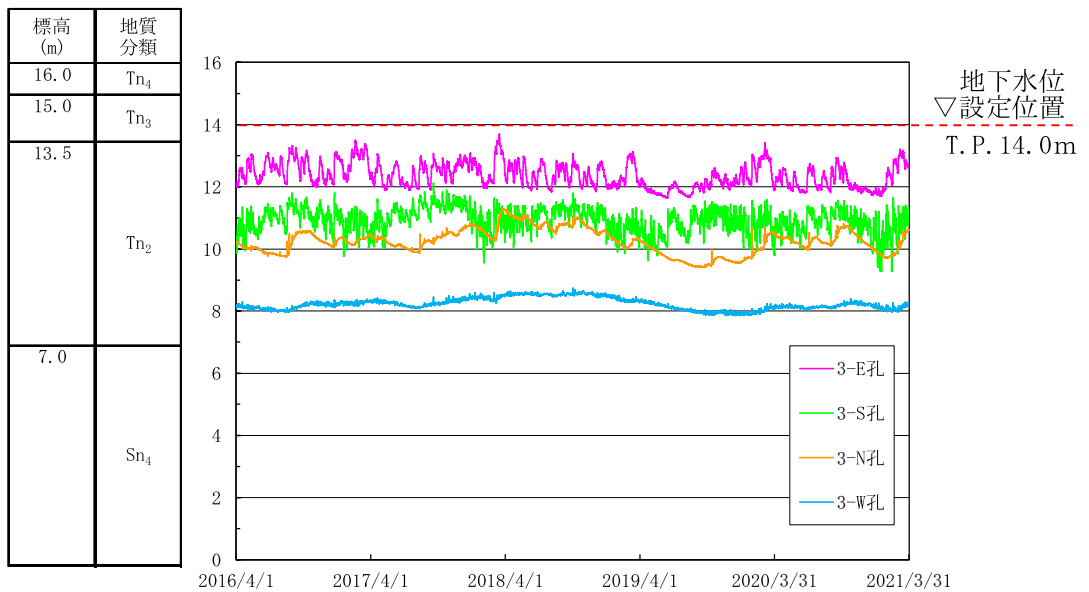


図3 地下水位の観測結果(2016.4.1～2021.3.31)

なお、敷地では上記の建屋周辺の地下水位の観測の他に図4に示す位置でも地下水位の観測を実施して

いる。その結果を図5に示す。

貯蔵建屋東側法尻の 1-N-2 孔の水位は概ね地表面下 4m 程度で安定しており、建屋東側 2-N-2 孔の水位は概ね地表面下 8m で安定している。水位の傾向は、建屋周辺の水位観測記録の傾向と整合して、敷地東側から西側にかけて水位が低下していることがわかる。

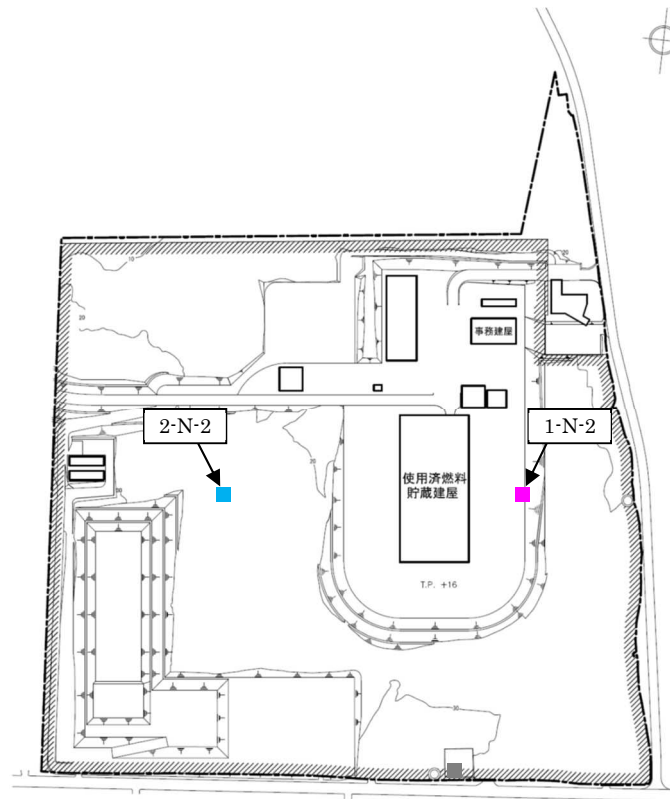


図4 敷地内地下水位観測位置

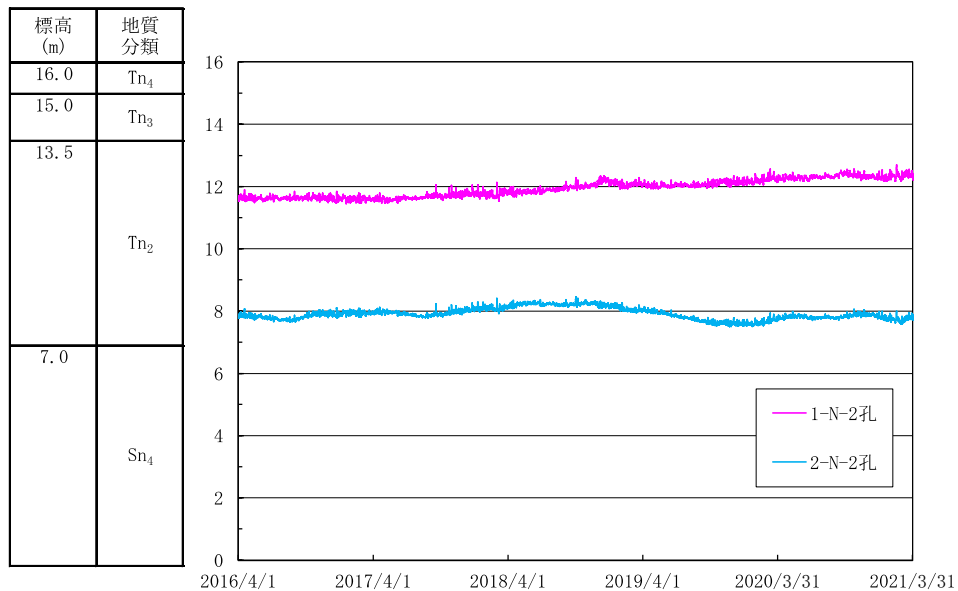


図5 地下水位の観測結果(2016.4.1～2021.3.31)

