

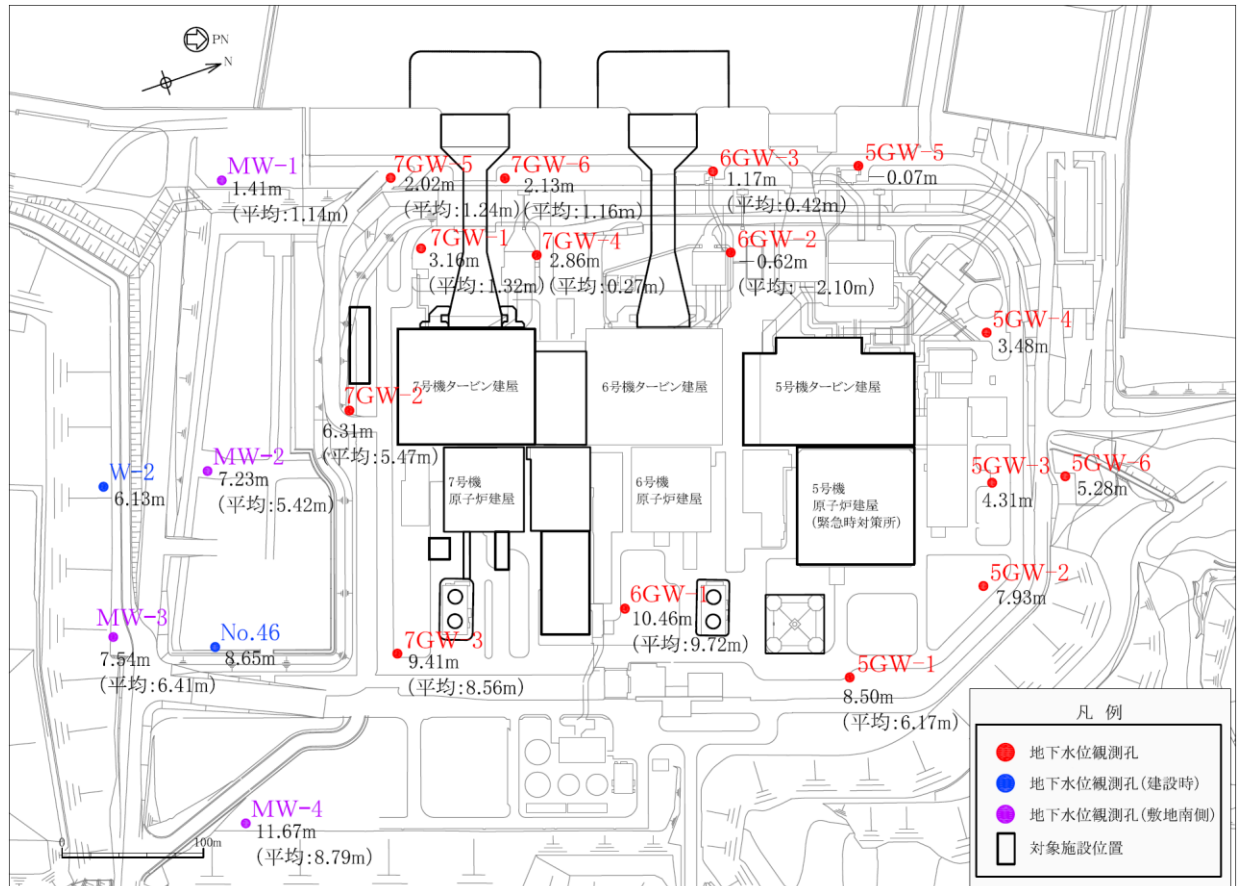
地盤の支持性能についての参考資料

- (参考資料 1) 地下水位の詳細について
- (参考資料 2) 解析用物性値の代用の考え方
- (参考資料 3) 液状化強度試験の詳細について
- (参考資料 4) 地震応答解析にて考慮する地盤物性のばらつき
- (参考資料 5) 有効応力解析に用いる解析用物性値の適用性について
- (参考資料 6) 地盤改良体についての補足
- (参考資料 7) 杭基礎の支持力評価方法に関する補足
- (参考資料 8) 地質区分の詳細について
- (参考資料 9) マンメイドロックの設計について
- (参考資料 10) 液状化抵抗曲線の回帰曲線（平均 -1σ 強度）を下回る試験データについて
- (参考資料 11) H-D モデルと試験結果の動的変形特性の比較
- (参考資料 12) 建築・構築物の地震応答解析に用いる地盤諸定数について

(参考資料1) 地下水位の詳細について

1. 地下水位観測データ

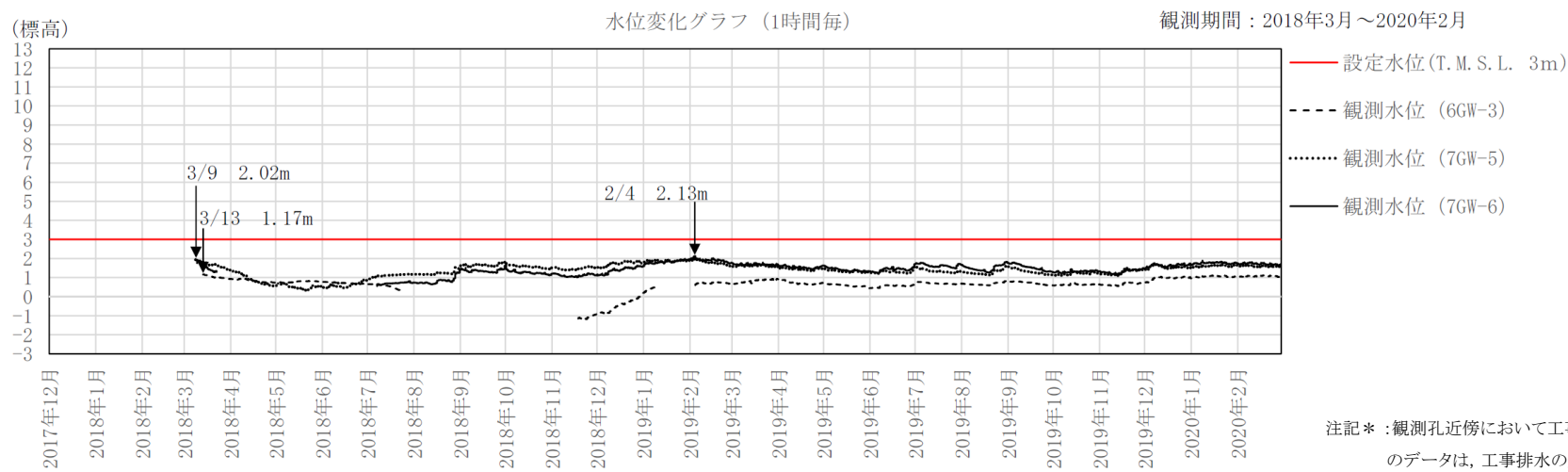
敷地内の観測最高地下水位分布図を図 1-1 に、地下水位観測孔の連続観測データ及び観測孔位置の耐震評価上の設定水位を図 1-2～図 1-9 に示す。なお、参考として建設時の地下水位観測記録を図 1-10 に示す。



注1： 図中の数値は、各地下水位観測孔の観測最高地下水位の標高 (T.M.S.L.) を示す。

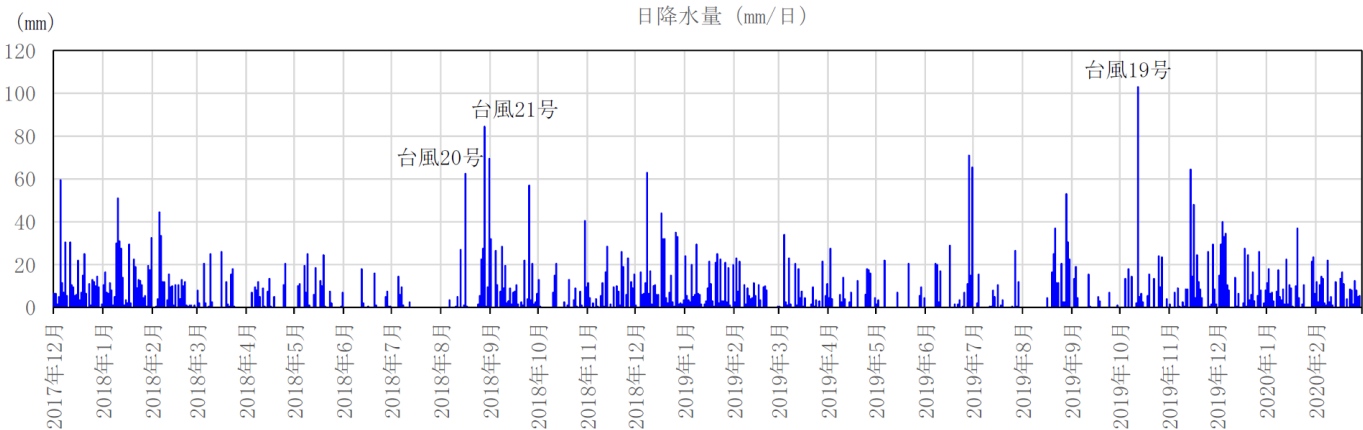
注2： 図中の () 内数値は、各地下水位観測孔の敷地内観測孔において通年の観測記録が得られている2018年の年間平均水位を示す (該当期間の記録がない観測孔は () 記載なし)。

図 1-1 観測最高地下水位分布図

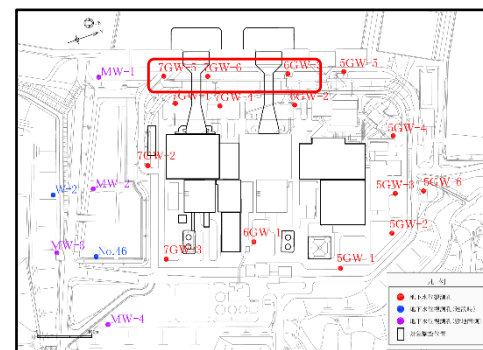


7号機側地盤改良工事 6号機側地盤改良工事
 実施期間 2018/3/23～2018/7/6 実施期間 2018/7/26～2018/11/18, 2019/1/11～2019/2/3
 非表示孔 (7GW-6) * 非表示孔 (6GW-3) *

注記* : 観測孔近傍において工事が行われている期間のデータは、工事排水の影響を受けていると考えられることから非表示とした。

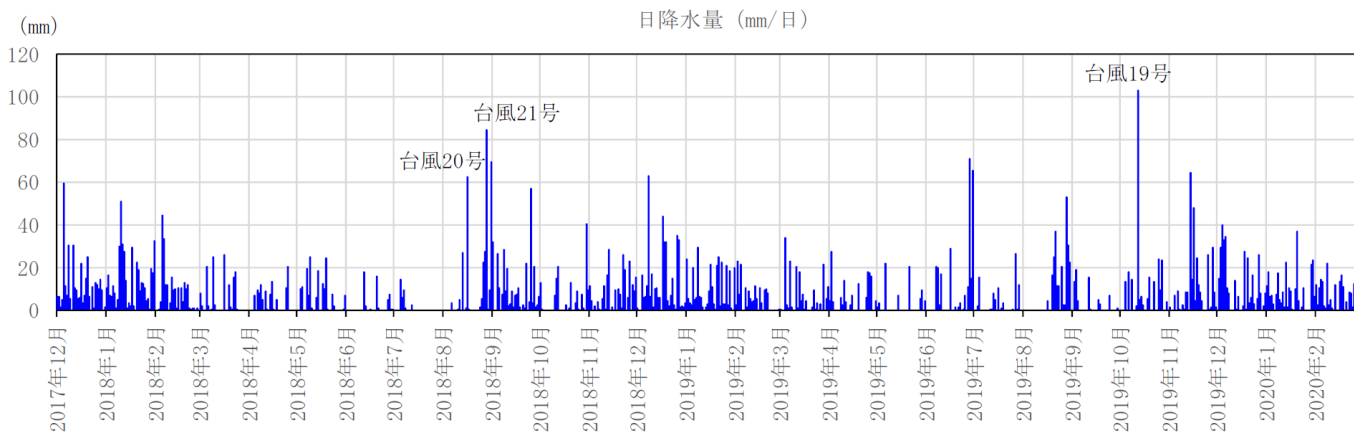
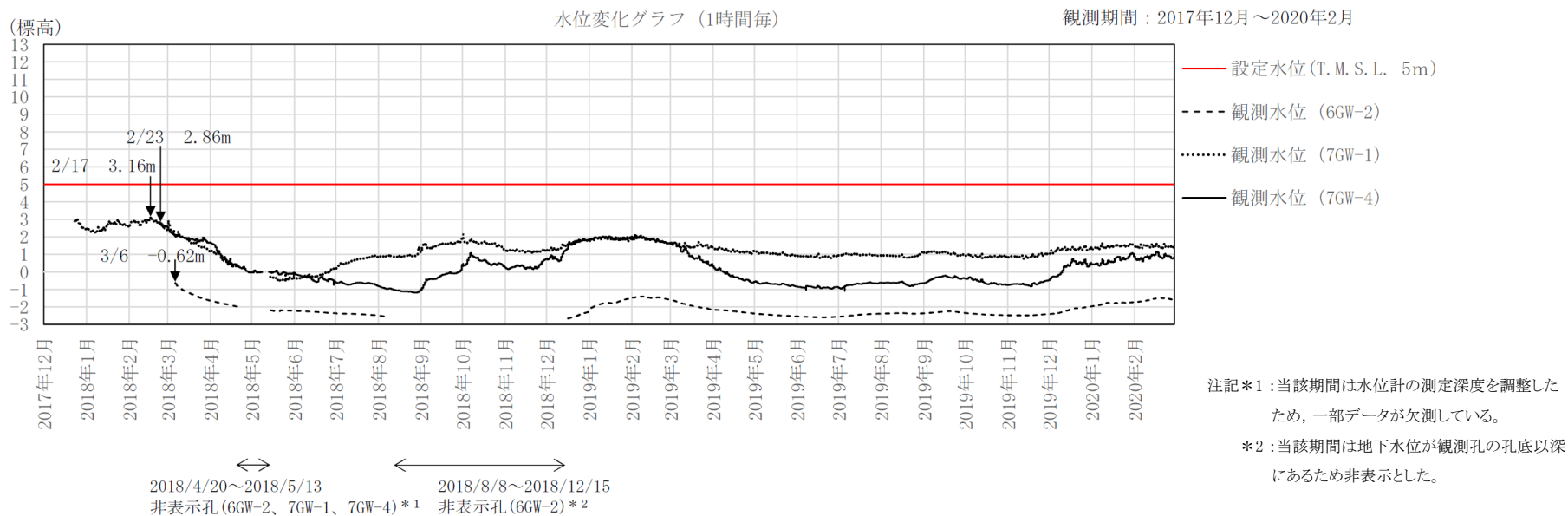


(気象庁アメダス柏崎観測所の降水量データを引用)

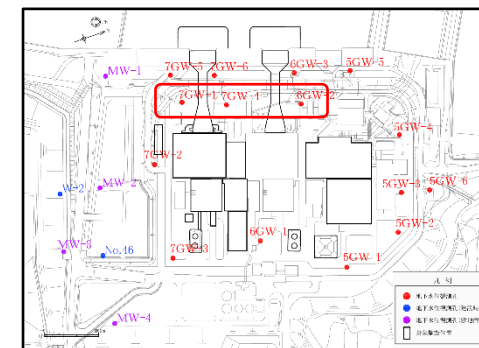


観測孔位置図

図 1-2 海水貯留堰及びスクリーン近傍孔 (6GW-3, 7GW-5, 7GW-6) の地下水位観測記録と降水量データ

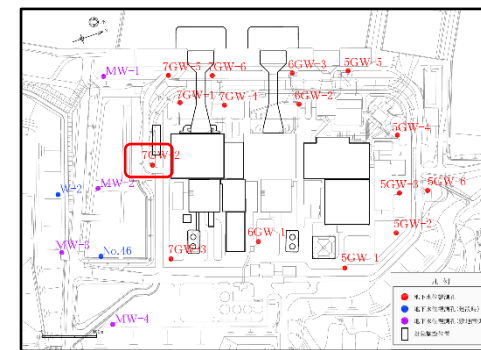
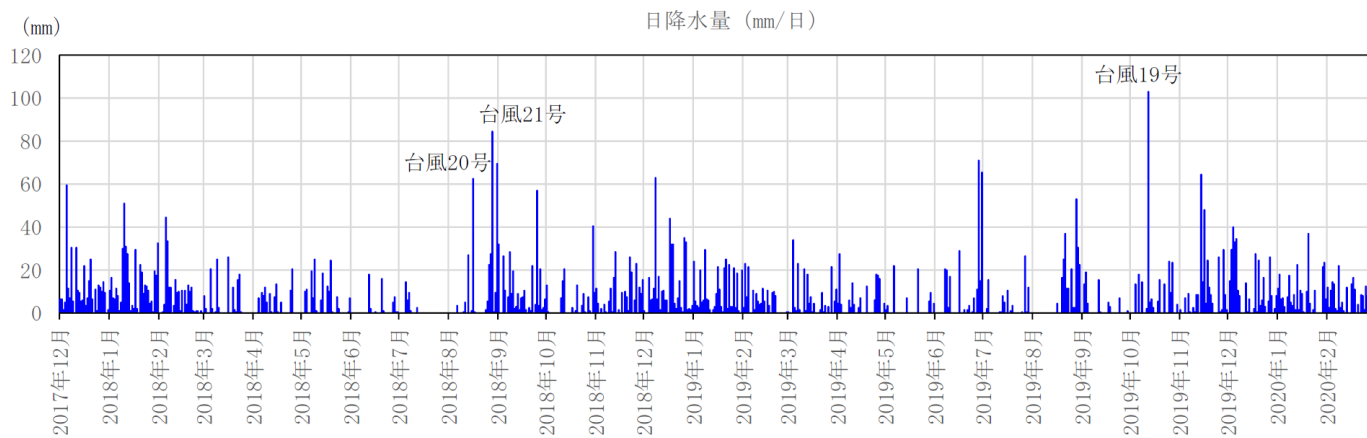
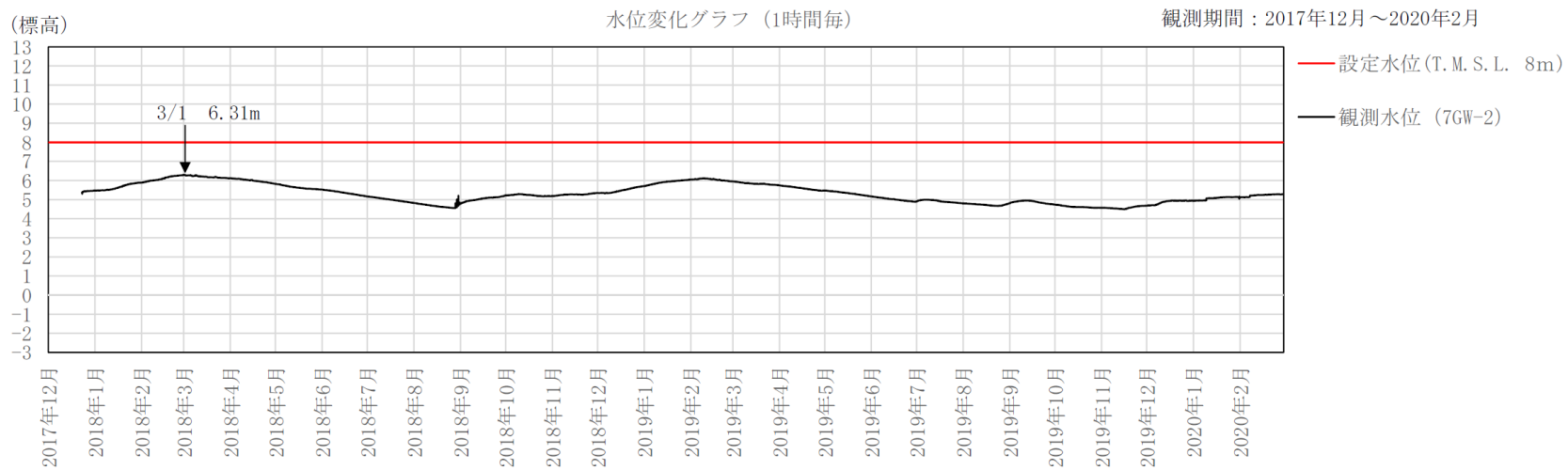


(気象庁アメダス柏崎観測所の降水量データを引用)



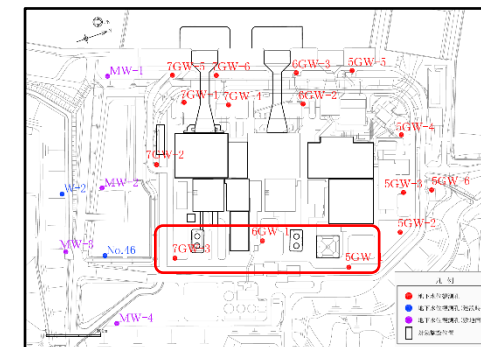
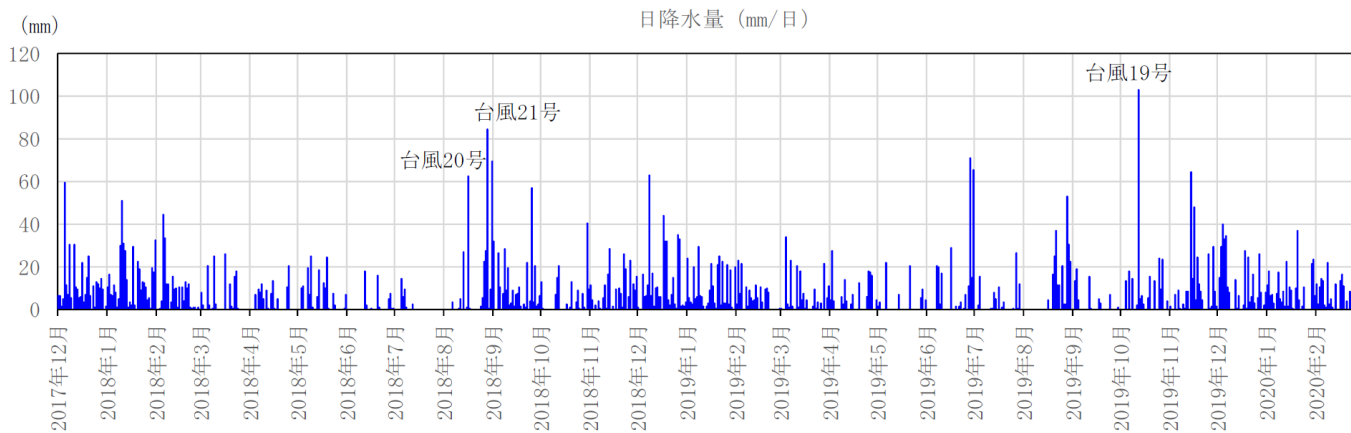
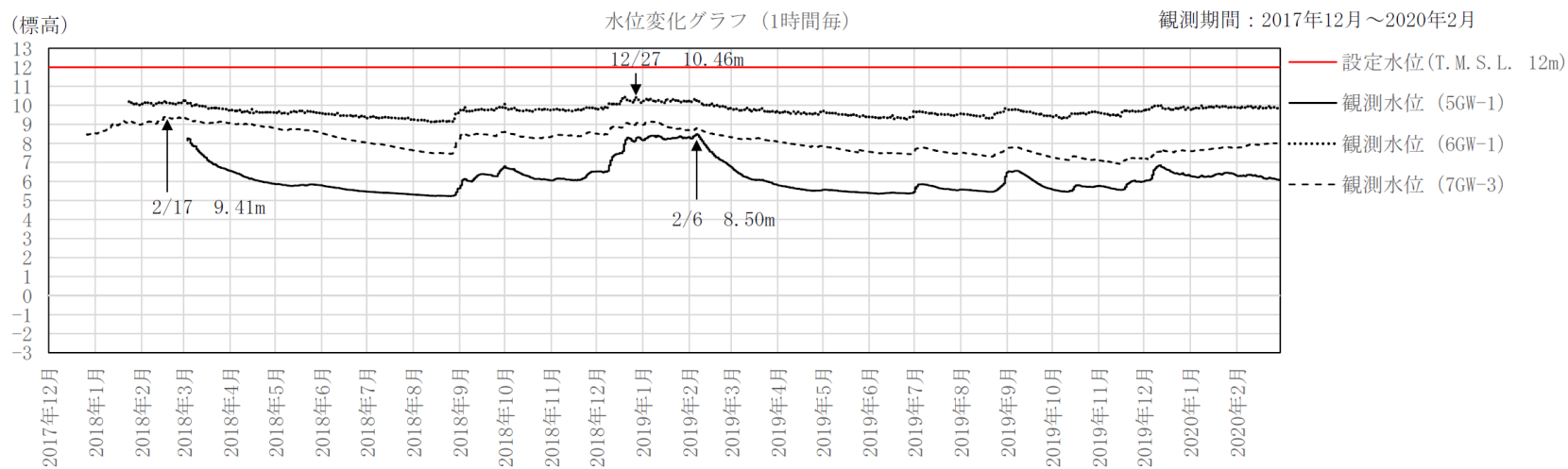
観測孔位置図

図 1-3 6GW-2, 7GW-1, 7GW-4 の地下水位観測記録と降水量データ



(気象庁アメダス柏崎観測所の降水量データを引用)

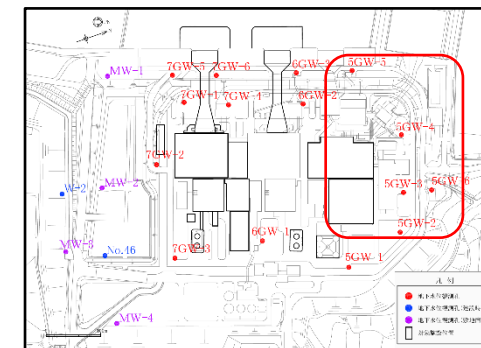
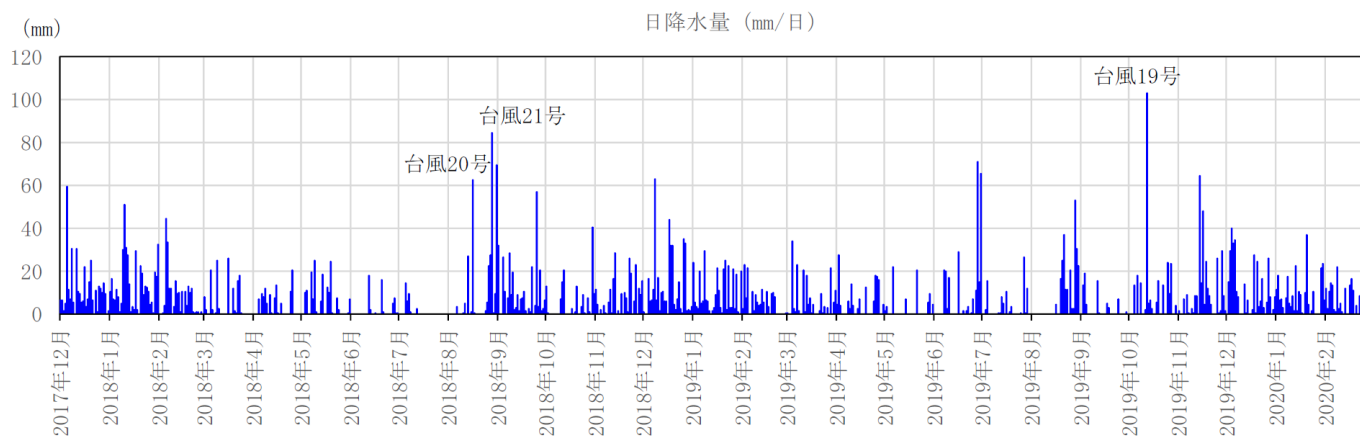
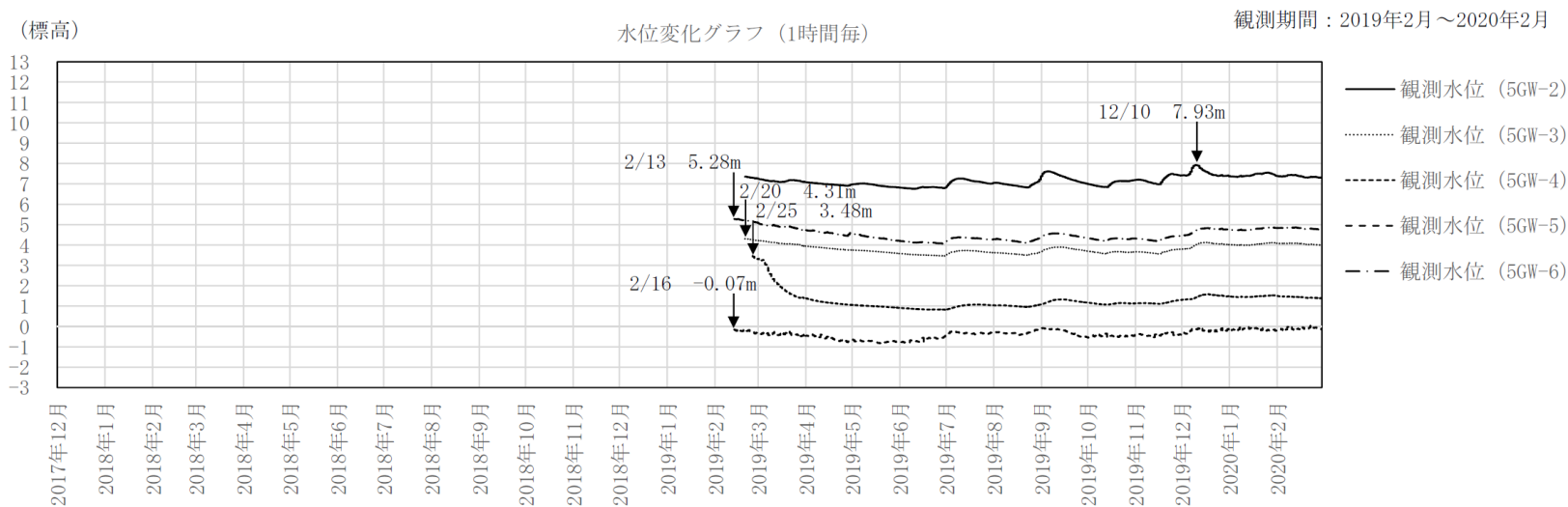
図 1-4 常設代替交流電源設備基礎近傍孔 (7GW-2) の地下水位観測記録と降水量データ



観測孔位置図

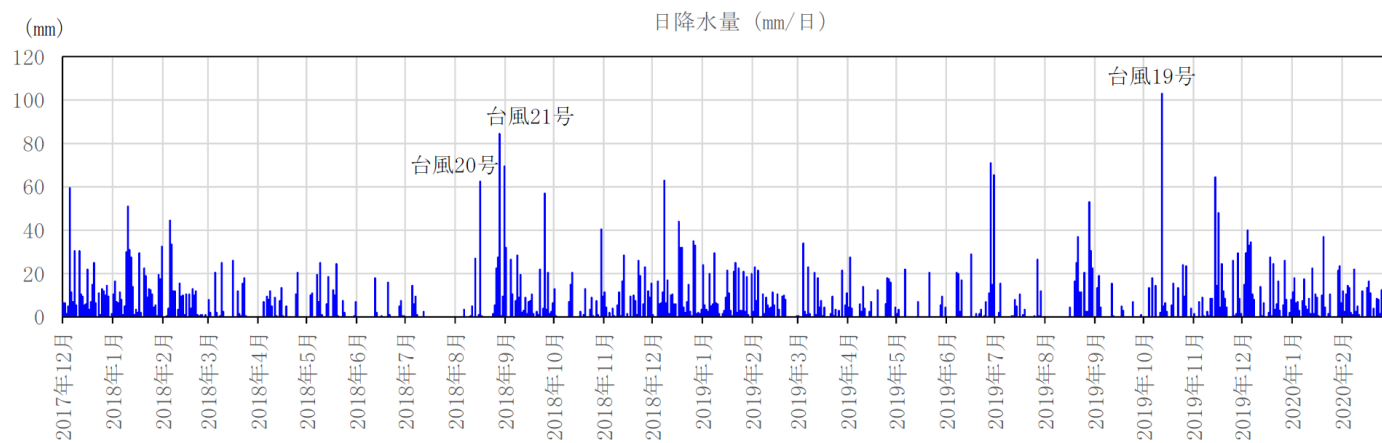
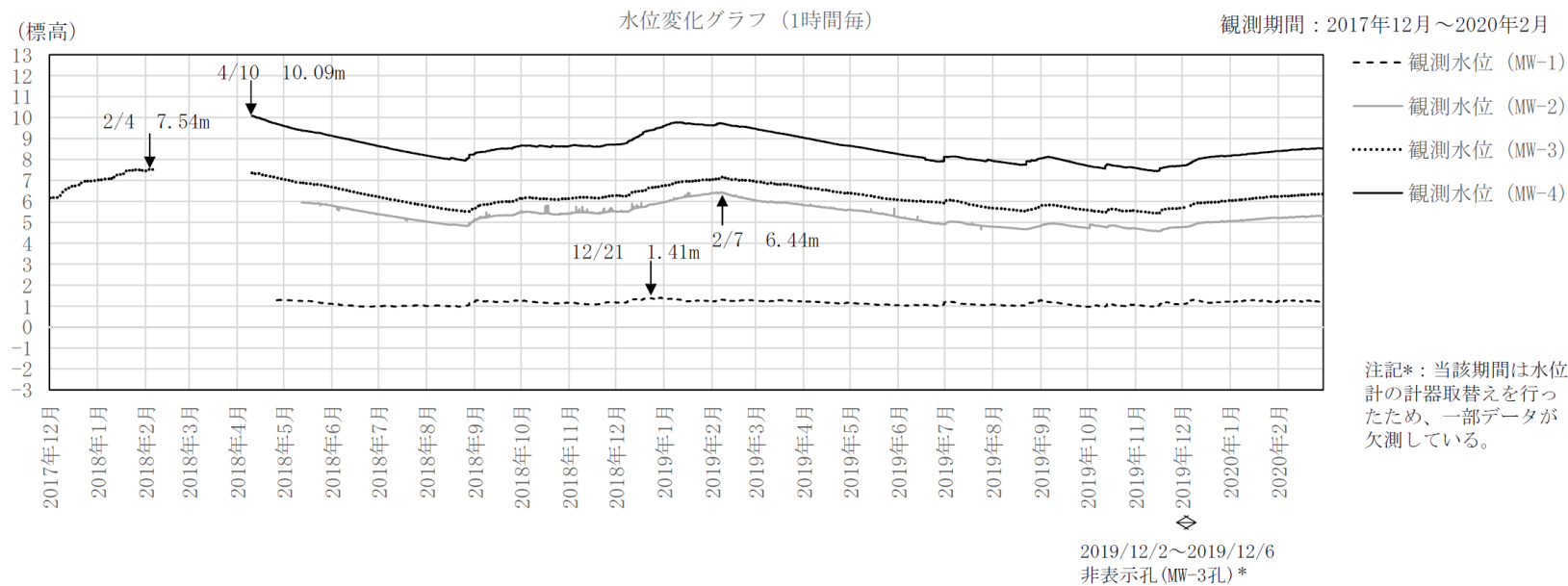
(気象庁アメダス柏崎観測所の降水量データを引用)

図 1-5 6号機及び7号機軽油タンク近傍孔 (5GW-1, 6GW-1, 7GW-3) の地下水水位観測記録と降水量データ

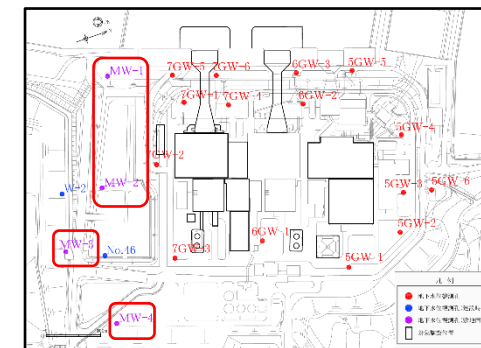


(気象庁アメダス柏崎観測所の降水量データを引用)

図 1-6 5号機側近傍孔 (5GW-2, 5GW-3, 5GW-4, 5GW-5, 5GW-6) の地下水水位観測記録と降水量データ



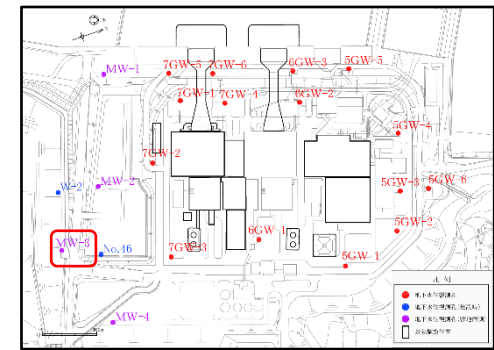
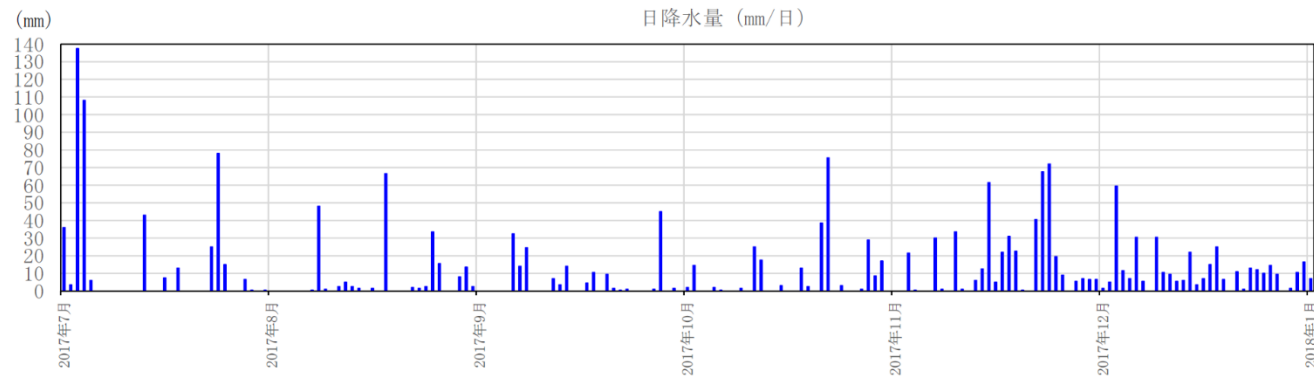
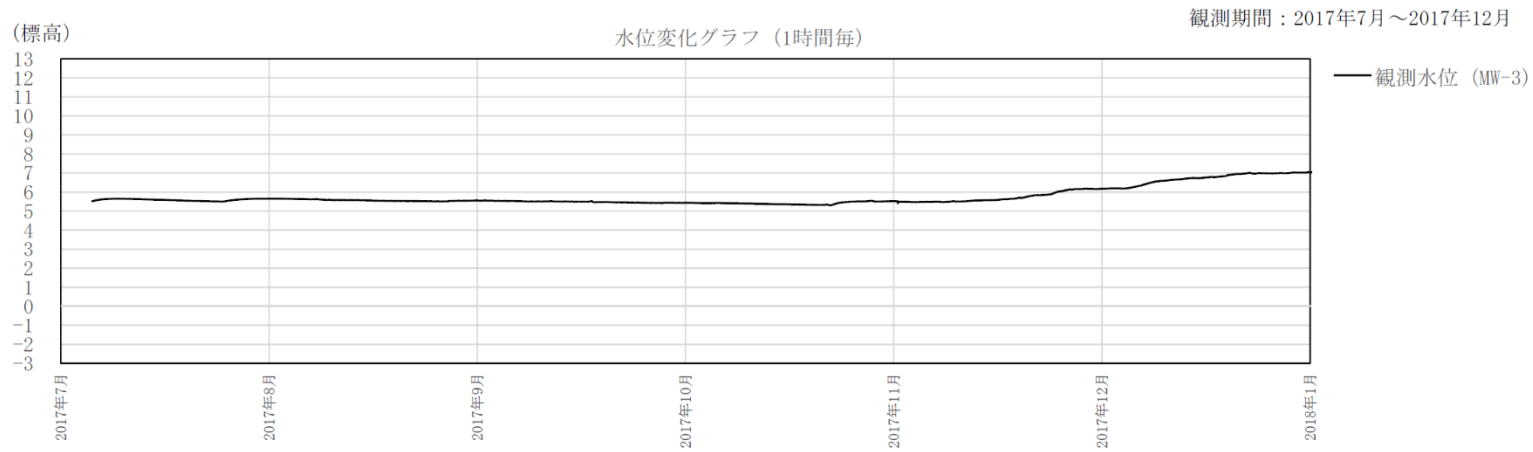
(気象庁アメダス柏崎観測所の降水量データを引用)



観測孔位置図

図 1-7 敷地南側観測孔 (MW-1, MW-2, MW-3, MW-4) の地下水位観測記録と降水量データ

○敷地内の地下水位観測よりも以前に得られた観測データ

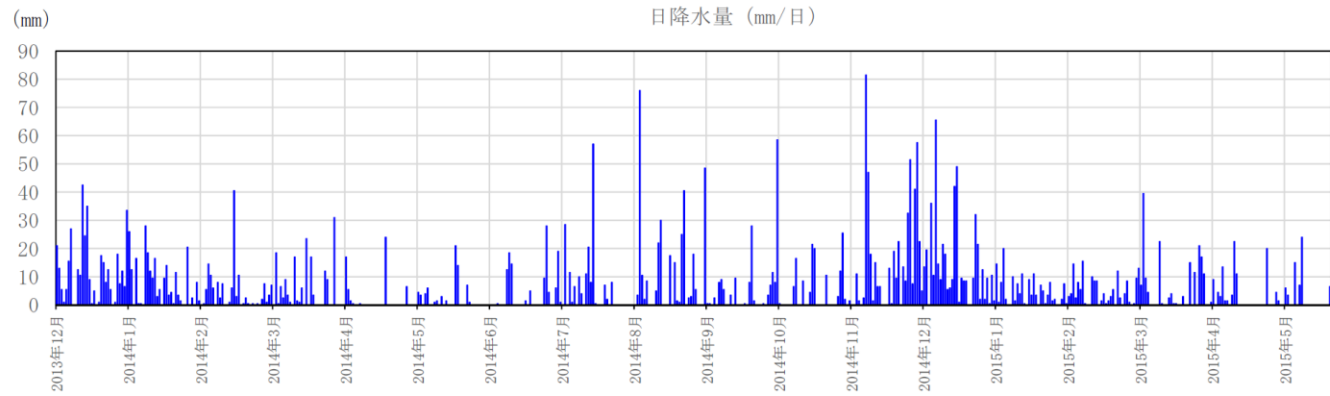
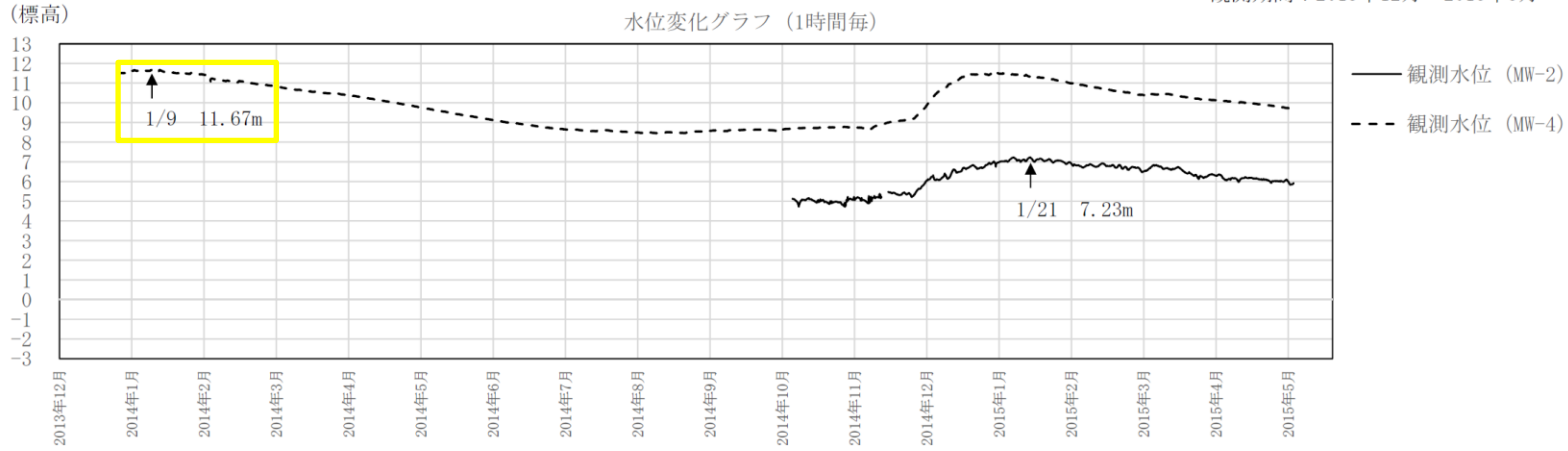


(気象庁アメダス柏崎観測所の降水量データを引用)

図 1-8 敷地南側観測孔 (MW-3) の地下水位観測記録と降水量データ

○敷地内の地下水位観測よりも以前に得られた観測データ

観測期間：2013年12月～2015年5月



(気象庁アメダス柏崎観測所の降水量データを引用)

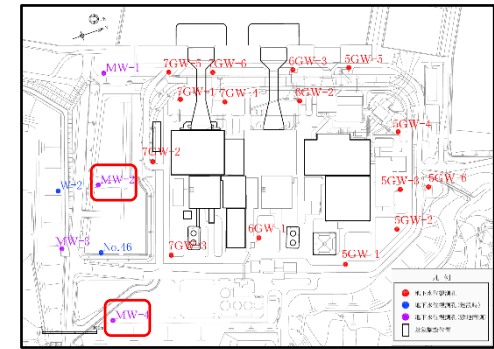
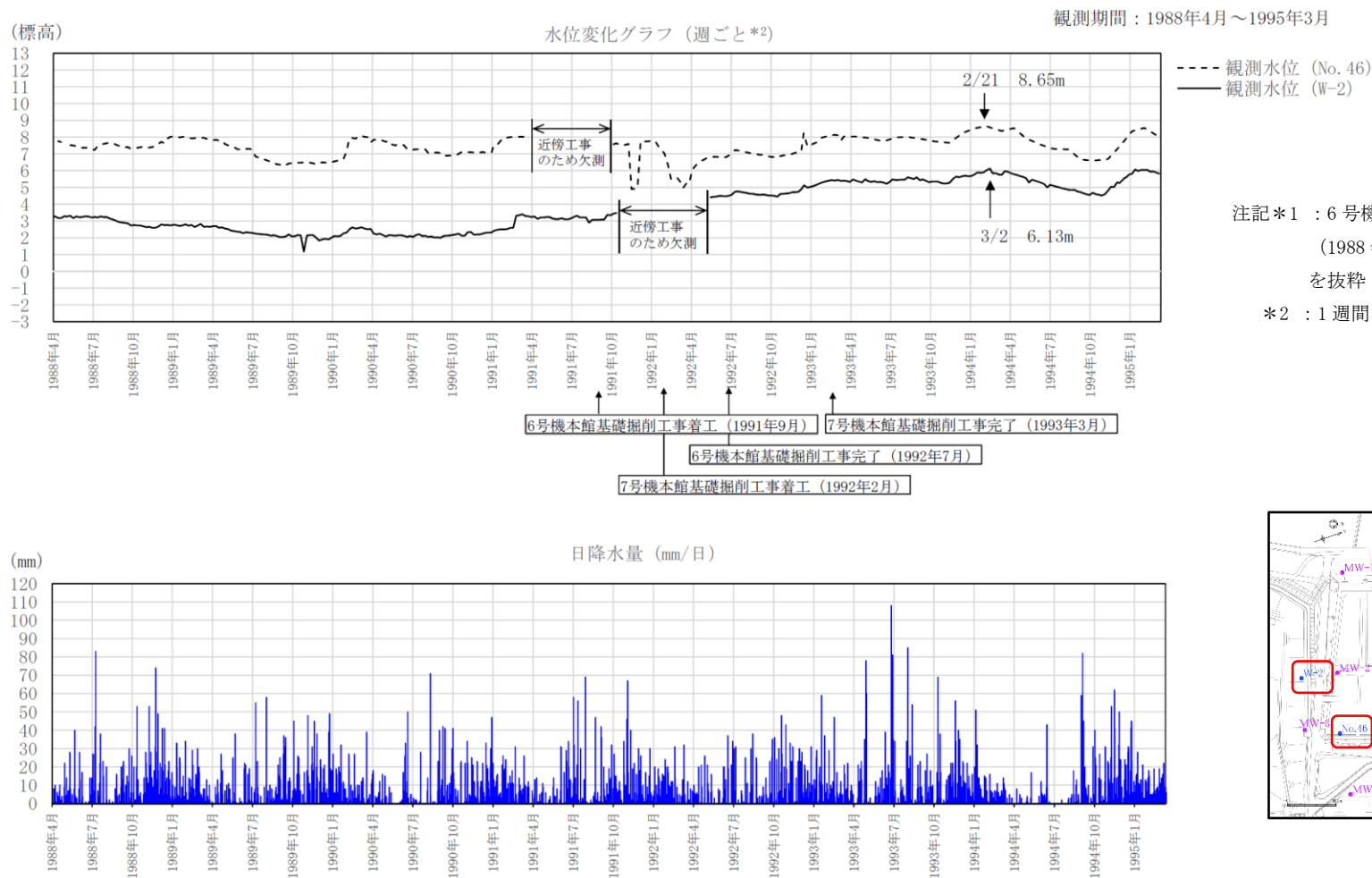


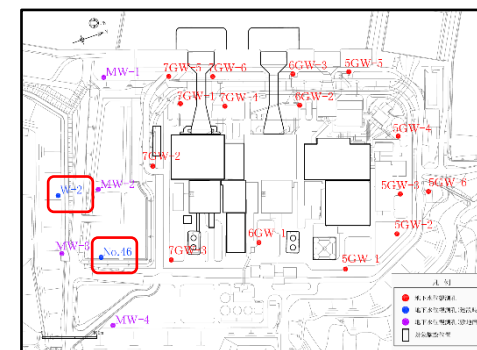
図 1-9 敷地南側観測孔 (MW-2, MW-4) の地下水位観測記録と降水量データ

○建設時の観測データ*1



注記*1：6号機本館基礎開始前後の計測期間
(1988年4月～1995年3月)の記録
を抜粋

*2：1週間ごとの水位観測記録



観測孔位置図

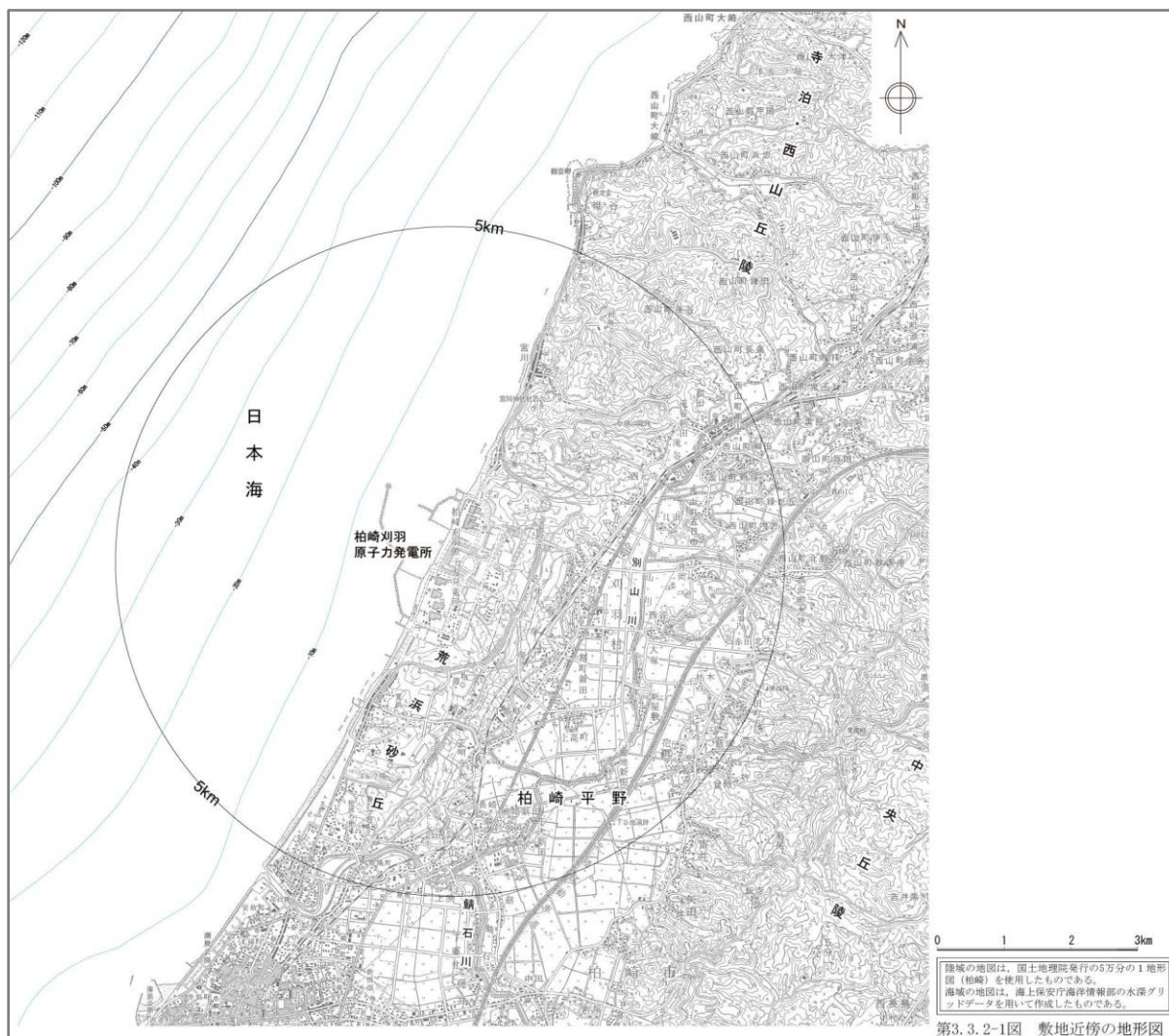
(気象庁アメダス柏崎観測所の降水量データを引用)

図 1-10 建設時の地下水位観測記録と降水量データ

2. 敷地周辺の地下水位

2.1 敷地周辺の地形と地下水の流れ

設置変更許可申請書に示した柏崎刈羽原子力発電所の敷地近傍の地形図を図 2-1 に示す。敷地は、日本海と柏崎平野に挟まれた標高 80m～100m の寺泊・西山丘陵南西端部の荒浜砂丘に位置する。この砂丘は、複雑な小起伏がみられるが、全体としてはなだらかで丸味があり、海岸にはほぼ平行した等高線で示される地形を呈している。NE-SW方向に連なる標高 60m～90m を示す分水嶺を境として、日本海側は比較的緩やかな斜面を形成しているが、内陸側は相対的にやや急斜面となっている。



注： 設置変更許可申請書からの引用

図 2-1 柏崎刈羽原子力発電所の敷地近傍の地形図

柏崎刈羽原子力発電所の敷地の地形図を図 2-2 に示す。敷地は、標高 70m～90m の東部から西へ傾斜する斜面を呈し、切土、盛土が分布する。同図に示すように、大湊側敷地の標高は、原子炉建屋等の主要施設が T. M. S. L. 12. 0m (12m 盤)、その西側に位置する護岸部が T. M. S. L. 3. 0m (3m 盤)、東側に位置する高台の標高が T. M. S. L. 35. 0m (35m 盤) となっている。また、12m 盤の南側には T. M. S. L. 49. 0m, 58. 0m の中央土捨場がある。

次に、柏崎刈羽原子力発電所の大湊側敷地の古安田層上限面コンターを図 2-3 に示す。古安田層より上位の地層は砂を主体とする地層（埋戻土、新期砂層、沖積層）であることから、古安田層上限面をほぼ不透水層と仮定すると、降水は地面に浸透し、地下水となり、古安田層上限面を境として流下すると考えられる。7号機原子炉建屋の南側に位置する敷地（以下「敷地南側」という。）では古安田層上限面が深くなっている。

上記より、敷地の地形・地質的特徴から、大湊側敷地の地下水は、全体として敷地東側の丘陵地から西へ流れているが、主に敷地南側に認められる古安田層上限面の低部から海に流出しているものと考えられる。

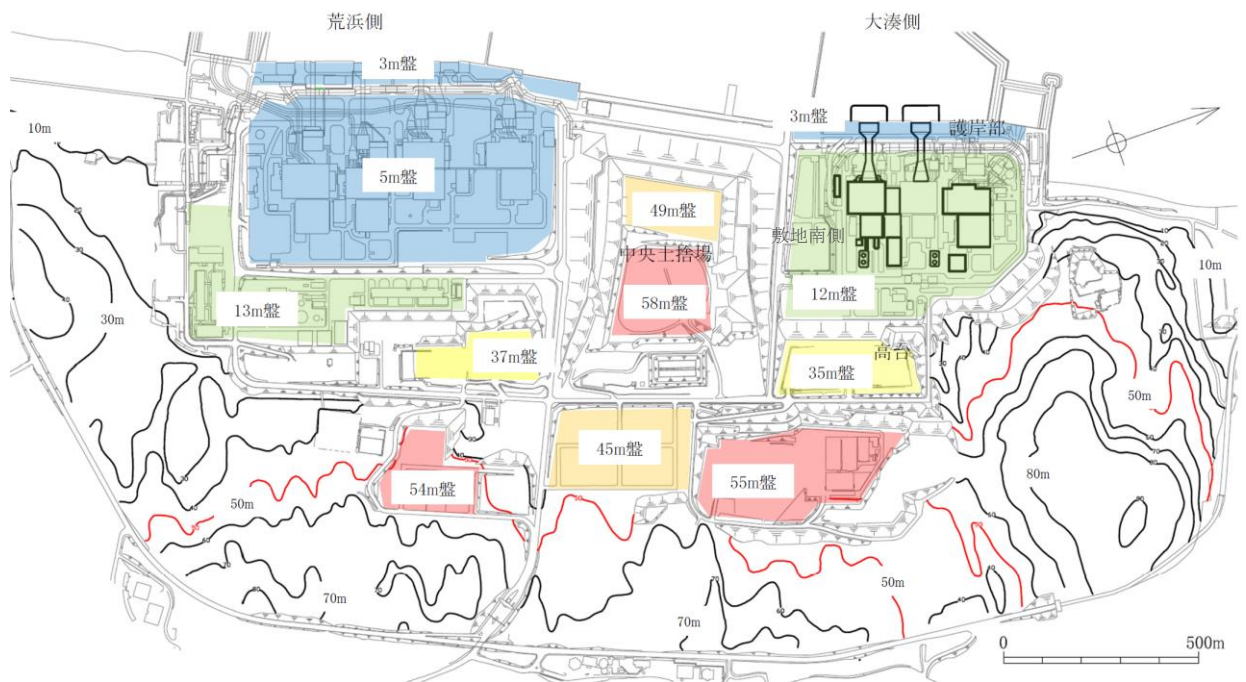


図 2-2 柏崎刈羽原子力発電所の敷地の地形図

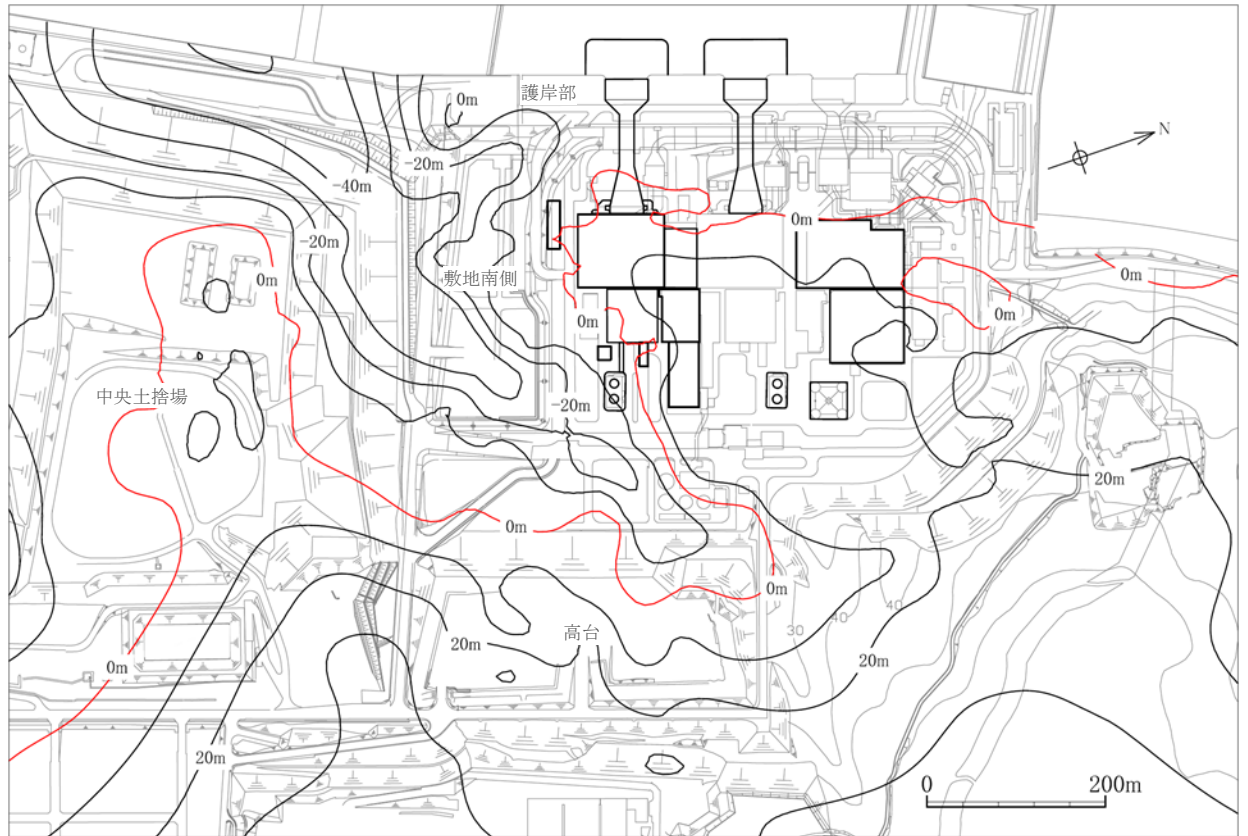


図 2-3 大湊側敷地の古安田層上限面コンター図

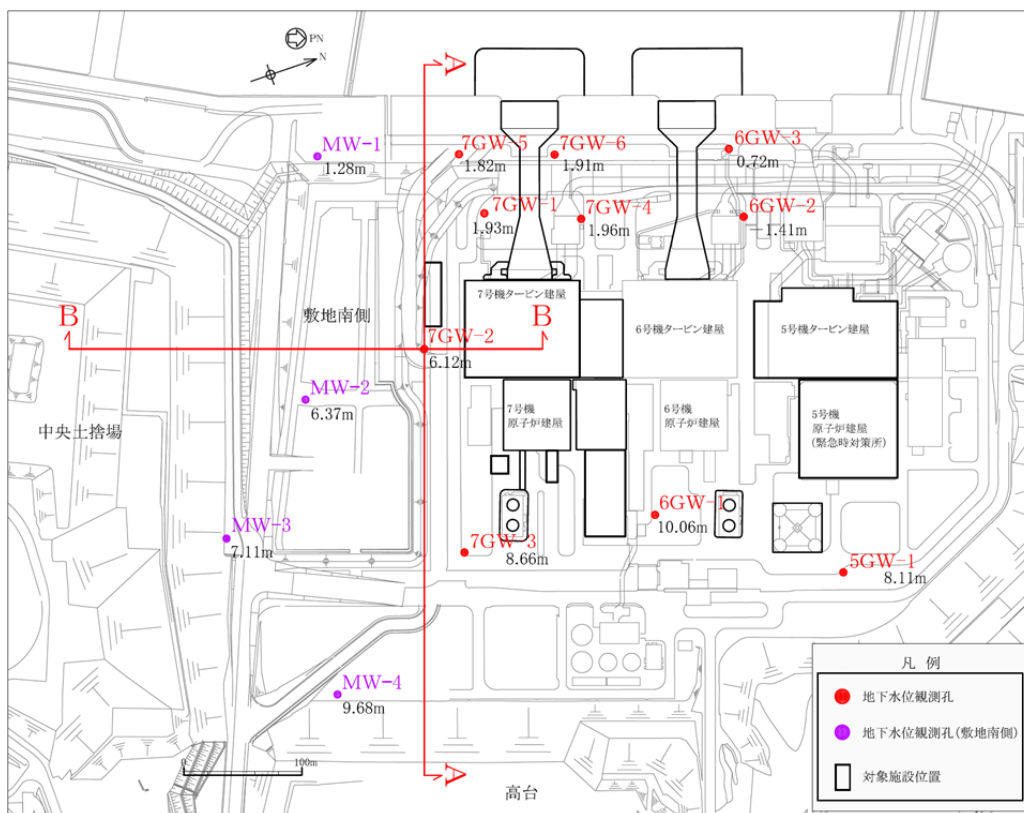
2.2 敷地の地下水位分布

大湊側敷地において測線上の観測孔（7GW-1, 7GW-2, 7GW-3, 7GW-5, MW-2, MW-4）のデータが揃い、そのうち7GW-2孔の観測地下水位が最も高い2019年2月10日の地下水位分布図を図2-4に示す。A-A断面（汀線直交断面）及びB-B断面（汀線平行断面）における地下水位を、図2-5及び図2-6に示す。同図には耐震評価における設定地下水位及び同地下水位に対して観測地下水位との余裕が最も小さくなる箇所の水位差も併せて示す。なお、同図には測線上の各観測孔（7GW-1, 7GW-2, 7GW-3, 7GW-5）の地下水位が最大となる日時における結果も併せて示す。

A-A断面（汀線直交断面）より、東側（高台）の法尻付近では、平均地下水位はT. M. S. L. 10m前後であるが、R/B～T/Bの位置にかけてT. M. S. L. 6m前後に低下し、護岸部ではさらにT. M. S. L. 2m前後に地下水位が低下している。また、図2-7に示すとおり、敷地南側に設置したMW-4孔、MW-3孔、MW-2孔に着目すると、MW-4孔、MW-3孔、MW-2孔の順に、内陸部から海にかけて地下水位が低下し、水位も連動していることがわかる。

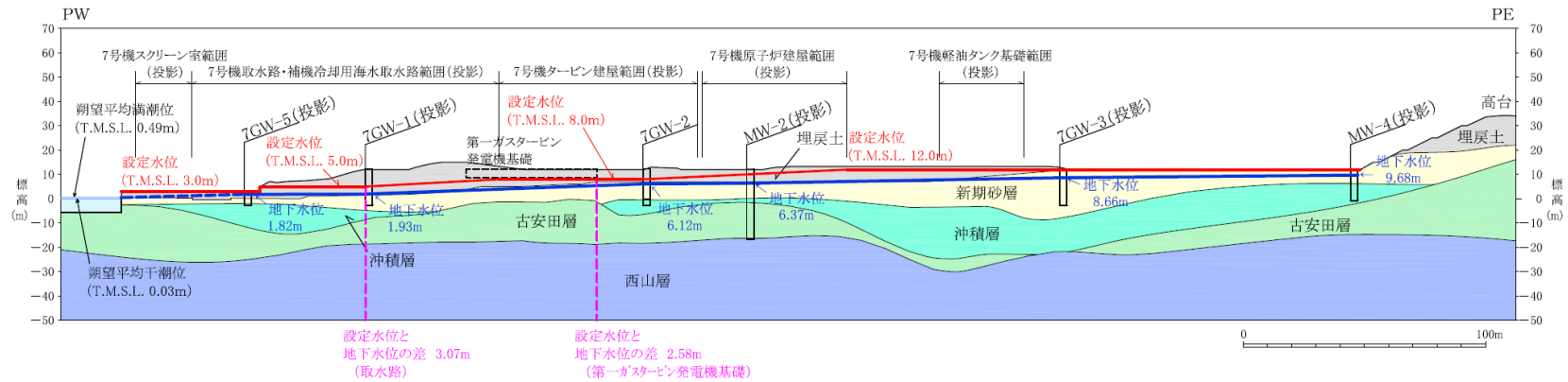
B-B断面（汀線平行断面）より、中央土捨場の近傍に位置するMW-2孔に対し、中央土捨場から離れた位置にある7GW-2孔についても、両孔はほぼ同じ地下水位標高（T. M. S. L. 6m前後）を示していることから、中央土捨場側から敷地南側への地下水の流入は少ないものと考えられる。

以上のことから、大湊側敷地南側の地下水は、内陸部（東側）から海（西側）にかけて緩やかに流下しているものと考えられる。



注： 2019年2月10日に観測記録が得られている観測孔のみ表示

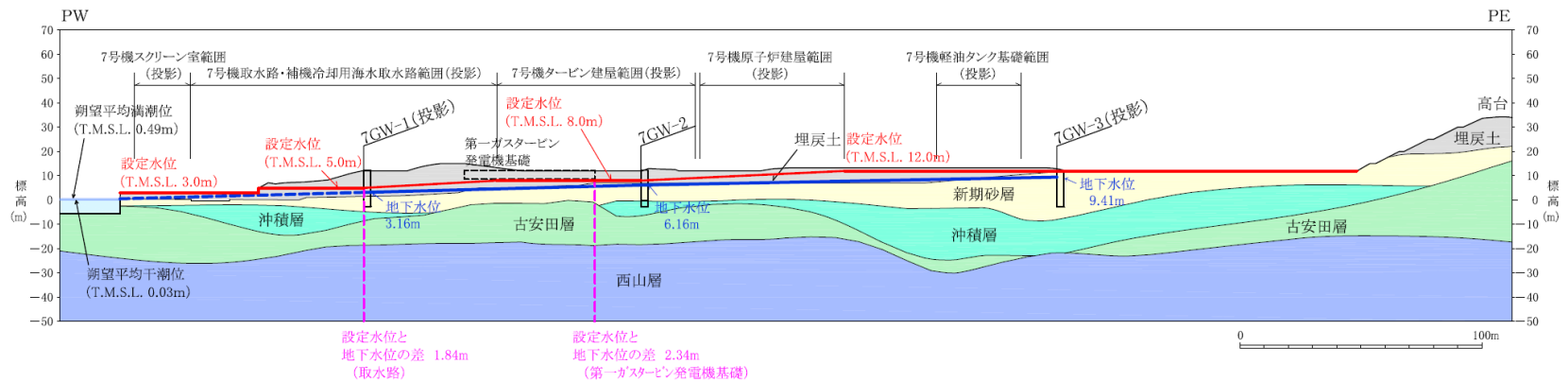
図2-4 地下水位分布図（2019年2月10日）



注1： 7GW-2孔を除く地下水位観測孔及び各施設は投影で示している。

注2： 測線上の観測孔（7GW-1, 7GW-2, 7GW-3, 7GW-5, MW-2, MW-4）のデータが揃い、そのうち7GW-2孔の観測地下水位が最も高い2019年2月10日00:00の記録

(a) 2019年2月10日

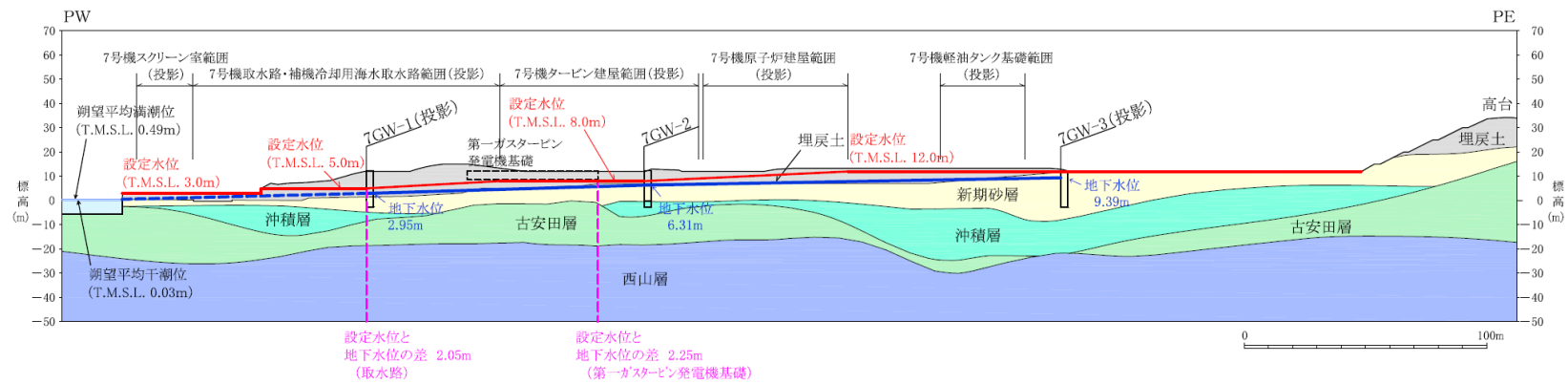


注1： 7GW-2孔を除く地下水位観測孔及び各施設は投影で示している。

注2： 地下水位は2018年2月17日03:00のデータ（7GW-1, 7GW-3の観測最高地下水位）

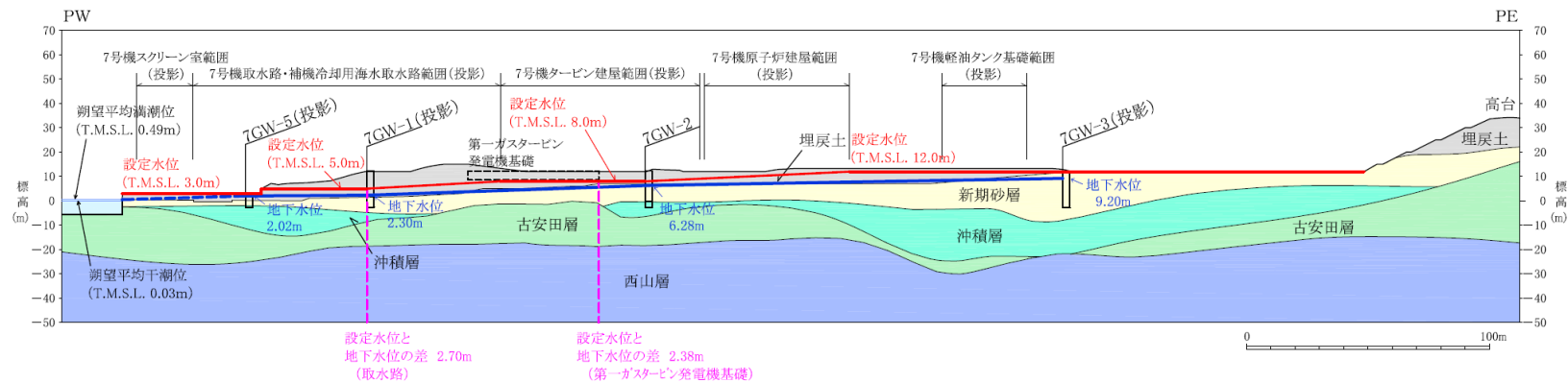
(b) 2018年2月17日（7GW-1, 7GW-3の観測最高地下水位）

図2-5 A-A断面の地下水位分布（敷地南側 汀線直交断面）(1/2)



注 1 : 7GW-2 孔を除く地下水水位観測孔及び各施設は投影で示している。
 注 2 : 地下水水位は 2018 年 3 月 1 日 06 : 00 のデータ (7GW-2 の観測最高地下水水位)

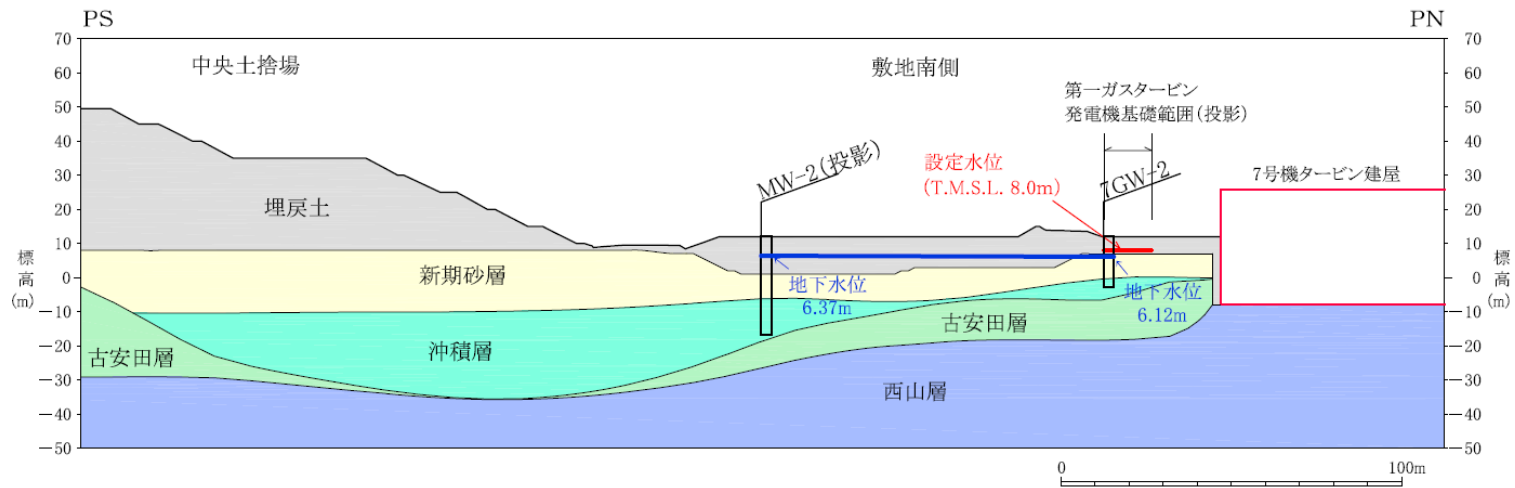
(c) 2018 年 3 月 1 日 (7GW-2 の観測最高地下水水位)



注 1 : 7GW-2 孔を除く地下水水位観測孔及び各施設は投影で示している。
 注 2 : 地下水水位は 2018 年 3 月 9 日 01 : 00 のデータ (7GW-5 の観測最高地下水水位)

(d) 2018 年 3 月 9 日 (7GW-5 の観測最高地下水水位)

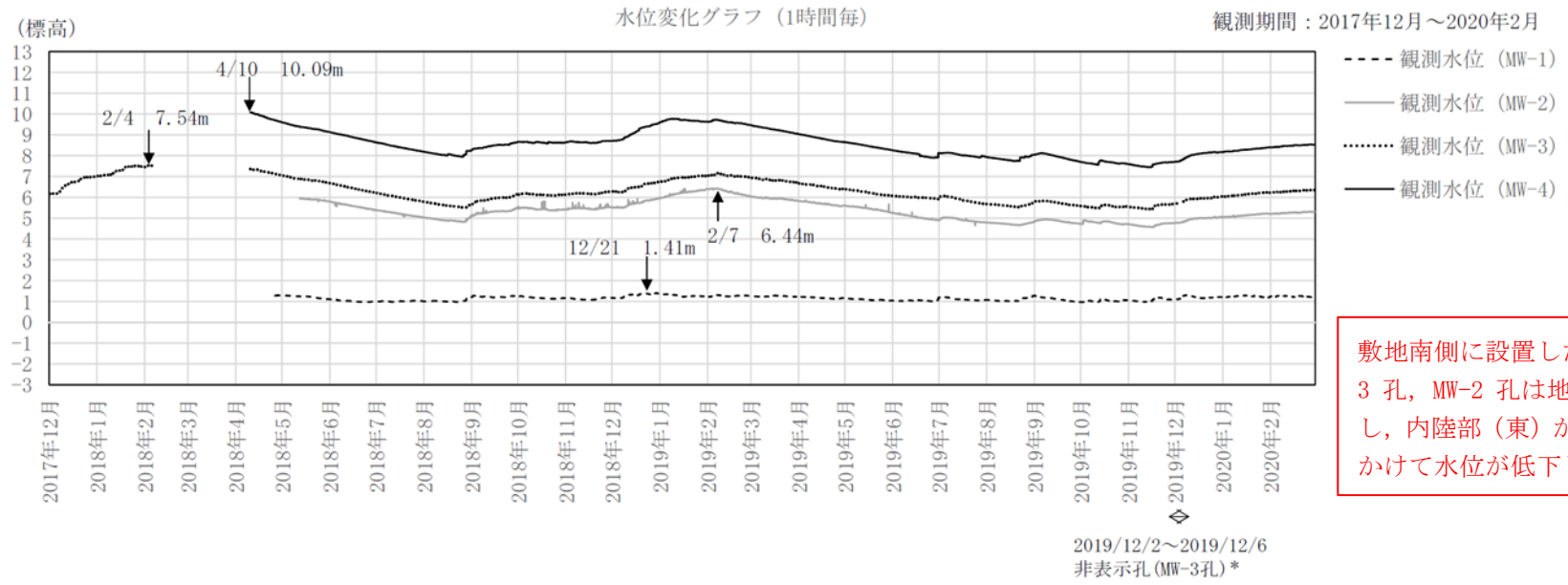
図 2-5 A-A断面の地下水水位分布 (敷地南側 汀線直交断面) (2/2)



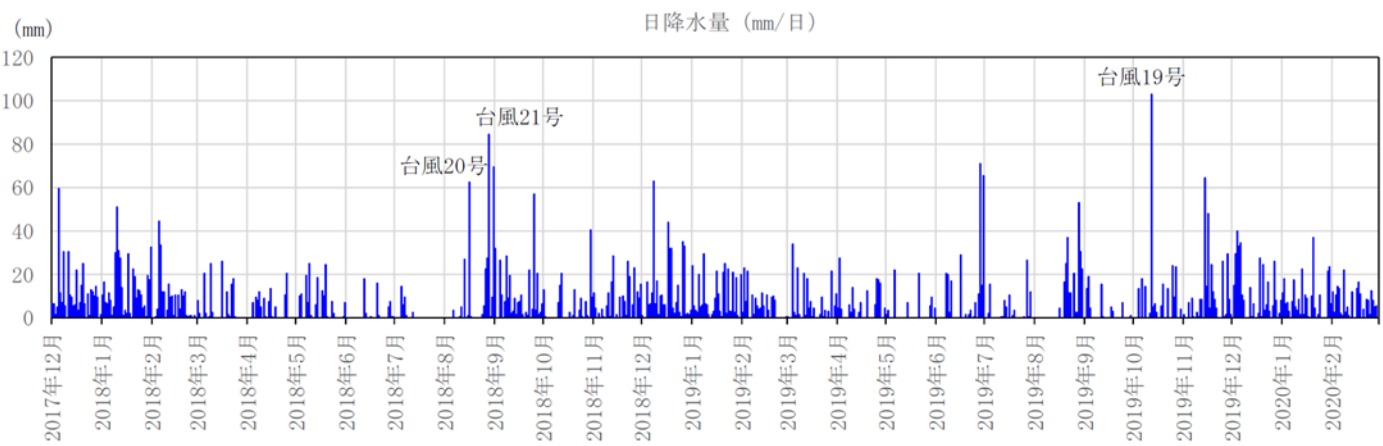
注1： 7GW-2孔を除く地下水位観測孔及び各施設は投影で示している。

注2： 測線上の観測孔（7GW-2, MW-2）のデータが揃い、そのうち7GW-2孔の観測地下水位が最も高い2019年2月10日00:00の記録

図2-6 B-B断面の地下水位分布（敷地南側 汀線平行断面）



敷地南側に設置した MW-4 孔, MW-3 孔, MW-2 孔は地下水位が連動し, 内陸部 (東) から海 (西) にかけて水位が低下している。



(気象庁アメダス柏崎観測所の降水量データを引用)

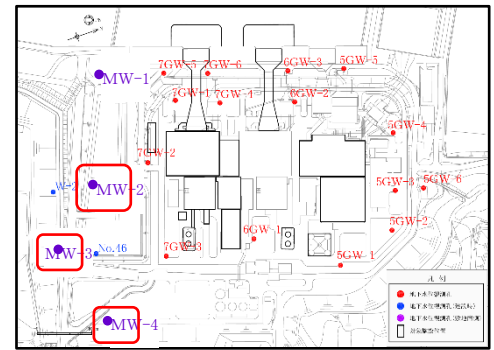


図 2-7 敷地南側観測孔 (MW-1, MW-2, MW-3, MW-4) の地下水位観測記録と降水量データ (図 1-7 の再掲)

3. 耐震評価における地下水位の設定について

3.1 基本方針

耐震評価における地下水位の設定方針の設定フローを図 3-1 に示す。

対象施設が地下水排水設備に囲まれている場合は、地下水排水設備による地下水低下を考慮して耐震評価における地下水位を設定する。

対象施設が地下水排水設備に囲まれていない場合は、地下水位観測記録、地質構造、若しくは潮位に基づき地下水位の検討を行い、現況の地下水位を上昇させる要因の有無、観測記録における地下水位の変動要因（人為的要因・自然要因）を考慮し、耐震評価における地下水位を設定する。

また、耐震評価における地下水位を設定した後に、地下水位を上昇させる事象が発生した場合は、地下水位設定の再検討を行い、必要に応じて影響検討を行う。

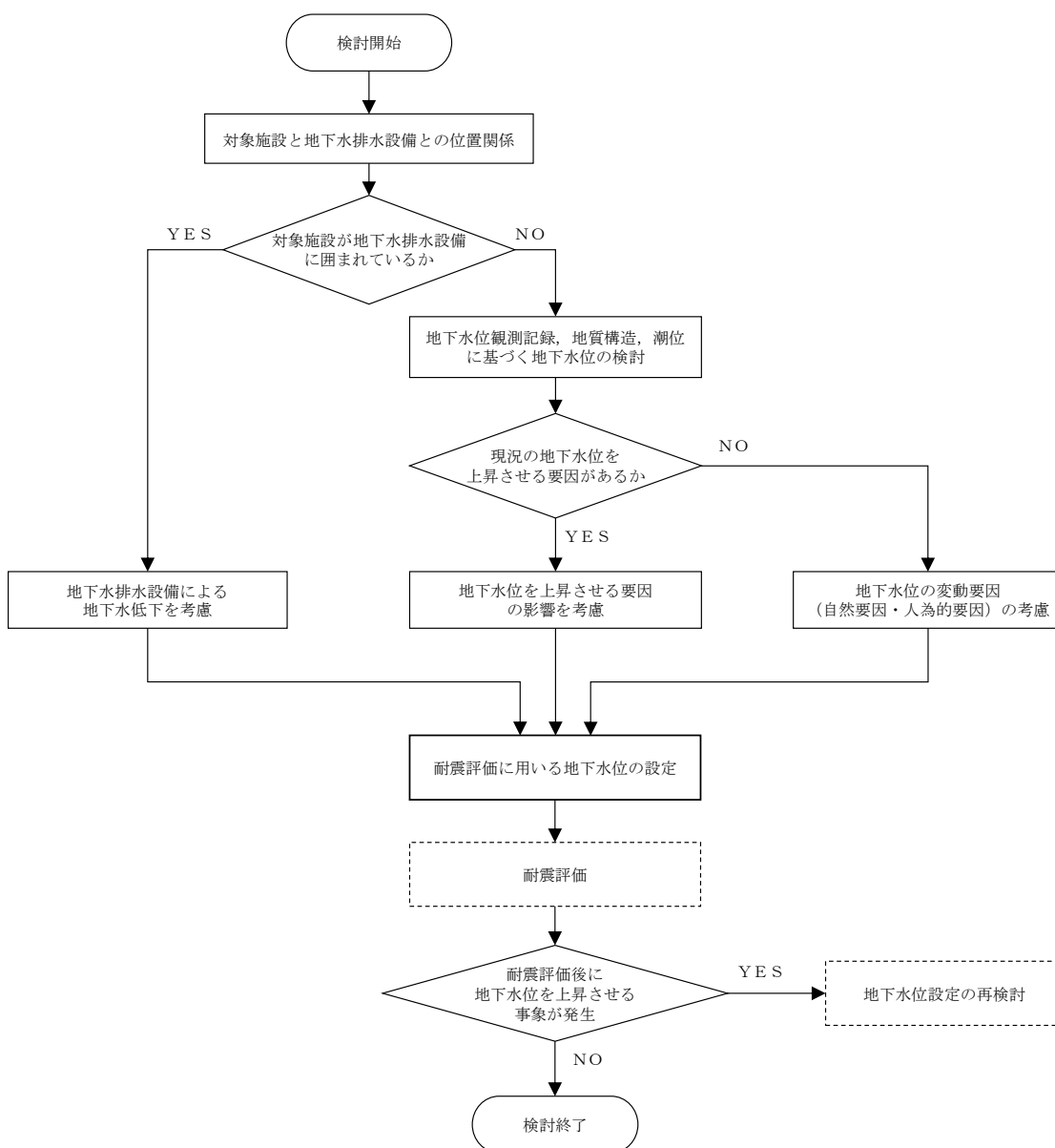


図 3-1 耐震評価における地下水位の設定フロー

3.2 地下水排水設備に囲まれた施設の地下水位

3.2.1 地下水排水設備の概要

6, 7号機の原子炉建屋等の主要建屋及び緊急時対策所を設置する5号機の原子炉建屋（以下「緊急時対策所」という。）等の周囲には、地下水位を低下させ、建屋に作用する揚圧力を低減するための地下水排水設備が設置されている。地下水排水設備の配置概要を図3-2に示す。

建屋周辺で発生する地下水は、建屋周辺に設置された集水管を通じてサブドレンピットに集水され、基礎スラブ下端より深い位置に設置されたサブドレンポンプ・排水配管により、地下水を地上に揚水して、構内雨水排水経路に排水を行っている。地下水排水設備の設備概要を図3-3に示す。

なお、地下水排水設備は、地下水位観測期間（2018年1月～現在）においても常時稼働している。

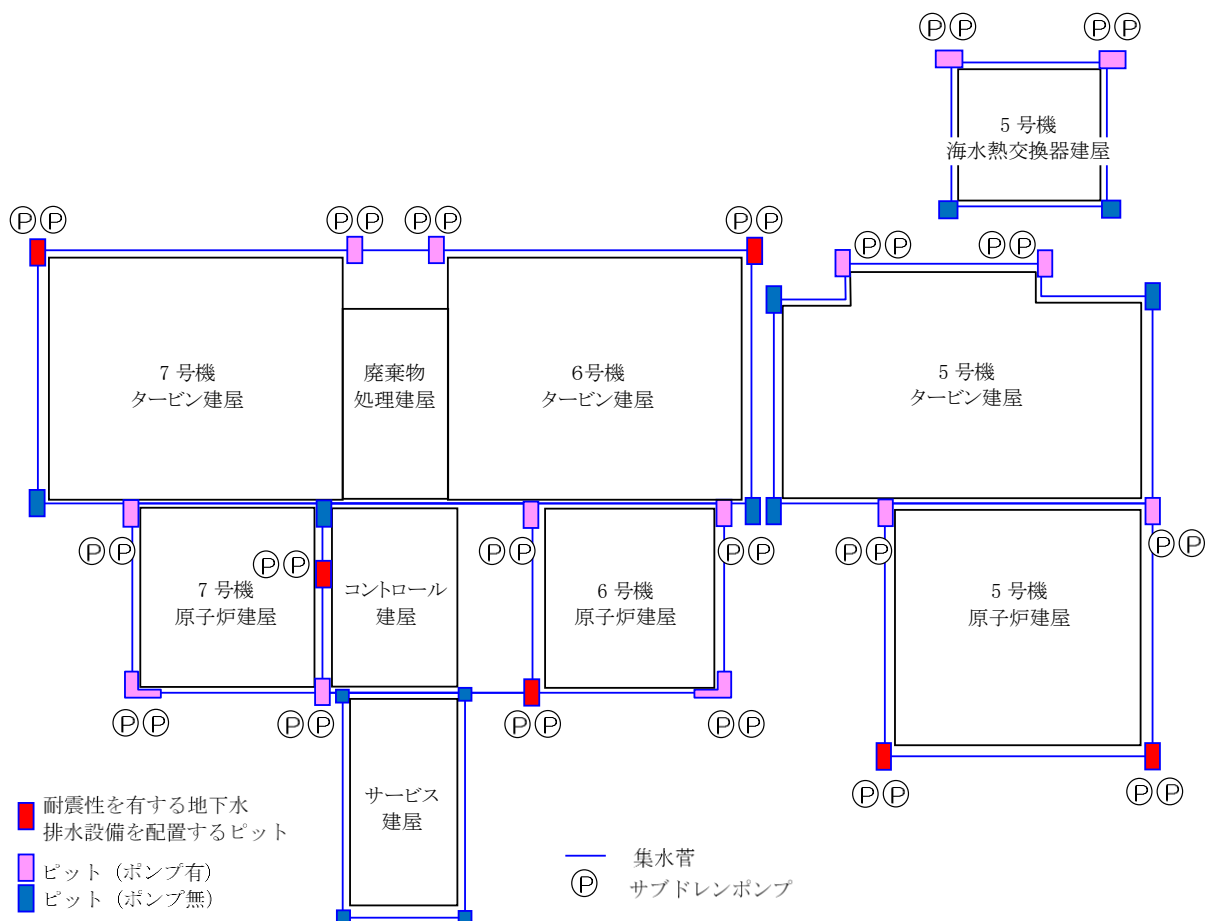


図 3-2 地下水排水設備の平面図

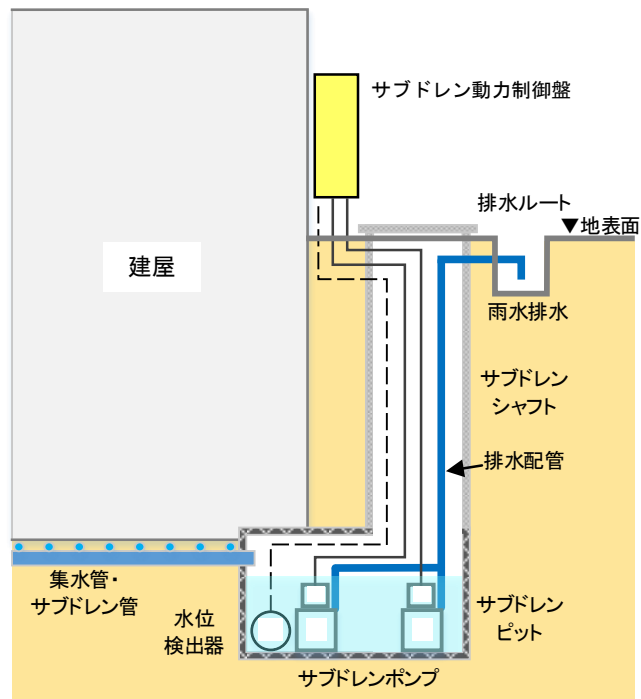


図 3-3 地下水排水設備の設備概要

3.2.2 耐震評価に用いる地下水位の設定（地下水排水設備に囲まれた施設）

前述 3.1 の基本方針に従い，地下水排水設備に囲まれた施設（原子炉建屋，タービン建屋，コントロール建屋，廃棄物処理建屋，緊急時対策所）の耐震評価に用いる地下水位については，地下水排水設備による地下水位の低下を考慮し，地下水排水設備が基礎スラブ下端より深い位置に設置されていることから，保守的に基礎スラブ上端レベルに設定する。

