

基礎地盤安定性評価について

(原子炉建屋・タービン建屋・非常用取水路)

敷地近傍の耐震設計上考慮する活断層の変位に伴う基礎地盤の影響評価について

津波に対する安全性評価について

---

# 基礎地盤安定性評価について

## (原子炉建屋・タービン建屋・非常用取水路)

# 目 次

---

- 1 . 原子炉建屋基礎地盤の安定性評価
- 2 . タービン建屋基礎地盤の安定性評価
- 3 . 非常用取水路の支持性能について

- 
- 1 . 原子炉建屋基礎地盤の安定性評価
  - 2 . タービン建屋基礎地盤の安定性評価
  - 3 . 非常用取水路の支持性能について

## 1.1 評価方針

---

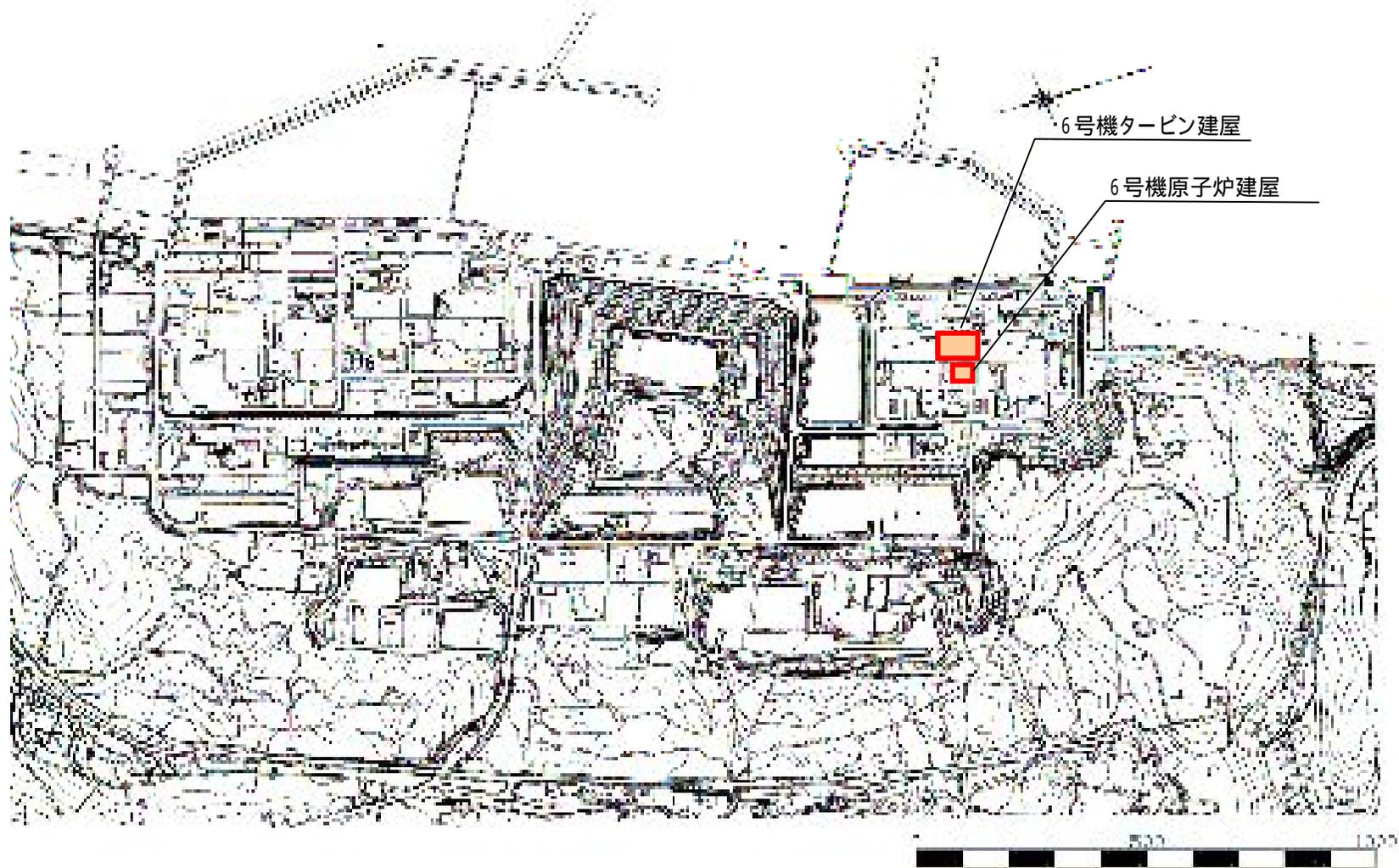
安全上重要な機器・配管系を内包する建物・構築物を支持する原子炉建屋基礎地盤について、基準地震動  $S_s$  による地震力に対して十分な支持性能をもつことの評価を行う。

地震時の支持性能については下記項目により評価

- ( 1 ) 想定すべり線におけるすべり安全率
- ( 2 ) 原子炉建屋基礎底面の傾斜
- ( 3 ) 原子炉建屋基礎地盤の支持力

## 1.2 地質概要

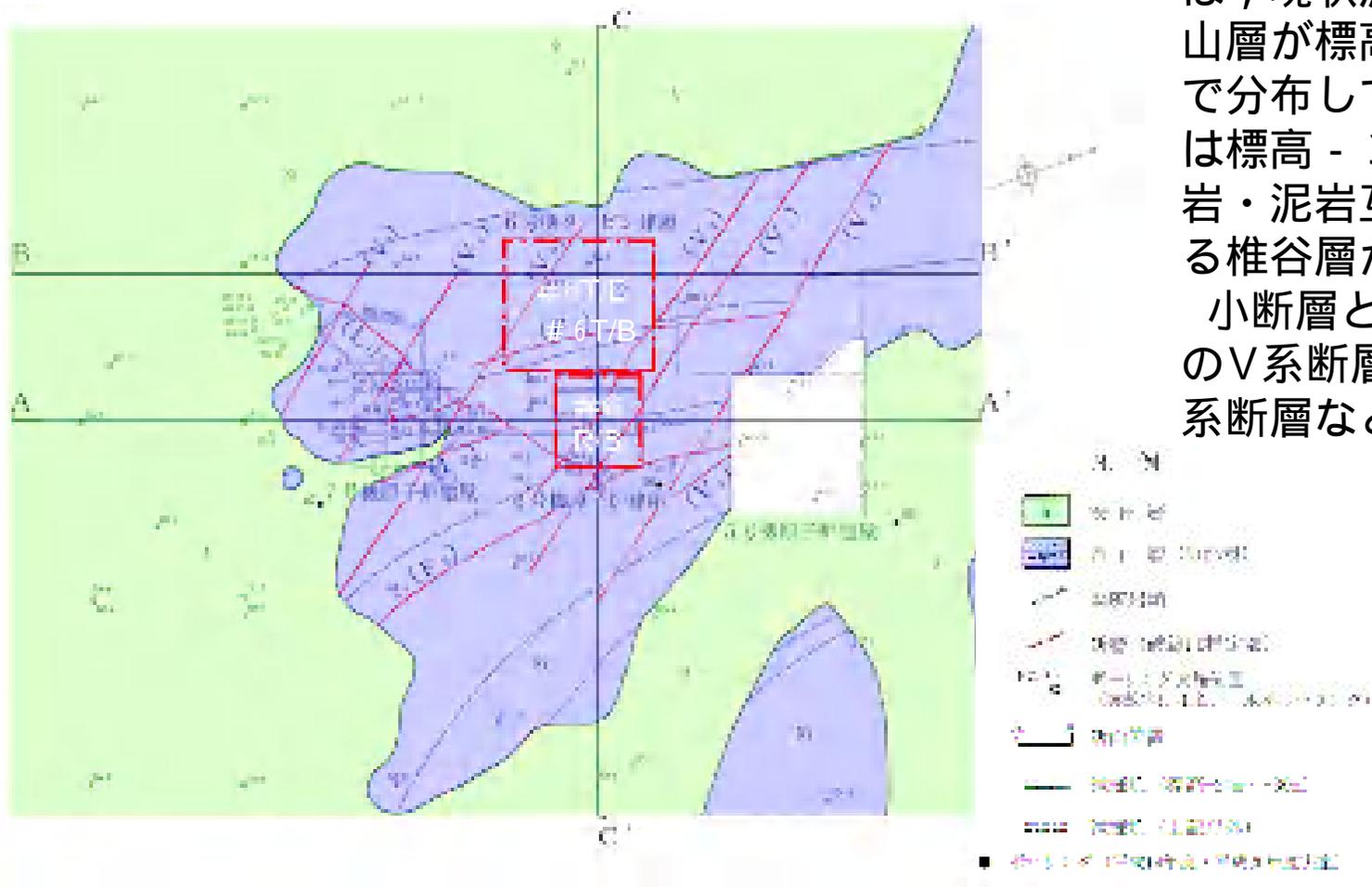
### 敷地平面図





## 1.2 地質概要

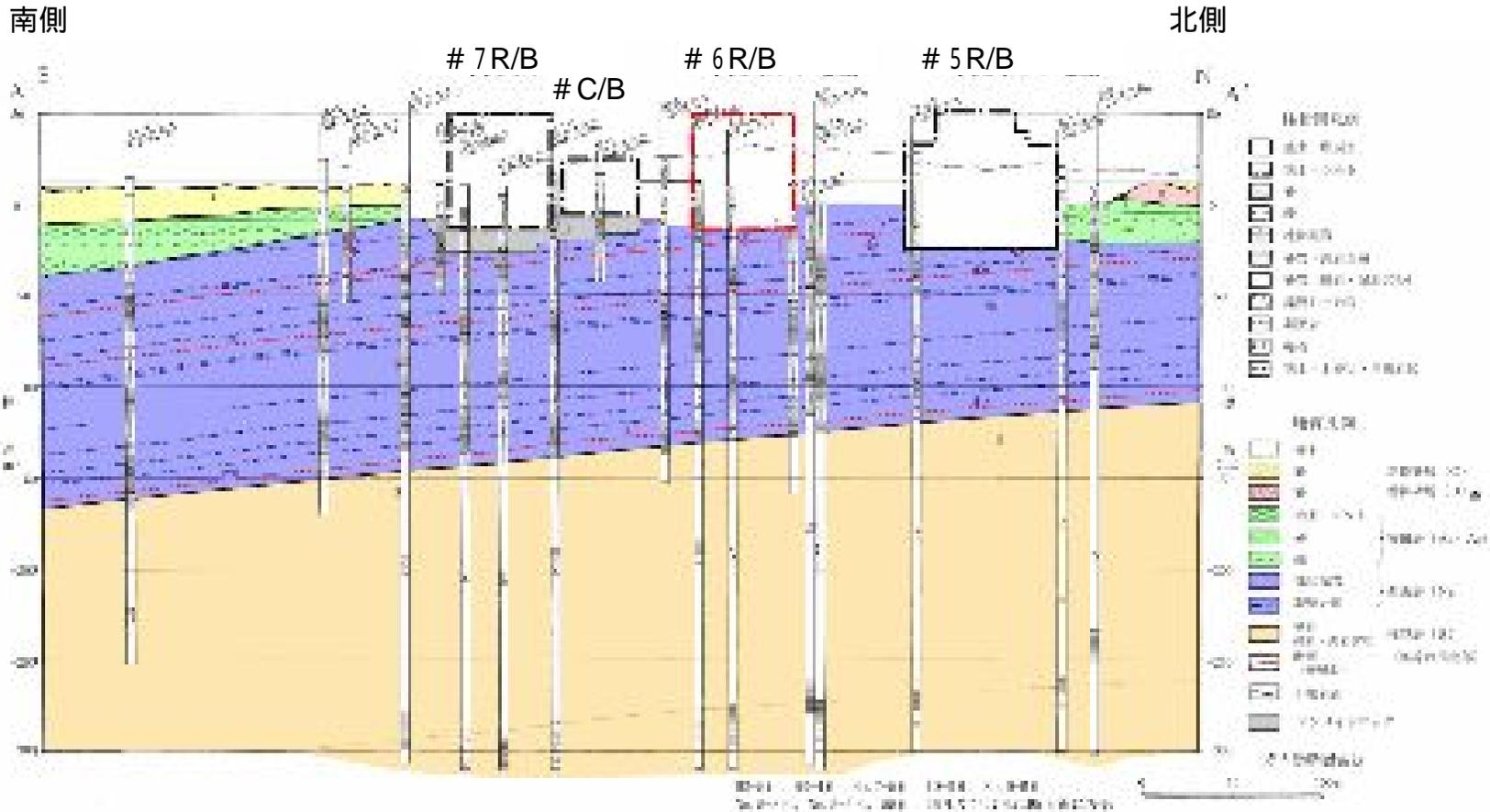
### 6号機周辺の地質概要



6号機付近地質水平断面図(標高 - 13 m)

## 1.2 地質概要

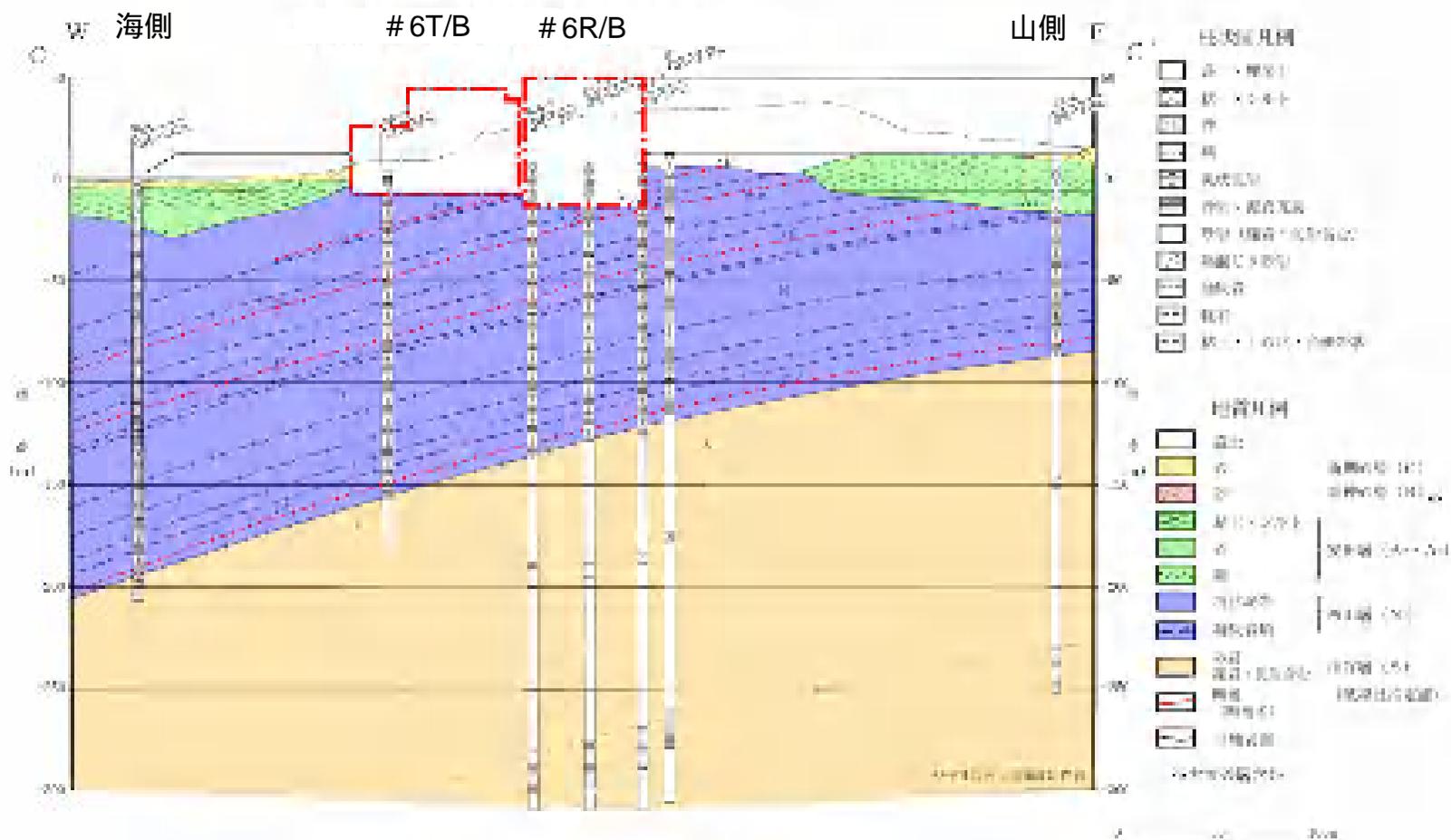
### 地質鉛直断面図(A - A')



6号機近傍の背斜軸は南西方向にプランジしており，本断面では  
椎谷層，西山層ともに南側に緩傾斜する。

## 1.2 地質概要

### 地質鉛直断面図(C - C')



6号機は緩やかな背斜軸の西翼に位置する。本断面では椎谷層，西山層ともに海側に緩傾斜する。

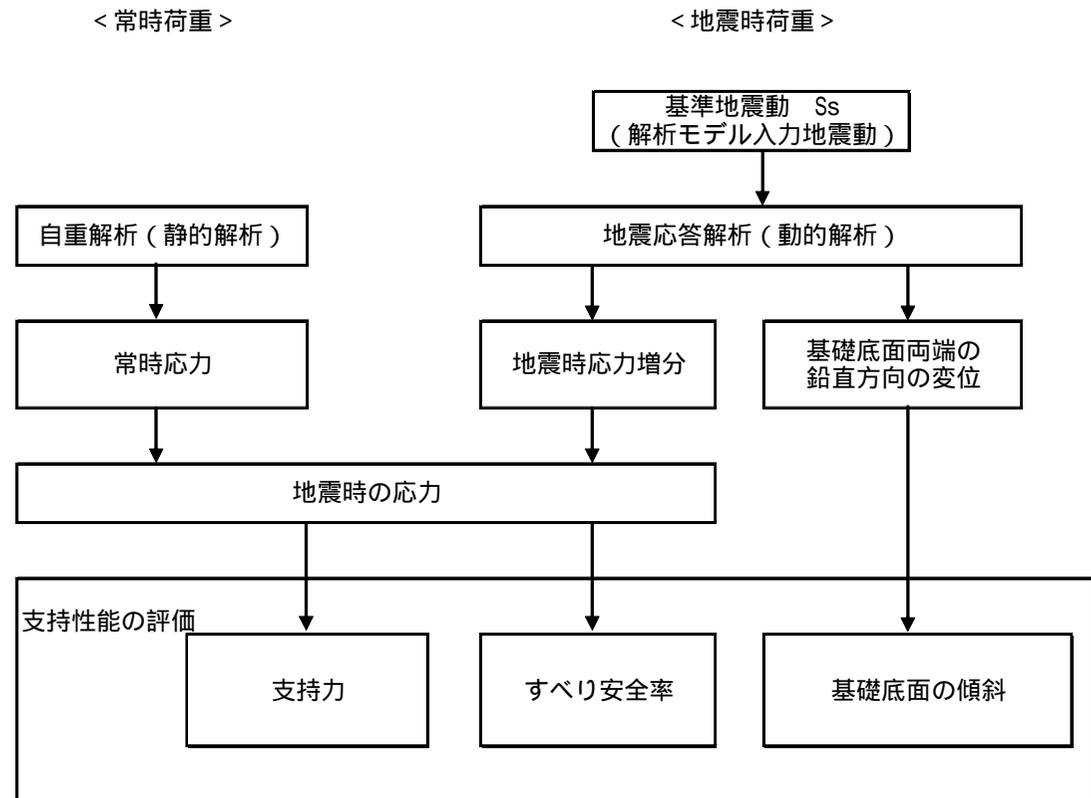
# 1.3 評価方法

## 解析手法・評価フロー

### 【地震応答解析手法】

- ・二次元動的有限要素法解析
- ・水平地震動と鉛直地震動の同時入力
- ・等価線形化法による周波数応答解析手法

### 【安全性評価フロー】



# 1.3 評価方法

## 解析モデル

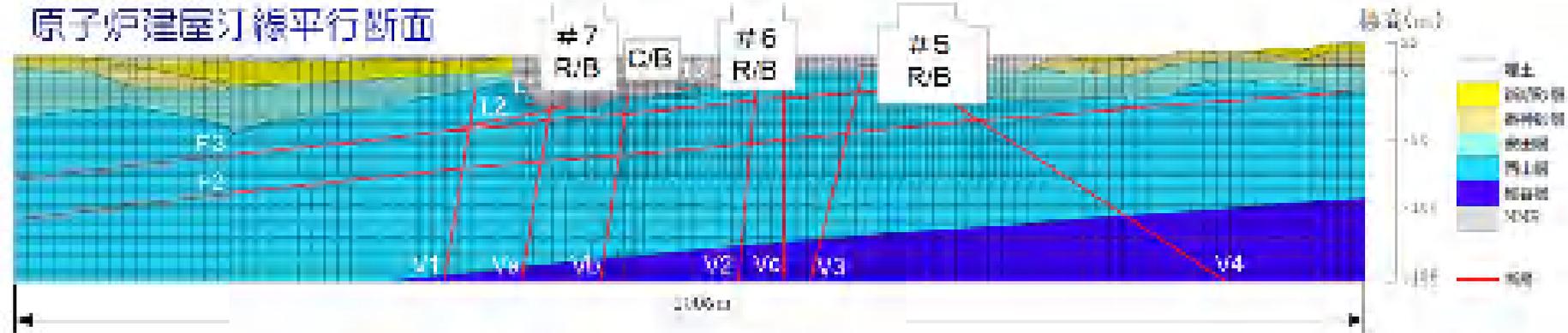
【地盤モデル】

解析モデルは地質断面図をもとに作成。F系断層，V系断層，L系断層を考慮

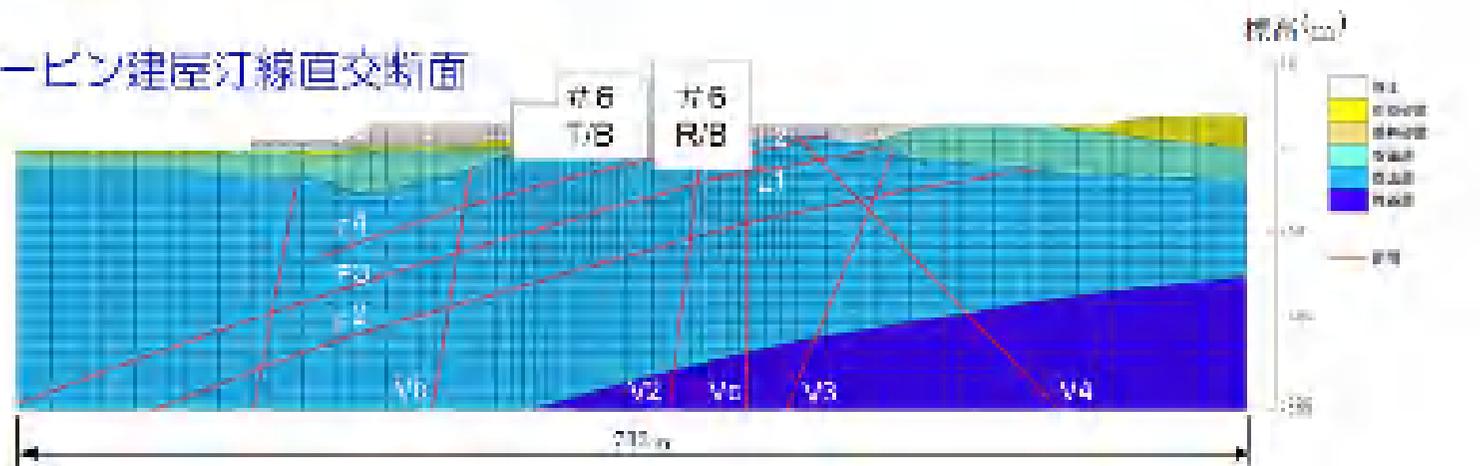
【建屋モデル】

原子炉建屋，タービン建屋，コントロール建屋の質点系モデルを基に作成

原子炉建屋汀線平行断面



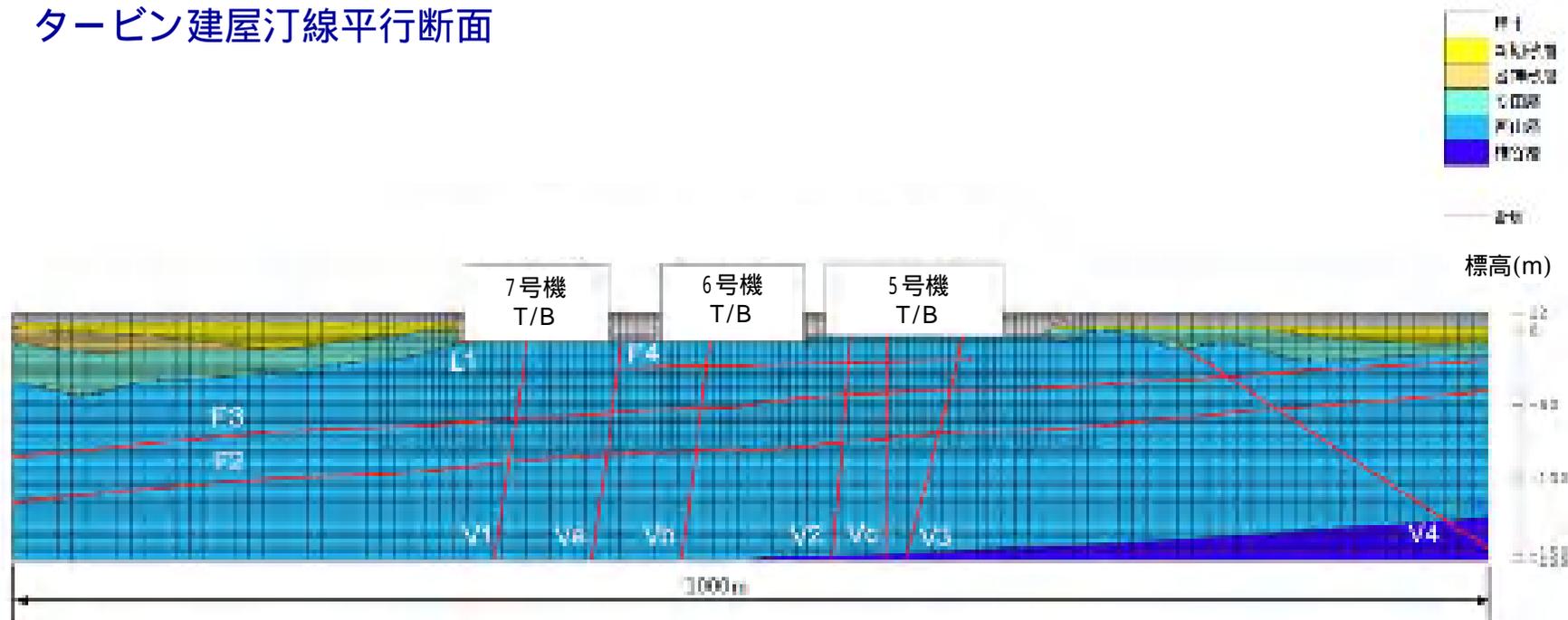
原子炉建屋・タービン建屋汀線直交断面



# 1.3 評価方法

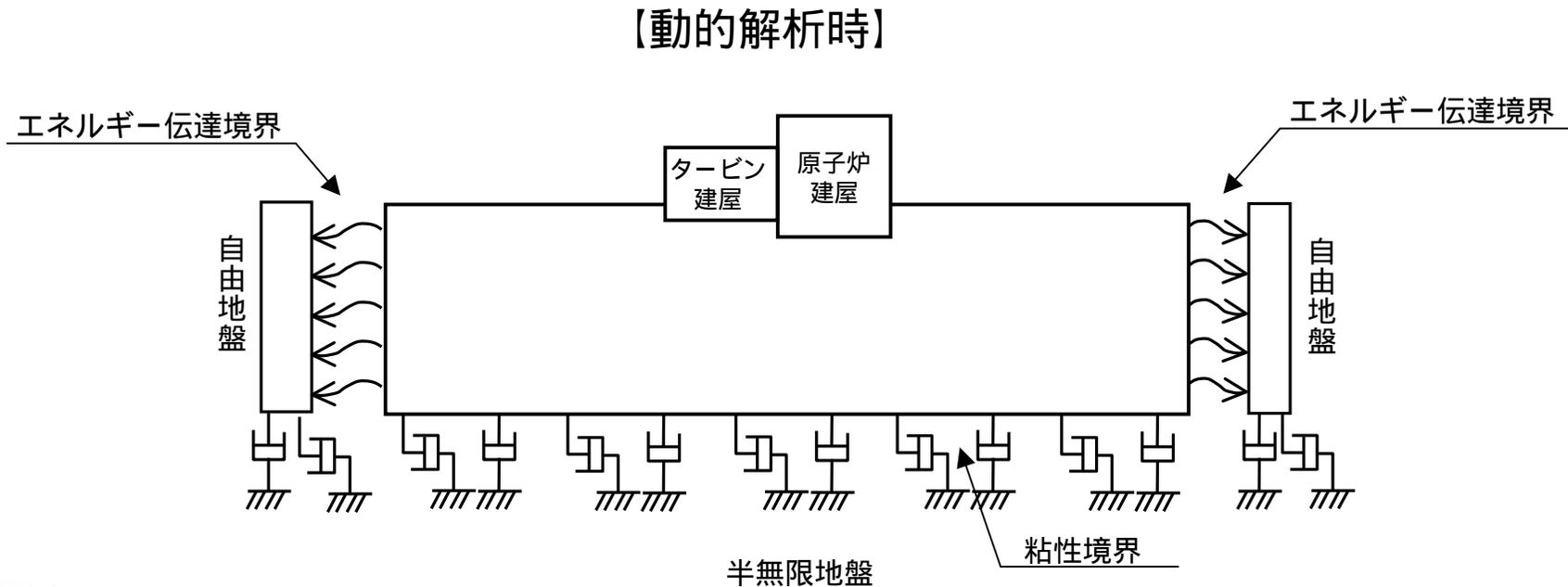
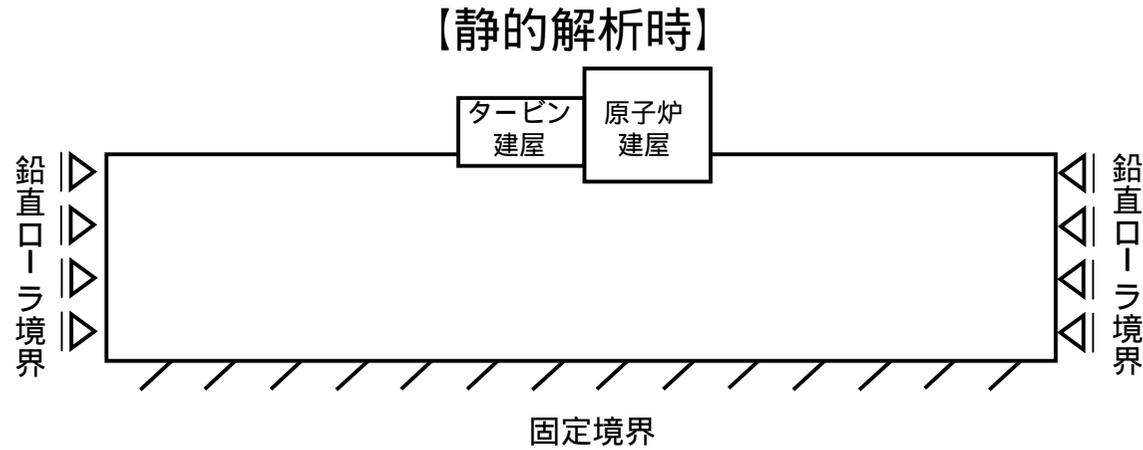
## 解析モデル

タービン建屋汀線平行断面



# 1.3 評価方法

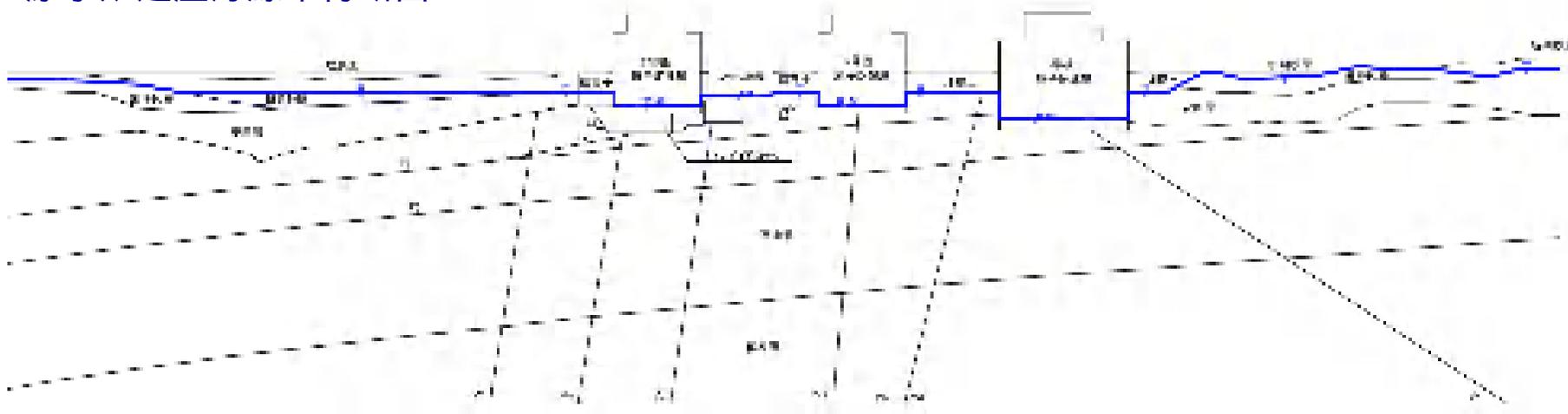
## 境界条件



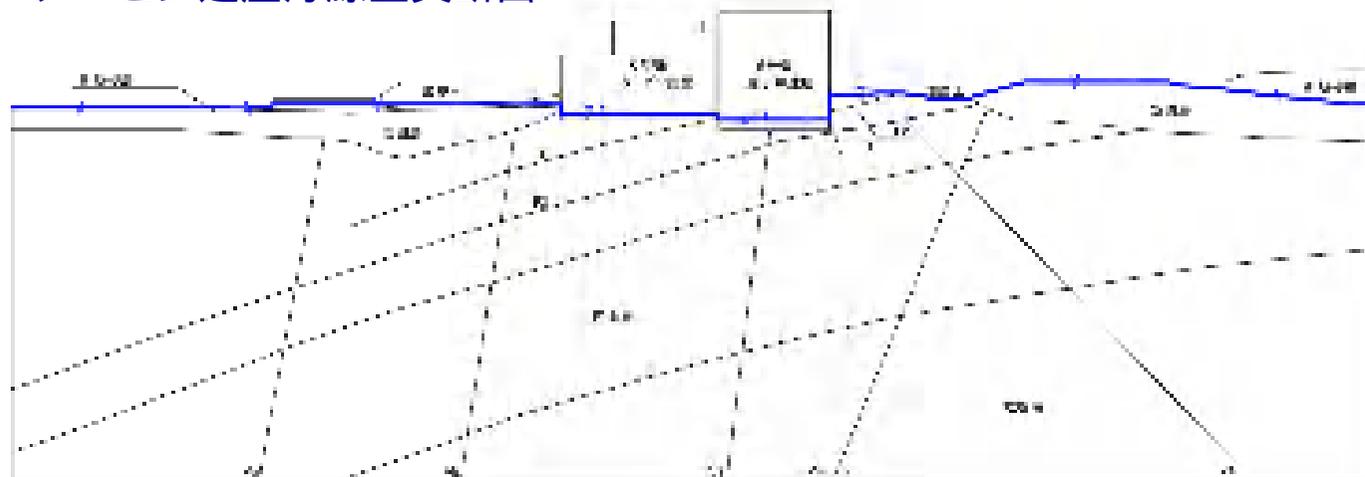
# 1.3 評価方法

## 地下水位条件

原子炉建屋汀線平行断面



原子炉建屋・タービン建屋汀線直交断面

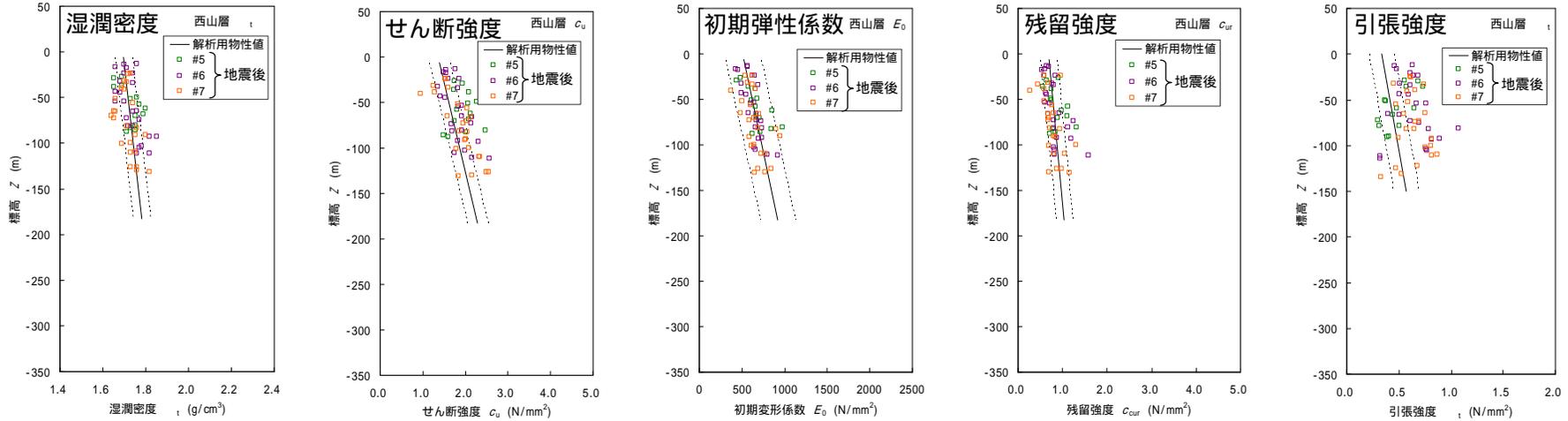




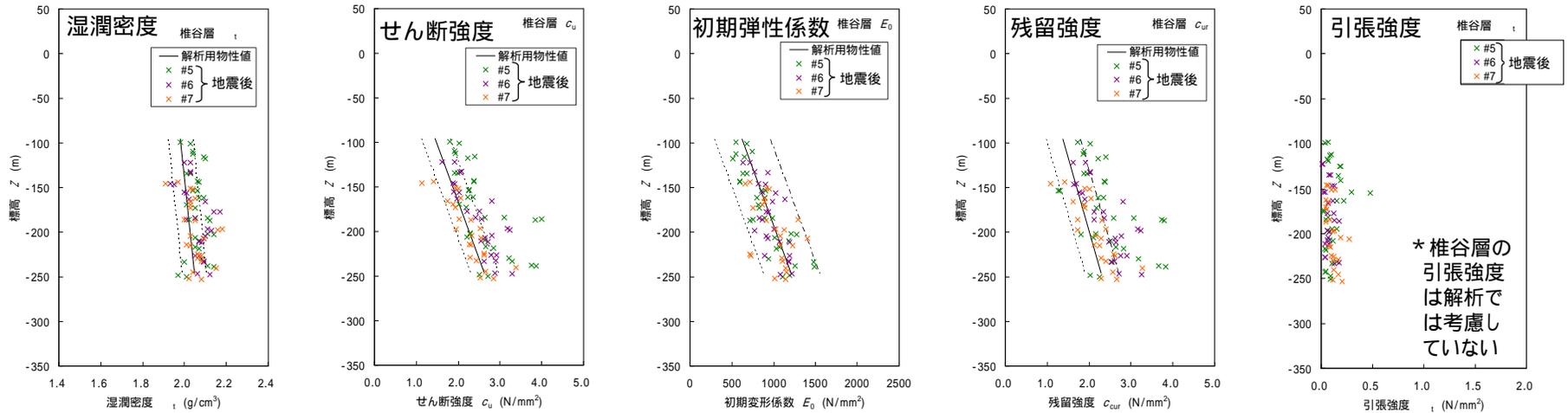
# 1.3 評価方法

## 既往解析用物性値と地震後取得した物性値の比較

西山層



椎谷層



地震後の大湊側調査ボーリング物性値は6・7号増設時既往解析用物性値と概ね整合することから、解析には既往物性値を用いることを基本とする。

# 1.3 評価方法

## 解析用物性値設定

		西山層，椎谷層	断層部 (F系断層，V系断層，L系断層)	マンメイドロック
物理特性	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		
	静ポアソン比	三軸圧縮試験結果		
動的変形特性	初期動せん断弾性係数	P S 検層による S 波速度および密度より算定	弾性波速度測定試験結果	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性	動的単純せん断試験結果		
	動ポアソン比	P S 検層による P 波速度，S 波速度により算定	弾性波速度測定試験結果	
	減衰定数	動的単純せん断試験結果		
強度特性	ピーク強度	$C_u$	三軸圧縮試験結果	
		t	圧裂試験結果	-
	残留強度	三軸圧縮試験結果		