(2) 液状化判定対象層の選定

液状化対象層の選定にあたっては、液状化判定については、日本建築学会「建築基礎構造設計指針」の「第4章 4.5節 地盤の液状化 1.液状化判定」の項に、以下の記載を踏まえて対象層を決定している。※

※ 設2-補-013-02 「6.3 液状化検討手法について」P33 およびコメント回答(管理表 No.0209-58)参照

液状化の判定を行う必要がある飽和土層は、一般に地表面から 20m程度以浅の沖積層で、考慮すべき土の種類は、細粒分含有率が 35%以下の土とする。ただし、埋立地盤等の造成地盤で地表面から 20m程度以深まで連続している場合には、造成地盤の下端まで以下の(2)の手順※などにより液状化判定を行う必要がある。また、埋立地盤等の造成地盤では、細粒分含有率が 35%以上の低塑性シルト、液性限界に近い含水比を持ったシルトなどが液状化した事例も報告されているので、粘土分(0.05mm 未満の粒径を持つ土粒子)含有率が 10%以下、または塑性指数が 15%以下の埋立あるいは盛土地盤については液状化の検討を行う。ただし、20m以深に関しては、(2)の液状化危険度予測の精度が悪くなるので、地盤応答解析を用いることが推奨される。また、細粒分を含む礫や透水性の低い土層に囲まれた礫、洪積層でもN値が小さな土層では液状化の可能性が否定できないので、そのような場合にも液状化の検討を行う。

※ 「(2)の手順」とは液状化危険度予測

日本建築学会「建築基礎構造設計指針」の記載から、液状化判定を行う層の条件は以下のとおりである。

- (1) 地表面から 20m程度以浅の沖積層で、細粒分含有率が 35%以下の土(飽和土層)
- (2) 埋立地盤等の造成地盤で地表面から 20m程度以深まで連続している場合には、造成地盤の下端まで以下の(2)の手順などにより液状化判定を行う必要がある。
- (3) 粘土分(0.05mm 未満の粒径を持つ土粒子)含有率が 10%以下、または塑性指数が 15%以下の埋立あるいは盛土地盤

上記の3つの条件と貯蔵建屋設置位置直下地盤との関係は以下のとおりである。

(1)の条件

貯蔵建屋設置位置直下地盤は田名部層および砂子又層からなり、建屋を支持する基礎杭の先端は根入れ部先端で T.P.-21.5m(地表面標高は T.P.16.0m)であることから、考慮の対象となるのは、田名部層および砂子又層となるが、地下水位以浅の田名部層は検討対象層から除外し、地下水位以深の田名部層(Tn<sub>2</sub>層)を液状化判定対象層としている。

砂子又層上部軽石混じり砂岩(Sn<sub>4</sub>層)は、土ではなく岩に分類されていることから、日本建築学会の基礎構造設計基準の考え方に従えば液状化検討対象層とはならないが、田名部層と同様の手順で FL 値の算定を行うこととした。(判定結果については後述)

(2)の条件

貯蔵建屋の設置されている地盤は自然地盤(地山)であり、「埋立地盤等の造成地盤」に当たらないことから、この条件で液状化対象層となることはない。

(3)の条件

貯蔵建屋の設置されている地盤のうち、田名部層および砂子又層については自然地盤であり、「埋立あるいは盛土地盤」に当たらないことから、いずれもこの条件で液状化対象層となることはない。

参考として、表1に田名部層および砂子又層の細粒分含有率、粘土分含有率及び塑性指数を示す。

田名部層(Tn<sub>2</sub>層)については、粘土分含有率および塑性指数の条件のいずれも(3)の条件に該当せず、砂子層(Sn<sub>4</sub>層)については粘土分含有率が(3)の条件である10%を下回る値を示し、塑性指数について数値が得られていない。

表1 田名部層および砂子又層の細粒分含有率、粘土分含有率及び塑性指数

| 地層分類            |                   | 層厚<br>m | 細粒分<br>含有率<br>% | 粘土分<br>含有率<br>% | 塑性指数<br>% |
|-----------------|-------------------|---------|-----------------|-----------------|-----------|
| Tn <sub>4</sub> | 田名部層中部砂質土         | 1.0     | 33.8            | 5.5             | 22.9      |
| Tn <sub>3</sub> | 田名部層中部粘性土         | 1.5     | 55.3            | 19.6            | 8.5       |
| Tn <sub>2</sub> | 田名部層下部砂質土         | 6.5     | 13.5            | 4.4             | 49.4      |
| Sn <sub>4</sub> | 砂子又層上部<br>軽石混じり砂岩 | 46.5    | 16.9~29.0       | 3.8~7.0         | —         |

地下水位  
▽ 設定位置  
T.P.14.0m

以上の3つの条件より、液状化検討対象層は田名部層下部砂質土(Tn<sub>2</sub>層)とするが、田名部層の低位砂子層(Sn<sub>4</sub>層)についてもFL値の算出を行うこととした。(判定結果については後述)

下表に建屋直下地盤の概要を示す。

| No. | 地層名  | 地盤分類            |                   | 上端深度<br>T.P.(m) | 層厚<br>(m) |
|-----|------|-----------------|-------------------|-----------------|-----------|
| 1   | 田名部層 | Tn <sub>4</sub> | 田名部層中部<br>砂質土     | 16.0            | 1.0       |
| 2   |      | Tn <sub>3</sub> | 田名部層中部<br>粘性土     | 15.0            | 1.5       |
| 3   |      | Tn <sub>2</sub> | 田名部層下部<br>砂質土     | 13.5            | 6.5       |
| 4   | 砂子又層 | Sn <sub>4</sub> | 砂子又層上部<br>軽石混じり砂岩 | 7.0             | 46.5      |

地下水位  
▽ 設定位置  
T.P.14.0m

FL値算定  
対象層

図6 建屋直下地盤の概要

### 3. 地震時せん断応力比 L の算定

地震時せん断応力比 L は、地盤の地震応答解析から求まるせん断応力度  $\tau$  と土被り圧の比として算定される。その詳細は以下のとおりである。

#### (1) 地震時せん断応力度の算定

地震時せん断応力度  $\tau$  の算定は、基準地震動を解放基盤表面に入力した地盤の地震応答解析から求めており、モデルは「添付 5-1-2 地盤の支持性能に係る基本方針」の表 3-1 解析用物性値及びその設定根拠に示す地盤モデルを用いている。検討に用いるせん断応力度は、検討対象の深度におけるせん断応力度を採用することとしている。