3.3 地下水排水設備の外側に配置した施設の地下水位の設定

前述 3.1 の基本方針に基づき、地下水排水設備の外側に配置した施設については、敷地内の地下水位観測記録に基づき地下水位を検討する。このとき、現況の地下水位を上昇させる要因の有無や地下水位観測記録における変動要因を考慮し、耐震評価における地下水位を設定する。

3.3.1 現況の地下水位を上昇させる要因の有無について

敷地内の地下水位観測記録に基づき地下水位を設定する前提として、現況の地下水位を上昇させる要因の有無を検討する。

ここで、現況の地下水位を上昇させる要因とは、基礎が岩着している施設及び基盤まで地盤改良した地盤改良体が挙げられる。これらの構築物は山から海への地下水の流動を妨げ、構築物の上流側の地下水位を上昇させる可能性がある。

以下では、柏崎刈羽原子力発電所における地下水位を上昇させる要因の有無を抽出し、これらの要因が敷地内地下水に与える影響を検討する。

(1) 基礎が岩着している施設及び基盤まで地盤改良した地盤改良体の抽出と影響検討

基礎が岩着している施設及び基盤まで地盤改良した地盤改良体の範囲を図 3-4 に示す。

図 3-4 より、基礎が岩着している施設としては原子炉建屋等が該当し、基盤まで地盤改良した地盤改良体としては、6、7号機軽油タンク基礎等の地盤改良体が該当する。

同図に示すとおり、原子炉建屋等の施設は広範囲に設置されているため、それよりも上流側の地下水位を上昇させる可能性が考えられるが、原子炉建屋よりも上流側に配置される施設については、耐震評価における地下水位を地表面に設定していることから、地下水位の設定としては妥当であると判断できる。

一方、基盤まで地盤改良した地盤改良体は原子炉建屋等の主要施設よりも上流側に設置しているため、敷地内の地下水位を上昇させることはないと判断できる。

これより、柏崎刈羽原子力発電所では、地下水の流動を妨げることにより現況の地下水位を上昇させる要因としては、原子炉建屋等の施設が該当するが、原子炉建屋よりも上流側に配置される施設については、耐震評価における地下水位を地表面に設定していることから、地下水位の設定としては妥当であると判断できる。

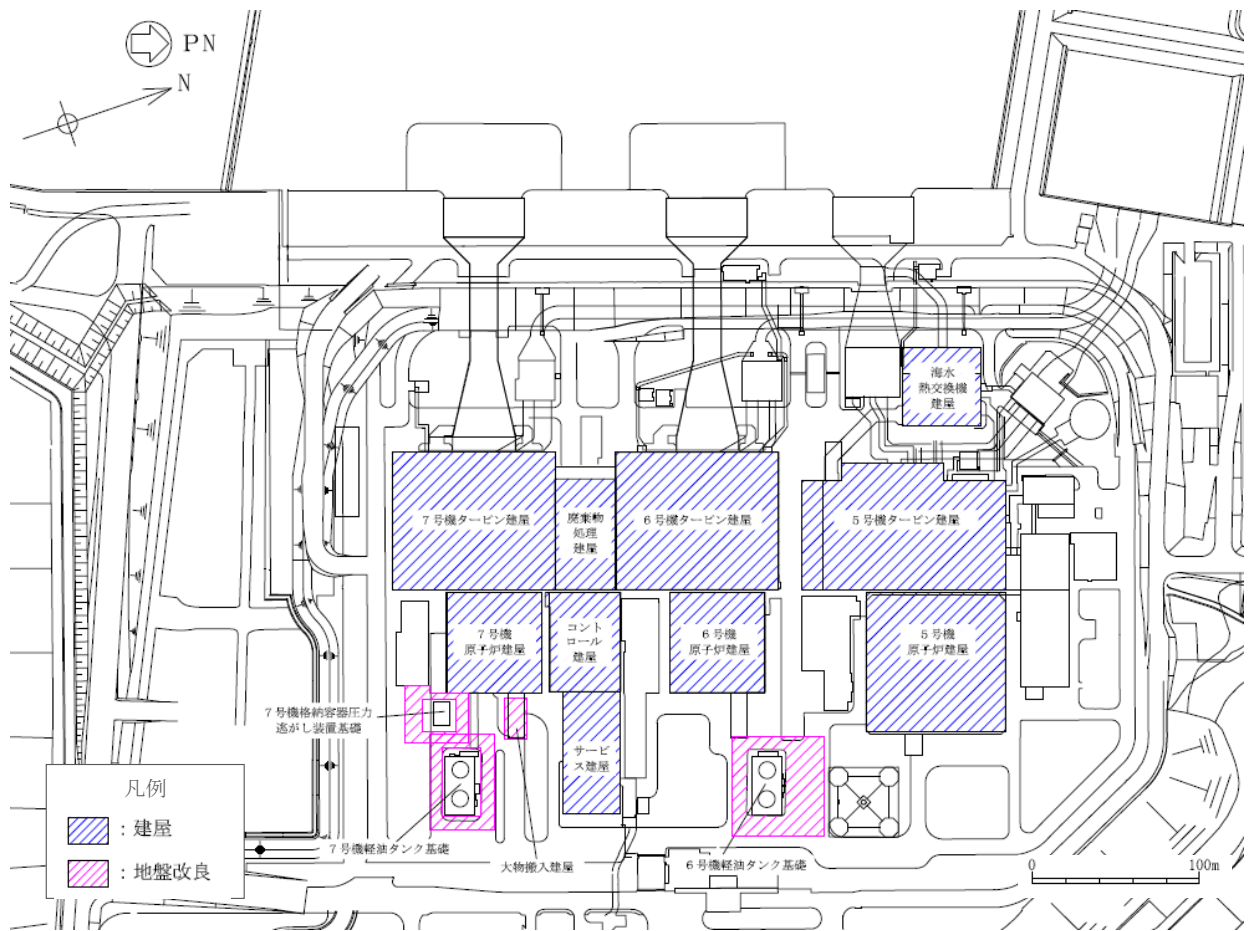


図 3-4 基礎が岩着している施設及び基盤まで地盤改良した地盤改良体の概略範囲

(2) 防潮堤（自主設備）による敷地内地下水への影響

柏崎刈羽原子力発電所（大湊側）では、図 3-5 に示すように、主要施設を囲うように津波対策の自主設備として防潮堤（改良盛土）が設置されている。本項では、防潮堤の存在が敷地内の地下水の流れに与える影響について検討する。

防潮堤の代表断面を図 3-6 に示す。同図に示すように、防潮堤はセメント改良土で構築されており、地表面から深さ 1.0m までが改良範囲であり、基部の突起を含めてもその深さは 1.90m に留まる。それより下部は、砂が主体の埋戻土が分布していることから、防潮堤（改良盛土）敷地内の地下水の流れに影響を与えることはないと評価できる。

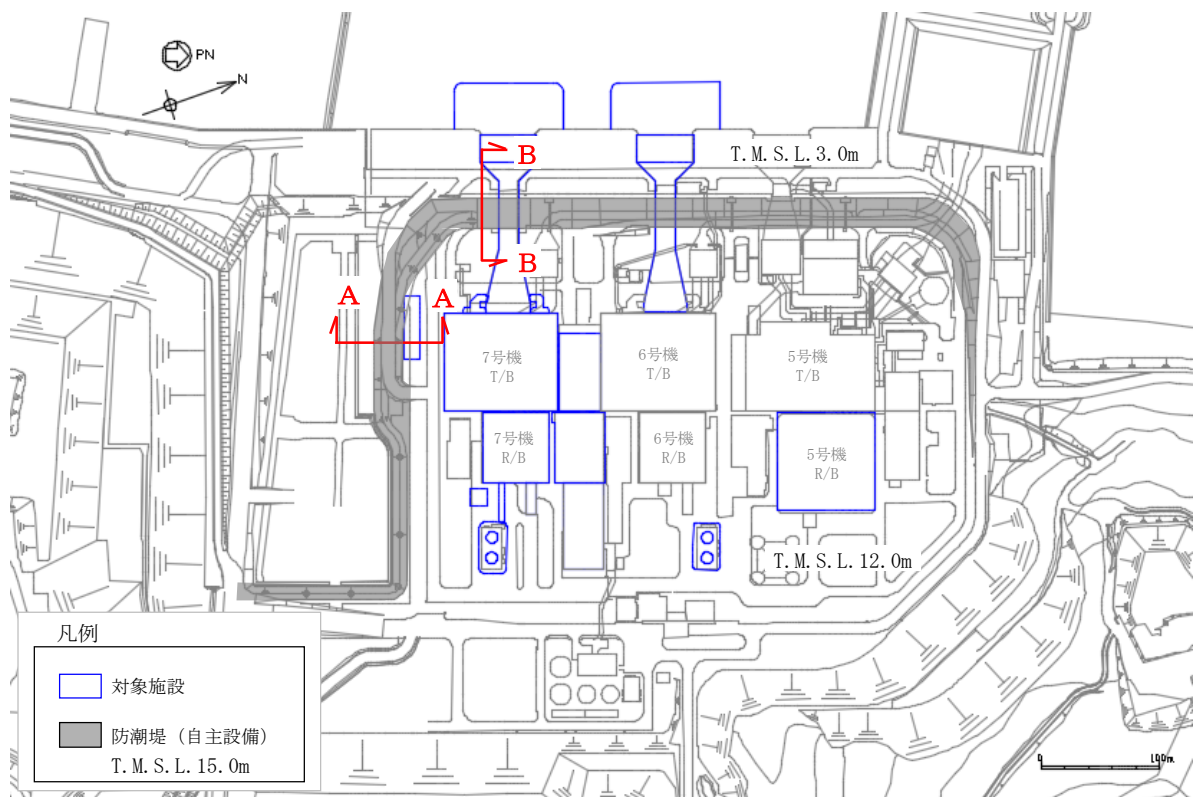
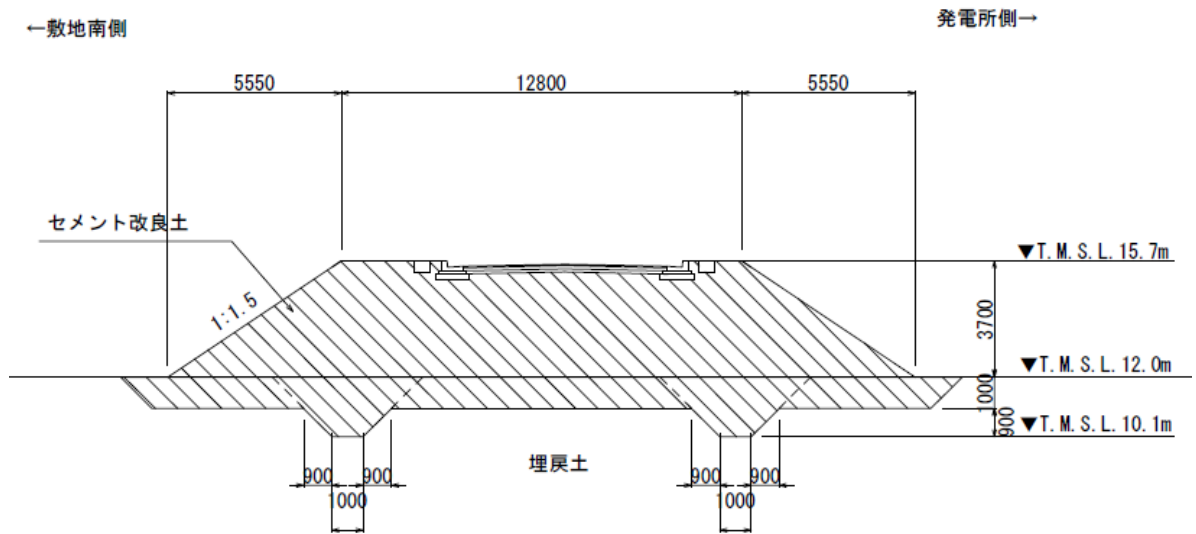
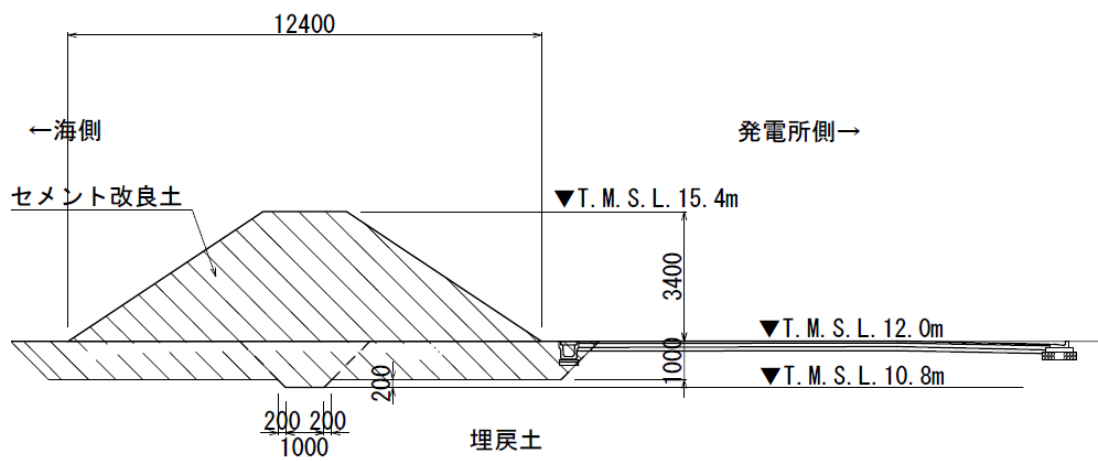


図 3-5 柏崎刈羽原子力発電所 大湊側敷地 防潮堤（自主設備）の範囲



(a) A-A断面



(b) B-B断面

図 3-6 防潮堤（自主設備）の代表断面図

3.3.2 耐震評価における地下水位を地表面に設定する施設

地下水排水設備の外側に配置される施設のうち、原子炉建屋よりも山側に配置される施設については、観測された地下水位が地表面標高に近いことから、保守的に地表面標高（T. M. S. L. 12.0m）に地下水位を設定する。

また、海側の地表面標高 T. M. S. L. 3.0m の敷地については、朔望平均満潮位 0.49m よりも高い観測記録が得られていることを踏まえ、保守的に地表面標高（T. M. S. L. 3.0m）に地下水位を設定する。

3.3.3 地下水位観測記録における変動要因の考慮

地下水排水設備の外側に配置される施設のうち、常設代替交流電源設備基礎、並びに 6、7 号機取水路及び補機冷却用海水取水路（以下、これらを「取水路」という。）については、地下水位観測記録に基づき地表面より下に地下水位を設定する。

常設代替交流電源設備基礎については、当該施設の上流側に設置した「7GW-2 孔」を指標とし、取水路については、当該施設の近傍に設置された地下水位観測孔の中で最も高い地下水位を観測した「7GW-1 孔」を指標として、観測最高地下水位を上回る標高に耐震評価における地下水位を設定する。

ここで、地下水位観測記録に基づき耐震評価における地下水位を設定する場合、観測記録の変動要因（人為的要因・自然要因）を考慮し、適切に設定する必要がある。

以下では、地下水位観測記録に対する変動要因（人為的要因・自然要因）の影響を踏まえ、常設代替交流電源設備基礎及び取水路の耐震評価における地下水位の妥当性を確認する。

(1) 人為的要因（地下水排水設備の影響）の考慮

a. 観測記録に基づく地下水排水設備の影響評価

地下水位観測孔の近傍に地下水排水設備が設置されている場合、地下水位観測記録について地下水排水設備による地下水低下の影響を考慮する必要がある。

このため、地下水排水設備から十分に離れた位置にある別の地下水位観測孔に着目し、両者の地下水位標高及び地下水位傾向の比較を実施する。

以下では、常設代替交流電源設備基礎の地下水位設定の指標とした「7GW-2 孔」と、取水路の地下水位設定の指標とした「7GW-1 孔」の 2 孔に関し、地下水位観測記録における地下水排水設備の影響を分析する。

(a) 常設代替交流電源設備基礎（7GW-2孔）に関する地下水排水設備の影響分析
 常設代替交流電源設備基礎の地下水位は、施設近傍に設置した7GW-2孔の観測最高地下水位 T. M. S. L. 6.31m に基づき、保守的に T. M. S. L. 8.0m としている。

地下水排水設備と地下水位観測孔（7GW-2孔，MW-2孔）の位置関係を図 3-7 に示す。同図より，7GW-2孔の近傍には，地下水排水設備から十分に離れた位置に MW-2孔が存在する。MW-2孔と7GW-2孔は敷地南側に設置されており，前述 2.1 のとおり，敷地南側の地下水は東側から西側に流下していると想定されることから，両孔の地下水位観測記録を比較し，地下水排水設備の影響を分析する。

7GW-2孔と MW-2孔の地下水位経時変化を図 3-8 に示す。これより，両孔の地下水位標高及び地下水位傾向はほぼ重なっていることから，7GW-2孔には地下水排水設備の影響はないと考えられる。

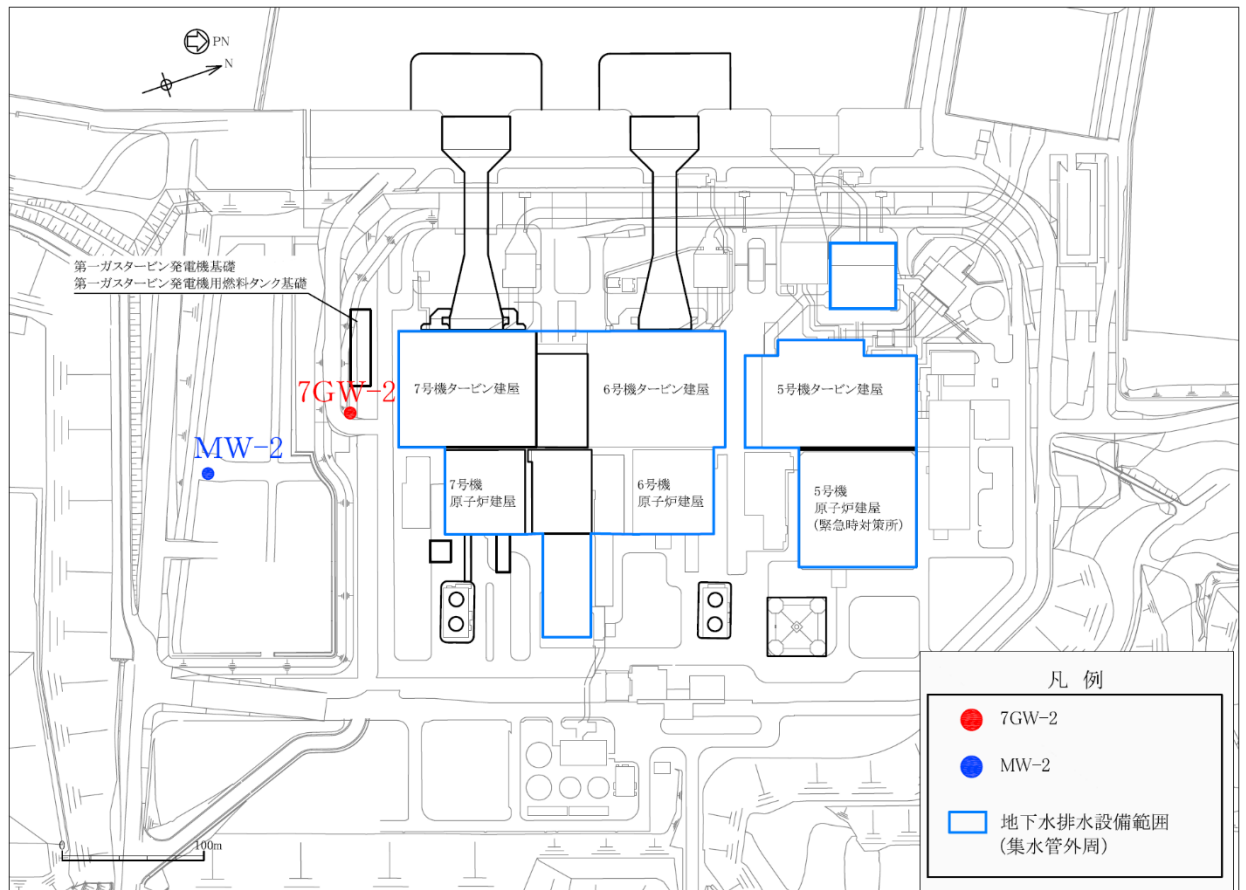
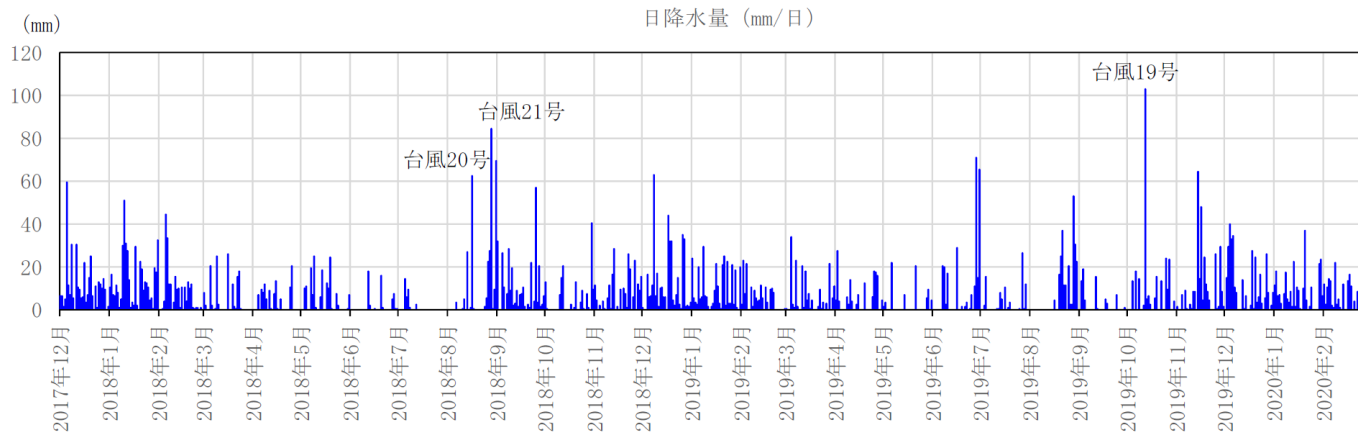
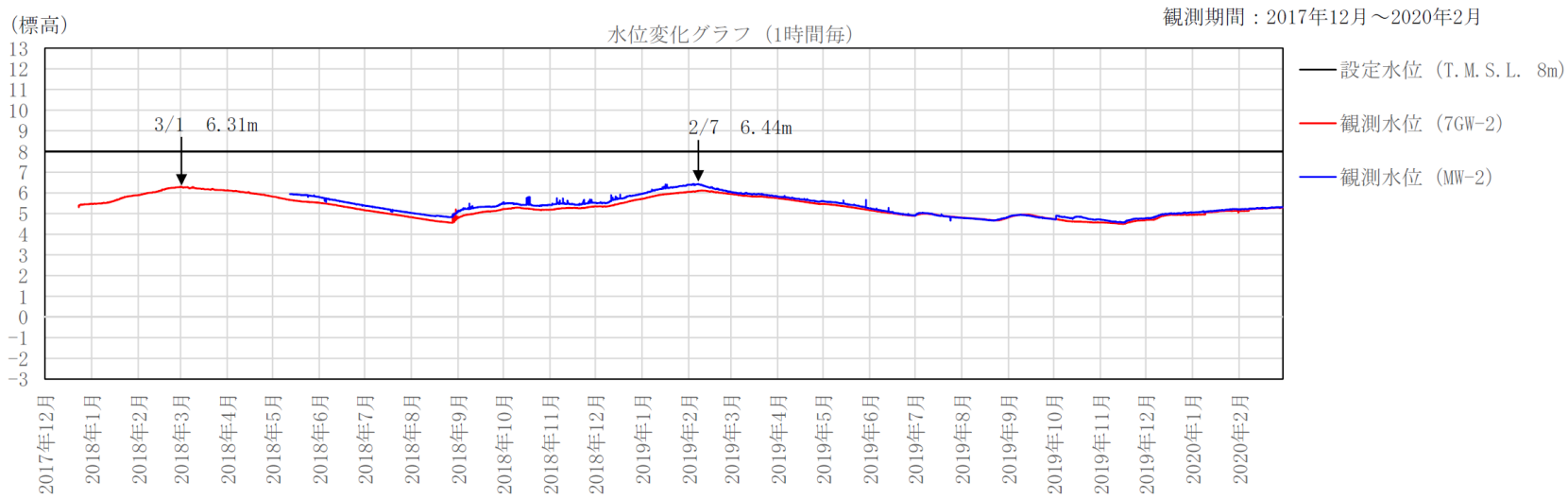
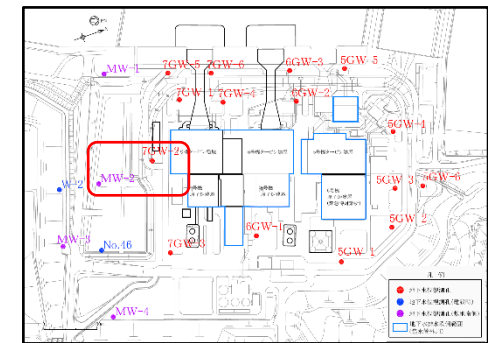


図 3-7 地下水排水設備と地下水位観測孔（7GW-2孔，MW-2孔）の位置関係



(気象庁アメダス柏崎観測所の降水量データを引用)



観測孔位置図

図 3-8 7GW-2 孔と MW-2 孔の地下水観測記録の比較

(b) 取水路（7GW-1孔）に関する地下水排水設備の影響分析

取水路は水路軸方向に地下水位が変化することを踏まえ、7号機の取水路の近傍に設置した7GW-1孔の観測最高水位 T.M.S.L. 3.16m に基づき、表 3-1 及び図 3-9 に示すように、ブロック毎に耐震評価に用いる地下水位を T.M.S.L. 3.0～8.0m に設定する。

なお、6号機の取水路の地下水位は、7号機の地下水位と比べて低いですが、6号機の耐震評価に用いる地下水位は、保守的に7号機と同じ地下水位を設定する。

表 3-1 取水路の地下水位設定

施設	区分	ブロック番号	設計地下水位 T.M.S.L. (m)	備考	
6, 7号機 取水路	漸縮部	②	3.0 (3.0)	地表面に設定	
		③			
	一般部	④	3.0～5.0 (5.0)	近傍観測孔の観測 記録に基づき保守 的に設定	
		⑤			
		⑥			
		⑦			
	漸拡部	⑧	5.0 (5.0)		
		⑨			
		⑩			
		⑪			
補機冷却用海水取水路	—	—	8.0 (8.0)		

注：() 内の数値は、構造物の浮上り評価で用いる地下水位

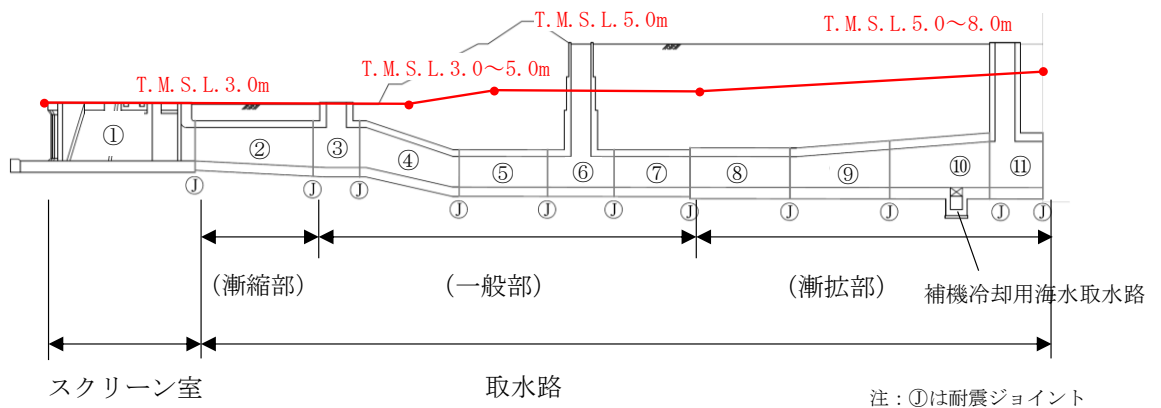


図 3-9 取水路の地下水位設定の概要図

地下水排水設備と地下水位観測孔（7GW-1 孔，7GW-5 孔）の位置関係を図 3-10 に示す。なお，7GW-1 孔及び 7GW-5 孔は海に近い位置にあることから，潮位*も併せて示す。7GW-1 孔の近傍には，地下水排水設備から十分に離れた位置に 7GW-5 孔が存在する。7GW-5 孔は 7GW-1 孔よりも下流側に位置していることから，両孔の地下水位観測記録を比較し，地下水排水設備の影響を分析する。

7GW-1 孔と 7GW-5 孔の地下水位経時変化を図 3-11 に示す。両孔の地下水位標高及び地下水位傾向はほぼ重なっているが，7GW-1 孔の地下水位標高が 7GW-5 孔よりも低くなる時期も認められる。両孔の水位差が生じた時期（2018 年 4 月～7 月）は，近傍で地盤改良工事が実施されており，この時の工事揚水が影響した可能性があるものの，地下水排水設備による影響も否定できない。潮位の影響に関しては，潮位と地下水位との間に相関性は認められないことから，潮位変動が地下水位に与える影響は限定的であると考えられる。

一方，耐震評価に用いる地下水位（T.M.S.L. 5.0m）に対しては，7GW-1 孔の最高観測水位（T.M.S.L. 3.16m）に，7GW-1 孔と 7GW-5 孔との最大水位差 1.02m を加算した場合でも設定水位以下（T.M.S.L. 4.18m）であることから，耐震評価に用いる地下水位は妥当であると考えられる。

注記*：潮位は，柏崎市の天文潮位を示す。（気象庁 潮位表 柏崎（KASHIWAZAKI）より引用）

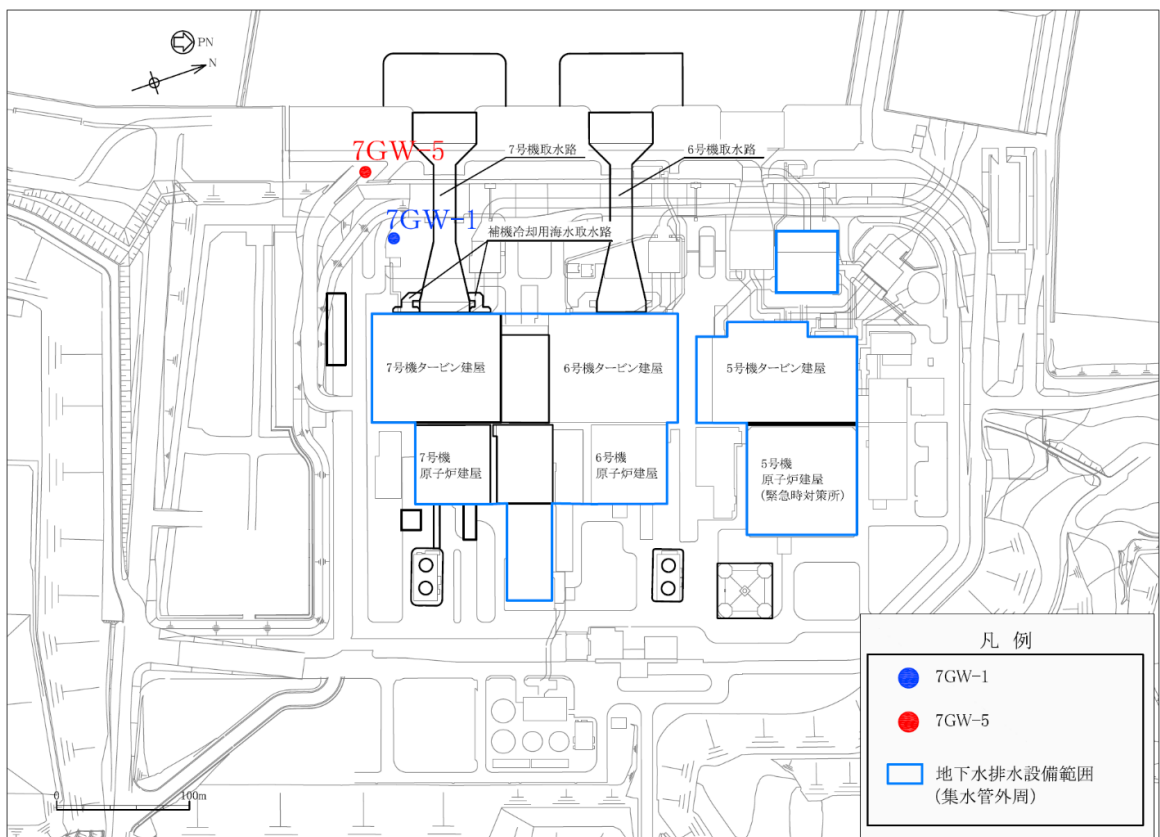
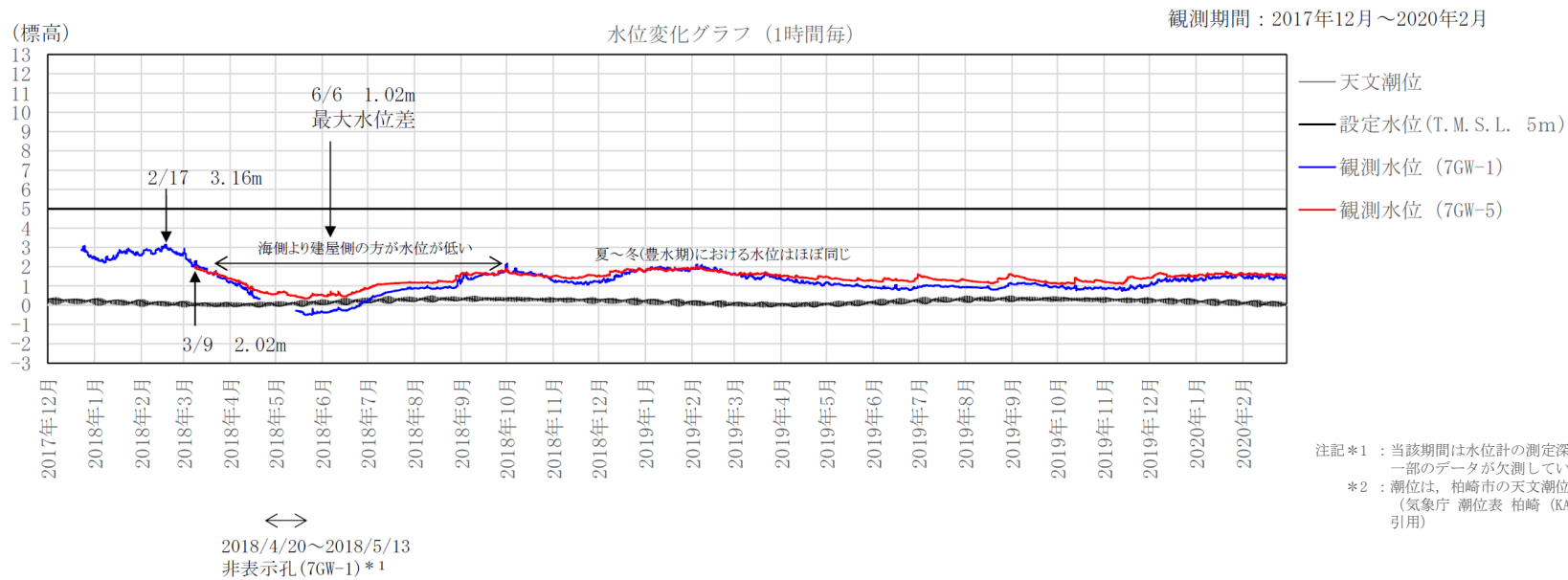
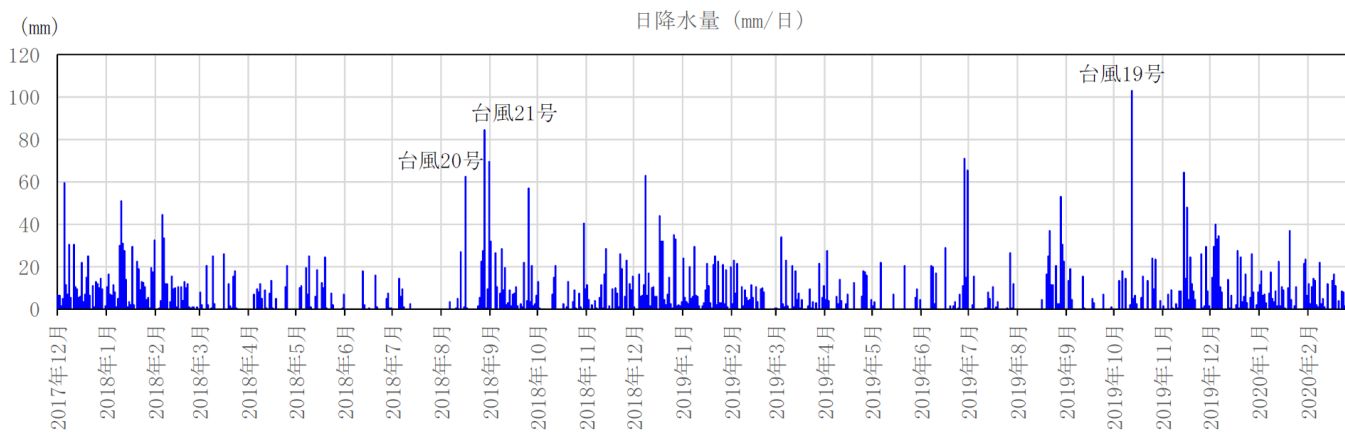


図 3-10 地下水排水設備と地下水位観測孔（7GW-1 孔，7GW-5 孔）の位置関係



注記*1：当該期間は水位計の測定深度を調整したため、一部のデータが欠測している。
 *2：潮位は、柏崎市の天文潮位を示している。
 (気象庁 潮位表 柏崎 (KASHIWAZAKI) より引用)



(気象庁アメダス柏崎観測所の降水量データを引用)

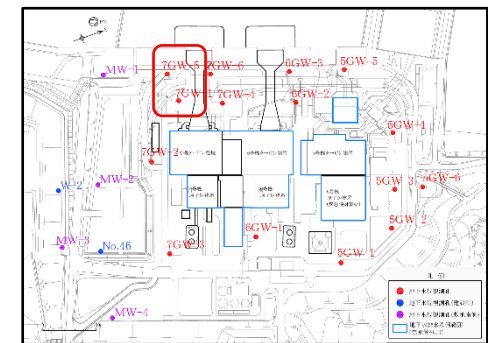


図 3-11 7GW-1 孔と 7GW-5 孔の地下水位観測記録の比較

b. 地下水排水設備の揚水実績に基づく地下水位低下量の評価

地下水排水設備の揚水実績に基づき、近傍の地下水位観測孔における地下水位の低下量を簡易な算定方法により求め、地下水排水設備の影響を定量的に評価する。地下水排水設備の揚水範囲の概念図を図 3-12 に示す。

地下水排水設備の揚水実績に基づく地下水位低下量 ΔH の算定方法を下記に示す。

- ① 地下水位観測孔の近傍に位置する地下水排水設備のサブドレンピット (7T-6) に着目する。地下水は集水管を通してサブドレンピットに流入した後、揚水されることから、揚水範囲はサブドレンピットを中心とする同心円状の範囲と仮定する。ただし、地下水排水設備による揚水範囲は、建屋とラップする範囲を除く範囲とする。よって、揚水面積 A (m^2) は、(式 1) により求められる。

$$A = R^2 \times \pi - A_T \quad (\text{式 1})$$

ここで、

R : サブドレンポンプ (7T-6) と地下水位観測孔 (7GW-1, 7GW-2) までの距離 (m)

A_T : 建屋とラップする面積 (円の 4 分の 1 とする)

- ② 揚水面積 A (m^2) とサブドレンピット (7T-6) の揚水実績 Q (m^3 /日) より、単位面積あたりの揚水量 Q_e (m/日) を(式 2) により算定する。なお、揚水実績 Q (m^3 /日) は平成 20 年度から平成 31 年度までのサブドレンピット (7T-6) における揚水実績値の最大値とする。

$$Q_e = Q \div A \quad (\text{式 2})$$

- ③ 飽和状態の土中の間隙から流出した地下水の体積量に応じて地盤の地下水位が低下するとした場合、単位面積あたりの揚水量 Q_e (m/日) を土中に占める間隙水の割合を示す間隙率 n^* で除すことにより、地下水位観測孔における日あたりの地下水位低下量 ΔH (m/日) を(式 3) により算定する。

$$\Delta H = Q_e \div n \quad (\text{式 3})$$

地下水排水設備の揚水実績に基づく地下水位観測孔 (7GW-1, 7GW-2) における地下水位低下量 ΔH の算定結果を表 3-2 に示す。これより、地下水排水設備の揚水実績から算定した日あたりの地下水位低下量 ΔH は 0.01 (m/日) と評価されることから、地下水排水設備の揚水が地下水位観測孔に与える影響はないと評価できる。

注記* : 土は、空気、水、土粒子の三相で構成されている。空気と水が占める部分は「間隙」と呼ばれる。間隙率 n は全体の体積 V に対する間隙の体積($V_v = V_a + V_w$)の比率を表し、 $n = V_v / V$ で定義される。本検討では、地下水位以深の地盤の状態は飽和状態であることから、空気の体積 V_a は0とし、 $n = V_w / V$ とする。

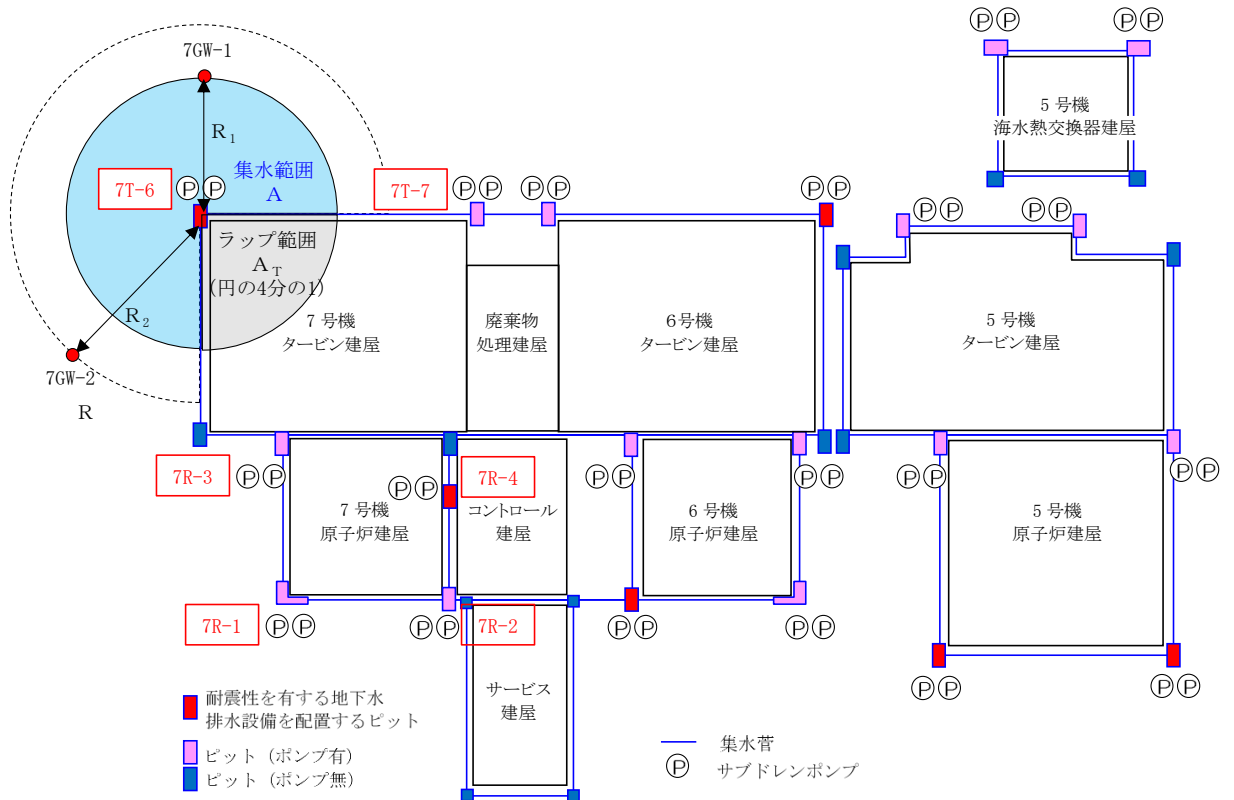


図 3-12 地下水排水設備の揚水範囲の概念図

表 3-2 地下水排水設備の揚水実績に基づく地下水位低下量 ΔH の算定結果

	項 目	取水路		常設代替交流電源設備		備 考
対象	地下水位孔	7GW-1		7GW-2		
	サブドレンピット	7T-6		7T-6		
条件	地下水排水設備の揚水面積	A	8202 m ²	A	10577 m ²	$A = R^2 \times \pi - A_T$
	建屋ラップ面積	A_T	2733 m ²	A_T	3525 m ²	$A_T = (1/4) \times R^2 \times \pi$
	サブドレンピットと地下水位孔までの距離	R_1	59 m	R_2	67 m	
	日あたりの揚水量	Q	45 m ³ /日	Q	45 m ³ /日	H20~H30年度実績の最大値
	単位面積あたりの揚水量	Q_e	0.005 m ³ /日	Q_e	0.004 m ³ /日	$Q_e = Q \div A$
	土の間隙率	n	0.45	n	0.45	埋戻土
日あたりの地下水位低下量		ΔH	0.01 m/日	ΔH	0.01 m/日	$\Delta H = Q_e \div n$

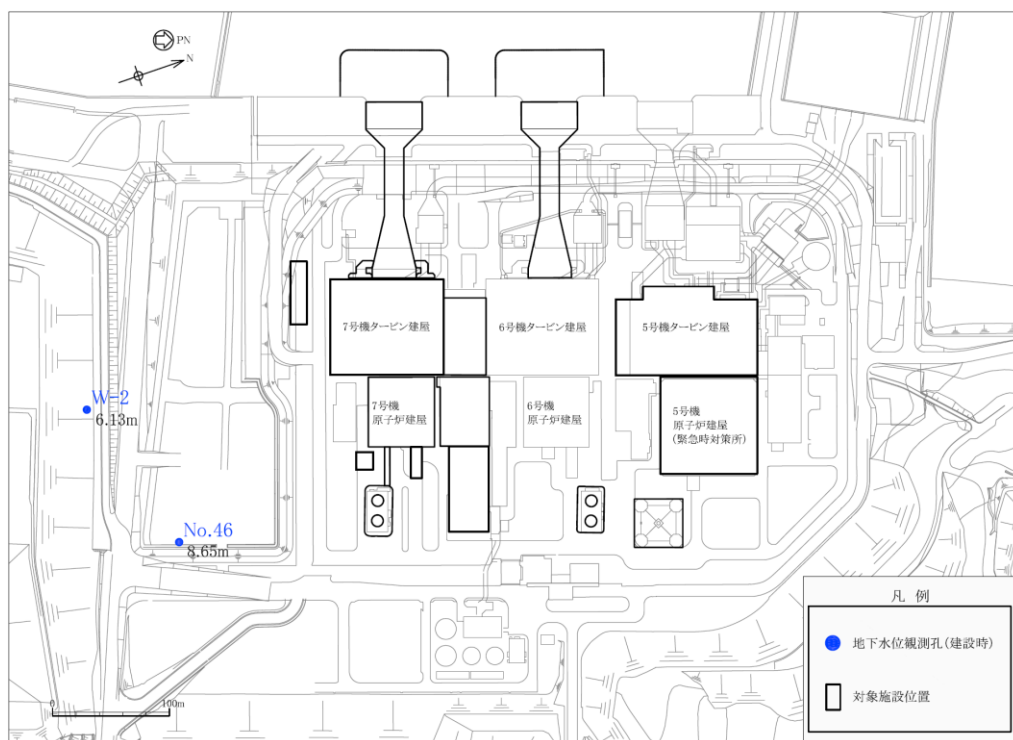
c. 建設時の地下水位変動とその要因

建設時に設置されていた地下水位観測孔（No. 46 孔及び W-2 孔）の位置図を、図 3-13 に示す。また、建設時の地下水位を図 3-14 に示す。図 3-14 には、地下水位に影響を与える可能性のあるイベント（5 号機～7 号機の本館基礎掘削等）の実施時期も併せて示す。なお、No. 46 孔及び W-2 孔は、現在両孔とも撤去されている。

敷地南側に設置されていた No. 46 孔については、1988～1994 年度（欠測期間のある 1991 年度を除く）の期間において、平均地下水位 T. M. S. L. 7.3m であり、T. M. S. L. 5.2～8.7m の幅で水位変動があるが、季節変動以外の長期的な水位変動は認められない。なお、No. 46 孔の設置場所（軽油タンク基礎近傍）では、工事計画認可申請における耐震評価の地下水位は、地表面に設定されている。

中央土捨場の斜面に設置されていた W-2 孔については、1988～1990 年度までは、平均地下水位は T. M. S. L. 2.5m であったが、1991 年頃を境として、平均地下水位が 5.2m となり、地下水位の傾向が変化している。この地下水位変化の要因としては、図 3-15 に示すように、敷地南側に砂取り場として掘削していた場所での盛立てが行われていること、また、同時期における中央土捨場の法面整備に伴って W-2 孔の設置標高も変わっており*、このことから、周辺の土地造成に伴って、地下水の流動場が変化した可能性が考えられる。

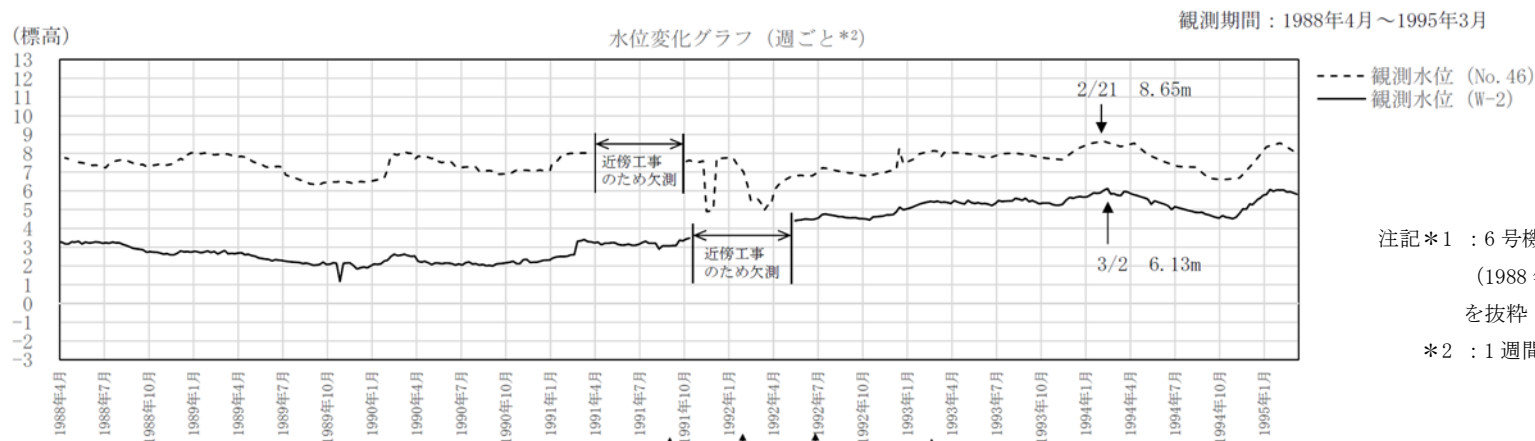
注記* : 中央土捨場の造成に伴い、W-2 観測孔の地表面標高は、(1991 年) T. M. S. L. 17.7m から (1993 年) T. M. S. L. 9.6m に変化



注： 図中の数値は、各地下水位観測孔の観測最高地下水位の標高（T. M. S. L.）を示す。

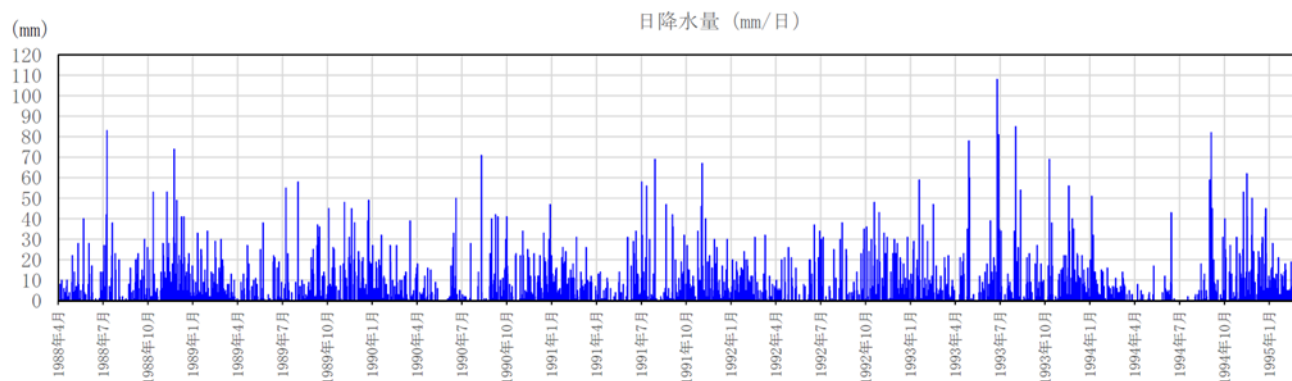
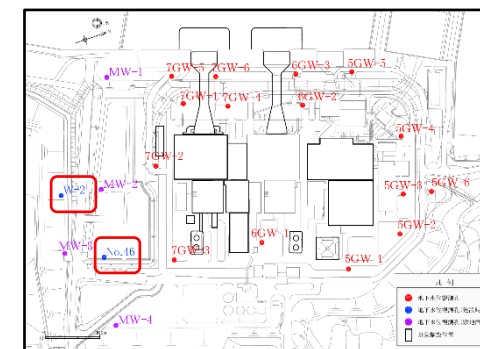
図 3-13 建設時の観測孔（No. 46 孔, W-2 孔）の観測位置図

○建設時の観測データ*1



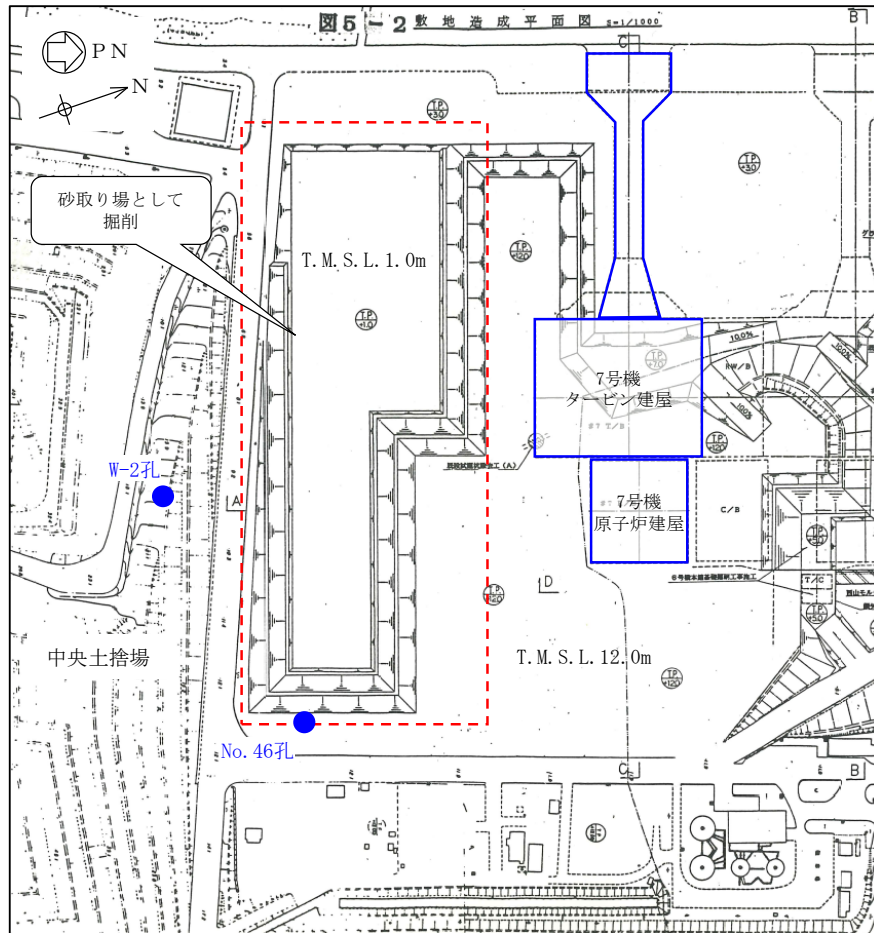
注記*1：6号機本館基礎開始前後の計測期間
(1988年4月～1995年3月)の記録
を抜粋

*2：1週間ごとの記録



(気象庁アメダス柏崎観測所の降水量データを引用)

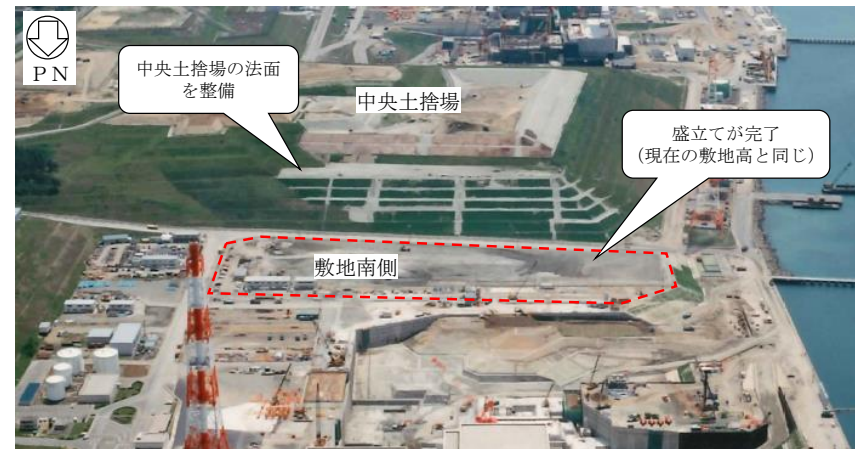
図 3-14 建設時の地下水位観測記録と降水量データ (図 1-10 の再掲)



敷地造成 平面図 (盛立て前)



1991 (平成3年) 年11月7日撮影



1992 (平成4年) 年6月2日撮影

図 3-15 建設時の敷地南側の状況

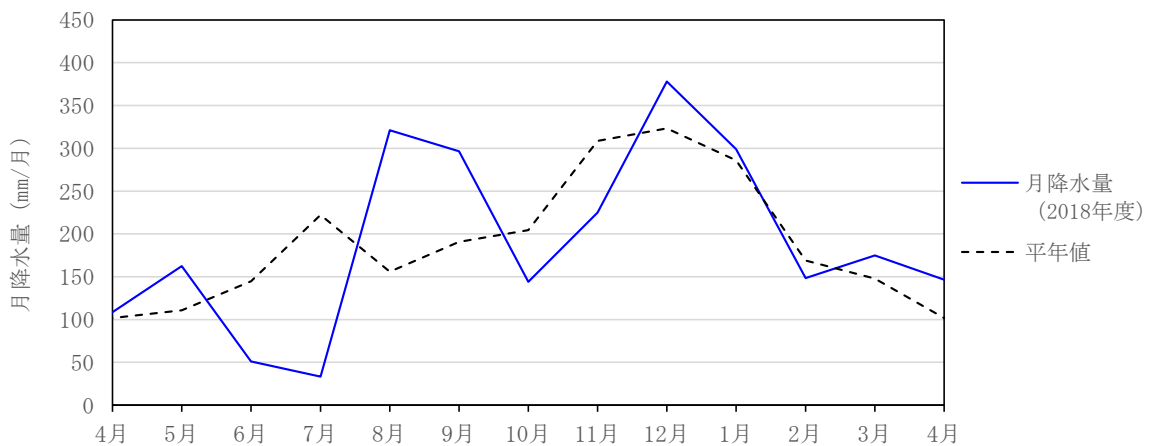
(2) 自然要因の考慮

a. 柏崎地点の観測期間における降雨分析

気象庁アメダスの観測記録に基づき、柏崎地点における平年値（1981年～2010年の30年間の平均値）と敷地内の地下水位の観測期間（2018年度）との降雨量を比較した。柏崎地点における平年値と2018年度の降水量の比較結果を図3-16に示す。

グラフより、敷地内の地下水位観測期間である2018年度は平年値と比較して、6～7月は平年値よりも降水量が少ない時期があるものの、敷地内の地下水位が高くなる12月～3月にかけては平年並みの降雨が降っていることがわかる。

以上より、自然要因として年間の降雨のばらつきを考慮しても、敷地内の地下水位の観測期間（2018年度）の降雨量は、概ね平年並みであり、特異性はないと判断できる。



注：気象庁アメダスより柏崎地点における観測記録に基づきグラフ化

図 3-16 柏崎地点における平年値と2018年度の降水量の比較結果

b. 建設時の観測記録に基づく観測最高地下水位のばらつき

建設前後7年間連続観測しており主要施設よりも上流側(山側)に位置するNo.46孔に着目し、1988～1994年度(欠測期間のある1991年度を除く)における年度別の最高地下水位を整理した。また、工事の影響により地下水位が安定している期間は3か年程度と短いものの、W-2孔についても同様の整理を行った。

観測期間年度別(1988～1994)の最高地下水位を表3-3に示す。同表より、No.46孔の年度別の最高地下水位の平均はT.M.S.L.8.27mであり、年によって-0.25～+0.38mの水位変動が認められ、W-2孔については、年度別の最高地下水位の平均T.M.S.L.5.88mであり、年によって-0.43～+0.25mの水位変動が認められる。

以上より、観測期間における自然要因に起因するばらつきとして、建設時の観測記録を踏まえると、年によって最高地下水位は-0.25～+0.38m程度のばらつきを有しており、上昇側の変動幅としては0.38m≒0.40m程度と評価できる。

表 3-3 観測期間年度別(1988～1994年度)の最高地下水位

	No. 46		W-2		
	最高地下水位(m)	観測日時	最高地下水位(m)	観測日時	
1988年度	8.05	1989/1/10	土地造成の影響により、 1991年以降との水位傾向が 異なるため対象外とした		
1989年度	8.09	1990/3/13			
1990年度	8.02	1991/3/26			
1991年度	欠測	—	欠測	—	
1992年度	8.23	1992/12/27	5.45	1993/3/16	
1993年度	8.65	1994/2/21	6.13	1994/3/2	
1994年度	8.55	1995/2/21	6.07	1995/1/31	
観測期間 1988～1994	最大	8.65	1994/2/21	6.13	1994/3/2
	最小	8.02	1991/3/26	5.45	1993/3/16
	平均	8.27	—	5.88	—
	変動幅	-0.25～+0.38 (0.63)		-0.43～+0.25 (0.68)	

注：()内の数値は建設時の観測期間における最高水位の最大値と最小値の差

(3) 変動要因を踏まえた耐震評価における地下水位の妥当性確認

前述の(1)及び(2)の検討を踏まえ、地表面より下に地下水位を設定している対象施設(常設代替交流電源設備基礎及び取水路)について、耐震評価における地下水位設定の妥当性を検討する。

検討では、対象施設の設置範囲内の観測地下水位に、変動要因として前述の(2)で示した建設時の観測記録に基づく観測最高地下水位のばらつき(平均水位に対する上昇側の変動幅0.4m)を考慮し、耐震評価における地下水位と比較することにより、地下水位設定の妥当性を確認する。検討結果を下記に示す。

(a) 常設代替交流電源設備基礎(T. M. S. L. 8.0m)の地下水位設定

図3-17に、常設代替交流電源設備基礎の設置位置における地下水位分布図を示す。

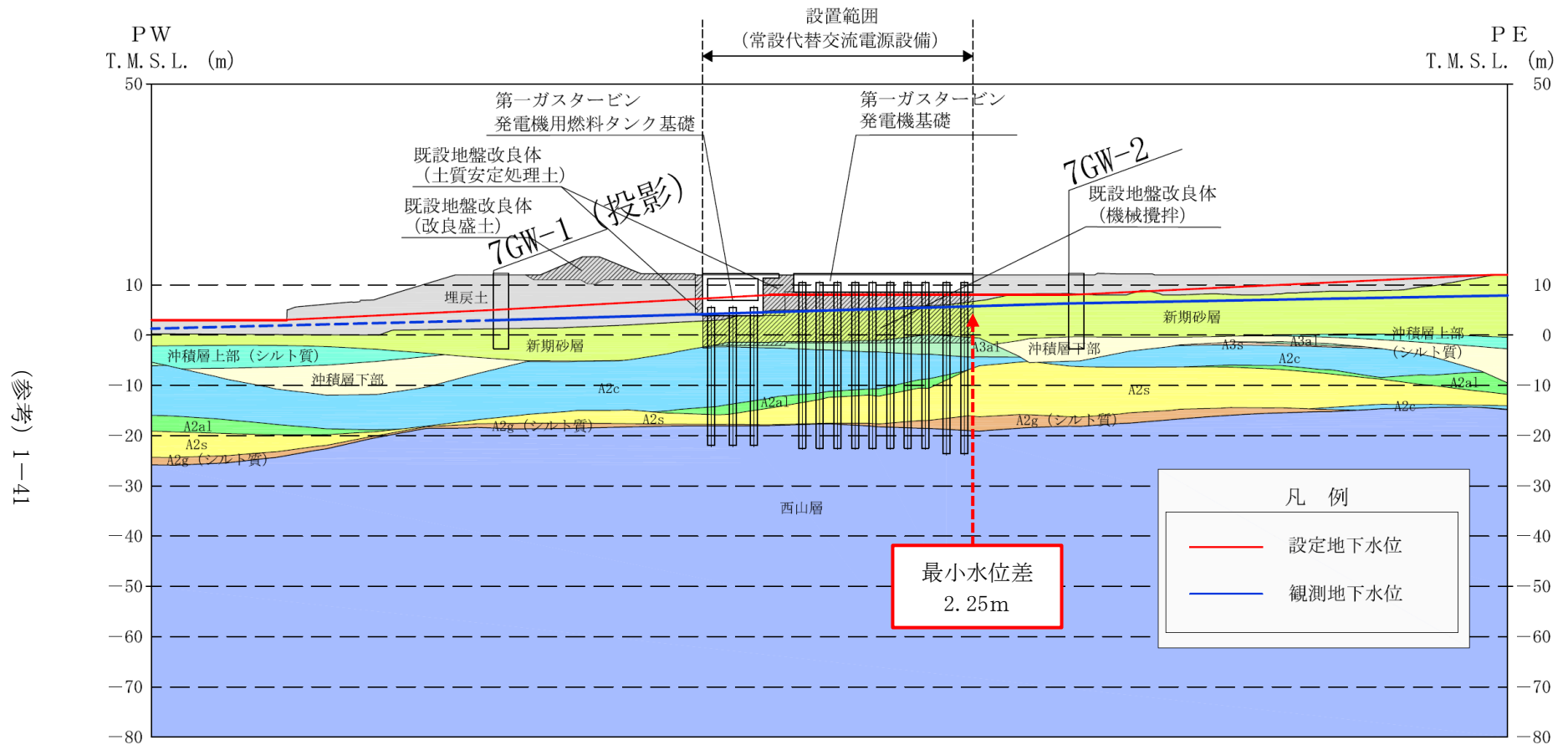
常設代替交流電源設備基礎の設置区間において、観測地下水位と耐震評価に用いる地下水位の水位差は、最も余裕が少ない箇所で「2.25m」と算定される。これより、変動要因として建設時の観測記録に基づく観測最高地下水位のばらつき「0.4m」を考慮しても、耐震評価に用いる地下水位は十分な裕度を確保していると評価できる。

(b) 取水路(T. M. S. L. 3.0~8.0m)の地下水位設定

図3-18に、取水路の設置位置における地下水位分布図及び耐震評価に用いる地下水位を示す。

取水路の設置区間において、観測地下水位と耐震評価に用いる地下水位の水位差は、最も余裕が少ない箇所で「1.84m」と算定される。これより、変動要因として建設時の観測記録に基づく観測最高地下水位のばらつき「0.4m」を考慮したとしても、耐震評価に用いる地下水位は十分な裕度を確保していると評価できる。

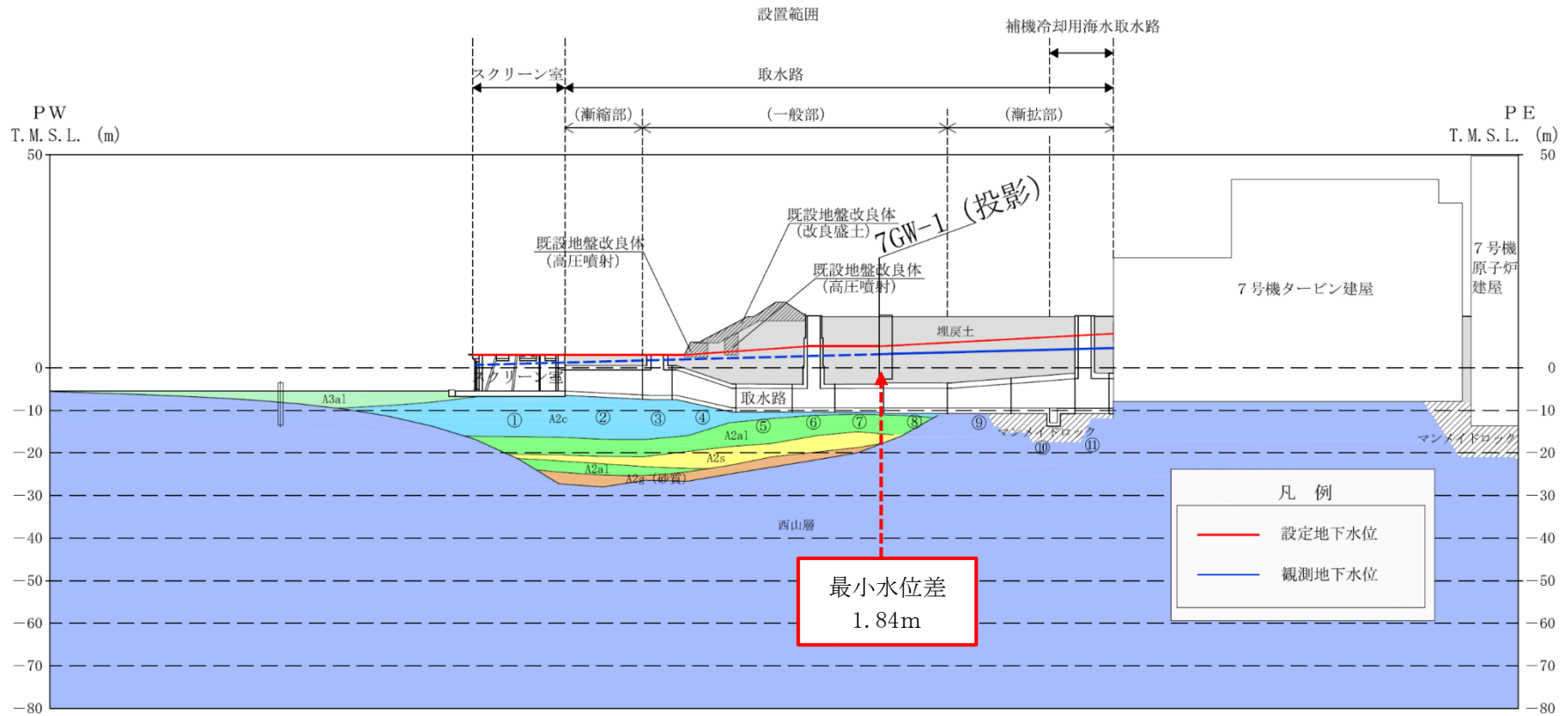
以上より、耐震評価に用いる地下水位は、観測記録に基づき変動要因を考慮した保守的な設定であると判断できる。



(参考) 1-41

注：耐震評価に用いる地下水位に対する常設代替交流電源設備基礎の設置範囲における地下水位の余裕が最も小さい日時（2018年3月1日06:00）のデータ

図 3-17 常設代替交流電源設備基礎の設置範囲における地下水位の分布と耐震評価に用いる地下水位との関係



注1： 図中の番号 (①～⑩) は取水路のブロック番号を示す。

注2： 耐震評価に用いる地下水位に対する取水路の設置範囲における地下水位の余裕が最も小さい日時 (2018年2月17日03:00) のデータ

図 3-18 取水路の設置範囲における地下水位の分布と耐震評価に用いる地下水位との関係

3.3.4 耐震評価に用いる地下水位の設定（地下水排水設備の外側に配置する施設）

地下水排水設備の外側に配置する施設のうち、原子炉建屋よりも山側に位置する施設並びに海側の地表面標高 T.M.S.L. 3.0mにある施設については、観測記録に基づき、保守的に地下水位を地表面に設定する。

地下水排水設備の外側に配置する施設のうち、常設代替交流電源設備基礎及び取水路については、地下水位の変動要因（人為的要因・自然要因）を考慮した上で、観測記録に基づき耐震評価における地下水位を設定する。

以上より、地下水排水設備よりも外側に位置する施設については、耐震評価における地下水位を表 3-4 のとおりに設定する。

表 3-4 耐震設計における各対象施設の地下水位一覧

対象施設		観測最高水位 (近傍観測孔)	耐震評価における 地下水位	施設位置における 最小水位差* (必要裕度)
建物・ 構築物	大物搬入建屋 格納容器圧力逃がし装置基礎	T. M. S. L. 9.41m (7GW-3)	T. M. S. L. 12.0m (地表面)	—
	5号機 主排気筒	T. M. S. L. 8.50m (5GW-1)	T. M. S. L. 12.0m (地表面)	—
土木 構造物	6, 7号機取水護岸	T. M. S. L. 2.13m	T. M. S. L. 3.0m	—
	6, 7号機スクリーン室	(7GW-6)	(地表面)	—
	6, 7号機取水路 補機冷却用海水取水路	T. M. S. L. 3.16m (7GW-1)	T. M. S. L. 3.0m~8.0m	1.84m (0.40m)
	常設代替交流電源設備基礎 (第一ガスタービン発電機基礎, 第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎)	T. M. S. L. 6.31m (7GW-2)	T. M. S. L. 8.0m	2.25m (0.40m)
	6, 7号機軽油タンク基礎	T. M. S. L. 10.46m (6GW-1)	T. M. S. L. 12.0m (地表面)	—
	燃料移送系配管ダクト 非常用ディーゼル発電設備燃料移送 ポンプ防護板			

注記*：耐震評価における地下水位を地表面に設定している対象施設は「—」としている。

(参考資料 2) 解析用物性値の代用の考え方

1. 有効応力解析における解析用物性値の代用の考え方

工事計画認可申請における細分化した地質区分において、「分布範囲が狭い地層」、または「層厚が薄い地層」については、「同時代に堆積し、施設直下及び直近に分布する代表的な地層」により解析用物性値を代用する。解析用物性値を代用する地層に対しては、物理特性、速度特性、強度特性、液状化強度特性を比較することにより代用の妥当性を確認する。

本項では、他の地質区分の試験結果で代用する地層について、有効応力解析における解析用物性値の設定における考え方を示す。

表 1-1 及び表 1-2 に設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値の設定根拠一覧を示す。

表 1-1 解析用物性値の設定根拠 (液状化検討対象層)

物性値		地質区分	埋戻土	新期砂層・沖積層			古安田層			
				新期砂層	沖積層上部 (砂質)	沖積層下部	A2s層	A3s層	A2g層 (砂質)	A1g層
物理特性	密度 ρ	物理試験			物理試験				A2s層で代用	
	間隙率 n	物理試験			物理試験					
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ms}	PS検層によるS波速度, 密度に基づき設定			PS検層によるS波速度, 密度に基づき設定					
	基準平均有効拘束圧 σ_{ms}'	慣用値	G _{ms} に対応する値		G _{ms} に対応する値					
	ポアソン比 ν	慣用値 (PS検層)	慣用値		慣用値					
	減衰定数の上限値 h_{max}	動的変形特性に基づき設定			動的変形特性に基づき設定					
強度特性	粘着力 c'	三軸圧縮試験			三軸圧縮試験					
	内部摩擦角 ϕ'									
液状化特性	変相角 ϕ_p	液状化強度試験結果 に基づく要素シミュレーション			液状化強度試験結果 に基づく要素シミュレーション					
	液状化パラメータ									S_1
									w_1	
									p_1	
									p_2	
c_1										

注： 図中の赤枠は、他の地質区分の試験結果で代用している地層を示す。

表 1-2 解析用物性値の設定根拠（非液状化検討対象層）

物性値		地質区分	埋戻土Ⅱ	新期砂層・沖積層	古安田層			
				沖積層上部 (シルト質)	A3c層	A3a1層	A2c層	A2a1層
物理特性	密度 ρ	物理試験		物理試験				A2c層で代用
	間隙率 n	物理試験		物理試験				
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ms}	PS検層によるS波速度， 密度に基づき設定		PS検層によるS波速度，密度に基づき設定				
	基準平均有効拘束圧 σ_{ms}'	G_{ms} に対応する値		G_{ms} に対応する値				
	ポアソン比 ν	慣用値		慣用値				
	減衰定数の上限値 h_{max}	動的変形特性に基づき設定		動的変形特性に基づき設定				
強度特性	粘着力 c'	三軸圧縮試験		三軸圧縮試験				
	内部摩擦角 ϕ'							

注： 図中の赤枠は、他の地質区分の試験結果で代用している地層を示す。

1.1 他の地質区分の解析用物性値で代用する地層の妥当性確認の方針

他の地質区分の解析用物性値で代用する場合は、同年代に堆積した地層の試験結果と比較し、物理特性、速度特性、強度特性、液状化強度特性を比較することにより、代用の妥当性を確認する。

ここで、液状化検討対象層においては、「物理特性」、「速度特性」、「強度特性」及び「液状化強度特性」を比較する。非液状化検討対象層においては、「物理特性」、「速度特性」、「強度特性」を比較する。各特性で着目する比較指標とその選定理由を表 1-3 に示す。

表 1-3 解析用物性値の代用における比較指標と選定理由

特性	比較指標	選定理由
物理特性	粒度分布, 湿潤密度 ρ_t , 含水比 w , 間隙比 e , 塑性指数 I_p	地盤材料の基本的な特性値を示すパラメータであることから選定した。
速度特性	せん断波速度 V_s	初期せん断弾性係数を規定するパラメータであることから選定した。
強度特性	粘着力 c' , 内部摩擦角 ϕ' or N 値	せん断強度を規定するパラメータであることから選定した。力学試験の結果が得られない場合は、強度定数と相関性がある N 値を比較する。
液状化強度特性	N 値, 細粒分含有率 F_c , 液状化強度比 R_L	道路橋示方書における液状化判定に用いられる指標であることから選定した。

1.2 他の地質区分の解析用物性値で代用する地層のばらつきについて

地盤剛性のばらつきは、参考資料 4「2.3 地盤剛性及び液状化強度特性のばらつきを考慮した解析ケース」に示すとおり、PS 検層の結果に基づいて、耐震評価において地盤物性のばらつき ($\pm 1\sigma$) を考慮した解析ケースを実施する。

ここで、他の地質区分の解析用物性値で代用する地層については、「分布範囲が狭い地層」、または「層厚が薄い地層」であることから、同時代に堆積し、施設直下及び直近に分布する代表的な地層の解析用物性値で代用することが妥当であると判断した地質区分については、ばらつきの評価も含めて代用する。

2. 代用する地層（A2s 層）について

古安田層の A2s 層は、大湊側敷地に広く分布する地層である。A2s 層は古安田層（液状化検討対象層）の代表的な地層として、他の古安田層の液状化検討対象層（A3s 層、A2g 層（砂質）、A1g 層）に対して、解析用物性値を代用しており、耐震評価上重要な地層である。

本項では、代用する地層（A2s 層）について、その特徴（分布範囲・外観）、液状化を評価する観点から配慮した液状化強度試験の供試体選定箇所について示す。

2.1 A2s 層の特徴（分布範囲・外観）

古安田層（洪積層）の A2s 層は、原子炉建屋やタービン建屋周辺以外の敷地に広く分布する。図 2-1 に、A2s 層の分布範囲を示す。図 2-2 に、A2s 層のコア写真を示す。A2s 層は砂が主体的であるが、礫やシルトも認められる。

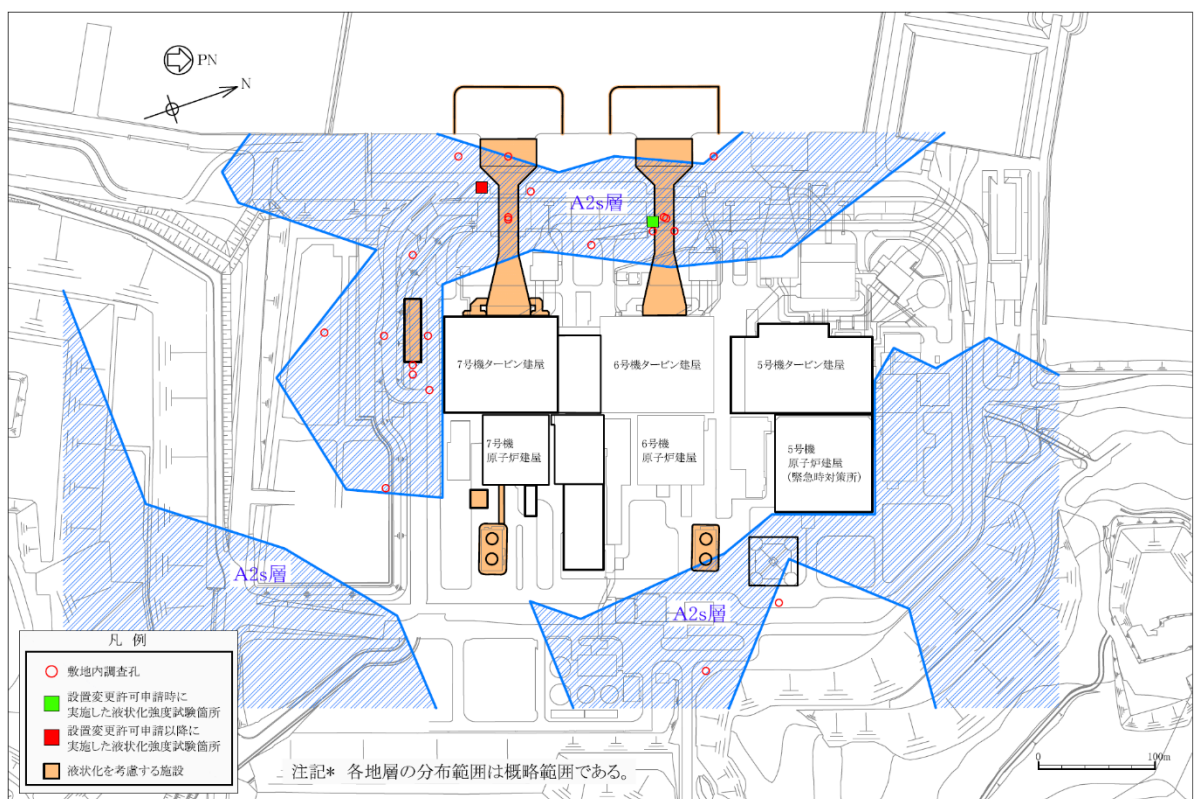


図 2-1 A2s 層の分布範囲（再掲）



図 2-2 古安田層(A2s 層)の代表的なコア写真

2.2 液状化強度試験に用いる A2s 層の物理特性と供試体選定箇所について

表 2-1 に A2s 層の基礎物理特性を、図 2-3 に液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔における A2s 層の粒径加積曲線を示す。敷地内の A2s 層は、礫～シルトまでの広い粒度分布を示しており、細粒分含有率の平均値は 37.7%となる。

A2s 層の液状化強度試験の供試体は、代表性の観点から、対象施設近傍から採取している。これに加えて、液状化を評価する観点から、礫～シルトまでの広い粒度分布を示す A2s 層の採取コアの中でも砂分を多く含む箇所を供試体として選定している。

図 2-4 に、液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔における粒度分布の平均値及び平均値 $\pm 1\sigma$ を示す。同図から、液状化強度試験箇所の細粒分含有率の平均値は 16.0%であり、敷地内調査孔の細粒分含有率の平均値の 37.7%と比較して細粒分が少ないことがわかる。

A2s 層の液状化強度試験の供試体について、採取深度の N 値と細粒分含有率を用いて、道路橋示方書 (V 耐震設計編)・同解説 ((社) 日本道路協会, H24.3) に基づき液状化強度比 R_L を算出した。その結果を図 2-5 に示す。A2s 層の液状化強度試験の供試体の液状化強度比 R_L の平均値は 3.9 となり、A2s 層全体の液状化強度比 R_L の平均値 7.6 に比して小さい。N 値については敷地全体よりも平均値は高いが、これは図 2-6 に示すとおり、供試体は採取コアの中でも細粒分含有率が小さい箇所を選定したため、N 値が大きくなる傾向があるためと考えられる。これより、液状化強度試験の供試体採取箇所は、A2s 層全体に対しても液状化しやすい箇所を選定していることがわかる。

なお、液状化強度試験の供試体は、代表性の観点から対象施設近傍から採取することを基本とし、採取コアの観察から砂分を多く含む箇所を選定している。図 2-7 に、敷地内の A2s 層の分布範囲と液状化強度試験供試体の採取箇所を示す。ここで、敷地内の A2s 層が分布するエリアを西側、南側及び東側の 3つのエリアに区分し、液状化強度試験供試体を採取した「西側エリア」と「南側及び東側エリア」との物理特性を比較した。粒度分布の比較を図 2-8 に、粒度組成の比較を表 2-2 に示す。

これより、液状化強度試験供試体を採取している西側エリアは、敷地内の A2s 層の中でも細粒分含有率が比較的低いエリアであることがわかる。一般的に細粒分含有率が低い地盤ほど液状化しやすい性状を示すことから、液状化強度試験の供試体選定位置は敷地内でも液状化しやすい箇所を選定していると判断できる。

表 2-1 A2s 層の基礎物理特性

地層	湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)		含水比 w (%)		間隙比 e		細粒分含有率 (%)		塑性指数 I_p	
	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
A2s 層	1.88	0.08	29.3	6.3	0.829	0.116	37.7	27.4	31.6	14.7
	(1.85)	(0.06)	(31.3)	(5.3)	(0.899)	(0.139)	(16.0)	(8.5)	(NP)	—

注：()内の数値は、液状化強度試験供試体の値を示す。

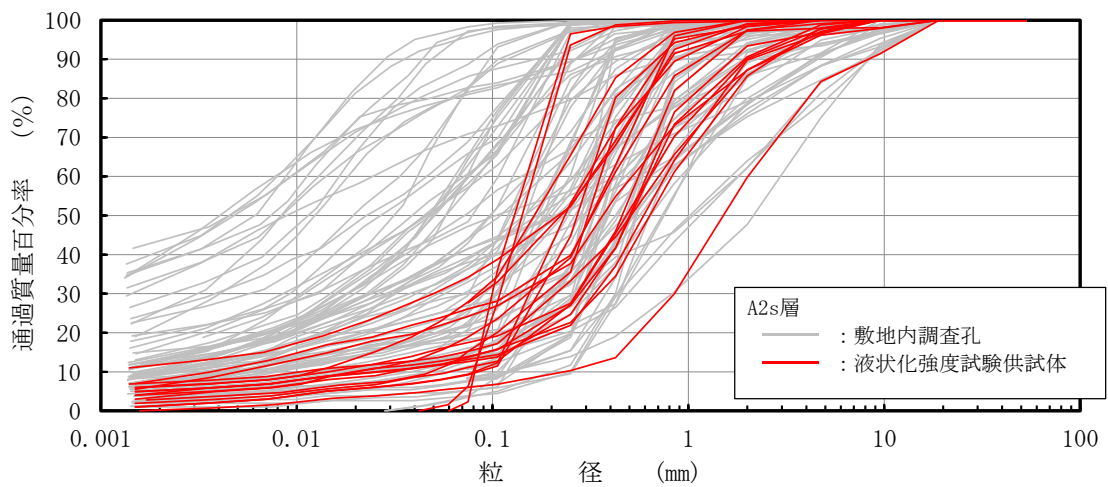


図 2-3 A2s 層の液状化強度試験供試体と敷地内調査孔の粒度試験結果

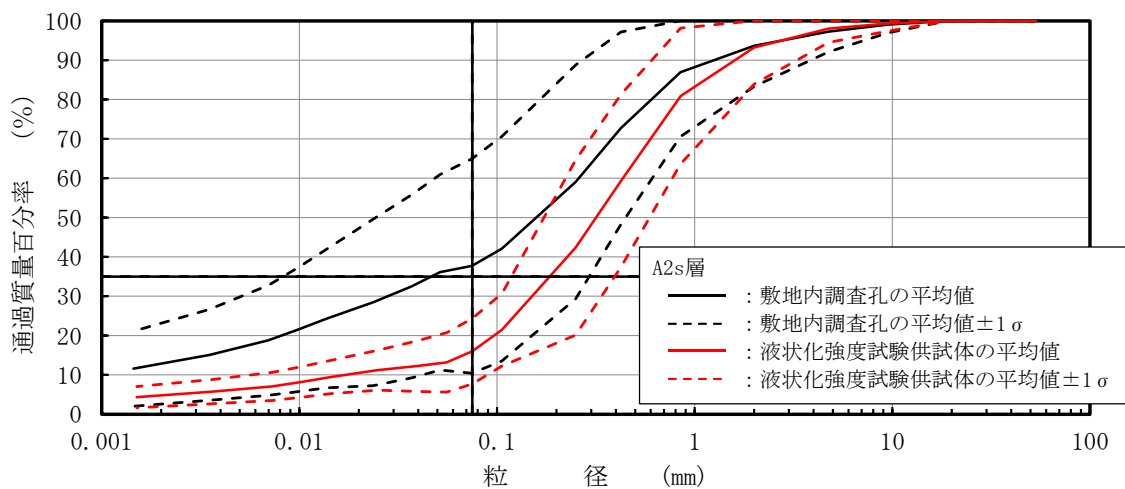


図 2-4 A2s 層の液状化強度試験供試体と敷地内調査孔の粒度分布比較 (平均及び平均 $\pm 1\sigma$)

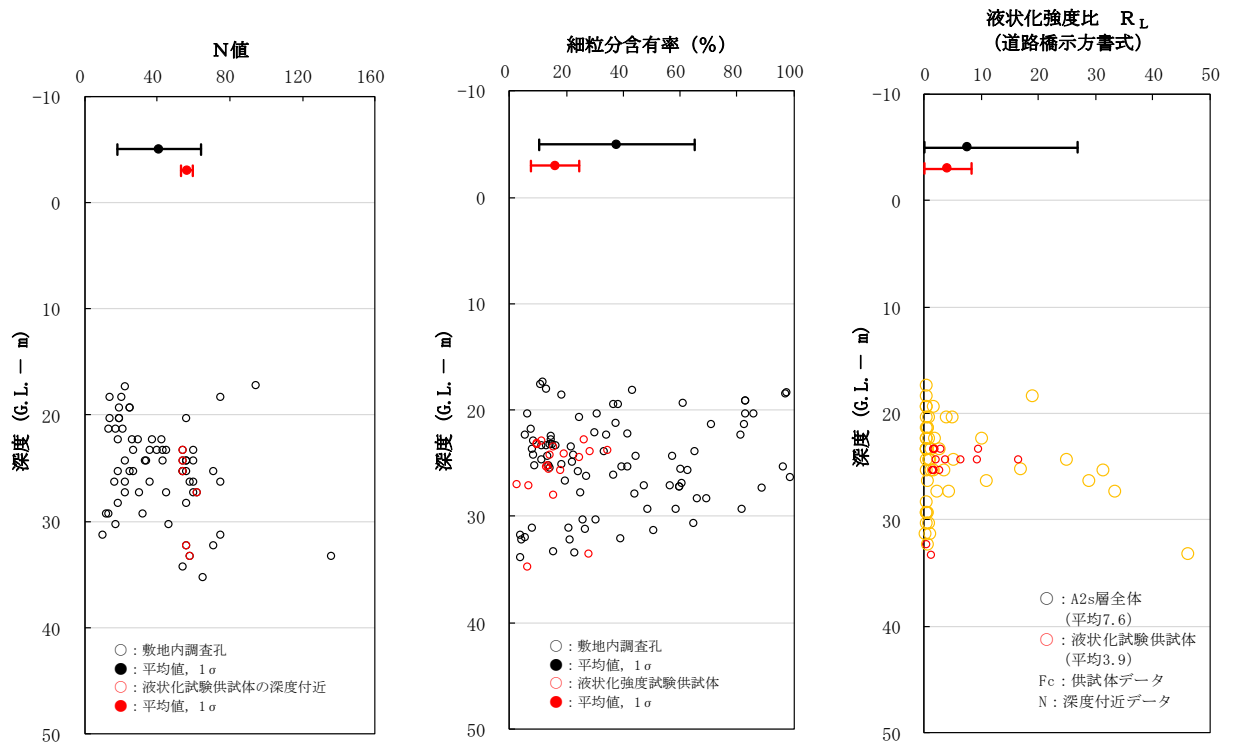


図 2-5 液化強度試験箇所及び敷地内調査孔のN値，細粒分含有率 F_c ，液化強度比 R_L の比較
(古安田層 (A2s 層))