# 1.3 評価方法

## 解析用物性値（西山層，椎谷層）

		設定に用いた試験結果等	西山層	椎谷層	
物理特性	単位体積重量 (g/cm <sup>3</sup> )	密度試験結果	1.69 - 0.00048・Z	1.94 - 0.00044・Z	
静的変形特性	静弾性係数 $E_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	三軸圧縮試験結果	502 - 2.29・Z	251 - 3.88・Z	
	静ポアソン比	三軸圧縮試験結果	0.48 + 0.00024・Z	0.46	
動的変形特性	初期動せん断弾性係数 $G_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	P S 検層による S 波速度 および密度より算定	394 - 1.63・Z	- 133 - 7.35・Z	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性	動的単純せん断試験結果	$1/(1 + 4.10 \cdot 1.37)$	$1/(1 + 5.76 \cdot 0.69)$	
	動ポアソン比 $\nu_d$	P S 検層による P 波速度 , S 波速度により算定	0.45 + 0.00015・Z	0.47 + 0.00031・Z	
	減衰定数	動的単純せん断試験結果	$25.0 \cdot 0.94 + 0.7$	$/(0.065 + 0.004) + 0.7$	
強度特性	ピーク強度 (N/mm <sup>2</sup> )	$C_u$	三軸圧縮試験結果	1.37 - 0.00504・Z	0.721 - 0.00773・Z
		t	圧裂試験結果	0.335 - 0.00157・Z	0
	残留強度 $C_{ur}$ (N/mm <sup>2</sup> )	三軸圧縮試験結果	0.673 - 0.00201・Z	0.799 - 0.00607・Z	

注：Zは標高(m)を示す。

# 1.3 評価方法

## 解析用物性値（F系断層）

		設定に用いた試験結果等	粘土部	破砕部
物理特性	単位体積重量 (g/cm <sup>3</sup> )	密度試験結果	1.92	1.73
			<b>1.75*</b>	
静的 変形特性	静弾性係数 $E_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	三軸圧縮試験結果	$62.4 + 80.5 \cdot P$	低圧部： $48.8 + 923 \cdot P$ 高圧部： $224 + 131 \cdot P$
	静ポアソン比	三軸圧縮試験結果	0.46	0.46
動的 変形特性	初期動せん断弾性係数 $G_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	弾性波速度測定結果	337	340
			<b>340*</b>	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性	動的単純せん断試験結果	$1/(1 + 7.45 \cdot P^{1.14})$	$1/(1 + 9.79 \cdot P^{1.03})$
			$1/(1 + 9.69 \cdot P^{1.04})^*$	
	動ポアソン比 $\nu_d$	弾性波速度測定結果	0.47	0.42
			<b>0.43*</b>	
	減衰定数	動的単純せん断試験結果	$41.0 \cdot P^{0.62}$	$35.0 \cdot P^{0.42}$
			<b>36.0 \cdot P^{0.44}^*</b>	
強度特性	ピーク強度 $C_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	三軸圧縮試験結果	$0.286 + 0.191 \cdot P$	$0.279 + 0.242 \cdot P$
			<b>粘土部と破砕部の強度の低い方を使用</b>	
	残留強度 $C_{ur}$ (N/mm <sup>2</sup> )	三軸圧縮試験結果	$0.219 + 0.251 \cdot P$	$0.278 + 0.181 \cdot P$
			<b>粘土部と破砕部の強度の低い方を使用</b>	

注：Pは地下水位を考慮した圧密圧力(N/mm<sup>2</sup>)を示す。

\* 試掘坑等での観察結果の粘土部，破砕部の積層構造を考慮し，等価物性を設定

# 1.3 評価方法

## 解析用物性値（マンメイドロック）

		設定に用いた試験結果等	原子炉建屋下	コントロール建屋下
物理特性	単位体積重量 (g/cm <sup>3</sup> )	密度試験結果	1.75	1.75
静的変形特性	静弾性係数 $E_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	三軸圧縮試験結果	1160	1020
	静ポアソン比	三軸圧縮試験結果	0.44	0.45
動的変形特性	初期動せん断弾性係数 $G_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	弾性波速度測定結果	2110	1990
	動せん断弾性係数のひずみ依存性	動的単純せん断試験結果	$1/(1+4.30 \cdot 1.00)$	$1/(1+4.30 \cdot 1.00)$
	動ポアソン比 $\nu_d$	弾性波速度測定結果	0.36	0.36
	減衰定数	動的単純せん断試験結果	$19.0 \cdot 0.60$	$19.0 \cdot 0.60$
強度特性	ピーク強度 (N/mm <sup>2</sup> )	$C_u$	三軸圧縮試験結果	1.84 ( 1.38 )
		t	圧裂試験結果	0.666 ( 0.330 )
	残留強度 $C_{ur}$ (N/mm <sup>2</sup> )	三軸圧縮試験結果	1.38 ( 1.04 )	1.38 ( 1.04 )

注：強度の括弧内の数字は打継部の強度。

# 1.3 評価方法

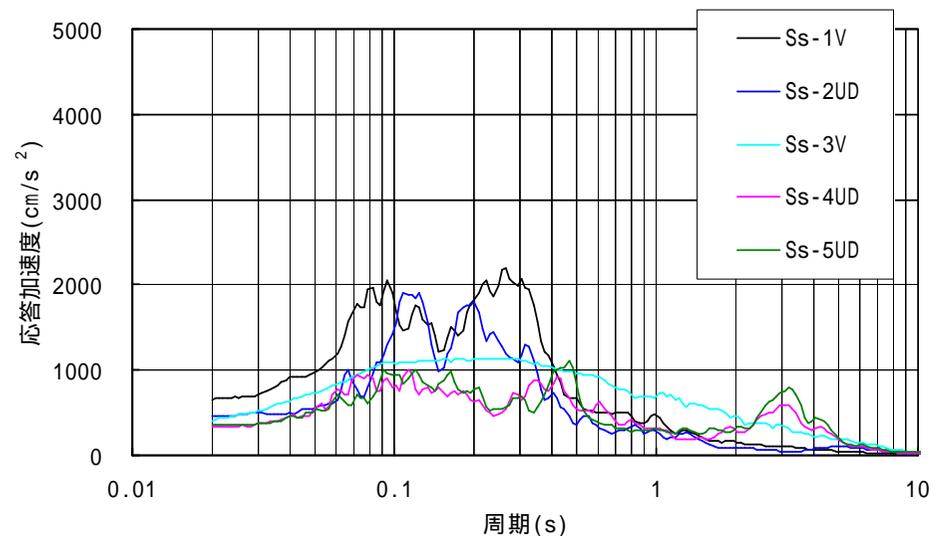
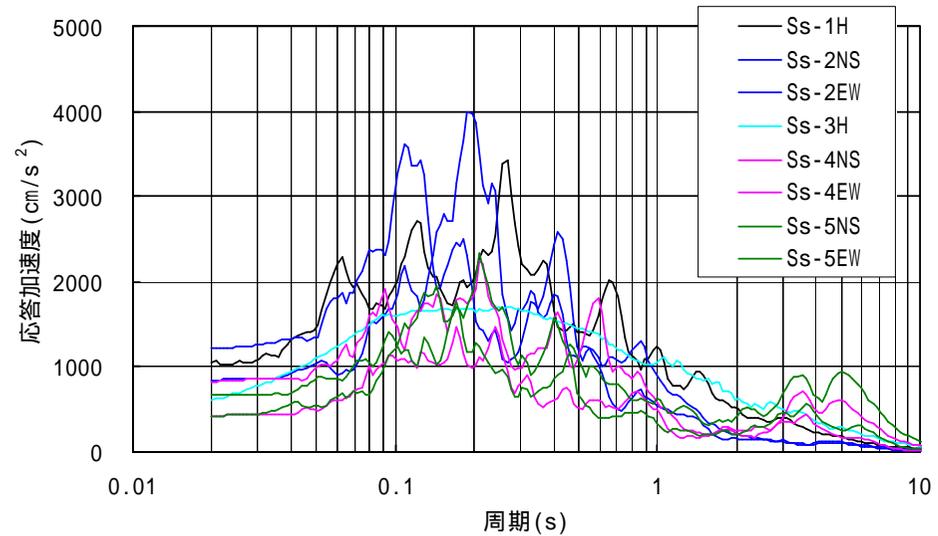
## 入力地震動

入力地震動は基準地震動 S s を用いる。

解析モデルの下端位置は解放基盤表面(T.M.S.L. - 155m)と同一であるため、解析モデルの下端へ直接基準地震動 S s を入力する。

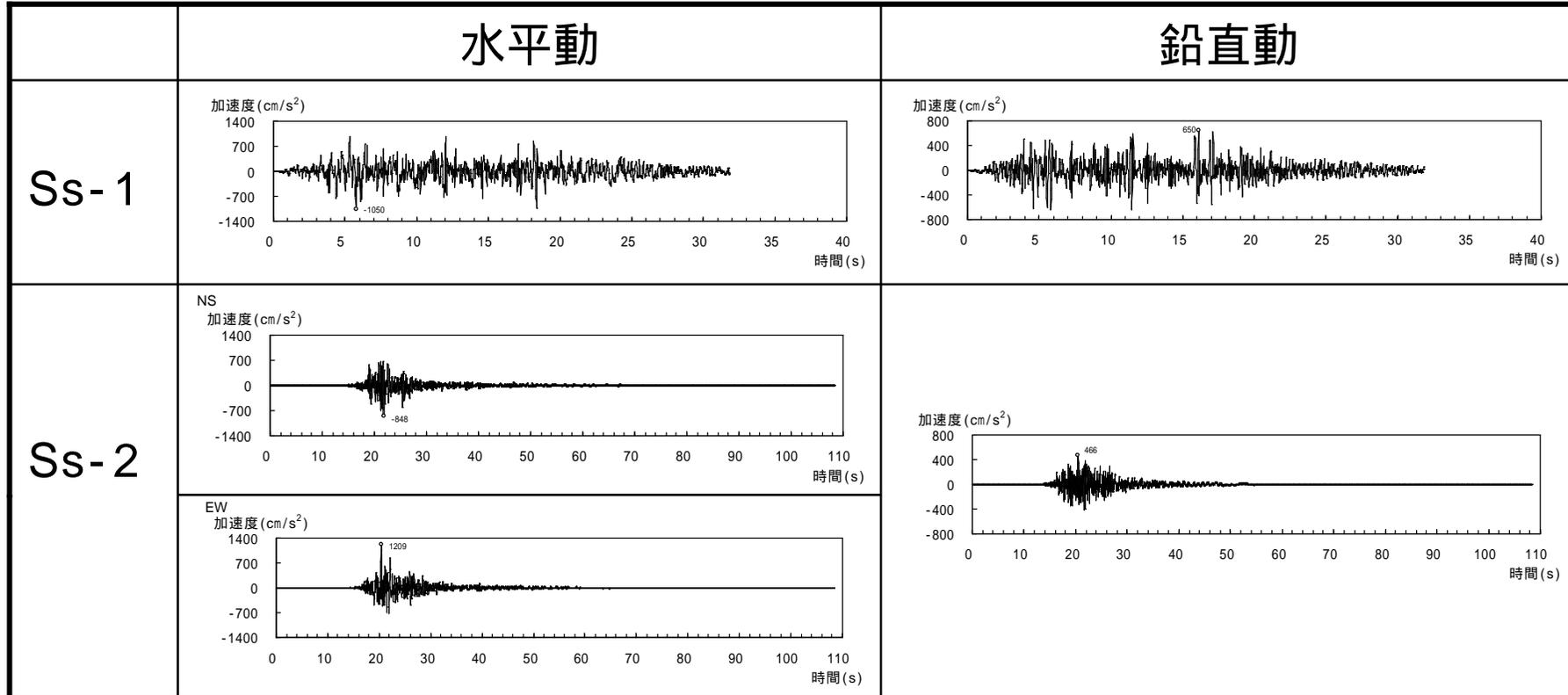
地震動		内容	方向	最大加速度 (gal)
F	Ss-1	応答スペクトルに基づく地震動評価	水平	1050
			鉛直	650
B 断層	Ss-2	断層モデルを用いた手法による地震動評価	水平(NS)	848
			水平(EW)	1209
			鉛直	466
長岡平野西縁断層帯	Ss-3	応答スペクトルに基づく地震動評価	水平	600
			鉛直	400
	Ss-4	断層モデルを用いた手法による地震動評価	水平(NS)	428
			水平(EW)	826
			鉛直	332
	Ss-5	断層モデルを用いた手法による地震動評価	水平(NS)	426
			水平(EW)	664
			鉛直	346

## 【基準地震動 S s】



# 1.3 評価方法

## 入力地震動



# 1.3 評価方法

	水平動	鉛直動
Ss- 3		
Ss- 4	<p>NS</p>	
	<p>EW</p>	
Ss- 5	<p>NS</p>	
	<p>EW</p>	

## 1.3 評価方法

### 評価内容

#### ( 1 ) すべり安全率

想定したすべり線上の応力状態をもとに，すべり線上のせん断抵抗力の和をすべり線上のせん断力の和で除して求める。

(想定すべり線)

原子炉建屋基礎底面沿い，F系断層沿い，V系断層沿いとする。

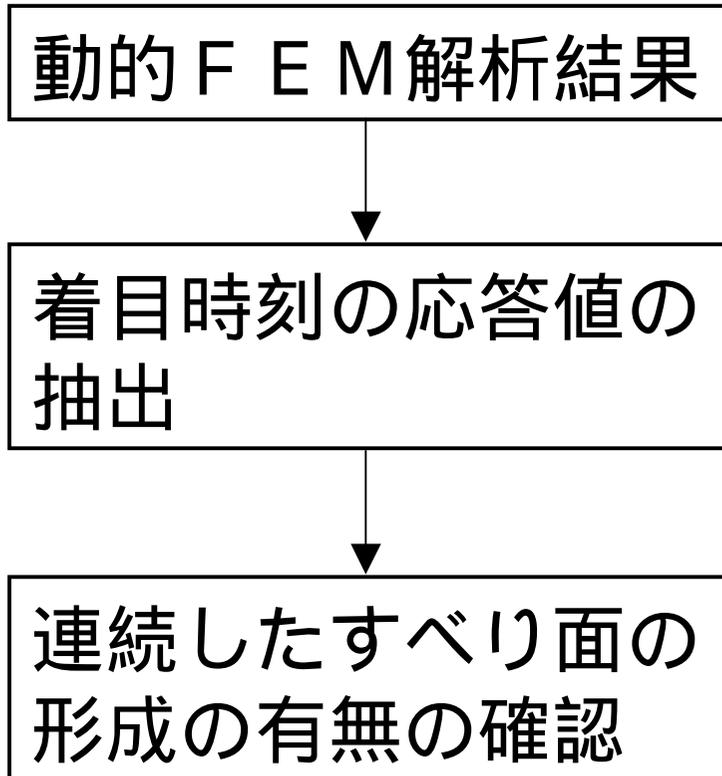


#### ( 2 ) 原子炉建屋基礎底面の傾斜

基礎底面両端それぞれの鉛直方向の変位の差を基礎底面幅で除す。

## 1.3 評価方法

### (3) 原子炉建屋基礎地盤の支持力



建物・構築物の基礎底面の地盤に作用する鉛直方向の合力が最大となる時刻

建物・構築物の基礎底面端部に接する地盤要素の鉛直応力が最大となる時刻

#### 要素ごとの安全係数分布

安全係数が 1 を下回る要素が連続するか？

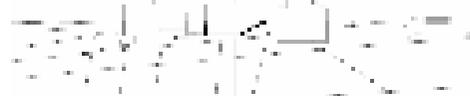
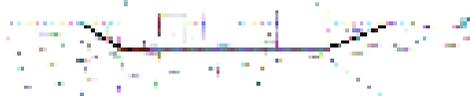
#### モビライスト面

安全係数が 1 を下回る要素に連続性がある場合、それらに沿って、連続するすべり線を想定することができるか？

# 1.4 評価結果

## すべり安全率（汀線平行方向）

Ss - 3に対する評価においてすべり安全率が最小

すべり線形状のパターン	Ss - 1	Ss - 2	Ss - 3	Ss - 4	Ss - 5
 建屋底面のすべり	2.8	4.7	4.1	7.4	7.1
 建屋底面のすべり	3.5	5.2	3.9	7.5	7.5
 F3断層 + V系断層のすべり	2.0	2.6	1.7	3.7	3.6
 F2断層のすべり	1.8	2.9	1.6	3.3	3.7
 F2断層 + V系断層のすべり	2.3	4.3	2.1	4.5	4.9

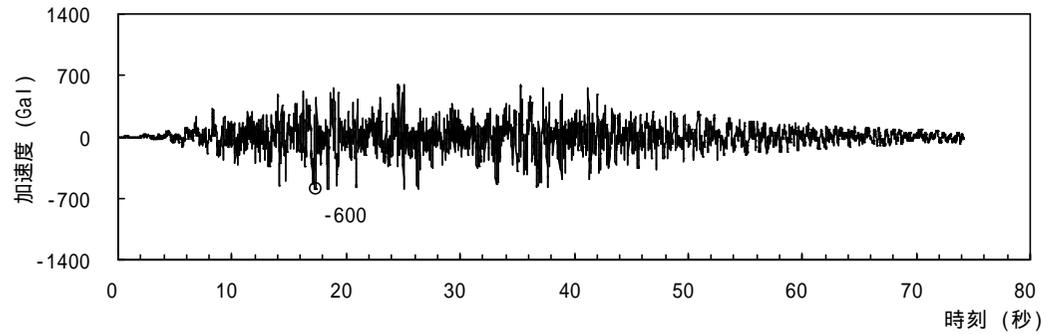
評価基準値1.5を上回っている。

■ : 7号機バックチェックで既報告

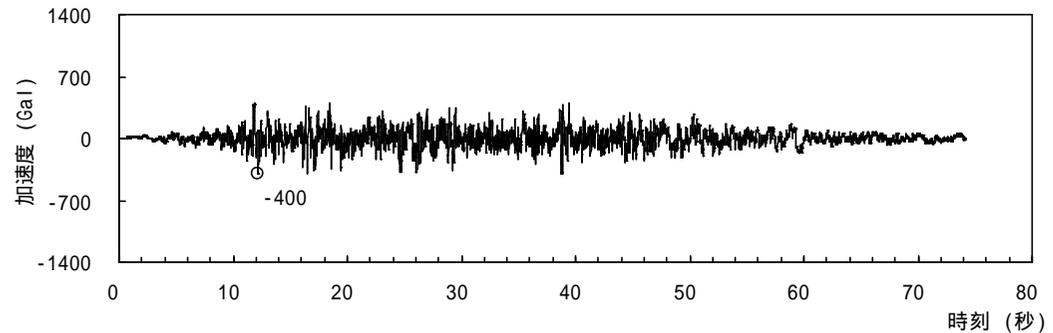
# 1.4 評価結果

入力地震動Ss-3

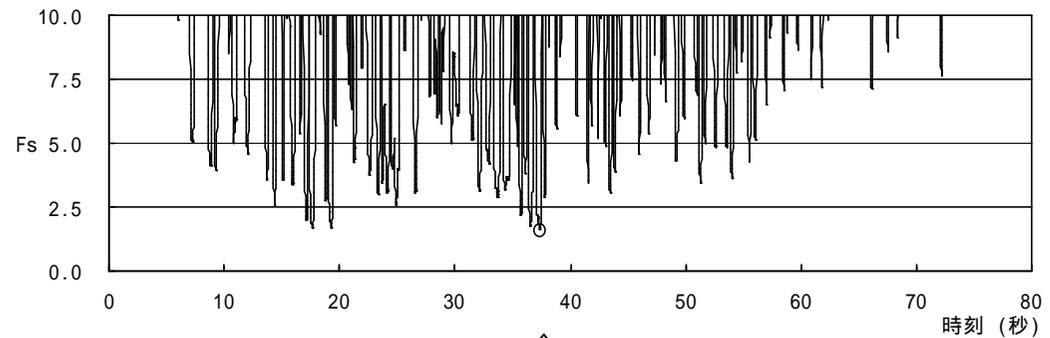
水平動



鉛直動



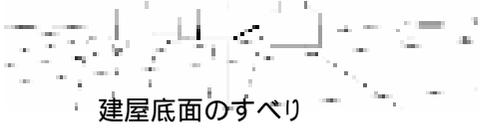
すべり安全率の時刻歴 (汀線平行断面)



↑  
最小すべり安全率1.6  
(T=37.36秒)

## 1.4 評価結果

### すべり安全率（汀線平行方向：鉛直地震動反転ケース）

すべり線形状のパターン	S s - 1		S s - 3	
	↑	↓ (反転ケース)	↑	↓ (反転ケース)
 建屋底面のすべり	2.8	3.1	4.1	3.8
 建屋底面のすべり	3.5	4.1	3.9	3.6
 F3断層+V系断層のすべり	2.0	2.0	1.7	1.6
 F2断層のすべり	1.8	1.9	1.6	1.6
 F2断層+V系断層のすべり	2.3	2.5	2.1	2.2

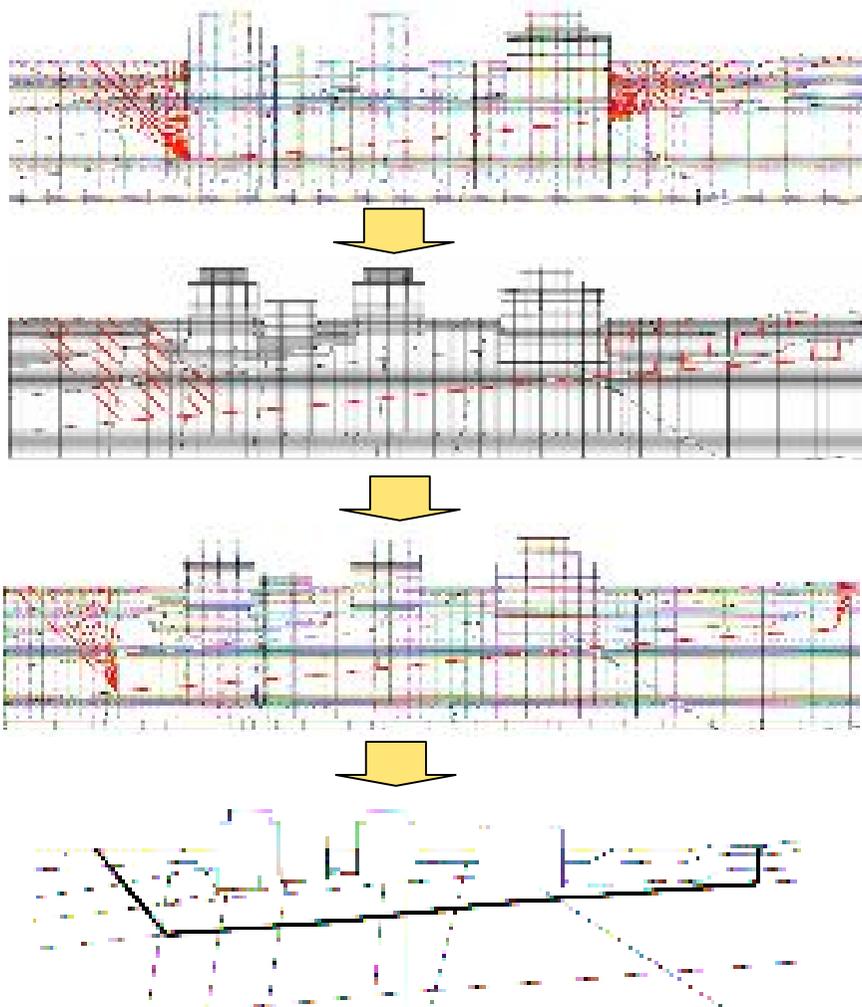
評価基準値1.5を上回っている。

 : 7号機バックチェックで既報告

## 1.4 評価結果

### (参考) すべり線の設定方法の例 (汀線平行方向)

F 2 断層を通るすべり線



断層からの立ち上げる位置は原子炉建屋端部と一致させ，立上角度を5度刻みで検討

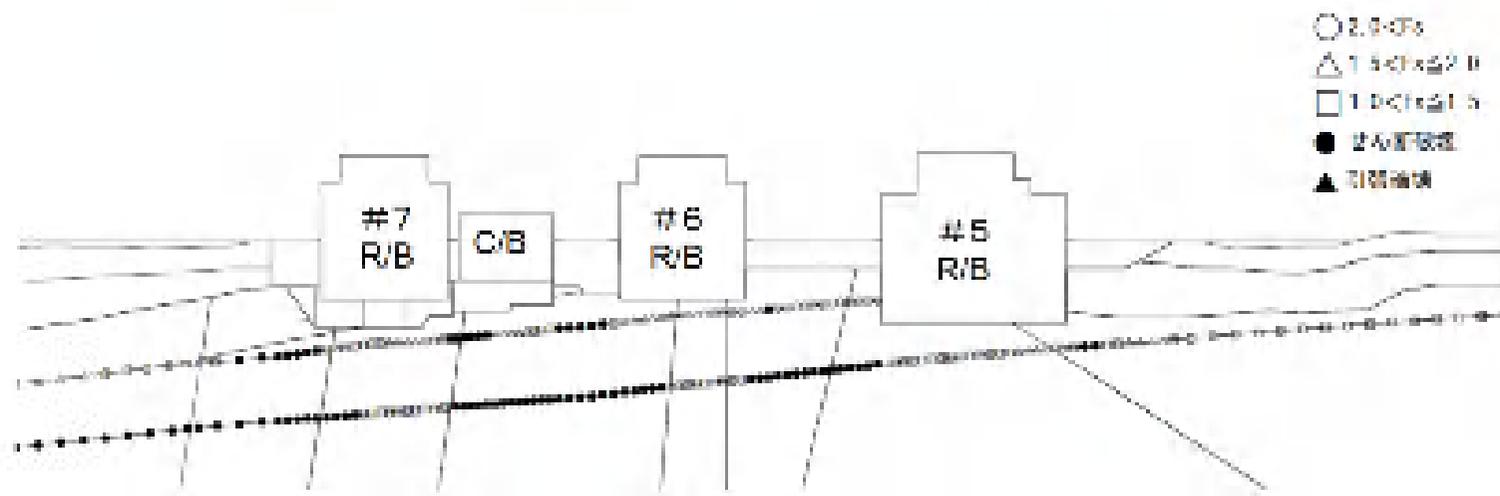
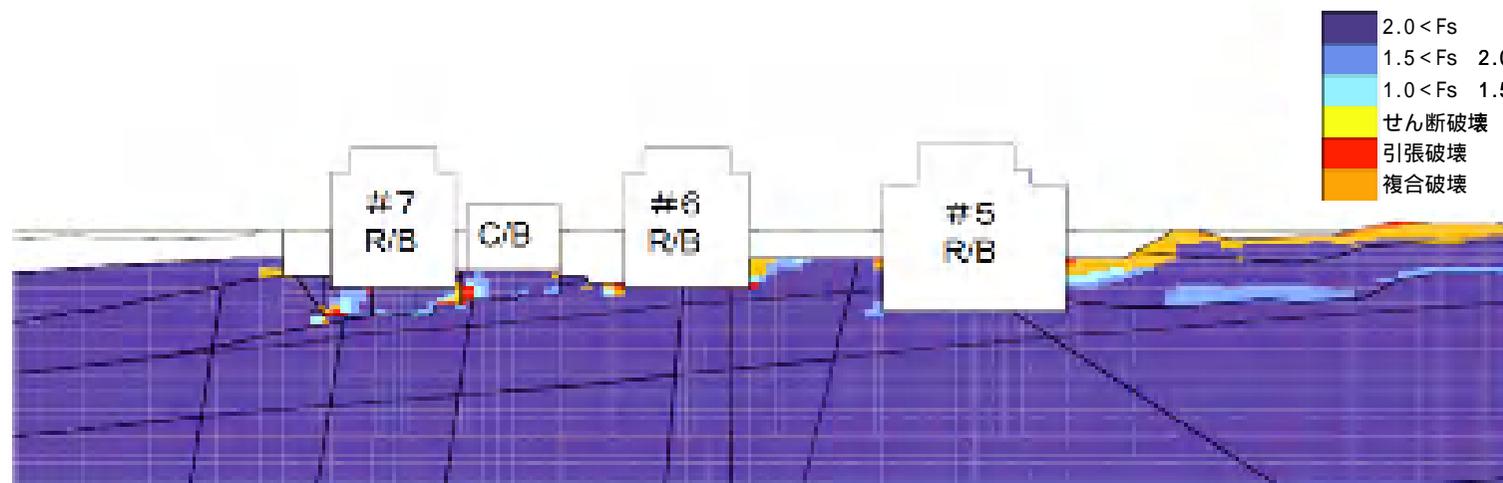
で得られた最小すべり安全率を示した立上角度で，すべり線を水平方向に移動。移動量は建屋幅 (B) の1 / 4 ピッチ

で得られた最小すべり安全率を示した立上位置を固定。さらにすべり面を5度刻みで検討

モビライズド面の方向と概ね一致することを確認

## 1.4 評価結果

### 要素ごとの安全係数（汀線平行方向）



6号機汀線平行断面要素ごとの安全係数[Ss-3, 最小すべり安全率発生時刻37.36秒]

# 参考

## 要素ごとの安全係数（中越沖地震 6号機推定地震動）

すべり安全率2.9

\* S s - 3における最小すべり安全率を示すすべり線



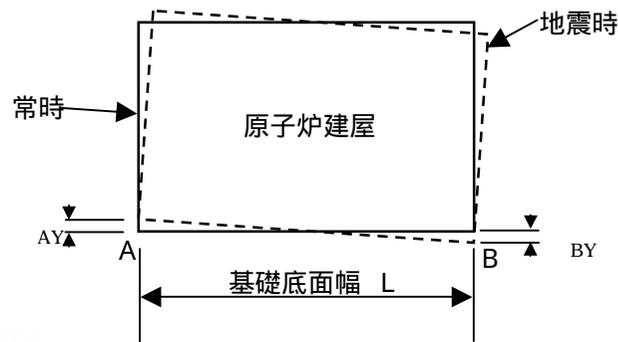
6号機汀線平行断面要素ごとの安全係数[中越沖地震6号機推定地震動, 時刻3.49秒]

## 1.4 評価結果

### 原子炉建屋基礎底面の傾斜（汀線平行方向）

S s - 1 に対する評価において基礎底面の傾斜が最大

	S s - 1	S s - 2	S s - 3	S s - 4	S s - 5
原子炉建屋基礎底面両端の鉛直方向の相対変位の最大値 $\max( A_Y - B_Y )$	2.8 cm	2.2 cm	2.4 cm	1.3 cm	1.4 cm
原子炉建屋基礎底面の傾斜の最大値 $\max( A_Y - B_Y  / L)$	1/2,000	1/2,500	1/2,300	1/4,200	1/4,100



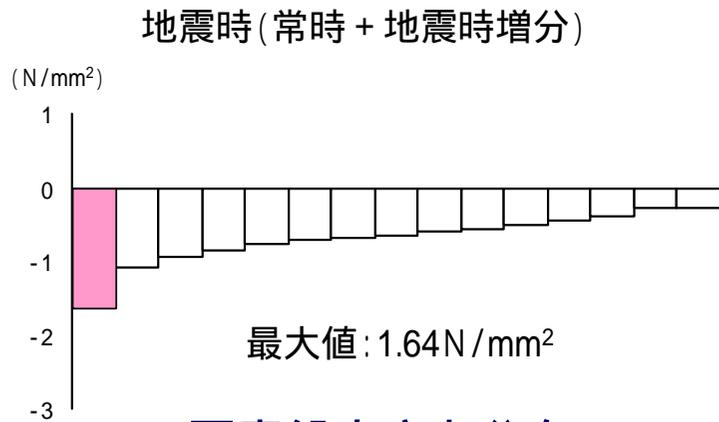
安全上重要な機器・配管系の安全機能に支障を与えるものではない。

\* 1/1,000までの建屋傾斜は機器に対して影響ないことを確認済  
(運営管理・設備健全性評価WG設備健全性評価SWG(第6回)において報告)

# 1.4 評価結果

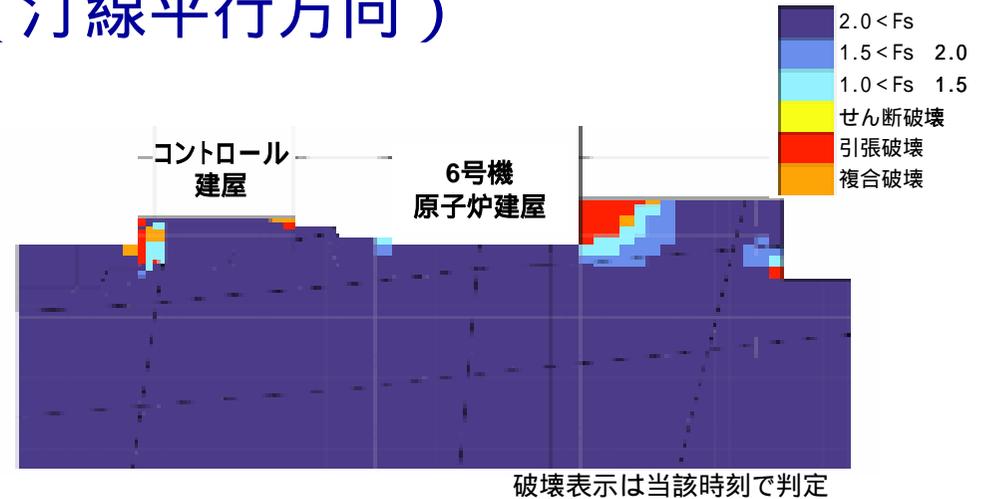
## 原子炉建屋基礎地盤の支持力（汀線平行方向）

Ss-1, 要素鉛直応力最大時  
( T=6.76秒 )

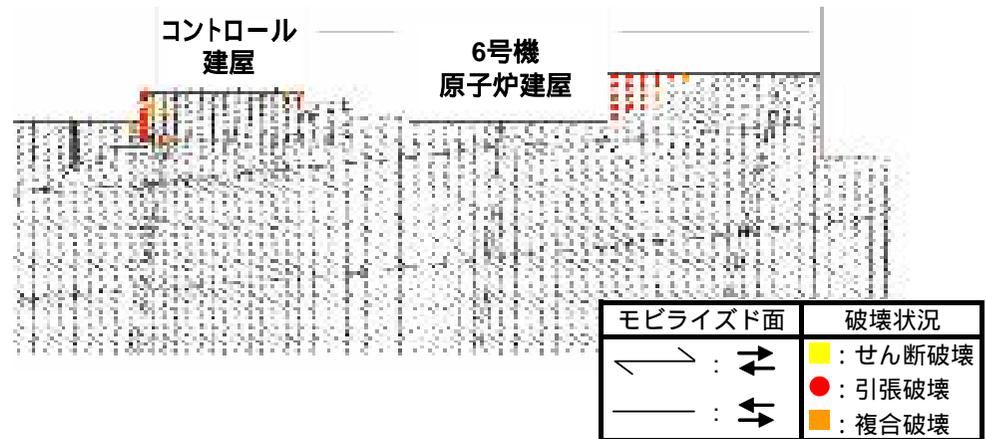


要素鉛直応力分布

安全係数が1を下回る要素が連続せず，連続するすべり線を想定できない



要素ごとの安全係数分布

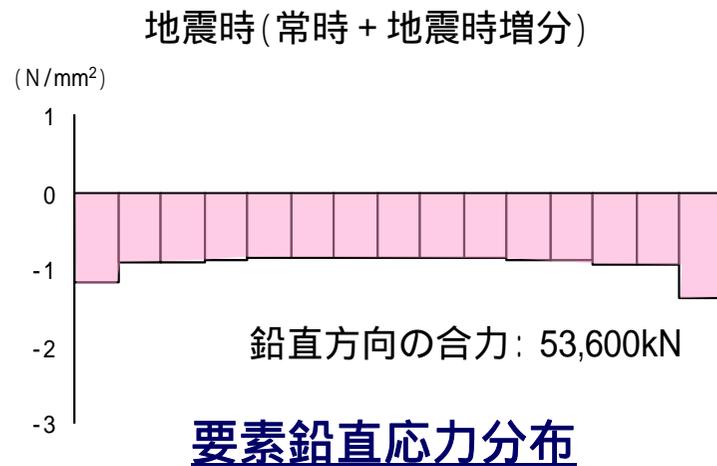


モビライズド面

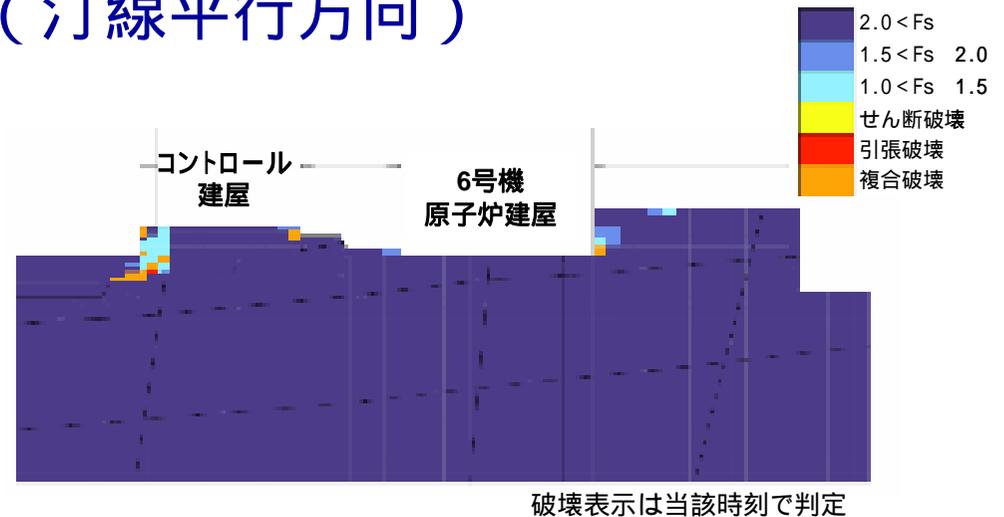
# 1.4 評価結果

## 原子炉建屋基礎地盤の支持力（汀線平行方向）

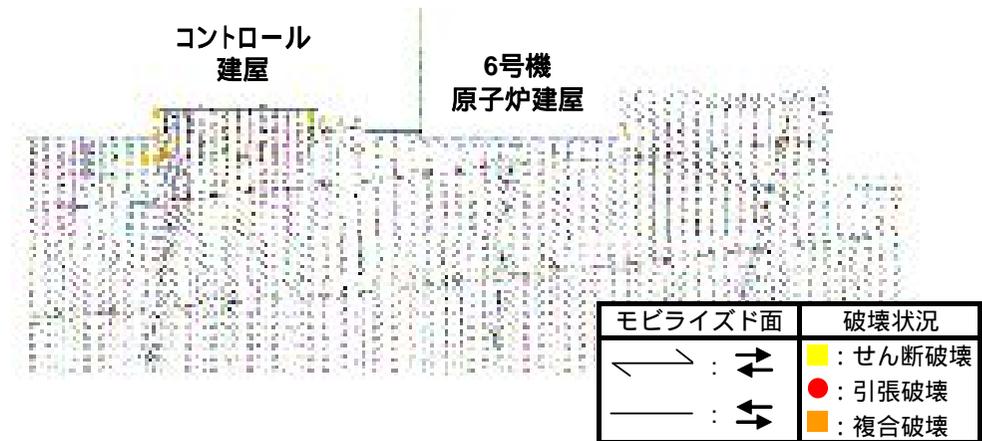
Ss-1，鉛直方向の合力最大時  
（T=15.98秒）



安全係数が1を下回る要素が連続せず，連続するすべり線を想定できない



### 要素ごとの安全係数分布



### モビライズド面

## 1.4 評価結果

### すべり安全率（汀線直交方向）

S s - 1に対する評価においてすべり安全率が最小

すべり線形状のパターン	S s - 1	S s - 2	S s - 3	S s - 4	S s - 5
 建屋底面のすべり	2.9	3.2	4.5	5.8	5.4
 F3断層のすべり	2.4	2.5	2.8	3.6	3.1
 F2断層のすべり	3.5	3.9	2.6	4.8	4.0
 F2断層 + V系断層のすべり	2.9	3.6	2.8	4.2	3.3