#### (2) 有効上載圧(土被り圧)の算定

有効上載圧の算定は、当該深さより上部の土の重量により算定するが、水による浮力を考慮して下式にて算定する。

$$\sigma'_z = (\gamma_s - \gamma_w)H$$

ここに

|             |                               |
|-------------|-------------------------------|
| $\sigma'_z$ | : 有効土被り圧                      |
| $\gamma_s$  | : 土の密度(地盤の地震応答解析モデルで採用している密度) |
| $\gamma_w$  | : 水の密度                        |
| H           | : $\sigma'_z$ を算定する深さ         |

#### (3) 地震時せん断応力比 L の算定

地震時せん断応力比 L は、上記の地震時せん断応力度と有効上載圧の比率であり、下式で算定される。

$$L = \frac{\tau_d}{\sigma'_z} \quad ※$$

ここに

|             |                  |
|-------------|------------------|
| $\sigma'_z$ | : 有効土被り圧         |
| $\tau_d$    | : 水平面に生じるせん断応力振幅 |

※ 建築基礎構造設計指針 3章敷地地盤の安定性 3.2節 地盤の液状化 (3.2.8)式分母に相当

この値は、後述の繰り返しせん断応力比 R と比較し、その比率(R/L)が 1.0 以上であれば、液状化に対する安全性が確保されていることとなる。



#### 4. 繰返しせん断応力比 R の算定

繰返しせん断応力比 R の算定にあたっては、地盤工学会で定められた試験法に従ってその値を求めている。田名部層については、「JGS 0541-2020 土の繰返し非排水三軸試験方法」に、砂子又層については「JGS 0543-2009 土の変形特性を求めるための中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験方法」を参考にその値を定めている。

三軸試験方法室内試験においては、一定振幅の繰返し载荷においてひずみが5%に達した際の繰返し応力振幅比( $\sigma_d / 2\sigma'_v$ )として、円筒供試体によるねじりせん断試験方法一定振幅の繰返し载荷においてひずみが7.5%に達した際の繰返し応力振幅比( $\tau_d / \sigma_v$ )として求めている。

「土の繰返し三軸試験」においては、せん断力が等方拘束状態からの軸差応力(主応力の差分の1/2)によって生じるのに対し、「円筒供試体によるねじりせん断試験」では直接的にせん断力を加力することが可能なため、拘束圧(土被り圧に相当)に比べて大きなせん断力を加力することができる。この特性から、田名部層に比べて繰返しせん断応力比 R の高い砂子又層の試験として適している試験法である。

求めたで繰返しせん断応力比 R の値は以下のとおりである。別添1には田名部層および砂子又層の試験結果を、別添2には室内試験に用いた供試体の採取位置を示す。

表2 繰返しせん断応力比 R の値

|                      | せん断応力比 R |
|----------------------|----------|
| 田名部層下部砂質土(Tn2 層)     | 0.956    |
| 砂子又層上部軽石混じり砂岩(Sn4 層) | 1.504    |

## 5. 液状化の判定結果

液状化の判定においては、上記の地震時せん断応力比  $L$  と繰返しせん断応力比  $R$  の比率で下式の  $F_L$  値を算出し、この値が 1.0 以上であることを確認することとしている。

$$F_L = \frac{R}{L} \quad ※$$

※ 建築基礎構造設計指針 3 章敷地地盤の安定性 3.2 節 地盤の液状化 (3.2.8) 式に相当対象となる田名部層の液状化判定の結果を以下に記す。

### 田名部層下部砂質土 ( $T_{n2}$ 層) の判定結果

表3 田名部層下部砂質土 ( $T_{n2}$  層) の判定結果

| 地震動     | 有効上載圧<br>$\sigma_v$<br>( $\text{kN/m}^2$ ) | 繰返し応力<br>振幅比 $R$ | 地震時<br>せん断応力<br>$\tau$ ( $\text{kN/m}^2$ ) | 地震時<br>せん断応力比<br>$L = \tau / \sigma_v$ | $F_L$ 判定<br>( $=R/L$ ) |
|---------|--------------------------------------------|------------------|--------------------------------------------|----------------------------------------|------------------------|
| Ss-AH   | 86.15                                      | 0.956            | 57.94                                      | 0.673                                  | 1.42                   |
| Ss-B1H  |                                            |                  | 58.64                                      | 0.681                                  | 1.40                   |
| Ss-B2H1 |                                            |                  | 27.00                                      | 0.313                                  | 3.05                   |
| Ss-B2H2 |                                            |                  | 36.17                                      | 0.420                                  | 2.27                   |
| Ss-B3H1 |                                            |                  | 30.75                                      | 0.357                                  | 2.67                   |
| Ss-B3H2 |                                            |                  | 32.54                                      | 0.378                                  | 2.52                   |
| Ss-B4H1 |                                            |                  | 34.64                                      | 0.402                                  | 2.37                   |
| Ss-B4H2 |                                            |                  | 45.47                                      | 0.528                                  | 1.81                   |

注: ハッチングは  $F_L$  値の最小値を示す。

### 砂子又層上部軽石混じり砂岩 ( $S_{n4}$ 層) の判定結果

表4 砂子又層上部軽石混じり砂岩 ( $S_{n4}$  層) の判定結果

| 地震動     | 有効上載圧<br>$\sigma_v$<br>( $\text{kN/m}^2$ ) | 繰返し応力<br>振幅比 $R$ | 地震時<br>せん断応力<br>$\tau$ ( $\text{kN/m}^2$ ) | 地震時<br>せん断応力比<br>$L = \tau / \sigma_v$ | $F_L$ 判定<br>( $=R/L$ ) |
|---------|--------------------------------------------|------------------|--------------------------------------------|----------------------------------------|------------------------|
| Ss-AH   | 127.58                                     | 1.504            | 91.07                                      | 0.714                                  | 2.10                   |
| Ss-B1H  | 147.6                                      |                  | 107.23                                     | 0.726                                  | 2.07                   |
| Ss-B2H1 | 127.5                                      |                  | 42.09                                      | 0.330                                  | 4.55                   |
| Ss-B2H2 | 147.68                                     |                  | 64.92                                      | 0.440                                  | 3.41                   |
| Ss-B3H1 | 107.48                                     |                  | 38.04                                      | 0.354                                  | 4.24                   |
| Ss-B3H2 | 147.68                                     |                  | 59.60                                      | 0.404                                  | 3.72                   |
| Ss-B4H1 | 107.48                                     |                  | 43.82                                      | 0.408                                  | 3.68                   |
| Ss-B4H2 | 127.58                                     |                  | 70.16                                      | 0.550                                  | 2.73                   |