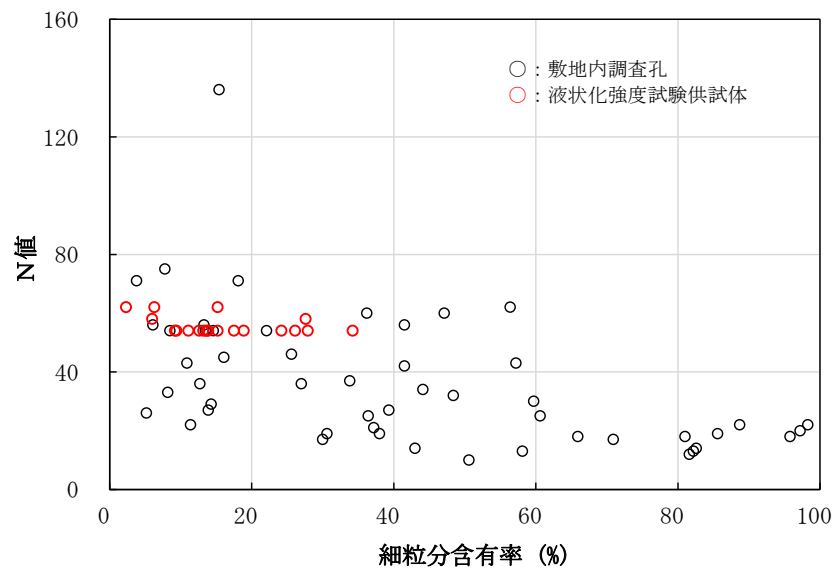


図 2-6 液化強度試験箇所及び敷地内調査孔の細粒分含有率 F_c とN値の関係
(古安田層 (A2s 層)) (再掲)

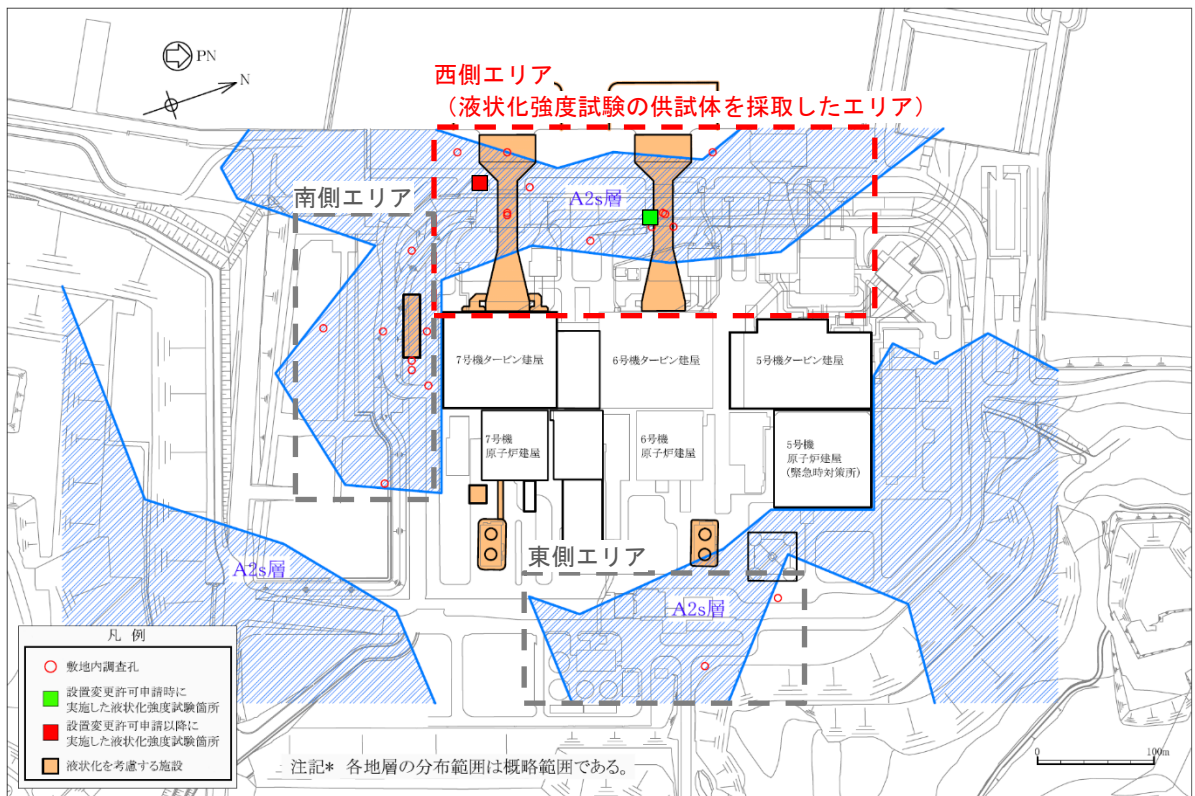


図 2-7 A2s 層の分布範囲とエリア区分

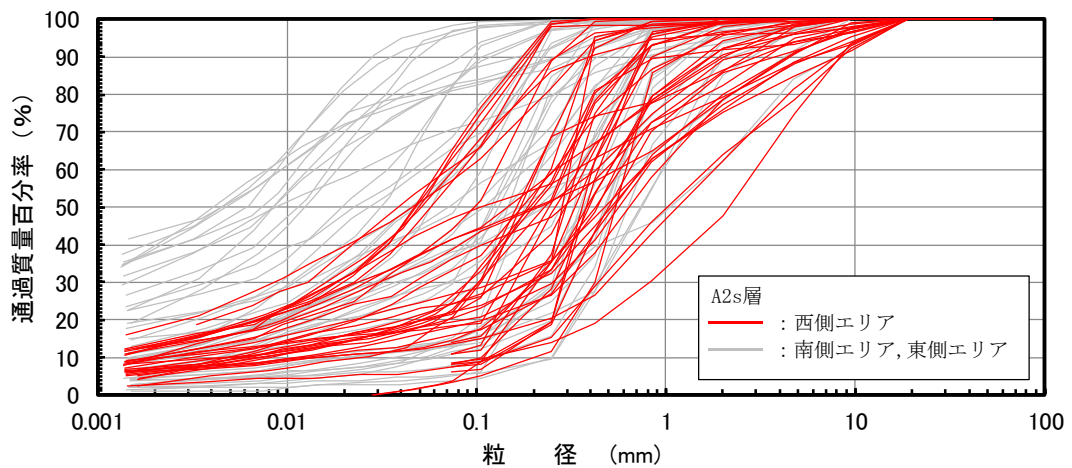


図 2-8 エリア別の A2s 層の粒度分布の比較

表 2-2 エリア別の A2s 層の粒度組成の比較

地層	エリア	礫分 (2mm 以上)	砂分 (2.0~0.075mm)	細粒分 (0.0075mm 以下)	数量
		(%)	(%)	(%)	
A2s 層	西側*	10.1	62.5	27.4	42
	南側	1.8	49.3	48.9	39
	東側	9.9	53.2	36.9	6

注記* : A2s 層の液状化強度試験の供試体採取エリア

3. 他の地層区分の試験結果で代用している地層の設定根拠

3.1 液状化検討対象層

3.1.1 A3s 層の解析用地盤物性値

(1) 解析用物性値の代用方針

液状化検討対象層の A3s 層は、泥岩礫やシルト層を含む更新世の砂質土層であり、層厚は薄く敷地内にまばらに分布する。A3s 層の分布範囲を図 3-1 に、A3s 層の分布範囲にて作成した地質断面図を図 3-2 示す。

A3s 層の有効応力解析に用いる解析用物性値は、同じ古安田層で敷地に広く、また厚く分布し、施設直下及び直近に認められる A2s 層にて代用する方針とする。

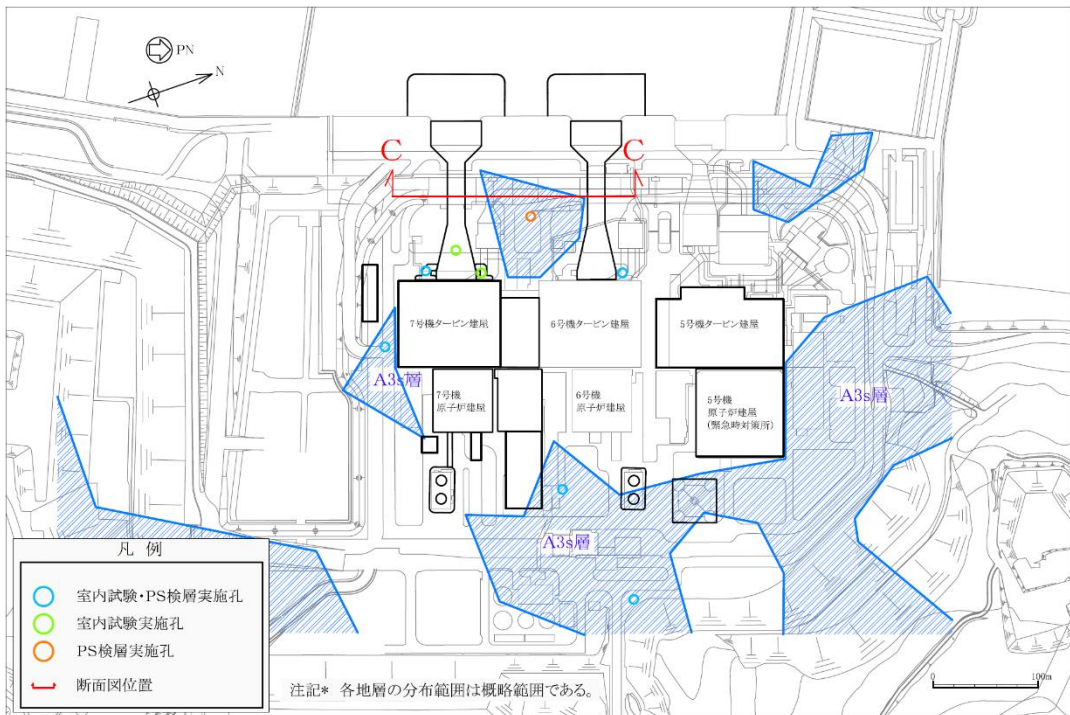


図 3-1 A3s 層の分布範囲（試料採取位置及び PS 検層位置）

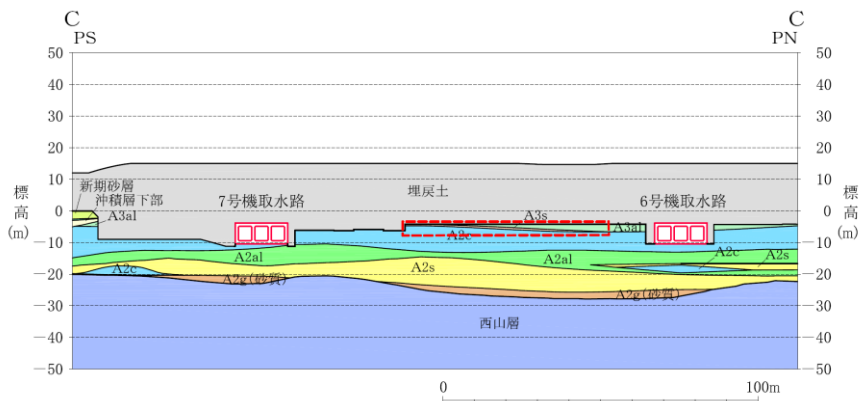


図 3-2 A3s 層の分布範囲にて作成した地質断面図

(2) 解析用物性値の代用の妥当性

A3s 層の解析用物性値を A2s 層で代用する妥当性を確認するため、両層の「物理特性」、「速度特性」、「強度特性」及び「液状化強度特性」について比較する。

「物理特性」については、粒度分布、湿潤密度、含水比、間隙比及び塑性指数について比較した。図 3-3 に両層の粒度加積曲線を、表 3-1 に両層の物理特性を示す。これより、A3s 層は A2s 層と比較して、湿潤密度は A3s 層の方が軽く、含水比及び間隙比は A2s 層より大きい結果となった。これは、A3s 層の細粒分含有率の平均値が 52.2%であるのに対し、A2s 層の細粒分含有率の平均値は 37.7%（液状化試験供試体：16.0%）と、同時代の砂質土層でも A3s 層の方が細粒分を多く含むためだと考えられる。A3s 層の塑性指数は 29.9 であり、A2s 層の 31.6（液状化試験供試体：NP）に対し、ほぼ同等の値である。

「速度特性」について、両層の PS 検層により得られるせん断波速度を比較した。PS 検層の位置図を図 3-1 に示す。両層のせん断波速度の比較結果を図 3-4 に示す。

「強度特性」について、原地盤から採取した試料に対して実施した三軸圧縮試験により比較を行った。三軸圧縮試験結果の比較結果を図 3-5 に示す。A3s 層と A2s 層の強度定数（ c' 、 ϕ' ）を比較した結果、有意な差が無いことを確認した。

「液状化強度特性」について、両層の N 値、細粒分含有率及び道路橋示方書 V（耐震設計編）に基づき算定した液状化強度比 R_L を比較した。これらの比較結果を図 3-6 に示す。A3s 層の方が代用する A2s 層よりも液状化強度比 R_L が若干大きい結果となった。

これらの結果より、A3s 層は代用する A2s 層と比べて、細粒分含有率が多いものの、速度特性及び強度特性に有意な差が無いことを確認した。また、液状化強度特性については、代用する A2s 層よりも道路橋示方書 V により算定される液状化強度 R_L が若干高い値を示している。よって、代用する A2s 層は、A3s 層よりも道路橋示方書 V により算定される液状化強度 R_L を小さく評価している。したがって、A3s 層を A2s 層の解析用物性値で代用することは、地中構造物の耐震評価に影響の大きい液状化強度特性の観点において保守的な評価につながるものと考えられる。

以上より、A3s 層の解析用地盤物性値を A2s 層で代用することは妥当である。

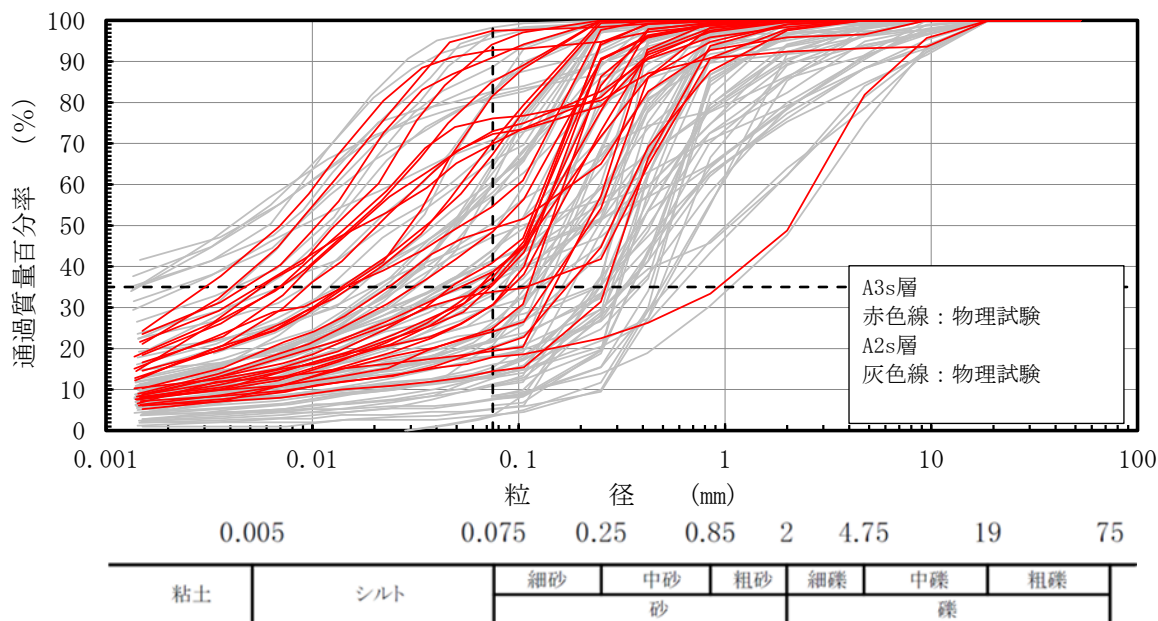


図 3-3 A3s 層と A2s 層の粒径加積曲線

表 3-1 A3s 層と A2s 層の基礎物理特性

地層	湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)		含水比 w (%)		間隙比 e		細粒分含有率 (%)		塑性指数 I_p	
	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
A3s 層	1.77	0.06	35.2	8.2	1.049	0.169	52.2	26.2	29.9	15.4
A2s 層	1.88 (1.85)	0.08 (0.06)	29.3 (31.3)	6.3 (5.3)	0.829 (0.899)	0.116 (0.139)	37.7 (16.0)	27.4 (8.5)	31.6 (NP)	14.7 —

注：()内の数値は、液状化強度試験供試体の値を示す。

(参考) 粒度組成

地層	礫分 (%)	砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)	細粒分 (%)	数量
	平均値	平均値	平均値	平均値	平均値	
A3s 層	2.4	45.4	32.3	19.9	52.2	30
A2s 層	6.4 (6.8)	55.9 (77.2)	22.7 (10.7)	16.9 (6.3)	37.7 (16.0)	87 (19)

注：()内の数値は、液状化強度試験供試体の値を示す。

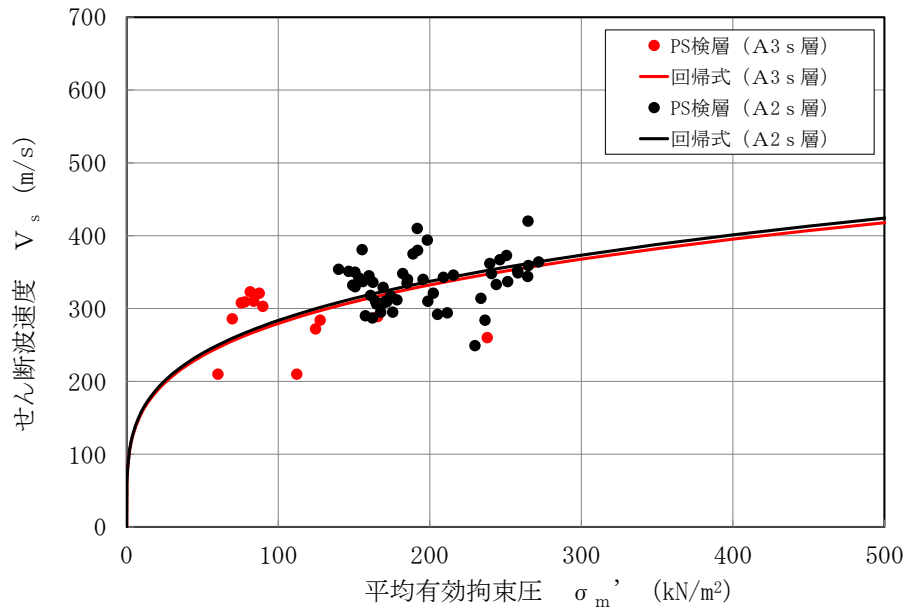


図 3-4 A3s 層と A2s 層の PS 検層結果の比較

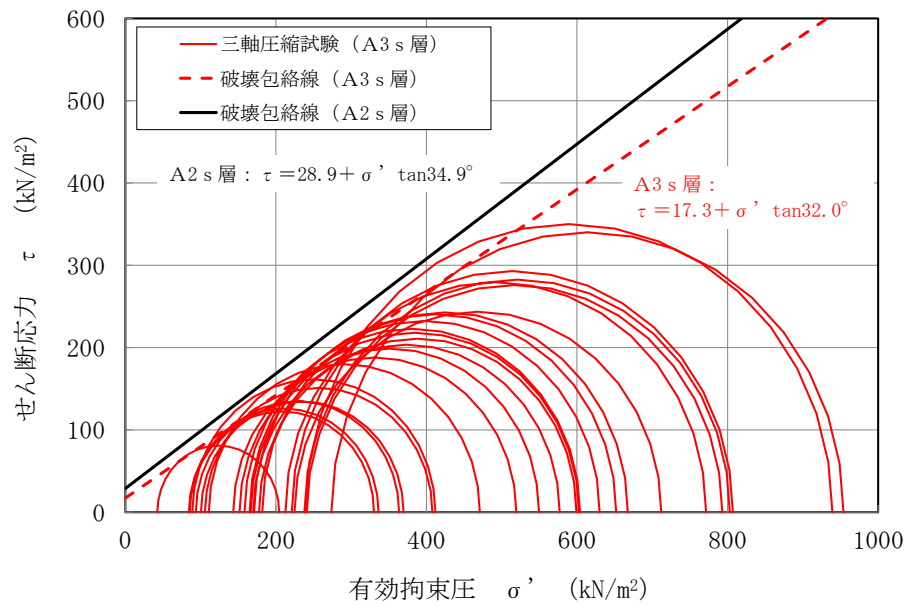


図 3-5 A3s 層と A2s 層の三軸圧縮試験結果 [圧密非排水条件] の比較

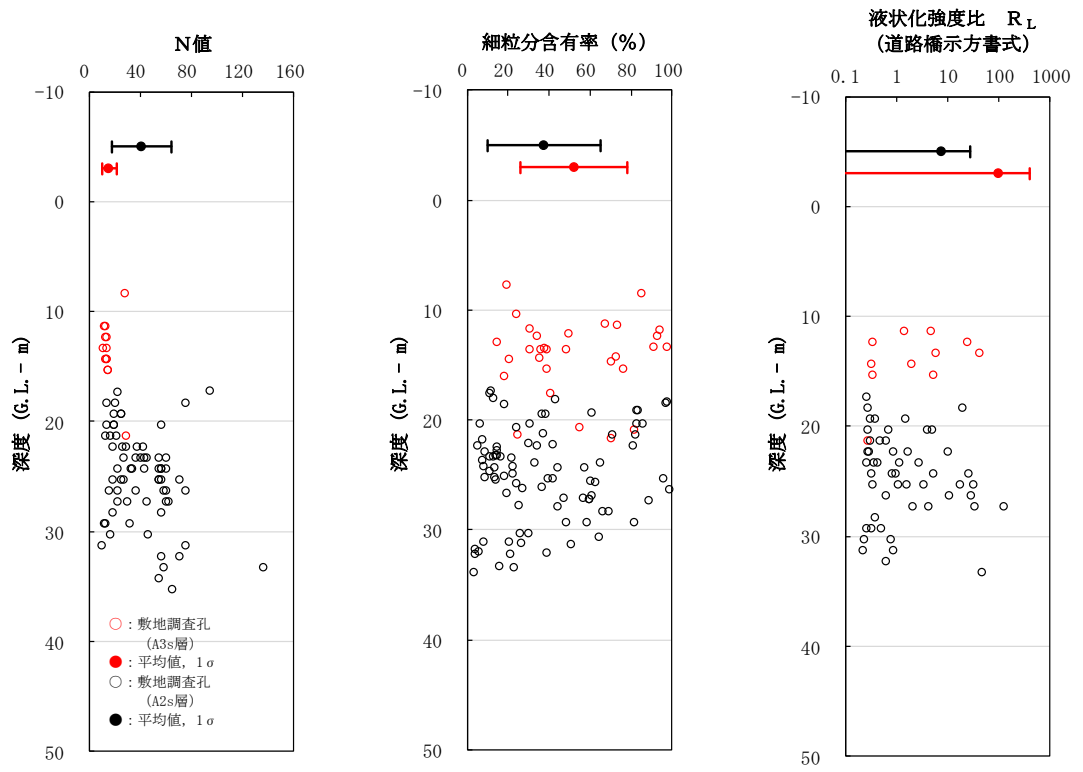


図 3-6 A3s 層と A2s 層の N 値，細粒分含有率
及び道路橋示方書 V に基づく液状化強度比 R_L の比較

3.1.2 A2g 層（砂質）の解析用地盤物性値

(1) 解析用物性値の代用方針

液状化検討対象層の A2g 層（砂質）は、硬質な細礫及び泥岩礫を含む更新世の砂礫層であり、敷地の西側及び南端部に分布する。A2g 層（砂質）の分布範囲を図 3-7 に、A2g 層（砂質）の分布範囲にて作成した地質断面図を図 3-8 に示す。

A2g 層（砂質）の有効応力解析に用いる解析用地盤物性値は、同じ古安田層で敷地に広く、また厚く分布し、施設直下及び直近に認められる A2s 層にて代用する方針とする。

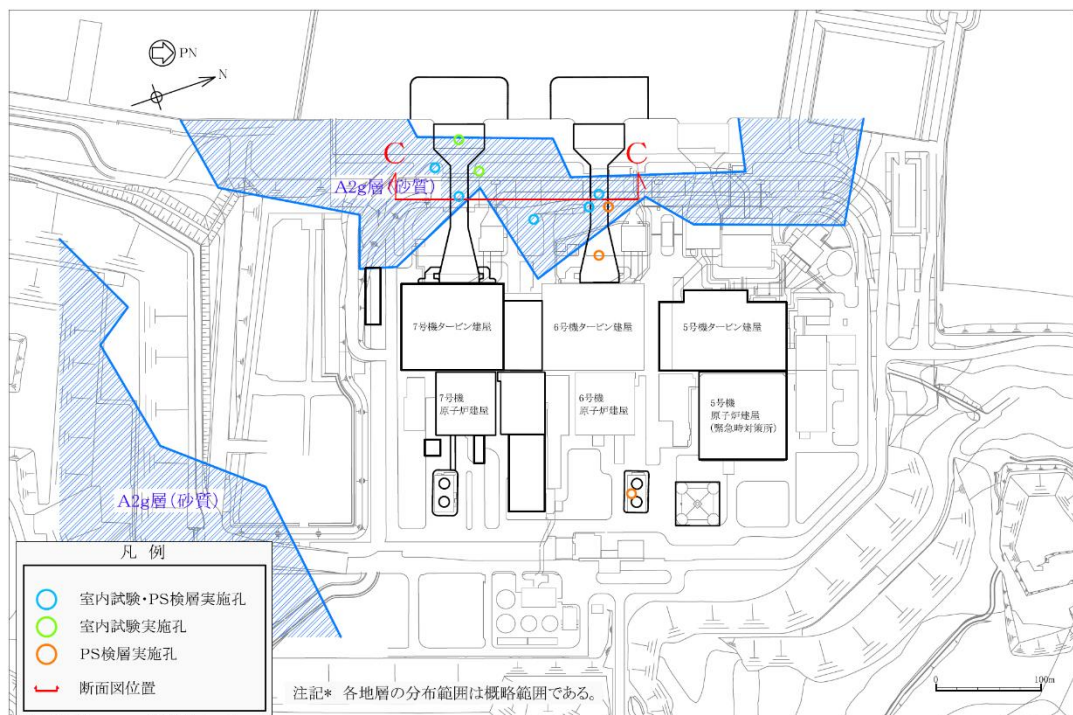


図 3-7 A2g 層（砂質）の分布範囲（試料採取位置及び PS 検層位置）

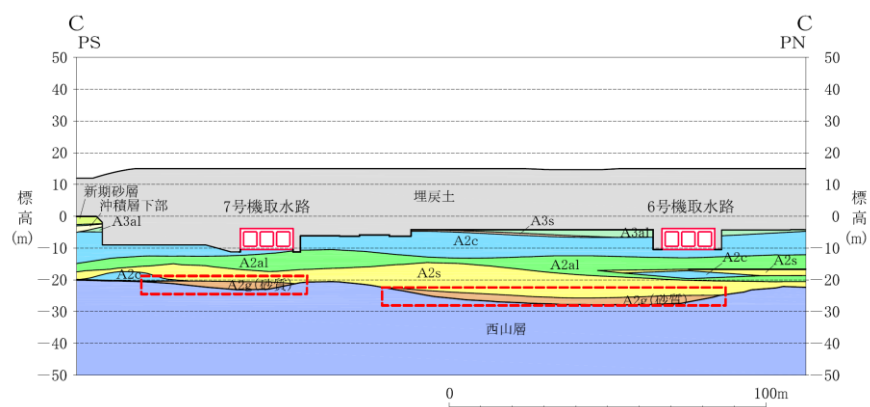


図 3-8 A2g 層（砂質）の分布範囲にて作成した地質断面図

(2) 解析用物性値の代用の妥当性の検討

A2g 層（砂質）の解析用物性値を A2s 層で代用する妥当性を確認するため、両層の「物理特性」、「速度特性」、「強度特性」及び「液状化強度特性」について比較する。

「物理特性」については、粒度分布、湿潤密度、含水比、間隙比及び塑性指数について比較した。両層の粒度加積曲線を図 3-9 に、物理特性を表 3-2 に示す。これらより、A2g 層（砂質）は A2s 層と比較して、湿潤密度はより軽く、含水比はより小さく、間隙比はより大きい結果となっている。これは、A2g 層（砂質）が A2s 層と比較して泥岩礫を多く含むためだと考えられる。細粒分含有率に着目すると、A2g 層（砂質）26.5%で、A2s 層の 37.7%（液状化強度試験の供試体：16.0%）であり、液状化強度試験に用いた A2s 層の方が細粒分含有率は低い。砂分（粒径：0.075～2.0mm）に着目すると、A2g 層（砂質）は 37.3%であるのに対し、A2s 層は 55.9%（液状化試験供試体：77.2%）であり、代用する A2s 層の方がより液状化しやすい性状の地層であることがわかる。

「速度特性」については、両層の PS 検層により得られるせん断波速度を比較した。PS 検層の位置図を図 3-7 に示す。両層のせん断波速度の比較結果を図 3-10 に示す。

「強度特性」については、礫分が主体的であるため力学試験の実施が困難であることから、内部摩擦角と相関性のある N 値を比較した。両層の N 値の比較結果を図 3-11 に示す。A2g 層（砂質）の方が代用する A2s 層よりも N 値が大きいことを確認した。

「液状化強度特性」については、N 値、細粒分含有率及び道路橋示方書 V（耐震設計編）に基づき算定した液状化強度比 R_L を比較した。これらの比較結果を図 3-11 に示す。A2g 層（砂質）の方が代用する A2s 層よりも N 値が大きく、液状化強度比 R_L の平均値は小さいもののばらつきの範囲内であることを確認した。

これらの比較結果より、A2g 層（砂質）は、代用する A2s 層と比べて、泥岩礫を多く含むものの、速度特性は A2s 層と概ね同じであり、N 値は A2s 層よりも大きいことを確認した。また、道路橋示方書 V により算定される液状化強度 R_L の平均値は A2s 層よりも小さいものの、ばらつきの範囲内であることを確認した。

A2g 層（砂質）は礫分が主体的であるため、力学試験及び液状化強度試験の適用が困難な側面があるが、A2g 層（砂質）の基質は砂分であるため、砂分を主体とする A2s 層を代用することにより、同等の評価が期待できる。また、代用する A2s 層は、A2g 層（砂質）よりも速度特性を小さく評価している。

以上より、A2g 層（砂質）の解析用地盤物性値を A2s 層で代用することは妥当である。

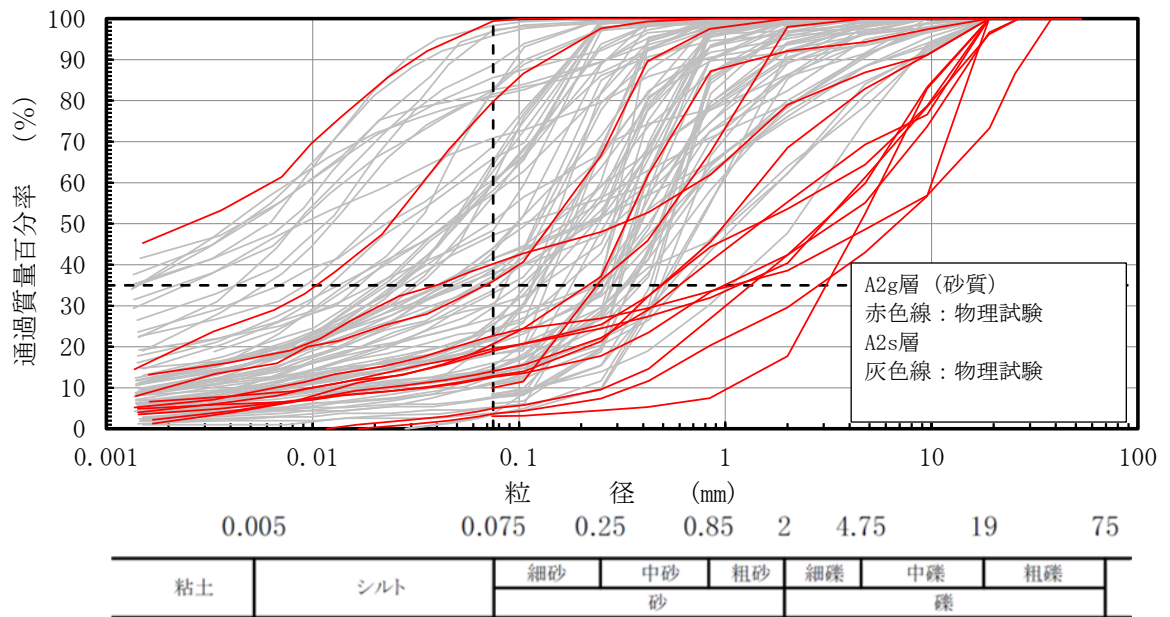


図 3-9 A2g 層 (砂質) と A2s 層の粒径加積曲線

表 3-2 A2g 層 (砂質) と A2s 層の基礎物理特性

地層	湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)		含水比 w (%)		間隙比 e		細粒分含有率 (%)		塑性指数 I_p	
	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
A2g 層 (砂質)	1.75	0.13	25.8	11.8	0.998	0.141	26.5	27.8	結果なし	—
A2s 層	1.88	0.08	29.3	6.3	0.829	0.116	37.7	27.4	31.6	14.7
	(1.85)	(0.06)	(31.3)	(5.3)	(0.899)	(0.139)	(16.0)	(8.5)	(NP)	—

注：()内の数値は、液状化強度試験供試体の値を示す。

(参考) 粒度組成

地層	礫分 (%)	砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)	細粒分 (%)	数量
	平均値	平均値	平均値	平均値	平均値	
A2g 層 (砂質)	36.1	37.3	15.8	14.7	26.5	15
A2s 層	6.4	55.9	22.7	16.9	37.7	87
	(6.8)	(77.2)	(10.7)	(6.3)	(16.0)	(19)

注：()内の数値は、液状化強度試験供試体の値を示す。

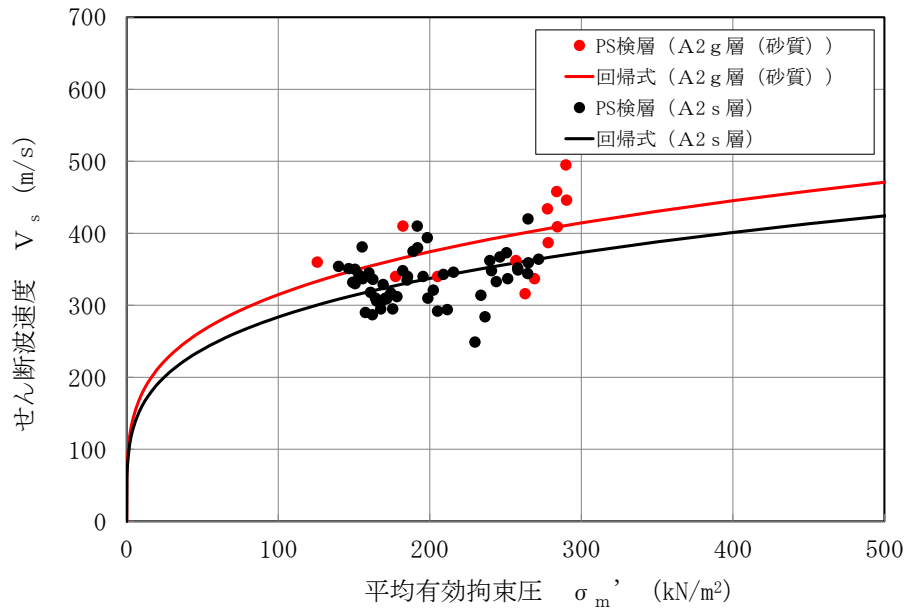


図 3-10 A2g 層 (砂質) と A2s 層の PS 検層結果の比較

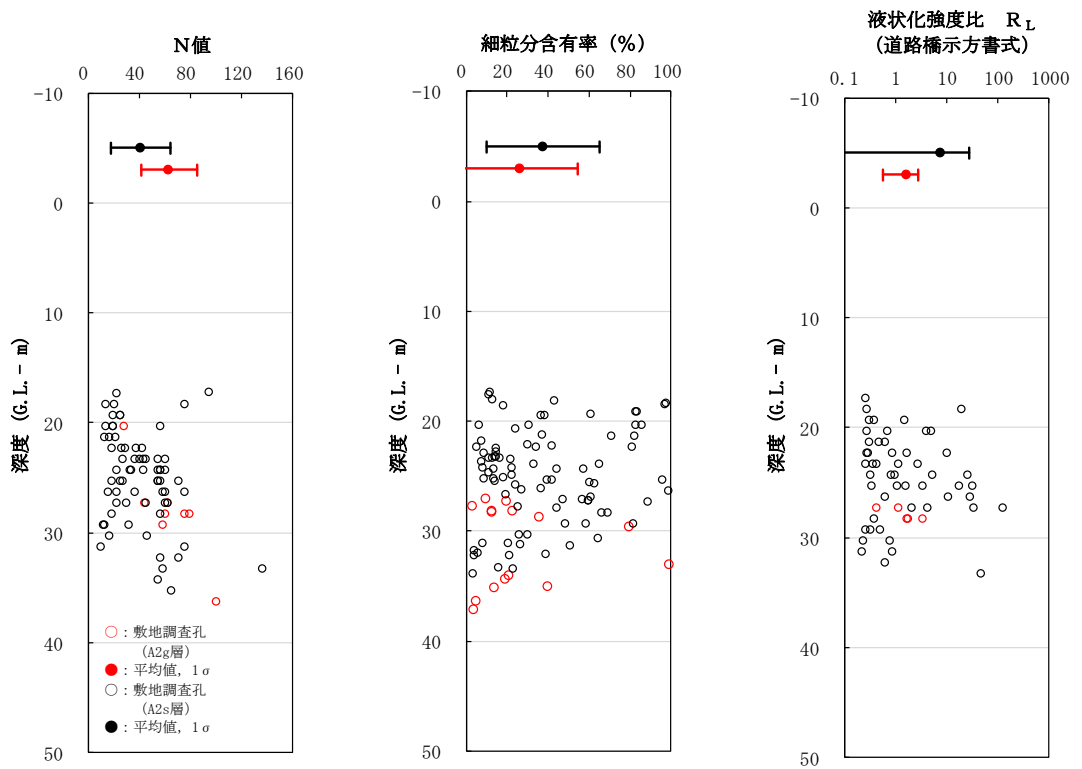


図 3-11 A2g 層 (砂質) と A2s 層の N 値, 細粒含有率
及び道路橋示方書 V に基づく液状化強度比 R_L の比較

3.1.3 A1g 層の解析用地盤物性値

(1) 解析用物性値の代用方針

液状化検討対象層の A1g 層は、泥岩礫を含む砂礫及び泥岩礫を含む砂質シルトを主体とする更新世の堆積物であり、敷地の南部に分布する。また、A1g 層の分布範囲は、耐震評価における対象施設から十分離れている。A1g 層の分布範囲を図 3-12 に、A1g 層の分布範囲にて作成した地質断面図を図 3-13 に示す。

A1g 層の有効応力解析に用いる解析用地盤物性値は、同じ古安田層で敷地に広く、また厚く分布し、施設直下及び直近に認められる A2s 層にて代用する方針とする。

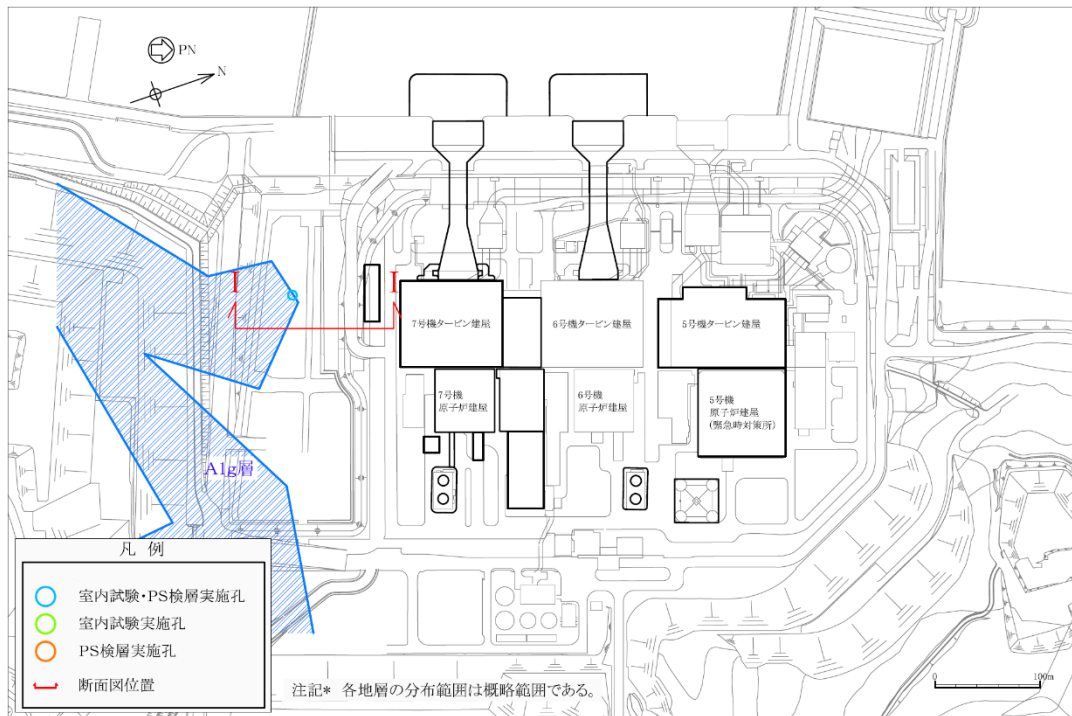


図 3-12 A1g 層の分布範囲（試料採取位置及び PS 検層位置）

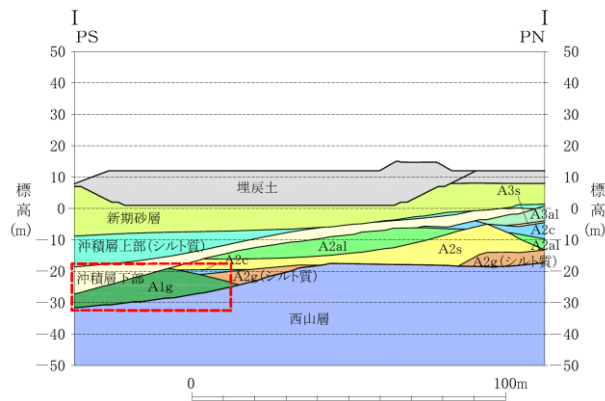


図 3-13 A1g 層の分布範囲にて作成した地質断面図

(2) 解析用物性値の代用の妥当性

A1g 層の解析用物性値を A2s 層で代用する妥当性を確認するため、両層の「物理特性」、
「速度特性」、
「強度特性」及び「液状化強度特性」について比較する。

「物理特性」については、粒度分布、湿潤密度、含水比、間隙比及び塑性指数について比較した。両層の粒度加積曲線を図 3-14 に、物理特性を表 3-3 に示す。A1g 層は A2s 層と比較して、湿潤密度はより軽く、含水比及び間隙比はより大きい結果となっている。これは、A1g 層の細粒分含有率が 53.6%であるのに対し、A2s 層の細粒分含有率が 37.7%（液状化強度試験の供試体：16.0%）と、同時代に堆積した砂質土層でも A1g 層の方が細粒分を多く含むためだと考えられる。砂分（粒径：0.075～2.0mm）に着目すると、A2g 層（砂質）は 37.8%であるのに対し、A2s 層は 55.9%（液状化試験供試体：77.2%）であり、代用する A2s 層の方がより液状化しやすい性状の地層であることがわかる。また、A1g 層の塑性指数は 27.6 を示す。

「速度特性」については、両層の PS 検層により得られるせん断波速度を比較した。PS 検層の位置図を図 3-12 に示す。両層のせん断波速度の比較結果を図 3-15 に示す。

「強度特性」については、礫分が主体的であるため力学試験の実施が困難であることから、強度定数（ c' 、 ϕ' ）と相関性の高い N 値による比較を行った。両層の N 値の比較結果を図 3-16 に示す。A1g 層の方が代用する A2s 層よりも N 値が大きいことを確認した。

「液状化強度特性」については、N 値、細粒分含有率及び道路橋示方書 V に基づき算定した液状化強度比を比較した。これらの比較結果を図 3-16 に示す。A1g 層の方が代用する A2s 層より液状化強度比 R_L が若干大きい結果となった。これは、A1g 層の方が細粒分を多く含むことが要因と考えられる。

これらの比較結果より、A1g 層は、代用する A2s 層と比べて、細粒分含有率が多いものの、速度特性及び強度特性は A2s 層と概ね同じであり、道路橋示方書 V により算定される液状化強度 R_L は A2s 層よりも若干高い値を示す。したがって、A1g 層を A2s 層の解析用物性値で代用することは、地中構造物の耐震評価に影響の大きい液状化強度特性の観点において保守的な評価につながるものと考えられる。

以上より、A1g 層の解析用地盤物性値を A2s 層で代用することは妥当である。

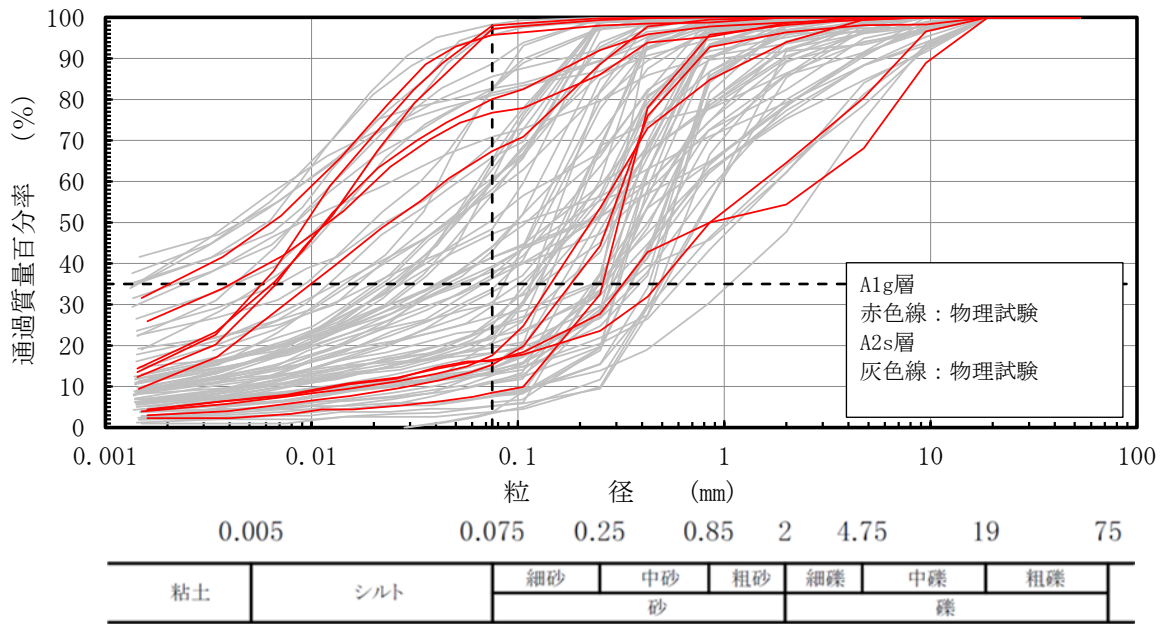


図 3-14 A1g 層と A2s 層の粒径加積曲線

表 3-3 A1g 層の基礎物理特性

地層	湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)		含水比 w (%)		間隙比 e		細粒分含有率 (%)		塑性指数 I_p	
	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
A1g 層	1.78	0.05	34.3	14.3	1.141	0.100	53.6	38.3	27.6	9.1
A2s 層	1.88	0.08	29.3	6.3	0.829	0.116	37.7	27.4	31.6	14.7
	(1.85)	(0.06)	(31.3)	(5.3)	(0.899)	(0.139)	(16.0)	(8.5)	(NP)	—

注：()内の数値は、液状化強度試験供試体の値を示す。

(参考) 粒度組成

地層	礫分 (%)	砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)	細粒分 (%)	数量
	平均値	平均値	平均値	平均値	平均値	
A1g 層	8.6	37.8	33.5	20.1	53.6	11
A2s 層	6.4	55.9	22.7	16.9	37.7	87
	(6.8)	(77.2)	(10.7)	(6.3)	(16.0)	(19)

注：()内の数値は、液状化強度試験供試体の値を示す。

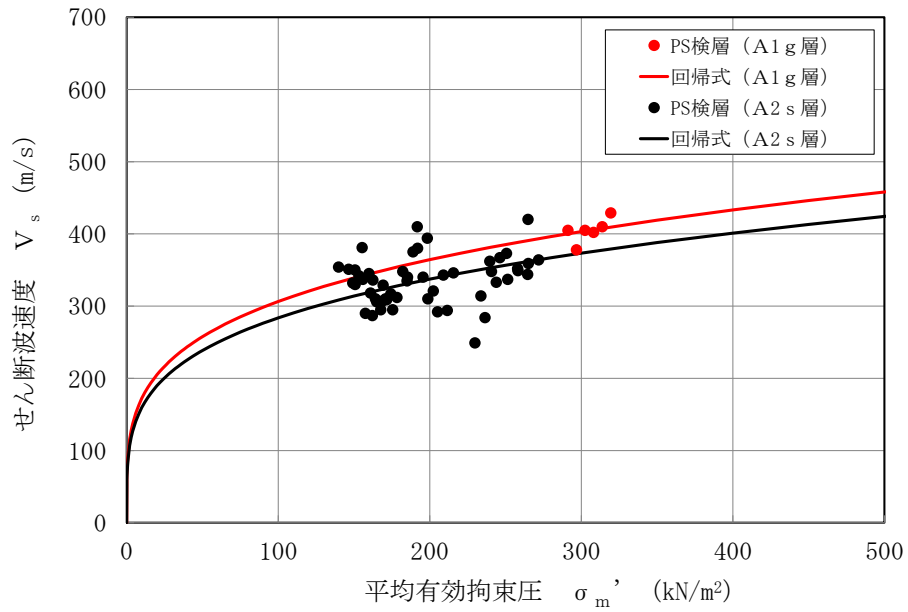


図 3-15 A1g 層と A2s 層の PS 検層結果の比較

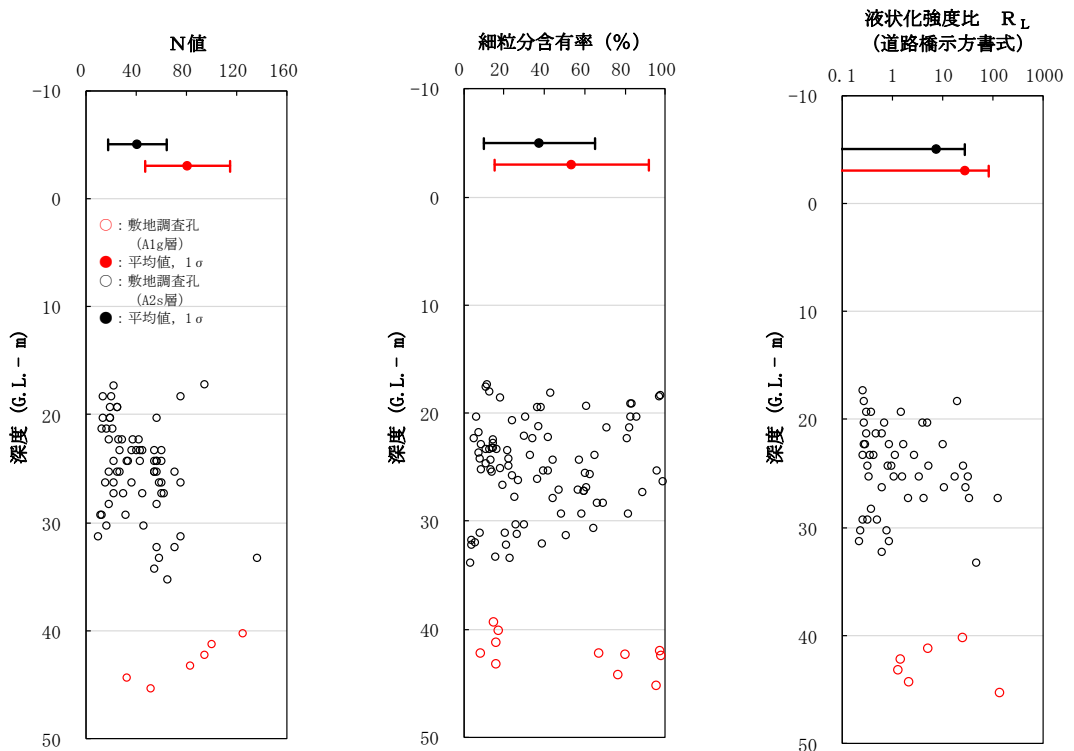


図 3-16 A1g 層と A2s 層の N 値，細粒分含有率及び道路橋示方書 V に基づく液状化強度比 R_L の比較

3.2 非液状化検討対象層

3.2.1 A2g層（シルト質）の解析用地盤物性値

(1) 解析用物性値の代用方針

非液状化検討対象層のA2g層（シルト質）は、砂礫を含む砂質シルトを主体とする更新世の堆積物であり、敷地の東側に分布する。A2g層（シルト質）の分布範囲を図3-17に、A2g層（シルト質）の分布範囲にて作成した地質断面図を図3-18に示す。

A2g層（シルト質）の有効応力解析に用いる解析用地盤物性値は、同じ古安田層で敷地に広く、また厚く分布し、施設直下及び直近に認められるA2c層にて代用する方針とする。

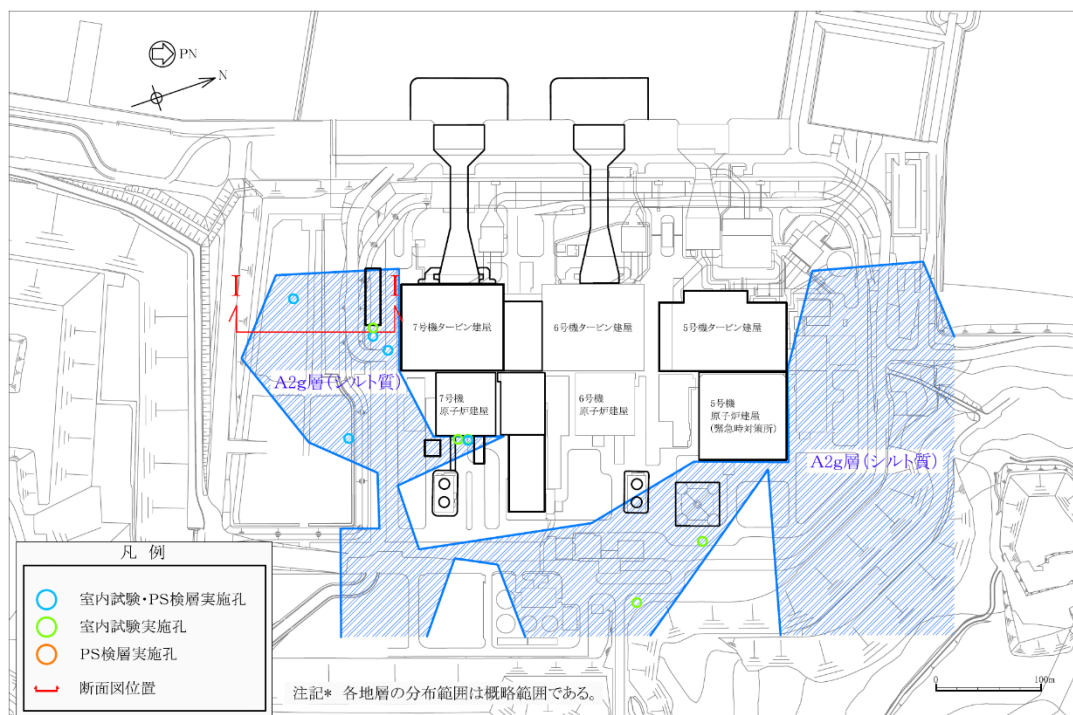


図3-17 A2g層（シルト質）の分布範囲（試料採取位置及びPS検層位置）

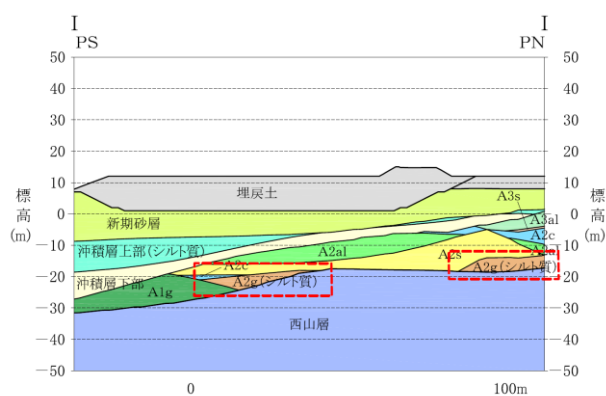


図3-18 A2g層（シルト質）の分布範囲にて作成した地質断面図

(2) 解析用物性値の代用の妥当性

A2g 層（シルト質）の解析用物性値を A2c 層で代用する妥当性を確認するため、両層の「物理特性」、「速度特性」及び「強度特性」について比較する。

「物理特性」については、湿潤密度、含水比、間隙比及び塑性指数について比較した。図 3-19 に両層の粒径加積曲線を、表 3-4 に両層の湿潤密度、含水比及び間隙率を示す。これより、A2g 層（シルト質）は A2c 層と比較して、湿潤密度はより重く、含水比は同等、間隙比はより小さい結果となっている。これは、A2g 層（シルト質）の礫分が 4.3%であるのに対し、A2c 層の礫分は 0.2%と同時代の粘性土層でも A2g 層（シルト質）の方が礫分を多く含むためだと考えられる。A2g 層（シルト質）は西山層の泥岩礫が細粒化したものであるため、一部に礫が現れる場合があるが、細粒分含有率は 77.6%を示しており、シルトを主体とする地層であることから、A2c 層と同等の性状を有する地層であると判断できる。

「速度特性」については、PS 検層により得られるせん断波速度を比較した。PS 検層の位置図を図 3-17 に示す。両層のせん断波速度の比較結果を図 3-20 に示す。

「強度特性」については、シルトを主体とした西山層の泥岩礫を含むため力学試験の実施が困難であることから、強度定数（ c' 、 ϕ' ）と相関性の高い N 値による比較を行った。両層の N 値及び細粒分含有率の比較結果を図 3-21 に示す。A2g 層（シルト質）と A2c 層の N 値を比較した結果、有意な差が無いことを確認した。

これらの比較結果より、A2g 層（シルト質）は、代用する A2c 層と比べて、礫分が多いものの、速度特性及び強度特性に関しては A2c 層と概ね同じである。A2g 層（シルト質）の基質はシルトであるため、シルト分を主体とする A2c 層で代用することにより、同等の評価が期待できる。

以上より、A2g 層（シルト質）の解析用地盤物性値を A2c 層で代用することは妥当である。

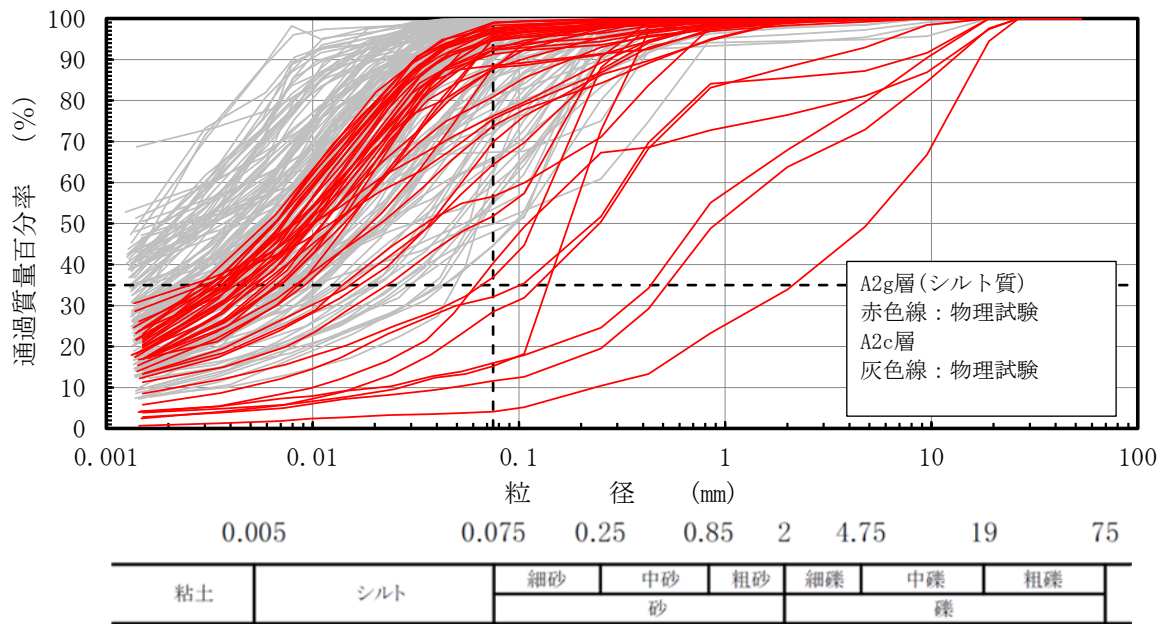


図 3-19 A2g 層 (シルト質) と A2c 層の粒径加積曲線

表 3-4 A2g 層 (シルト質) と A2c 層の基礎物理特性

地層	湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)		含水比 w (%)		間隙比 e		細粒分含有率 (%)		塑性指数 I_p	
	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
A2g 層 (シルト質)	1.92	0.26	40.9	13.6	0.849	0.550	77.6	28.0	45.1	11.7
A2c 層	1.80	0.06	41.0	5.9	1.081	0.139	90.6	13.6	39.9	14.7

(参考) 粒度組成

地層	礫分 (%)	砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)	細粒分 (%)	数量
	平均値	平均値	平均値	平均値	平均値	
A2g 層 (シルト質)	4.3	18.1	47.6	30.0	77.6	46
A2c 層	0.2	9.2	47.5	43.1	90.6	161

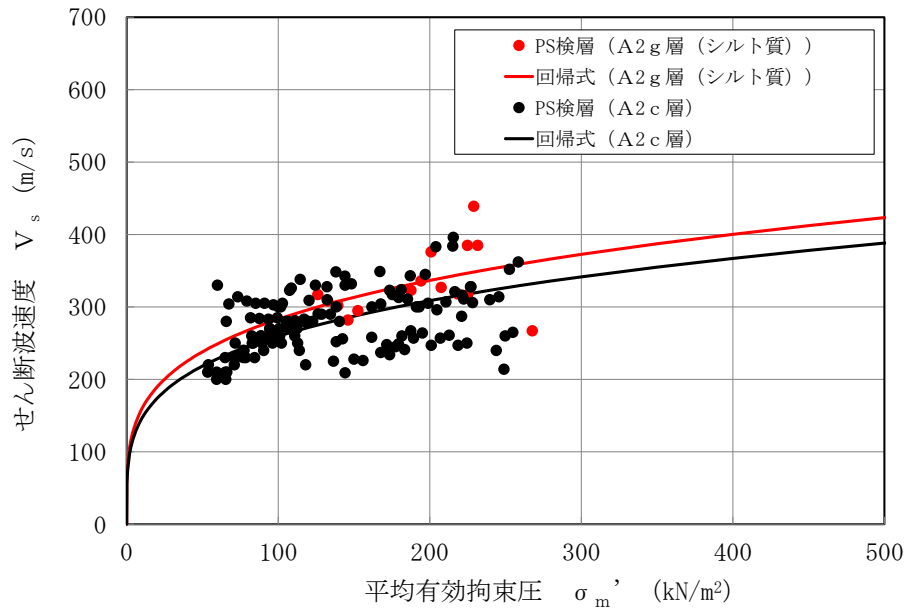


図 3-20 A2g 層（シルト質）と A2c 層の PS 検層結果の比較

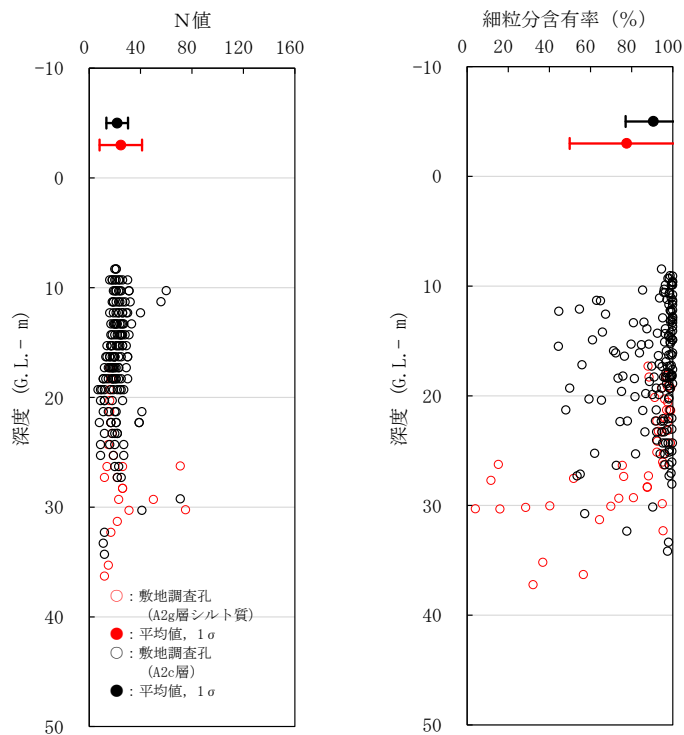


図 3-21 A2g 層（シルト質）と A2c 層の N 値及び細粒分含有率の比較

3.2.2 A1c 層の解析用地盤物性値

(1) 解析用物性値の代用方針

非液化化検討対象層の A1c 層は、シルト及び砂混じりシルトを主体とする更新世の粘性土層であり、敷地の南部に分布している。また、A1c 層の分布範囲は、耐震評価における対象施設から十分離れている。A1c 層の分布範囲を図 3-22 に、A1c 層の分布範囲にて作成した地質断面図を図 3-23 示す。

有効応力解析に用いる A1c 層の解析用地盤物性値は、同じ古安田層で敷地に広く、また厚く分布し、施設直下及び直近に認められる A2c 層にて代用する方針とする。

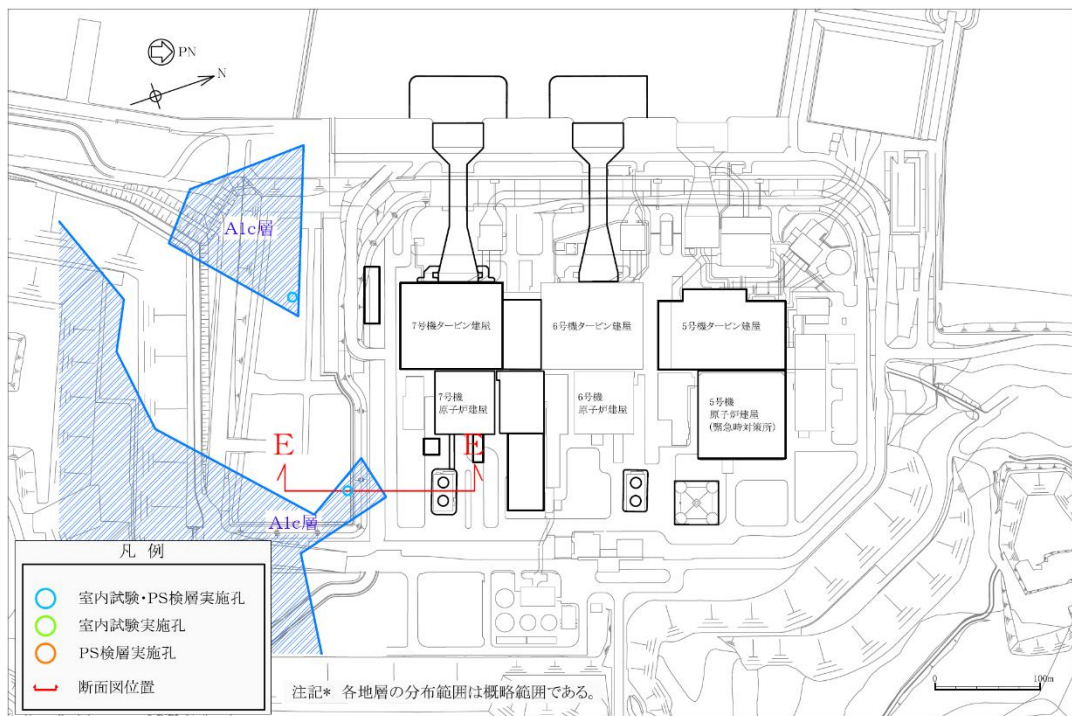


図 3-22 A1c 層の分布範囲（試料採取位置及び PS 検層位置）

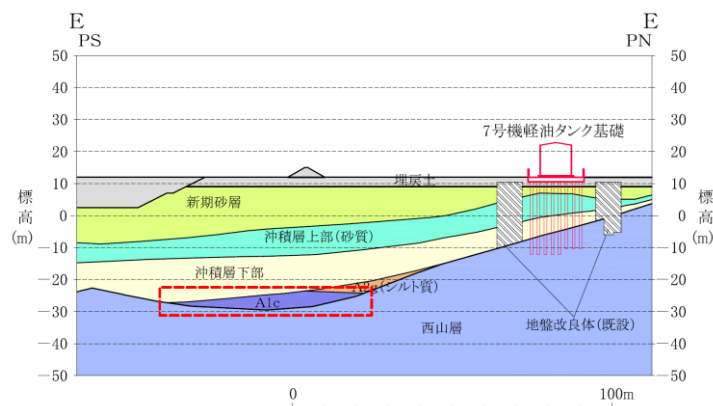


図 3-23 A1c 層の分布範囲にて作成した地質断面図

(2) 解析用物性値の代用の妥当性

A1c 層の解析用物性値を A2c 層で代用する妥当性を確認するため、両層の「物理特性」、
「速度特性」及び「強度特性」について比較する。

「物理特性」については、湿潤密度、含水比、間隙比及び塑性指数について比較した。
両層の粒径加積曲線を図 3-24 に、物理特性を表 3-5 に示す。これらより、A1c 層は A2c
層と比較して、湿潤密度はより軽く、含水比及び間隙比はより大きい結果となっている。
これは、A1c 層がシルトを主体とし、A2c 層と比較すると淘汰がよく粒度が揃っているため
と考えられる。

「速度特性」については、両層の PS 検層により得られるせん断波速度を比較した。PS 検
層の位置図を図 3-22 に示す。両層のせん断波速度の比較結果を図 3-25 に示す。

「強度特性」については、原地盤から採取した試料に対して実施した三軸圧縮試験によ
り比較を行った。三軸圧縮試験結果の比較結果を図 3-26 に示す。A1c 層と A2c 層の強度
定数 (c' , ϕ') を比較した結果、有意な差が無いことを確認した。両層の N 値及び細粒
分含有率の比較結果を図 3-27 に示す。A1c と A2c 層の N 値を比較した結果、有意な差が
無いことを確認した。

これらの比較結果より、A1c 層は、代用する A2c 層と比べて、分級された土質であるも
のの、速度特性及び強度特性に関しては A2c 層と概ね同じである。

以上より、A1c 層の解析用地盤物性値を A2c 層で代用することは妥当である。

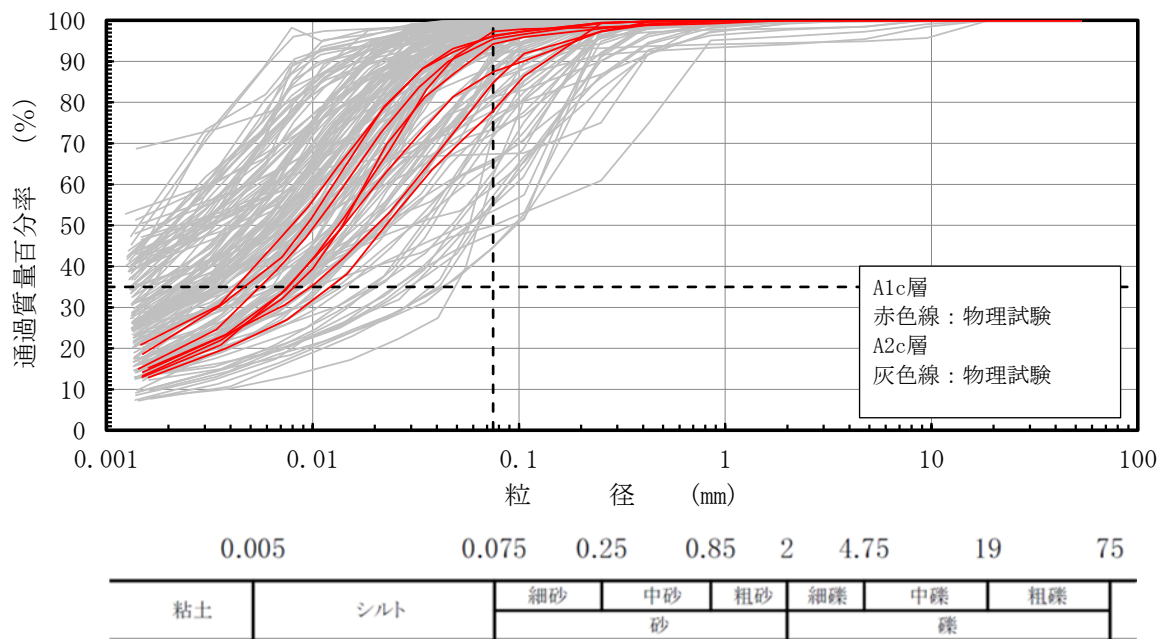


図 3-24 A1c 層と A2c 層の粒径加積曲線

表 3-5 A1c 層の基礎物理特性

地層	湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)		含水比 w (%)		間隙比 e		細粒分含有率 (%)		塑性指数 I_p	
	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
A1c 層	1.73	0.02	46.6	2.9	1.255	0.041	91.2	7.0	36.1	9.4
A2c 層	1.80	0.06	41.0	5.9	1.081	0.139	90.6	13.6	39.9	14.7

(参考) 粒度組成

地層	礫分 (%)	砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)	細粒分 (%)	数量
	平均値	平均値	平均値	平均値	平均値	
A1c 層	0.0	8.8	61.9	29.3	91.2	8
A2c 層	0.2	9.2	47.5	43.1	90.6	161

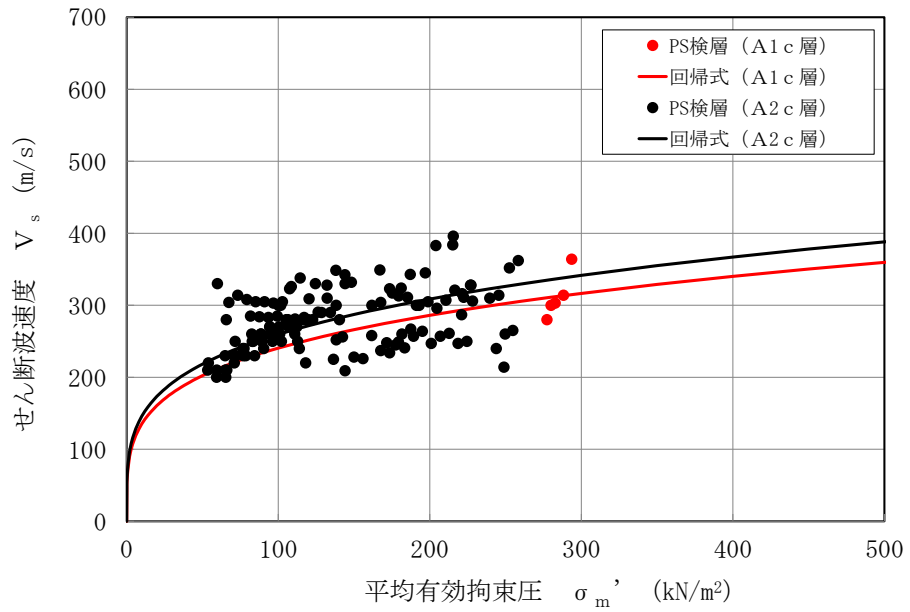


図 3-25 A1c 層と A2c 層の PS 検層結果の比較

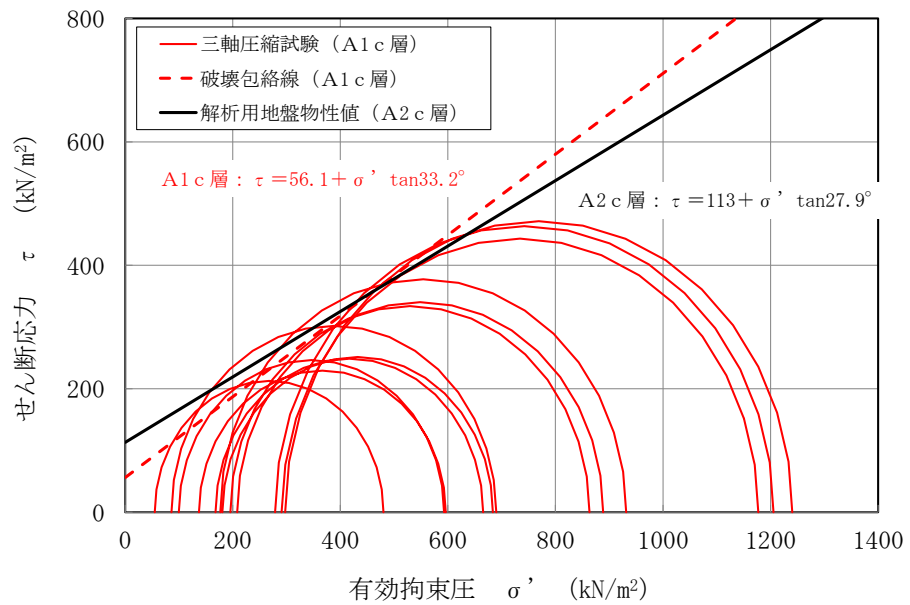


図 3-26 A1c 層と A2c 層の三軸圧縮試験結果 [圧密非排水条件] の比較

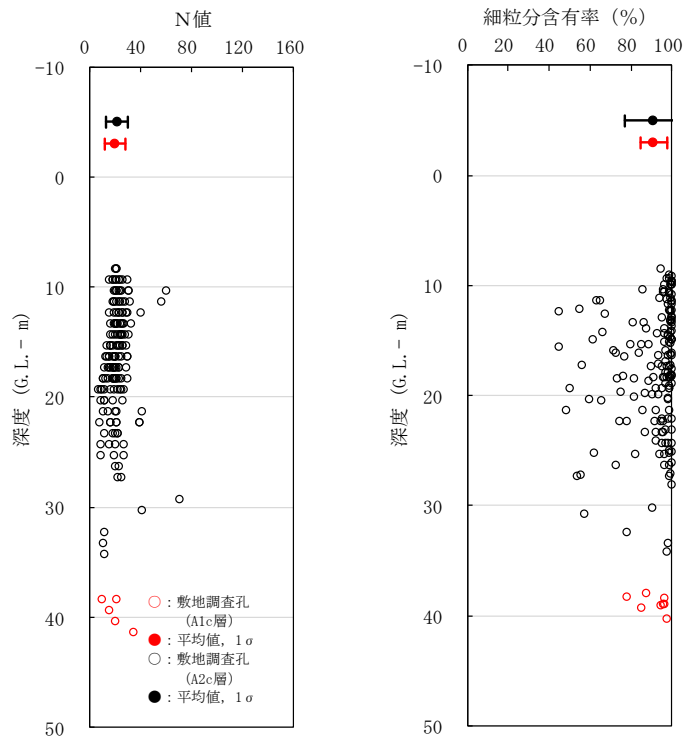
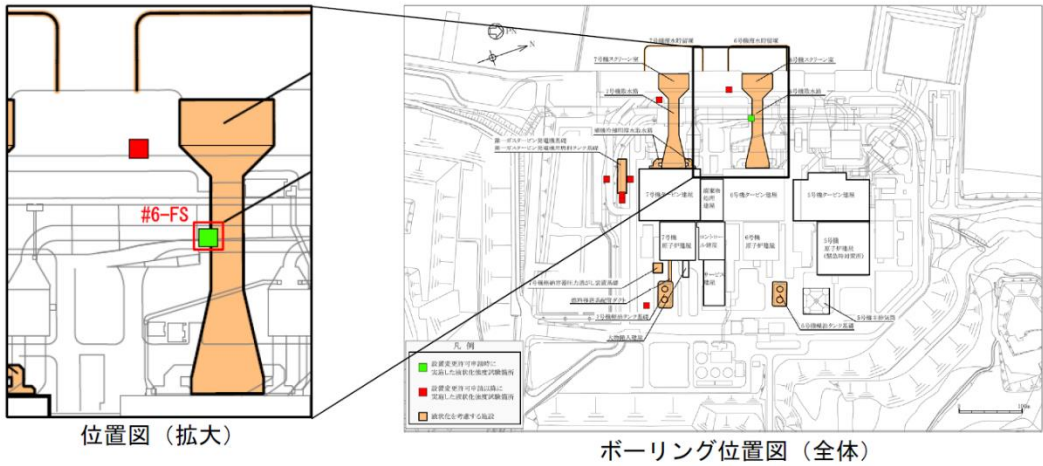


図 3-27 A1c 層と A2c 層の N 値及び細粒分含有率の比較

(参考資料 3) 液状化強度試験の詳細について

1. 液状化強度試験箇所のボーリング柱状図・コア写真
液状化強度試験箇所のボーリング柱状図及びコア写真を図 1-1～図 1-8 に示す。



孔名: #6-FS 孔口標高: T. M. S. L. 11. 86m 掘進長: L=44. 0m (設置変更許可申請時の液状化強度試験箇所)

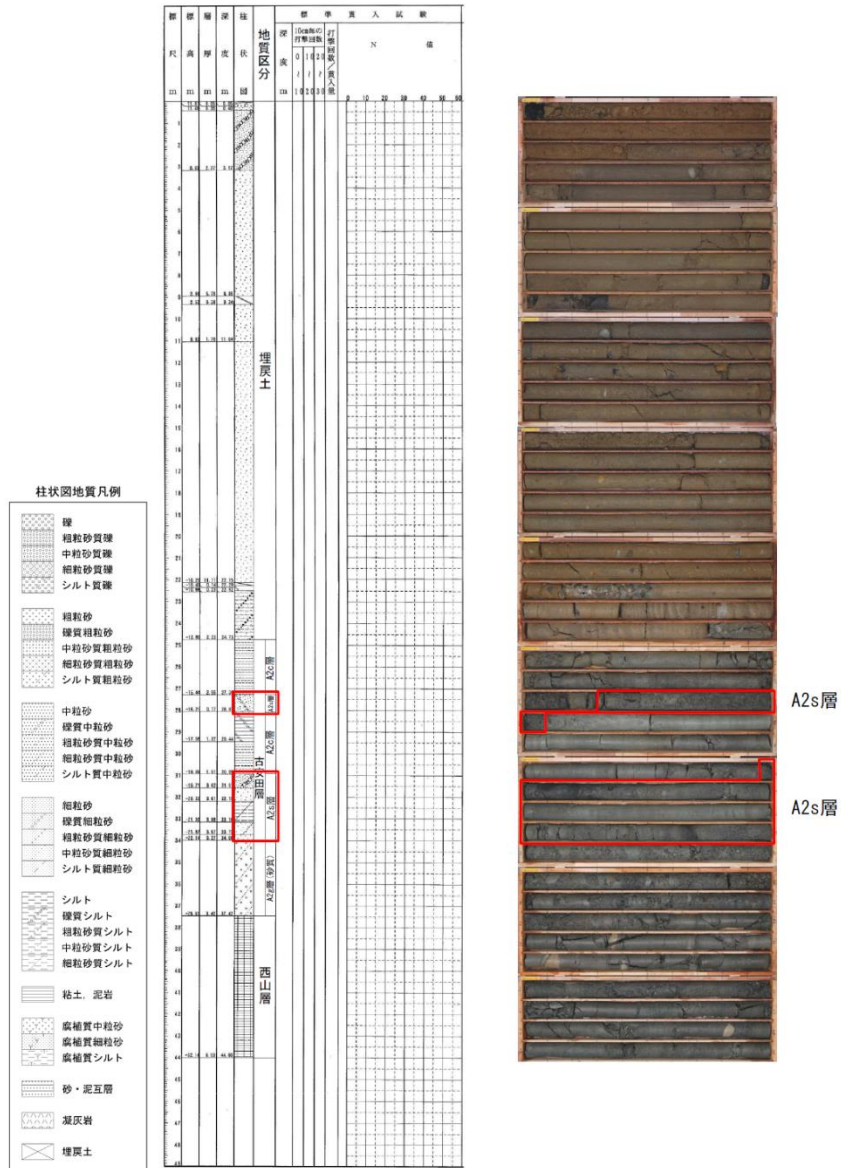
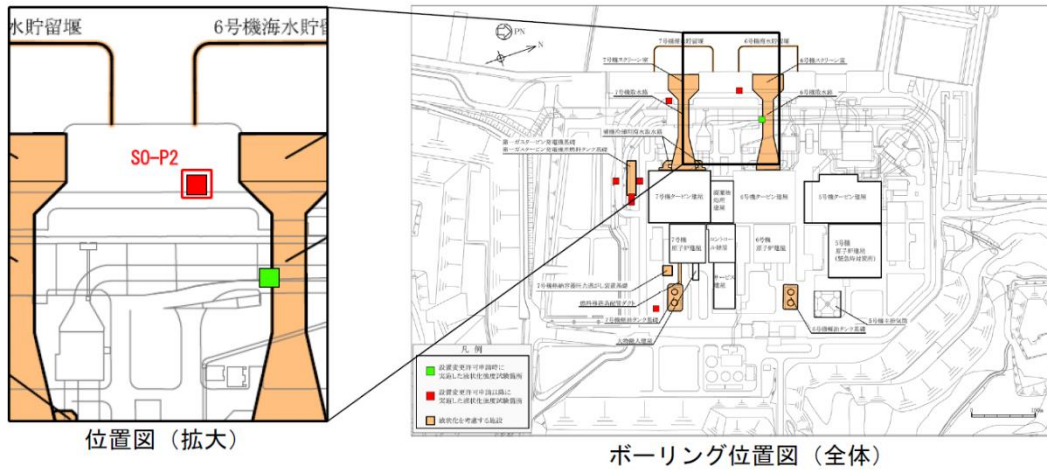


図 1-1 ボーリング柱状図・コア写真 (#6-FS)



孔名：S0-P2 孔口標高：T.M.S.L. 3.01m 掘進長：L=10.0m (設置変更許可申請以降の液状化強度試験箇所)

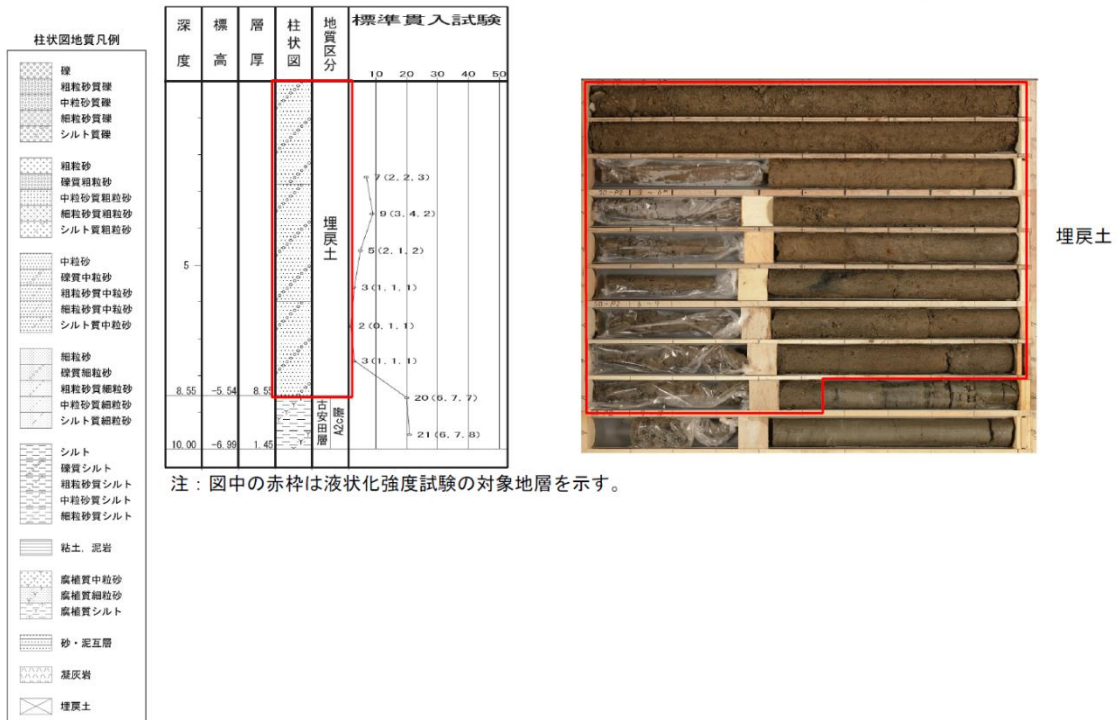
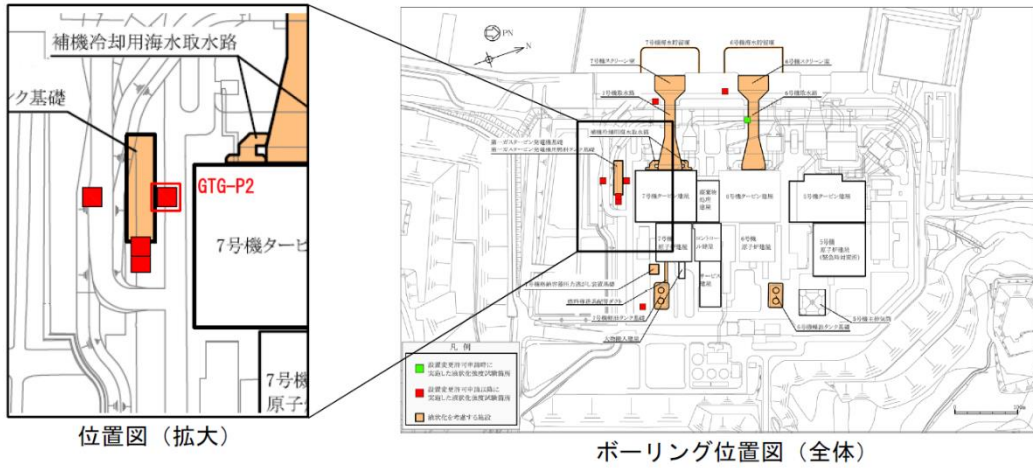


図 1-3 ボーリング柱状図・コア写真 (S0-P2)



孔名：GTG-P2 孔口標高：T.M.S.L. 11.95m 掘進長：L=31.0m (設置変更許可申請以降の液状化強度試験箇所)