評価基準値1.5を上回っている。

## 1.4 評価結果

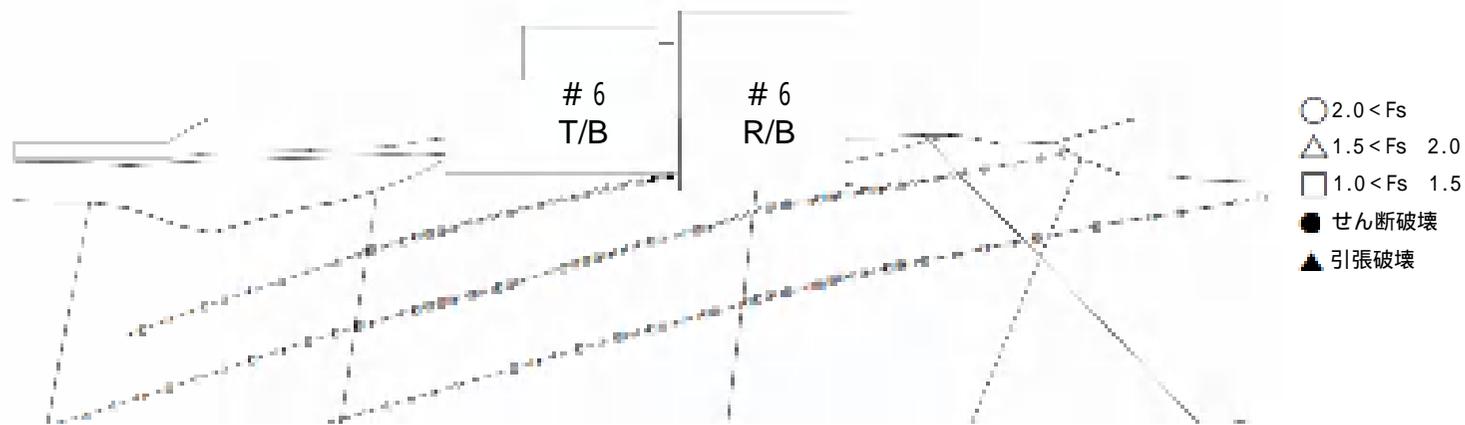
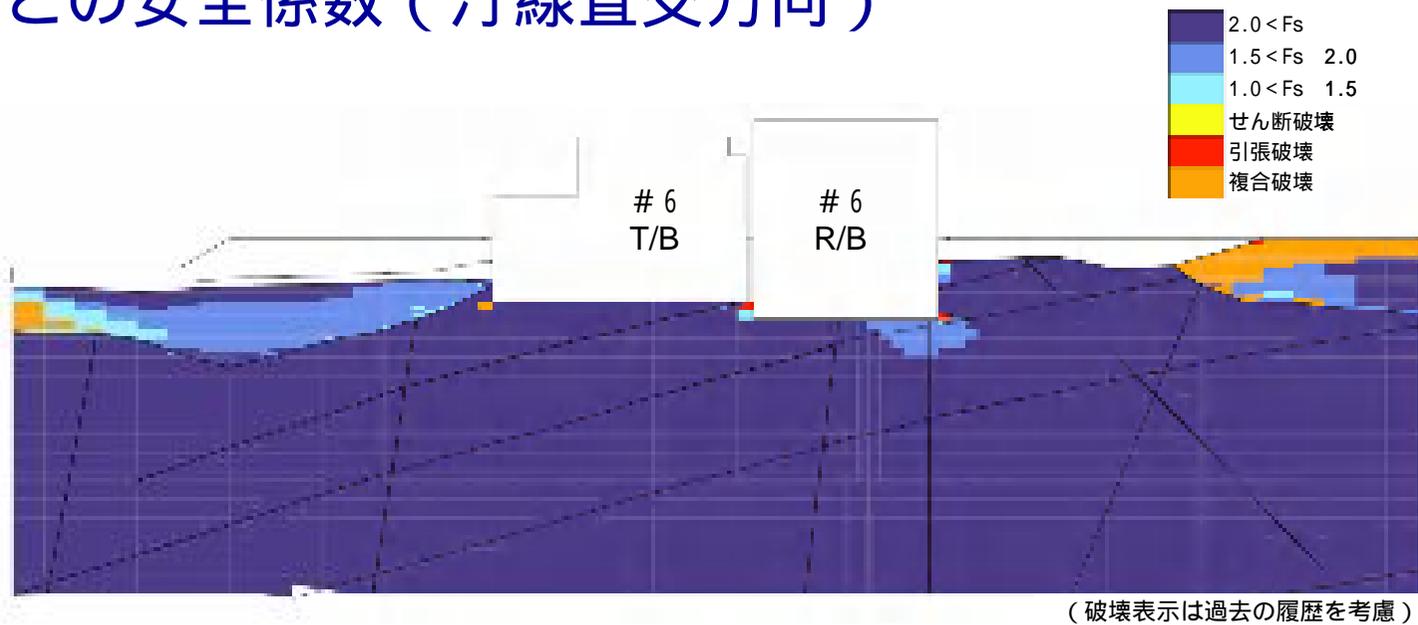
### すべり安全率（汀線直交方向：鉛直地震動反転ケース）

すべり線形状のパターン	S s - 1		S s - 3	
	↑	↓ (反転ケース)	↑	↓ (反転ケース)
 建屋底面のすべり	2.9	4.1	4.5	3.8
 F3断層のすべり	2.4	2.6	2.8	2.5
 F2断層のすべり	3.5	3.9	2.6	2.4
 F2断層 + V系断層のすべり	2.9	3.4	2.8	2.7

評価基準値1.5を上回っている。

# 1.4 評価結果

## 要素ごとの安全係数（汀線直交方向）



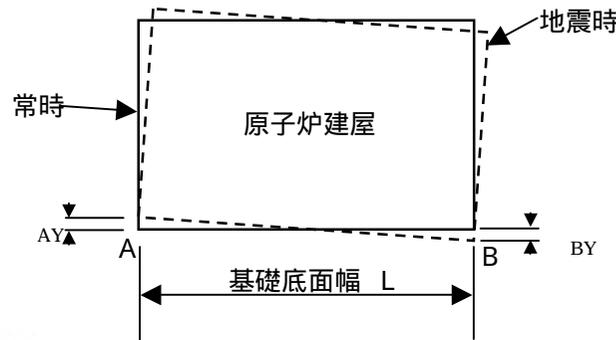
6号機汀線直交断面要素ごとの安全係数[Ss-1, 最小すべり安全率発生時刻5.67秒]

# 1.4 評価結果

## 原子炉建屋基礎底面の傾斜（汀線直交方向）

S s - 1 に対する評価において基礎底面の傾斜が最大

	S s - 1	S s - 2	S s - 3	S s - 4	S s - 5
原子炉建屋基礎底面両端の鉛直方向の相対変位の最大値 $\max( A_Y - B_Y )$	1.5cm	1.4cm	1.2cm	1.2cm	1.1cm
原子炉建屋基礎底面の傾斜の最大値 $\max( A_Y - B_Y  / L)$	1/3,900	1/4,300	1/4,900	1/5,000	1/5,100



安全上重要な機器・配管系の安全機能に支障を与えるものではない。

\* 1/1000までの建屋傾斜は機器に対して影響ないことを確認済  
(運営管理・設備健全性評価WG設備健全性評価SWG(第6回)において報告)

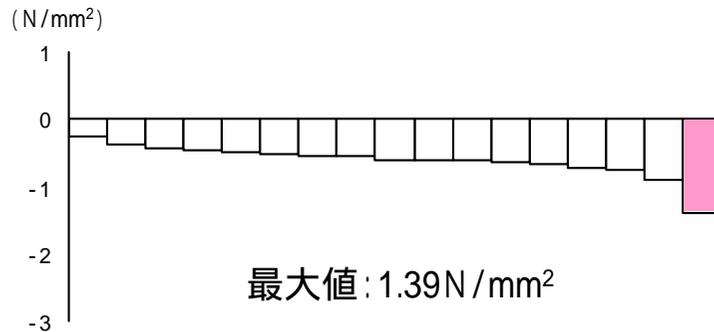
# 1.4 評価結果

## 原子炉建屋基礎地盤の支持力（汀線直交方向）

### Ss-1，要素鉛直応力最大時

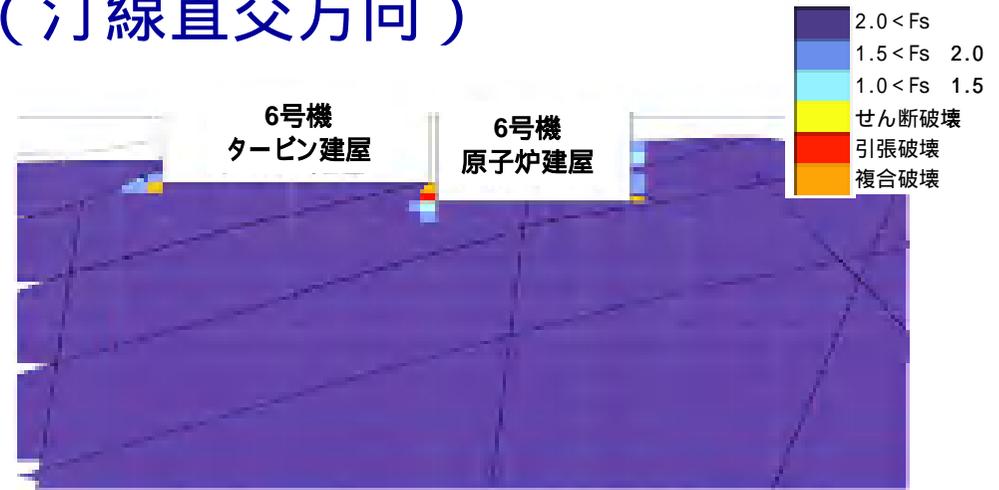
（ T=6.16秒）

地震時（常時 + 地震時増分）



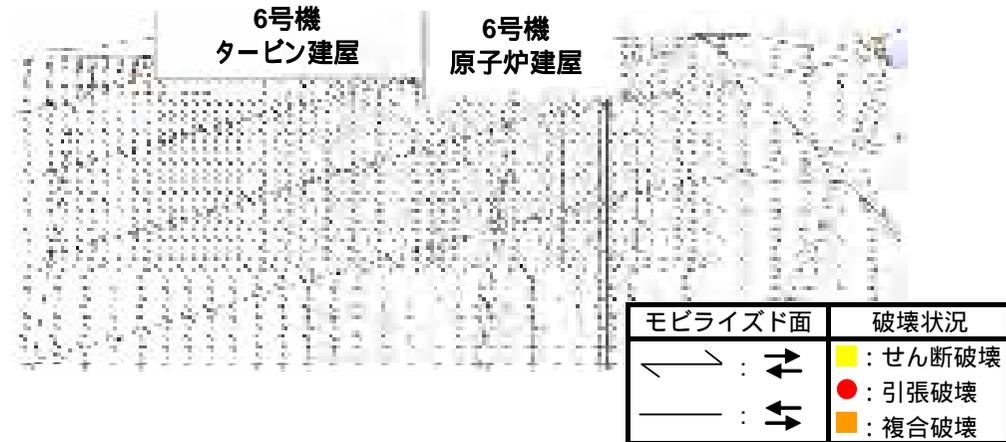
### 要素鉛直応力分布

安全係数が1を下回る要素が連続せず，連続するすべり線を想定できない



破壊表示は当該時刻で判定

### 要素ごとの安全係数分布



### モビライズド面

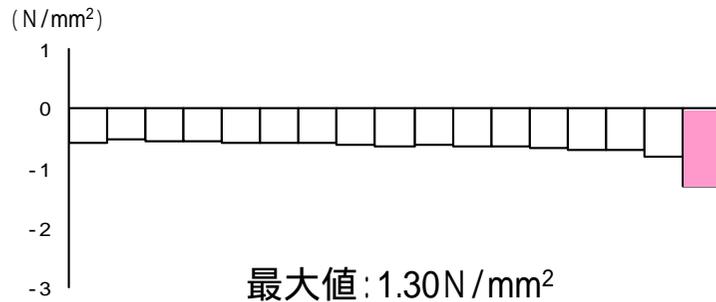
# 1.4 評価結果

## 原子炉建屋基礎地盤の支持力（汀線直交方向）

### Ss-3，要素鉛直応力最大時

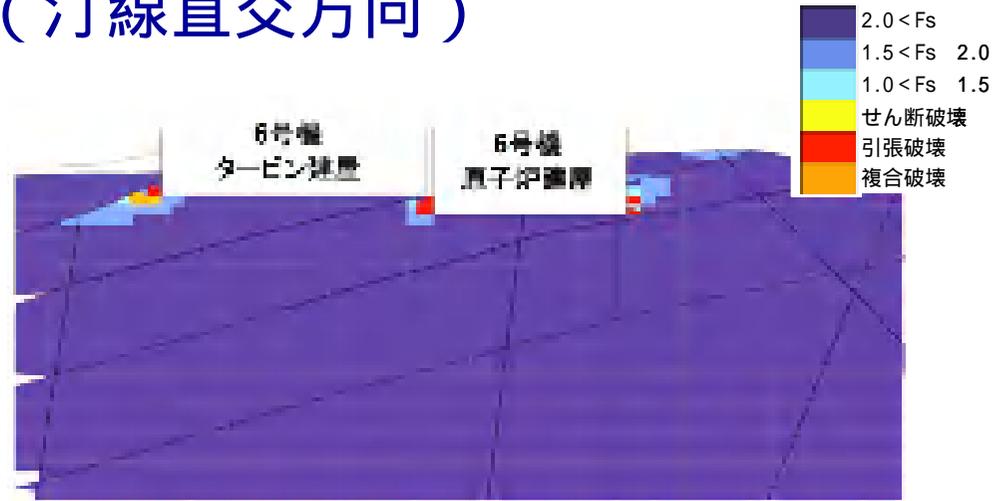
（ T = 37.45秒 ）

地震時（常時 + 地震時増分）



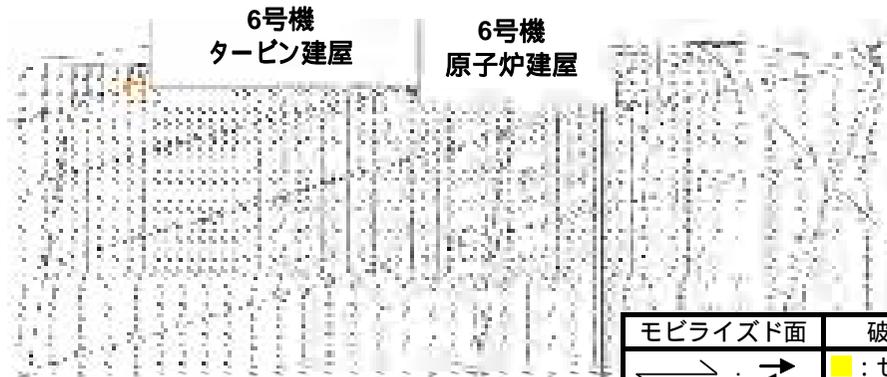
### 要素鉛直応力分布

安全係数が1を下回る要素が連続せず，連続するすべり線を想定できない



破壊表示は当該時刻で判定

### 要素ごとの安全係数分布



モビライズド面	破壊状況
↖ : ↗	■ : せん断破壊
— : ←	● : 引張破壊
	■ : 複合破壊

### モビライズド面

# (参考) 地震時の原子炉建屋の支持力

Ss-1		SS	FF	反力分布図 (1) 100%地震動時	
荷重力 (kN)	上向き	1,513,368	185,540		
	下向き	2,489,108	284,210		
転倒モーメント ( $\times 10^4$ kN・m)		94.84	313.41		
最大接地圧* (kN/m <sup>2</sup> )	上向き	2010.2	1890.0		
	下向き	1732.9	1890.0		

※、地震の支持力試験の最大荷重 5982kN/m<sup>2</sup>

Ss-3		SS	FF	反力分布図 (1) 100%地震動時	
荷重力 (kN)	上向き	1,572,368	185,540		
	下向き	2,541,112	284,210		
転倒モーメント ( $\times 10^4$ kN・m)		248.31	281.15		
最大接地圧* (kN/m <sup>2</sup> )	上向き	1894.0	1890.0		
	下向き	1476.9	1482.9		

※、地震の支持力試験の最大荷重 5982kN/m<sup>2</sup>

Ss-2		SS	FF	反力分布図 (1) 100%地震動時	
荷重力 (kN)	上向き	1,594,468	185,540		
	下向き	2,194,204	284,210		
転倒モーメント ( $\times 10^4$ kN・m)		248.31	251.40		
最大接地圧* (kN/m <sup>2</sup> )	上向き	1941.6	1910.1		
	下向き	1443.2	1482.2		

※、地震の支持力試験の最大荷重 5982kN/m<sup>2</sup>

Ss-4		SS	FF	反力分布図 (1) 100%地震動時	
荷重力 (kN)	上向き	1,746,876	185,540		
	下向き	2,185,904	284,210		
転倒モーメント ( $\times 10^4$ kN・m)		167.46	251.31		
最大接地圧* (kN/m <sup>2</sup> )	上向き	1641.1	1890.0		
	下向き	1482.9	1502.2		

※、地震の支持力試験の最大荷重 5982kN/m<sup>2</sup>

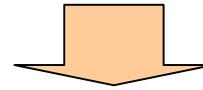
Ss-5		SS	FF	反力分布図 (1) 100%地震動時	
荷重力 (kN)	上向き	1,732,168	185,540		
	下向き	2,181,312	284,210		
転倒モーメント ( $\times 10^4$ kN・m)		168.31	251.46		
最大接地圧* (kN/m <sup>2</sup> )	上向き	1690.9	1890.0		
	下向き	1482.1	1434.3		

※、地震の支持力試験の最大荷重 5982kN/m<sup>2</sup>

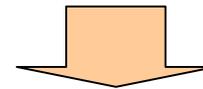
最大接地圧 (Ss-1 : 2010kN/m<sup>2</sup>)は、  
支持力試験結果 (5982kN/m<sup>2</sup>)を十  
分下回っている。

## 1.5 まとめ

- 【評価方針】地震時の支持性能について、下記により評価
- (1) 想定すべり線におけるすべり安全率
  - (2) 原子炉建屋基礎底面の傾斜
  - (3) 原子炉建屋基礎地盤の支持力



- 【評価結果】
- (1) 想定すべり線における安全率  
評価基準値1.5を上回っている。
  - (2) 原子炉建屋基礎底面の傾斜  
安全上重要な機器・配管系の安全機能に支障を与えるものではない。
  - (3) 原子炉建屋基礎地盤の支持力  
安全係数が1を下回るような連続したすべり線は形成されない。



原子炉建屋基礎地盤が基準地震動  $S_s$  による地震力に対して十分な支持性能をもつことを確認した。

- 
- 1 . 原子炉建屋基礎地盤の安定性評価
  - 2 . タービン建屋基礎地盤の安定性評価
  - 3 . 非常用取水路の支持性能について

## 2.1 評価方針

---

安全上重要な機器・配管系を内包する建物・構築物を支持するタービン建屋基礎地盤について、基準地震動  $S_s$  による地震力に対して十分な支持性能をもつことの評価を行う。

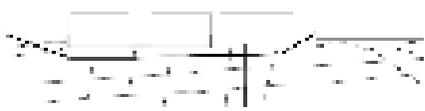
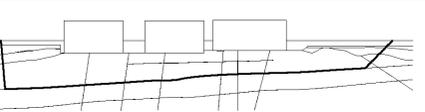
地震時の支持性能については下記項目により評価

- ( 1 ) 想定すべり線におけるすべり安全率
- ( 2 ) タービン建屋基礎底面の傾斜
- ( 3 ) タービン建屋基礎地盤の支持力

## 2.1 評価結果

### すべり安全率（汀線平行方向）

S s - 3に対する評価においてすべり安全率が最小

すべり線形状のパターン	S s - 1	S s - 2	S s - 3	S s - 4	S s - 5
 建屋底面のすべり	2.3	6.3	4.8	9.8	9.3
 F4断層のすべり	2.0	3.6	2.6	5.0	5.2
 F3断層のすべり	1.7	3.0	1.5	3.6	3.2
 F2断層のすべり	2.1	3.4	1.7	3.6	3.6

評価基準値1.5を上回っている。

 : 7号機バックチェックで既報告

## 2.2 評価結果

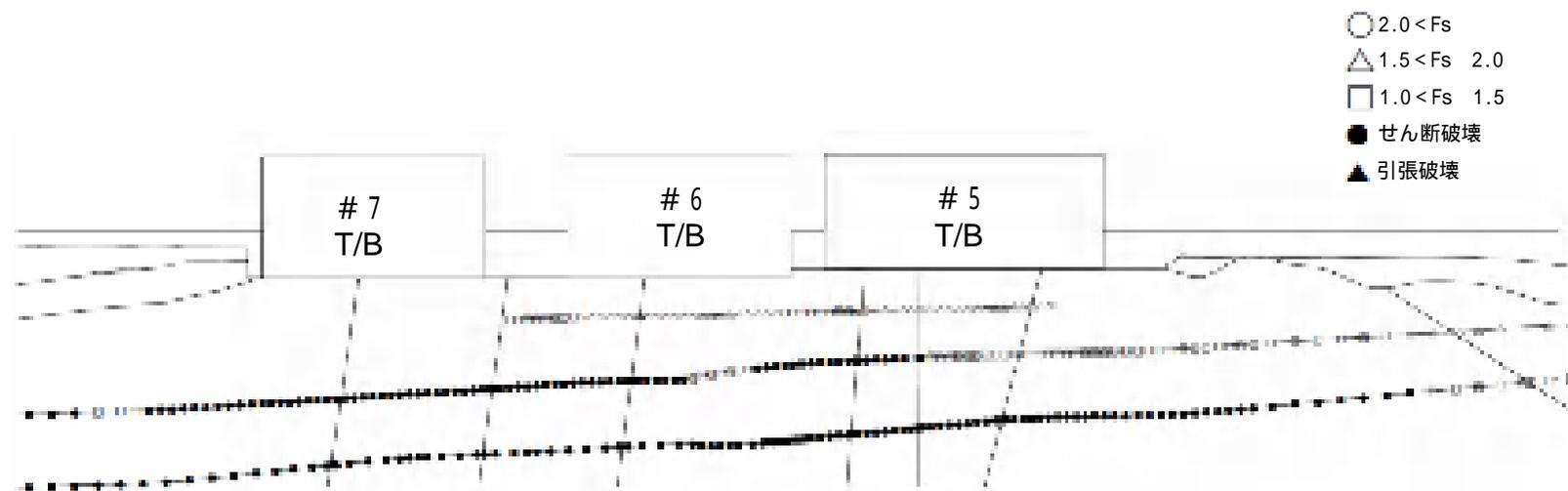
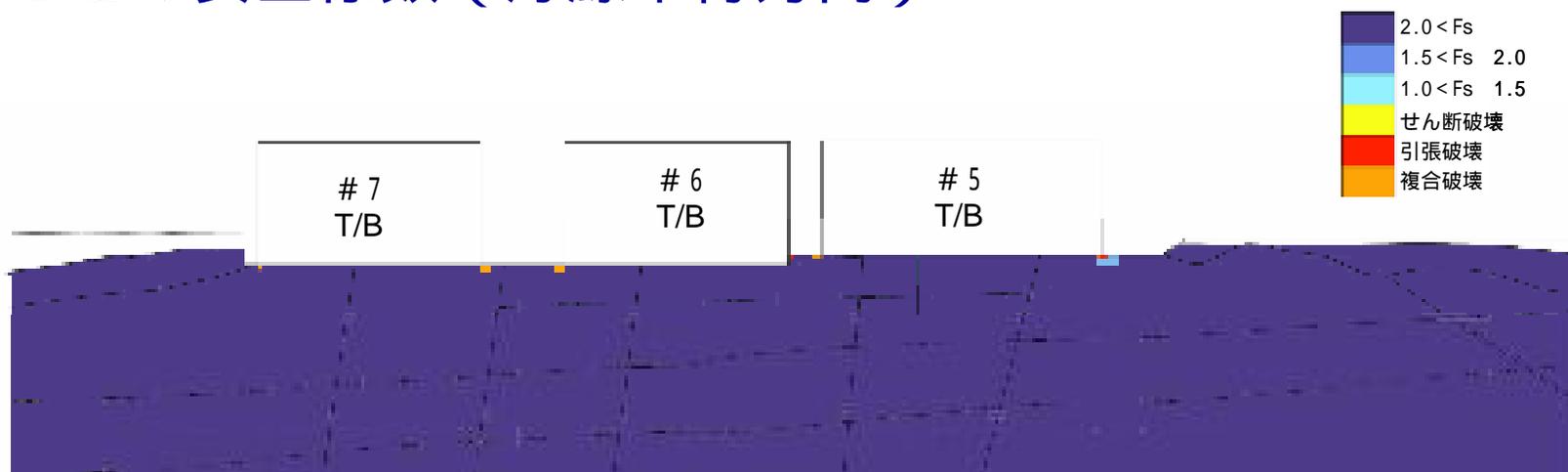
### すべり安全率（汀線平行方向：鉛直地震動反転ケース）

すべり線形状のパターン	S s - 1		S s - 3	
	↑	↓ (反転ケース)	↑	↓ (反転ケース)
 建屋底面のすべり	2.3	4.6	4.8	4.7
 F4断層のすべり	2.0	2.5	2.6	2.5
 F3断層のすべり	1.7	1.8	1.5	1.6
 F2断層のすべり	2.1	1.8	1.7	1.7

評価基準値1.5を上回っている。

## 2.2 評価結果

### 要素ごとの安全係数（汀線平行方向）



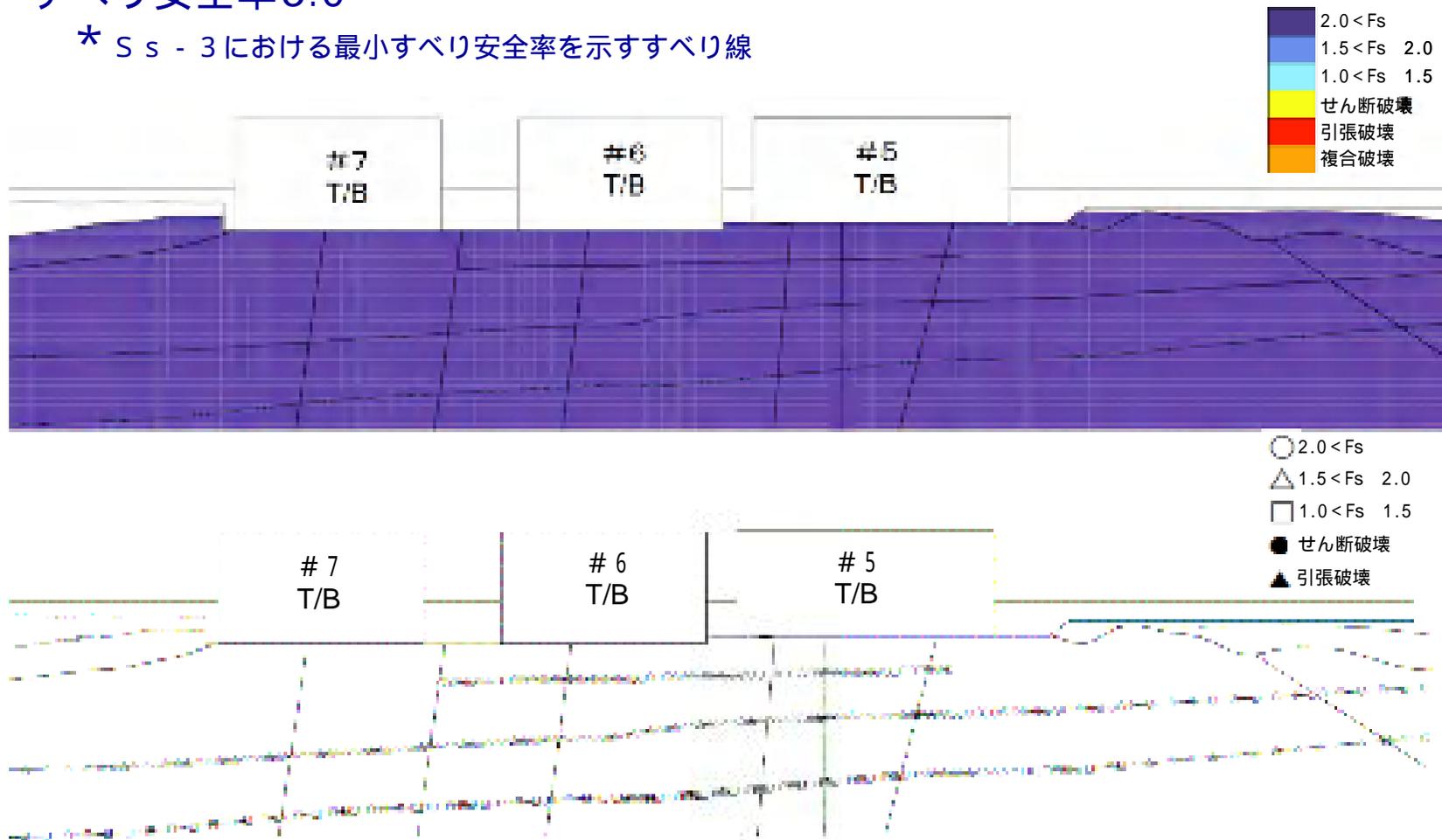
6号機汀線平行断面要素ごとの安全係数[Ss-3, 最小すべり安全率発生時刻36.50秒]

# 参考

## 要素ごとの安全係数（中越沖地震 6号機推定地震動）

すべり安全率3.0

\* S s - 3における最小すべり安全率を示すすべり線



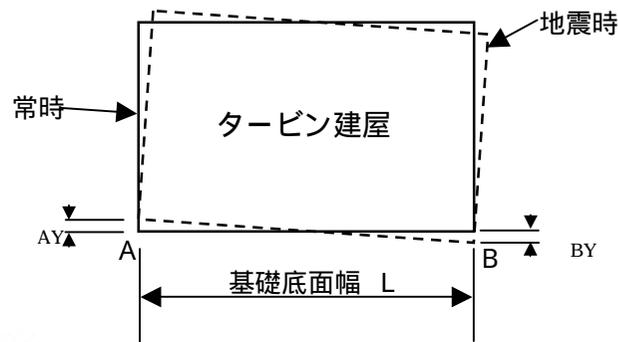
6号機タービン建屋汀線平行断面要素ごとの安全係数[中越沖地震6号機推定地震動,時刻3.39秒]

## 2.2 評価結果

### タービン建屋基礎底面の傾斜（汀線平行方向）

S s - 1 に対する評価において基礎底面の傾斜が最大

	S s - 1	S s - 2	S s - 3	S s - 4	S s - 5
タービン建屋基礎底面両端の鉛直方向の相対変位の最大値 $\max( A_Y - B_Y )$	1.7 cm	1.2 cm	1.1 cm	0.7 cm	0.8 cm
タービン建屋基礎底面の傾斜の最大値 $\max( A_Y - B_Y  / L)$	1/5,500	1/8,100	1/8,400	1/13,200	1/12,600



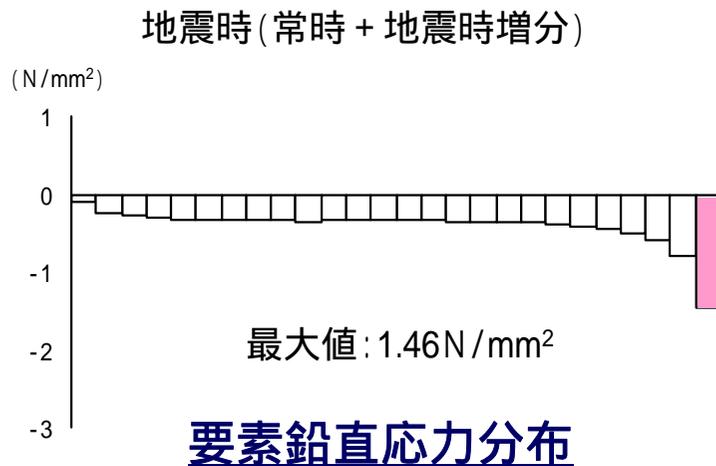
安全上重要な機器・配管系の安全機能に支障を与えるものではない。

\* 1/1,000までの建屋傾斜は機器に対して影響ないことを確認済  
(運営管理・設備健全性評価WG設備健全性評価SWG(第6回)において報告)

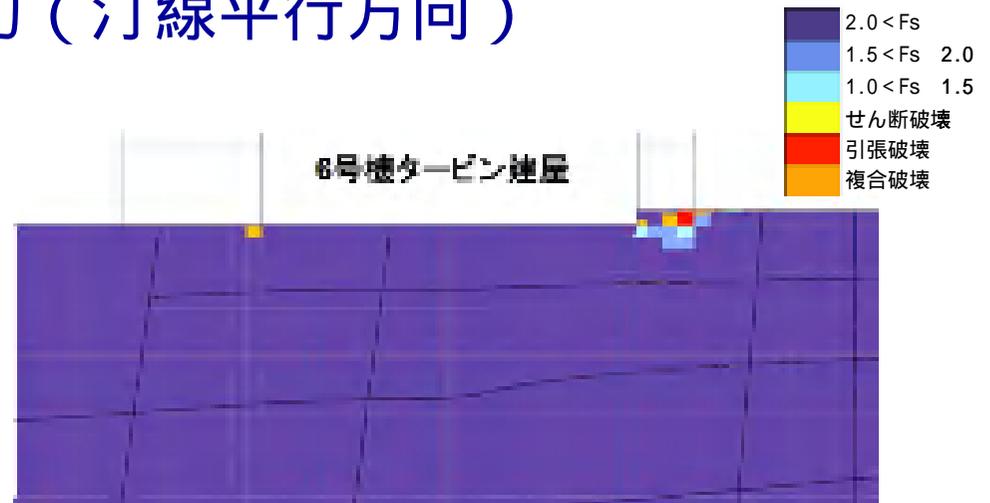
## 2.2 評価結果

### タービン建屋基礎地盤の支持力（汀線平行方向）

Ss-1, 要素鉛直応力最大時  
( T=18.73秒 )



安全係数が1を下回る要素が連続せず，連続するすべり線を想定できない



破壊表示は当該時刻で判定

### 要素ごとの安全係数分布



モビライズド面	破壊状況
↖ : ↗	せん断破壊
— : ←	引張破壊
— : →	複合破壊

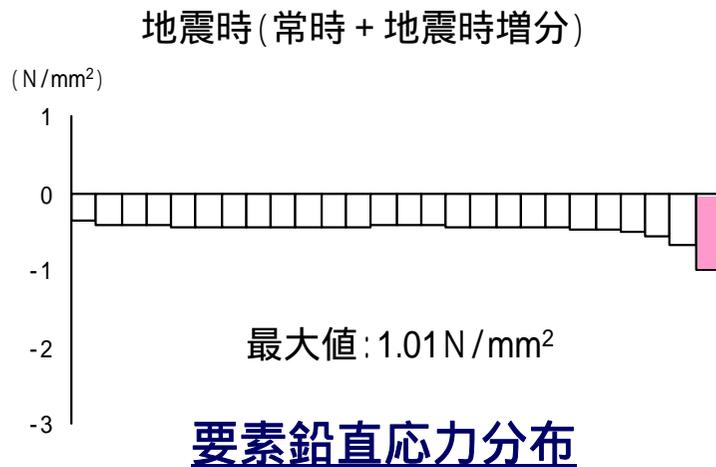
### モビライズド面

## 2.2 評価結果

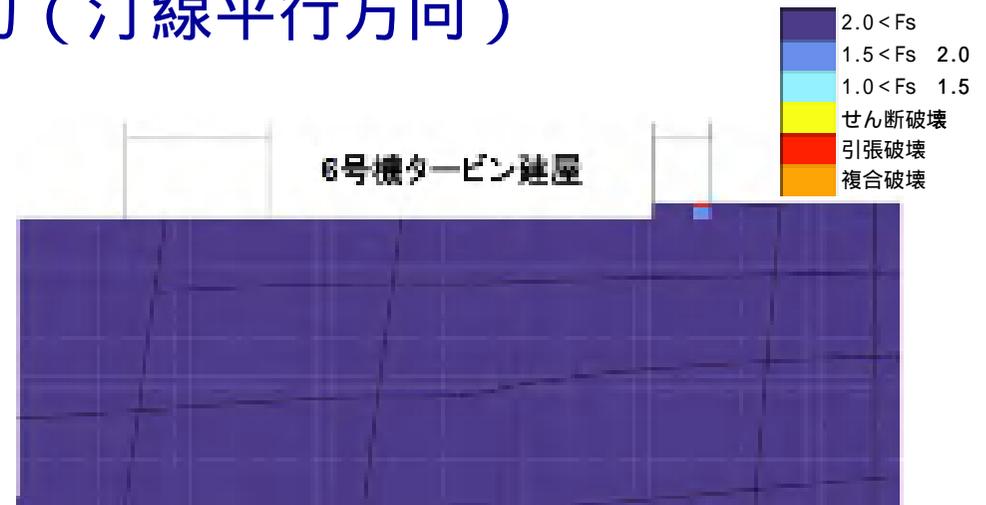
### タービン建屋基礎地盤の支持力（汀線平行方向）

Ss-3，要素鉛直応力最大時

（T=16.81秒）

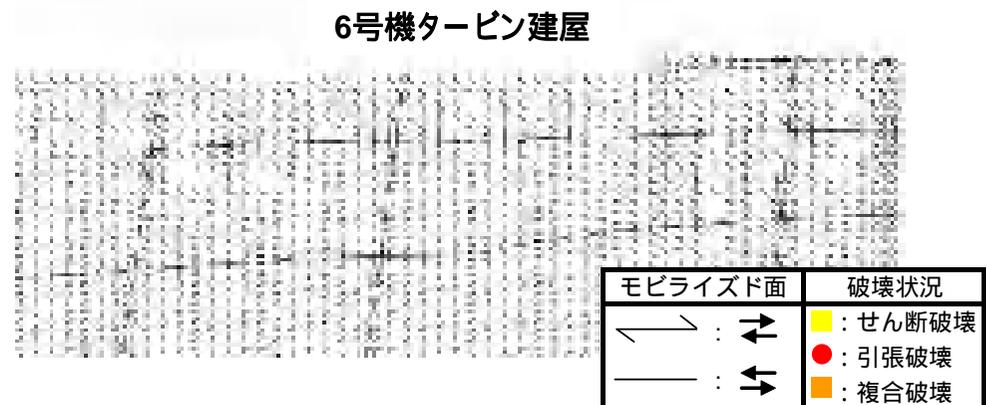


安全係数が1を下回る要素が連続せず，連続するすべり線を想定できない



破壊表示は当該時刻で判定

### 要素ごとの安全係数分布

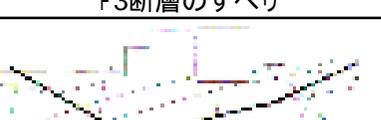
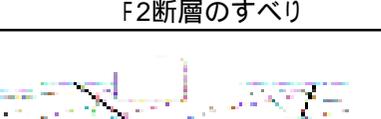


### モビライズド面

## 2.2 評価結果

### すべり安全率（汀線直交方向）

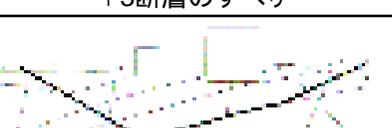
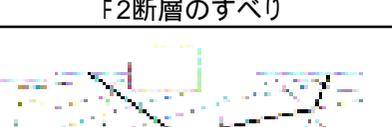
S<sub>s</sub> - 1に対する評価においてすべり安全率が最小

すべり線形状のパターン	S <sub>s</sub> - 1	S <sub>s</sub> - 2	S <sub>s</sub> - 3	S <sub>s</sub> - 4	S <sub>s</sub> - 5
 建屋底面のすべり	3.4	4.0	4.2	5.9	5.0
 F4断層のすべり	2.0	2.6	2.2	3.3	3.0
 F3断層のすべり	2.4	2.5	2.8	3.6	3.1
 F2断層のすべり	3.5	3.9	2.6	4.8	4.0
 F2断層 + V系断層のすべり	2.9	3.6	2.8	4.2	3.3

評価基準値1.5を上回っている。

## 2.2 評価結果

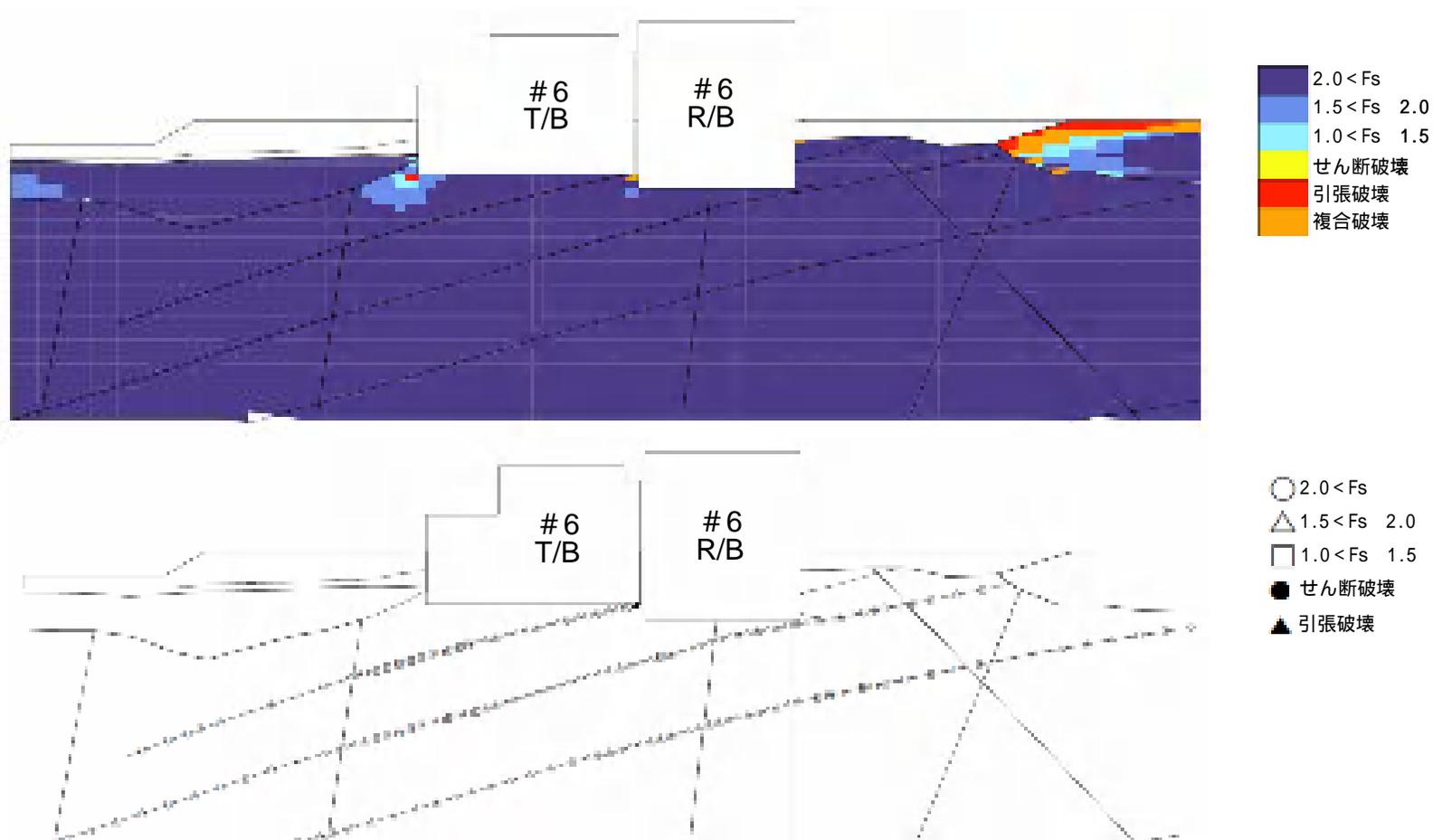
### すべり安全率（汀線直交方向：鉛直地震動反転ケース）

すべり線形状のパターン	S s - 1		S s - 3	
	↑	↓ (反転ケース)	↑	↓ (反転ケース)
 建屋底面のすべり	3.4	4.7	4.2	3.8
 F4断層のすべり	2.0	2.7	2.2	1.8
 F3断層のすべり	2.4	2.6	2.8	2.5
 F2断層のすべり	3.5	3.9	2.6	2.4
 F2断層 + V系断層のすべり	2.9	3.4	2.8	2.7