注: ハッチングは  $F_L$  値の最小値を示す。

さらに、水平動 2 方向と上下動を同時入力した場合の液状化判定も行っており、その結果は以下のとおりである。(コメント管理表 No.0209-60 参照)

#### 田名部層下部砂質土(Tn<sub>2</sub>層)の判定結果

表5 田名部層下部砂質土(Tn<sub>2</sub>層)の判定結果(水平上下動同時入力)

| 地震動   | 有効上載圧<br>$\sigma_v$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | 繰返し応力<br>振幅比 R | 水平 1 方向入力時                                  |                              | 水平 2 方向+鉛直方向<br>入力時                         |                              |
|-------|---------------------------------------------|----------------|---------------------------------------------|------------------------------|---------------------------------------------|------------------------------|
|       |                                             |                | 地震時<br>せん断応力<br>$\tau$ (kN/m <sup>2</sup> ) | F <sub>L</sub> 判定<br>(=R/L*) | 地震時<br>せん断応力<br>$\tau$ (kN/m <sup>2</sup> ) | F <sub>L</sub> 判定<br>(=R/L*) |
| Ss-A  | 86.15                                       | 0.956          | 57.94                                       | 1.42                         | 66.08                                       | 1.24                         |
| Ss-B1 |                                             |                | 58.64                                       | 1.40                         | 59.79                                       | 1.37                         |

注記

\* : 地震時せん断応力比  $L = \tau / \sigma_v$

ハッチングは F<sub>L</sub> 値の最小値を示す。

#### 砂子又層上部軽石混じり砂岩(Sn<sub>4</sub>層)の判定結果

表6 砂子又層上部軽石混じり砂岩(Sn<sub>4</sub>層)の判定結果(水平上下動同時入力)

| 地震動   | 有効上載圧<br>$\sigma_v$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | 繰返し応力<br>振幅比 R | 水平 1 方向入力時                                  |                              | 水平 2 方向+鉛直方向<br>入力時                         |                              |
|-------|---------------------------------------------|----------------|---------------------------------------------|------------------------------|---------------------------------------------|------------------------------|
|       |                                             |                | 地震時<br>せん断応力<br>$\tau$ (kN/m <sup>2</sup> ) | F <sub>L</sub> 判定<br>(=R/L*) | 地震時<br>せん断応力<br>$\tau$ (kN/m <sup>2</sup> ) | F <sub>L</sub> 判定<br>(=R/L*) |
| Ss-A  | 127.58                                      | 1.504          | 91.07                                       | 2.10                         | 103.01                                      | 1.86                         |
| Ss-B1 | 147.68                                      | 1.504          | 107.23                                      | 2.07                         | 118.57                                      | 2.01                         |

注記

\* : 地震時せん断応力比  $L = \tau / \sigma_v$

ハッチングは F<sub>L</sub> 値の最小値を示す。

繰り返しせん断応力比 R の値の実験結果について

貯蔵建屋直下地盤から採取した田名部層下部砂質土 (T<sub>n2</sub> 層) と砂子又層上部軽石混じり砂岩 (S<sub>n4</sub> 層) の室内試験による液状化に対応する繰り返しせん断応力比 R の値は以下のとおりであり, 一般的な緩い砂層の R に比べて大きな値となっている。

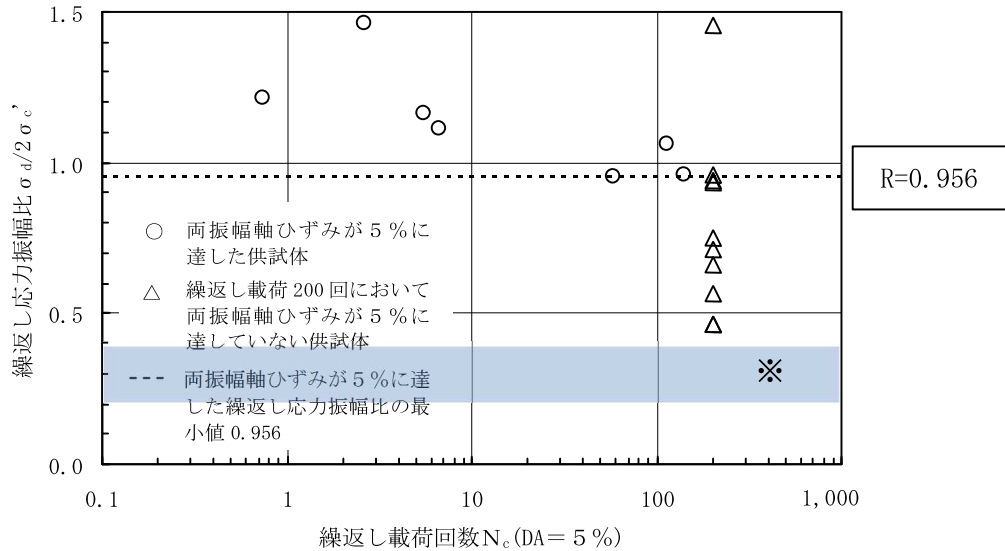
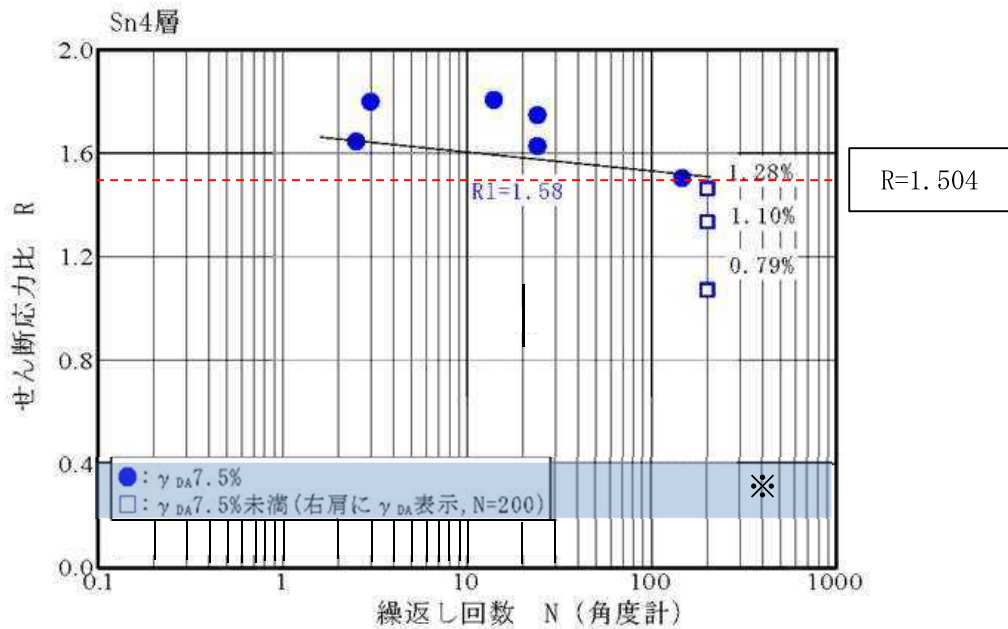


