

# 固体廃棄物貯蔵庫第11棟の検討状況について

## 設置場所の地盤が建屋の耐震設計へ及ぼす影響

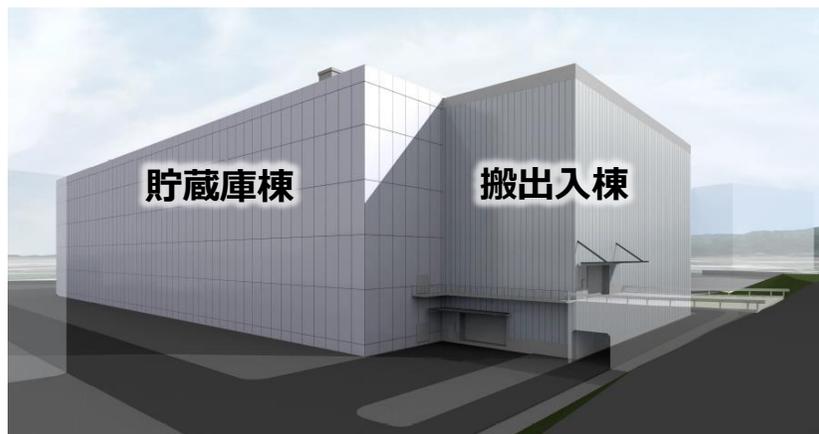
2026年2月12日

**TEPCO**

東京電力ホールディングス株式会社

# 固体廃棄物貯蔵庫第11棟 施設概要

- 固体廃棄物貯蔵庫第11棟には、廃炉作業にて発生した瓦礫類，放射性固体廃棄物（焼却設備より発生する焼却灰）について，容器に収納した状態で一時保管する。
- 固体廃棄物貯蔵庫第11棟は廃棄物を保管する「貯蔵庫棟」と貯蔵庫棟への運搬を行うスロープを設けた「搬出入棟」で構成する。



## 貯蔵庫棟 建物諸元

構造種別	貯蔵庫棟：SC構造（鋼板コンクリート構造） （搬出入棟：S造（鉄骨造））
建築面積	約10,700㎡ （約127m(南北) × 約84m(東西)）
貯蔵階	地下1階+地上5階
建物高さ	地上 約33m
保管容量	約11.5万m <sup>3</sup>

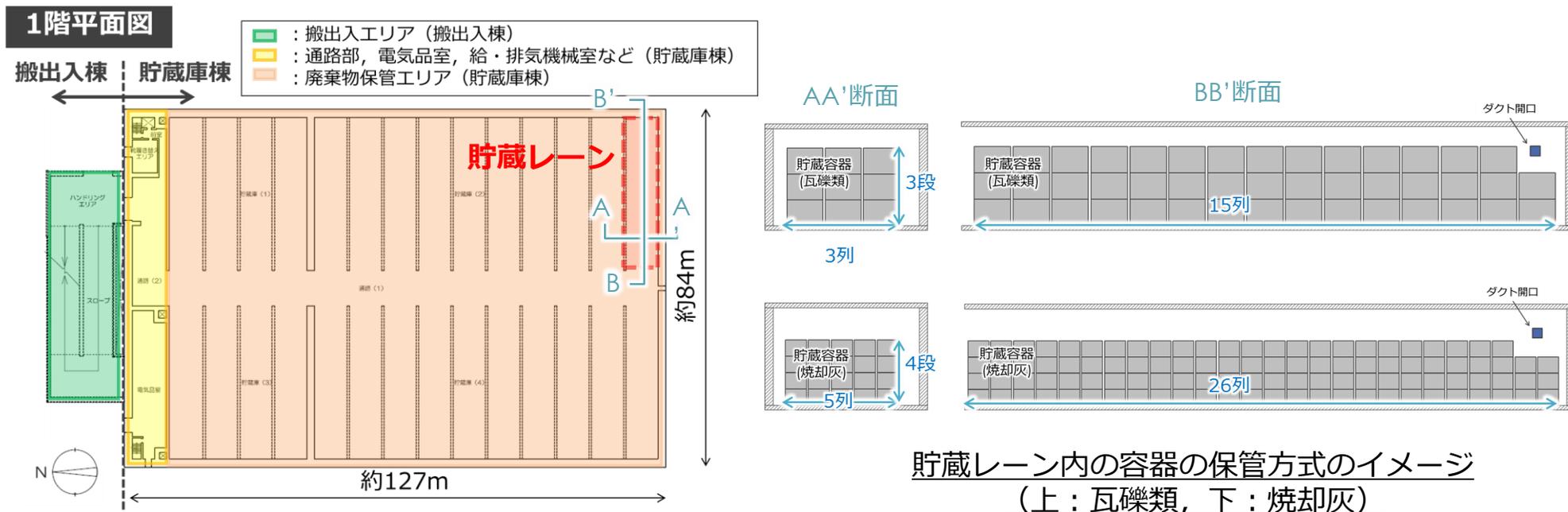
# 固体廃棄物貯蔵庫第11棟 保管計画

## <保管対象物>

- 廃炉作業により発生する瓦礫類を、材質により可能な限り分別し、容器収納して保管。雑固体廃棄物焼却設備、増設雑固体廃棄物焼却設備より発生する焼却灰を容器収納して保管。

## <保管方式>

- 貯蔵庫棟はレーン構造となっており、貯蔵容器は段積みで保管。





# 固体廃棄物貯蔵庫第11棟 スケジュール

## <スケジュール>

- 2025年8月8日 実施計画変更申請
- 2025年10月6日 建築準備工事（山留，掘削工事等）着手
- 2026年度上期 建屋基礎工事着手予定
- 2027年度以降（2028年5月頃） 一部運用開始予定

## <一部運用開始の計画について>

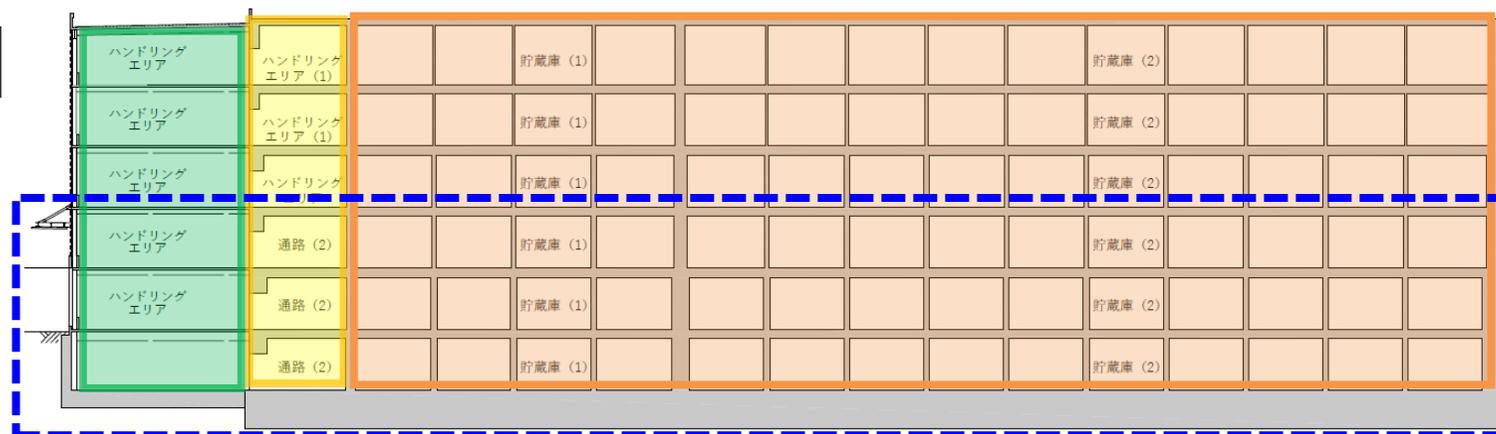
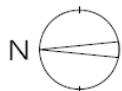
早期の固体廃棄物の屋外一時保管解消に向けて，建屋の一部を先行して運用開始する計画。

 : 先行して一部運用開始するエリア（案）

※ 一部運用開始の時期・範囲については詳細検討中

-  : 搬出入エリア（搬出入棟）
-  : 通路部，電気品室，給・排気機械室など（貯蔵庫棟）
-  : 廃棄物保管エリア（貯蔵庫棟）

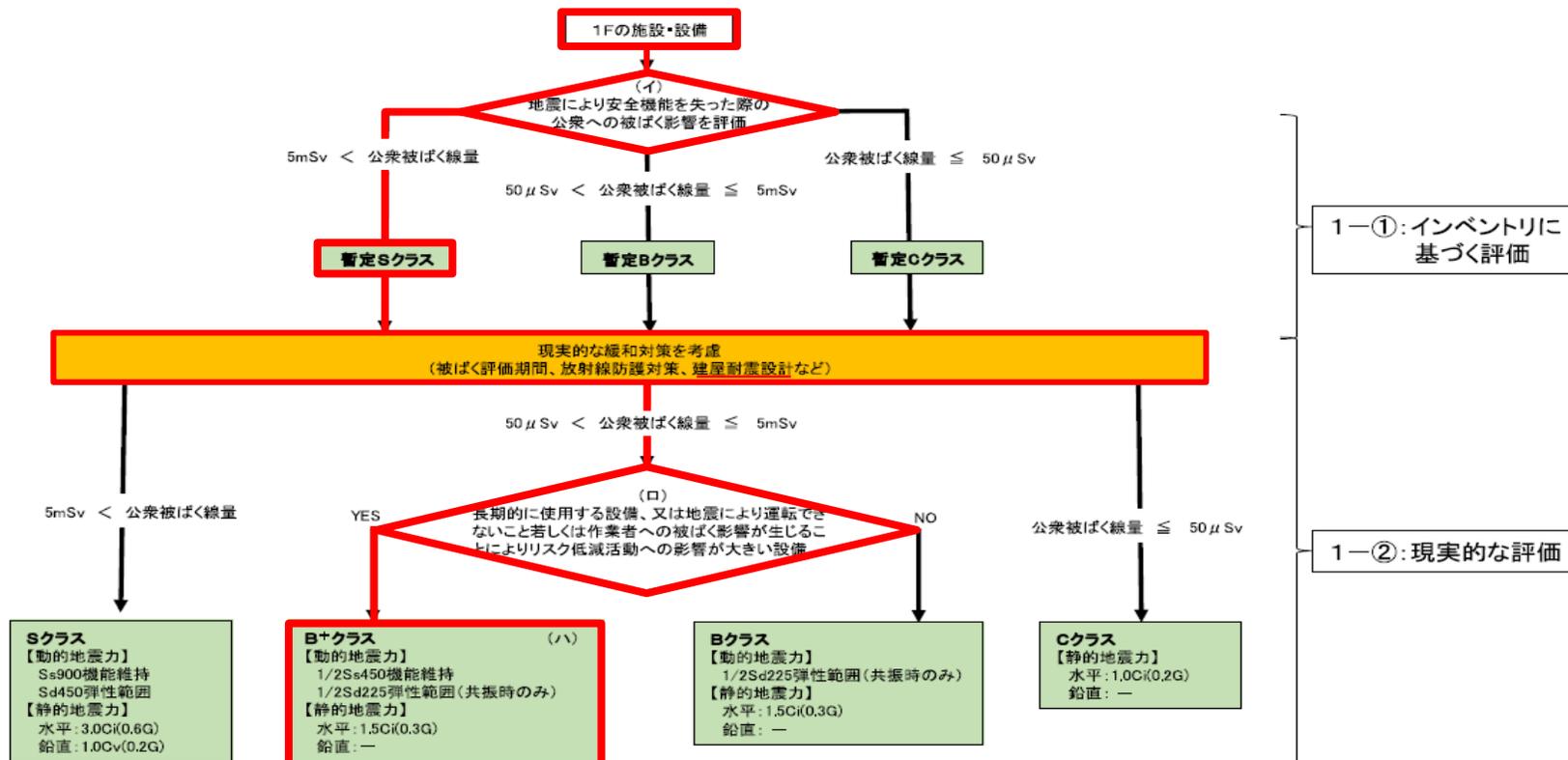
## 断面図



# 1. 評価概要

- 固体廃棄物貯蔵庫（以下、「固体庫」という。）第11棟の耐震クラスは、「東京電力福島第一原子力発電所における耐震クラス分類と地震動の適用の考え方（令和4年11月16日原子力規制委員会了承 令和5年6月19日一部改訂）」のフロー（以下、「1F耐震フロー」という。）において、**現実的な緩和対策としてSs900による建屋耐震設計を考慮し、建屋の閉じ込め及び遮へい機能を期待することにより、『B+クラス』と設定している。**
- 上記の現実的な緩和対策の考慮にあたって、**Ss900の地震動により固体庫第11棟の設置場所の地盤（周辺斜面及び基礎地盤）が建屋耐震設計へ及ぼす影響を評価した。**

耐震クラス分類と施設・設備の特徴に応じた地震動の設定及び必要な対策を判断する流れ



# 1. 評価概要

- Ss900の地震動により固体庫第11棟の設置場所の地盤が建屋の耐震設計へ及ぼす影響は、Ss900の地震動に起因する**周辺斜面及び基礎地盤による被害要因が、建屋の閉じ込め及び遮へい機能に及ぼす影響を評価**する。

表 設置場所の地盤が建屋の閉じ込め及び遮へい機能に影響を及ぼす被害要因及び被害事象

建屋の閉じ込め及び遮へい機能に影響を及ぼす被害要因	建屋の閉じ込め及び遮へい機能で懸念される被害事象
① 周辺斜面の崩壊	土砂流入による固体庫第11棟（貯蔵庫棟）の損壊
② 地盤のすべり・傾斜	地盤のすべり・傾斜による固体庫第11棟（貯蔵庫棟）の損壊
③ 地盤支持力の不足	固体庫第11棟（貯蔵庫棟）の転倒
④ 液状化及び揺すり込みによる不等沈下・傾斜，液状化に伴う浮き上がり	不等沈下・傾斜及び浮き上がりによる固体庫第11棟（貯蔵庫棟）の損壊

## 2. ①周辺斜面の崩壊

### 2. 1 評価方法

- 周辺斜面の崩壊による建屋の閉じ込め及び遮へい機能への影響は、Ss900の地震動により斜面は崩壊すると仮定したうえで、斜面崩壊後の堆積土砂形状（以下「崩壊形状」という。）を予測し、崩壊土砂の影響を受けない範囲に固体庫第11棟（貯蔵庫棟）を配置していることを確認することにより評価する。
- 崩壊形状については、安息角と内部摩擦角の関係及び土砂の移動時の内部摩擦角の下限値を考慮し、崩壊前の斜面形状の法肩位置を起点にして、勾配が $15^\circ$ となる斜面の崩壊形状を設定する。

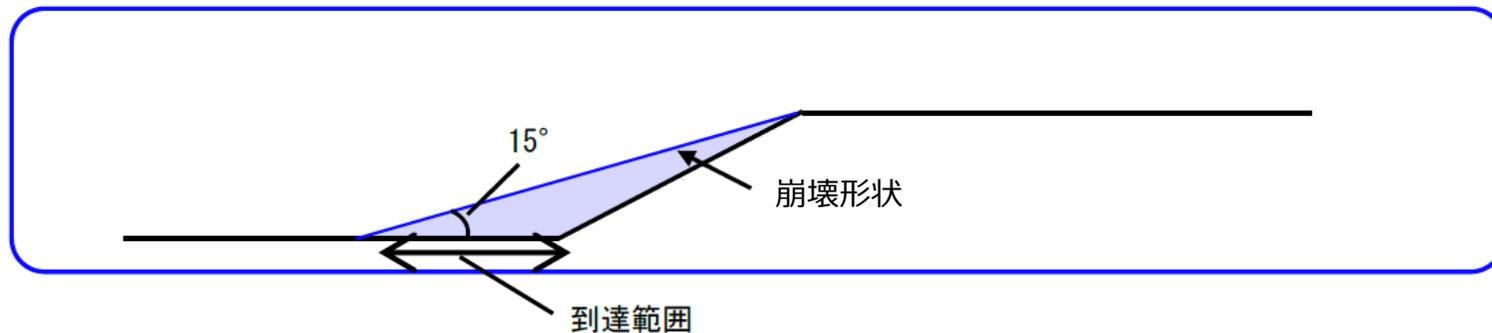


図 崩壊形状のイメージ※

※柏崎刈羽原子力発電所第7号機 工事計画審査資料 工事計画に係る説明資料（安全設備及び重大事故等対処設備が使用される条件の下における健全性に関する説明書 資料No.2「可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルートに係る補足説明資料」）より引用

## 2. ①周辺斜面の崩壊

### 2. 1 評価方法

- 安息角とは自然にとりうる土の最大傾斜角である。下図の応力状態時の斜面が安定するには、すべり力 $T$ と抵抗力 $S$ の間に $T \leq S$ の条件が成り立つ必要がある。これを展開すると、以下ようになる。

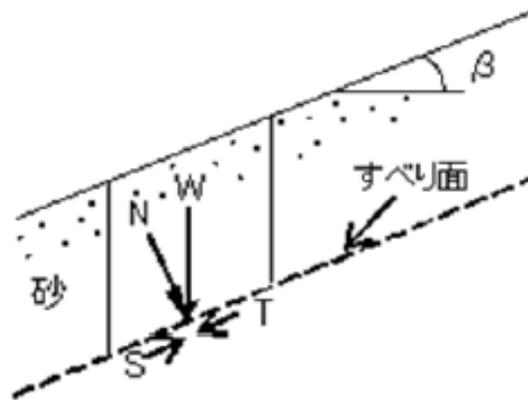
$$W \cdot \sin\beta \leq W \cdot \cos\beta \cdot \tan\varphi$$

$$\tan\beta \leq \tan\varphi$$

$$\varphi \geq \beta$$

ここで、 $\varphi$ ：内部摩擦角（°）

すなわち、内部摩擦角 $\varphi$ は、斜面勾配 $\beta$ 以上の値であり、安全率1.0の極限状態では内部摩擦角 $\varphi$ は斜面勾配 $\beta$ と等しくなる。\*



$\beta$ ：斜面勾配

$W$ ：砂の重量

$N$ ：垂直応力

$T$ ：すべり力

$S$ ：抵抗力

## 2. ①周辺斜面の崩壊

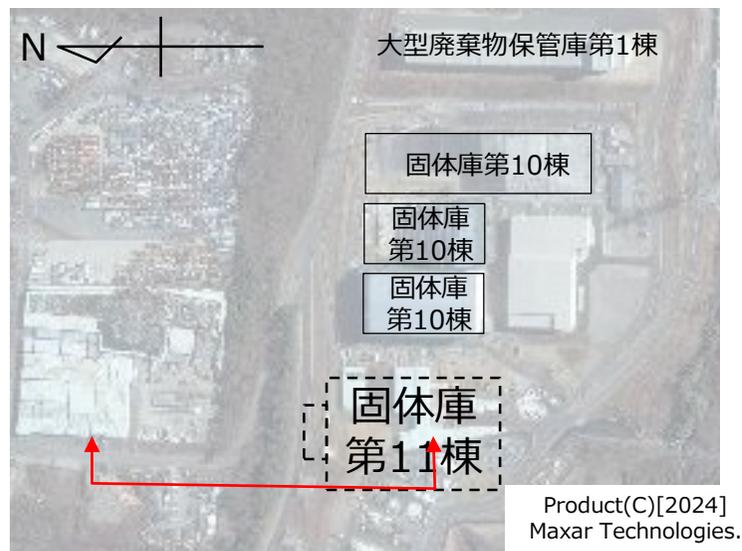
### 2. 1 評価方法

- 土砂の移動時の内部摩擦角 $\phi$ については、以下文献を参考に、土砂の移動時の内部摩擦角 $\phi$ の下限値を $15^\circ$ と設定する。※
- ・「土砂災害防止に関する基礎調査の手引き」（砂防フロンティア整備推進機構，2001年）  
急傾斜地の崩壊に伴う土石等の内部摩擦角 $\phi$ ： $15^\circ\sim 40^\circ$
- ・「砂防設計公式集（マニュアル）（全国治水砂防協会，1984年）」