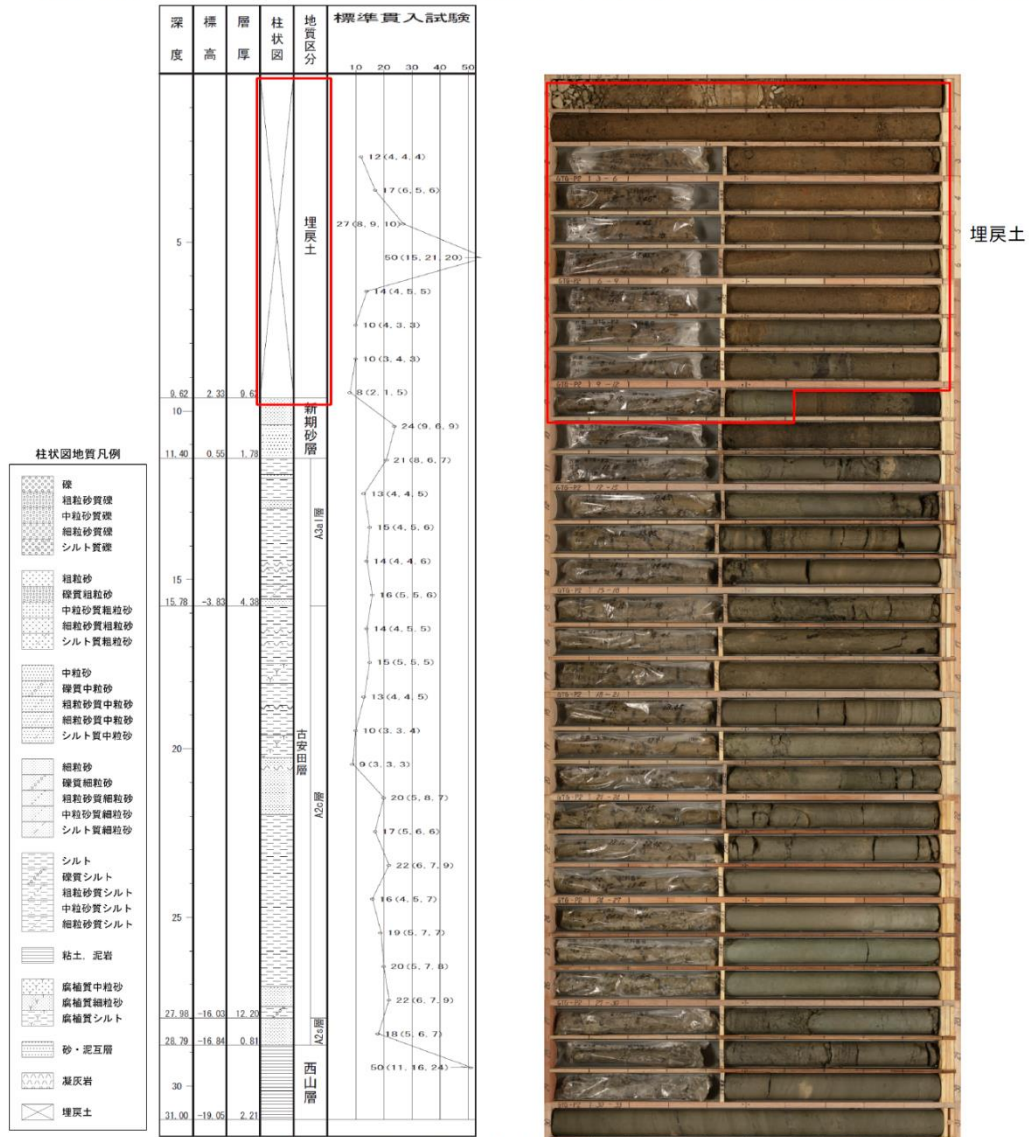
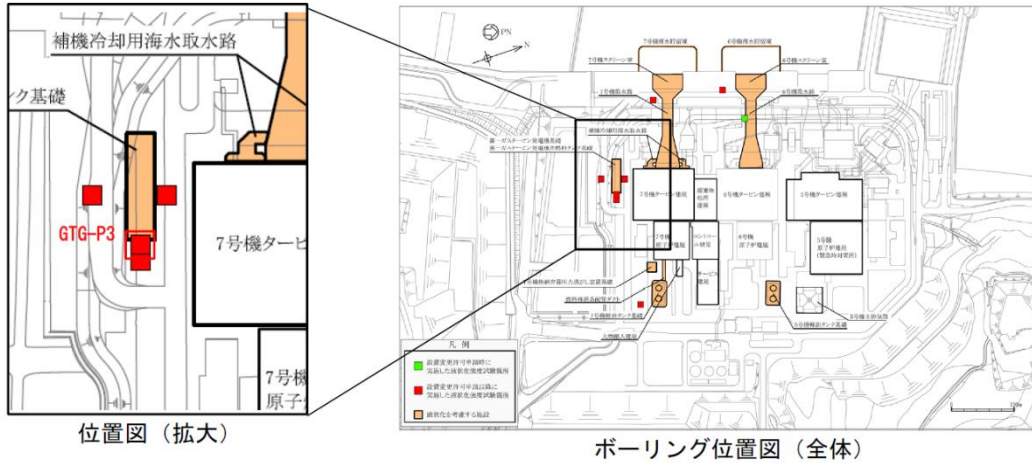
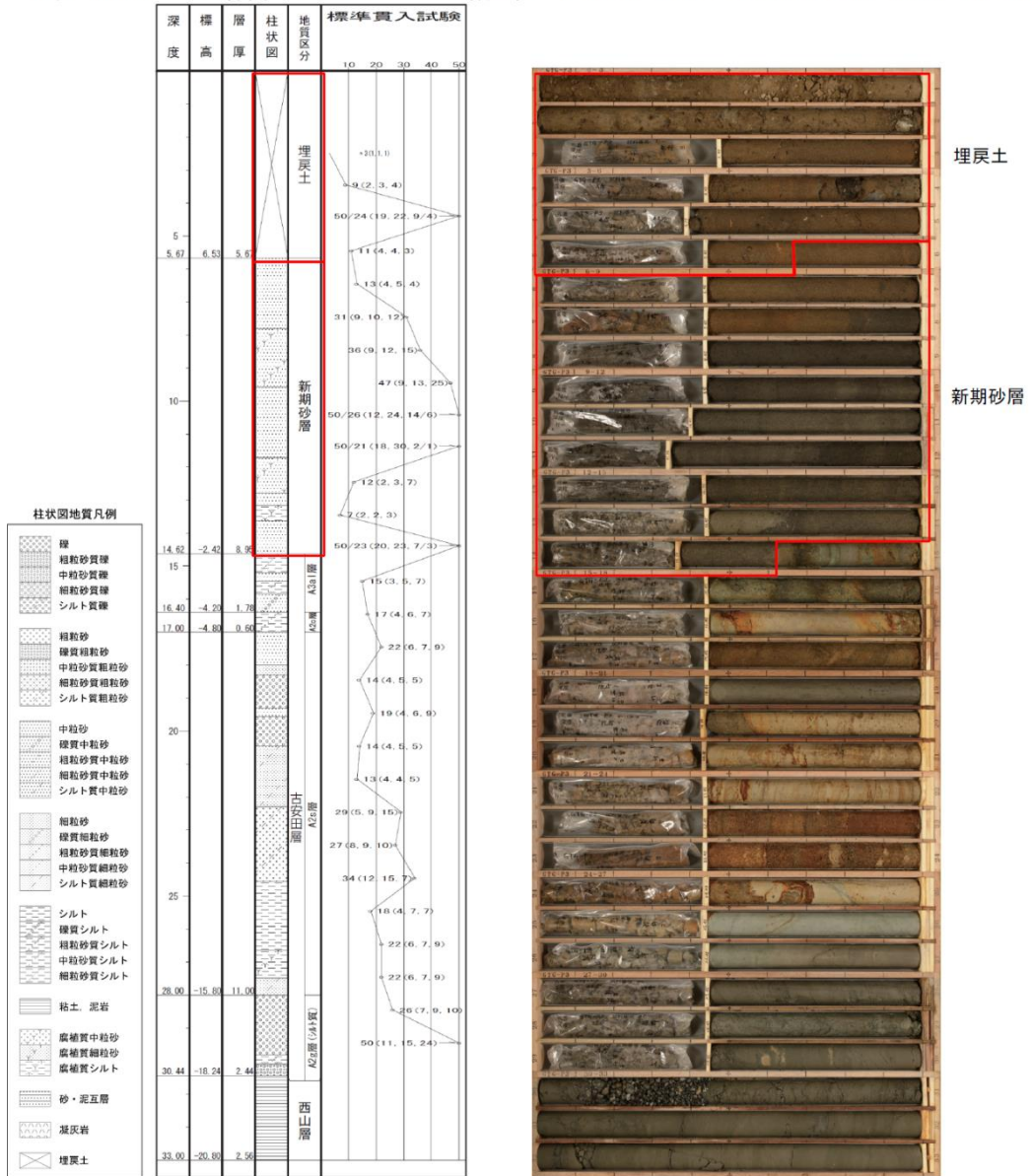


図 1-4 ボーリング柱状図・コア写真 (GTG-P2)

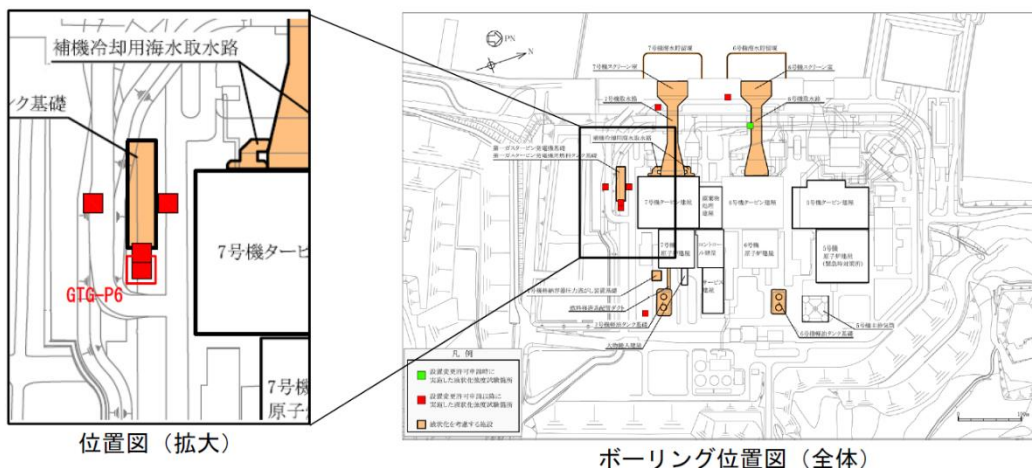


孔名：GTG-P3 孔口標高：T. M. S. L. 12. 20m 掘進長：L=33. 0m (設置変更許可申請以降の液状化強度試験箇所)



注：図中の赤枠は液状化強度試験の対象地層を示す。

図 1-5 ボーリング柱状図・コア写真 (GTG-P3)



孔名：GTG-P6 孔口標高：T. M. S. L. 12. 16m 掘進長：L=33. 0m (設置変更許可申請以降の液状化強度試験箇所)

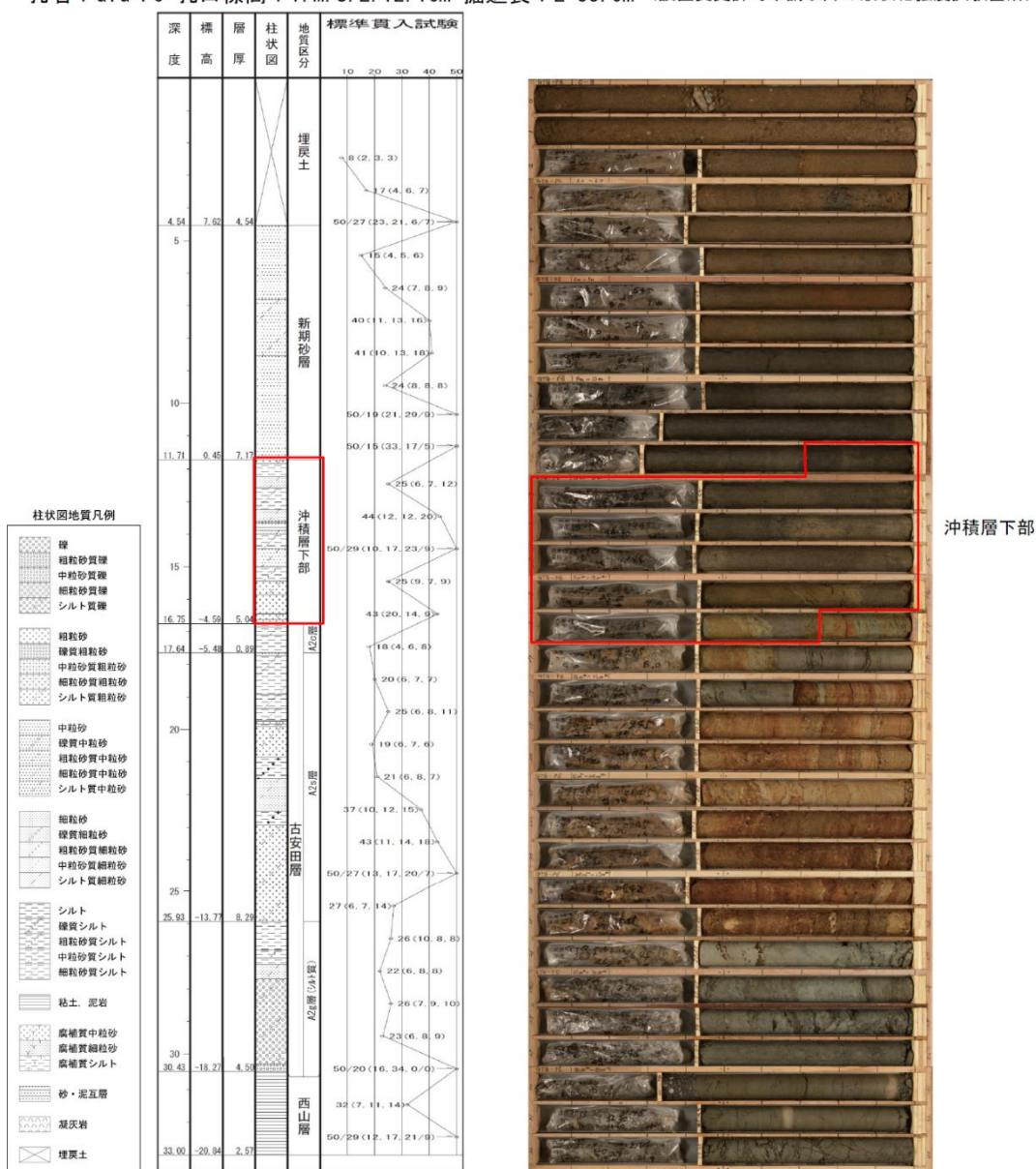
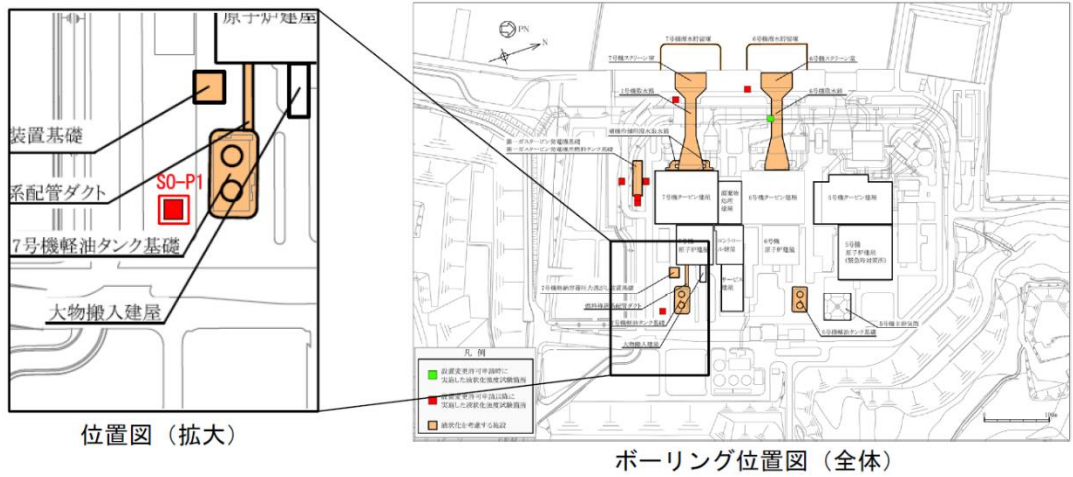
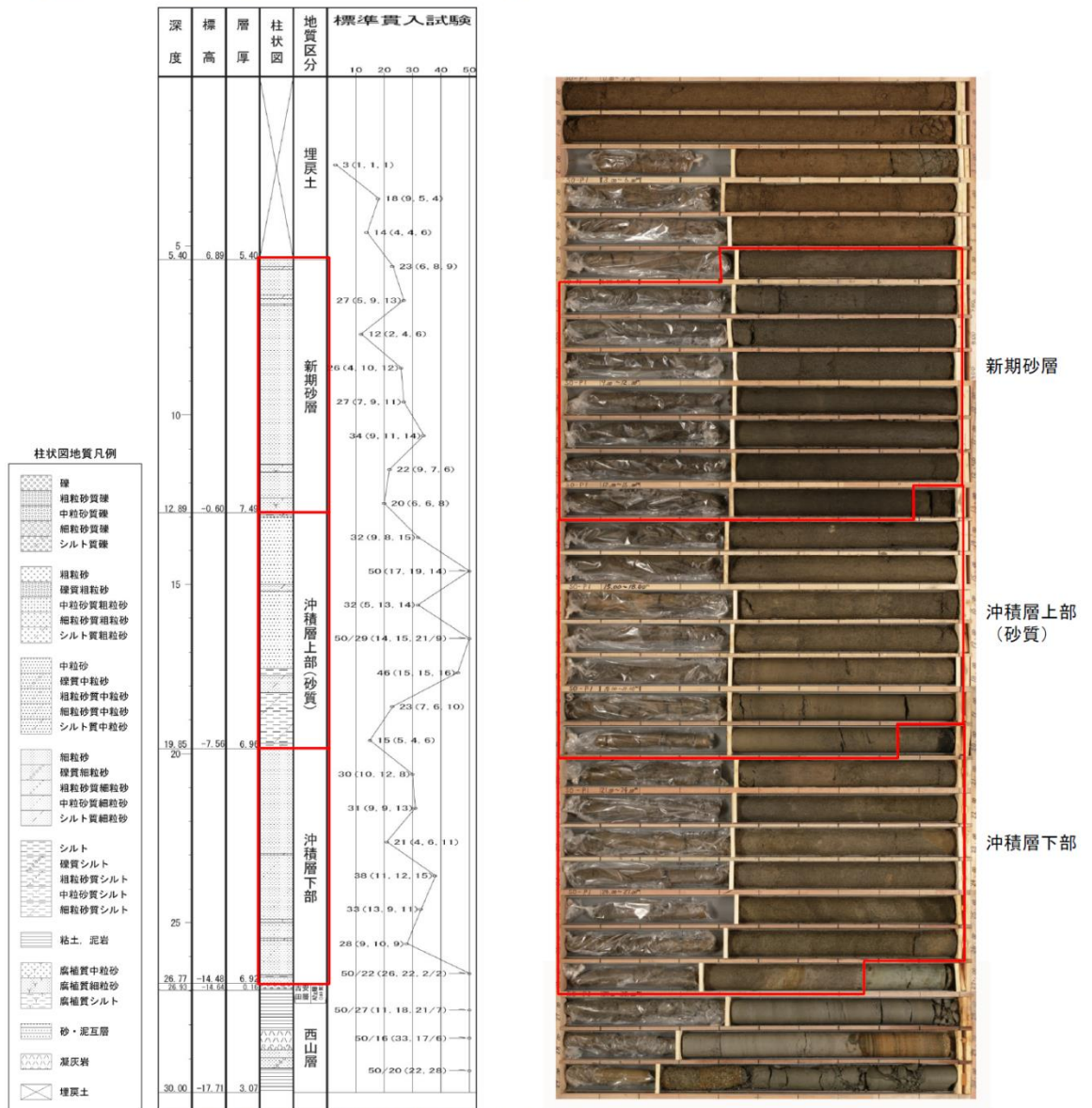


図 1-7 ボーリング柱状図・コア写真 (GTG-P6)



孔名：S0-P1 孔口標高：T.M.S.L. 12.29m 掘進長：L=30.0m (設置変更許可申請以降の液状化強度試験箇所)



注：図中の赤枠は液状化強度試験の対象地層を示す。

図 1-8 ボーリング柱状図・コア写真 (S0-P1)

2. 液状化強度試験結果

液状化強度試験結果の代表例を図 2-1～図 2-5 に示す。

ここで、液状化強度試験結果の代表例は、繰り返し回数 20 回付近で両せん断振幅ひずみ 7.5% に至る試験ケースを目安として、地質区分別に示している。

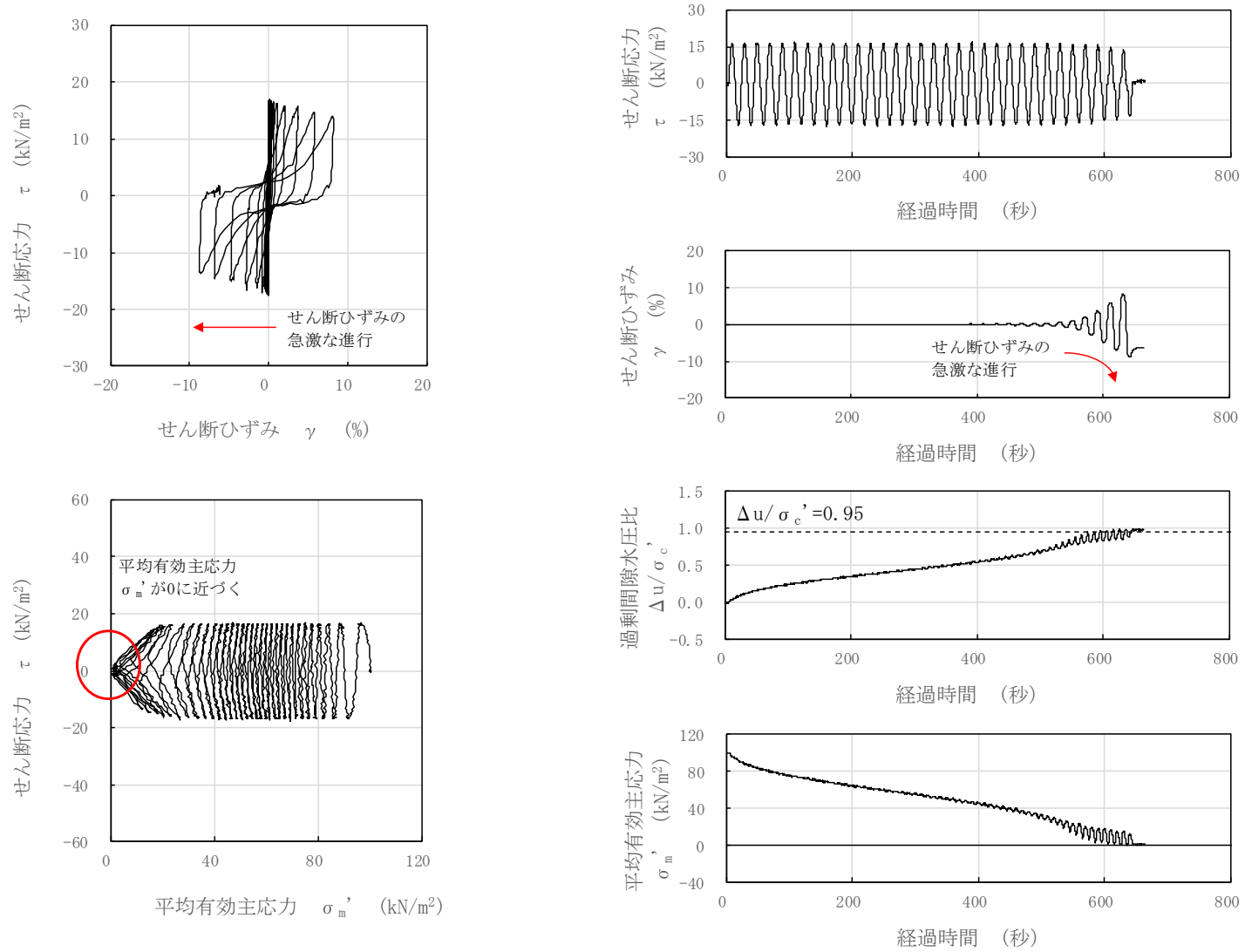


図 2-1 液状化試験結果 (埋戻土, S0-S2'-3-2, GL. -5.13~5.25m, 有効拘束圧 100kN/m², せん断応力比=0.168)

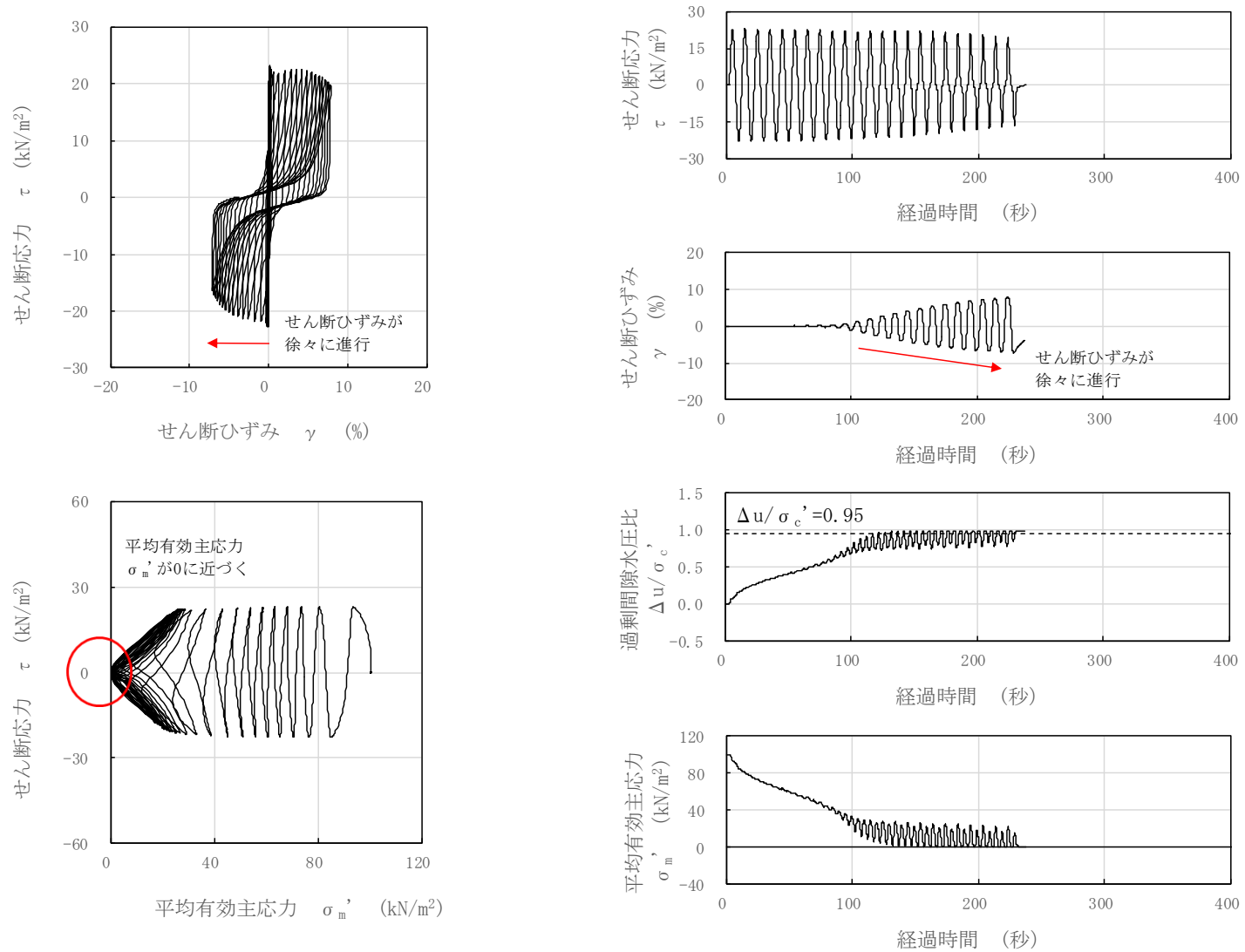


図 2-2 液状化試験結果 (新期砂層, S0-S1-2-6, GL. -8.16~8.28m, 有効拘束圧 100kN/m², せん断応力比=0.227)

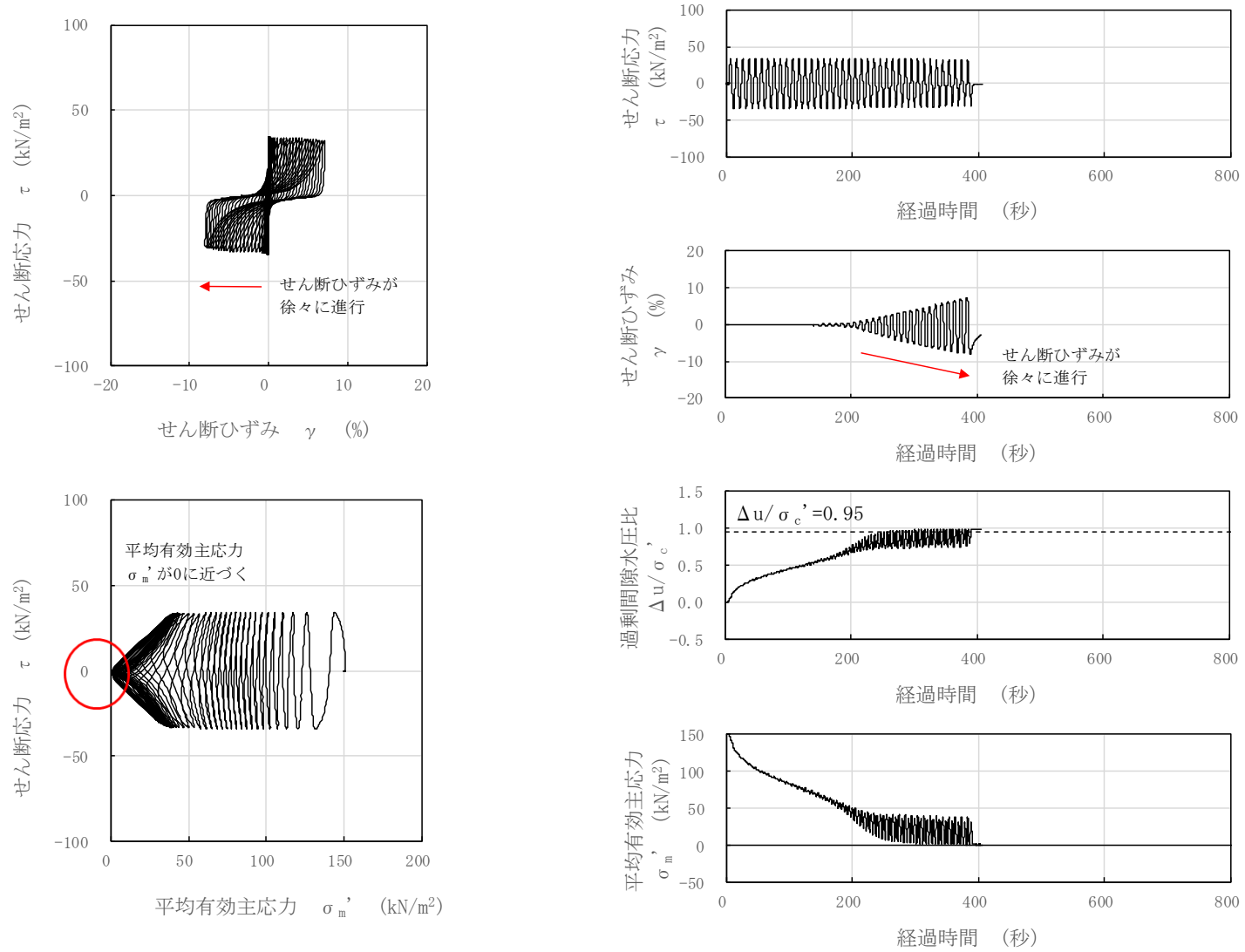


図 2-3 液状化試験結果 (沖積層上部 (砂質), S0-S1-8-6, GL. -14.66~14.78m, 有効拘束圧 150kN/m², せん断応力比=0.227)

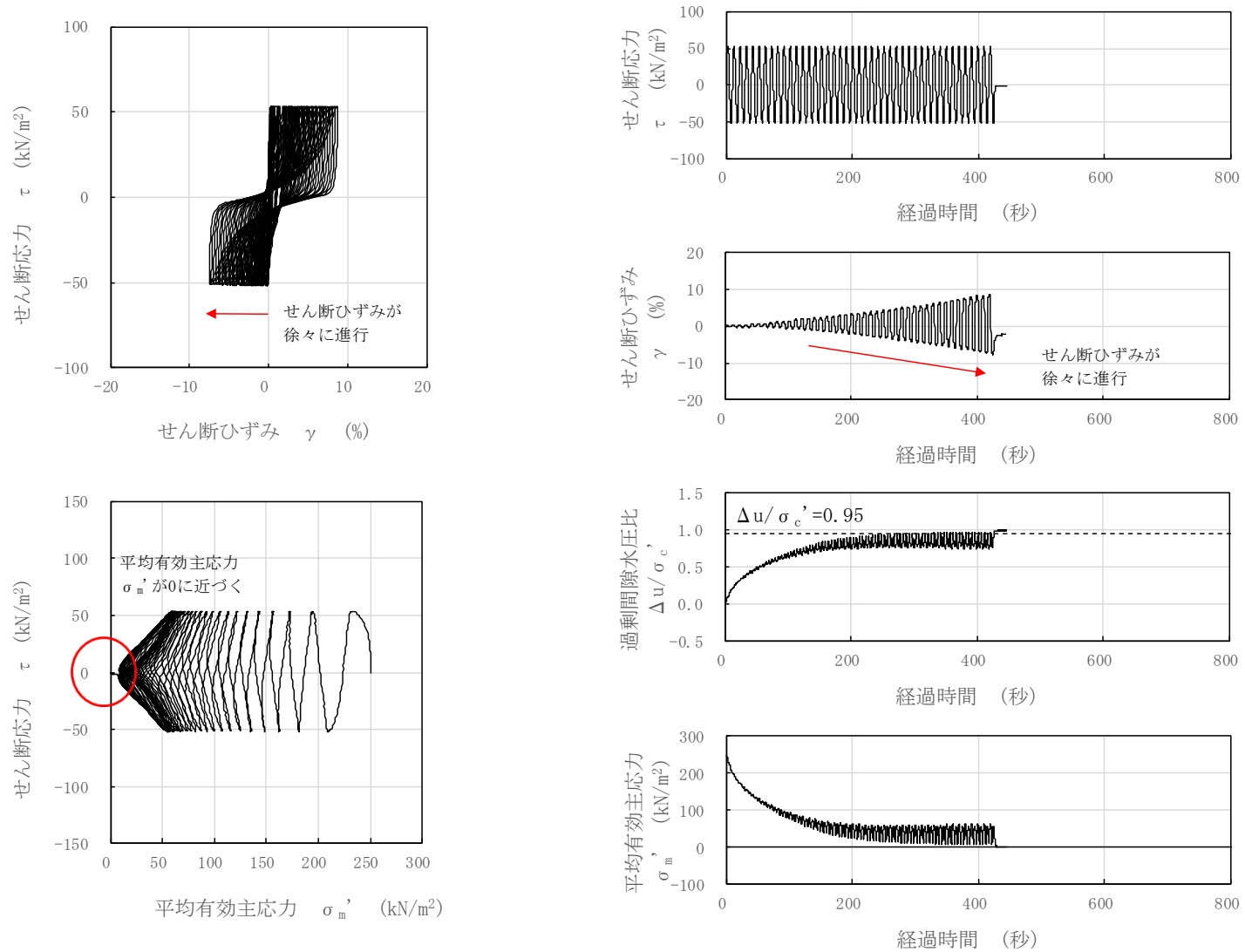


図 2-4 液状化試験結果 (沖積層下部, GTG-S6-⑤, GL. -11.70~14.70m, 有効拘束圧 250kN/m², せん断応力比=0.211)

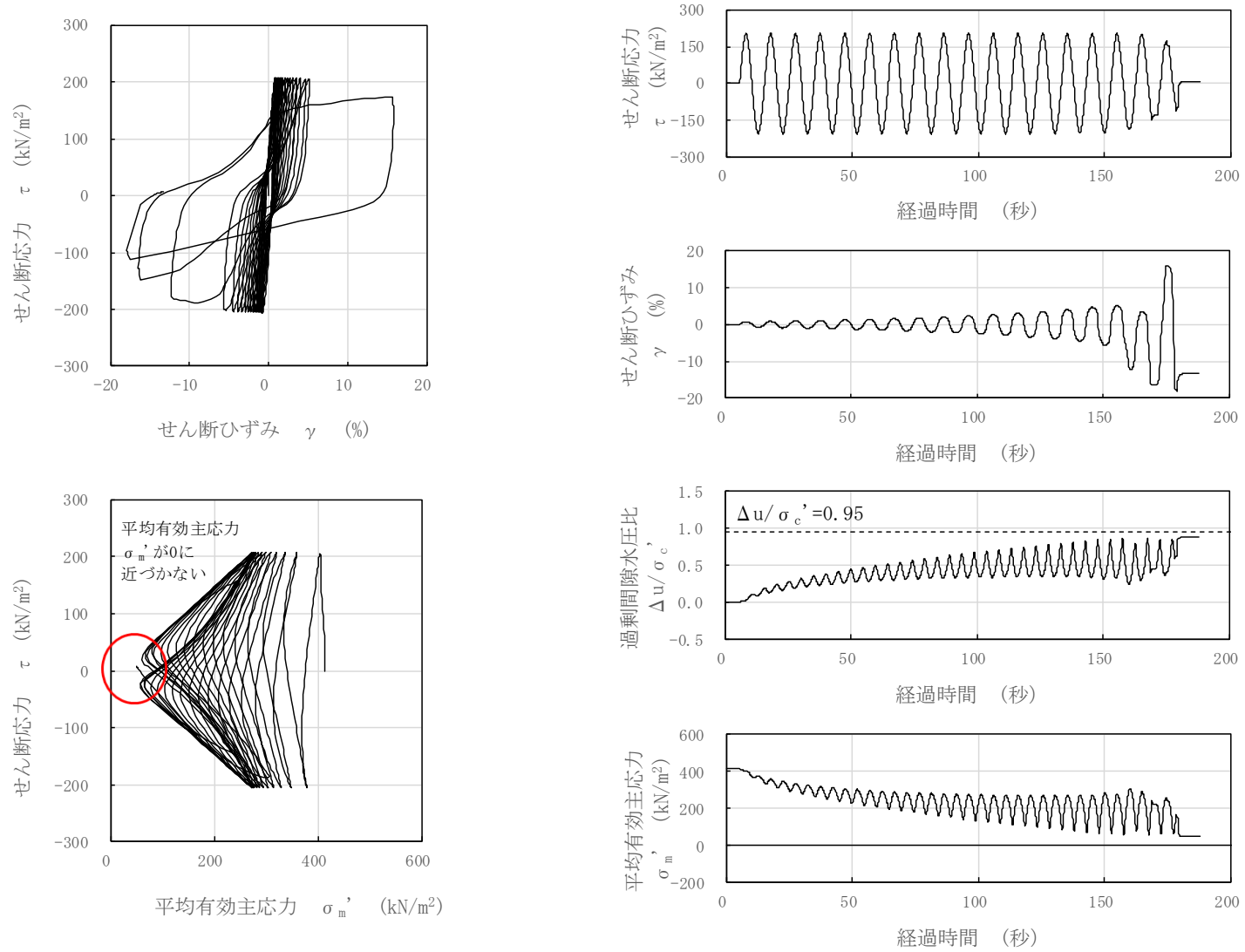


図 2-5 液状化試験結果 (A2s 層, FS02-2-8, GL. -22.70~22.85m, 有効拘束圧 412kN/m², せん断応力比=0.499)

(参考資料 4) 地震応答解析にて考慮する地盤物性のばらつき

1. 建物・構築物の地震応答解析における地盤物性のばらつき

建物・構築物の地震応答解析においては、構造物の周囲に分布する第四系及び支持層である新第三系に対し、せん断波速度の変動係数に基づくばらつきを考慮した耐震評価を実施する。

なお、地盤物性のばらつきの設定は、建物・構築物の設置位置に応じて、下記のグループごとに設定した。以降にグループごとの設定方法を記す。

- ・原子炉建屋，タービン建屋，コントロール建屋，廃棄物処理建屋，大物搬入建屋，格納容器圧力逃がし装置基礎，サービス建屋
- ・緊急時対策所，5号機タービン建屋

1.1 原子炉建屋，タービン建屋，コントロール建屋，廃棄物処理建屋，大物搬入建屋，格納容器
圧力逃がし装置基礎，サービス建屋

(1) 西山層について

図 1-1 に西山層を対象とした炉心ボーリングの PS 検層結果に基づく標準偏差を示す。
これより，西山層のせん断波速度の変動係数は 10% ([変動係数]=[標準偏差]÷[平均値]
=61/649=0.094) より，西山層のばらつきは 10%に設定した。

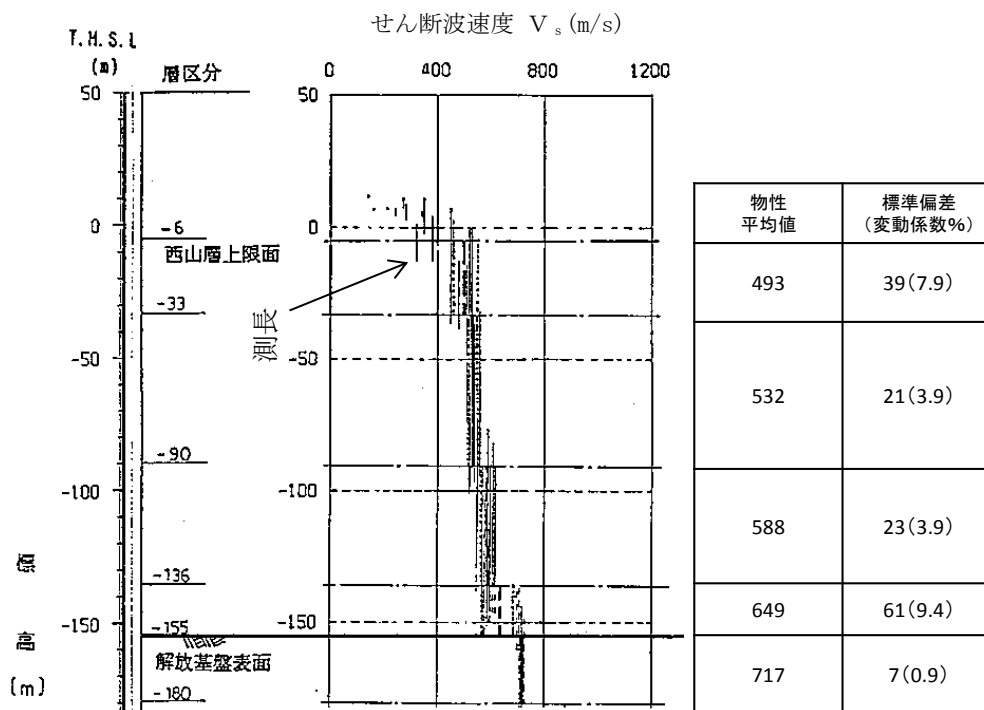


図 1-1 せん断波速度変動係数 (6,7 号機原子炉建屋の炉心ボーリング)

(2) 古安田層について

表 1-1 に古安田層を対象とした炉心ボーリングの PS 検層結果に基づく標準偏差を示す。
これより，古安田層のせん断波速度の変動係数は 25% ([変動係数]=[標準偏差]÷
[平均値]=71/330=0.215) より，古安田層のばらつきは 25%に設定した。

表 1-1 古安田層のせん断波速度の標準偏差

号機	P S 検層 調査長さ (m)	せん断波速度 V_s (m/s)	
		平均値	標準偏差
6, 7	41	330	71

(3) 新期砂層について

表 1-2 に新期砂層を対象としたボーリングの PS 検層結果に基づく変動係数を示す。図 1-2 に新期砂層の PS 検層位置を示す。これより、新期砂層のせん断波速度の変動係数は 13% より、新規砂層のばらつきは 13% に設定した。

表 1-2 新期砂層の変動係数

地層	平均せん断波速度 (m/s)	変動係数	データ数 n
新期砂層	222	0.127	12

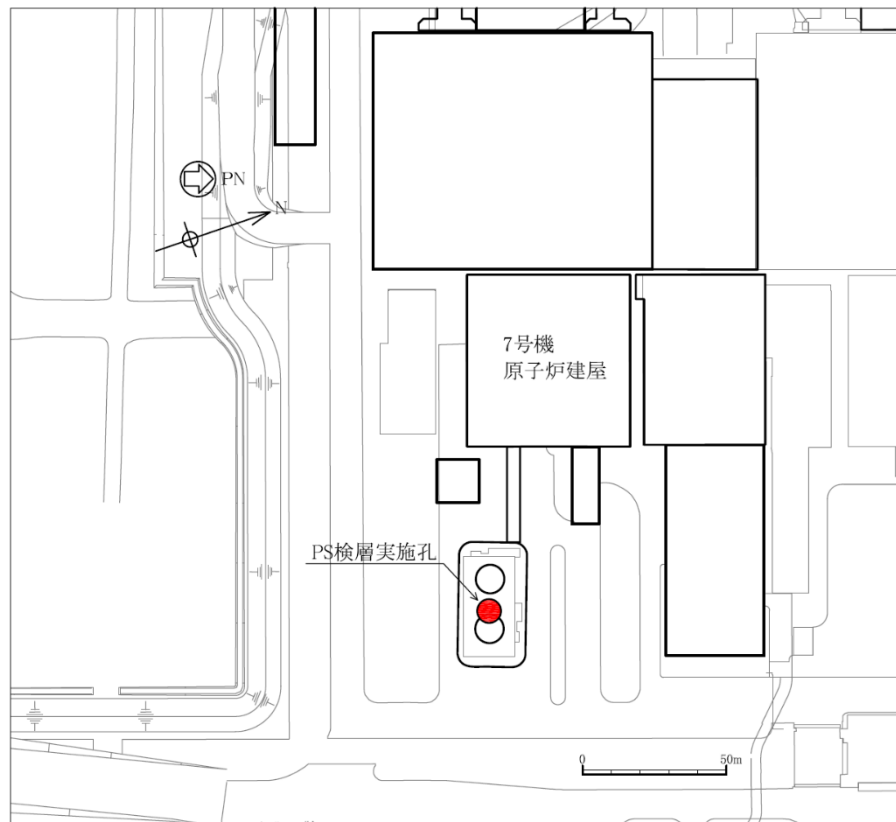


図 1-2 新期砂層の PS 検層位置

1.2 緊急時対策所，5号機タービン建屋

(1) 古安田層・西山層について

表 1-3 に古安田層及び西山層を対象とした炉心ボーリングの PS 検層結果等に基づく標準偏差及び変動係数を示す。建設時は，表 1-3 に示す地盤剛性 G_0 の設計値に対する変動係数の最大値である 19.5%に対してばらつきの影響検討を行っていた。今回は，地盤剛性 G_0 の変動係数 19.5%より，地盤剛性 G_0 とせん断波速度の関係 ($G = \rho \cdot V_s^2$) から，古安田層及び西山層のせん断波速度の設計値に対するばらつきを 11%に設定した。なお，PS 検層結果に基づく，せん断波速度の変動係数の最大値は 10%であり，今回設定したばらつきと同程度である。

表 1-3 古安田層・西山層の地盤剛性 G_0 の変動係数

T. M. S. L. (m) 地層	γ_t の 平均値	γ_t の 標準 偏差	V_s の 平均値	V_s の 標準 偏差	γ_t の 変動 係数	V_s の 変動 係数	G_0 の 平均値	G_0 の 変動	設計用 の G_0 値	G_0 の設計値に対 する変動係数
	$\overline{\gamma_t}$ (t/m ³)	σ_{γ_t} (t/m ³)	$\overline{V_s}$ (m/s)	σ_{V_s} (m/s)	α_{γ_t}	α_{V_s}	$\overline{G_0}$ (t/cm ³)	*1	G_0 (t/cm ³)	*2 (%)
6.0 古安田層 -9.0	1.78	0.065	306.5	12.6	0.0365	0.0411	1.706	1.909 1.503	1.75	9.1 -14.1
西山層(1) -60.0	1.70	0.03	492.7	28.4	0.0176	0.0578	4.211	4.772 3.650	4.17	14.4 -12.5
西山層(2) -100.0	1.75	0.03	560.1	21.3	0.0171	0.0380	5.602	6.124 5.080	5.60	9.3 -9.3
西山層(3) -134.0	1.78	0.02	566.5	6.7	0.0112	0.0118	5.828	6.031 5.625	6.99	-13.7 -19.5

注記*1 : 上段： $\overline{G_0}(1 + \alpha_{\gamma_t} + 2\alpha_{V_s})$ ，下段 $\overline{G_0}(1 - \alpha_{\gamma_t} - 2\alpha_{V_s})$

*2 : 上段： $\{G_0(1 + \alpha_{\gamma_t} + 2\alpha_{V_s})/G_0 - 1.0\} \times 100$ ，下段 $\{G_0(1 - \alpha_{\gamma_t} - 2\alpha_{V_s})/G_0 - 1.0\} \times 100$

(2) 埋戻土について

「2.1.1 FLIPにおける初期せん断弾性係数 G_0 のばらつきの設定方法」に示す。

2. 土木構造物の地震応答解析における地盤物性のばらつき

土木構造物の耐震評価にあたっては、構造物の周囲に分布する埋戻土、埋戻土II、沖積層及び古安田層に対し、初期せん断弾性係数 G_0 のばらつきを考慮した耐震評価を実施する。

G_0 のばらつきは、PS 検層の実測値に基づき算定する。また、 G_0 のばらつきの算出においては、地盤中の地下水の有無を考慮して適切な算定方法を適用する。なお、建物・構築物において有効力解析を実施する場合の G_0 のばらつきの考え方も同様である。

2.1 初期せん断弾性係数 G_0 のばらつきの設定方法

2.1.1 FLIPにおける初期せん断弾性係数 G_0 の考え方

土木構造物の耐震評価に用いる解析コードFLIPでは、 G_0 は(式1)のように定義される。

$$G_0 = G_{ma} \cdot (\sigma_m' / \sigma_{ma}')^m \quad (\text{式1})$$

ここで、

σ_{ma}' : 基準平均有効拘束圧

σ_m' : 有効拘束圧

G_{ma} : 基準初期せん断弾性係数 ($\sigma_m' = \sigma_{ma}'$ における値)

m : 初期せん断弾性係数 G_0 の有効応力依存性を示す係数

(1) 地下水位を跨ぐ地層(埋戻土、新期砂層)における G_0 のばらつきの設定方法

G_0 のばらつきは、PS 検層の実測値に基づき、 G_0 と σ_m' の標準偏差 σ を算出する。さらに、(式1)における G_{ma} 及び m を標準偏差 $\pm 1\sigma$ を考慮した回帰係数として考慮する。

地下水位を跨ぐ地層における、PS 検層の実測値に基づく G_0 のばらつきの設定方法を以下に示す。

- ① 各深度の初期せん断弾性係数 G_{0i} について、PS 検層による各深度のせん断波速度 V_{si} と各地層の質量密度 ρ により(式2)に基づき算定する。なお、 ρ は地下水位以浅については湿潤密度、地下水位以深については飽和密度とする。 σ_m' は、(式3)、(式4)により算定する。

$$G_{0i} = \rho \cdot V_{si}^2 \quad (\text{式 2})$$

$$\sigma_m' = \frac{\sigma_v' + \sigma_h'}{2} = \frac{\sigma_v' + K_0 \cdot \sigma_v'}{2} = \frac{1 + K_0}{2} \cdot \sigma_v' \quad (\text{式 3})$$

$$K_0 = 0.5 \quad (\text{式 4})$$

ここで、

ρ : 各地層の質量密度 (地下水位以浅=湿潤密度, 地下水位以深=飽和密度)

σ_v' : 鉛直有効応力 (有効上載圧)

σ_h' : 水平有効応力

K_0 : 静止土圧係数

- ② G_{0i} と各深度の平均有効主応力 σ_{mi}' の回帰曲線を, (式 5) に示す指数関数の式で表す。なお, G_{ma} に対応する基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' は 98kPa とする。

$$G_0(\sigma_m') = G_{ma} \cdot (\sigma_m' / \sigma_{ma}')^m \quad (\text{式 5})$$

ここで、

σ_{ma}' : 基準平均有効拘束圧 ($\sigma_{ma}' = 98\text{kPa}$ とする)

G_{ma} : 基準平均有効拘束圧における初期せん断弾性係数

- ③ ②の指数関数式について, G_0 と σ_m' の関係を整理し, 最小二乗法による線形回帰を行い, 係数 m を算定する。
- ④ ③で算出した σ により, σ_{ma}' における平均値 $\pm 1 \sigma$ に対応する (式 1) の係数 G_{ma} を算定する。

(2) 地下水位以深の飽和土層における初期せん断弾性係数 G_0 のばらつきの設定方法

G_0 のばらつきは、PS 検層の実測値に基づき、せん断波速度 V_s の σ に基づき算定する。
なお、 ρ は飽和密度とする。

地下水位以深の飽和土層における、PS 検層の実測値に基づく G_0 のばらつきの設定方法を以下に示す。

- ① PS 検層から得られた各地層のせん断波速度 V_{sj} のデータ数を K 個 ($j=1, 2, \dots, K$) とすると、 V_{sj} の σ は(式6)で求められる。

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{K-1} \sum_{j=1}^K \{V_{sj} - V_{s \text{ 平均値}}\}^2} \quad (\text{式 6})$$

ここで、

K : 各地層のせん断波速度 V_s のデータ数

V_{sj} : 各深度のせん断波速度 V_s

$V_{s \text{ 平均値}}$: 各地層のせん断波速度 V_s の平均値

- ② V_s のばらつきを考慮した係数 G_{ma} は(式7)より求められる。

$$G_{ma} = \rho \cdot (V_s \pm 1\sigma)^2 \quad (\text{式 7})$$

- ③ 係数 σ_{ma} 'には、各地層の基準平均有効拘束圧(地層中心の有効拘束圧の平均値)を用いる。なお、係数 m については、文献*を参考に一般値の0.5とした。

注記* : 森田年一, 井合進, Hanlong Liu, 一井康二, 佐藤幸博: 液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法, 港湾技研資料 No. 869, 1997.

2.1.2 初期せん断弾性係数 G_0 のばらつきの設定結果

表 2-1 に、2.1.1 の(1)及び(2)の設定方法に基づき算定した G_0 のばらつきの算定結果を示す。また、図 2-1～図 2-11 に、各地層の PS 検層結果と G_0 の深度分布に応じた σ_m' 依存式(平均及び $\pm 1\sigma$)を示す。

表 2-1 ばらつきを考慮した G_0 の係数

地層名		密度 ρ (g/cm ³)	基準平均 有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	G_0 の σ_m' に対する依存式 $G_0 = G_{ma} \times (\sigma_m' / \sigma_{ma}')^m$ (kN/m ²)			
				係数 G_{ma} (平均)	係数 G_{ma} (平均+1 σ)	係数 G_{ma} (平均-1 σ)	係数 m
埋戻土	不飽和	1.79	98	104000	160000	67500	0.43
	飽和	1.94					
埋戻土Ⅱ	飽和	1.71	41	73300	85000	62400	0.50
新期砂層	不飽和	2.00	98	126000	155000	103000	0.35
	飽和	2.05					
沖積層上部(シルト質)	飽和	1.66	170	55000	58000	52000	0.50
沖積層上部(砂質)	飽和	1.90	110	125000	184000	76800	0.50
沖積層下部	飽和	2.02	150	192000	266000	129000	0.50
A3c層	飽和	1.70	60	109000	124000	94700	0.50
A3a1層	飽和	1.81	94	95700	131000	66000	0.50
A2c層	飽和	1.80	140	139000	184000	100000	0.50
A2a1層	飽和	1.88	170	161000	202000	125000	0.50
A2s層	飽和	1.91	200	214000	259000	174000	0.50

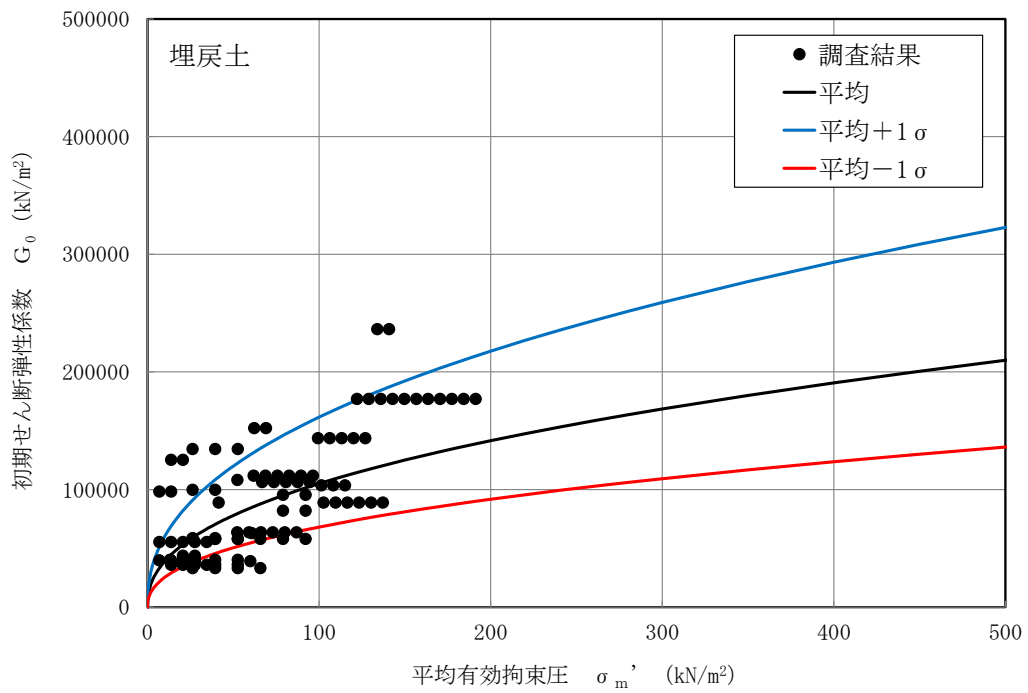


図 2-1 G_0 の σ_m' 依存式 (埋戻土)

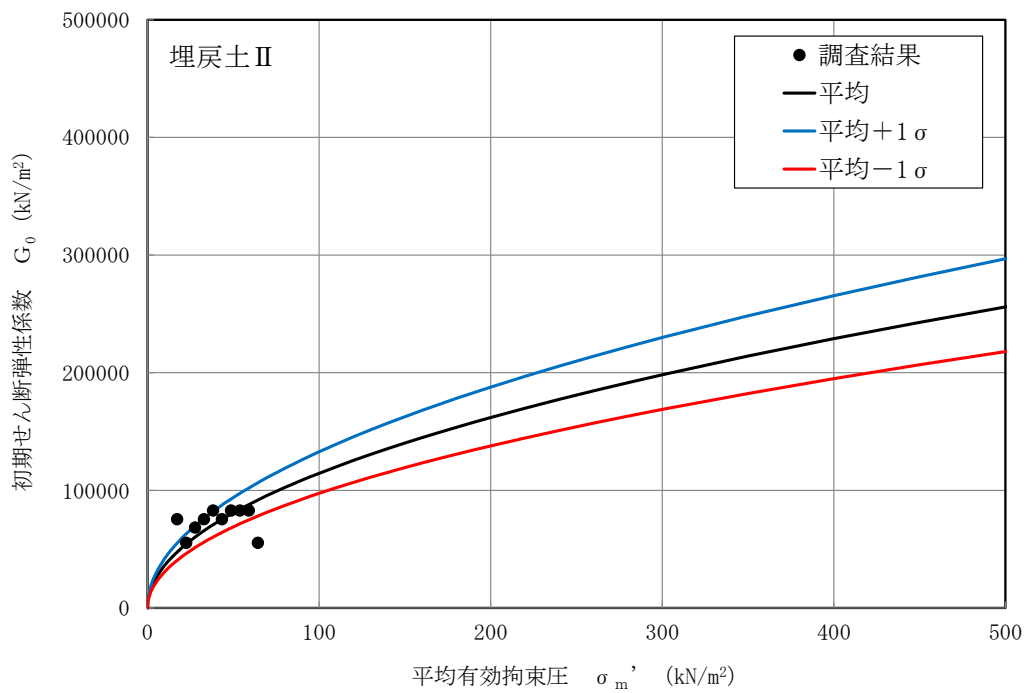


図 2-2 G_0 の σ_m' 依存式 (埋戻土 II)

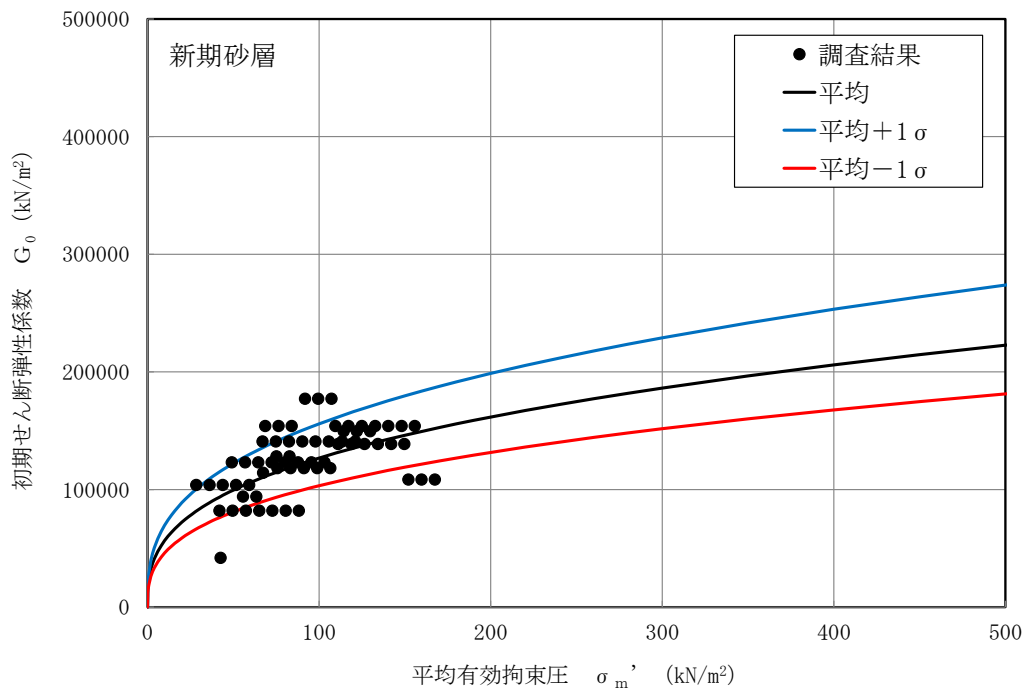


図 2-3 G_0 の σ_m' 依存式 (新期砂層)

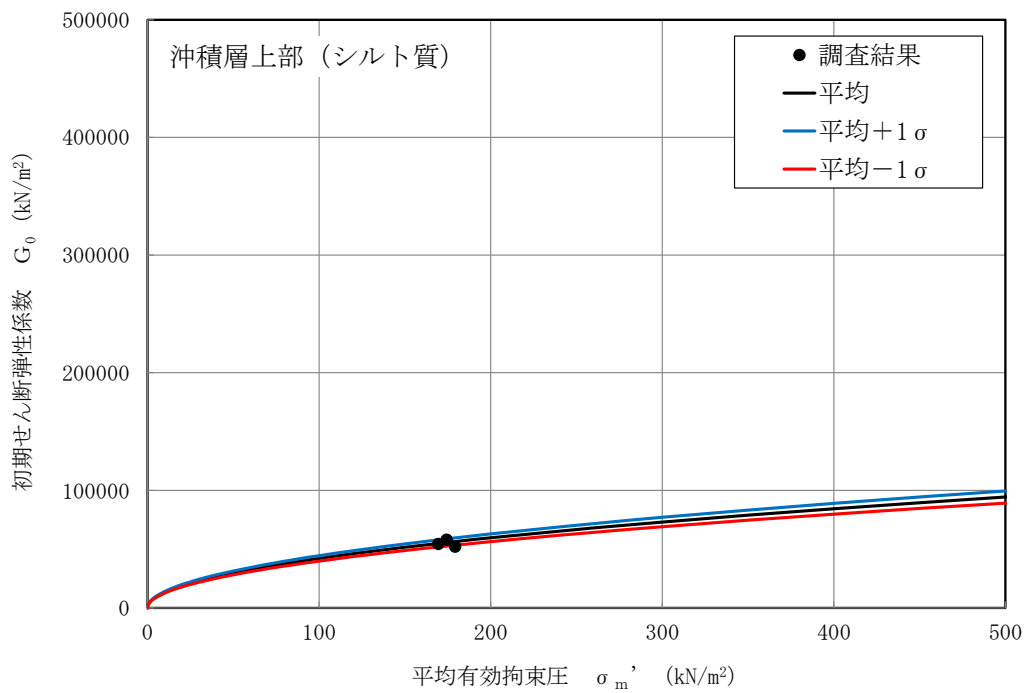


図 2-4 G_0 の σ_m' 依存式 (沖積層上部 (シルト質))

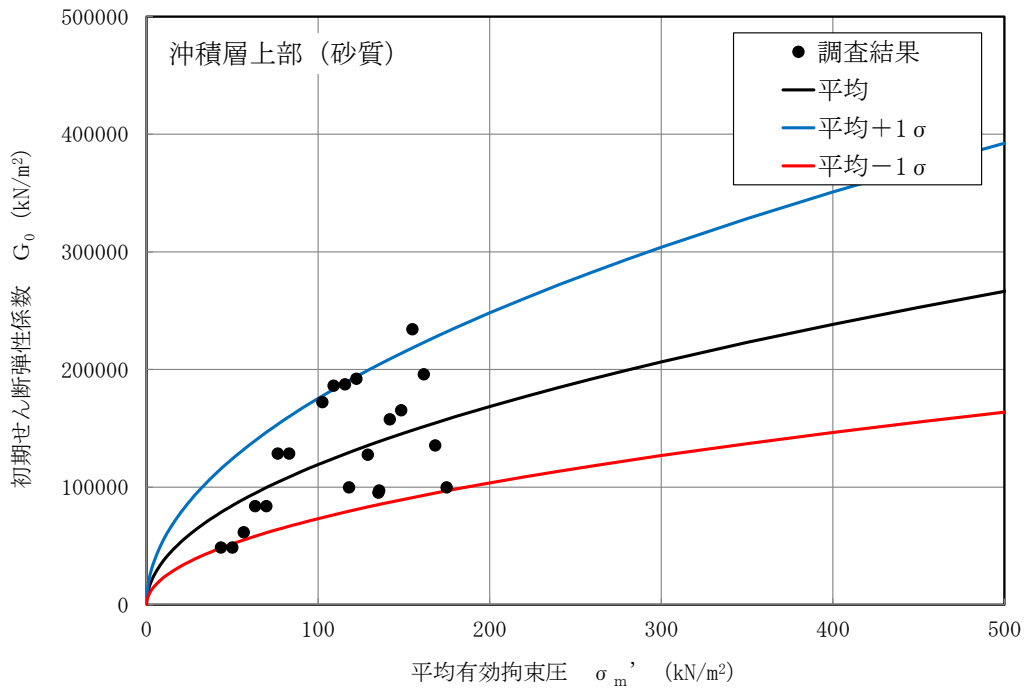


図 2-5 G_0 の σ_m' 依存式 (沖積層上部 (砂質))

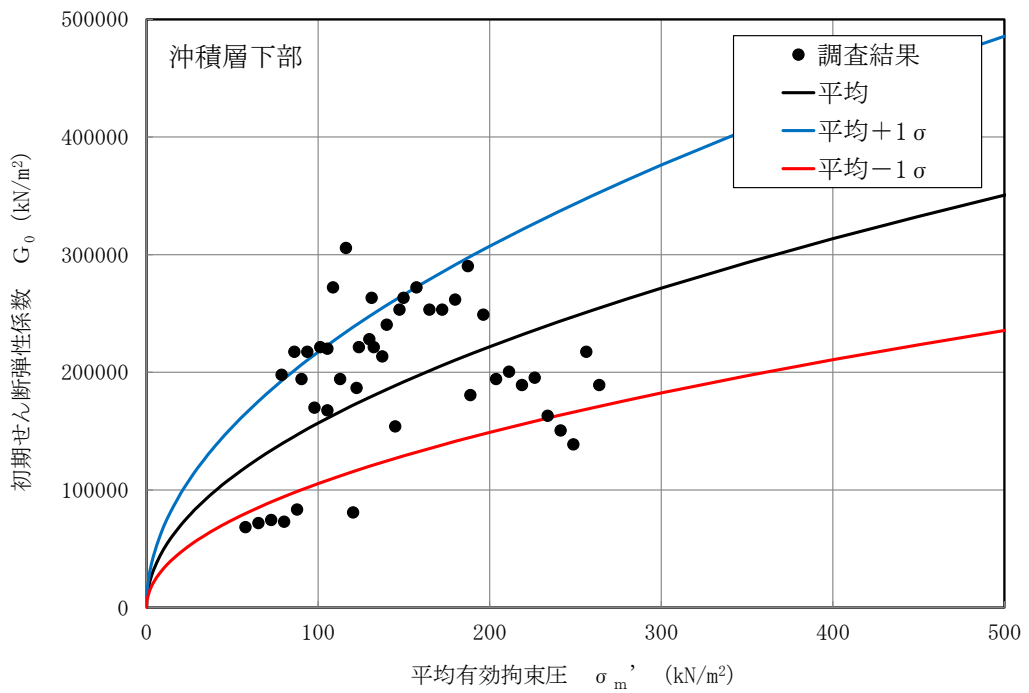


図 2-6 G_0 の σ_m' 依存式 (沖積層下部)

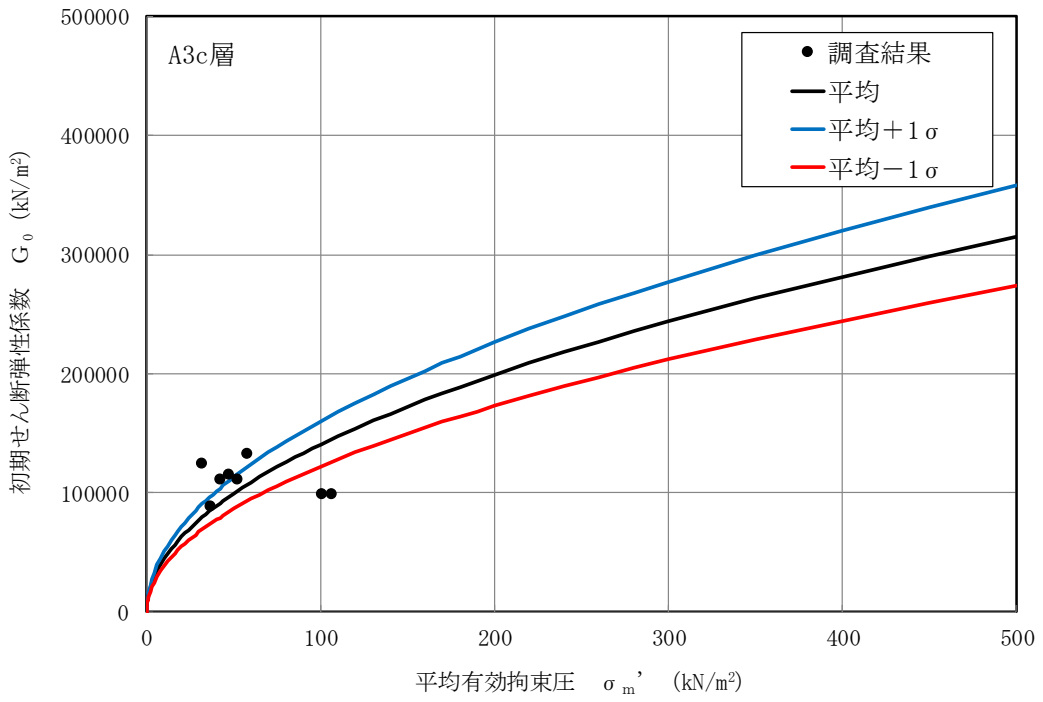


図 2-7 G_0 の σ_m' 依存式 (A3c 層)

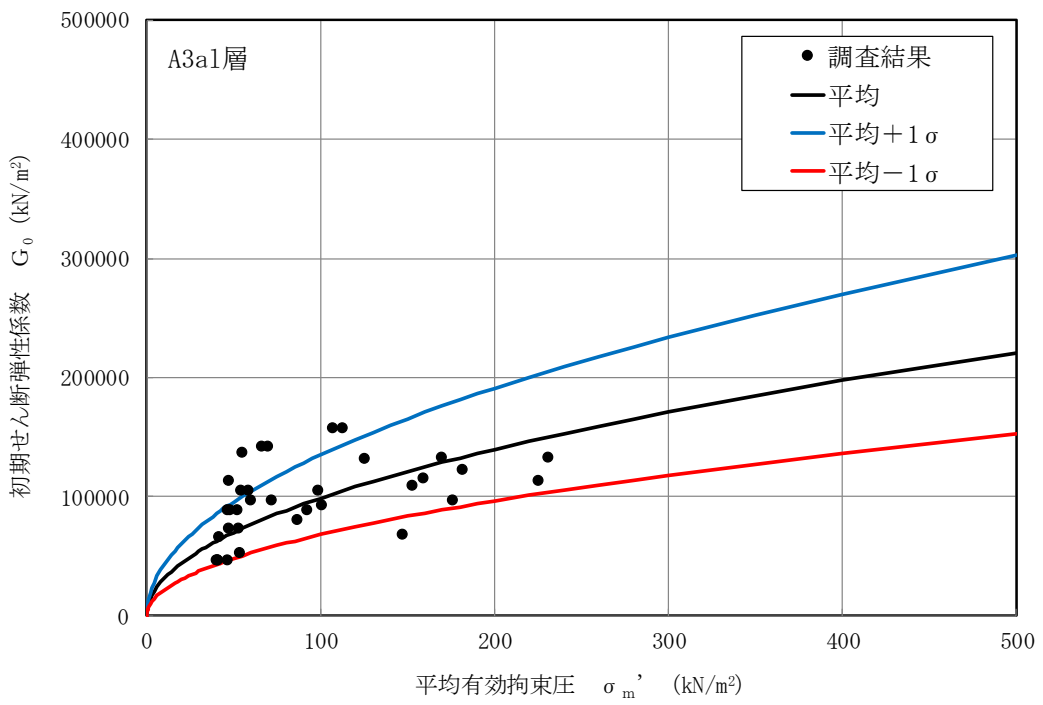


図 2-8 G_0 の σ_m' 依存式 (A3a1 層)

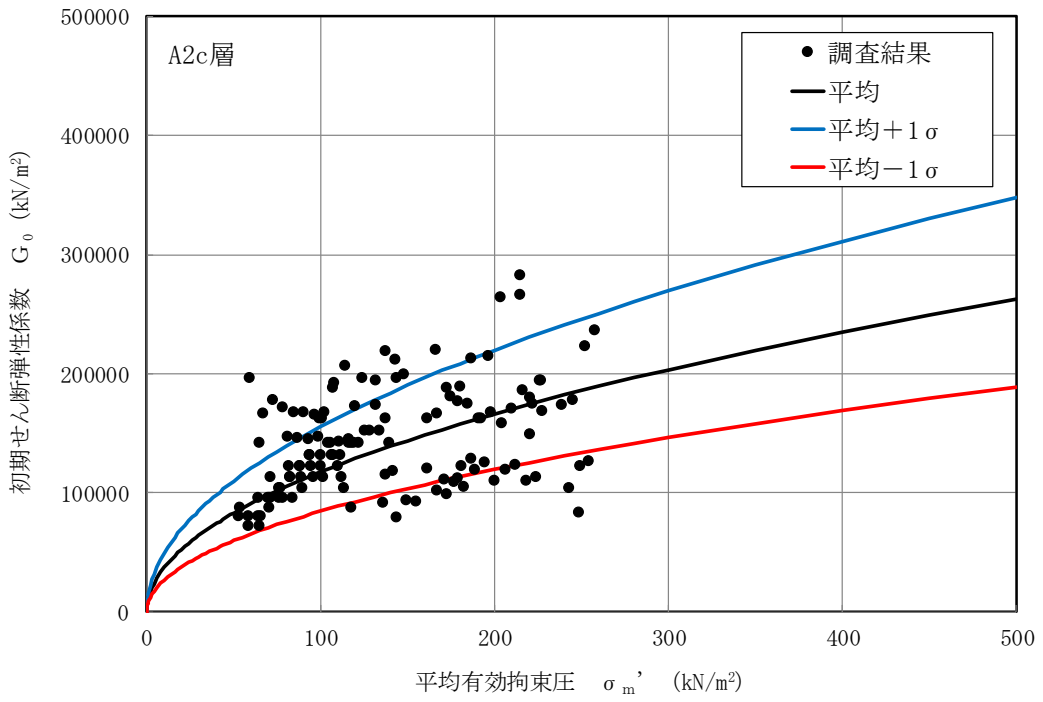


図 2-9 G_0 の σ_m' 依存式 (A2c 層)

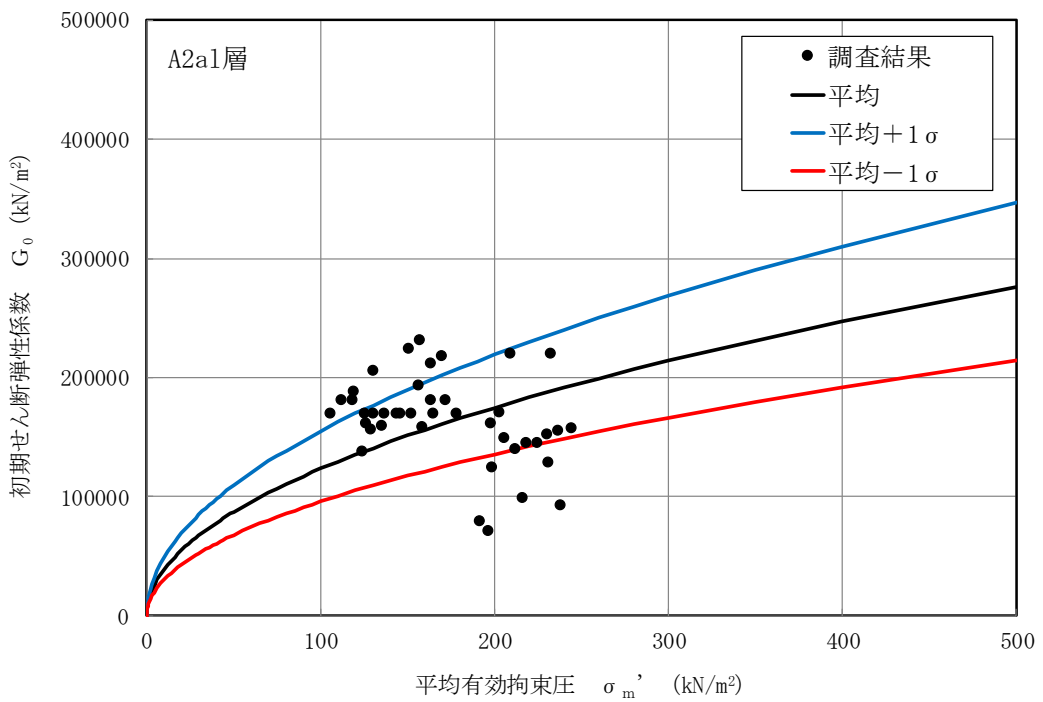


図 2-10 G_0 の σ_m' 依存式 (A2a1 層)

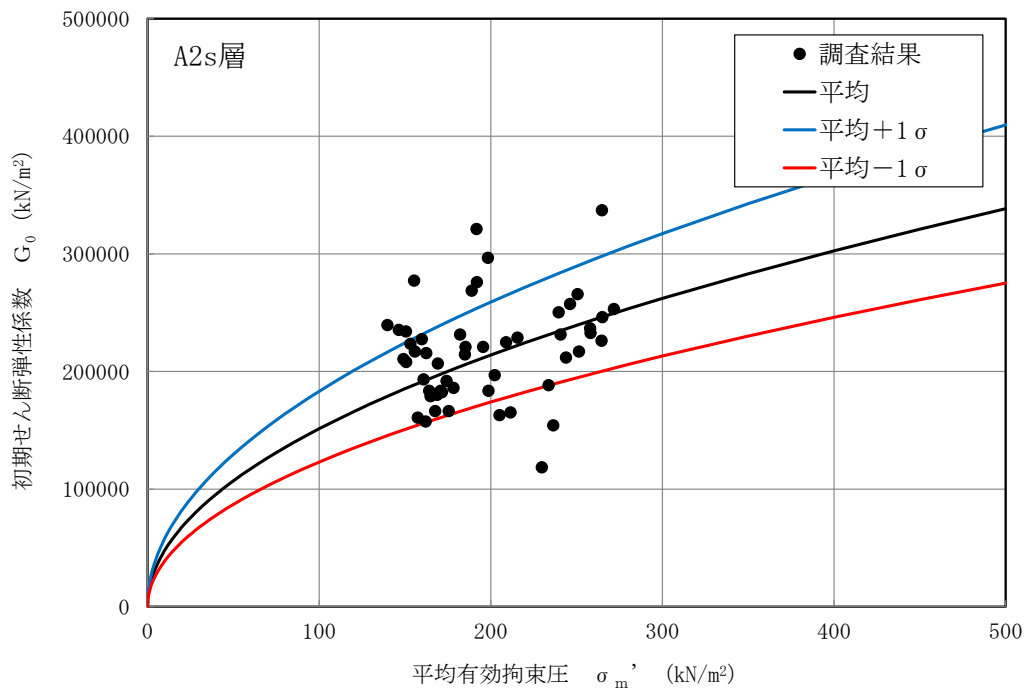


図 2-11 G_0 の σ_m' 依存式 (A2s 層)

2.2 液状化強度特性のばらつき

土木構造物の耐震評価にあたっては、地震時の有効応力の変化に応じた影響を適切に評価できる有効応力解析を実施する。有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定する。なお、建物・構築物において有効応力解析を実施する場合の液状化強度特性のばらつきの考え方も同様である。

2.2.1 液状化強度試験データの回帰式の設定

設定する液状化強度特性は、試験データのばらつきを考慮し、液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と、その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差を用いた「回帰曲線 -1σ 」について整理する。

液状化強度試験データの回帰式として、回帰係数 a, b を用いた常用片対数の指数関数を(式8)に示す。

$$R_L(N) = a \cdot (\log_{10} N)^b \quad (\text{式8})$$

ここで、

$R_L(N)$: 繰り返し載荷回数 N におけるせん断応力比

N : 繰り返し載荷回数

液状化強度試験のせん断応力比 $\tau / \sigma'_m (= R_L)$ と繰り返し載荷回数 N の関係のデータは、 K 個の繰り返し載荷回数 N_j ($j=1, 2, \dots, K$) に対応して与えられるものとし、これらの実測値を $R_L(N_j)_{\text{experiment}}$ と表記し、最小二乗法により係数 a, b の値が定められた(式8)の液状化強度回帰式の出力を $R_L(N_j)$ と表記すると、各土質材料の液状化強度特性の標準偏差 σ は(式9)で求められる。

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{K-2} \sum_{j=1}^K \left\{ R_L(N_j) - R_L(N_j)_{\text{experiment}} \right\}^2} \quad (\text{式9})$$

(式8)、(式9)より、各土質材料の液状化強度試験データのばらつきを考慮した保守側の液状化強度近似曲線は、(式10)により求められる。

$$R_L(N)_{-1\sigma} = a \cdot (\log_{10} N)^b - 1\sigma \quad (\text{式10})$$

ここで、

$R_L(N)_{-1\sigma}$: 液状化強度回帰式(-1σ)に対応する繰り返し載荷回数 N におけるせん断応力比

2.2.2 有効応力解析に用いる地盤の液状化強度特性のばらつき

土木構造物の耐震評価においては、(式 10) による地盤の液状化強度特性 (-1σ) を考慮した有効応力解析を実施することを基本とする。

また、上部土木構造物及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の影響を考慮する場合は、非液状化の条件（最も液状化強度が大きい場合に相当）を仮定した解析を実施する。

2.3 地盤剛性及び液状化強度特性のばらつきを考慮した解析ケース

地盤剛性のばらつき及び地盤の液状化強度特性のばらつきの影響を考慮するため、表 2-2 に示す解析ケース (①~⑤) を設定する。

表 2-2 耐震評価における解析ケース

解析ケース	①	②	③	④	⑤
	基本ケース		地盤物性のばらつき(+1 σ)を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき(-1 σ)を考慮した解析ケース	非液状化の条件を仮定した解析ケース
地盤剛性の設定	地盤剛性(平均値)	地盤剛性(+1 σ)	地盤剛性(-1 σ)	地盤剛性(平均値)	地盤剛性(+1 σ)
液状化強度特性の設定	液状化強度特性(-1 σ)	液状化強度特性(-1 σ)	液状化強度特性(-1 σ)	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

地盤剛性のばらつきの影響を考慮するため、地表付近で地下水面をまたぐ地層(埋戻土及び新期砂層)のばらつきは、初期せん断弾性係数と有効拘束圧の関係から初期せん断弾性係数の標準偏差 σ を用いて、せん断波速度のばらつきとして設定する。地下水以深の飽和土層(埋戻土Ⅱ、沖積層及び古安田層)のばらつきは、各地層のPS検層の結果からせん断波速度の標準偏差 σ を求め、せん断波速度のばらつきとして設定する(解析ケース②, ③, ⑤)。

地盤の液状化強度特性は、代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮し、液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と、その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差 σ を用いて、液状化強度特性を(-1 σ)にて設定する(解析ケース①, ②, ③)。

また、構造物及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の条件を仮定した解析ケースを設定する(解析ケース④, ⑤)。

上記の地盤剛性及び液状化強度特性の設定を組み合わせた解析ケース(①~⑤)を実施することにより、地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

有効応力解析では、地盤の繰返しせん断応力~せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できる双曲線モデル(H-Dモデル)を用いる。

(参考資料 5) 有効応力解析に用いる解析用物性値の適用性について

1. 概要

「4.2.2 有効応力解析に用いる解析用物性値」で設定した地盤の液状化強度特性に対して、耐震評価への適用性を確認するため、2007年7月16日に発生した新潟県中越沖地震の地震記録を入力波とした解析コードFLIPによる有効応力解析を行い、当該地震時に敷地内で観察された地盤変状と比較する。検討フローを図1-1に示す。

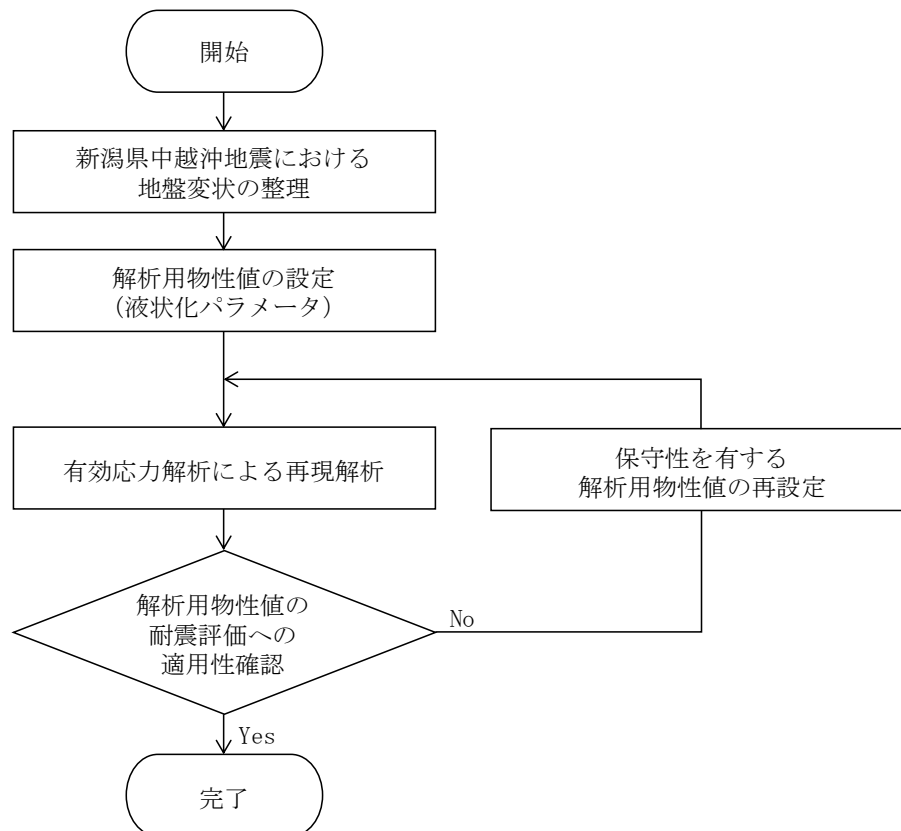


図 1-1 解析用物性値の適用性検討のフロー

2. 新潟県中越沖地震と敷地内地盤変状

2.1 新潟県中越沖地震の概要

2007年7月16日午前10時13分頃、新潟県中越沖において、大きな地震が発生し、新潟県と長野県で最大震度6強を観測した他、北陸地方を中心に東北地方から近畿・中国地方にかけて広い範囲で地震動が観測された。気象庁発表（平成19年7月 地震・火山月報（防災編））によれば、マグニチュードは6.8、震源の深さは17kmであり、震央距離16km、震源距離約23kmに位置していた柏崎刈羽原子力発電所は地震発生により大きな地震動を受けた。新潟県中越沖地震の震央と柏崎刈羽原子力発電所の位置を図2-1に示す。

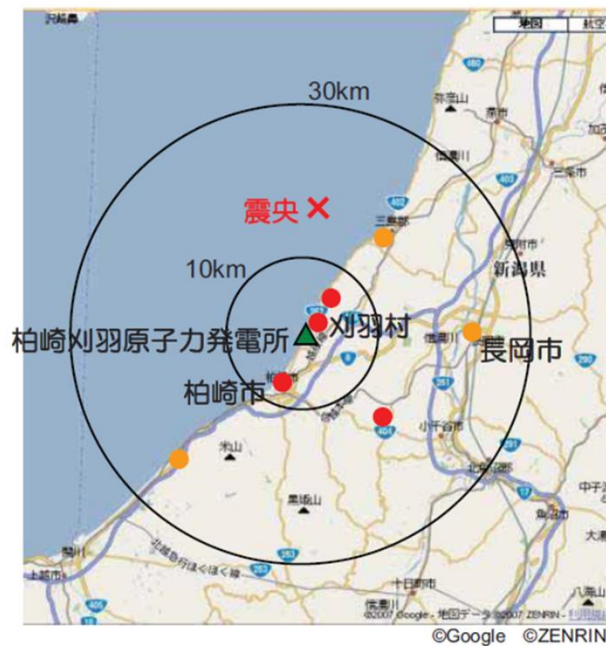


図2-1 新潟県中越沖地震の震央と柏崎刈羽原子力発電所の位置

（出典：柏崎刈羽原子力発電所5号機 新潟県中越沖地震後の設備健全性に係る点検・評価報告書（建物・構築物編））

2.2 新潟県中越沖地震における柏崎刈羽原子力発電所（大湊側）の敷地内地盤変状について

新潟県中越沖地震における敷地内の地盤変状について、地震前後（2006年4月、2007年10月）に撮影された航空写真測量データに基づき作成した図のうち、図2-2に亀裂・噴砂位置、図2-3に地盤水平変動、図2-4に地盤鉛直変動を示す。なお、本項では柏崎刈羽原子力発電所の大湊側の敷地において観察された地盤変状について示す。

2.2.1 亀裂・噴砂

敷地山側の駐車場付近に噴砂が確認されている。敷地の海側エリアでは護岸のはらみ出しが確認されており、地下水位以深の埋戻土の液状化に起因するものと考えられる。地表面に発生した亀裂の多くは直線状に発生しており、地中埋設物の存在による埋戻土の相対沈下や法面の変状の影響であると考えられる。

2.2.2 地盤水平変動

地盤水平変動については、6号機及び7号機の原子炉建屋及びタービン建屋周辺の水平変位量は比較的小さい。一方、護岸近傍の海側エリアでは、その形状と埋戻土の影響から、0.5mを超える海側への水平変位が確認されている箇所もある。また、法面近傍では亀裂が生じている箇所も多く、比較的大きな水平変位が認められている。

2.2.3 地盤鉛直変動

敷地における特徴的な地盤鉛直変動としては、5号機海水熱交換機器建屋近傍で最大約1.0mの沈下が確認されている。6号機及び7号機の原子炉建屋及びタービン建屋周囲では顕著な沈下はなかった。建屋近傍や段差箇所等の局所的な沈下を除けば、沈下量は最大で0.3～0.5m程度であった。