評価基準値1.5を上回っている。

## 2.2 評価結果

### 要素ごとの安全係数（汀線直交方向）



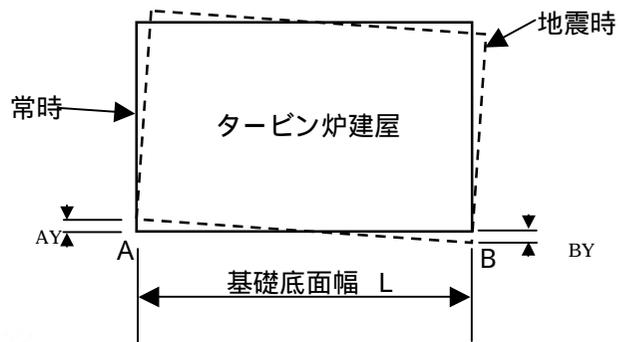
6号機汀線直交断面要素ごとの安全係数[Ss-1, 最小すべり安全率発生時刻4.73秒]

## 2.2 評価結果

### タービン建屋基礎底面の傾斜（汀線直交方向）

S s - 3に対する評価において基礎底面の傾斜が最大

	S s - 1	S s - 2	S s - 3	S s - 4	S s - 5
タービン建屋基礎底面両端の鉛直方向の相対変位の最大値 $\max( A_Y - B_Y )$	1.1 cm	0.7 cm	1.1 cm	1.0 cm	0.9 cm
タービン建屋基礎底面の傾斜の最大値 $\max( A_Y - B_Y  / L)$	1/7,600	1/12,000	1/7,300	1/8,500	1/8,600



安全上重要な機器・配管系の安全機能に支障を与えるものではない。

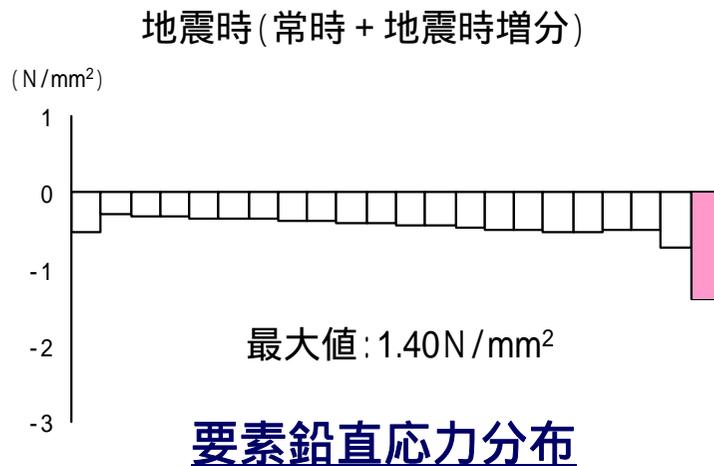
\* 1/1000までの建屋傾斜は機器に対して影響ないことを確認済  
(運営管理・設備健全性評価WG設備健全性評価SWG(第6回)において報告)

## 2.2 評価結果

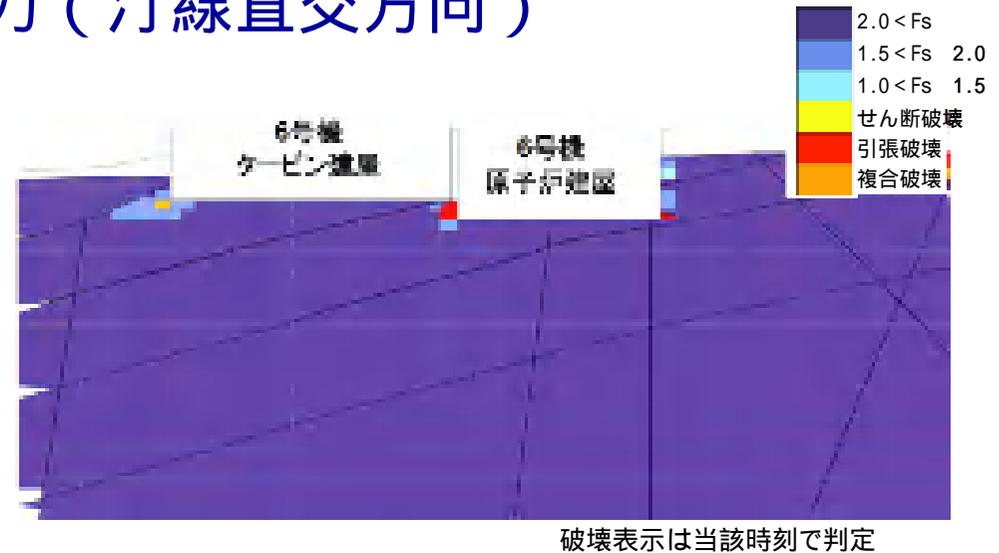
### タービン建屋基礎地盤の支持力（汀線直交方向）

Ss-1，要素鉛直応力最大時

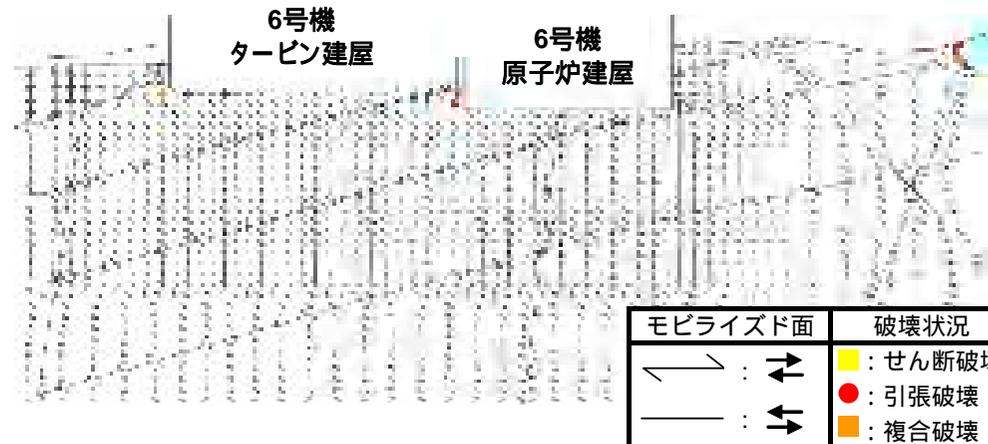
( T=6.54秒 )



安全係数が1を下回る要素が連続せず，連続するすべり線を想定できない



要素ごとの安全係数分布



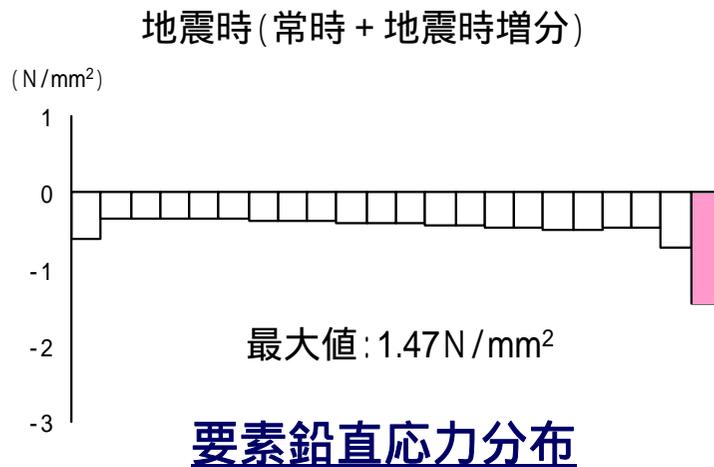
モビライズド面

## 2.2 評価結果

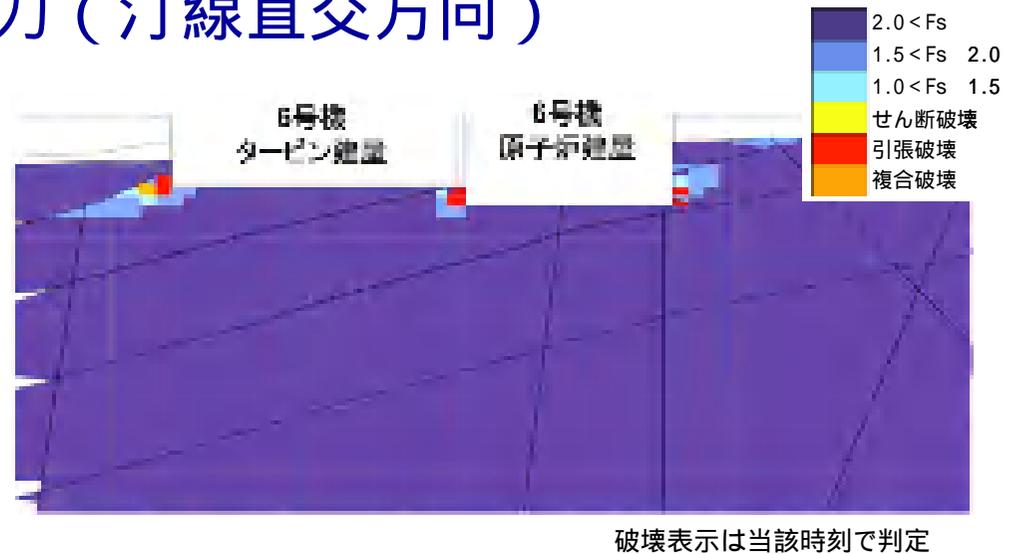
### タービン建屋基礎地盤の支持力（汀線直交方向）

Ss-3，要素鉛直応力最大時

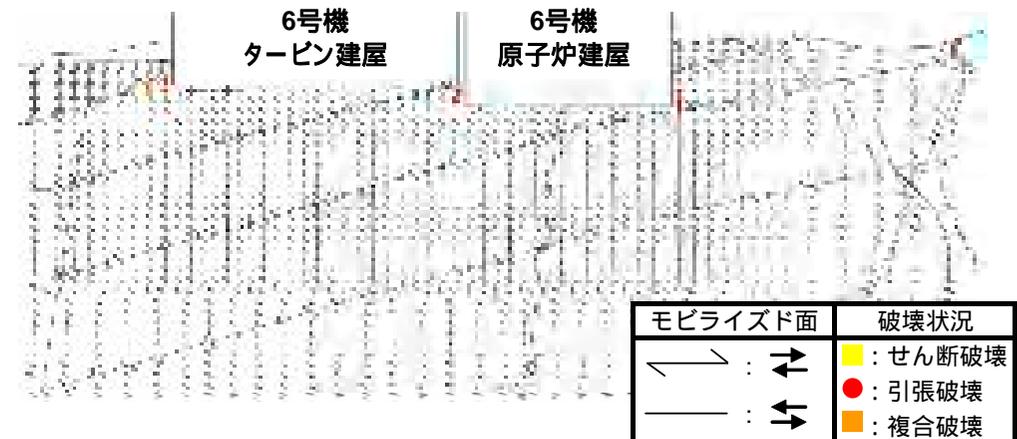
( T=37.44秒)



安全係数が1を下回る要素が連続せず，連続するすべり線を想定できない



### 要素ごとの安全係数分布



### モビライズド面

# (参考) 地震時のタービン建屋の支持力

Ss-1		SS	FR	図力分佈図 (1) 100%地震時
荷重 [kN]	上部部	2,127,190		
	下部部	2,100,200		
転倒モーメント [kN・m]		211,80	220,79	[引張り側] 200.0 kN/m <sup>2</sup> 100.0 kN/m <sup>2</sup>
最大接地圧 [kN/m <sup>2</sup> ]	上部部	486.1	487.0	
	下部部	418.8	<b>637.0</b>	

※：地盤の支持力試験の最大荷重 5982kN/m<sup>2</sup>

Ss-3		SS	FR	図力分佈図 (1) 100%地震時
荷重 [kN]	上部部	2,152,174		
	下部部	2,100,686		
転倒モーメント [kN・m]		243,89	224,75	[引張り側] 420.0 kN/m <sup>2</sup> 100.0 kN/m <sup>2</sup>
最大接地圧 [kN/m <sup>2</sup> ]	上部部	486.4	475.0	
	下部部	486.4	<b>637.0</b>	

※：地盤の支持力試験の最大荷重 5982kN/m<sup>2</sup>

Ss-2		SS	FR	図力分佈図 (1) 100%地震時
荷重 [kN]	上部部	2,217,020		
	下部部	2,100,686		
転倒モーメント [kN・m]		292,38	274,84	[引張り側] 470.0 kN/m <sup>2</sup> 100.0 kN/m <sup>2</sup>
最大接地圧 [kN/m <sup>2</sup> ]	上部部	476.2	444.0	
	下部部	423.7	<b>637.0</b>	

※：地盤の支持力試験の最大荷重 5982kN/m<sup>2</sup>

Ss-4		SS	FR	図力分佈図 (1) 100%地震時
荷重 [kN]	上部部	2,244,040		
	下部部	2,100,410		
転倒モーメント [kN・m]		168,40	212,84	[引張り側] 445.0 kN/m <sup>2</sup> 100.0 kN/m <sup>2</sup>
最大接地圧 [kN/m <sup>2</sup> ]	上部部	417.8	441.0	
	下部部	417.8	<b>637.0</b>	

※：地盤の支持力試験の最大荷重 5982kN/m<sup>2</sup>

最大接地圧 (Ss-1 : 637kN/m<sup>2</sup>)は、  
支持力試験結果 (5982kN/m<sup>2</sup>)を十  
分下回っている。

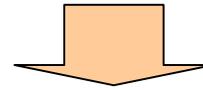
Ss-5		SS	FR	図力分佈図 (1) 100%地震時
荷重 [kN]	上部部	2,210,414		
	下部部	2,100,104		
転倒モーメント [kN・m]		144,00	224,84	[引張り側] 420.0 kN/m <sup>2</sup> 100.0 kN/m <sup>2</sup>
最大接地圧 [kN/m <sup>2</sup> ]	上部部	482.2	425.1	
	下部部	482.2	<b>637.0</b>	

※：地盤の支持力試験の最大荷重 5982kN/m<sup>2</sup>

## 2.3 まとめ

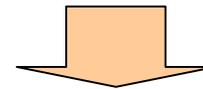
【評価方針】地震時の支持性能について、下記により評価

- (1) 想定すべり線におけるすべり安全率
- (2) タービン建屋基礎底面の傾斜
- (3) タービン建屋基礎地盤の支持力



【評価結果】

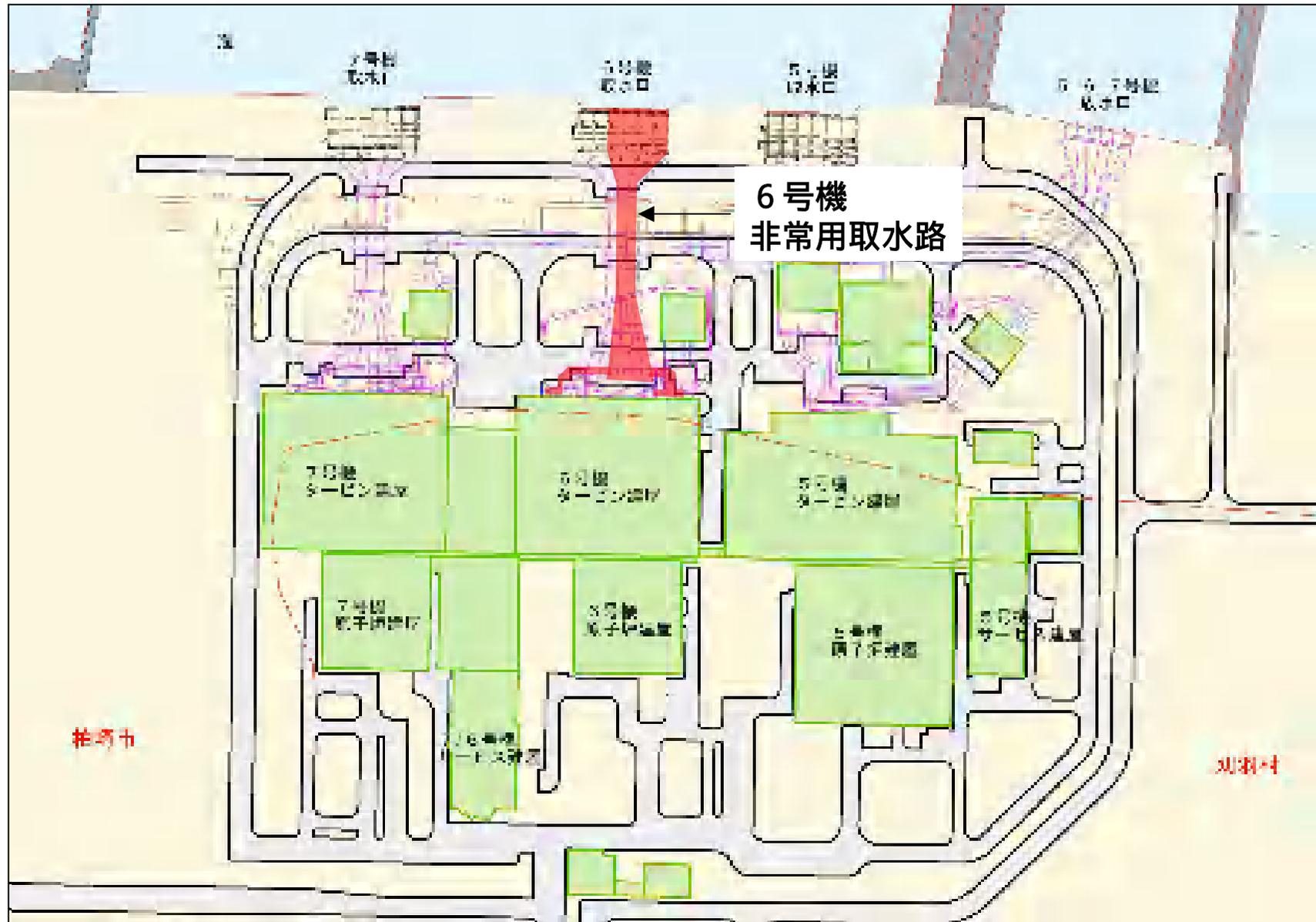
- (1) 想定すべり線における安全率  
評価基準値1.5を上回っている。
- (2) タービン建屋基礎底面の傾斜  
安全上重要な機器・配管系の安全機能に支障を与えるものではない。
- (3) タービン建屋基礎地盤の支持力  
安全係数が1を下回るような連続したすべり線は形成されない。



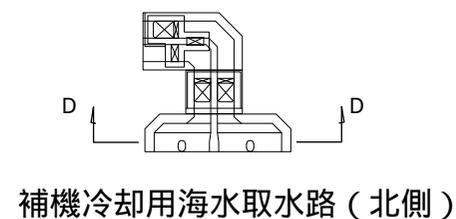
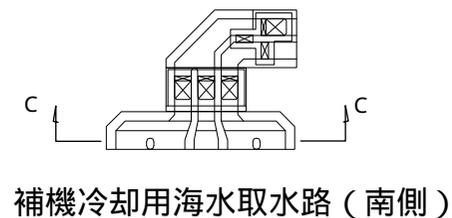
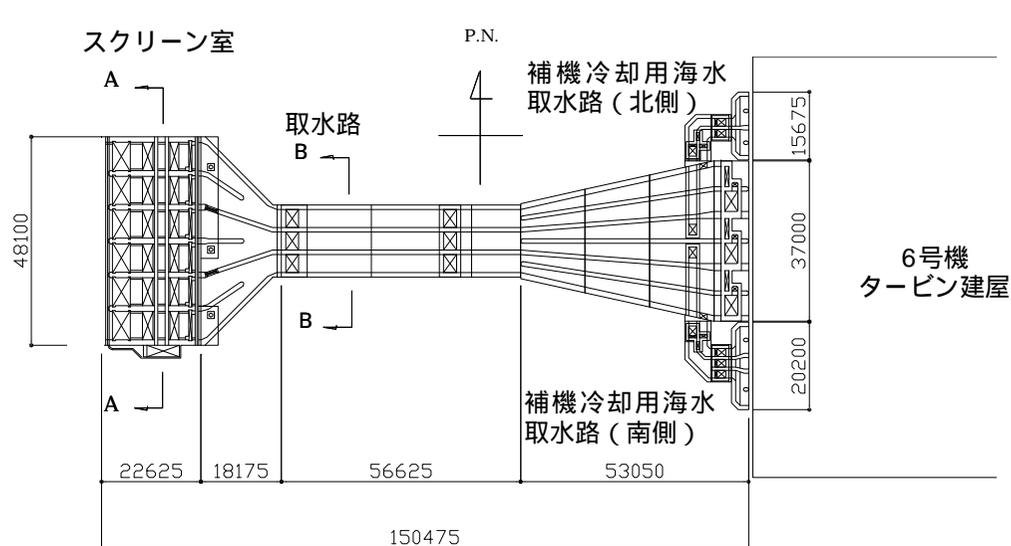
タービン建屋基礎地盤が基準地震動  $S_s$  による地震力に対して十分な支持性能をもつことを確認した。

- 
- 1 . 原子炉建屋基礎地盤の安定性評価
  - 2 . タービン建屋基礎地盤の安定性評価
  - 3 . 非常用取水路の支持性能について

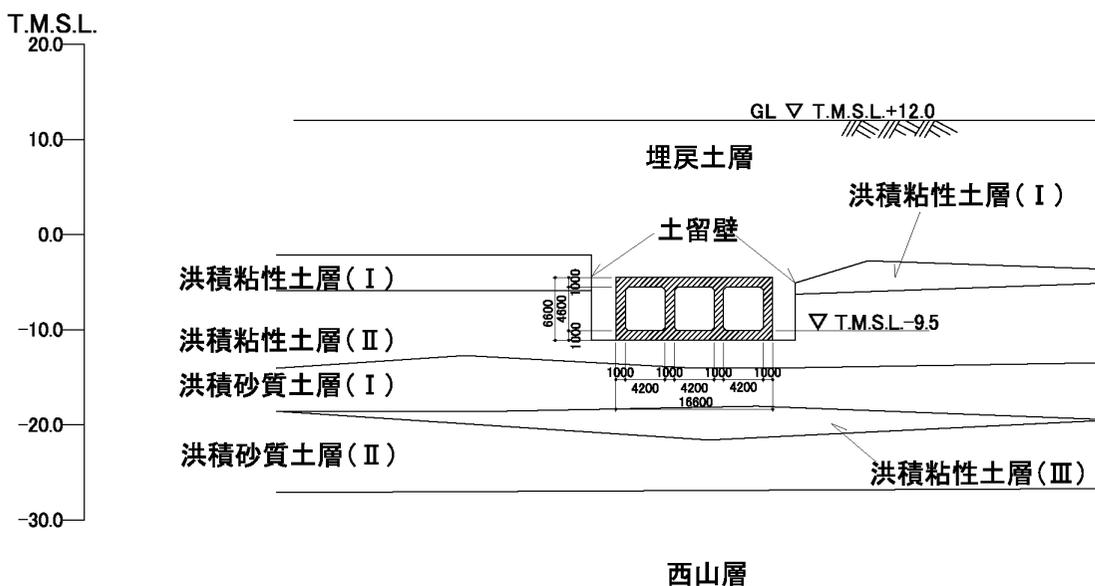
### 3.1 非常用取水路の位置



## 3.2 非常用取水路の概要



取水路断面図  
(B-B)



西山層

### 3.3 検討目的

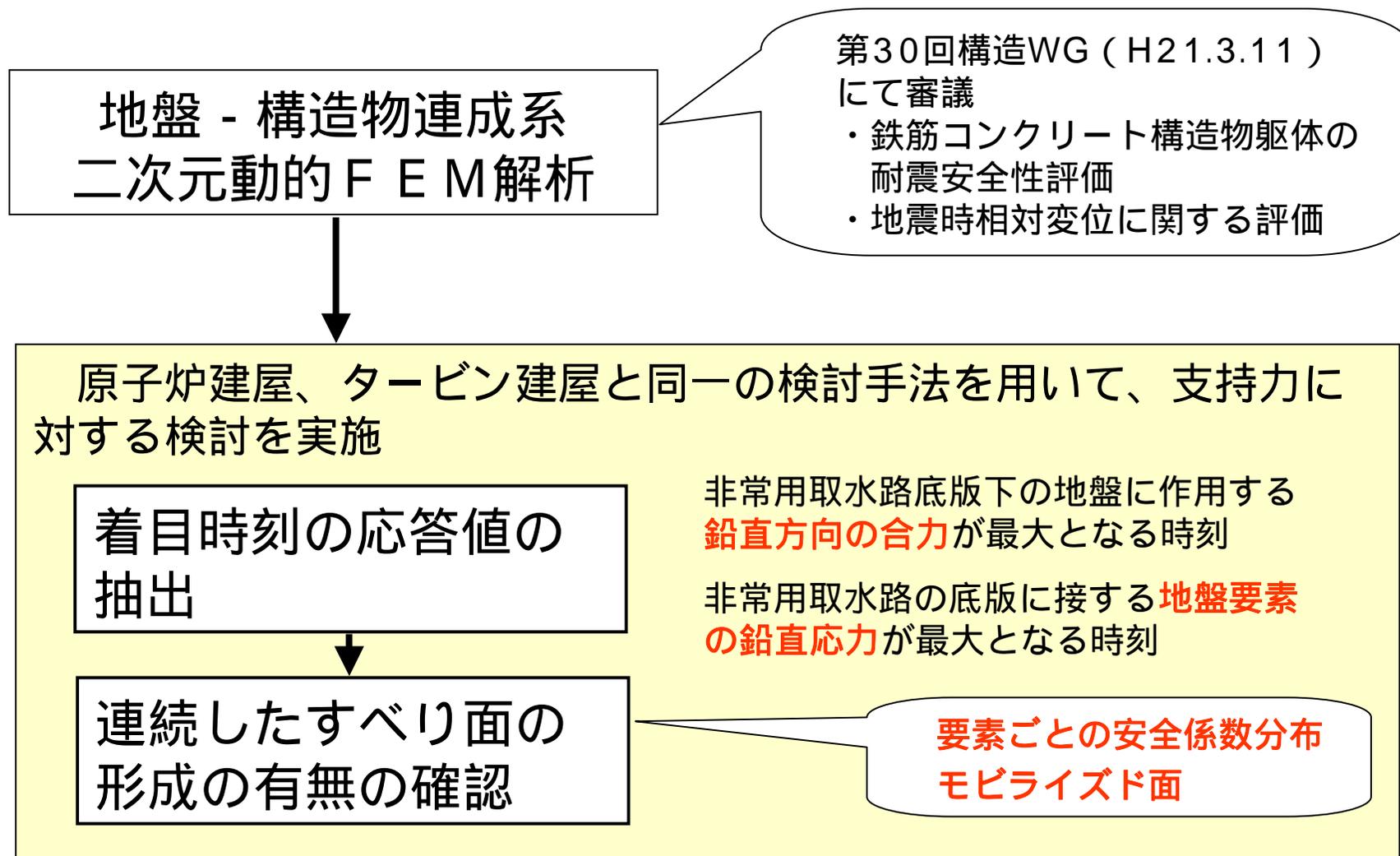
---

非常用取水路は、周囲の地盤と同程度の単位体積重量であることから、設置地盤の支持性能が問題となる可能性は小さいが、念のため、地盤 - 構造物連成系の二次元動的 F E M 解析結果に基づき設置地盤の支持性能について検討する。

#### 6号機非常用取水路の場合

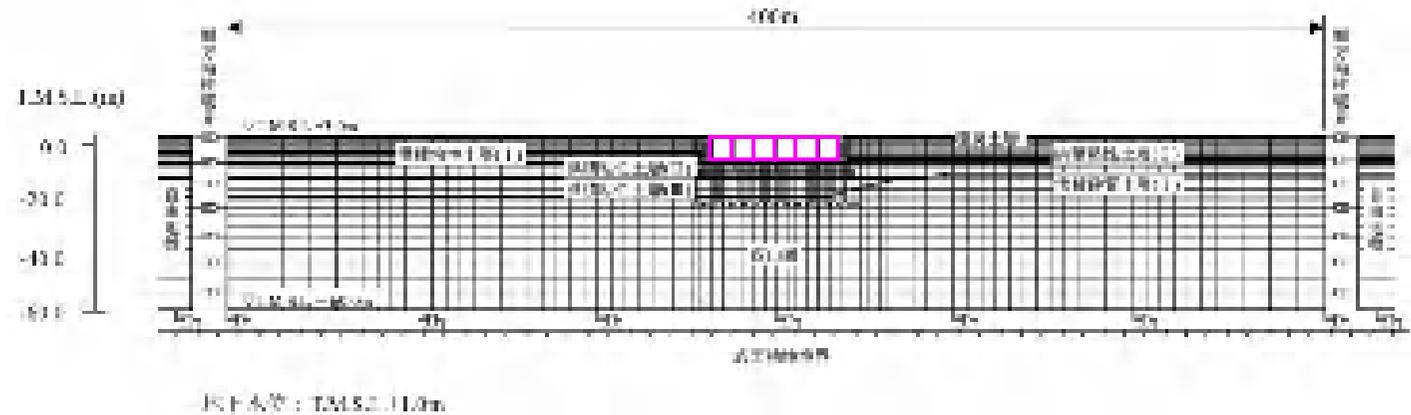
- ・各断面の等価な単位体積重量 :  $14.5 \sim 17.6 \text{ kN/m}^3$
- ・埋戻土層の単位体積重量 :  $18.6 \text{ kN/m}^3$

### 3.4 検討方法

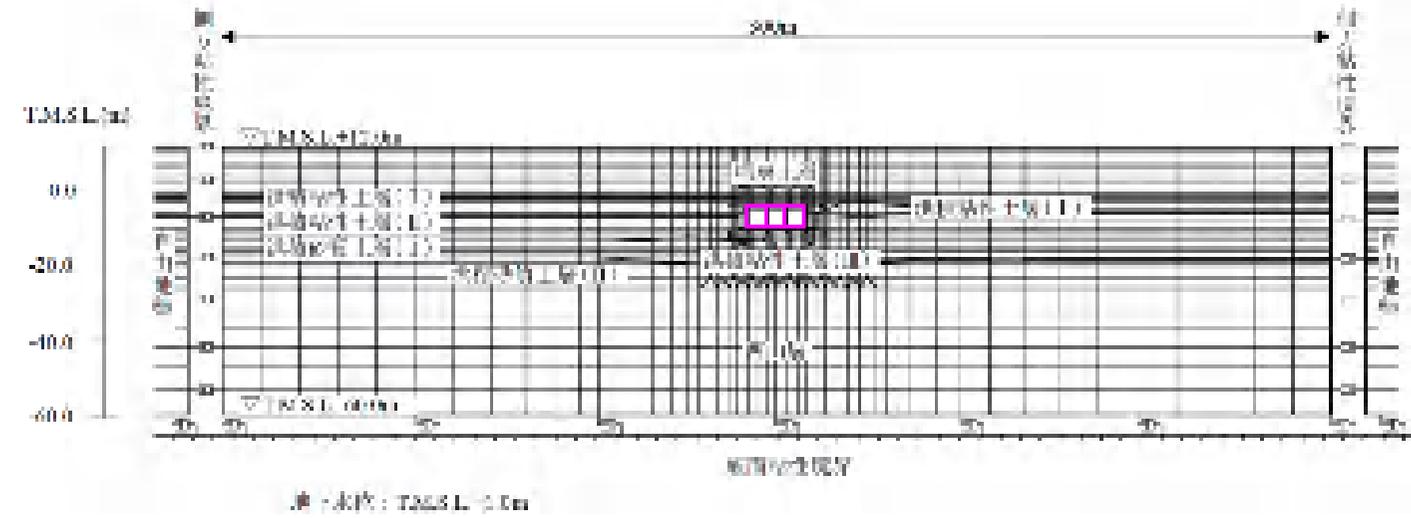


# 3.5 解析断面

スクリーン室



取水路



非常用取水路については地盤への影響が大きいS s - 1 , 3を検討対象とした。

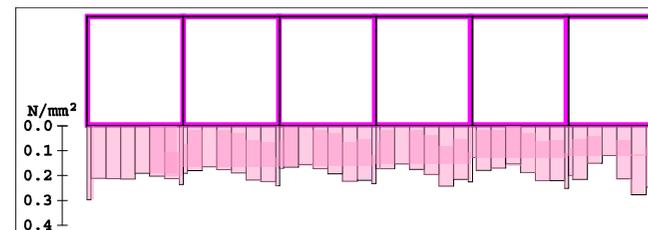
### 3.6 解析結果（スクリーン室，合力最大時）

スクリーン室，Ss-1，  
合力最大時

( T=16.21秒 )

接地圧分布

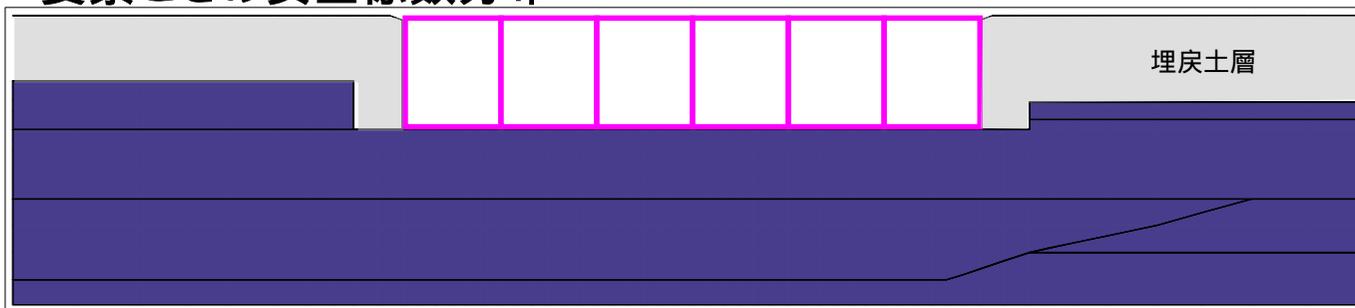
地震時(常時 + 地震時増分)



合力: 9210 kN

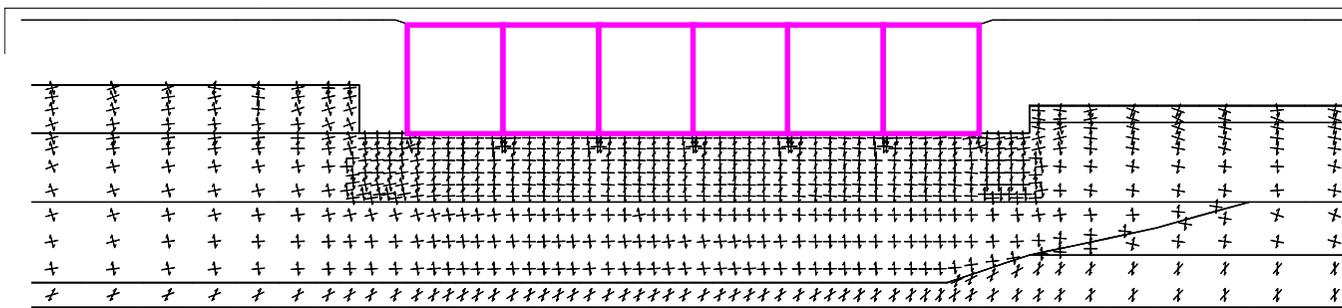
安全係数が 1 を下回る要素がないことを確認

要素ごとの安全係数分布



破壊表示は当該時刻で判定

モビライズド面



モビライズド面	破壊状況
↔	● : せん断破壊
↔	● : 引張破壊
↔	● : 複合破壊

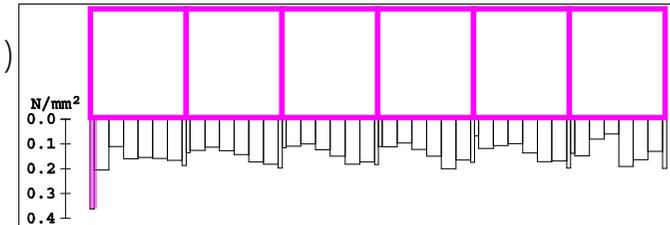
# 3.6 解析結果 (スクリーン室, 要素応力最大時)

スクリーン室, Ss-1,  
要素応力最大時

( T=19.13秒 )

接地圧分布

地震時(常時+地震時増分)



最大値: 0.36 N/mm²

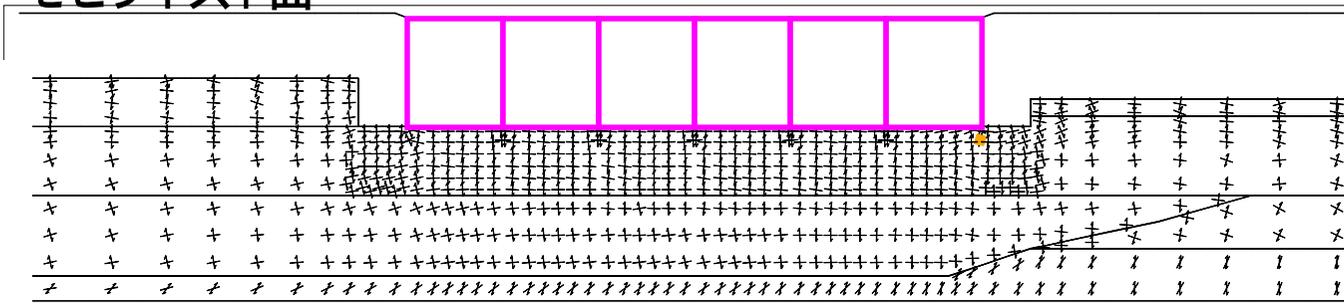
安全係数が1を下回る要素が連続せず, 連続するすべり線を想定できない

要素ごとの安全係数分布



破壊表示は当該時刻で判定

モビライズド面



モビライズド面	破壊状況
↔	● : せん断破壊
← →	● : 引張破壊
—	● : 複合破壊

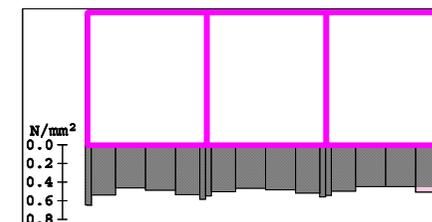
### 3.6 解析結果（取水路，合力最大時）

**取水路，Ss-3，合力最大時**

（T=11.94秒）

接地圧分布

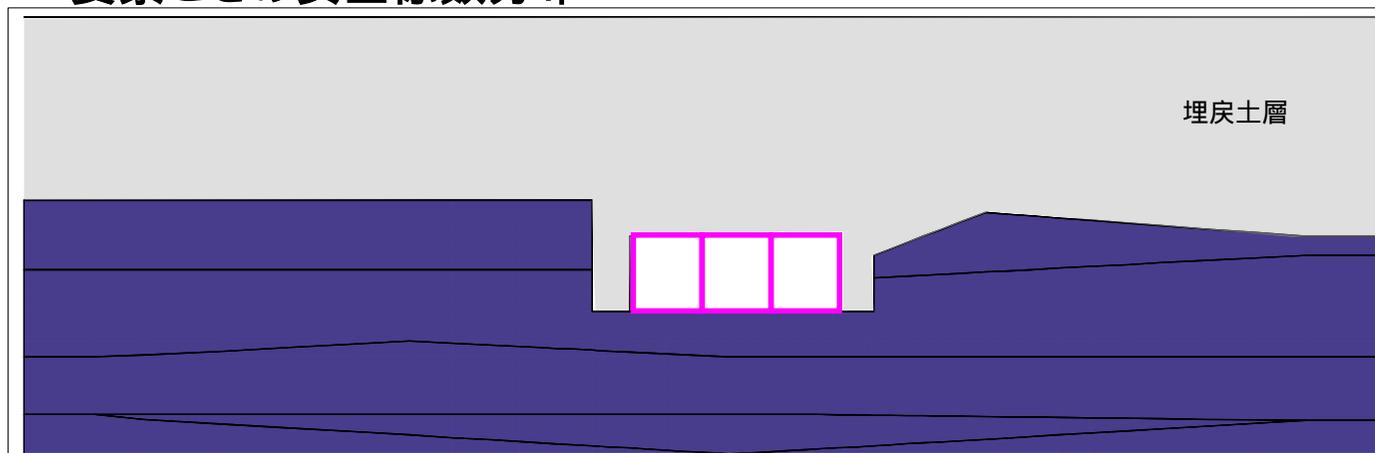
地震時(常時+地震時増分)