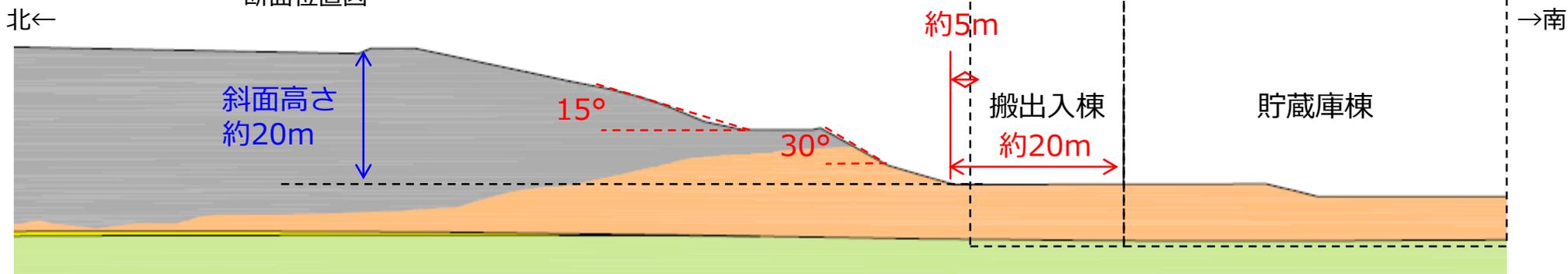
普通土（固いもの）	： $25^\circ\sim 35^\circ$
普通土（やや柔らかいもの）	： $20^\circ\sim 30^\circ$
普通土（柔らかいもの）	： $15^\circ\sim 25^\circ$

## 2. ①周辺斜面の崩壊

### 2. 1 評価方法



断面位置図



- 盛土
- 段丘堆積層
- 富岡層T3部層砂岩
- 富岡層T3部層泥質部

図 周辺斜面断面図

## 2. ①周辺斜面の崩壊

### 2. 2 評価結果

- 固体庫第11棟（貯蔵庫棟）は、予測した崩壊形状による崩壊土砂の到達範囲外に配置されている。
- 固体庫第11棟（搬出入棟）は、予測した崩壊形状による崩壊土砂の到達範囲内に配置されている。また、搬出入棟は鉄骨造であり、崩壊土砂によりまず搬出入棟の外壁が破損し、崩壊土砂は搬出入棟内に流れ込むが、貯蔵庫棟には到達しない。
- 以上により、周辺斜面の崩壊は貯蔵庫棟の閉じ込め及び遮へい機能に影響を及ぼさない。

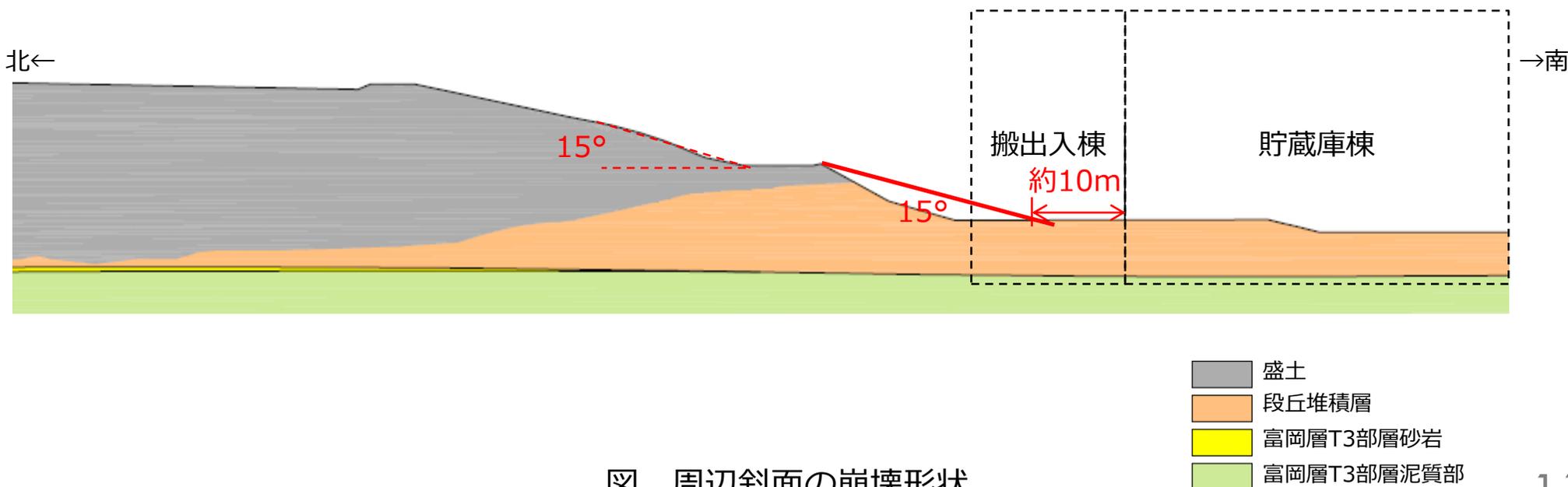


図 周辺斜面の崩壊形状

## 2. ①周辺斜面の崩壊

### 2. 3 豪雨による周辺斜面の崩壊（土石流）について

#### (1) 土石流発生の可能性

- 福島第一原子力発電所敷地内に溪流がないこと、発電所敷地周辺に土砂災害警戒区域が設定されていないことから、土石流による固体庫第11棟への影響はない。

#### (2) 敷地の排水計画

- 福島県で定めた降雨強度式に基づき、小名浜地域の30年確率の10分間降雨強度より、それが保守的に1時間継続すると仮定した場合の雨量※に対して、敷地の影響評価を実施している。

※2014年度～137mm/hr, 2025年度～140mm/hr

- その結果を踏まえ、現在、大熊町側（敷地南側）の主要排水路の整備を進めている。
- 今後、固体庫第11棟等の建設を進めていく双葉町側（敷地北側）の敷地に対しても、それらの建設の進捗状況を踏まえて、同様に必要な排水設備の整備を進めていく。その中で、固体庫第11棟北方の盛土斜面についても必要な排水設備を検討する。この検討において、現在の排水設備に不足があれば対策工事を計画・実施する方針である。

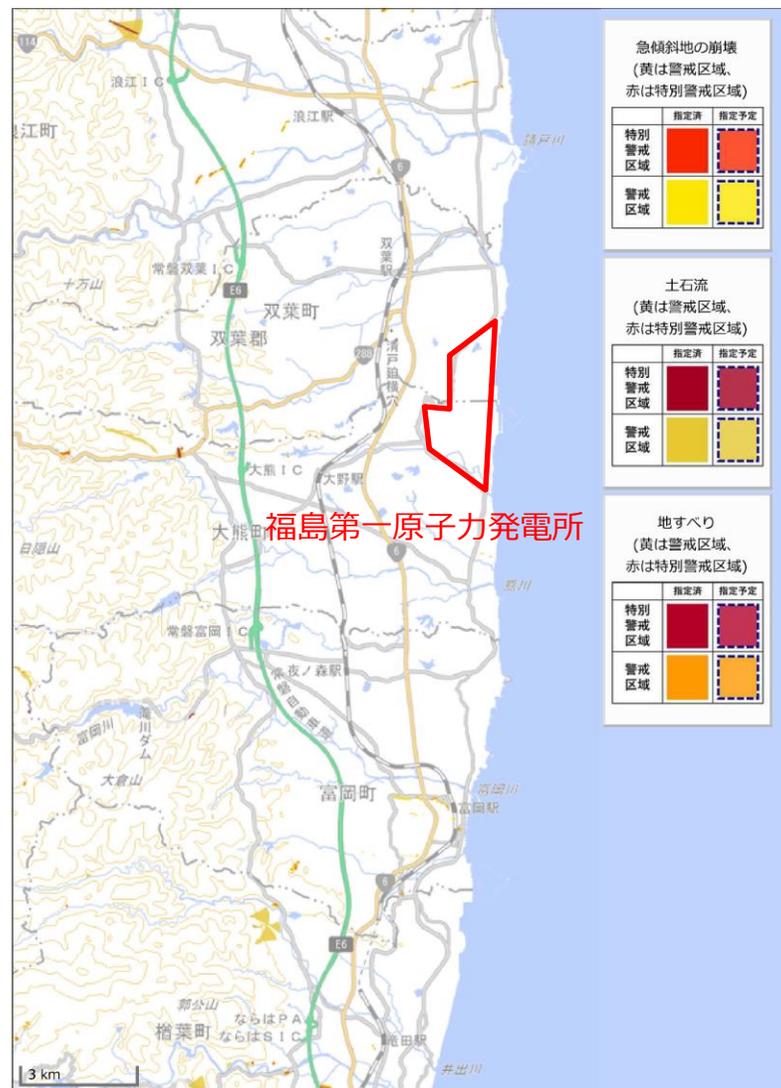


図 福島第一原子力発電所周辺における土砂災害警戒区域  
(「ハザードマップポータルサイト」(<https://disaportal.gsi.go.jp/>)を加工して作成)

## 3. ②地盤のすべり・傾斜, ③地盤支持力の不足

### 3. 1 評価方法 (評価項目・内容)

- 地盤のすべり・傾斜及び地盤支持力の不足による建屋の閉じ込め及び遮へい機能への影響は、Ss900の地震動に対する地震応答解析（2次元有限要素法周波数応答解析）の結果により評価する。
- 評価の対象とする断面は、固体庫第11棟の配置、形状、基礎地盤の地質及び周辺地形を考慮し選定する。
- 地盤のすべりによる影響の評価は、基礎地盤を通るすべり線を仮定し、地震応答解析によるすべり安全率が1.5以上であることを確認する。
- 傾斜による影響の評価は、地震応答解析による建屋基礎の傾斜について、一般建築物の構造的な障害が発生する限界値を参考に設定した目安値 $1/2,000$ との比較を行う。
- 地盤支持力の不足による影響の評価は、地震応答解析による建屋基礎の接地圧が、岩盤支持力試験の結果に基づく支持力の評価基準値 $9.8\text{N/mm}^2$ を超えないことを確認する。

### 3. ②地盤のすべり・傾斜, ③地盤支持力の不足

#### 3. 1 評価方法 (モデル化領域)

- 原子力発電所耐震設計技術指針JEAG4601-2021 (日本電気協会, 2021年) に基づき, モデル片幅を基礎底面幅の2.5倍以上, モデル化深さを基礎底面幅の1.5倍~2倍以上確保するよう設定した。

【参考】

原子力発電所耐震設計技術指針JEAG4601-2021 (日本電気協会, 2021年)

- 動的解析用モデル下端の深さは, 地形による影響及び建屋から生じる逸散波動が, 入射波動に比して十分に無視しうる深さであればよい。逸散エネルギーを吸収するように考慮された境界条件を用いる場合にはモデル下端をより浅くしてもよく, 一般に基礎底面幅の1.5倍~2倍とすることが多い。
- 動的解析用モデルの側方境界はそれぞれ基礎底面幅の2.5倍以上離れた点に設ければよいことが多い。また, 側方にエネルギー伝達境界を設けることにより解析範囲を縮小することができる。

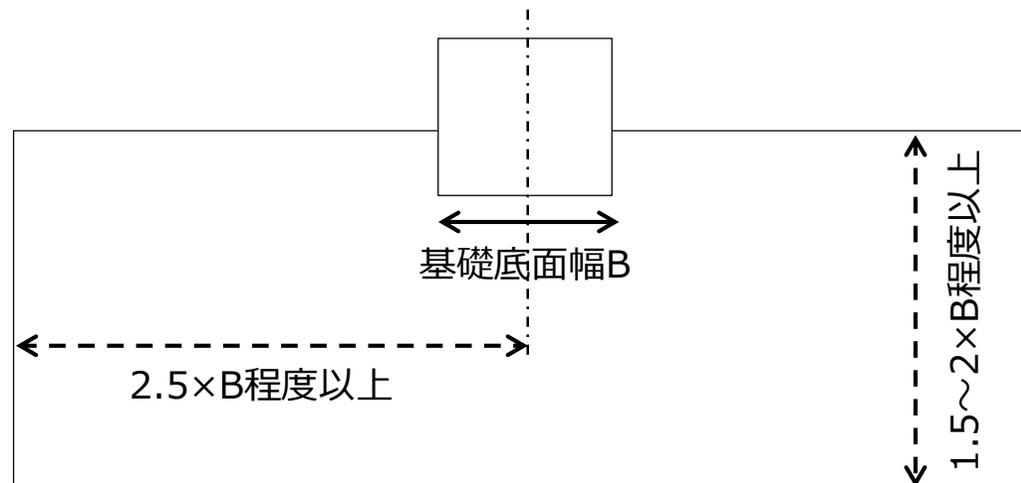


図 建屋のモデル化範囲の考え方

### 3. ②地盤のすべり・傾斜, ③地盤支持力の不足

#### 3. 1 評価方法 (建屋のモデル化 (1))

- 建屋と地盤の相互作用を考慮するため, 固体庫第11棟 (貯蔵庫棟及び搬出入棟), 固体庫第10棟, 大型廃棄物保管庫第一棟を解析モデルに反映した。
- モデル化にあたっては, 水平及び鉛直地震動の同時入力に対応したモデル化を実施した。
- 固体庫第11棟 (貯蔵庫棟) 及び大型廃棄物保管庫第1棟のモデル化は, 多質点系の建屋モデルから建屋各層の水平剛性, 鉛直剛性及び曲げ剛性を用いて, せん断剛性 $G$ , 変形係数 $E$ 及びポアソン比 $\nu$ を求め, 振動特性が等価な有限要素モデルを作成した。

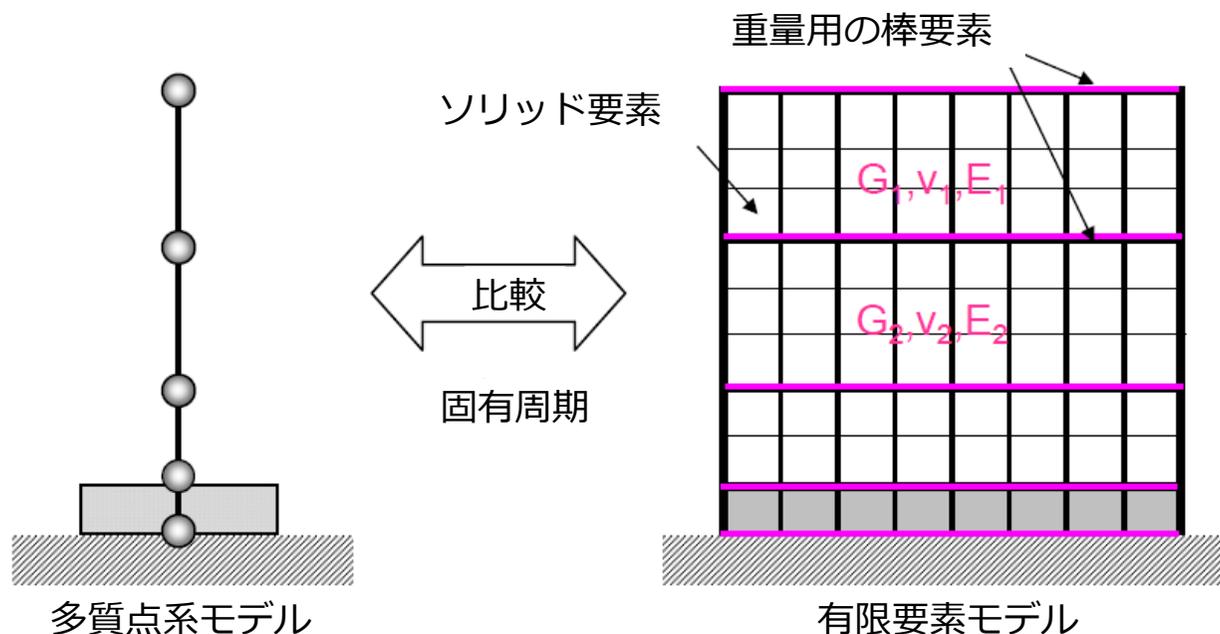


図 建屋のモデル化イメージ (1)

### 3. ②地盤のすべり・傾斜, ③地盤支持力の不足

#### 3. 1 評価方法 (建屋のモデル化 (2))

- 固体庫第11棟 (搬出入棟) 及び固体庫第10棟のモデル化は, 建屋基礎部分をソリッド要素, 建屋上屋部分を付加重量としたモデルを作成した。

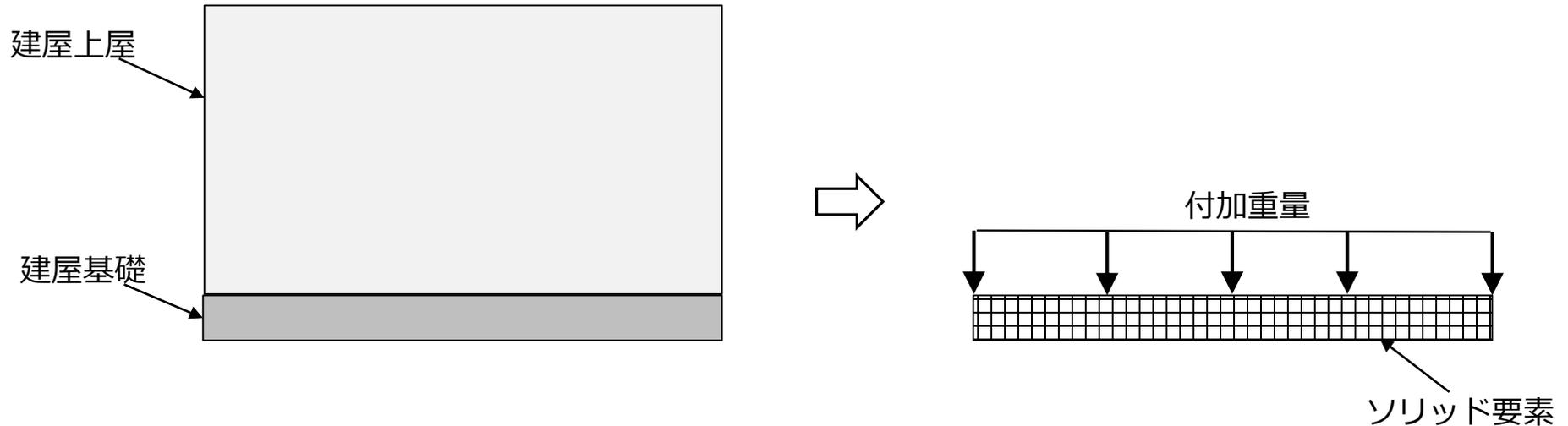


図 建屋のモデル化イメージ (2)

### 3. ②地盤のすべり・傾斜, ③地盤支持力の不足

#### 3. 1 評価方法 (解析モデル作成の留意点)

- 地盤は, 平面ひずみ要素でモデル化し, 要素の最大高さ ( $H_{max}$ ) については, 地震波の伝播を十分に考慮できるように下式により算定した。

$$H_{max} = \frac{1}{m} \cdot \lambda_s = \frac{1}{m} \cdot \frac{V_s}{f_{max}}$$

$\lambda_s$  : せん断波の波長 (m)

$V_s$  : せん断波の速度 (m/s)

