

## 東海第二発電所 原子炉建屋地下排水設備の信頼性向上について

### 1. 概要

東海第二発電所の原子炉建屋地下排水設備（以下、「排水設備」という。）は、地下水位上昇に伴う浮力及び水圧による原子炉建屋への影響を抑制するために設置する設備である。これにより、原子炉建屋周辺の地下水位を原子炉建屋基礎盤の下端レベル以深に維持している。

ここで、排水設備が機能喪失し、地下水位が地表面まで上昇することを想定しても、原子炉建屋の健全性は維持され安全上の影響は生じない。一方、地下水位上昇と地震の組合せを想定すると、原子炉建屋の支持機能が担保できない状態となり、安全上の影響が生じる（添付1）。

このため、信頼性向上の観点から、常設の排水設備の耐震性向上（S<sub>s</sub>機能維持）及び非常用電源接続等の対策を採ることとし、地震時の原子炉建屋の健全性に影響を及ぼさない水位として基礎盤下端レベル以深で地下水位を管理する。

### 2. 排水設備の信頼性向上対策について

排水設備には、止水壁内の地下水を集水する機能及び集水した地下水を排水する排水機能があり、これら機能により地下水位の管理を行う。

地下水の排水がない場合、地下水位が管理上限に至るまでの余裕時間は30日以上と評価している（添付2）。このため、地下水位の管理は、資機材を利用した運用で対応できるものと考えられるが、より高い信頼性を確保するため、常設設備による対応を採ることとする。

また、信頼性向上に係る対応においては、地震時及び外部電源喪失時を考慮し、以下の対策を採ることとする。（添付3、添付4）

- (1) 排水設備及び地下水位検知設備の耐震性確保及び非常用電源接続
- (2) 排水設備の作動状況に係る検知性向上

以上

## 原子炉建屋への地下水位の影響

## 1. 概要

原子炉建屋の周辺には，地下水位低減を目的としたサブドレン設備が設置されている。水位 EL. -15.2m で排水ポンプが起動する設定となっており，原子炉建屋周辺の地下水位は，通常において EL. -15.2m 以下となっている。

本検討では，地震時のポンプの故障等により排水されなくなった場合に，浮力及び水圧が原子炉建屋に与える影響について検討する。浮力及び水圧の影響を受ける部位は地下部分であるため，検討対象は地下外壁及び原子炉建屋基礎盤（以下「基礎盤」という）とする。

## 2. 常時荷重に対する検討

## 2.1 検討方針

ポンプの故障等により排水されなくなった場合の保守的な評価として，地表面まで水位が上昇すると仮定し影響評価を実施する。

影響評価は，地下水位の上昇に伴う浮力及び水圧の影響を考慮した応力解析に基づく各部応力が長期許容応力度以下となることを確認する。

## 2.2 地下外壁への影響検討

## (a) 許容限界

許容限界は長期許容応力度とする。コンクリートの長期許容応力度を表 2-1 及び表 2-2 に示す。

表 2-1 コンクリートの長期許容応力度

Fc (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮 (N/mm <sup>2</sup> )	せん断 (N/mm <sup>2</sup> )
22.1	7.36	0.711

表 2-2 鉄筋の長期許容応力度

引張及び圧縮 (N/mm <sup>2</sup> )	せん断補強 (N/mm <sup>2</sup> )
SD345* <sup>1</sup>	SD345* <sup>1</sup>
215 (195* <sup>2</sup> )	195

注記 \*1：建設当時の鉄筋の種類は SD35 であるが現在の規格（SD345）に読み替えた許容応力度を示す。

\*2：D29 以上の太さの鉄筋に対しては（ ）内の数値とする。

(b) 検討用荷重

地下外壁側面に考慮する水圧を図 2-1 に示す。地下外壁に取り付く床による外壁の拘束条件の違いから、外壁を 3 タイプに分類して静止土圧及び地下水圧による荷重を算定する。地下外壁の分類を図 2-2 に示す。静止土圧及び地下水圧を考慮した際に外壁に生じる端部モーメント、中央モーメント及びせん断力を表 2-3 に示す。

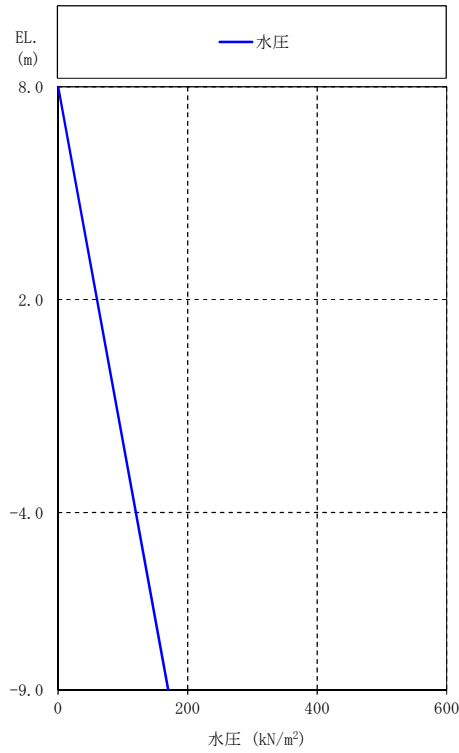


図 2-1 地下外壁側面に考慮する水圧

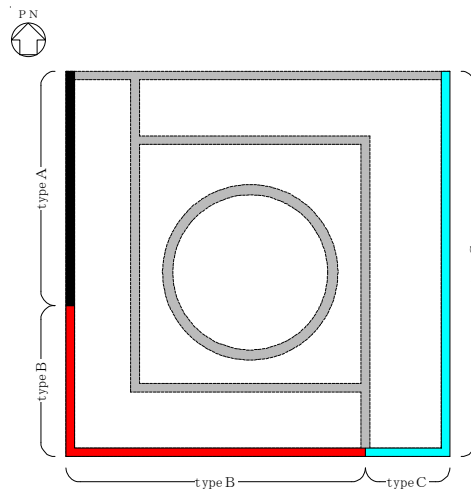


図 2-2 地下外壁の分類

表 2-3 端部モーメント, 中央モーメント及びせん断力

	壁方向	端部モーメント (kN・m/m)	中央モーメント (kN・m/m)	せん断力 (kN/m)
type A	NS 方向	751	366	704
type B	NS 方向	464	274	428
	EW 方向	464	274	428
type C	NS 方向	2006	865	1088
	EW 方向	2006	865	1088

(c) 評価結果

地下水位を地表面まで考慮した場合の外壁の評価を表 2-4 に示す。表 2-4 より、地下水位を地表面まで考慮しても発生値が許容値を超えないことを確認した。したがって、ポンプの故障等により仮に地下水位が地表面まで上昇しても、地下外壁の健全性に問題は生じない。

表 2-4 (1/3) 南側壁

部 位		type B		type C	
		端部	中央	端部	中央
厚さ t (mm) × 幅 b (mm)		1500×1000		1500×1000	
有効せい d (mm)		1440		1440	
鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	外側	14349	—	14349	—
	内側	—	9566	—	9566
土圧及 び水圧	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	464	274	2006	865
鉄筋引張応力度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )		25.7	22.7	111.0	71.8
許容値 $f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )		195	195	195	195
検定値 $\sigma_t/f_t$		0.14	0.12	0.57	0.37
発生せん断力 Q (kN)		428		1088	
せん断スパン比による 割増係数 $\alpha$		2.0		1.75	
許容値 $Q_A$ (kN)		1791		1571	
検定値 $Q/Q_A$		0.24		0.70	
判 定		可	可	可	可

表 2-4 (2/3) 西側壁

部 位		ケース 1-1			
部 位		type A		type B	
		端部	中央	端部	中央
厚さ t (mm) × 幅 b (mm)		1500 × 1000		1500 × 1000	
有効せい d (mm)		1440		1440	
鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	外側	17100	—	17100	—
	内側	—	11400	—	11400
土圧及 び水圧	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	751	366	464	274
鉄筋引張応力度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )		34.9	25.5	21.5	19.1
許容値 $f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )		195	195	195	195
検定値 $\sigma_t/f_t$		0.18	0.14	0.12	0.10
発生せん断力 Q (kN)		704		428	
せん断スパン比による 割増係数 $\alpha$		2.0		2.0	
許容値 $Q_A$ (kN)		1791		1791	
検定値 $Q/Q_A$		0.40		0.24	
判 定		可	可	可	可