合力:7760kN

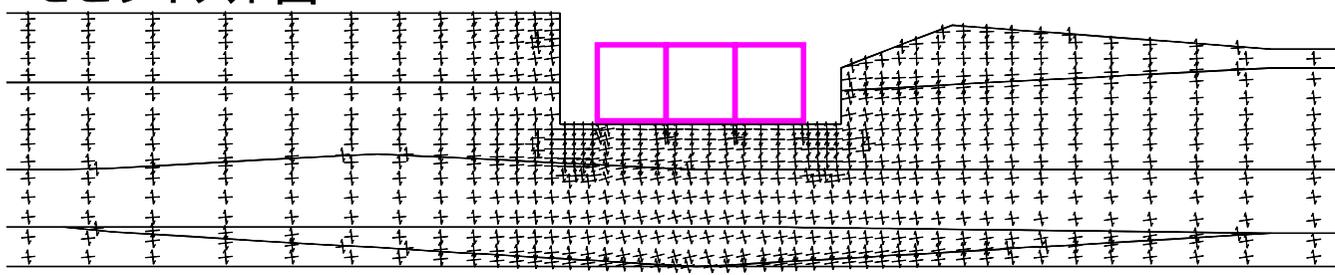
安全係数が1を下回る要素がないことを確認

要素ごとの安全係数分布



破壊表示は当該時刻で判定

モビライズド面

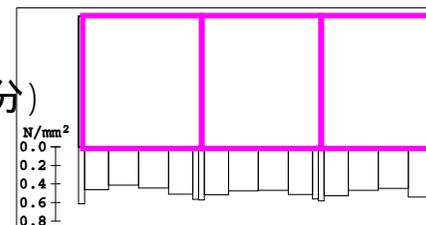


モビライズド面	破壊状況
↖ : ↗	■ : せん断破壊
↘ : ↙	● : 引張破壊
— : ←	■ : 複合破壊

### 3.6 解析結果（取水路，要素応力最大時）

**取水路，Ss-3，要素応力最大時**  
( T = 39.56秒 )

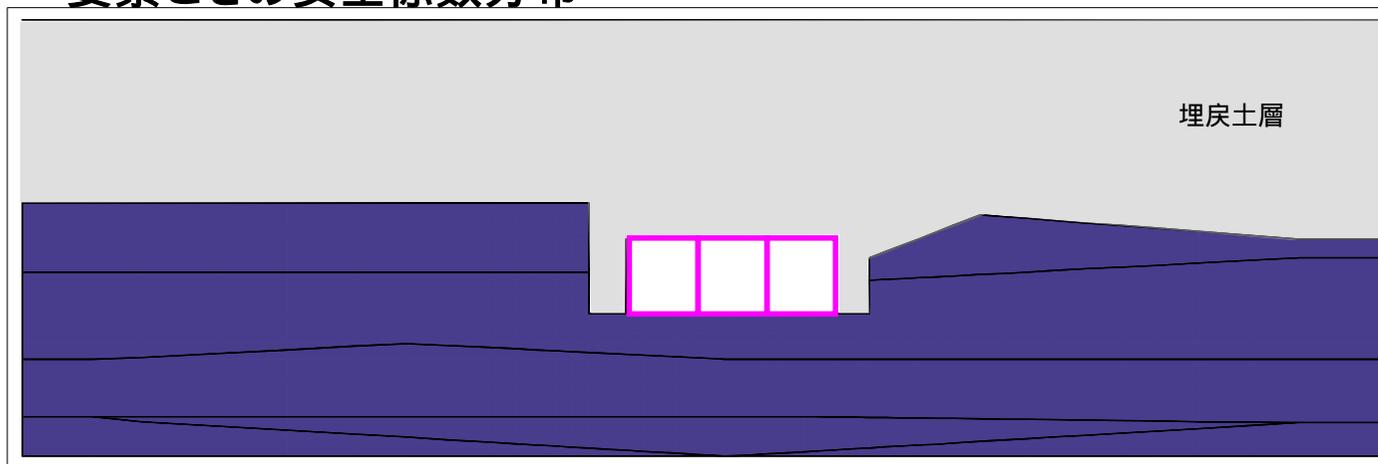
接地圧分布  
地震時(常時 + 地震時増分)



最大値: 0.71 N/mm²

安全係数が 1 を下回る要素がないことを確認

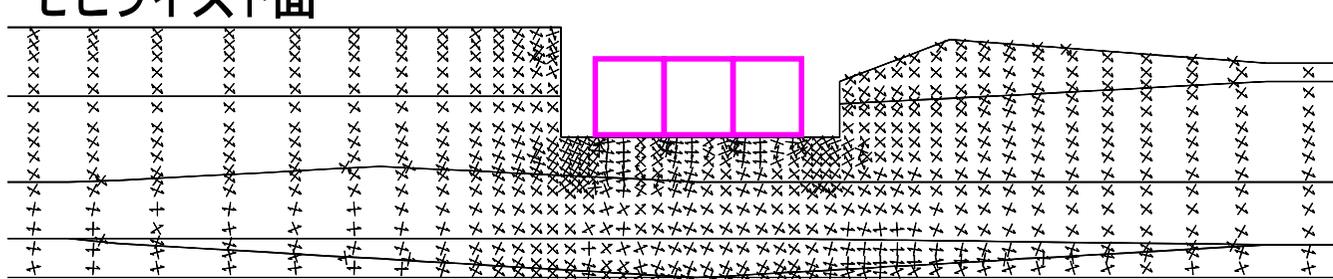
要素ごとの安全係数分布



- 2.0  $F_s$
- 1.5  $F_s < 2.0$
- 1.0  $F_s < 1.5$
- せん断破壊
- 引張破壊
- 複合破壊

破壊表示は当該時刻で判定

モビライズド面



モビライズド面	破壊状況
↖ : ↗	■ : せん断破壊
↔	● : 引張破壊
— : ←	■ : 複合破壊

## (参考) 構造物から地盤に作用する鉛直力Vと極限支持力 $Q_u$ との比較

### 各断面における極限支持力に関する検討結果

	鉛直力V (kN) 1	極限支持力 $Q_u$ (kN) 2	$Q_u / V$
スクリーン室	9210	34400	3.7
取水路	7760	33700	4.3
補機冷却用海水取水路 (南側)	11900	32100	2.7
補機冷却用海水取水路 (北側)	8940	23600	2.6

1 : 構造物から地盤に作用する鉛直方向の合力V  
(奥行き1m当り)

$$V = \sum (\sigma_i \cdot b_i)$$

$\sigma_i$  : 要素応力 (鉛直成分)  
 $b_i$  : 要素幅

2 : 極限支持力 $Q_u$   
(奥行き1m当り)

「道路橋示方書」に基づき算出

構造物から地盤に作用する鉛直方向の合力Vは、設置地盤の極限支持力 $Q_u$ を下回る。

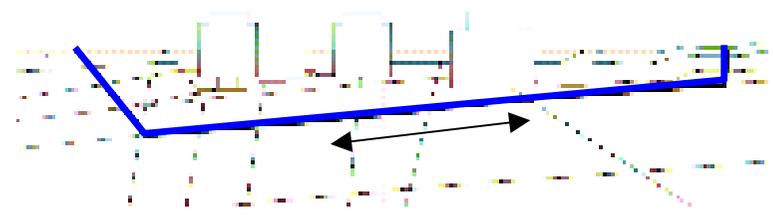
---

# 参考資料

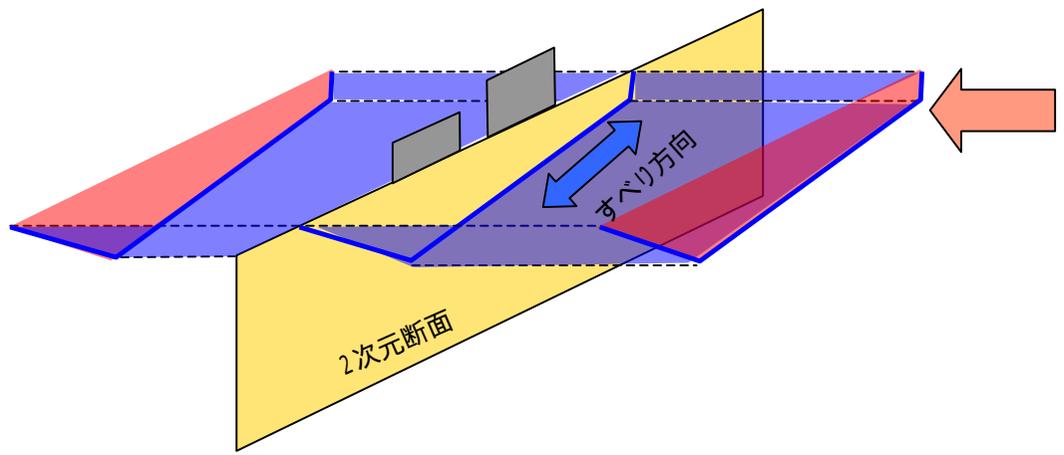
( 第22回 , 26回合同WG資料 再掲・一部追記再構成 )

奥行き方向の側面抵抗効果を考慮した検討

原子力炉建屋基礎地盤の安定性評価は，平面ひずみを仮定してることから，F-2及びF-3断層を通る想定すべり面について奥行き方向の側面抵抗効果を考慮した解析的検討を行った。

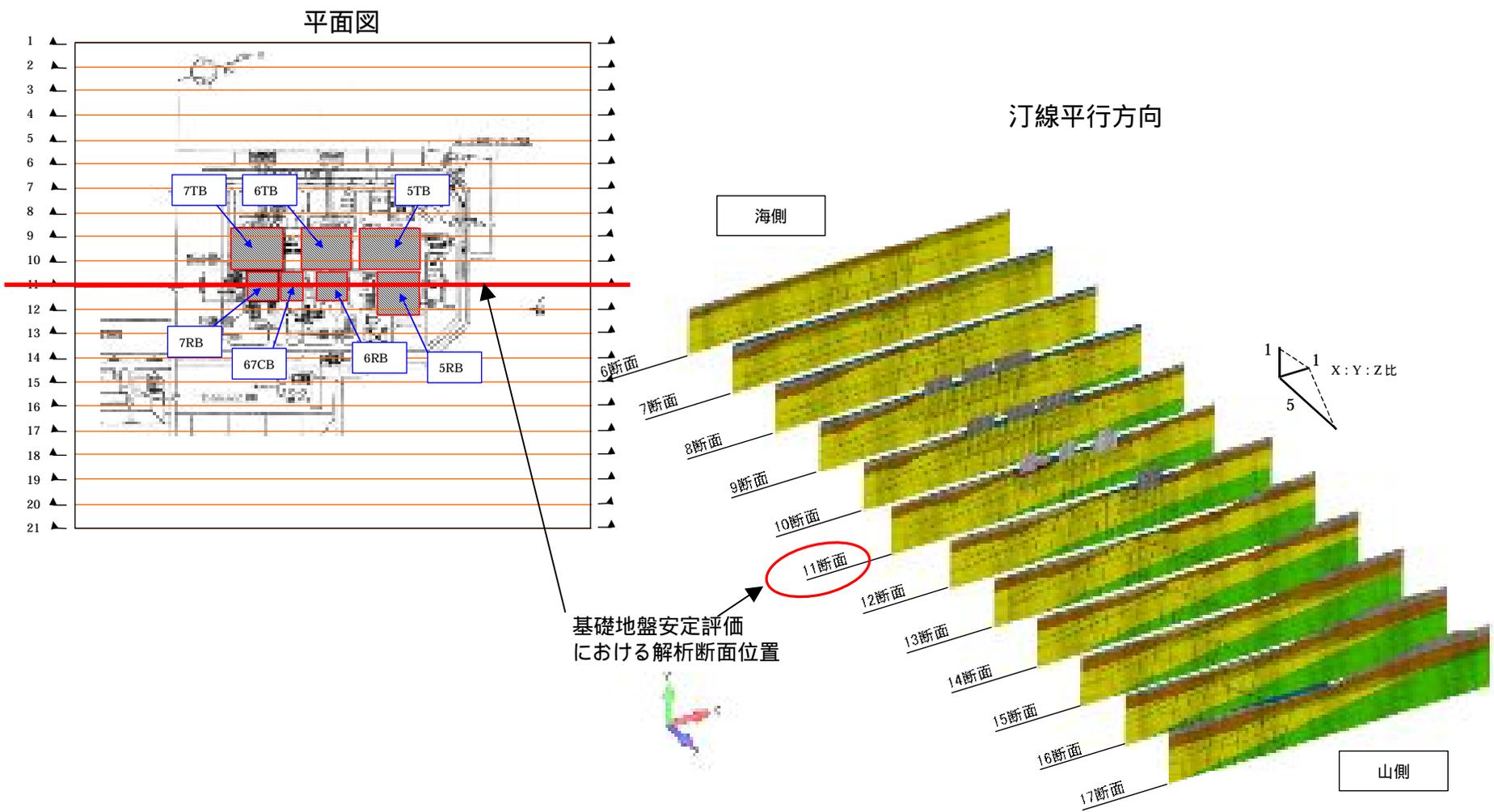


基礎地盤安定性評価ではすべり線に沿った抵抗力しか考えない



実際は平面奥行き方向の側面もすべり抵抗として作用する

# 解析断面位置



一定間隔で二次元断面を作成し、それぞれ解析(常時及び地震時増分)を実施し、地震時応力を算定

## 検討用地震動

2次元解析で安全率が比較的小さい結果となったSs - 1 , Ss - 3 を検討用地震動とした。

## 解析用地盤物性値

2次元解析に準じる

## すべり安全率の計算方法

$$F_s(t) = \frac{\sum_{i=1}^n R_i(t)}{\sum_{i=1}^n \tau_i(t)}$$

$F_s(t)$  全体の安全率

$R_i(t)$  i断面における抵抗力

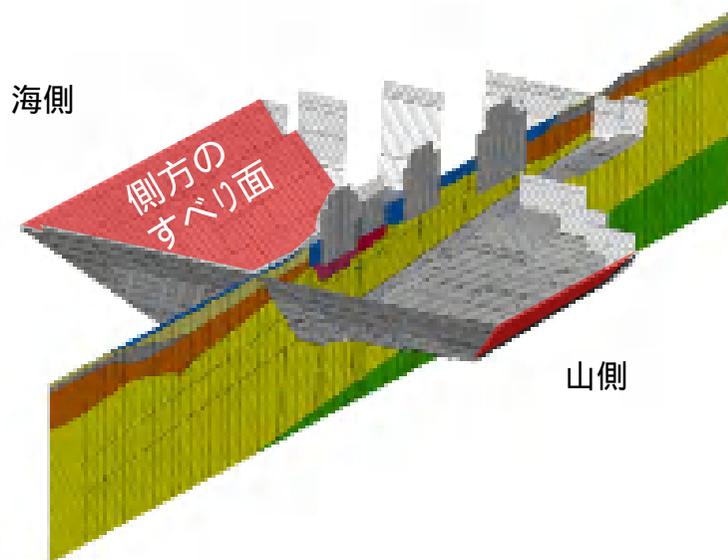
$\tau_i(t)$  i断面における滑動力

# 検討条件

(再掲・一部追記再構成)  
 合同W22-4-1 P.41

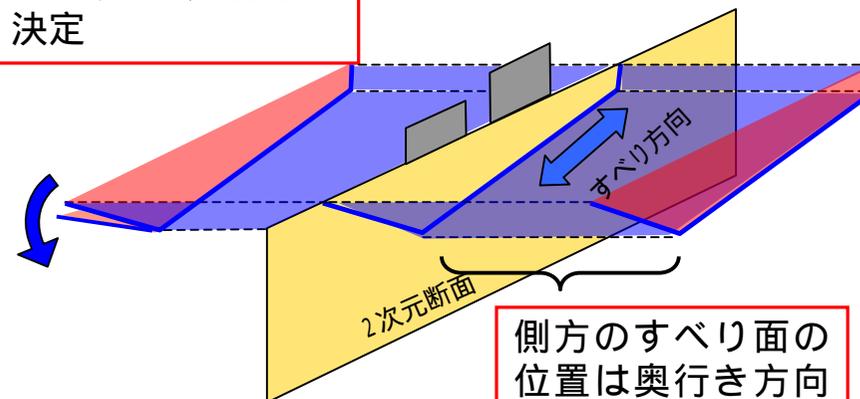
## 検討ケース

F-2及びF-3断層を通るすべり面  
 汀線平行方向，直交方向  
 側面の位置：0B，1B，2B，2.5B  
 (B：原子炉建屋幅)  
 側面立上角度：22.5，45，67.5度

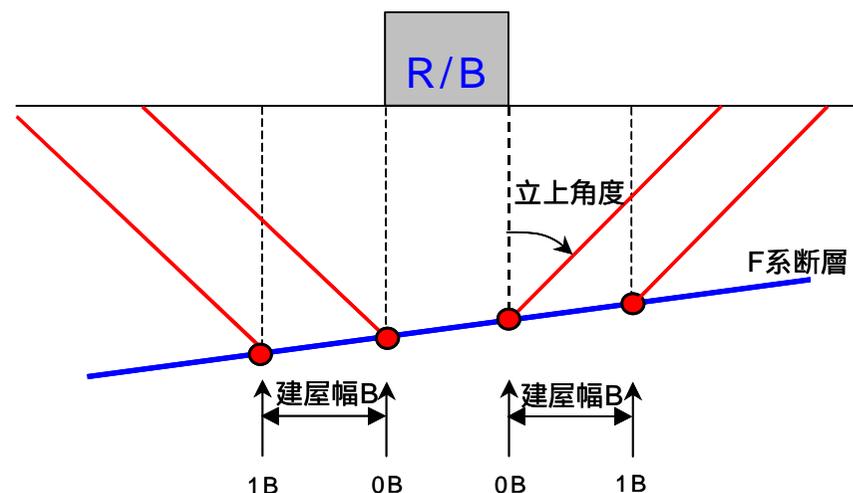


設定したすべり面の例  
 (側面位置 2.5B，立上角度 67.5度)

側面のすべり面の傾きは立上角度をパラメータとして決定



側面のすべり面の位置は奥行き方向の幅をパラメータ



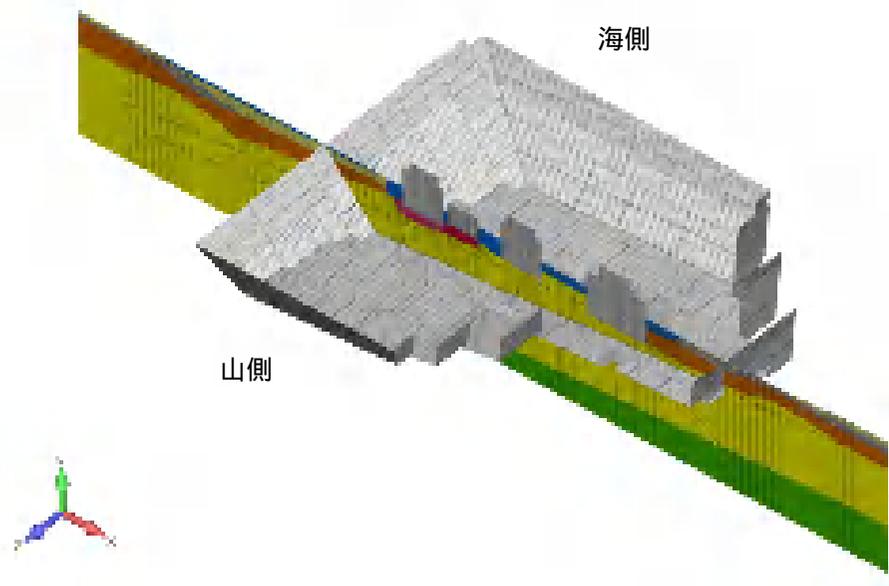
側面位置・側面立上角度

# 検討結果の例 (F-2断層を通るすべり面)

Ss - 1において最小すべり安全率が発生するケース(汀線平行方向)

側面位置2.5B, 立上角度67.5度

鳥瞰図

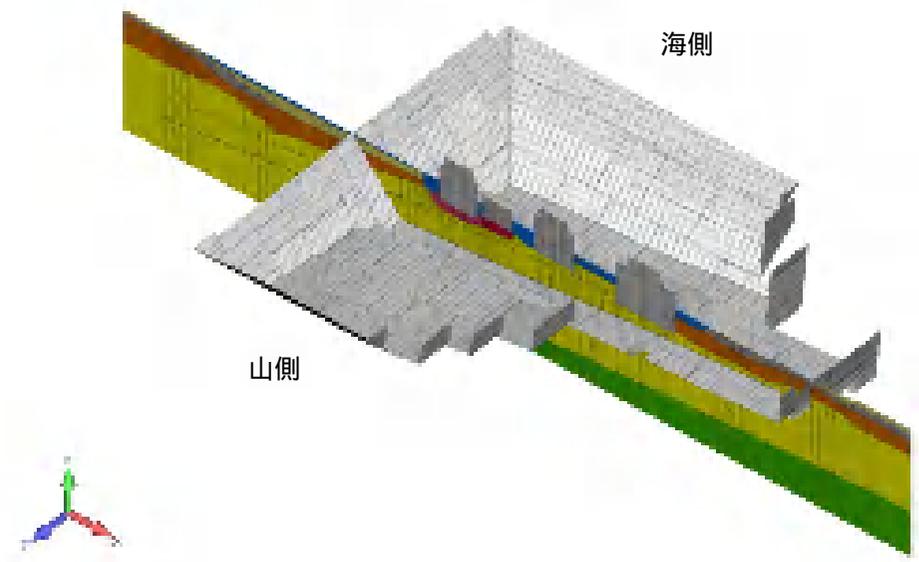


すべり安全率 3.4

Ss - 3において最小すべり安全率が発生するケース(汀線平行方向)

側面位置2.5B, 立上角度45度

鳥瞰図



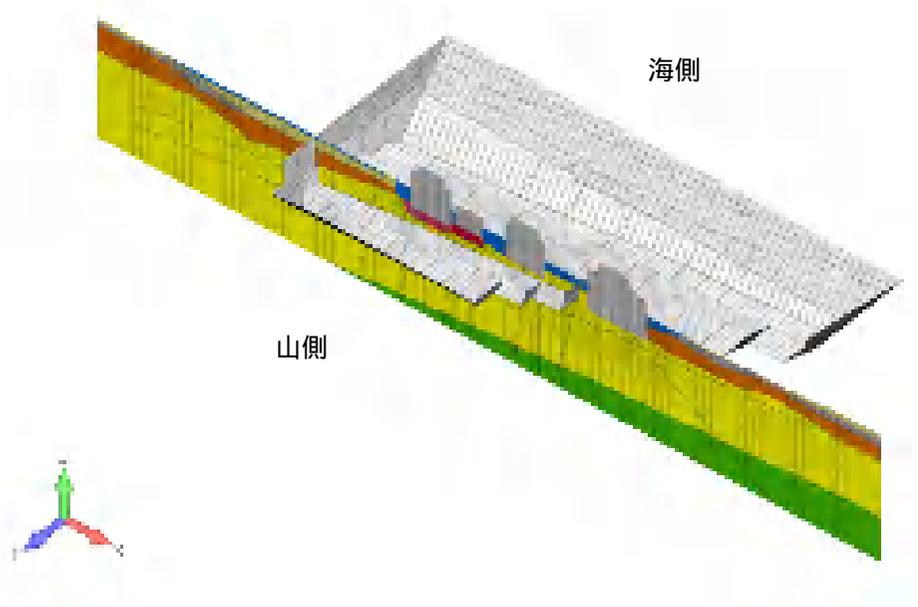
すべり安全率 3.3

# 検討結果の例 (F-3 断層を通るすべり面)

Ss - 1において最小すべり安全率が発生するケース(汀線平行方向)

側面位置0.5B, 立上角度45度

鳥瞰図

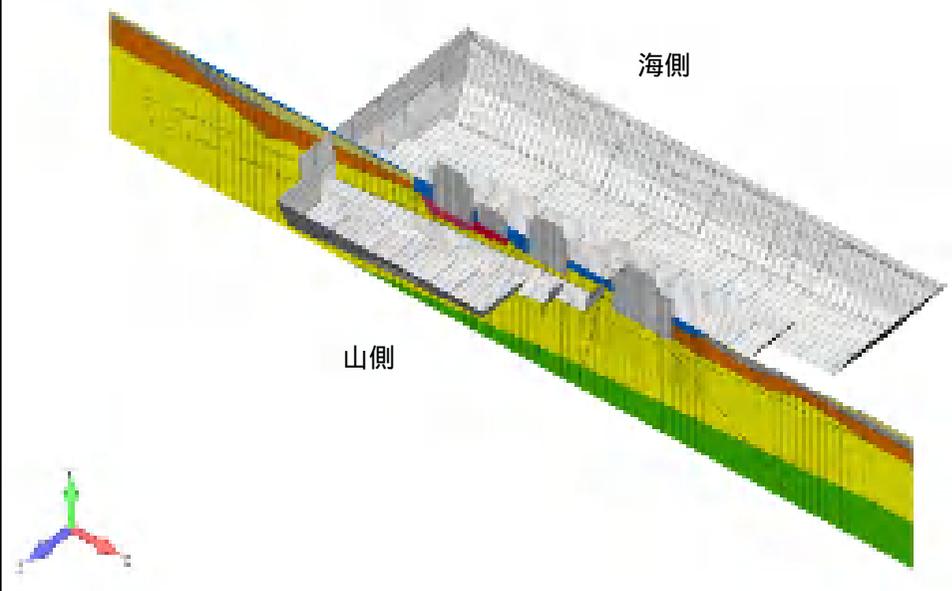


すべり安全率 2.9

Ss - 3において最小すべり安全率が発生するケース(汀線平行方向)

側面位置1.5B, 立上角度67.5度

鳥瞰図



すべり安全率 3.0

# 検討結果とまとめ (F-2断層を通るすべり面)

(再掲・一部再構成)  
 合同W22-4-1 P.43

汀線平行方向加震すべり安全率一覧

奥行き 立上位置 立上角度	0.0B (建屋側面)	1.0B	2.0B	2.5B
33度	3.9 3.4	-	-	-
45度	3.8 3.4	3.7 3.4	-	3.4 <b>3.3</b>
67.5度	4.0 3.4	3.6 3.4	3.5 3.5	3.4 3.6

汀線直交方向加震すべり安全率一覧

奥行き 立上位置 立上角度	0.0B (建屋側面)	1.0B	2.0B	2.5B
22.5度	3.8 3.8	3.9 3.7	4.0 3.6	4.1 3.6
45度	3.6 3.5	3.7 3.6	3.9 3.5	3.9 <b>3.5</b>
67.5度	3.8 3.6	3.8 3.6	3.9 3.6	3.9 3.5

注)上段:Ss-1, 下段:Ss-3 赤丸は検討ケースにおける最小すべり安全率

奥行き方向の側面抵抗効果を考慮した場合、すべり安全率は3程度となる。

# 検討結果とまとめ (F-3 断層を通るすべり面)

(再掲・一部再構成)  
 合同W26-1-1 P.16

汀線平行方向加震すべり安全率一覧

奥行き 立上位置 立上角度	0.0B (建屋側面)	0.5B	1.5B
22.5 度	3.4 3.8	-	-
30 度	-	3.0 3.2	-
45 度	3.3 3.6	<b>2.9</b> 3.0	3.1 3.1
67.5 度	3.4 3.5	3.0 3.0	3.0 3.0

汀線直交方向加震すべり安全率一覧

奥行き 立上位置 立上角度	0.0B (建屋側面)	1.0B	2.0B	2.5B
22.5 度	3.3 3.6	3.4 3.7	3.6 3.7	3.8 3.5
45 度	<b>3.3</b> 3.4	3.4 3.4	3.5 3.5	3.7 3.5
67.5 度	3.3 3.4	3.4 3.4	3.6 3.5	3.8 3.5

注)上段:Ss-1, 下段:Ss-3 赤丸は検討ケースにおける最小すべり安全率

奥行き方向の側面抵抗効果を考慮した場合, すべり安全率は3程度となる。

---

# 敷地近傍の耐震設計上考慮する活断層の変位に伴う基礎地盤の影響評価について

# 地震に伴う地盤変動に対する建屋傾斜の計算方法

現在の建屋の傾斜（実測値）



S s 発生時の建屋の傾斜変化量を算定し、現在の傾斜を加算して、S s 発生時の建屋の傾斜を評価

< S s 発生時の建屋の傾斜変化量の算定 >

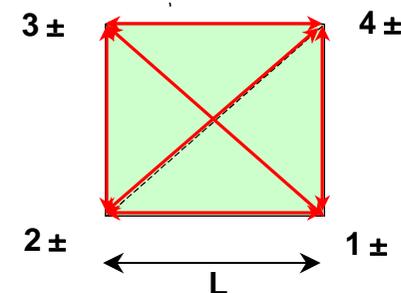
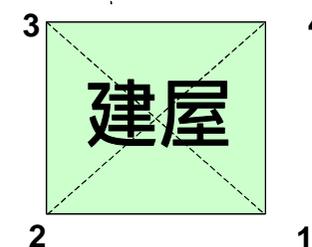
各震源断層のモデルに応じたくいちがいの弾性論に基づく建屋4隅の鉛直変動量を計算

検討した断層モデル

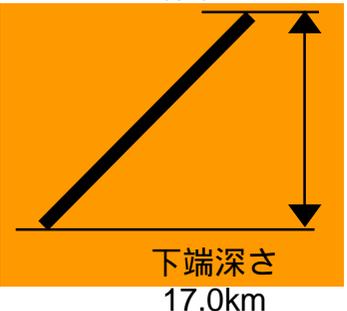
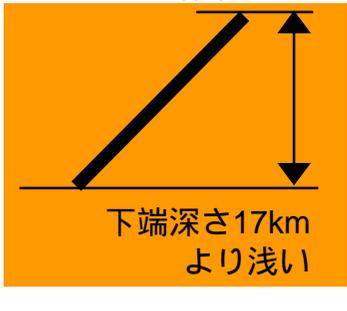
- F - B断層（36 km）
- 長岡平野西縁断層帯（91 km，傾斜角50°）
- 長岡平野西縁断層帯（91 km，傾斜角35°）
- 新潟県中越沖地震国土地理院拡張モデル

中越沖地震のデータに基づいた地盤変動のばらつき（標準偏差：8.8mm）を考慮し、各々の辺の最大傾斜を計算

- 最大傾斜 = ( | 1 - 2 | + 2 ) / L



## 解析ケース

	強震動モデル	断層上端を地表付近に設定した断層モデル		新潟県中越沖地震 国土地理院拡張 モデル
	基準地震動策定に用いた断層モデルを“強震動モデル”として参照		断層長さ及び幅の影響を考慮した断層モデル	
	Case 1	Case2-1	Case2-2	Case3
設定の考え方	基準地震動策定に用いた断層モデル（強震動モデル）と同一条件	断層を0.1～17kmに設定 強震動モデルの $M_0$ を保存 すべり量を均一に設定	断層上端を地表付近に設定した断層モデルを対象に，建屋傾斜が最も大きくなるように，断層の幅（下端），長さを検討 すべり量は，ケース2-1と同様	新潟県中越沖地震を対象とした国土地理院モデルを拡張 断層長さ，すべり量を36/27倍に設定
断層モデルのイメージ	 <p>上端深さ6.0km 下端深さ17.0km</p>	 <p>上端深さ0.1km 下端深さ17.0km</p>	 <p>上端深さ0.1km 下端深さ17kmより浅い</p>	 <p>上端深さ2.0km 下端深さ11.0km 上端深さ4.0km 下端深さ13.2km</p>

## 断層の諸元

計算ケース		断層の諸元							
		長さ (km)	傾斜角 (°)	上端 深さ (km)	下端 深さ (km)	幅 (km)	すべり量 (m)	地震モーメント (N・m)	モーメント マグニチュード
F-B断層	Case1	36	35	6.0	17.5	20.0	アスペリティ1: 2.49 アスペリティ2: 2.30 アスペリティ3: 1.95 背景領域: 0.38	1.7 × 10 <sup>19</sup>	6.7
	Case2-1			0.1	17.0	29.5	0.51		
	Case2-2				13.8	24.0		—	—
長岡平野 西縁断層帯 (50°)	Case-1	91	50	6.0	17.5	15.0	アスペリティ: 4.87 背景領域: 1.52	1.0 × 10 <sup>20</sup>	7.3
	Case2-1			0.1	17.0	22.1	1.6		
長岡平野西 縁断層帯 (35°)	Case-1	91	35	6.0	17.5	20.0	アスペリティ: 6.49 背景領域: 2.17	1.8 × 10 <sup>20</sup>	7.4
	Case2-1			0.1	17.0	29.5	2.2	1.8 × 10 <sup>20</sup>	7.4
	Case2-2				11.5	20.0		—	—
新潟県中越 沖地震国土 地理院拡張 モデル	南東 傾斜	36	40	2	11.0	14.0	国土地理院モデル	—	—
	北西 傾斜	13.3	50	4	13.2	12.0	の1.33倍	—	—

## 建屋傾斜算定結果

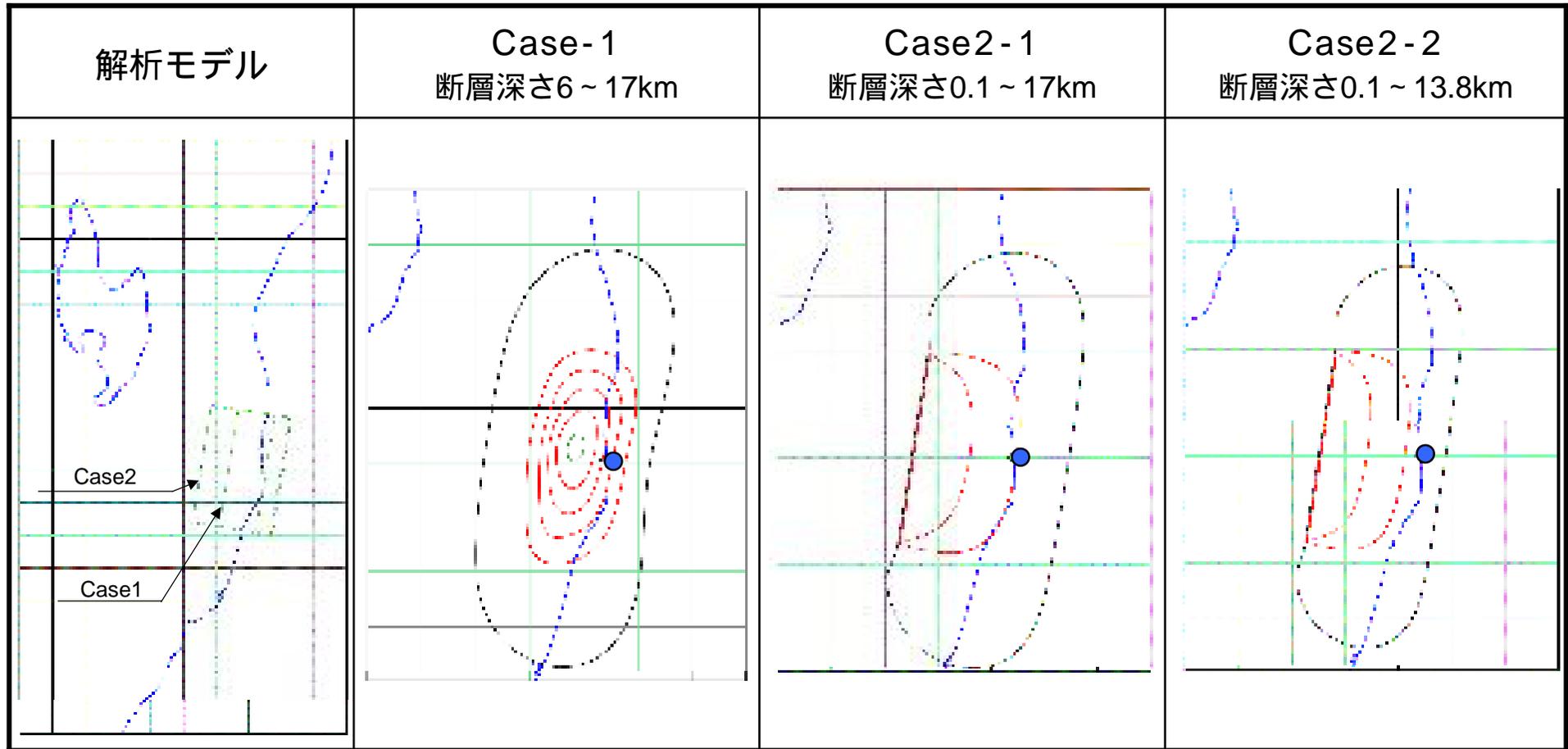
- 6号機原子炉建屋・タービン建屋については，長岡平野西縁断層帯（35°）の強震動モデルの建屋傾斜が最も大きく最大で1 / 1, 500程度。

対象建屋		基準地震動策定に用いた断層モデル (Case1)			断層上端を地表付近に設定した断層モデル (Case2-1)			断層長さ及び幅の影響を考慮した断層モデル* (Case2-2)		新潟県中越沖地震国土 地理院拡張 モデル (Case3)
		F-B断層	長岡 (傾斜50度)	長岡 (傾斜35度)	F-B断層	長岡 (傾斜50度)	長岡 (傾斜35度)	F-B断層	長岡 (傾斜35度)	
1号機	原子炉建屋	1/3600	1/3400	1/2500	1/3800	1/3700	1/3600	1/3800	1/3400	1/3200
	タービン建屋	1/2900	1/2700	1/2100	1/3200	1/3000	1/2900	1/3200	1/2700	1/3100
2号機	原子炉建屋	1/2900	1/2700	1/2100	1/3300	1/3000	1/2900	1/3300	1/2700	1/2900
	タービン建屋	1/2800	1/2600	1/2100	1/3100	1/2800	1/2800	1/3100	1/2600	1/2900
3号機	原子炉建屋	1/2900	1/2700	1/2100	1/3200	1/2900	1/2900	1/3200	1/2700	1/3000
	タービン建屋	1/2600	1/2400	1/2000	1/2900	1/2700	1/2600	1/2900	1/2400	1/2700
4号機	原子炉建屋	1/3000	1/2900	1/2300	1/3300	1/3100	1/3100	1/3300	1/2800	1/3200
	タービン建屋	1/2500	1/2400	1/2000	1/2800	1/2600	1/2600	1/2800	1/2400	1/2700
5号機	原子炉建屋	1/2600	1/2400	1/2000	1/2900	1/2600	1/2600	1/2900	1/2400	1/2600
	タービン建屋	1/2000	1/1900	1/1600	1/2200	1/2000	1/2000	1/2200	1/1900	1/2000
6号機	原子炉建屋	1/1900	1/1800	1/1500	1/2000	1/1900	1/1900	1/2000	1/1800	1/1900
	タービン建屋	1/3100	1/2900	1/2300	1/3500	1/3200	1/3100	1/3500	1/2800	1/3100
6, 7号機コントロール建屋		1/1400	1/1500	1/1500	1/1500	1/1500	1/1500	1/1500	1/1500	1/1400
7号機	原子炉建屋	1/2000	1/1900	1/1600	1/2100	1/2000	1/2000	1/2100	1/1900	1/2000
	タービン建屋	1/2600	1/2400	1/2000	1/2900	1/2600	1/2600	1/2900	1/2400	1/2700

: 各建屋における最大傾斜

\*) 「断層上端を地表付近に設定した断層モデル」を対象に，敷地内傾斜が最大となる断層長さ及び幅を変更した断層モデル

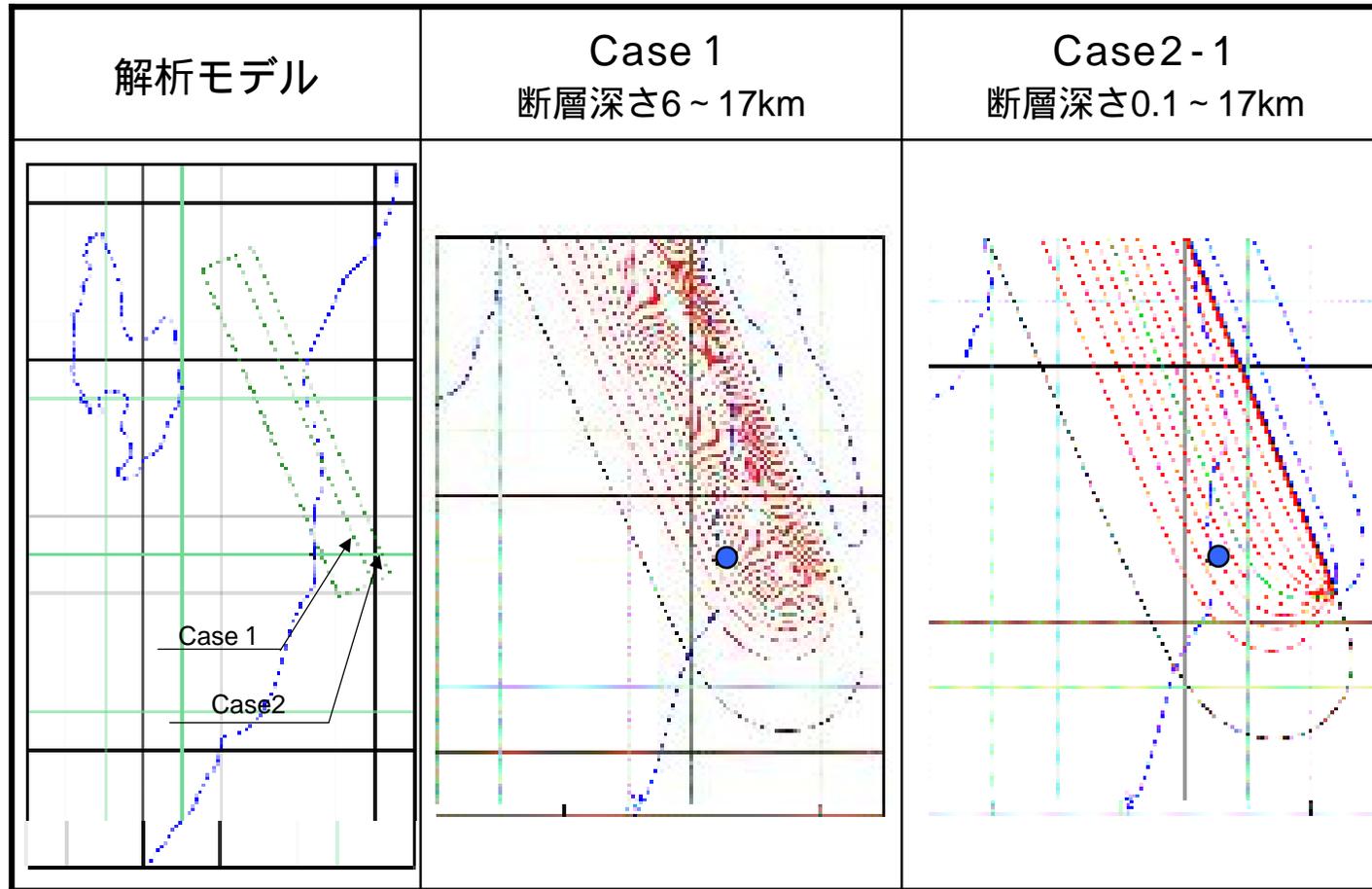
# 解析結果 ( F - B 断層 , 36km )