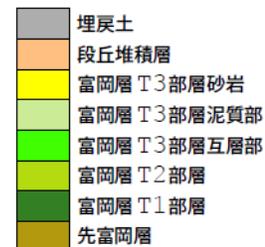
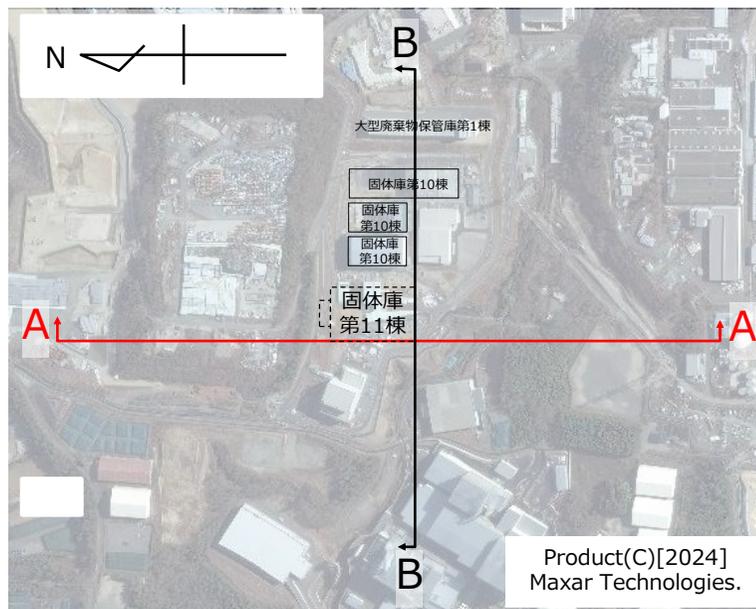
$f_{max}$  : 考慮する地震動の最大周波数 (20Hz)

$m$  : 分割係数 (=5とした)

### 3. ②地盤のすべり・傾斜, ③地盤支持力の不足

#### 3. 1 評価方法 (解析用要素分割図 (1))

- A-A断面 (南北方向断面) の位置は, すべり安全率の算定において保守的な結果が得られるよう, 建屋南側の崖地形が近くなる建屋西端位置に設定した。



標高 (T.P. m)



断面位置図

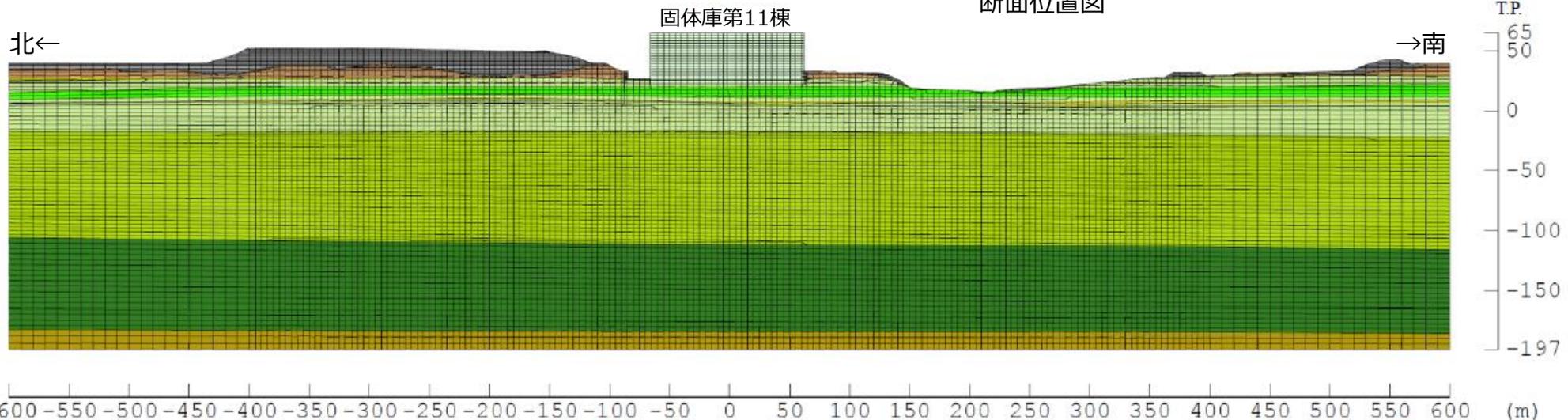
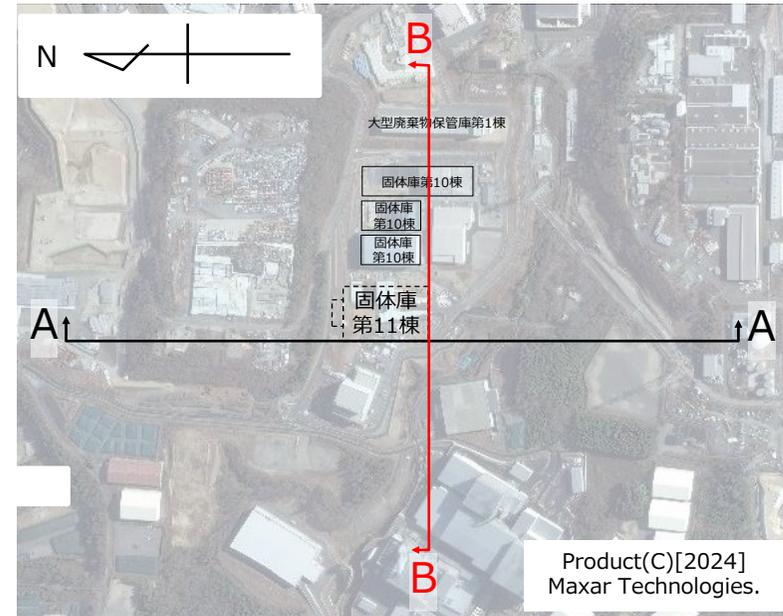


図 A-A断面 (南北方向断面)

### 3. ②地盤のすべり・傾斜, ③地盤支持力の不足

#### 3. 1 評価方法 (解析用要素分割図 (2))

- B-B断面 (東西方向断面) の位置は, すべり安全率の算定において保守的な結果が得られるよう, 建屋西側の崖地形が近くなる建屋南端位置に設定した。



断面位置図

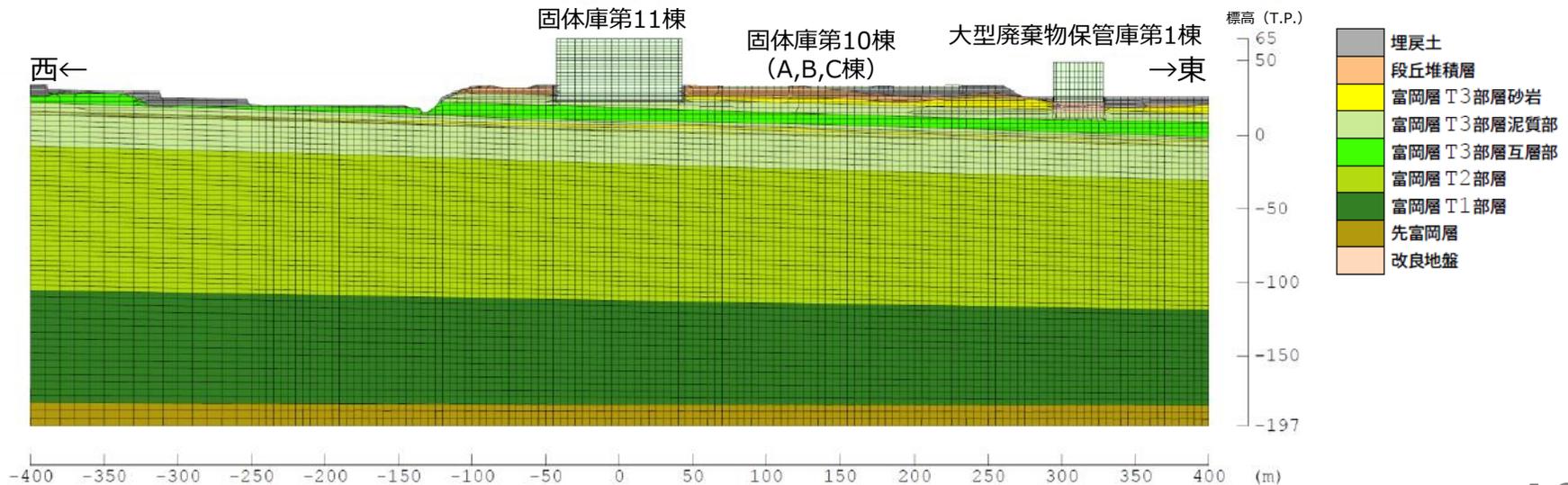


図 B-B断面 (東西方向断面)

### 3. ②地盤のすべり・傾斜, ③地盤支持力の不足

#### 3. 1 評価方法 (解析用物性値)

➤ 地震応答解析に用いる解析用物性値は設置許可申請書に記載したもの等を用いる。

			埋戻土	段丘堆積層	富岡層		
					T3部層砂岩	T3部層泥質部	T3部層互層部*1
物理特性		密度 $\rho_t$ ( $g/cm^3$ )	1.80	1.59	1.84	1.71	1.76
変形特性	静的変形特性	静弾性係数 $E_0$ ( $N/mm^2$ )	17.7	23.5	124P + 94.4	506	等価変形係数*2
		静ポアソン比 $\nu$	0.33	0.21	0.48	0.47	等価ポアソン比*2
	動の変形特性	初期動せん断弾性係数 $G_0$ ( $N/mm^2$ )	72.6	158	210	427	302
		動せん断弾性係数のひずみ依存特性 $G/G_0 \sim \gamma$ ( $\gamma$ :%)	$\frac{1}{1 + 10.65\gamma^{0.778}}$	$\frac{1}{1 + 6.872\gamma^{0.614}}$	$\frac{1}{1 + 3.009\gamma^{0.604}}$	$\frac{1}{1 + 3.600\gamma^{0.962}}$	$\frac{1}{1 + 3.257\gamma^{0.688}}$
		動ポアソン比 $\nu_d$	0.35	0.48	0.48	0.45	0.46
		減衰定数のひずみ依存特性 $h \sim \gamma$ ( $h, \gamma$ :%) *4	$22.97\gamma^{0.289}$	$\frac{14.79}{1 + 0.036/\gamma}$	$\frac{21.80}{1 + 0.122/\gamma}$	$11.90\gamma^{1.086} + 1.617$	$\frac{17.57}{1 + 0.084/\gamma}$
強度特性	ピーク強度	$C_u$ ( $N/mm^2$ )	—	0.039	0.098	1.5	0.098*3
		$\varphi_u$ (°)	—	24.7	38.6	0	38.6*3
		$\sigma_t$ ( $N/mm^2$ )	—	0	0	0.222	0*3
	残留強度	$C_{ur}$ ( $N/mm^2$ )	—	0.034	0.069	1.08	0.069*3
		$\varphi_{ur}$ (°)	—	25.1	38.7	0	38.7*3

P : 有効土被り圧 ( $N/mm^2$ )

\* 1) T3部層互層部の砂岩と泥質部の層厚比は4 : 6とする。

\* 3) 安全側に富岡層T3部層砂岩の値を用いる。

\* 2) T3部層砂岩とT3部層泥質部の $E_0$ ,  $\nu$ は層厚比から等価物性値を設定する。

\* 4) 減衰定数 $h$ は3%を下限とする。

### 3. ②地盤のすべり・傾斜, ③地盤支持力の不足

#### 3. 1 評価方法 (解析用物性値)

➤ 地震応答解析に用いる解析用物性値は設置許可申請書に記載したもの等を用いる。

		富岡層		先富岡層	改良地盤	
		T2部層	T1部層			
物理特性	密度 $\rho_t$ ( $g/cm^3$ )	1.75 - 0.000417Z	1.79	1.88	1.81	
変形特性	静的変形特性	静弾性係数 $E_0$ ( $N/mm^2$ )	112 - 5.42Z	675	931	180
		静ポアソン比 $\nu$	0.47	0.47	0.45	0.26
	動の変形特性	初期動せん断弾性係数 $G_0$ ( $N/mm^2$ )	249 - 3.22Z	667	954	235
		動せん断弾性係数のひずみ依存特性 $G/G_0 \sim \gamma$ ( $\gamma$ :%)	$\frac{1}{1 + 2.845\gamma^{0.918}}$	$\frac{1}{1 + 2.586\gamma^{0.722}}$	$\frac{1}{1 + 2.714\gamma^{0.920}}$	$\frac{1}{1 + \gamma/0.368}$
		動ポアソン比 $\nu_d$	0.467 + 0.000222Z	0.44	0.42	0.26
		減衰定数のひずみ依存特性 $h \sim \gamma$ ( $h, \gamma$ :%) *2	10.54 $\gamma^{0.865}$ + 0.903	15.04 $\gamma^{0.517}$	14.69 $\gamma^{0.583}$	19.7 - $\frac{17.7}{1 + \gamma/0.368}$
強度特性	ピーク強度	$C_u$ ( $N/mm^2$ )	0.931 - 0.00758Z	1.62	1.80	0.5
		$\varphi_u$ (°)	0	0	0	0
		$\sigma_t$ ( $N/mm^2$ )	0.100 - 0.00119Z	0*1	0.104	0
	残留強度	$C_{ur}$ ( $N/mm^2$ )	1.00 - 0.00365Z	1.44	1.46	0.5
		$\varphi_{ur}$ (°)	0	0	0	0

Z: 標高T.P. (m)

\* 1) 解析用として安全側に設定した値。

\* 2) 減衰定数hは3%を下限とする。

### 3. ②地盤のすべり・傾斜, ③地盤支持力の不足

#### 3. 1 評価方法 (解析用物性値)

- 解析用物性値は、地盤調査結果、室内試験結果の平均値を代表値として設定した。また、改良地盤については文献等に基づき設定した。

		埋戻土	段丘堆積物	富岡層				先富岡層	改良地盤	
				T3部層砂岩	T3部層泥質部	T3部層互層部	T2部層			T1部層
物理特性	密度	密度試験結果			等価密度	密度試験結果				
静的変形特性	静弾性係数	三軸圧縮試験結果			等価弾性係数	三軸圧縮試験結果			文献*1から設定	
	静ポアソン比	内部摩擦角から算定	三軸圧縮試験結果		等価静ポアソン比	三軸圧縮試験結果			文献*1から設定	
動の変形特性	初期動せん断弾性係数	PS検層によるS波速度, 密度から算定			等価せん断弾性係数	PS検層によるS波速度, 密度から算定			文献*1によるS波速度, 密度から算定	
	動せん断弾性係数のひずみ依存特性	振動三軸試験結果	動的単純せん断試験結果		等価ひずみ依存特性	動的単純せん断試験結果			過去の実績から引用	
	動ポアソン比	PS検層によるP波速度, S波速度から算定				等価動ポアソン比	PS検層によるP波速度, S波速度から算定			文献*1から設定
	減衰定数のひずみ依存特性	振動三軸試験結果	動的単純せん断試験結果		等価ひずみ依存特性	動的単純せん断試験結果			過去の実績から引用	
強度特性	ピーク強度	Cu	-		三軸圧縮試験結果	T3部層砂岩の値を用いる	三軸圧縮試験結果		設計値	
		φu	-		三軸圧縮試験結果	-	-			
		σt	-		-	-	圧裂試験結果	圧裂試験結果		-
	残留強度	-		三軸圧縮試験結果		T3部層砂岩の値を用いる	三軸圧縮試験結果		設計値	

\* 1) 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針ーセメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法ー (日本建築センター)

### 3. ②地盤のすべり・傾斜, ③地盤支持力の不足

#### 3. 1 評価方法（解析用物性値〔地盤物性のばらつき〕）

- 解析用物性値は、各種地盤調査・試験結果における平均値を代表値として設定したが、調査及び試験の結果に含まれる不確かさを考慮し、すべり安全率に対する影響として支配的な強度特性について（下【参考】を参照）、ばらつき（平均-1σ強度）を考慮した評価を実施した。
- 設定した「平均-1σ強度」を下表に示す。

表 段丘堆積層・富岡層T3部層の平均-1σ強度

		段丘堆積層	富岡層			
			T3部層砂岩	T3部層泥質部	T3部層互層部	
強度特性	ピーク強度	$C_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.039 <u>0.033</u>	0.098 <u>0.069</u>	1.50 <u>1.27</u>	0.098 <u>0.069</u>
		$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	0	0	0.222 <u>0.111</u>	0
	残留強度	$C_{ur}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.034 <u>0.030</u>	0.069 <u>0.049</u>	1.08 <u>0.93</u>	0.069 <u>0.049</u>

注：上段は平均強度を、下段・下線は平均-1σ強度を示す。

#### 【参考】

##### ①原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料>（土木学会，2009年）

地盤物性値のばらつき評価法について確率論的な検討を行い、以下の結論が得られている。

- 地盤物性値を±10%して算定したすべり安全率の差を算定した結果、すべり安全率に関しては、せん断強度等の抵抗力に関する地盤物性値の影響が非常に強く、剛性等の影響は比較的小さいことを確認した。
- 「代表値±係数×標準偏差」を用いた確率論的手法による地盤物性値のばらつき評価の結果、確率論的手法によって評価したすべり安全率が、確率論的に地盤物性値を「代表値-1.0×標準偏差」に設定して評価したすべり安全率を下回る確率は小さいことを明らかにした。

##### ②原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-2021（日本電気協会，2021年）

- すべり安全率に対する地盤物性値のばらつきの影響については、一般に強度特性が支配的であり、変形特性の影響は小さい。したがって、一般に強度特性のばらつきのみ考慮しておけばよい。

### 3. ②地盤のすべり・傾斜, ③地盤支持力の不足

#### 3. 1 評価方法 (安定性評価フロー)

- ②地盤のすべり・傾斜, ③地盤支持力の不足による影響 (以下, 「基礎地盤の安定性評価」という。) は, 建屋・地盤の地震応答解析 (2次元有限要素法周波数応答解析) の結果を用いて評価した。
- 地震応答解析は, 水平及び鉛直地震動を同時に入力した。
- 地盤は, 等価線形化法により, 動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性を考慮した。

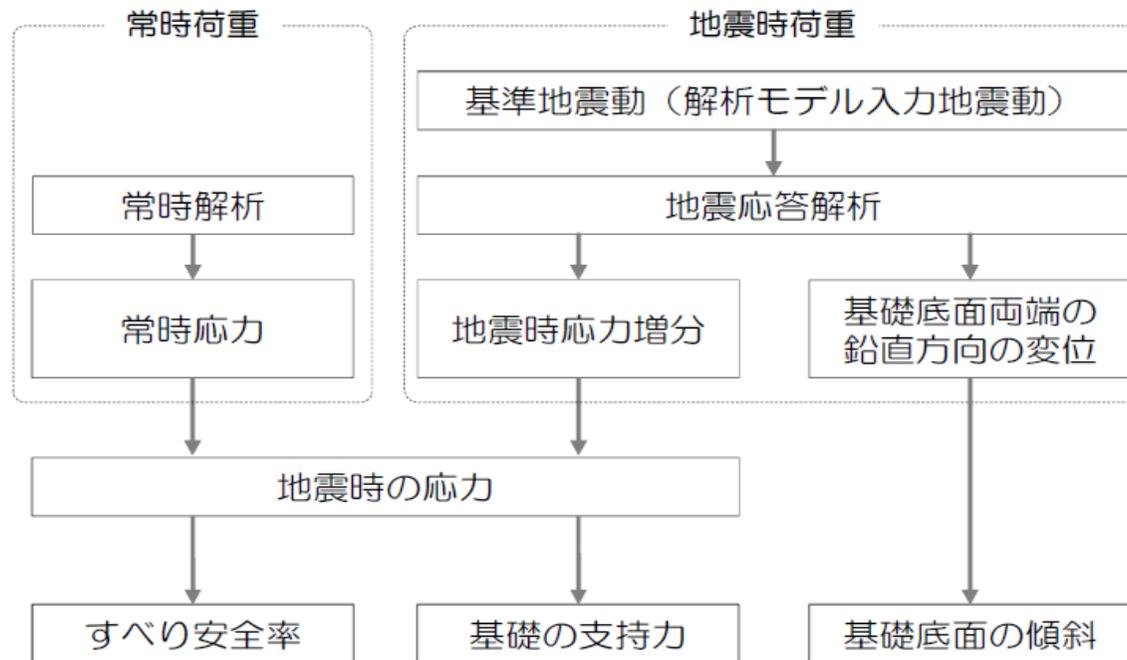


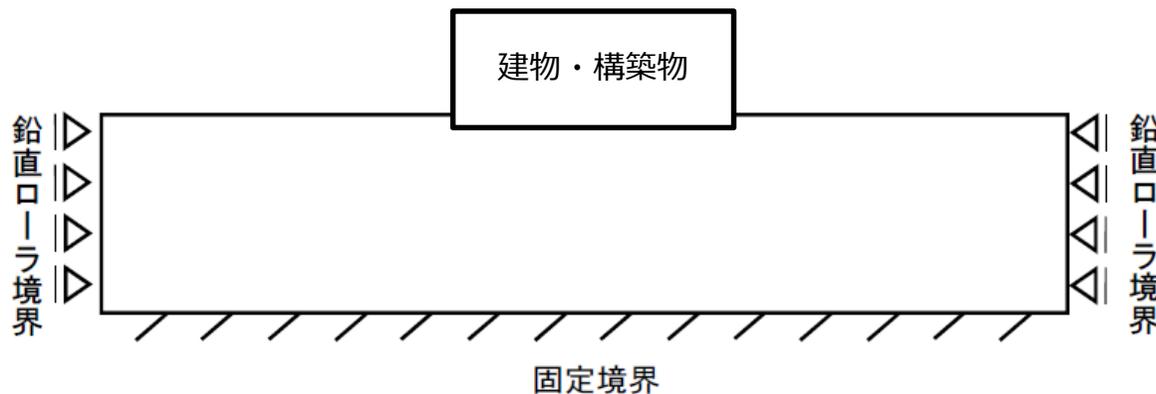
図 基礎地盤の安定性評価フロー

### 3. ②地盤のすべり・傾斜, ③地盤支持力の不足

#### 3. 1 評価方法 (境界条件)

- 常時解析時の境界条件は、底面を固定境界、側方を鉛直ローラ境界として設定した。
- 地震応答解析時の境界条件は、底面を粘性境界、側方をエネルギー伝達境界とし、エネルギー逸散を考慮した。

