

図 3.3-46(10) 防潮壁の設計用地下水位 (3号機放水立坑)
 (3号機放水立坑横断方向の地下水位分布 (東西) ⑥-⑥) (2/3)

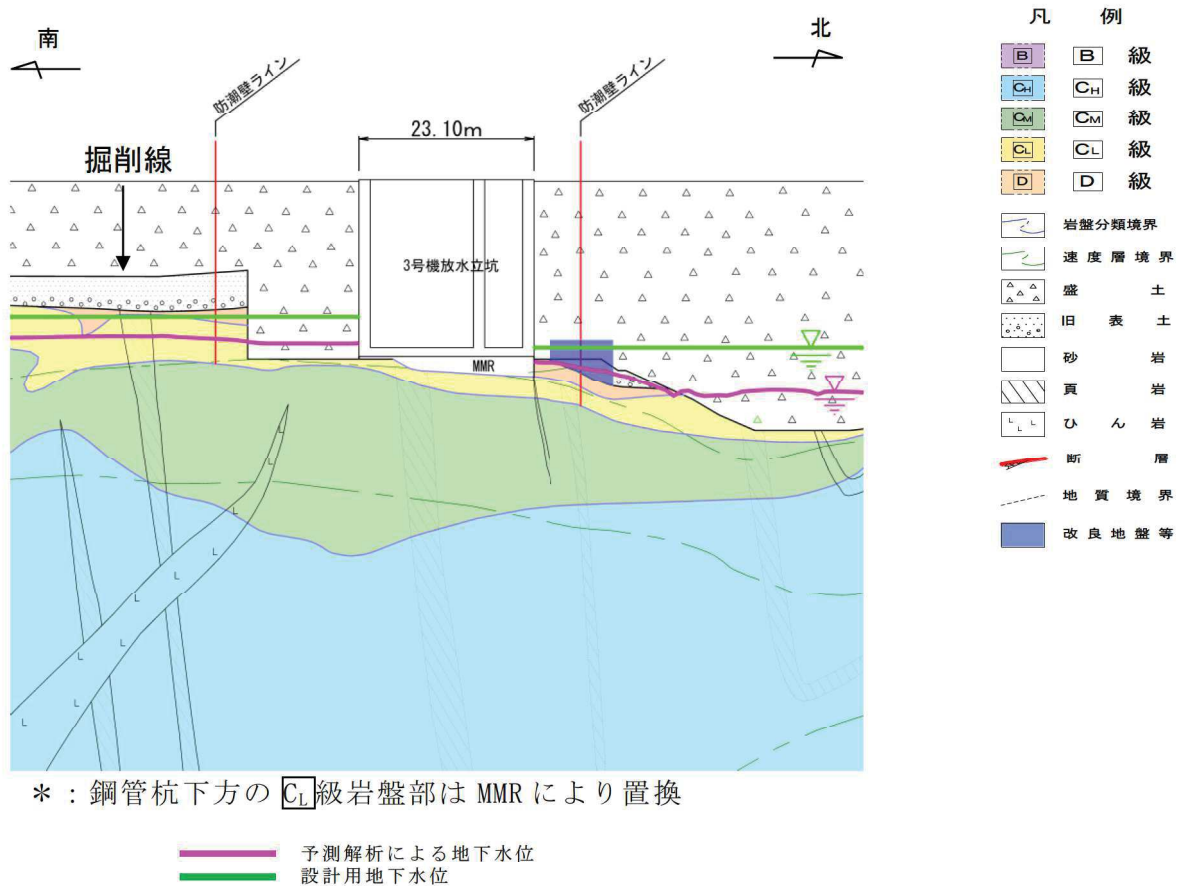


図 3.3-46(11) 防潮壁の設計用地下水位 (3号機放水立坑)
 (3号機放水立坑横断方向の地下水位分布 (南北) ⑦-⑦) (3/3)

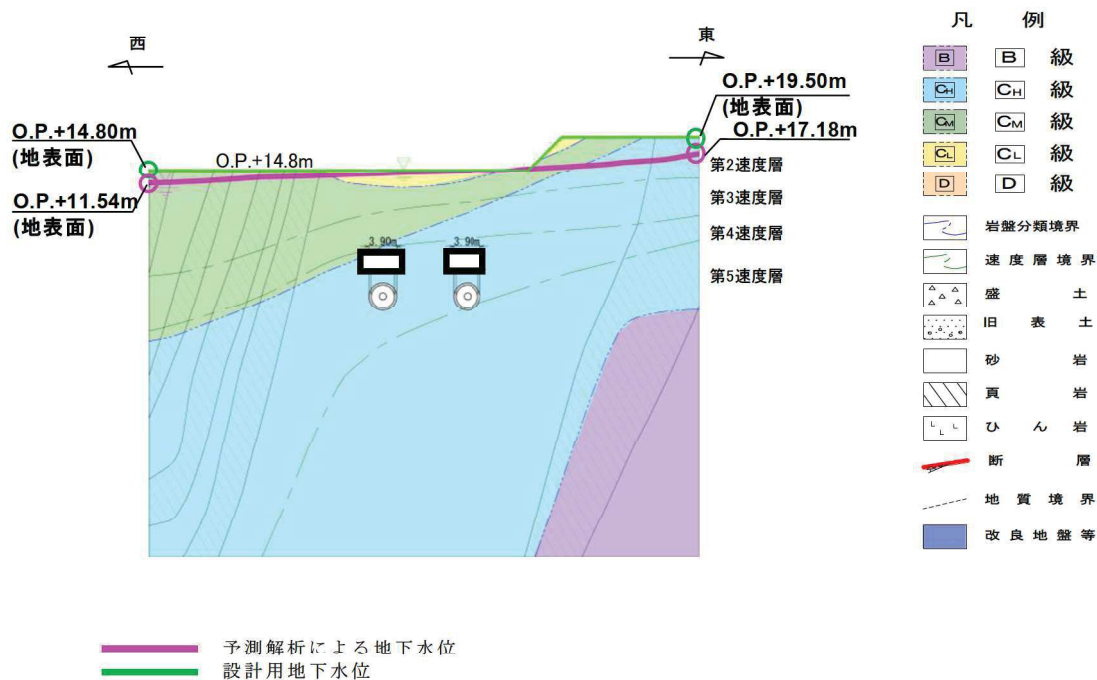


図 3.3-47(1) 取放水路流路縮小工の設計用地下水位
(1号機取水路)

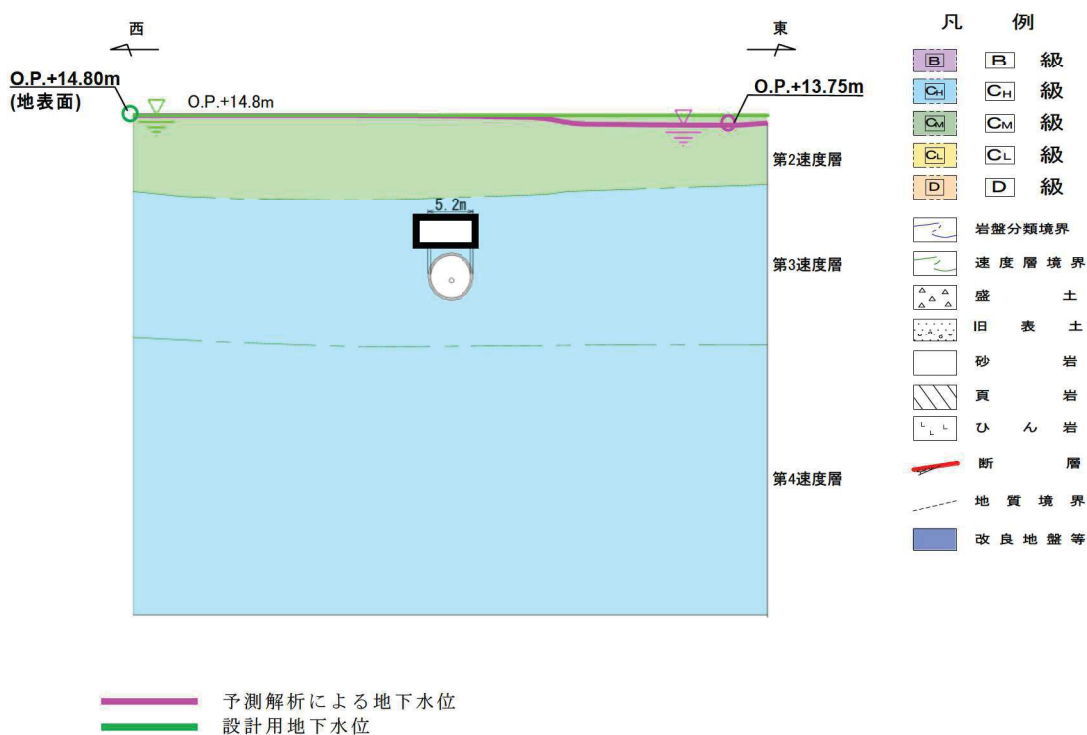


図 3.3-47(2) 取放水路流路縮小工の設計用地下水位
(1号機放水路)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

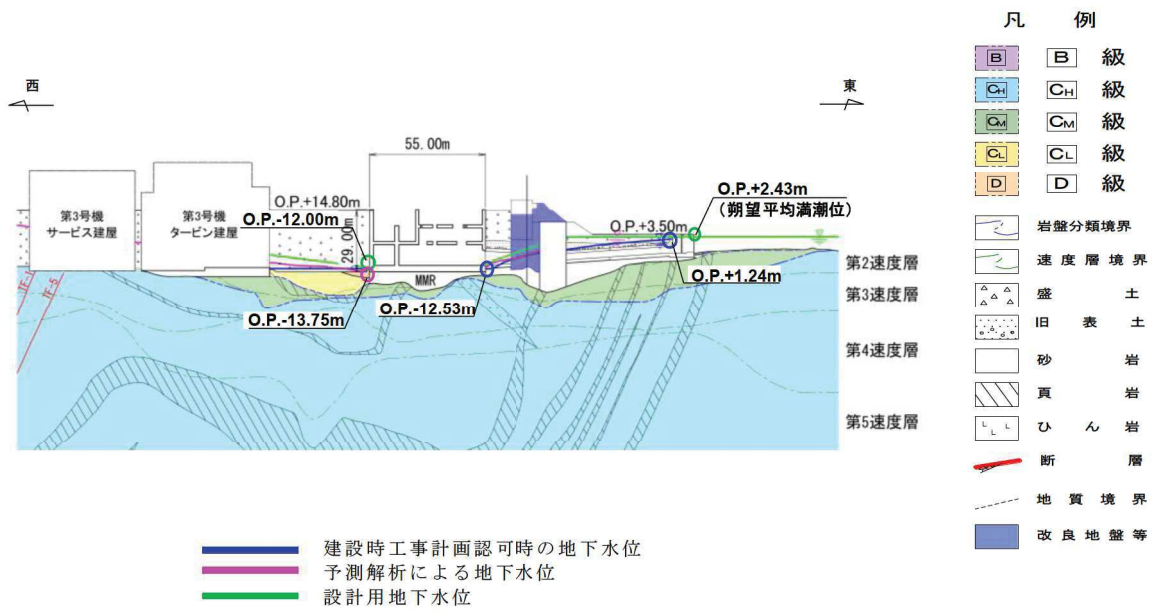


図 3.3-48(1) 第 3 号機海水ポンプ室の設計用地下水位 (縦断)

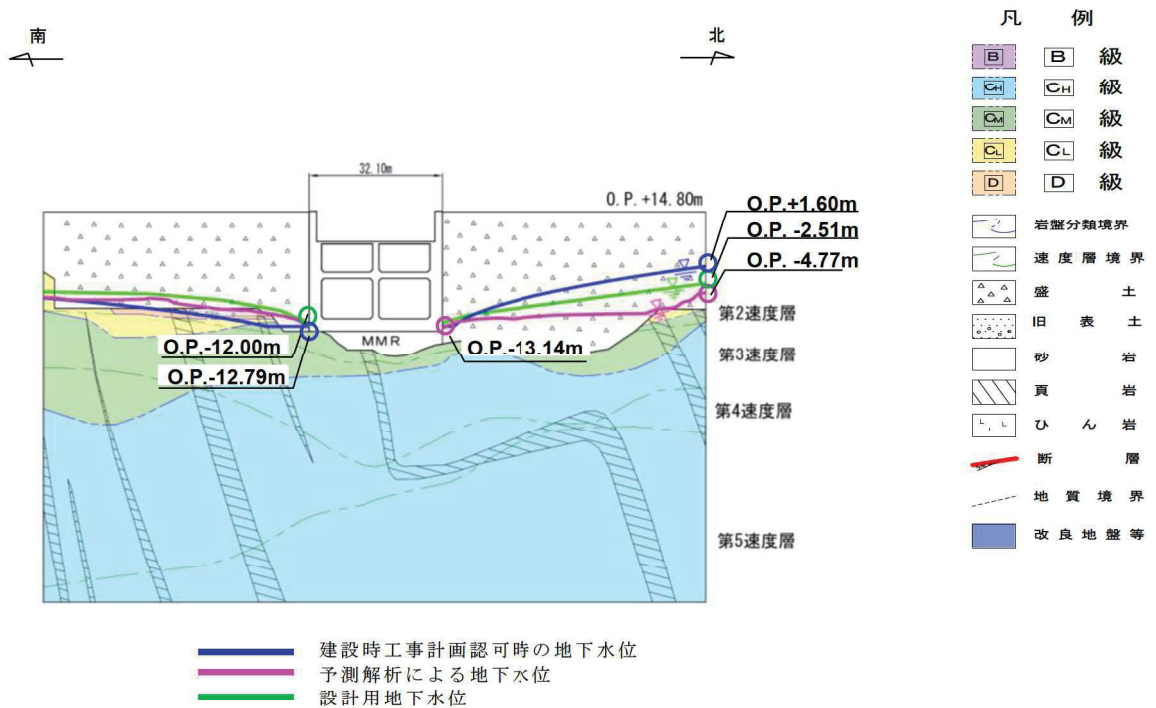
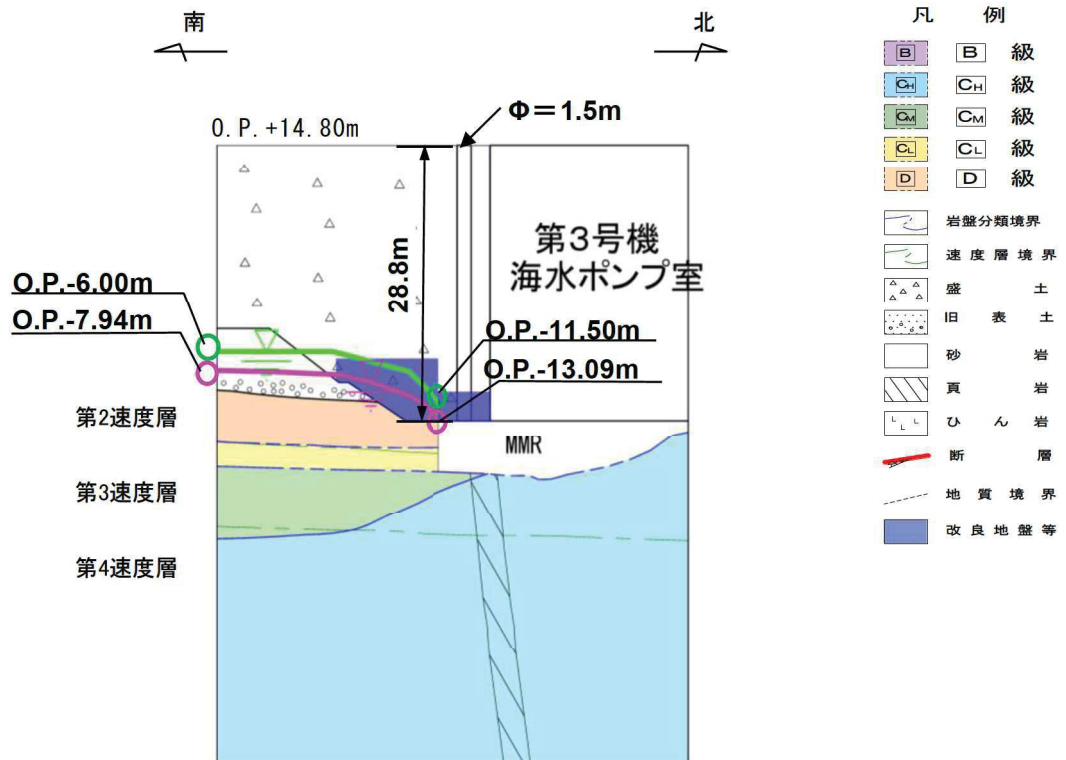
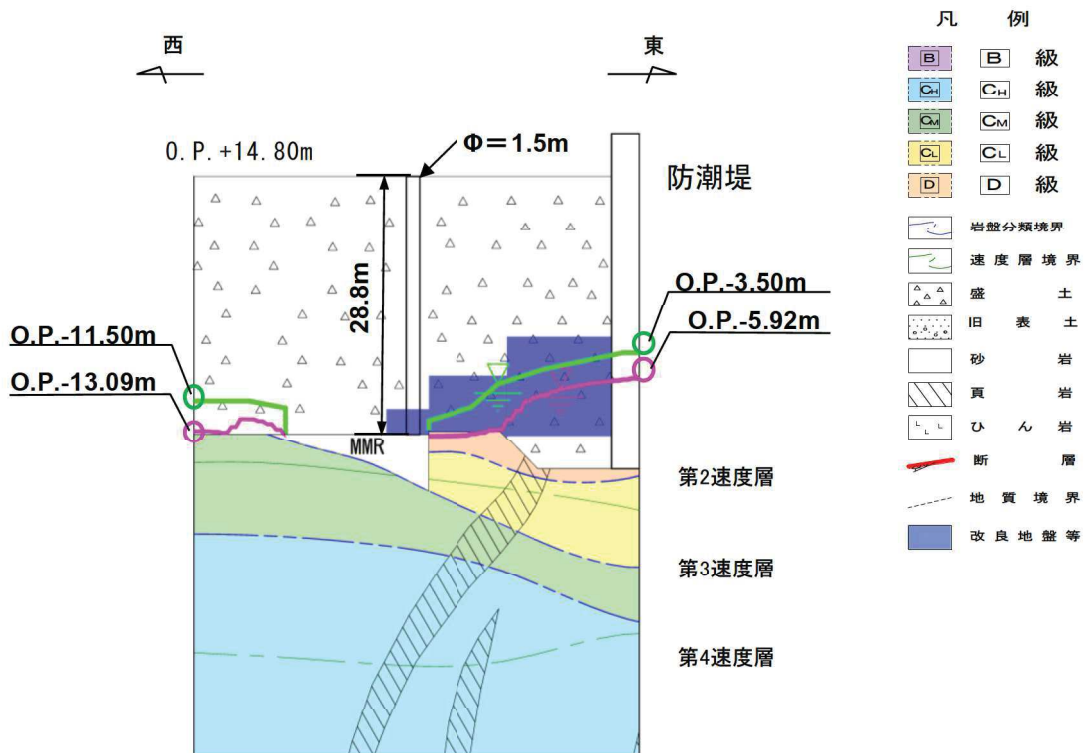


図 3.3-48(2) 第 3 号機海水ポンプ室の設計用地下水位 (横断)



— 設計用地下水位
— 予測解析による地下水位

図 3.3-49(1) 揚水井戸の設計用地下水位 (南北)



— 設計用地下水位
— 予測解析による地下水位

図 3.3-49(2) 揚水井戸の設計用地下水位 (東西)

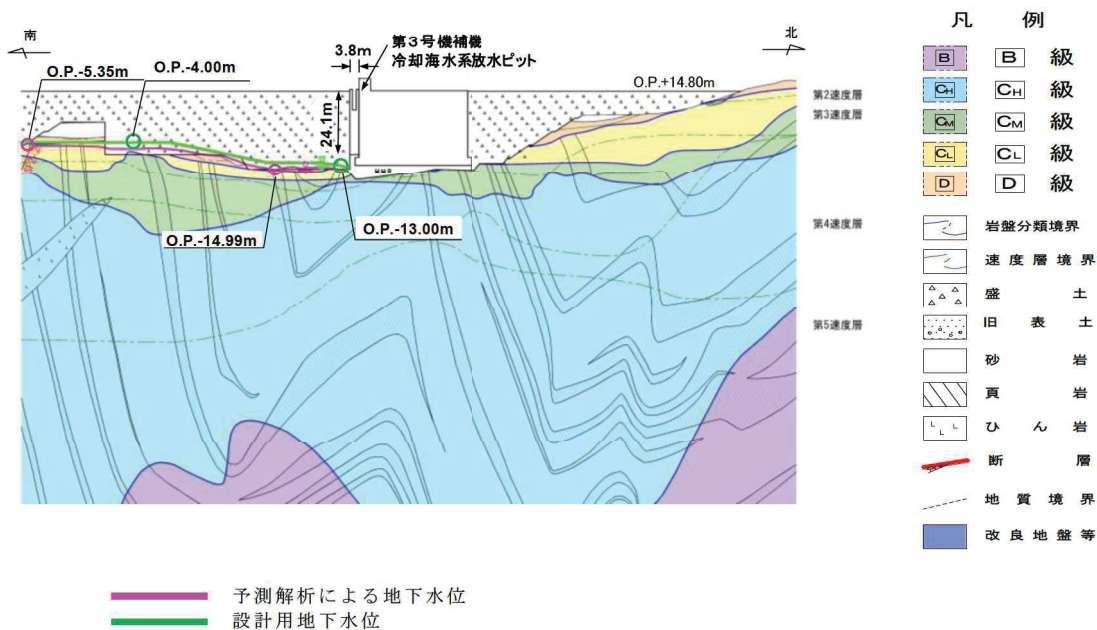


図 3.3-50 第3号機補機冷却海水系放水ピットの設計用地下水位

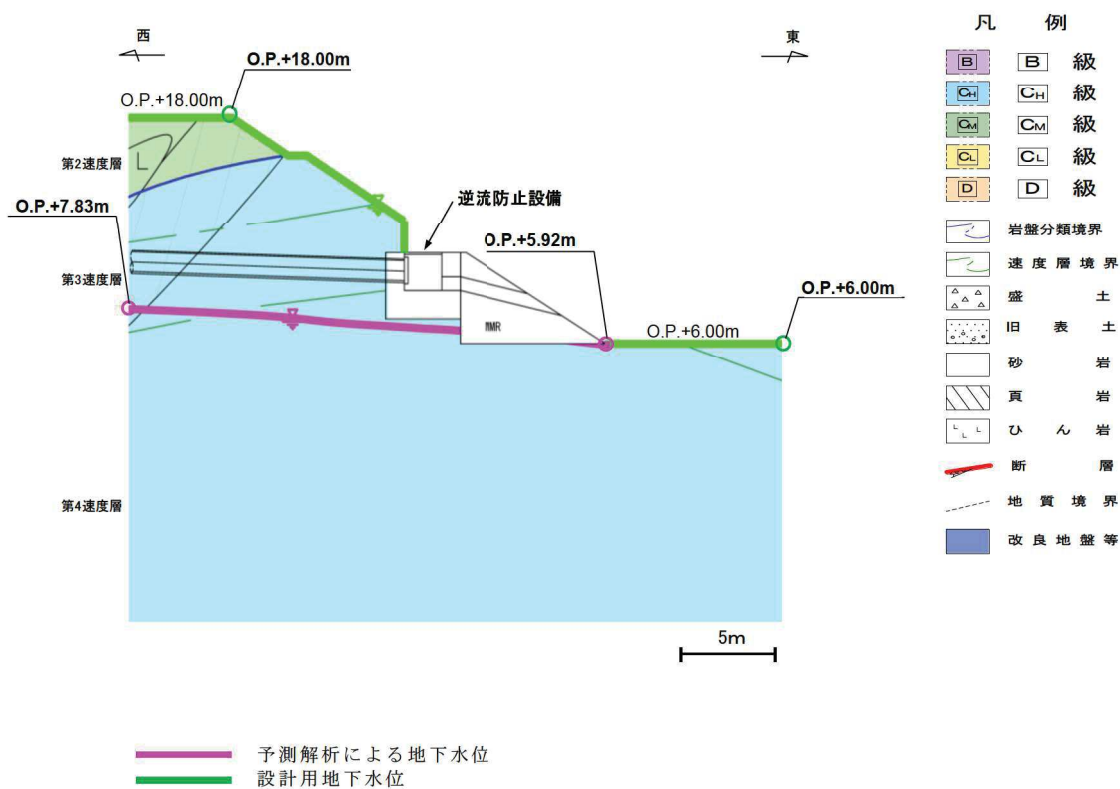


図 3.3-51 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設計用地下水位

(c) アクセスルートの地下水位

アクセスルートの評価において用いる設計用地下水位は、b. に示す浸透流解析のアウトプットを踏まえ設定する。

なお、この地下水位分布を参照したアクセスルートの浮上り評価結果については、「VI-1-1-6-別添 1 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」に示す。

(6) 設計用地下水位の保守性の検証

設計用地下水位は、今後安全対策工事として実施する防潮堤沈下対策やドレーン新設等を考慮した予測解析結果を参照し設定することから、工事完了前の段階で観測水位を用いた直接的な検証を行うことができない。

設計用地下水位は保守性を確保する方針としているが、仮に地下水位が施設の設計用地下水位を超過する場合は、耐震安全性へ影響が生じる可能性があることを踏まえ、下記 a. 及び b. の観点から、設計用地下水位の保守性を検証する。

a. 観測水位と解析水位（予測解析）の比較

(a) 検討の目的

予測解析（水位評価モデルを用いた定常解析）により得られた解析水位は、安全対策工事完了段階の施設配置にて保守的な（高めの）水位設定となるよう評価しており、設計用地下水位はその解析水位に対して更に上側に包絡するよう設定している。このため、観測水位取得段階の施設配置は、予測解析の前提とは異なるものであるが、以下の要因により、安全対策工事完了後は工事实施前より地下水位が下がることが想定される。

(0. P. +14. 8m 盤の観測水位が今後下がる要因)

- ・ 防潮堤沈下対策により、海側からの地下水の供給が減少する
- ・ ドレーン新設により、地下水の集水範囲が拡大する

このため、本項目における比較にて予測解析水位の余裕が確認された場合、その保守性は安全対策工事完了後も維持されると考え、これまで得られている観測水位と予測解析結果の比較を行ったものである。

(b) 観測水位と予測解析水位の比較結果

予測解析（水位評価モデルを用いた定常解析）により得られた解析水位について、地下水位観測記録との比較による検証結果を示す。

検証に用いた観測井位置の平面図を図 3.3-52 に、観測水位と解析水位の関係を表 3.3-13 に示す。連続観測データとの比較については巻末に示す。

この結果、観測井①を除く全ての観測井において、予測解析により得られた解析水位が観測最高地下水位を上回っており、余裕を有していることを確認した。

なお、観測井①については、降雨量が多かった 2019 年 10 月に観測水位が予測解析水位を僅かに上回っているが、観測水位は降雨に対する感度が非常に小さく、定常的に岩盤表面付近に固定されていることから、岩盤上面を流下した地下水が観測

孔内に流れ込むことで水位が上昇したものと考えられる。よって、解析水位は定常的に岩盤内の地下水位分布を包絡できていることから、観測井①においても解析結果は妥当と判断できる。

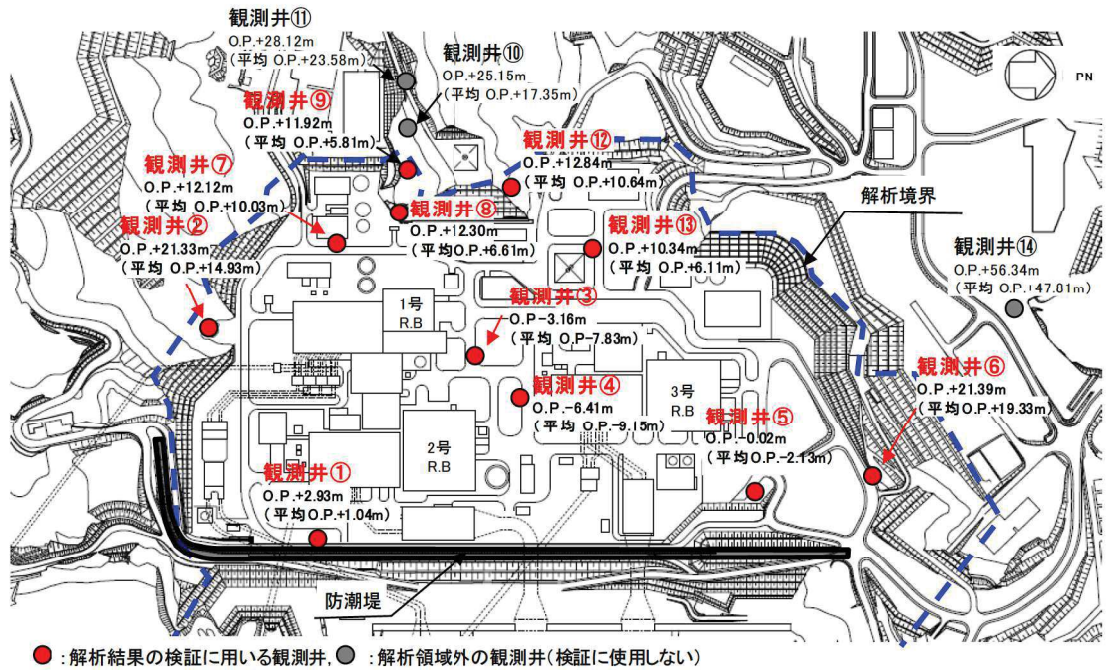


図 3.3-52 観測水位と解析水位（予測解析）の比較において参照する観測井位置図

表 3.3-13 観測水位と解析水位（予測解析）の関係

観測井	(A) 観測水位 (O. P. m)		(B) 解析水位 (O. P. m)	差分*1 (m) (B) - (A)	備考
	最高	平均			
観測井 ①	最高	+2.93	+1.68	-1.25 (0.64)	差分の理由は前 述のとおり
	平均	+1.04			
観測井 ②	最高	+21.33	+22.07	0.74 (7.14)	
	平均	+14.93			
観測井 ③	最高	-3.16	+0.10	3.26 (11.09)	
	平均	-7.83			
観測井 ④	最高	-6.41	-1.82	4.59 (7.33)	
	平均	-9.15			
観測井 ⑤	最高	-0.02	+0.47	0.49 (2.60)	
	平均	-2.13			
観測井 ⑥	最高	+21.39	+25.01	3.62 (5.68)	
	平均	+19.33			
観測井 ⑦	最高	+12.12	+13.68	1.56 (3.65)	
	平均	+10.03			
観測井 ⑧	最高	+12.30	+16.65	4.35 (10.04)	
	平均	+6.61			
観測井 ⑨	最高	+11.92	+27.24	15.32 (21.43)	
	平均	+5.81			
観測井 ⑫	最高	+12.84	+25.68	12.84 (15.04)	
	平均	+10.64			
観測井 ⑬	最高	+10.34	+12.38	2.04 (6.27)	
	平均	+6.11			

* 1 : 上段は最高水位との差分を、下段の () 内は平均水位との差分を示す。

(c) 観測水位に係る補足

前項にて解析水位との比較において参照した観測水位が、平年値と比較し特異性がないことについて以下に補足する。

観測水位の気象庁アメダスの観測記録に基づき、石巻地点における平年値（1990年～2019年の30年間の平均値）と敷地内の地下水位の観測期間（期間①：2006年～2007年，期間②：2013年～2014年，期間③：2016年～2017年，期間④：2018年～2019年）との降雨量を比較した結果を図3.3-50に示す。

図3.3-530より、敷地内の地下水位観測期間は平年値と比較して、7～11月頃に

かけて、降水量のばらつきが見られ、50～100mm/月程度少ない期間及び多い期間があるものの、表 3.3-14 に示すとおり、月降水量（年間平均）はいずれの観測期間においても平年並みであり、いずれの観測期間も特異性はないと判断できる。

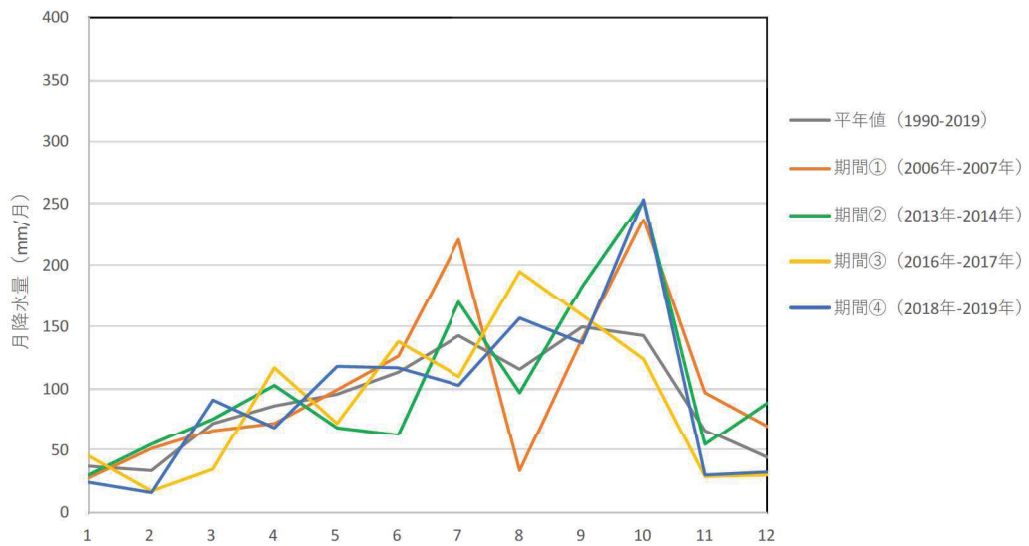


図 3.3-53 石巻地点における平年値と観測時期の降水量の比較結果

表 3.3-14 石巻地点における月降水量の年間平均値の比較

	平年値	期間①	期間②	期間③	期間④
降水量 (mm/月)	92	104	104	89	96

b. 降雨に対する余裕

(a) 検討の目的

前項の解析水位と観測水位との比較により、境界条件を保守的に設定した定常解析により得られる解析水位に一定の保守性が確保されることを確認したが、降雨条件の不確実性も踏まえ、保守的な気象条件（降水量）を仮定した非定常解析により解析水位を算出し、設計用地下水位との比較を行う。