表 2-4 (3/3) 東側壁

部 位		type C	
		端部	中央
厚さ t (mm) × 幅 b (mm)		1500 × 1000	
有効せい d (mm)		1440	
鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	外側	14349	—
	内側	—	9566
土圧及 び水圧	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	2006	865
鉄筋引張応力度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )		111.0	71.8
許容値 $f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )		195	195
検定値 $\sigma_t/f_t$		0.57	0.37
発生せん断力 Q (kN)		1088	
せん断スパン比による 割増係数 $\alpha$		1.75	
許容値 $Q_A$ (kN)		1571	
検定値 $Q/Q_A$		0.70	
判 定		可	可

添付 1-4

## 2.3 基礎盤への影響検討

### (a) 許容限界

許容限界は長期許容応力度とする。コンクリート及び鉄筋の長期許容応力度を表 2-1 及び表 2-2 に示す。

### (b) 検討用荷重

検討するケースは通常運転時とし、温度荷重は考慮しない。

地下水位による荷重は、基礎版底面に作用する浮力 ( $10 \text{ kN/m}^3 \times 17 \text{ m} = 170 \text{ kN/m}^3$ ) 及び側面の水圧とする。側面の水圧は、図 2-1 に示す地下外壁側面に考慮する水圧を考慮する。具体的には、表 2-3 に示す端部モーメントとせん断力を基礎盤端部に作用させる。

### (c) 検討結果

コンクリートの圧縮応力及び鉄筋の引張応力及び面外せん断応力の検定値コンターを図 2-3 に示す。なお、図 2-3 には比較のため、地下水位の上昇を考慮しない通常運転時の検定値も併せて示している。図 2-3 に示すように検定値は十分余裕があり、ポンプの故障等により仮に地下水位が地表面まで上昇しても、基礎盤の健全性に問題は生じない。

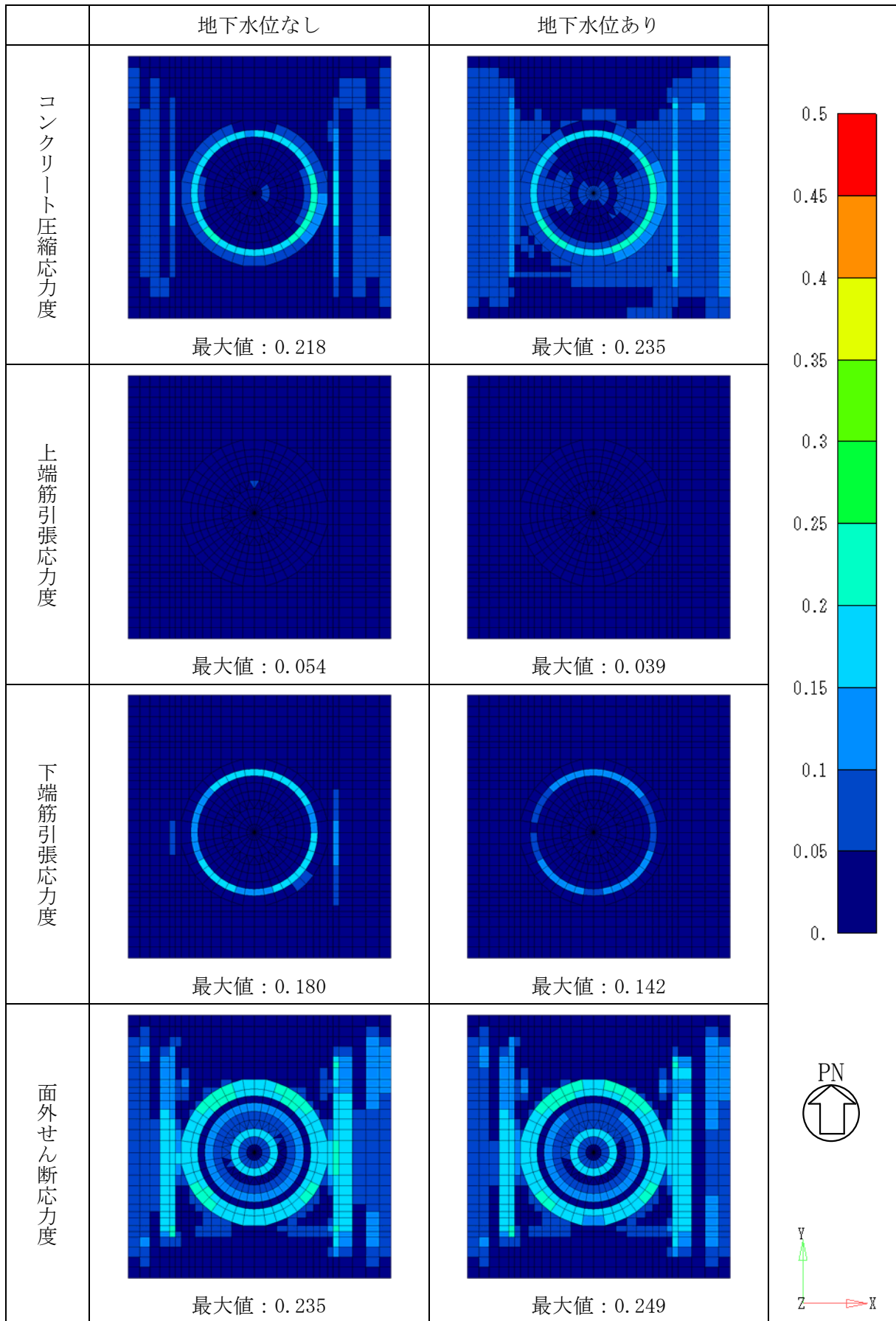


図 2-3 (1/2) 検定値コンター (X 方向または半径方向)