#### 常時解析



#### 地震応答解析

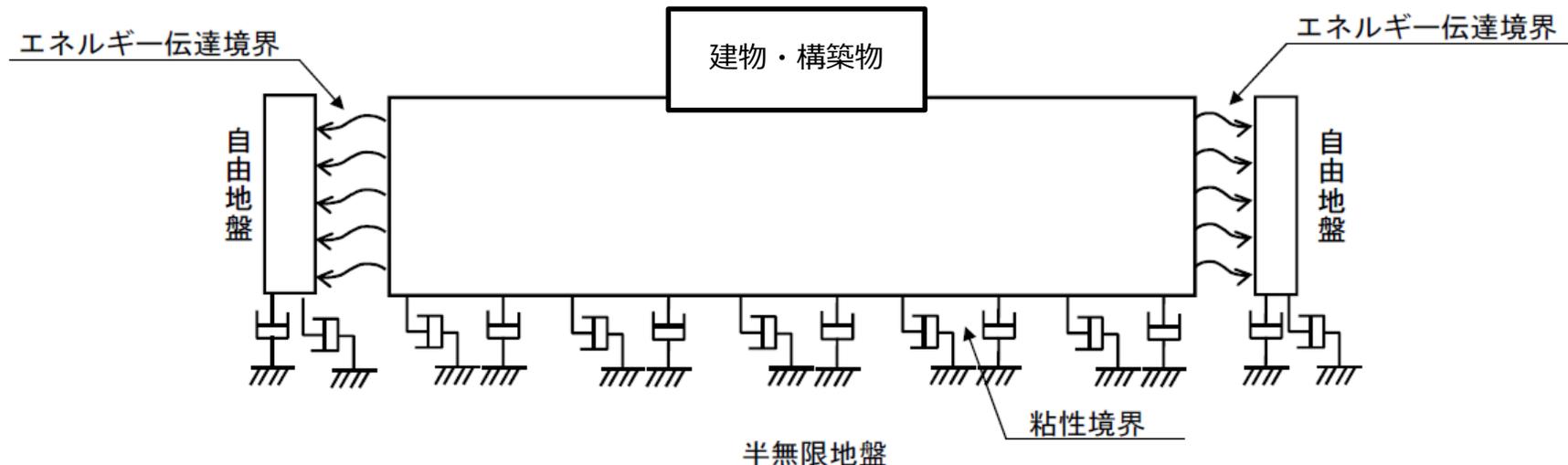


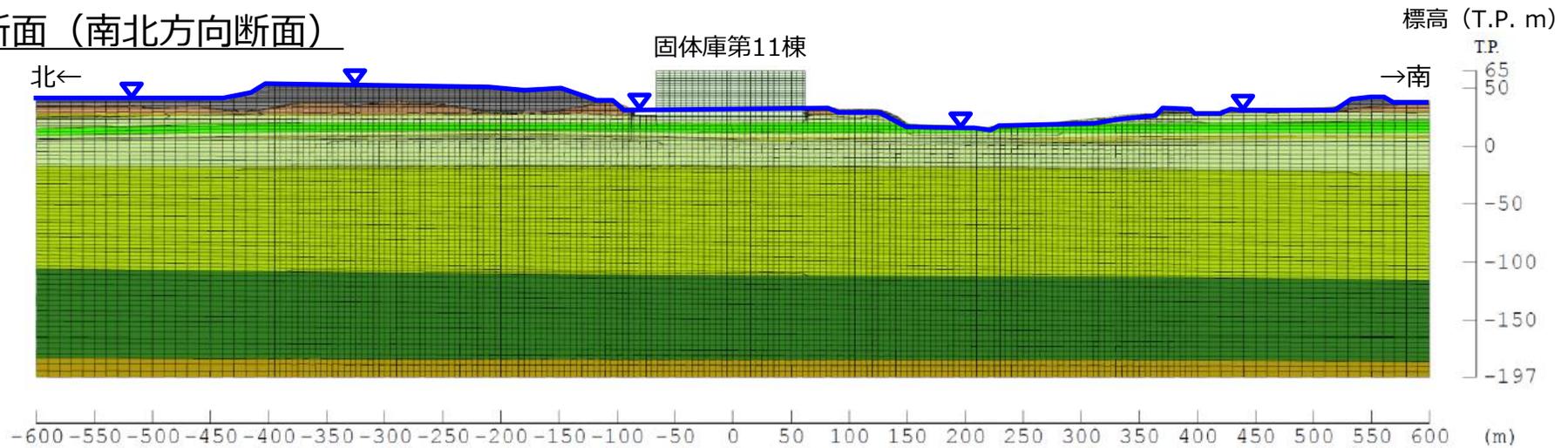
図 境界条件イメージ

### 3. ②地盤のすべり・傾斜, ③地盤支持力の不足

#### 3. 1 評価方法 (地下水位の設定)

➤ 地下水位は, 地表面に設定した。

#### A-A断面 (南北方向断面)



#### B-B断面 (東西方向断面)

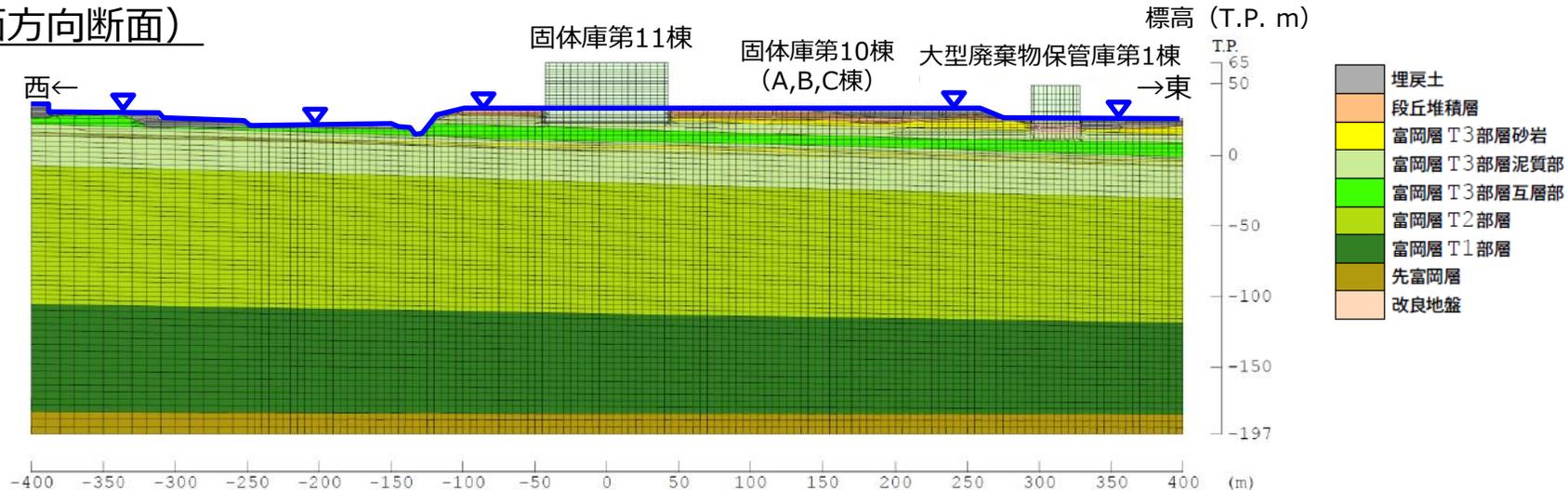


図 地下水位設定イメージ

### 3. ②地盤のすべり・傾斜, ③地盤支持力の不足

#### 3. 1 評価方法 (入力地震動の概要)

- 解析モデルは解放基盤表面を下端とし, モデル下端から基準地震動を水平方向及び鉛直方向に同時に入力した。

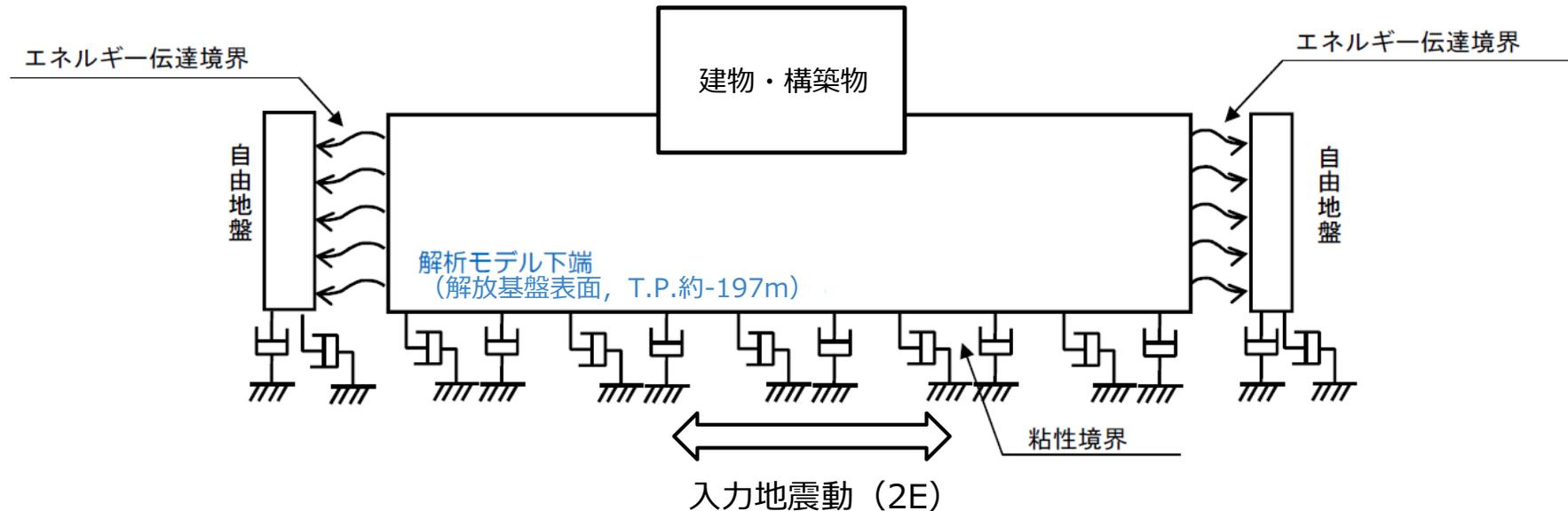
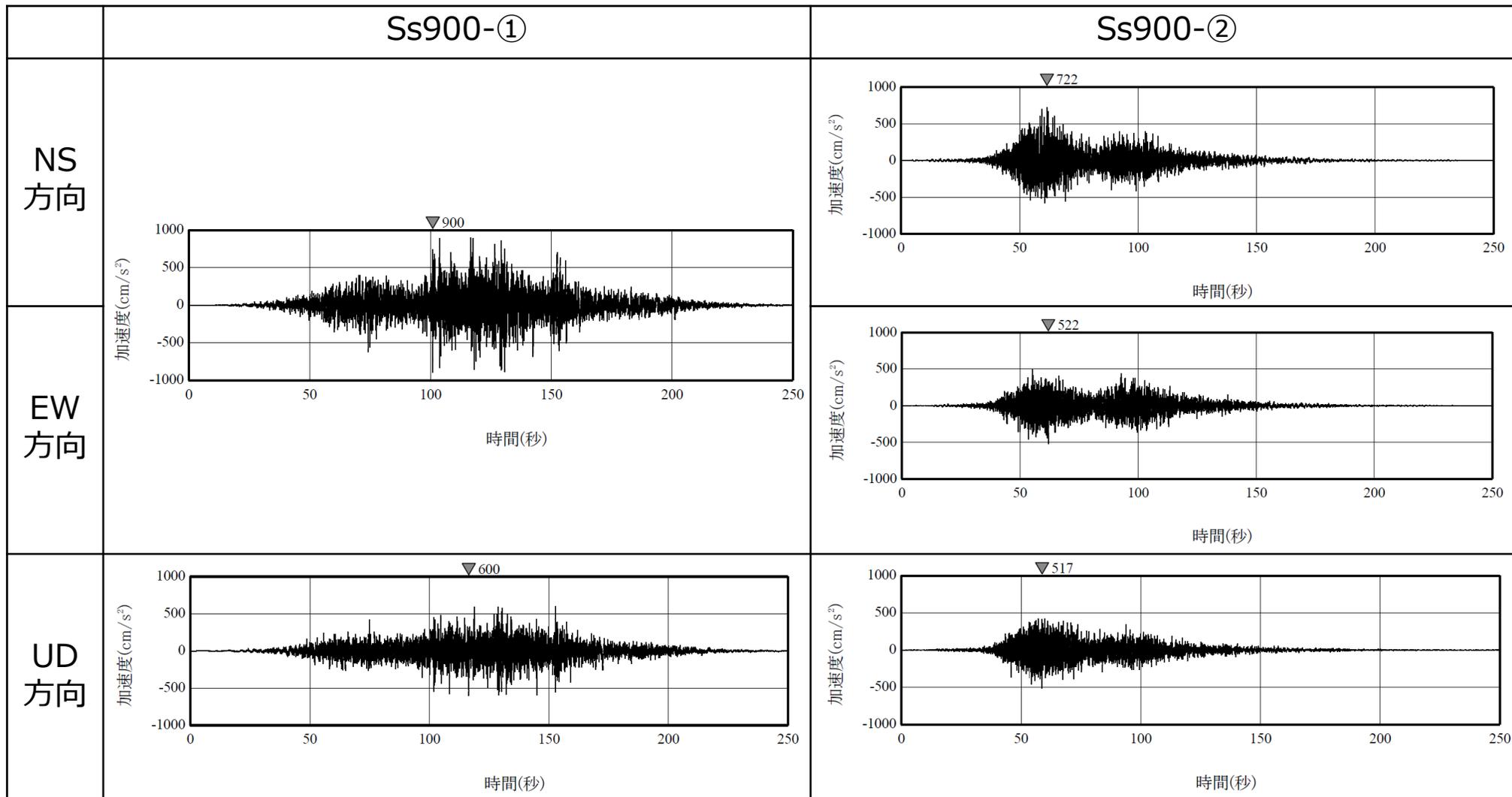


図 地震動入力イメージ

# 3. ②地盤のすべり・傾斜, ③地盤支持力の不足

## 3. 1 評価方法 (基準地震動の時刻歴波形)

表 基準地震動の時刻歴波形



### 3. ②地盤のすべり・傾斜, ③地盤支持力の不足

#### 3. 1 評価方法 (地盤のすべり〔評価フロー〕)

- 地盤のすべりの評価は、下図の流れに従い実施した。
- 平均強度に基づくすべり安全率最小ケースに対して、地盤物性のばらつき (平均-1 $\sigma$ 強度) を考慮したすべり安全率を算定した。