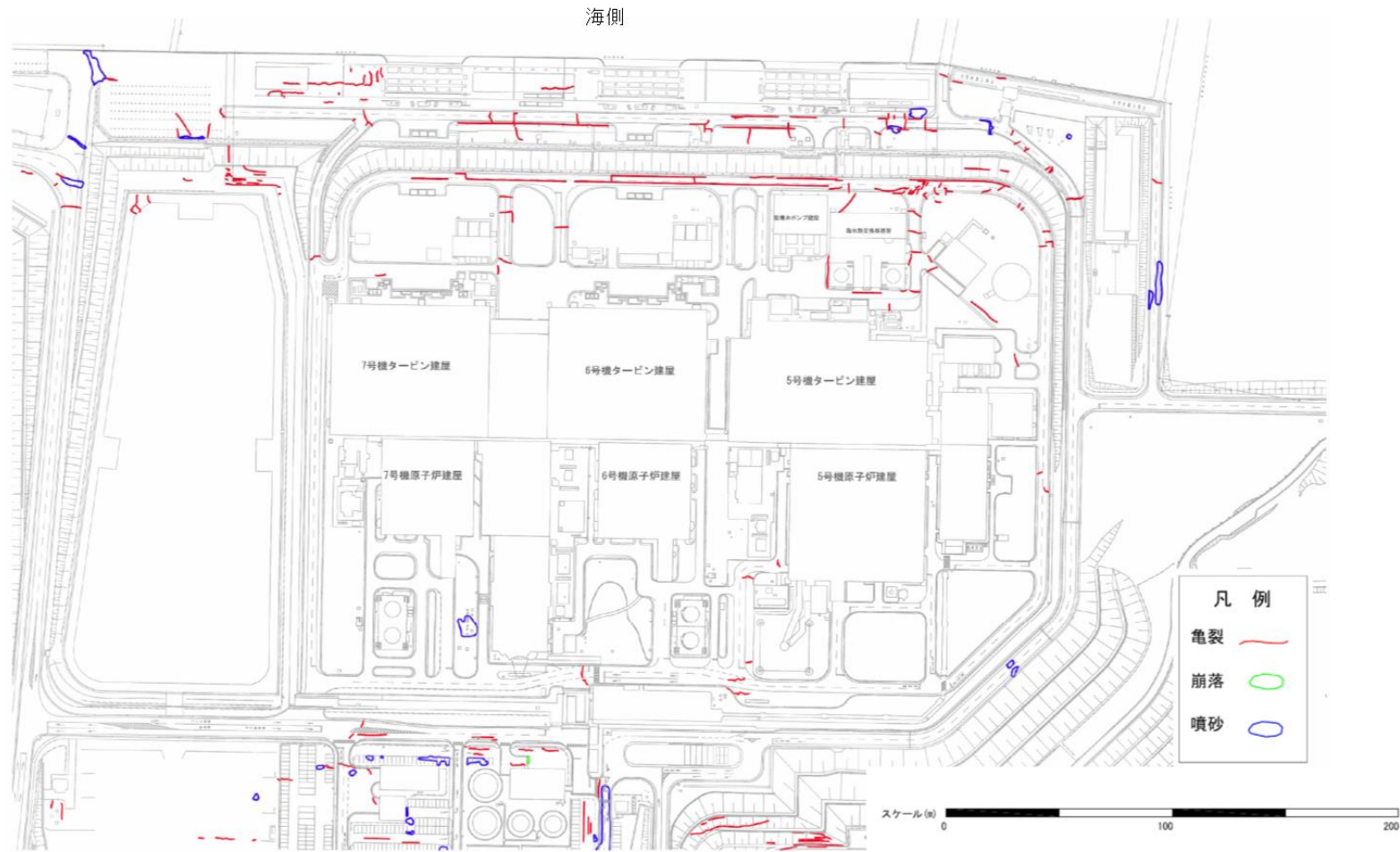
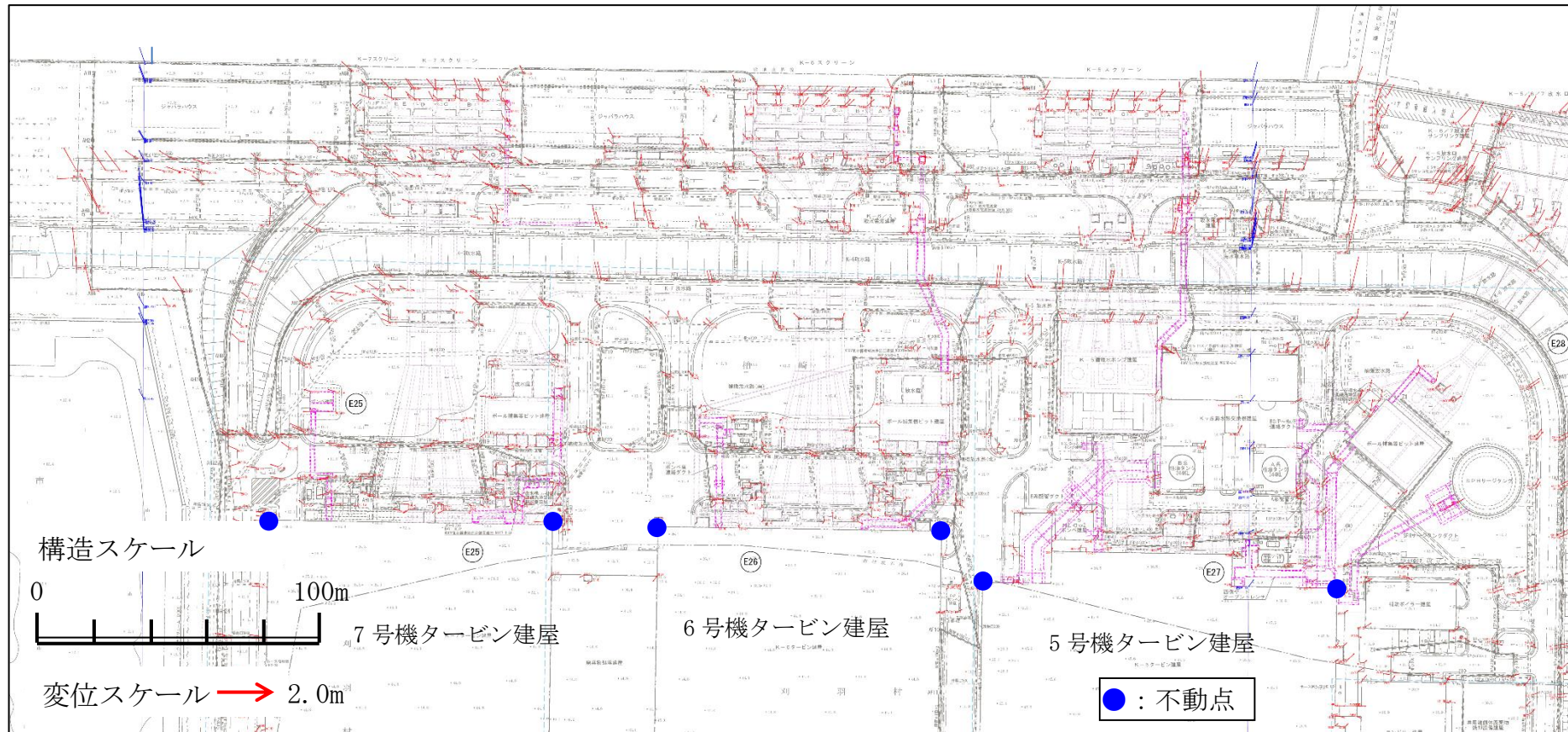


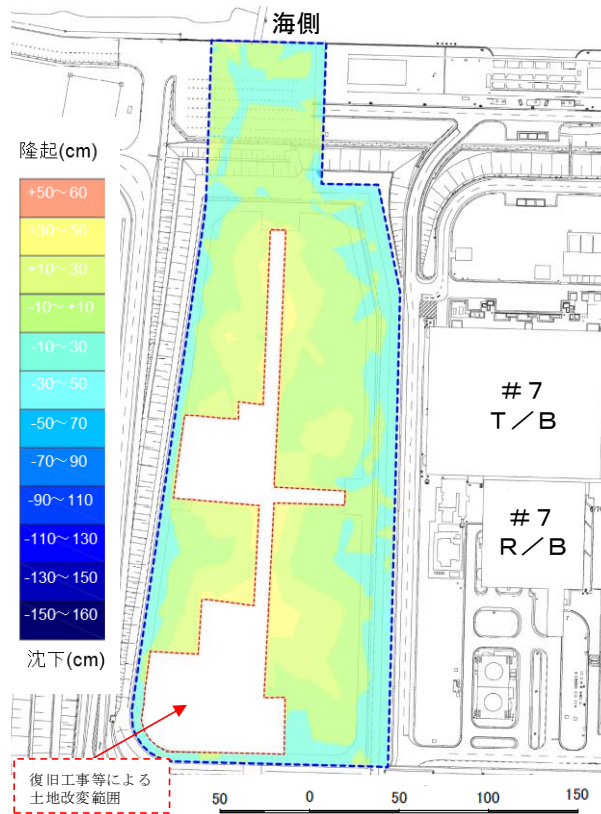
図2-2 新潟県中越沖地震における敷地内の亀裂・噴砂位置
(出典：耐震・構造設計小委員会 地震・津波，地質・地盤合同WG（第3回）（2007））



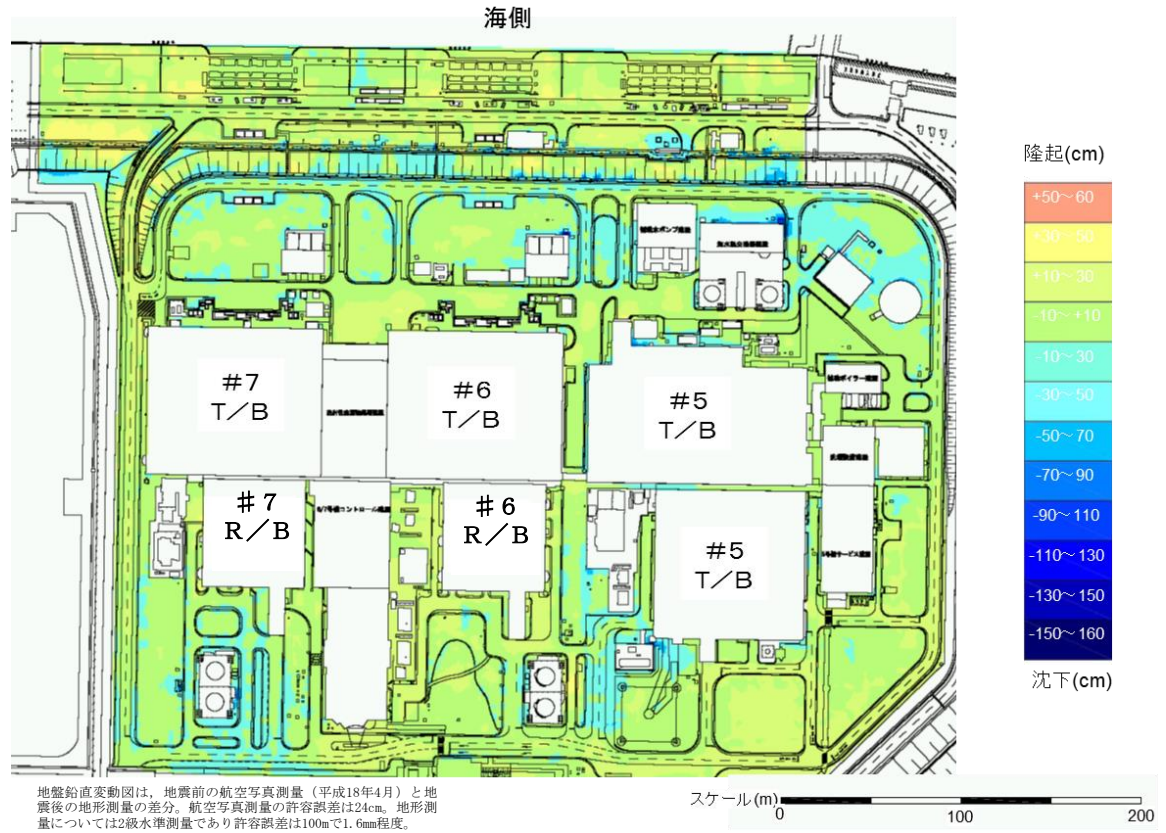
注1* : 変位量は、「2006年4月撮影」と「2007年10月撮影」の航空写真測量結果の差分から算定している。

注2* : 測量における不動点は、原子炉建屋・タービン建屋の隅角部としている。(大湊側は10点)

図2-3 新潟県中越沖地震における敷地内の地盤水平変動図



(a) 敷地南側



(b) 5~7号機周辺*

図 2-4 新潟県中越沖地震における敷地内の地盤鉛直変動図 大湊側

注記* : 耐震・構造設計小委員会 地震・津波、地質・地盤合同WG（第4回）（2008）に一部加筆

3. 有効応力解析による再現解析

3.1 有効応力解析による地盤変位の再現解析

新潟県中越沖地震の地震記録を入力波とした有効応力解析を行い、当該地震時に敷地内で観察された地盤変状と比較することで、解析用物性値の適用性について確認する。

有効応力解析の解析コードは「F L I P (ver. 7. 4. 1)」を用いる。

3.1.1 解析条件

(1) 解析断面

解析断面は、大湊側の海側エリアの中で、西山層上限面が深く、比較的大きな地盤変状が認められた2断面を選定した。解析断面位置を示した平面図を図3-1に、地質断面図を基に作成した解析モデルを図3-2及び図3-3に示す。

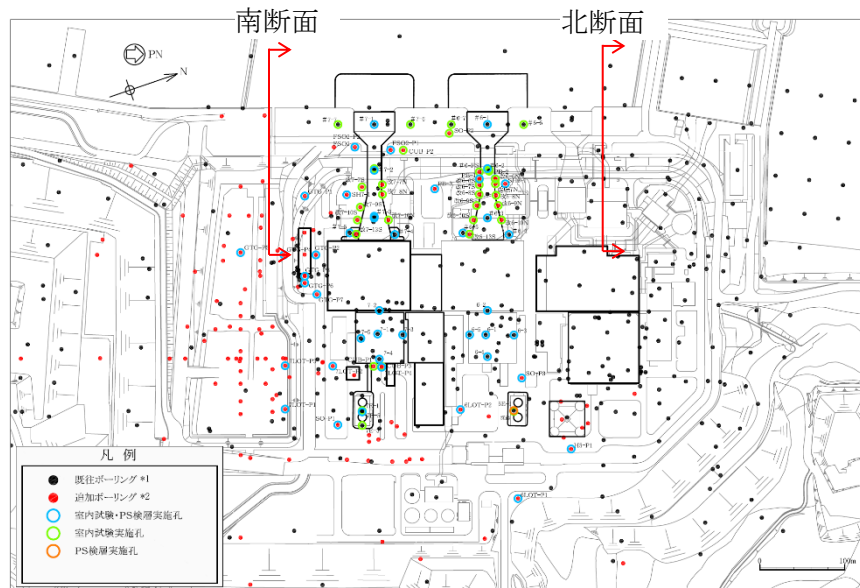


図 3-1 再現解析における解析断面位置

(2) 地下水位設定

耐震評価に用いる地下水位設定は、観測記録に基づき保守性を考慮して観測記録の最高水位よりもさらに高く、例えば護岸部で T. M. S. L. 3. 0m (地表面) に設定している。しかし、この設定では液状化範囲が広がることにより地盤変位が大きくなるため、再現解析の評価として適さないものと考えられる。したがって、再現解析においては、海側の地下水観測孔 (MW-1 孔, 7GW-5 孔, 7GW-6 孔, 6GW-3 孔) の年間平均地下水位 (2018 年) T. M. S. L. 0. 42 ~ 1. 24m と、既工認における地下水位 T. M. S. L. 1. 0m を参考にして、護岸より陸側を一律 T. M. S. L. 1. 0m と設定する。また、海水位は T. M. S. L. 0. 0m とする。

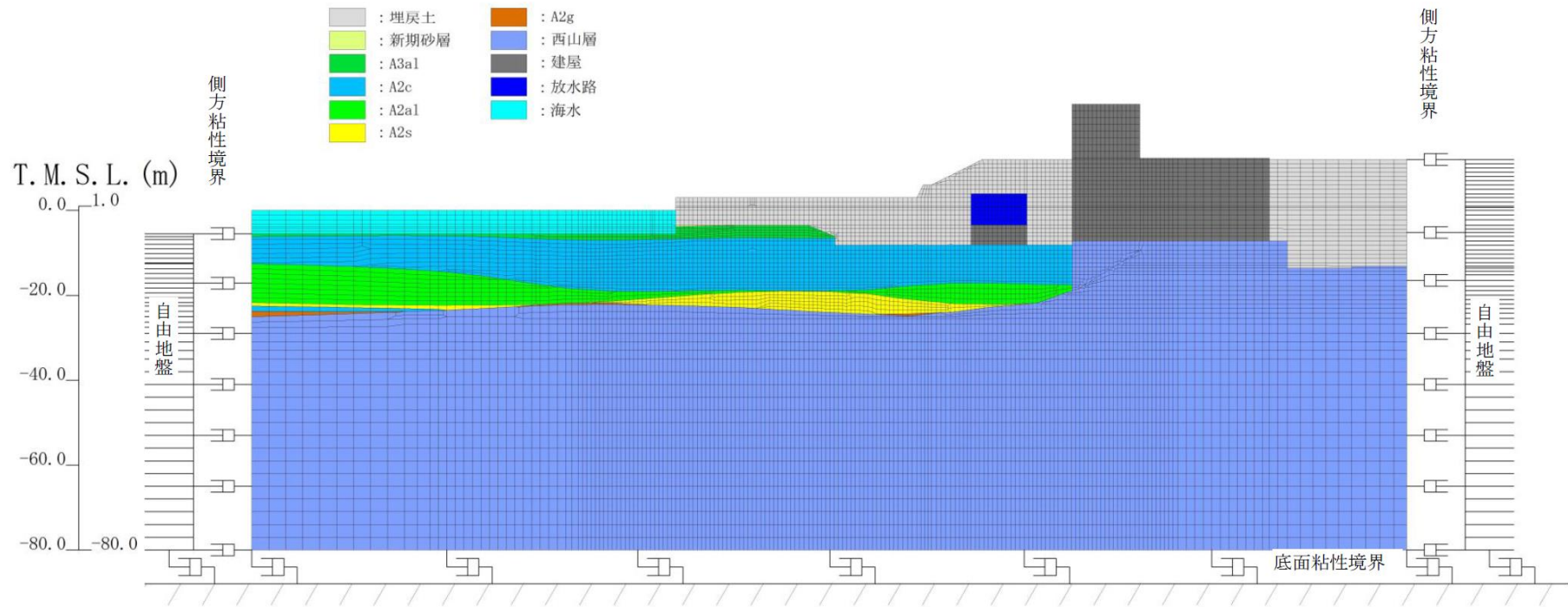


図 3-2 再現解析の解析モデル (北断面)

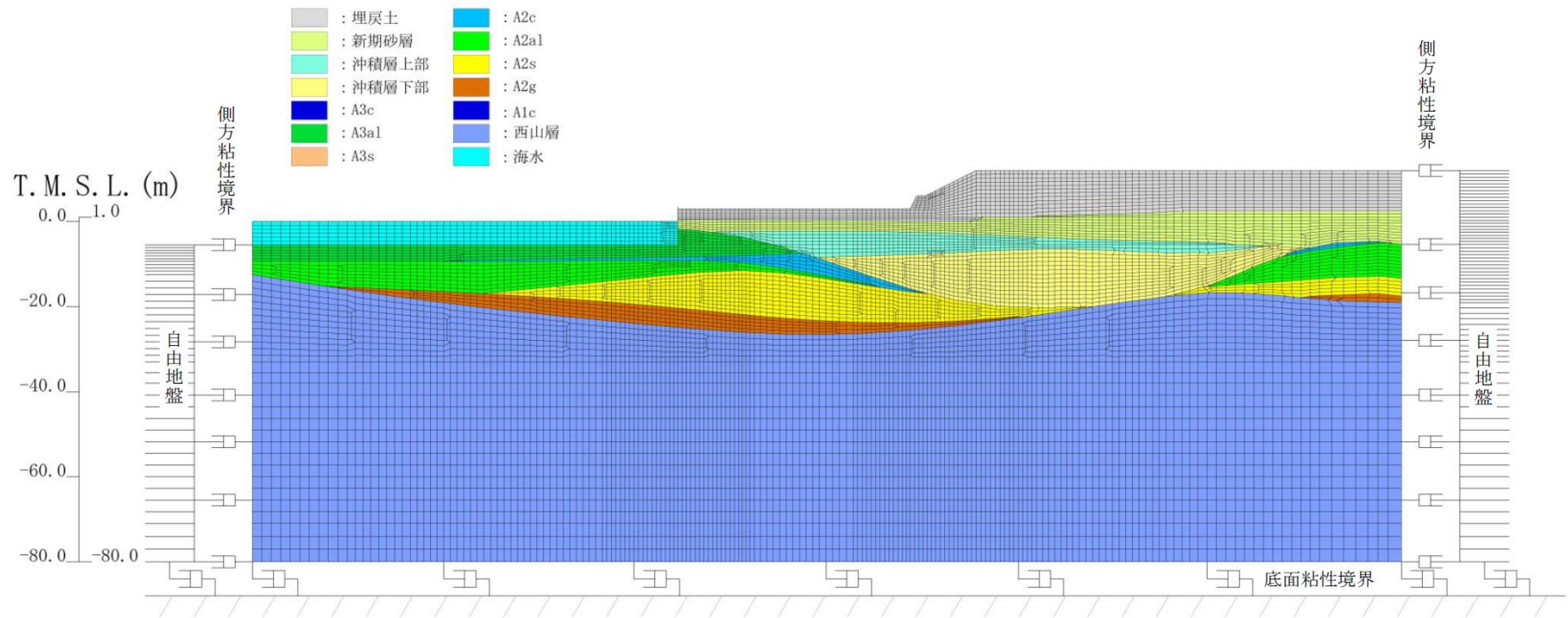
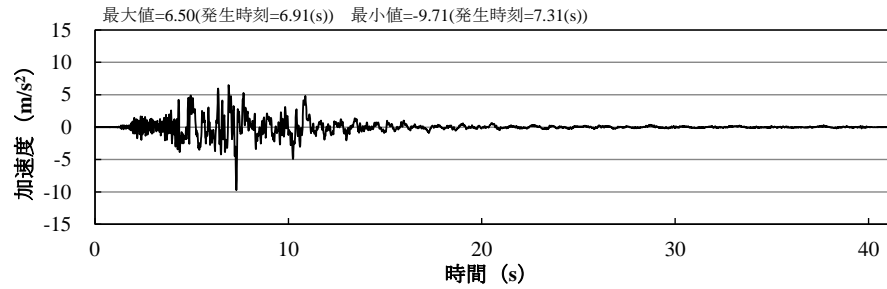


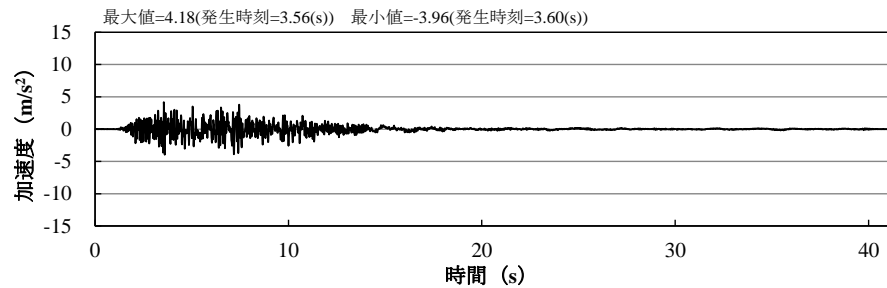
図 3-3 再現解析の解析モデル (南断面)

(3) 入力地震動

入力地震動は、新潟県中越沖地震において原子炉建屋で観測された地震記録を解析モデル下端（T. M. S. L. -80m）に引き戻した地震動を用いる。（北断面）は5号機原子炉建屋，（南断面）は7号機原子炉建屋で観測された地震記録を用いた。図3-4、図3-5に入力地震動の水平・鉛直の時刻歴を示す。

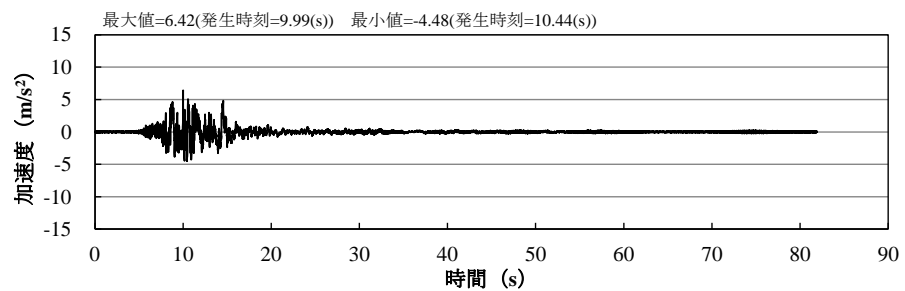


(a) 水平動

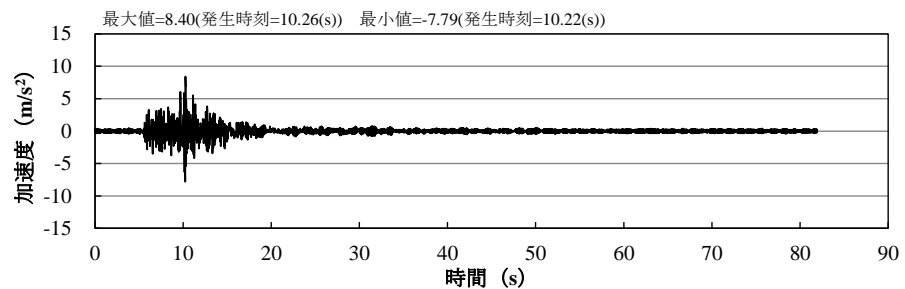


(b) 上下動

図3-4 入力地震動（北断面）



(a) 水平動



(b) 上下動

図3-5 入力地震動（南断面）

(4) 解析用物性値（液状化パラメータ）の設定

耐震評価に用いる解析用物性値は、保守性を考慮するため、地盤の液状化強度特性のばらつきを踏まえ、液状化強度試験の「回帰曲線-1σ」に基づいて液状化パラメータを設定している。再現解析においては、解析コードの再現性と適用性に注目することから、「回帰曲線（平均値）」に基づいて液状化パラメータを設定する。

本検討では、「4.2.2 有効応力解析に用いる解析用物性値」に示した解析用物性値を『基本ケース』とし、液状化強度試験の平均値に基づき設定した解析用物性値を『平均値ケース』とする。再現解析における「平均値ケース」の解析用物性値を表3-1、液状化強度特性を図3-6～図3-10にまとめる。なお、比較のため、図3-6～図3-10に「基本ケース」の結果も併記する。

表3-1 再現解析に用いる解析用物性値（液状化検討対象層：平均値ケース）

物性値		地層区分	埋戻土	新期砂層・沖積層			古安田層				
				新期砂層	沖積層上部 (砂質)	沖積層下部	A2s層	A3s層	A2g層 (砂質)	A1g層	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)		1.94 (1.79)	2.05 (2.00)	1.90	2.02	1.91	1.91	1.91	1.91	
	間隙率 n		0.45	0.44	0.48	0.42	0.45	0.45	0.45	0.45	
変形特性	動せん断弾性係数 G_{mn} (kN/m ²)		1.04×10^5	1.26×10^5	1.25×10^5	1.92×10^5	2.14×10^5	2.14×10^5	2.14×10^5	2.14×10^5	
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)		98.0	98.0	110.0	150.0	200.0	200.0	200.0	200.0	
	ポアソン比 ν		0.33 (0.42)	0.33 (0.44)	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	
	減衰定数の上限値 h_{max}		0.225	0.234	0.247	0.211	0.157	0.157	0.157	0.157	
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)		0.0 (9.6)	0.0 (94.4)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
	内部摩擦角 ϕ' (°)		35.9 (34.8)	34.6 (27.6)	36.7	35.6	36.6	36.6	36.6	36.6	
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)		32.0	31.0	33.0	32.0	32.0	32.0	32.0	32.0	
	液状化パラメータ	S_1		0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	
		w_1		16.00	13.80	27.00	17.30	40.00	40.00	40.00	40.00
		p_1		0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	
		p_2		1.00	0.70	0.70	0.65	0.80	0.80	0.80	0.80
		c_1		2.40	2.78	3.60	2.65	9.95	9.95	9.95	9.95

注記：括弧内の数字は、地下水位以浅の数値を表す。

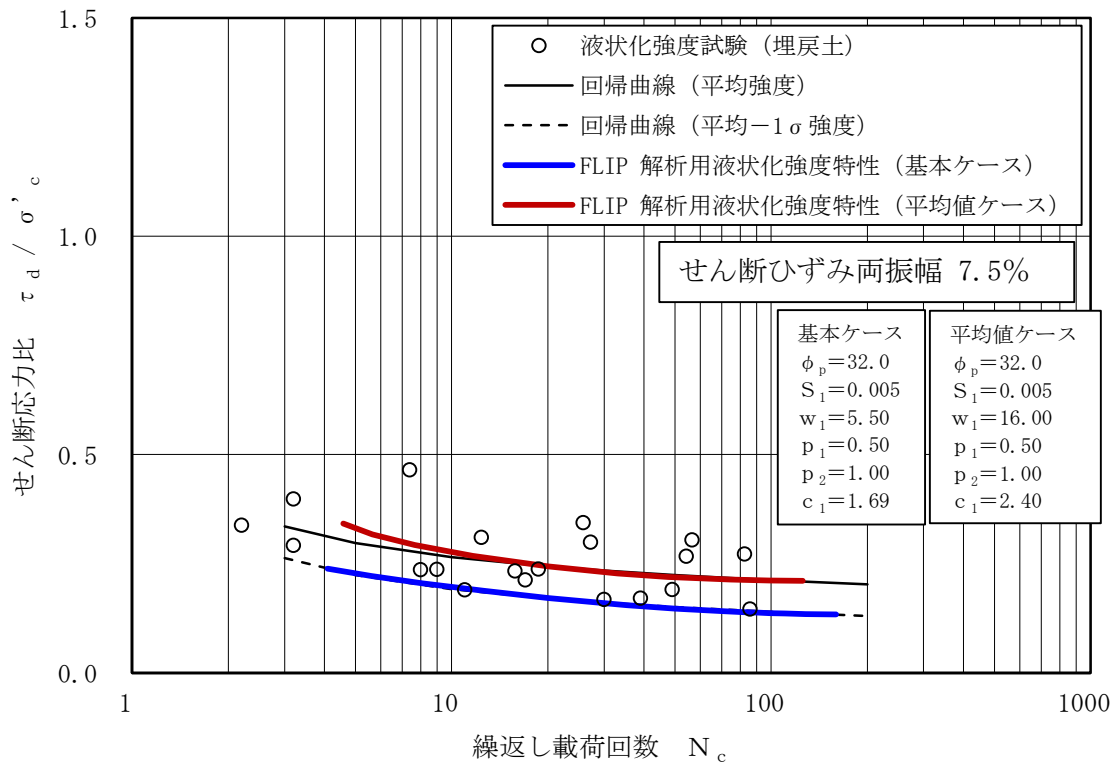


図 3-6 液状化抵抗曲線 (埋戻土)

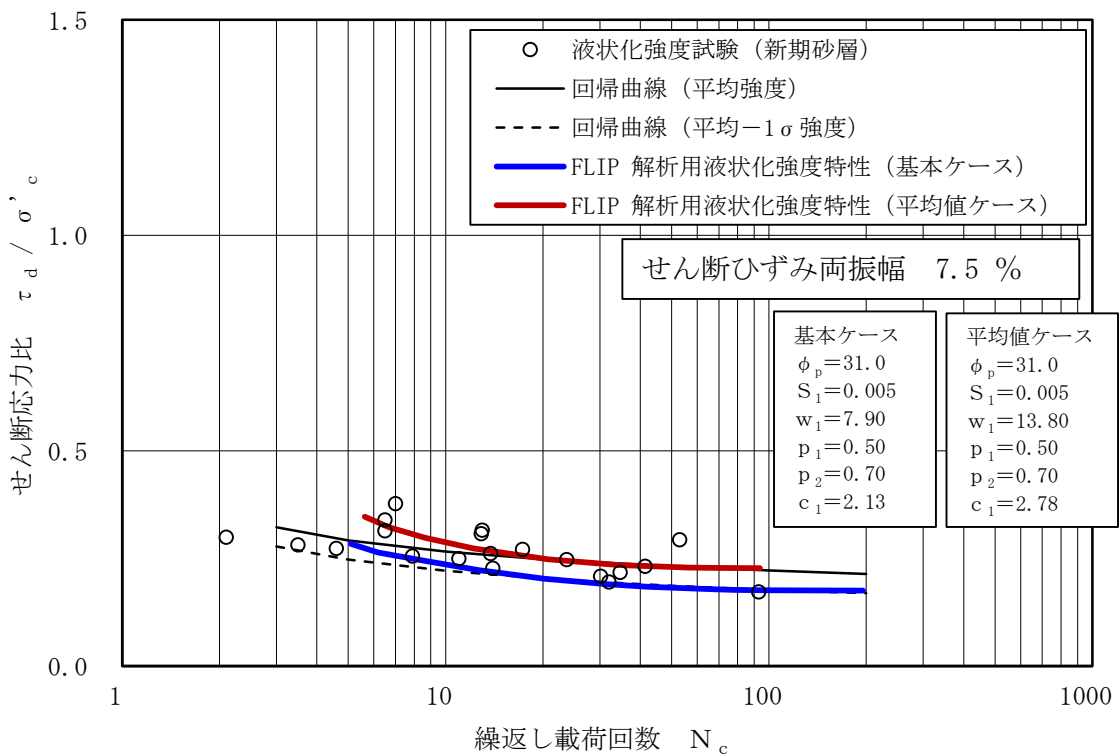


図 3-7 液状化抵抗曲線 (新期砂層)

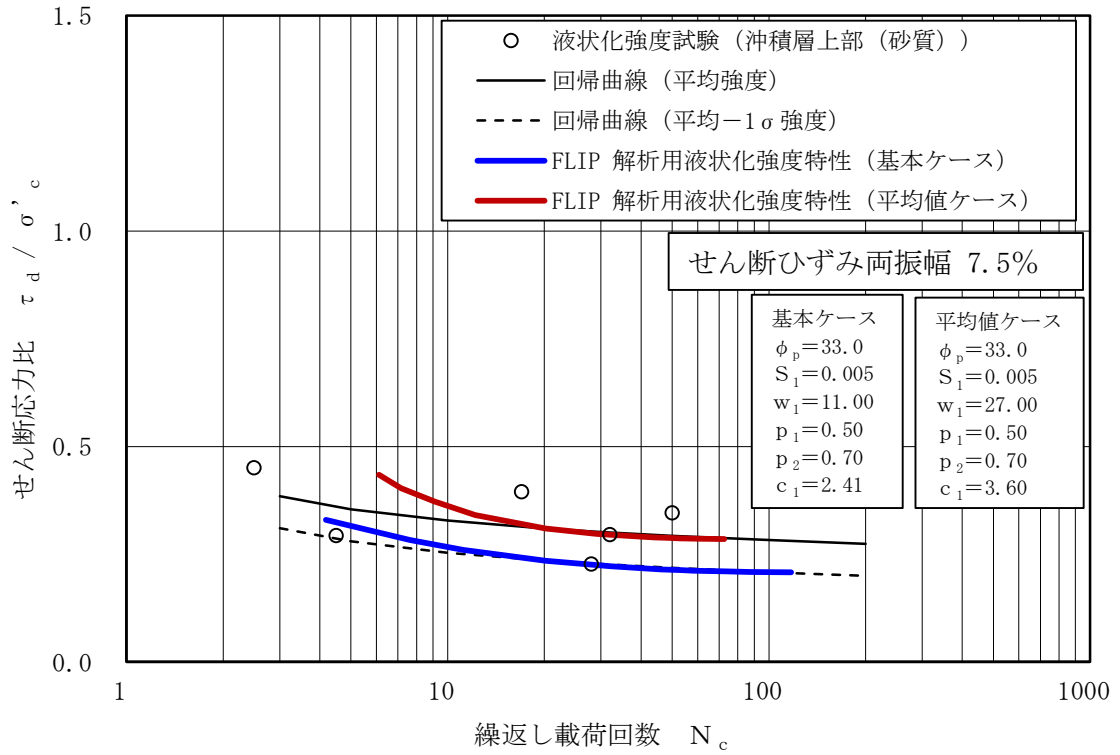


図 3-8 液状化抵抗曲線（沖積層上部（砂質））

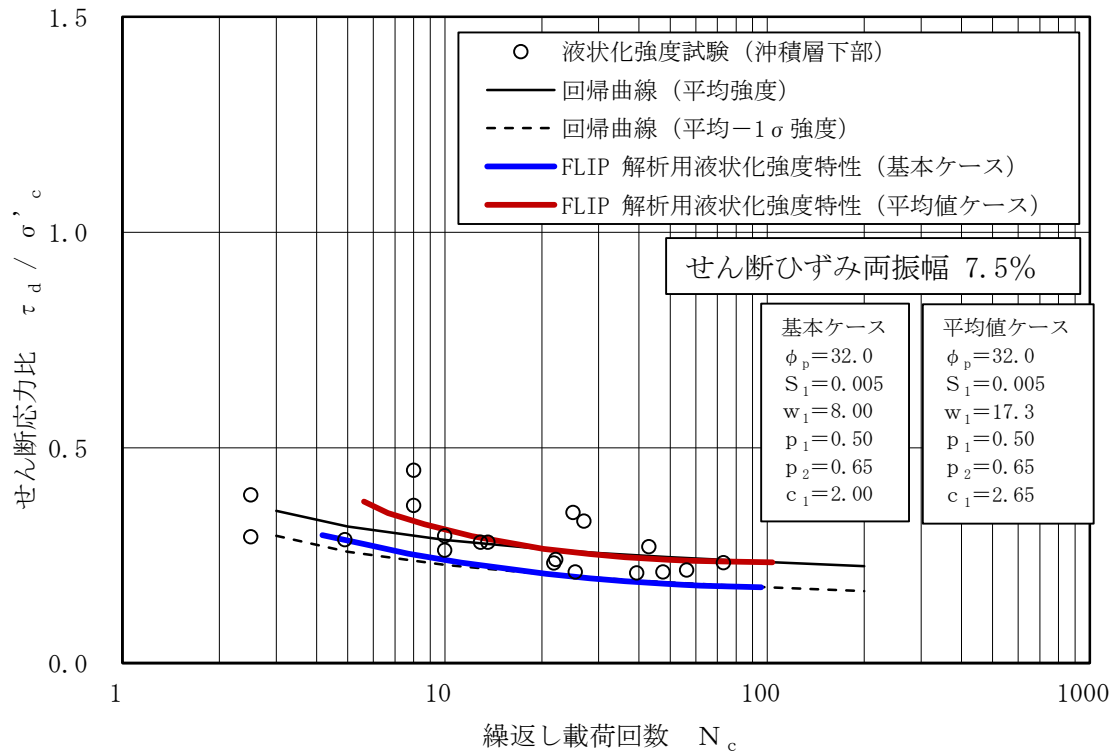


図 3-9 液状化抵抗曲線（沖積層下部）

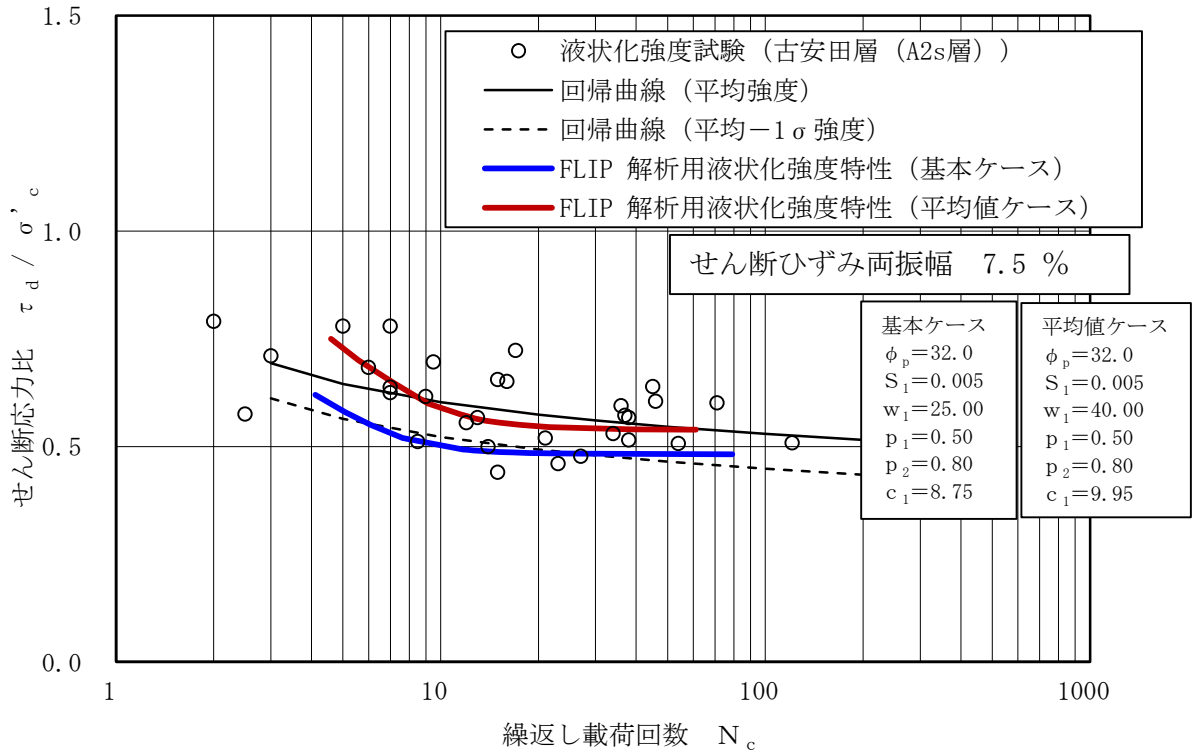


図 3-10 液状化抵抗曲線 (古安田層 (A2s 層))

(5) 減衰定数

耐震評価に適用する有効応力解析では、履歴減衰と粘性減衰を考慮している。履歴減衰による減衰は、地盤及び構造物の非線形性の程度に応じた値とする。粘性減衰による減衰は、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される Rayleigh 減衰にて与える。Rayleigh 減衰の減衰マトリックス $[C]$ は、質量マトリックス $[M]$ 及び剛性マトリックス $[K]$ の線形結合で表される。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

ここで、 $[C]$ ：減衰マトリックス、
 $[M]$ ：質量マトリックス、
 $[K]$ ：剛性マトリックス、
 α, β ：係数

有効応力解析では、時系列で地盤の 1 次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから、Rayleigh 減衰の係数 α, β の両方を用いると、質量比例項の減衰 $\alpha [M]$ の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰 $\alpha [M]$ の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の 1 次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1 次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う 1 次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1 次固有振動モードに対する減衰定数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適切な評価が行えるように係数 α を 0 として設定し、低振動数帯で減衰 $\alpha [M]$ の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

係数 β については、北断面及び南断面の解析モデルの共通条件として下端 (T.M.S.L. - 80m) から地表面までの範囲をモデル化している点を踏まえ、いずれの断面についても係数 β を 0.005 と設定する。FLIP 研究会によると、標準的な係数 β の設定方法は、解析対象とする地盤・構造系と類似する既往の地震被害事例に基づいて算定する方法であり、これが最も信頼性の高い係数 β の値を与えるとされる*。また、FLIP による岸壁等の既往解析事例に対して Rayleigh 減衰の係数 β を調査した結果、係数 β の範囲は 0.0005~0.01 と報告されている*。

再現解析結果と観察された地盤変状と比較することで、減衰定数を含む解析用物性値の設定が適切な保守性を有することを確認する。

注記*：FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」

3.1.2 解析結果

再現解析により得られた「水平変位量」及び「鉛直変位量」を観測記録と比較し、解析用物性値の再現性と適用性を確認する。

(1) 再現解析結果（水平変位量）と考察

有効応力解析による地表面水平変位量の結果を図 3-11, 図 3-12 に示す。図の水平座標は護岸からの距離を示している。

a. 基本ケース

北断面の基本ケースについて、護岸天端における地表面水平変位は「1.63m」となり、地震後に観察された変位である「0.59m」と比較して 2.7 倍も大きな変位量となった。護岸から離れた位置においても、実績に比して大きな水平変位量が得られている。

南断面の基本ケースについて、護岸における地表面水平変位は「1.14m」となり、地震後に観察された変位である「0.53m」と比較して 2.1 倍も大きな変位量となった。護岸から離れた位置においても、実績に比して大きな水平変位量が得られている。

したがって、基本ケースで設定している解析用物性値は、変形量の観点から十分な保守性を有していると判断できる。

b. 平均値ケース

北断面の平均値ケースについて、護岸天端の地表面水平変位「1.34m」は、地震後に観察された変位である「0.59m」と比較して 2.2 倍以上の変位量となった。平均的な液状化強度特性を設定した場合でも実測値よりも大きな変位となった。

南断面の平均値ケースについて、護岸の地表面水平変位「0.90m」は、地震後に観察された変位である「0.53m」と比較して 1.6 倍以上の変位量となった。平均的な液状化強度特性を設定した場合でも実測値よりも大きな変位となった。

c. 考察

基本ケース及び平均値ケースともに、再現解析は実測値を上回る結果となっているが、地表面が海側へ水平変位を生じる実測値の傾向を再現できている。

(a) 北断面

北断面の基本ケースにおける過剰間隙水圧比と最大せん断ひずみ残留値を、図 3-13 及び図 3-14 に示す。比較的浅い深度にある飽和した液状化検討対象層（埋戻土）では、過剰間隙水圧比が 95%を超過する範囲が広がっており、小段擁壁が存在する地表面形状の影響もあり、大きな水平変位が発生したものと考えられる。

北断面の平均値ケースにおける過剰間隙水圧比（図 3-15）と最大せん断ひずみ残留値（図 3-16）においても同様の傾向が認められるが、基本ケースと比較して過剰間隙水圧比が上昇する範囲は狭く、水平変位の大小関係と整合的である。

(b) 南断面

南断面の基本ケースにおける過剰間隙水圧比と最大せん断ひずみ残留値を、図 3-17 及び図 3-18 に示す。比較的浅い深度にある飽和した液状化検討対象層（埋戻土、新期砂層）では、過剰間隙水圧比が 95%を超過する範囲が広がっているが、その層厚は北断

面と比較して薄い。そのため、南断面では北断面と比較して小さな地表面水平変位が得られたものと考えられる。また、小段擁壁の下方に位置する液状化検討対象層（沖積層下部）では、間隙水圧比が80～95%程度まで上昇していることと、直上小段の荷重が沖積層下部に影響を与えやすい形状となっていることから、比較的大きな残留ひずみが得られたものと考えている。

南断面の平均値ケースにおける過剰間隙水圧比（図 3-19）と最大せん断ひずみ残留値（図 3-20）においても同様の傾向が認められるが、基本ケースと比較して過剰間隙水圧比が上昇する範囲は狭く、水平変位の大小関係と整合的である。

これより、今回用いている有効応力解析の解析コード（FLIP）は、実測値の傾向を再現できていることから適用性があるものと判断できる。また、変形量の観点からは、ここで設定した減衰定数と液状化試験結果の平均値から設定した解析用物性値を採用した場合にも保守性を有すると判断できる。

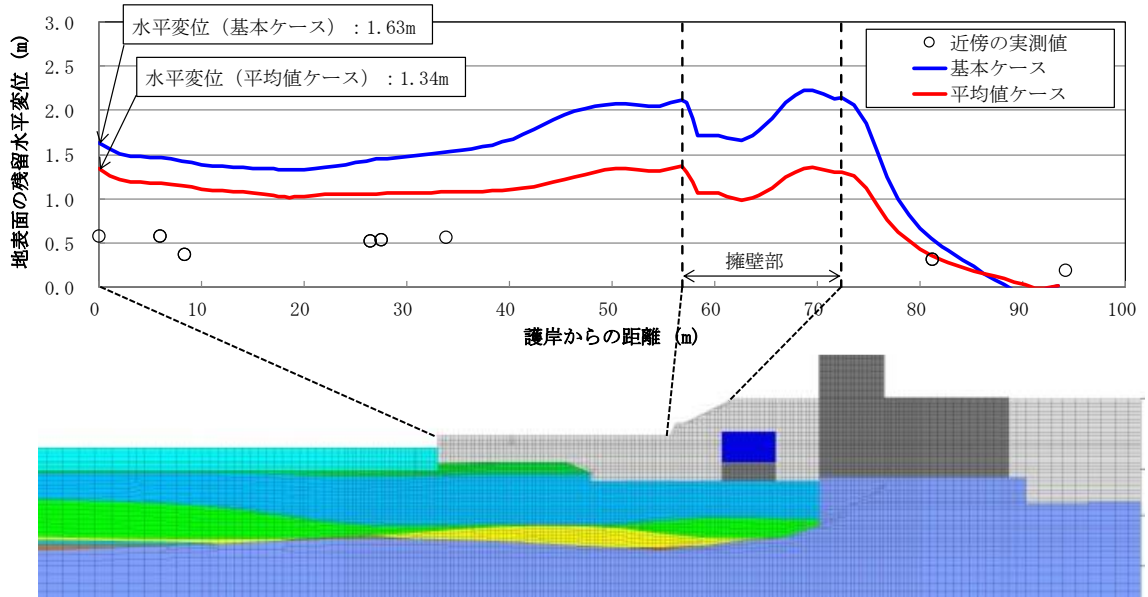


図 3-11 護岸からの距離と地表面水平変位の関係（北断面）

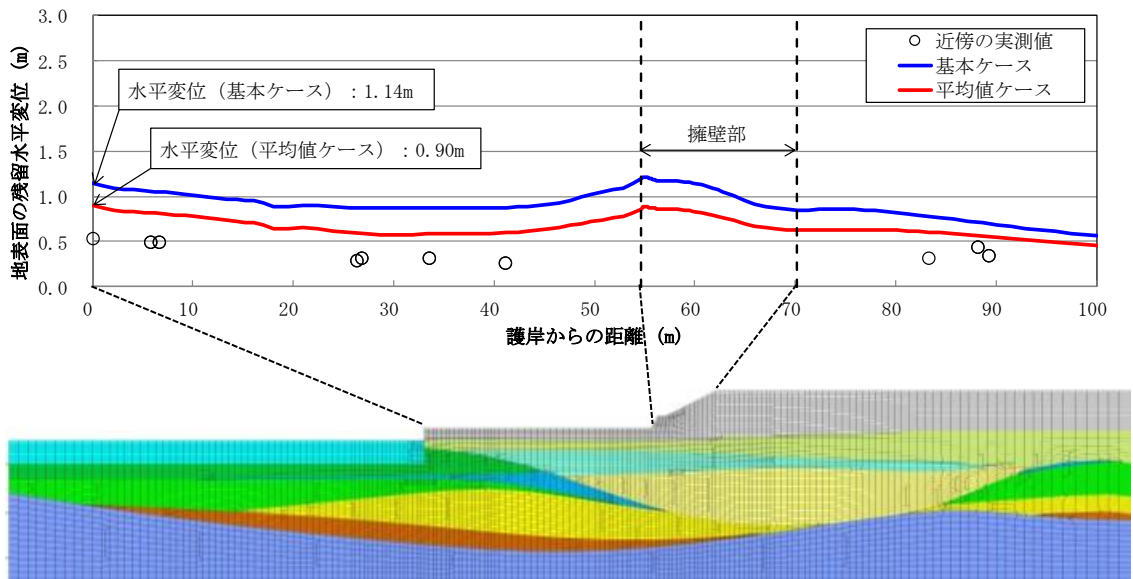


図 3-12 護岸からの距離と地表面水平変位の関係（南断面）

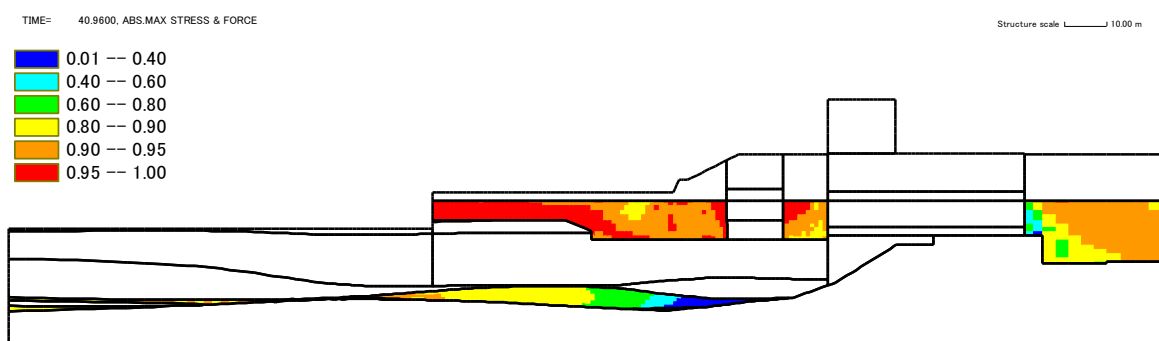


図 3-13 最大過剰間隙水圧（基本ケース）（北断面）

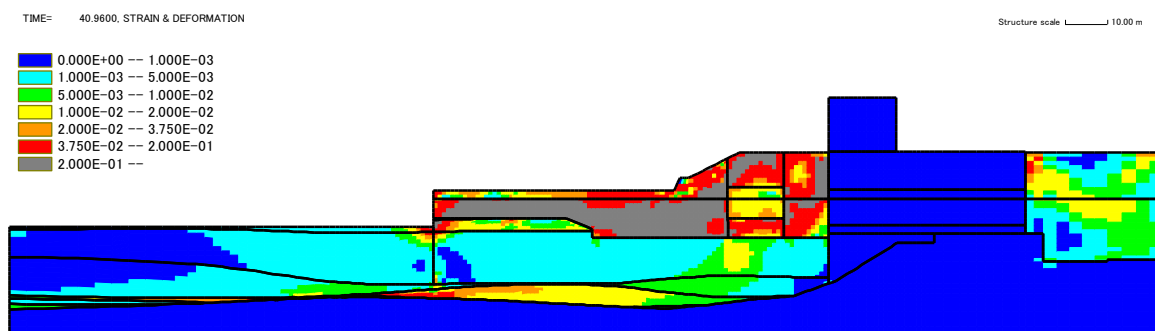


図 3-14 最大せん断ひずみ γ_{max} （残留値：基本ケース）（北断面）

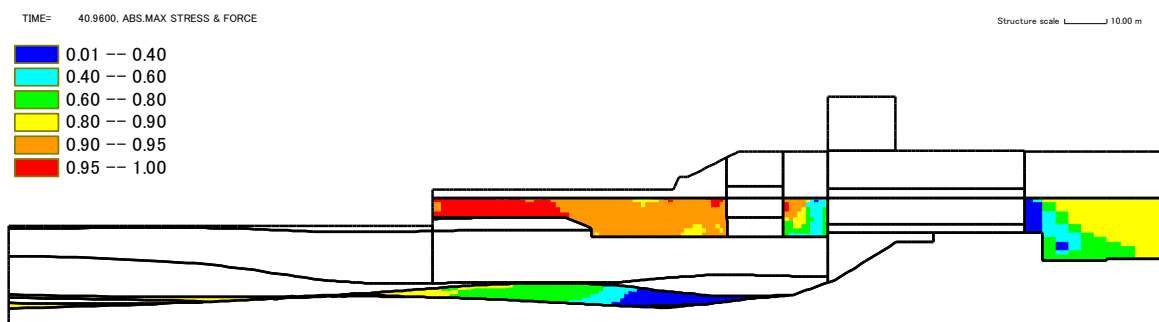


図 3-15 最大過剰間隙水圧（平均値ケース）（北断面）

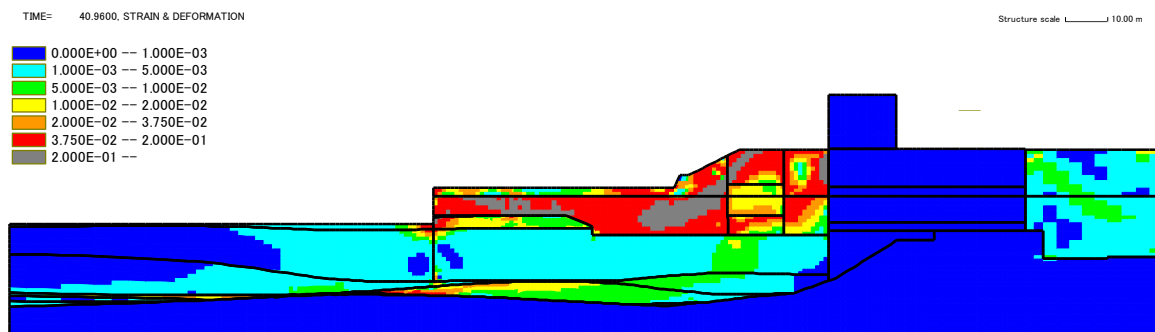


図 3-16 最大せん断ひずみ（残留値：平均値ケース）（北断面）

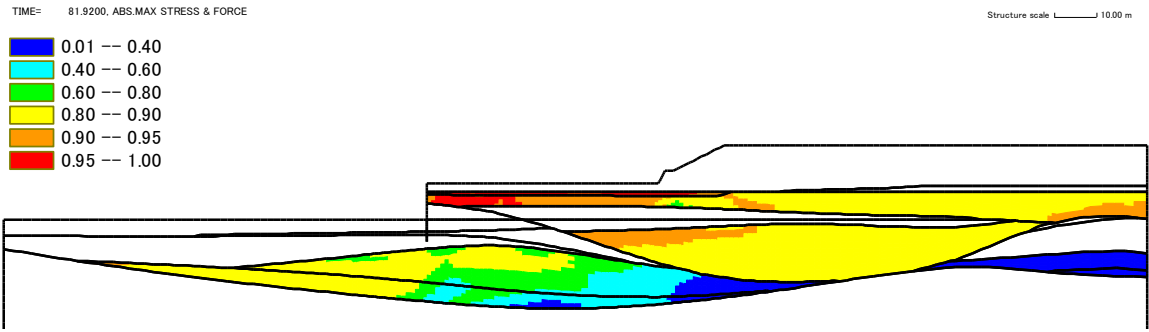


図 3-17 最大過剰間隙水圧（基本ケース）（南断面）

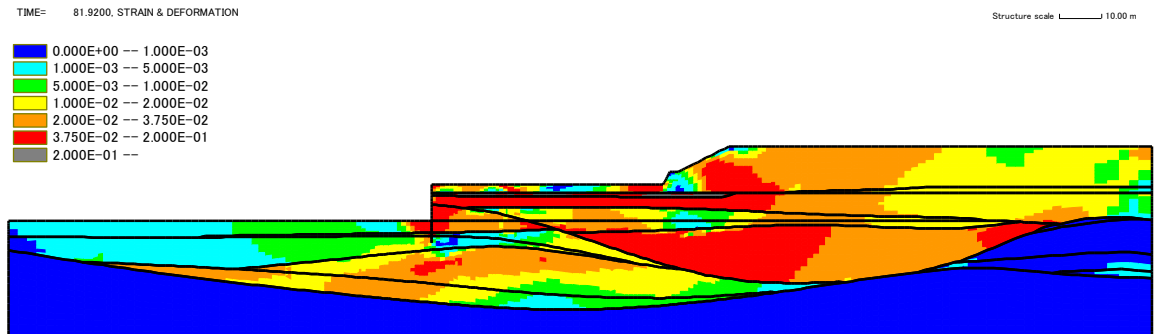


図 3-18 最大せん断ひずみ γ_{max} （残留値：基本ケース）（南断面）

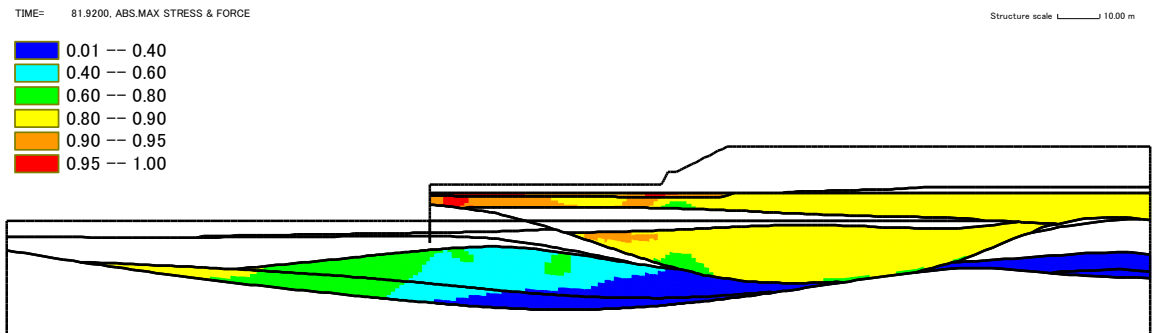


図 3-19 最大過剰間隙水圧（平均値ケース）（南断面）

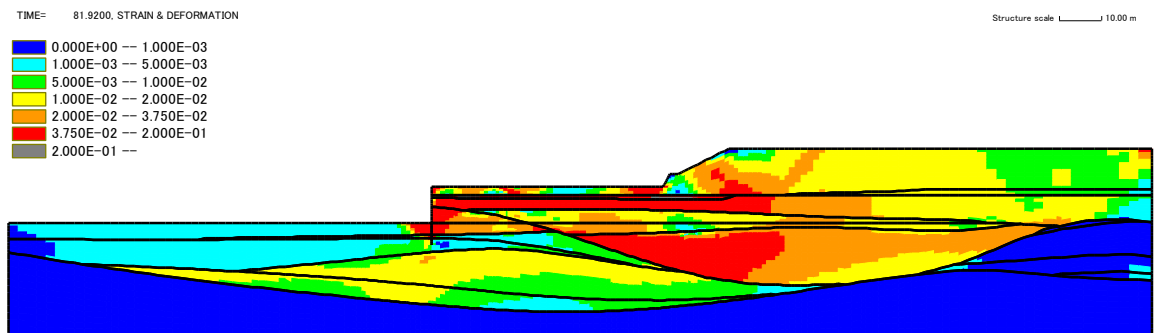


図 3-20 最大せん断ひずみ（残留値：平均値ケース）（南断面）

(2) 再現解析結果（鉛直変位量）と考察

有効応力解析による地表面鉛直変位量の結果を、図 3-21、図 3-22 に示す。図の水平座標は護岸からの距離で示している。

a. 基本ケース

基本ケースについては、有効応力解析の鉛直変位量は、地表面形状に応じて側方流動の影響を受けた沈下と隆起を生じており、新潟県中越沖地震時に観察された実績の沈下量とは異なる傾向を示す。

有効応力解析による護岸付近の鉛直変位量は、北断面で「0.73m」、南断面で「0.49m」であり、側方流動による変形の影響で生じているが、これは実績の沈下量である北断面の「0.00m」、南断面の「0.12m」と比較して大きい。小段擁壁付近の有効応力解析結果についても、側方流動の影響により法尻で隆起、法肩で沈下しているが、実績沈下量は小さく明瞭な傾向は認められていない。いずれも、有効応力解析では側方流動の影響に伴う鉛直変位量を保守的に算定している。

b. 平均値ケース

平均値ケースについては、有効応力解析の鉛直変位量は、基本ケースと比較して沈下と隆起の傾向が抑制されるものの、新潟県中越沖地震時に観察された実績の沈下・隆起量に対して有効応力解析の地表面変位量が大きいことから、側方流動の影響に伴う鉛直変位量を保守的に算定している。

c. 考察

再現解析による鉛直変位量は、護岸付近で沈下、小段擁壁付近の法尻で隆起、法肩で沈下する傾向にある。

有効応力解析の解析コード F L I P (ver. 7.4.1) は、非排水条件に基づく解析コードであることから、再現解析による鉛直変位は、大きな水平変位（図 3-11、図 3-12）が生じた箇所での側方流動の影響により発生するものと考えられる。図 3-21 の北断面の小段擁壁部の鉛直変形量が、基本ケースと平均値ケースで大きく異なることは、図 3-11 の当該箇所の水平変位量が基本ケースと平均値ケースで大きく異なっている点と整合的である。

また、南断面の鉛直変形量（図 3-22）については、水平変位量（図 3-12）が北断面と比較して小さく、基本ケースと平均値ケースの差分も小さいことから、側方流動に伴う鉛直変形が抑えられた結果と考えられる。

これより、新潟県中越沖地震時に観察された実績の沈下量は、再現解析から得られる鉛直変形量の絶対値に対して小さく、耐震評価を行う上では保守的な評価が可能であると判断できる。

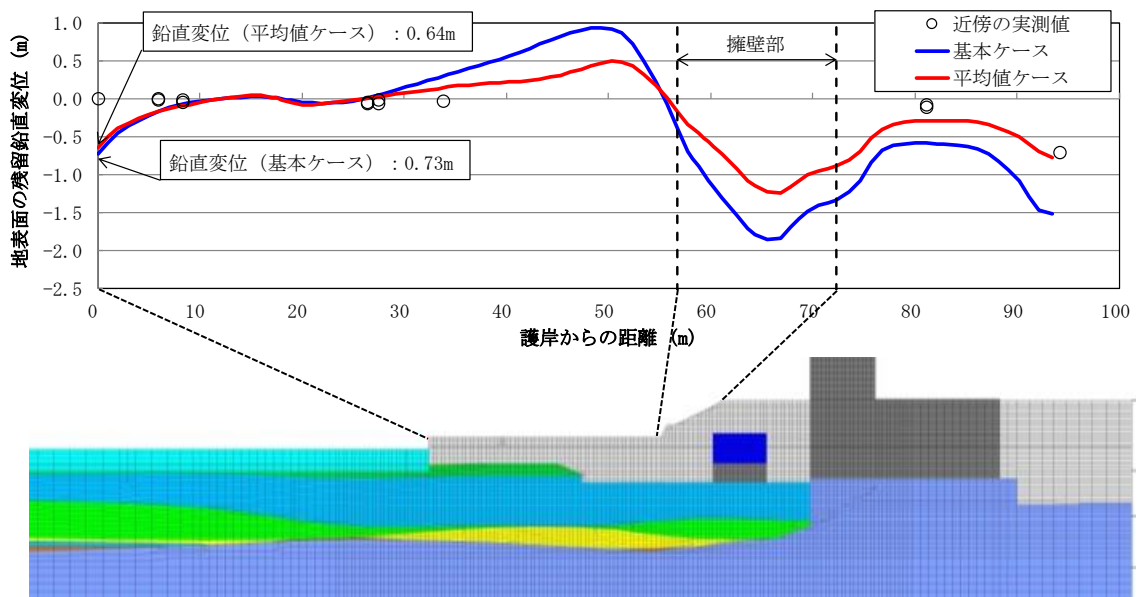


図 3-21 護岸からの距離と地表面鉛直変位の関係 (北断面)

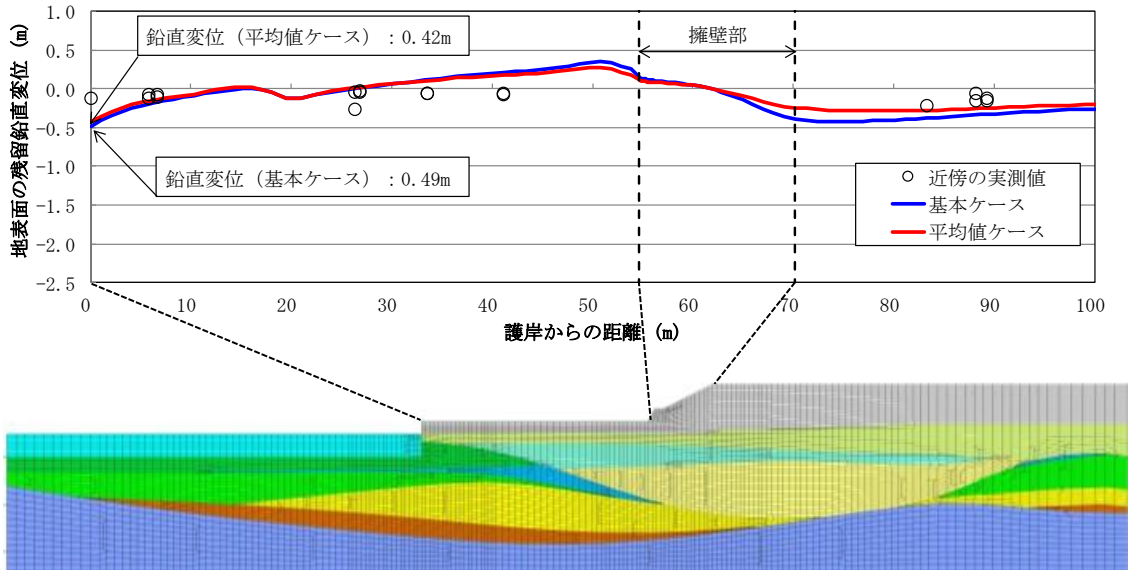


図 3-22 護岸からの距離と地表面鉛直変位の関係 (南断面)

3.2 まとめ

新潟県中越沖地震の地震記録を入力波として、大湊側敷地の南北2断面を対象とした再現解析を行い、当該地震時に敷地内で観察された地盤変状と比較することで解析コードの適用性、減衰定数を含む解析用物性値の保守性について確認した。

再現解析にあたっては、液状化強度特性については試験結果のばらつきを踏まえた基本ケース（平均値－1 σ ）と平均値ケースの2ケースを適用し、減衰定数については対象の南北2断面が同規模の領域をモデル化している点を踏まえ、共通の係数（Rayleigh減衰 $\alpha=0$, $\beta=0.005$ ）を適用した。

再現解析の結果、有効応力解析コード（FLIP）は、地表面が海側へ変形した実測値の傾向を再現できており、耐震評価への適用性を有していると判断した。また、いずれのケースについても再現解析の変形量が実測値を概ね上回る評価ができていることから、ここで設定している減衰定数と解析用物性値は、耐震評価を実施する上での保守性を有しており、適用性があると判断した。

4. 参考文献

- 1) 小長井ほか：2007年新潟県中越沖地震の被害とその特徴，2010 土木学会地震被害調査小委員会，2006年～2010年に発生した国内外の地震被害報告書，2010.
- 2) 東京電力（株）：新潟県中越沖地震に対する柏崎刈羽原子力発電所の耐震安全性の検討状況について，経済産業省総合資源エネルギー調査会 原子力安全・保安部会耐震・構造設計小委員会 地震・津波，地質・地盤合同WG，第3回会合配布資料（合同W3-1），pp7-9，2007.12.25.
- 3) 東京電力（株）：新潟県中越沖地震に対する柏崎刈羽原子力発電所の耐震安全性の検討状況について，経済産業省総合資源エネルギー調査会 原子力安全・保安部会耐震・構造設計小委員会 地震・津波，地質・地盤合同WG，第4回会合配布資料（合同W4-1-1），pp10-11，2008.2.15.

(参考資料 6) 地盤改良体における補足

1. 地盤改良体の概要

1.1 地盤改良工法の種類と適用地盤

地盤改良工法については、文献（陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル改訂版，(財)土木研究センター，平成 16 年 3 月）では，以下の項目により分類づけられる。

- ① 対策工法を必要とする理由，目的，期待する効果
- ② 地盤の性状
- ③ 構造物の性質
- ④ 現場条件，周辺環境

地盤改良工法の種類と適用地盤・効果を表 1-1 に示す。

表 1-1 地盤改良工法の種類と適用地盤・効果

工法		適用地盤				工法の効果				
		粘性土	砂質土	粘性土 砂質土 の互層	有機 質土	沈下対策		安定対策		
						圧密沈 下促進	沈下量 減少	せん断 変形の 抑制	強度増 加促進	すべり 抵抗の 付与
表層処理工法	表層排水工法									
	サンドマット工法	○			○			○	○	
	敷設材工法									
	浅層混合処理工法									
置換工法	掘削置換工法	○		○	○		○	○	○	
	強制置換工法									
押え盛土工法	押え盛土工法	○		○	○			○		○
	緩斜面工法									
緩速載荷工法	漸増載荷工法	○		○	○			○		
	段階載荷工法									
載荷重工法	盛土荷重載荷工法								○	
	大気圧載荷工法	○		○	○	○				
	地下水低下工法									
パーチカル ドレーン工法	サンドドレーン工法	○		○	○	○		○	○	
	ボード系ドレーン工法									
サンドコンパ クション工法	サンドコンパクショ ン工法	○	○	○	○	○	○	○		○
	ンパイル工法									
締固め工法	振動棒工法		○				○			○
	動圧密工法									
固結工法	深層混合処理工法	○	○	○	○			○	○	○
	生石灰パイル工法									
	薬液注入工法									
構造物による 工法	矢板工法									
	打設グイ工法	○	○	○	○		○	○		○
	スラブ工法									
	カルバート工法									

(引用：陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル 改訂版，
(財)土木研究センター，平成 16 年 3 月)

表 1-1 に示す工法のうち、柏崎刈羽原子力発電所の建物・構築物及び土木構造物で適用している地盤改良としては、適用地盤や工法の効果とも幅広く適用可能である「固結工法」を基本としている。固結工法のうち、主に採用した工法は深層混合処理工法（機械攪拌工法、高圧噴射攪拌工法）である。

また、一般的に置換工法とは、軟弱地盤を良質な土材料で置き換える工法であるが、土材料として陸上混練したセメント改良土を適用したものについては固結工法と同等又はそれ以上の効果を期待出来ることから採用している。以下、本資料では置換工法のうち、置換する材料としてセメント改良土を適用した工法を「置換工法」という。

なお、深層混合処理工法については、原地盤を攪拌混合する性質上、一般的に土材料の性質によって物性が異なることから、主たる対象土層の性質（砂質土・粘性土）によって分類する。地盤改良工法と対象土層の性質に係わる解釈を表 1-2 に、対象土層の分類を表 1-3 に示す。

表 1-2 地盤改良工法と対象土の性質に係わる解釈

地盤改良工法		対象土層の考慮	備考
置換工法 (セメント改良土)		考慮しない	地上混練した材料であるため対象土層の影響を受けない。
深層混合 処理工法	機械攪拌工法	考慮する	原地盤を攪拌混合する工法のため、対象土層の影響を受ける。
	高圧噴射攪拌工法	考慮する	原地盤を切削攪拌する工法のため、対象土層の影響を受ける。

表 1-3 対象土層の分類

地層名		対象土種別
埋戻土		砂質土
埋戻土Ⅱ		粘性土
沖積層 新期砂層	新期砂層	砂質土
	沖積層上部（シルト質）	粘性土
	沖積層上部（砂質）	砂質土
	沖積層下部	砂質土
古安田層	A3c層	粘性土
	A3a1層	粘性土
	A3s層	砂質土
	A2c層	粘性土
	A2a1層	粘性土
	A2s層	砂質土
	A2g層（シルト質）	粘性土
	A2g層（砂質）	砂質土
	A1c層	粘性土
A1g層	砂質土	

1.2 地盤改良体の施工方法

柏崎刈羽原子力発電所で適用している地盤改良体の施工方法の概要を表 1-4 に示す。

表 1-4 施工方法の概要(1/3)

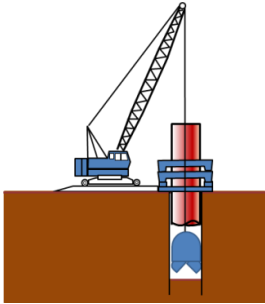
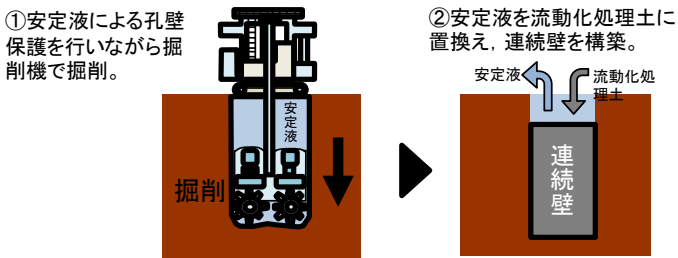
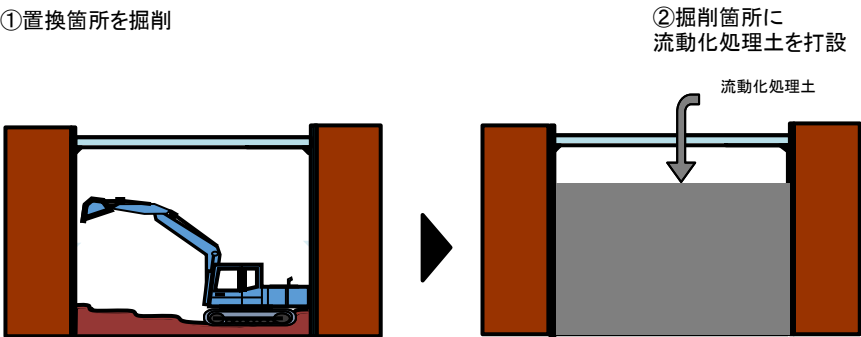
工 法	概 要
<p>置換工法 (CD 掘削工法)</p>	<p>原地盤を全周回転掘削機で開削し，流動化処理土を投入することで，改良体を造成する工法。地上構造物及び埋設構造物がなく，開削が可能な箇所にて採用。</p>  <p>置換工法(CD 掘削工法)の概要</p>
<p>置換工法 (地中連続壁工法)</p>	<p>原地盤を水平多軸掘削機で開削し，流動化処理土を投入することで，改良体を造成する工法。地上構造物及び埋設構造物がなく，開削が可能な箇所にて採用。</p>  <p>①安定液による孔壁保護を行いながら掘削機で掘削。</p> <p>②安定液を流動化処理土に置換え，連続壁を構築。</p> <p>掘削</p> <p>安定液</p> <p>安定液</p> <p>流動化処理土</p> <p>連続壁</p> <p>置換工法(地中連続壁工法)の概要</p>
<p>置換工法 (開削工法)</p>	<p>狭隘部において，小型建機を用いて掘削した後，流動化処理土を投入し，改良体を造成する工法</p>  <p>①置換箇所を掘削</p> <p>②掘削箇所に流動化処理土を打設</p> <p>流動化処理土</p> <p>置換工法(開削工法)の概要</p>

表 1-4 施工方法の概要(2/3)

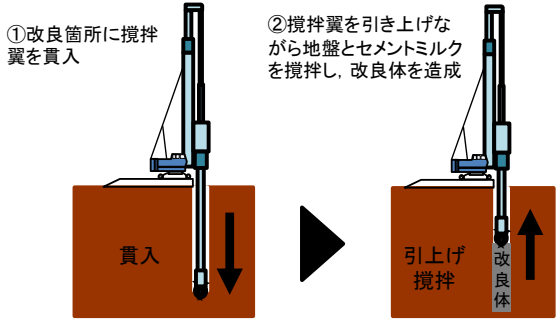
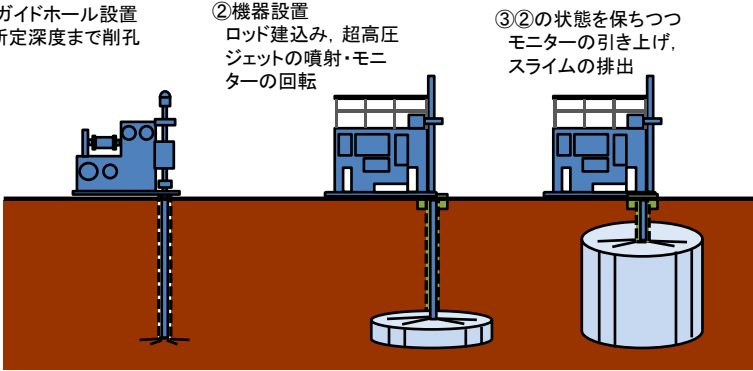
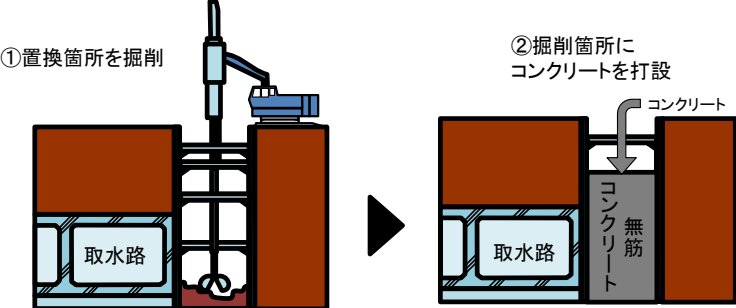
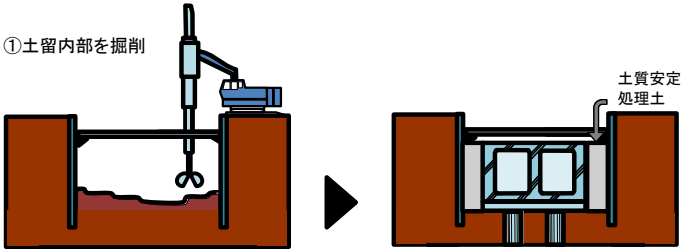
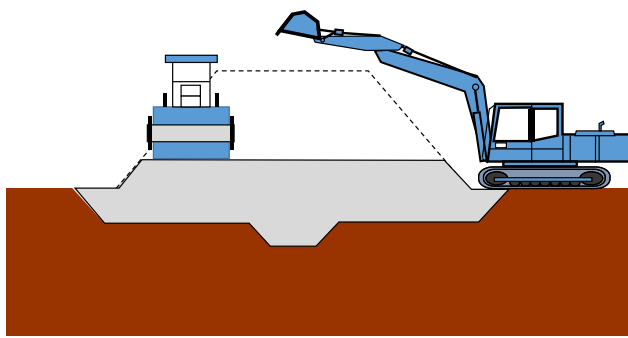
工 法	概 要
<p>機械攪拌工法</p>	<p>原地盤に攪拌翼を貫入した後、地盤とセメントミルクを攪拌混合することで改良体を造成する工法。地上構造物及び埋設構造物がなく、貫入が可能な箇所にて採用。</p>  <p>①改良箇所に攪拌翼を貫入 ②攪拌翼を引き上げながら地盤とセメントミルクを攪拌し、改良体を造成</p> <p>貫入 引上げ攪拌 改良体</p> <p>機械攪拌工法の概要</p>
<p>高圧噴射攪拌工法</p>	<p>高圧でセメントミルクを吐出し、原地盤を切削・攪拌することで改良体を造成する工法。地上構造物及び埋設構造物がある、開削が困難な箇所にて採用。</p>  <p>①ガイドホール設置 所定深度まで削孔 ②機器設置 ロッド建込み、超高圧ジェットの噴射・モニターの回転 ③②の状態を保ちつつ モニターの引き上げ、スライムの排出</p> <p>高圧噴射攪拌工法の概要</p>
<p>無筋 コンクリート</p>	<p>原地盤を開削し、無筋コンクリートを投入することで、改良体を造成する工法。地上構造物及び埋設構造物がなく、開削が可能な箇所にて採用。</p>  <p>①置換箇所を掘削 ②掘削箇所にコンクリートを打設</p> <p>取水路 コンクリート 無筋</p> <p>無筋コンクリートの概要</p>

表 1-4 施工方法の概要(3/3)

工 法	概 要
土質安定処理土	<p>構造物側方の狭隘な掘削範囲を施工性向上のために流動化処理土で埋戻したもの。(構造物に対して機能を期待しない地盤改良体)</p>  <p>The diagram illustrates the soil stabilization process in two stages. On the left, a machine is shown excavating the interior of a pit, with the label '①土留内部を掘削' (Excavate the interior of the soil retention). On the right, the pit is filled with '土質安定処理土' (Soil stabilization treatment soil), which is shown as a lighter-colored material filling the space between the structure and the ground.</p> <p style="text-align: center;">土質安定処理土の概要</p>
改良盛土	<p>セメント改良土を所定の高さまで盛立てる工法。自主対策設備として設置した防潮堤の堤体として採用。(構造物に対して機能を期待しない地盤改良体)</p>  <p>The diagram shows a blue excavator-like machine with a hopper on its back, depositing soil into a trench. The machine is positioned on a concrete structure. The soil being deposited is shown as a grey layer on top of the brown ground.</p> <p style="text-align: center;">改良盛土の概要</p>

2. 各施設における地盤改良体の概要

建物・構築物及び土木構造物において、地盤改良体を設置する施設の平面配置図を図 2-1 に、間接支持する設備（C クラスを除く）の有無、既設地盤改良体と新設地盤改良体の区分、地盤改良工法及び地盤改良の目的を表 2-1 に示す。

表 2-1 に示すとおり、地盤改良の主な目的は、変形抑制及び浮上り防止（構造物底面に作用する揚圧力の遮断及び構造物側面のせん断抵抗確保）に区別される。その他に、構造物側方の狭隘な掘削範囲を施工性向上のために地盤改良体で埋戻す場合や自主対策設備として設置した防潮堤の堤体として地盤改良体を用いる場合がある。なお、柏崎刈羽原子力発電所 7 号機の工事計画認可申請においては、構造物の支持を目的とした地盤改良体は無い。

各施設における地盤改良体の施工範囲及び仕様については、各施設における建物・構築物及び土木構造物のそれぞれの機能要求を満たす様に設定する。詳細については、各施設における耐震計算書に示す。

各施設の地盤改良体の配置図を「2.1 建物・構築物」及び「2.2 土木構造物」に示す。

なお、地盤改良体については、2018 年 12 月時点で竣工済みのものを「既設地盤改良体」、施工中若しくは計画中のものを「新設地盤改良体」と称する。

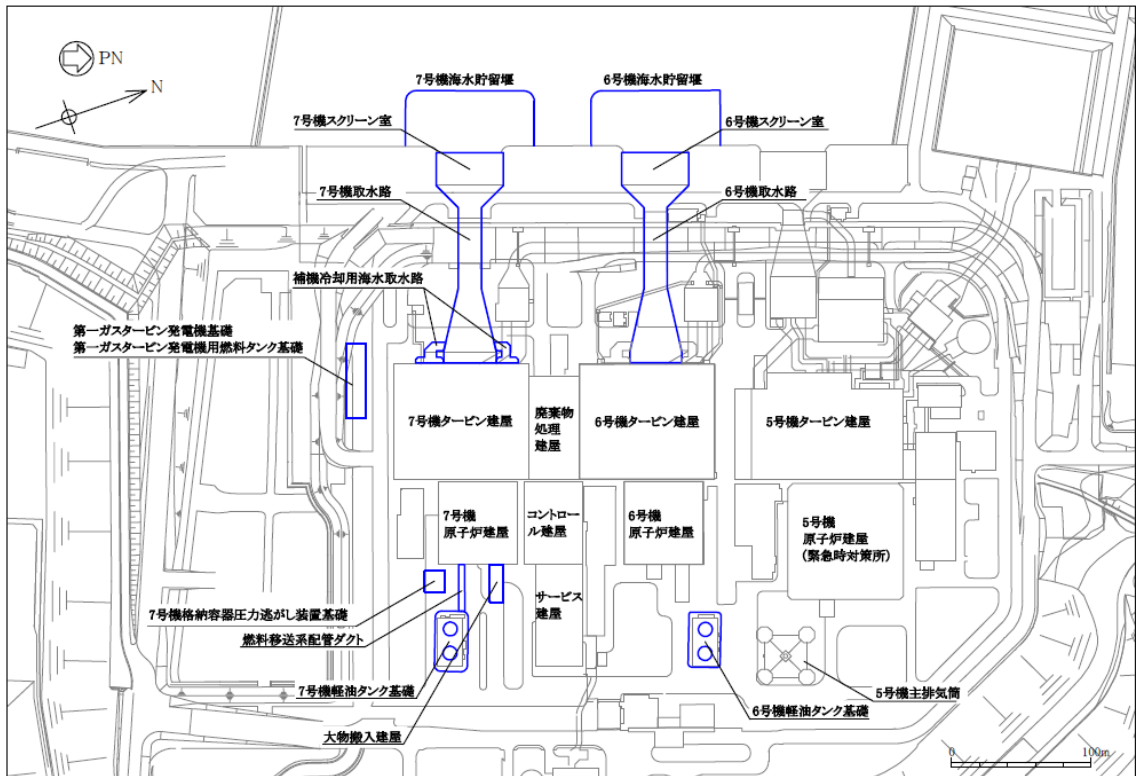


図 2-1 地盤改良体を設置する施設の平面配置図

表 2-1 地盤改良体の概要

	対象施設	間接支持 する設備*	地盤改良		
			既設/新設	工法	目的
建築物・ 構築物	大物搬入建屋	×	新設	置換工法 (CD 掘削工法)	変形抑制
	格納容器圧力逃がし装置 基礎	○	新設	置換工法 (CD 掘削工法)	変形抑制
				置換工法 (開削工法)	
				高圧噴射攪拌工法	
土木 構造物	海水貯留堰	×	既設	高圧噴射攪拌工法	変形抑制
			新設	高圧噴射攪拌工法	
	スクリーン室	×	新設	高圧噴射攪拌工法	浮上り防止
	取水路	×	新設	置換工法 (地中連続壁工法)	浮上り防止
				機械攪拌工法	
				高圧噴射攪拌工法	
				無筋コンクリート	
	補機冷却用海水取水路	×	新設	高圧噴射攪拌工法	浮上り防止
	軽油タンク基礎	○	既設	置換工法 (CD 掘削工法)	変形抑制
				高圧噴射攪拌工法	
			新設	置換工法 (CD 掘削工法)	
				高圧噴射攪拌工法	
	燃料移送系配管ダクト	○	既設	高圧噴射攪拌工法	変形抑制
			新設	置換工法 (CD 掘削工法)	
				高圧噴射攪拌工法	
6号機海水貯留堰	×	既設	高圧噴射攪拌工法	変形抑制	
		新設	高圧噴射攪拌工法		
6号機スクリーン室	×	新設	高圧噴射攪拌工法	浮上り防止	
6号機取水路	×	新設	置換工法 (地中連続壁工法)	浮上り防止	
			機械攪拌工法		
			高圧噴射攪拌工法		
			無筋コンクリート		
6号機軽油タンク基礎	○	既設	置換工法 (CD 掘削工法)	変形抑制	
			高圧噴射攪拌工法		
		新設	置換工法 (開削工法)		
			高圧噴射攪拌工法		
第一ガスタービン発電機 基礎, 第一ガスタービン 発電機用燃料タンク基礎	○	既設	機械攪拌工法	変形抑制	
			土質安定処理土	施工性向上	
			改良盛土	防潮堤 (自主設 備) 堤体	
		新設	機械攪拌工法	変形抑制	

注記* : 間接支持する設備 (Cクラスを除く) の有無 : 有り (○), 無し (×)

2.1 建物・構築物

(1) 大物搬入建屋

大物搬入建屋の地盤改良体の配置図を図 2-2 に示す。

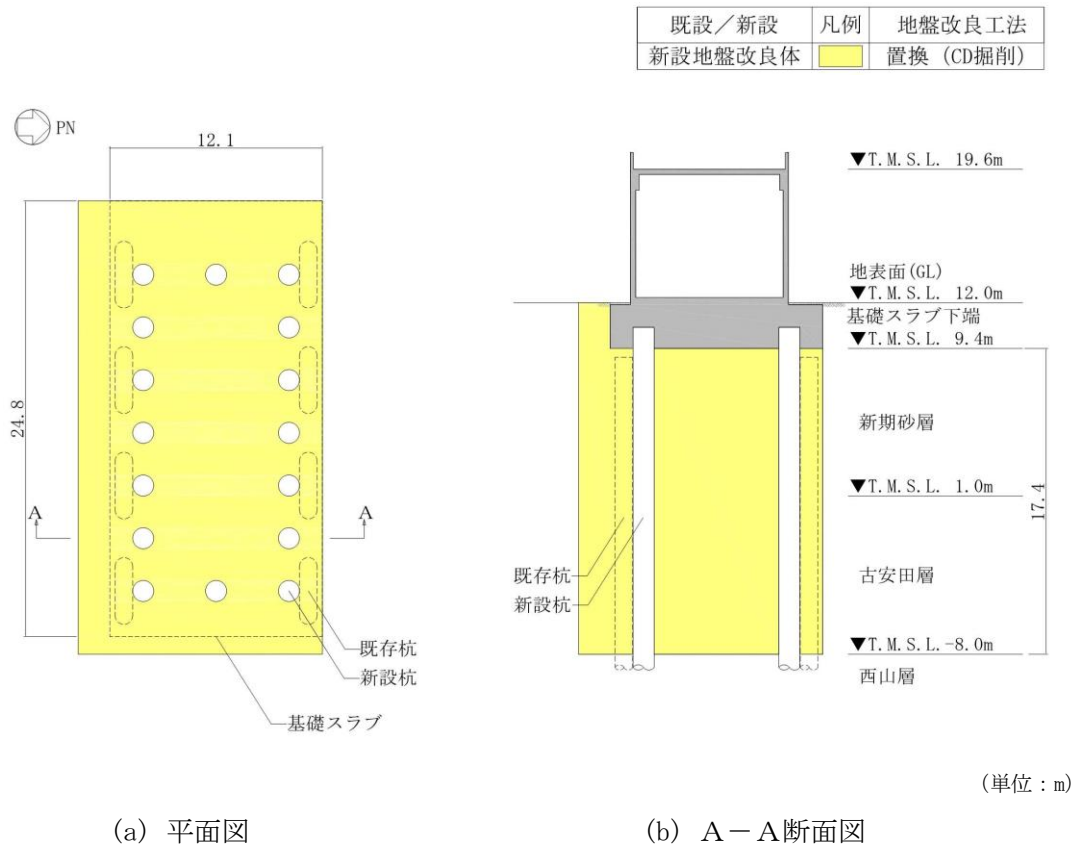
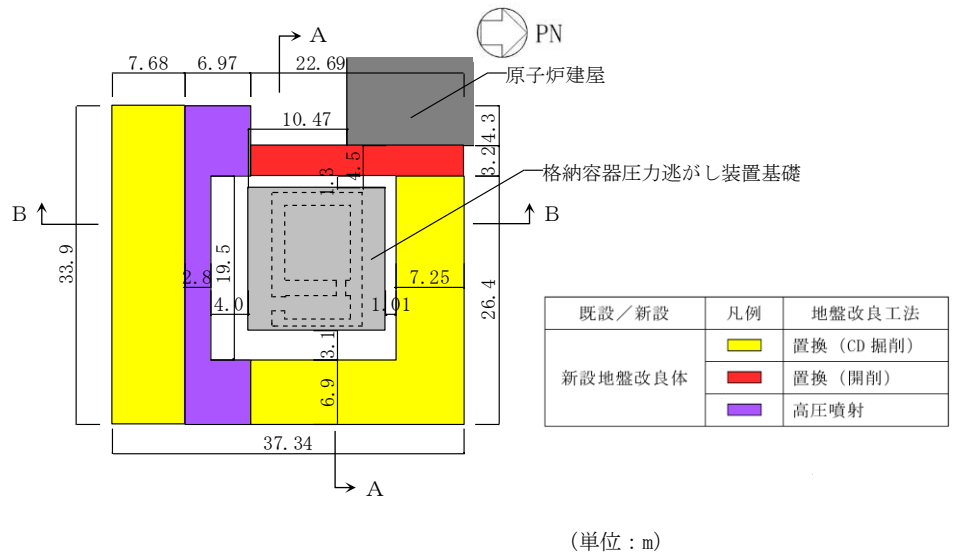


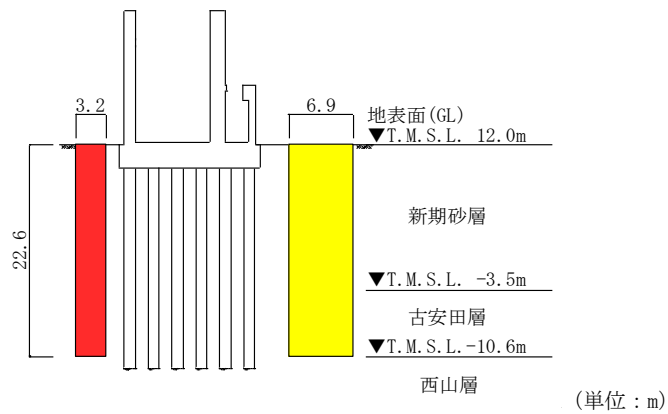
図 2-2 地盤改良体の配置図 (大物搬入建屋)