保守的な気象条件として、国土交通省河川砂防技術基準（平成 30 年 3 月）における、一級河川の主要区間での砂防計画における対象降雨の降雨量の超過確率年（200 年以上）を参照し、さらに余裕を考慮し超過確率年 400 年に相当する仮想豪雨を用いる。

(b) 解析条件

降雨に対する余裕を確認する「仮想豪雨評価モデル」は、分水嶺迄の範囲をモデル化する広域モデルをベースとし、ドレーンの有効範囲を水位評価モデル同様（既設・新設を含めて信頼性が確保される範囲）とする。

入力する降雨の条件を表 3.3-15 に示す。

設計上の余裕を確認することを目的としているため、前述のとおり、仮想の豪雨として、石巻特別地域気象観測所における既往の観測記録に基づき、超過確率年 400 年に相当する降雨量とする。

解析モデルは本文に示す再現解析モデル同様、水位評価用モデルを敷地周辺の分水嶺まで拡張した広域モデルを用い、評価対象エリア付近の構造物や地下水位低下設備等の配置やモデル化については水位評価用モデルと同一条件とする。

境界条件として、モデル境界は閉境界とし、初期条件として過去の日平均降水量（3.57mm/日）を定常的に与え続け、その後、想定豪雨として 450mm（150mm/日×3日）を、モデル全体に一律に与える。

表 3.3-15 入力降雨条件

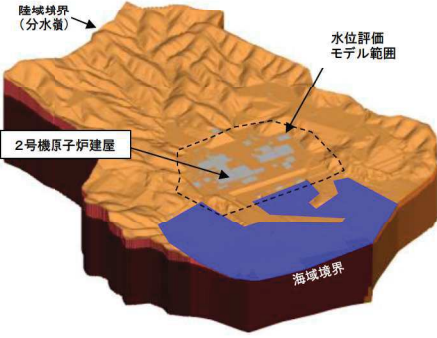
分類	降雨量	備考
初期条件 (定常降雨)	3.57mm/日	2001 年-2018 年の観測降雨の 日平均値
降雨入力時 (仮想豪雨)	150mm/日×3 日 (総降水量 450mm) *	再現確率：約 400 年相当 (石巻特別地域気象観測所： 統計期間 1950 年-2019 年)

注記*：設計基準降水量（91mm/h）を観測した 2014 年 9 月 11 日の日降水量 158.5mm/日及び 72 時間降水量の最大 306.5mm（2011 年 9 月 23 日）を包絡する降水量である（いずれも石巻特別地域気象観測所による既往の観測記録）。

(c) 浸透流解析条件まとめ (仮想豪雨評価モデル)

表 3.3-16 に、仮想豪雨評価モデルの解析条件一覧を示す。

表 3.3-16 浸透流解析モデル (仮想豪雨評価モデル) の概要

項目	【参考】広域モデル	仮想豪雨評価モデル
1. 目的	・モデル化の妥当性を確認 (観測結果の再現性を確保)	・降雨に対する設計用地下水位の保守性を 確認 (仮想的な降雨条件を付与)
2. 解析コード	・GETFLOWS Ver. 6.64.0.2	
3a. 解析領域	<ul style="list-style-type: none"> ・分水嶺を山側境界とし水位評価モデルを包絡する範囲 	
3b. 格子数	<ul style="list-style-type: none"> ・平面格子数：約 33.4 万 ・総格子数：約 1600 万 ・格子寸法：0.5～6m 程度 (構造物近傍は最小 0.5m 程度，山側領域は 3～6 m 程度) 	
4. 解析種別	・非定常解析	
5a. 検証期間	・2006-2007年，2013-2014年	<ul style="list-style-type: none"> ・仮想の降雨条件を付与 <ul style="list-style-type: none"> －初期状態：3.57mm/日 (観測降雨 (2001-2018年) の日平均) －降雨時：150mm/日×3日 (総降水量 450mm)
5b. 気象条件	<ul style="list-style-type: none"> ・降水量・気温・日射量・相 対湿度・風速：構内観測所 データ (欠測値は，周辺気 象庁データから欠測補間) 	
5c. 蒸発散	<ul style="list-style-type: none"> ・定常状態：ハーモン法*1 ・非定常状態：熱収支法 	
6a. モデル (地形)	・検証期間に対応した状態	・安全対策工事完了段階に対応した状態
6b. モデル (地盤)	・検証期間に対応した状態	・安全対策工事完了段階に対応した状態 (施設周辺の地盤改良を考慮)
6c. モデル (構造物)	・検証期間に対応した状態	・安全対策工事完了段階に対応した状態
6d. モデル (ドレーン)	・既設の全範囲を管路として 考慮	<ul style="list-style-type: none"> ・保守的に集水機能への寄与範囲を限定 <ul style="list-style-type: none"> －既設・新設のうち信頼性が確保され た範囲を管路相当 －信頼性の確保状況に応じ透水層相当
7. 境界条件	<ul style="list-style-type: none"> ・実態に則した設定 <ul style="list-style-type: none"> －山側：閉境界 －海側：平均潮位に水位固定 －ドレーン：ドレーン計画高に水位固定 	
8. 透水係数	・試験平均値	
9. 有効間隙率	・文献値*2	
10. 粗度係数	・文献値*3	

* 1 : 平均気温・平均降水量は発電所内観測値，日照時間は地下水ハンドブックによる
* 2 : 地下水ハンドブック (建設産業調査会)，水理公式集 (土木学会) 等を参照し設定
* 3 : 水理公式集 (土木学会)，河川砂防技術基準 (国土交通省) 等を参照し設定

(d) 解析結果

設計用地下水位と降雨を考慮した解析水位の比較結果を 3.1 及び 3.2 に示す。なお、降雨を考慮した解析水位は、非定常解析のため経時的な水位変動があるが、ここでは保守的に全時刻を包絡した最大水位を示している。また、各施設における断面図は参考資料 11 に示す。

建物・構築物については、排気筒を除く原子炉建屋他においては仮想豪雨を与えた解析水位が設計揚圧力設定高さに相当する建屋底面を下回り、排気筒においても同様に解析水位は設計用地下水位（地表面）を下回ることを確認した。

土木構造物については、いずれの断面でも概ね仮想豪雨を与えた解析水位が設計用地下水位を下回っている。一部断面で局所的に解析水位が設計用地下水位を上回る箇所があるが、範囲が限定的かつ断面全体での差分としては全ての断面で下回っていること、定常的に上回るものではないこと（全時刻を包絡した最大水位であり、実際の水位は経時的に変動）も踏まえると、降雨の不確実さを考慮した仮想の豪雨に対して、設計用地下水位の設定は十分保守的であると判断できる。

以上から、モデル境界に水位固定条件を与えた定常解析に基づき設定した設計用地下水位は、再現期間 400 年相当の仮想豪雨による解析水位を概ね包絡できていることを確認した。

i. 建物・構築物

建物・構築物（地表面に設計用地下水位を設定している排気筒、緊急時対策建屋及び緊急用電機品建屋は除く）の、設計用揚圧力と仮想豪雨を与えた解析水位の比較を表 3.3-17 に示す。

表 3.3-17 建物・構築物における設計用地下水位と仮想豪雨を与えた解析水位の比較

施設名称	設計用揚圧力	設計用地下水位と仮想豪雨を与えた解析水位との差分*1 (断面平均)
原子炉建屋 (基礎底面 O. P. -14.1m)	29.4kN/m ²	基礎版底面位置よりも水位が低い
制御建屋 (基礎底面 O. P. -1.5m)	4.9kN/m ²	基礎版底面位置よりも水位が低い
第 3 号機 海水熱交換器建屋 (基礎底面 O. P. -12.5m～ O. P. -16.25m)	14.7kN/m ²	基礎版底面位置よりも水位が低い

*1：設計用地下水位-仮想豪雨を与えた解析水位

ii. 土木構造物

土木構造物（地表面に設計用地下水位を設定しているガスタービン発電設備軽油タンク室，防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうちRC壁部及び取放水路流路縮小工は除く）の設計用地下水位と仮想豪雨を与えた解析水位の比較を表3.3-18に示す。

表3.3-18 (1) 土木構造物における設計用地下水位と仮想豪雨を与えた解析水位の比較

施設名称		設計用 地下水位	設計用地下水位と 仮想豪雨を与えた解 析水位との差分* (断面平均)	備考
原子炉機器 冷却海水 配管ダクト	横断	O. P. -10.50m～ O. P. -3.50m	-9.0m	
排気筒連絡 ダクト	縦断	O. P. +5.73m～ O. P. +14.80m	-10.9m	
	横断 (断面①)	O. P. +5.73m	-25.9m	
	横断 (断面②)	O. P. +5.80m	-24.7m	
	横断 (断面③)	O. P. + 5.80m	-23.1m	
	横断 (断面⑤)	O. P. +8.19m～ O. P. +9.00m	-8.9m	
	横断 (断面⑦)	O. P. +10.10m～ O. P. +12.00m	-1.8m	
軽油タンク連絡ダクト		O. P. -3.00m～ O. P. +3.00m	-7.0m	
取水路	縦断	O. P. -4.53m～ O. P. +2.43m	-2.1m	
	横断 (標準部①)	O. P. +2.43m	0.2m	朔望平均 満潮位
	横断 (標準部②)	O. P. +2.43m	-1.0m	朔望平均 満潮位
	横断 (標準部③ (防潮 堤横断部))	O. P. +2.43m	-5.5m	朔望平均 満潮位
	横断 (標準部④ (防潮 堤横断部))	O. P. -1.00m	-2.5m	
	曲がり部 南北	O. P. -1.01m	-4.4m	

* : 設計用地下水位-仮想豪雨を与えた解析水位

表3.3-18 (2) 土木構造物における設計用地下水位と仮想豪雨を与えた解析水位の比較

施設名称		設計用 地下水位	設計用地下水位と 仮想豪雨を与えた解 析水位との差分* (断面平均)	備考
取水路	曲がり部 東西	O. P. -1.03m～ O. P. +2.43m	-4.7m	
	漸拡部 東西	O. P. -4.53m～ O. P. +2.43m	-5.7m	
海水 ポンプ室	縦断	O. P. -8.50m～ O. P. +14.00m	-6.7m	
	横断	O. P. -8.50m～ O. P. +2.43m	-3.9m	
軽油 タンク室	南北	O. P. -3.00m	-12.3m	
	東西	O. P. -3.00m～ O. P. +6.50m	-4.6m	
軽油 タンク室 (H)	南北	O. P. -3.00m	-6.8m	
	東西	O. P. -3.00m～ O. P. +6.50m	-4.6m	
取水口 (貯留堰)	南北 (標準部)	O. P. +2.43m	-0.8m	朔望平均 満潮位
	南北 (漸縮部)	O. P. +2.43m	-0.8m	朔望平均 満潮位
復水貯蔵 タンク基礎	南北	O. P. -3.00m	-12.3m	
	東西	O. P. -3.00m ～O. P. +3.00m	-7.0m	

* : 設計用地下水位-仮想豪雨を与えた解析水位

表3.3-18 (3) 土木構造物における設計用地下水位と仮想豪雨を与えた解析水位の比較

施設名称		設計用 地下水位	設計用地下水位と 仮想豪雨を与えた解 析水位との差分* (断面平均)	備考
防潮堤 (鋼管式鉛 直壁)	横断 (岩盤部①)	O. P. +3.50m～ O. P. +19.50m	0.8m	
	横断 (岩盤部②)	O. P. +6.00m～ O. P. +18.00m	-3.2m	
	横断 (一般部①)	O. P. +2.43m	-13.4m	
	横断 (一般部②)	O. P. +2.43m	-4.7m	
	横断 (一般部③)	O. P. +2.43m	-8.7m	
防潮堤 (盛土堤防)	横断①	O. P. +2.43m～ O. P. +14.80m	-20.6m	
	横断②	O. P. +2.43m～ O. P. +14.80m	-17.6m	
防潮壁	第2号機 海水ポンプ室	O. P. -11.50m～ O. P. -3.00m	-1.6m	
	第2号機 放水立坑	O. P. +4.50m～ O. P. +12.50m	-8.3m	
	第3号機 海水ポンプ室	O. P. -10.00m～ O. P. -6.50m	-2.2m	
	第3号機 放水立坑	O. P. -9.00m～ O. P. +5.00m	-2.8m	

* : 設計用地下水位-仮想豪雨を与えた解析水位

表3.3-18 (4) 土木構造物における設計用地下水位と降雨を考慮した解析水位の比較

施設名称		設計用地下水位	設計用地下水位と降雨を考慮した解析水位との差分* (断面平均)	備考
第3号機 海水ポンプ室	縦断	O. P. -12.00m～ O. P. +2.43m	-4.1m	
	横断	O. P. -12.00m～ O. P. -2.51m	-8.2m	
揚水井戸	南北	O. P. -12.50m～ O. P. -7.00m	-1.1m	
	東西	O. P. -12.50m～ O. P. -4.50m	-2.2m	
第3号機補機冷却海水系 放水ピット		O. P. -14.00m～ O. P. -5.00m	-3.1m	
屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側)		O. P. +6.00m～ O. P. -18.00m	-3.2m	

*：設計用地下水位-降雨を考慮した解析水位

(7) 水位が低い場合の影響確認

(a) 概要

防潮堤沈下対策等の影響を考慮した設計用地下水位は、保守的な条件のもと実施する予測解析により、平常的な水位より保守的に（高めに）算出されることが予想される。

設計用地下水位の設定方針に示したとおり、地下水位を高く設定することが保守的とならない可能性がある場合の耐震安全性への影響を確認するため、ここでは三次元浸透流解析により将来の平常的な水位を予測し、設計用地下水位との差を確認する。

解析は、観測水位との比較のために作成した広域モデルをベースに、将来的な安全対策工事を踏まえた設備構成等を組込んだ「平常水位予測モデル」を作成し、降雨条件を付与した非定常解析により解析水位の分布を確認する。降雨条件は、上記の目的を踏まえ、既往の観測記録に基づく平均的な降雨条件として設定する。

(b) 解析条件

平常水位予測モデルの概要を表 3.3-19 に示す。

表 3.3-19 平常水位予測モデルの概要

項目	【参考】広域モデル	平常水位予測モデル
1. 目的	<ul style="list-style-type: none"> モデル化の妥当性を確認 (観測結果の再現性を確保) 	<ul style="list-style-type: none"> 設計用地下水位に対して想定される水位が低い場合の影響確認におけるインプットとして、安全対策工事完了後に想定される実際の水位を推定すること
2. 解析コード	<ul style="list-style-type: none"> GETFLOWS Ver. 6.64.0.2 	
3a. 解析領域	<ul style="list-style-type: none"> 分水嶺を山側境界とし水位評価モデルを包絡する範囲 	
3b. 格子数	<ul style="list-style-type: none"> 平面格子数：約 33.4 万 総格子数：約 1600 万 格子寸法：0.5～6m 程度 (構造物近傍は最小 0.5m 程度，山側領域は 3～6 m 程度) 	
4. 解析種別	<ul style="list-style-type: none"> 非定常解析 	
5a. 検証期間	<ul style="list-style-type: none"> 2006-2007 年，2013-2014 年 	<ul style="list-style-type: none"> 平均的な降雨条件を定常的に付与 3.57mm/日 (2001-2018 年の日平均)
5b. 気象条件	<ul style="list-style-type: none"> 降水量・気温・日射量・相対湿度・風速：構内観測所データ (欠測値は，周辺気象庁データから欠測補間) 	
5c. 蒸発散	<ul style="list-style-type: none"> 定常状態：ハーモン法*1 非定常状態：熱収支法 	
6a. モデル(地形)	<ul style="list-style-type: none"> 検証期間に対応した状態 	<ul style="list-style-type: none"> 安全対策工事完了段階に対応した状態
6b. // (地盤)	<ul style="list-style-type: none"> 検証期間に対応した状態 	<ul style="list-style-type: none"> 安全対策工事完了段階に対応した状態 (施設周辺の地盤改良を考慮)
6c. // (構造物)	<ul style="list-style-type: none"> 検証期間に対応した状態 	<ul style="list-style-type: none"> 安全対策工事完了段階に対応した状態
6d. // (ドレーン)	<ul style="list-style-type: none"> 既設の全範囲を管路として考慮 	<ul style="list-style-type: none"> 既設及び新設の全範囲を管路として考慮
7. 境界条件	<ul style="list-style-type: none"> 実態に則した設定 <ul style="list-style-type: none"> 山側：閉境界 海側：平均潮位に水位固定 ドレーン：ドレーン計画高に水位固定 	
8. 透水係数	<ul style="list-style-type: none"> 試験平均値 	
9. 有効間隙率	<ul style="list-style-type: none"> 文献値*2 	
10. 粗度係数	<ul style="list-style-type: none"> 文献値*3 	

*1：平均気温・平均降水量は発電所内観測値，日照時間は地下水ハンドブックによる
*2：地下水ハンドブック (建設産業調査会)，水理公式集 (土木学会) 等を参照し設定
*3：水理公式集 (土木学会)，河川砂防技術基準 (国土交通省) 等を参照し設定

(c)解析結果

追而

(d)影響確認方針

解析の結果を踏まえ、設計用地下水位の設定にあたり水位を高く設定していることで、平常時水位に対して水位差が大きくなり、耐震評価において保守的とならない可能性や耐震評価手法の選定結果に影響を及ぼす可能性が考えられるケースとして、大きく以下の3パターンが考えられる。

- ① 建屋基礎版等において、揚圧力の低減により、応力分布や応答の違いが想定されるケース
- ② 地下水の分布によって構造物周辺の地盤の応答に違いが生じると想定されるケース
- ③ 構造物の両側面に作用する水位差が大きく、偏圧の影響が想定されるケース

上記の観点に対して、各施設の耐震安全性評価において、その影響の有無や程度に応じて影響確認を行う。

(8) 今後実施する浸透流解析の妥当性の検証

予測解析結果は、将来的な防潮堤の沈下対策や新設ドレーン等を考慮したものであることから、今後、これらの施工が完了した運転段階において地下水位の観測記録を取得し、設計用地下水位と比較することにより、予測解析の妥当性を確認する方針とする。

地下水位観測計画を図 3.3-54 に示す。

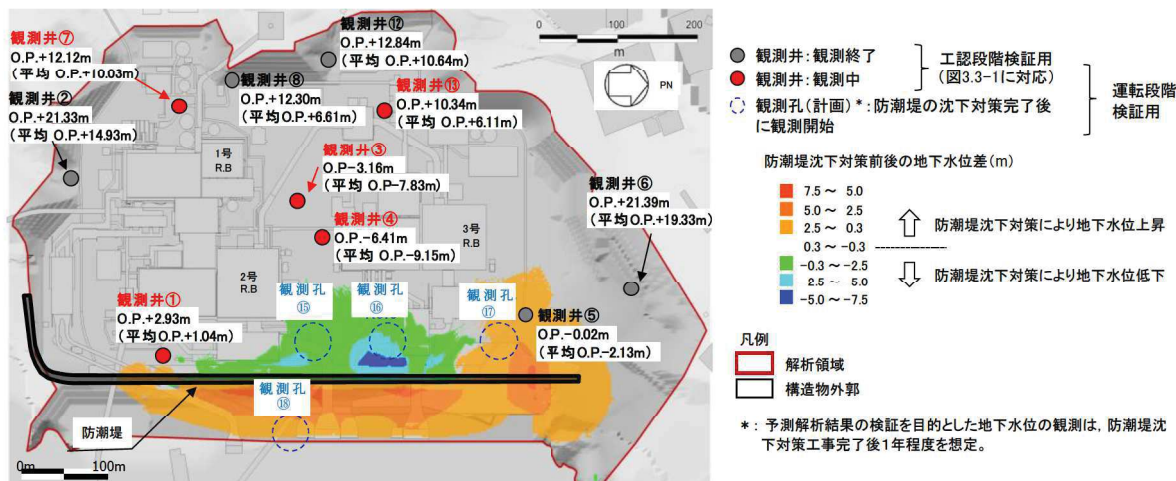


図3.3-54 防潮堤沈下対策による影響範囲と今後の地下水位観測計画

上に示す地下水位観測計画は、現在測定している観測井の他、防潮堤の沈下対策後に測定を開始する観測孔（観測孔 No. ⑮～No. ⑱）により構成され、防潮堤の沈下対策後に測定を開始する観測孔については防潮堤の沈下対策により地下水位が影響を受ける範囲を想定し設定している。

防潮堤の沈下対策により地下水位が影響を受ける範囲の想定にあたり実施した浸透流解析の詳細については参考資料 12 に示す。

(9) 参考文献

- 地下水流動解析のガイドラインに関する調査（長谷川琢磨，地下水学会誌第 48 巻第 2 号 75～86（2006））
- 余裕深度処分の安全評価における地下水シナリオに用いる核種移行評価パラメータ設定の考え方（社団法人土木学会，2008 年 6 月）
- 流域スケールにおける反応性窒素移動過程のモデル化と実流域への適用性検討（森康二ほか，地下水学会誌第 58 巻第 1 号 63～86（2016））
- 水循環解析におけるモデルの設定および再現性の検証事例の報告－福井県大野盆地における事例－（西村宗倫ほか，地下水学会誌第 59 巻第 2 号 125～158（2017））

- e. 流域モデリングの水循環解析への適用とその実際（田原ほか（2014）, 日本地下水学会 2014 年度秋季講演会講演予稿, 158-163)
- f. Mori, K., Tada, K., Tawara, Y., Ohno, K., Asami, M., Kosaka, K., and Tosaka, H., 2015.
Integrated watershed modeling for simulation of spatiotemporal redistribution of post-fallout radionuclides: Application in radiocesium fate and transport processes derived from the Fukushima accidents, *Environmental Modelling & Software*, 72, 126-146.

(参考資料1-1) 既設の地下水位低下設備の概要

設計用地下水位の設定において参照する予測解析に用いるドレーンの有効範囲は、「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に示す検討フローに従い、既設ドレーンのうち信頼性が確保された範囲に限定し、必要な範囲に新設範囲を設定する方針としている。

本資料は同方針において既設ドレーンの取扱いを設定するにあたり、既設の地下水位低下設備の概要を整理したものである。また、水質分析結果を踏まえたドレーン構成部材の耐久性に係る考察や、ドレーン内部の目視確認結果等についても併せて整理した。

1. 既設の地下水位低下設備の配置

既設ドレーンは、原子炉建屋、制御建屋、タービン建屋及び排気筒、海水ポンプ室等の各号機の主要施設下部周辺に設置しており、ドレーンにより集水した地下水は揚水井戸内に設置した揚水ポンプ（2台/1箇所）・配管により構内排水路へ排水される。

また、既設ドレーンは、塩ビ管<φ100mm, 200mmの2種類>及びヒューム管<φ500mm, 800mm, 1050mmの3種類>で構成され、ドレーンの分岐部、曲がり部の一部に鉄筋コンクリート造の接続枿を設けている（図1-1-1）。

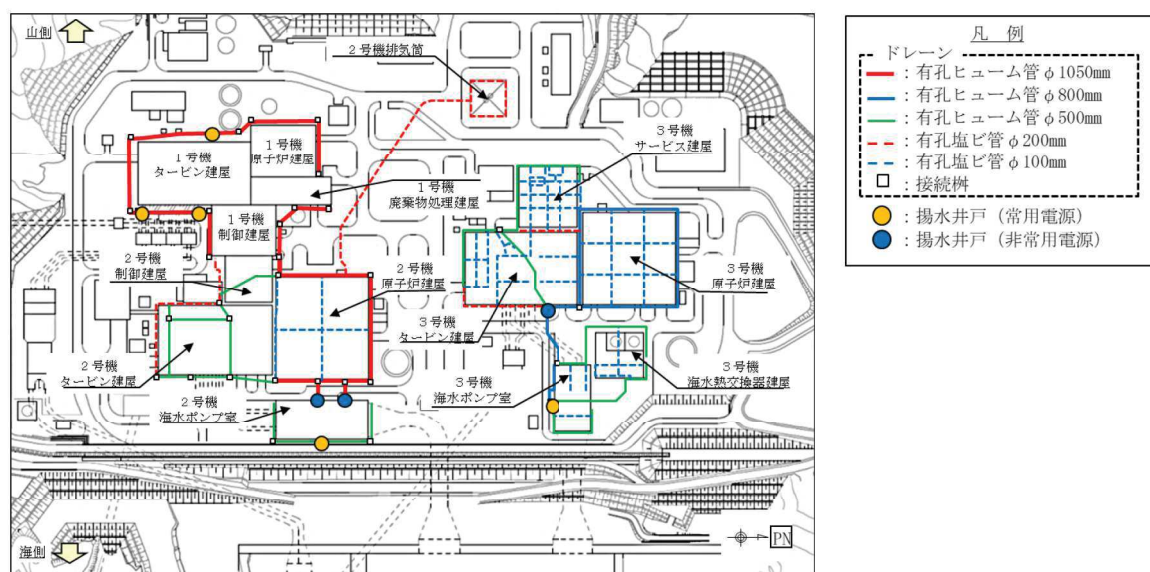


図1-1-1 地下水位低下設備（既設）の配置

2. 既設ドレーン・接続枿の概要

2.1 既設ドレーン（ヒューム管）

ヒューム管は、建屋外周または建屋直下部等の掘削した岩盤内に敷設し、土砂等の流入により有孔部に目詰まりが生じないように、管を連続長繊維不織布（タフネルシート）で巻き、管周辺を連続した高透水性材料（砕石）で充填している。また、管底部は基礎コンクリートにより固定している。建屋外周のヒューム管の概要を図1-1-2、設置状況を図1-1-3に、ドレーン関連部材の役割を表1-1-1に示す。

(参考)1-1-1

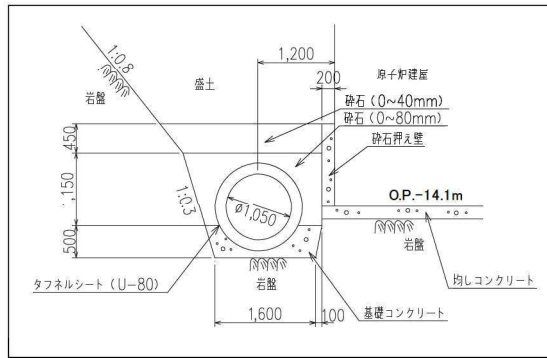
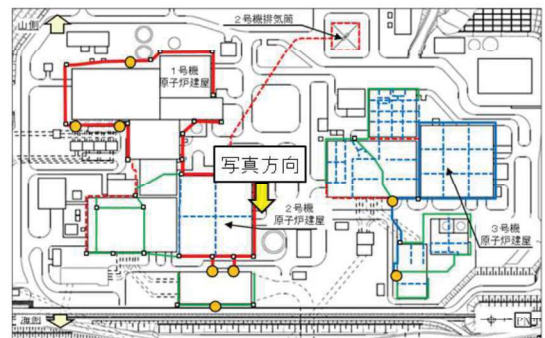
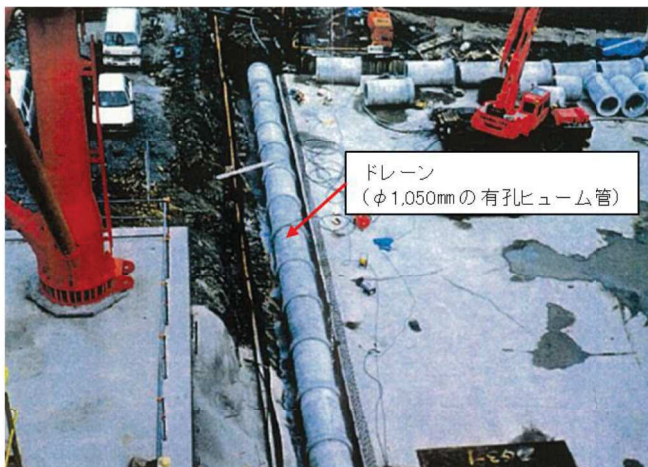
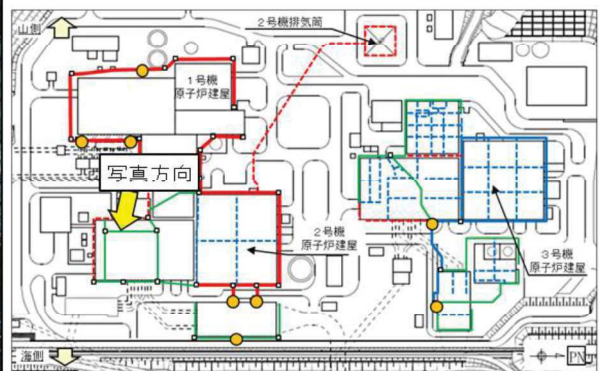


図 1-1-2 建屋外周のヒューム管概要
(φ 1050 mm ヒューム管の例)



KEYPLAN

図 1-1-3 (1) 建屋外周のヒューム管設置状況
(原子炉建屋北側 φ 1050 mmのヒューム管の例)



KEYPLAN

図 1-1-3 (2) 建屋等の直下のヒューム管設置状況
(タービン建屋直下のφ 500 ヒューム管の例)

(参考) 1-1-2

表 1-1-1 ドレーン関連部材の役割

各部材の役割		備考
高透水性材料 (砂, 砕石)	透水性の良い土質材で, 岩盤や盛土中の地下水をドレーンに導水する。	砂: 有孔塩ビ管周辺 砕石: 有孔ヒューム管周辺
連続長繊維不織布 (タフネルシート)	フィルター材で, 土中水の移動による土粒子のドレーンへの流入を抑制する。	高強度織布を不織布で挟んだ3層構造で耐酸性, 耐アルカリ性に優れた材料
ドレーン (有孔塩ビ管, 有孔ヒューム管, 接続柵)	有孔管路で, 地下水を集水する。	



2.2 既設ドレーン (塩ビ管)

建屋直下, 建屋間並びに建屋外周部にはφ100mm, φ200mmの塩ビ管を敷設している。塩ビ管の概要を図1-1-4に示す。

塩ビ管は, 岩盤を掘削して管を敷設後, 土砂等の流入により塩ビ管に目詰まりが生じないよう連続長繊維不織布 (タフネルシート) を巻き, 管周辺を連続した高透水性材料 (砂) で充填している。

塩ビ管とヒューム管の設置状況, 接続概念図並びに配置概要を図1-1-5~図1-1-7に示す。

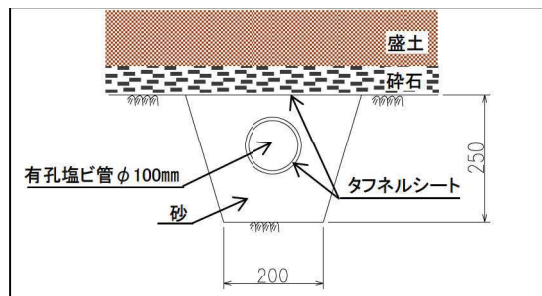


図 1-1-4 ドレーン (塩ビ管) 概要 (建屋間の施工例)

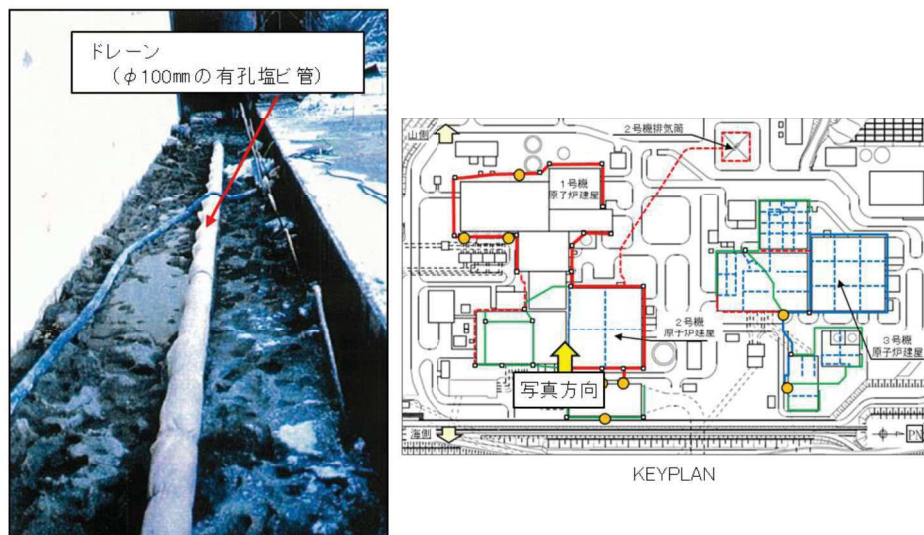


図 1-1-5 2号機原子炉建屋・タービン建屋間の塩ビ管設置状況
(φ100mmの塩ビ管)

(参考)1-1-3

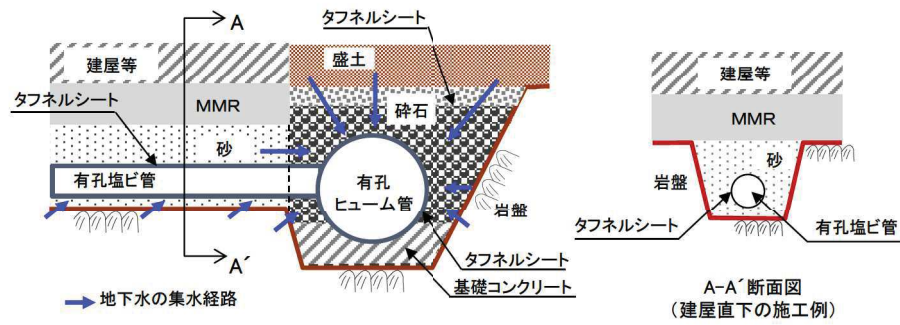


図 1-1-6 塩ビ管とヒューム管の接続概念

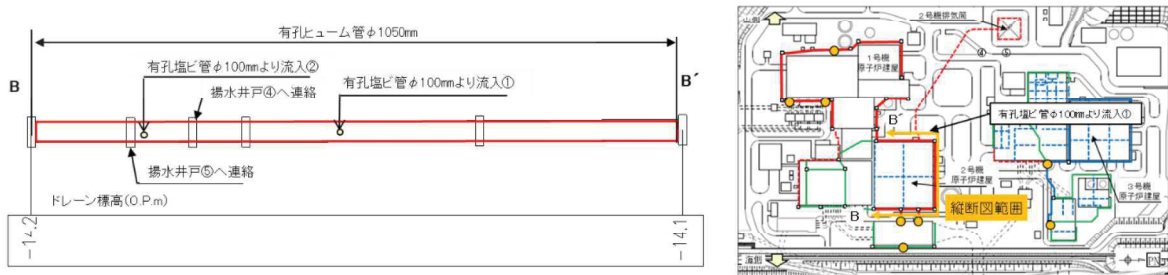


図 1-1-7 原子炉建屋周辺 ドレーン縦断 (B-B' 断面)