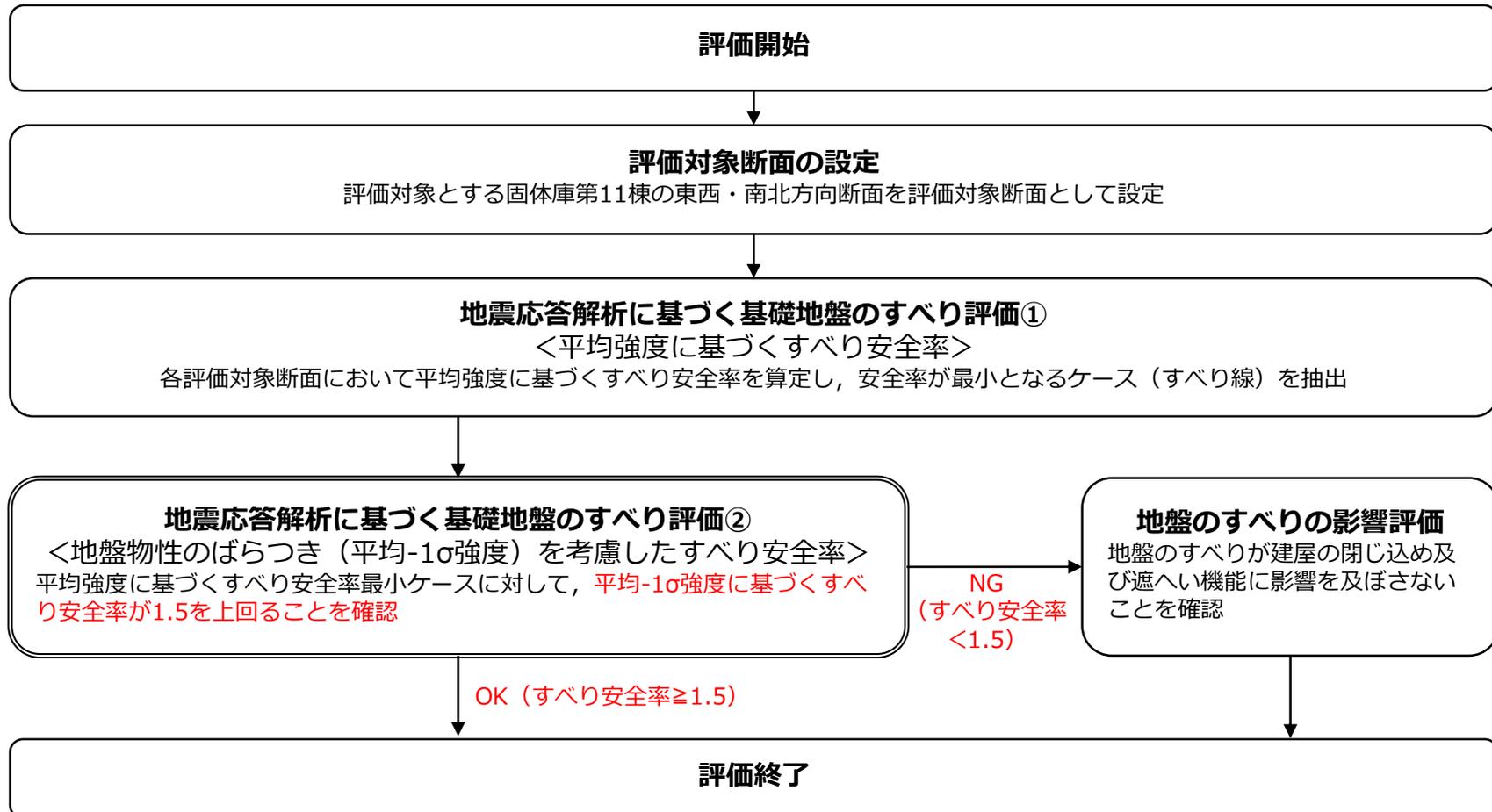


図 地盤のすべりの評価フロー

### 3. ②地盤のすべり・傾斜, ③地盤支持力の不足

#### 3. 1 評価方法 (地盤のすべり〔すべり安全率〕)

➤ 地震応答解析の結果に基づき、適切なすべり面を仮定して、最小すべり安全率を算定する。

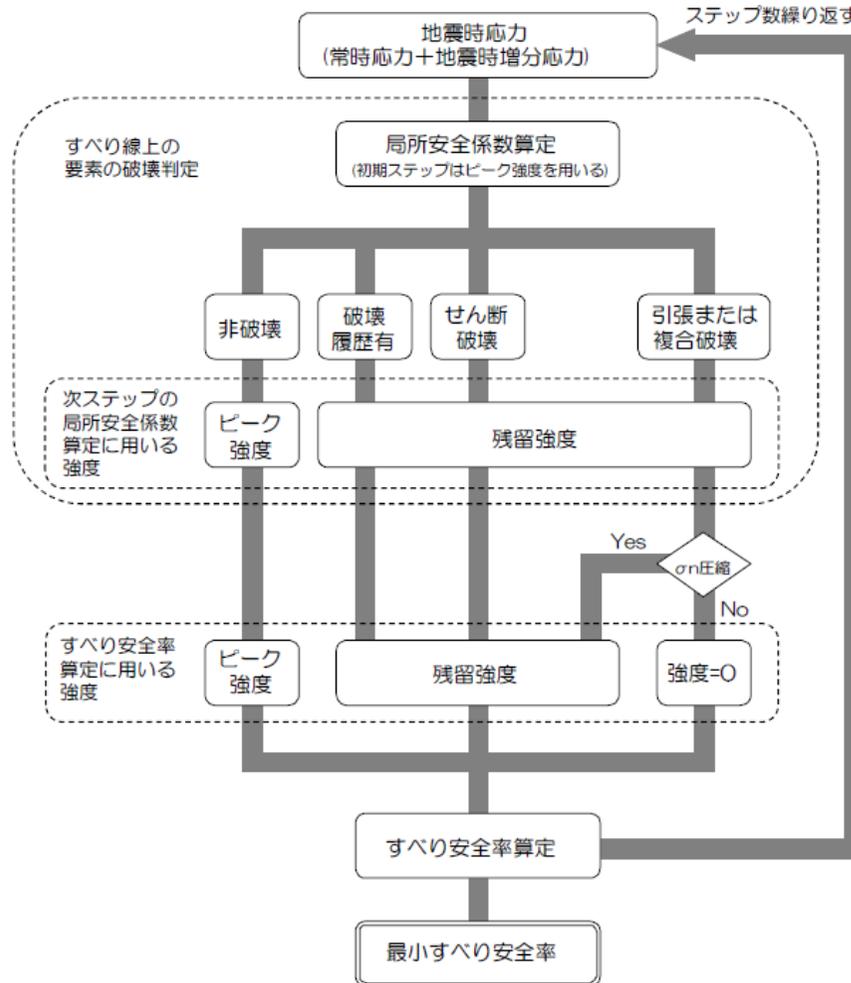


図 すべり安全率の算定フロー

### 3. ②地盤のすべり・傾斜, ③地盤支持力の不足

#### 3. 1 評価方法 (地盤のすべり〔最小すべり安全率を示すすべり線の検索〕)

- 第一段階, 第二段階とすべり線の条件を変化させながら, すべり安全率を算定した。
- 第一段階では, 建屋直下の地層毎に幅や立ち上げ角度を大まかに変化させたすべり線を設定し, すべり安全率を算定した。
- 第二段階では, 第一段階で最小すべり安全率を示したすべり線に対して, さらに細かくすべり線の幅と立ち上げ角度を変化させてすべり安全率を算定し, 最小すべり安全率を求めた。

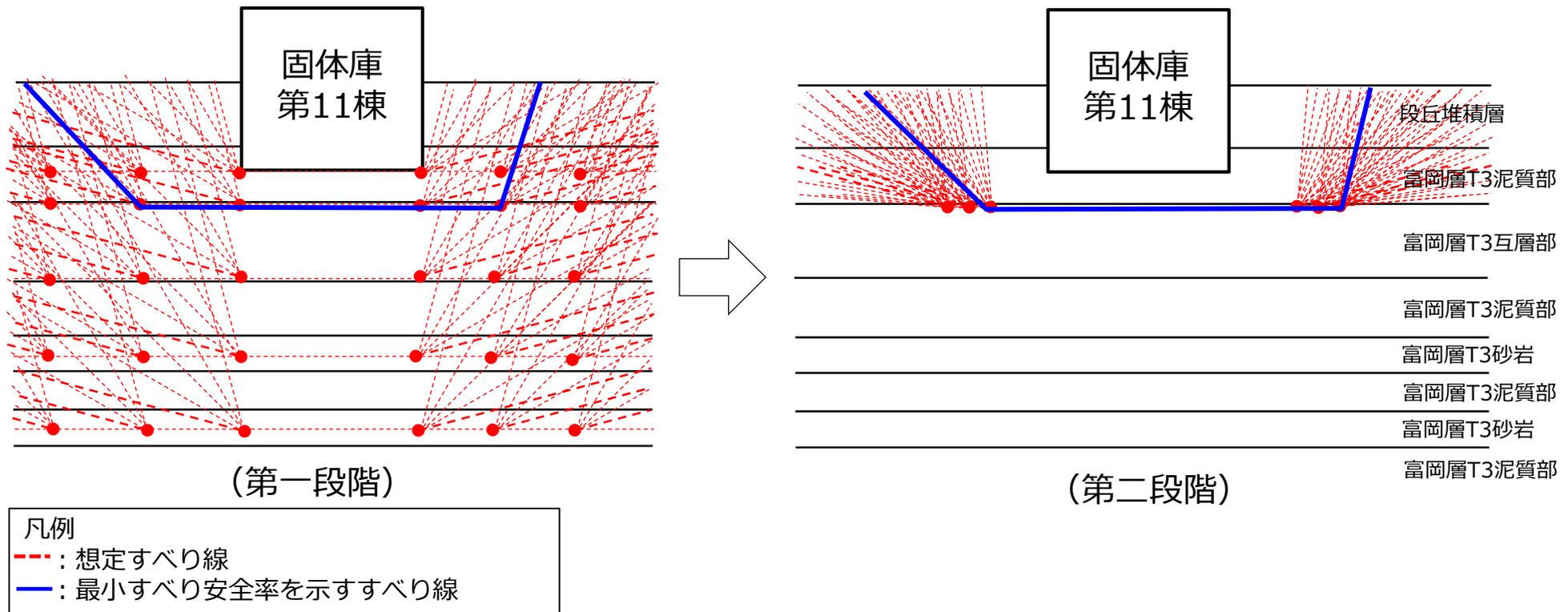
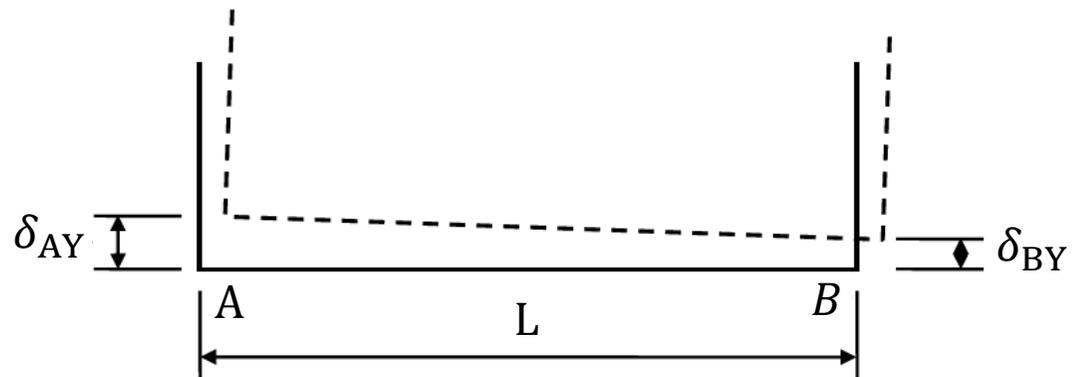


図 すべり線の設定イメージ

### 3. ②地盤のすべり・傾斜, ③地盤支持力の不足

#### 3. 1 評価方法 (地盤の傾斜)

- 地震応答解析による鉛直変位量から求められる建屋基礎の最大不等沈下量による傾斜について、一般建築物の構造的な障害が発生する限界値を参考に設定した目安値1/2,000との比較を行う。



$$\text{建屋基礎の傾斜} = \frac{|\delta_{AY} - \delta_{BY}|}{L}$$

$\delta_{AY}, \delta_{BY}$  : 鉛直変位の地震時増分  
 $L$  : 建屋基礎幅

図 基礎の傾斜の算定方法

### 3. ②地盤のすべり・傾斜, ③地盤支持力の不足

#### 3. 1 評価方法 (地盤の支持力)

- 地震応答解析により求められる建屋の接地圧 (鉛直応力) が, 岩盤支持力試験の結果に基づく支持力の評価基準値 $9.8\text{N}/\text{mm}^2$ を超えないことを確認する。

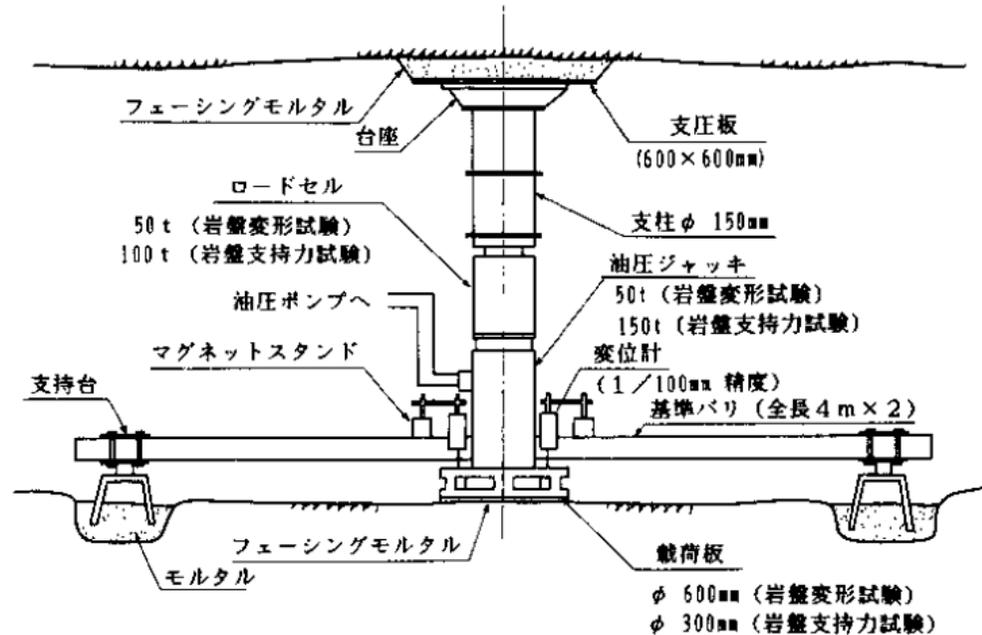


図 岩盤支持力試験

### 3. ②地盤のすべり・傾斜, ③地盤支持力の不足

#### 3. 2 評価結果 (地盤のすべり①〔平均強度〕)

- 平均強度による最小すべり安全率は下表のとおり。各評価対象断面のすべり安全率が最小となるケースについて、地盤物性のばらつきを考慮した評価を行う。

表 地盤のすべり (平均強度) の評価結果

評価対象断面	最小すべり安全率	
	Ss900-①	Ss900-②
A-A断面 (南北方向断面)	1.59 〔102.30〕	3.41 〔59.34〕
	<u>1.34</u> (逆, 逆) 〔152.93〕	
B-B断面 (東西方向断面)	<u>1.28</u> 〔102.30〕	4.23 〔113.98〕
	—	

注1：下線は、全ケースでの最小すべり安全率を示す。 注2：〔〕内は、発生時刻 (秒) を表す。

注3：Ss900-①の下段に位相反転ありの場合のすべり安全率が位相反転なしの場合のすべり安全率を下回った場合の最小すべり安全率を記載。

注4：Ss900-①の下段に記載の (逆, 正) は水平反転, (正, 逆) は鉛直反転, (逆, 逆) は水平反転かつ鉛直反転を示す。

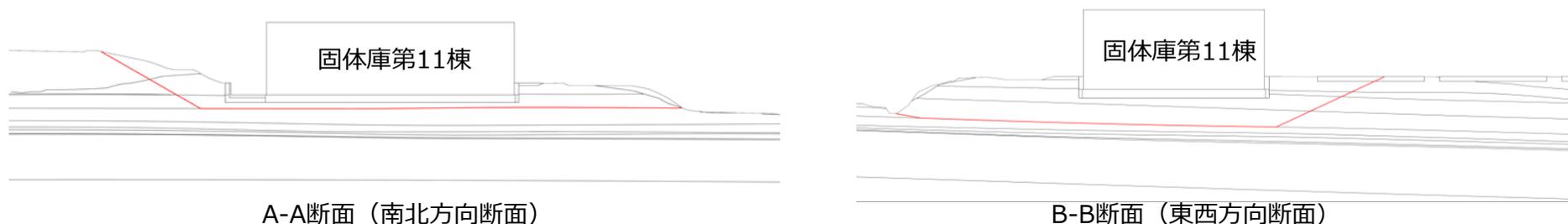


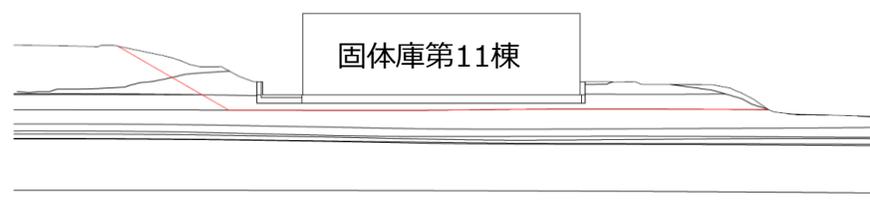
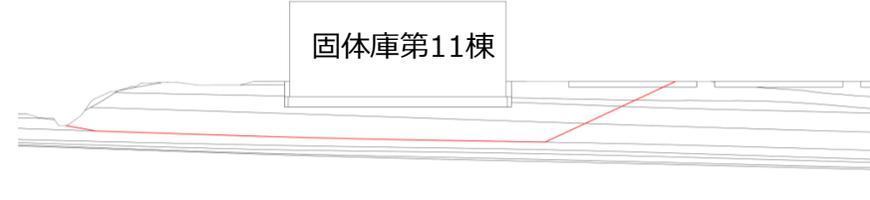
図 すべり安全率が最小となるケースのすべり線

### 3. ②地盤のすべり・傾斜, ③地盤支持力の不足

#### 3. 2 評価結果 (地盤のすべり②〔強度のばらつき評価〕)

- 平均強度においてすべり安全率が最小となったケースについて、地盤物性のばらつき (平均-1σ強度) を考慮して評価を行った結果、**すべり安全率は1.0を上回るが、原子炉建屋等が設置される地盤に求められる基準値1.5を下回ることから、地盤のすべりの影響評価として、地盤のすべりが建屋の閉じ込め及び遮へい機能に影響を及ぼさないことを確認する。**

表 地盤のすべり (平均-1σ強度) の評価結果

評価対象断面 及び地震動	すべり線形状のパターン	すべり安全率 〔平均強度〕	すべり安全率 〔平均-1σ強度〕
A-A断面 (南北方向断面) 【Ss900-① (逆, 逆)】		1.34 〔152.93〕	<u>1.21</u> 〔152.93〕
B-B断面 (東西方向断面) 【Ss900-① (正, 正)】		1.28 〔102.30〕	<u>1.19</u> 〔102.30〕

注：〔〕内は、発生時刻 (秒) を表す。

### 3. ②地盤のすべり・傾斜, ③地盤支持力の不足

#### 3. 2 評価結果 (地盤の傾斜)

- 地盤の傾斜は目安値である1/2,000を下回ることから、傾斜が建屋の閉じ込め及び遮へい機能に影響を及ぼさないことを確認した。

表 地盤の傾斜の評価結果

評価対象断面	上段：最大相対変位 (cm) 下段：最大傾斜		
	Ss900-①		Ss900-②
A-A断面 (南北方向断面)	2.5 〔151.86〕	2.8 (逆, 正) 〔153.11〕	1.8 〔59.42〕
	1/5,100	1/4,600	1/7,400
B-B断面 (東西方向断面)	3.3 〔153.10〕	3.3 (逆, 正) 〔151.83〕	1.3 〔57.35〕
	<u>1/2,600</u>	<u>1/2,600</u>	1/6,600

注1：下線は、全ケースでの最大の傾斜を示す。

注2：〔〕内は、発生時刻 (秒) を表す。

注3：Ss900-①の右側に位相反転ありの場合の最大相対変位及び最大傾斜が位相反転なしの場合の最大相対変位及び最大傾斜を上回った場合の最大相対変位及び最大傾斜を記載。

注4：Ss900-①の右側に記載の (逆, 正) は水平反転, (正, 逆) は鉛直反転, (逆, 逆) は水平反転かつ鉛直反転を示す。

### 3. ②地盤のすべり・傾斜, ③地盤支持力の不足

#### 3. 2 評価結果 (地盤の支持力)

- 地震時最大接地圧は評価基準値 $9.8\text{N/mm}^2$ を超えないことから、地盤支持力の不足が建屋の閉じ込め及び遮へい機能に影響を及ぼさないことを確認した。

表 地盤の支持力の評価結果

評価対象断面	地震時最大接地圧 (N/mm <sup>2</sup> )	
	Ss900-①	Ss900-②
A-A断面 (南北方向断面)	2.25 〔129.39〕	2.02 〔70.91〕
	2.61 (逆, 正) 〔153.04〕	
B-B断面 (東西方向断面)	2.86 〔127.12〕	2.38 〔57.33〕
	<u>3.33</u> (逆, 正) 〔153.04〕	

注1：下線は、全ケースでの地震時最大接地圧を示す。

注2：〔〕内は、発生時刻 (秒) を表す。

注3：Ss900-①の下段に位相反転ありの場合の最大接地圧が位相反転なしの場合の最大接地圧を上回った場合の最大接地圧を記載。

注4：Ss900-①の下段に記載の (逆, 正) は水平反転, (正, 逆) は鉛直反転, (逆, 逆) は水平反転かつ鉛直反転を示す。

## 3. ②地盤のすべり・傾斜, ③地盤支持力の不足

### 3. 3 地盤のすべりの影響評価

#### (1) 評価方針

- 地盤のすべりによる建屋の閉じ込め及び遮へい機能への影響評価は、すべり安全率が1.5を下回る時間において地盤及び建屋が移動すると仮定し、その結果生じる建屋の傾斜について、一般建築物の構造的な障害が発生する限界値を参考に設定した目安値1/2,000との比較を行う。
- 上記建屋の傾斜は、以下2つの方法により算定する。
  - 方法①：建屋基礎の移動量から算出する方法
  - 方法②：基礎地盤の円弧すべり量から算出する方法