(2) 格納容器圧力逃がし装置基礎

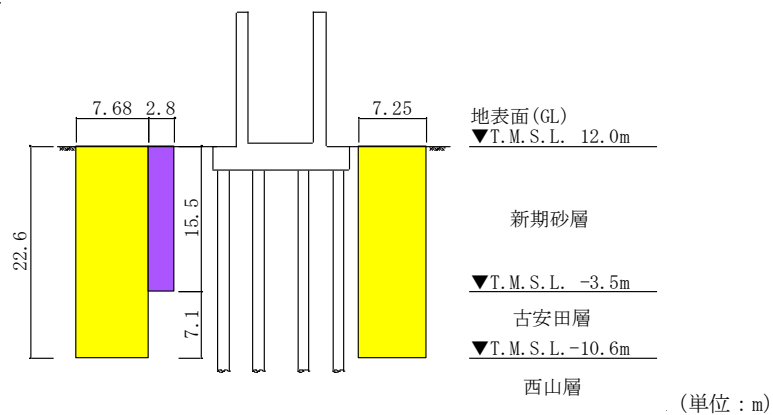
格納容器圧力逃がし装置基礎の地盤改良体の配置図を図 2-3 に示す。



(a) 平面図



(b) A-A断面図



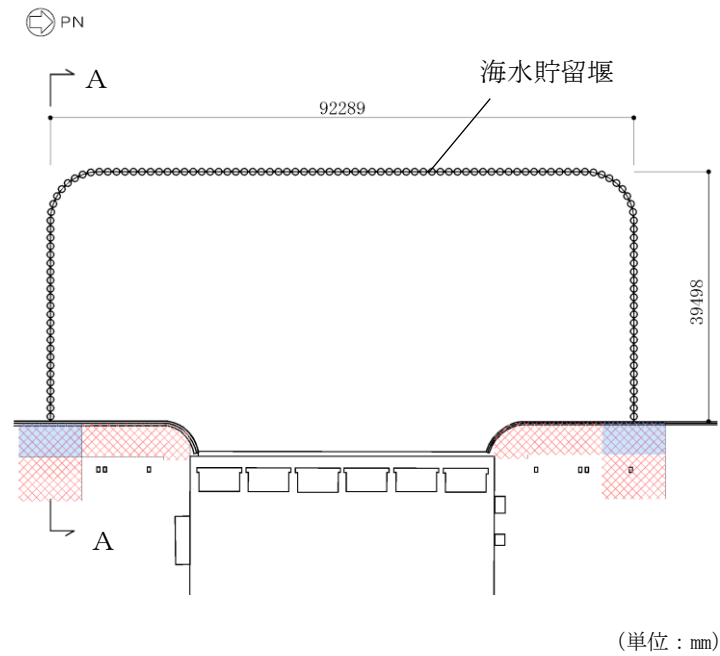
(c) B-B断面図

図 2-3 地盤改良体の配置図 (格納容器圧力逃がし装置基礎)

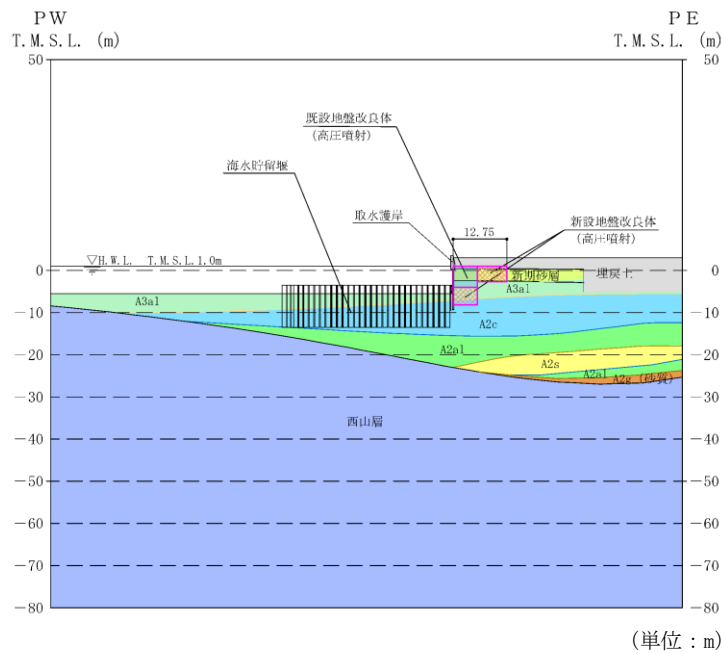
2.2 土木構造物

(1) 海水貯留堰

海水貯留堰の地盤改良体の配置図を図 2-4 に、6 号機海水貯留堰の地盤改良体の配置図を図 2-5 に示す。



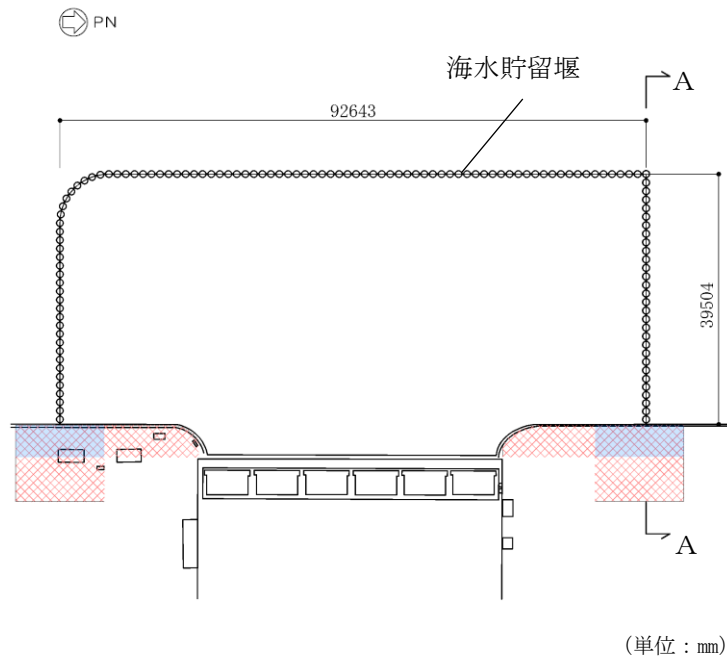
(a) 平面図



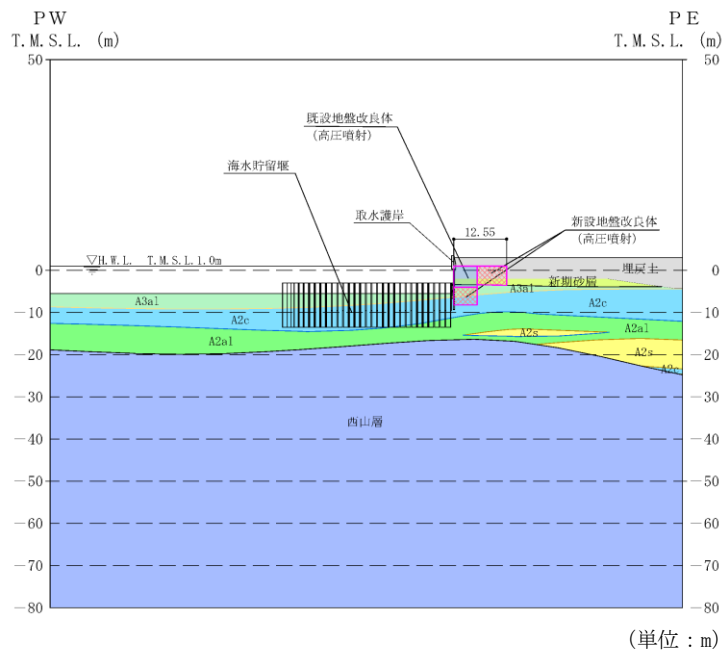
(b) A-A断面図

既設／新設	凡例	地盤改良工法
既設地盤改良体		高圧噴射
新設地盤改良体		高圧噴射

図 2-4 地盤改良体の配置図 (海水貯留堰)



(a) 平面図



(b) A-A断面図

既設／新設	凡例	地盤改良工法
既設地盤改良体		高压喷射
新設地盤改良体		高压喷射

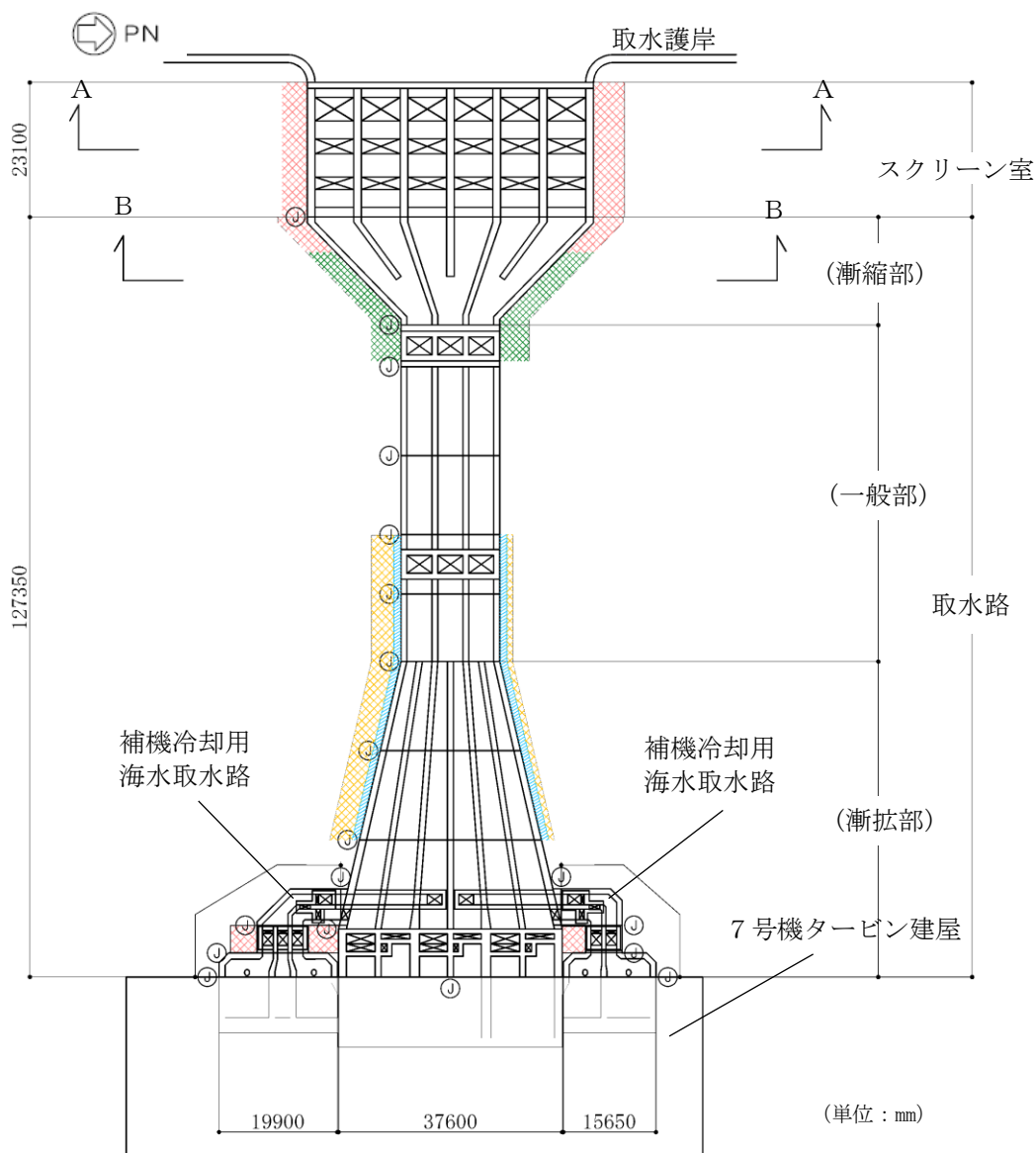
図 2-5 地盤改良体の配置図 (6号機海水貯留堰)

(2) スクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路

スクリーン室，取水路及び補機冷却用海水取水路の地盤改良体の配置図を図 2-6 に，6 号機スクリーン室及び 6 号機取水路の地盤改良体の配置図を図 2-7 に示す。

地盤改良体の幅は，浮上り防止を目的とし構造物を不透水層に根入れする観点から，構造物側方の埋戻土層の範囲（建設時における土留め内の掘削範囲）とすることを基本とする。ただし，建設時のオープン掘削により構造物側方に埋戻土層が広範囲に分布する場合は，地盤改良体高さの $1/2$ 以上を目安に地盤改良幅を設定する。

また，図 2-7 に示すとおり，6 号機取水路（一般部）北側の一部には，取水電源建屋が設置されている。取水電源建屋の設置地盤のうち取水路側方の埋戻し範囲は，建設時に地盤改良材を用いた埋戻しが実施されているが，当工事計画認可では，建設時の地盤改良の効果は期待せず，当該部分を埋戻土として評価を行う。

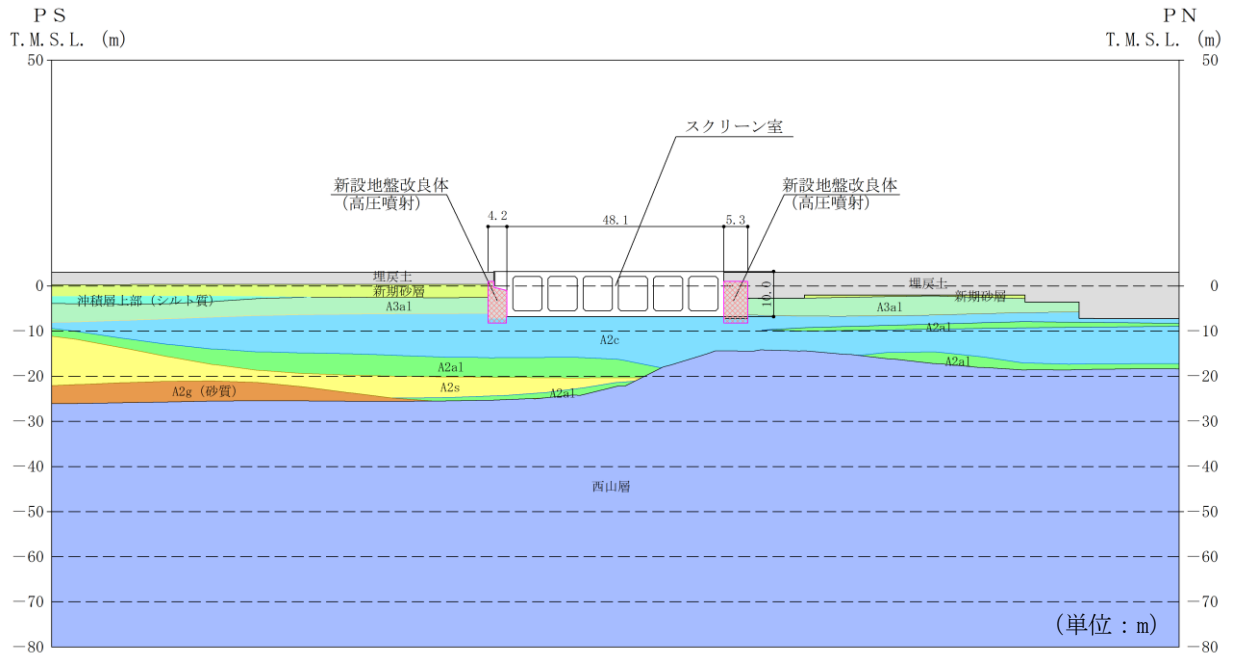


(a) 平面図

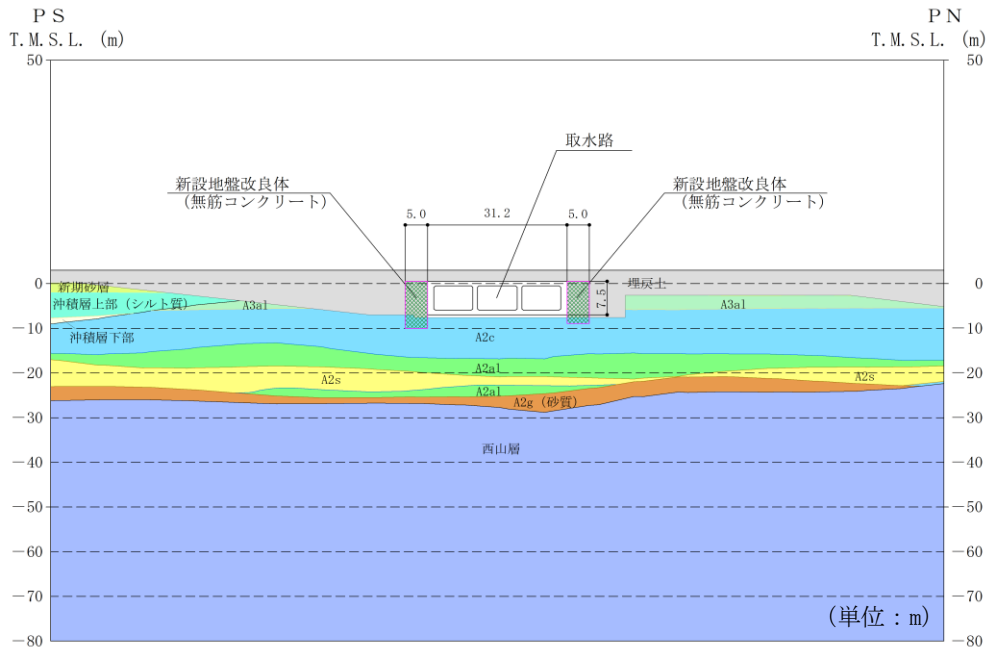
既設／新設	凡例	地盤改良工法
新設地盤改良体		高圧噴射
		無筋コンクリート
		置換(地中連続壁)
		機械攪拌

注：置換工法(地中連続壁)，機械攪拌工法の施工範囲の内，地上構造物及び埋設構造物がある箇所では，高圧噴射を適用

図 2-6 地盤改良体の配置図 (スクリーン室，取水路，補機冷却用海水取水路) (1/2)



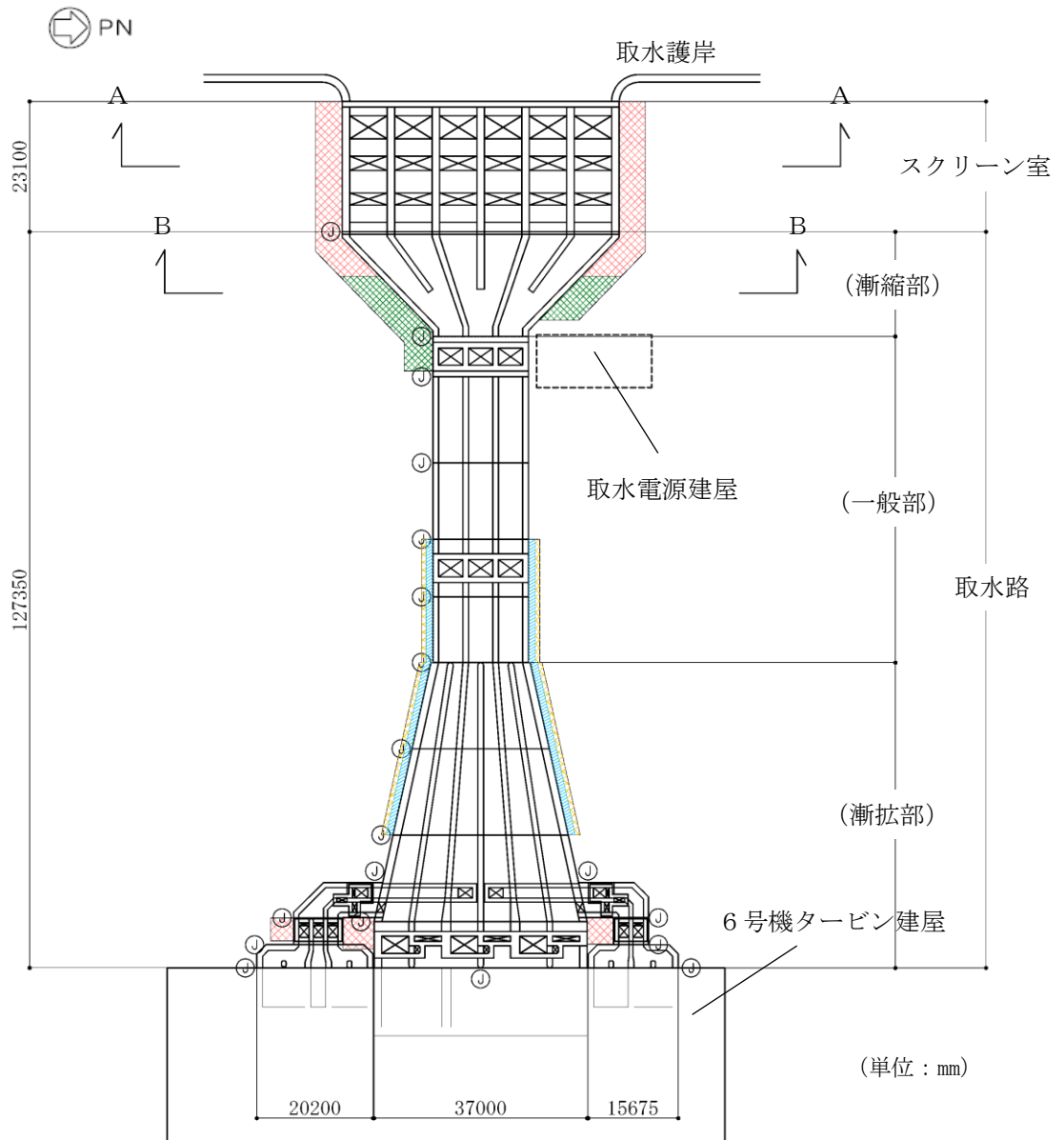
(b) A-A断面図



(c) B-B断面図

既設／新設	凡例	地盤改良工法
新設地盤改良体		高压喷射
		無筋コンクリート
		置換(地中連続壁)
		機械攪拌

図 2-6 地盤改良体の配置図 (スクリーン室, 取水路) (2/2)

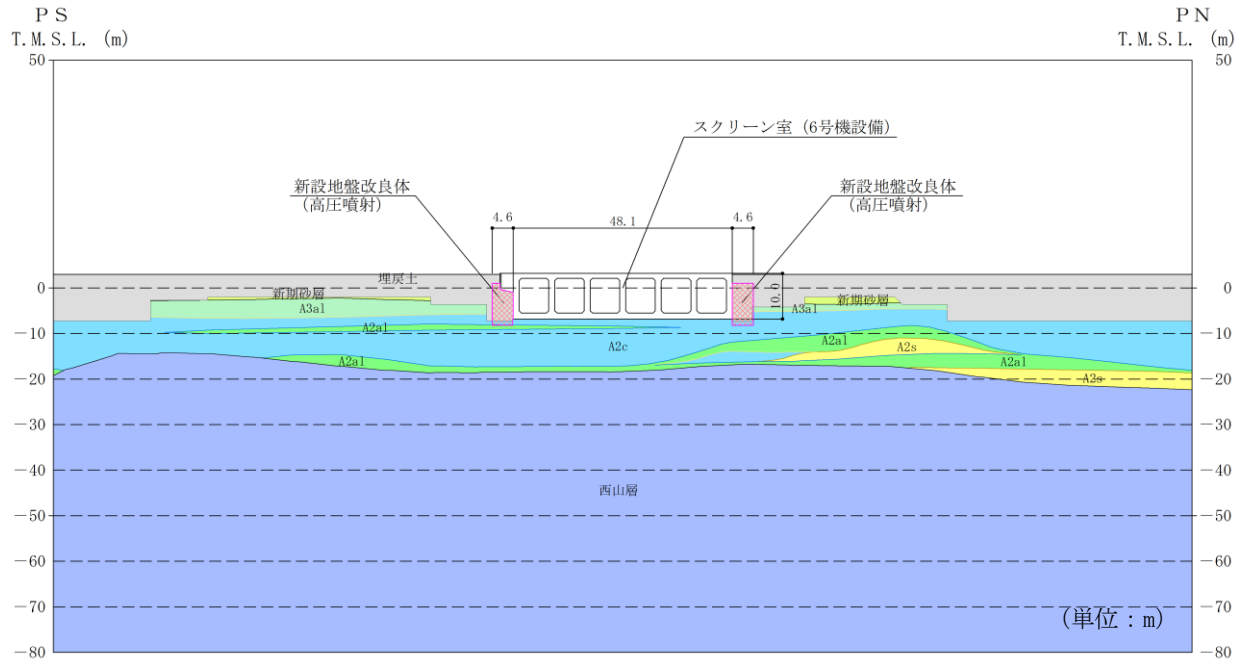


(a) 平面図

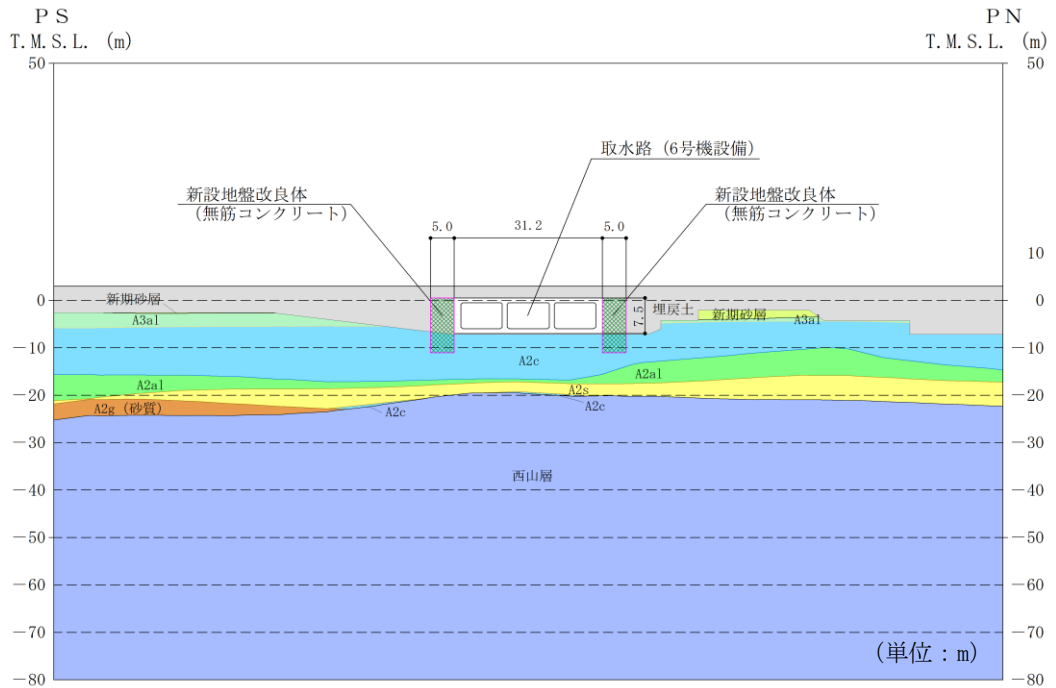
既設／新設	凡例	地盤改良工法
新設地盤改良体		高圧噴射
		無筋コンクリート
		置換(地中連続壁)
		機械攪拌

注：置換工法(地中連続壁), 機械攪拌工法の施工範囲の内, 地上構造物及び埋設構造物がある箇所では, 高圧噴射又は置換(開削)を適用

図 2-7 地盤改良体の配置図 (6号機スクリーン室, 6号機取水路) (1/2)



(b) A-A断面図



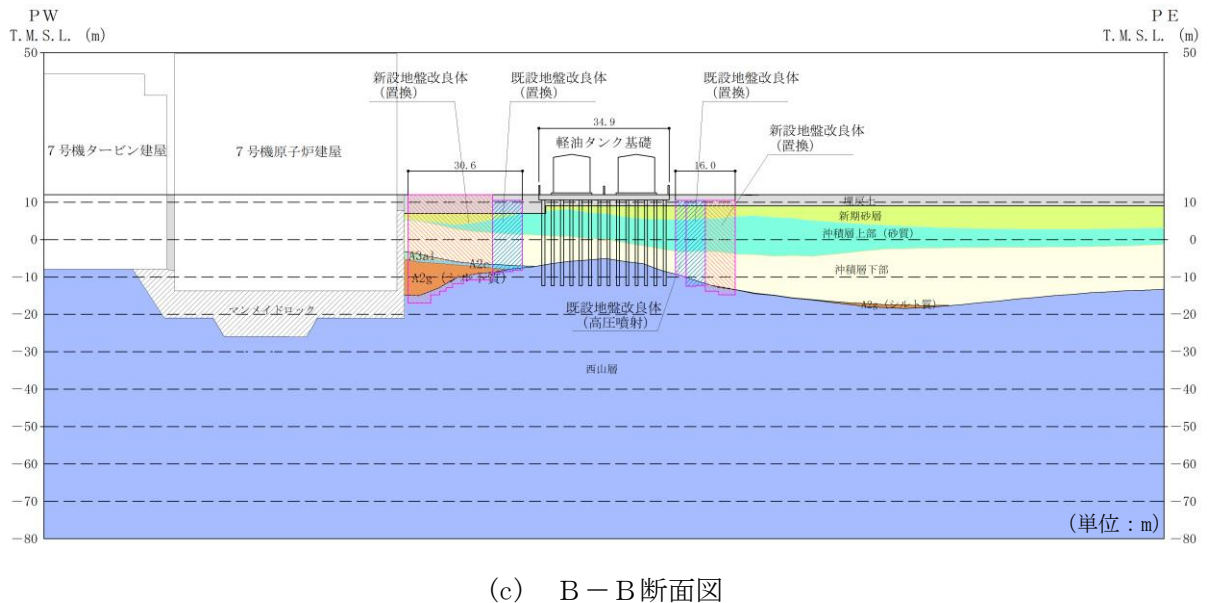
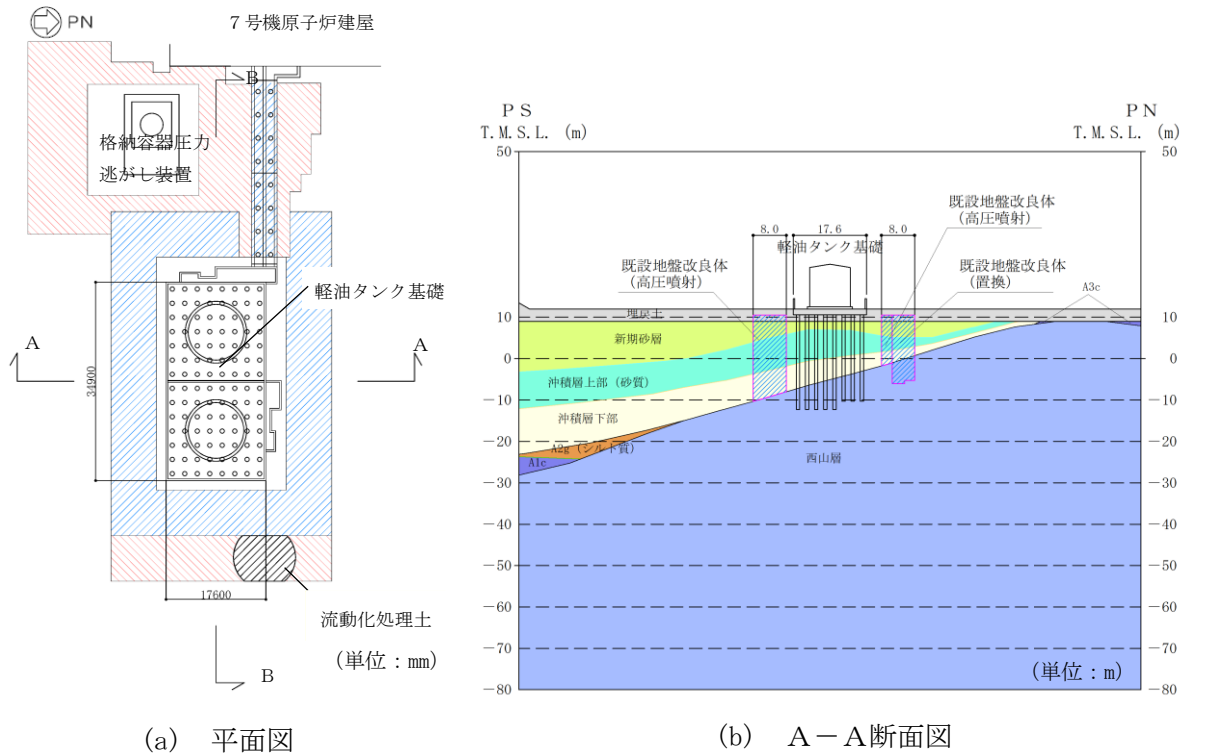
(c) B-B断面図

既設/新設	凡例	地盤改良工法
新設地盤改良体		高圧噴射
		無筋コンクリート
		置換(地中連続壁)
		機械攪拌

図 2-7 地盤改良体の配置図 (6号機スクリーン室, 6号機取水路) (2/2)

(3) 軽油タンク基礎

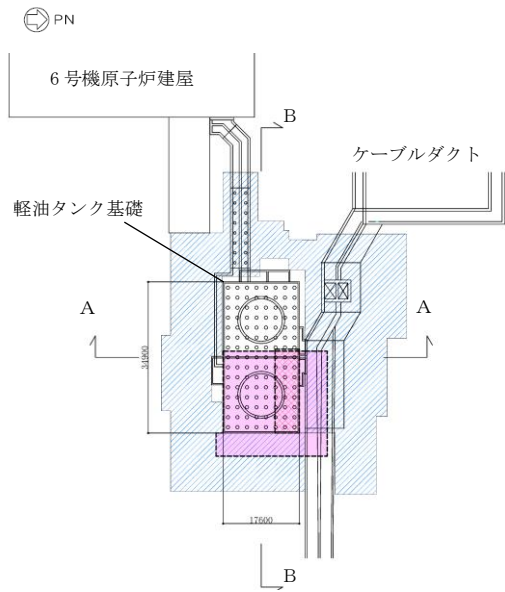
軽油タンク基礎の地盤改良体の配置図を図 2-8 に、6 号機軽油タンク基礎の地盤改良体の配置図を図 2-9 に示す。なお、軽油タンク基礎の東側の流動化処理土の埋戻土の範囲は、当工事計画認可では、流動化処理土の効果に期待せず、当該部分を空隙として評価を行う。



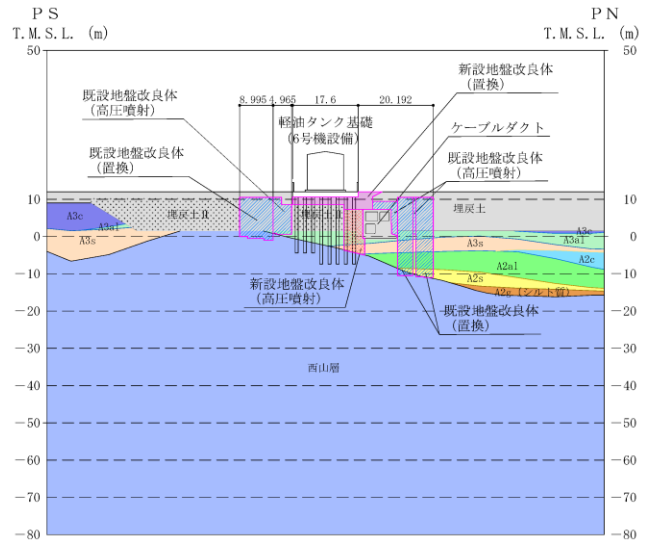
既設／新設	凡例	地盤改良工法
既設地盤改良体		置換 (CD掘削)
新設地盤改良体		置換 (CD掘削)

注：置換工法 (CD 掘削) の施工範囲の内、地上構造物及び埋設構造物がある箇所では、高圧噴射又は置換 (開削) を適用

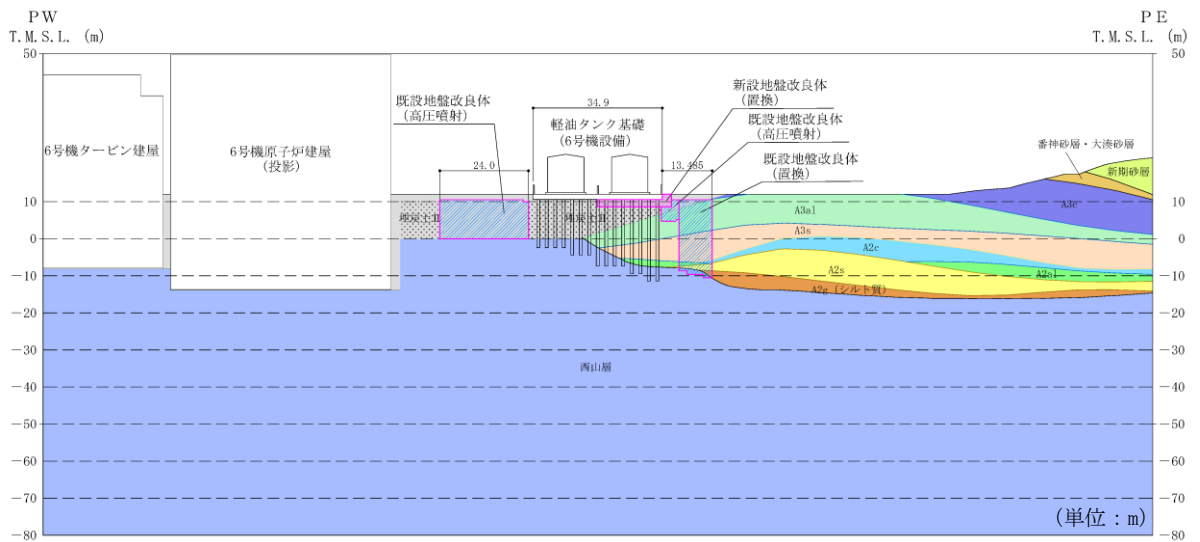
図 2-8 地盤改良体の配置図 (軽油タンク基礎)



(a) 平面図 (単位: mm)



(b) A-A断面図 (単位: m)



(c) B-B断面図

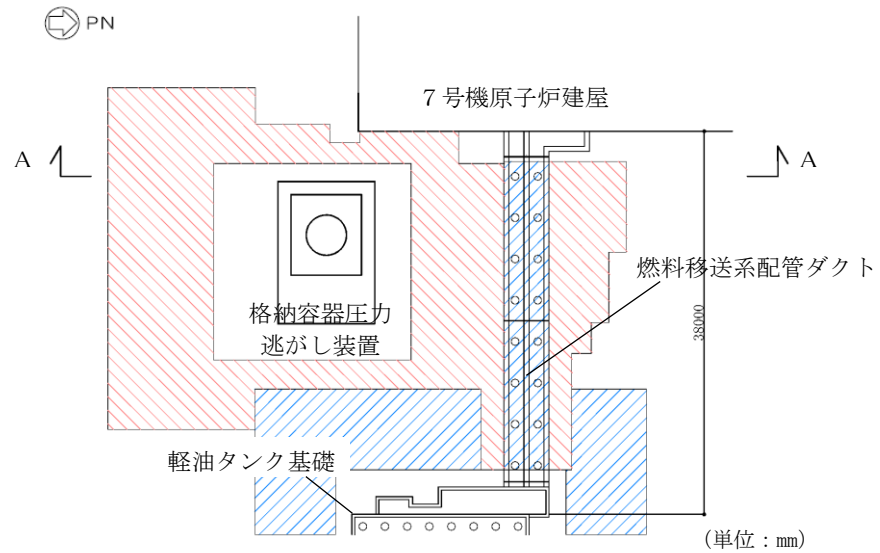
既設/新設	凡例	地盤改良工法
既設地盤改良体		置換 (CD掘削)
新設地盤改良体		置換 (開削)
		高圧噴射

注: 置換工法 (CD掘削) の施工範囲の内、地上構造物及び埋設構造物がある箇所では、高圧噴射を適用

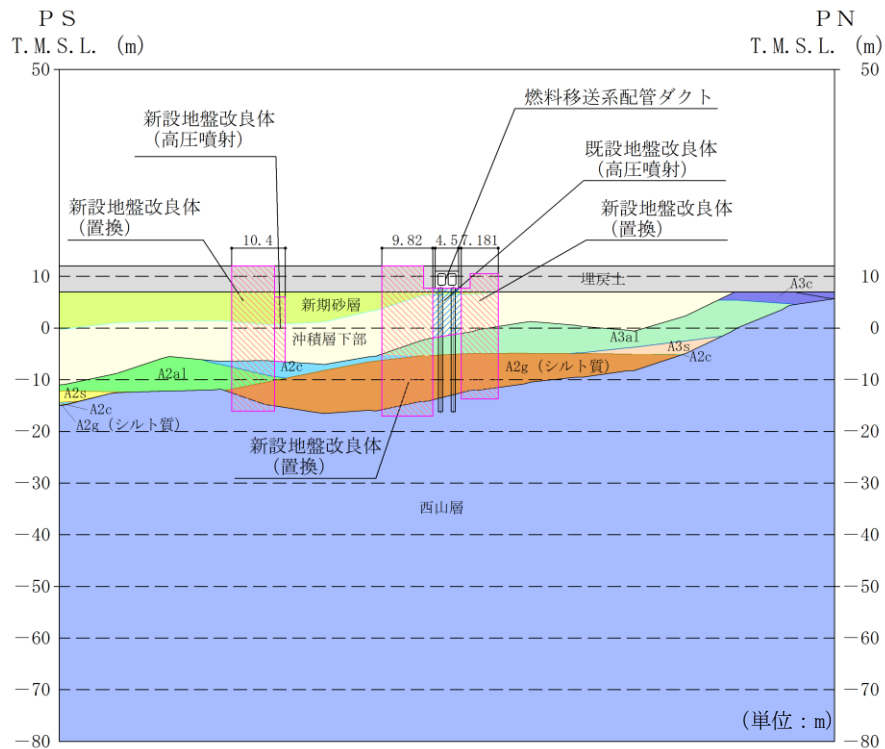
図 2-9 地盤改良体の配置図 (6号機軽油タンク基礎)

(4) 燃料移送系配管ダクト

燃料移送系配管ダクトの地盤改良体の配置図を図 2-10 に示す。



(a) 平面図



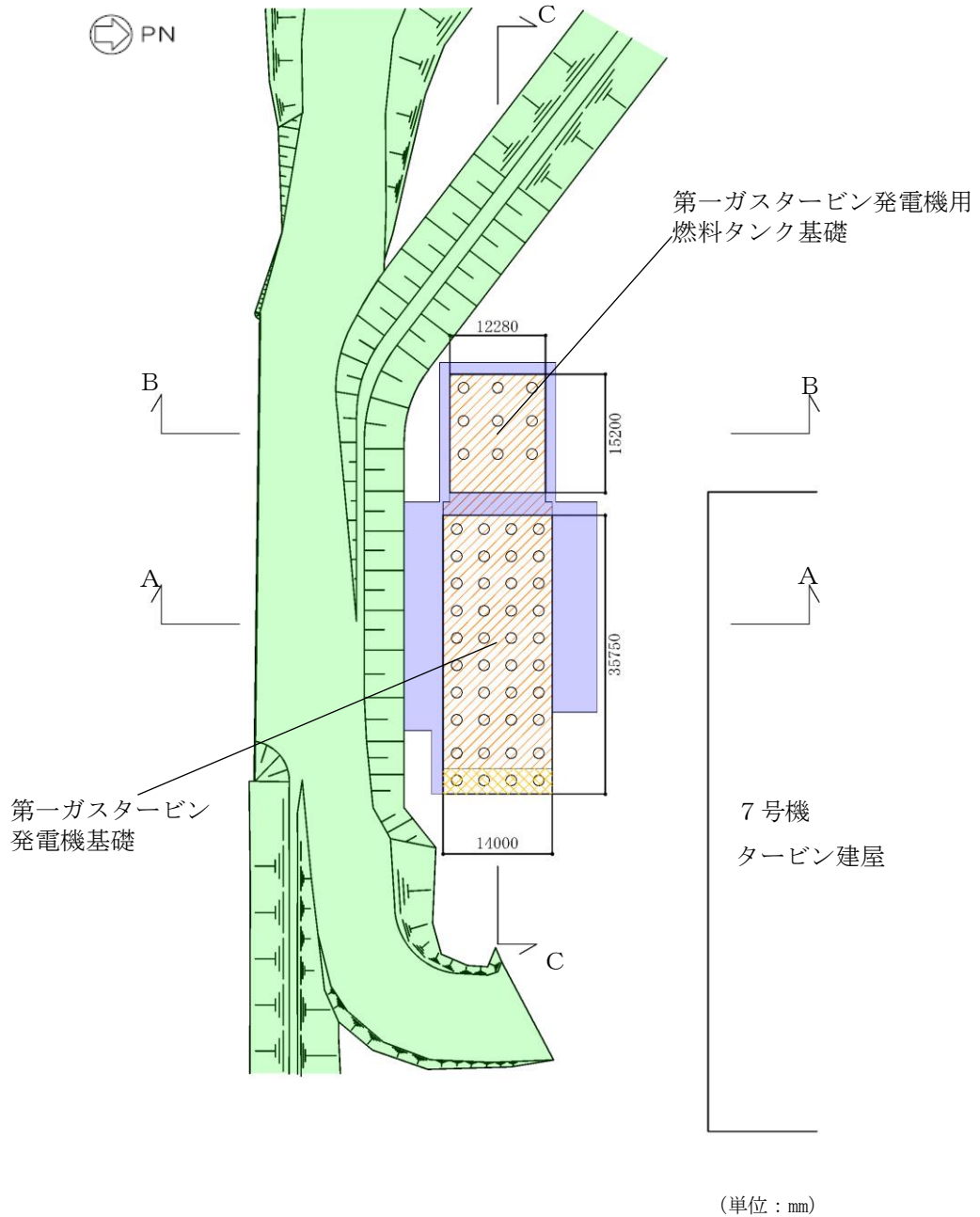
(b) A-A断面図

既設/新設	凡例	地盤改良工法
既設地盤改良体		置換 (CD掘削)
新設地盤改良体		置換 (CD掘削)

注：置換工法(CD掘削)の施工範囲の内、地上構造物及び埋設構造物がある箇所では、高圧噴射又は置換(開削)を適用

図 2-10 地盤改良体の配置図 (燃料移送系配管ダクト)

- (5) 第一ガスタービン発電機基礎, 第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎
 第一ガスタービン発電機基礎及び第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎の地盤改良体の配置図を図 2-11 に示す。

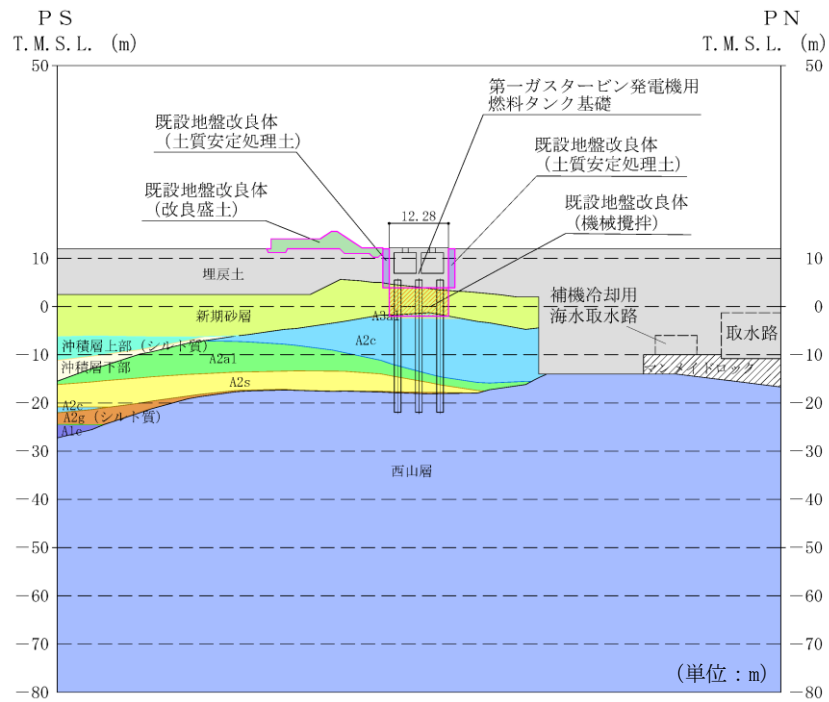


(a) 平面図

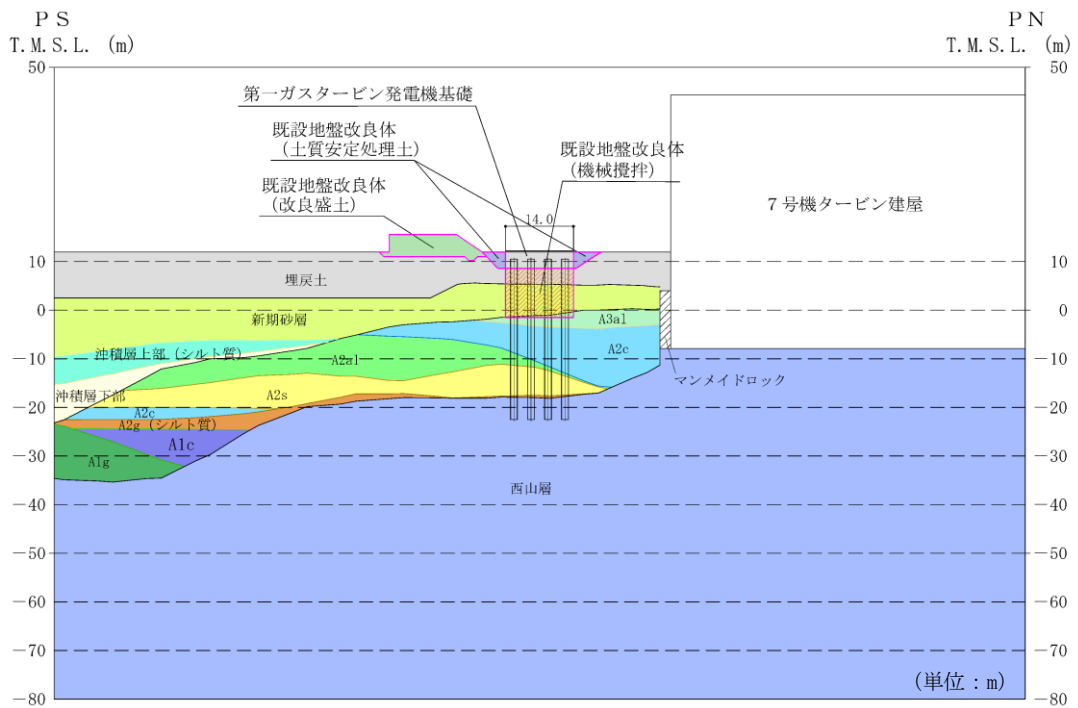
既設/新設	凡例	地盤改良工法
既設地盤改良体		機械攪拌
		土質安定処理土
新設地盤改良体		改良盛土
		機械攪拌

図 2-11 地盤改良体の配置図(1/3)

(第一ガスタービン発電機基礎, 第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎)



(b) A-A断面図

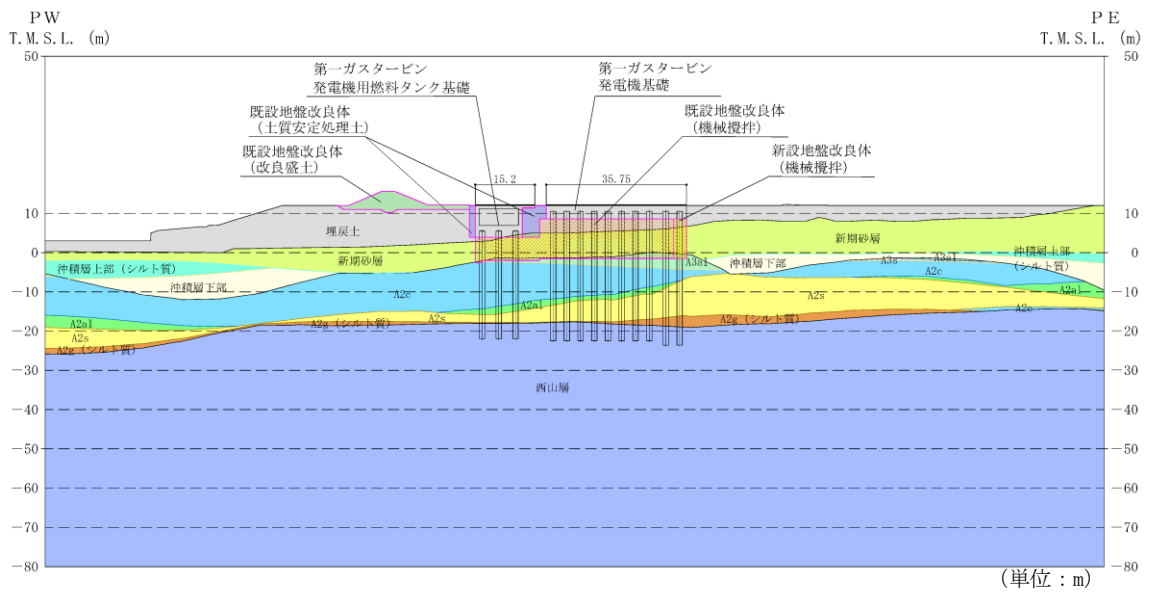


(c) B-B断面図

既設/新設	凡例	地盤改良工法
既設地盤改良体		機械攪拌
既設地盤改良体		土質安定処理土
既設地盤改良体		改良盛土
新設地盤改良体		機械攪拌

図 2-11 地盤改良体の配置図 (2/3)

(第一ガスタービン発電機基礎, 第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎)



(d) C-C断面図

既設/新設	凡例	地盤改良工法
既設地盤改良体		機械攪拌
		土質安定処理土
新設地盤改良体		改良盛土
		機械攪拌

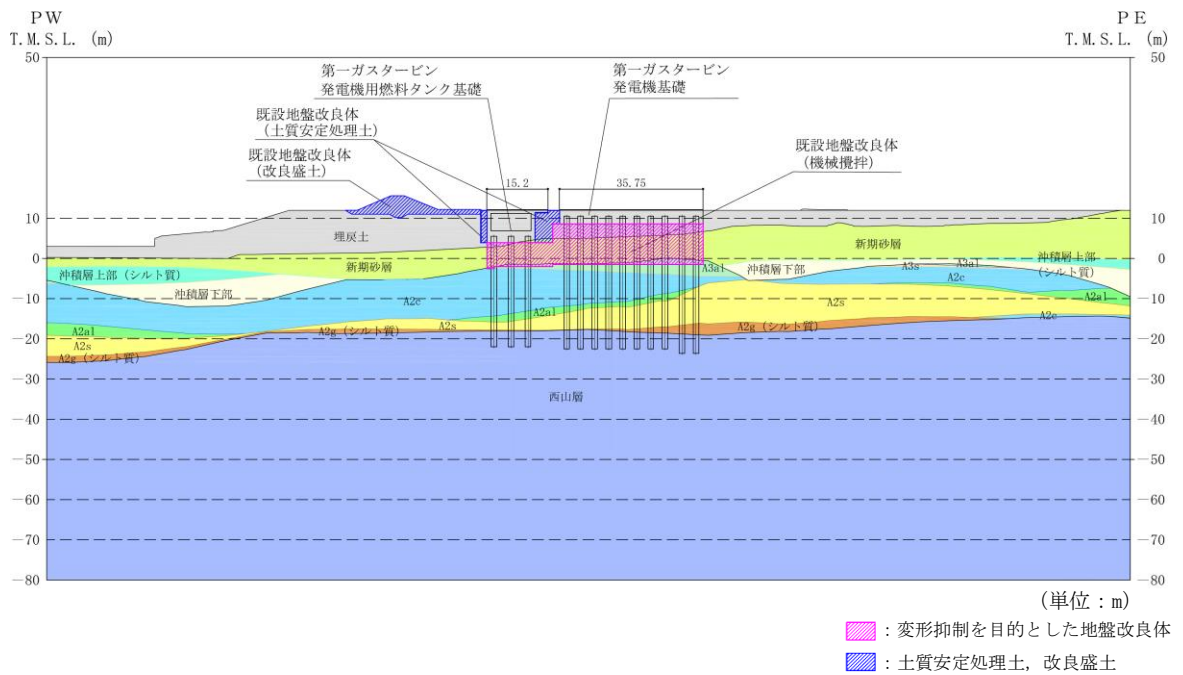
図 2-11 地盤改良体の配置図 (3/3)

(第一ガスタービン発電機基礎, 第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎)

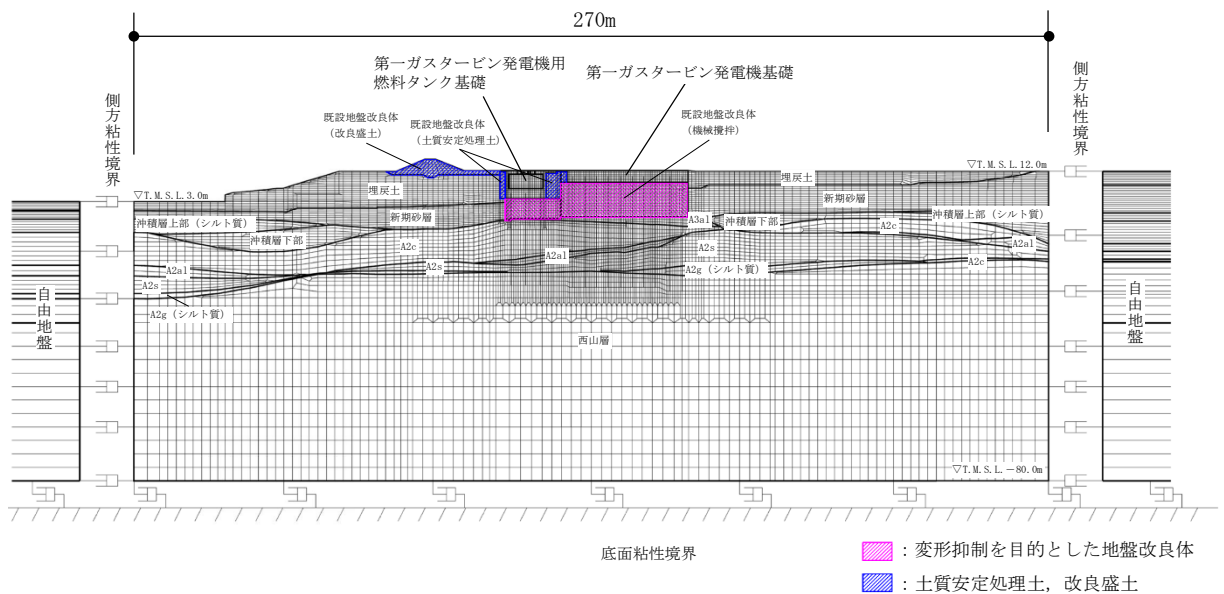
3. 地盤改良体のモデル化

3.1 地震応答解析において考慮する地盤改良体について

地震応答解析において考慮する地盤改良体は、評価対象施設の周辺に存在する地盤改良体とする。また、構造物側方の狭隘な掘削範囲を施工性向上のために地盤改良体で埋戻す用途の土質安定処理土や自主対策設備として設置した防潮堤の改良盛土についても、影響評価の観点からモデル化する。地盤改良体のモデル化の一例を図 3-1 に示す。



(a) 地盤改良体の配置図



(b) 地震応答解析モデル

図 3-1 地盤改良体のモデル化の一例

(例: 第一ガスタービン発電機基礎, 第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎)

3.2 地盤改良体の境界条件

「地盤改良体と地盤」及び「地盤改良体と構造物」との間には、地震時の接合面における剥離及びすべりを考慮するため、ジョイント要素を設置する。

既設地盤改良体と新設地盤改良体との間には、地盤改良体同士をラップして施工することから、ジョイント要素は配置せず、一体のものとしてモデル化する。

図 3-2 に地盤改良体の配置の概念図を示す。

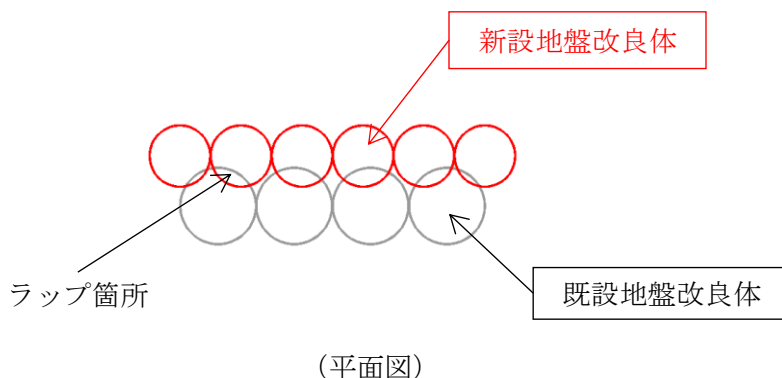


図 3-2 地盤改良体の配置（既設地盤改良体と新設地盤改良体） 概念図

3.3 地盤改良体の減衰定数

耐震評価に適用する有効応力解析では、履歴減衰と粘性減衰を考慮する。履歴減衰による減衰は、動的変形試験若しくは文献等に基づき地盤改良体の非線形性の程度に応じた値を設定する。地盤改良体の粘性減衰については、周辺地盤と一体的に挙動すると考えられることから、周辺地盤と同じく、Rayleigh 減衰の係数として、 $\alpha=0$ 、 $\beta=0.005$ を設定する。地盤の粘性減衰に関する考え方については、(参考資料 5) に示す。

4. 解析用物性値の設定

4.1 基本方針

既設地盤改良体の解析用物性値については、原位置試験及び室内試験結果に基づき設定する。地盤改良体の物理的及び力学的特性は、日本産業規格(J I S)又は地盤工学会(J G S)に基づいた試験結果から設定する。

新設地盤改良体の解析用物性値については、設計値に基づき設定することを基本とする。

4.2 既設地盤改良体

4.2.1 解析用物性値の設定方針

(1) セメント改良（置換工法，機械攪拌工法，高圧噴射攪拌工法，改良盛土）

a. 密度 ρ 及び間隙率 n

既設地盤改良体（セメント改良）の密度 ρ と間隙率 n は、室内試験結果から設定する。

海水貯留堰の高圧噴射攪拌工法及び常設代替交流電源装置基礎（第一ガスタービン発電機基礎，第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎）の機械攪拌工法の間隙率 n は、高圧噴射（砂質土）における物理特性の実績値に基づき設定する。また，改良盛土の間隙率 n は，置換工法と同様に，セメントと土を陸上混練する工法であることから，類似工法である置換工法の実績値に基づき設定する。

b. 動せん断弾性係数 G_{ma}

既設地盤改良体（セメント改良）の動せん断弾性係数 G_{ma} は，密度 ρ ，S波速度 V_s より，(式1)に基づき初期せん断弾性係数 G_0 を設定する。

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 \quad (\text{式1})$$

c. 減衰定数の上限値 h_{max}

有効応力解析においては，動的変形特性として減衰定数の上限値 h_{max} の設定が必要となる。 h_{max} の設定方法の概念図を図4-1に示す。減衰定数の上限値 h_{max} については，地盤改良体の動的変形試験に基づく減衰定数 h とせん断ひずみ γ の回帰曲線における減衰定数の上限値から設定する。

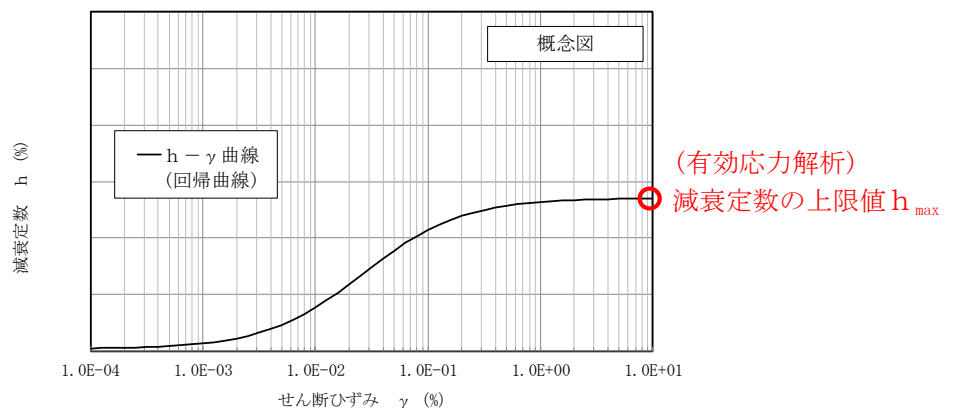
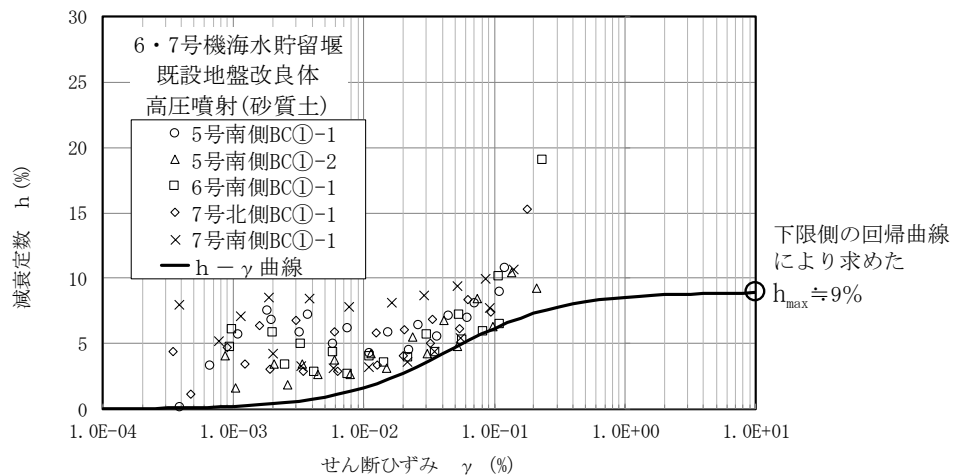


図4-1 減衰定数の上限値 h_{max} の設定方法の概念図

ただし、6・7号機海水貯留堰については、他の地盤改良体と比較し試験結果のばらつきが大きいことから、試験結果のばらつきを踏まえ、動的変形試験に基づく減衰定数 h とせん断ひずみ γ の下限相当の回帰曲線から求める減衰定数の上限値 h_{max} と文献（改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針—セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法—，日本建築センター，平成14年11月）に示される h_{max} を比較して保守的に小さい方の値を設定する。

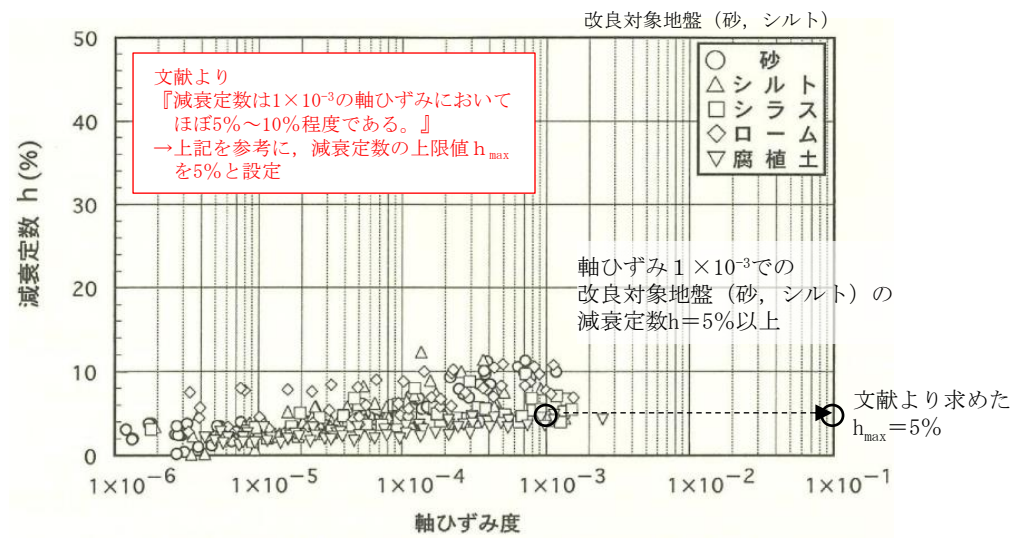
6・7号機海水貯留堰の動的変形試験結果を図4-2に示す。試験結果の下限側の回帰曲線から推定される h_{max} は約9%である。また、文献では、「減衰定数は 1×10^{-3} の軸ひずみにおいてほぼ5%~10%である」ことが示されており、文献に示される軸ひずみの最大値付近となる 1×10^{-3} よりも大きな領域において、減衰定数は5%以上を示すものと判断できる（図4-3参照）ことから、文献に基づき h_{max} は5%と設定する。

上記より、6・7号機海水貯留堰の h_{max} は、動的変形試験に基づく減衰定数 h とせん断ひずみ γ の下限相当の回帰曲線から求める減衰定数の上限値 h_{max} と文献に基づく h_{max} を比較し、保守的に小さい値である文献の「5%」を設定する。



注：図中の $h-\gamma$ 曲線は各プロットの下限側の回帰を示す。

図4-2 減衰定数のひずみ依存特性（海水貯留堰，6号機海水貯留堰・高圧噴射（砂質土））



(引用：改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針

ーセメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法ー，日本建築センター，平成14年11月に加筆)

図 4-3 減衰定数のひずみ依存特性

d. ポアソン比 ν

既設地盤改良体（セメント改良）のポアソン比 ν については、PS 検層に基づき、式(2)より設定する。

$$\nu = \frac{1 - 2 \left(V_s / V_p \right)^2}{2 \left(1 - \left(V_s / V_p \right)^2 \right)} \quad (\text{式 2})$$

ここで、

V_s : S 波速度

V_p : P 波速度

e. 粘着力 c

既設地盤改良体（セメント改良）の粘着力 c については、一軸圧縮試験結果より設定する。文献（地盤工学用語辞典）より、一軸圧縮試験の結果より求まる非排水せん断強度を粘着力として設定する。粘着力を（式 3）により設定する。

$$c = \frac{q_u}{2} \quad (\text{式 3})$$

ここで、

c : 粘着力

q_u : 一軸圧縮強度

(2) 土質安定処理土

既設地盤改良体（土質安定処理土）に分類する地盤改良体は、S 波速度や一軸圧縮強度に関しては設計値に基づき設定し、その他の解析用物性値は文献に基づき設定する。

a. 密度 ρ 及び間隙率 n

既設地盤改良体（土質安定処理土）の密度 ρ と間隙率 n は、土質安定処理土は置換工法と同様に、セメントと土を陸上混練する工法であることから、類似工法である置換工法の室内試験結果から設定する。

b. 動せん断弾性係数 G_{ma}

既設地盤改良体（土質安定処理土）の動せん断弾性係数 G_{ma} は、地盤改良体の設計値（設計基準一軸圧縮強度 q_{ud} ）に基づき設定する。

具体的には、図 4-4 に示すように文献（第 2 版 流動化処理土利用技術マニュアル，独立行政法人土木研究所，平成 19 年）の一軸圧縮強度 q_u と変形係数 E_{50} の関係から、 E_{50} を推定し、(式 4) に基づき初期せん断弾性係数 G_0 を設定する。

$$G_0 = \frac{E_{50}}{2(1+\nu)} \quad \text{(式 4)}$$

ここで、

ν : ポアソン比

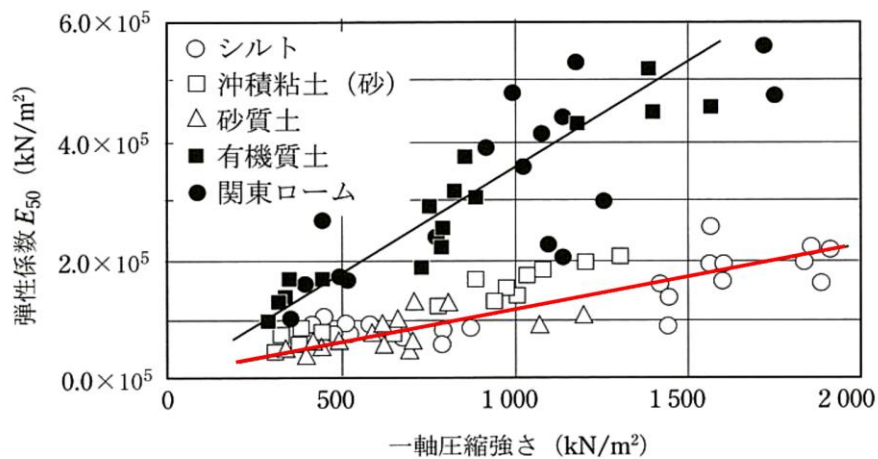


図-2.12 弾性係数の試験結果

図 4-4 流動化処理土の変形係数の推定

(引用：第 2 版 流動化処理土利用技術マニュアル，独立行政法人土木研究所，平成 19 年に加筆)

- 変形係数 E_{50} の関係から初期せん断弾性係数 G_0 を設定することの妥当性
 一軸圧縮強度 q_u から初期せん断弾性係数 G_0 を設定する方法としては、以下に示す 2 通りの方法が挙げられる。

- (1) 文献の設計基準一軸圧縮強度 q_{ud} と変形係数 E_{50} の関係から推定した E_{50} より、(式 5) に示す変形係数 E とせん断弾性係数 G の関係から、 G_0 を推定する方法。

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{式 5})$$

- (2) 密度 ρ ，S 波速度 V_s より、 $G = \rho \cdot V_s^2$ の関係から G_0 を算定する方法

ここで、土質安定処理土の S 波速度 V_s は、図 4-5 に示す文献（改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針—セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法, 日本建築センター, 平成 14 年 11 月）の S 波速度と q_u の関係に基づき推定する。

- (1) と (2) により選定した G_0 の比較結果を表 4-1 に示す。

(1) と (2) を比較した結果, (1) により算定した G_0 の方が (2) により算定した G_0 より小さく評価される。地中埋設構造物の支配的な損傷モードは地震時の地盤のせん断変形に伴い生じる構造部材の曲げ, せん断であることから, 地盤のせん断変形が生じやすい (G_0 がより小さい) (1) の方法により G_0 を設定する。

表 4-1 初期せん断弾性係数 G_0 の設定方法の比較

設定方法	初期せん断弾性係数 G_0 (kN/m^2)
(1) 設計基準一軸圧縮強度 q_{ud} と変形係数 E_{50} の関係から、 E_{50} を推定し設定	9.58×10^3
(2) 密度 ρ ，文献から推定される S 波速度 V_s より設定	1.67×10^5

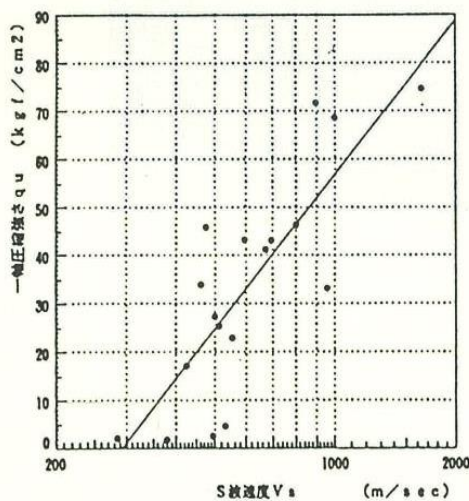


図 4-5 S 波速度と q_u の関係図

(引用：改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針—セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法, 日本建築センター, 平成 14 年 11 月)

c. ポアソン比 ν

既設地盤改良体（土質安定処理土）のポアソン比 ν は、文献（第2版 流動化処理土利用技術マニュアル，独立行政法人 土木研究所 編，平成19年）を参考に0.2に設定する。

d. 減衰定数の上限値 h_{max}

有効応力解析においては、動的変形特性として減衰定数の上限値 h_{max} の設定が必要となる。既設地盤改良体（土質安定処理土）の減衰定数の上限値 h_{max} は、文献（改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針—セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法，日本建築センター，平成14年11月）を参考に設定する。

文献では、図4-6に示す結果に基づき、「減衰定数は 1×10^{-3} の軸ひずみにおいてほぼ5%~10%である」ことが示されており、文献に示される軸ひずみの最大値付近となる 1×10^{-3} よりも大きな領域において、減衰定数は5%以上を示すものと判断できることから、文献に基づき h_{max} は5%と設定する。

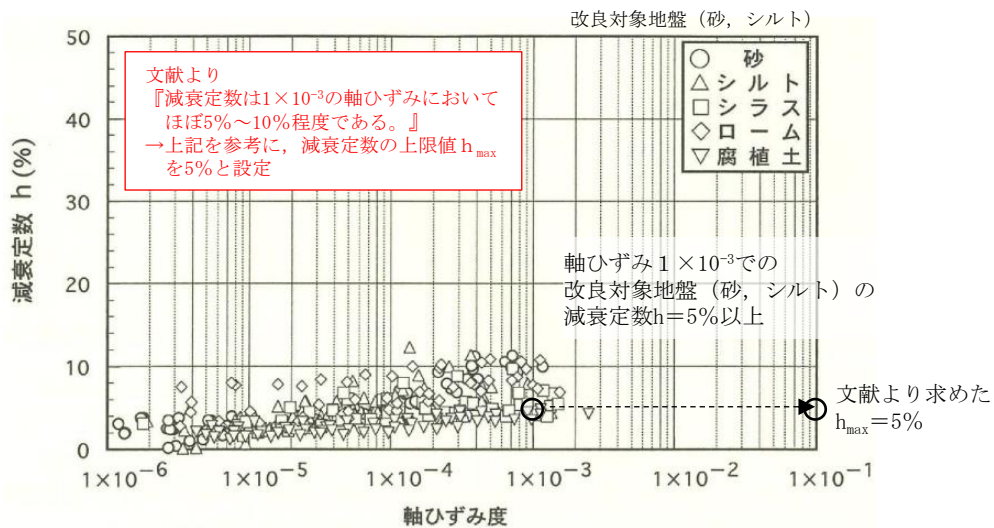


図 4-6 減衰定数のひずみ依存特性

(引用：改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針—セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法，日本建築センター，平成14年11月に加筆)

e. 粘着力 c

既設地盤改良体（土質安定処理土）の粘着力 c については、設計一軸圧縮強度より設定する。文献（地盤工学用語辞典）より、一軸圧縮強度より求まる非排水せん断強度を粘着力として設定する。粘着力を設計一軸圧縮強度 q_{ud} に基づき、(式6)より設定する。

$$c = \frac{q_{ud}}{2} \quad \text{(式6)}$$

ここで、

c : 粘着力

q_{ud} : 設計一軸圧縮強度

4.2.2 室内試験及び原位置試験

(1) 既設地盤改良体の試験概要

a. 試験方法

既設地盤改良体の原位置試験及び室内試験は、日本産業規格(J I S)又は地盤工学会(J G S)の試験規格に基づき実施する。既設地盤改良体の試験項目を表 4-2 に示す。

表 4-2 既設地盤改良体の試験項目

項目	試験規格	試験名称	対象施設及び種別(地盤種別)								
			6・7号機 海水 貯留堰		軽油タンク基礎, 燃料移送系 配管ダクト		第一ガスタービン発電機基礎, 第一ガスタービン発電機用 燃料タンク基礎			6号機軽油タンク基礎	
			高圧噴射 (砂質土)	置換	高圧噴射 (砂質土)	機械攪拌	改良盛土	土質安定 処理土	置換	高圧噴射 (砂質土)	高圧噴射 (粘性土)
湿潤密度	JGS 2132	岩石の密度試験(ノギス法)	○	-	-	○	-	-	-	-	-
	JIS A 1225	土の湿潤密度試験方法	-	○	○	-	○	-	○	○	○
間隙率	JIS A 1202	土粒子の密度試験方法	-	○	○	-	-	-	○	○	○
P波速度	JGS 1122	地盤の弾性波速度検層方法	○	○	○	○	○	-	○	○	○
S波速度	JGS 1122	地盤の弾性波速度検層方法	○	○	○	○	○	-	○	○	○
h~γ 関係	JGS 0542	地盤材料の変形特性を求め るための繰返し三軸試験方法	○	○	○	○	○	-	○	○	○
一軸 圧縮強度	JIS A 1216	土の一軸圧縮試験方法	-	○	○	-	○	-	○	○	○
	JGS 2521	岩石の一軸圧縮試験	○	-	-	○	-	-	-	-	-

注：「○」は実施した試験、「-」は実施していない試験を示す。

b. 適用基準

地盤改良体の適用工法、設置箇所及び構造物の支持機能の有無に応じて適切な諸基準・指針を適用する。地盤改良工法の基準・指針として一般的な文献を表 4-3 に、地盤改良の目的及び構造形式に係る分類と適用基準を表 4-4 に示す。

柏崎刈羽原子力発電所においては、構造物の支持を目的とした地盤改良体は無いことから、「陸上工事マニュアル」又は「港湾・空港マニュアル」の何れかの基準・指針に従うものとする。

表 4-3 地盤改良工法の基準・指針

基準・指針名	基準略称
陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル 改訂版, (財)土木研究センター, 平成16年3月	陸上工事マニュアル
港湾・空港における深層混合処理工法技術マニュアル, (財)沿岸技術研究センター, 平成26年10月	港湾・空港マニュアル
建築基礎構造設計指針, 日本建築学会, 2001年改定	建築基礎指針
改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針-セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法, 日本建築センター, 平成14年11月	建築センター指針
乾式キャスク貯蔵建屋基礎構造の設計に関する技術指針, 日本電気協会, 平成21年	JEAG4616

表 4-4 地盤改良の目的及び構造形式に係る分類と適用基準 (1/2)

目的	直接支持	変形抑制
構造形式		
対象施設	無し	第一ガスタービン発電機基礎, 第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎, 燃料移送系配管ダクト*
適用基準	建築基礎指針, 建築センター指針, JEAG4616	陸上工事マニュアル

表 4-4 地盤改良の目的及び構造形式に係る分類と適用基準 (2/2)

目的	変形抑制	変形抑制
構造形式		
対象施設	軽油タンク基礎, 燃料移送系配管ダクト* 6号機軽油タンク基礎	海水貯留堰, 6号機海水貯留堰
適用基準	陸上工事マニュアル	港湾・空港マニュアル

注記* : 燃料移送系配管ダクトについては, 構造物の側方と直下に地盤改良を実施している。

c. 試験頻度

諸基準・指針における調査箇所数の目安を表 4-5 に示す。既設地盤改良体の施工数量と文献による一軸圧縮試験の調査箇所数との比較を表 4-6 に示す。参考として、その他の物性値の設定に用いた試料数を表 4-7 に示す。既設地盤改良体の供試体採取位置及びPS 検層の実施位置を「(2) 試料採取位置及び試験結果」に示す。

試験頻度は、表 4-5 に示すとおり、諸基準・指針（「陸上工事マニュアル」又は「港湾・空港マニュアル」）を参考に、一軸圧縮試験の調査箇所数の目安に従い、地盤改良体を適用する工事状況に応じて設定する。

諸基準・指針に示される一軸圧縮試験の必要調査箇所数と既設地盤改良体における一軸圧縮試験の試料本数を比較した結果、文献による必要調査箇所数の目安を満足することを確認した。

表 4-5 諸基準・指針における必要調査箇所数の目安

基準略称	調査箇所数
陸上工事 マニュアル	設計強度毎に改良体500本未満は3本×3深度、500本以上は250本毎に1本追加。
港湾・空港 マニュアル	改良土量10,000m ³ に1本(上中下の3箇所)程度。

表 4-6 既設地盤改良体の施工数量と必要調査箇所数との比較

対象施設		6・7号機 海水貯留堰	軽油タンク基礎、 燃料移送系配管ダクト		第一ガスタービン発電機基礎、 第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎			6号機軽油タンク基礎		
種別 (地盤種別)		高圧噴射 (砂質土)	置換	高圧噴射 (砂質土)	機械攪拌	改良盛土	土質安定 処理土	置換	高圧噴射 (砂質土)	高圧噴射 (粘性土)
適用基準		港湾・空港 マニュアル	陸上工事 マニュアル	陸上工事 マニュアル	陸上工事 マニュアル	港湾・空港 マニュアル	—	陸上工事 マニュアル	陸上工事 マニュアル	陸上工事 マニュアル
施工 数量	施工数量 (m ³)	2790.3	12450	10297.7	5995	147429	—	16374.6	2428.2	5075.6
	本数 (本)	58	95	102	237	—	—	204	98	76
(A)	一軸圧縮試験本数 (本)	6	81	99	9	125	—	90	36	81
(B)	必要本数 (本)	3	9	9	9	45	—	9	9	9
判定 (A) > (B)		○	○	○	○	○	—	○	○	○

表 4-7 (参考) 各物性値の設定に用いた試料数

対象施設		6・7号機 海水貯留堰	軽油タンク基礎、 燃料移送系配管ダクト		第一ガスタービン発電機基礎、 第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎			6号機軽油タンク基礎			対応する 試験項目
種別 (地盤種別)		高圧噴射 (砂質土)	置換	高圧噴射 (砂質土)	機械攪拌	改良盛土	土質安定 処理土	置換	高圧噴射 (砂質土)	高圧噴射 (粘性土)	
試 料 数	湿潤密度	6	81	99	9	125	—	90	36	81	物理試験
	間隙率	—	24	28	—	—	—	24	20	20	物理試験
	P波速度	25	180	211	37	26	—	167	33	78	PS検層
	S波速度	25	180	211	37	26	—	167	33	78	PS検層
	h～γ関係	10	20	24	9	8	—	20	16	16	動的変形試験
	一軸圧縮強度	6	81	99	9	125	—	90	36	81	一軸圧縮試験

注記*1：“—”は試験を実施していない項目を示す。

*2：PS検層は区間1mを集計単位とした場合の試料数を示す。

- (2) 試料採取位置及び試験結果
 a. 海水貯留堰, 6号機海水貯留堰

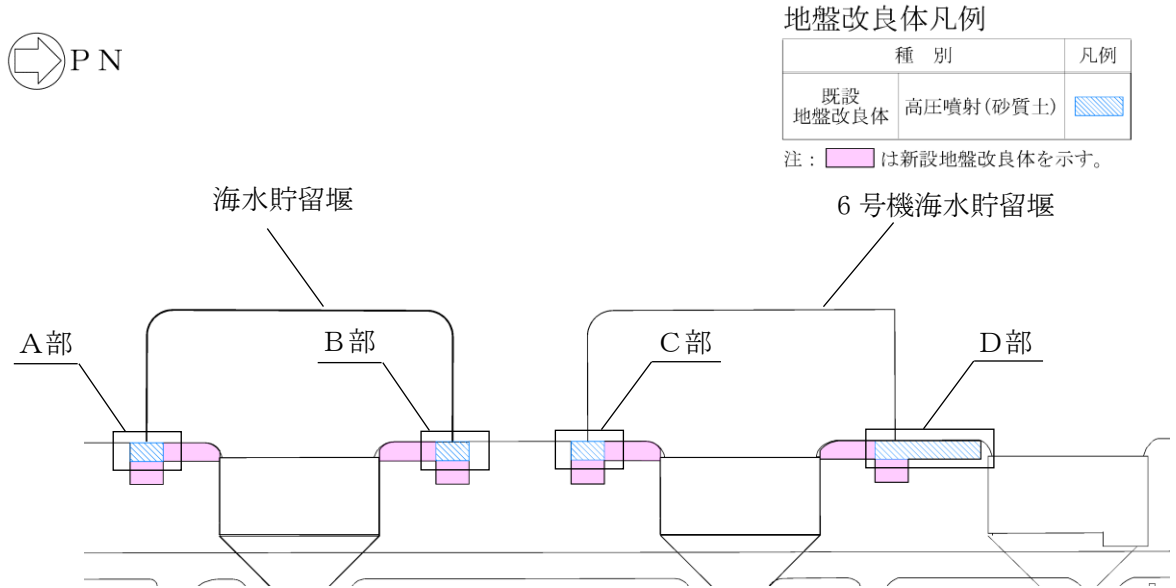


図 4-7 供試体採取及びPS 検層実施位置(全体図)
 (海水貯留堰, 6号機海水貯留堰)

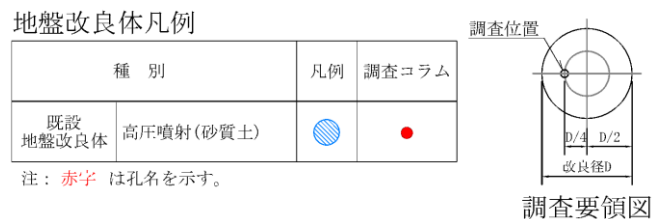
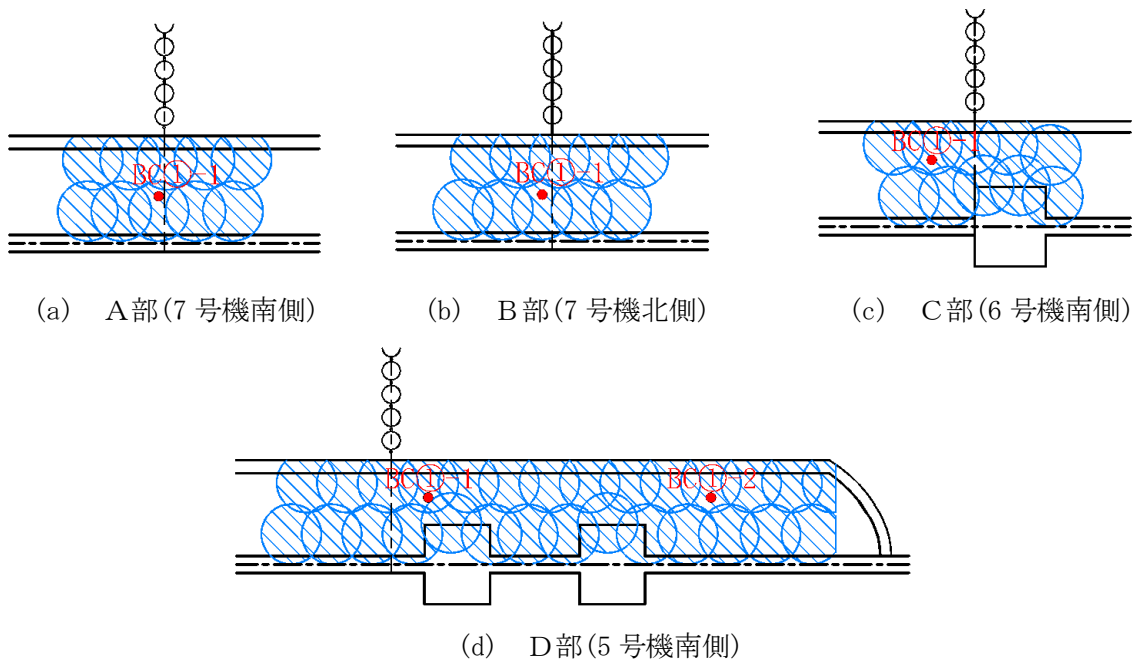


図 4-8 供試体採取及びPS 検層実施位置(拡大図)
 (海水貯留堰, 6号機海水貯留堰)

表 4-8 既設地盤改良体の試験結果
(海水貯留堰, 6号機海水貯留堰・高圧噴射(砂質土))

孔名	湿潤密度		間隙率		一軸圧縮強度		P波速度		S波速度		h~ γ 関係	
	試料数	孔別平均 (g/cm ³)	試料数	孔別平均	試料数	孔別平均 (kN/m ²)	試料数 *	孔別平均 (m/s)	試料数 *	孔別平均 (m/s)	試料数	孔別平均
5号機南側BC①-1	1	1.779	-	-	1	2360	5	2032	5	929	2	図4-9を 参照の こと
5号機南側BC①-2	1	1.852	-	-	1	1160	5	2058	5	880	2	
6号機南側BC①-1	2	1.606	-	-	2	1400	5	2327	5	912	2	
7号機北側BC①-1	1	1.872	-	-	1	1770	5	2520	5	1111	2	
7号機南側BC①-1	1	1.895	-	-	1	1690	5	2328	5	1181	2	
平均値	6	1.77	-	-	6	1630	25	2253	25	1003	10	
標準偏差	0.132		-		570		263		170			
変動係数	0.075		-		0.350		0.117		0.170			

注記*: PS検層の測定区間長1mを一つの試料数と見なす。

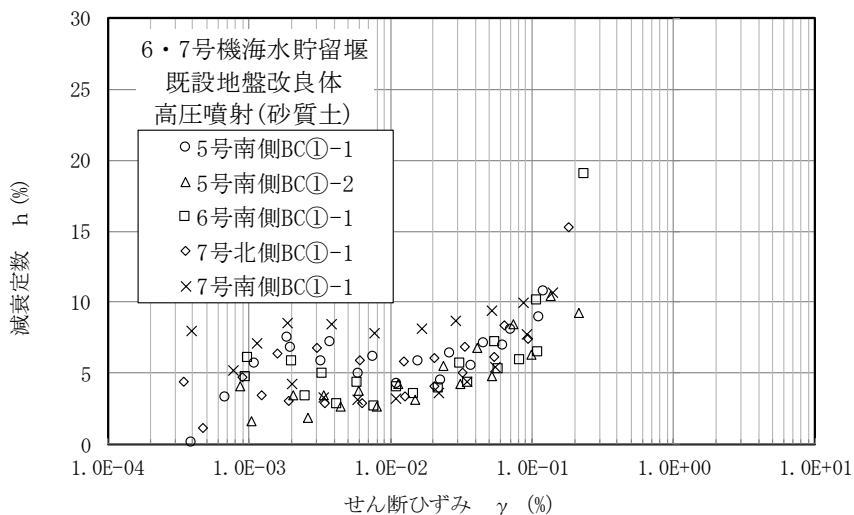
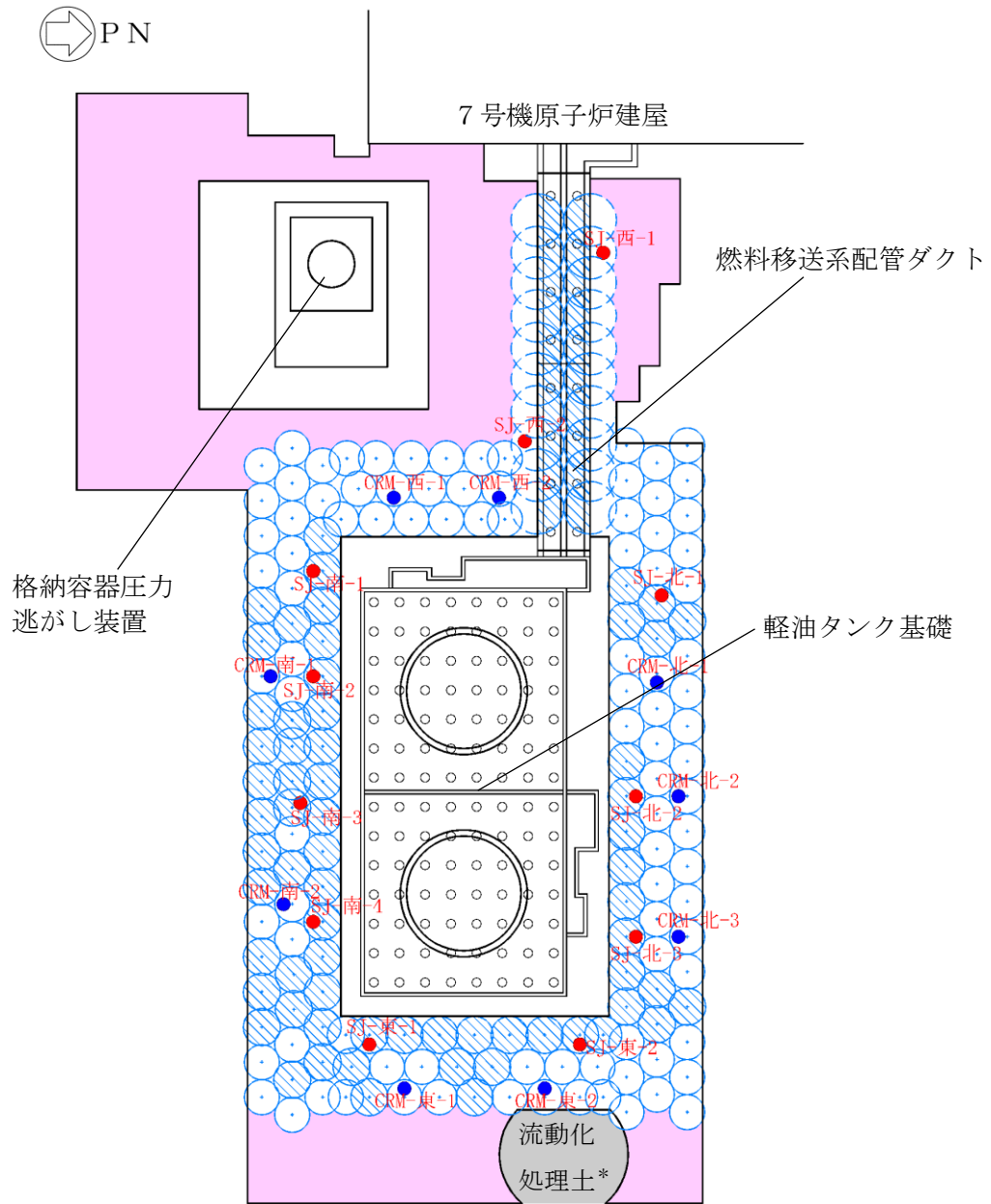