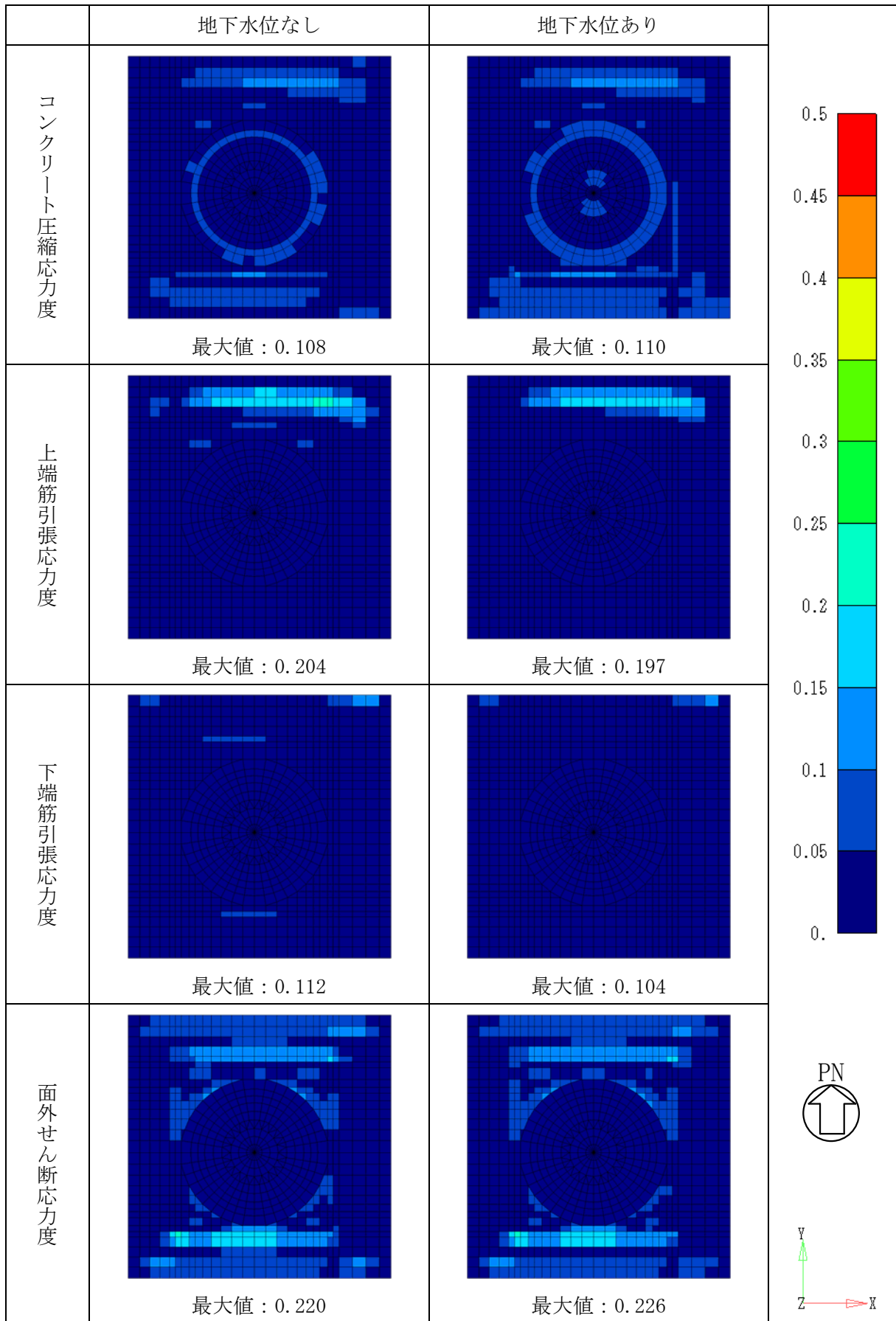


図 2-3 (2/2) 検定値コンター (Y 方向または円周方向)



### 3. 地震時荷重に対する検討

#### 3.1 検討方針

基礎盤に対して地震時及びポンプの故障等により排水されなくなった場合を同時に考慮する検討として、地震時に対し、基礎盤に影響を与えない水位について確認する。

なお、基礎盤上端の水位と Ss 地震の組合せにおいて基礎盤の耐震性が担保できない結果となったことから、基礎盤上端以浅の水位による地下外壁の検討は省略する。

#### 3.2 基礎盤への影響検討

##### (a) 検討方法

基礎盤の応力解析において、地下水位による浮力を考慮した場合の影響について確認する。

基礎盤は厚さ 5.0m の鉄筋コンクリートのスラブであり、そのレベルは、上端が EL-4.0m、下端が EL-9.0m である。

ここでは、地下水位について図 3-1 に示す 3 ケースを設定し、当該水位に相当する浮力と基準地震動 Ss による地震力を組み合わせ、応力解析を行い基礎盤の状態を確認する。

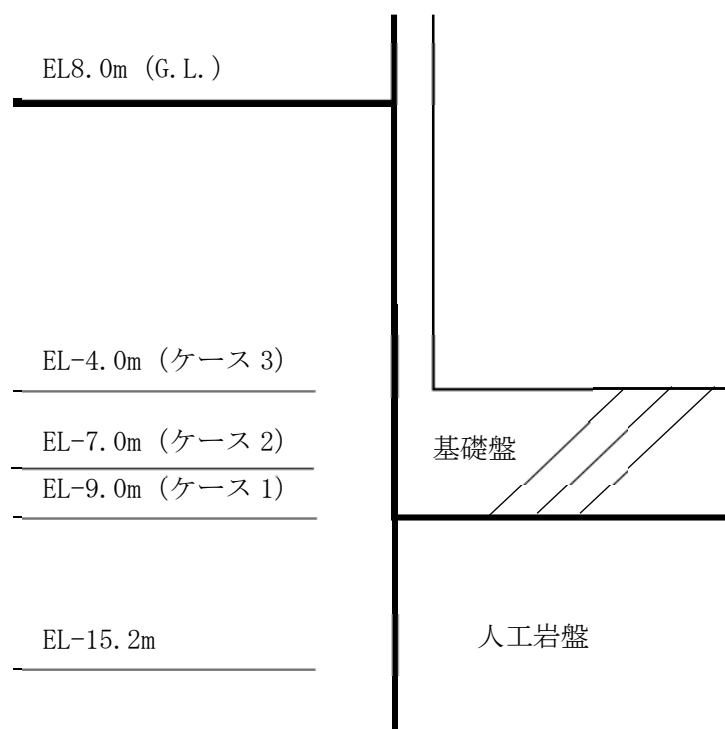


図 3-1 地下水位の設定ケース

## (b) 検討結果

評価結果として、原子炉棟基礎及び付属棟基礎のケース1～3の検定値コンターをそれぞれ表3-1～表3-3に示す。結果は、Ss地震時の水平2方向作用時の全ケースの包絡値とする。

なお、原子炉格納容器底部コンクリートマットについては、いずれのケースにおいても許容値に対して余裕があることを確認しており、ここでは記載を省略する。

ケース1 (EL-9.0m=基礎盤下端レベル) は、浮力を考慮しないレベルであり、工認での評価と同じである。

ケース2 (EL-7.0m=基礎盤下端+2.0m) では、原子炉棟基礎のシェル壁周辺及び付属棟基礎の内部ボックス壁出隅部の一部の要素において、面外せん断力の検定値が1を超えている。検定値1を超える要素が連続するシェル壁周辺部において、最も検定値の大きい要素について応力平均化の検討を図3-2に示す。応力平均化により1以下となることを確認した。なお、内部ボックス壁出隅の要素についても隣接する要素の検定値が小さいため応力平均化により1以下となる。

ケース3 (EL-9.0m=基礎盤上端レベル) では、原子炉棟基礎のシェル壁周辺の多数の要素で面外せん断力の検定値が1を超え、最大値が1.751である。検定値が1.0を超える要素が隣接していること、浮力を考慮しない場合に比べ検定比の平均で約3割程度大きくなっていること、浮力を考慮しない場合に応力平均化を行った後の検定値が0.8～0.9であることを踏まえると、地下水位を基礎上端まで考慮した場合には応力平均化を行ったとしても、許容値以下とはならないと考えられる。

## (c) まとめ

地下水位が基礎版下端より2m上昇したEL-7.0mの場合、基礎盤の応力は許容値以下となり、機能維持に問題ないことが確認できた。また、地下水位が基礎盤上端のEL-4.0mの場合、基礎盤の応力は許容値を超えるため、工認計算書と評価手法では機能維持が担保できないこととなる。

表 3-1 原子炉棟基礎及び付属棟基礎の検定値  
 (ケース 1 : 地下水位 EL-9.0m (基礎盤下端=浮力非考慮))