## 3. ②地盤のすべり・傾斜, ③地盤支持力の不足

### 3. 3 地盤のすべりの影響評価

#### (2) 評価方法 (方法①)

- すべり安全率が1.5を下回る時間において、すべり線上の地盤及び建屋が移動すると仮定し、その結果生じる建屋の傾斜について、一般建築物の構造的な障害が発生する限界値を参考に設定した目安値1/2,000との比較を行う。
- すべり安全率は地震応答解析結果から算定することから、地震継続時間の間、時々刻々と変化する。地盤のすべりによる建屋の傾斜は、地震応答解析結果からすべり安全率が1.5を下回る最初の時刻における建屋基礎の速度で、すべり安全率が1.5を下回る時間、すべり線上の地盤及び建屋が下部地盤から独立して移動する、と仮定して鉛直変位量を算定し求める。
- なお、すべり線上の地盤及び建屋が、「すべり安全率が1.5を下回る最初の時刻における速度を保持し移動し続ける」とした仮定は、以下の理由により、保守的な評価結果（移動量）を与えると考えられる。
  - ① 水平方向の移動については、地盤の残留せん断強度による、移動に対して抵抗する力を無視している。
  - ② 鉛直方向の移動については、下方への移動については下部地盤の存在と、上方への移動については重力による、移動に対して抵抗する力を無視している。
- また、地震力によるせん断力（滑動力）は正負交互に作用するため、安全率が1.5を下回る時間を過ぎて移動し続けることはなく、移動時間をすべり安全率が1.5を下回る時間とした仮定は妥当と考える。

# 3. ②地盤のすべり・傾斜, ③地盤支持力の不足

## 3. 3 地盤のすべりの影響評価

### (3) 評価結果 (方法① : A-A断面 (南北方向断面))

- すべり安全率は動的解析の結果により算定しており、時々刻々と変化する。すべり安全率が1.5を下回る時間は、時刻128.84秒~128.86秒の0.03秒（以下、「時刻①」という。）及び時刻152.92秒~153.04秒の0.13秒間（以下、「時刻②」という。）である。

表 すべり安全率が1.5を下回る時間のすべり安全率の推移

時刻(秒)	すべり安全率時刻歴	時刻(秒)	すべり安全率時刻歴
128.84	1.355	152.92	1.435
128.85	1.310	152.93	1.210
128.86	1.456	152.94	1.230
0.03	秒	152.95	1.373
		152.96	1.459
		152.97	1.438
		152.98	1.400
		152.99	1.363
		153.00	1.337
		153.01	1.318
		153.02	1.316
		153.03	1.340
		153.04	1.419
		0.13	秒

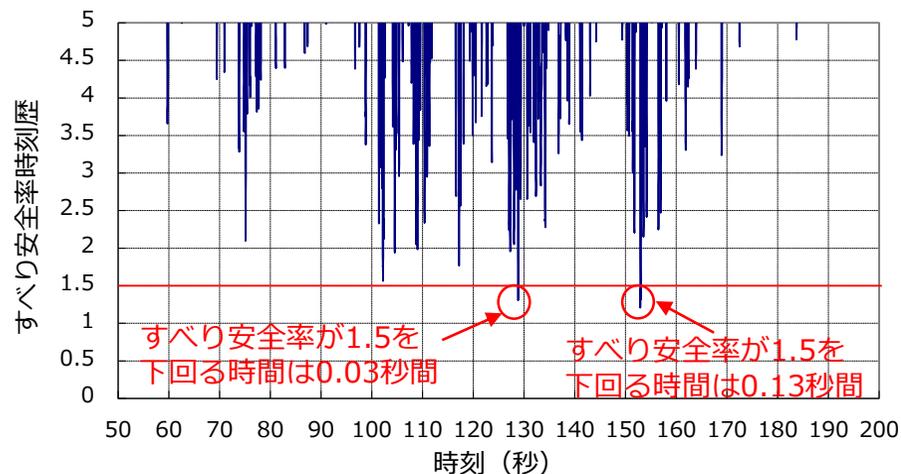
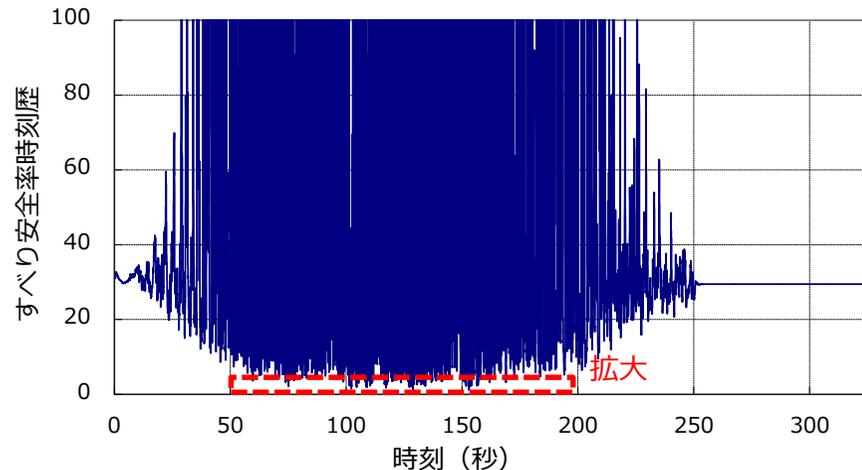


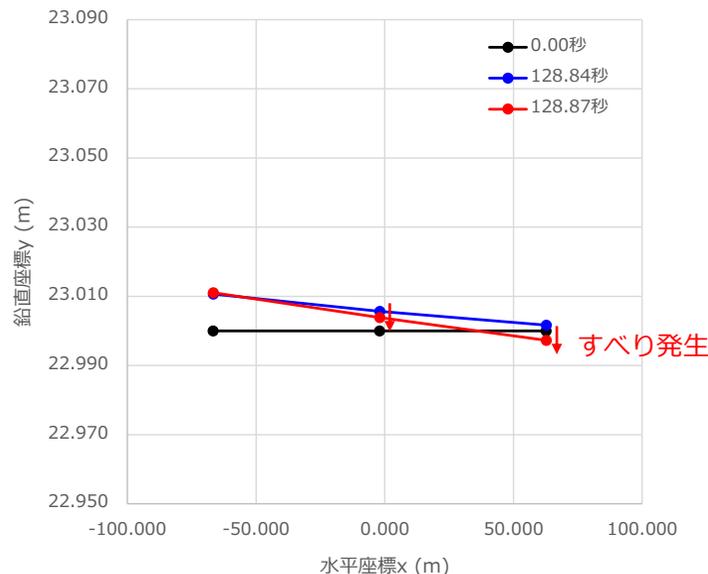
図 すべり安全率時刻歴 (A-A断面)

### 3. ②地盤のすべり・傾斜, ③地盤支持力の不足

#### 3. 3 地盤のすべりの影響評価

##### (3) 評価結果 (方法①: A-A断面 (南北方向断面), 時刻①)

- すべり安全率が1.5を下回る0.03秒間に, 基礎地盤のすべり線に沿ってすべりが発生すると仮定し, すべりによる建屋の傾斜量を算定した。
- すべり安全率1.5を下回る最初の時刻128.84秒における建屋基礎の速度で, 0.03秒間, 建屋及びすべり線上の地盤が移動したと仮定し, 鉛直変位量を算定した。
- 0.03秒後の建屋基礎両端部の鉛直方向変位差は, 0.0139m (=23.0111m-22.9972m)である(右図参照)。この時の建屋の傾斜は1/9,300である。



抽出項目	対象節点		建屋基礎中央下		建屋基礎右下		
	水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直	
0.00秒における座標x,y (m)	-66.694	23.000	-1.994	23.000	62.706	23.000	時刻0.00秒
128.84秒における座標x', y' (m) x' = x + Δx, y' = y + Δy	-66.6077	23.0106	-1.9077	23.0056	62.7923	23.0016	時刻128.84秒
128.84秒における速度V (m/s)	0.054	0.015	0.054	-0.059	0.054	-0.147	すべり発生
Fs ≤ 1.5区間の秒数Δt (秒)	0.03						
F's ≤ 1.5区間の移動量V × Δt (m)	0.0016	0.0004	0.0016	-0.0018	0.0016	-0.0044	
128.87秒における座標x'', y'' x'' = x' + V × Δt, y'' = y' + V × Δt	-66.6061	23.0111	-1.9061	23.0039	62.7939	22.9972	時刻128.87秒

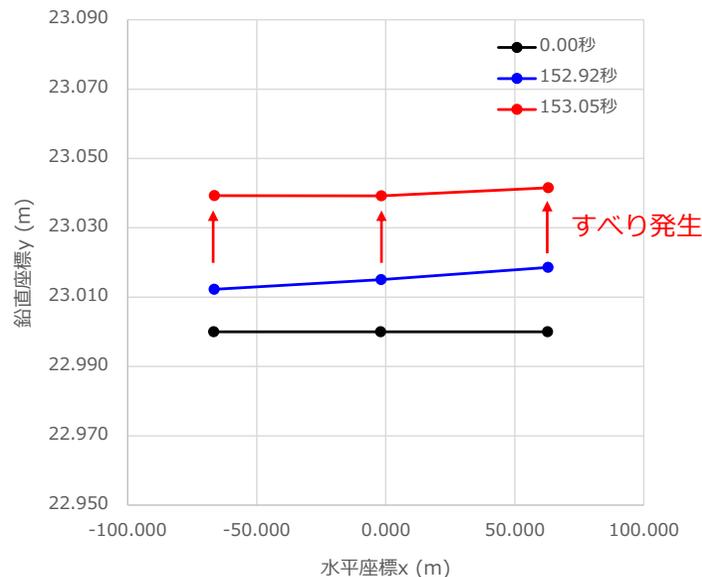
図 すべりによる建屋底版の変位 (A-A断面)

### 3. ②地盤のすべり・傾斜, ③地盤支持力の不足

#### 3. 3 地盤のすべりの影響評価

##### (3) 評価結果 (方法①: A-A断面 (南北方向断面), 時刻②)

- すべり安全率が1.5を下回る0.13秒間に, 基礎地盤のすべり線に沿ってすべりが発生すると仮定し, すべりによる建屋の傾斜量を算定した。
- すべり安全率1.5を下回る最初の時刻152.92秒における建屋基礎の速度で, 0.13秒間, 建屋及びすべり線上の地盤が移動したと仮定し, 鉛直変位量を算定した。
- 0.13秒後の建屋基礎両端部の鉛直方向変位差は, 0.0023m (=23.0416m-23.0393m)である (右図参照)。この時の建屋の傾斜は1/56,000である。



対象節点 抽出項目	建屋基礎左下		建屋基礎中央下		建屋基礎右下		時刻
	水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直	
0.00秒における座標x,y (m)	-66.694	23.000	-1.994	23.000	62.706	23.000	時刻0.00秒
152.92秒における座標x', y' (m) x' = x + Δx, y' = y + Δy	-66.4944	23.0123	-1.7944	23.0151	62.9056	23.0186	時刻152.92秒
152.92秒における速度V (m/s)	0.417	0.208	0.417	0.185	0.417	0.177	すべり発生
Fs ≤ 1.5区間の秒数Δt (秒)	0.13						
F's ≤ 1.5区間の移動量V × Δt (m)	0.0542	0.0270	0.0542	0.0241	0.0542	0.0230	時刻153.05秒
153.05秒における座標x'', y'' (m) x'' = x' + V × Δt, y'' = y' + V × Δt	-66.4402	23.0393	-1.7402	23.0392	62.9598	23.0416	

図 すべりによる建屋底版の変位 (A-A断面)

### 3. ②地盤のすべり・傾斜, ③地盤支持力の不足

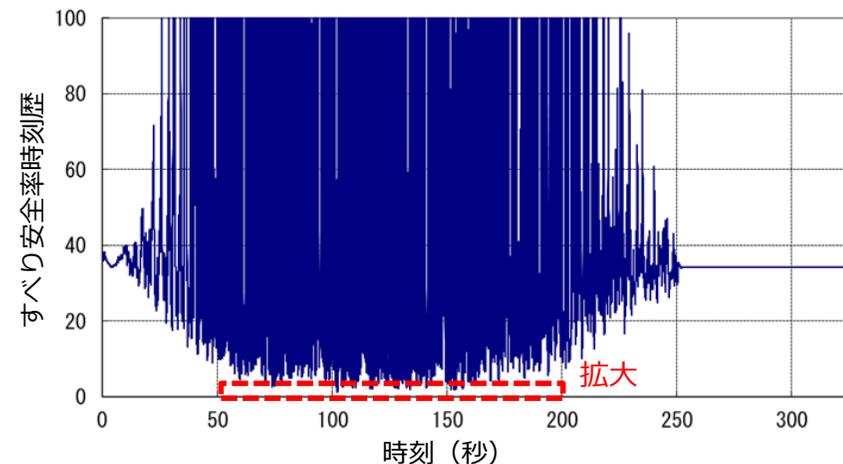
#### 3. 3 地盤のすべりの影響評価

##### (3) 評価結果 (方法①, B-B断面 (東西方向断面))

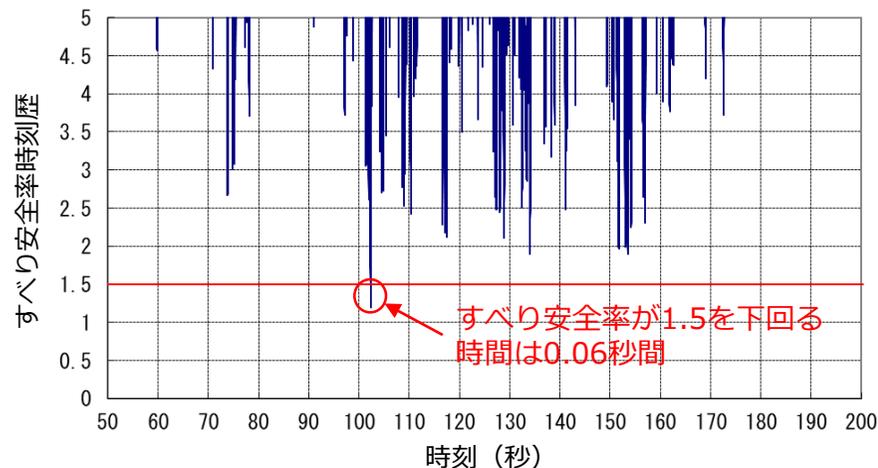
- すべり安全率は動的解析の結果により算定しており, すべり安全率は時々刻々と変化する。すべり安全率が1.5を下回る時間は, 時刻102.28秒~102.33秒の0.06秒間である。

表 すべり安全率が1.5を下回る時間のすべり安全率の推移

時刻(秒)	すべり安全率時刻歴
102.28	1.458
102.29	1.265
102.30	1.194
102.31	1.220
102.32	1.293
102.33	1.408
0.06	秒



a.全体図



b.拡大図

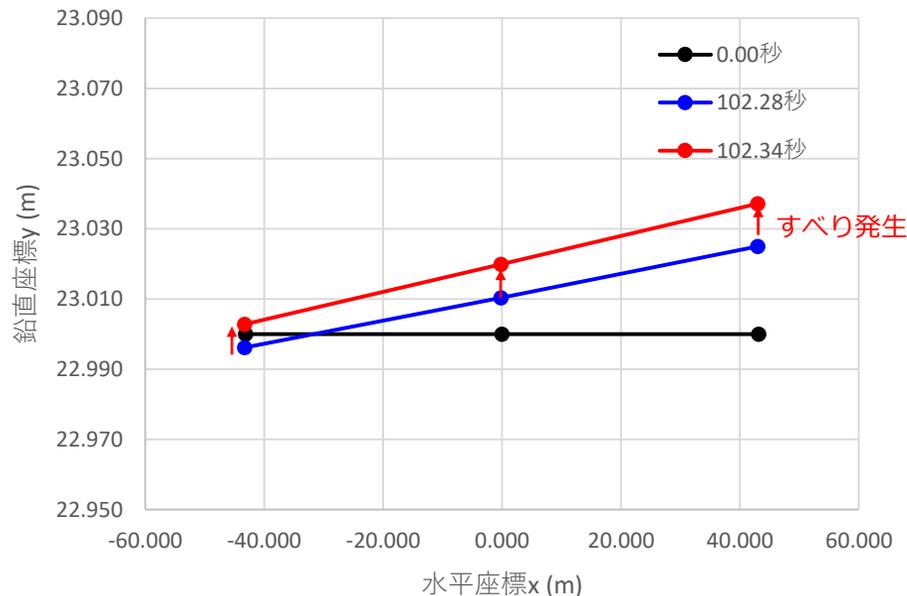
図 すべり安全率時刻歴 (B-B断面)

### 3. ②地盤のすべり・傾斜, ③地盤支持力の不足

#### 3. 3 地盤のすべりの影響評価

##### (3) 評価結果 (方法① : B-B断面 (東西方向断面))

- すべり安全率が1.5を下回る0.06秒間に、基礎地盤のすべり線に沿ってすべりが発生すると仮定し、すべりによる建屋の傾斜量を算定した。
- すべり安全率1.5を下回る最初の時刻102.28秒における建屋基礎の速度で、0.06秒間、建屋及びすべり線上の地盤が移動すると仮定し、鉛直変位量を算定した。
- 0.06秒後の建屋基礎両端部の高低差は、0.0344m (=23.0372m-23.0028m) である (右図参照)。この時の建屋の傾斜は1/2,500である。



抽出項目	対象節点		建屋基礎中央下		建屋基礎右下		
	水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直	
0.00秒における座標x,y (m)	-43.142	23.000	0.008	23.000	43.158	23.000	時刻0.00秒
102.28秒における座標x'y' (m) $x' = x + \Delta x, y' = y + \Delta y$	-43.3093	22.9962	-0.1593	23.0103	42.9907	23.0250	時刻102.28秒
102.28秒における速度V (m/s)	0.128	0.110	0.128	0.160	0.128	0.203	
すべり安全率 $\leq 1.5$ 区間の秒数 $\Delta t$ (s)	0.06						
$F's \leq 1.5$ 区間の移動量 $V \times \Delta t$ (m)	0.0077	0.0066	0.0077	0.0096	0.0077	0.0122	
102.34秒における座標x''y'' (m) $x'' = x' + V \times \Delta t, y'' = y' + V \times \Delta t$	-43.3016	23.0028	-0.1516	23.0199	42.9984	23.0372	時刻102.34秒 すべり発生

図 すべりによる建屋底版の変位 (B-B断面)

### 3. ②地盤のすべり・傾斜, ③地盤支持力の不足

#### 3. 3 地盤のすべりの影響評価

##### (3) 評価結果 (方法①:まとめ)

- 地盤のすべりによる建屋の傾斜は, **目安値である1/2,000を下回ることを確認した。**

表 建屋の傾斜の算定結果

評価対象断面	最小すべり安全率 〔平均-1 $\sigma$ 強度〕	地盤のすべりによる傾斜を 考慮した建屋の傾斜
A-A断面 (南北方向断面)	1.21	1/9,300(時刻①) 1/56,000(時刻②)
B-B断面 (東西方向断面)	1.19	<u>1/2,500</u>

注1: 下線は, 全ケースでの最大の傾斜を示す。

### 3. ②地盤のすべり・傾斜, ③地盤支持力の不足

#### 3. 3 地盤のすべりの影響評価

##### (4) 評価方法 (方法②)

- すべり安全率が1.5を下回る時間において, 地盤及び建屋が円弧すべり線に沿って移動すると仮定し, その結果生じる建屋の傾斜について, 一般建築物の構造的な障害が発生する限界値を参考に設定した目安値1/2,000との比較を行う。