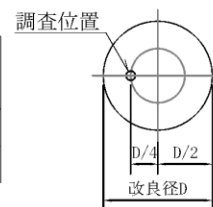
図 4-9 減衰定数のひずみ依存特性
(海水貯留堰, 6号機海水貯留堰・高圧噴射(砂質土))

b. 軽油タンク基礎



地盤改良体凡例

種別		凡例	調査位置
既設 地盤改良体	置換	○	●
	高圧噴射(砂質土)	⊗	●



調査要領図

注1: は新設地盤改良体を示す。

注2: 赤字は孔名を示す。

注3: 「流動化処理土」部は既設立坑の埋戻し箇所を示す。

(解析に剛性・強度を考慮しない埋戻し材)

図 4-10 供試体採取及びPS 検層実施位置
(軽油タンク基礎)

表 4-9 既設地盤改良体の試験結果（軽油タンク基礎・置換）

孔名	湿潤密度		間隙率		一軸圧縮強度		P波速度		S波速度		h~γ関係	
	試料数	孔別平均 (g/cm ³)	試料数	孔別平均	試料数	孔別平均 (kN/m ²)	試料数 *	孔別平均 (m/s)	試料数 *	孔別平均 (m/s)	試料数	孔別平均
CRM-西-1	9	1.827	-	-	9	4452	19	2391	19	1261	-	図4-11を 参照の こと
CRM-西-2	9	1.900	4	0.479	9	5039	19	2439	19	1277	4	
CRM-南-1	9	1.839	12	0.487	9	5663	21	2506	21	1370	8	
CRM-南-2	9	1.791	-	-	9	3942	24	2374	24	1251	-	
CRM-東-1	9	1.834	-	-	9	3654	25	2265	25	1149	-	
CRM-東-2	9	1.781	4	0.544	9	4820	21	2815	21	1443	4	
CRM-北-1	9	1.908	-	-	9	5383	17	2458	17	1381	-	
CRM-北-2	9	1.822	-	-	9	4031	16	2309	16	1258	-	
CRM-北-3	9	1.940	4	0.481	9	4881	18	2516	18	1407	4	
平均値	81	1.85	24	0.49	81	4652	180	2451	180	1305	20	
標準偏差	0.059		0.025		1254		336		200			
変動係数	0.032		0.050		0.270		0.137		0.153			

注記*：PS検層の測定区間長1mを一つの試料数と見なす。

表 4-10 既設地盤改良体の試験結果（軽油タンク基礎・高圧噴射(砂質土)）

孔名	湿潤密度		間隙率		一軸圧縮強度		P波速度		S波速度		h~γ関係	
	試料数	孔別平均 (g/cm ³)	試料数	孔別平均	試料数	孔別平均 (kN/m ²)	試料数 *	孔別平均 (m/s)	試料数 *	孔別平均 (m/s)	試料数	孔別平均
SJ-西-1	9	1.620	4	0.646	9	3408	15	1751	15	630	4	図4-12を 参照の こと
SJ-西-2	9	1.578	4	0.596	9	2984	16	1669	16	787	4	
SJ-南-1	9	1.692	-	-	9	3087	19	2007	19	1010	-	
SJ-南-2	9	1.806	-	-	9	3390	20	2207	20	994	-	
SJ-南-3	9	1.864	4	0.467	9	4297	22	1869	22	978	4	
SJ-南-4	9	1.794	-	-	9	3242	24	1955	24	890	-	
SJ-東-1	9	1.903	12	0.458	9	3806	24	2195	24	929	8	
SJ-東-2	9	1.780	-	-	9	4239	20	1873	20	794	-	
SJ-北-1	9	1.677	-	-	9	3058	17	1734	17	741	-	
SJ-北-2	9	1.646	4	0.481	9	3154	17	2121	17	941	4	
SJ-北-3	9	1.699	-	-	9	3516	17	1997	17	807	-	
平均値	99	1.73	28	0.51	99	3471	211	1957	211	874	24	
標準偏差	0.141		0.082		894		382		260			
変動係数	0.081		0.162		0.258		0.195		0.297			

注記*：PS検層の測定区間長1mを一つの試料数と見なす。

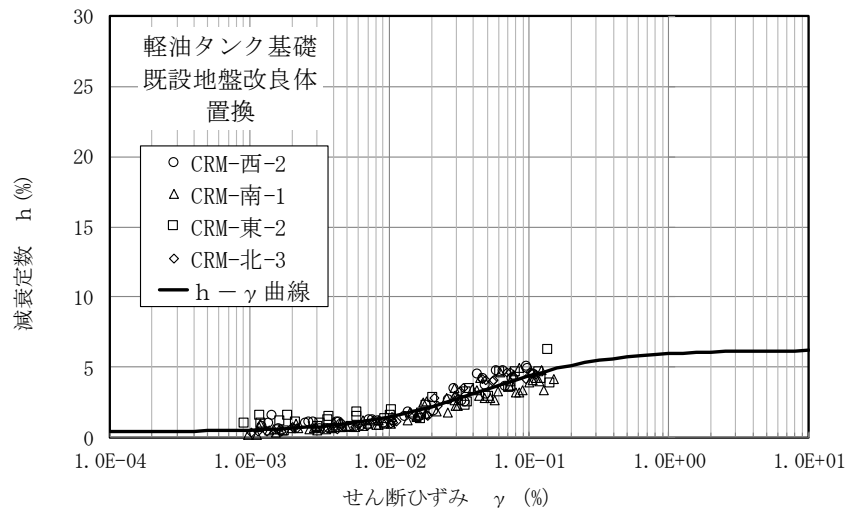


図 4-11 減衰定数のひずみ依存特性 (軽油タンク基礎・置換)

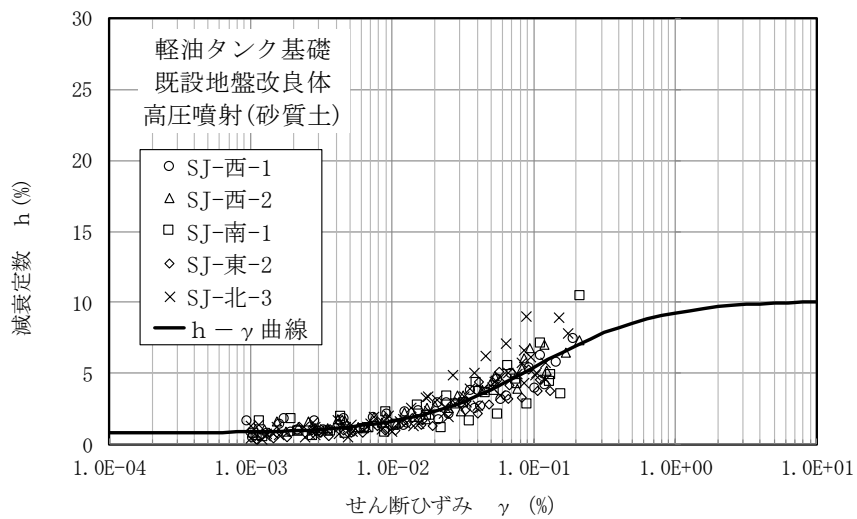
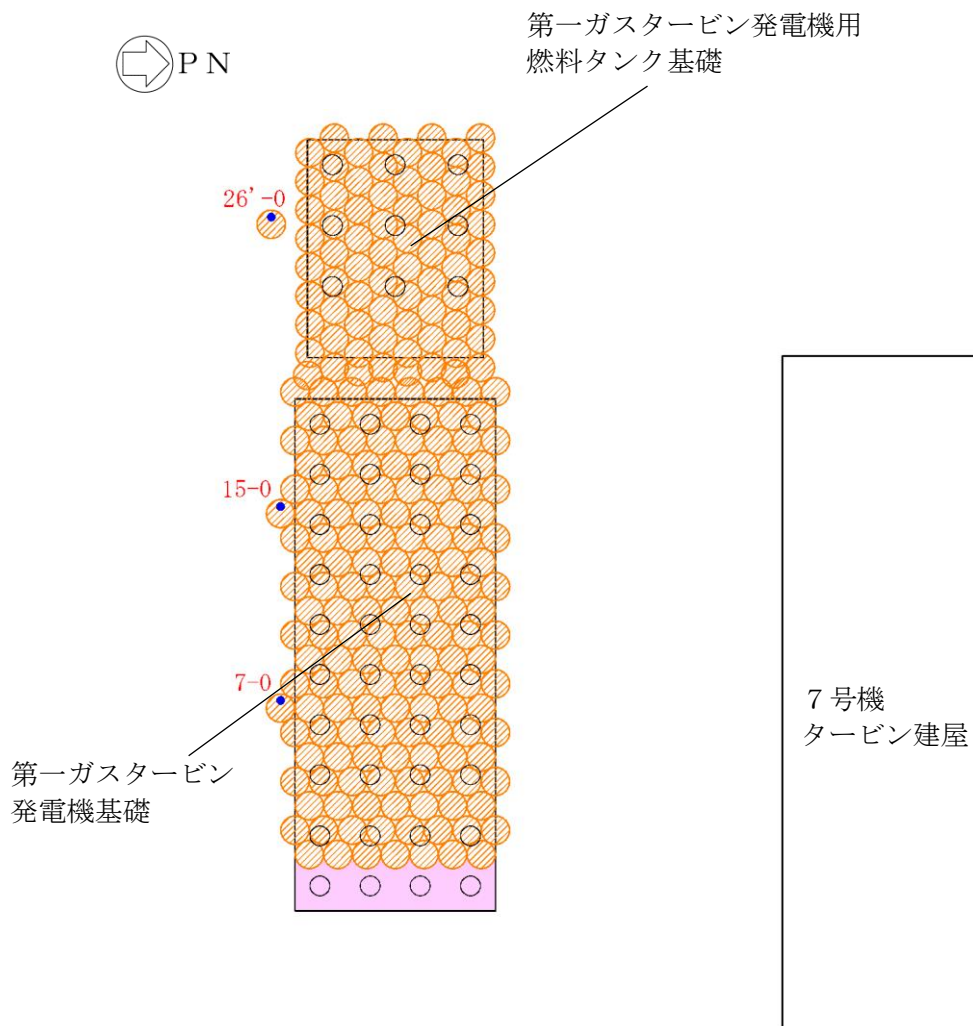


図 4-12 減衰定数のひずみ依存特性 (軽油タンク基礎・高圧噴射(砂質土))

c. 第一ガスタービン発電機基礎, 第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎



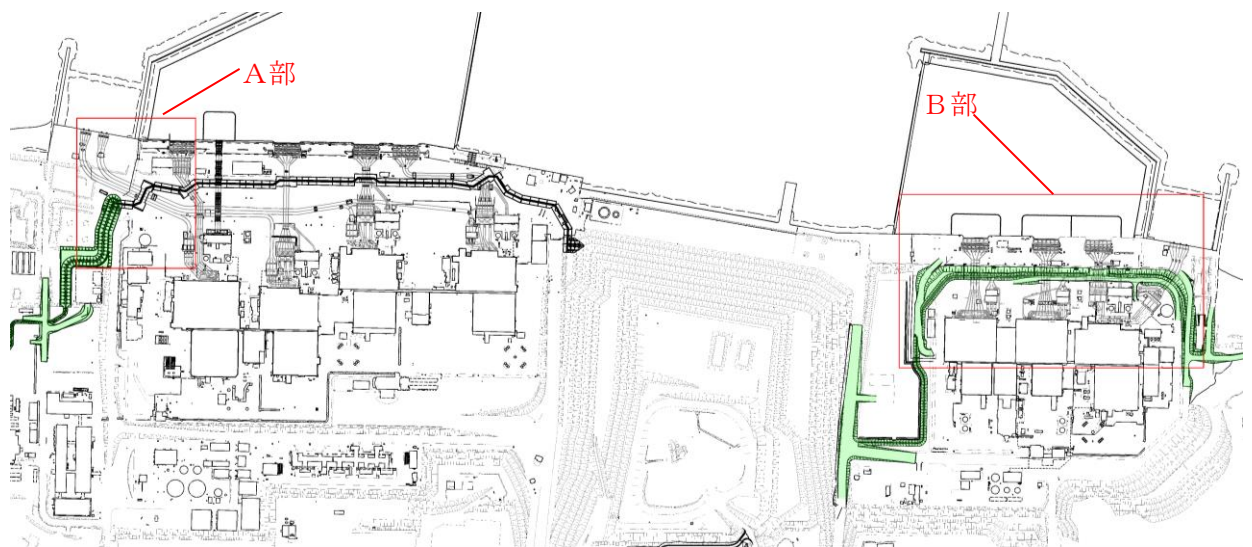
地盤改良体凡例

種 別		凡例	調査位置
既設 地盤改良体	機械攪拌		

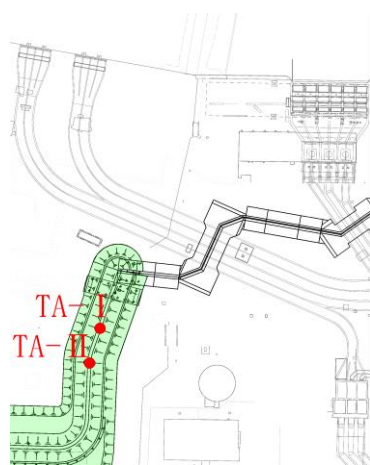
注1: は新設地盤改良体を示す。

注2: 赤字は孔名を示す。

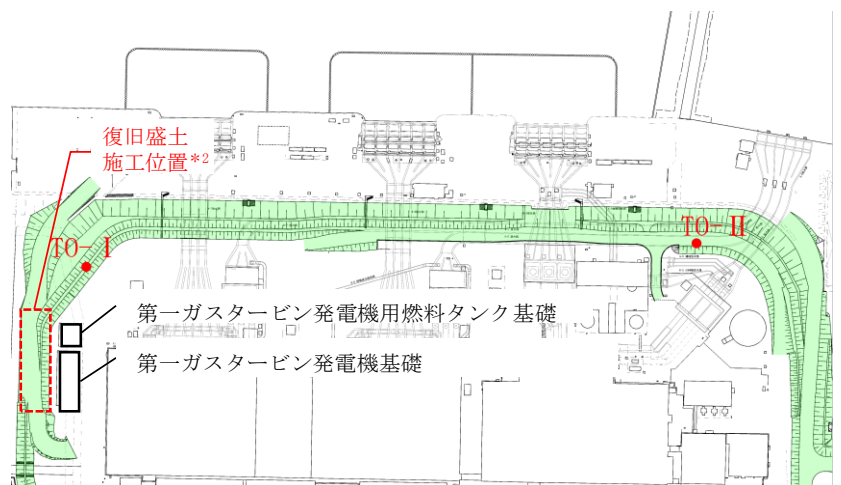
図 4-13 供試体採取及びPS 検層実施位置(1/2)
(第一ガスタービン発電機基礎, 第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎)



a)位置図



b) A部*1



c) B部

種別		凡例	調査位置
既設 地盤改良体	改良盛土		

注：赤字は孔名を示す。

注記1*：改良盛土の母材は、荒浜側と大湊側で同一のものを用いていることから、荒浜側においても供試体を採取している。

2*：常設代替交流電源装置基礎（第一ガスタービン発電機基礎，第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎）の設置時に防潮堤盛土を一部撤去・復旧した箇所を「復旧盛土」と称す。

図 4-13 供試体採取及びPS 検層実施位置(2/2)

(第一ガスタービン発電機基礎，第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎)

表 4-11 既設地盤改良体の試験結果

(第一ガスタービン発電機基礎, 第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎・機械攪拌)

孔名	湿潤密度		間隙率		一軸圧縮強度		P波速度		S波速度		h~γ関係	
	試料数	孔別平均 (g/cm ³)	試料数	孔別平均	試料数	孔別平均 (kN/m ²)	試料数 *	孔別平均 (m/s)	試料数 *	孔別平均 (m/s)	試料数	孔別平均
7-0	3	2.074	-	-	3	6013	12	1683	12	679	3	図4-14を 参照の こと
15-0	3	1.951	-	-	3	3400	12	1592	12	510	3	
26'-0	3	1.944	-	-	3	6500	13	1131	13	518	3	
平均値	9	1.99	-	-	9	5304	37	1459	37	568	9	
標準偏差	0.102		-		1981		502		294			
変動係数	0.051		-		0.373		0.344		0.518			

注記*: PS検層の測定区間長1mを一つの試料数と見なす。

表 4-12 既設地盤改良体の試験結果

(第一ガスタービン発電機基礎, 第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎・改良盛土)

孔名	湿潤密度		間隙率		一軸圧縮強度		P波速度		S波速度		h~γ関係	
	試料数	孔別平均 (g/cm ³)	試料数	孔別平均	試料数	孔別平均 (kN/m ²)	試料数 *2	孔別平均 (m/s)	試料数 *2	孔別平均 (m/s)	試料数	孔別平均
TA-I	-	-	-	-	-	-	10	1803	10	1029	3	図4-15を 参照の こと
TA-II	-	-	-	-	-	-	10	1759	10	961	3	
T0-I	-	-	-	-	-	-	3	1357	3	710	1	
T0-II	-	-	-	-	-	-	3	1490	3	783	1	
防潮堤盛土*1	119	1.678	-	-	119	927	-	-	-	-	-	
復旧盛土*1	6	1.917	-	-	6	708	-	-	-	-	-	
平均値	125	1.69	-	-	125	923	26	1698	26	938	8	
標準偏差	0.200		-		634		600		334			
変動係数	0.116		-		0.687		0.353		0.356			

注記*1: 受入れ検査時の供試体の試験結果を示す。

*2: PS検層の測定区間長1mを一つの試料数と見なす。

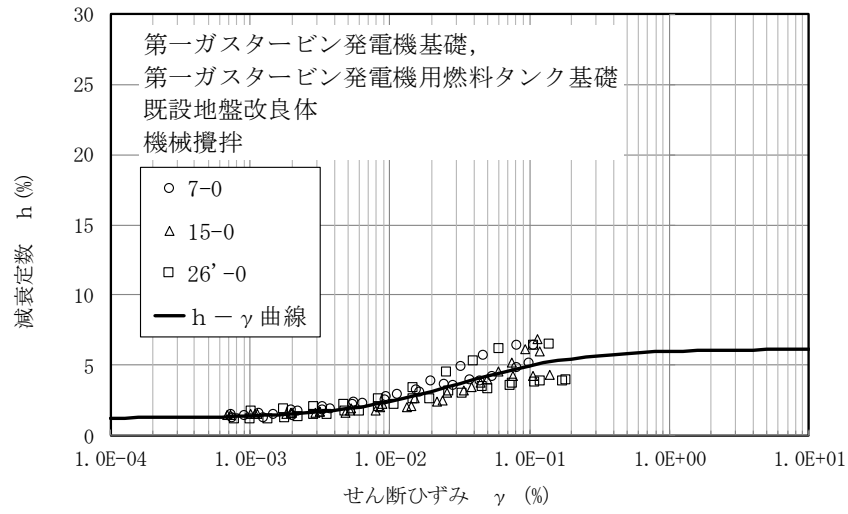


図 4-14 減衰定数のひずみ依存特性
(第一ガスタービン発電機基礎, 第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎・機械攪拌)

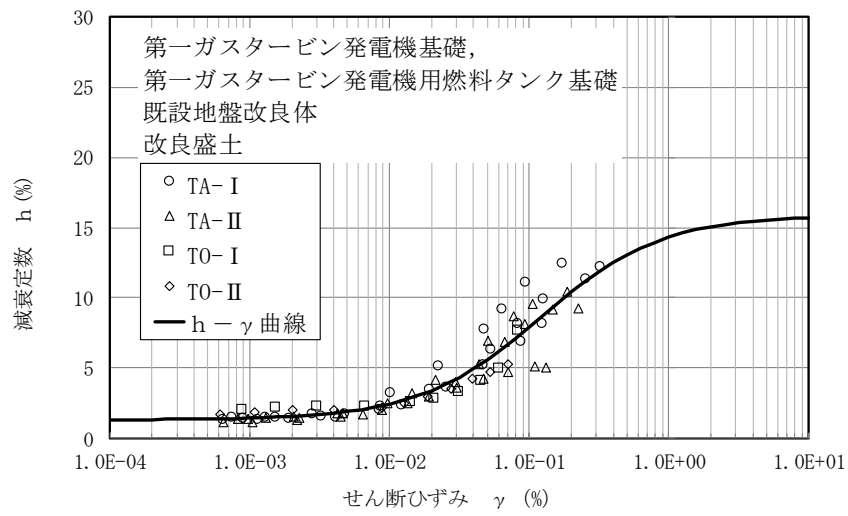
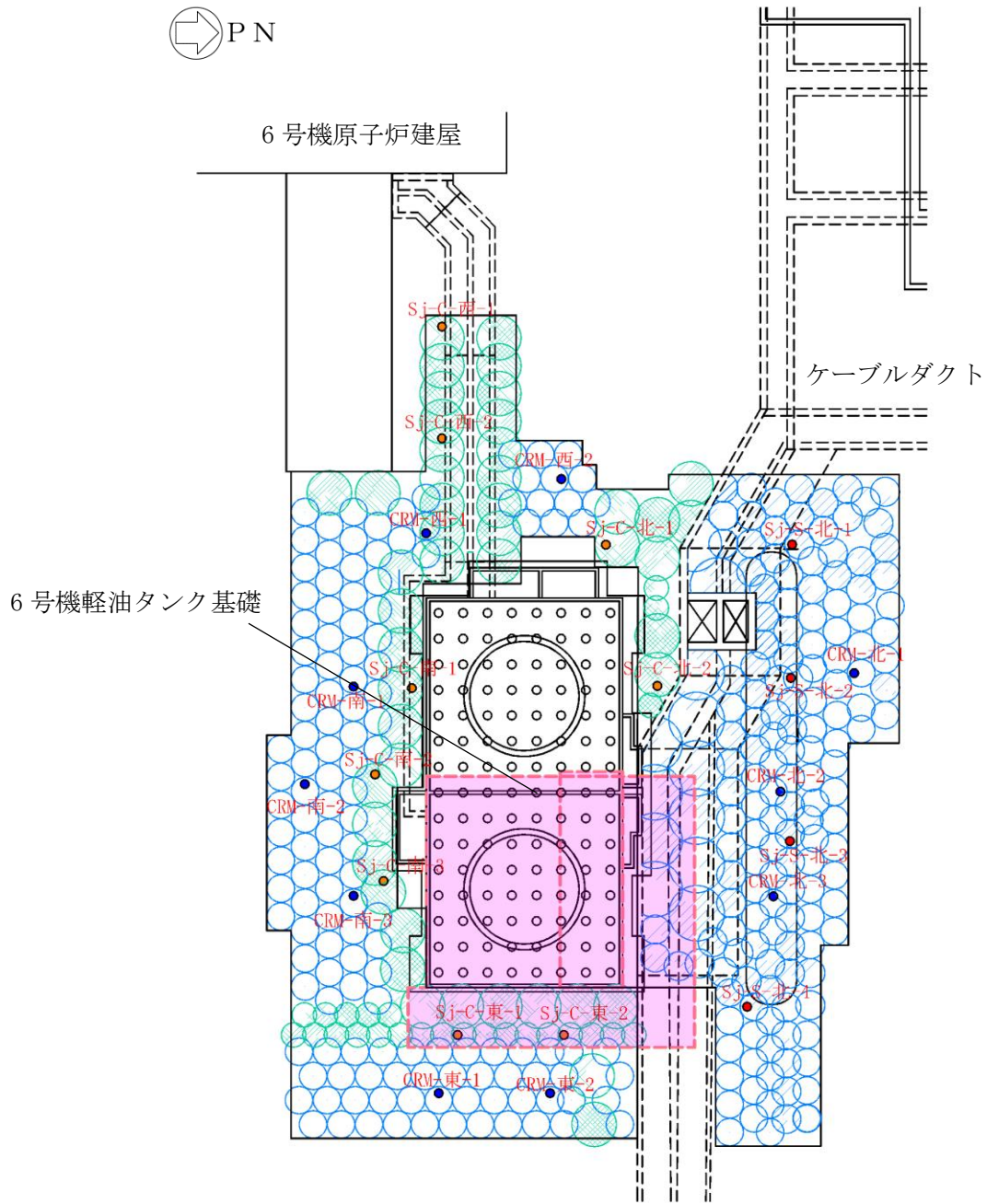


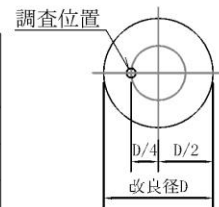
図 4-15 減衰定数のひずみ依存特性
(第一ガスタービン発電機基礎, 第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎・改良盛土)

d. 6号機軽油タンク基礎



地盤改良体凡例

種別		凡例	調査位置
既設 地盤改良体	置換	○	●
	高圧噴射(砂質土)	⦿	●
	高圧噴射(粘性土)	⦿	●



注1 : は新設地盤改良体を示す。

注2 : 赤字は孔名を示す。

調査要領図

図 4-16 供試体採取及びPS 検層実施位置
(6号機軽油タンク基礎)

表 4-13 既設地盤改良体の試験結果 (6号機軽油タンク基礎・置換)

孔名	湿潤密度		間隙率		一軸圧縮強度		P波速度		S波速度		h~γ関係	
	試料数	孔別平均 (g/cm ³)	試料数	孔別平均	試料数	孔別平均 (kN/m ²)	試料数 *	孔別平均 (m/s)	試料数 *	孔別平均 (m/s)	試料数	孔別平均
CRM-西-1	9	1.772	-	-	9	6216	11	2388	11	1221	-	図4-17を 参照の こと
CRM-西-2	9	1.801	4	0.506	9	7067	11	2409	11	1288	4	
CRM-南-1	9	1.756	-	-	9	6846	11	2408	11	1220	-	
CRM-南-2	9	1.804	4	0.506	9	6041	11	2414	11	1193	4	
CRM-南-3	9	1.791	-	-	9	6623	12	2427	12	1290	-	
CRM-東-1	9	1.868	-	-	9	7956	20	2593	20	1378	-	
CRM-東-2	9	1.899	12	0.460	9	7560	24	2589	24	1394	8	
CRM-北-1	9	1.994	-	-	9	9353	21	2954	21	1483	-	
CRM-北-2	9	1.910	4	0.436	9	6922	22	2908	22	1465	4	
CRM-北-3	9	1.873	-	-	9	6141	24	2665	24	1353	-	
平均値	90	1.85	24	0.47	90	7072	167	2628	167	1356	20	
標準偏差	0.079		0.027		2062		246		151			
変動係数	0.043		0.058		0.291		0.094		0.111			

注記*: PS検層の測定区間長1mを一つの試料数と見なす。

表 4-14 既設地盤改良体の試験結果 (6号機軽油タンク基礎・高圧噴射(砂質土))

孔名	湿潤密度		間隙率		一軸圧縮強度		P波速度		S波速度		h~γ関係	
	試料数	孔別平均 (g/cm ³)	試料数	孔別平均	試料数	孔別平均 (kN/m ²)	試料数 *	孔別平均 (m/s)	試料数 *	孔別平均 (m/s)	試料数	孔別平均
Sj-S-北-1	9	1.922	-	-	9	16002	11	2440	11	1280	-	図4-18を 参照の こと
Sj-S-北-2	9	1.876	12	0.466	9	10739	9	2120	9	1030	8	
Sj-S-北-3	9	1.854	4	0.459	9	8220	8	2260	8	1080	4	
Sj-S-北-4	9	1.819	4	0.494	9	4186	5	2210	5	1110	4	
平均値	36	1.87	20	0.47	36	9787	33	2274	33	1138	16	
標準偏差	0.095		0.026		6313		130		106			
変動係数	0.051		0.056		0.645		0.057		0.093			

注記*: PS検層の測定区間長1mを一つの試料数と見なす。

表 4-15 既設地盤改良体の試験結果 (6号機軽油タンク基礎・高圧噴射(粘性土))

孔名	湿潤密度		間隙率		一軸圧縮強度		P波速度		S波速度		h~γ関係	
	試料数	孔別平均 (g/cm ³)	試料数	孔別平均	試料数	孔別平均 (kN/m ²)	試料数 *	孔別平均 (m/s)	試料数 *	孔別平均 (m/s)	試料数	孔別平均
Sj-C-西-1	9	1.637	-	-	9	4047	10	1880	10	850	-	図4-19を 参照の こと
Sj-C-西-2	9	1.589	4	0.648	9	2213	10	1930	10	850	4	
Sj-C-南-1	9	1.590	-	-	9	3413	9	1760	9	690	6	
Sj-C-南-2	9	1.539	12	0.638	9	2646	10	1730	10	740	2	
Sj-C-南-3	9	1.514	-	-	9	2531	9	1730	9	680	-	
Sj-C-北-1	9	1.517	-	-	9	2986	11	1760	11	700	-	
Sj-C-北-2	9	1.590	-	-	9	2074	10	1760	10	700	-	
Sj-C-東-1	9	1.590	4	0.611	9	2007	5	1940	5	860	4	
Sj-C-東-2	9	1.604	-	-	9	3154	4	1940	4	810	-	
平均値	81	1.57	20	0.64	81	2786	78	1811	78	756	16	
標準偏差	0.073		0.048		1349		84		72			
変動係数	0.047		0.076		0.484		0.046		0.095			

注記*: PS検層の測定区間長1mを一つの試料数と見なす。

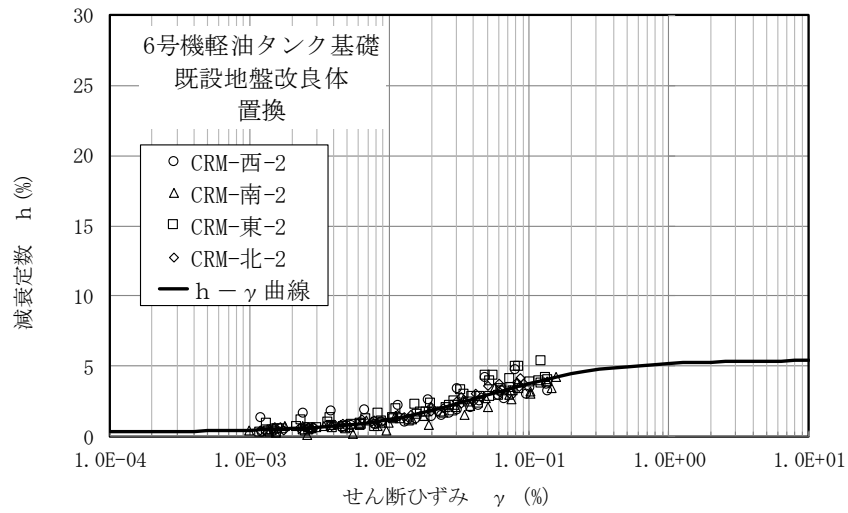


図 4-17 減衰定数のひずみ依存特性 (6号機軽油タンク・置換)

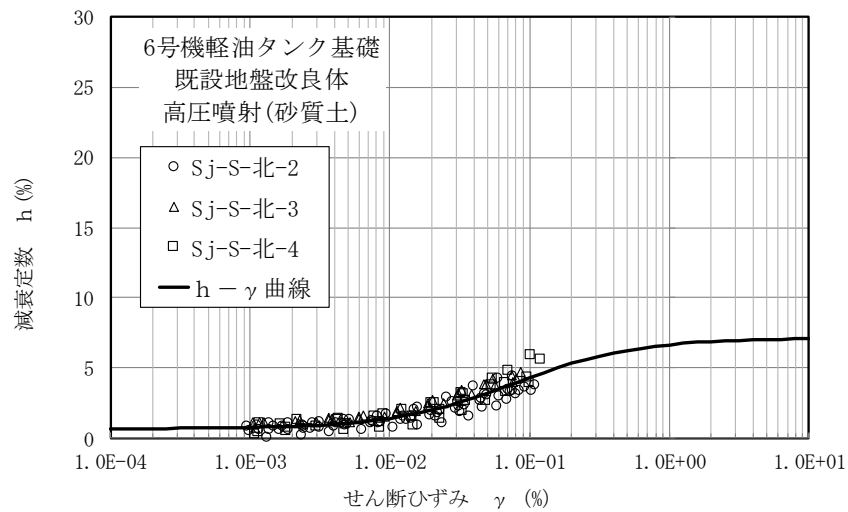


図 4-18 減衰定数のひずみ依存特性 (6号機軽油タンク・高圧噴射(砂質土))

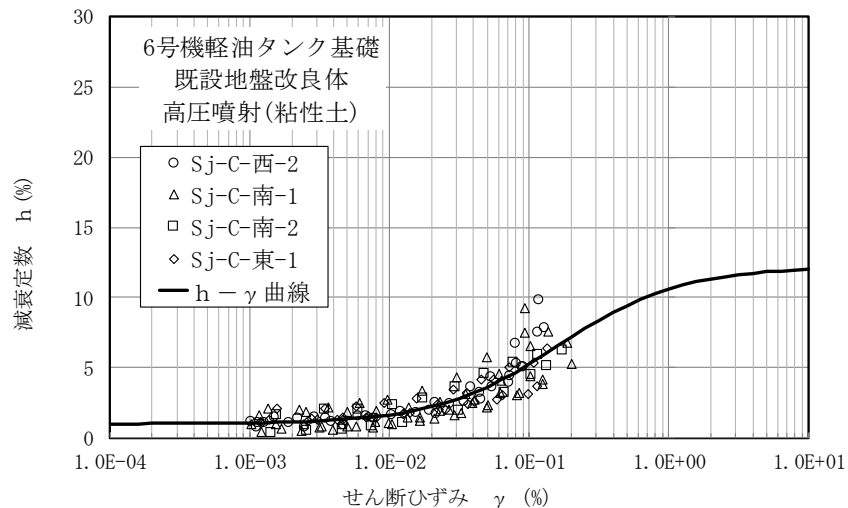


図 4-19 減衰定数のひずみ依存特性 (6号機軽油タンク・高圧噴射(粘性土))

4.2.3 解析用物性値と設定根拠との対応

既設地盤改良体の解析用物性値を表 4-16 に、その設定根拠を表 4-17 に示す。なお、本資料で示す解析用物性値は、地盤改良体の改良部の物性値を示す。地盤改良体の配置に応じた未改良部（原地盤）を含めた物性値については、各施設の耐震計算書に記載する。

表 4-16 既設地盤改良体の物性値

対象施設		6・7号機 海水貯留堰	軽油タンク基礎、 燃料移送系配管ダクト		第一ガスタービン発電機基礎、 第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎			6号機軽油タンク基礎		
種別 (地盤種別)		高圧噴射 (砂質土)	置換	高圧噴射 (砂質土)	機械攪拌	改良盛土	土質安定 処理土	置換	高圧噴射 (砂質土)	高圧噴射 (粘性土)
物理 特性	密度 ρ (g/cm ³)	1.77	1.85	1.73	1.99	1.69	1.85	1.85	1.87	1.57
	間隙率 n	0.49	0.49	0.51	0.49	0.48	0.48	0.47	0.47	0.64
変形 特性	動せん断弾性係数 G_{ms} (kN/m ²)	1.78×10^6	3.15×10^6	1.32×10^6	6.42×10^5	1.49×10^6	9.58×10^3	3.40×10^6	2.42×10^6	8.97×10^5
	基準平均有効拘束圧 σ_{ms}' (kN/m ²)	98.0	98.0	98.0	98.0	98.0	98.0	98.0	98.0	98.0
	ポアソン比 ν	0.33	0.33	0.33	0.33 (0.43)	0.33 (0.28)	0.20	0.33	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.050	0.060	0.100	0.060	0.160	0.050	0.050	0.070	0.120
強度 特性	粘着力 c (kN/m ²)	815	2326	1736	2652	462	100	3536	4894	1393

注記* : 括弧内の数字は、地下水位以浅の値を表す。

表 4-17 既設地盤改良体の設定根拠

対象施設		6・7号機 海水貯留堰	軽油タンク基礎、 燃料移送系配管ダクト		第一ガスタービン発電機基礎、 第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎			6号機軽油タンク基礎		
種別 (地盤種別)		高圧噴射 (砂質土)	置換 (CD掘削)	高圧噴射 (砂質土)	機械攪拌	改良盛土	土質安定 処理土	置換 (CD掘削)	高圧噴射 (砂質土)	高圧噴射 (粘性土)
物理 特性	密度 ρ	物理試験					工法別 平均値*1	物理試験		
	間隙率 n	工法別 平均値*1	物理試験		工法別 平均値*1	工法別 平均値*1	工法別 平均値*1	物理試験		
変形 特性	動せん断弾性係数 G_{ms}	湿潤密度及びPS検層					文献*2	湿潤密度及びPS検層		
	基準平均有効拘束圧 σ_{ms}'	慣用値								
	ポアソン比 ν	慣用値			慣用値 (PS検層)*3	慣用値 (PS検層)*3	文献*2	慣用値		
	減衰定数の上限値 h_{max}	文献*5	動的変形試験				文献*5	動的変形試験		
強度 特性	粘着力 c	一軸圧縮試験					設計値	一軸圧縮試験		

注記*1 : 高圧噴射(砂質土)における間隙率の工法別平均値

*2 : 第2版 流動化処理土利用技術マニュアル(独立行政法人土木研究所、平成19年)

*3 : 括弧内の数字は、地下水位以浅の値を表す。

*4 : 置換工法における間隙率の工法別平均値。

*5 : 改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針-セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法-(日本建築センター、平成14年11月)

4.3 新設地盤改良体

4.3.1 解析用物性値の設定方針

(1) セメント改良（置換工法，機械攪拌工法，高圧噴射攪拌工法）

新設地盤改良体（セメント改良）に分類する地盤改良体は，S 波速度や一軸圧縮強度に
関しては設計値に基づき設定し，その他の解析用物性値は文献に基づき設定する。ただし，
近傍に既設地盤改良体（セメント改良）があり，その地盤条件，施工方法及び設計強度が
同一である場合は，近傍の既設地盤改良体（セメント改良）の解析用物性値を用いる。

なお，特記なき限り全応力解析における解析用物性値の設定方針と有効応力解析におけ
る解析用物性値の設定方針は同一である。

新設地盤改良体の設計値を表 4-18 及び表 4-19 に示す。

表 4-18 新設地盤改良体の設計値（全応力解析）

対象施設		格納容器圧力 逃がし装置基礎		大物搬入 建屋
種別 (地盤種別)		置換	高圧噴射	置換
設計 値	設計一軸圧縮強度 q_{ud} (kN/m ²)	8000	8000	8000
	設計S波速度 V_{sd} (kN/m ²)	840	840	840

注：「-」は設計値の指定が無いことを示す。

表 4-19 新設地盤改良体の設計値（有効応力解析）

対象施設		6・7号機海水貯留堰		6・7号機 スクリーン室	6・7号機取水路， 補機冷却用海水取水路			軽油タンク基礎， 燃料移送系配管ダクト	6号機軽油タンク基礎		
種別 (地盤種別)		高圧噴射 (砂質土)	高圧噴射 (粘性土)	高圧噴射 (砂質土)	置換	機械攪拌	高圧噴射 (砂質土)	置換	高圧噴射 (砂質土)	置換	高圧噴射 (粘性土)
設計 値	設計一軸圧縮強度 q_{ud} (kN/m ²)	1000	1000	1000	1000	1000	1000	8000	8000	8000	5000
	設計S波速度 V_{sd} (kN/m ²)	600	600	600	-	-	-	840	840	840	800

注：「-」は設計値の指定が無いことを示す。

a. 動せん断弾性係数 G_{ma}

新設地盤改良体（セメント改良）の動せん断弾性係数 G_{ma} は，密度 ρ ，設計 S 波速度
 V_{sd} より，(式 7)に基づき初期せん断弾性係数 G_0 を設定する。

$$G_0 = \rho \cdot V_{sd}^2 \quad (式 7)$$

設計 S 波速度の指定がない地盤改良体について，砂質土を主たる改良対象土層とした
地盤改良体については文献（改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針
—セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法，日本建築センター，平成 14 年 11
月）に基づき設計一軸圧縮強度に対応する S 波速度を設定する。

S 波速度と q_u の関係図を図 4-20 に示す。

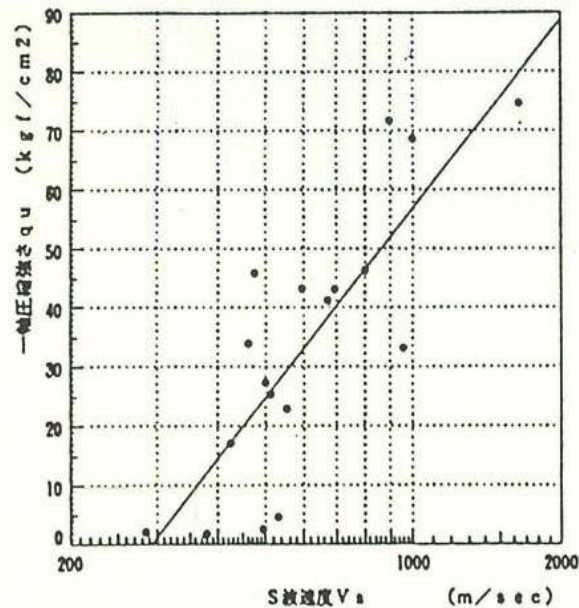


図 4-20 S波速度と q_u の関係図

(引用：改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針—セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法，日本建築センター，平成 14 年 11 月)

b. 密度 ρ 及び間隙率 n

新設地盤改良体（セメント改良）の密度 ρ と間隙率 n については，種別毎（置換，高圧噴射）に設定する。高圧噴射工法の密度については，改良対象地盤の物理試験から設定する。

c. $G/G_0, h \sim \gamma$ 曲線（全応力解析）

全応力解析においては，動的変形特性として $G/G_0, h \sim \gamma$ 曲線の設定が必要となる。全応力解析における動的変形特性については，既設地盤改良体の動的変形試験に基づき種別毎（置換，高圧噴射）に設定する。設定に用いた既設地盤改良体の動的変形試験結果を図 4-21 に示す。

d. 減衰定数の上限値 h_{\max} （有効応力解析）

有効応力解析においては，動的変形特性として減衰定数の上限値 h_{\max} の設定が必要となる。有効応力解析における動的変形特性については，文献（改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針—セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法，日本建築センター，平成 14 年 11 月）を参考に設定する。

文献では，図 4-6 に示す結果に基づき，「減衰定数は 1×10^{-3} の軸ひずみにおいてほぼ 5%~10%である」ことが示されており，文献に示される軸ひずみの最大値付近となる 1×10^{-3} よりも大きな領域において，減衰定数は 5%以上を示すものと判断できるとから，文献に基づき h_{\max} は 5%と設定する。

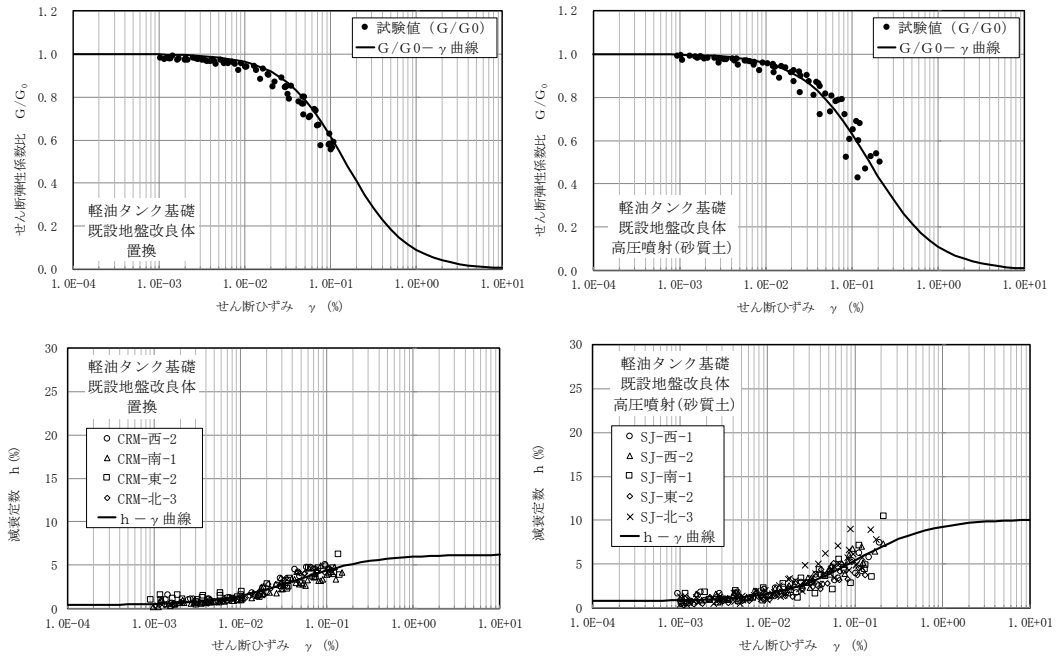


図 4-21 既設地盤改良体の動的変形試験結果
(全応力解析の物性設定に使用)

e. ポアソン比 ν

新設地盤改良体（セメント改良）のポアソン比 ν については、工法別、改良地盤種別に応じて既設地盤改良体の実績値から設定する。ただし、有効応力解析における地下水以深のポアソン比 ν は、文献（液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法（港湾技研資料 No. 869），運輸省港湾技術研究所，1997）に基づき、慣用値の 0.33 に設定する。

f. 粘着力 c

新設地盤改良体（セメント改良）の粘着力 c については、設計一軸圧縮強度より設定する。文献（地盤工学用語辞典）より、一軸圧縮強度より求まる非排水せん断強度を粘着力として設定する。粘着力を設計一軸圧縮強度 q_{ud} に基づき、(式 8) より設定する。

$$c = \frac{q_{ud}}{2} \quad (\text{式 8})$$

ここで、

c : 粘着力

q_{ud} : 設計一軸圧縮強度

(2) 無筋コンクリート

新設地盤改良体（無筋コンクリート）に分類する地盤改良体は、剛性や一軸圧縮強度に関しては設計値に基づき設定し、その他の解析用物性値は文献に基づき設定する。

a. 動せん断弾性係数 G_{ma}

新設地盤改良体（無筋コンクリート）の動せん断弾性係数 G_{ma} は、コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]（土木学会，2002 年制定）（以下、「コンクリート標準示方書」という。）に基づき、表 4-20 に示すようにコンクリートの設計基準強度 f'_{ck} ($=18\text{N/mm}^2$) と変形係数 E の関係から、(式 9) に基づき初期せん断弾性係数 G_0 を設定する。

$$G_0 = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{式 9})$$

表 4-20 コンクリートのヤング係数

f'_{ck} (N/mm ²)		18	24	30	40	50	60	70	80
E_c (kN/mm ²)	普通コンクリート	22	25	28	31	33	35	37	38
	軽量骨材コンクリート*	13	15	16	19	-	-	-	-

* 骨材を全部軽量骨材とした場合

(引用：コンクリート標準示方書 構造性能照査編，土木学会，2002)

b. 密度 ρ 及び間隙率 n

新設地盤改良体（無筋コンクリート）の密度 ρ については、コンクリート標準示方書に基づき設定する。コンクリート標準示方書に示される無筋コンクリートの密度 ρ を表 4-21 に示す。なお、新設地盤改良体（無筋コンクリート）は、線形弾性体としてモデル化することから間隙率 n は設定しない。

表 4-21 コンクリートの単位体積重量

材 料	単位重量 (kN/m ³)	材 料	単位重量 (kN/m ³)
鋼・鋳鋼・鍛鋼	77	コンクリート	22.5~23.0
鋳 鉄	71	セメントモルタル	21.0
アルミニウム	27.5	木 材	8
鉄筋コンクリート	24.0~24.5	瀝 青 材	11
プレストレストコンクリート	24.5	アスファルトコンクリート舗装	22.5
鉄筋軽量骨材コンクリート	18.0	軽量骨材コンクリート（骨材全部が軽量骨材）	16.5

(引用：コンクリート標準示方書 構造性能照査編，土木学会，2002)

c. 減衰定数の上限値 h_{max}

新設地盤改良体（無筋コンクリート）は線形弾性体としてモデル化することから、動的変形特性としての減衰定数の上限値 h_{max} は設定しない。

d. ポアソン比 ν

新設地盤改良体（無筋コンクリート）のポアソン比 ν については、コンクリート標準示方書に基づき 0.2 として設定する。

4.3.2 解析用物性値と設定根拠との対応

新設地盤改良体の物性値を表 4-22 及び表 4-23 に、設定方針との対応を表 4-24 及び表 4-25 に示す。

表 4-22 新設地盤改良体の物性値（全応力解析）

対象施設		格納容器圧力逃がし装置基礎		大物搬入建屋
種別		置換	高圧噴射	置換
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	1.85	2.05	1.85
	初期せん断弾性係数 G_0 (kN/m ²)	1.31×10^6	1.45×10^6	1.31×10^6
動的変形特性	ポアソン比 ν	0.302	0.375	0.302
	$G/G_0 - \gamma$	$1/(1+10.1\gamma^{1.21})$	$1/(1+8.06\gamma^{1.14})$	$1/(1+10.1\gamma^{1.21})$
	$h - \gamma$ (%)	$\gamma/(0.172\gamma + 0.00783) + 0.401$	$\gamma/(0.107\gamma + 0.0109) + 0.790$	$\gamma/(0.172\gamma + 0.00783) + 0.401$

注： γ はせん断歪み(%)を示す。

表 4-23 新設地盤改良体の物性値（有効応力解析）

対象施設		6・7号機海水貯留堰			6・7号機スクリーン室	6・7号機取水路， 補機冷却用海水取水路			軽油タンク基礎， 燃料移送系配管ダクト		6号機軽油タンク基礎	
種別 (地盤種別)		高圧噴射 (砂質土)	高圧噴射 (粘性土)	高圧噴射 (砂質土)	無筋コン クリート	置換	機械攪拌	高圧噴射 (砂質土)	置換	高圧噴射 (砂質土)	置換	高圧噴射 (粘性土)
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	1.94	1.81	1.94	2.30	1.85	1.94	1.94	1.85	2.05	1.85	1.91
	間隙率 n	0.49	0.64	0.49	—	0.48	0.49	0.49	0.48	0.49	0.48	0.64
変形特性	動せん断弾性係数 G_{sa} (kN/m ²)	6.98×10^5	6.52×10^5	6.98×10^5	9.17×10^6	2.40×10^5	2.51×10^5	2.51×10^5	1.31×10^6	1.45×10^6	1.31×10^6	1.22×10^6
	基準平均有効拘束圧 σ_{ms}' (kN/m ²)	98.0	98.0	98.0	—	98.0	98.0	98.0	98.0	98.0	98.0	98.0
	ポアソン比 ν	0.33	0.33	0.33	0.20	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.050	0.050	0.050	—	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050
強度特性	粘着力 c (kN/m ²)	500	500	500	—	500	500	500	4000	4000	4000	2500

表 4-24 新設地盤改良体の設定方針との対応（全応力解析）

対象施設		格納容器圧力逃がし装置基礎		大物搬入建屋
種別		置換	高压噴射（砂質土）	置換
物理特性	密度 ρ	工法別平均値に基づき設定	対象土層の最大値に基づき設定	工法別平均値に基づき設定
	初期せん断弾性係数 G_0	設計S波速度、密度に基づき設定	設計S波速度、密度に基づき設定	設計S波速度、密度に基づき設定
動的変形特性	ポアソン比 ν	軽油タンク基礎の置換工法の実績値に基づき設定	軽油タンク基礎の高压噴射（砂質土）の実績値に基づき設定	軽油タンク基礎の置換工法の実績値に基づき設定
	$G/G_0 - \nu$			
	$h - \nu$			

表 4-25 新設地盤改良体の設定方針との対応（有効応力解析）

対象施設		6・7号機 海水貯留堰		6・7号機 スクリーン室	6・7号機取水路、補機冷却用海水取水路			軽油タンク基礎、燃料移送系配管ダクト		6号機軽油タンク基礎		
種別（地盤種別）		高压噴射（砂質土）	高压噴射（粘性土）	高压噴射（砂質土）	無筋コンクリート	置換	機械攪拌	高压噴射（砂質土）	置換	高压噴射（砂質土）	置換	高压噴射（粘性土）
物理特性	密度 ρ	対象土層の最大値			文献*1	工法別平均値	対象土層の最大値		工法別平均値	対象土層の最大値	工法別平均値	対象土層の最大値
	間隙率 n	工法別平均値			-*2	工法別平均値						
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ms}	設計S波速度、密度に基づき設定			文献*1	文献*3から推定したS波速度、密度に基づき設定			設計S波速度、密度に基づき設定			
	基準平均有効拘束圧 σ_{ms}'	慣用値*3			-*2	慣用値*3						
	ポアソン比 ν	慣用値*3			文献*1	慣用値*3						
	減衰定数の上限値 h_{max}	文献*4			-*2	文献*4						
強度特性	粘着力 c	設計一軸圧縮強度			-*2	設計一軸圧縮強度						

注記*1：コンクリート標準示方書 構造性能照査編（社団法人土木学会，2002年）
 *2：無筋コンクリートは線形弾性体としてモデル化（パラメータなし）
 *3：液状化による構造物被害予想プログラムFLIPにおいて必要な各種パラメータの簡易設定法（港湾技術資料No.869）（運輸省港湾技術研究所，平成9年6月）
 *4：改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針—セメント系固化工材を用いた深層・浅層混合処理工法—（日本建築センター，平成14年11月）

5. 新設地盤改良体の品質確認方針

5.1 品質確認方針

新設地盤改良体について、各新設地盤改良体の品質確認方針を表 5-1 に示す。表 5-1 に示すとおり、建物・構築物、土木構造物ともに、強度及び剛性を品質確認項目とする。

表 5-1 新設地盤改良体の品質確認方針

対象施設		新設地盤改良		品質確認項目
		工法	目的	
建物・構築物	大物搬入建屋	置換工法 (CD 掘削工法)	変形抑制	強度及び剛性
	格納容器圧力逃がし装置基礎	置換工法 (CD 掘削工法)	変形抑制	強度及び剛性
		置換工法 (開削工法)		
		高圧噴射攪拌工法		
土木構造物	海水貯留堰	高圧噴射攪拌工法	変形抑制	強度及び剛性
	スクリーン室	高圧噴射攪拌工法	浮上り防止	強度及び剛性
	取水路	置換工法 (地中連壁壁工法)	浮上り防止	強度及び剛性
		機械攪拌工法		
		高圧噴射攪拌工法		
		無筋コンクリート		
	補機冷却用海水取水路	高圧噴射攪拌工法	浮上り防止	強度及び剛性
	軽油タンク基礎	置換工法 (CD 掘削工法)	変形抑制	強度及び剛性
		高圧噴射攪拌工法		
	燃料移送系配管ダクト	置換工法 (CD 掘削工法)	変形抑制	強度及び剛性
		高圧噴射攪拌工法		
	6号機海水貯留堰	高圧噴射攪拌工法	変形抑制	強度及び剛性
	6号機スクリーン室	高圧噴射攪拌工法	浮上り防止	強度及び剛性
	6号機取水路	置換工法 (地中連壁壁工法)	浮上り防止	強度及び剛性
機械攪拌工法				
高圧噴射攪拌工法				
無筋コンクリート				
6号機軽油タンク基礎	置換工法 (開削工法)	変形抑制	強度及び剛性	
	高圧噴射攪拌工法			
第一ガスタービン発電機基礎, 第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎	機械攪拌工法	変形抑制	強度及び剛性	

5.2 品質確認方法について

5.2.1 室内試験及び原位置試験

(1) 新設地盤改良体の試験概要

a. 試験方法

新設地盤改良体の原位置試験及び室内試験は、既設地盤改良体と同様、日本産業規格（JIS）又は地盤工学会（JGS）の試験規格に基づき実施する。新設地盤改良体の試験項目を表 4-2 に示す。

表 5-2 新設地盤改良体の試験項目

項目	試験規格	試験名称
湿潤密度	JGS 2132	岩石の密度試験（ノギス法）
	JIS A 1225	土の湿潤密度試験方法
間隙率	JIS A 1202	土粒子の密度試験方法
P 波速度	JGS 1122	地盤の弾性波速度検層方法
	JGS 2110	パルス透過法による岩石の超音波速度試験
S 波速度	JGS 1122	地盤の弾性波速度検層方法
	JGS 2110	パルス透過法による岩石の超音波速度試験
h ~ γ 関係	JGS 0542	地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験方法
一軸圧縮強度	JIS A 1216	土の一軸圧縮試験方法
	JGS 2521	岩石の一軸圧縮試験

b. 適用基準

新設地盤改良体の品質管理における適用基準は、既設地盤改良体と同様、地盤改良体の適用工法、設置箇所及び構造物の支持機能の有無に応じて適切な諸基準・指針を適用する。地盤改良工法の基準・指針として一般的な文献を表 5-3 に、地盤改良の目的及び構造形式に係る分類と適用基準を表 5-4 に示す。

地盤改良工法に係る諸基準・指針については、地盤改良の目的及び構造形式によって分類される。品質管理については、この分類に対応する基準指針を用いて実施する。

表 5-3 地盤改良工法の基準・指針

基準・指針名	基準略称
陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル 改訂版， (財)土木研究センター，平成16年3月	陸上工事マニュアル
港湾・空港における深層混合処理工法技術マニュアル， (財)沿岸技術研究センター，平成26年10月	港湾・空港マニュアル
建築基礎構造設計指針， 日本建築学会，2001年改定	建築基礎指針
改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針—セメント系固化工材を用いた深層・浅層混合処理工法，日本建築センター，平成14年11月	建築センター指針
乾式キャスク貯蔵建屋基礎構造の設計に関する技術指針， 日本電気協会，平成21年	JEAG4616

表 5-4 地盤改良の目的及び構造形式に係る分類と適用基準 (1/2)

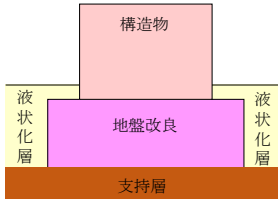
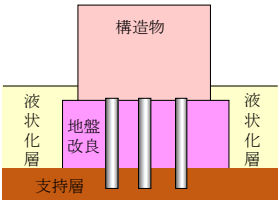
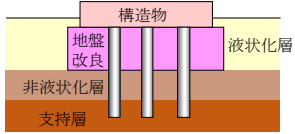
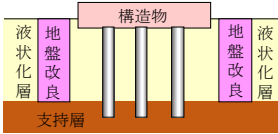

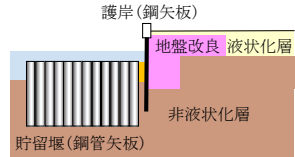
目的	直接支持	変形抑制	
構造形式			
対象施設	無し	大物搬入建屋, 6号機軽油タンク基礎* 第一ガスタービン発電機基礎	
適用基準	建築基礎指針, 建築センター指針, JEAG4616	陸上工事マニュアル	

表 5-4 地盤改良の目的及び構造形式に係る分類と適用基準 (2/2)

目的	変形抑制	浮上り防止	変形抑制
構造形式			
対象施設	格納容器圧力逃がし装置基礎, 軽油タンク基礎, 6号機軽油タンク基礎*, 燃料移送系配管ダクト	スクリーン室, 取水路, 補機冷却用海水取水路, 6号機スクリーン室, 6号機取水路	海水貯留堰, 6号機海水貯留堰
適用基準	陸上工事マニュアル	陸上工事マニュアル	港湾・空港マニュアル

注記* : 6号機軽油タンク基礎については, 構造物の側方と直下に地盤改良を実施している。

c. 試験頻度

諸基準・指針における調査箇所数の目安を表 5-5 に示す。

試験頻度は、同表に示すとおり、諸基準・指針（「陸上工事マニュアル」又は「港湾・空港マニュアル」）を参考に、一軸圧縮試験の調査箇所の目安に従い、地盤改良体を適用する工事状況に応じて設定する。

新設地盤改良体においては、諸基準・指針に示される一軸圧縮試験の必要調査箇所数と新設地盤改良体の一軸圧縮試験の試料本数を比較し、文献による必要調査箇所数の目安を満足することを確認する。

表 5-5 諸基準・指針における必要調査箇所数の目安

基準略称	調査箇所数
陸上工事 マニュアル	設計強度毎に改良体500本未満は3本×3深度，500本以上は250本毎に1本追加。
港湾・空港 マニュアル	改良土量10,000m ³ に1本(上中下の3箇所)程度。

5.2.2 新設地盤改良体の解析用物性値の妥当性確認について

新設地盤改良体の施工に際しては、配合等の仕様について、既往の実績や試験施工を踏まえて設定する。

設計値に基づき解析用物性値を設定している新設地盤改良体のうち、竣工後に地盤改良体の調査や試験を実施したものについては、設計値に基づく解析用物性値の妥当性を確認する。妥当性の確認は、設計値に基づき設定した解析用物性値に対して、竣工後の調査や試験の結果に基づき設定した物性値と比較することにより検討する。

設計値に基づき解析用物性値を設定している新設地盤改良体のうち、竣工前のものについては、実施工において設計値を満足するよう、適切に品質管理を行う。

5.3 新設地盤改良体の事後調査結果について

新設地盤改良体として設計値に基づき解析用物性値を設定している施設のうち、竣工後の調査・試験の結果があるものについては、解析用物性値の設定が妥当であるかどうかの確認を行う。

妥当性の確認方法は、設計値に基づき設定している解析用物性値と、竣工後の試験結果を用いて既設地盤改良体と同様の物性設定を行った物性値の比較を行い、強度と剛性の観点で解析用物性値の設定が保守的であることを確認する。

5.3.1 6・7号機海水貯留堰

6・7号機海水貯留堰における新設地盤改良体の事後調査位置図を図 5-1、試験結果を表 5-6 及び表 5-7、減衰定数のひずみ依存特性を図 5-2 及び図 5-3 に示す。妥当性確認結果を表 5-8 及び表 5-9、試験結果を元に既設地盤改良体と同等の整理で物性値を定めた値を表 5-10 及び表 5-11 に示す。

追加調査の結果、強度及び剛性が設計値を上回ることを確認した。

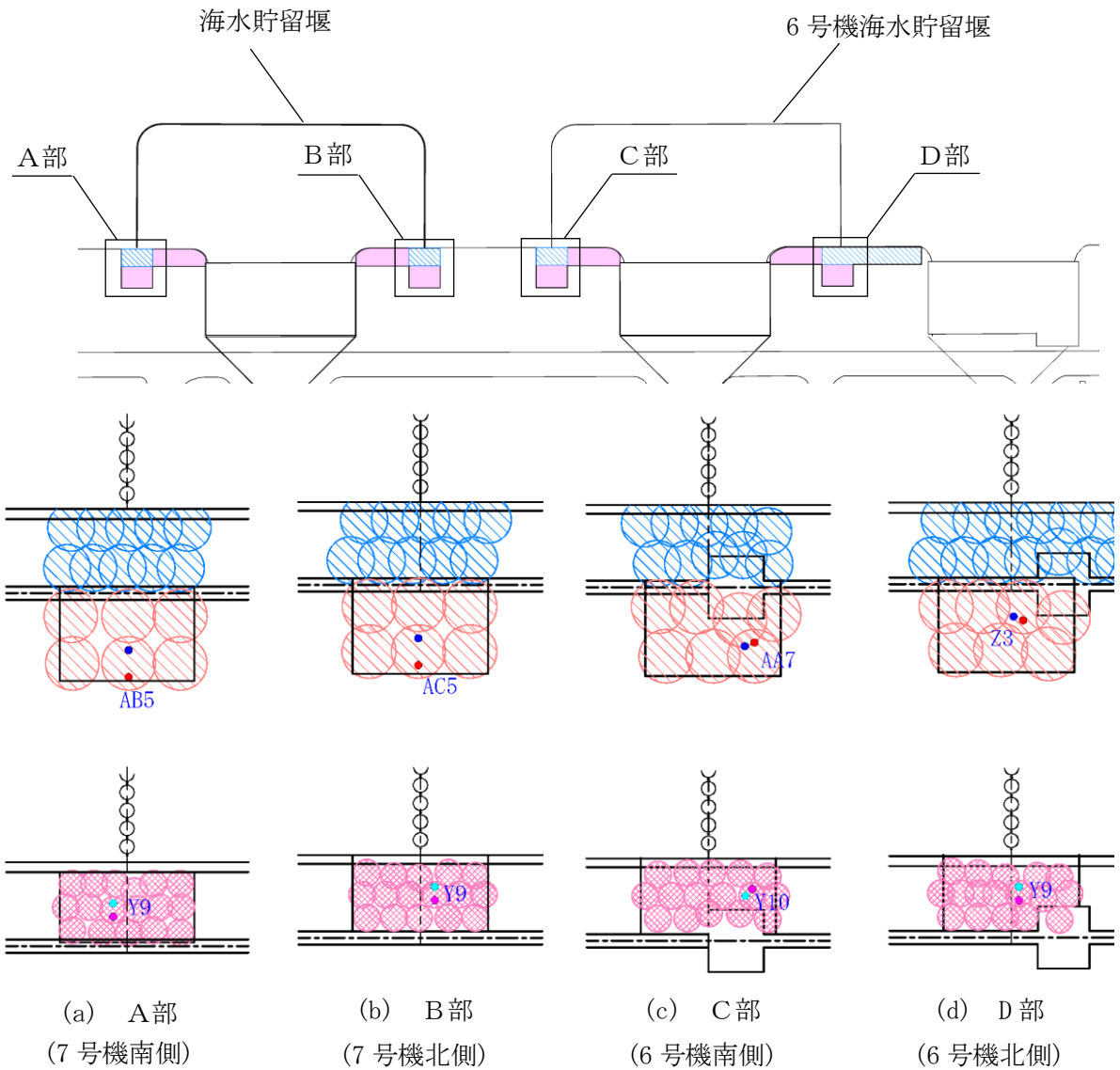
よって、6・7号機海水貯留堰における新設地盤改良体については、強度・剛性の観点で現在の設定が保守的であることから、新設地盤改良体の解析用物性値の設定は妥当であると判断できる。



地盤改良体凡例

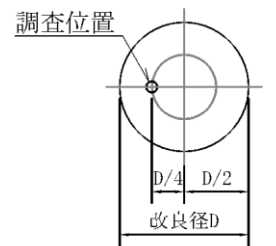
種別		凡例
既設 地盤改良体	高圧噴射(砂質土)	

注： は新設地盤改良体を示す。



地盤改良体凡例

種別		凡例	調査位置	
			一軸圧縮試験	PS検層/室内試験
既設 地盤改良体	高圧噴射(砂質土)		/	
	高圧噴射(粘性土)			
新設 地盤改良体	高圧噴射(砂質土)		●	●
	高圧噴射(粘性土)		●	●



調査要領図

注：青字は孔名を示す。

図 5-1 6・7号機海水貯留堰における新設地盤改良体の調査位置図

表 5-6 6・7号機海水貯留堰／高压喷射(砂質土)における新設地盤改良体の試験結果

孔名	湿潤密度		間隙率		一軸圧縮強度		P波速度		S波速度		h~γ関係	
	試料数	孔別平均 (g/cm ³)	試料数	孔別平均	試料数	孔別平均 (kN/m ²)	試料数 *	孔別平均 (m/s)	試料数 *	孔別平均 (m/s)	試料数	孔別平均
7号機南側AB5	9	1.664	6	0.558	9	1986	5	2440	5	1295	1	図5-2を 参照の こと
7号機北側AC5	9	1.848	6	0.491	9	3365	5	2962	5	1322	1	
6号機南側AA7	9	1.780	6	0.581	9	4756	5	2545	5	1287	1	
6号機北側Z3	9	1.726	6	0.524	9	4089	6	2097	6	884	1	
平均値	36	1.75	24	0.54	36	3549	21	2491	21	1182	4	
標準偏差	0.093		0.045		1664		496		288			
変動係数	0.053		0.084		0.469		0.199		0.244			

注記*：PS検層の測定区間長1mを一つの試料数と見なす。

表 5-7 6・7号機海水貯留堰／高压喷射(粘性土)における新設地盤改良体の試験結果

孔名	湿潤密度		間隙率		一軸圧縮強度		P波速度		S波速度		h~γ関係	
	試料数	孔別平均 (g/cm ³)	試料数	孔別平均	試料数	孔別平均 (kN/m ²)	試料数 *	孔別平均 (m/s)	試料数 *	孔別平均 (m/s)	試料数	孔別平均
7号機南側Y9	9	1.547	6	0.650	9	3256	5	1835	5	915	1	図5-3を 参照の こと
7号機北側Y9	9	1.554	6	0.640	9	2309	5	2026	5	747	1	
6号機南側Y10	9	1.610	6	0.641	9	5127	5	2236	5	931	1	
6号機北側Y9	9	1.550	6	0.656	9	2565	5	2195	5	873	1	
平均値	36	1.57	24	0.65	36	3314	20	2073	20	867	4	
標準偏差	0.049		0.034		1696		198		140			
変動係数	0.031		0.053		0.512		0.096		0.162			

注記*：PS検層の測定区間長1mを一つの試料数と見なす。

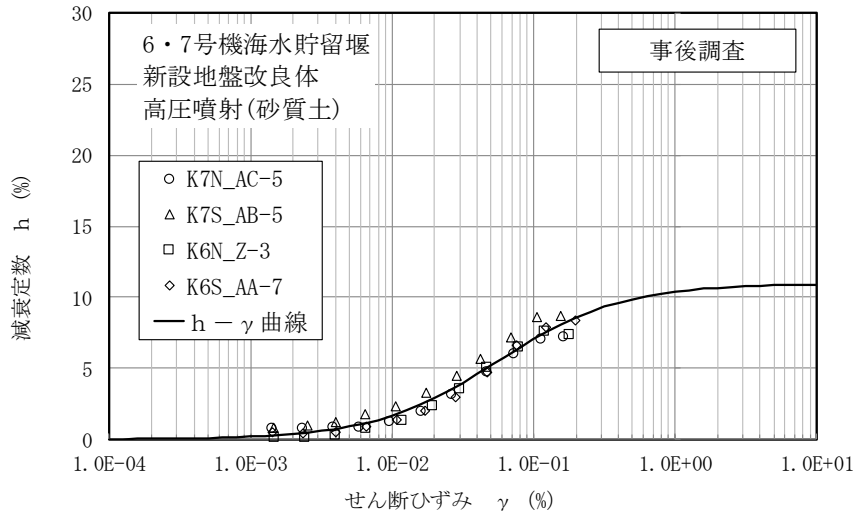


図 5-2 減衰定数のひずみ依存特性
(6・7号機海水貯留堰／高压喷射(砂質土))

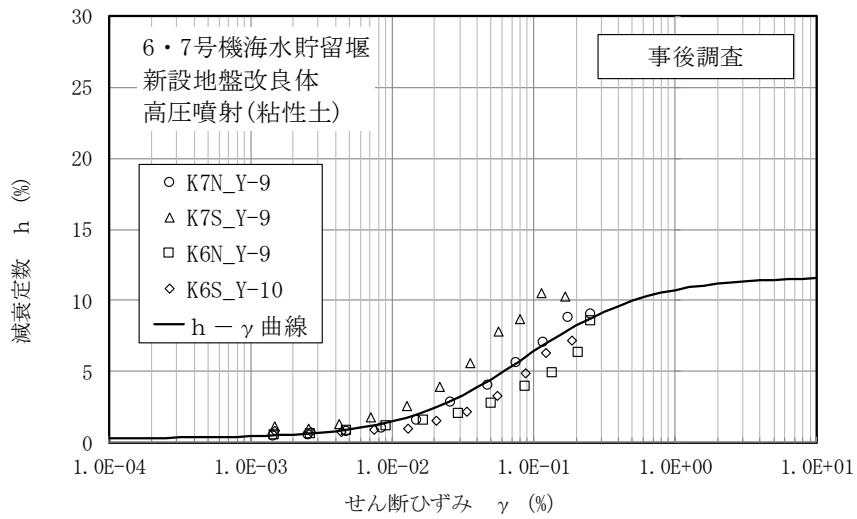


図 5-3 減衰定数のひずみ依存特性
(6・7号機海水貯留堰／高压喷射(粘性土))

表 5-8 妥当性確認結果(強度)

対象施設	種別	設計値 q_{ud} (kN/m ²)	事後調査結果		
			平均値 q_{uf} (kN/m ²)	標準偏差 σ_{qu} (kN/m ²)	$q_{uf} - \sigma_{qu}$ (kN/m ²)
6・7号機 海水貯留堰	高压噴射(砂質土)	1000	3549	1664	1885
	高压噴射(粘性土)	1000	3314	1696	1618

表 5-9 妥当性確認結果(剛性)

対象施設	種別	設計値 V_{sd} (kN/m ²)	事後調査結果		
			平均値 V_{sf} (kN/m ²)	標準偏差 σ_{vs} (kN/m ²)	$V_{sf} - \sigma_{vs}$ (kN/m ²)
6・7号機 海水貯留堰	高压噴射(砂質土)	600	1182	288	894
	高压噴射(粘性土)	600	867	140	727

表 5-10 設計値と事後調査結果に基づく設計値との対比(高压噴射(砂質土))

名称		新設地盤改良体 (セメント改良)	新設地盤改良体の 物性設定方針 に基づく値	既設地盤改良体 (セメント改良)	事後調査結果に 基づき 設定した値
種別		高压噴射, 機械攪拌, 置換	高压噴射 (砂質土)	高压噴射, 機械攪拌, 置換, 改良盛土	高压噴射 (砂質土)
物理 特性	密度 ρ	[高压噴射, 機械攪拌]改良対象地盤の物理試験 [置換] 既設地盤改良体(置換)の物理試験	1.94	物理試験	1.75
	間隙率 n	既設地盤改良体の物理試験	0.49	物理試験	0.54
変形 特性	動せん断弾性係数 G_{ms}	設計S波速度, 密度に基づき設定 設計S波速度の指定が無い場合は文献 ^{*1} より推定	6.98×10^5	PS検層によるS波速度, 密度に基づき設定	2.44×10^6
	基準平均有効拘束圧 σ_{ms}'	慣用値 ^{*2}	98.0	慣用値 ^{*2}	98.0
	ポアソン比 ν	慣用値 ^{*2}	0.33	慣用値 ^{*2}	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	文献 ^{*1} に基づき設定	0.050	動的変形特性に基づき設定	0.110
強度 特性	粘着力 c	設計一軸圧縮強度 q_u と粘着力 c との 関係に基づき設定	500	一軸圧縮強度 q_u と粘着力 c との 関係に基づき設定	1775

注記*1: 改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針—セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法—
(日本建築センター, 平成14年11月)

*2: 液状化による構造物被害予測プログラムFLIPにおいて必要な各種パラメタの簡易設定法
(港湾技術資料No. 869) (運輸省港湾技術研究所, 平成9年6月)

表 5-11 設計値と事後調査結果に基づく設計値との対比(高圧噴射(粘性土))

名 称		新設地盤改良体 (セメント改良)	新設地盤改良体の 物性設定方針 に基づく値	既設地盤改良体 (セメント改良)	事後調査結果に 基づき 設定した値
種別		高圧噴射, 機械攪拌, 置換	高圧噴射 (粘性土)	高圧噴射, 機械攪拌, 置換, 改良盛土	高圧噴射 (粘性土)
物理 特性	密度 ρ	[高圧噴射, 機械攪拌]改良対象地盤の物理試験 [置換] 既設地盤改良体(置換)の物理試験	1.81	物理試験	1.57
	間隙率 n	既設地盤改良体の物理試験	0.64	物理試験	0.65
変形 特性	動せん断弾性係数 G_{ma}	設計S波速度, 密度に基づき設定 設計S波速度の指定が無い場合は文献*1より推定	6.52×10^5	PS検層によるS波速度, 密度に基づき設定	1.18×10^6
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}'	慣用値*2	98.0	慣用値*2	98.0
	ポアソン比 ν	慣用値*2	0.33	慣用値*2	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	文献*1に基づき設定	0.050	動的変形特性に基づき設定	0.117
強度 特性	粘着力 c	設計一軸圧縮強度 q_u と粘着力 c との 関係に基づき設定	500	一軸圧縮強度 q_u と粘着力 c との 関係に基づき設定	1657

注記*1: 改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針—セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法—
(日本建築センター, 平成14年11月)

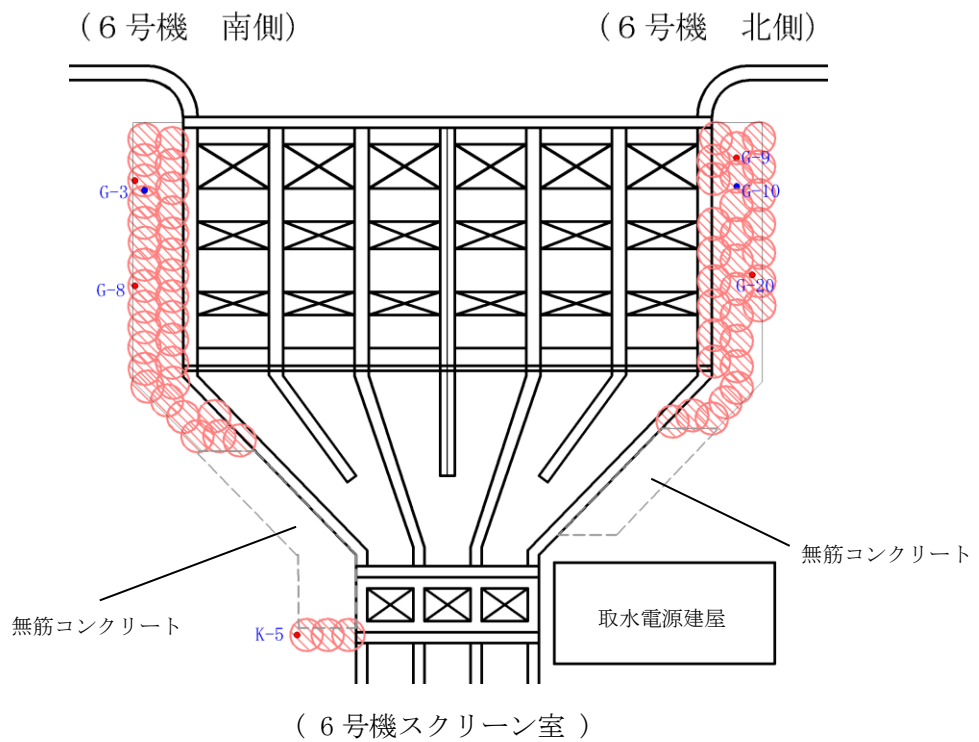
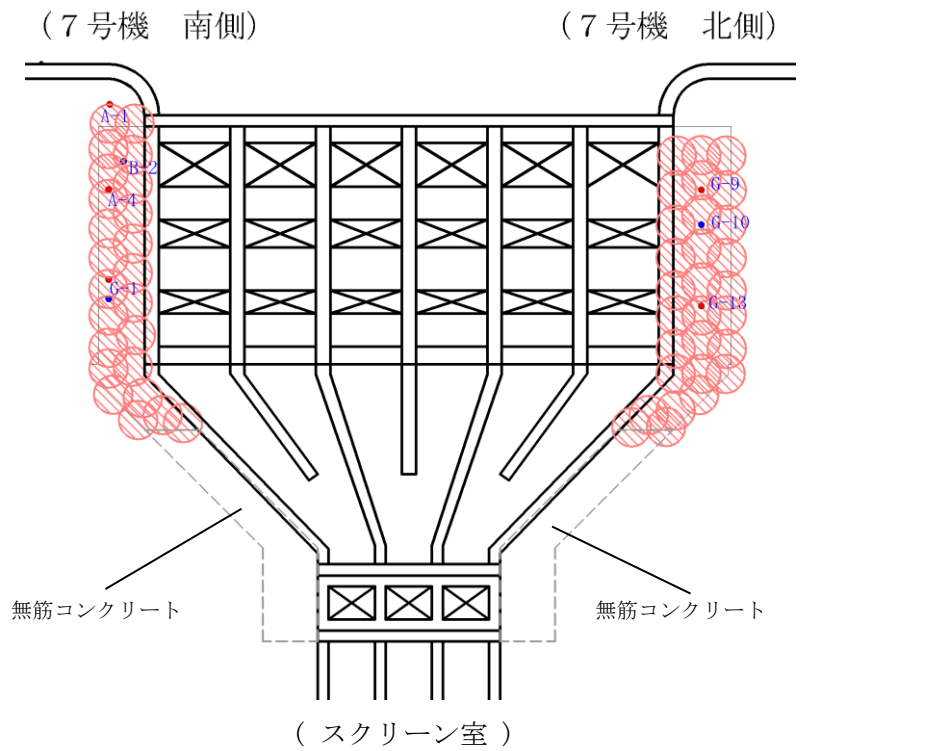
*2: 液状化による構造物被害予測プログラムFLIPにおいて必要な各種パラメタの簡易設定法
(港湾技研資料No. 869) (運輸省港湾技術研究所, 平成9年6月)

5.3.2 6・7号機スクリーン室

6・7号機スクリーン室における新設地盤改良体のうち高圧噴射攪拌工法の事後調査位置図を図5-4、試験結果を表5-12、減衰定数のひずみ依存特性を図5-5に示す。妥当性確認結果を表5-13及び表5-14、試験結果を元に既設地盤改良体と同等の整理で物性値を定めた値を表5-15に示す。

追加調査の結果、強度及び剛性が設計値を上回ることを確認した。

よって、6・7号機スクリーン室における新設地盤改良体については、強度・剛性の観点で現在の設定が保守的であることから、新設地盤改良体の解析用物性値の設定は妥当であると判断できる。



地盤改良体凡例

種別	凡例	調査位置	
		一軸圧縮試験	PS検層/室内試験
新設地盤改良体	高圧噴射(砂質土)	●	●

注：青字は孔名を示す。

図 5-4 6・7号機スクリーン室における新設地盤改良体の調査位置図

表 5-12 6・7号機スクリーン室／高压喷射(砂質土)における新設地盤改良体の試験結果

孔名	湿潤密度		間隙率		一軸圧縮強度		P波速度		S波速度		h~γ関係	
	試料数	孔別平均 (g/cm ³)	試料数	孔別平均	試料数	孔別平均 (kN/m ²)	試料数 *	孔別平均 (m/s)	試料数 *	孔別平均 (m/s)	試料数	孔別平均
7号機南側A1	9	1.578	-	-	9	4537	-	-	-	-	-	-
7号機南側B2	-	-	-	-	-	-	10	2255	10	983	-	-
7号機南側A4	9	1.633	-	-	9	4134	-	-	-	-	-	-
7号機南側G1	9	1.565	6	0.669	9	5203	-	-	-	-	1	-
7号機北側G9	11	1.691	-	-	11	5621	10	2253	10	980	-	-
7号機北側G10	-	-	6	0.643	-	-	-	-	-	-	1	-
7号機北側G13	10	1.739	-	-	10	5963	-	-	-	-	-	-
6号機南側G3	11	1.731	6	0.644	11	6507	10	2063	10	932	1	-
6号機南側G8	11	1.771	-	-	11	5653	-	-	-	-	-	-
6号機南側K5	9	1.561	-	-	9	3358	-	-	-	-	-	-
6号機北側G9	12	1.664	-	-	12	5261	-	-	-	-	-	-
6号機北側G10	-	-	6	0.660	-	-	10	2278	10	1044	1	-
6号機北側G20	10	1.617	-	-	10	3396	-	-	-	-	-	-
平均値	101	1.66	24	0.65	101	5024	40	2212	40	985	4	-
標準偏差	0.164		0.046		2751		244		182		-	
変動係数	0.099		0.070		0.548		0.110		0.185		-	

図5-5を参照のこと

注記*：PS検層の測定区間長1mを一つの試料数と見なす。

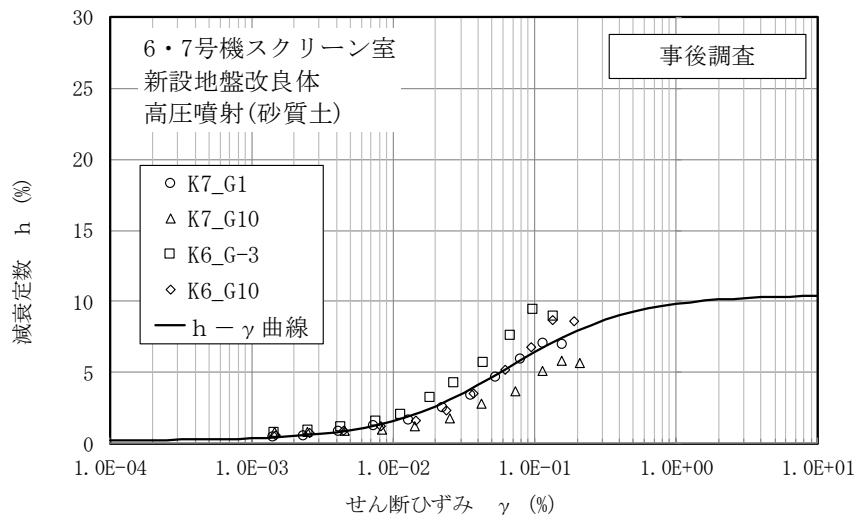


図 5-5 減衰定数のひずみ依存特性
(6・7号機スクリーン室／高压喷射(砂質土))

表 5-13 妥当性確認結果(強度)

対象施設	種別	設計値 q_{ud} (kN/m ²)	事後調査結果		
			平均値 q_{uf} (kN/m ²)	標準偏差 σ_{qu} (kN/m ²)	$q_{uf} - \sigma_{qu}$ (kN/m ²)
6・7号機 スクリーン室	高圧噴射(砂質土)	1000	5024	2751	2273

表 5-14 妥当性確認結果(剛性)

対象施設	種別	設計値 V_{sd} (kN/m ²)	事後調査結果		
			平均値 V_{sf} (kN/m ²)	標準偏差 σ_{vs} (kN/m ²)	$V_{sf} - \sigma_{vs}$ (kN/m ²)
6・7号機 スクリーン室	高圧噴射(砂質土)	600	985	182	803

表 5-15 設計値と事後調査結果に基づく設計値との対比(高圧噴射(砂質土))

名称		新設地盤改良体 (セメント改良)	新設地盤改良体の 物性設定方針 に基づく値	既設地盤改良体 (セメント改良)	事後調査結果に 基づき 設定した値
種別		高圧噴射, 機械攪拌, 置換	高圧噴射 (砂質土)	高圧噴射, 機械攪拌, 置換, 改良盛土	高圧噴射 (砂質土)
物理 特性	密度 ρ	[高圧噴射, 機械攪拌]改良対象地盤の物理試験 [置換] 既設地盤改良体(置換)の物理試験	1.94	物理試験	1.66
	間隙率 n	既設地盤改良体の物理試験	0.49	物理試験	0.65
変形 特性	動せん断弾性係数 G_{ma}	設計S波速度, 密度に基づき設定 設計S波速度の指定が無い場合は文献 ^{*1} より推定	6.98×10^5	PS検層によるS波速度, 密度に基づき設定	1.61×10^6
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}'	慣用値 ^{*2}	98.0	慣用値 ^{*2}	98.0
	ポアソン比 ν	慣用値 ^{*2}	0.33	慣用値 ^{*2}	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	文献 ^{*1} に基づき設定	0.050	動的変形特性に基づき設定	0.104
強度 特性	粘着力 c	設計一軸圧縮強度 q_u と粘着力 c との 関係に基づき設定	500	一軸圧縮強度 q_u と粘着力 c との 関係に基づき設定	2512

注記*1: 改訂版「建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針—セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法—
(日本建築センター, 平成14年11月)」

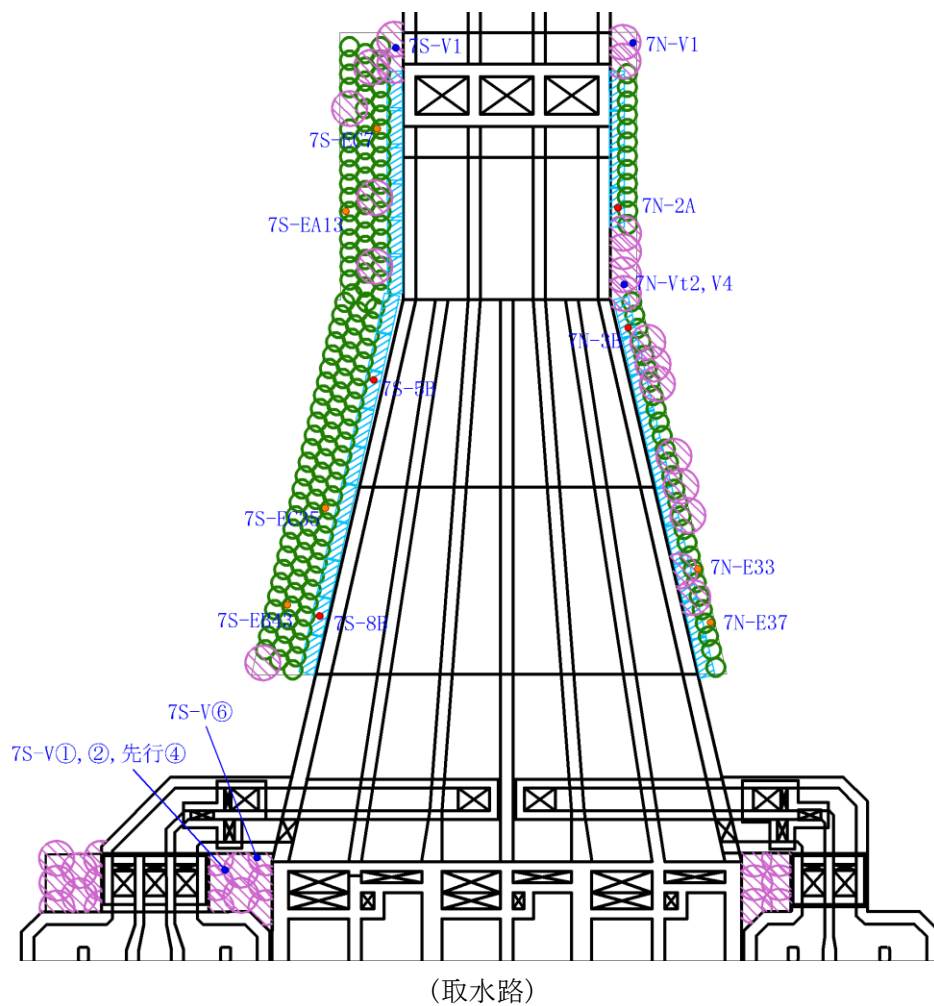
*2: 液状化による構造物被害予測プログラムFLIPにおいて必要な各種パラメタの簡易設定法
(港湾技研資料No. 869) (運輸省港湾技術研究所, 平成9年6月)

5.3.3 6・7号機取水路

6・7号機取水路における新設地盤改良体の事後調査位置図を図5-6、試験結果を表5-16～表5-18、減衰定数のひずみ依存特性を図5-7及び図5-8に示す。妥当性確認結果を表5-19、試験結果を元に既設地盤改良体と同等の整理で物性値を定めた値を表5-20～表5-22に示す。

追加調査の結果、強度については設計値を上回ることを確認した。

よって、6・7号機取水路における新設地盤改良体については、強度の観点で現在の設定が保守的であることから、新設地盤改良体の解析用物性値の設定は妥当であると判断できる。