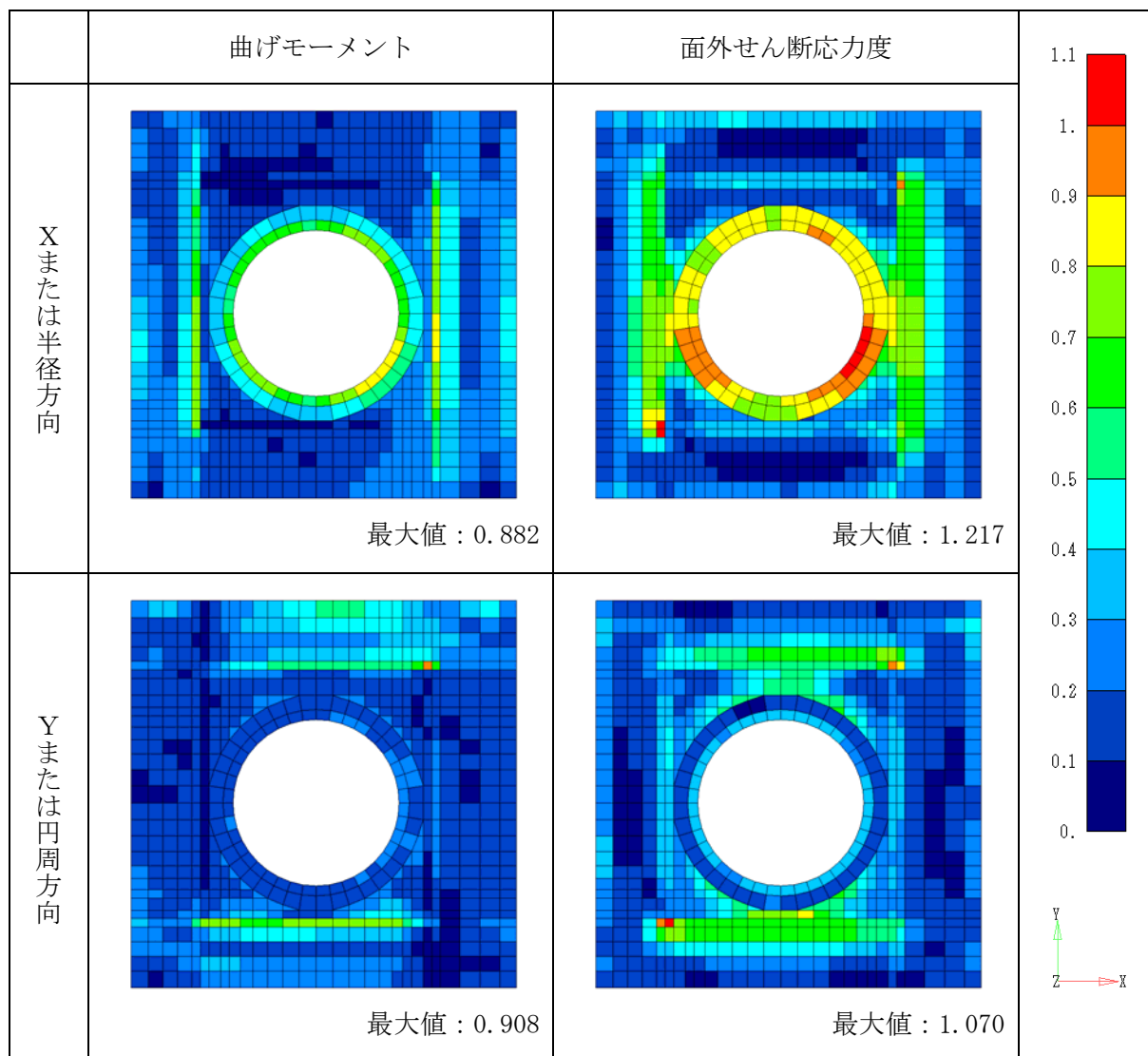


表 3-2 原子炉棟基礎及び付属棟基礎の検定値  
 (ケース 2 : 地下水位 EL-7.0m (基礎盤下端+2m))

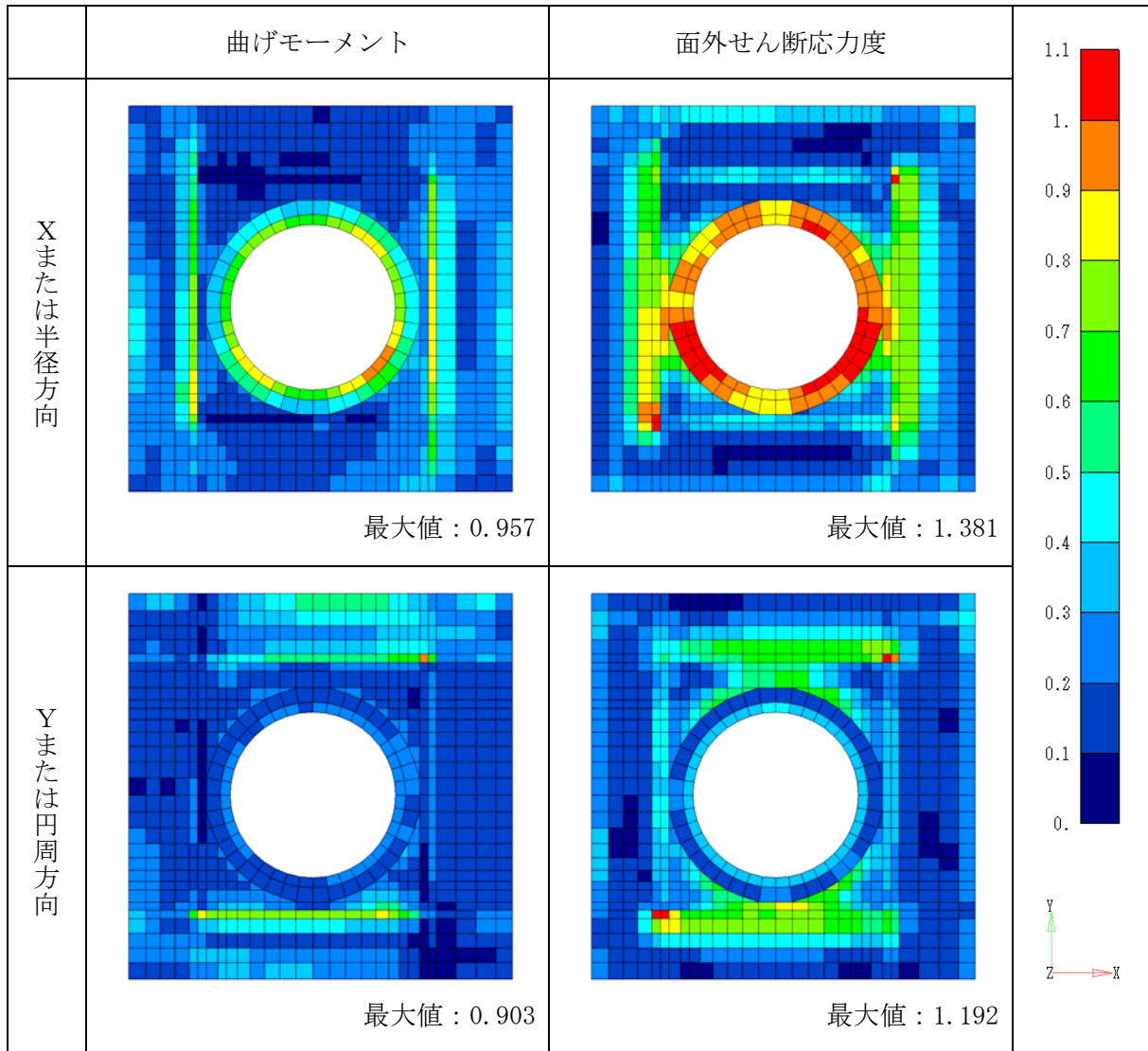
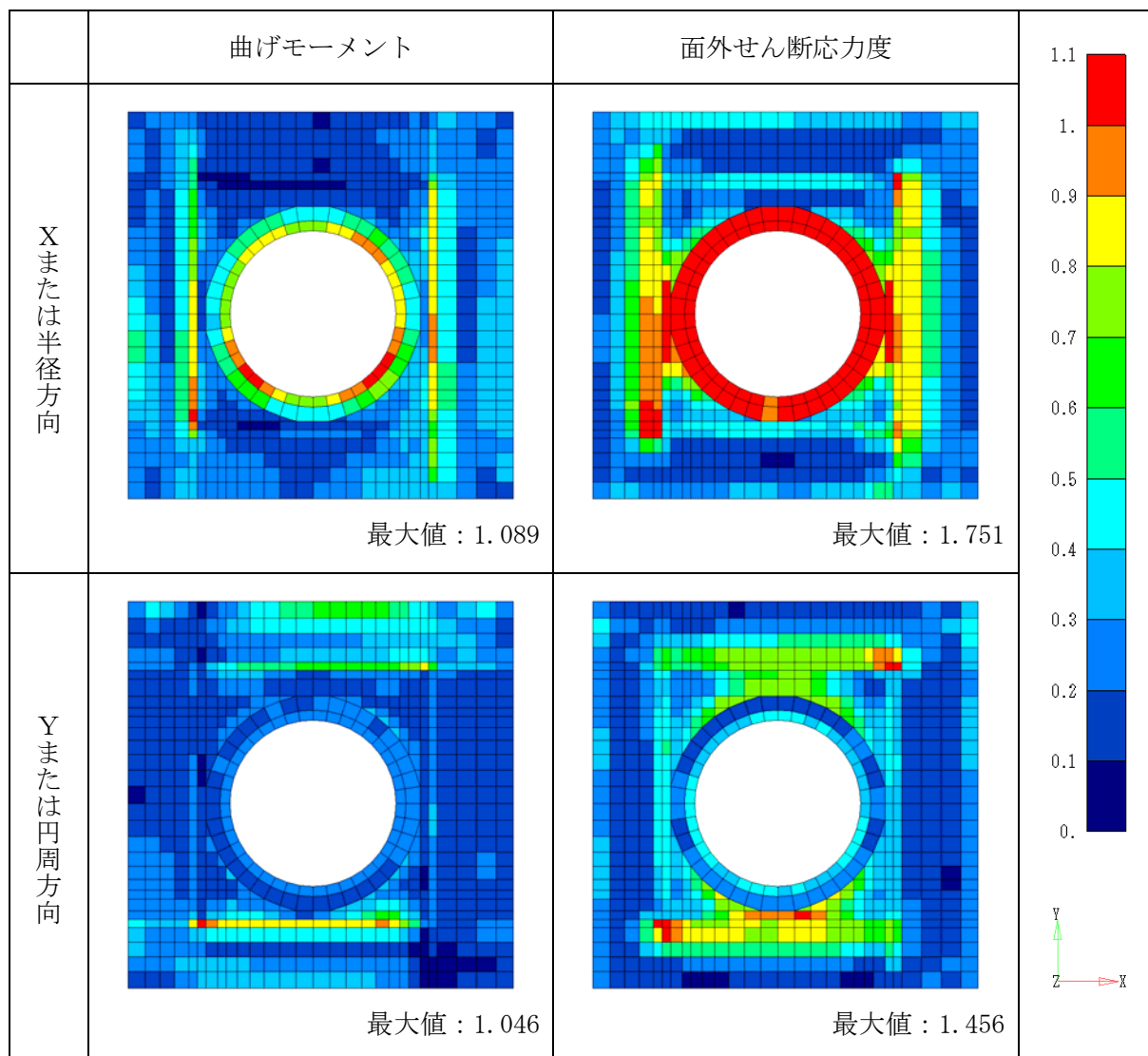
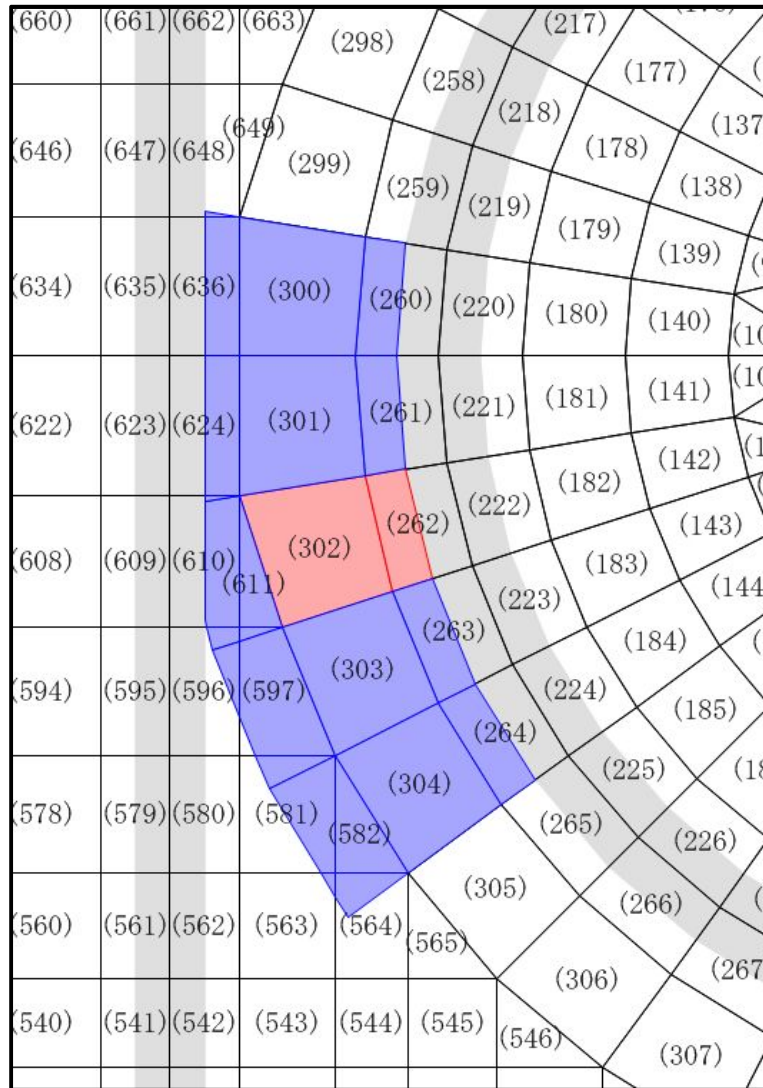