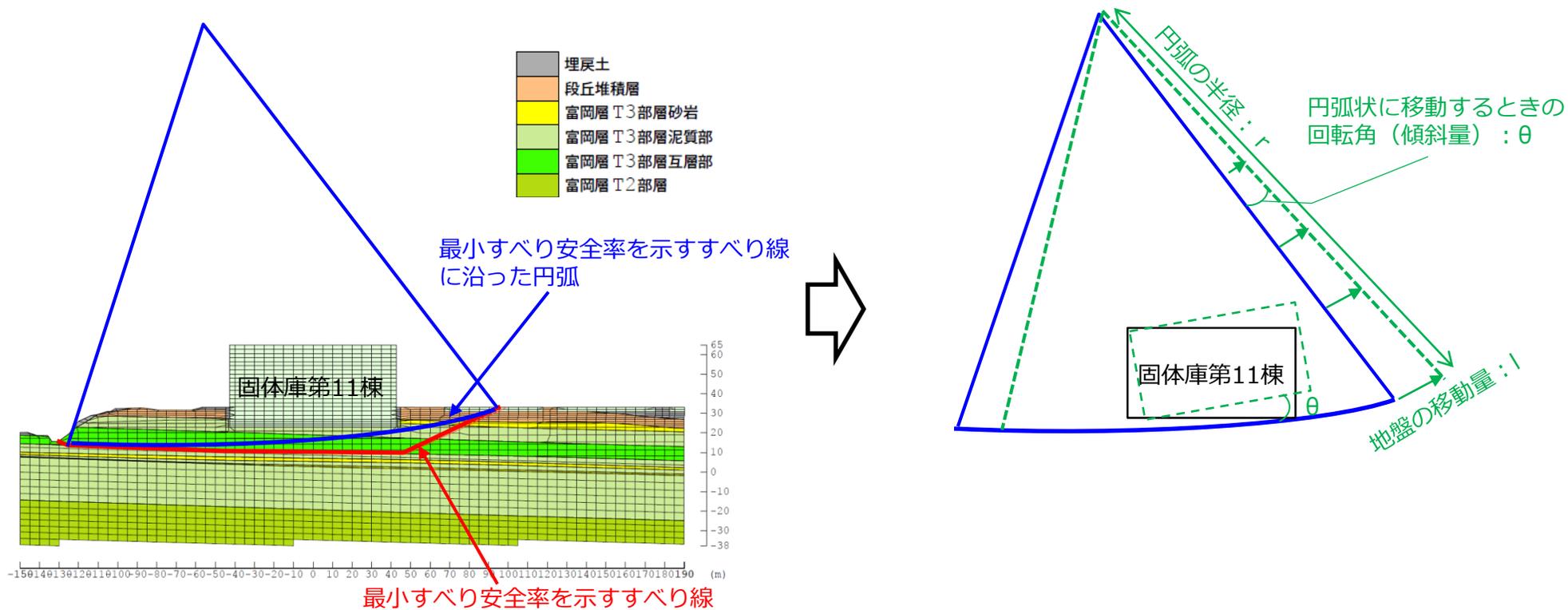


図 方法②のイメージ

### 3. ②地盤のすべり・傾斜, ③地盤支持力の不足

#### 3. 3 地盤のすべりの影響評価

##### (4) 評価方法 (方法②)

- 円弧状に地盤及び建屋が移動するときの傾斜は、地盤が移動し始めるときの速度 $v$ を $1.0\text{m/s}$ と仮定し、すべり安全率が $1.5$ を下回る時間、円弧上の地盤及び建屋が円弧に沿って回転（移動）する、と仮定して地盤の移動量を算定する。なお、A-A断面（南北方向断面）は、すべり安全率が $1.5$ を下回る時間帯が2度発生するため、両者の時間を足して移動量を算定する。
- 地盤が移動し始める速度 $v$ は、方法①で用いた地盤が移動し始めるときの速度（建屋基礎部の速度）が $0.5\text{m/s}$ 以下であることをふまえ、それを上回る $1.0\text{m/s}$ と設定する。
- 円弧の設定は、最小すべり安全率を示すすべり線になるべく沿う形状とするため、右図に示すように、点A及び点Bを通過し、かつ、点Aですべり線に接するように設定した。なお、点Aはすべり線の水平部端、点Bはすべり線の上部端である。

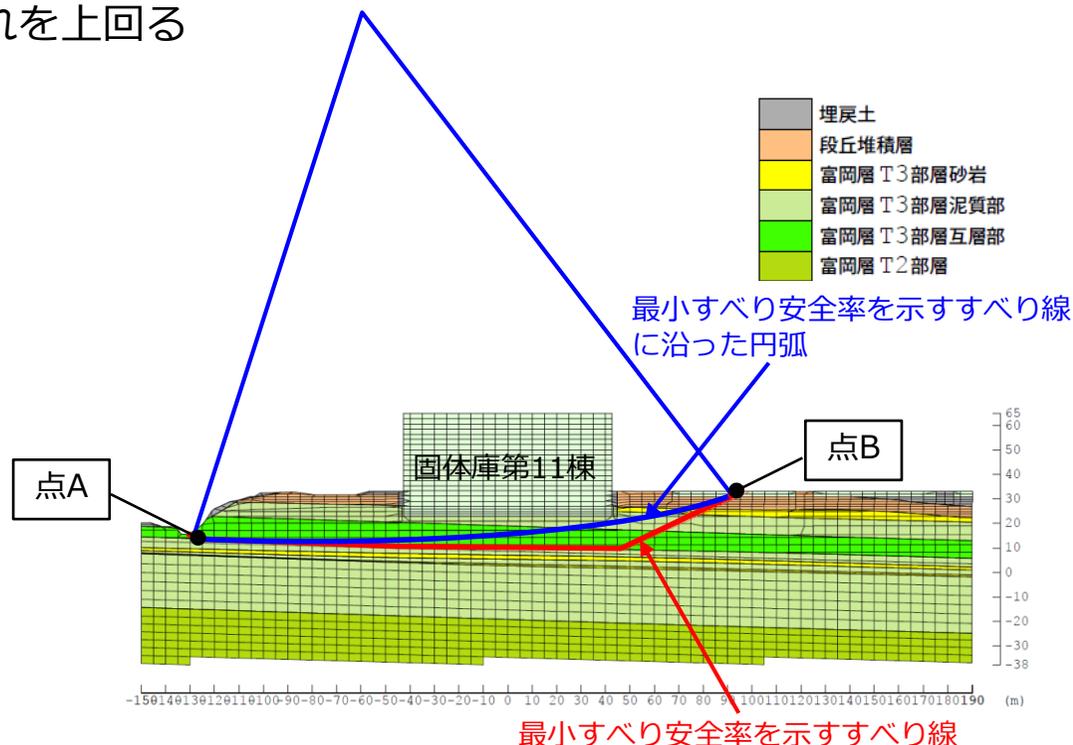


図 円弧の設定方法

### 3. ②地盤のすべり・傾斜, ③地盤支持力の不足

#### 3. 3 地盤のすべりの影響評価

##### (5) 評価結果 (方法②)

- 円弧の半径 $r$ , 地盤の移動量 $l$ 及び傾斜 $\theta$ の算定結果は下表のとおり。
- 地盤がすべり線に沿って円弧状に移動する場合の建屋の傾斜は, **目安値である1/2,000を下回ることを確認**した。

表 円弧の半径, 地盤の移動量及び傾斜の算定結果

評価対象断面	円弧の半径 $r$ (m)	地盤の移動量 $l$ (m)	すべり線に沿って円弧状に移動する場合の建屋の傾斜 $\theta$
A-A断面 (南北方向断面)	1,500	0.16	<u>1/9,400</u>
B-B断面 (東西方向断面)	890	0.06	1/15,000

注1: 下線は, 最大の傾斜を示す。

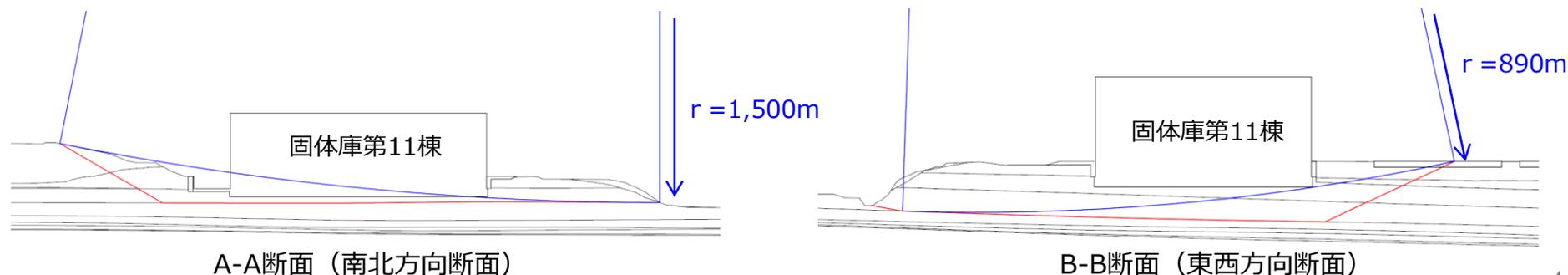


図 円弧の設定結果

## 3. ②地盤のすべり・傾斜, ③地盤支持力の不足

### 3. 3 地盤のすべりの影響評価

#### (6) 影響評価のまとめ

- 方法①及び②によって地盤のすべりによる建屋の傾斜を算定した結果、1/2,000を下回ることから、地盤のすべりが建屋の閉じ込め及び遮へい機能に影響を及ぼさないことを確認した。
- 福島第一原子力発電所敷地の地質構造はほぼ水平成層であり、地層に沿ったすべりは建屋及び地盤に大きな傾斜を及ぼさない。また、最小すべり安全率1.5を下回る時間はごく短時間であることから、仮に瞬間的に地盤のすべりが生じた場合でも、建屋の閉じ込め及び遮へい機能に影響を及ぼすことはない。
- 以上の検討結果により、地盤のすべりが建屋の閉じ込め及び遮へい機能に影響を及ぼすシナリオは想定されないが、建屋に部分的な破損が発生した場合には、地震発生後のパトロールにて建屋の破損状況を確認し、必要に応じて機動的対応による復旧をおこなう。また、建屋の遮へい壁の一部に破損が確認された場合には、鉛遮へいマットで覆う等の対応をおこなう。さらに、建屋外壁部の一部に亀裂等が確認され、閉じ込め機能への影響が確認された場合には、開口箇所をブルーシートで覆う等の対応をおこなう。

## 4. ④液状化及び揺すり込みによる不等沈下・傾斜，液状化に伴う浮き上がり

- 固体庫第11棟は，液状化等のおそれのない富岡層T3部層泥質部に設置することから，液状化及び揺すり込みによる不等沈下・傾斜，液状化に伴う浮き上がりはなく，建屋の閉じ込め及び遮へい機能に影響を及ぼさないことを確認した。

## 5. まとめ

- Ss900の地震力により固体庫第11棟の設置場所の地盤が建屋耐震設計へ及ぼす影響を評価した結果、**いずれの被害要因も影響を及ぼさないことを確認したことから、固体庫第11棟は現実的な緩和対策として建屋の閉じ込め及び遮へい機能を期待できるものと評価した。**

表 設置場所の地盤が建屋の閉じ込め及び遮へい機能へ及ぼす影響評価結果

建屋の閉じ込め及び遮へい機能に影響を与える被害要因	建屋の閉じ込め及び遮へい機能で懸念される被害事象	評価結果
① 周辺斜面の崩壊	土砂流入による固体庫第11棟（貯蔵庫棟）の損壊	建屋の閉じ込め及び遮へい機能に影響を及ぼさない
② 地盤のすべり・傾斜	地盤のすべり・傾斜による固体庫第11棟（貯蔵庫棟）の損壊	
③ 地盤支持力の不足	固体庫第11棟（貯蔵庫棟）の転倒	
④ 液状化及び揺すり込みによる不等沈下・傾斜、液状化に伴う浮き上がり	不等沈下・傾斜及び浮き上がりによる固体庫第11棟（貯蔵庫棟）の損壊	

- 新潟県中越沖地震時、柏崎刈羽発電所構内の斜面については、大規模な斜面崩壊は確認されなかった。
- 比較的大きな被害として、土捨場北側斜面及び大湊側高台保管場所西側斜面において、部分的な表層の肌落ちが生じているが、崩壊土砂は斜面内にとどまっている。



土捨場北側斜面（遠景）



大湊側高台保管場所西側斜面（遠景）



土捨場北側斜面（近景）



大湊側高台保管場所西側斜面（近景）

## 1. 柏崎刈羽原子力発電所の基礎地盤安定性評価について

- 柏崎刈羽原子力発電所6, 7号炉の基礎地盤安定性評価において, 評価断面奥行き方向に複数断面モデル化し解析を行うことにより, 断面奥行き方向の地質・地質構造の変化等を考慮する2次元重ね合わせ解析に基づく評価を実施している。

### 解析手法に関する補足

3. 1 解析手法, 条件に関する補足

#### 2次元重ね合わせ解析の概念

- 基礎地盤のすべり安定性は, 地震時に土塊に作用する滑動力と地盤の持つ抵抗力の釣り合いを評価するものである。すべり安全率は, 滑動力と抵抗力の比であり, 滑動力が抵抗力を上回るとすべり安全率が1を下回る。
- 2次元解析の場合, 代表する1断面から単位奥行き幅の2次元断面を作成し, 平面ひずみ条件で解析することから, 奥行き方向に無限に連続し, かつ変化しない土塊に対して力の釣り合いを評価していると考えられることができる。
- しかしながら, 現実のすべり土塊は有限かつ奥行き方向にも変化していることから, 複数の2次元断面を作成して解析を行い, すべり土塊の形状を考慮して力の釣り合いを評価するものが2次元重ね合わせ解析(複数の2次元解析を重ね合わせた評価)である。

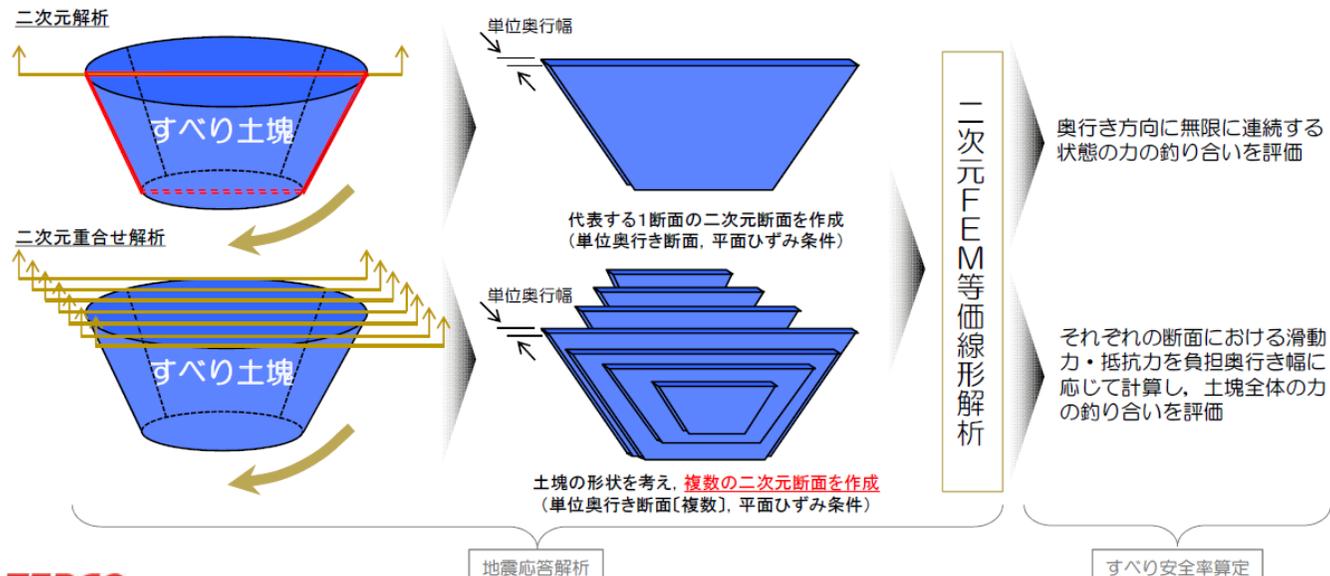


図 2次元重ね合わせ解析結果のイメージ

## 参考2. 2次元重ね合わせ解析の適用性について

### 2. 固体庫第11棟の基礎地盤の安定性評価への適用の有効性について

- 下図に示すように、固体庫第11棟の基礎地盤の地質・地質構造はほぼ水平成層であり、すべり線となる断層等もなく、断面奥行き方向において最小すべり線の形状は大きく変化しない。また、固体庫第11棟周辺の地表面付近は崖地形が存在し奥行き方向で地形が変化するが、埋戻土や段丘堆積層によって形成されており、すべり安全率への寄与度は低い。
- よって、固体庫第11棟の基礎地盤の安定性評価において2次元重ね合わせ解析を適用しても、最小すべり安全率は代表する1断面による解析によって算定した安全率と同等の値となる。

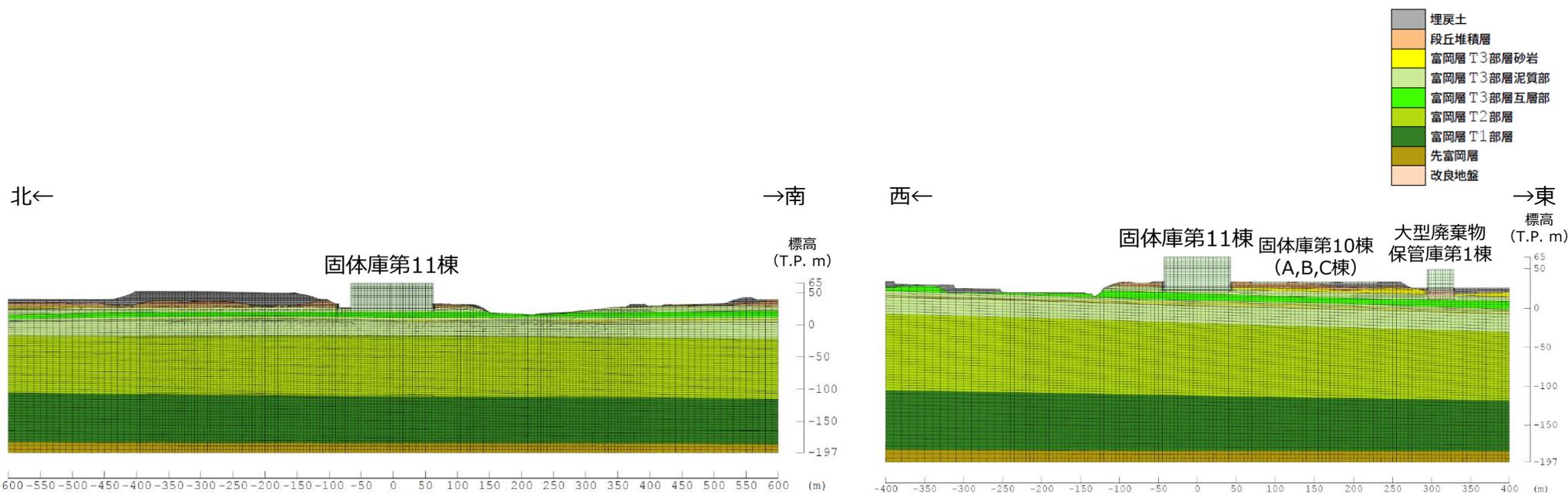


図 南北方向断面

図 東西方向断面

### 1. 1 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAC4601-1987（日本電気協会，1987年）より抜粋

動的解析は、物性評価並びに解析精度のいずれの面においても震度法より格段に精度の高い解析法である。それゆえ、すべり安定に対する評価基準値として、**基準地震動S<sub>2</sub>による動的解析の瞬時すべり安全率に対して1.5を使用する**。震度法により、すべり安定性評価を行っている**フィルダムなどの一般の重要公共施設のすべり安全率が1.2程度**であることを勘案すると、動的解析から求まる瞬時すべり安全率に対して評価基準値1.5を使用することは、原子炉建屋を直接支持する地盤に対してその安定性評価に厳しい条件を付したことになる。