2.3 既設接続柵

ドレーンの分岐部，曲がり部の一部に鉄筋コンクリート造の接続柵を設置している。接続柵についてもドレーンと同様に岩盤を掘り込んで設置してている。

原子炉建屋周囲の接続柵の設置状況を図1-1-8，接続柵の概要を図1-1-9に示す。

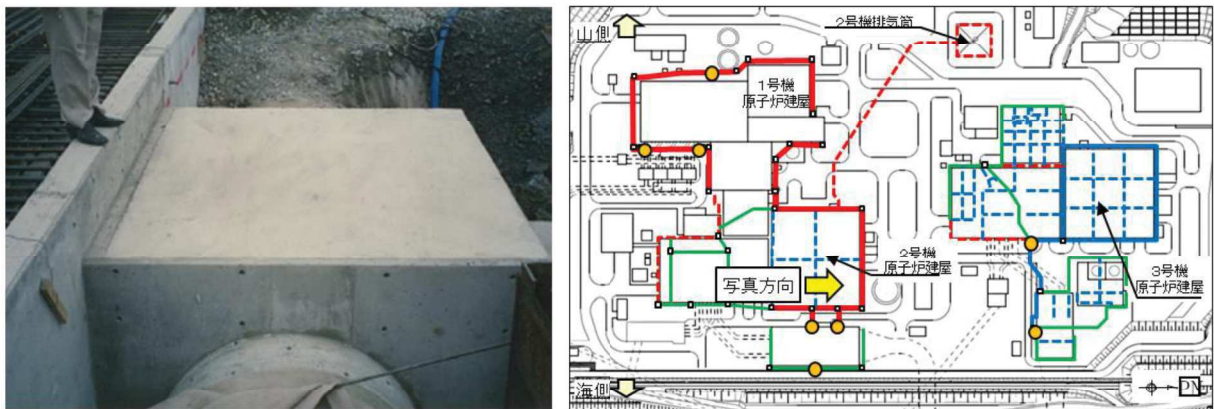


図 1-1-8 原子炉建屋周囲の接続柵の設置状況

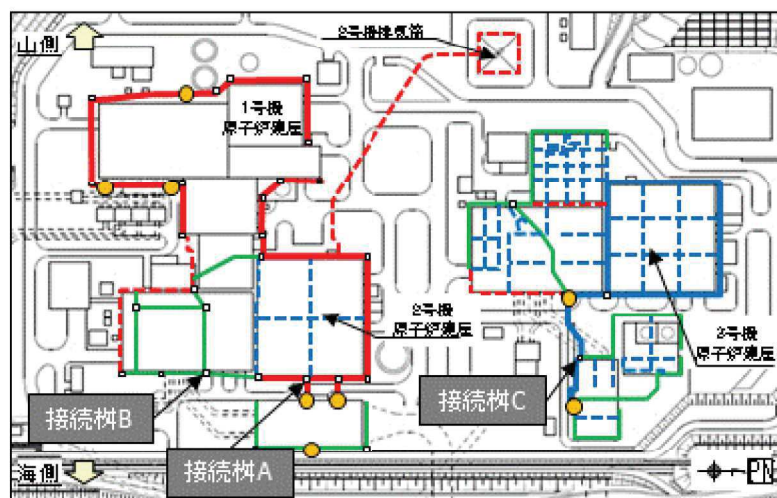
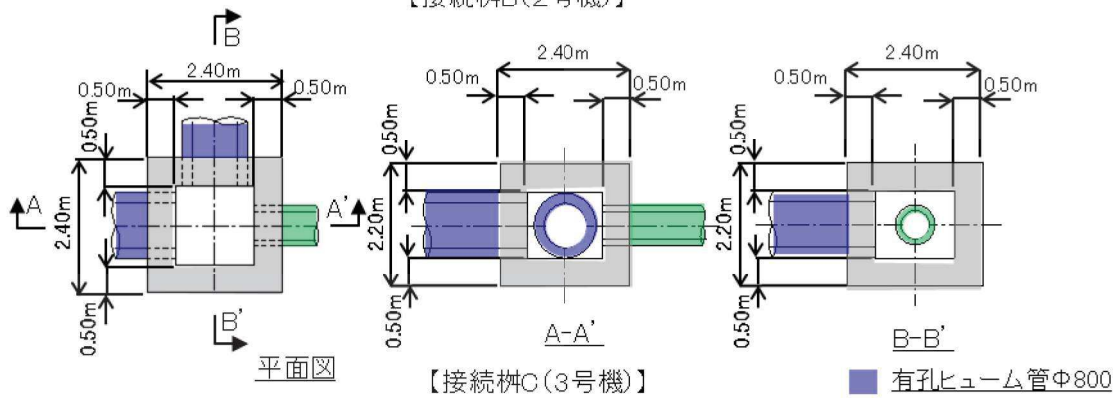
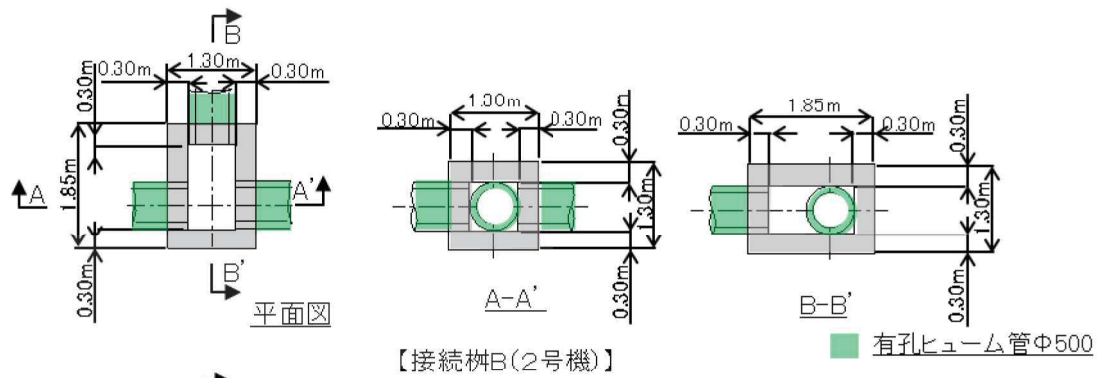
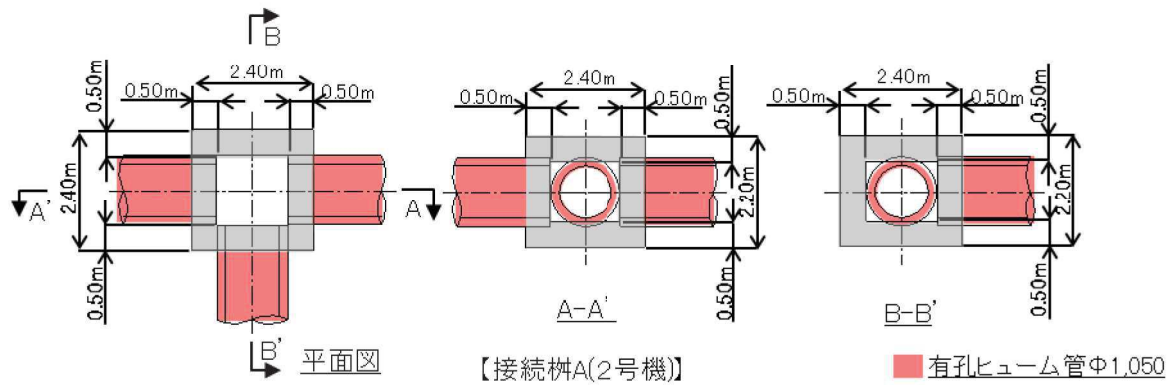


図 1-1-9 接続樹の概要
(参考)1-1-5

2.4 既設揚水井戸・配管

揚水井戸は、1号機用に3箇所、2号機用に3箇所、3号機用に2箇所設置している。揚水井戸位置を図1-1-10に示す。

揚水井戸はいずれも岩盤上に設置しており、1号機及び2号機は鉄筋コンクリート製立坑である。

また、2号機揚水井戸は2号機海水ポンプ室及び2号機原子炉機器冷却海水配管ダクトと一体となって設置している。2号機揚水井戸の設置例を図1-1-11に、平面図及び断面図を図1-1-12及び図1-1-13に示す。

3号機揚水井戸は上部を鋼製シャフトにより、下部は鉄筋コンクリート製の集水ピットにより構築している。3号機揚水井戸の設置例を図1-1-14に、平面図及び断面図を図1-1-15及び図1-1-16に示す。

配管は炭素鋼鋼管（ $\phi 125\text{ mm}\sim 200\text{ mm}$ ）であり、O. P. +14.8m盤の構内排水路に接続している。

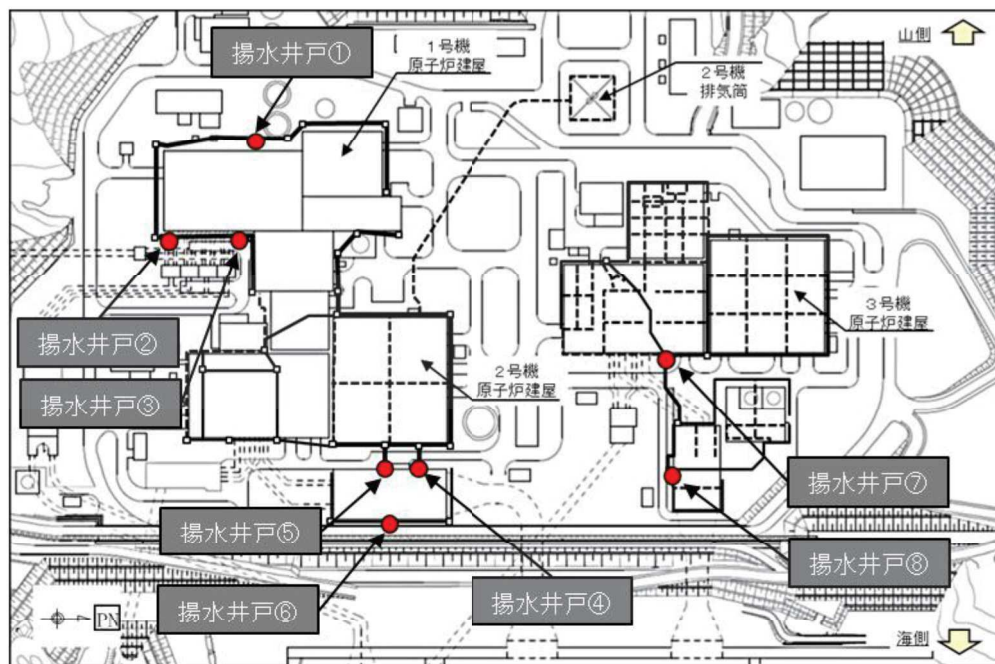
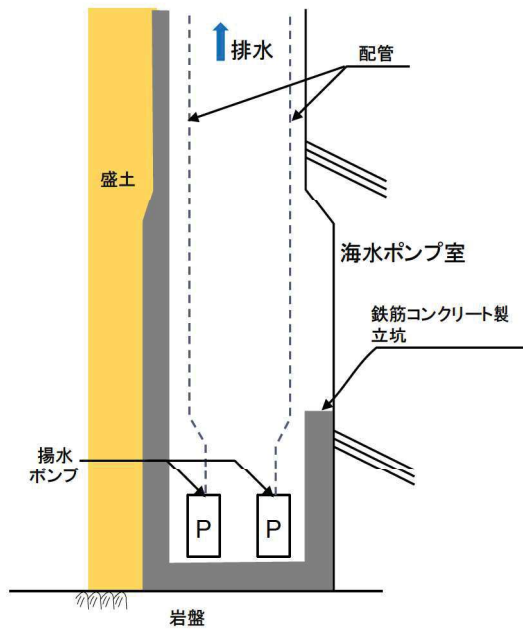


図1-1-10 既設揚水井戸位置



配管の写真

図 1-1-11 2号機揚水井戸の設置例（揚水井戸④）

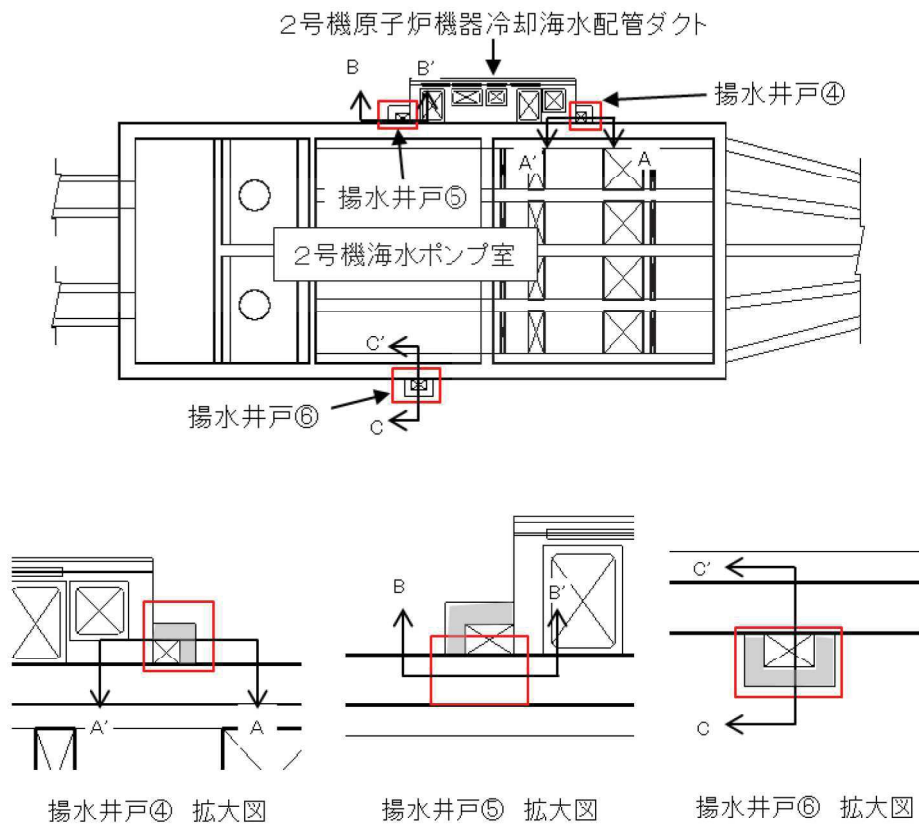


図 1-1-12 2号機揚水井戸平面図

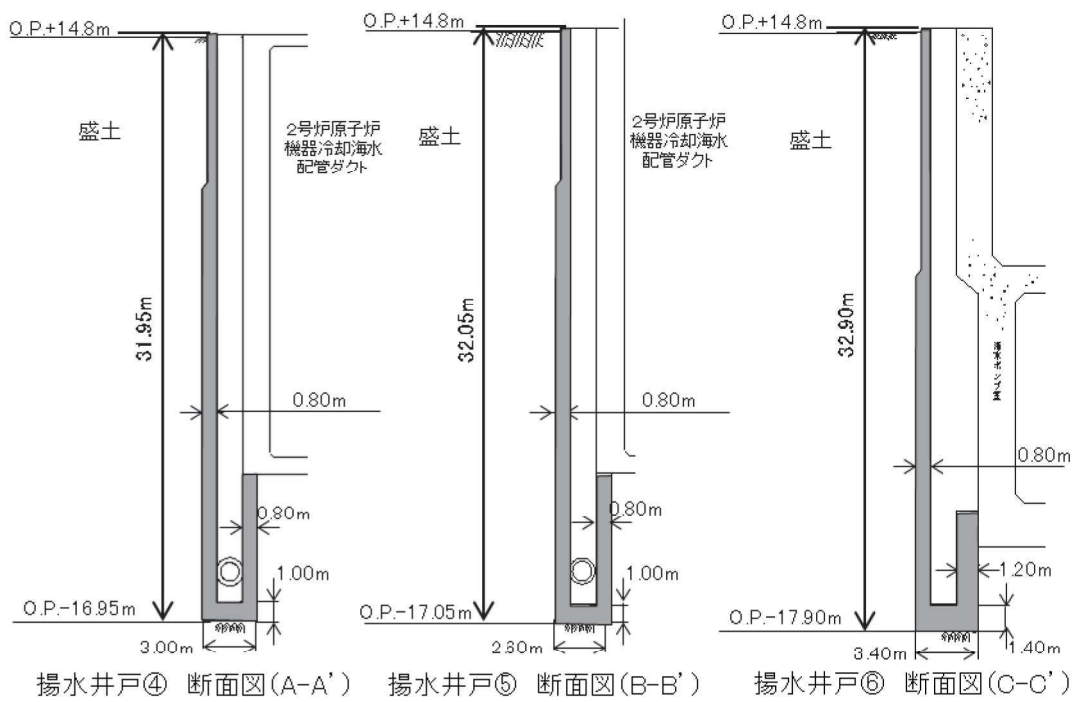


図 1-1-13 2号機揚水井戸断面図

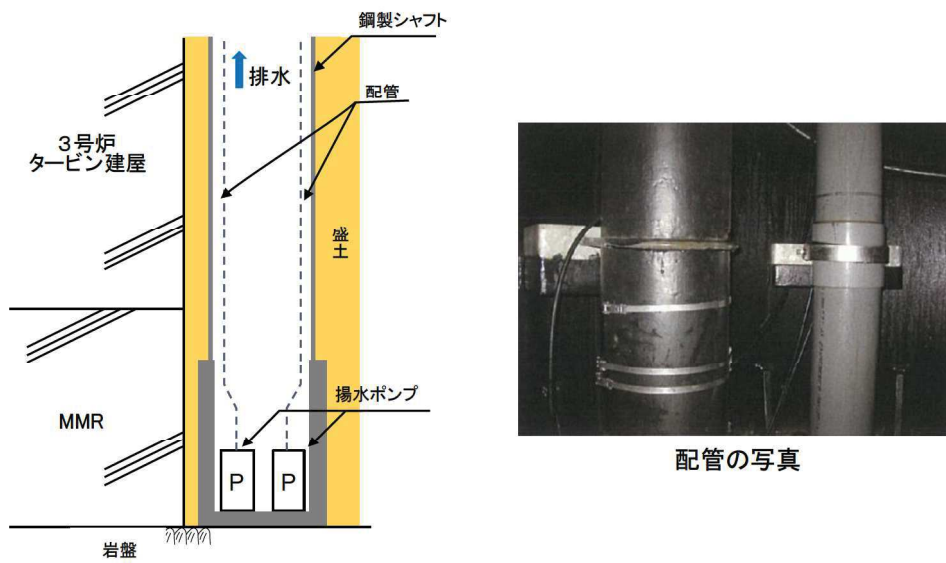
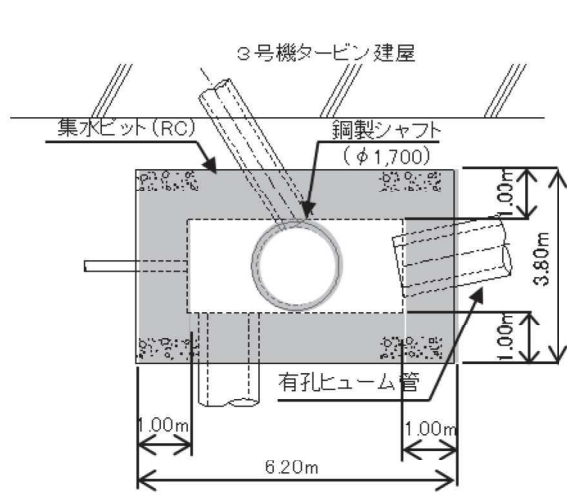
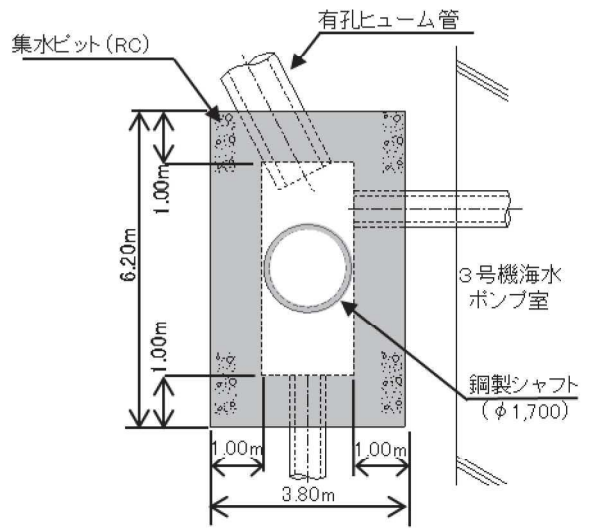


図 1-1-14 3号機揚水井戸の設置例 (揚水井戸⑦)

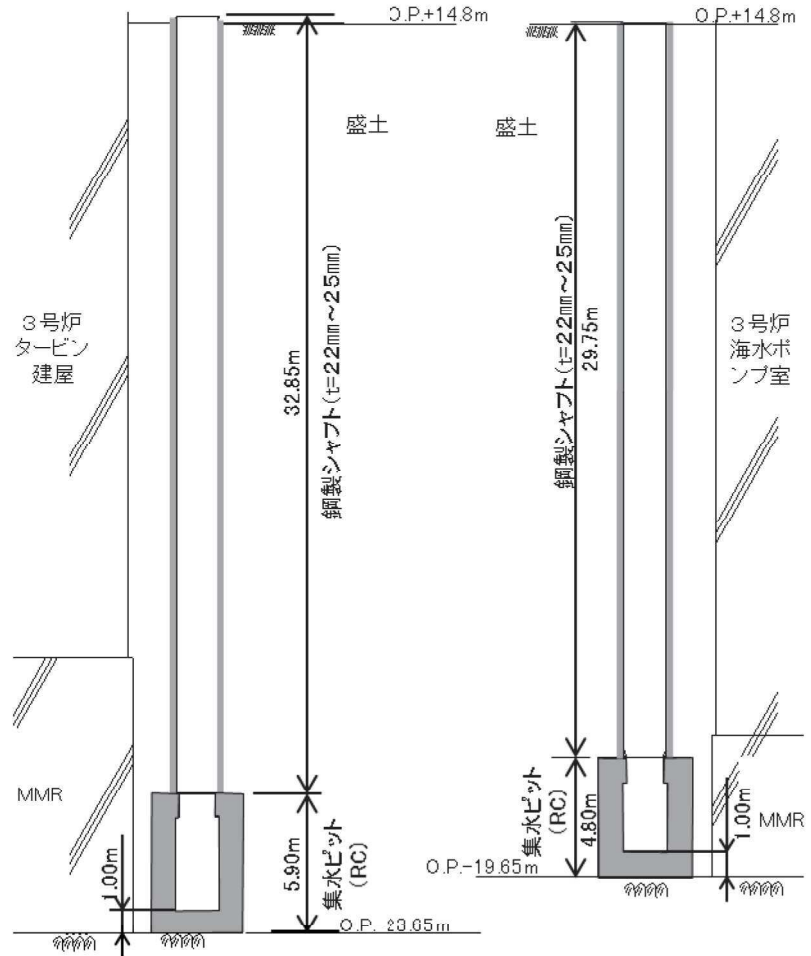


【揚水井戸⑦】平面図



【揚水井戸⑧】平面図

図 1-1-15 3号機揚水井戸平面図



【揚水井戸⑦】断面図

【揚水井戸⑧】断面図

図 1-1-16 3号機揚水井戸断面図

(参考)1-1-9

2.5 既設揚水ポンプ・水位計

揚水ポンプは、各揚水井戸内に2台設置（うち1台は予備の揚水ポンプ）し、揚水井戸に支持される配管を通じて O.P. +14.8m 盤の構内排水路に接続している。設置位置を図 1-1-17 に示す。

水位計は、各揚水井戸内に1台設置されており、形式は全て圧力式である。概要を図 1-1-18 に示す。

揚水ポンプの容量は、ポンプ稼働実績に対して十分な余裕を有している。各揚水ポンプの諸元を表 1-1-2 に、ポンプ容量と稼働実績の関係を図 1-1-19 に示す。

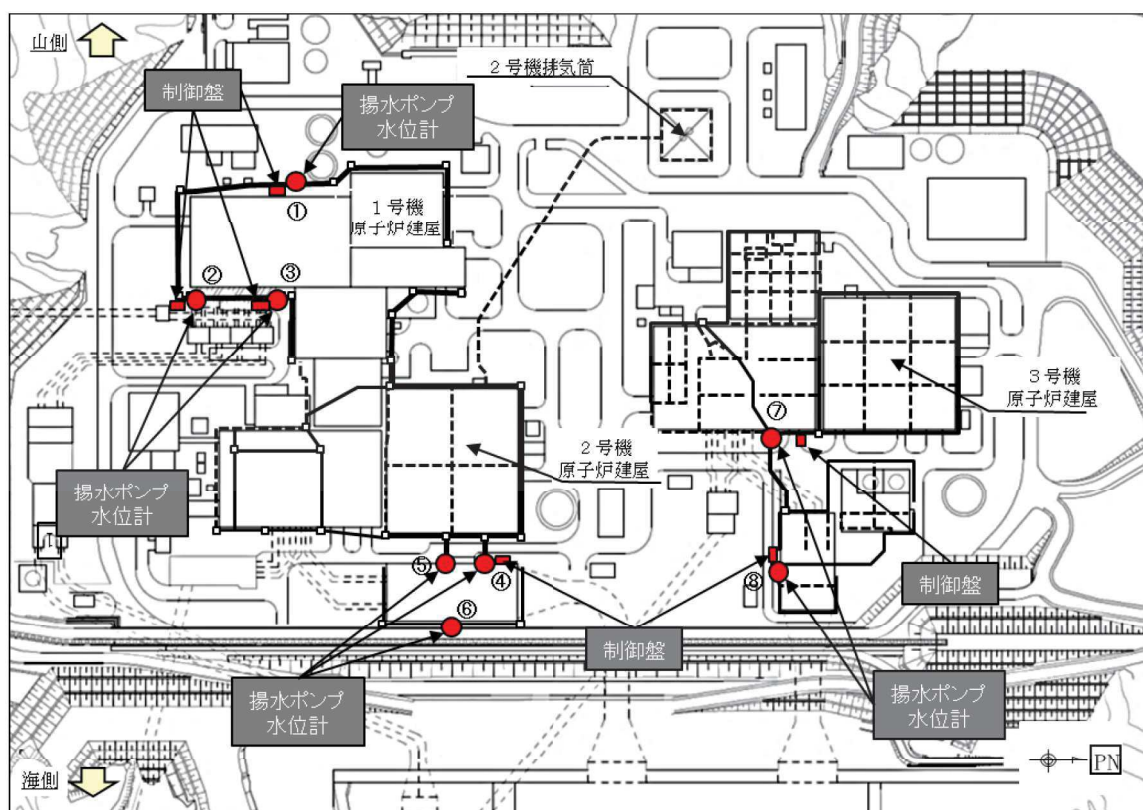


図 1-1-17 既設揚水ポンプ・水位計位置図



2号機揚水ポンプの例（揚水井戸⑥）



3号機水位計の例（揚水井戸⑦）

図 1-1-18 既設揚水ポンプ・水位計の概要

表 1-1-2 既設揚水ポンプの諸元

号炉	揚水井戸	全揚程 (m)	台数	ポンプ容量 (m ³ /日・台)	出力 (kW/台)
1号炉	NO.①	約25.0	2	約1,300	7.5
	NO.②	約30.0	2	約1,700	15
	NO.③	約25.0	2	約1,300	7.5
2号炉	NO.④	約35.0	2	約2,900	22
	NO.⑤	約35.0	2	約3,500	37
	NO.⑥	約35.0	2	約6,500	45
3号炉	NO.⑦	約36.9	2	約4,600	45
	NO.⑧	約35.2	2	約1,900	19

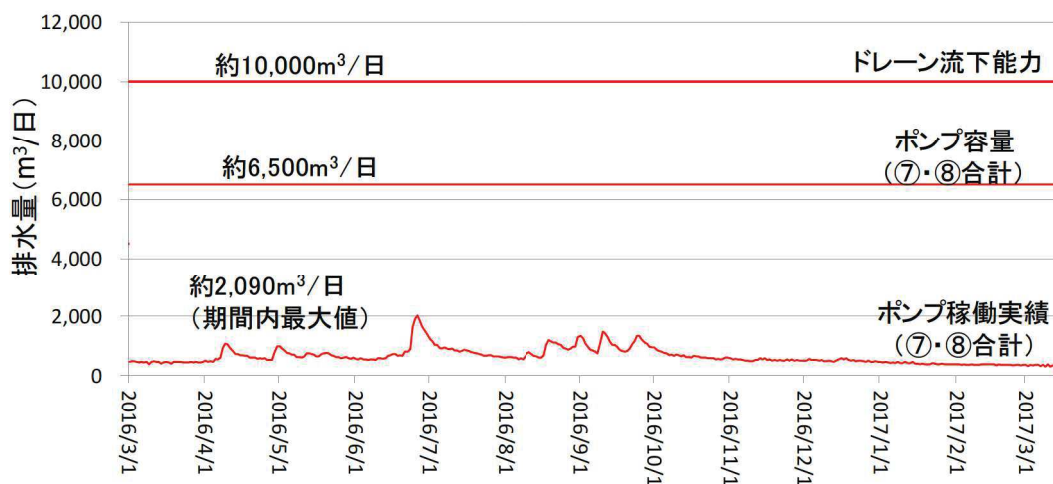


図 1-1-19 ポンプ容量と稼働実績の関係(3号機側地下水位低下設備の例)
(2016年3月～2017年3月)

3. 既設ドレーンの耐久性について

ドレーン関連部材の耐久性等について表1-1-3に、ドレーン関連部材のうち連続長繊維不織布（タフネルシート）の耐久性について図1-1-20に示す。

ヒューム管の一般的な耐用年数は50年とされている（一般的なコンクリート構造物）。建設当時の使用前検査では湧水が腐食環境下にあるか確認するために水質調査を実施している（表1-1-4）。これによると、地下水はやや海水成分を有しているが、腐食環境下でないことを確認している。

接続枿については、鉄筋かぶりは50～70mmで、水セメント比は55%で施工されている。湧水の塩素イオン濃度の最大値（表1-1-4）により、コンクリート標準示方書の塩害の照査を実施すると50年以上と評価される。

表 1-1-3 ドレーン関連部材の耐久性等

構成部位	部材	材質等	設置環境	主な機能	耐久性
ドレーン	高透水性材料	砂, 砕石	・管(有孔ヒューム管・有孔塩ど管の周囲)	・岩盤および盛土中の地下水を管へ導水(高透水性材料自体も、透水性に応じた流下能力を有する)	・一般的な土質材料としての耐久性を有する。
	連続長繊維不織布(タフネルシート)	ポリプロピレン	・管外面および砕石と盛土材の間	・土粒子の管内への流入抑制(集水機能を直接担う部材ではない)	・化学的安定性と高い強度を有する。*1 ・地下埋設のため材料(ポリプロピレン)の主な劣化要因である紫外線が作用しないことから、今後の供用期間において劣化は急速に進展しないと考えられる。
	有孔ヒューム管・接続枿	鉄筋コンクリート	・対象施設周囲の岩盤上	・対象施設周辺地盤の地下水位低下	・耐用年数: 50年程度(有孔ヒューム管)*2 50年以上(接続枿)*3 ・これまでの点検において異常は確認されておらず、供用環境(土被り, 気温・湿度等)は今後も変わらず安定的な状況が維持されると想定されるが、今後適切に保守管理することで機能確保を図ることとする。
	有孔塩ど管	硬質ポリ塩化ビニル	・対象施設直下の岩盤内 ・対象施設周囲の岩盤上	・対象施設の揚圧力低減 ・対象施設周辺地盤の地下水位低下	・耐用年数は50年程度*4 ・耐食性に優れる材料*5

*1: タフネルEX製品パンフレット(三井化学(株)) (<https://www.tokyoink.co.jp/products/pdf/tough-EX.pdf>)

*2: 全国ヒューム管協会 (<https://www.hume-pipe.org/data/data07.pdf>)

*3: コンクリート標準示方書 設計編(2012)を参照した塩害評価による

*4: 塩化ビニル管・継手協会 (https://www.ppfa.gr.jp/products/product_a04.php)

*5: 水道施設設計指針・解説(日本水道協会)



1.2 開発された吸い出し防止シート

1.2.1 製品の概要

原料：ポリプロピレン
 製造法：スパンボンド法（ニードルパンチ成形）
 重量：300g/㎡目付品である。（ほぼ30kg/本になる）
 形状：2.0m幅×50m巻のロール状（内径7.9mmの紙管巻）
 但し、幅については特注により4.0mまで製造可能

1.2.2 製品の特徴

本製品の特徴は、以下のとおりである。

- ①化学的安定性に優れている。
- ②高い引張り強度を有している。
- ③縦横強度の異方性は小さい。

3.4 耐久性

3.4.1 化学的安定性

申請者による「特殊条件下」における試験により、化学的安定性を有していると認められる。
 ・JIS K 7114 に準拠した試験により、 $pH \leq 4$ 、 $pH \geq 10$ の特殊な条件において強度保持率の低下が少ないことを確認した。

表3.7 化学的安定性試験結果

評価基準	強度保持率が十分なこと				
製品名					
タフネル EX-60S 基本強度 1.92tf/m	(平均強度保持率%) $pH=5\sim 9$				
	<一般条件B>	250	500	750	1000hr
	イ)蒸留水				
	ロ)NaCl 3%				
	ハ)Ca(OH) ₂ 0.1%				
	ニ)NaOH 0.1%				
	ヘ)H ₂ SO ₄ 0.1%				
	ホ)HCl 0.1%				
	(平均強度保持率%) $pH \leq 4$ 、 $pH \geq 10$				
	<特殊条件>	250	500	750	1000hr
	イ)蒸留水	98	101	103	103
	ロ)NaCl 3%	106	103	103	102
	ハ)Ca(OH) ₂ 飽和	102	98	97	102
	ニ)NaOH 10%	98	101	106	99
ヘ)H ₂ SO ₄ 10%	99	102	107	102	
ホ)HCl 10%	102	103	100	100	