表 3-3 原子炉棟基礎及び付属棟基礎の検定値  
 (ケース 3 : 地下水位 EL-4.0m (基礎盤上端))





	せん断力 (kN/m)	検定値
平均化前	9108	1.051
平均化後	8115	0.964

図 3-2 応力平均化例 (要素番号 262 及び 302)  
(ケース 2 : 地下水位 EL-7.0m (基礎盤下端より 2m 上昇))

## 地震後の排水設備の機能に期待しない場合の止水壁内の地下水流量評価

地震後の排水設備の機能に期待しない場合の止水壁内の地下水流量及び許容水位への到達時間について検討した。

## 1. 止水壁天端標高の嵩上げ及び止水壁内外の地下水位標高の設定

止水壁の天端は、EL. +4.5mであるが、防潮堤設置後、堤内側の地下水位が変化する可能性があること、及び構造物の耐震評価の設定条件として保守的に地下水位を地表面に設定していることから、止水壁の天端を地表面（EL. +8m）まで嵩上げすることとする。

図1に止水壁の天端嵩上げ概念図を示す。

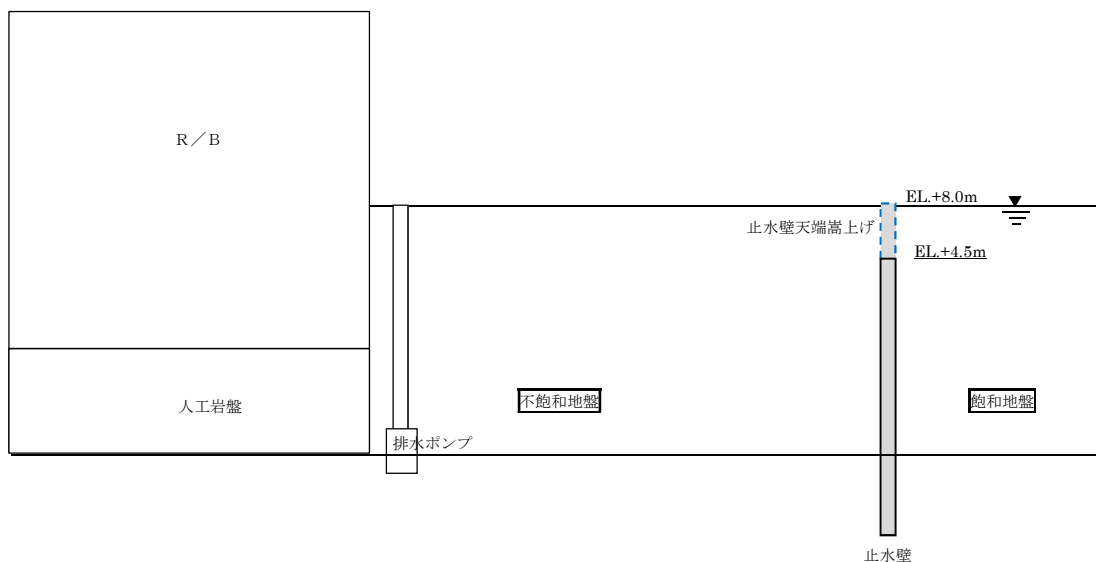


図1 止水壁の天端嵩上げ概念図

## 2. 地震後の排水設備の機能に期待しない場合における止水壁内の許容地下水位到達までの時間評価

### (1) 止水壁の地震時損傷状況の設定

#### 1) 検討内容

止水壁を非線形の梁でモデル化し応答変位法を実施した。止水壁のモデル化位置は図2に示すように岩盤が深い位置（壁高が高い位置）及び浅い位置（壁高が小さい位置）とした。

応答変位法に入力する変位量は、近傍の地層モデルによる1次元有効応力解析により求め、第四系は敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化特性により強制的に液状化させることを仮定し、止水壁に作用する土圧を保守的に設定した。

1次元有効応力解析より算定した各要素の平均有効主応力 $\sigma'_m$ 及びせん断ひずみ $\gamma$ を用い「道路橋示方書・同解説IV下部構造編（日本道路協会、平成14年3月）」に基づき地盤ばねのばね定数及び反力上限値を設定した。