### 1. 2 「原子力発電所地質・地盤の調査・試験法および地盤の耐震安定性の評価手法」報告書（土木学会，1985年）より抜粋

動的解析は、物性評価ならびに解析精度いずれの面においても、震度法より格段に精度の高い解析法である。それ故、設計用限界地震による**基準地震動S<sub>2</sub>を用いる動的解析の瞬時すべり安定に対する評価基準値として、1.5を使用する**。動的解析と震度法に基づく静的解析とに対してすべりに対する評価基準値を同一に設定する場合、動的解析により時々刻々計算される安全率は瞬時的な値であるから、その瞬時最小値に対するすべり安定評価には、静的解析による評価よりかなり大きな余裕をみたことになる。震度法ですべり安定評価を行っている**最も伝統的な重要構造物であるフィルダムに対するすべり安全率は歴史地震に対応する設計荷重レベルに対して1.2**であり、この値を動的解析に対する安定性評価基準値と設定した場合、上述した余裕を見たことになるのであるが、ここで設定した値1.5は、これに加えてさらに余裕をみたことになり、原子炉建屋を直接支持する地盤に対してその安定性評価に厳しい条件を付したことになる。

### 2. 原子力発電所における基礎地盤の変形評価技術<技術資料>「2023年度版」 (土木学会, 2024年) より抜粋

すべり安全率による評価は、すべり破壊による変位・移動が生じる可能性の有無を判定するものであり、すべり安全率が評価基準値を上回る範囲、すなわちすべり破壊が生じないと確認できる場合に対しては、妥当な評価手法として広く認知されている。一方で、すべり安全率が評価基準値を下回る場合については、動的解析によるすべり安全率は、地震の全継続時間においてすべり安全率が最小となる瞬間的な時刻の安全率を算出していることに留意が必要である。一般的に、評価基準値は安全率1 に対して裕度を持った設定がなされるが、例えば、地震の全継続時間のうち0.01秒だけ安全率が1 を下回ったとしても、すべり土塊が不安定となる時間はごく短時間であり、地盤の残留変位は小さいと考えられることから、必ずしも施設の安全性に影響を与えるような大きなすべりになるとは限らない。

上記の事例として、石丸らは加振ステップ毎に入力する加速度振幅を大きくした遠心力場振動台実験とこれをモデル化した等価線形解析によるすべり安全率評価を行い、以下の結果を得ている

- ・実験時に残留変位が発生する加振ステップとすべり安全率が1 を下回る加振ステップが整合しており、等価線形解析によるすべり安全率評価は変位・移動の可能性の有無の判定としては妥当。

- ・一方、等価線形解析によるすべり安全率が1 を下回る加振ステップにおいても、実験時に発生する残留変位は有限な範囲に留まり、すべり安全率が1 を下回ることと大規模なすべり破壊が発生することは等価でない。

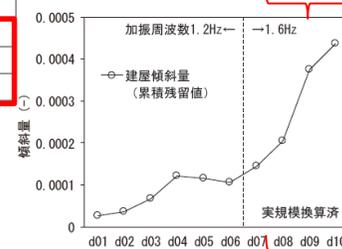
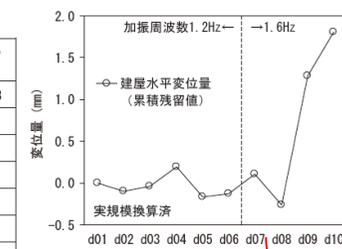
# 参考3. すべり安全率の評価基準値について

## 2. 原子力発電所における基礎地盤の変形評価技術<技術資料>「2023年度版」(土木学会, 2024年)より抜粋・加筆

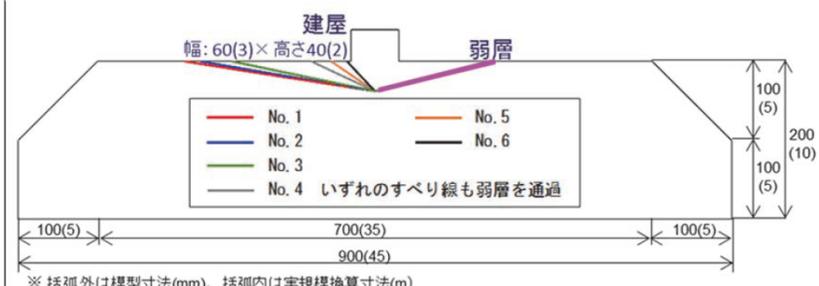
- 弱層を配置した基礎地盤の遠心力場振動台実験(遠心加速度50G)を実施。
- 加振ステップ毎に加速度振幅を大きくして入力(正弦波20波, 実規模換算周波数1.2, 1.6Hz)。
- 等価線形解析により加振ステップ毎に最小すべり安全率を算定。
- 実験において残留変位が急増する加振ステップ(d09)はすべり安全率が1を下回る加振ステップ(d08)より大きな入力となっている。  
→等価線形解析による安全率評価は変位・移動の可能性の有無の判定としては保守的(妥当)。
- 一方, すべり安全率が1を下回っても実験における残留変位は限定的。  
→すべり安全率が1を下回っても基礎地盤が急激に不安定な状態にはならない。

入力加速度の最大値と最小すべり安全率

加振ステップ	周波数 Hz	水平動 m/s <sup>2</sup>	鉛直動 m/s <sup>2</sup>	最小すべり安全率	実験すべり線の安全率
d01	1.2	0.57	0.13	No. 6	24.78
d02		3.47	0.42	No. 6	8.38
d03		5.72	1.15	No. 5	5.10
d04		7.77	0.91	No. 4	3.02
d05		9.16	1.22	No. 1	2.12
d06		10.40	1.50	No. 6	1.40
d07		8.68	1.87	No. 6	1.76
d08	1.6	10.04	2.88	No. 3	0.86
d09		11.53	3.84	No. 2	0.39
d10		11.25	3.39	No. 2	0.20



- ※1 変位量, 加速度, 周波数は実規模換算値。
- ※2 傾斜量は, 建屋天端の左右端の鉛直変位の差分の絶対値を, 計測幅で除して算出。
- ※3 実験時に発生したすべり線のすべり安全率は最小値ではないが, 残留変位が発生する前に1を下回る傾向は変わらない。



最小すべり安全率のすべり線形状

図 2.2.2-3 基礎地盤を対象とした遠心力場振動台実験 4)を改変(加筆修正)して転載

# 参考4. 安息角を用いた斜面の崩壊形状の想定について

## 2. 斜面崩壊後の堆積土砂の設定における考え方について

### 2.1 概要

保管場所及びアクセスルートにおける斜面の崩壊による影響評価については、斜面崩壊後の堆積土砂形状（以下「崩壊形状」という。）及び到達範囲の予測により評価を行っている。ここでは、斜面の崩壊形状及び到達範囲の設定の考え方について説明する。

### 2.2 斜面の崩壊形状及び到達範囲

斜面の崩壊形状は、安息角と内部摩擦角の関係\*及び土砂の移動時の内部摩擦角の下限値を考慮して設定する。

#### (1) 安息角について

安息角とは、自然にとりうる土の最大傾斜角で、乾燥した粗粒土の場合は高さに関係しないが、粘性土の場合は高さに影響されるので、安息角は一定の値にならない。

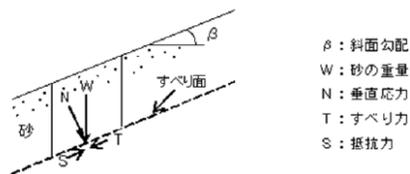


図2-1 斜面の応力状態

図2-1の応力状態時の斜面が安定するには、すべり力Tと抵抗力Sの間に $T \leq S$ の条件が成り立つ必要がある。これを展開すると以下ようになる。

$$W \cdot \sin \beta \leq W \cdot \cos \beta \cdot \tan \phi$$

$$\tan \beta \leq \tan \phi$$

$$\phi \geq \beta$$

ここで、

$$\phi : \text{内部摩擦角} (^{\circ})$$

すなわち、内部摩擦角 $\phi$ は、斜面勾配 $\beta$ 以上の値であり、安全率1.0の極限状態では内部摩擦角 $\phi$ は斜面勾配 $\beta$ と等しくなる。

注記\*：技術手帳1（土質工学会 1978年）

#### (2) 土砂の移動時の内部摩擦角 $\phi$ について

以下文献を参考に、土砂の移動時の内部摩擦角 $\phi$ の下限値を $15^{\circ}$ と設定する。

- ・「土砂災害防止に関する基礎調査の手引き（砂防フロンティア整備推進機構 2001年）」  
急傾斜地の崩壊に伴う土石等の内部摩擦角 $\phi$ ： $15^{\circ} \sim 40^{\circ}$
- ・「砂防設計公式集（マニュアル）（全国治水砂防協会 1984年）」  
普通土（固いもの）： $25^{\circ} \sim 35^{\circ}$   
普通土（やや軟らかいもの）： $20^{\circ} \sim 30^{\circ}$   
普通土（柔らかいもの）： $15^{\circ} \sim 25^{\circ}$

#### (3) 斜面の崩壊形状及び到達範囲の設定

斜面のすべり範囲に応じた崩壊形状のイメージを図2-2に示す。

すべり線が大きいほど、崩壊後の堆積土砂の到達距離は長くなり、崩壊形状の法肩位置は、崩壊前の斜面形状の法肩位置に近づくことから、崩壊前の斜面形状の法肩位置を起点にして、勾配が $15^{\circ}$ となる斜面の崩壊形状及び到達範囲を保守的に設定する。

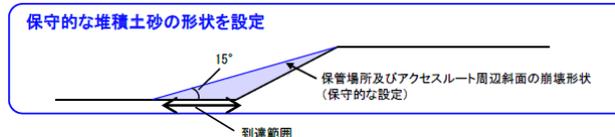
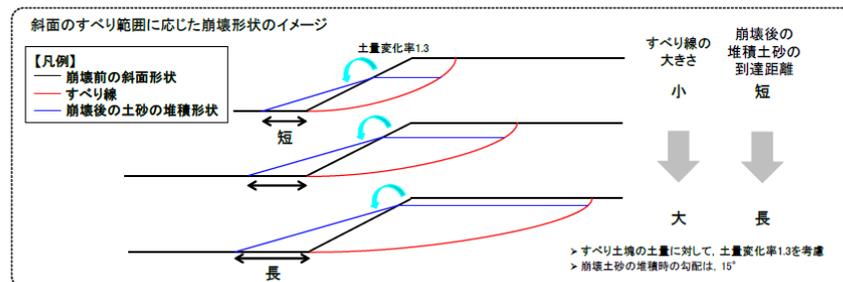


図2-2 斜面のすべり範囲に応じた崩壊形状のイメージ

## 参考5：地盤のすべりの評価結果の保守性について

地盤のすべりの評価結果「最小すべり安全率1.19」については、以下に示す①～④の評価手法を採用したことにより、保守的な評価結果と考える。

### ①評価断面位置の設定

- 固体庫第11棟の南西方向には小規模な崖地形が存在し（右上図中青線）、評価断面の奥行方向で地形が変化する。
- 評価断面位置は最も崖地形が固体庫第11棟に近くなるよう設定することにより、すべり線が短くなり、その分、見込むことができる地盤のせん断強度が小さくなり、保守的な評価となる（右下図）。

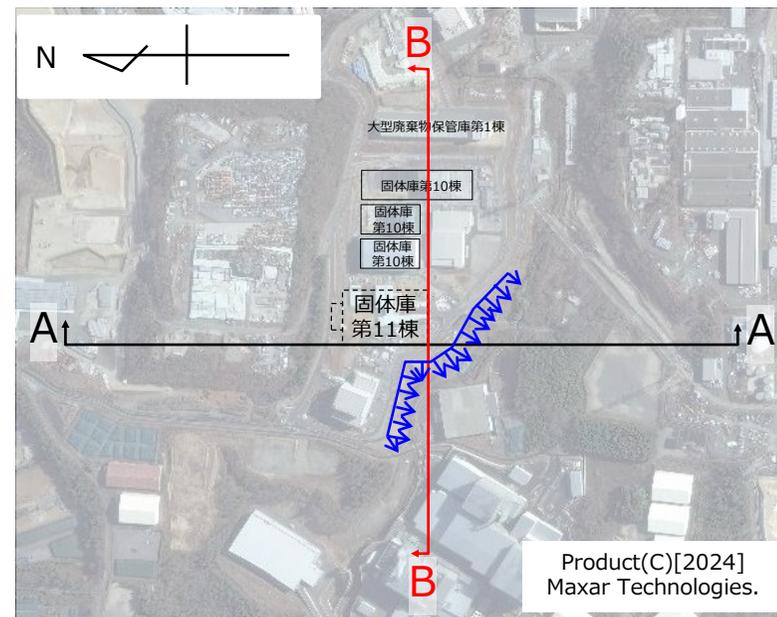


図 断面位置図（再掲）

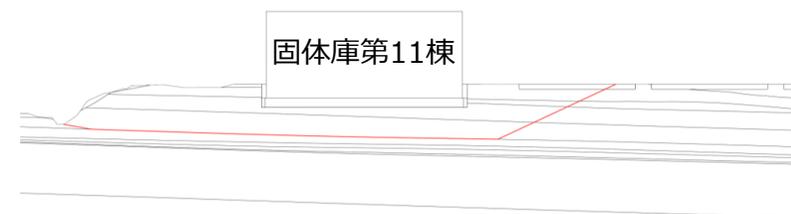


図 安全率が最小となるすべり線（B-B断面）（再掲）

## ②せん断強度の設定（平均-1 $\sigma$ 強度）

- 地盤の物性値であるせん断強度は，実地盤においては空間的なばらつきがあるが，すべり線が通る約60の地盤要素のせん断強度が全て平均-1 $\sigma$ 強度であると設定し，すべり安全率を算定している。
- このことから，地盤物性のばらつきにより，すべり安全率が現在の評価結果である1.19を下回る可能性は，極めて低いと判断される。

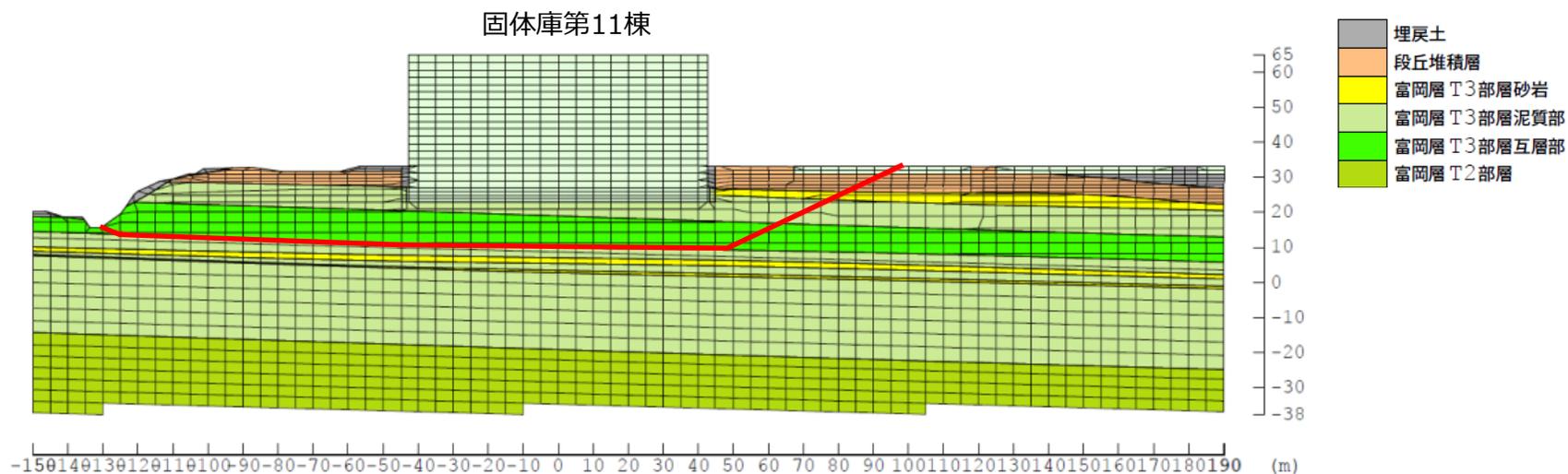


図 安全率が最小となるすべり線（B-B断面）

## ③せん断強度の設定（T3部層互層部の強度）

- すべり安全率が最小となるすべり線が通過する富岡層T3部層互層部は、泥質部6：砂岩4の比率であるが、互層部のせん断強度は強度の小さい砂岩のせん断強度を設定しており、保守的な評価結果を与える（下図，下表参照）。

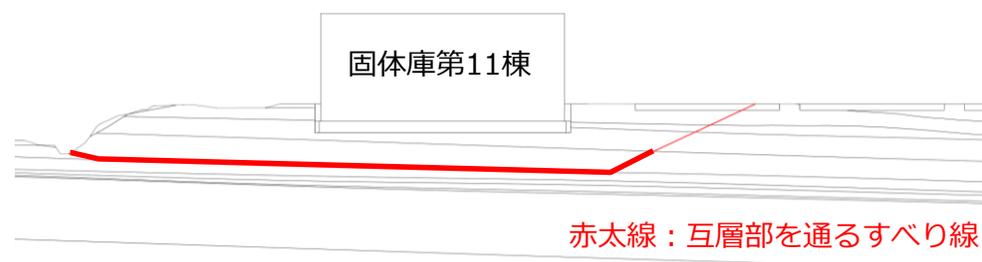


図 安全率が最小となるすべり線（B-B断面）（再掲）

表 富岡層T3部層のせん断強度（平均-1σ強度）

		富岡層			
		T3部層砂岩	T3部層泥質部	T3部層互層部	
強度特性	ピーク強度	$C_u$ ( $N/mm^2$ )	0.069	1.27	0.069
		$\varphi_u$ ( $^\circ$ )	38.6	0	38.6
		$\sigma_t$ ( $N/mm^2$ )	0	0.111	0
	残留強度	$C_{ur}$ ( $N/mm^2$ )	0.049	0.93	0.049
		$\varphi_{ur}$ ( $^\circ$ )	38.7	0	38.7

### ④せん断強度の設定（埋戻土の強度）

- すべり線上の埋戻土については，せん断力（活動力）は考慮するがせん断強度（抵抗力）は考慮しておらず，すべり安全率は保守的な評価結果となる。



図 安全率が最小となるすべり線（A-A断面）（再掲）

傾斜の目安値「1/2,000」の設定根拠およびその保守性については以下のとおり。

- 地盤のすべりの影響及び傾斜の評価で用いた建屋の傾斜の目安値「1/2,000」は、原子炉建屋等の耐震Sクラス施設の地盤の審査に用いられる「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価に係る審査ガイド 平成25年6月 原子力規制委員会」（以下、「審査ガイド」という。）に基づき、一般建築物の構造的な障害が発生する限界の建物の変形角の目安値とされる「1/2,000」を設定している。
- 審査ガイドの制定にあたって参照された「建築基礎構造設計指針 建築学会」によると、建物に構造的な障害が発生する限度となる変形角は、被害調査や文献などにより、 $0.5\sim 1.0\times 10^{-3}$  (rad) (=1/2,000~1/1,000) とされている。審査ガイドの目安値「1/2,000」の設定にあたっては、放射性物質を内包する特殊性を鑑み、原子炉建屋等に生じる変形角の目安値として安全側に設定されたものである。
- また、原子炉建屋等は安全機能を有する多数の動的機器を内包しており、仮に建屋が大きく傾斜した場合、その安全機能に与える影響は大きい。一方で、固体庫第11棟は、貯蔵される固体廃棄物が建屋の傾斜により仮に転倒したとしても、建屋の遮蔽及び閉じ込め機能が維持できれば、周辺への放射線影響はない。よって、原子炉建屋等の耐震Sクラス施設の傾斜の目安値である「1/2,000」を耐震B+クラスである固体庫第11棟の評価に対して適用するのは、十分保守的な評価結果を与える。