● : 柏崎刈羽原子力発電所

凡例  
 赤 : 隆起 , 10cm間隔  
 青 : 沈降 , 10cm間隔  
 50cm毎に緑線で表示

# 解析結果（長岡平野西縁断層帯，50°）



●：柏崎刈羽原子力発電所

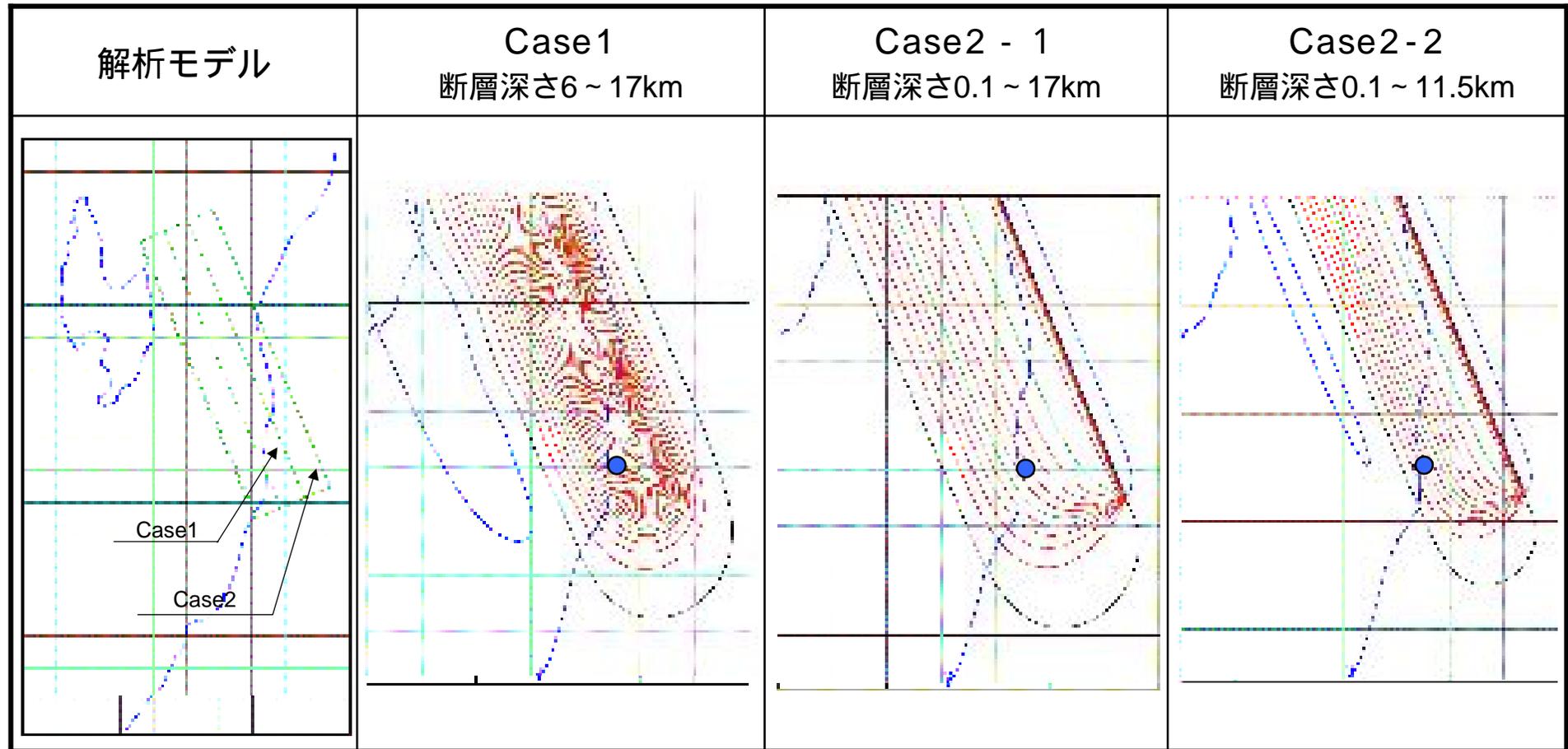
凡例

赤：隆起，10cm間隔

青：沈降，10cm間隔

50cm毎に緑線で表示

# 解析結果（長岡平野西縁断層帯，35°）



●：柏崎刈羽原子力発電所

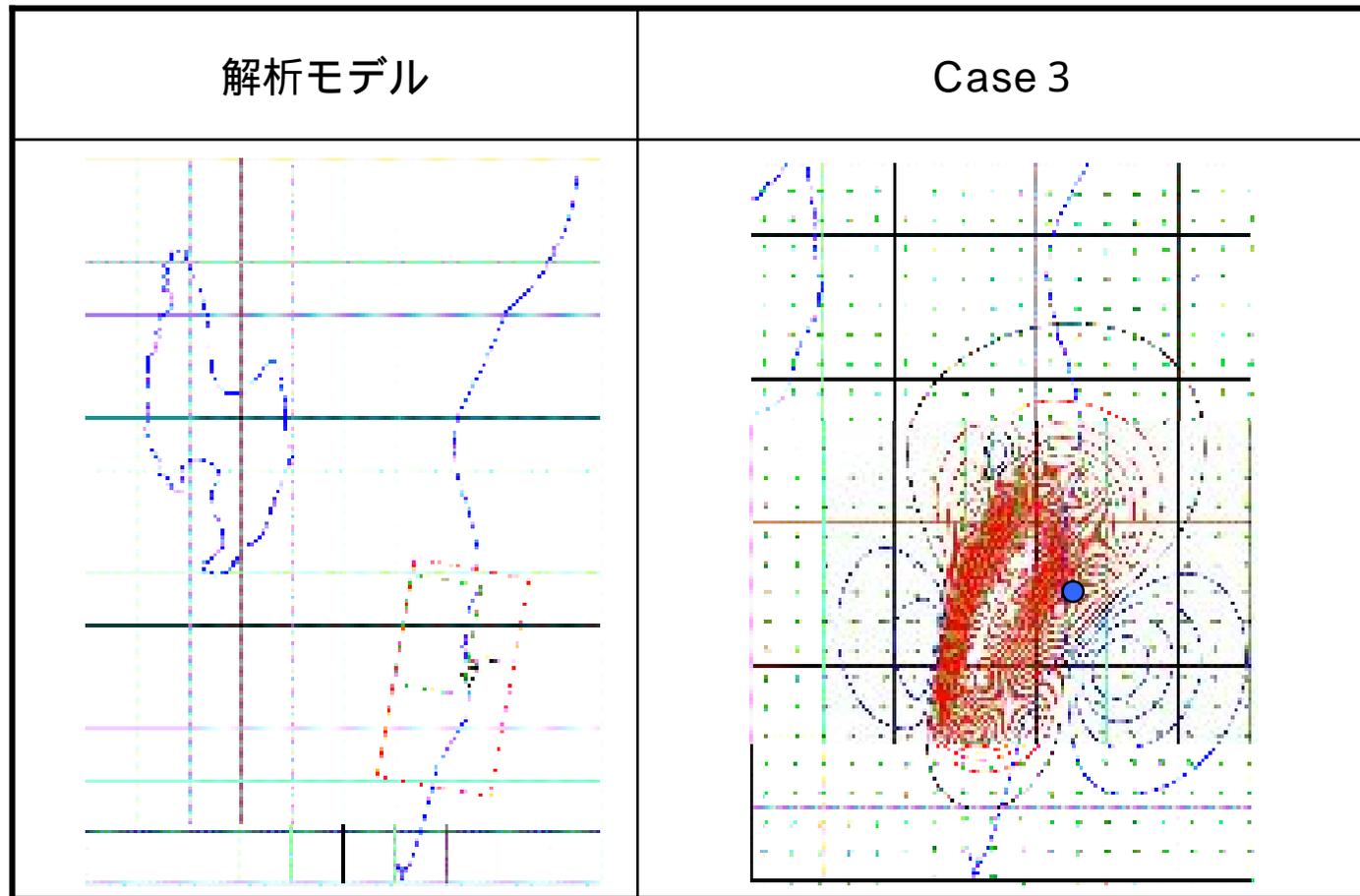
凡例

赤：隆起，10cm間隔

青：沈降，10cm間隔

50cm毎に緑線で表示

# 解析結果（新潟県中越沖地震国土地理院拡張モデル）



●：柏崎刈羽原子力発電所

凡例

赤：隆起，2cm間隔

青：沈降，2cm間隔

10cm毎に緑線で表示

---

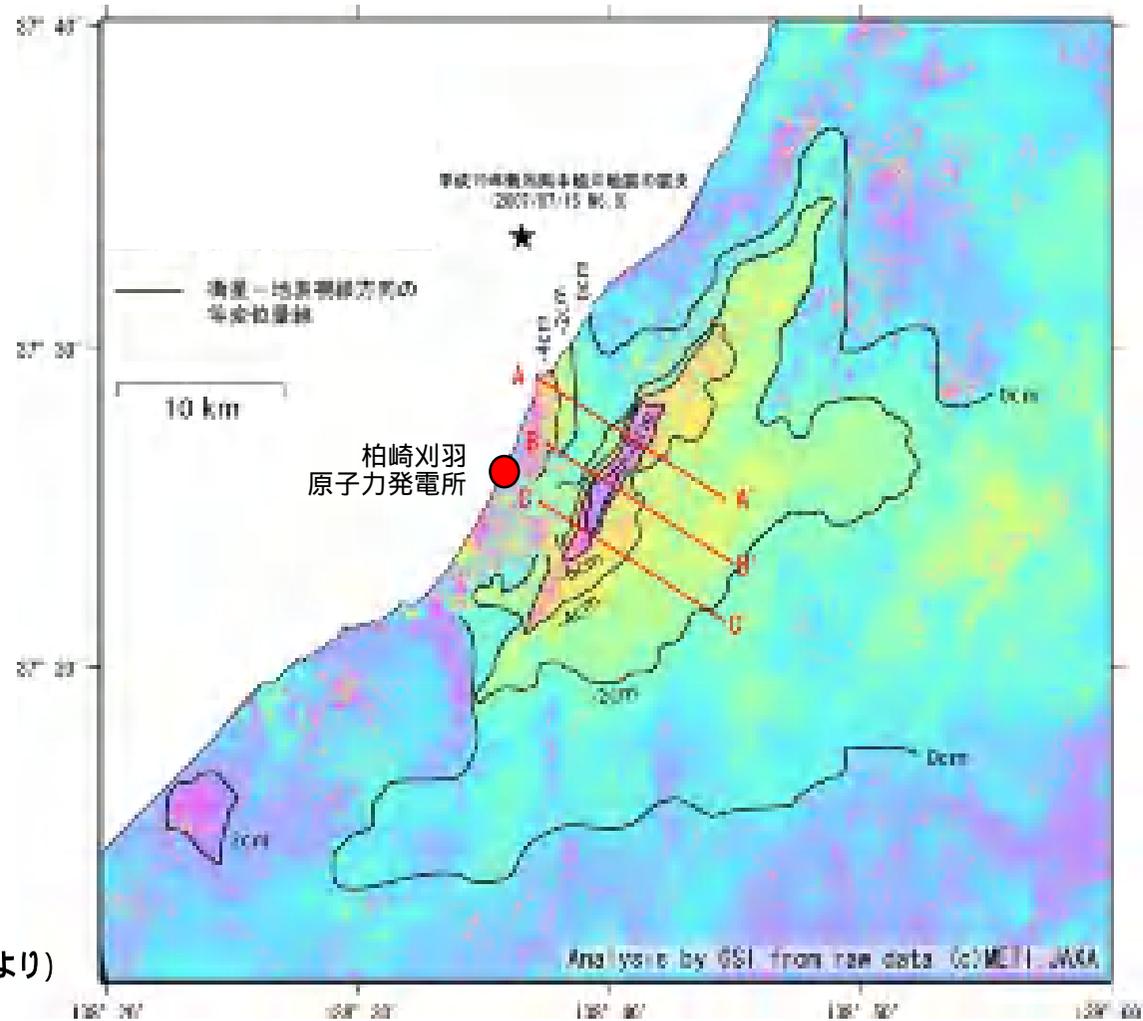
# 参考資料

( 第23回合同WG資料 再掲・一部追記再構成 )

新潟県中越沖地震で生じた地盤変動  
評価方針と評価方法  
建屋傾斜による影響

# 新潟県中越沖地震で生じた地盤変動

## 地球観測衛星「だいち」の合成開口レーダー（SAR）の干渉解析

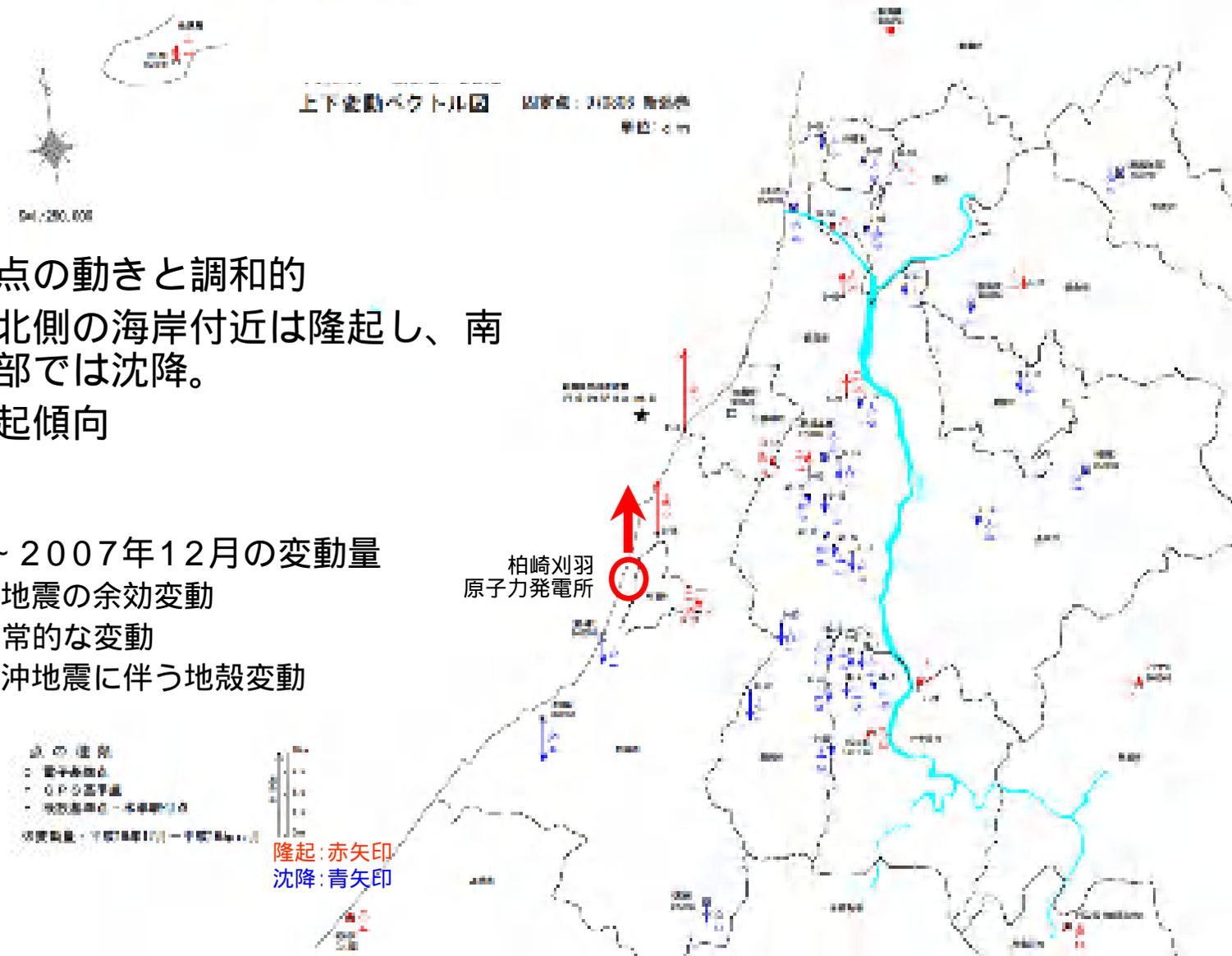


(国土地理院HPより)

- 敷地および敷地近傍では、地盤の隆起が観測されている

# 新潟県中越沖地震で生じた地盤変動

## GPS測量で捉えた上下変動 (H16.12~H19.12)



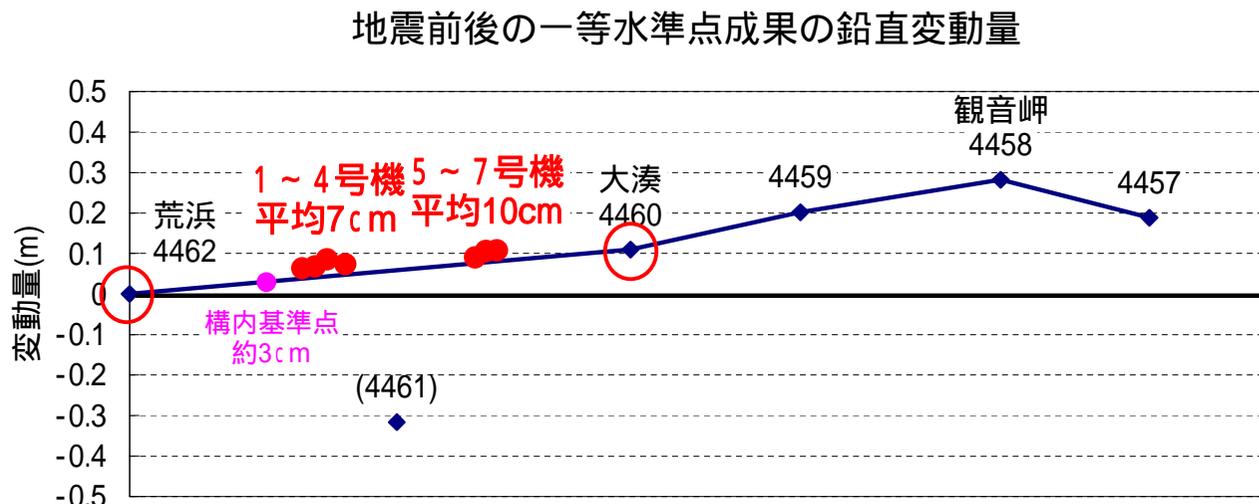
- 国の電子基準点の動きと調和的
- 発電所敷地の北側の海岸付近は隆起し、南側の柏崎平野部では沈降。
- 敷地周辺は隆起傾向
- 固定点を新潟巻
- 2004年12月～2007年12月の変動量
  - 2004年中越地震の余効変動
  - 3カ年分の日常的な変動
  - 2007年中越沖地震に伴う地殻変動を含む

# 新潟県中越沖地震で生じた地盤変動

## 中越沖地震に伴い生じた原子炉建屋の変動量



水準点位置図



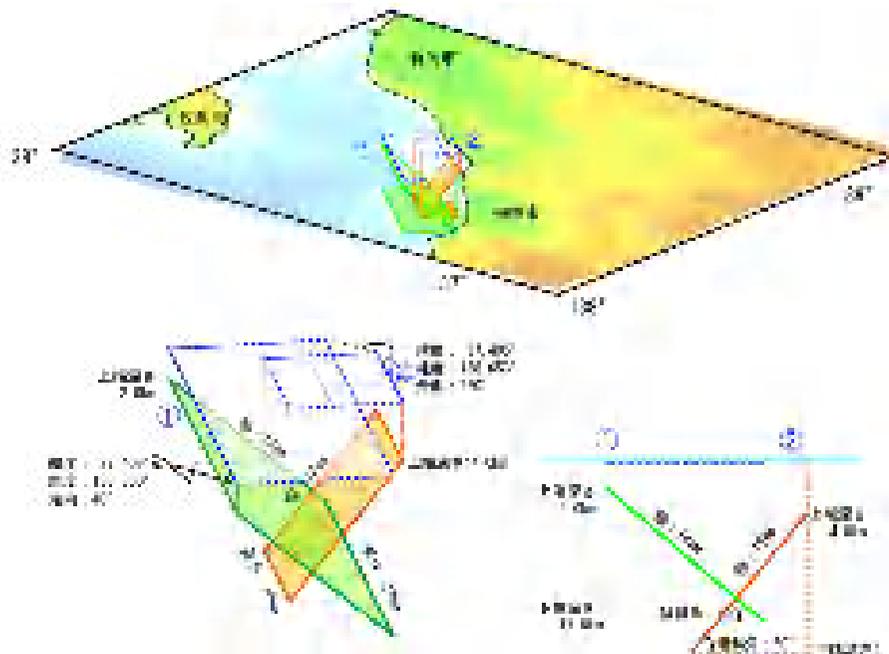
中越沖地震に伴い生じた原子炉建屋の変動量は一等水準点から評価される地震前後の地盤鉛直変動量と調和的

# 新潟県中越沖地震で生じた地盤変動

## 国土地理院モデルによる新潟県中越沖地震の解析結果

- 電子基準点における変動，水準測量等により捉えられた広域の地盤変動を再現するために検討されたモデル
- 敷地前面の海域は全体的に隆起
- 敷地は0cm～6cm程度，敷地北側の観音岬付近では20cm以上隆起

解析に用いた主要な滑り面の概念図



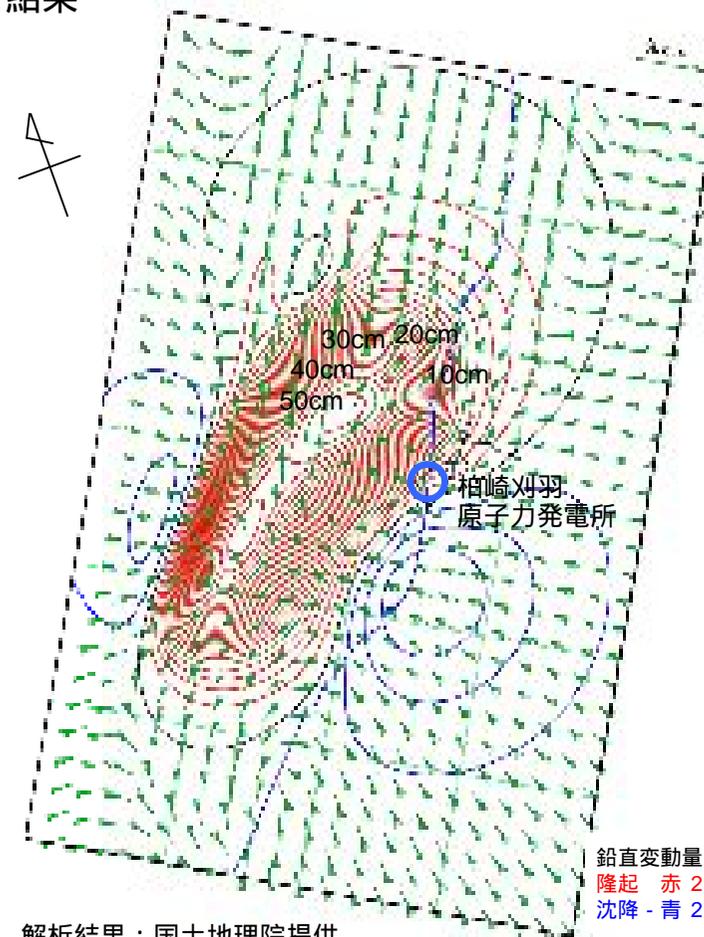
断層面の概略パラメータ

	傾度	経度	上地深さ	長さ	幅	面角	傾斜角	モーメント係数
①	27.406°	138.890°	2.0km	27km	14km	40°	40°	6.84
②	27.465°	138.653°	4.0km	19km	12km	220°	50°	6.24

Total 断層 6.70

国土地理院HP

解析結果



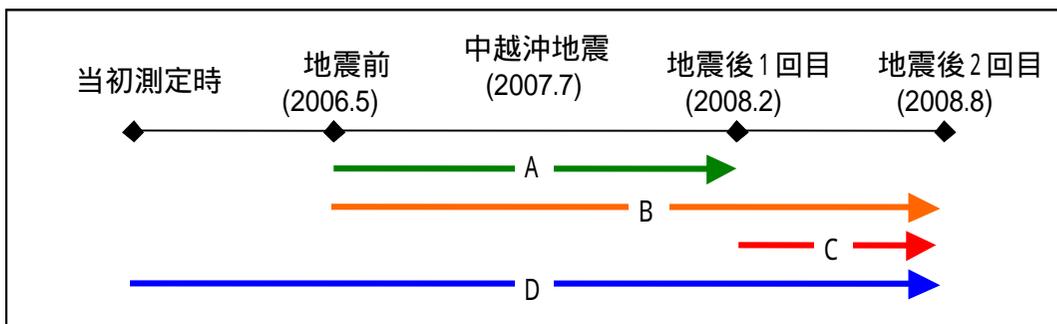
鉛直変動量：  
 隆起 赤 2cm/間隔  
 沈降 青 2cm/間隔

解析結果：国土地理院提供

# 新潟県中越沖地震で生じた地盤変動

## 建屋傾斜変化

号機	建屋名	A	B	C	D
		地震前から地震後1回目の傾斜変化最大値 傾斜	地震前から地震後2回目の傾斜変化最大値 傾斜	地震後1回目から地震後2回目の傾斜変化最大値 傾斜	当初測定時から地震後2回目の傾斜変化最大値 傾斜
1号機	原子炉建屋	約 1/ 25,000	約 1/ 51,000	約 1/ 29,000	約 1/ 16,000
	タービン建屋	約 1/ 53,000	約 1/ 36,000	約 1/ 34,000	約 1/ 10,000
2号機	原子炉建屋	約 1/ 14,000	約 1/ 12,000	約 1/ 27,000	約 1/ 12,000
	タービン建屋	約 1/ 10,000			
3号機	原子炉建屋	約 1/ 16,000	約 1/ 18,000	約 1/ 22,000	約 1/ 16,100
	タービン建屋	約 1/ 14,000	約 1/ 11,000	約 1/ 19,000	約 1/ 19,000
4号機	原子炉建屋	約 1/ 22,000	約 1/ 19,000	約 1/ 15,000	約 1/ 13,000
	タービン建屋	約 1/ 6,700	約 1/ 7,600	約 1/ 33,000	約 1/ 6,500
5号機	原子炉建屋	約 1/ 10,000	約 1/ 10,000	約 1/ 32,000	約 1/ 8,000
	タービン建屋	約 1/ 7,800	約 1/ 7,000	約 1/ 16,000	約 1/ 5,500
6号機	原子炉建屋	約 1/ 5,500	約 1/ 5,500	約 1/ 57,000	約 1/ 5,400
	タービン建屋	約 1/ 15,000	約 1/ 12,000	約 1/ 19,000	約 1/ 15,000
	コントロール建屋	約 1/ 4,200	約 1/ 4,400	約 1/ 12,000	約 1/ 4,000
	廃棄物処理建屋	約 1/ 9,000	約 1/ 14,000	約 1/ 18,000	約 1/ 7,200
7号機	原子炉建屋	約 1/ 5,000	約 1/ 4,800	約 1/ 63,000	約 1/ 6,300
	タービン建屋	約 1/ 10,000	約 1/ 9,500	約 1/ 42,000	約 1/ 8,200

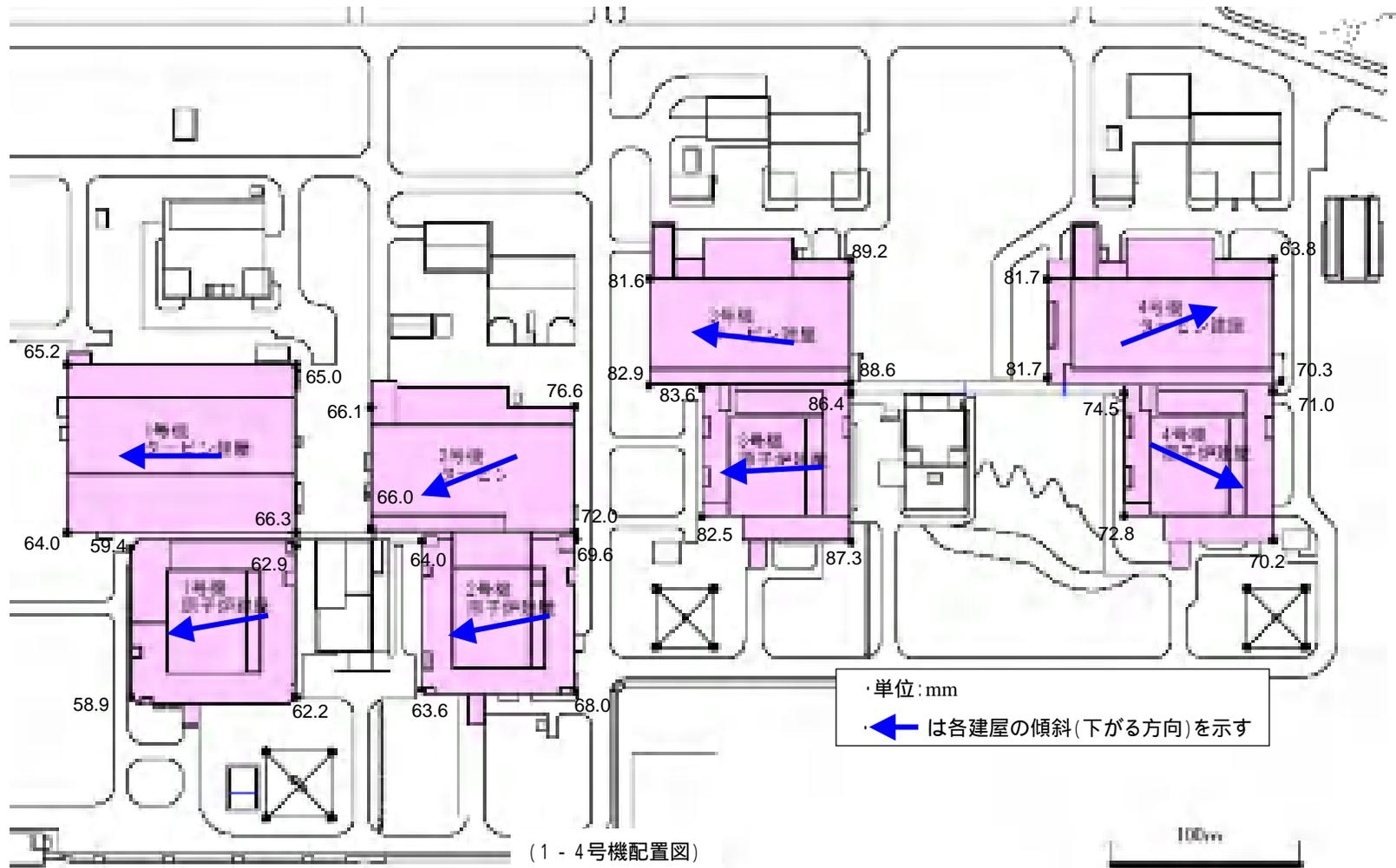


:地震後2回目の計測時に、変圧器周辺の作業により未測定箇所があるため。

: 各項における最大値

# 新潟県中越沖地震で生じた地盤変動

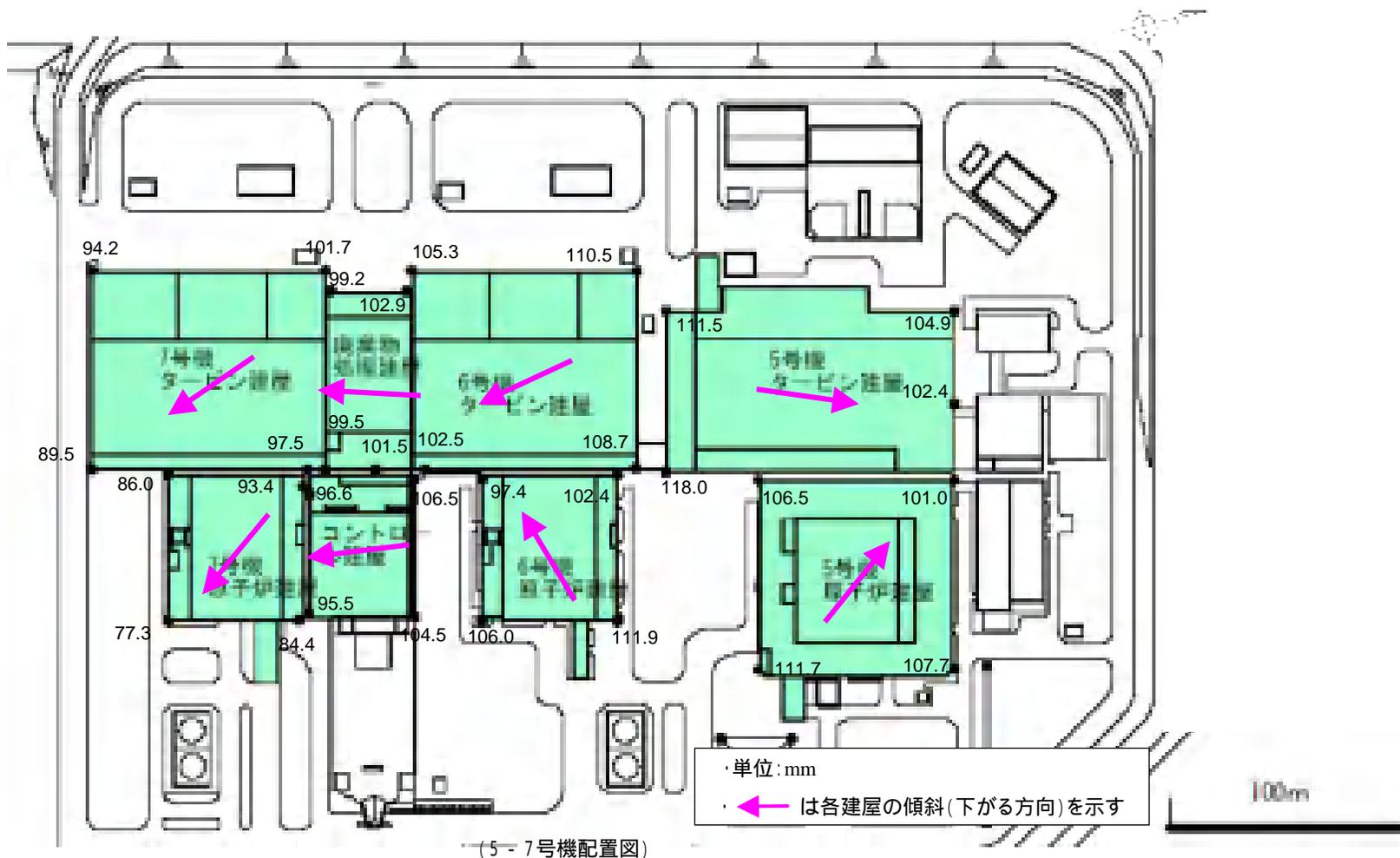
## 中越沖地震に伴い生じた原子炉建屋の変動量・傾斜（荒浜側）



・建屋レベル変動図は、地震前水準測量(平成18年5月に実施)に対する地震後水準測量(平成20年2月に実施)の差分

# 新潟県中越沖地震で生じた地盤変動

## 中越沖地震に伴い生じた原子炉建屋の変動量・傾斜（大湊側）



・建屋レベル変動図は、地震前水準測量(平成18年5月に実施)に対する地震後水準測量(平成20年2月に実施)の差分

## 評価方針

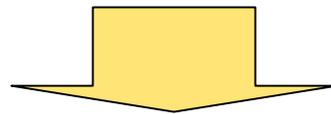
耐震設計上考慮する活断層について、くいちがいの弾性論に基づいて地盤の変形を算定することを原則とする。

その際、新潟県中越沖地震で原子炉建屋等重要施設の水準変動が測量されていることから、ここで得られた結果をくいちがいの弾性論に基づく解析結果に反映することとする。

最終的に原子炉建屋の傾斜量を評価し、設備の健全性との関係を検討する。

## 評価方法

- 新潟県中越沖地震において生じた地盤変動は、国土地理院モデルに示されるとおり、広域的にみるとくいちがいの弾性論による解析で表現される。
- 地震に伴う地盤変動により生じた原子炉建屋等重要施設の傾斜方向は一樣ではなく、くいちがいの弾性論による解析結果と比較することで、局所的に生じる地盤変動（地殻変動のばらつき）を評価する。
- 今後、地震によって生じる建屋の傾斜を評価するためには、くいちがいの弾性論による解析値の他に、局所的に生じる地盤変動も考慮する。



中越沖地震で生じた地盤変動とくいちがいの弾性論による解析値を比較し、地震で生じる地盤変動のばらつきを検討

仮定した断層モデルに基づく、くいちがいの弾性論による解析値に地盤変動のばらつきを加味して重要施設の傾斜を評価

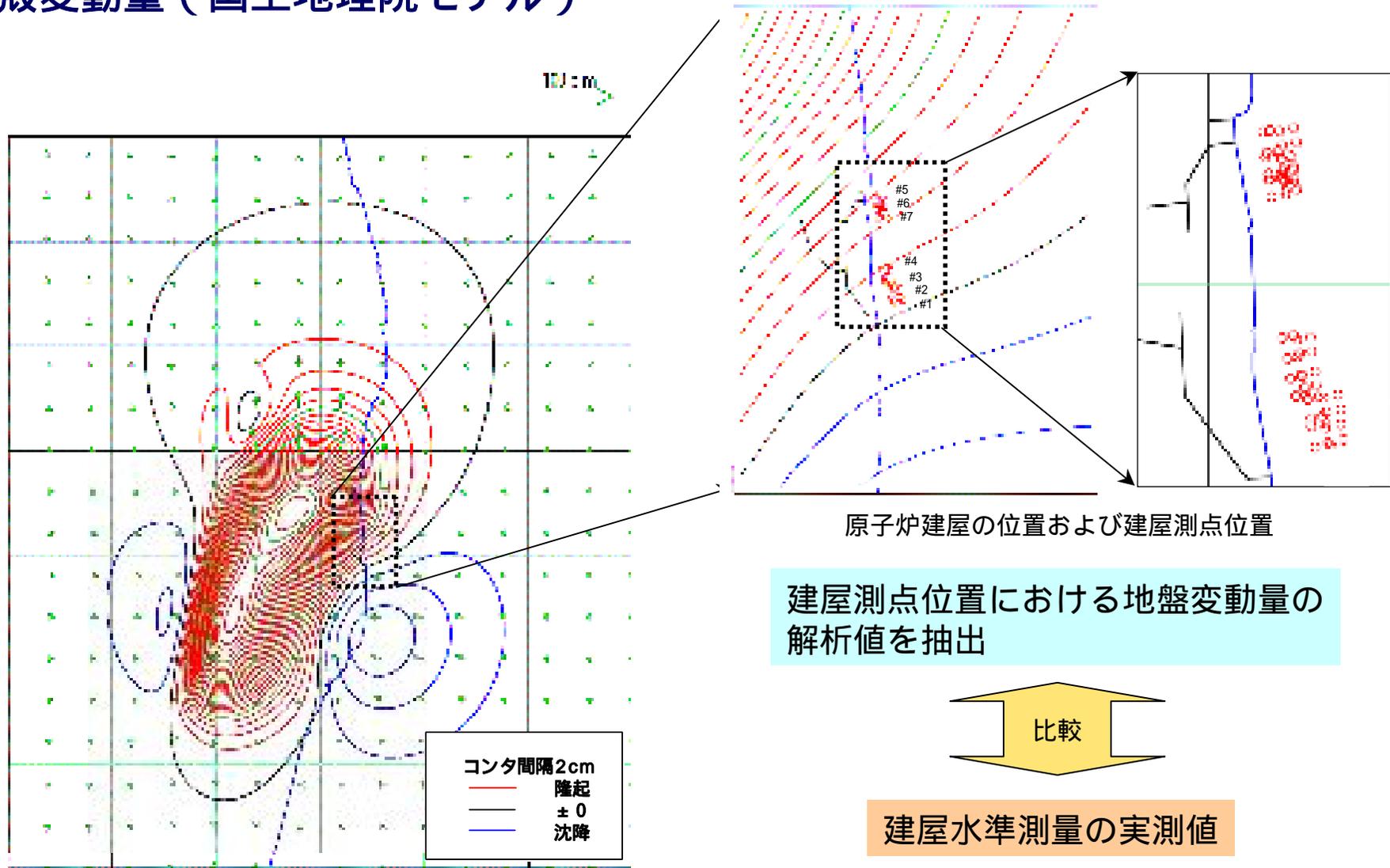
## 新潟県中越沖地震における地盤変動の解析概要

- 解析方法： 多層媒質に対するWang et al. (2003)の方法  
対象地盤を，等方で均質な多層の弾性体と仮定し，設定する不連続面（すべり面）において変位量（くいちがい量）を与えた時の弾性体の変形を解析する手法
- 解析モデル： 国土地理院より報告されている「平成19年(2007年)新潟県中越沖地震」の震源断層モデル（以降，国土地理院モデル）