応答変位法のモデルを図3に示す。なお、地盤変位は止水壁のRC部材の下端位置に対する上端位置の最大相対変位発生時刻及び最大せん断ひずみ発生時刻に着目して抽出した。

応答変位法により算定した止水壁の断面力図を図4に示す。



図2 止水壁のモデル化位置

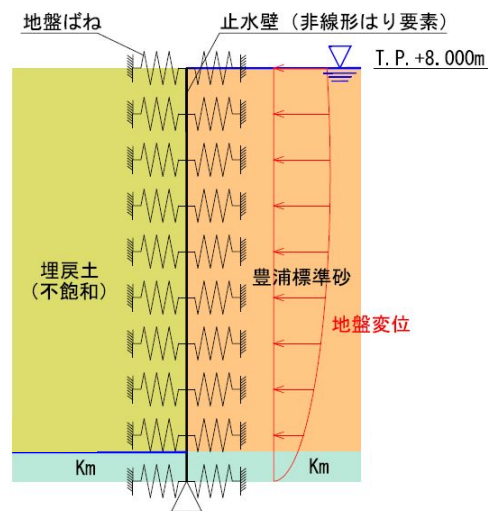


図3 応答変位法解析モデル図



追而

図4 (1) 応答変位法により算定した止水壁の断面力図  
【止水壁下端が最も浅い位置 (EL. -19m)】

追而

図4 (2) 応答変位法により算定した止水壁の断面力図  
【止水壁下端が最も深い位置 (EL. -37m)】

## 2) 止水壁のひび割れ幅の設定

応答変位法で抽出した最大断面力を用いて、RC断面計算により止水壁の鉄筋に発生する引張応力度を算出し、止水壁の損傷を仮定する際に考慮する。

ひび割れ幅の算定は、「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】(土木学会, 2002年)に基づき行った。その結果、ひび割れは1.5mm(暫定)と算定された。

(2) 地下水浸透流解析

1) 解析モデル

解析モデルを図5に示す（ダルシー則に基づく1次元定常浸透流地盤モデル）。

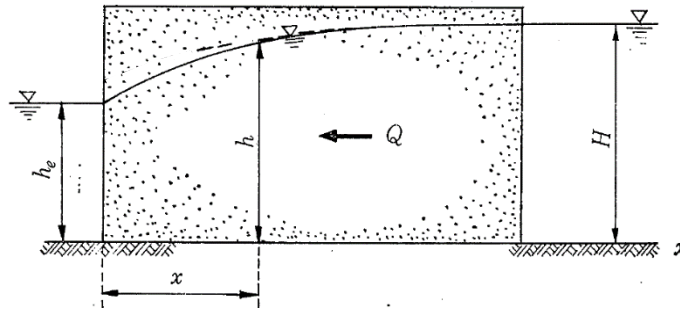


図5 一次元定常浸透流地盤モデル

$$Q = \kappa \times h \times \frac{dh}{dx} = \frac{\kappa}{2 \times L} (H^2 - h_e^2)$$

ここに、 $Q$ ：流量（ $m^3/日$ ）， $\kappa$ ：透水係数（ $m/日$ ）， $H$ ：地下水位（ $m$ ）

2) 解析用物性値

解析に用いた物性値を表1に示す。

表1 地下水浸透流解析に用いた物性値

物性値	設定値	設定内容
土層の透水係数 (飽和地盤) $\kappa_{sat}$	$3.23 \times 10^{-2}$ cm/s	東海第二発電所の止水壁近傍の地層は埋戻土（f1層）であるが、保守的な評価とするため、地盤の透水性に影響を及ぼす粒度試験結果のD10（通過質量百分率10%の粒径）又はD20（通過百分率20%時の粒径）が小さく、細粒分含有率も少ない砂層（du層）の揚水試験結果を用いる。
土層の透水係数 (不飽和地盤) $\kappa_{unsat}$	$\kappa_{sat} \times 0.1$ $= 3.23 \times 10^{-3}$ cm/s	東海第二発電所敷地内の砂層（du層）の飽和・不飽和透水試験結果では、不飽和地盤の透水係数と飽和地盤の透水係数の比（ $\kappa_{unsat} / \kappa_{sat}$ ）は0.003~0.07であることから、保守的な評価とするため0.1を用いる。
土層の間隙率	0.30	東海第二発電所敷地内の砂層（du層）の間隙率は0.30~0.32の範囲であることから、保守的な評価とするため0.30を用いる。
止水壁の透水係数	$1.98 \times 10^{-6}$ cm/s	止水壁内の排水設備の排水記録から算定した透水係数（日最大排水量約230 $m^3/日$ が、止水壁外から内側に浸透したと仮定した場合の透水係数。参考資料参照）。 なお、止水壁の貫通ひび割れを仮定した貫通ひび割れ部の透水係数は、周辺地盤の土粒子に埋もれることを仮定し、ひび割れ幅範囲に砂（du層）の透水係数を用いる。
止水壁から原子炉 までの到達距離	44m	止水壁内部の地下水流域とR/B領域の面積と同様な円状の半径（等価半径距離）を用いる。

### 3) 評価結果

原地盤の調査結果から得られた止水壁内の観測地下水流量を再現計算することにより、透水係数を同定し、止水壁外の水位を地表面と仮定した場合における止水壁内の地下水位の変化量及びこれに関する経過日数を推定した。その際、止水壁内は不飽和であること及び止水壁内の水位の変化に応じて止水壁内外の水頭差が減少して行くことを考慮する。

図6に検討概念図を、表2に止水壁内の地下水流量及びR/B基礎盤下端まで上昇する時間を算定した結果を示す。なお、 $S_s$ 地震時に仮定したひび割れ幅については、算定の結果1.5mmのひび割れであり、このひび割れ幅が止水壁全周にわたって存在する状況はないと考えられるが、保守的な評価を行うため止水壁全周にわたって幅1.5mmの貫通ひび割れを仮定した。

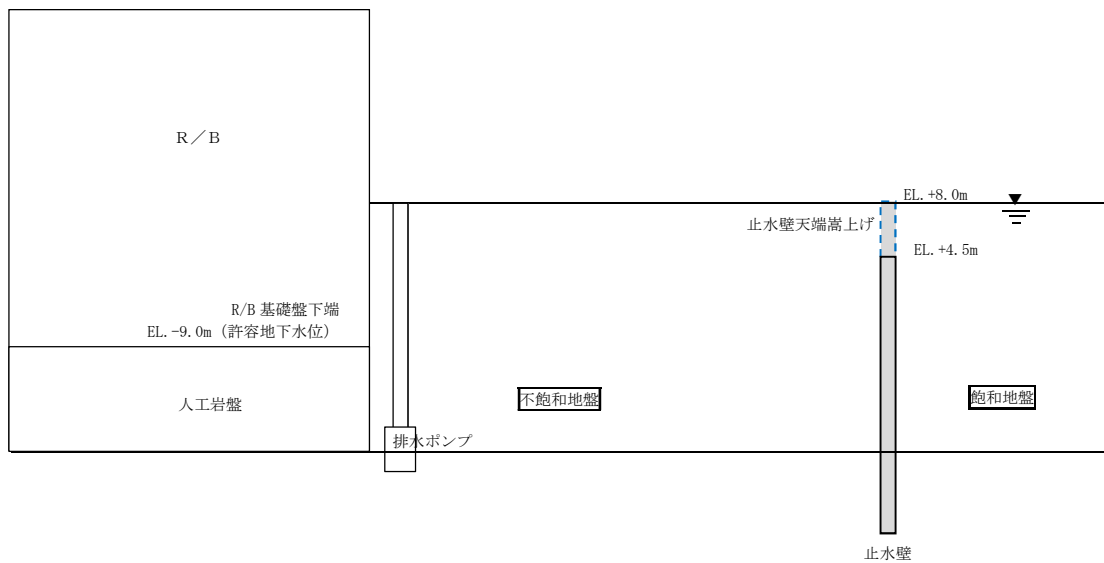


図6 検討概念図

表2 地震後の排水設備の機能に期待しない場合の止水壁内の地下水流量及び許容水位到達までの時間算定結果表

想定貫通ひび割れ幅 (mm)	R/B 基礎盤下端まで上昇する時間 (日)	止水壁内への最大地下水流量 (m <sup>3</sup> /日)	備考
0.0mm	81日	395m <sup>3</sup> /日	<ul style="list-style-type: none"> <li>・現状、排水設備は2系統設置されている。</li> <li>・R/B 基礎盤下端標高はEL. -9.0m</li> </ul>
1.5mm (暫定)	61日 (暫定)	415m <sup>3</sup> /日 (暫定)	