図1 三軸試験室内試験結果(田名部層下部砂質土(T<sub>n2</sub>))



※ 青色部は通常砂地盤で液状化が生じる可能性の高い繰り返しせん断応力比の範囲 (0.2~0.4) を示す。

図2 中空ねじりせん断試験結果(砂子又層上部軽石混じり砂岩(S<sub>n4</sub>))

## 室内試験に用いた供試体について

液状化特性把握のための試験は、田名部層については、「JGS 0541-2020 土の繰返し非排水三軸試験方法」に、砂子又層については「JGS 0543-2009 土の変形特性を求めるための中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験方法」を参考にその値を定めている。

室内試験に用いた供試体は、田名部層についてはトリプルチューブサンプリングにより採取し、砂子又層については凍結サンプリングにより採取している。

田名部層の三軸圧縮試験に用いる供試体は、下図に示す建屋直下の2孔(A-C孔およびA-U孔)および高台の1孔(R-1孔)から18体の供試体を採取して室内試験を行っている。液状化判定に用いる繰返し応力振幅比の値は、繰返し载荷回数200回未満で両振幅ひずみが5%に達した9体の試験体における繰返し応力振幅比のうち最も小さい値である0.956を採用している。

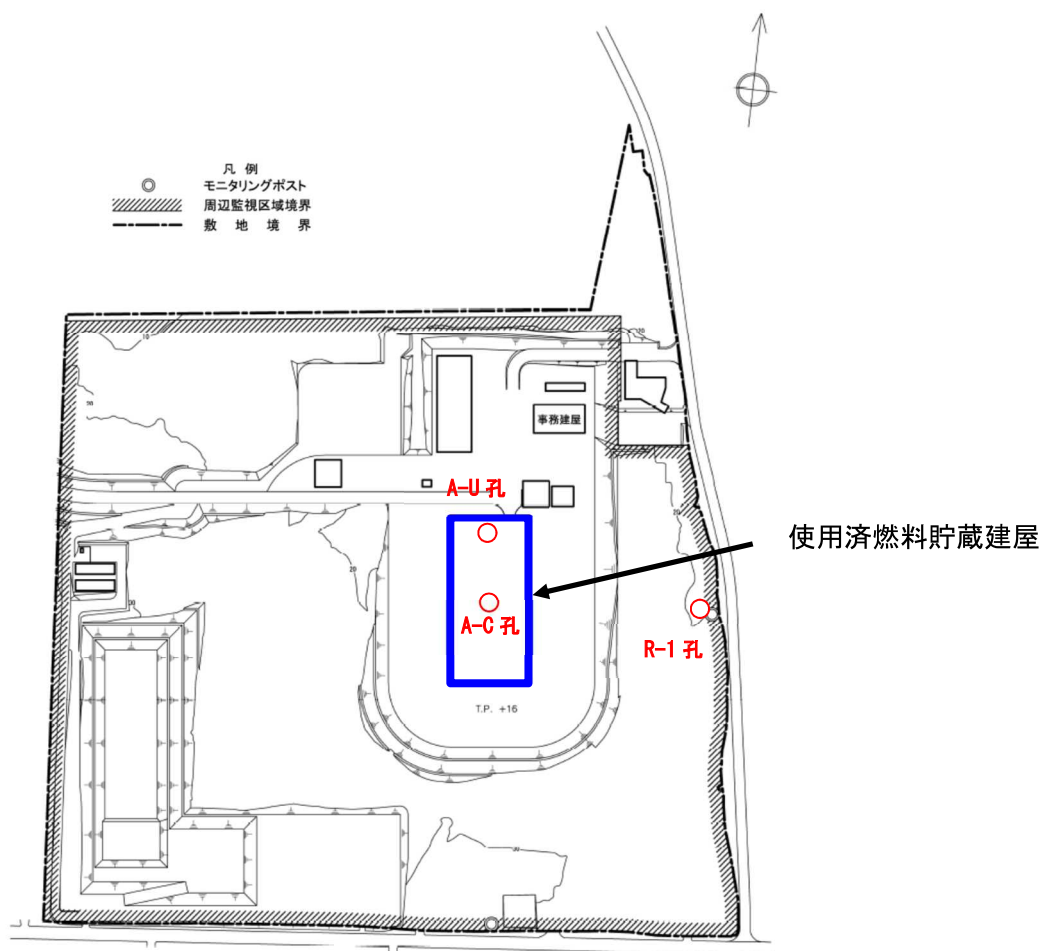


図1 田名部層の室内試験に用いる供試体採取位置

砂子又層の中空ねじりせん断試験に用いる供試体は、建屋直下地盤から採取している。室内試験に用いた供試体は、下図に示す建屋直下の FS 孔のうち N 値の小さい深度 17m 前後から 9 体の試験体を採取して室内試験を行っている。液状化判定に用いる繰返し応力振幅比の値は、繰返し载荷回数 200 回未満で両振幅せん断ひずみが 7.5% に達した 6 体の供試体における繰返しせん断応力振幅比のうち最も小さい値である 1.504 を採用している。