※なお、一般条件Bの試験は、特殊条件を満足しているので実施していない。

3.4.2 耐候性

申請者による試験により耐候性を有していると認められる。
 ・JIS A 1415 を準拠した促進暴露試験より強度保持率の低下が少ないことを確認した。

表3.8 耐候性試験結果

評価基準 製品名	強度保持率が十分なこと					
	暴露時間hr	100	200	400	1000	2000
タフネル EX-60S	強度保持率%	97	101	87	53	32

図1-1-20 連続長繊維腐食布（タフネルシート）の耐久性（EX-60S 評価書*1より引用）

*1：タフネル EX-60S 評価書より耐久性に係る記載を抜粋。女川では EX-80 を使用しているが、いずれも同じ材料・製造過程であることから、EX-60 の評価書にて品質も保証するとしていた。なお、現在は「JIS-L1913」および「JIS-L1908」に基づき品質試験を実施し、性能証明として材料品質規格書を発行している。

表 1-1-4 湧水の水質試験結果 (第 2 号機使用前検査資料抜粋)

採水位置 分析項目	Q 1	Q 2	Q 3	Q 4	水道水の 水質基準
p H	8.1	7.2	6.9	7.2	5.8 ~ 8.6
MTLカリ度 (mg/ℓ)	224	237	90.8	77.9	—
カルシウム硬度 (mg/ℓ)	355	285	153	365	300以下
全 硬 度 (mg/ℓ)	770	546	224	744	* 500以下
蒸発残留物 (mg/ℓ)	2,430	1,660	498	1,790	500以下
導 電 率 (μS/cm)	4,110	2,800	785	2,680	—
塩素イオン (mg/ℓ)	1,030	618	57.1	495	200以下
採 水 月 日	3.1.10	3.1.10	3.1.10	3.1.10	—

4. 既設の地下水位低下設備の運用状況

揚水井戸ごとに、原子炉建屋等に生じる揚圧力を設計値以下に抑えるために、運用上の制限水位を設け、制限水位以下を維持するよう常時は自動運転としており、揚水井戸内の地下水位は水位計により検知している。既設の揚水ポンプの運用例を図 1-1-21 に示す。

揚水井戸内の水位が上昇し警報水位を達した際は警報を発報する。なお、警報の発報実績はない。

揚水ポンプは保守点検のルールを定め運用しており、定期的な巡視・点検を行っている他、地震後は速やかに設備点検し状況を確認することとしている。

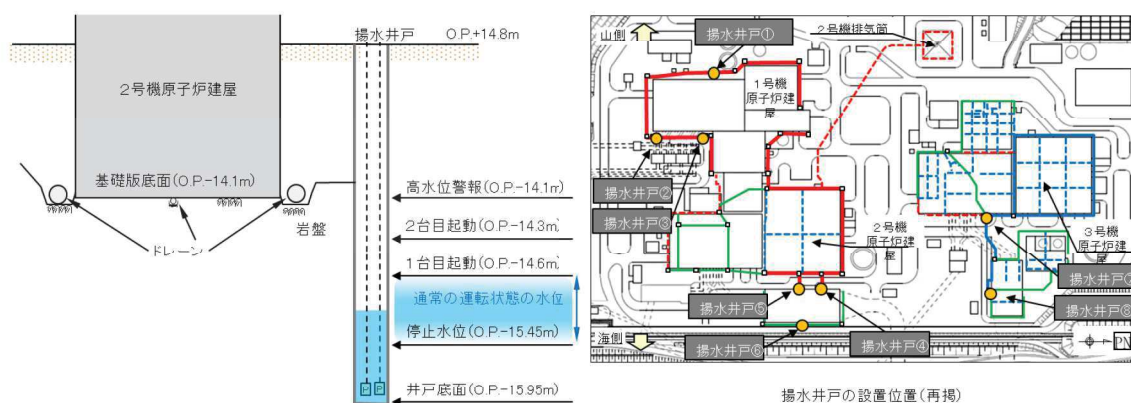


図 1-1-21 既設の揚水ポンプの運用（揚水井戸④の例）

5. 既設の地下水位低下設備の保守管理の状況

5.1 保守管理内容

既設の地下水位低下設備は、原子炉施設保安規定に基づく保全計画において点検項目・点検頻度を定め、定期的に巡視・点検を行っている他、地震後は速やかに設備点検し、状況を確認することとしている。保守管理内容を表 1-1-5 に示す。

また、揚水ポンプ、水位計、制御盤については、計画的に取替を実施している。

表 1-1-5 既設の地下水位低下設備の保守管理内容

構成部位	点検項目*1	点検内容	備考
ドレーン ・接続樹	—	—	事後保全対象とし、地震後等は臨時点検を実施
揚水ポンプ	外観点検	各部の外観点検・電圧測定を行う。	自主的に約8年に1回の頻度で取替を実施
	分解点検	各部の分解点検、手入れ、補修塗装、計測、消耗品取替等を行う。	
	機能性能試験	試運転を行い、漏水の有無、表示灯の表示確認等を行う。	
配管	外観点検	配管の破損・腐食、逆止弁の破損・腐食・異物混入・磨耗、接続ボルトの緩みの状況の確認を行う。	点検結果に基づき、適宜、塗装・取替等を実施
揚水井戸	外観点検	コンクリート等の亀裂、破損、劣化の状況、堆積物の状況の確認を行う。	
水位計	外観点検	水位計の清掃、消耗品の交換及び本体の損傷、腐食等を目視で確認する。	点検結果や経過年数に基づき、適宜、補修・取替を実施
	特性点検	水位計の校正を行う。	
	機能性能試験	規定水位でのポンプ起動確認を行う。	
制御盤	特性試験	端子・ケーブル配線等の絶縁抵抗・電圧測定等を行う。	点検結果や経過年数に基づき、適宜、補修・取替を実施
	機能性能試験	表示の点灯、スイッチ類の動作確認、電流計の指示等を確認する。	

*1 分解点検は3年に1回、それ以外の点検・試験は1年に1回実施

5.2 至近に実施した目視確認結果

平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震直後及びその後に実施した主要な設備の目視確認結果のうち、第 2 号機揚水井戸（揚水井戸⑤）及び周辺のドレーンの状況を図 1-1-22 に、第 3 号機揚水井戸（揚水井戸⑦）及び周辺のドレーンの状況を図 1-1-23 に示す。

ドレーンは事後保全対象であるため、設備供用開始*1以降、ドレーン内部の土砂排除等の手入れは実施していないが、目視確認の範囲では土砂等の有意な堆積は認められず（底部に僅かに堆積が確認される程度。堆積土砂はシルト相当）、また有孔部の状況から有孔部の閉塞も生じていないことが確認できる

また、設備の著しい損傷等は認められず、ドレーン及び揚水井戸の集水及び排水機能は維持されている。

* 1 : 第 2 号機の供用開始は 1995 年 7 月であり、目視確認時点で約 23 年が経過。

第 3 号機の供用開始は 2002 年 1 月であり、目視確認時点で約 16 年が経過。



写真A ドレーン(有孔ヒューム管Φ1,050mm)
2018/9/18撮影



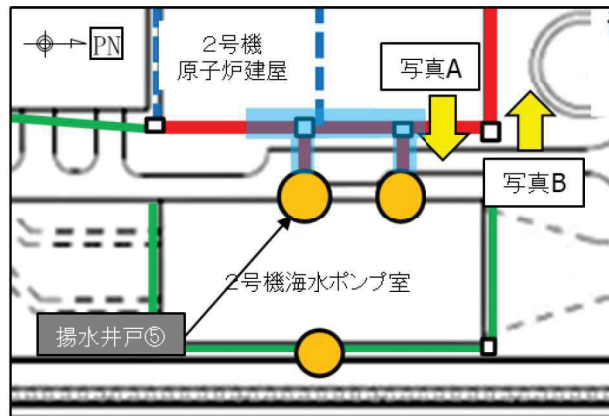
写真B ドレーン(有孔ヒューム管Φ1,050mm)
2018/9/18撮影



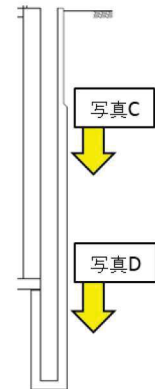
写真C 揚水井戸⑤(中段部)
2017/3/17撮影



写真D 揚水井戸⑤(下段部)
2017/3/17撮影



写真撮影位置 目視確認範囲* (揚水井戸⑤断面)



写真撮影位置

* : 平成 23 年 (2011 年) 東北地方太平洋沖地震後に臨時点検として実施した目視確認の範囲
なお、撮影写真は其の後の保安規定に基づく定期点検等による記録より抜粋

図 1-1-22 2号機揚水井戸(揚水井戸⑤)及び周辺ドレーンの状況



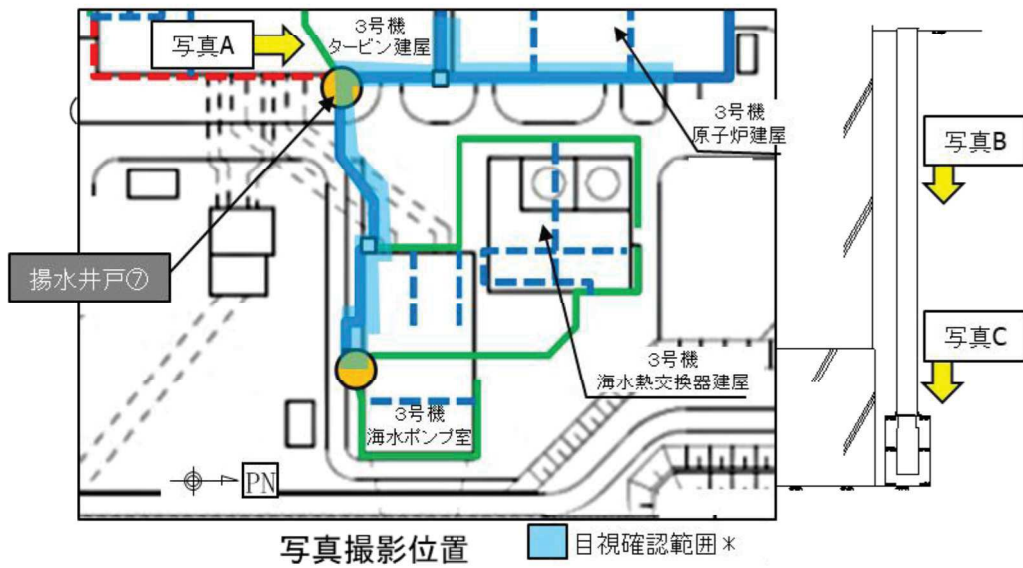
写真A ドレーン(有孔ヒューム管φ800mm)
2018/9/18撮影



写真B 揚水井戸⑦(中間部)
2017/3/16撮影



写真C 揚水井戸⑦(下段部)
2017/3/16撮影



* : 平成 23 年 (2011 年) 東北地方太平洋沖地震後に臨時点検として実施した目視確認の範囲
なお、撮影写真は其の後の保安規定に基づく定期点検等による記録より抜粋

図 1-1-23 3号機揚水井戸(揚水井戸⑦)及び周辺ドレーンの状況

(参考資料 1 - 2) 構内排水路について

敷地に降った雨のうち表面水については、構内排水路を通じて海へ排水される。地下水位低下設備（揚水井戸）にて集水した地下水も、表面水と同様に構内排水路を通じて海へ排水される。本資料では、構内排水路の概要を示す。

1. 集水エリアと幹線排水路の配置

発電所敷地内の構内排水路は、図 1-2-1 に示すとおり 1 号機～ 3 号機の主要建屋エリアの北側と南側に設置される幹線排水路および幹線排水路に接続する支線排水路にて構成され、降雨の際の表面水は幹線排水路を介して、海へ排水される。

幹線排水路は、表 1-2-1 に示す通り、石巻特別地域気象観測所における既往最大時間雨量 (91.0mm/h) を十分排水可能な排水能力を有している。

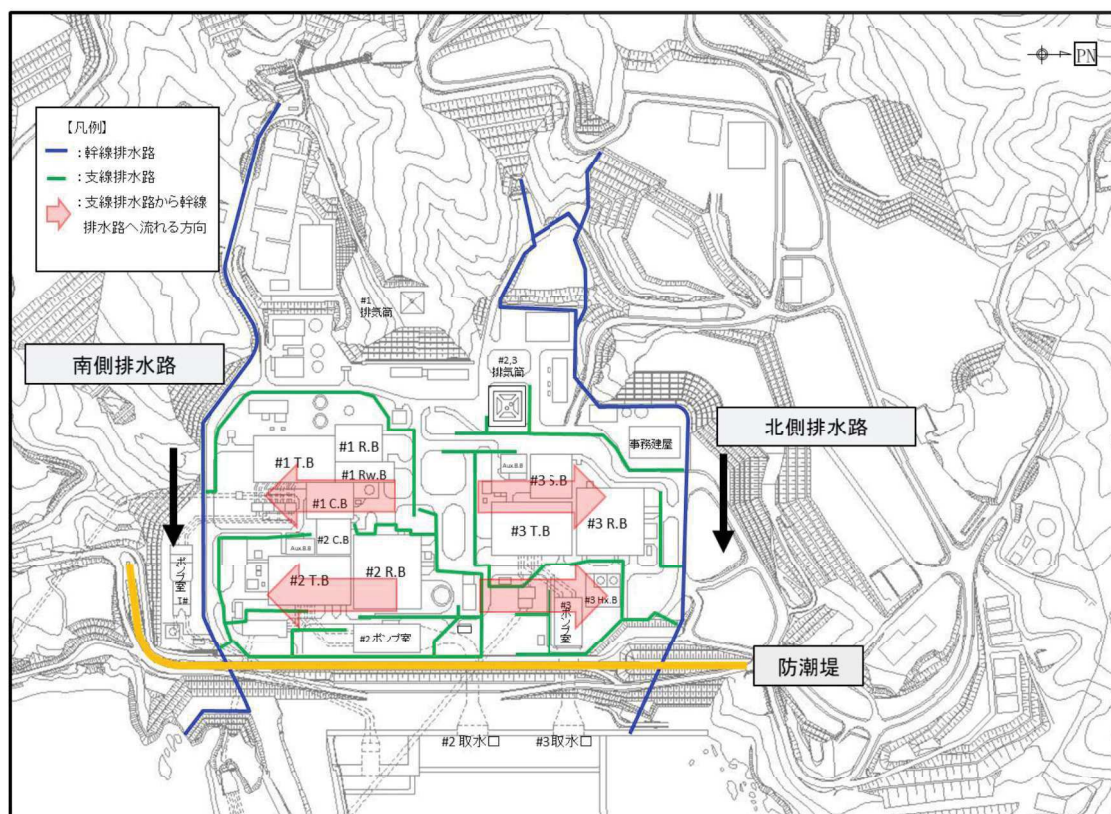


図 1-2-1 発電所敷地内の排水路配置概要図*

注記*：幹線排水路は林地開発許可申請書（2020 年 3 月）を参照。

支線排水路は 2019 年 10 月段階の配置であり、今後の安全対策工事等によって変更となる可能性があるため参考情報として示す。

表 1-2-1 幹線排水路の仕様と排水能力*

排水路名	仕様	91.0 mm/h 降水時の 雨水流入量 [m ³ /s]	排水可能流量 [m ³ /s]
北側幹線排水路	ボックスカルバート B3500, H2500	12.0	51.1
南側幹線排水路	ダブルプレスト管 φ 1000×3	9.4	16.2

注記*：林地開発許可申請書（2020年3月）に一部加筆

2. 構内排水路の設置状況

構内排水路のうち支線幹線路はGL付近に設置され、その多くの区間が盛土上に構築されるため、地震時の不等沈下等が生じる可能性がある。

一方、幹線排水路のうち最深部となる防潮堤横断部においては、北側排水路はS s 機能維持、南側幹線排水路は岩盤内に構築していること、また、幹線排水路の海側の出口にはそれぞれSクラスの逆流防止設備を設置することから、地震後においても幹線排水路の下流側は健全性を保持し、確実に海域へ排水できると考えられる。

それより上流側のO.P.+14.8m盤の北側及び南側幹線排水路については、岩盤又は改良地盤等に支持されていることから、地震後においても段差や不陸等が生じにくい構造となっており、内空断面が完全に閉塞されるような大規模な損壊が生じる可能性は低い。

幹線排水路の縦断面概要図を図 1-2-2 に示す。

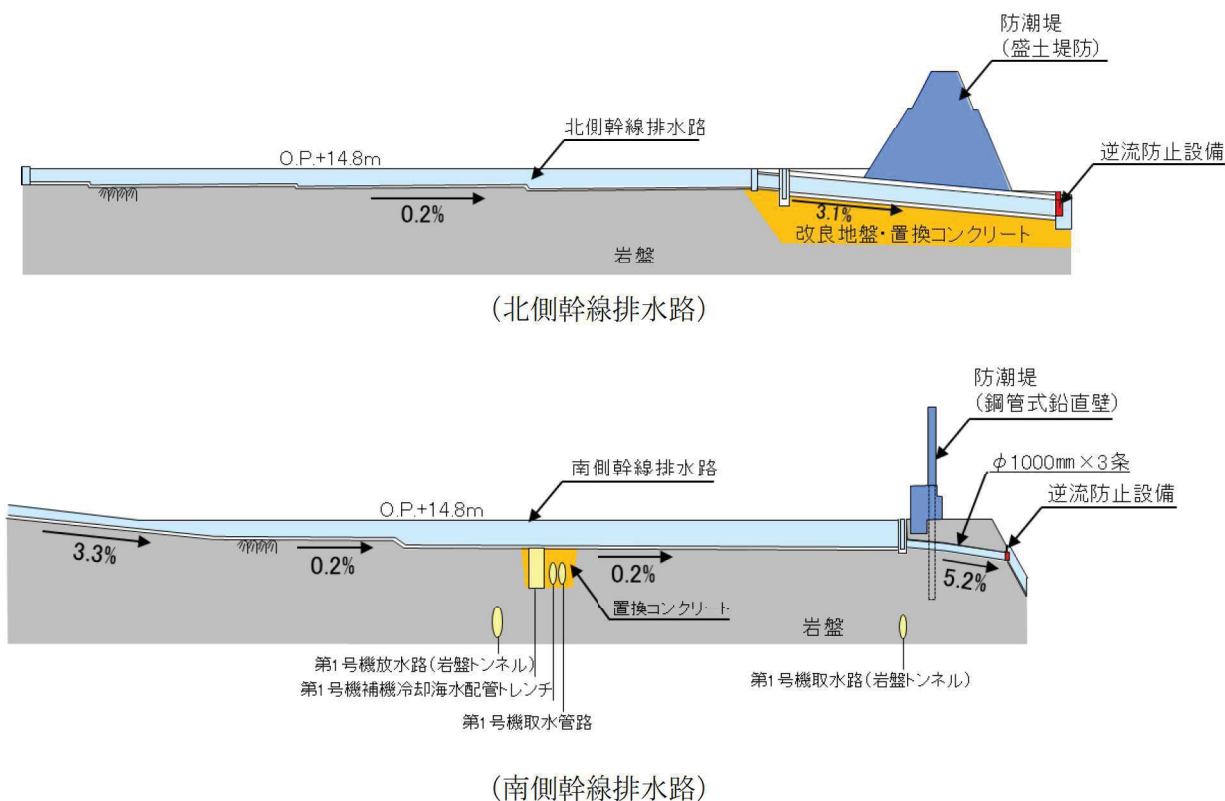


図 1-2-2 幹線排水路縦断面概要図

(参考) 1-2-2

3. 構内排水路の排水機能喪失時の対応

構内排水路は岩盤又は改良地盤等に支持されており、地震後に閉塞等が生じる可能性は低いですが、排水機能が喪失した状況も考慮し、揚水井戸内の配管上部に設置する分岐管に仮設ホースを接続可能な構造とし、仮設ホースにて構内排水路の健全部分へ地下水を流す運用とすることにより、排水機能を保持する設計とする。

4. その他の自主対策（溢水対応としての連続透水層の設置）

地震後においても敷地内からの溢水を敷地内に長時間滞水させないための自主的な配慮として、溢水源周辺から幹線排水路までの区間に、透水性の高い層（連続透水層）を設置する方針とする。連続透水層の概念を図1-2-4に示す。

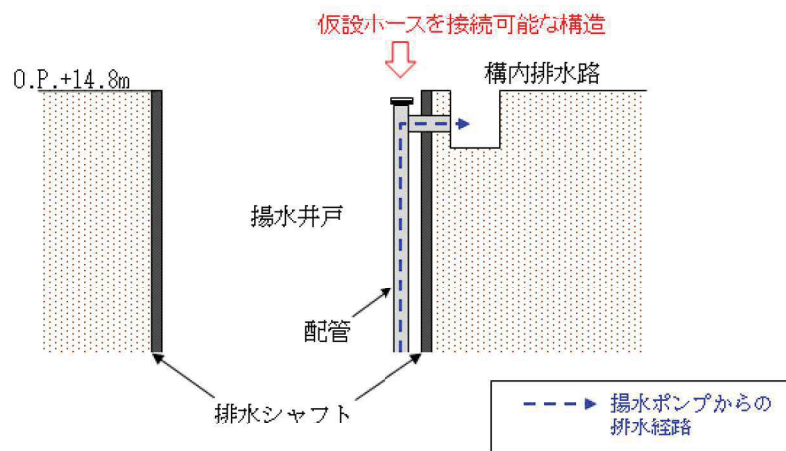


図 1-2-3 揚水井戸 分岐管の概要図

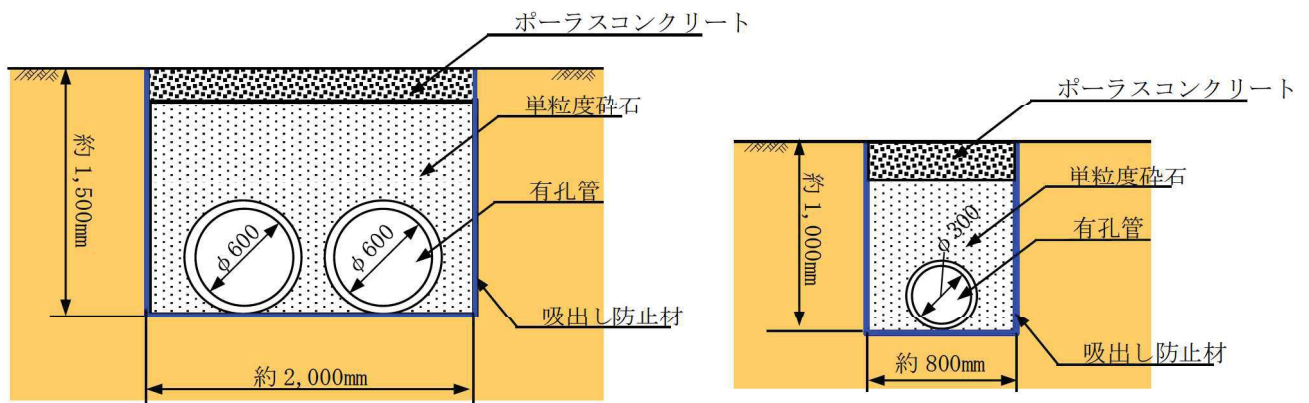


図 1-2-4 連続透水層断面図

※：連続透水層の概略的な案を示したものであり、今後の詳細設計において具体的な構造等を決定していく。

(参考資料2) 建設時工事計画認可段階に実施した浸透流解析について

女川原子力発電所2号機及び3号機においては、建設時工事計画認可段階において実施した2次元浸透流解析に基づき原子炉建屋の設計用揚圧力等を設定している。

O. P. +14.8m 盤の設計用地下水位は、防潮堤の沈下対策等を適切に考慮するため、3次元浸透流解析を用いて設定する方針としているが、保守的な境界条件の設定など、本解析の考え方を参考としている部分もあることから、参考情報として2号機及び3号機の建設時工事計画認可段階において実施した2次元浸透流解析の概要を整理した。

1. 解析の目的

2号機及び3号機の建設時工事計画認可段階において、以下の内容を把握するため浸透流解析を実施している。

- ① 地下水位低下設備の設計に使用する湧水量
- ② 建屋の設計に使用する揚圧力
- ③ 地下水位状況

地下水は海山方向の流れが支配的であることから、海山方向(図2-1の上下方向)の断面を主とした有限要素法による2次元定常解析により①～③について確認している。

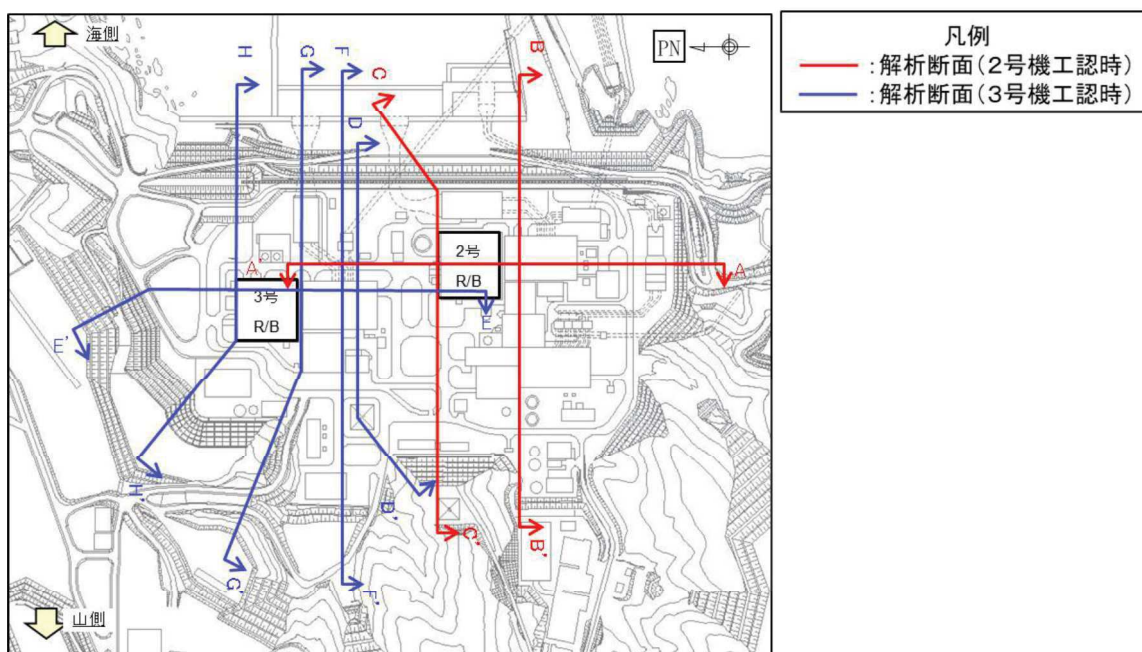


図 2-1 浸透流解析断面位置*

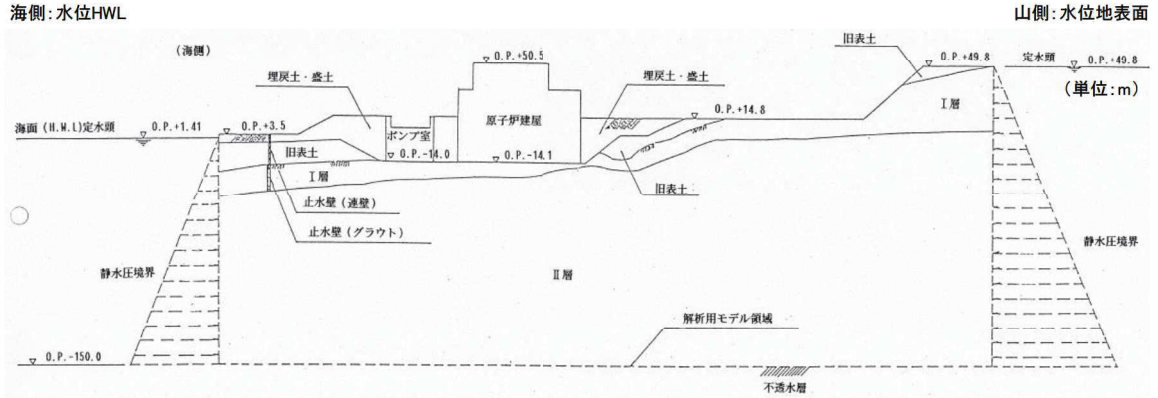
注記* : 2号機及び3号機建設時工事計画認可段階の浸透流解析断面は当時の地形にてモデル化しており、現地形とは異なる。

2. 解析条件

2.1 境界条件

2号機及び3号機の建設時工事計画認可段階に実施した浸透流解析の境界条件として、海

側境界は H. W. L. , 山側境界は地表面に水位を固定し, モデル下端は不透水境界として扱い, 側方境界には静水圧を作用させている (図 2-2)。なお, 海側には建屋との間に地中連続壁が設置されており海水の流入を遮断する効果があるが, 保守的に考慮していない。

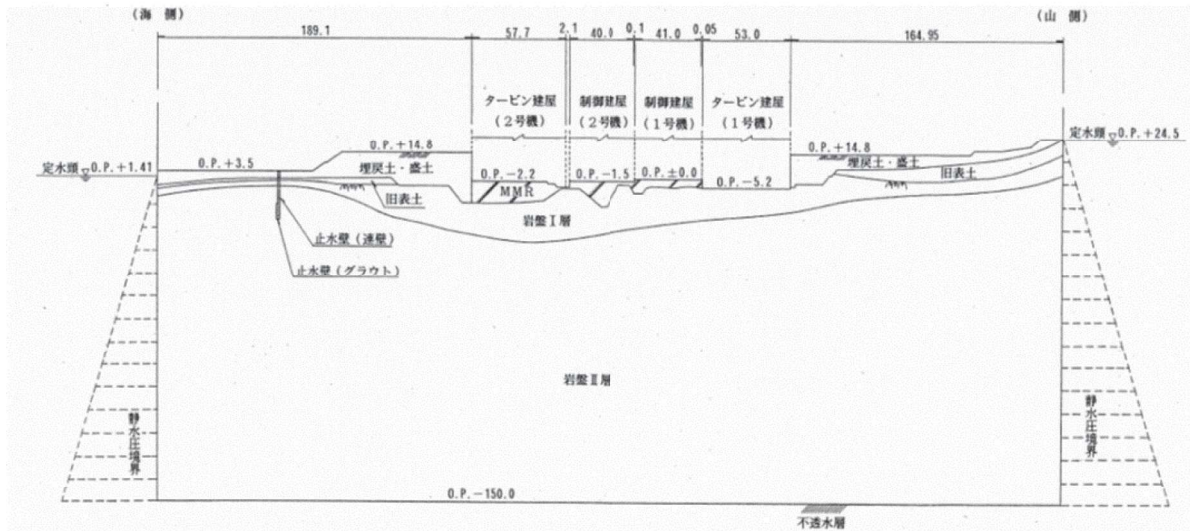


注) 本浸透流解析は建設時に実施したものであり、現在の潮位の設定（朔望平均満潮位に地殻変動による1mの沈降を考慮したもの）とは異なる。

図 2-2 浸透流解析断面図 (C-C' 断面)

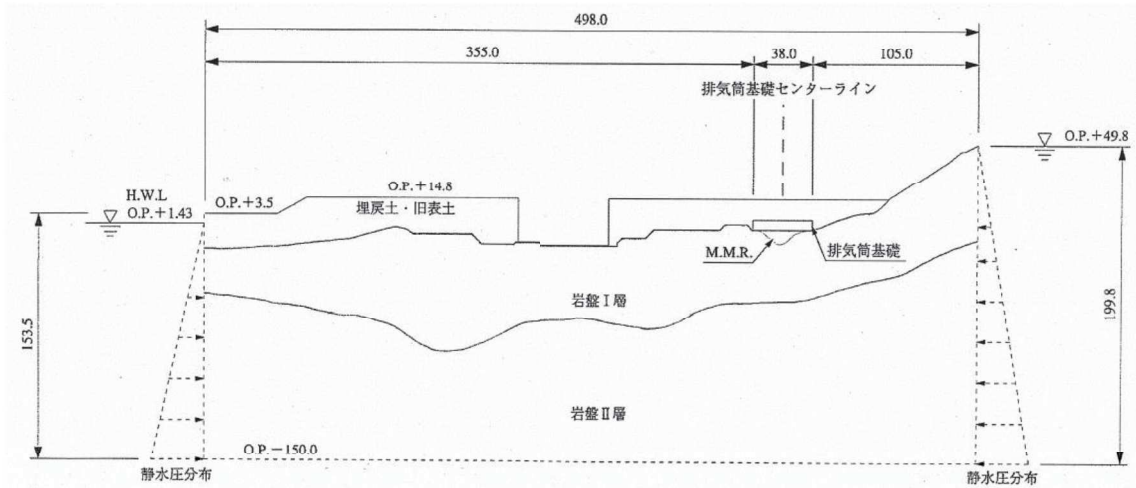
B-B' 断面近傍の観測孔①及びD-D' 断面近傍の観測孔②における地下水位観測結果をそれぞれの断面に図 2-3 及び図 2-4 のとおり図示するとともに、表 2-1 にその数値を示す。

観測された水位は、いずれも浸透流解析の境界条件（初期水位）より低い水位となっており、境界条件が保守的であることを確認した。



注) 本浸透流解析は建設時に実施したものであり、現在の潮位の設定（朔望平均満潮位に地殻変動による1mの沈降を考慮したもの）とは異なる。

図 2-3 浸透流解析断面図 (B-B' 断面)



注) 本浸透流解析は建設時に実施したものであり、現在の潮位の設定（湖望平均満潮位に地殻変動による1mの沈降を考慮したもの）とは異なる。

図 2-4 浸透流解析断面図 (D-D' 断面)

表 2-1 観測孔①及び②の地下水位観測結果

	観測水位	境界条件 (初期水)
観測孔①	O.P. 約+5.8m	O.P. 約+15.1m (地表面)
観測孔②	O.P. 約+11.5m*	O.P. 約+25.0m (地表面)