## 止水壁の透水係数の設定について

止水壁の透水係数については、止水壁内の排水設備による最大地下水排水量が止水壁外側から内側に浸透したと仮定して求めた。

## 1. 排水設備による地下水排水量

2014年6月1日～2015年5月30日の1年間における排水設備による地下水排水量と同時期における降雨量を図1に示す。

排水設備による最大地下水排水量は、約230m<sup>3</sup>/日である。

なお、排水設備による地下水排水量は、降雨による止水壁内側の雨水を排水しているものがほとんどであり、実質、止水壁を通過しているものはほとんどなく、止水壁の実際の透水係数は前述の $1.98 \times 10^{-6} \text{cm/s}$ より十分に小さく、止水壁の止水機能は健全な状態が維持されているものと考えられる。

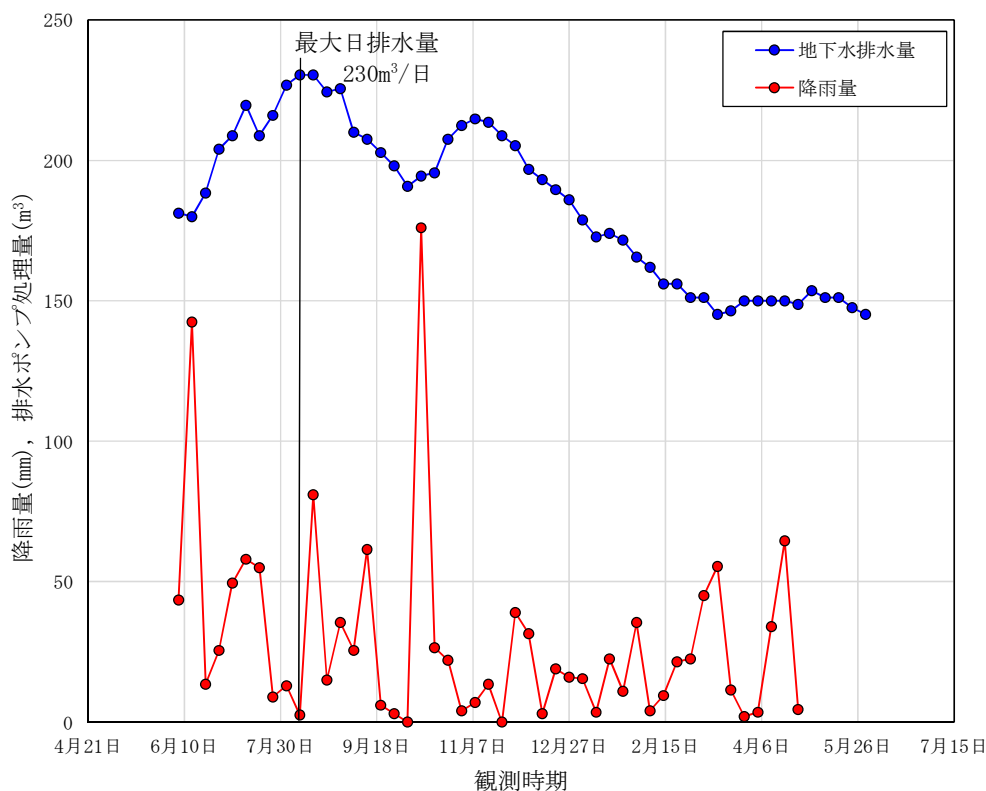


図1 排水設備による地下水排水量及び降雨量

## 2. 止水壁の透水係数

止水壁の透水係数は、排水設備による最大地下水排水量 ( $Q=230\text{m}^3/\text{日}$ ) と止水壁外側の地下水水位を用いて算定した。

$$\kappa_{con} = \frac{Q \times 2 \times L}{(H^2 - h_e^2)}$$

ここに,

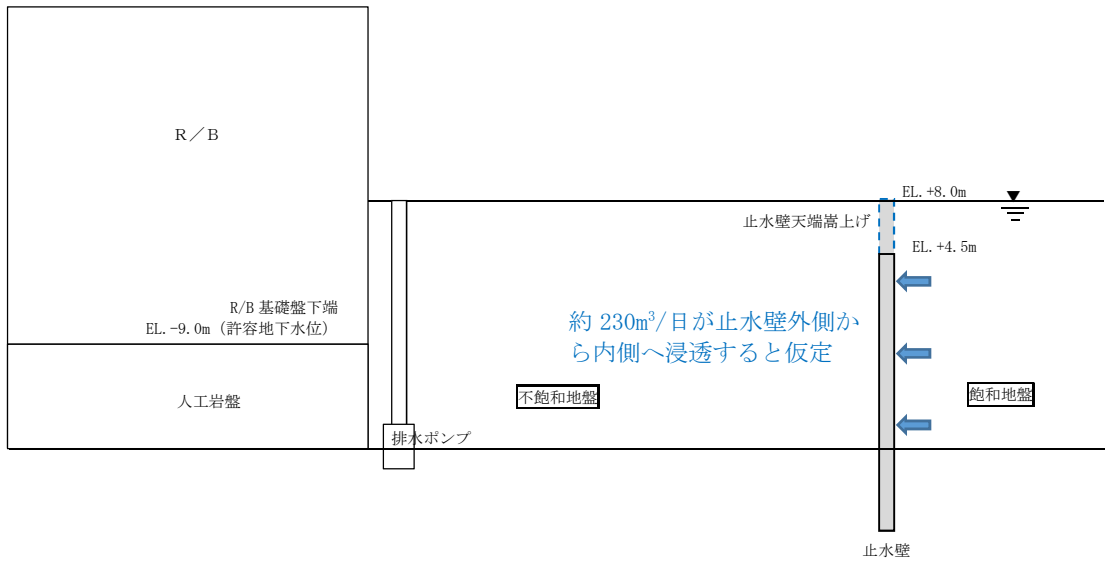
Q : 止水壁 1m 当たりの流量 (m<sup>3</sup>/日/m)

L : 止水壁厚さ (m)

H : 止水壁外側で仮定した地下水位 (m)

h<sub>e</sub> : 止水壁内側の初期水位 (m)

$$\kappa_{con} = \frac{0.44 \times 2 * 0.6}{(17.5^2 - 0.2^2)} = 0.0017(m/s) = 1.98 \times 10^{-6}(cm/s)$$



以上

## 原子炉建屋地下水管理に係る機能，設備について

原子炉建屋周辺の地下水位を低水位に管理するためには，以下の機能が必要となる。

- (1) 原子炉建屋周辺への流入地下水の集水機能
- (2) 集水地下水の排水機能
- (3) 支持機能

ここでは，これら機能を達成するために必要となる設備を整理する。

また，地震及び外部電源喪失を考慮し，S<sub>s</sub>機能維持及び非常用電源接続を設計上の考慮事項とする。

## (1) 原子炉建屋周辺への流入地下水の集水機能

地下水を集水することで，原子炉建屋周辺の地下水位を管理する。また，継続的に流入する地下水を排水用途でも集水機能を使用する。

この機能を有する設備として，表 1 に示す設備を設置する。

表 1 原子炉建屋周辺への流入地下水の集水機能に係る設備

設備	機能	設計上の考慮事項
集水管	止水壁内に流入する地下水の集水	・ S <sub>s</sub> 機能維持
監視計装 ・ 検出器 ・ 指示計 ・ 記録計	集水状態の監視	・ S <sub>s</sub> 機能維持 ・ 非常用電源接続

## (2) 集水地下水の排水機能

集水ピットに貯留される地下水を排水することで，原子炉建屋周辺の地下水位管理の継続性を確保する。

この機能を有する設備として，表 2 に示す設備を設置する。

表2 集水地下水の排水機能に係る設備

設備	機能	設計上の考慮事項
排水ポンプ (電動機含む)	地下水を系外に排水	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ S<sub>s</sub>機能維持</li> <li>・ 非常用電源接続</li> <li>・ 評価値を包絡する容量</li> </ul>
配管	排水ポンプで汲み上げた地下水の排水流路	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ S<sub>s</sub>機能維持</li> <li>・ フローグラス設置</li> </ul> 排水設備の作動状況に係る検知性向上
制御装置	排水ポンプの運転制御	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ S<sub>s</sub>機能維持</li> <li>・ 非常用電源接続</li> <li>・ 排水ポンプ自動 ON/OFF 制御</li> </ul> 水位管理の確実性確保並びに水位監視及び運転操作の負担軽減