上述する解析条件による当社の解析結果が，国土地理院より提供された解析結果と一致することを確認し，これ以降の検討を実施。

# 評価方針と評価方法

## 新潟県中越沖地震を対象としたくいちがいの弾性論による敷地周辺の地殻変動量（国土地理院モデル）



原子炉建屋の位置および建屋測点位置

建屋測点位置における地盤変動量の解析値を抽出

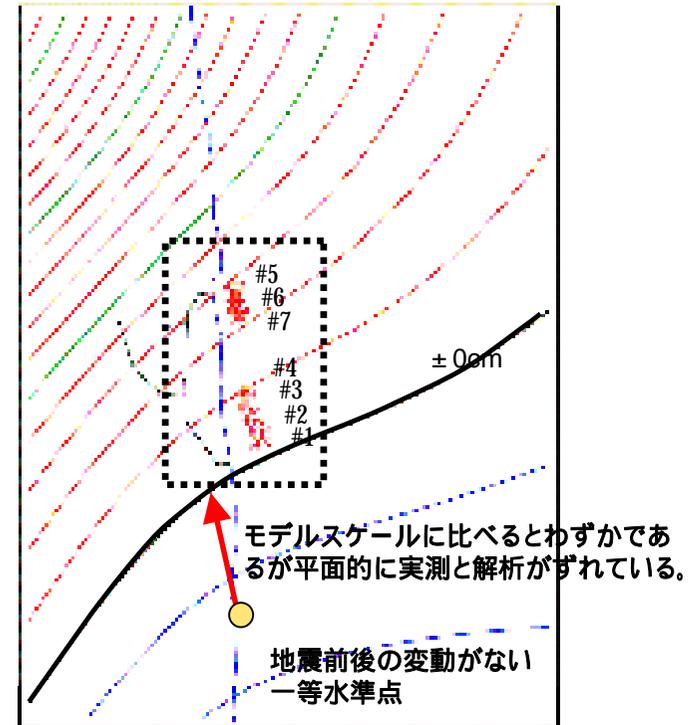
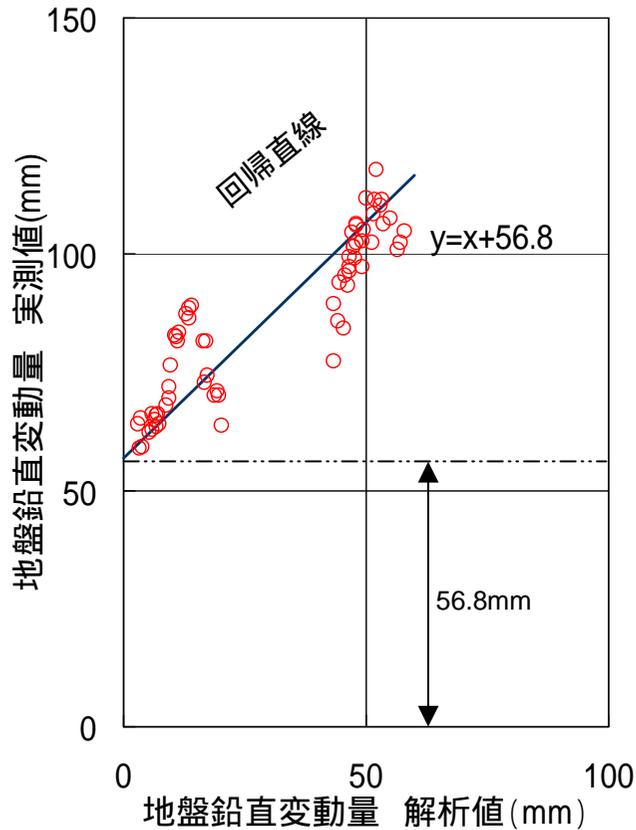


建屋水準測量の実測値

# 評価方針と評価方法

## 新潟県中越沖地震を対象としたくいちがいの弾性論による解析値と実測値の関係

建屋端点位置における  
 解析値と実測値の比較



地盤変動量の実測値は、解析値と比較して50mm程度大きい。これは、地盤変動量が“0”となる位置が、実測と解析で異なること等の影響によるものと考えられる。

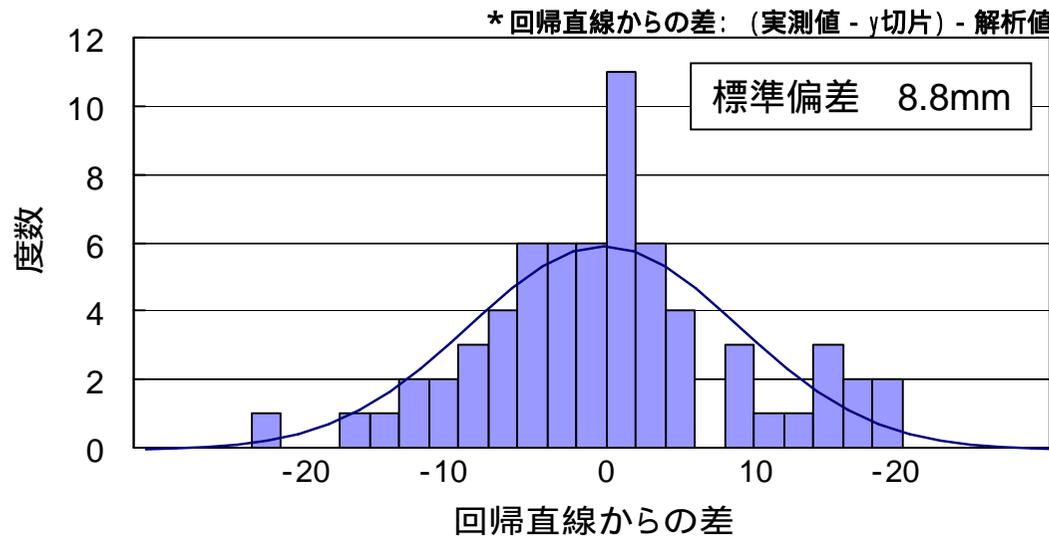
ただし建屋傾斜の算定に問題となる敷地の全体的な傾斜の観点では、解析値と実測値の関係が概ね45度線上にあり、全体的なトレンドとしては概ね整合している。

**敷地の全体的な傾斜のトレンドについては、解析値と実測値が概ね整合**

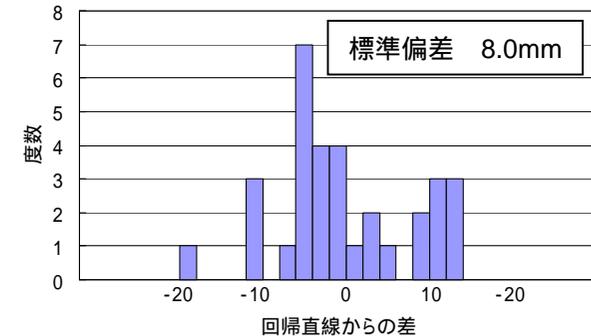
# 評価方針と評価方法

## 新潟県中越沖地震を対象としたくいちがいの弾性論による解析値と実測値の関係

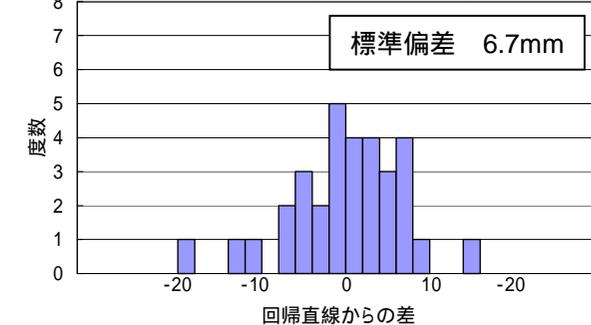
回帰直線からの差のヒストグラム(全体)



荒浜側(1 - 4号機)



大湊側(5 - 7号機)



単一号機を対象にした場合の標準偏差

1号機	2.4
2号機	3.3
3号機	1.7
4号機	7.4
5号機	7.7
6号機	3.2
7号機	6.7

- 局所的な地盤変動量のばらつきは概ね正規分布している。
- 解析による絶対値が大きくなっても、ばらつきが大きくなる傾向はない。

# 評価方針と評価方法

## 地震に伴う地盤変動に対する建屋傾斜の検討方針

現在の建屋の傾斜 (実測値)



S<sub>s</sub>発生時の建屋の傾斜変化量を算定し、現在の傾斜を加算して、S<sub>s</sub>発生時の建屋の傾斜を評価

< S<sub>s</sub>発生時の建屋の傾斜変化量の算定 >

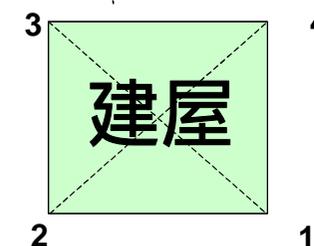
各震源断層のモデルに応じたくいちがいの弾性論に基づく建屋4隅の鉛直変動量を計算

検討した断層モデル

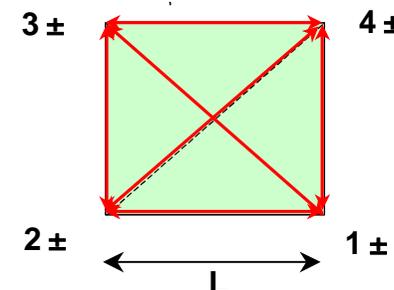
- F - B断層 (36 km)
  - 長岡平野西縁断層帯 (91 km, 傾斜角50°)
  - 長岡平野西縁断層帯 (91 km, 傾斜角35°)
- (参考) 新潟県中越沖地震国土地理院拡張モデル\*

中越沖地震のデータに基づいた地盤変動のばらつき (標準偏差 : 8.8mm) を考慮し、各々の辺の最大傾斜を計算

$$\text{最大傾斜} = ( | 1 - 2 | + 2 ) / L$$



\* 地盤変動による傾斜をより大きめにみるため、中越沖地震を対象とした国土地理院モデルをS<sub>s</sub>相当に拡張 (断層長さ比例: 36/27倍) したものの



建屋応答に最も影響する基礎において，建屋が傾斜することにより生じる転倒モーメントを算定し，建屋の安定性・健全性に及ぼす影響を7号機を例に検討。

## 1．傾斜によって生じる基礎上 (TMSL-8.2m) の転倒モーメントの算定結果

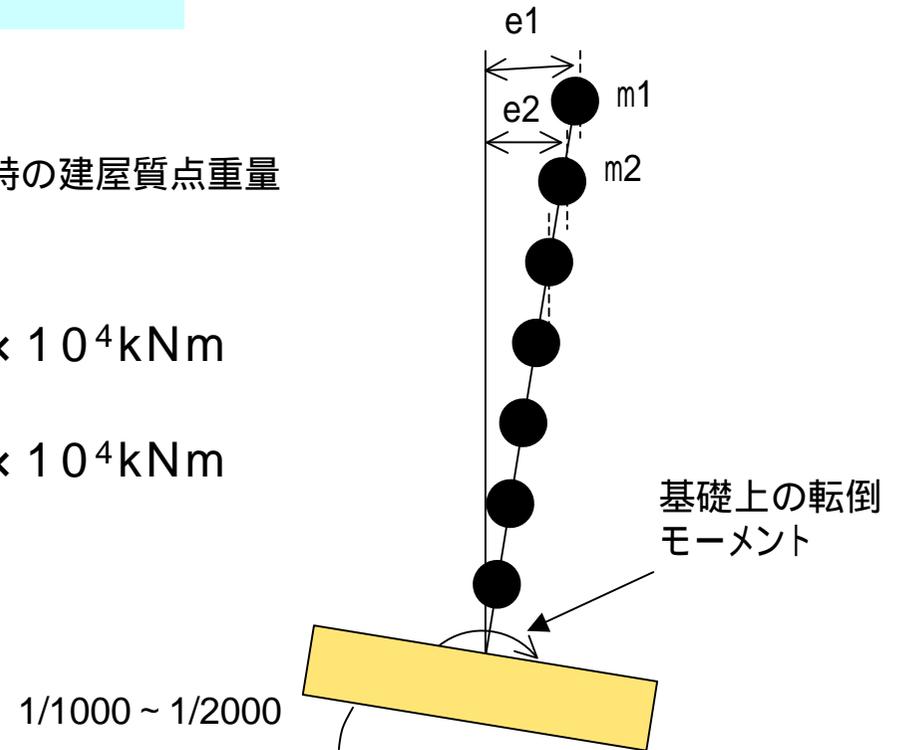
$$\text{基礎上の転倒モーメント} = m_i \times e_i$$

$m_i$ : 中越沖地震時の建屋質点重量

$e_i$ : 偏芯距離

基礎傾斜1/1,000の場合 :  $3.54 \times 10^4 \text{ kNm}$

基礎傾斜1/2,000の場合 :  $1.77 \times 10^4 \text{ kNm}$



## 2. 設計時に想定した基礎上 (TMSL-8.2m) における曲げモーメント\* (EW方向)

(\* 工認図書記載の数値をSI単位系に変換)

- ・ 静的地震力 (3 Ci) :  $1.47 \times 10^7 \text{kNm}$
- ・ 設計用地震力 :  $1.82 \times 10^7 \text{kNm}$

## 3. 傾斜に伴う転倒モーメントの設計時の曲げモーメントに対する割合

	静的地震力を 想定する場合	設計用地震力を 想定する場合
1/1000の傾斜	<u>0.24%</u>	<u>0.19%</u>
1/2000の傾斜	0.12%	0.10%

建屋の傾斜が1/1,000～1/2,000程度の場合に発生する転倒モーメントは、設計時に想定した曲げモーメントの0.2%程度と非常に小さいことから、建屋の安定性・健全性には問題とならない

# 建屋傾斜による機器への影響について

(再掲・一部追記再構成)  
合同W23-2-2 P.41

## ・配管および弁

従来から、弁・配管は様々な方向に設置されており傾斜の影響はない。

## ・タービン

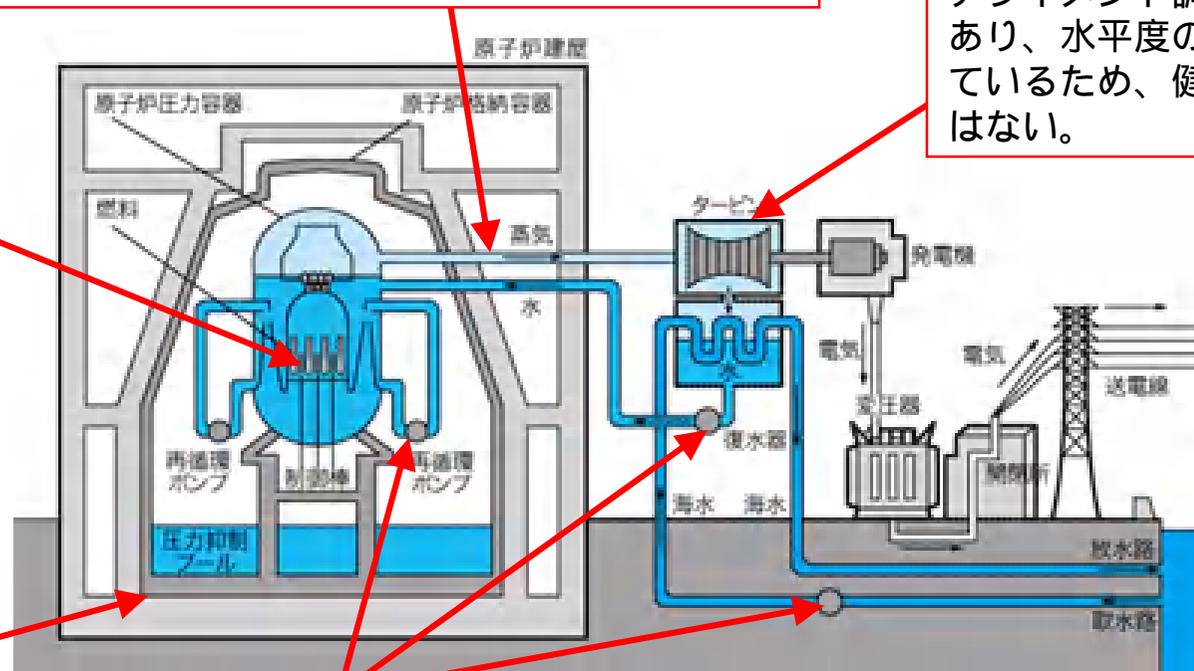
アライメント調整が可能であり、水平度の確認を行っているため、健全性に影響はない。

## ・制御棒挿入性

制御棒と燃料集合体は同一方向に傾斜するとともに、当該の傾斜量では燃料集合体の相対変位が生じないため、挿入性への影響はない。

## ・容器基礎

基礎部の荷重の変化は無視できるほど小さい。



## ・ポンプ

基礎部への影響は無視できるとともに、軸受荷重への影響も無視できる。

建屋傾斜の目安値 ( 1/1000 ~ 1/2000 : 建築基礎構造設計指針 ) の範囲では、荷重の変化等は0.1%程度あり、当該目安値で管理することにより機器・配管系の健全性は確保できる

---

# 津波に対する安全性評価について

# 目 次

---

1. 津波評価方針
2. 津波の想定及び数値シミュレーション
  - 2.1 日本海東縁部に想定される地震に伴う津波の検討（再掲）
  - 2.2 海域活断層に想定される地震に伴う津波の検討（再掲）
3. 津波に対する安全性評価
  - 3.1 津波による水位上昇及び水位低下に対する安全性
  - 3.2 取水施設の水利特性による水位変動への影響評価
4. 二次的な影響に対する評価（再掲）
5. 評価のまとめ

# 目 次

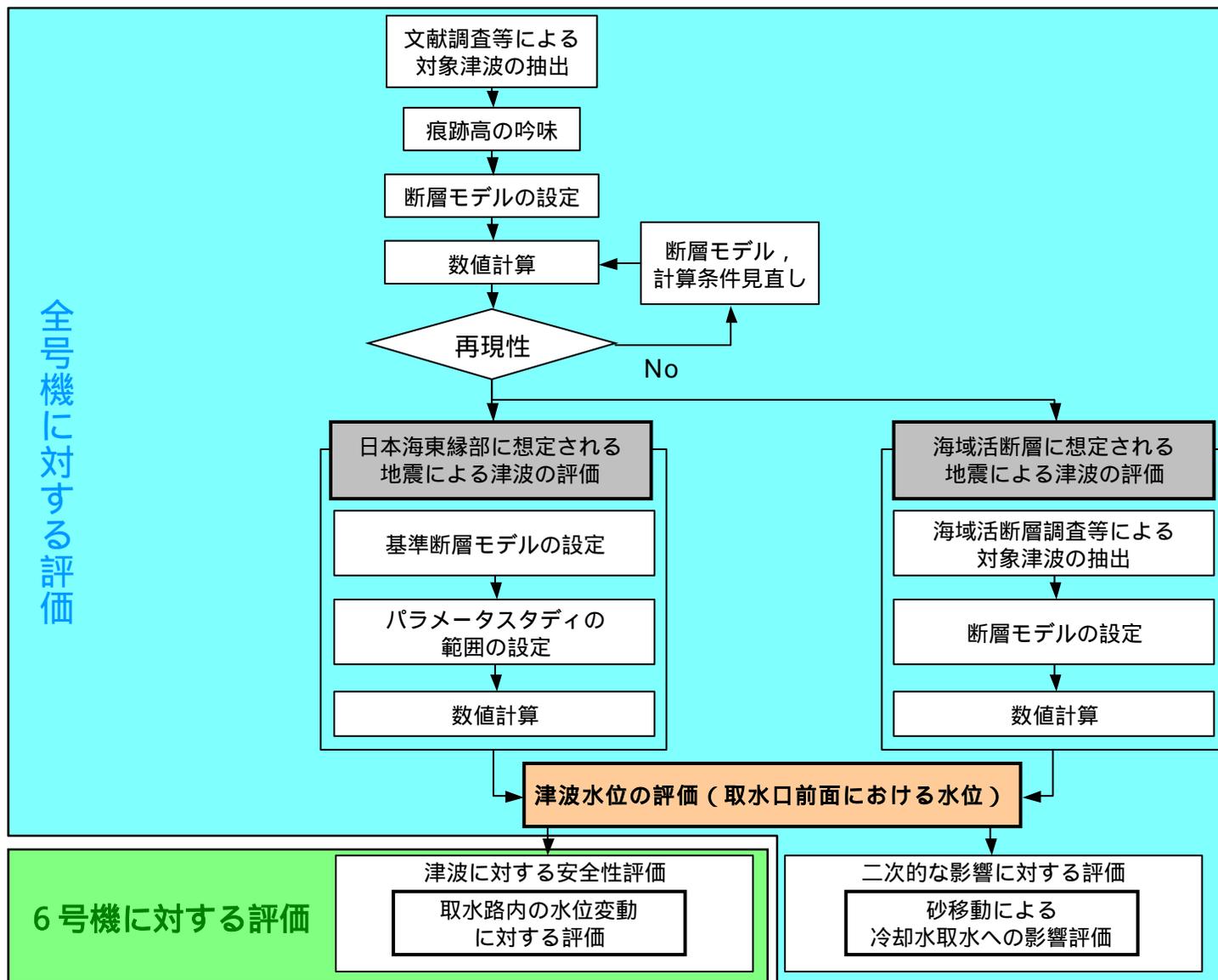
---

1. 津波評価方針
2. 津波の想定及び数値シミュレーション
  - 2.1 日本海東縁部に想定される地震に伴う津波の検討（再掲）
  - 2.2 海域活断層に想定される地震に伴う津波の検討（再掲）
3. 津波に対する安全性評価
  - 3.1 津波による水位上昇及び水位低下に対する安全性
  - 3.2 取水施設の水利特性による水位変動への影響評価
4. 二次的な影響に対する評価（再掲）
5. 評価のまとめ

# 1 . 津波評価方針

## 津波評価フロー

第23回合同WG  
でご説明済み



全号機に対する評価

今回ご説明

6号機に対する評価

# 目 次

---

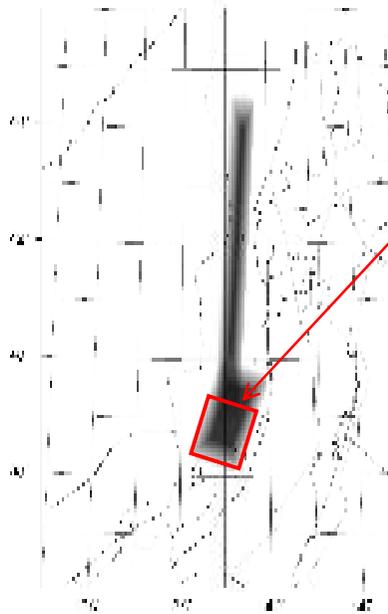
1. 津波評価方針
2. 津波の想定及び数値シミュレーション
  - 2.1 日本海東縁部に想定される地震に伴う津波の検討（再掲）
  - 2.2 海域活断層に想定される地震に伴う津波の検討（再掲）
3. 津波に対する安全性評価
  - 3.1 津波による水位上昇及び水位低下に対する安全性
  - 3.2 取水施設の水利特性による水位変動への影響評価
4. 二次的な影響に対する評価（再掲）
5. 評価のまとめ

## 2.1 日本海東縁部に想定される地震に伴う津波の検討

### 日本海東縁部に想定される地震に伴う津波の評価方針

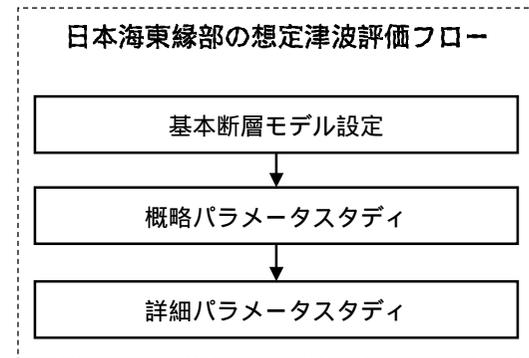
- 土木学会(2002)に示される日本海東縁部に想定される地震の基準断層モデルによるパラメータスタディを実施
- 地点への影響を考慮して、土木学会(2002)に示される地震活動域のうち、新潟～山形沖の領域を対象
- モーメントマグニチュード(Mw)は1993年北海道南西沖地震の津波を再現するモデルのMw7.84を下回らないようMw = 7.85に設定
- パラメータスタディは概略検討用の計算格子モデル(最小計算格子 = 40m)により実施し、抽出した最高水位、最低水位を示すモデルについてのみ本検討用の計算格子モデル(最小計算格子 = 10m)による数値シミュレーションを実施する

### 基準断層モデルの設定



日本海東縁部の地震活動域  
 (土木学会(2002))

断層設定領域  
 (新潟～山形沖の領域)



日本海東縁部に想定される地震の基準断層モデル諸元

	Mw	断層長 L(km)	断層幅 W(km)	すべり量 D(m)	断層上縁深さ d(km)	走向 (°)	傾斜角 (°)	すべり角 (°)
高角モデル	7.85	131.1	17.3	9.44	0	20・200	60	90
低角モデル	7.85	131.1	30.0	5.45	0	20・200	30	90

## 2.1 日本海東縁部に想定される地震に伴う津波の検討

### 数値シミュレーション結果

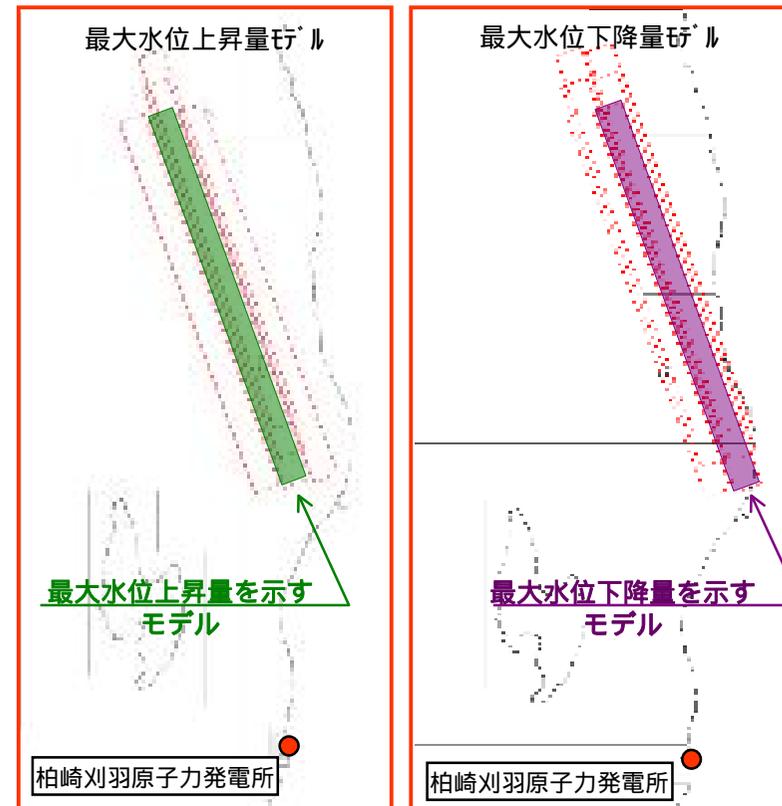
詳細パラメータスタディで抽出した最大水位上昇量，最大水位下降量を示す断層モデルと数値シミュレーション結果は以下のとおり

最大水位上昇量，最大水位下降量を示す断層モデル

	断層長 L(km)	断層幅 W(km)	すべり量 D(m)	断層上縁深さ d(km)	走向 (°)	傾斜角 (°)	すべり角 (°)
最大水位上昇量モデル	131.1	17.3	9.44	2.5	10	60	90
最大水位下降量モデル	131.1	17.3	9.44	2.5	190	60	90

日本海東縁部の想定津波による水位（取水口前面）  
 （単位：m）

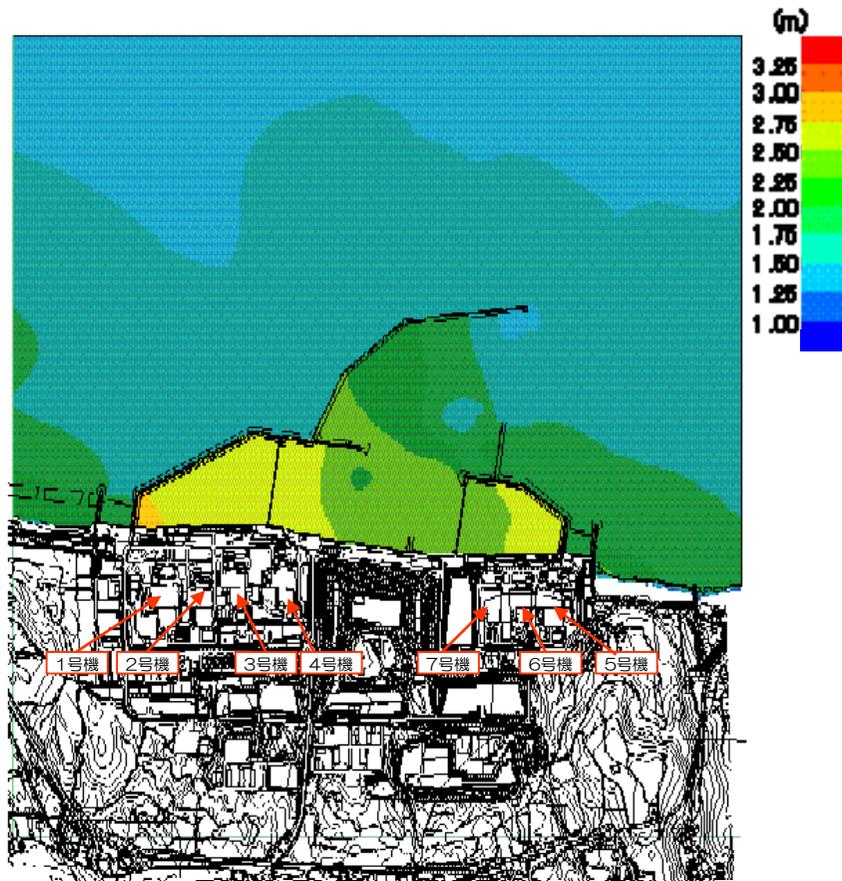
プラント	最大水位上昇量	最大水位下降量
1号機	+2.76	-3.05
2号機	+2.73	-2.95
3号機	+2.70	-2.85
4号機	+2.68	-2.81
5号機	+2.57	-2.60
6号機	+2.54	-2.60
7号機	+2.46	-2.54



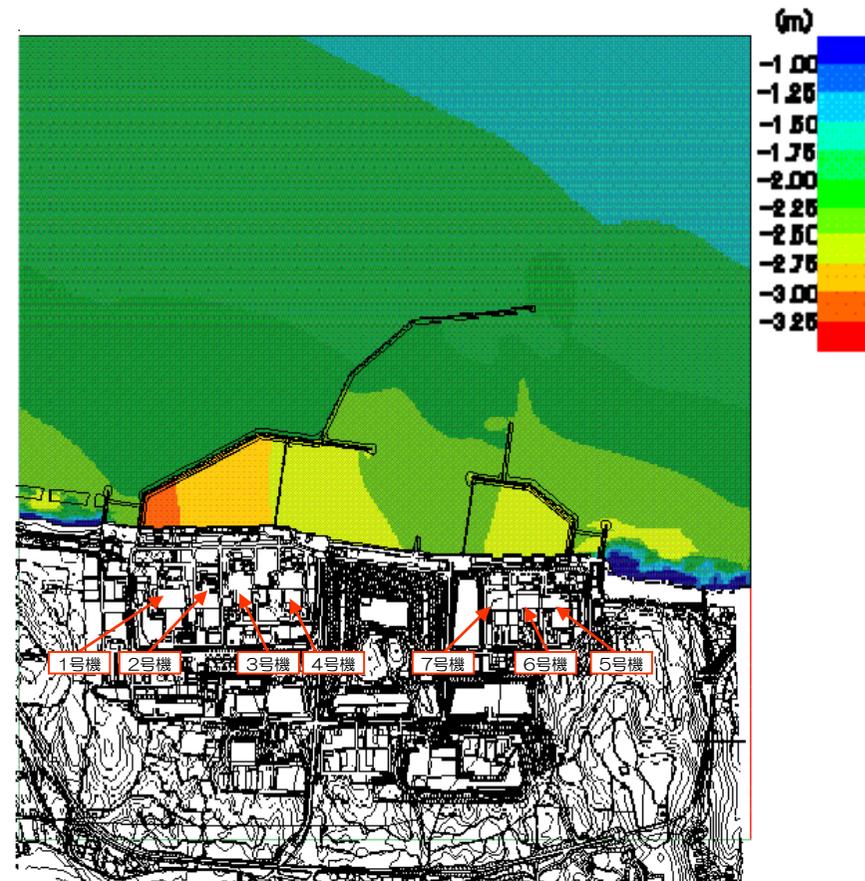
## 2.1 日本海東縁部に想定される地震に伴う津波の検討

(再掲)  
合同W23-2-1 P17

### ②数値シミュレーション結果



最大水位上昇量分布図



最大水位下降量分布図

# 目次

---

1. 津波評価方針
2. 津波の想定及び数値シミュレーション
  - 2.1 日本海東縁部に想定される地震に伴う津波の検討（再掲）
  - 2.2 海域活断層に想定される地震に伴う津波の検討（再掲）
3. 津波に対する安全性評価
  - 3.1 津波による水位上昇及び水位低下に対する安全性
  - 3.2 取水施設の水利特性による水位変動への影響評価
4. 二次的な影響に対する評価（再掲）
5. 評価のまとめ

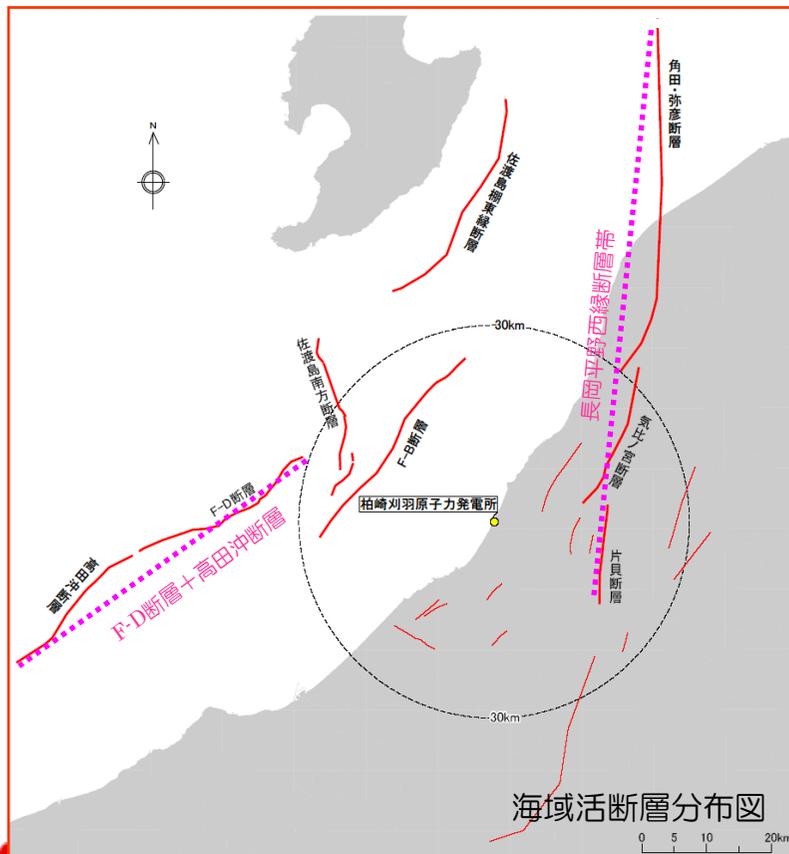
## 2.2 海域活断層に想定される地震に伴う津波の検討

### 海域活断層に想定される地震に伴う津波の評価方針

- 2007年7月16日の新潟県中越沖地震発生後、発電所敷地前面海域において海上音波探査および海底地形調査などを実施した結果と、既往の調査結果（他機関の調査結果を含む）を基に敷地前面海域における海域活断層を再評価
- 敷地周辺において地震動評価において考慮すべき海域活断層について数値シミュレーションを実施
- 土木学会(2002)の方法によりすべり量がー様な矩形断層モデルを適用

### 基準断層モデル

海域活断層の基準断層モデル諸元



	断層長 L(km)	断層幅 W(km)	すべり量 D(m)	断層上縁深さ d(km)	走向 $\theta(^{\circ})$	傾斜角 $\delta(^{\circ})$	すべり角 $\lambda(^{\circ})$
佐渡島棚東縁断層	37	18.3	2.52	0	209	55	90
F-B断層	36	24.0	1.72	0	39	35	90
佐渡島南方断層	29	19.3	1.70	0	0	45	62
F-D断層+高田冲断層*1)	55	26.2	2.62	0	55	35	96
長岡平野西縁断層帯*2) ( $\delta=35^{\circ}$ )	91	26.2	4.34	0	187	35	72
長岡平野西縁断層帯*2) ( $\delta=50^{\circ}$ )	91	19.6	5.80	0	187	50	72

\*1) : F-D断層+高田冲断層 : F-D断層と高田冲断層について安全評価上、同時活動を考慮したもの

\*2) : 長岡平野西縁断層帯 : 角田・弥彦断層、気比ノ宮断層、および片貝断層の3つの断層について、安全評価上、同時活動を考慮したもの

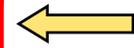
## 2.2 海域活断層に想定される地震に伴う津波の検討

### 海域活断層モデルの数値シミュレーション結果

海域活断層による取水口前面における水位 (赤字：各号機の最大)

(単位：m)

プラ ント	佐渡島棚東縁断層		F-B断層		佐渡島南方断層		F-D断層+高田沖断層		長岡平野西縁断層帯 ( $\delta=35^\circ$ )		長岡平野西縁断層帯 ( $\delta=50^\circ$ )	
	最大水位 上昇量	最大水位 下降量	最大水位 上昇量	最大水位 下降量	最大水位 上昇量	最大水位 下降量	最大水位 上昇量	最大水位 下降量	最大水位 上昇量	最大水位 下降量	最大水位 上昇量	最大水位 下降量
1号機	+1.57	-1.39	+1.33	-2.35	+1.17	-1.05	+1.41	-1.69	+0.60	-3.48	+1.28	-3.32
2号機	+1.47	-1.34	+1.24	-2.26	+1.07	-1.03	+1.36	-1.63	+0.57	-3.45	+1.25	-3.23
3号機	+1.44	-1.31	+1.18	-2.15	+0.99	-0.97	+1.32	-1.51	+0.55	-3.42	+1.19	-3.15
4号機	+1.45	-1.28	+1.15	-2.09	+0.94	-0.98	+1.29	-1.44	+0.53	-3.39	+1.15	-3.11
5号機	+1.11	-1.15	+1.08	-2.10	+0.82	-0.88	+1.42	-1.11	+0.47	-3.31	+1.04	-3.07
6号機	+1.06	-1.15	+1.05	-2.10	+0.79	-0.88	+1.39	-1.12	+0.47	-3.27	+1.04	-3.05
7号機	+1.07	-1.09	+1.01	-2.05	+0.74	-0.84	+1.35	-1.10	+0.45	-3.21	+1.03	-3.01

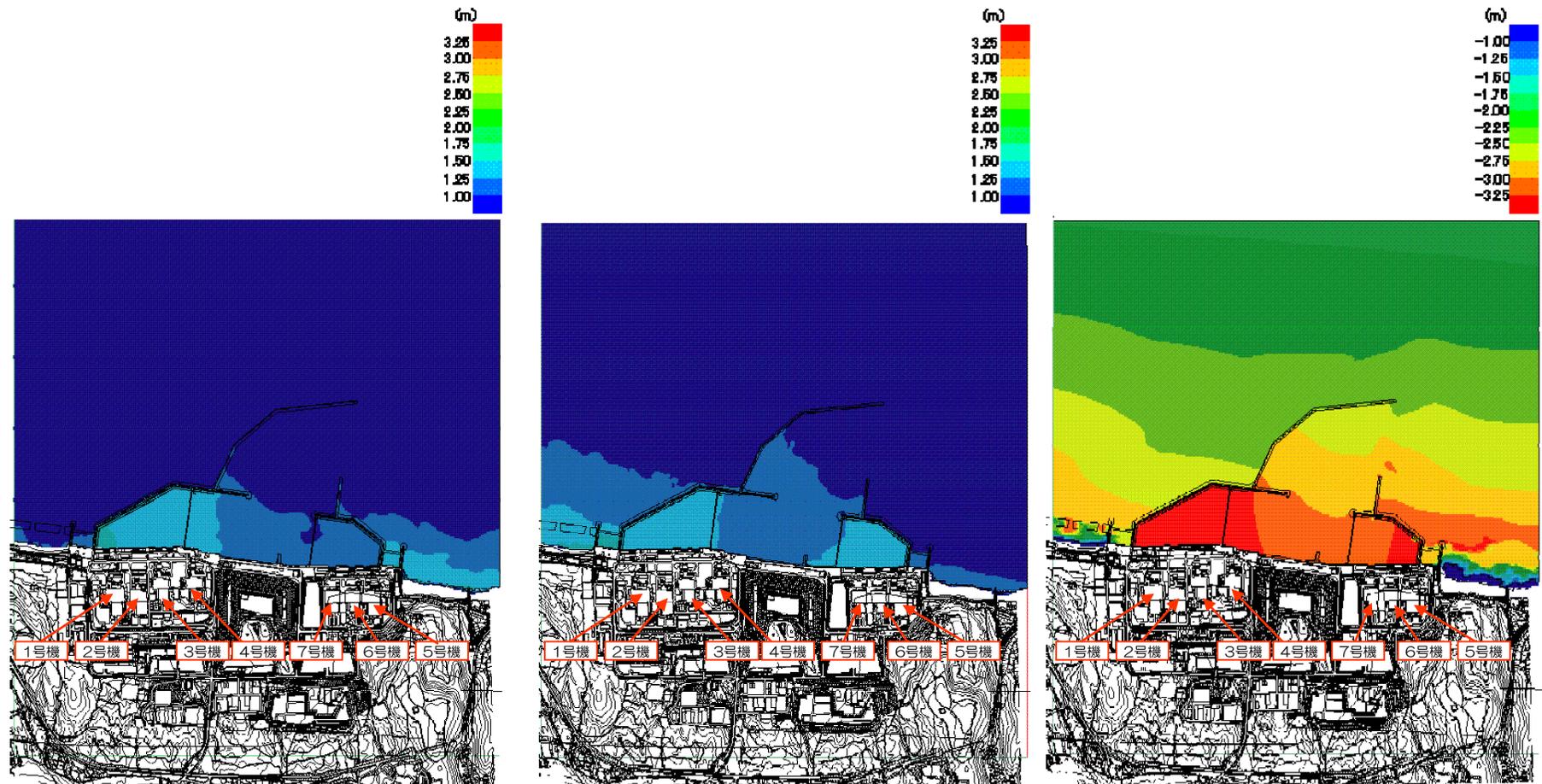


- 海域活断層による津波水位のうち、最大水位上昇量は日本海東縁部の津波水位を下回る
- 海域活断層による津波水位のうち、最大水位下降量は日本海東縁部の津波水位を上回る