* : 地殻変動による1mの沈降を考慮したものとなっており、
補正した水位を記載

2.2 透水係数

浸透流解析に用いた透水係数を表 2-2 及び表 2-3 に示す。

岩盤の透水係数は、2号機及び3号機の建設時工事計画認可段階に実施した透水試験により設定した。岩盤の透水試験位置を図 2-5 に示す。

また、盛土・旧表上の透水係数は Creager の手法（地盤工学会：地盤工学ハンドブック）、MMR の透水係数は水セメント比と粗骨材の最大寸法（コンクリート工学ハンドブック）より設定した。

表 2-2 解析用物性値（2号機周辺）

(単位: m/s)

地層	盛土 ・旧表土	岩盤		MMR
		I層	II層	
透水係数	3.0×10^{-5}	7.0×10^{-7}	5.0×10^{-7}	1.0×10^{-11}

注) A-A' 断面, B-B' 断面及び C-C' 断面に使用

表 2-3 解析用物性値（3号機周辺）

(単位: m/s)

地層	盛土 ・旧表土	岩盤		MMR
		I層	II層	
透水係数	3.0×10^{-5}	2.0×10^{-7}	1.0×10^{-7}	1.0×10^{-11}

注) D-D' 断面, E-E' 断面, F-F' 断面, G-G' 断面及び H-H' 断面に使用

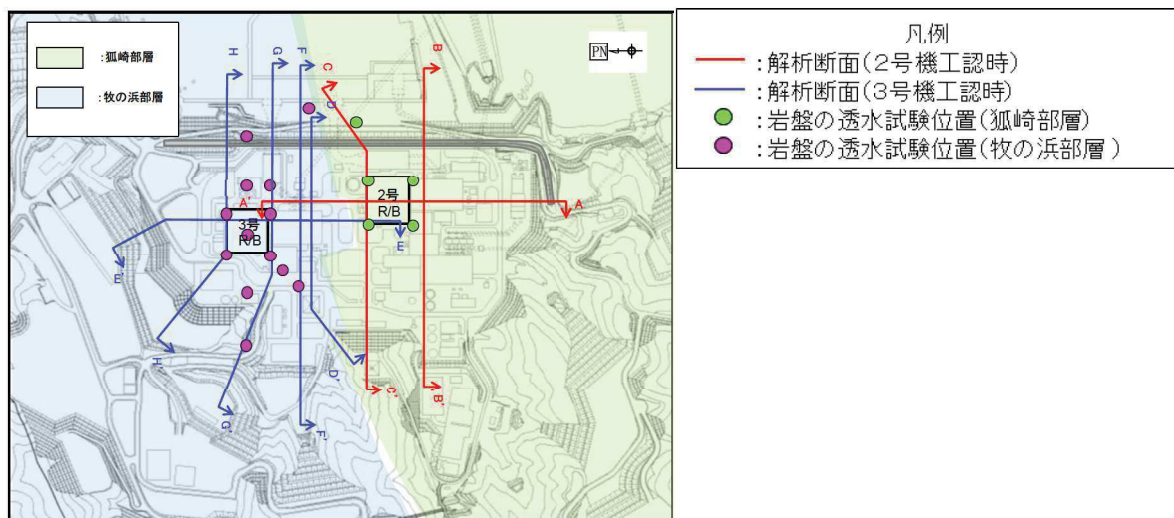


図 2-5 岩盤の透水試験位置

3. 解析結果

3.1 2号機主要建屋の揚圧力及び湧水量

図 2-6 に示す各ドレーン位置での湧水量は表 2-4 のとおりであり、これらの湧水量から揚水ポンプの仕様やドレーン径を設計している。

また、2号機原子炉建屋及び2号機タービン建屋にかかる揚圧力は、図 2-6 及び表 2-5 のとおりであり、いずれも設計値を下回っていることを確認している。

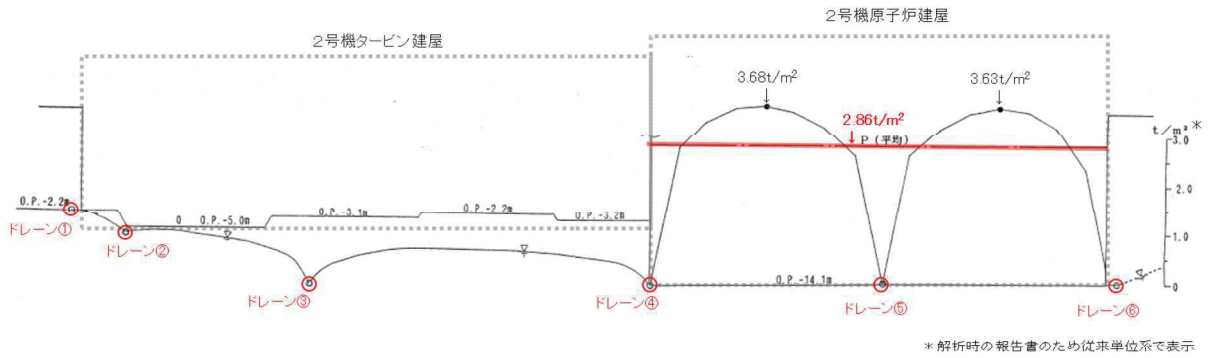


図 2-6 揚水圧分布図及び地下水面形 (A-A' 断面のうち建屋近傍)

表 2-4 各ドレーンの湧水量 (l/min/m)

	①	②	③	④	⑤	⑥
湧水量	0.0315	0.1182	0.2897	0.1730	0.1499	1.1772

表 2-5 2号機原子炉建屋及び2号機タービン建屋にかかる揚圧力 (設計値及び解析結果)

建屋名称	揚圧力 (t/m ²)	
	設計値	解析結果
2号機原子炉建屋	3.0	2.86
2号機タービン建屋	0	0

3.2 2号機主要建屋の揚圧力

2号機主要建屋における揚圧力の解析結果を図2-7～図2-9に示す。

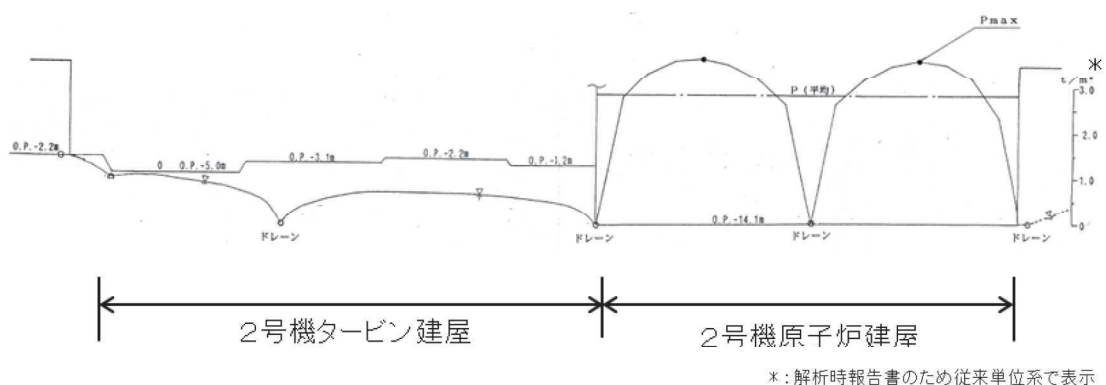


図2-7 揚圧力分布図及び地下水面形 (A-A' 断面)

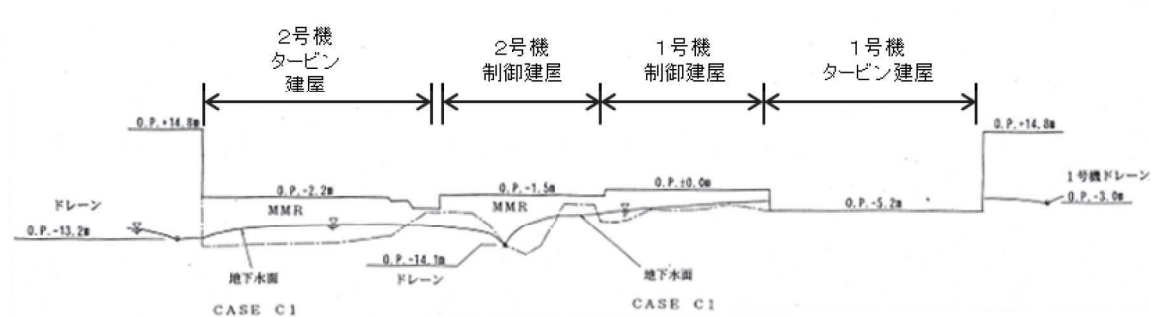


図2-8 揚圧力分布図及び地下水面形 (B-B' 断面)

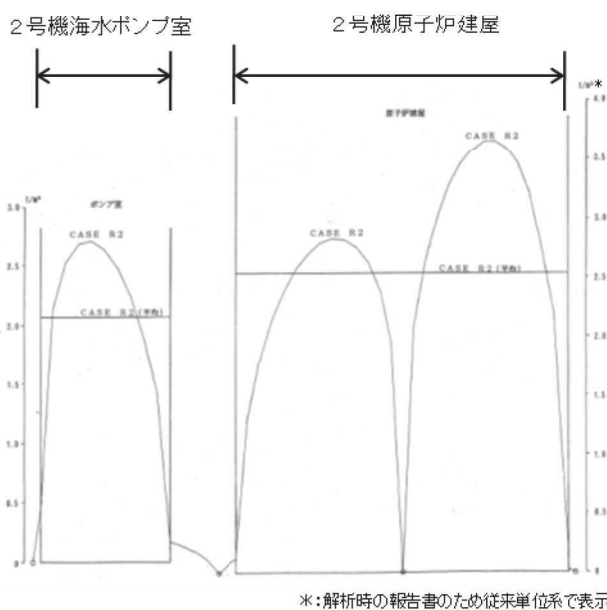


図2-9 揚圧力分布図及び地下水面形 (C-C' 断面)

3.3 2号機主要建屋の間隙水圧分布

A-A' 断面の浸透流解析断面図と間隙水圧分布を図 2-10 及び図 2-11 に示す。

ドレーンを設置している2号機原子炉建屋及び2号機タービン建屋の基礎に向かって周囲の地下水位は低下している。

また、B-B' 断面及びC-C' 断面の浸透流解析断面図と間隙水圧分布を図 2-12～図 2-15 に示す。

いずれの断面においてもドレーンを設置している各主要建屋の基礎に向かって周囲の地下水位は低下しており、海面よりも低くなっている。

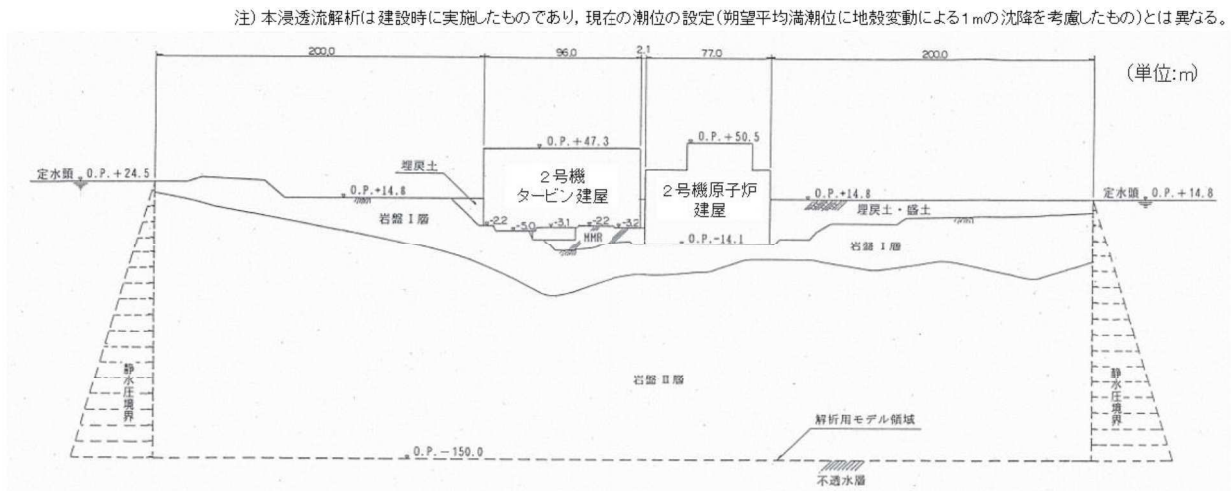


図 2-10 浸透流解析断面図 (A-A' 断面)

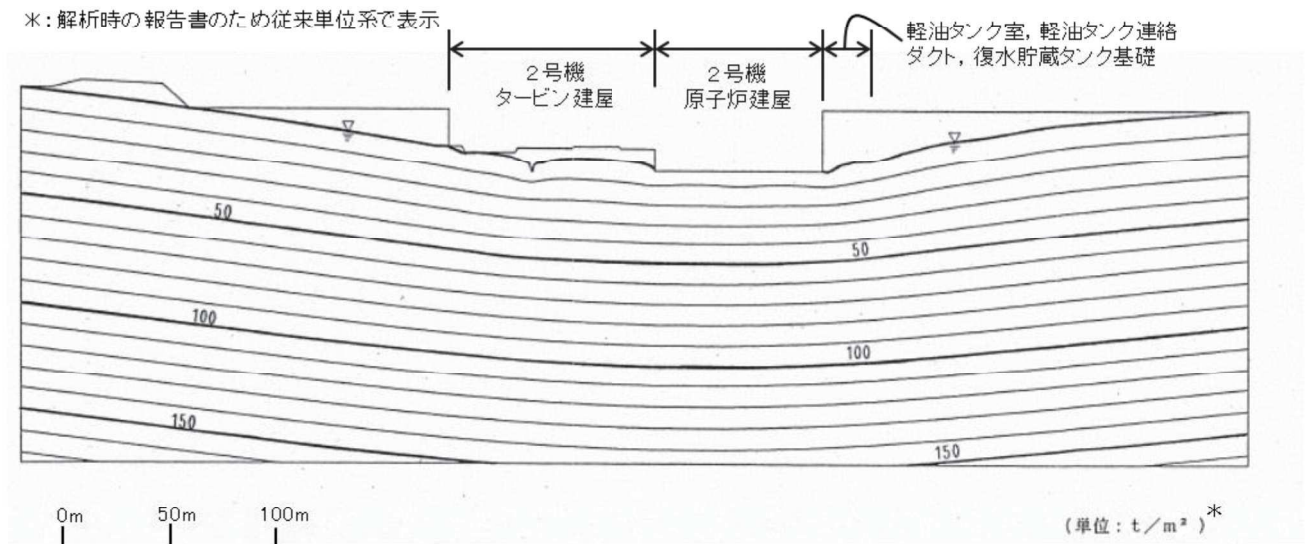


図 2-11 間隙水圧分布図 (A-A' 断面)

注) 本浸透流解析は建設時に実施したものであり、現在の潮位の設定(朔望平均満潮位に地殻変動による1mの沈降を考慮したもの)とは異なる。

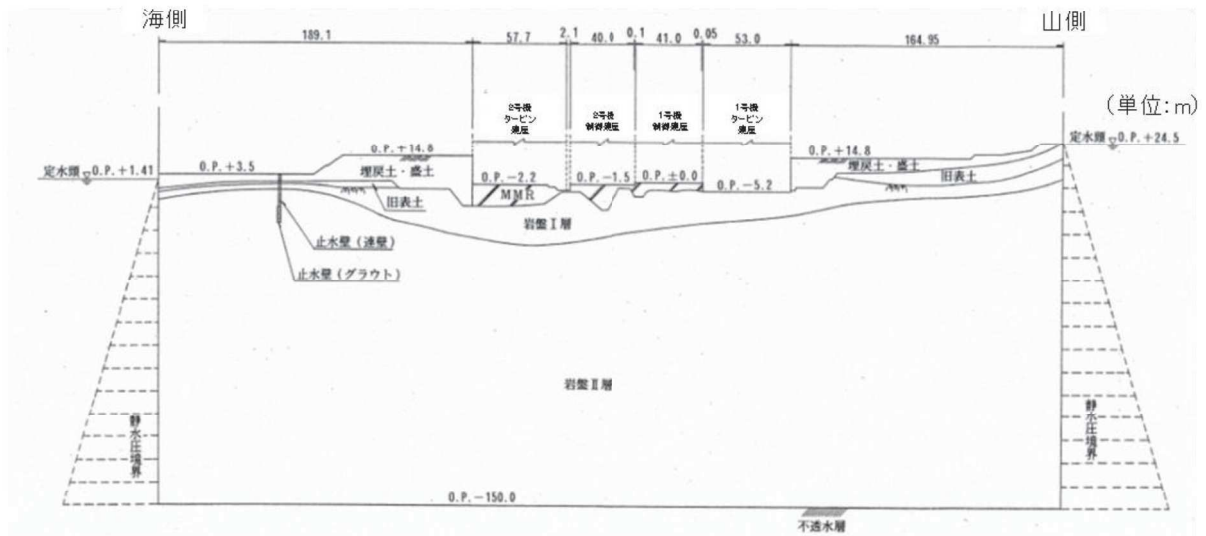


図 2-12 浸透流解析断面図 (B-B' 断面)

注) 本浸透流解析は建設時に実施したものであり、現在の潮位の設定(朔望平均満潮位に地殻変動による1mの沈降を考慮したもの)とは異なる。

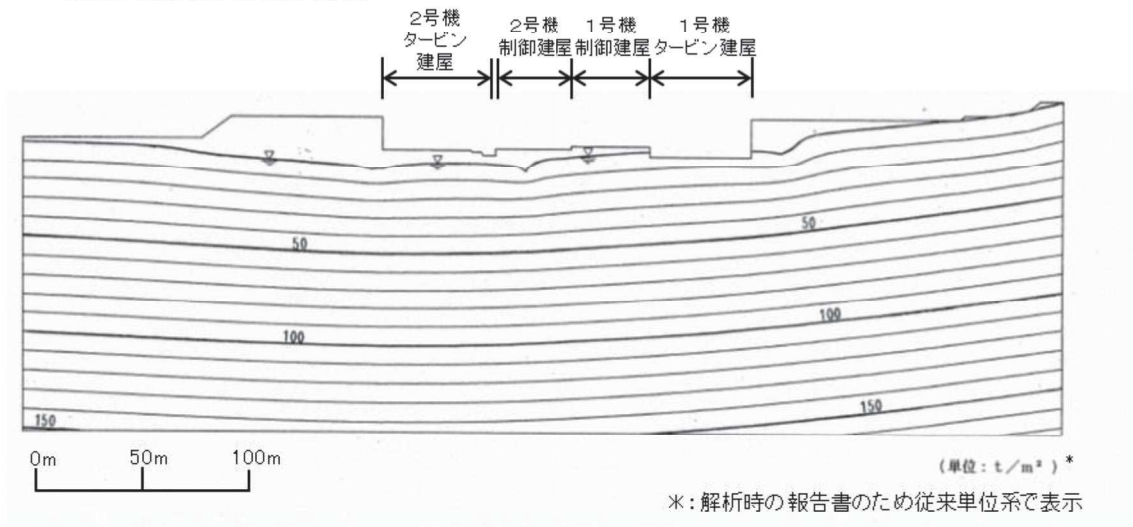


図 2-13 間隙水圧分布図 (B-B' 断面)

注) 本浸透流解析は建設時に実施したものであり、現在の潮位の設定(朔望平均満潮位に地殻変動による1mの沈降を考慮したもの)とは異なる。

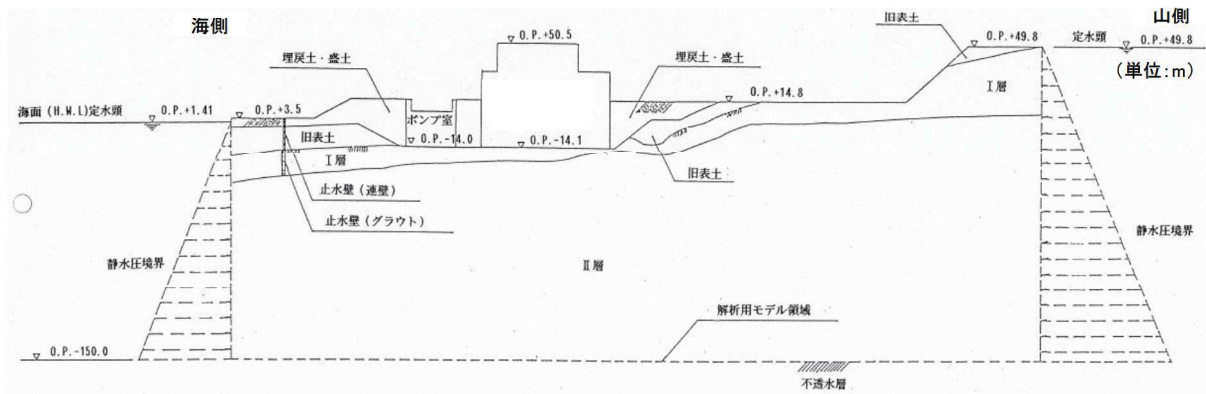


図 2-14 浸透流解析断面図 (C-C' 断面)

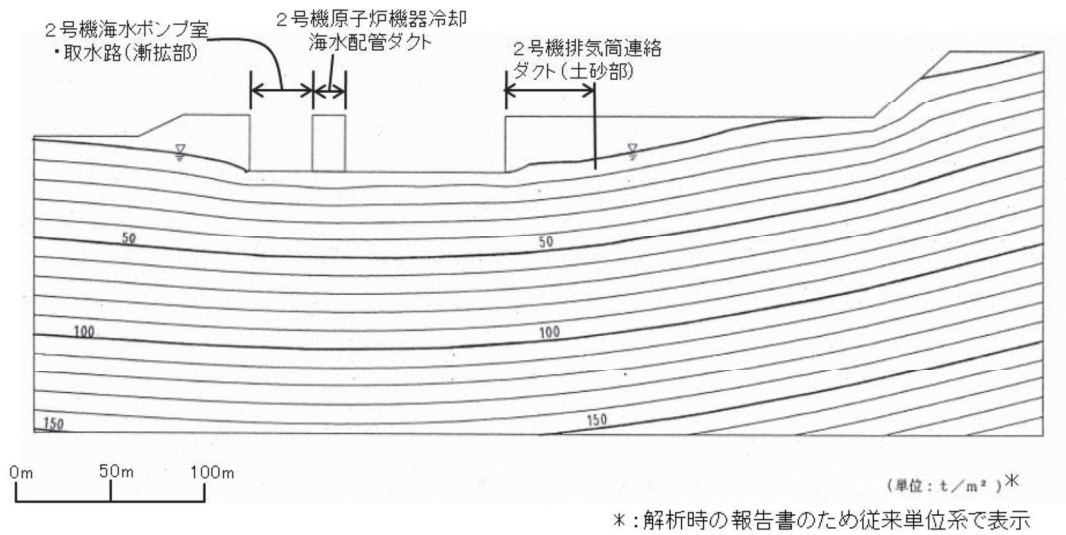


図 2-15 間隙水圧分布図 (C-C' 断面)

3.4 3号機主要建屋の揚圧力及び湧水量

2次元浸透流解析による3号機原子炉建屋他の湧水量を図2-16に示す。また、3号機主要建屋における揚圧力の解析結果を図2-17～図2-21に示す。

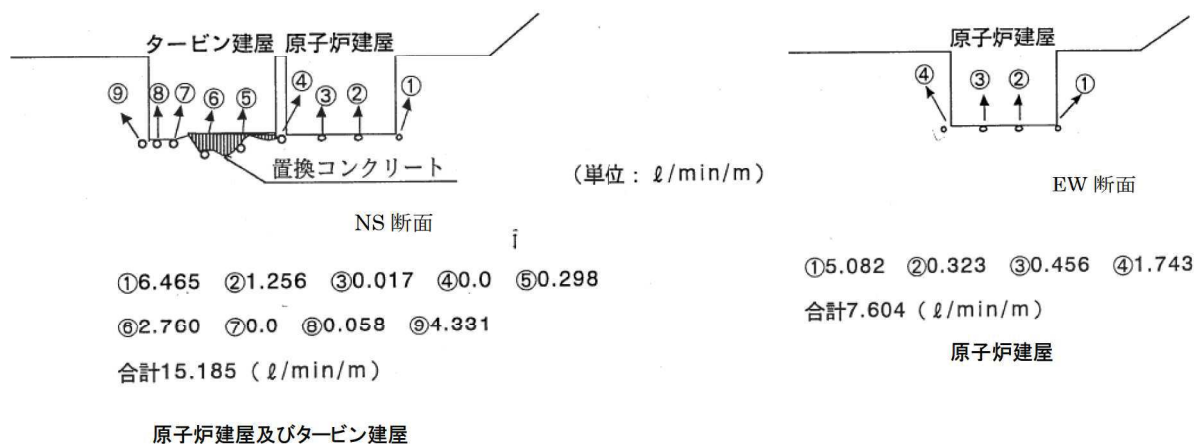


図2-16 3号機原子炉建屋他の湧水量解析結果

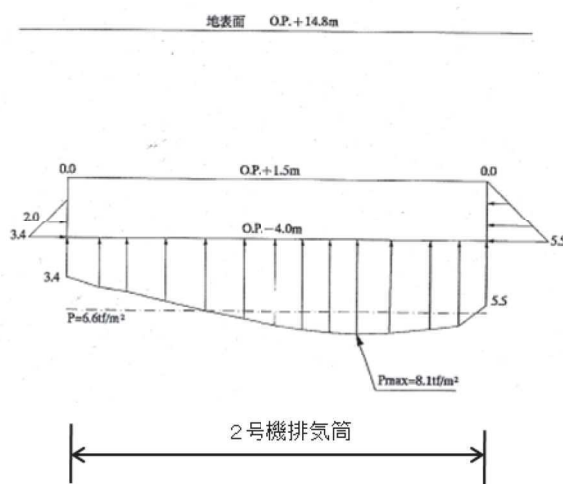


図2-17 揚圧力分布図及び地下水面形 (D-D' 断面) (2, 3号機排気筒)

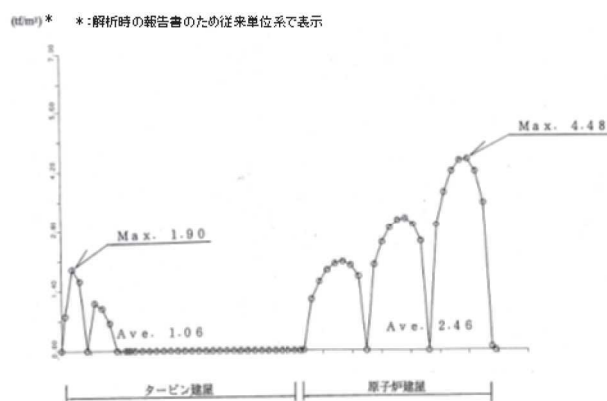


図2-18 揚圧力分布図及び地下水面形 (E-E' 断面) (3号機原子炉建屋)

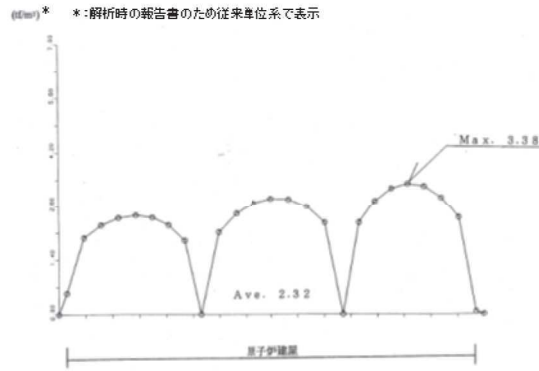


図 2-19 揚圧力分布図及び地下水面形 (H-H' 断面) (3号機原子炉建屋)

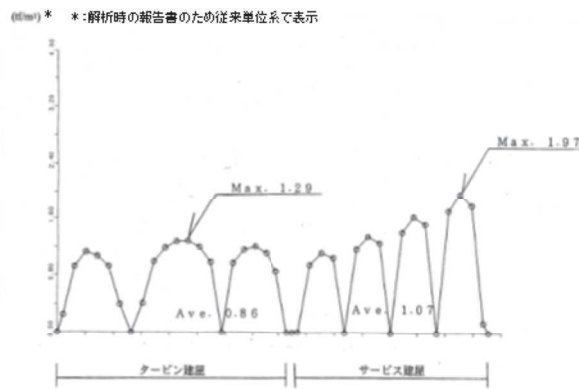


図 2-20 揚圧力分布図及び地下水面形 (G-G' 断面) (3号機タービン建屋, 制御建屋)

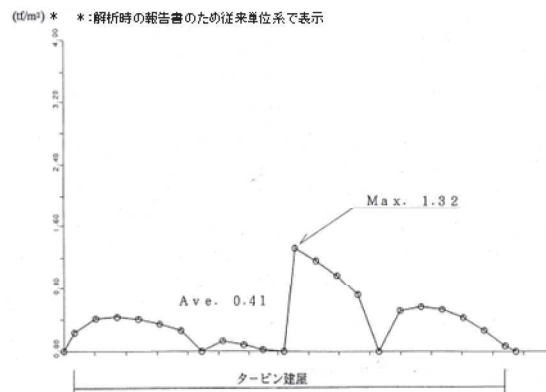


図 2-21 揚圧力分布図及び地下水面形 (F-F' 断面) (3号機タービン建屋)

3.5 3号機主要建屋の間隙水圧分布

3号機主要建屋の間隙水圧分布について、解析断面とその結果を図2-22～図2-31に示す。

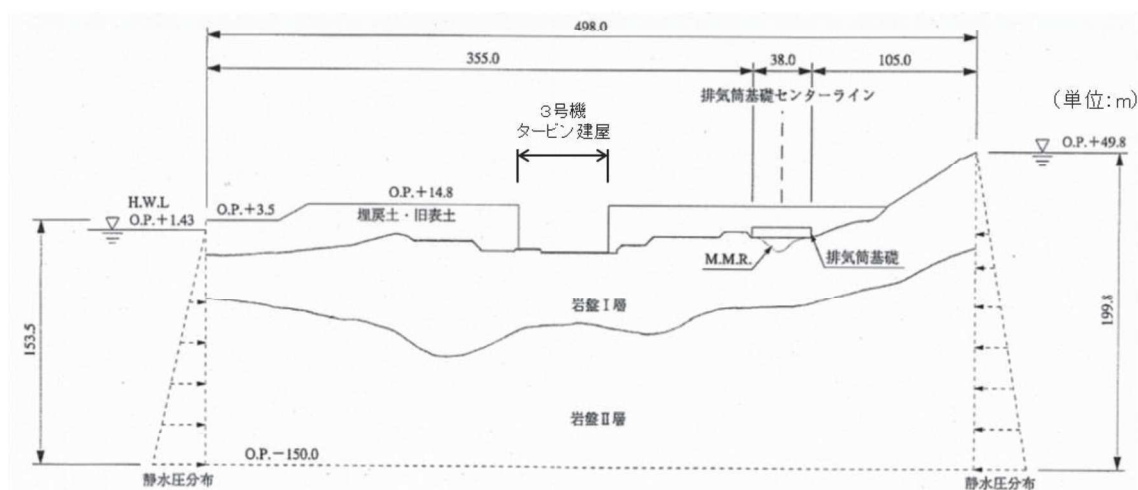
図2-22、図2-23 (D-D' 断面) ではドレーンを設置している3号機タービン建屋の基礎に向かって周囲の地下水位は低下しており、海面よりも低くなっている。

図2-24、図2-25 (E-E' 断面) ではドレーンを設置している3号機タービン建屋及び3号機原子炉建屋の基礎に向かって周囲の地下水位は低下している。

図2-26、図2-27 (F-F' 断面) ではドレーンを設置している3号機タービン建屋の基礎に向かって周囲の地下水位は低下しており、海面よりも低くなっている。

図2-28、図2-29 (G-G' 断面) ではドレーンを設置している3号機タービン建屋及び3号機サービス建屋の基礎に向かって周囲の地下水位は低下しており、海面よりも低くなっている。

図2-30、図2-31 (H-H' 断面) ではドレーンを設置している3号機原子炉建屋の基礎に向かって周囲の地下水位は低下しており、海面よりも低くなっている。



注) 本浸透流解析は建設時に実施したものであり、現在の潮位の設定(期望平均満潮位に地殻変動による1mの沈降を考慮したもの)とは異なる。

図2-22 浸透流解析断面図 (D-D' 断面)

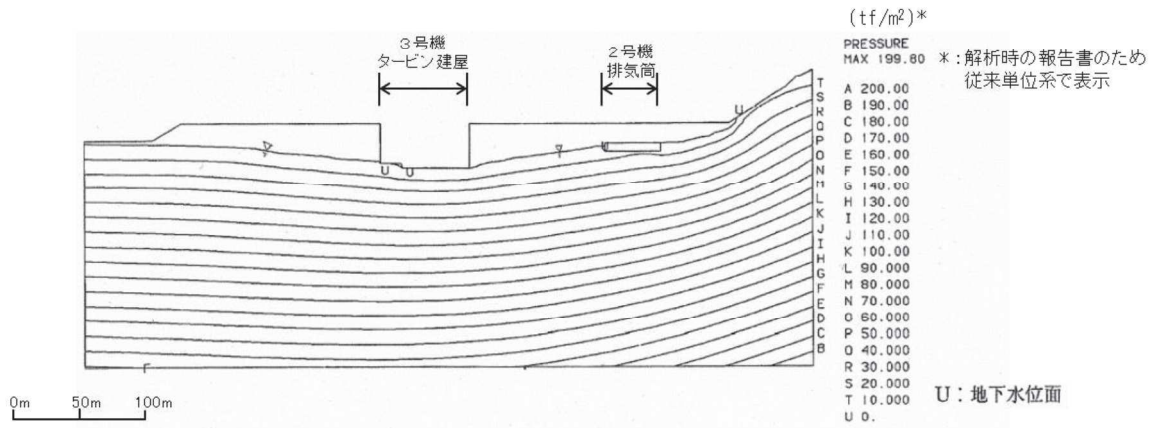


図 2-23 間隙水圧分布図 (D-D' 断面)