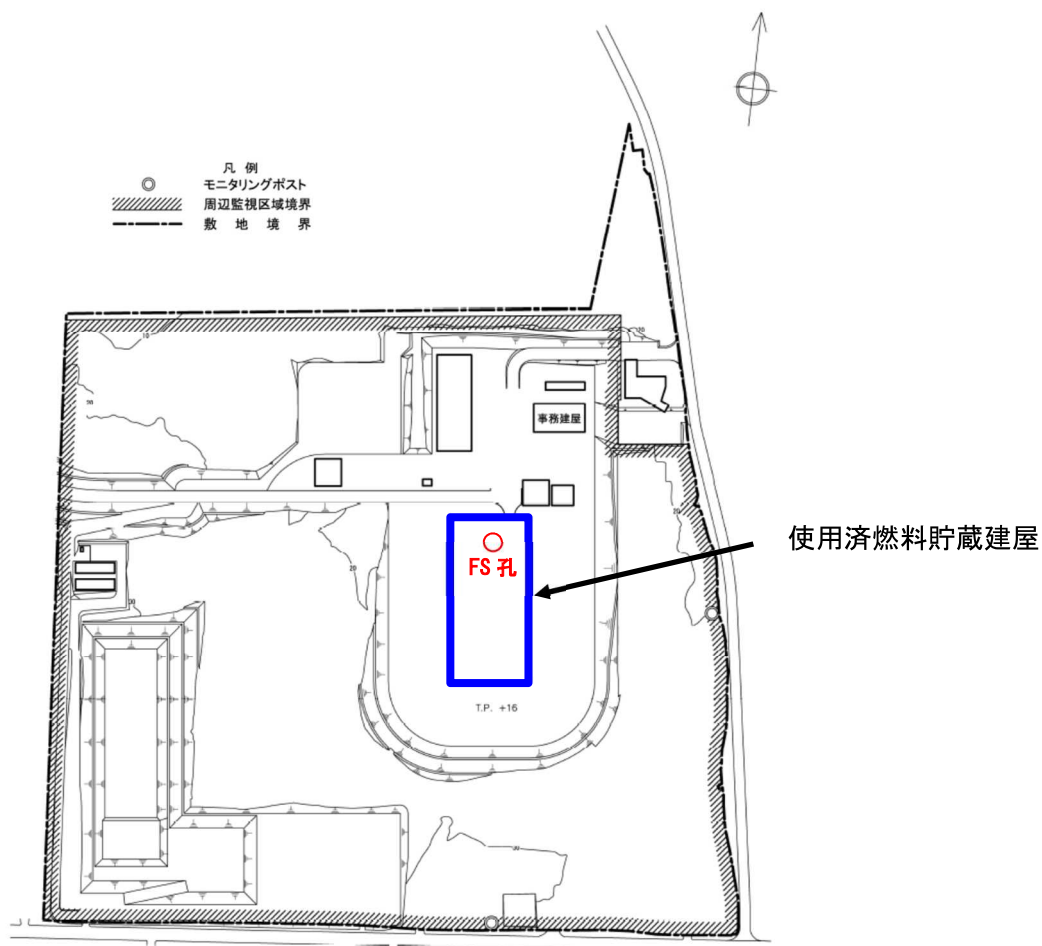


図2 砂子又層の室内試験に用いる供試体採取位置

上記の供試体の採取孔は FS 孔であり、液状化に係る室内試験で用いる供試体としては、この FS 孔のうち図3に示すように比較的深度が浅い部分に位置し、N 値と相対密度が低い層である地表面下 17m の深度から採取した供試体を用いている。

供試体を採取したボーリング孔は FS 孔1孔であることから、供試体が適切なものであることを確認するために、敷地内の砂子又層のうち供試体採取位置の土質区分と同種の他のボーリング孔から採取したボーリングコアにおける組成の比較を行った。

図4には、敷地内外の地質調査で実施したボーリング孔の位置を示す。

各孔の砂子又層の組成の比較のため、各孔でえられた粒度組成を示す値である成分の比率、平均粒径に係るデータ ( $D_{50}$  および  $D_{20}$ ,  $D_{10}$ )、細粒分含有率について FS 孔に近い A-U 孔との比較を行った。その結果を表1～表3に、図化して比較した結果を図6～図7示す。

比較の結果、建屋から離れた3孔の組成については、建屋周辺のボーリング孔における砂子又層の組成と若干の差異はあるものの、建屋周辺のボーリング孔の砂子又層の組成は概ね同等であり、A-U孔に近いFS孔の試験結果は砂子又層の特性を代表できると考えられる。

以上

表1 各ボーリング孔の粒度組成

(単位%)

| 記号 | 孔名    | 粘土分  | シルト分 | 砂分   | 礫分    | 石分    |
|----|-------|------|------|------|-------|-------|
| A  | A-U 孔 | 11.6 | 30.7 | 99.6 | 100.0 | 100.0 |
| B  | A-4 孔 | 8.0  | 27.1 | 99.3 | 100.0 | 100.0 |
| C  | A-C 孔 | 7.0  | 29.0 | 99.5 | 100.0 | 100.0 |
| D  | A-5 孔 | 8.2  | 27.9 | 97.4 | 100.0 | 100.0 |
| E  | A-6 孔 | 12.0 | 35.2 | 99.2 | 100.0 | 100.0 |
| F  | A-R 孔 | 4.4  | 18.6 | 95.9 | 100.0 | 100.0 |
| G  | U-1 孔 | 5.2  | 20.5 | 99.0 | 100.0 | 100.0 |
| H  | R-1 孔 | 3.7  | 15.7 | 99.0 | 100.0 | 100.0 |
| I  | D-1 孔 | 4.3  | 23.7 | 96.4 | 100.0 | 100.0 |

※ 粒径の小さい成分からの累積加算割合を示す。

表2 各ボーリング孔の細粒分含有率

(単位%)

| 記号 | 孔名    | 細粒分含有率 |
|----|-------|--------|
| A  | A-U 孔 | 30.7   |
| B  | A-4 孔 | 27.1   |
| C  | A-C 孔 | 29.0   |
| D  | A-5 孔 | 27.9   |
| E  | A-6 孔 | 35.2   |
| F  | A-R 孔 | 18.6   |
| G  | R-1 孔 | 15.7   |
| H  | U-1 孔 | 20.5   |
| I  | D-1 孔 | 23.7   |

表3 各ボーリング孔の粒度組成(D50 および D20, D10)

| 記号 | 孔名    | 50%粒径 | 20%粒径  | 10%粒径   |
|----|-------|-------|--------|---------|
| A  | A-U 孔 | 0.253 | 0.0186 | 0.0378  |
| B  | A-4 孔 | 0.313 | 0.0296 | 0.00718 |
| C  | A-C 孔 | 0.205 | 0.0366 | 0.00934 |
| D  | A-5 孔 | 0.243 | 0.0303 | 0.00736 |
| E  | A-6 孔 | 0.149 | 0.0175 | 0.00321 |
| F  | A-R 孔 | 0.238 | 0.0856 | 0.0176  |
| G  | U-1 孔 | 0.195 | 0.0721 | 0.0163  |
| H  | R-1 孔 | 0.309 | 0.103  | 0.0336  |
| I  | D-1 孔 | 0.22  | 0.0509 | 0.0151  |