## 2.2 海域活断層に想定される地震に伴う津波の検討

(再掲)  
合同W23-2-1 P21

### 海域活断層モデルの数値シミュレーション結果



最大水位上昇量分布図 (1~4号機)

— 佐渡島棚東縁断層 —

最大水位上昇量分布図 (5~7号機)

— F-D断層+高田沖断層 —

最大水位下降量分布図

— 長岡平野西縁断層帯 ( $\delta = 35^\circ$ ) —

# 目次

---

1. 津波評価方針
2. 津波の想定及び数値シミュレーション
  - 2.1 日本海東縁部に想定される地震に伴う津波の検討（再掲）
  - 2.2 海域活断層に想定される地震に伴う津波の検討（再掲）
3. 津波に対する安全性評価
  - 3.1 津波による水位上昇及び水位低下に対する安全性
  - 3.2 取水施設の水利特性による水位変動への影響評価
4. 二次的な影響に対する評価（再掲）
5. 評価のまとめ

### 3.1 津波の上昇水位及び下降水位に対する安全性

- 最大水位上昇量は、日本海東縁部の想定津波による+2.76m~+2.46mであり、朔望平均満潮位 (H.W.L.=T.M.S.L.+0.48m) を考慮すると、評価用の最高水位は T.M.S.L.+3.3m~+3.0m程度

⇒原子炉建屋等の重要施設の設置レベル (1~4号機: T.M.S.L. +5.0m, 5~7号機: T.M.S.L. +12.0m) まで到達しない

- 最大水位下降量は、海域活断層のうち長岡平野西縁断層帯 ( $\delta=35^\circ$ ) による津波の-3.48m~-3.21mであり、朔望平均干潮位 (L.W.L.=T.M.S.L.-0.02m) を考慮すると、評価用の最低水位は T.M.S.L.-3.5m~-3.3m程度

⇒原子炉補機冷却海水ポンプの設計最低水位 (T.M.S.L. -5.24m~-4.22m) を下回らず、原子炉補機冷却系の海水を取水することは可能

取水口前面における津波水位

	日本海東縁部	海域活断層
最高水位	T.M.S.L.+3.3m~+3.0m (6号機: T.M.S.L.+3.1m)	T.M.S.L.+2.1m~+1.9m (6号機: T.M.S.L.+1.9m)
最低水位	T.M.S.L.-3.1m~-2.6m (6号機: T.M.S.L.-2.7m)	T.M.S.L.-3.5m~-3.3m (6号機: T.M.S.L.-3.3m)

# 目次

---

1. 津波評価方針
2. 津波の想定及び数値シミュレーション
  - 2.1 日本海東縁部に想定される地震に伴う津波の検討（再掲）
  - 2.2 海域活断層に想定される地震に伴う津波の検討（再掲）
3. 津波に対する安全性評価
  - 3.1 津波による水位上昇及び水位低下に対する安全性
  - 3.2 取水施設の水利特性による水位変動への影響評価
4. 二次的な影響に対する評価（再掲）
5. 評価のまとめ

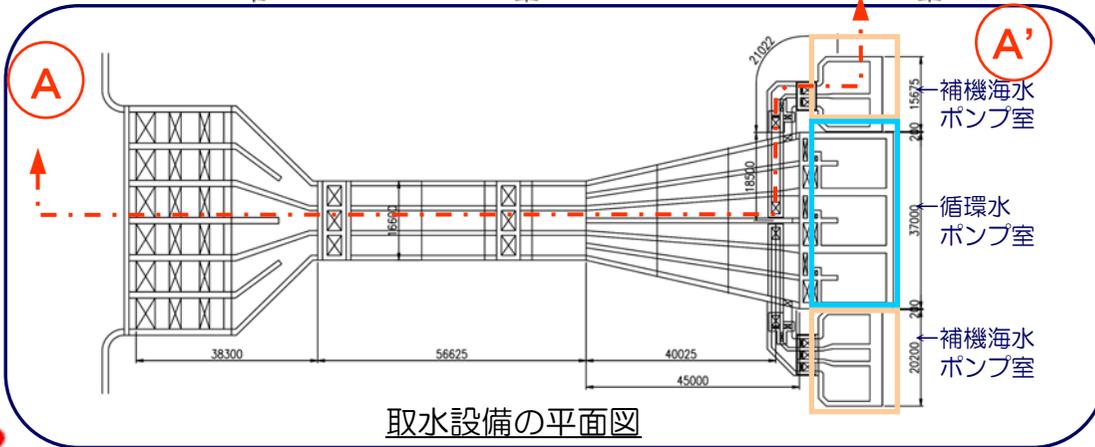
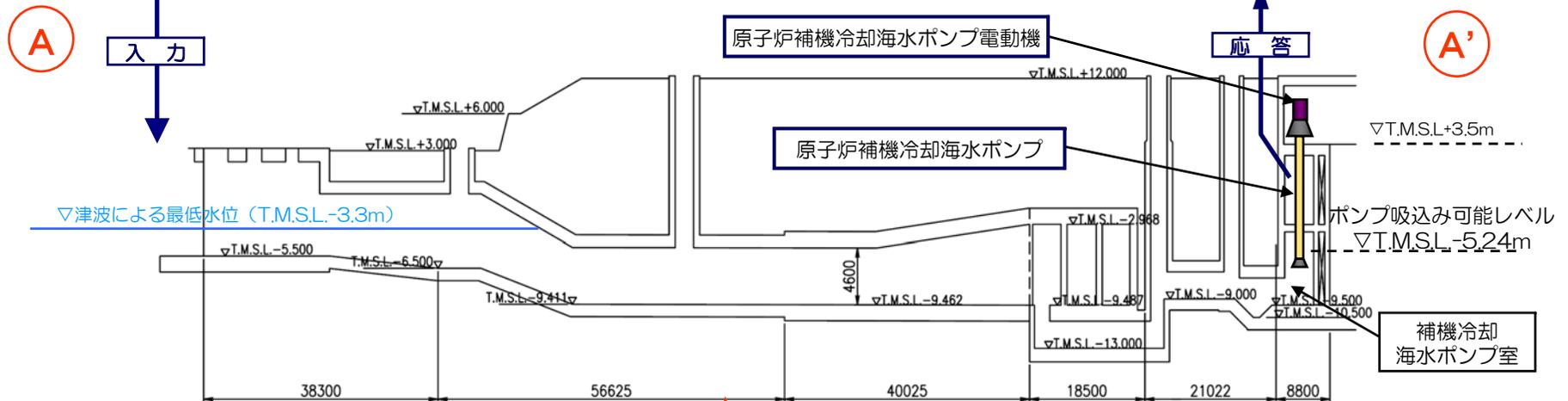
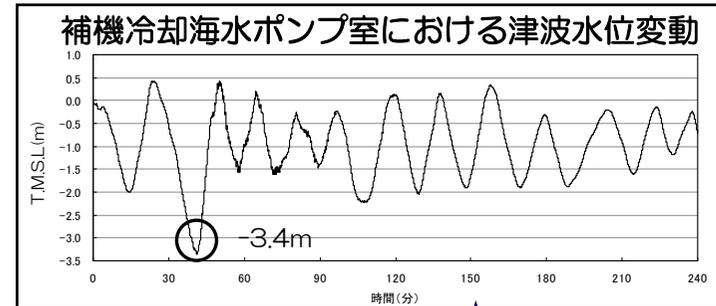
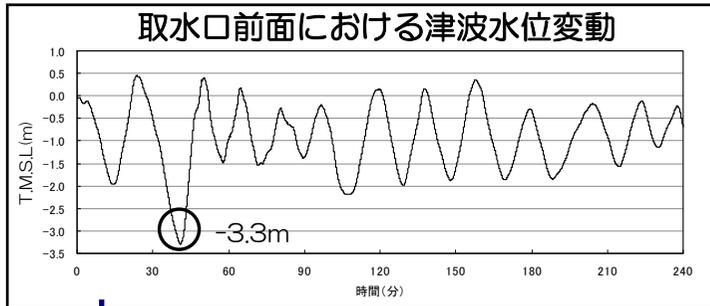
## 3.2 取水設備の水理特性による水位変動の影響評価

- 6号機の取水口前面における津波による水位時刻歴を入力値として、取水路の水理特性を考慮した応答解析を実施し、原子炉補機冷却海水ポンプの取水への影響を検討
- 対象津波は、取水口前面において最低水位を示す長岡平野西縁断層帯( $\delta = 35^\circ$ )による想定津波

### 水位変動の解析条件

項目	計算条件
計算領域	取水口～スクリーン室～取水路～取水ピット 取水路分岐～補機取水路
計算時間間隔	0.005sec
基礎方程式	非定常管路及び開水路流れの連続式及び運動方程式
取水量	循環水ポンプ(CWP)：停止 原子炉補機冷却海水ポンプ(RSW)：1,800 (m <sup>3</sup> /h/台) × 6台 タービン補機冷却海水ポンプ(TSW)：2,800 (m <sup>3</sup> /h/台) × 3台
摩擦損失係数 (マンニングの礎度係数)	マンニングの粗度係数 ( $n=0.02\text{m}^{-1/3}\text{s}$ )
局所損失係数	電力土木技術協会(1995), 千秋(1967), 及び土木学会(1999)による
貝の付着代	貝代10cmを考慮
初期水位	下降側：L.W.L.(=T.M.S.L.-0.02m)
計算時間間隔	断層変位後4時間

## 3.2 取水設備の水理特性による水位変動の影響評価



取水設備の断面図 (A-A' 断面)

海水ポンプ室内の最低水位は、  
T.M.S.L.-3.4mであり、補機冷却  
海水ポンプの取水に影響はない

# 目 次

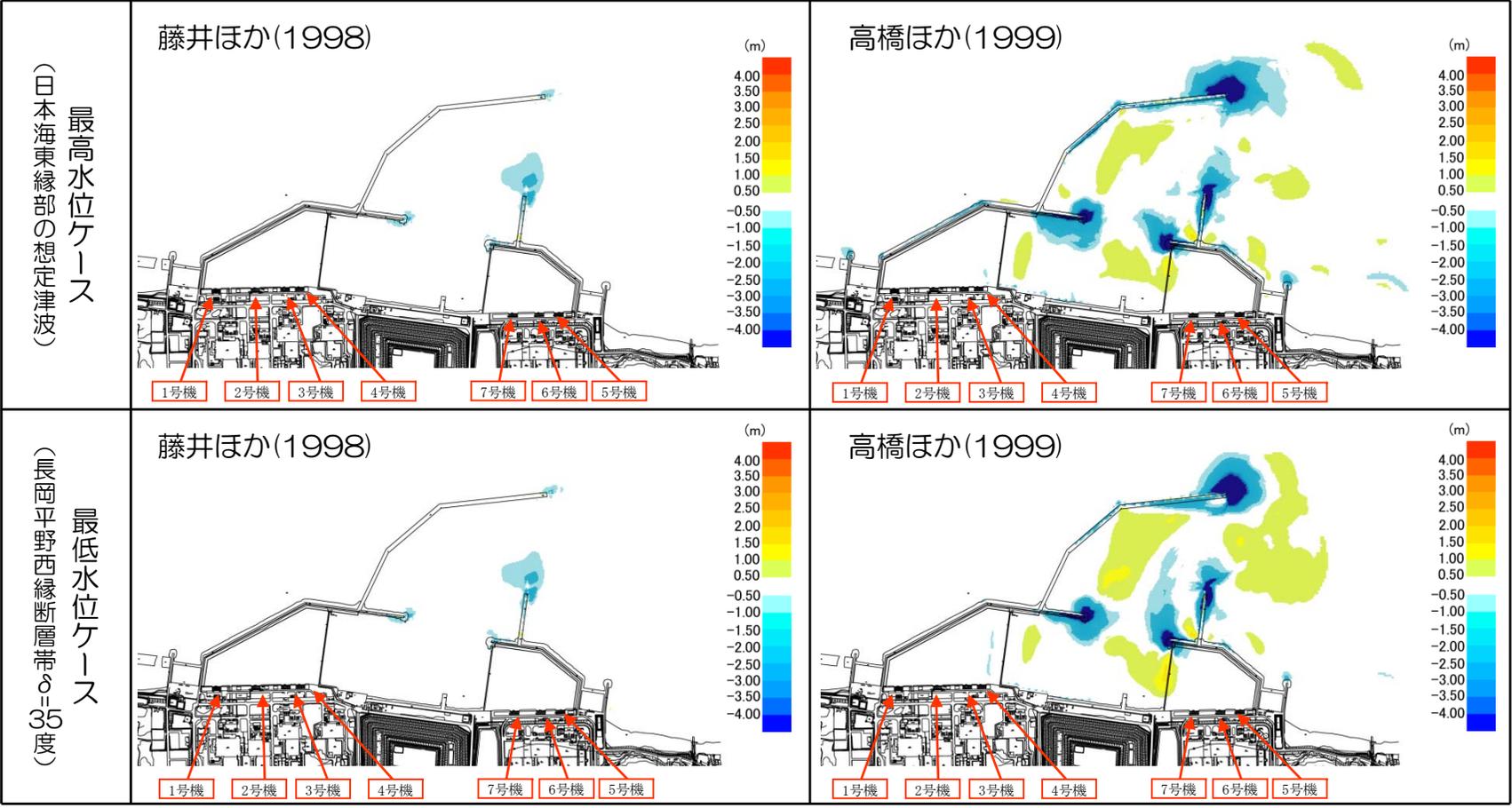
---

1. 津波評価方針
2. 津波の想定及び数値シミュレーション
  - 2.1 日本海東縁部に想定される地震に伴う津波の検討（再掲）
  - 2.2 海域活断層に想定される地震に伴う津波の検討（再掲）
3. 津波に対する安全性評価
  - 3.1 津波による水位上昇及び水位低下に対する安全性
  - 3.2 取水施設の水利特性による水位変動への影響評価
4. 二次的な影響に対する評価（再掲）
5. 評価のまとめ

## 4. 二次的な影響に対する評価 (砂移動)

- 津波による砂移動の取水への影響について検討を実施
- 数値シミュレーションは、藤井ほか(1998) , 及び高橋ほか(1999)の手法による
- いずれの手法も浮遊砂濃度の上限値を1%に設定
- 対象津波は、取水口前面において最高水位を示す日本海東縁部の想定津波と、最低水位を示す長岡平野西縁断層帯( $\delta = 35^\circ$ )による想定津波

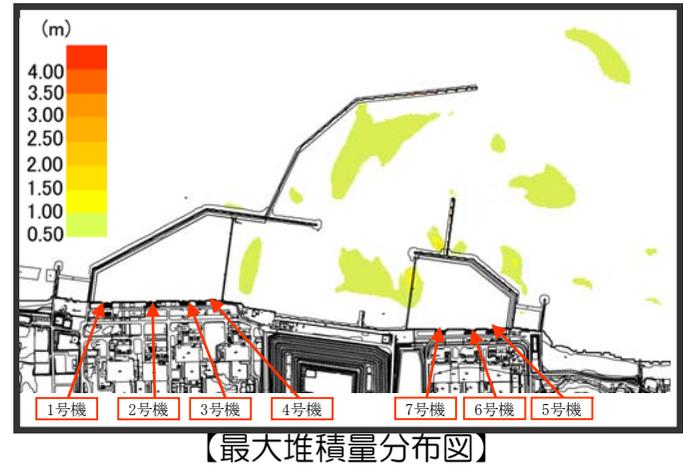
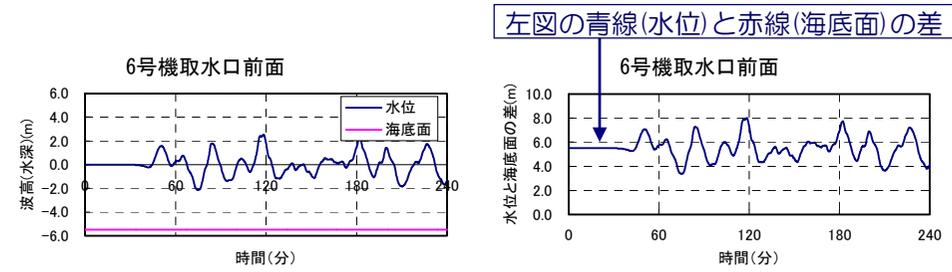
敷地周辺の海底地形変化量 (地震発生後4時間)



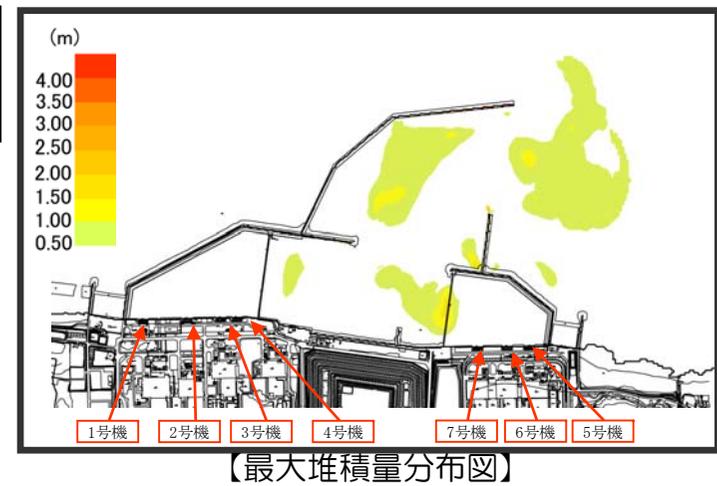
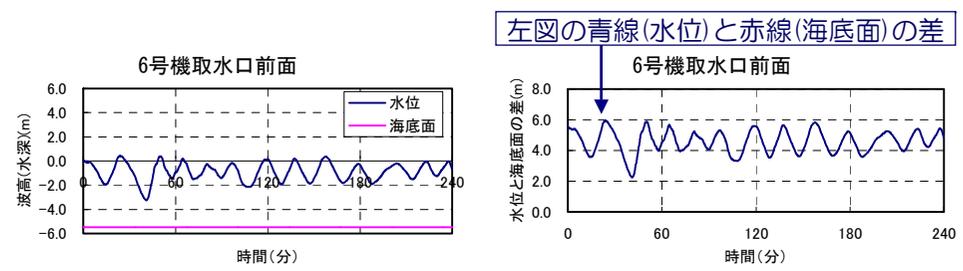
⇒取水口前面の堆砂量は最大でも約30cmであり、原子炉補機冷却海水ポンプの取水は可能

## 4. 二次的な影響に対する評価 (砂移動)

取水口前面における津波水位と海底面の変動：最高水位ケース  
 — 高橋ほか(1999)のモデル,  $C_{max}=1.0\%$  —



取水口前面における津波水位と海底面の変動：最低水位ケース  
 — 高橋ほか(1999)のモデル,  $C_{max}=1.0\%$  —



⇒取水口前面では常に水深が3m程度以上確保されており、取水への影響はない

# 目次

---

1. 津波評価方針
2. 津波の想定及び数値シミュレーション
  - 2.1 日本海東縁部に想定される地震に伴う津波の検討（再掲）
  - 2.2 海域活断層に想定される地震に伴う津波の検討（再掲）
3. 津波に対する安全性評価
  - 3.1 津波による上昇水位及び下降水位に対する安全性
  - 3.2 取水施設の水利特性による水位変動への影響評価
4. 二次的な影響に対する評価（再掲）
5. 評価のまとめ

## 5. 評価のまとめ

---

想定津波による上昇水位，及び下降水位に対して検討し，柏崎刈羽原子力発電所6号機の安全性に問題とならないことを確認した（第22回合同WGにてご説明済み）。また，取水設備については，水理特性による水位変動への影響も検討し，原子炉施設の安全性に問題とならないことを確認した。

## 参考文献

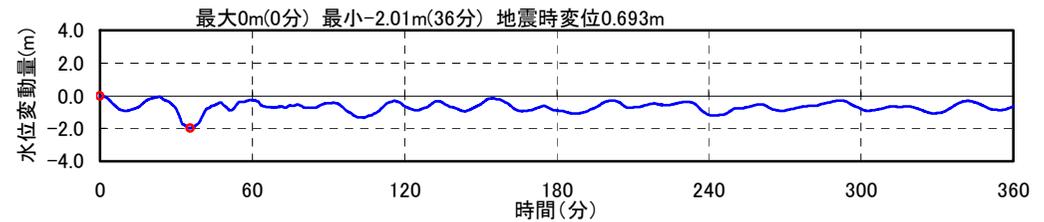
- 土木学会原子力土木委員会津波評価部会(2002)：原子力発電所の津波評価技術 平成14年2月, 321p
- 後藤智明・小川由信(1982)：Leap-frog法を用いた津波の数値計算法, 東北大学工学部土木工学科資料, 52p
- 小谷美佐・今村文彦・首藤伸夫(1998)：GISを利用した津波遡上計算と被害推定法, 第45回海岸工学講演会論文集, pp.356-360
- 本間仁(1940)：低溢流堰堤の流量係数, 土木学会誌, 第26巻, 第6号, pp.635-645., 第9号, pp.849-862
- 相田勇(1977)：三陸沖の古い津波のシミュレーション, 東京大学地震研究所彙報, Vol.52,pp71-101
- Mansinha,L.and D.E.Smylie(1971)：The displacement field of inclined faults, Bulletin of the Seismological Society of America,Vol.61,No.5,pp.1433-1440
- 長谷川賢一・鈴木孝夫・稲垣和男・首藤伸夫(1987)：津波の数値実験における格子間隔と時間積分間隔に関する研究, 土木学会論文集, No.381/II-7, pp.111-120
- 宇佐美龍夫(2003)：最新版 日本被害地震総覧 [416] -2001, 東京大学出版会, 605p
- 羽鳥徳太郎(1994)：歴史津波一危険度の地域性, 地震工学振興会ニュース, No.135,pp.5-9
- 相田勇(1984)：1983年日本海中部地震の波源数値モデル, 東京大学地震研究所彙報, Vol.59,pp93-104
- 相田勇・梶浦欣二郎・羽鳥徳太郎・桃井高夫(1964)：1964年6月16日新潟地震にともなう津波の調査, 東京大学地震研究所彙報, 第42冊第4号,pp741-780
- 土木学会新潟震災調査委員会(1966)：昭和39年新潟地震震害調査報告
- 首藤伸夫・卯花政孝(1984)：1983年日本海中部地震津波の痕跡高, 東北大学工学部津波防災実験所研究報告, 第1号
- 気象庁(1984)：昭和58年(1983年)日本海中部地震調査報告-災害時自然現象報告書-気象庁技術報告第106号, 254p
- 土木学会日本海中部地震震害調査委員会編(1986)：1983年日本海中部地震侵害調査報告書, 土木学会, pp.903
- 羽鳥徳太郎(1984)：日本海の歴史津波, 月刊海洋科学, Vol.16,No.9,pp.538-545
- 首藤伸夫・明田定満・郡司嘉宣・松富秀夫(1997)：4.津波, 1993年北海道南西沖地震の新潟県における浸水高の分布, 東京大学研究所彙報, Vol.69, pp59-175
- 地震調査研究推進本部 地震調査委員会(2003)：日本海東縁部の地震活動の長期評価
- 電力土木技術協会(1995)：火力・原子力発電所土木構造物の設計一補強改訂版一
- 千秋信一(1967)：発電水力演習
- 土木学会(1999)：水理公式集 [平成11年版]
- 藤井直樹・大森政則・高尾誠・金山進・大谷英夫(1998)：津波による海底地形変化に関する研究, 海岸工学論文集, 第45巻, pp.376-380
- 高橋智幸・首藤伸夫・今村文彦・浅井大輔(1999)：掃流砂層・浮遊砂層間の交換砂量を考慮した津波移動床モデルの開発, 海岸工学論文集, 第46巻, pp.606-610

# (参考) 6号機取水路の固有周期によるポンプ室水位への影響について (1)

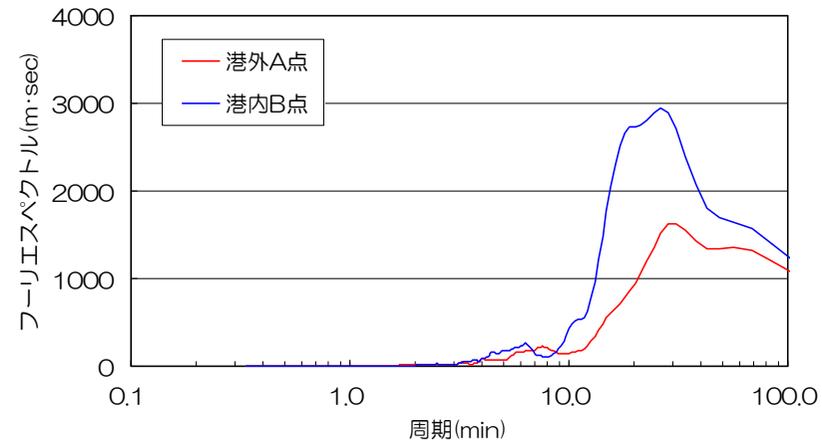
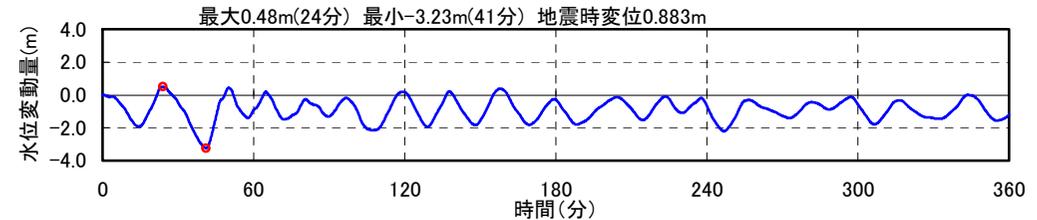
- 津波波形の代表例として、最低水位ケースの長岡平野西縁断層帯(35°)による津波波形とフーリエスペクトルを以下に示す。
- 津波の主要な周期は約10数分～約30分である。



港外 (A点) の水位波形



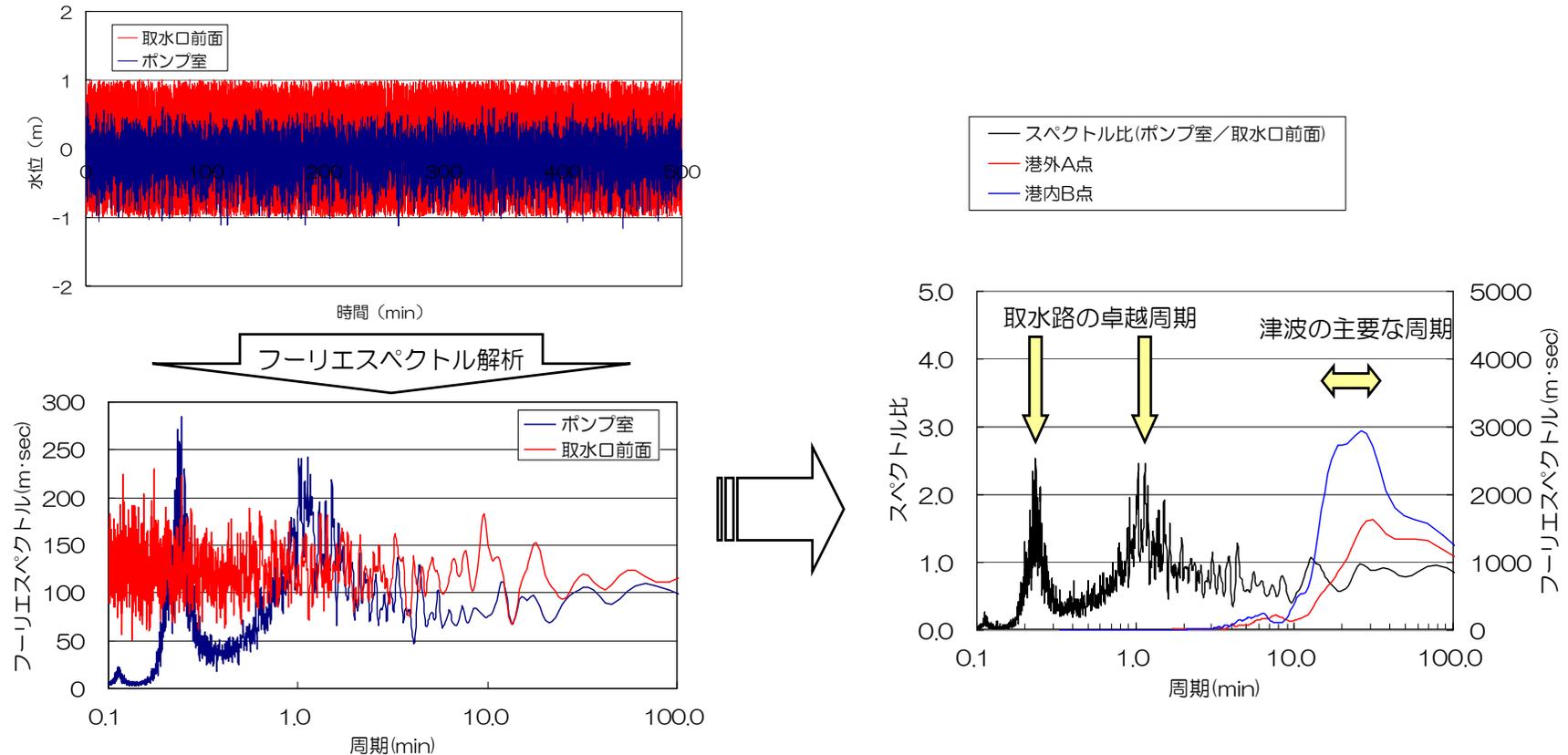
港内 (B点) の水位波形



## (参考) 6号機取水路の固有周期によるポンプ室水位への影響について (2)

- 6号機取水路の周期特性を調べるため、各周期帯で概ね一様なエネルギーを持つ擬似水位波形を作成して取水口前面の入力値とし、取水路内の応答計算を実施した。
- 取水口前面とポンプ室それぞれの水位波形をフーリエスペクトル解析し、両者の比を取った結果によると、取水路には0.2分付近及び1分付近に卓越周期があると考えられる。
- 一方、津波の主要な周期は約10数分～約30分であり、取水路の卓越周期とは一致しないことから、取水路の周期特性による水位増幅への影響はないものと考えられる。

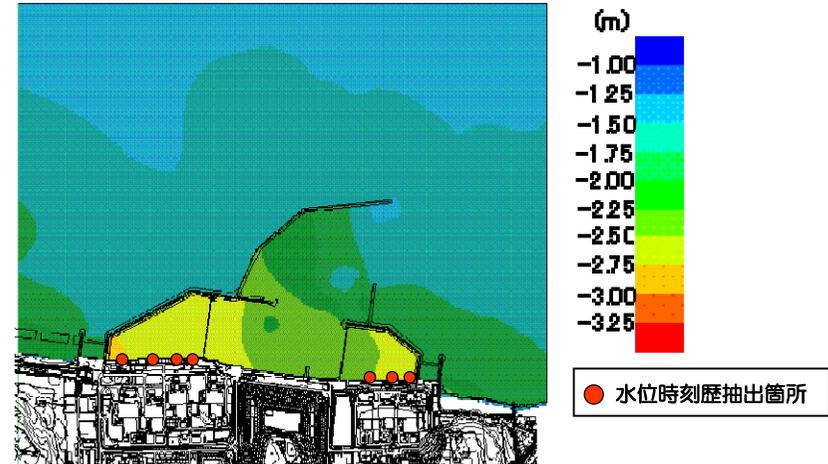
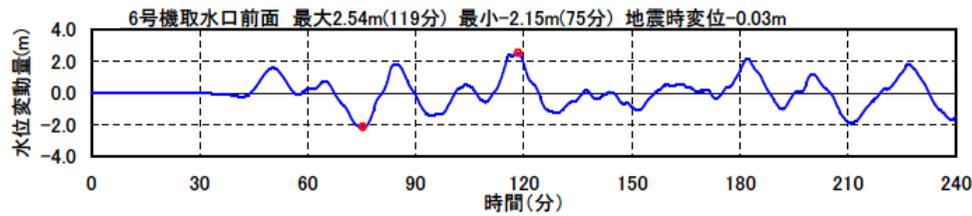
【6号機取水口前面の擬似水位波形とポンプ室の応答波形】



# (参考) 取水口前面における水位時刻歴

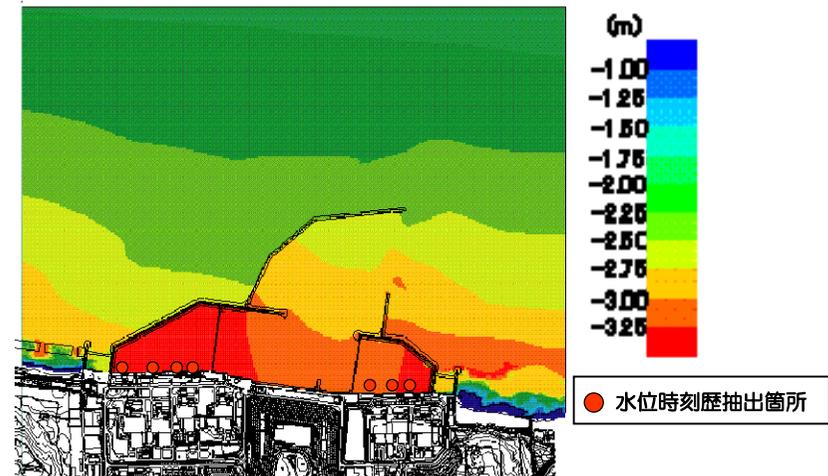
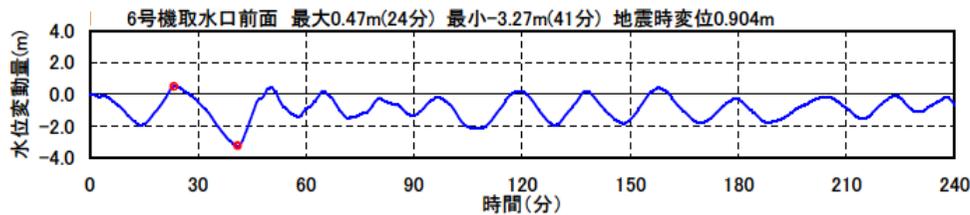
(再掲・再構成)  
 合同W24-1-3 P32, P33

最高水位ケースの取水口前面の水位時刻歴※  
 — 日本海東縁部の想定津波 —



最大水位上昇量分布図

最低水位ケースの取水口前面の水位時刻歴※  
 — 長岡平野断層帯( $\delta=35^\circ$ )による想定津波 —



最大水位下降量分布図

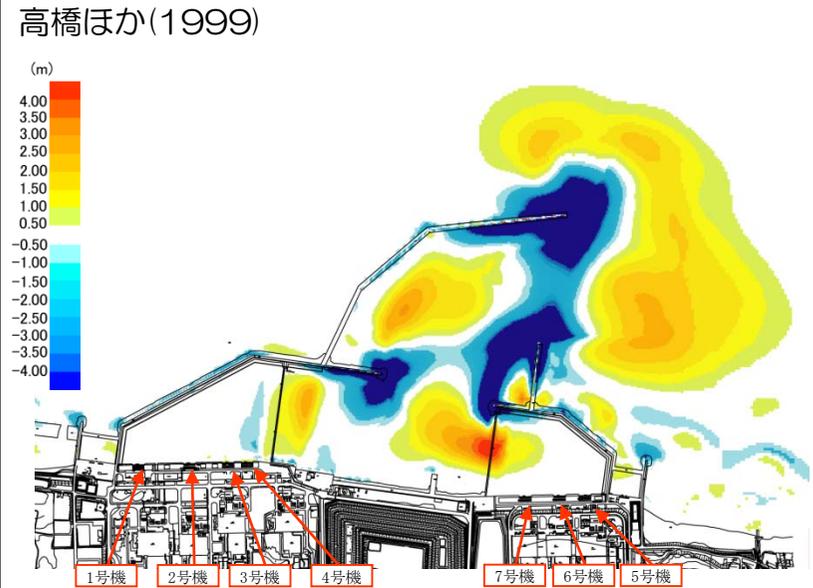
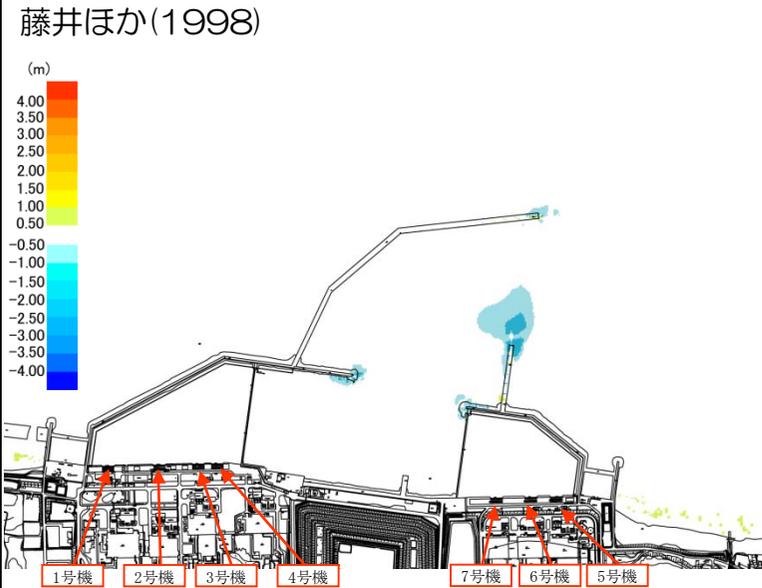
※期望平均潮位，地震時変位（地震時の地盤変動量）を除いた値

# (参考) 砂移動に係る検討 (浮遊砂上限濃度=5%)

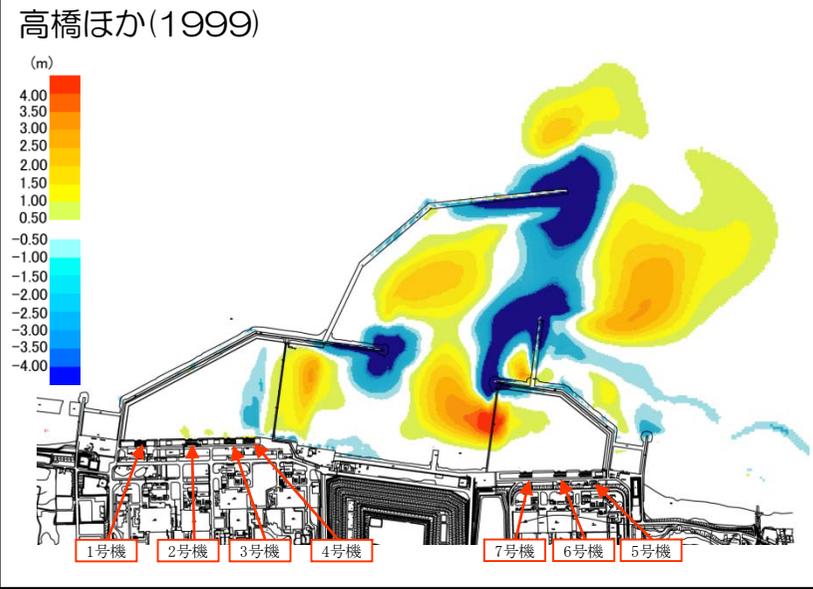
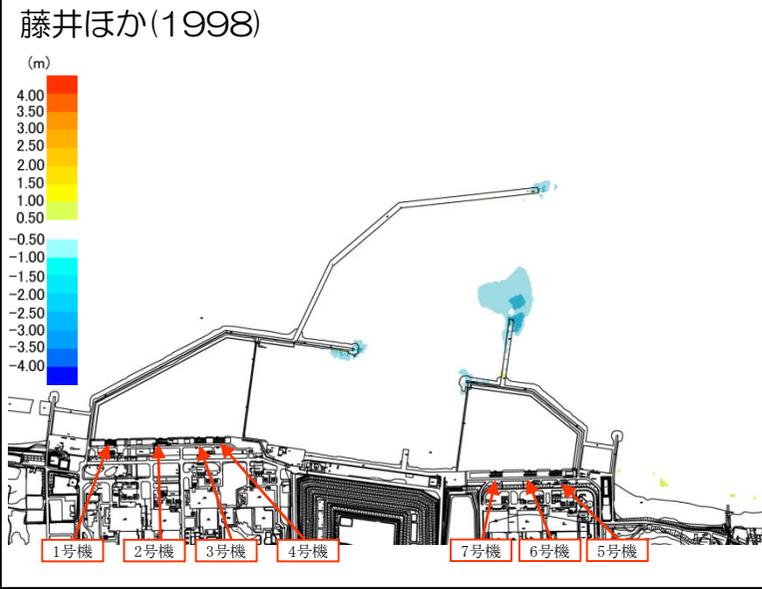
(再掲)  
 合同W23-2-1 P36

敷地周辺の海底地形変化量 (地震発生後4時間)

（日本海東縁部の想定津波）  
 最高水位ケース



（長岡平野西縁断層帯δ=35度）  
 最低水位ケース



# (参考) 砂移動に係る検討 (浮遊砂上限濃度=5%)

(再掲・再構成)  
合同W23-2-1 P38

取水口前面における津波水位と海底面の変動：最低水位ケース  
(高橋ほか(1999)のモデル)