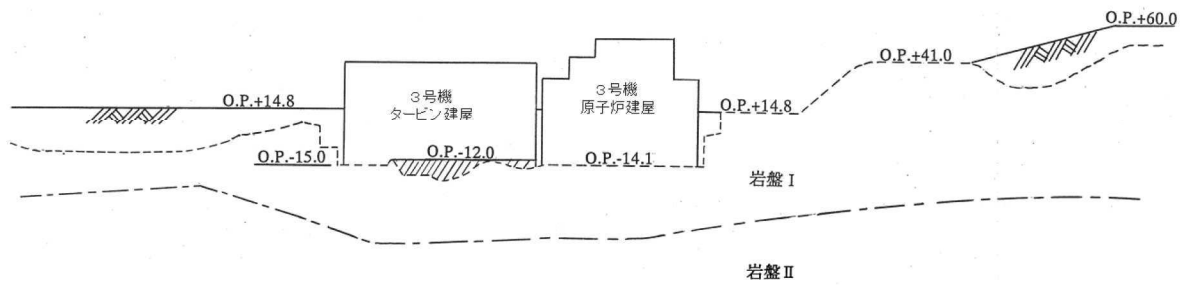


図 2-24 浸透流解析断面図 (E-E' 断面)

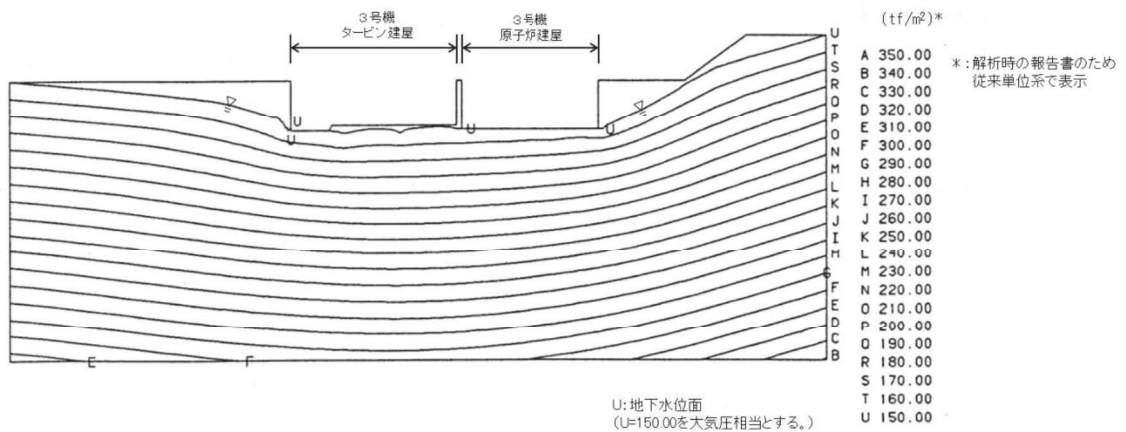


図 2-25 間隙水圧分布図 (E-E' 断面)

注) 本浸透流解析は建設時に実施したものであり、現在の潮位の設定(期望平均満潮位に地殻変動による1mの沈降を考慮したもの)とは異なる。

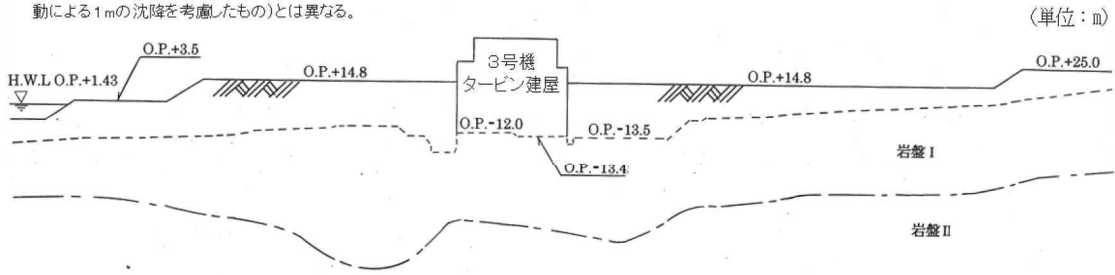


図 2-26 浸透流解析断面図 (F-F' 断面)

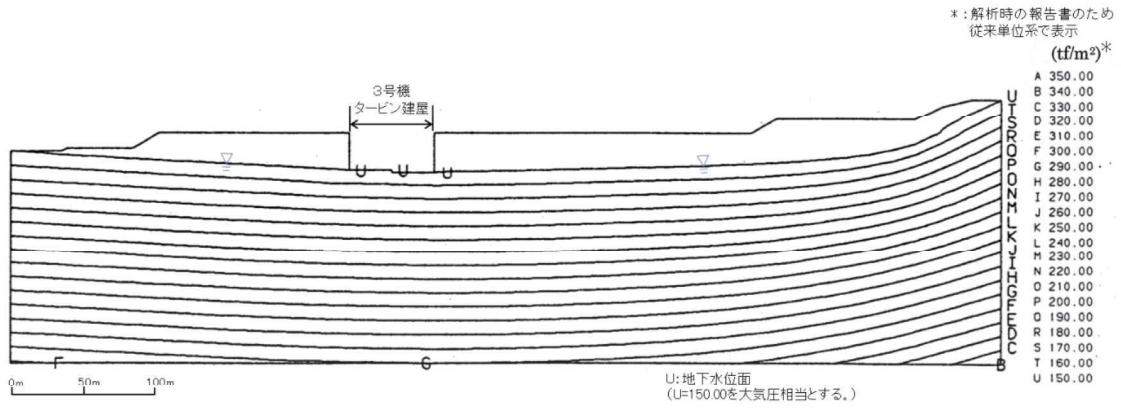


図 2-27 間隙水圧分布図 (F-F' 断面)

注) 本浸透流解析は建設時に実施したものであり、現在の潮位の設定(期望平均満潮位に地殻変動による1mの沈降を考慮したもの)とは異なる。

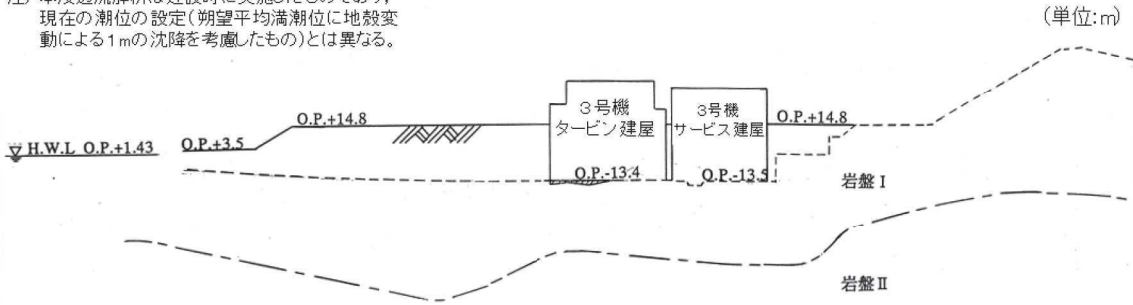


図 2-28 浸透流解析断面図 (G-G' 断面)

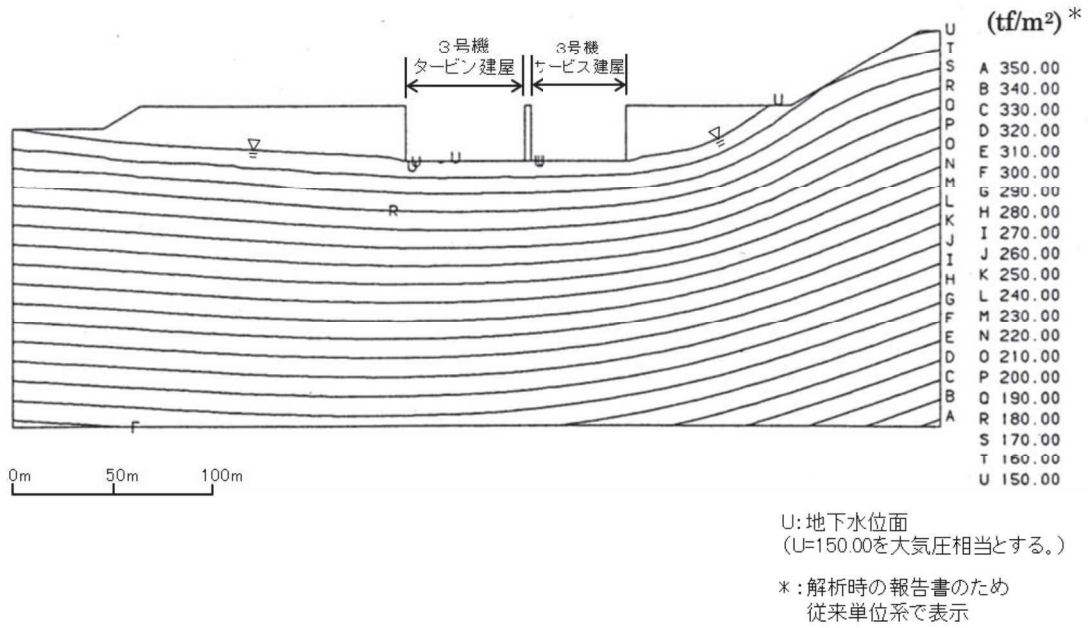


図 2-29 間隙水圧分布図 (G-G' 断面)

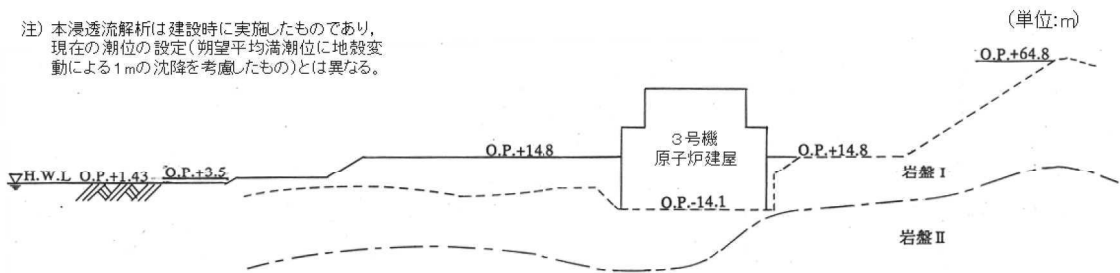


図 2-30 浸透流解析断面図 (H-H' 断面)

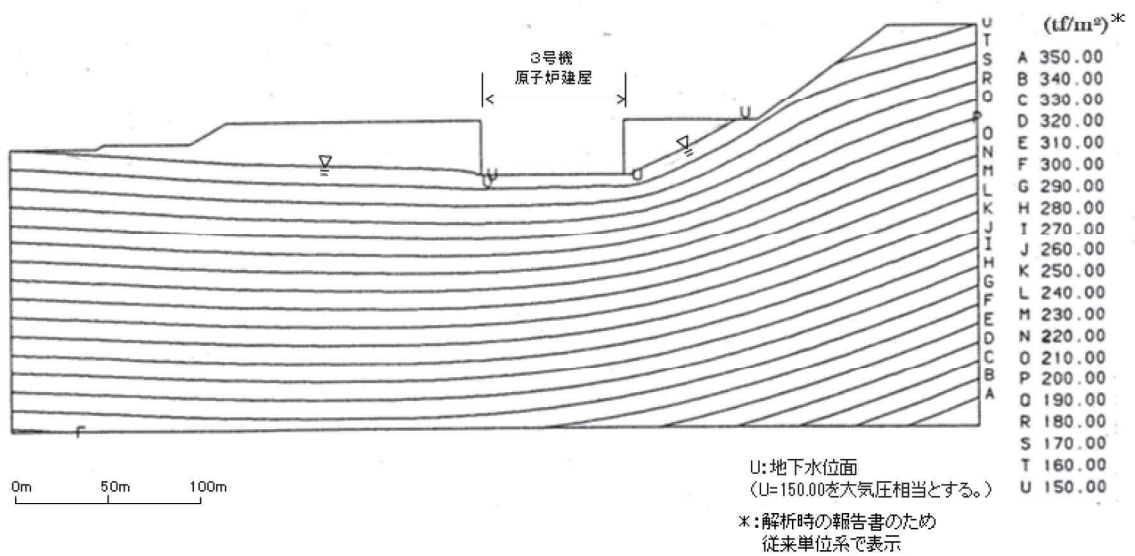


図 2-31 間隙水圧分布図 (H-H' 断面)

(参考資料3) 地下水位の上昇により生じる施設等への影響評価結果

本資料は、浸透流解析により設計用地下水位を設定する場合の前提として、地下水位が上昇した場合に施設等に生じる影響について整理を行ったものであり、設置変更許可段階の方針及び詳細設計段階における設計結果を踏まえた対応方針について記載している。

1. 概要

設置変更許可段階において、地下水位低下設備の位置付けを整理することを目的に、地下水位の上昇により各施設に与える影響の評価を実施している。

詳細設計の状況を踏まえ、設置変更許可段階にて行った影響評価結果を一部変更する。

(詳細設計段階における設計結果を踏まえた設置変更許可段階の説明との対比)

設計用地下水位の設定方法について、詳細設計段階の検討を踏まえ、表 3-1 のとおり整理している。

表 3-1 設計用地下水位の設定方法 (詳細設計を踏まえた補足事項)

施設	設計用地下水位の設定方法	
	設置変更許可段階の方針	詳細設計段階
排気筒	地下水位低下設備の機能を考慮 (建設時工事計画認可段階に実施した 2 次元浸透流解析結果を参考に O. P. +5. 0m と設定)	地表面 (地下水位を地表面に設定し耐震安全性を確保できる見通しを得たことから地表面に設定)
緊急時対策建屋	自然水位*1より保守的に設定した 水位又は地表面	地表面 (同上)
緊急用電気品建屋		
ガスタービン発電設備 軽油タンク室		

* 1 : 自然水位とは、地下水位低下設備等の人為的な措置の影響が含まれない地下水位を指す。

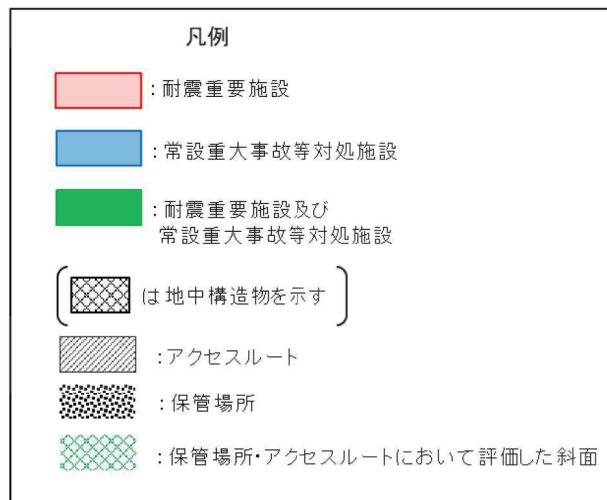
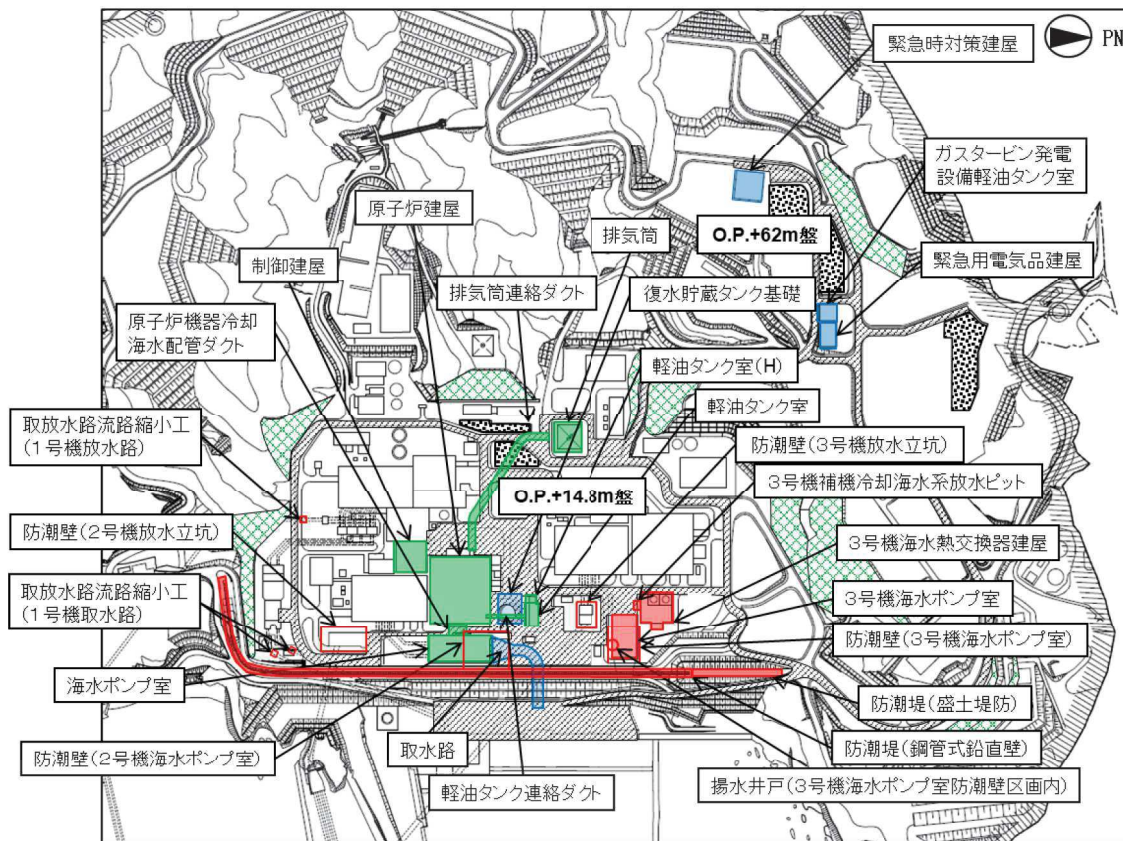
O. P. +14. 8m 盤は浸透流解析の境界条件として地下水位低下設備の機能を考慮している一方、

O. P. +62m 盤の地下水位は地下水位低下設備の影響が含まれない。

2. 耐震評価において地下水位の影響を受ける可能性のある施設等の抽出

防潮堤の沈下対策により敷地内の地下水の流動場が変化することを踏まえ、耐震評価において地下水位の影響を受ける可能性のある施設等として、基礎地盤・周辺斜面の他、O.P. +14.8m 盤及び O.P. +62m 盤エリアに設置される耐震重要施設・常設重大事故等対処施設（いずれも間接支持構造物を含む）、並びに車両通行性への影響の観点等から保管場所・アクセスルートを抽出した。

耐震評価において地下水位の影響を受ける可能性のある施設等の抽出結果について図 3-1 及び表 3-2 に示す。



0m 100m

図 3-1 耐震評価において地下水位の影響を受ける可能性のある施設等

表 3-2 耐震評価において地下水位の影響を受ける可能性のある施設等

施設等		備考
基礎地盤・周辺斜面	基礎地盤	
	周辺斜面	対象となる周辺斜面なし
建物・構築物*1	原子炉建屋	
	制御建屋	
	第3号機海水熱交換器建屋	
	排気筒	
	緊急時対策建屋	0. P. +62m 盤
	緊急用電気品建屋	0. P. +62m 盤
土木構造物・ 津波防護施設・ 浸水防止設備	防潮堤	
	防潮壁	
	海水ポンプ室	
	原子炉機器冷却海水配管ダクト	
	取水路	
	軽油タンク室	
	軽油タンク室 (H)	
	復水貯蔵タンク基礎	
	軽油タンク連絡ダクト	
	排気筒連絡ダクト	
	第3号機海水ポンプ室	
	取放水路流路縮小工	
	ガスタービン発電設備軽油タンク室	0. P. +62m 盤
	第3号機補機冷却海水系放水ピット	
揚水井戸 (第3号機海水ポンプ室防潮壁区内)	浸水防止蓋の間接支持構造物	
保管場所・ アクセスルート	保管場所	0. P. +14. 8m 盤
	アクセスルート	0. P. +14. 8m 盤
	保管場所・アクセスルート	0. P. +62m 盤
	保管場所・アクセスルートにおいて評価する斜面	

*1 土木構造物を除く

3. 地下水位の上昇による影響と対応方針

図 3-1 及び表 3-1 に示した耐震評価において地下水位の影響を受ける可能性のある施設等について、地下水位が上昇した場合は施設等への揚圧力影響及び液状化影響が生じる可能性を踏まえ、その影響を低減するための対応方針を整理した。

3.1 地下水位低下設備が機能しない場合の影響

水位評価用モデルを用いた浸透流解析により、地下水位低下設備が機能しない状態が長期間継続した場合を仮定し、定常的な地下水位分布（防潮堤の沈下対策を考慮）を評価した。

境界条件は水位評価用モデルと同様とし、透水係数は水位設定用（参考資料 4）と同条件とした。

この結果、防潮堤の沈下対策により地下水が敷地内に滞留し、地下水位が地表面付近まで上昇する。評価結果を図 3-2 に示す。

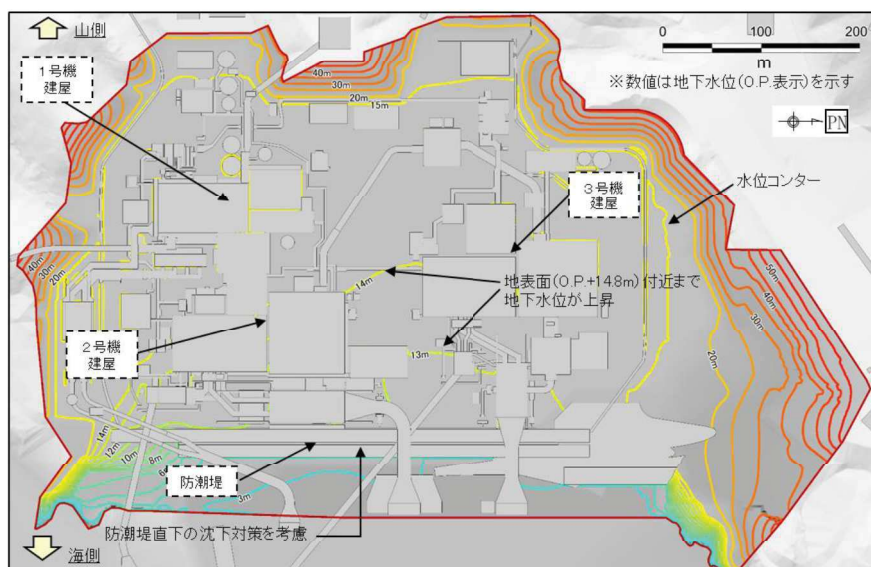


図 3-2 地下水位低下設備が機能しない場合の地下水位分布算定結果*1

*1： 解析境界の地表面に水位固定した定常解析により得られた地下水位分布であり、解析開始（地下水位低下設備が機能喪失）から数年程度で地下水位が地表面近くに到達する。

3.2 地下水位の影響を踏まえた評価と対応

耐震評価において地下水位の影響を受ける可能性のある施設等について、地下水位の影響を踏まえた評価と対応を表 3-3 のとおり整理した。

表 3-3 (1) 地下水位の影響を踏まえた評価と対応 (1/3)

地下水位の影響を受ける施設等		地下水位の上昇による影響を踏まえた評価と対策		
基礎地盤 ・周辺斜面	・基礎地盤	評価結果	影響なし (原子炉建屋の地下水位は基礎版中央に設定しているが、地下水位の設定は基礎地盤の評価結果に影響しない。なお、その他は周辺地盤を含め地表面に設定。)	
		対策	地下水位低下設備	—
			各施設等(耐震補強)	—
建物・構築物	・原子炉建屋 ・制御建屋 ・3号機海水熱交換器建屋	評価結果	影響あり (揚圧力影響、液状化影響)	
		対策	地下水位低下設備	【揚圧力対策】 ○：地下水位低下設備の設置 【液状化対策】 △：(設計用地下水位の設定において前提とする。)
			各施設等(耐震補強)	△：耐震評価の結果、当該施設の機能に影響が及ぶ場合は、適切な対策(地盤改良等の耐震補強)を講ずる。
	・排気筒 ・緊急時対策建屋 ・緊急用電気品建屋	評価結果	影響なし (地表面に設計用地下水位を設定)	
		対策	地下水位低下設備	—
			各施設等(耐震補強)	—

凡 例
○：地下水位低下設備が設計上必要
△：地下水位低下設備により保持される地下水位を前提として評価・対策
—：対策不要

表 3-3 (2) 地下水位の影響を踏まえた評価と対応 (2/3)

地下水位の影響を受ける施設等		地下水位の上昇による影響を踏まえた評価と対策		
土木構造物・ 津波防護施設・ 浸水防止設備	・防潮堤 ・防潮壁 ・海水ポンプ室 ・原子炉機器冷却海水配管ダクト ・取水路 ・軽油タンク室 ・軽油タンク室(H) ・復水貯蔵タンク基礎 ・軽油タンク連絡ダクト ・排気筒連絡ダクト ・3号機海水ポンプ室 ・3号機補機冷却海水系放水ピット ・揚水井戸 (3号機海水ポンプ室防潮壁区画内) ・取放水路流路縮小工 ・ガスタービン発電設備軽油タンク室	評価結果	影響あり (揚圧力影響、液状化影響)	
		対策	地下水位低下設備	△：(設計用地下水位の設定において前提とする。)
			各施設等(耐震補強)	△：耐震評価の結果、当該施設の機能に影響が及ぶ場合は、適切な対策(地盤改良等の耐震補強)を講ずる。
		評価結果	影響なし (地下水位低下設備に期待せず設計用地下水位を設定)	
		対策	地下水位低下設備	—
			各施設等(耐震補強)	—

凡 例
○：地下水位低下設備が設計上必要
△：地下水位低下設備により保持される地下水位を前提として評価・対策
—：対策不要

表 3-3 (3) 地下水位の影響を踏まえた評価と対応 (3/3)

地下水位の影響を受ける施設等		地下水位の上昇による影響を踏まえた評価と対策		
保管場所・ アクセスルート	・保管場所 (O.P.+14.8m盤)	評価結果	影響なし (地下水位低下設備により一定の範囲に保持される地下水位を前提として設計用地下水位を設定しているが、保管場所(O.P.+14.8m盤)は、岩盤、MMR上に設置されるため、地下水位の設定は評価結果に影響しない)	
		対策	地下水位低下設備	—
			各施設等(耐震補強)	—
	・アクセスルート (O.P.+14.8m盤)	評価結果	影響あり(液状化影響)	
		対策	地下水位低下設備	△:(地下水位低下設備の機能喪失を仮定し、地震時の液状化に伴う地下構造物の浮上り評価を行う)
			各施設等(耐震補強)	△:評価結果は「VI-1-1-6-別添1 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」に示す
	・保管場所, アクセスルート (O.P.+62m盤)	評価結果	影響なし(地下水位を地表面に設定し評価)	
		対策	地下水位低下設備	—
			各施設等(耐震補強)	—
	・保管場所, アクセスルート において評価する斜面	評価結果	影響なし(地下水位を自然水位より保守的に設定した水位又は地表面にて評価)	
		対策	地下水位低下設備	—
			各施設等(耐震補強)	—

凡 例

- :地下水位低下設備が設計上必要
- △:地下水位低下設備により保持される地下水位を前提として評価・対策
- :対策不要

3.3 地下水位が上昇した場合の影響評価まとめ

地下水位の影響を踏まえた評価と対応を踏まえ，耐震評価において地下水位の影響を受ける施設等の地下水位低下設備との関係を整理した。

整理結果を表 3-4 に示す。

表 3-4 耐震評価において地下水水位の影響を受ける施設等の
地下水水位低下設備との関係並びに技術基準規則における対応条文の整理

施設等	安全性確保における 地下水水位低下設備の位置付け*1			関連する条文 (○は設計上必要, △は設計条件として前提とする。色分けは*4に示す各条文の包絡 関係を示す(■は■への適合性を示すことにより確認)						津波・余震重量	地震	重大事故 等対処設 備	備考
	(A) 設計維持 のため 直接的に必要	(B) 左記(A)により保持される 地下水水位を前提とする (必要時は対策)	(C) 不要	地盤 (設置許可基準規則の対応条文を記載)		地震		津波・余震重量					
				38条 1項	38条 2項 *4	50条 *4	50条 *4	6条 *4	51条 *4				
基礎地盤			○*2										
周辺斜面			—										対象斜面なし
建物・構築物	原子炉建屋	○			△	△	○*3						
	制御建屋	○			△	△	○*3						
	3号機海水熱交換器建屋	○			△	△	○*3		△	△			
	排気筒			○*5									
	緊急時対策建屋			○*5									O.P.+62m盤
	緊急用電気品建屋			○*5									O.P.+62m盤
土木構築物 津波防護施設 浸水防止設備	防潮堤				△	△	△	△	△	△			
	防潮壁		○			△	△	△	△	△			
	海水ポンプ室		○			△	△	△	△	△			
	原子炉機器冷却海水配管ダクト		○			△	△	△	△	△			
	取水路		○			△	△	△	△	△			
	軽油タンク室		○			△	△	△	△	△			
	軽油タンク室(H)		○			△	△	△	△	△			
	復水貯蔵タンク基礎		○			△	△	△	△	△			
	軽油タンク連絡ダクト		○			△	△	△	△	△			
	排気筒連絡ダクト		○			△	△	△	△	△			
	3号機海水ポンプ室		○			△	△	△	△	△			
	取放水路流路縮小工		○		○*5								
保管場所・ アクセルルート	ガスタービン発電設備軽油タンク室			○*5									O.P.+62m盤
	3号機補機冷却海水系放水ピット		○										
	揚水井戸(3号機海水ポンプ室防潮壁区画内)		○										
	保管場所(O.P.+14.8m盤)		○		○*5								
	アクセルルート(O.P.+14.8m盤)		○		○*5								
	保管場所, アクセルルート(O.P.+62m盤)		○		○*5								△

*1：地下水水位の影響を受ける施設等、及び地下水水位の影響を踏まえた対策については、設計及び工事の計画における各施設の耐震計算書等とその詳細を示す。
 *2：基礎地盤の評価に地下水水位の影響しないため、条文適合上不要と整理した。なお、基礎地盤の安定性の評価条件の一つとして、地下水水位の設定について設置変更許可申請書へ記載している。
 *3：技術基準規則第50条は同規則第5条と同様の要求であり、規則第5条への適合をもつて第50条への適合性を確認する。
 *4：余震時に対する要求を含む技術基準規則第6条・第51条及び第50条については、第5条への適合をもつて確認する。また、設置許可基準規則第3条2項及び第38条第2項、技術基準規則第5条及び第50条は、それぞれ同一の地盤、地震に対する設計基準対象施設及び重大事故等対処施設及び重大事故等対処施設について、代表的に技術基準規則第5条への適合性を示すことにより確認する。
 *5：地下水水位を地表面に設定し評価している。
 *6：地下水水位を自然水位より保守的に設定した水位又は地表面として評価している。

(参考資料 4) 浸透流解析に用いる透水係数の設定根拠

1. 概要

本資料では、設計用地下水位や排水能力の設定において参照する浸透流解析に用いる透水係数の設定根拠として、透水試験の試験結果について示す。

2. 透水試験

浸透流解析でモデル化する地層区分毎の透水試験の方法と試験結果を示す。

2.1 試験方法

2.1.1 盛土・旧表土

盛土・旧表土の透水係数は、粒度試験結果（粒径加積曲線）における D20（20%粒径）により推定するクレーガーらの方法を適用して設定した。

D20 と透水係数の関係を表 4-1 に、粒度試験の試料採取位置を図 4-1 に示す。また、粒度試験結果（粒径加積曲線）を図 4-2 に示す。

表 4-1 クレーガーらの方法による D20 と透水係数の関係

D ₂₀ (mm)	透水係数 k (m/s)	D ₂₀ (mm)	透水係数 k (m/s)
0.005	3.0×10^{-8}	0.18	6.85×10^{-5}
0.01	1.05×10^{-7}	0.2	8.9×10^{-5}
0.02	4.0×10^{-7}	0.25	1.4×10^{-1}
0.03	8.5×10^{-7}	0.3	2.2×10^{-1}
0.04	1.75×10^{-7}	0.35	3.2×10^{-1}
0.05	2.8×10^{-6}	0.4	4.5×10^{-1}
0.06	4.6×10^{-6}	0.45	5.8×10^{-1}
0.07	6.5×10^{-6}	0.5	7.5×10^{-1}
0.08	9.0×10^{-6}	0.6	1.1×10^{-3}
0.09	1.4×10^{-5}	0.7	1.6×10^{-3}
0.1	1.75×10^{-5}	0.8	2.15×10^{-3}
0.12	2.6×10^{-5}	0.9	2.8×10^{-3}
0.14	3.8×10^{-5}	1	3.6×10^{-3}
0.16	5.1×10^{-5}	2	1.8×10^{-2}

(換算式)

$$k=0.0034D_{20}^{2.2954}$$

$$(0.005 \leq D_{20} \leq 2)$$

ここで、k：透水係数(m/s)、D₂₀：20%粒径(mm)

(土質工学ハンドブック (土質工学会) より引用)