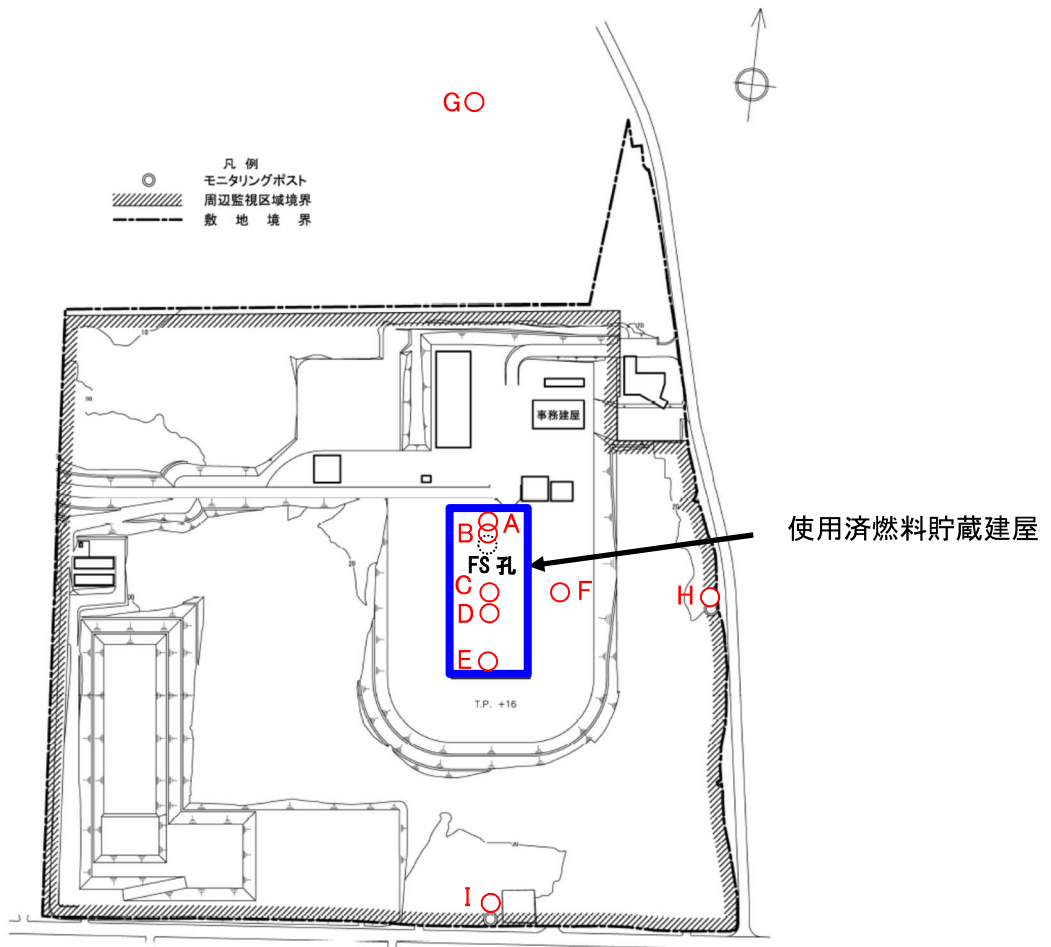


図4 敷地および敷地近傍のボーリング孔

表4 各ボーリング孔の名称

| 記号 | 孔名    |
|----|-------|
| A  | A-U 孔 |
| B  | A-4 孔 |
| C  | A-C 孔 |
| D  | A-5 孔 |
| E  | A-6 孔 |
| F  | A-R 孔 |
| G  | U-1 孔 |
| H  | R-1 孔 |
| I  | D-1 孔 |