(3) 支持機能

(1)及び(2)の機能を確保するために、各設備の支持機能が必要となる。

この機能を有する設備として、表3に示す設備を設置する。

表3 支持機能に係る設備

設備	機能	設計上の考慮事項
集水ピット	支持機能及び排水経路確保 (閉塞防止)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ S<sub>s</sub>機能維持</li> </ul>
排水シャフト		
地下排水上屋		

## 原子炉建屋地下排水設備の設計方針について

原子炉建屋地下排水設備に係る設計方針は、以下の通りである。

## 1. 原子炉建屋周辺への流入地下水位の監視設備

止水壁内に継続的に流入する地下水位を水位検出器により監視し、現場指示計、水位記録計を備える設計とする。

## (1) 水位検出器、指示計及び記録計

## ① S s機能維持

S s地震前後にわたり、地下水位の監視機能を維持させる必要があるため、予め電氣的機能維持を確認した設備を設置する。⇒ 耐震評価

## ②監視機能維持

監視範囲の決定に当たっては、通常の湧水量に加えて地震による止水壁損傷後の透過水量の増加及び排水ポンプの機能喪失により、水位が上昇した場合においても監視可能な最大範囲を設定する。

## ③非常用電源負荷

外部電源喪失においても監視機能を維持させる必要があるため、耐震性のある非常用電源から給電する。

## 2. 集水地下水の排水設備

継続的に流入する地下水を排水ポンプ及び自動制御装置により排水し、地下水位を一定レベル以下に維持する機能を備える設計とする。

## (1) 排水ポンプ（電動機含む）

## ① S s機能維持

S s地震前後にわたり、地下水の排水機能を維持させる必要があるため、予め加振試験等により排水機能維持が確認できている設備を設置する。⇒ 耐震評価

## ②ポンプ容量

通常の地下水湧水量に加え、地震による止水壁損傷後の透過水量も見込み、それらを排水するための十分な容量を確保する。⇒ 容量設定根拠

## ③非常用電源負荷

外部電源喪失においても監視機能を維持させる必要があるため、耐震性のある非常用電源から給電する。



## (2) 排水ポンプ運転制御装置

### ① S s機能維持

S s地震前後にわたり、地下水の排水機能を維持させる必要があるため、予め電氣的機能維持を確認した設備を設置する。⇒ 耐震評価

### ②制御機能維持

制御装置は、排水ポンプの手動運転に加え、水位検出器からの信号により自動起動・停止を行う機能を備え運転員の負荷軽減を図る設計とする。

### ③非常用電源負荷

外部電源喪失においても監視機能を維持させる必要があるため、耐震性のある非常用電源から給電する。

## (3) 排水配管

### ① S s機能維持

S s地震前後にわたり、排水ポンプで汲み上げた地下水の排水流路を維持する設計とする。⇒ 耐震評価

また、配管の地上敷設部にフロークラスを設け、作動状況を念のため確認可能な設計とする。

以上

## 可搬型排水ポンプを用いた対応について

## 1. 概要

原子炉建屋地下排水設備（以下「排水設備」という。）は、信頼性向上として耐震性を確保（S s 機能維持）及び非常用電源化する等の対策が図られるが、万一、原子炉建屋地下排水ポンプ（以下「排水ポンプ」という）に異常が発生し、排水ポンプによる集水ピットの排水ができないことも想定して可搬型排水ポンプによる排水を行う対応を自主的に定める。

ここでは、排水設備の機能が喪失した場合の可搬型排水ポンプによる対応について説明する。

## 2. 可搬型排水ポンプによる排水対応

## (1) 異常の検知

中央制御室での警報又は巡視により、排水設備の異常を検知し、発電長が排水ポンプによる排水が行えていないことを判断した場合には、可搬型排水ポンプによる排水を行う。

## 《可搬型排水ポンプによる排水対応への移行》

状況	確認事項
通常時	<ul style="list-style-type: none"> <li>排水設備の集水ピットの水位が、「水位高」警報レベルを超えているにも関わらず、排水ポンプが運転していない場合、又は排水ポンプが運転しているが水位上昇が継続している場合。</li> </ul> 又は <ul style="list-style-type: none"> <li>電源が喪失により、排水ポンプの運転ができない場合。</li> </ul>
地震発生時	<ul style="list-style-type: none"> <li>排水ポンプの運転確認を実施しても排水設備の集水ピットの水位が低下しない場合。</li> </ul> 又は <ul style="list-style-type: none"> <li>排水管のフローグラスにより排水が排水先に送られていることを確認できない場合。</li> </ul>

## (2) 対応

可搬型排水ポンプによる排水対応は、原子炉建屋の東側及び西側のいずれかの排水設備の集水ピット内に排水ポンプと同等の排水能力の可搬型排水ポンプを設置して、集水ピット内に流入した地下水は排水する。

また、排水に係るホース、電源ケーブル等の運搬・設置に必要な台車やチェーンブロック等の資機材をあらかじめ用意しておく。

可搬型排水ポンプの動力源として非常用電源系の接続口を屋外に設置し、可搬型排水ポンプに給電する。（図1参照）

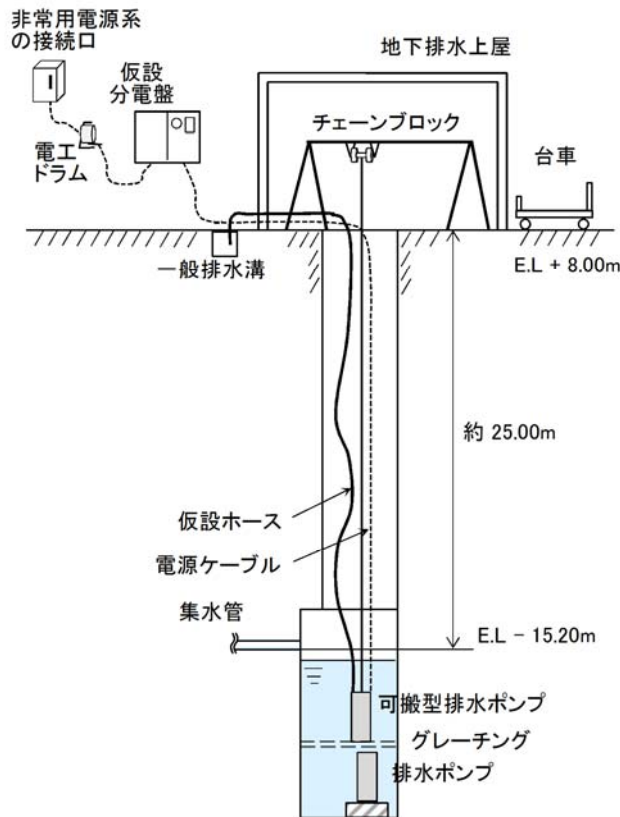


図1 可搬型排水ポンプの設置図（イメージ図）

### 3. 可搬型排水ポンプの設置に当たる要員と所要時間

排水ポンプ点検時の可搬型排水ポンプの設置作業の作業実績より、要員5名にて可搬型排水ポンプの設置することが可能である。また、可搬型排水ポンプの設置、排水開始までにかかる時間は6時間程度（対応要員を招集する時間は除く）と評価している。（図2参照）

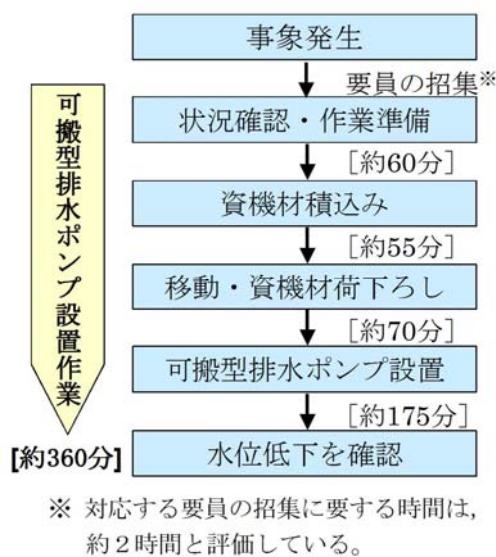


図2 可搬型排水ポンプの設置に係る対応の流れ