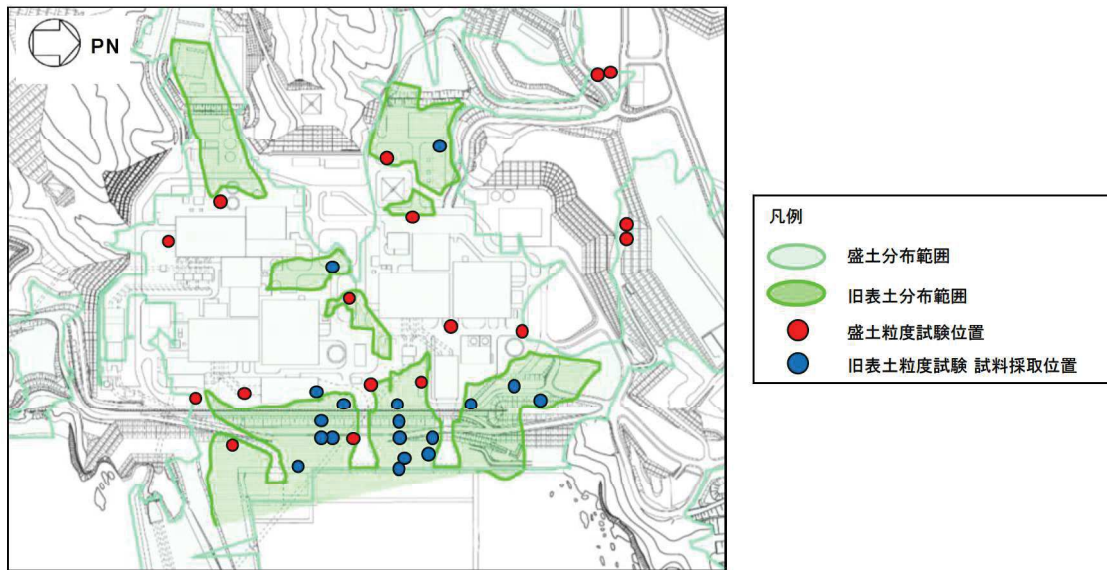


図 4-1 粒度試験試料採取位置図（盛土・旧表土）

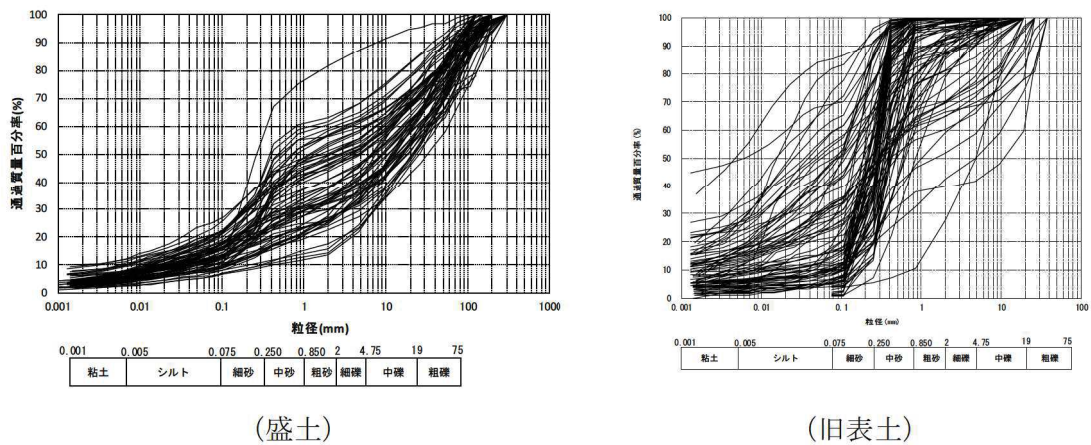
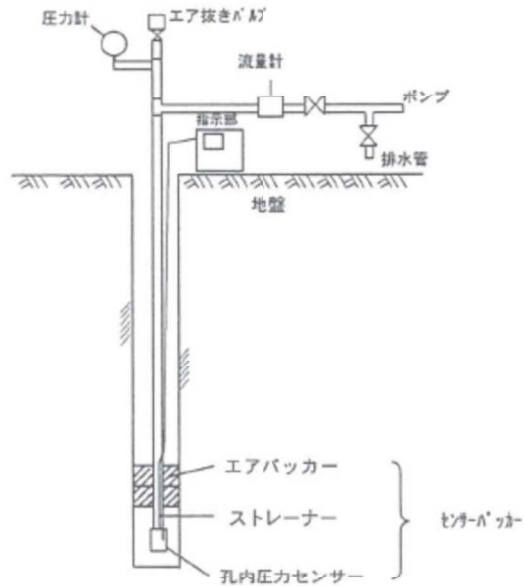


図 4-2 粒度試験結果（粒径加積曲線）

2.1.2 岩盤・セメント改良土・改良地盤

岩盤・セメント改良土・改良地盤の透水係数は、ボーリング孔を利用した原位置透水試験（ルジオン試験）に基づき算定した。

試験方法の概要を図 4-3 に、試験位置を図 4-4 に示す。



(ルジオンテスト技術指針・同解説 (平成 18 年 7 月)
 (財団法人 国土技術研究センター) より引用)

図 4-3 原位置透水試験 (ルジオン試験) の概要

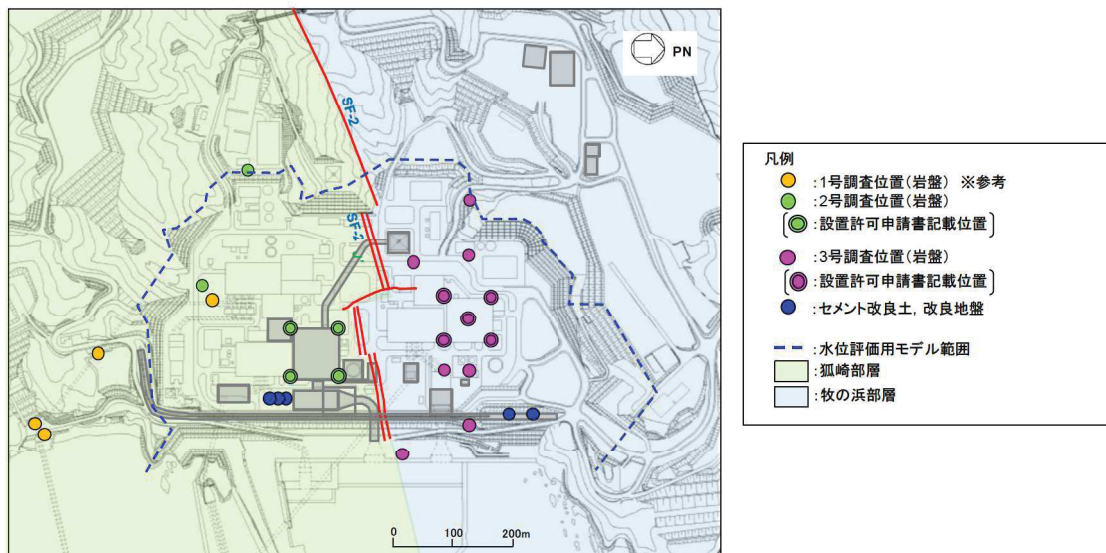


図 4-4 原位置試験位置図
 (岩盤, セメント改良土・改良地盤)

2.1.3 透水層（砕石）

透水層（砕石）については、ドレーンのうち建屋外周に設置された既設ヒューム管のうち透水層（砕石）としてモデル化する範囲に適用するもので、試験に用いる材料は、ヒューム管の周囲のフィルター材である砕石（0～80mm）、砕石（0～40mm）のうち、施工上のばらつき等を踏まえ、相対的に細粒分が多い砕石（0～40mm）を用いた。なお、管内空分相当の空隙を考慮し、水中落下により試験体を作成し、試験は室内試験により行った。

ヒューム管周辺のフィルター材設置状況を図 4-5 に、試験方法の概要を図 4-6 に示す。

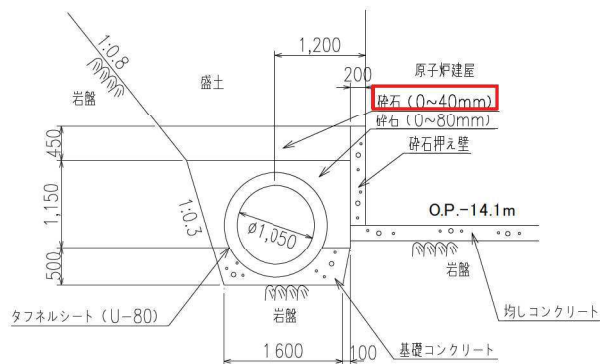


図 4-5 ヒューム管周辺のフィルター材設置状況
($\phi 1050$ mm ヒューム管の例)

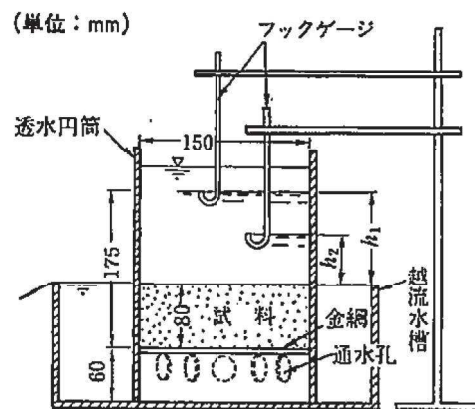


図-6.5.4 低動水勾配の変水位透水試験（大口径のスタンドパイプを用いる方法）Yemington⁵⁾に加筆修正

（土質試験の方法と解説（地盤工学会）より引用）

図 4-6 室内透水試験方法の概要

（参考） 4-4

2.2 試験結果

透水試験の試験結果を表 4-2 に示す。

表 4-2 透水試験結果一覧

地層		データ数	試験結果(平均値) (m/s)	平均値 - 1σ (m/s)	平均値+1σ (m/s)
盛土・旧表土*1		158	2.1×10^{-5} *2 (0.11mm)	7.3×10^{-7}	6.2×10^{-4}
(盛土のみ)		69	1.0×10^{-4} *2 (0.22mm)	0.9×10^{-7}	1.1×10^{-3}
(旧表土のみ)		89	6.4×10^{-6} *2 (0.07mm)	1.9×10^{-7}	2.2×10^{-4}
狐崎 部層	岩盤 I	16	1.6×10^{-6}	7.2×10^{-7}	3.7×10^{-6}
	岩盤 II	54	1.3×10^{-7}	2.0×10^{-8}	0.8×10^{-6}
牧の浜 部層	岩盤 I	70	1.1×10^{-6}	2.3×10^{-7}	5.3×10^{-6}
	岩盤 II	57	0.6×10^{-7}	1.0×10^{-8}	3.0×10^{-7}
セメント改良土 ・改良地盤		11	2.1×10^{-7}	2.7×10^{-8}	1.6×10^{-6}
透水層 (碎石)		10	1.2×10^{-2}	0.9×10^{-2}	1.7×10^{-2}

*1：盛土と旧表土は、物理的・力学的性質は異なるものの、旧表土は図 4-1 に示すとおり、主要施設近傍の分布範囲は限定的であり、旧表土の透水性の影響が岩盤以浅の地下水流況へ与える影響は小さいと考えられるため、盛土・旧表土として一層として取り扱う。なお、盛土・旧表土層としては、旧表土の方が、若干透水性が低い結果となっていることから、水位評価上、水位が高めに算出されるよう、保守的に盛土と旧表土の値を合算した平均値を用いることとする。

*2：粒度試験に基づきクレーガーらの方法により算定した透水係数を示す。なお、平均値の算定は、各粒度試験結果についてクレーガーらの方法により透水係数に換算した上で、対数平均により算出している。また、() 内の数字は粒度試験結果に基づく D20 (粒度試験結果に基づき曲線補間により算出) の平均値を示す。

2.3 試験結果の代表性

各試験結果が敷地全体の透水性を代表していることについて示す。

2.3.1 盛土・旧表土

盛土は発電所の建設工事で発生した岩砕で、硬質の岩塊を含む粗粒材料から構成され、旧表土は主に敷地造成前の海浜砂である。

試験データは主要施設近傍並びに敷地の全体から取得されている。また、地下水ハンドブック（建設産業調査会）によると、表 4-3 に示すとおり、粗砂で概ね $1.0 \times 10^{-1} \sim 1.0 \times 10^{-5}$ (m/s) 程度、中砂・細砂で概ね $1.0 \times 10^{-2} \sim 1.0 \times 10^{-6}$ (m/s) 程度となっており、試験結果は文献値の概ね中央値となっていることから、試験結果は敷地の代表性を有していると判断できる。

表 4-3 未固結堆積物の水理条件

地 質	間 隙 率		透水係数の範囲(cm/sec)	井戸産出量	帯水層単元の型
	1 次 的 (粒 子)	2 次 的 (破 砕)	10^2 10^0 10^{-2} 10^{-4} 10^{-6} 10^{-8}	高 中 低	
未固結堆積物	%				
礫	30~40		————	—	帯水層
粗 砂	30~40		————	——	帯水層
中 ~ 細 砂	30~35		————	——	帯水層
シルト	40~50	ときとしてまれ (泥のクラック)	————	——	難透水層

(地下水ハンドブック（建設産業調査会）より引用)

また、別途実施した原位置透水試験の結果を表 4-4 に、試験位置を図 4-7 に示す。

試験の結果、旧表土についてはクレーガーらの方法に基づく推定値と同オーダーであり、盛土については 1 オーダー小さい結果となっている。

盛土については、石分や礫分の介入程度の違い等によりクレーガーらの方法では若干ばらつきが生じている可能性が考えられるが、前述のとおり、旧表土の分布状況を踏まえ、盛土と旧表土の値を合算した平均値を用いて、盛土・旧表土として 1 層で透水係数を設定 (3.0×10^{-5} (m/s)) しており、原位置透水試験の結果を踏まえても妥当な設定であると考えられる。

なお、クレーガーの算定に用いた粒度試験の平面及び深度分布については巻末の補足 1 に、盛土の石分の影響については補足 2 に示す。

表 4-4(1) 盛土・旧表土の原位置透水試験結果

地層	原位置透水試験		試験結果	設定値 (m/s)
	データ数	試験結果 (m/s)	(クレーガーらの方法) (m/s)	
盛土・旧表土	7	0.8×10^{-5}	2.1×10^{-5}	3.0×10^{-5}
(盛土のみ)	3	0.9×10^{-5}	1.0×10^{-4}	
(旧表土のみ)	4	0.7×10^{-5}	0.6×10^{-5}	

表 4-4(2) 盛土・旧表土の原位置透水試験結果 (試験箇所・深度別)

調査地点	分類	深度 (m)	透水係数 (原位置試験) (m/s)	備考
調査地点① G. L. : O. P. +14.8m	盛土	G. L. -4.0m~ G. L. -5.0m	1.5×10^{-5}	砂礫 (5~20mm の礫を含む)
	盛土	G. L. -18.0m~ G. L. -19.0m	1.0×10^{-5}	砂礫 (10~ 20mm の礫を含 む)
	旧表土	G. L. -22.5m~ G. L. -23.0m	0.6×10^{-5}	細~中粒砂
	旧表土	G. L. -27.0m~ G. L. -27.5m	2.6×10^{-5}	砂礫 (20~ 50mm の礫を含 む)
調査地点② G. L. : O. P. +14.8m	盛土	G. L. -10.9m~ G. L. -11.3m	0.5×10^{-5}	砂礫 (10~ 20mm の礫を含 む)
	旧表土	G. L. -23.0m~ G. L. -23.5m	0.3×10^{-5}	礫混じり中~ 粗粒砂
	旧表土	G. L. -27.0m~ G. L. -27.5m	0.5×10^{-5}	シルト及び砂 礫 (10~40mm の礫を含む)

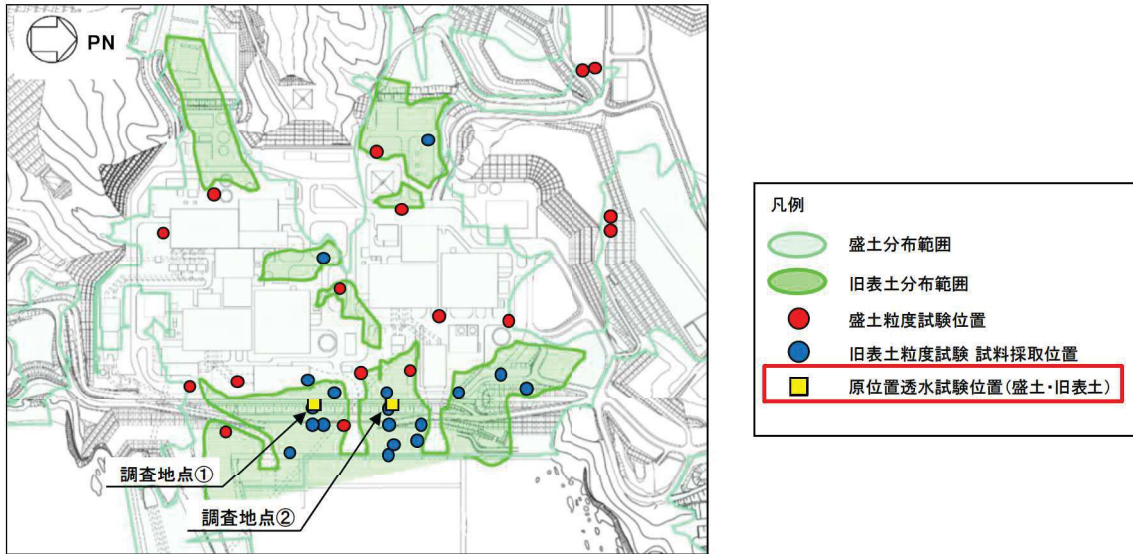


図 4-7 盛土・旧表土の原位置透水試験位置図
 (図 4-1 に盛土・旧表土の原位置透水試験位置を追記)

2.3.2 岩盤

敷地内の岩盤は、中生界ジュラ系の牡鹿層群荻の浜累層の砂岩、頁岩、砂岩頁岩互層が分布し、部分的に白亜系のひん岩が貫入している。原子炉建屋設置位置付近は、狐崎砂岩頁岩部層が分布している。

試験データは主要施設近傍並びに敷地の全体から取得されている。また、試験結果としても、表 4-5 に示す地下水ハンドブック（建設産業調査会）における細粒砂岩の場合、概ね $1.0 \times 10^{-5} \sim 1.0 \times 10^{-8}$ (m/s) 程度となっており、文献値等に示されている透水係数とも整合的である。

なお、岩盤 I・II の分類方法については、巻末の補足 3 に示す。また、断層・シーム等の破碎部の影響について、補足 4 に示す。

表 4-5 固結堆積物の水理条件

地 質	間 隙 率		透水係数の範囲(cm/sec)	井戸産出量	帯水層単元の型
	1 次的 (粒子)	2 次 的 (破 碎)	10^2 10^0 10^{-2} 10^{-4} 10^{-6} 10^{-8}	高 中 低	
固 結 堆 積 物					
石灰岩・白雲岩	1～50	溶解、節理面	—————	—————	帯水層あるいは不透水層
粗～中粒砂岩	<20	節理、破碎	—————	—————	帯水層あるいは難透水層
細粒砂岩・泥岩	<10	節理、破碎	—————	—————	帯水層あるいは不透水層
頁岩・シルト岩	—	節理、破碎	—————	—————	不透水層あるいは帯水層

(地下水ハンドブック（建設産業調査会）より引用)

2.3.3 セメント改良土・改良地盤

セメント改良土は、発電所構内で採取した掘削土にセメントを混合して製造したもので、改良地盤は、高圧噴射攪拌工法によって、発電所内の盛土、旧表土とセメントミルクを混合して造成したものである。

表 4-6 に示す改良地盤及びセメント改良土の解析用物性値を基準とし、透水試験箇所で実施した PS 検層による S 波速度から初期せん断剛性（概略値）を推定した結果を表 4-7 に示す。いずれの箇所においても、初期せん断剛性（概略値）が解析用物性値よりも大きな値を得られていることから、試験箇所の代表性があると判断できる。

表 4-6 改良地盤の解析用物性値

	初期せん断剛性 G_0 (N/mm ²)	単位体積重量 γ (kN/m ³)
改良地盤	1940	20.6
セメント改良土	1670	21.6

$$G_0 = \gamma V_s^2 \quad (\text{N/mm}^2) \quad \text{ここに、} V_s : \text{S 波速度 (m/s)}$$

表 4-7 試験結果に基づく初期せん断剛性（概略値）

区 分	孔名	平均 S 波速度 (m/s)	初期せん断剛性 G_0 (N/mm ²)
改良地盤	No. 1	1160	2770
	No. 2	1120	2580
	No. 3	1200	2970
セメント改良土	No. 4	1080	2520
	No. 5	1050	2380

なお、上記のうち改良地盤について、防潮堤工事において施工した改良地盤に係る追加試験データを表 4-8 に、試験位置を図 4-8 に示す。

この結果から、上記試験結果と概ね同オーダーであることを確認しており、設定値が妥当であると判断できる。

表 4-8 既往試験と追加試験の比較

地層	既往試験		追加試験	
	データ数	試験結果 (m/s)	データ数	試験結果 (m/s)
改良地盤	6	2.4×10^{-7}	13	0.5×10^{-7}

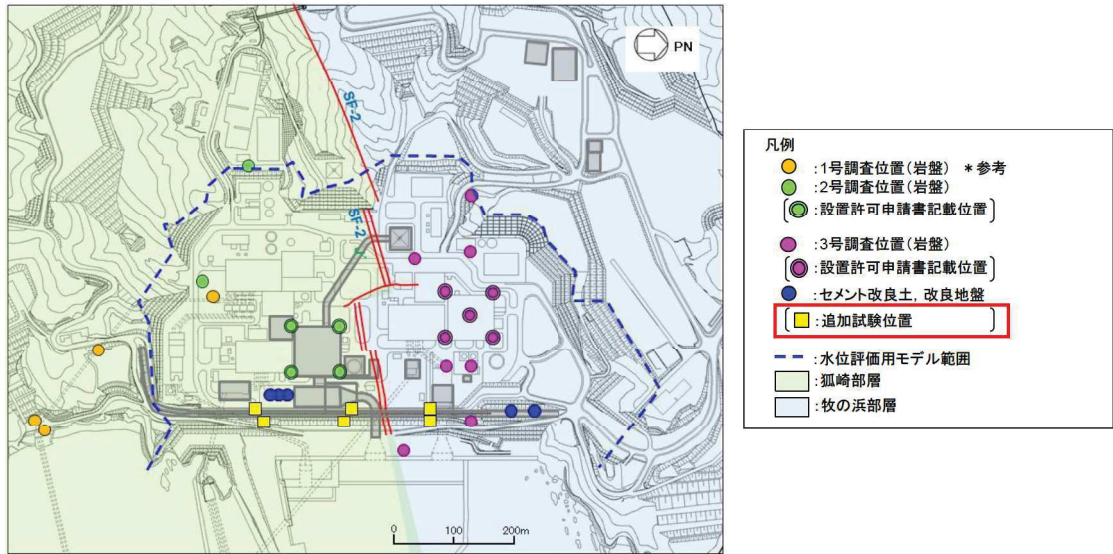


図 4-8 改良地盤の追加透水試験位置図
 (図 4-4 に改良地盤の追加透水試験位置を追記)

3. 解析に用いる透水係数の設定

試験結果を踏まえた広域モデルに用いる透水係数を表 4-9 に、水位評価モデルに用いる透水係数を表 4-10 に、地下水流入量評価モデルに用いる透水係数を表 4-11 に示す。

なお、水位評価モデルの設定値は、建設時工事計画認可時の浸透流解析における設定を踏襲しているが、この設定根拠及び妥当性については補足 5 に示す。

表 4-9 透水係数の設定値と設定根拠（広域モデル）

地層		設定値 (m/s)	設定根拠	備考
盛土・旧表土		3.0×10^{-5}	試験結果の平均値に基づき設定	* 2
狐崎 部層	岩盤 I	2.0×10^{-6}	試験結果の平均値に基づき設定	
	岩盤 II	5.0×10^{-7}	試験結果の平均値に基づき設定	
牧の浜 部層	岩盤 I	1.0×10^{-6}	試験結果の平均値に基づき設定	
	岩盤 II	1.0×10^{-7}	試験結果の平均値に基づき設定	
セメント改良土・改良地盤		— (設定なし)	—	
透水層 (碎石)		— (設定なし)	—	
コンクリート 構造物 (MMR 含む)		— (不透水)	—	* 3

* 1 : 試験結果に対して、保守性の観点から、建設時工事計画認可時において、パラメータスタディを実施し、建屋揚圧力への影響が最も大きい物性として、岩盤 I を平均値 - 1σ に設定。

* 2 : 建設時工事計画認可時と同値

* 3 : 建設時工事計画認可時においては透水係数を設定 (コンクリート工学ハンドブックに基づき 1.0×10^{-11} (m/s)) していたが、岩盤と比べても十分に小さな値であり、影響は小さいと考えられるため不透水として扱う

表 4-10 透水係数の設定値と設定根拠（水位評価モデル）

地層		設定値 (m/s)	設定根拠	備考
盛土・旧表土		3.0×10^{-5}	試験結果の平均値に基づき設定	* 2
狐崎 部層	岩盤 I	7.0×10^{-7}	試験結果の平均値 - 1σ に基づき設定* 1	
	岩盤 II	5.0×10^{-7}	試験結果の平均値に基づき設定	
牧の浜 部層	岩盤 I	2.0×10^{-7}	試験結果の平均値 - 1σ に基づき設定* 1	
	岩盤 II	1.0×10^{-7}	試験結果の平均値に基づき設定	
セメント改良土・改良地盤		2.0×10^{-7}	試験結果の平均値に基づき設定	* 3
透水層（砕石）		1.0×10^{-2}	試験結果の平均値に基づき設定	
コンクリート 構造物 (MMR 含む)		— (不透水)	—	* 4

* 1：試験結果に対して、保守性の観点から、建設時工事計画認可時において、パラメータスタディを実施し、建屋揚圧力への影響が最も大きい物性として、岩盤 I を平均値 - 1σ に設定。

* 2：建設時工事計画認可時と同値

* 3：建設時工事計画認可時は設定なし

* 4：建設時工事計画認可時には透水係数を設定（コンクリート工学ハンドブックに基づき 1.0×10^{-11} (m/s)）していたが、岩盤と比べても十分に小さな値であり、影響は小さいと考えられるため不透水として扱う

表 4-11 透水係数の設定値と設定根拠（地下水流入量評価モデル）

地層		設定値 (m/s)	設定根拠	備考
盛土・旧表土		6.0×10^{-4}	試験結果の平均値+ 1σ に基づき設定	
狐崎 部層	岩盤 I	4.0×10^{-6}		
	岩盤 II	1.0×10^{-6}		
牧の浜 部層	岩盤 I	6.0×10^{-6}		
	岩盤 II	3.0×10^{-7}		
セメント改良土・改良地盤		2.0×10^{-6}		
透水層（砕石）		—	—	* 1
コンクリート 構造物 (MMR 含む)		— (不透水)	—	地下水位設定用に同じ

* 1：排水能力評価時においては、透水層（砕石）として扱うドレーンを含めて、既設・新設全てのドレーンを有効としたモデル化を行う。

(補足1) 盛土・旧表土の粒度分布について

(1) 盛土

盛土の粒度分布として、図4-9に示すエリア別の粒径加積曲線を図4-10に示す。

盛土の粒度については、岩盤を掘削した材料(300mm以下の岩砕)を用いていることから(補足3)、JGS「石分を多く含む地盤材料の粒度試験方法」に基づき実施した現場粒度試験によるものである。なお、試験はG.L.付近(概ねGL.-1m~-2m付近)にて実施している。

この結果から、エリア毎の若干のばらつきは見られるものの、全体的に礫を主体としており、エリア毎に有意な違いは見られていない。

また、エリア別にクレーガーらの方法に基づき設定した透水係数の値を図4-11に示す。代表的な透水性としてはいずれのエリアも 10^{-4}m/s オーダーであり、原位置透水試験の結果も踏まえ、盛土・旧表土の設定値($3.0 \times 10^{-5}\text{m/s}$)とすることは妥当である。

なお、深度方向については、表4-4(2)に示す原位置透水試験の深度別の結果から、深度別で有意な差が見られないことから、施工時に一定の品質管理を実施していることも踏まえ、深度方向の有意な違いはないものと考えられる。

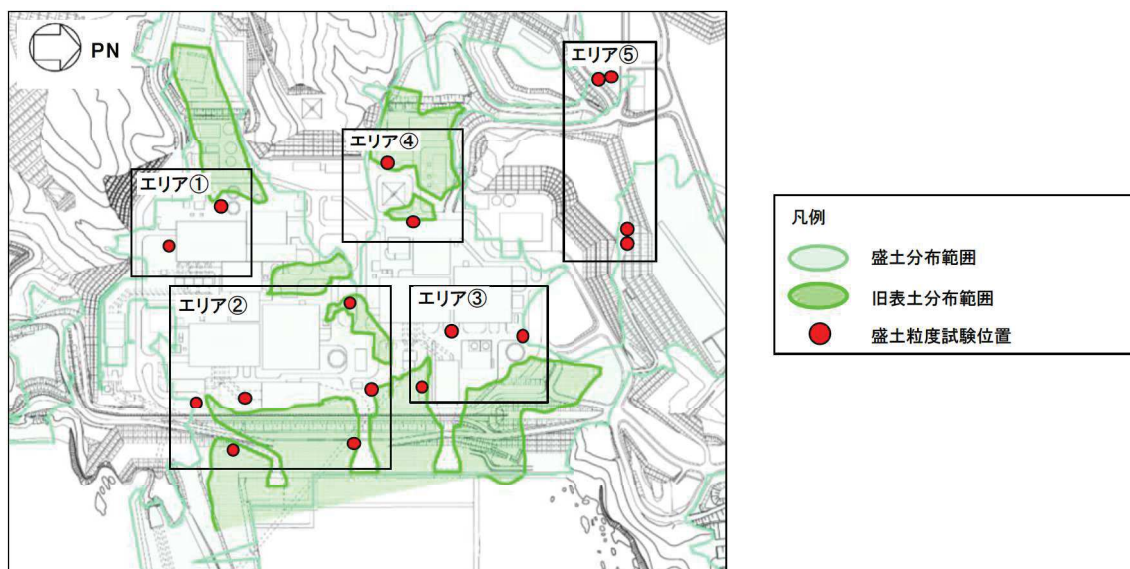


図4-9 盛土の平面分布のエリア分類

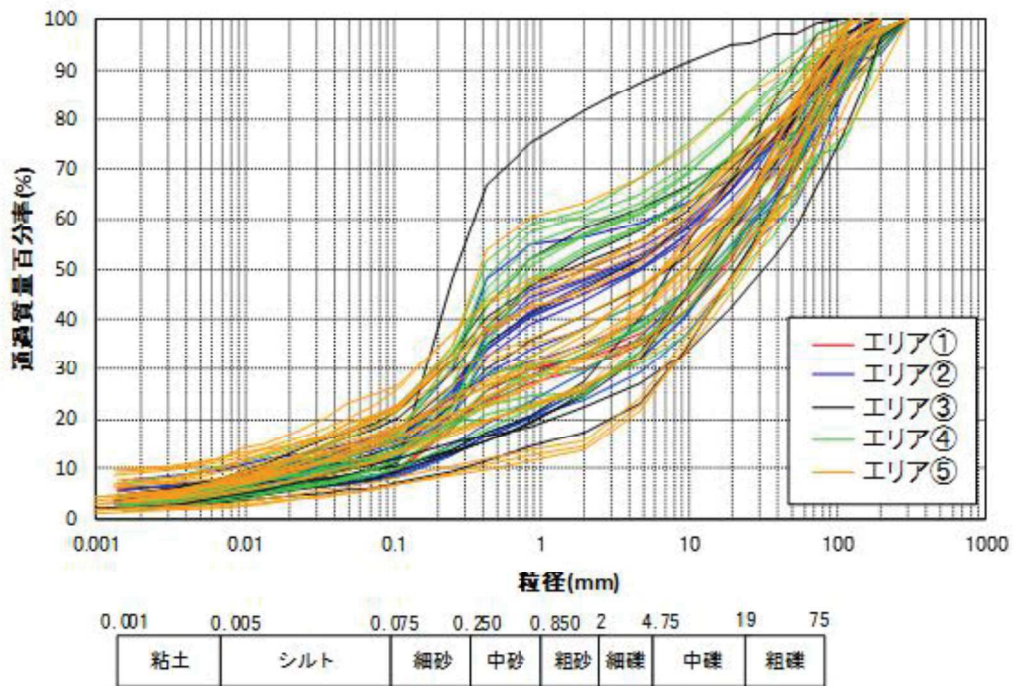


図 4-10(1) 盛土の粒径加積曲線 (全エリア)

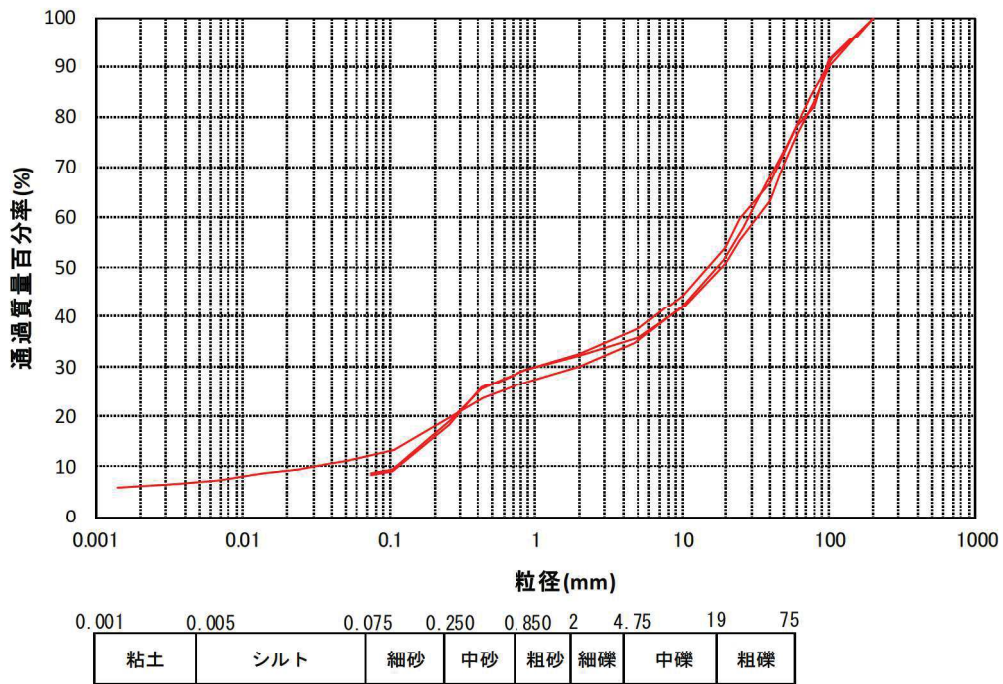


図 4-10(2) 盛土の粒径加積曲線 (エリア①)