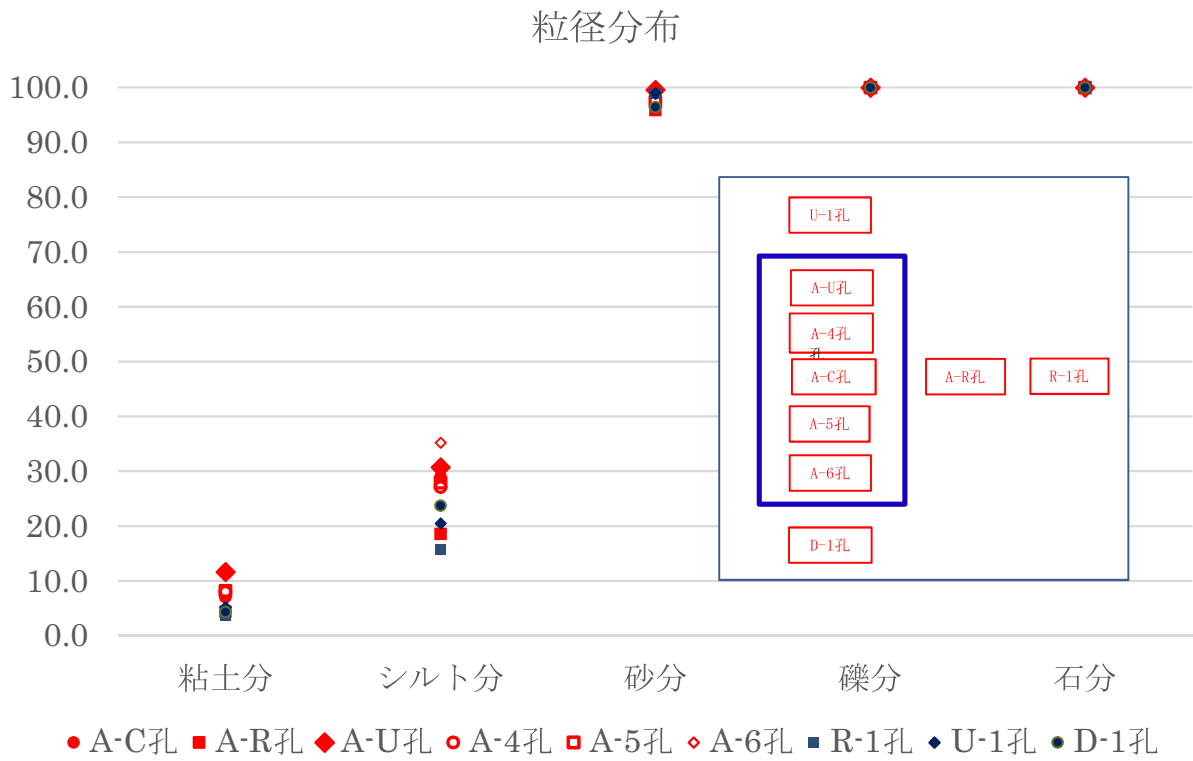


図5 敷地内砂子又層の組成

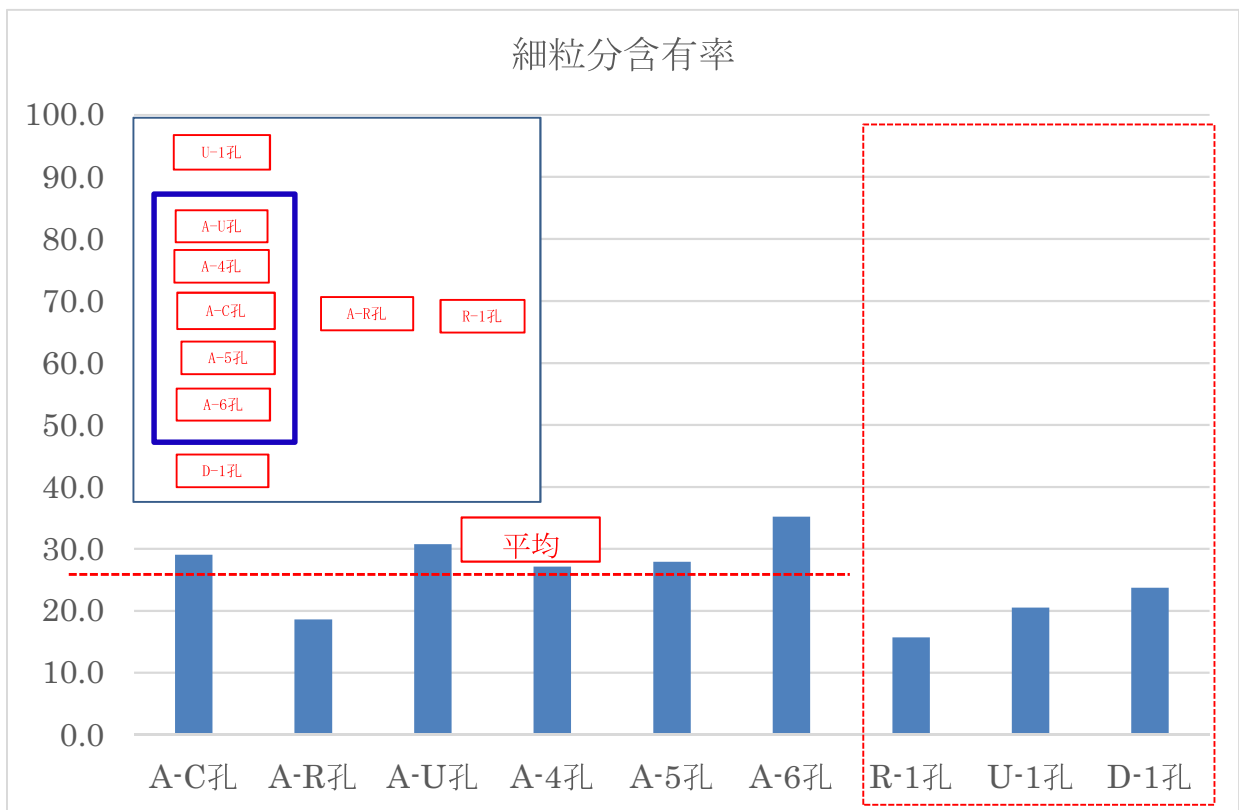


図6 敷地内砂子又層の細粒分含有率

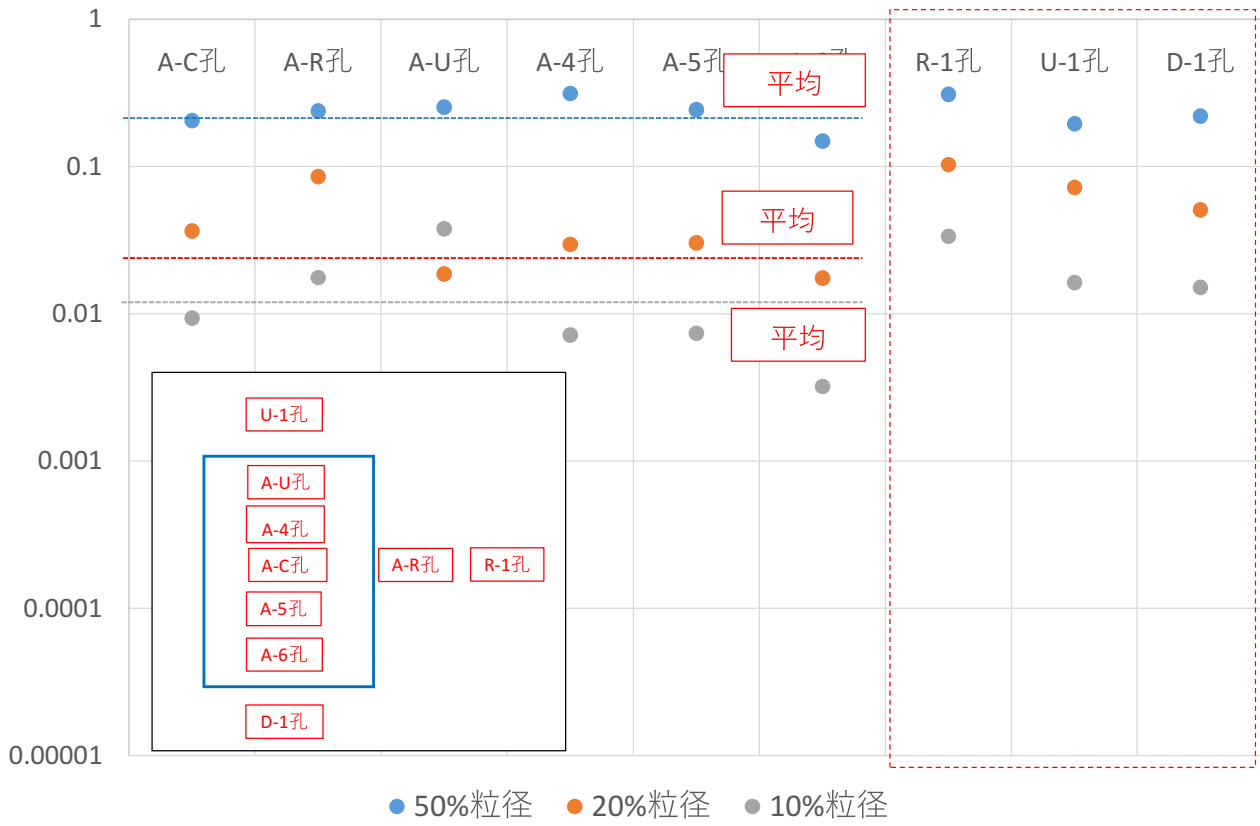


図7 敷地内砂子又層の粒径(50%, 20%, 10%)