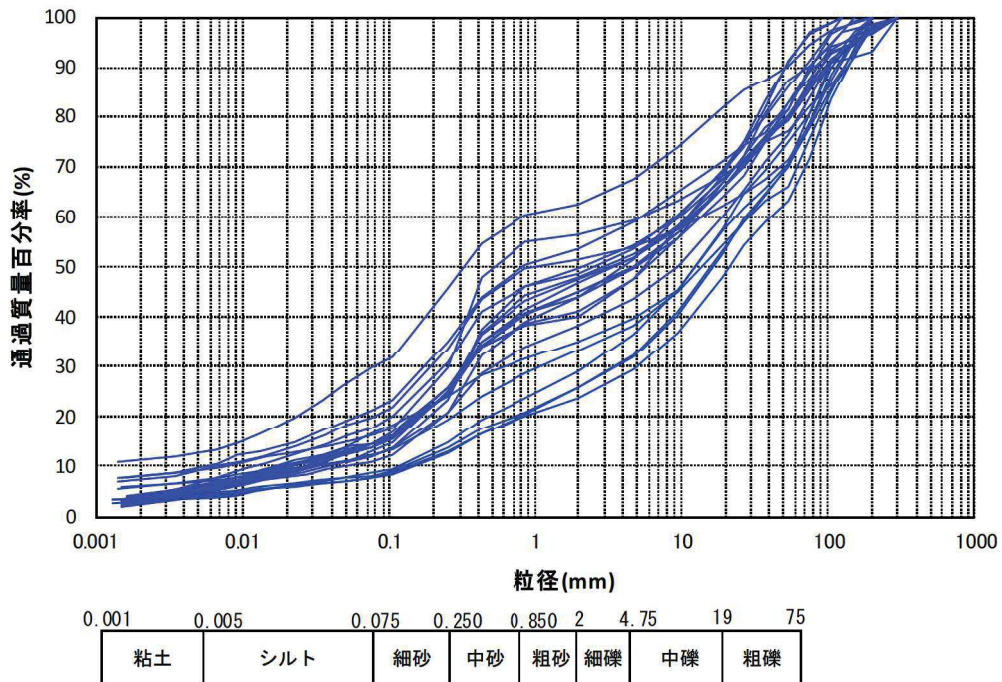


図 4-10(3) 盛土の粒径加積曲線 (エリア②)

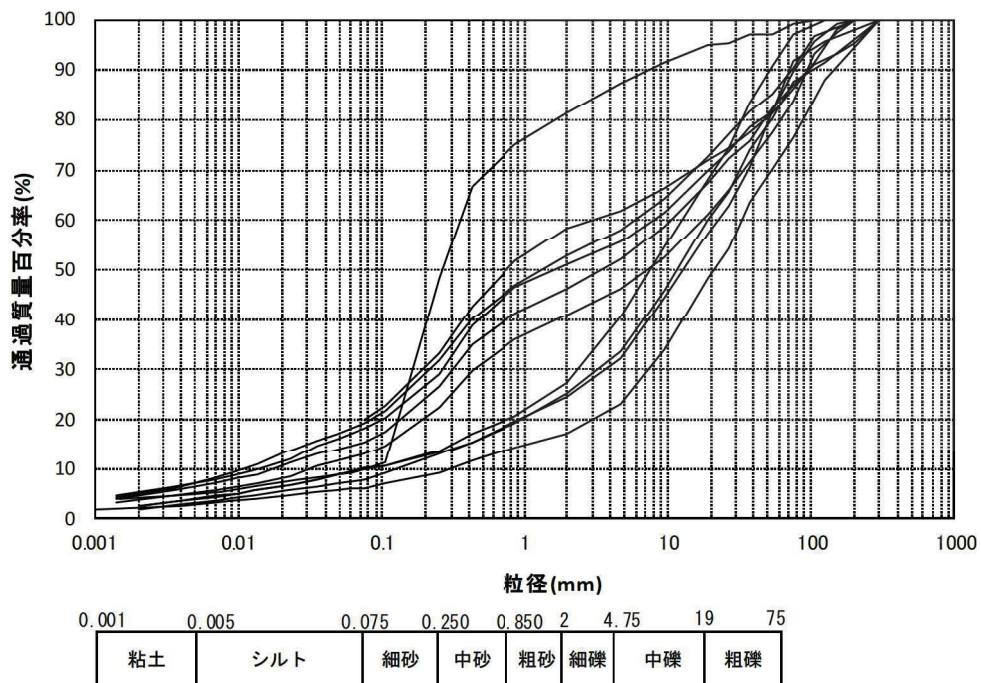


図 4-10(4) 盛土の粒径加積曲線 (エリア③)

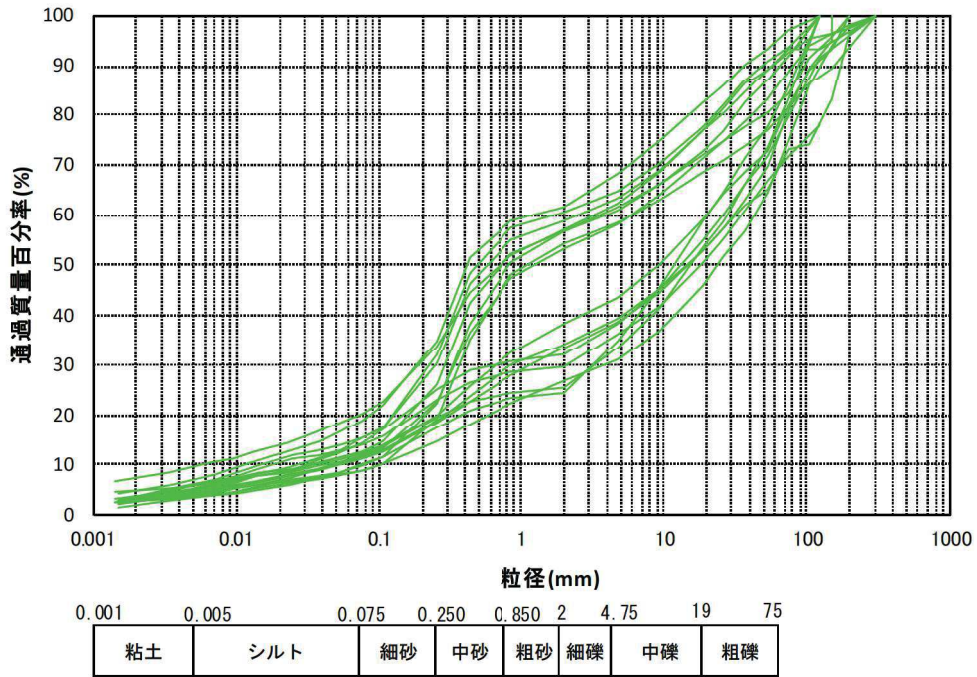


図 4-10(5) 盛土の粒径加積曲線 (エリア④)

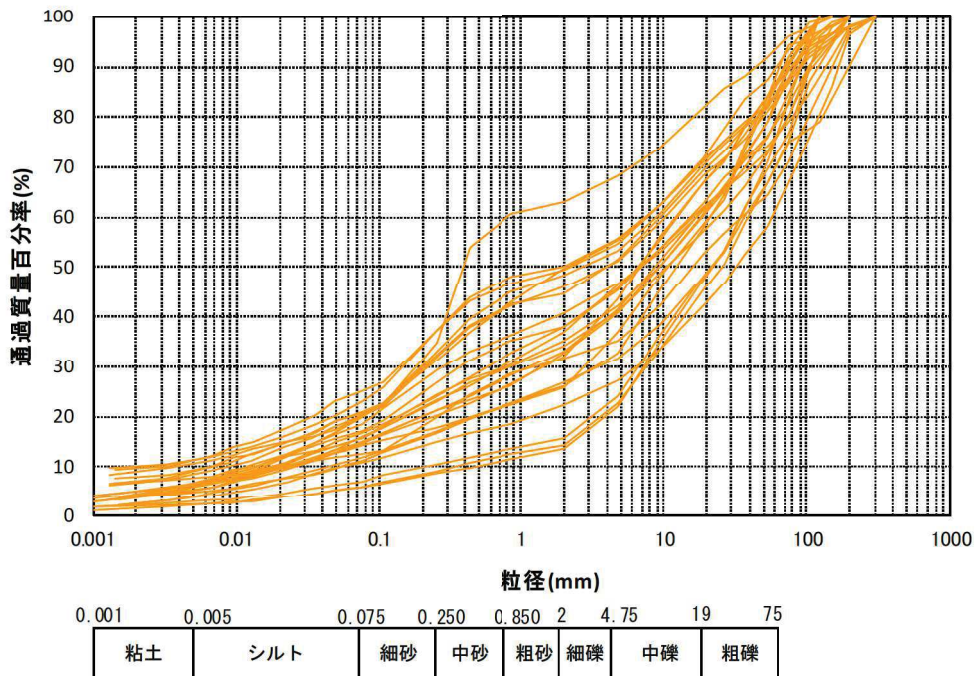


図 4-10(6) 盛土の粒径加積曲線 (エリア⑤)

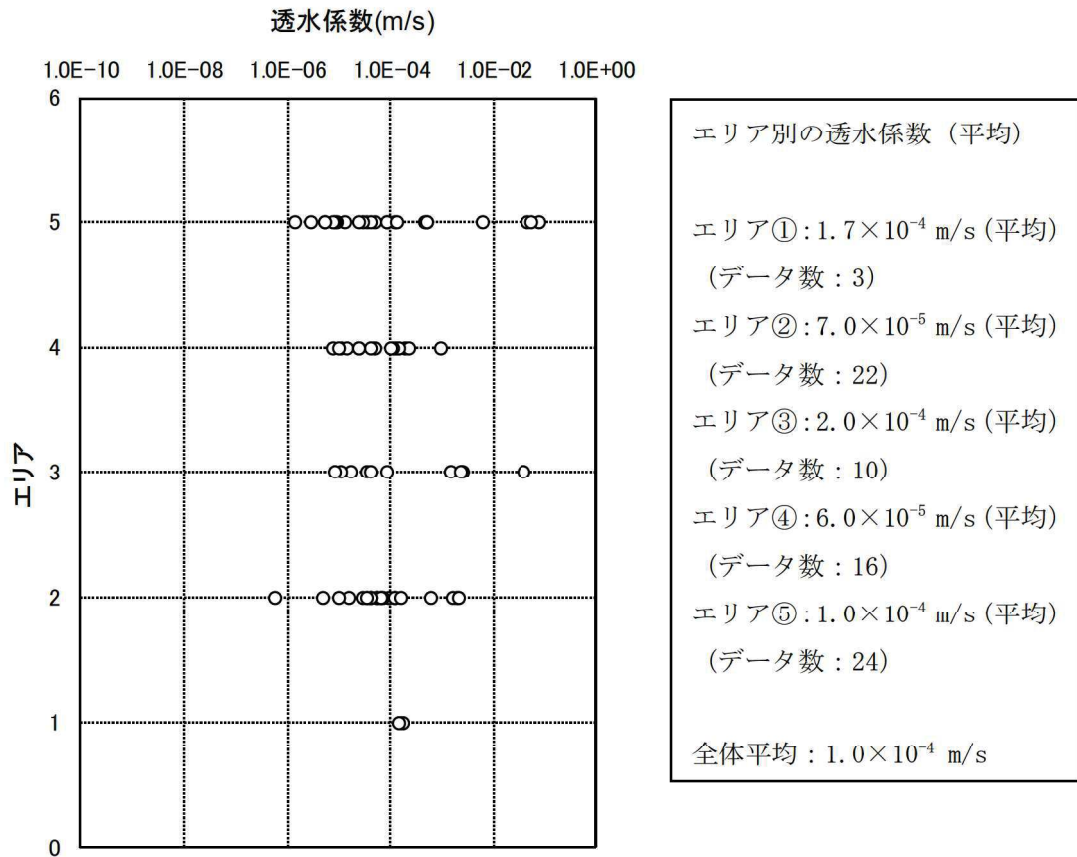


図 4-11 盛土のエリア別の透水係数 (クレーガーらの方法) の分布

(2) 旧表土

旧表土の敷地の粒度分布として、図 4-12 に示すエリア別及び深度別の粒径加積曲線を図 4-13 に示す。

この結果から、エリア毎に若干のばらつきは見られるものの、海に近いエリア 1 では粒度のそろった砂が見られ、深度方向に傾向の違いは見られず、いずれの深度でも砂質土を主体としている。山側のエリア 2 では粒度のばらつきが見られるが、粒度分布の傾向としては概ね砂質土が主体となっている。

また、クレーガーらの方法に基づき設定した透水係数の深度方向の分布を図 4-14 に示す。若干のばらつきは見られるものの、分布状況も踏まえるとエリア 1 が代表性を有しており、その値は 10^{-5} m/s オーダーであるため、旧表土としての分布範囲が限定的であることや原位置透水試験の結果等も踏まえ、盛土・旧表土として一層に設定 (3.0×10^{-5} m/s) することは妥当である。

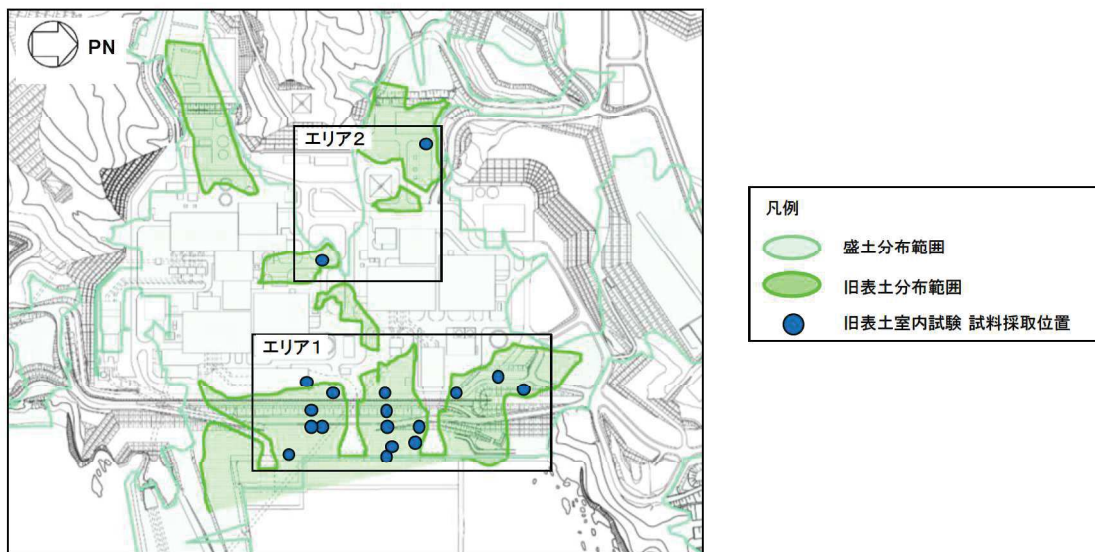


図 4-12 旧表土の平面分布のエリア分類

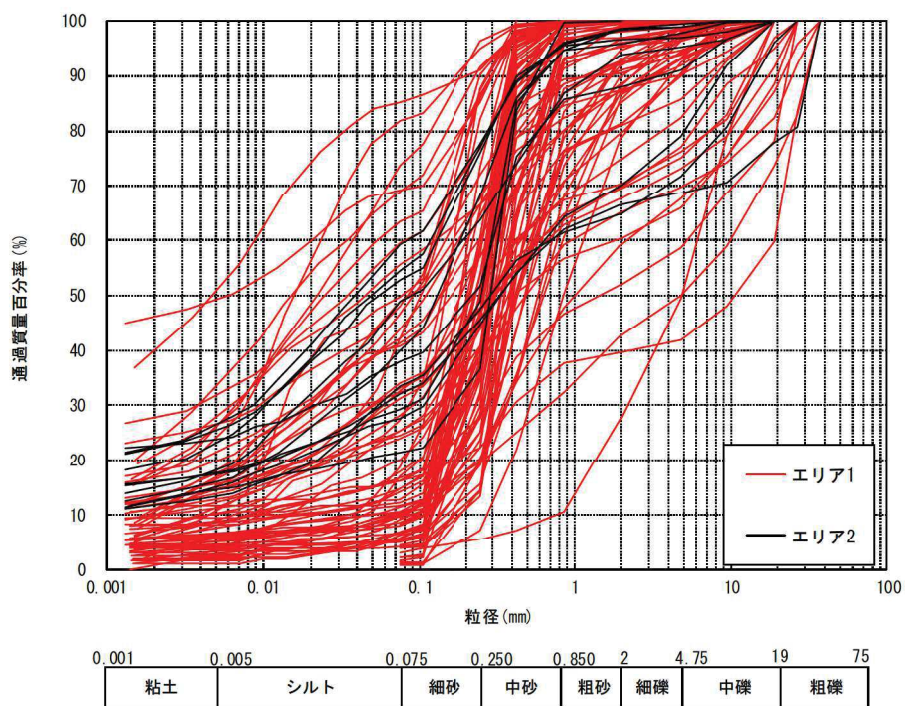


図 4-13(1) 旧表土のエリア別の粒径加積曲線 (全エリア)

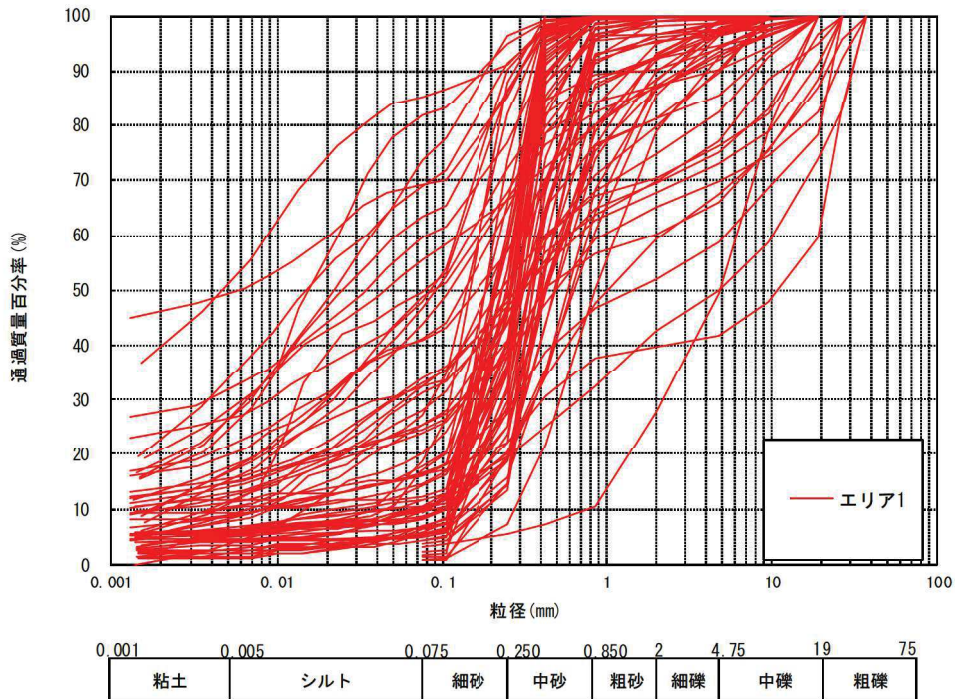


図 4-13(2) 旧表土のエリア別の粒径加積曲線 (エリア1)

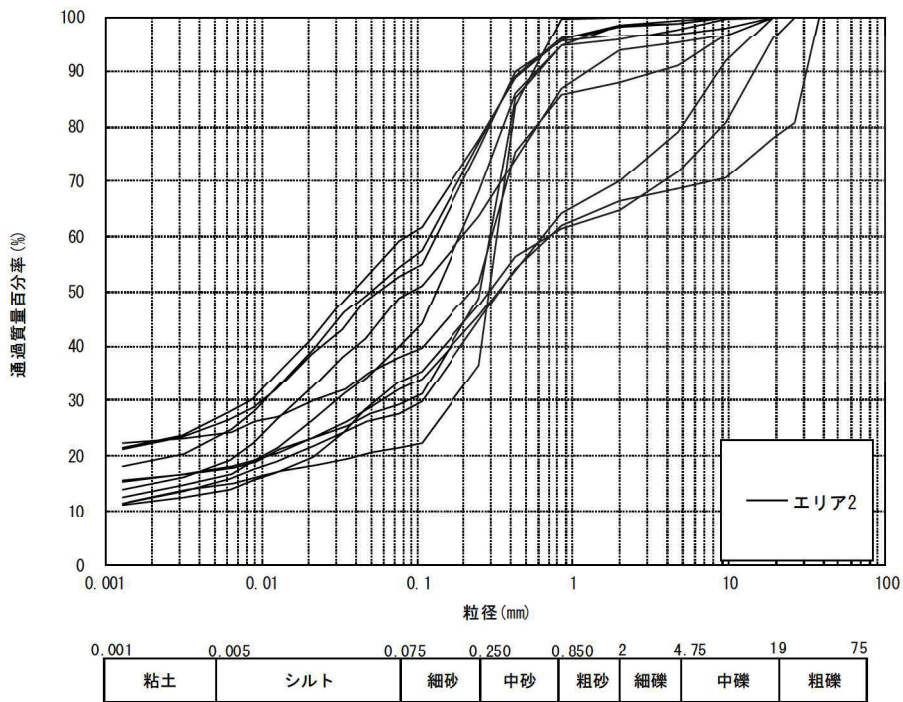


図 4-13(3) 旧表土のエリア別の粒径加積曲線 (エリア2)

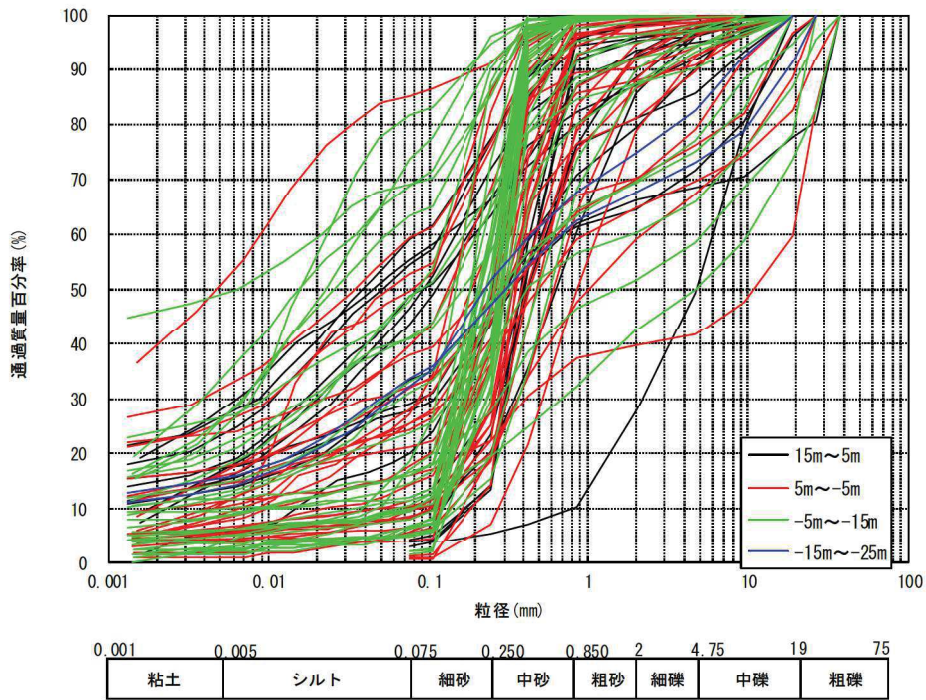


図 4-13(4) 旧表土の深度別の粒径加積曲線 (全深度)

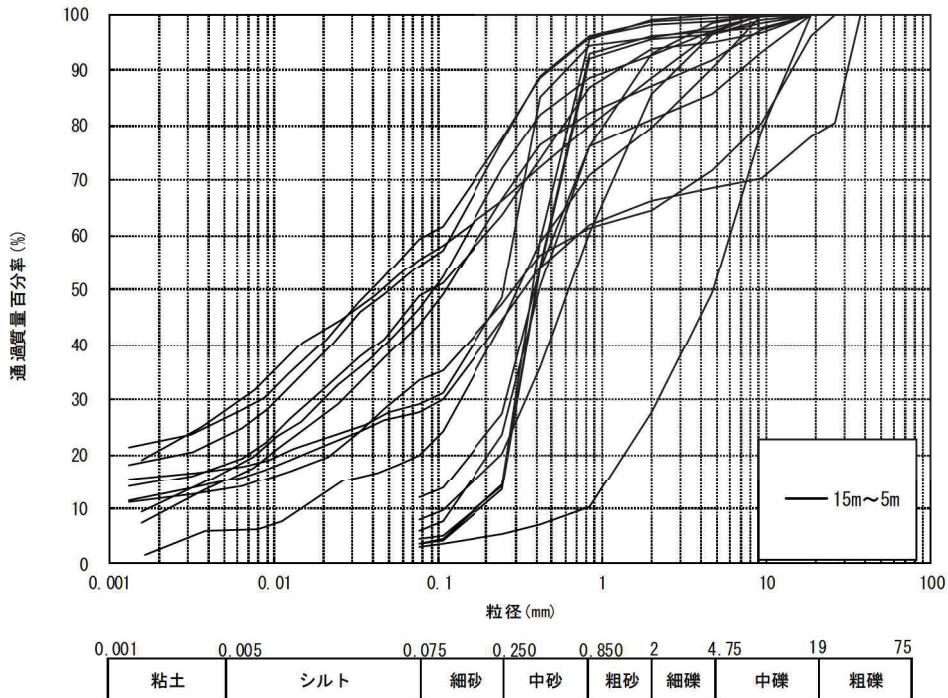


図 4-13(5) 旧表土の深度別の粒径加積曲線 (O.P. +15m~O.P. +5m)

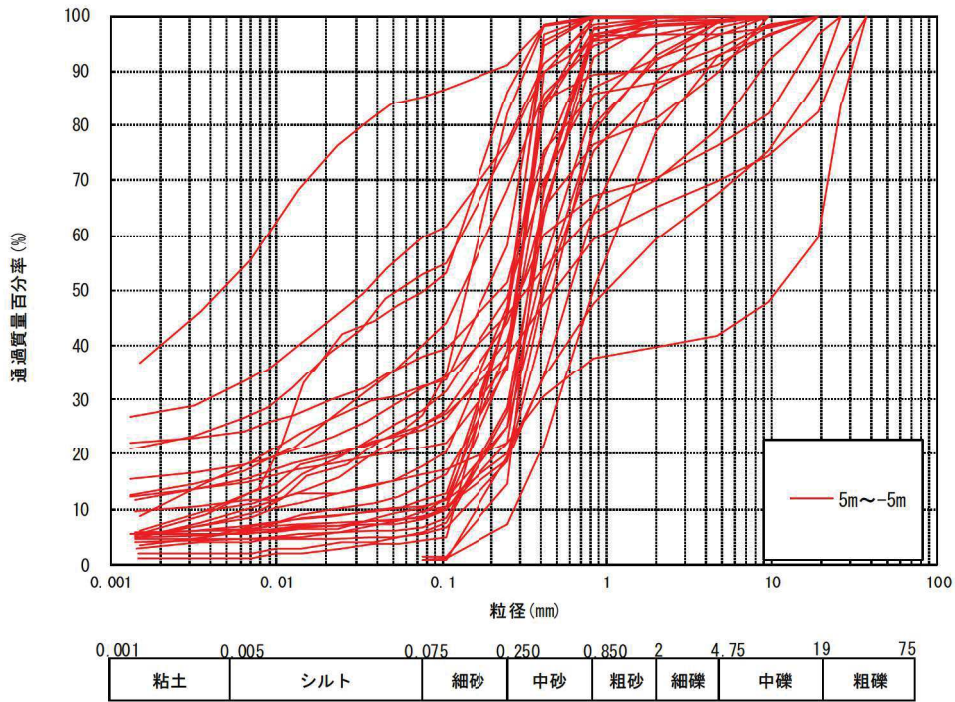


図 4-13(6) 旧表土の深度別の粒径加積曲線 (0. P. +5m~0. P. -5m)

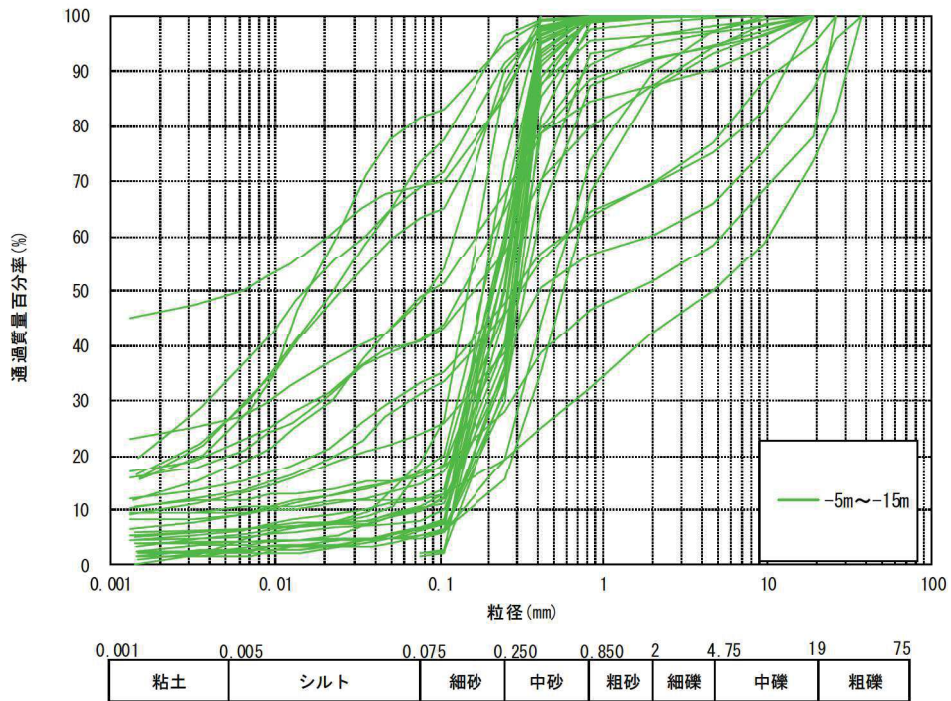


図 4-13(7) 旧表土の深度別の粒径加積曲線 (0. P. -5m~0. P. -15m)

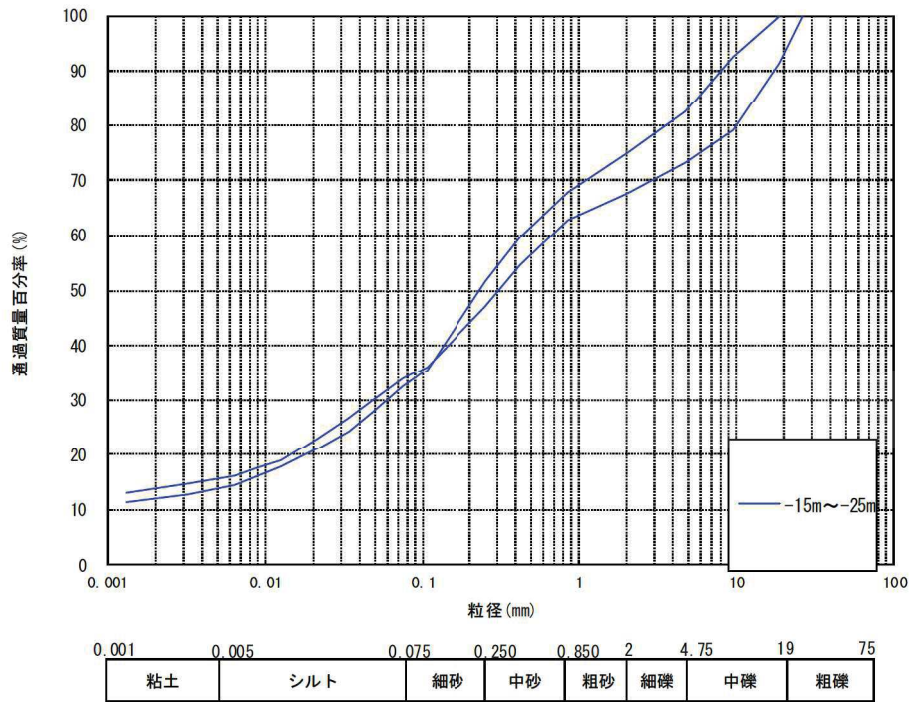


図 4-13 (8) 旧表土の深度別の粒径加積曲線 (0. P. -15m~0. P. -25m)

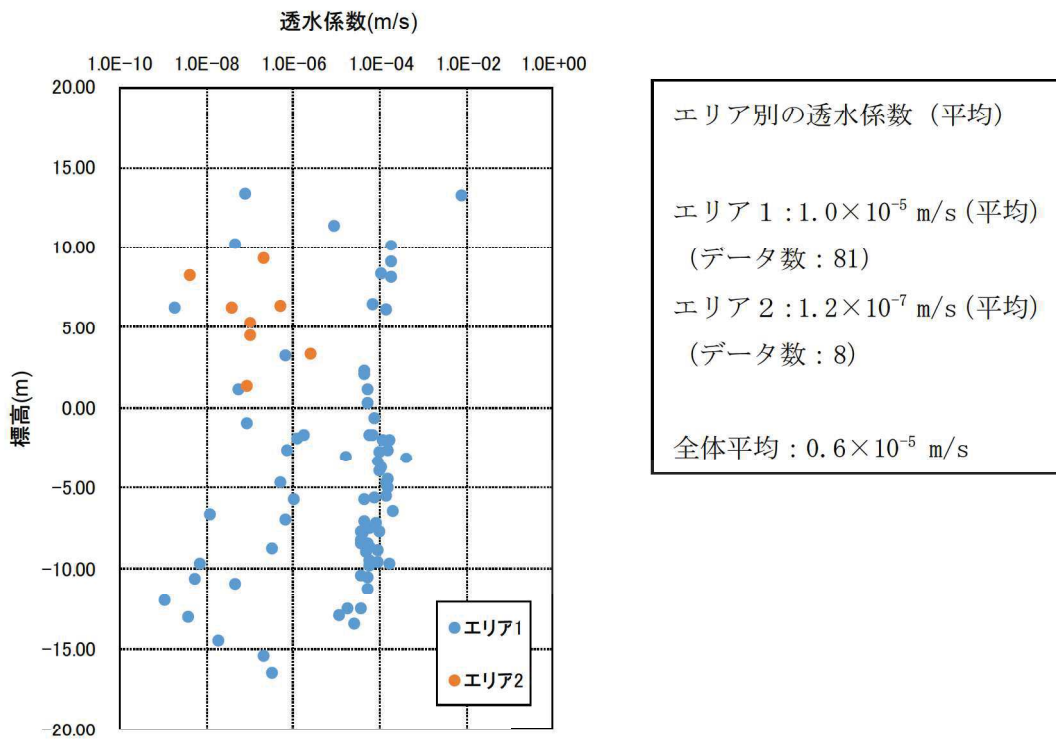


図 4-14 旧表土のエリア別の透水係数 (クレーガーらの方法) の分布