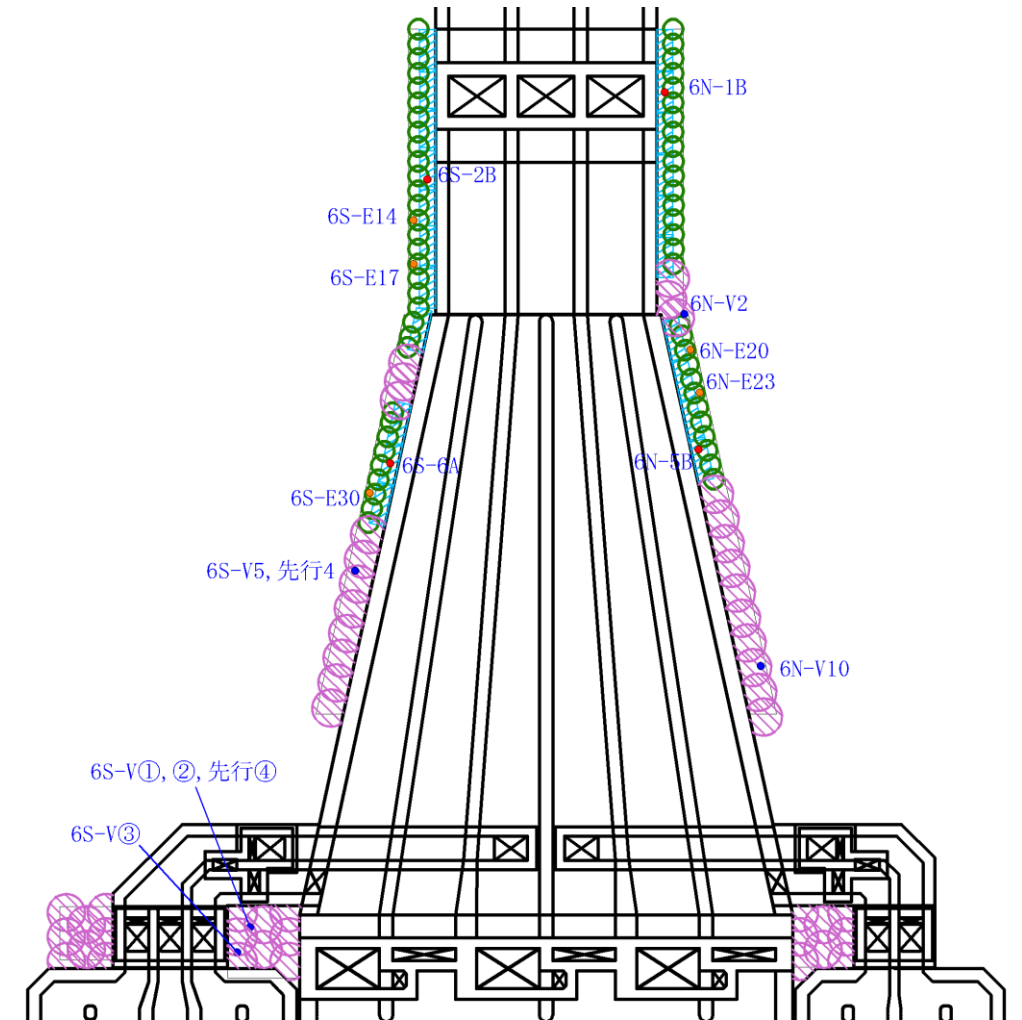


地盤改良体凡例

種別	凡例	調査位置
新設地盤改良体	置換	●
	高压喷射(砂質土)	●
	機械攪拌	●

注：青字は孔名を示す。

図5-6 6・7号機取水路における新設地盤改良体の調査位置図(1/2)



(6号機取水路)

地盤改良体凡例

種 別	凡例	調査位置
新設 地盤改良体	置換	●
	高压喷射(砂質土)	●
	機械攪拌	●

注：青字 は孔名を示す。

図 5-6 6・7号機取水路における新設地盤改良体の調査位置図(2/2)

表 5-16 6・7号機取水路／置換における新設地盤改良体の試験結果

孔名	湿潤密度		間隙率		一軸圧縮強度		P波速度		S波速度		h~γ関係	
	試料数	孔別平均 (g/cm ³)	試料数	孔別平均	試料数	孔別平均 (kN/m ²)	試料数*	孔別平均 (m/s)	試料数*	孔別平均 (m/s)	試料数	孔別平均
6S-2B	-	-	-	-	9	3470	-	-	-	-	-	-
6N-5B	-	-	-	-	9	4094	-	-	-	-	-	-
7S-5B	-	-	-	-	9	4312	-	-	-	-	-	-
7N-3B	-	-	-	-	9	4743	-	-	-	-	-	-
6N-1B	3	1.795	-	-	3	3557	-	-	-	-	-	-
6S-6A	3	1.784	-	-	3	4397	-	-	-	-	-	-
7N-2A	3	1.824	-	-	3	7587	-	-	-	-	-	-
7S-8B	3	1.785	-	-	3	5153	-	-	-	-	-	-
平均値	12	1.80	-	-	48	4410	-	-	-	-	-	-
標準偏差	0.018		-		1069		-		-		-	
変動係数	0.010		-		0.243		-		-		-	

注記*: PS検層の測定区間長1mを一つの試料数と見なす。

表 5-17 6・7号機取水路／機械攪拌における新設地盤改良体の試験結果

孔名	湿潤密度		間隙率		一軸圧縮強度		P波速度		S波速度		h~γ関係	
	試料数	孔別平均 (g/cm ³)	試料数	孔別平均	試料数	孔別平均 (kN/m ²)	試料数*	孔別平均 (m/s)	試料数*	孔別平均 (m/s)	試料数	孔別平均
6S-E17	-	-	-	-	9	1938	-	-	-	-	-	-
6N-E23	-	-	-	-	9	2523	-	-	-	-	-	-
7S-EC7	-	-	-	-	9	3130	-	-	-	-	-	-
7S-EB43	-	-	-	-	9	2523	-	-	-	-	-	-
7N-E33	-	-	-	-	9	3377	-	-	-	-	-	-
6N-E20	5	1.892	-	-	3	6150	1	2740	1	986	1	1
6S-E14	5	1.937	-	-	3	4437	1	2420	1	877	1	1
6S-E30	5	1.912	-	-	3	4630	1	2440	1	850	1	1
7N-E37	5	1.907	-	-	3	4473	1	2060	1	720	1	1
7S-EA13	5	1.906	-	-	3	4210	1	2340	1	885	1	1
7S-EC35	5	1.864	-	-	3	7677	1	2610	1	1290	1	1
平均値	30	1.90	-	-	63	3219	6	2435	6	935	6	6
標準偏差	0.027		-		1722		234		194		-	
変動係数	0.014		-		0.502		0.096		0.208		-	

注記*: PS検層の測定区間長1mを一つの試料数と見なす。

表 5-18 6・7号機取水路／高压噴射(砂質土)における新設地盤改良体の試験結果

孔名	湿潤密度		間隙率		一軸圧縮強度		P波速度		S波速度		h~γ関係	
	試料数	孔別平均 (g/cm ³)	試料数	孔別平均	試料数	孔別平均 (kN/m ²)	試料数*	孔別平均 (m/s)	試料数*	孔別平均 (m/s)	試料数	孔別平均
6S-V5, 先行4	-	-	-	-	9	3441	-	-	-	-	-	-
6S-V①, ②, 先行④	-	-	-	-	9	4072	-	-	-	-	-	-
7S-V①, ②, 先行④	-	-	-	-	9	3035	-	-	-	-	-	-
7N-Vt2, 4	-	-	-	-	9	3474	-	-	-	-	-	-
6N-V2	5	1.758	-	-	3	5620	1	2530	1	1190	1	1
6N-V10	5	1.626	-	-	3	3483	1	2050	1	871	1	1
6S-V③	5	1.649	-	-	3	6557	1	2380	1	1080	1	1
7N-V①	5	1.610	-	-	3	3230	1	2110	1	781	1	1
7S-V1	5	1.738	-	-	3	3947	1	1780	1	824	1	1
7S-V⑥	5	1.751	-	-	3	5657	1	2680	1	1260	1	1
平均値	30	1.69	-	-	54	3920	6	2255	6	1001	6	6
標準偏差	0.160		-		2049		335		203		-	
変動係数	0.095		-		0.523		0.149		0.203		-	

注記*: PS検層の測定区間長1mを一つの試料数と見なす。

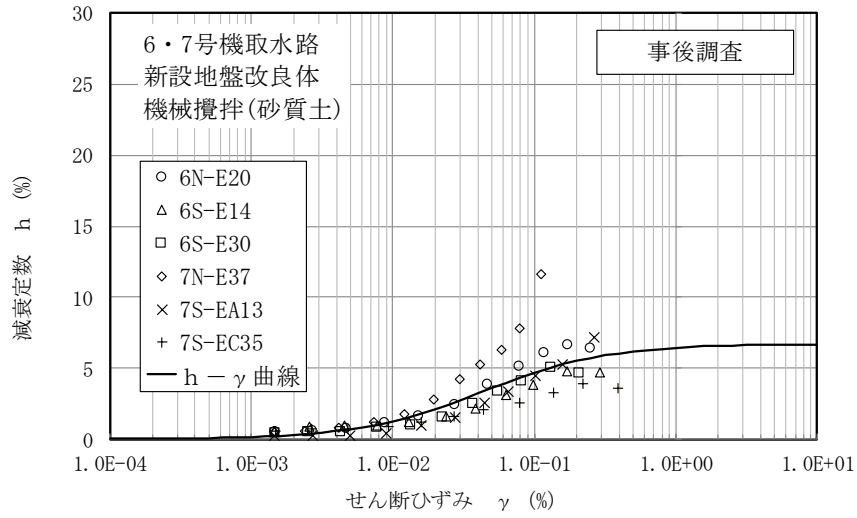


図 5-7 減衰定数のひずみ依存特性
(6・7号機取水路／機械攪拌)

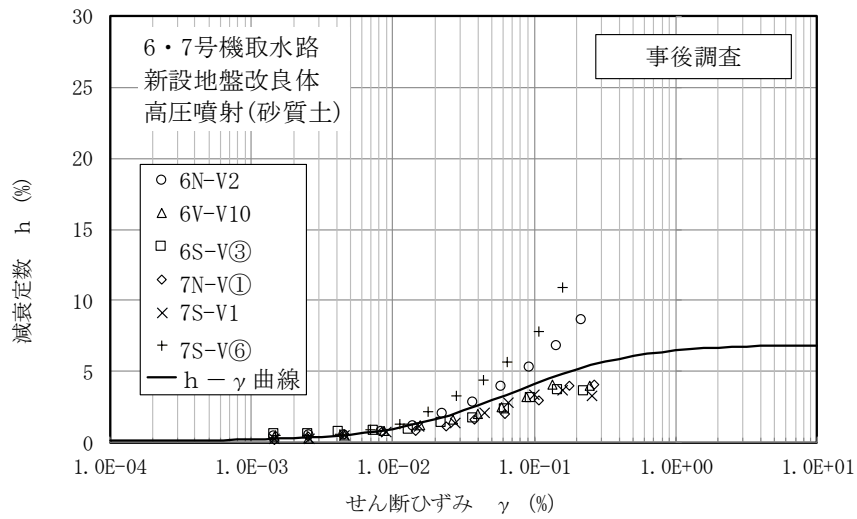


図 5-8 減衰定数のひずみ依存特性
(6・7号機取水路／高圧噴射(砂質土))

表 5-19 妥当性確認結果(強度)

対象施設	種別	設計値 q_{ud} (kN/m ²)	事後調査結果		
			平均値 q_{uf} (kN/m ²)	標準偏差 σ_{qu} (kN/m ²)	$q_{uf} - \sigma_{qu}$ (kN/m ²)
6・7号機 取水路	置換	1000	4410	1069	3341
	機械攪拌(砂質土)	1000	3219	1722	1497
	高圧噴射(砂質土)	1000	3920	2049	1871

表 5-20 設計値と事後調査結果に基づく設計値との対比(置換)

名称		新設地盤改良体 (セメント改良)	新設地盤改良体の 物性設定方針 に基づく値	既設地盤改良体 (セメント改良)	事後調査結果に 基づき 設定した値
種別		高圧噴射, 機械攪拌, 置換	置換	高圧噴射, 機械攪拌, 置換, 改良盛土	置換
物理 特性	密度 ρ	[高圧噴射, 機械攪拌]改良対象地盤の物理試験 [置換] 既設地盤改良体(置換)の物理試験	1.85	物理試験	1.80
	間隙率 n	既設地盤改良体の物理試験	0.48	物理試験	—
変形 特性	動せん断弾性係数 G_{ma}	設計S波速度, 密度に基づき設定 設計S波速度の指定が無い場合は文献 ^{*1} より推定	2.40×10^5	PS検層によるS波速度, 密度に基づき設定	—
	基準平均有効拘束圧 σ_{ms}'	慣用値 ^{*2}	98.0	慣用値 ^{*2}	98.0
	ポアソン比 ν	慣用値 ^{*2} (PS検層) ^{*3}	0.33	慣用値 ^{*2} (PS検層) ^{*3}	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	文献 ^{*1} に基づき設定	0.050	動的変形特性に基づき設定	—
強度 特性	粘着力 c	設計一軸圧縮強度 q_u と粘着力 c との 関係に基づき設定	500	一軸圧縮強度 q_u と粘着力 c との 関係に基づき設定	2205

注記*1: 改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針—セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法—
(日本建築センター, 平成14年11月)

*2: 液状化による構造物被害予測プログラムFLIPIにおいて必要な各種パラメタの簡易設定法
(港湾技術資料No. 869) (運輸省港湾技術研究所, 平成9年6月)

*3: 括弧内の数字は, 地下水位以浅の根拠を表す。

表 5-21 設計値と事後調査結果に基づく設計値との対比(機械攪拌(砂質土))

名称		新設地盤改良体 (セメント改良)	新設地盤改良体の 物性設定方針 に基づく値	既設地盤改良体 (セメント改良)	事後調査結果に 基づき 設定した値
種別		高圧噴射, 機械攪拌, 置換	機械攪拌 (砂質土)	高圧噴射, 機械攪拌, 置換, 改良盛土	機械攪拌 (砂質土)
物理 特性	密度 ρ	[高圧噴射, 機械攪拌]改良対象地盤の物理試験 [置換] 既設地盤改良体(置換)の物理試験	1.94	物理試験	1.90
	間隙率 n	既設地盤改良体の物理試験	0.49	物理試験	—
変形 特性	動せん断弾性係数 G_{ma}	設計S波速度, 密度に基づき設定 設計S波速度の指定が無い場合は文献 ^{*1} より推定	2.51×10^5	PS検層によるS波速度, 密度に基づき設定	1.66×10^6
	基準平均有効拘束圧 σ_{ms}'	慣用値 ^{*2}	98.0	慣用値 ^{*2}	98.0
	ポアソン比 ν	慣用値 ^{*2} (PS検層) ^{*3}	0.33	慣用値 ^{*2} (PS検層) ^{*3}	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	文献 ^{*1} に基づき設定	0.050	動的変形特性に基づき設定	0.067
強度 特性	粘着力 c	設計一軸圧縮強度 q_u と粘着力 c との 関係に基づき設定	500	一軸圧縮強度 q_u と粘着力 c との 関係に基づき設定	1610

注記*1: 改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針—セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法—
(日本建築センター, 平成14年11月)

*2: 液状化による構造物被害予測プログラムFLIPIにおいて必要な各種パラメタの簡易設定法
(港湾技術資料No. 869) (運輸省港湾技術研究所, 平成9年6月)

*3: 括弧内の数字は, 地下水位以浅の根拠を表す。

表 5-22 設計値と事後調査結果に基づく設計値との対比(高圧噴射(砂質土))

名称		新設地盤改良体 (セメント改良)	新設地盤改良体の 物性設定方針 に基づく値	既設地盤改良体 (セメント改良)	事後調査結果に 基づき 設定した値
種別		高圧噴射, 機械攪拌, 置換		高圧噴射 (砂質土)	高圧噴射, 機械攪拌, 置換, 改良盛土 高圧噴射 (砂質土)
物理 特性	密度 ρ	[高圧噴射, 機械攪拌]改良対象地盤の物理試験 [置換] 既設地盤改良体(置換)の物理試験		1.94	物理試験 1.69
	間隙率 n	既設地盤改良体の物理試験		0.49	物理試験 -
変形 特性	動せん断弾性係数 G_{ma}	設計S波速度, 密度に基づき設定 設計S波速度の指定が無い場合は文献 ^{*1} より推定		2.51×10^5	PS検層によるS波速度, 密度に基づき設定 1.69×10^6
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}'	慣用値 ^{*2}		98.0	慣用値 ^{*2} 98.0
	ポアソン比 ν	慣用値 ^{*2} (PS検層) ^{*3}		0.33	慣用値 ^{*2} (PS検層) ^{*3} 0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	文献 ^{*1} に基づき設定		0.050	動的変形特性に基づき設定 0.069
強度 特性	粘着力 c	設計一軸圧縮強度 q_u と粘着力 c との 関係に基づき設定		500	一軸圧縮強度 q_u と粘着力 c との 関係に基づき設定 1960

注記*1: 改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針—セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法—
(日本建築センター, 平成14年11月)

*2: 液状化による構造物被害予測プログラムFLIPにおいて必要な各種パラメタの簡易設定法
(港湾技研資料No. 869) (運輸省港湾技術研究所, 平成9年6月)

*3: 括弧内の数字は, 地下水位以浅の根拠を表す。

6. 地盤改良体におけるばらつきの考え方

6.1 既設地盤改良体（セメント改良）

既設地盤改良体（セメント改良）については、PS 検層による S 波速度 V_s に基づき、初期せん断弾性係数 G_0 を設定する。

ばらつきを考慮した解析ケースにおいては、各既設地盤改良体の PS 検層の結果から、S 波速度 V_s の標準偏差 σ を求め、(式 10) より V_s のばらつきを考慮した初期せん断弾性係数 $G_{0(\pm 1\sigma)}$ を設定する。

$$G_{0(\pm 1\sigma)} = \rho \cdot (V_s \pm 1\sigma)^2 \quad (\text{式 10})$$

ここで、

ρ : 質量密度

6.2 既設地盤改良体（土質安定処理土）

既設地盤改良体（土質安定処理土）については、地盤改良体の設計値（設計基準一軸圧縮強度 q_{ud} ）に基づき、 G_0 を設定する。

具体的には、図 6-1 に示すように文献（第 2 版 流動化処理土利用技術マニュアル, 独立行政法人土木研究所, 平成 19 年）の一軸圧縮強度 q_u と変形係数 E_{50} の関係から、 E_{50} を推定し、(式 11) に基づき G_0 を設定する。

$$G_0 = \frac{E_{50}}{2(1+\nu)} \quad (\text{式 11})$$

ここで、

ν : ポアソン比

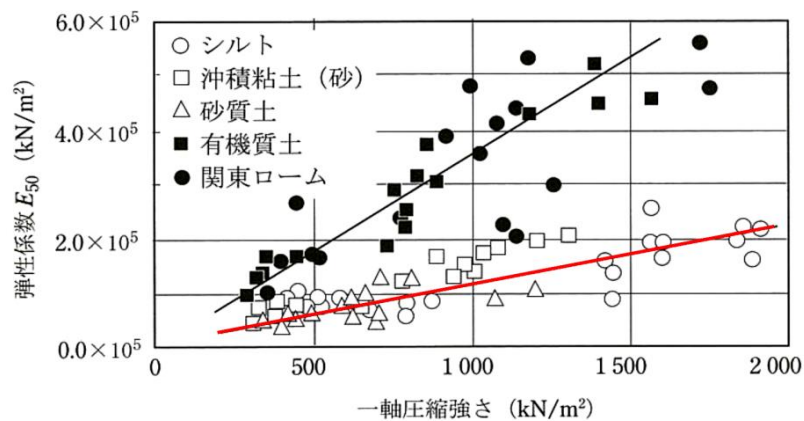


図-2.12 弾性係数の試験結果

(引用：第 2 版 流動化処理土利用技術マニュアル, 独立行政法人土木研究所編, 平成 19 年 に加筆)

図 6-1 流動化処理土の変形係数の推定

実施工の地盤改良体は、設計値を上回るように施工される。そのため、ばらつきを考慮した解析ケースにおいても、構造物評価の観点では地盤剛性を低く評価する方が地盤のせん断変形が生じやすいことから、設計値に基づき下限値相当の G_0 を設定する。

また、機器・配管系を間接支持する構造物については、応答加速度及び応答変位に対する影響評価を別途実施する。

6.3 新設地盤改良体（セメント改良）

新設地盤改良体（セメント改良）については、地盤改良体の設計値（設計 S 波速度 V_{sd} ）に基づき、 G_0 を設定する。

具体的には、(式 12) より V_{sd} から、 G_0 を設定する。

$$G_0 = \rho \cdot V_{sd}^2 \quad (\text{式 12})$$

実施工の地盤改良体は、設計値を上回るように施工される。そのため、ばらつきを考慮した解析ケースにおいても、構造物評価の観点では地盤剛性を低く評価する方が地盤のせん断変形が生じやすいことから、設計値に基づき下限値相当の G_0 を設定する。

また、機器・配管系を間接支持する構造物については、応答加速度及び応答変位に対する影響評価を別途実施する。

6.4 新設地盤改良体（無筋コンクリート）

新設地盤改良体（無筋コンクリート）については、地盤改良体の設計値（設計基準強度 f'_{ck} ）に基づき、 G_0 を設定する。

具体的には、表 6-1 に示すように文献（コンクリート標準示方書）のコンクリートの f'_{ck} と E_c の関係から、(式 13) に基づき G_0 を設定する。

$$G_0 = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{式 13})$$

表 6-1 コンクリートのヤング係数

f'_{ck} (N/mm ²)		18	24	30	40	50	60	70	80
E_c (kN/mm ²)	普通コンクリート	22	25	28	31	33	35	37	38
	軽量骨材コンクリート*	13	15	16	19	-	-	-	-

* 骨材を全部軽量骨材とした場合

(引用：コンクリート標準示方書 構造性能照査編, 社団法人土木学会, 2002 年)

実施工の地盤改良体は、設計値を上回るように施工される。そのため、ばらつきを考慮した解析ケースにおいても、構造物評価の観点では地盤剛性を低く評価する方が地盤のせん断変形が生じやすいことから、設計値に基づき下限値相当の G_0 を設定する。

なお、新設地盤改良体（無筋コンクリート）は、取水路及び 6 号機取水路の地震応答解析において設定される解析用物性値のため、機器・配管系を間接支持する構造物の地震応答解析では用いない。

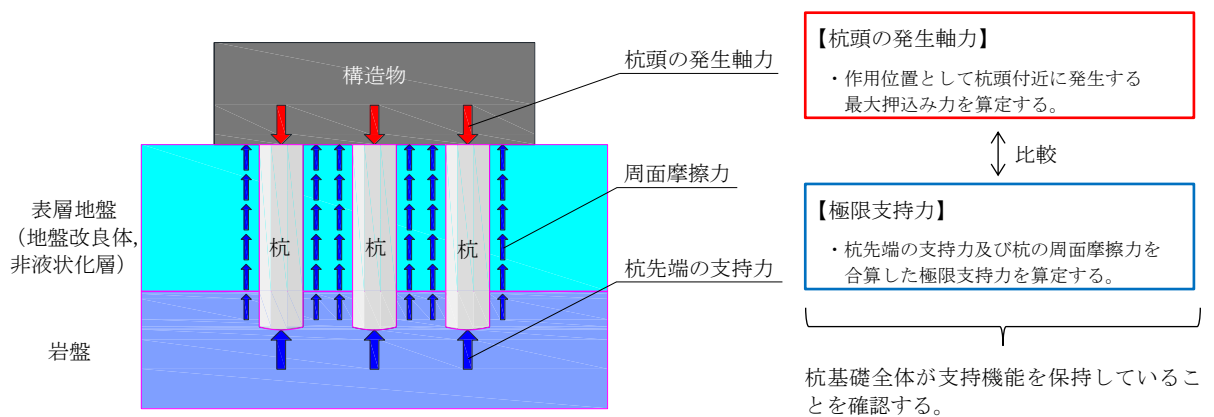
(参考資料 7) 杭基礎の支持力評価方法に関する補足

1. 押し込み力に対する杭基礎の支持力評価方法

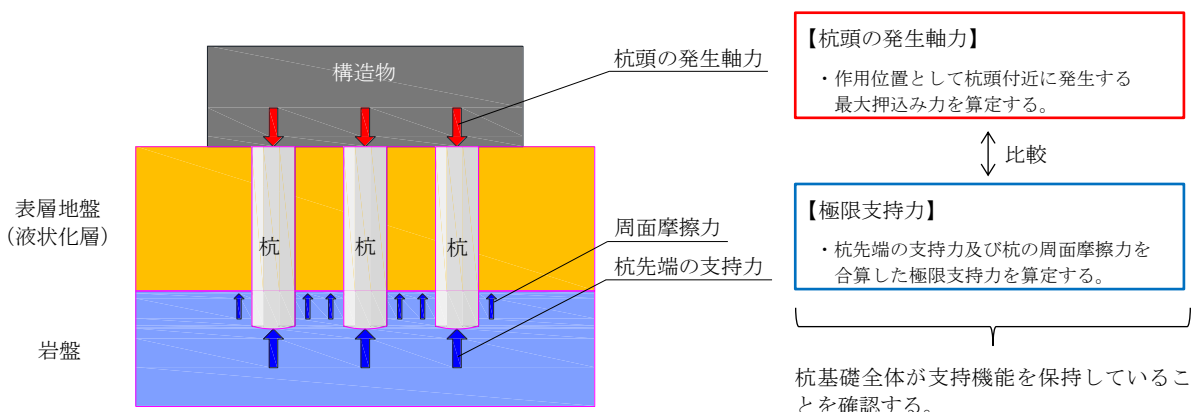
杭基礎の押し込み力に対する支持力は杭頭の発生軸力により評価を行う。

押し込み力に対する支持力評価においては、杭周面に有効応力解析により液状化すると評価された地盤（以下、液状化層という）が存在する場合は、杭周面摩擦力を支持力として考慮せず、支持力評価を行う。ただし、杭周面に地盤改良体、非液状化層及び岩盤が存在する場合は、その杭周面摩擦力を支持力として考慮する。

図 1-1 に、押し込み力に対する支持力評価の概要を示す。



(a) 押し込み力に対し杭周面摩擦力を支持力として考慮する場合



(b) 押し込み力に対し表層地盤の杭周面摩擦力を支持力として考慮しない場合

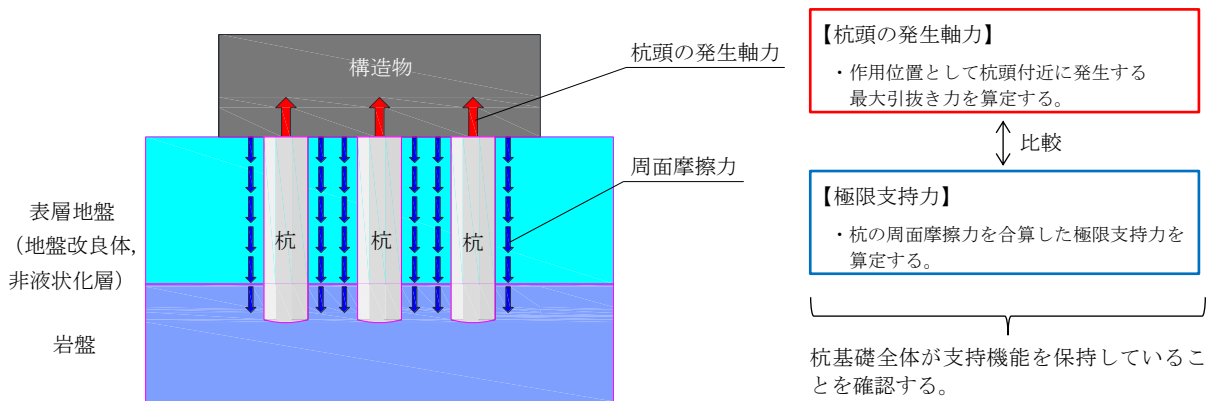
図 1-1 押し込み力に対する杭基礎の支持力評価

2. 引抜き力に対する杭基礎の支持力評価方法

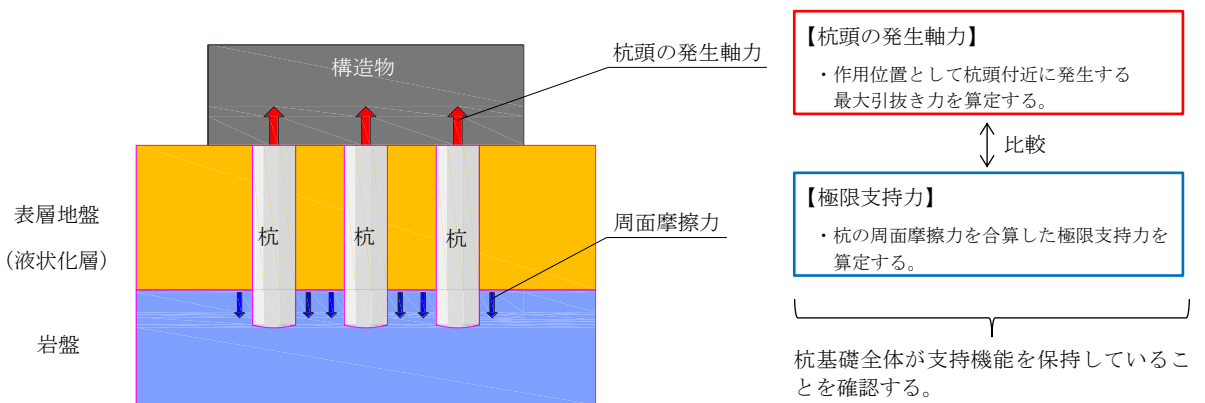
杭基礎の引抜き力に対する支持力は、杭頭の発生軸力により支持力評価を行う。

引抜き力に対する支持力評価においては、杭周面に液状化層が存在する場合は杭周面摩擦力を支持力として考慮せず、支持力評価を行う。ただし、杭周面に地盤改良体、非液状化層及び岩盤が存在する場合は、その杭周面摩擦力を支持力として考慮する。

図 2-1 に引抜き力に対する支持力評価の概要を示す。



(a) 引抜き力に対し杭周面摩擦力を支持力として考慮する場合



(b) 引抜き力に対し表層地盤の杭周面摩擦力を支持力として考慮しない場合

図 2-1 引抜き力に対する杭基礎の支持力評価

3. 有効応力解析における杭と地盤との境界条件について

3.1 杭－地盤相互作用ばねの設定

地盤と杭の接合面に杭－地盤相互作用ばねを設けることにより，地盤と杭の接合面における，地震時の相互作用の3次元効果を2次元モデルで適切に考慮する。

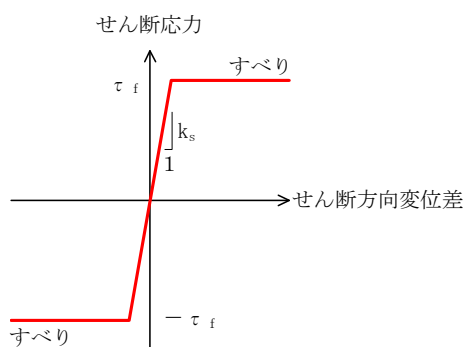
杭－地盤相互作用ばねの杭軸方向については，地盤と杭の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が発生した場合，せん断剛性をゼロとし，すべりを考慮する。図3-1に杭－地盤相互作用ばねの考え方を示す。

なお，せん断強度 τ_f は (式1) の Mohr-Coulomb 式により規定される。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi \quad \text{(式1)}$$

ここで，

- τ_f : せん断強度
- c : 粘着力
- ϕ : 内部摩擦角



杭－地盤相互作用ばね（杭軸方向）の力学的特性

図 3-1 杭－地盤相互作用ばねの考え方

杭－地盤相互作用ばねの杭軸方向のばね定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として，表 3-1 のとおり設定する。

また，杭－地盤相互作用ばねの杭軸直交方向のばね定数については，杭径及び杭間隔より設定される*。

注記* : FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」

表 3-1 杭－地盤相互作用ばねのばね定数

	せん断剛性 k_s (kN/m^3)
杭軸方向	1.0×10^6

3.2 杭先端ばねの設定

杭先端と地盤間に Hirayama* (1990) による杭先端抵抗と杭先端変位の双曲線型の関係を杭軸方向のばねの抵抗力と変位差の関係に置き換えたばねを設けることにより、杭先端における地盤と杭の相互作用を適切に考慮する。このばねは、圧縮側の関係を取り扱うため、杭先端と地盤間の変位差が引張り状態となった場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。

杭先端ばねの杭軸方向のばねの抵抗力と変位差の関係は、(式2) および図 3-2 に示す双曲線型の式で設定される。

$$q = z_e / (a_e + b_e \cdot z_e) \quad (\text{式 2})$$

- q : 杭先端抵抗
- z_e : 杭先端変位
- a_e : 基準変位を杭先端における極限支持力で除した値 ($=0.25D_e / q_{ult}$)
- b_e : 杭先端における極限支持力の逆数 ($=1 / q_{ult}$)
- D_e : 杭径
- q_{ult} : 杭先端における極限支持力

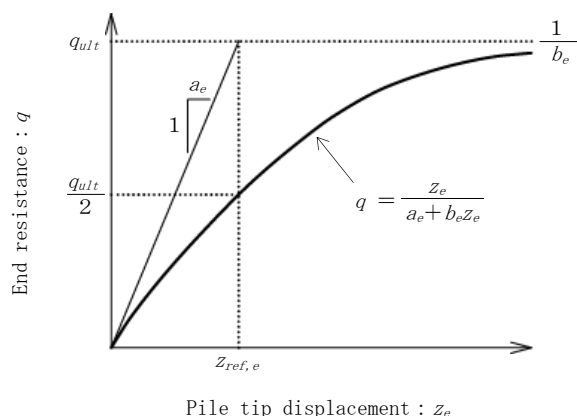


図 3-2 杭先端ばねの杭軸方向のばねの抵抗力と変位差の関係 (Hirayama (1990))

注記* : Hirayama, H. (1990), "Load-settlement analysis for bored piles using hyperbolic transfer functions", Soils and Foundations, 30(1), 55-64.

【杭-地盤相互作用ばねの杭軸直交方向のばね定数について】

本項では、FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」に記載されている杭-地盤相互作用ばねの杭軸直交方向のばね定数の考え方を示すとともに、柏崎刈羽原子力発電所の構造物への適用性について説明する。

1. 杭-地盤相互作用ばねについて

1.1 杭-地盤相互作用ばねの概要

杭-地盤相互作用ばねのばね定数は、杭周辺地盤のせん断応力-せん断ひずみ関係に基づく杭と地盤の相対変位及び杭と地盤相互のばね力を以下のように設定するものである。

①杭周辺地盤のせん断ひずみ γ より、(式 3) を用いて、杭と地盤の相対変位 u を求める。

$$u = D \times \beta_p \times \gamma \quad (\text{式 3})$$

ここで、

D : 杭径

β_p : 地盤のせん断ひずみから杭と地盤の相対変位を求めるための係数

②杭周辺地盤のせん断応力 τ より、(式 4) を用いて杭と地盤相互のばね力 F を求める。

$$F = L \times D \times \alpha_p \times \tau \quad (\text{式 4})$$

ここで、

L : ばね鉛直方向支配長

α_p : 地盤のせん断応力から杭と地盤相互のばね力を求めるための係数

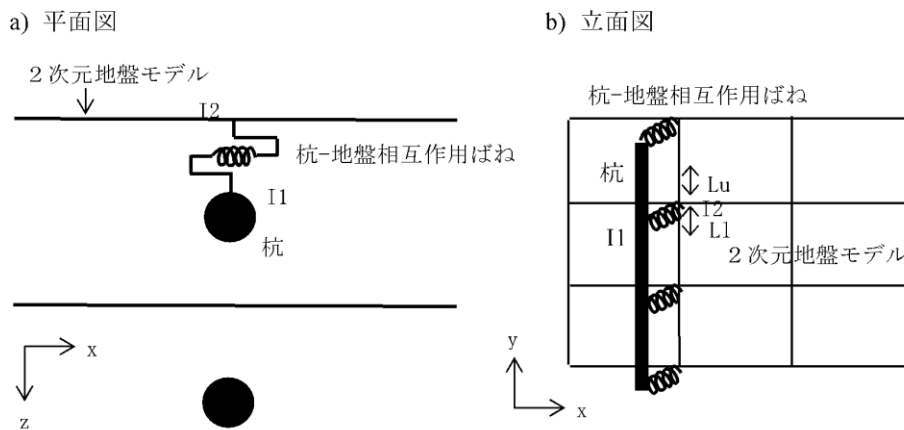


図 4-11-19 杭-地盤相互作用ばねによる 2 次元一体解析の杭モデルと地盤モデルの連結方法 (模式図)

※ I1 は杭-地盤相互作用ばね要素の杭側節点、I2 は地盤側節点、 L_u はばねの上側支配長 (隣接する上側のばねまでの半分の長さ)、 L_l はばねの下側支配長を表す。

注記* : FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」より抜粋

図 3-3 杭-地盤相互作用ばねのモデル化イメージ

1.2 係数 β_p 及び係数 α_p の設定について

杭-地盤相互作用ばねの設定に係る係数 β_p 及び α_p について、その設定方法を記載する。

β_p : 地盤のせん断ひずみから杭と地盤の相対変位を求めるための係数

α_p : 地盤のせん断応力から杭と地盤相互のばね力を求めるための係数

杭-地盤系の3次元挙動を分析するため、杭1本分の水平断面と加振直交方向に隣接する杭との中間地点までの地盤からなる単位厚さの水平断面モデルによる解析を実施し、地盤ばねの荷重-変位関係としてモデル化している。図3-4に解析モデルの概念を、図3-5に杭間隔5Dの場合の水平断面モデルを示す。

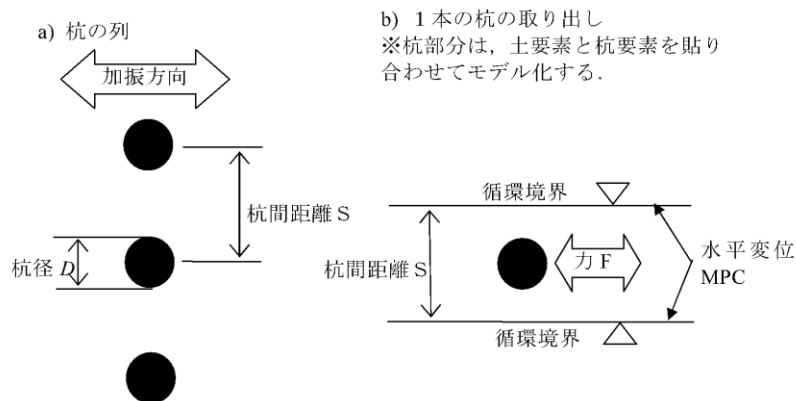
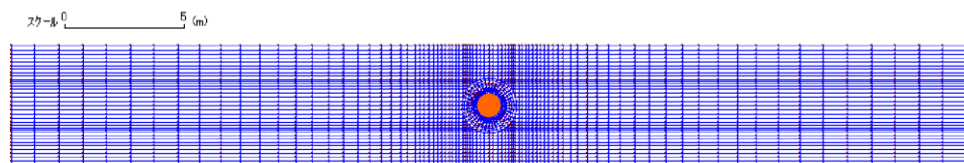


図 4-11-1 杭荷重-相対変位関係を調べるための水平断面モデル¹⁾

注記 * FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」より抜粋

図 3-4 水平断面モデルの概念

b) 杭間隔 5D



注記 * FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」より抜粋

図 3-5 水平断面モデル (杭間隔 5D)

上記の解析モデルを用いて、複数の杭間隔及び地盤条件に対して圧密解析と杭の水平載荷解析を実施し、地盤ばねの荷重-変位関係を求めている。杭の水平載荷解析により求めた各係数を図 3-6 及び図 3-7 に掲載する。

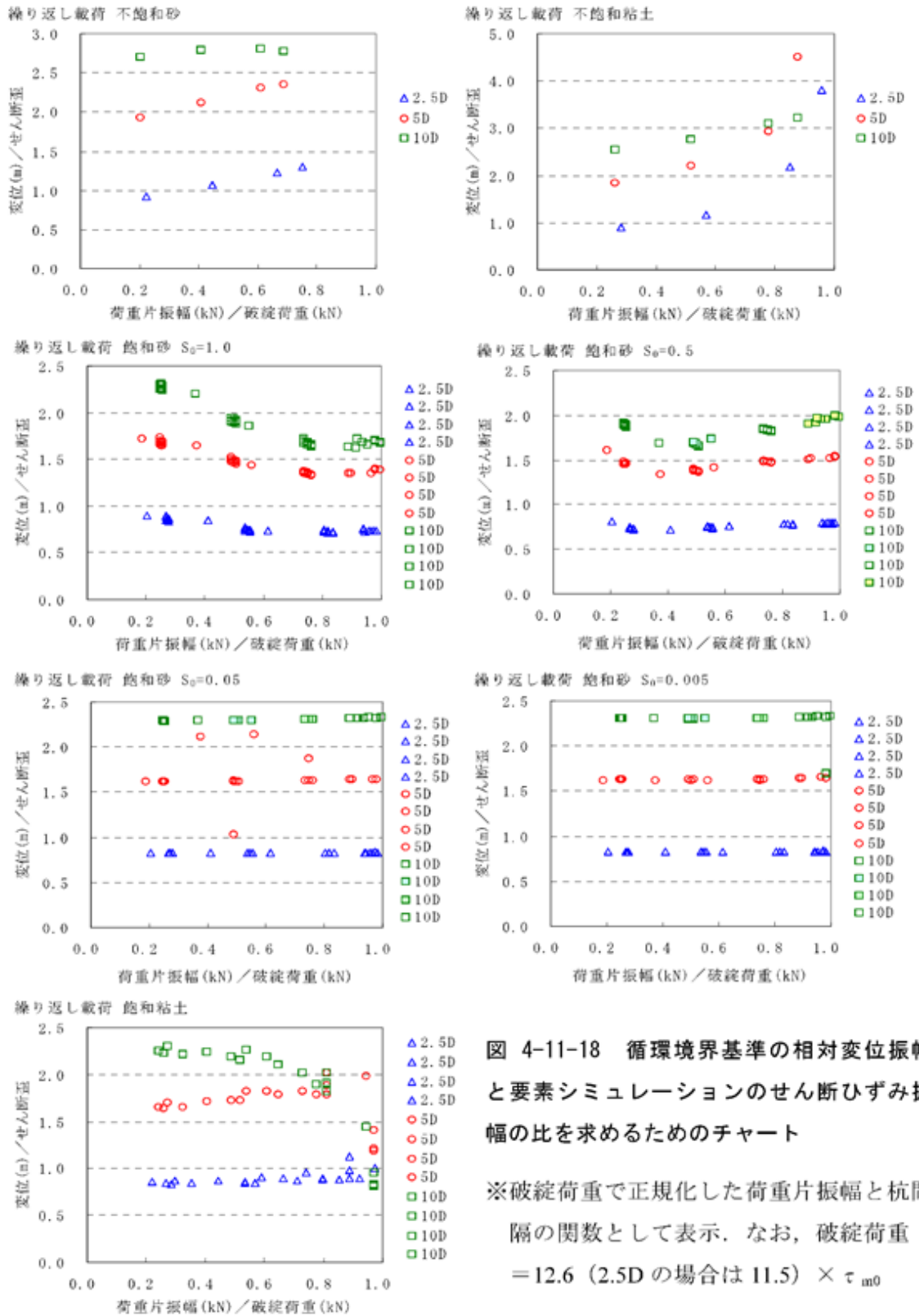


図 4-11-18 循環境界基準の相対変位振幅と要素シミュレーションのせん断ひずみ振幅の比を求めるためのチャート

※破綻荷重で正規化した荷重片振幅と杭間隔の関数として表示. なお, 破綻荷重 = 12.6 (2.5D の場合は 11.5) × τ_{m0}

注記*1 : グラフの Y 軸である“変位(m)/せん断歪”が係数 β_p に相当する。

*2 : FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」より抜粋

図 3-6 杭の水平載荷解析により求めた係数 β_p の例

単調載荷 全17ケース×杭間隔3ケース 破綻荷重／初期せん断強度 τ_{m0}

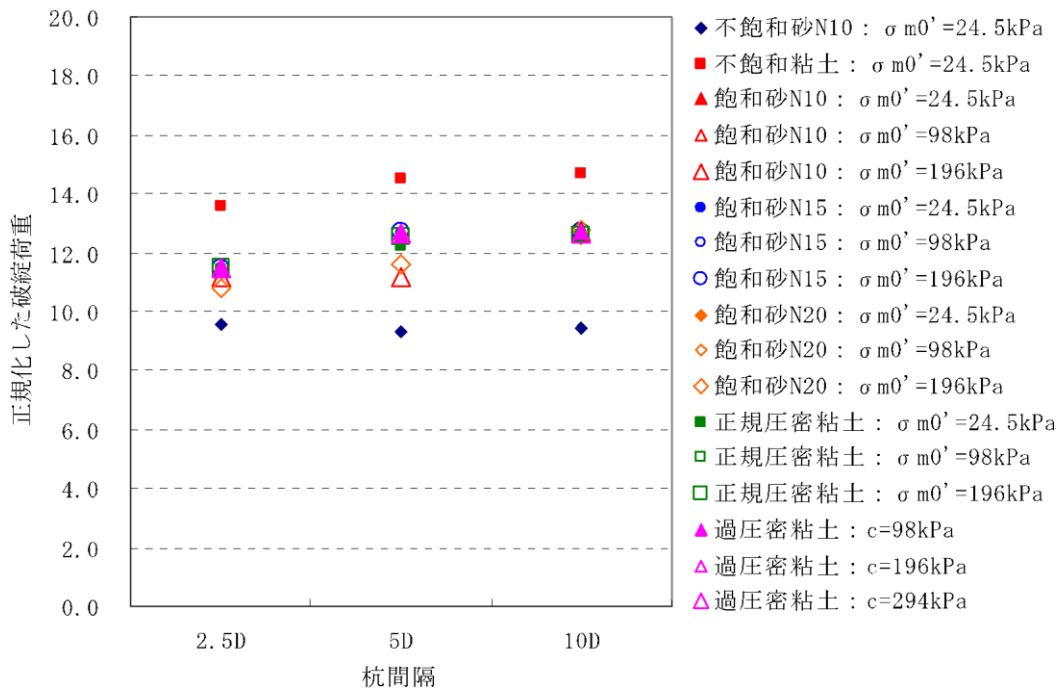


図 4-11-9 単調載荷時の（破綻荷重／初期せん断強度 τ_{m0} ）の分布

注記*1 : グラフのY軸である“正規化した破綻荷重”が係数 α_p に相当する。

*2 : FLIP 研究会 14年間の検討成果のまとめ「理論編」より抜粋

図 3-7 杭の水平載荷解析により求めた係数 α_p の例

2. 杭―地盤相互作用ばねの柏崎刈羽原子力発電所への適用性について

2.1 水平載荷解析における地盤条件について

杭―地盤相互作用ばねの設定に係る水平載荷解析にて検討対象とした地盤条件を表 3-2 に示す。柏崎刈羽原子力発電所の原地盤に対応する砂層（飽和状態）や、過圧密粘土（飽和状態）が対象として含まれていることが分かる。

表 3-2 水平載荷解析における検討対象地盤

表 4-11-1 検討対象とする土質および土の状態の一覧¹⁾

間隙水	土質	地盤物性		初期有効拘束圧	過剰間隙水圧比
		等価 N 値 (N ₆₅)	せん断剛性およびせん断強度	σ_{m0}' (kPa)	(%)
地下水以浅 (不飽和状態)	砂	10 相当	等価 N 値より設定	24.5	—
	正規圧密粘土	—	排水正規圧密強度 $\phi_f=30^\circ$	24.5	—
地下水以下 (飽和状態)	砂	10 相当	等価 N 値より設定	24.5	0, 50, 95, 99.5
				98.0	0, 50, 95, 99.5
				196.0	0, 50, 95, 99.5
		15 相当	等価 N 値より設定	24.5	0, 50, 95, 99.5
				98.0	0, 50, 95, 99.5
				196.0	0, 50, 95, 99.5
	20 相当	等価 N 値より設定	24.5	0, 50, 95, 99.5	
			98.0	0, 50, 95, 99.5	
			196.0	0, 50, 95, 99.5	
	正規圧密粘土	—	排水正規圧密強度 $\phi_f=30^\circ$	24.5	—
98.0				—	
196.0				—	
過圧密粘土	—	粘着力 c (小)	196.0	—	
			粘着力 c (中)	196.0	—
			粘着力 c (大)	196.0	—

(飽和砂及び砂礫層)
新期砂層, 沖積層上部 (砂質), 沖積層下部, A3s 層, A2s 層, A2g 層 (砂質), A1g 層

(飽和粘性土)
沖積層上部 (シルト質), A3c 層, A3a1 層, A2c 層, A2a1 層, A2g 層 (シルト質), A1c 層

- ※1 等価 N 値 (N₆₅) は、有効上載圧が 65kPa の場合に換算した N 値。
- ※2 初期有効拘束圧 (σ_{m0}') は、土の想定深度に応じて設定したもので、圧密解析では、この欄で指定の拘束圧で地盤を等方圧密した。
- ※3 地下水位以下の砂地盤の場合、等方圧密後、過剰間隙水圧比欄が 0%, 50%, 95%, 99.5% に応じて液状化フロントパラメータ S_0 をそれぞれ 1.0, 0.5, 0.05, 0.005 に設定し、過剰間隙水圧を所定の値まで上昇させ、その分、有効応力を減じた。この状態から始めて、 S_0 の値を保ったまま、杭への水平載荷解析を行った。

注記* : FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」に一部加筆

2.2 水平載荷解析における杭間隔についての検討

杭の水平載荷解析では杭間隔 2.5D～10D の範囲を検討対象としている。これに対して、有効応力解析による耐震評価を実施する柏崎刈羽原子力発電所の杭基礎構造物について、その平均杭間隔を表 3-3 に示す。

柏崎刈羽原子力発電所の杭基礎構造物の平均杭間隔は約 2.5D～約 5D であり、水平載荷解析の検討範囲内である。

表 3-3 柏崎刈羽原子力発電所の杭基礎構造物における平均杭間隔

施設区分	施設名称		平均杭間隔 (断面奥行方向)
屋外重要土木構造物	7号機 軽油タンク基礎	NS 方向	3.1D
		EW 方向	2.8D
	7号機 燃料配管系配管ダクト	NS 方向	5.1D
		EW 方向	2.8D
	第一ガスタービン発電機基礎	NS 方向	2.6D
		EW 方向	2.5D
第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎	NS 方向	2.9D	
	EW 方向	3.3D	

注： Dは杭径を表す。

(参考資料 8) 地質区分の詳細について

1. 概要

本項では、工事計画認可申請における地質区分の考え方、地質区分の細分化の詳細、設置変更許可申請段階における地質学的な地質区分と解析用地質区分の関係について述べる。

2. 工事計画認可申請における地質区分

工事計画認可申請における地質区分は、表 2-1 に示す設置変更許可申請段階で示した地質層序表に基づき設定することを基本とする。

工事計画認可申請では、設置変更許可申請以降に実施した追加の地質調査も踏まえ、各地質区分の粒度分布、堆積環境及び分布範囲を踏まえ、地質学的観点及び工学的観点から検討を行い、必要に応じて地層区分を細分化する。

表 2-1 設置変更許可申請書の地質層序表

時代	地層名	主な層相・岩質	テフラ・放射年代 ^{※1}	
第四紀	完新世	新期砂層・沖積層	灰白色～茶褐色の細～中粒砂，シルト層を挟在 一部は腐植質	← 腐植 (9, 910 ± 30年前)
	後期	番神砂層	灰白色～赤褐色の中～粗粒砂	
		大湊砂層	褐色～黄褐色の中～粗粒砂， シルトの薄層を含む	
	更新世	A ₃ 部層	最上部は砂 粘土～シルト，砂を多く挟む	← 刈羽テフラ(約20万年前)
			粘土～シルト 縞状粘土，有機物，砂を伴う，貝化石を含む	
		A ₂ 部層	粘土～シルト 砂，厚い砂礫，有機物を挟む	← Ata-Th (約24万年前)
		A ₁ 部層	粘土～シルト 砂，砂礫を挟む	← Kkt (約33～34万年前)
	前期	灰爪層	凝灰質泥岩，凝灰質砂岩，凝灰岩	← Iz (約150万年前)
		N ₃ 部層	砂質泥岩 砂岩，凝灰岩，ノジュールを挟む 貝化石を含む	
			シルト質泥岩 縞状泥岩，凝灰岩，ノジュールを多く挟む	← Fup (約220万年前) ← Tsp (約230万年前) ← Az (約240万年前)
N ₁ 部層		シルト質～粘土質泥岩 砂岩，凝灰岩，ノジュールを挟む 珪質海綿化石を含む	← Nt-17 (340 ± 20万年前) ← Nt-7 (350 ± 20万年前)	
新第三紀	後期	椎谷層	砂岩，砂岩・泥岩互層，細礫岩等を挟む	
	前期			
中新世	後期	寺泊層	黑色泥岩，砂岩・泥岩互層	
	中期			

※1 テフラの名称・年代は、岸ほか (1996) などによる。
 ※2 安田層下部層のMIS10～MIS7とMIS6の境界付近の堆積物に対する仮称。

~~~~ 不整合

なお、設置変更許可申請段階の地質区分のうち、古安田層については、表 2-2 に示すとおり、層相毎に「粘性土」、「粘性土・砂質土互層」、「砂質土」、「礫層」と区分していた。工事計画認可申請においては、簡便のため、それぞれの層相の名称を表 2-2 に示す対応とする。

表 2-2 工事計画認可申請における古安田層の呼称

| 時代  |     | 設置変更許可申請段階における地質区分 |                   | 工事計画認可申請における呼称 | 層相         |         |
|-----|-----|--------------------|-------------------|----------------|------------|---------|
| 第四紀 | 更新世 | 古安田層               | A <sub>3</sub> 部層 | 粘性土            | A3c 層      | シルト     |
|     |     |                    |                   | 粘性土・砂質土互層      | A3a1 層     | 砂・シルト互層 |
|     |     |                    |                   | 砂質土            | A3s 層      | 砂       |
|     |     | A <sub>2</sub> 部層  | 粘性土               | A2c 層          | シルト        |         |
|     |     |                    | 粘性土・砂質土互層         | A2a1 層         | 砂・シルト互層    |         |
|     |     |                    | 砂質土               | A2s 層          | 砂          |         |
|     |     |                    | 礫層                | A2g 層          | 砂礫         |         |
|     |     | A <sub>1</sub> 部層  | 粘性土               | A1c 層          | シルト        |         |
|     |     |                    | 礫層*               | A1g 層*         | シルト質砂礫～砂礫* |         |

注記\* : A1 部層の礫層については、設置変更許可申請段階の地質断面図には出現していない。

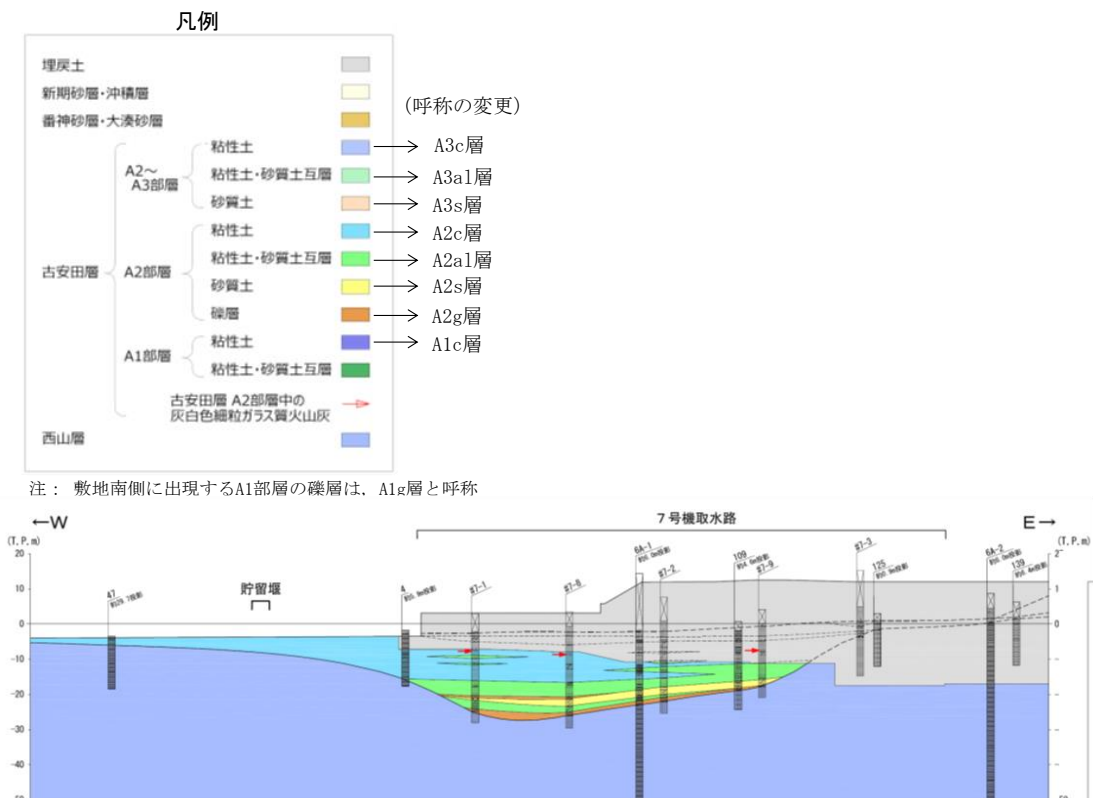


図 2-1 設置変更許可申請段階における地質断面図と地質区分の呼称

(発電用原子炉設置変更許可申請(原管発官 25 第 192 号)に係る審査資料の  
 第 4 条：地震による損傷の防止 別紙-11：液状化影響の検討方針について(耐震)より抜粋)

### 3. 地質区分の細分化の検討

#### 3.1 敷地内地質調査による各地質区分の粒度分布

図 3-1 に、設置変更許可申請以降の調査も含めた物理試験調査孔の位置図を示す。図 3-2 に、細分化を行う前の設置変更許可申請段階の地質区分で整理した粒度分布を示す。

同図より、各地質区分のうち、古安田層の「A3 部層の粘性土層 (A3c 層)」、 「A2 部層の粘性土層 (A2c 層)」及び「A1 部層の粘性土層 (A1c 層)」は、すべての試料の細粒分含有率  $F_c$  が 35% を超えており、シルトが主体的である。「A3 部層の粘性土・砂質土互層 (A3a1 層)」及び「A2 部層の粘性土・砂質土互層 (A2a1 層)」は、粘性土、砂質土の互層のため、粘性土主体で一部砂質土を含む。「A3 部層の砂質土層 (A3s 層)」及び「A2 部層の砂質土層 (A2s 層)」は、平均的な粒度分布は細粒分含有率  $F_c$  が 35% 以上であるものの、細粒分含有率  $F_c$  が 35% を下回る砂質土を多く含むことを確認した。

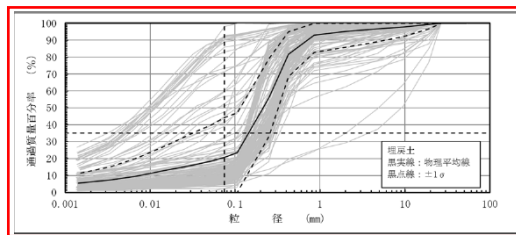
上記に示した地質区分については、粒度分析の結果が地質学的な層相区分と整合しており、工学的観点からも区分の妥当性を確認した。

一方、「埋戻土」、「新期砂層・沖積層」、古安田層の「A2g 層」及び「A1g 層」については、粒度分布の偏り、または、3.2 に後述するように堆積環境に起因する性状の差異が認められる。このため、これらの地質区分については、設置変更許可申請段階の地質区分から、地質学的観点および工学的観点から、細分化を検討する。

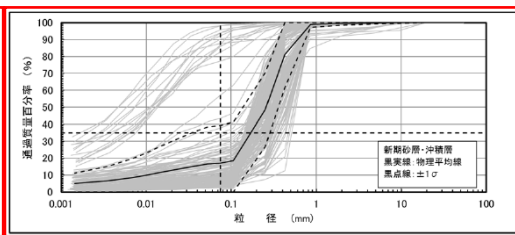
ただし、敷地南側に出現する A1g 層については、図 3-3 に示すように分布範囲が対象施設（第一ガスタービン発電機基礎及び第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎）から十分に離れており、耐震評価における影響は小さいと考えられる。このため、A1g 層については、細粒分含有率が多いものの、設計上の配慮として全体を礫層（液状化検討対象層）として扱う。





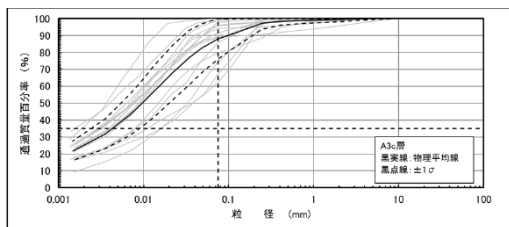


(a) 埋戻土 [埋戻土・埋戻土II]

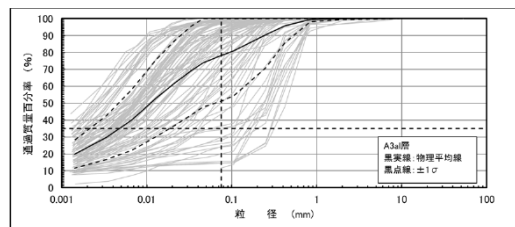


(b) 新期砂層・沖積層 [新期砂層・沖積層上部(シルト質)・沖積層上部(砂質)・沖積層下部]

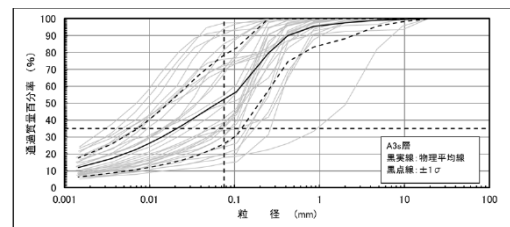
: 地質区分の細分化を検討する地層



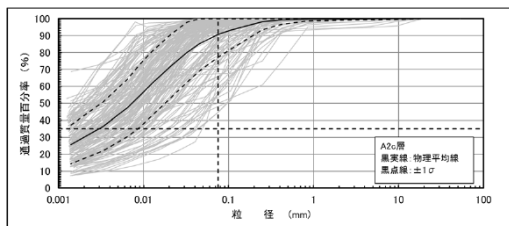
(c) A3部層粘性土 [A3c層]



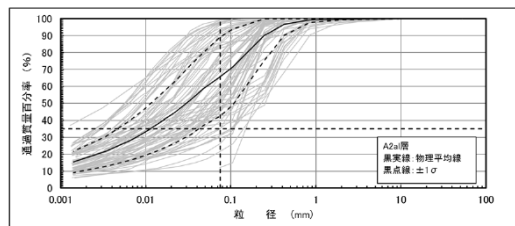
(d) A3部層粘性土・砂質土互層 [A3al層]



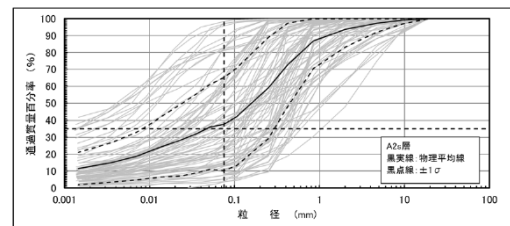
(e) A3部層砂質土 [A3s層]



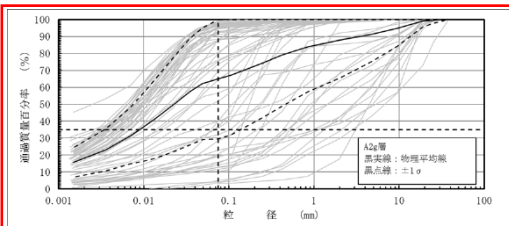
(f) A2部層粘性土 [A2c層]



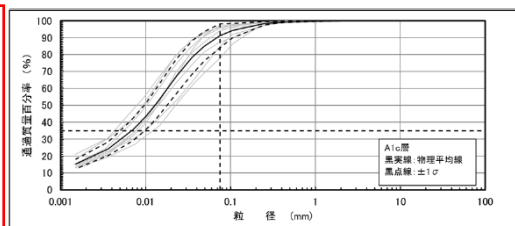
(g) A2部層粘性土・砂質土互層 [A2al層]



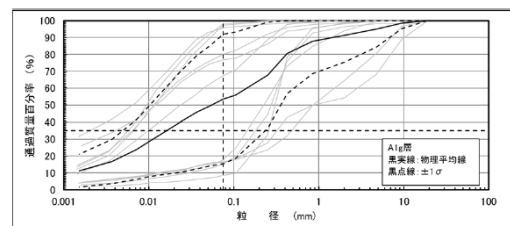
(h) A2部層砂質土 [A2s層]



(i) A2部層礫層 [A2g層]



(j) A1部層粘性土 [A1c層]



(k) A1部層粘性土・砂質土互層 [A1g層]

注：〔 〕内は工事計画認可申請における地質区分の呼称を示す。

図 3-2 設置変更許可申請段階（細分化前）の地質区分で整理した粒度分布

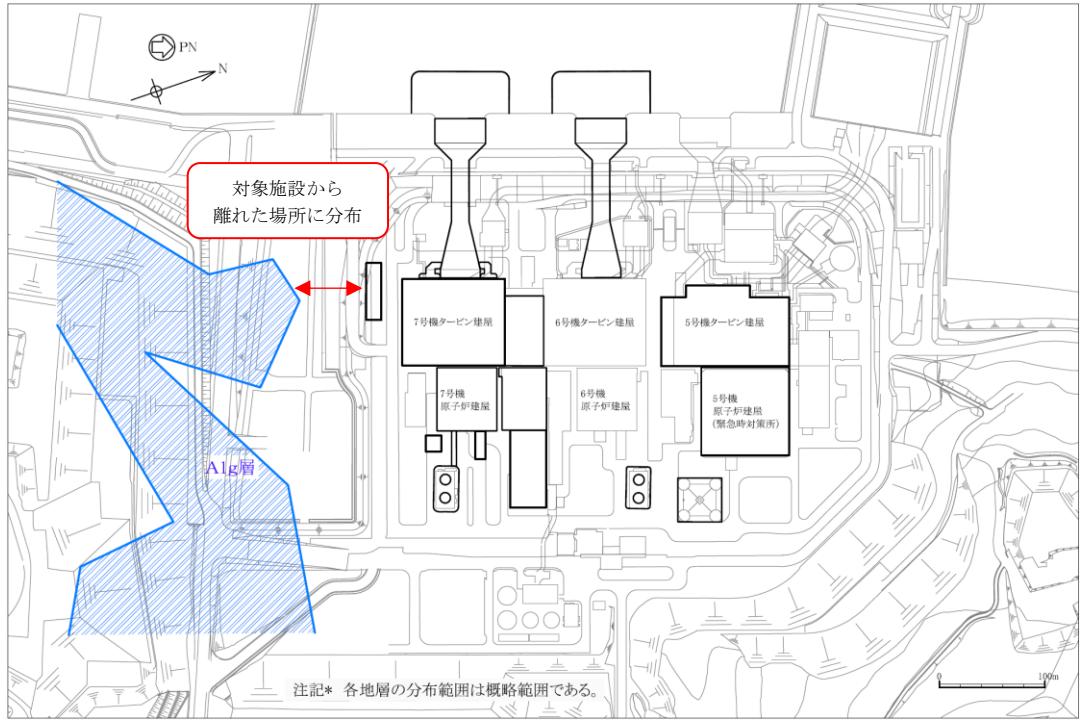


図 3-3 A1g 層の出現範囲

### 3.2 地質区分の細分化

設置変更許可申請段階の地質区分のうち、「埋戻土」、「新期砂層・沖積層」及び古安田層の「A2部層の礫層（A2g層）」について、地質区分の細分化を検討する。

#### 3.2.1 埋戻土

##### (1) 分布範囲

埋戻土は、発電所建設時における敷地の掘削土を起源とする埋戻し材料であり、敷地全体に分布している。その多くが砂を主体とした性状であるが、6号機軽油タンク基礎周辺の埋戻土は、西山層岩砕を起源とした埋戻し材料であり、シルトを主体としており、これを埋戻土Ⅱとして区分する。埋戻土及び埋戻土Ⅱの概略分布を図3-4に示す。

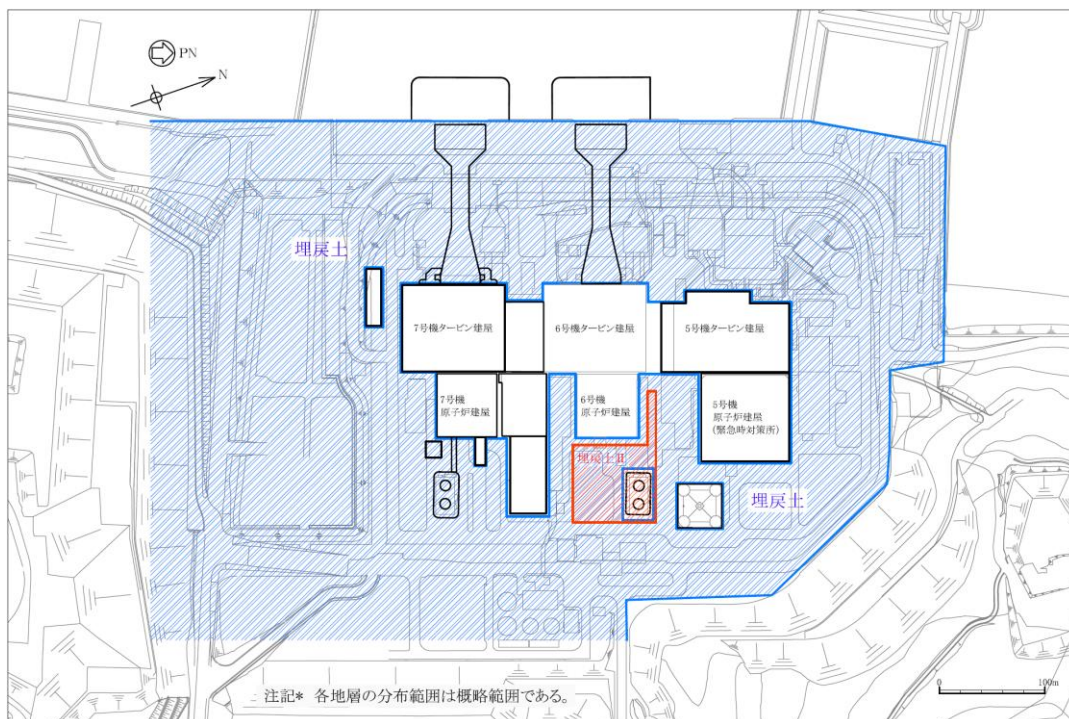


図 3-4 埋戻土及び埋戻土Ⅱの概略分布

##### (2) 地質学的観点（コア観察）

埋戻土と埋戻土Ⅱのコア写真を図3-5に示す。埋戻土は、砂を主体としており茶褐色を呈し、まれに礫やシルトを含む。一方、埋戻土Ⅱは、シルト主体で灰白色を呈し、一部茶褐色を呈し砂を含む。色調や性状からも両者には明確な違いが認められる。



(a) 埋戻土のコア写真 (GTG-P2)



(b) 埋戻土Ⅱのコア写真 (S0-P3)

図 3-5 埋戻土・埋戻土Ⅱのコア写真

(3) 工学的観点 (粒度分析結果)

コア観察で性状の異なる2種の埋戻土の粒度分布を図 3-6 に示す。粒度分析の結果、埋戻土は砂質土を主体としているのに対し、埋戻土Ⅱは粘性土を主体としていることが確認された。埋戻土の細粒分含有率は15.5%，埋戻土Ⅱは90.6%である。これより、6号機軽油タンク基礎周辺におけるシルトを主体とした埋戻土については、有効応力解析において適切な評価を行うため、地質区分を埋戻土Ⅱとして区分した。

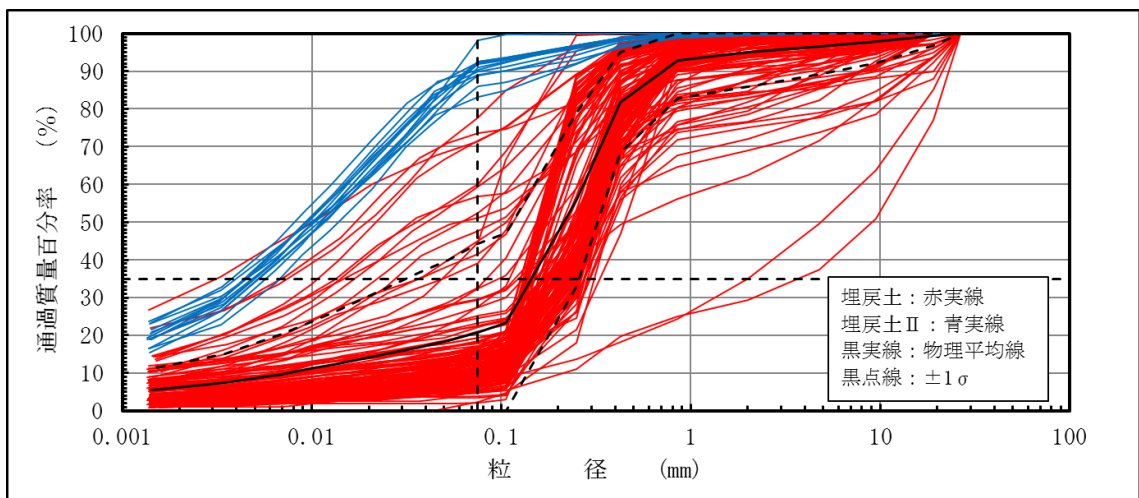


図 3-6 埋戻土と埋戻土Ⅱの粒度分布



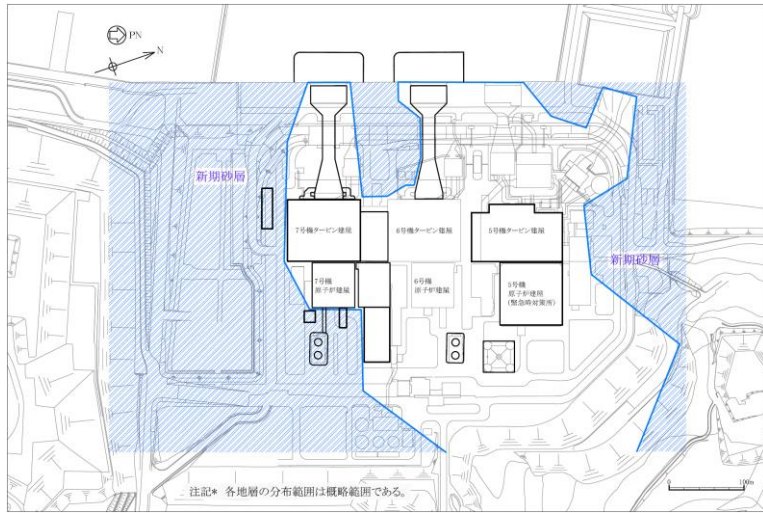
### 3.2.2 新期砂層・沖積層

#### (1) 分布範囲

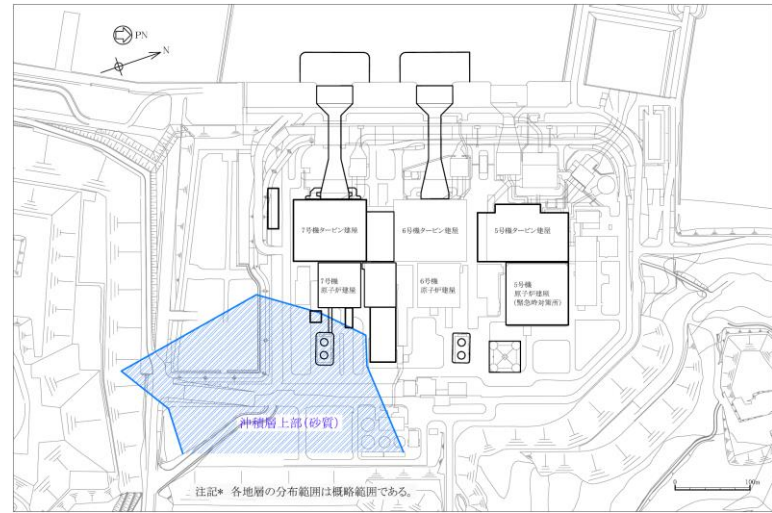
新期砂層・沖積層は、敷地に広く分布する砂を主体とする地層であり、沖積層は主に敷地南側に、新期砂層は沖積層や古安田層を覆って敷地全体に分布する。

地質学的観点から、下位より沖積層下部，沖積層上部，新期砂層に区分する。さらに、沖積層上部については、砂主体の沖積層上部（砂質）とシルト主体の沖積層上部（シルト質）に区分する。

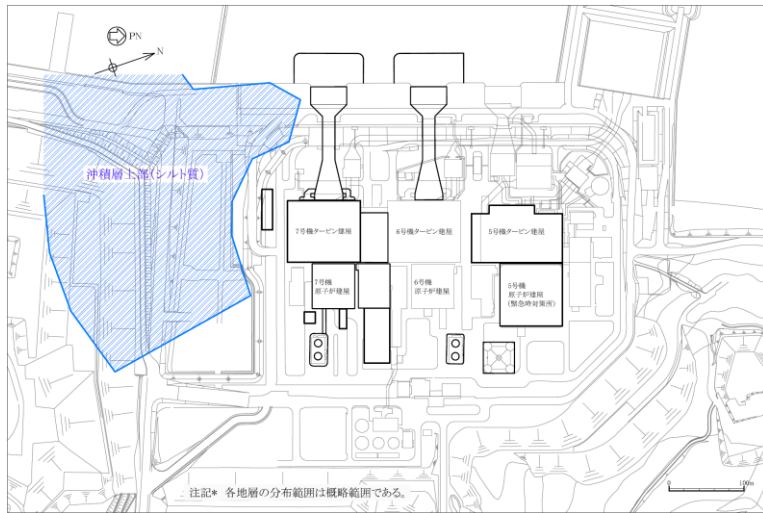
新期砂層，沖積層上部（砂質），沖積層上部（シルト質）及び沖積層下部の概略分布を図3-7に示す。



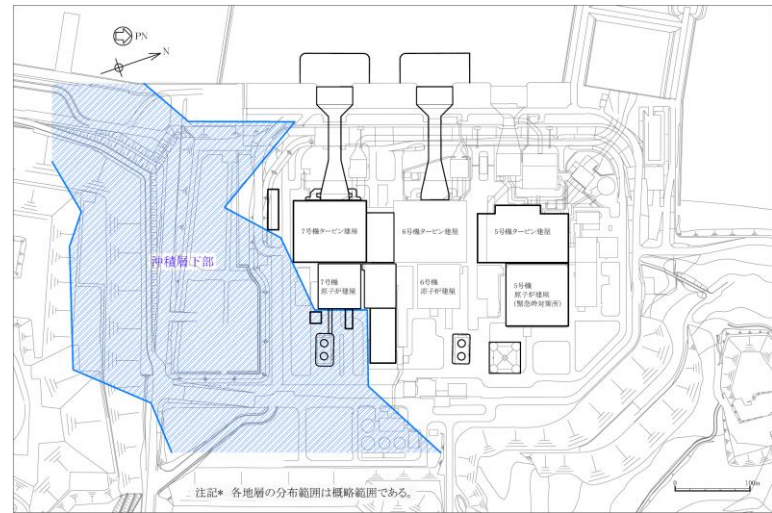
(a) 新期砂層



(b) 沖積層上部 (砂質)



(c) 沖積層上部 (シルト質)



(d) 沖積層下部

図 3-7 新期砂層，沖積層上部（砂質），沖積層上部（シルト質）及び沖積層下部の概略分布

(2) 地質学的観点（コア観察）

沖積層下部, 沖積層上部（砂質）, 沖積層上部（シルト質）及び新期砂層のコア写真を図 3-8 に示す。沖積層下部は砂を主体としており黄褐色を呈し, シルト分を若干含む。沖積層上部（砂質）は砂を主体としており黄褐色を呈し, シルトの薄層を挟む。沖積層上部（シルト質）はシルト～腐植質シルトを主体としており暗灰色を呈する。新期砂層は砂を主体としており暗灰～黒褐色を呈する。



(a) 沖積層下部 (S0-P1)



(b) 沖積層上部（砂質）(S0-P1)



(c) 沖積層上部（シルト質）(GTG-P5)



(d) 新期砂層のコア写真 (S0-P1)

図 3-8 沖積層下部, 沖積層上部（砂質）, 沖積層上部（シルト質）及び新期砂層のコア写真



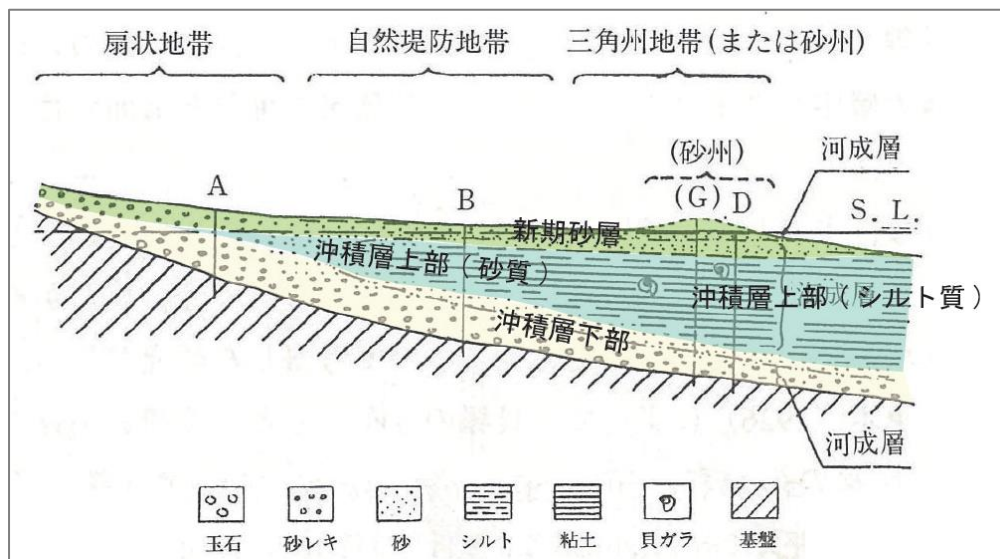
(3) 地質学的観点（堆積環境）

新期砂層・沖積層は、その堆積メカニズムから沖積層下部、沖積層上部及び新期砂層に細分化できる。図 3-9 に沖積層の模式断面図を示す。

沖積層下部は、砂を主体とする堆積物であり、河成堆積物と判断される。沖積層上部は、砂～シルトからなり、河成～湖沼成堆積物（淡水～汽水）と判断される。新期砂層は、沖積層上部及び沖積層下部を覆う砂を主体とする堆積物であり、主に砂丘堆積物と判断される。

このうち沖積層上部については、砂主体の地層とシルト主体の地層が認められる。沖積層上部（砂質）と沖積層上部（シルト質）の層相の違いは、図 3-9 に示すような同年代における堆積環境の違いによるものと考えられ、沖積層上部（砂質）は、相対的に内陸部に位置する軽油タンク付近に分布し、沖積層上部（シルト質）は海側に位置する第一ガスタービン発電機付近に分布する。

これより、沖積層上部については、有効応力解析を実施するにあたり、砂主体の地層を沖積層上部（砂質）とし、シルト主体の地層を沖積層上部（シルト質）に細分化した。



注：池田(1964)に一部加筆

図 3-9 沖積層の模式断面図



(4) 工学的観点（粒度分析結果）

沖積層上部（シルト質）と沖積層上部（砂質）の粒度分布を図 3-10 に示す。粒度分析の結果、沖積層上部（シルト質）は粘性土を主体としているのに対し、沖積層上部（砂質）は砂質土を主体としていることが確認された。沖積層上部（シルト質）の細粒分含有率は 94.7%，沖積層上部（砂質）は 31.0%である。

これより、沖積層上部については、有効応力解析において適切な評価を行うため、地質区分を沖積層上部（シルト質）と沖積層上部（砂質）として細分化した。

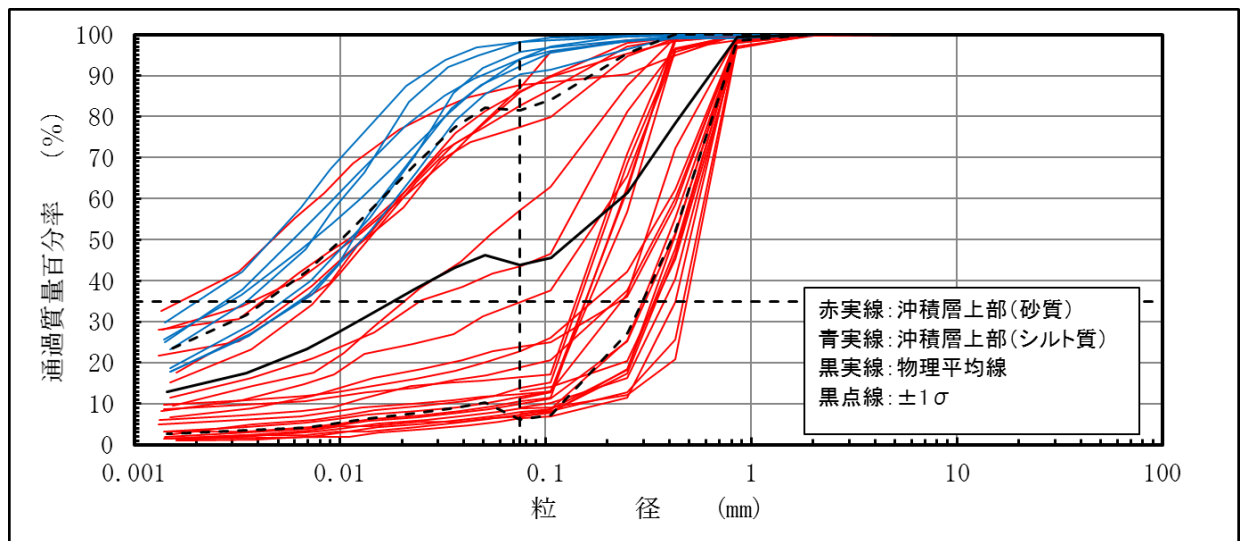
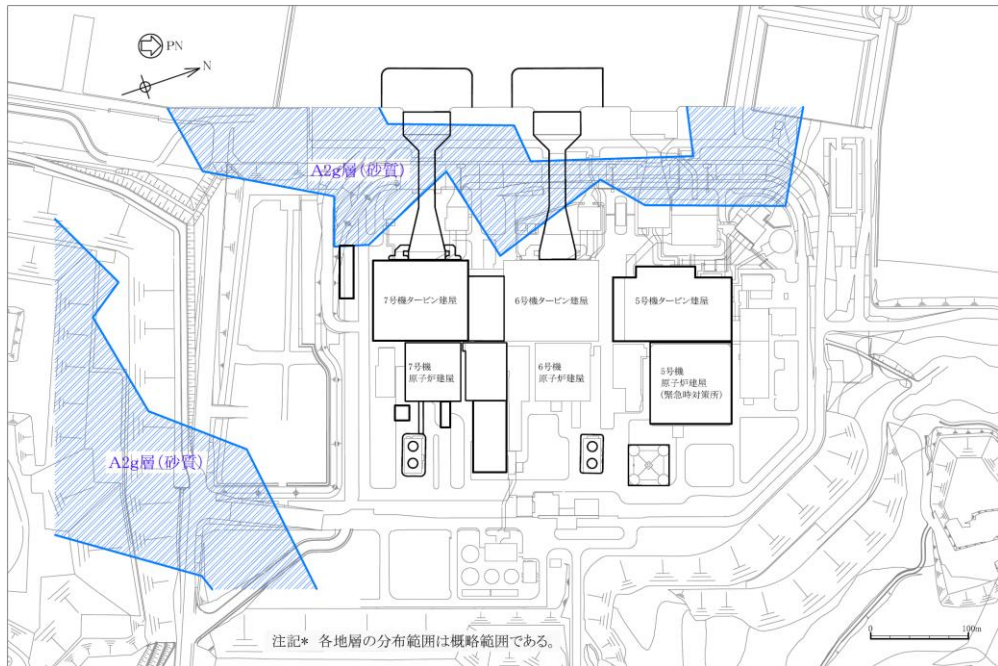


図 3-10 沖積層上部（シルト質）と沖積層上部（砂質）の粒度分布

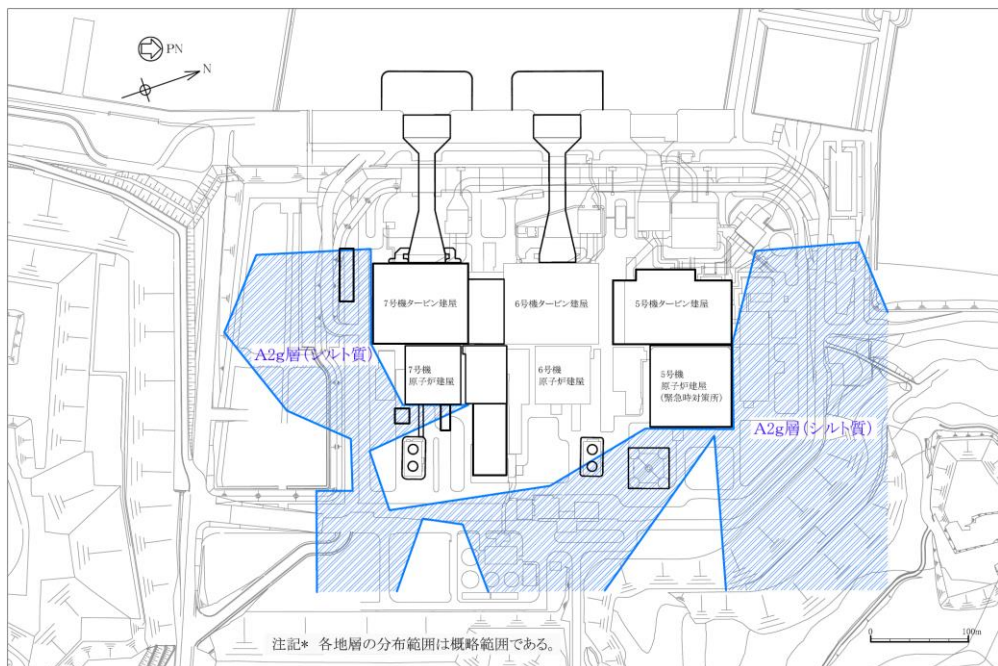
### 3.2.3 古安田層 A2 部層 礫層 (A2g 層)

#### (1) 分布範囲

古安田層 A2 部層 礫層 (A2g 層) は、対象施設直下及び直近において西山層を覆う礫層である。地質学的観点から、A2g 層のうち、砂や砂礫を主体とする地層を A2g 層 (砂質) とし、シルトを主体とする地層を A2g 層 (シルト質) として区分する。分布範囲を図 3-11 に示す。



(a) A2g 層 (砂質)



(b) A2g 層 (シルト質)

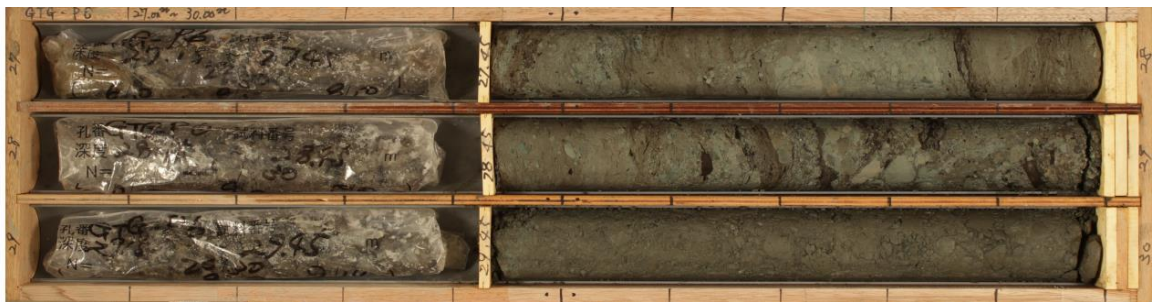
図 3-11 A2g 層 (砂質) 及び A2g 層 (シルト質) の概略分布

(2) 地質学的観点（コア観察）

A2g 層（砂質），A2g 層（シルト質）のコア写真を図 3-12 に示す。A2g 層（砂質）は、灰色を呈し、砂や砂礫からなり礫は硬質礫を主体とする。一方，A2g 層（シルト質）は、オリーブ灰色を呈し、基質はシルトで硬質礫は少なく泥岩礫が多い。



(a) A2g 層（砂質）のコア写真（FS02-P2）



(b) A2g 層（シルト質）（GTG-P6）

図 3-12 A2g 層（砂質）及び A2g 層（シルト質）のコア写真

(3) 地質学的観点（堆積環境）

A2g 層は、A2 部層の堆積サイクルにおいて砂礫を主体とする地層であるが、一部に基盤岩の西山層が礫状～土砂状を呈し多く含むところが認められる。図 3-13 に A2g 層の堆積模式図を示す。

A2g 層は、谷底部において川の流れて運搬された砂や砂礫を主体とするが、斜面部では西山層が崩れた泥岩礫やシルトを多く含むと考えられ、堆積環境により砂主体の堆積物とシルト主体の堆積物が認められる。

図 3-14 に示すように A2g 層（砂質）は西山層上限面の谷を埋めて認められることが多く取水路付近に分布し、A2g 層（シルト質）は西山層上限面の斜面に認められることが多く、第一ガスタービン発電機付近や軽油タンク付近に分布する。

これより、A2g 層については、有効応力解析を実施するにあたり、砂や砂礫を主体とする A2g 層（砂質）とシルトや泥岩礫を主体とする A2g 層（シルト質）に細分化した。





(4) 工学的観点（粒度分析結果）

A2g層（シルト質）とA2g層（砂質）の粒度分布を図3-15に示す。粒度分析の結果、A2g層（シルト質）は粘性土を主体としているのに対し、A2g層（砂質）は砂質土を主体としていることが確認された。A2g層（シルト質）の細粒分含有率は77.6%、A2g層（砂質）は26.5%である。

これより、A2g層については、有効応力解析において適切な評価を行うため、地質区分をA2g層（シルト質）とA2g層（砂質）として細分化した。

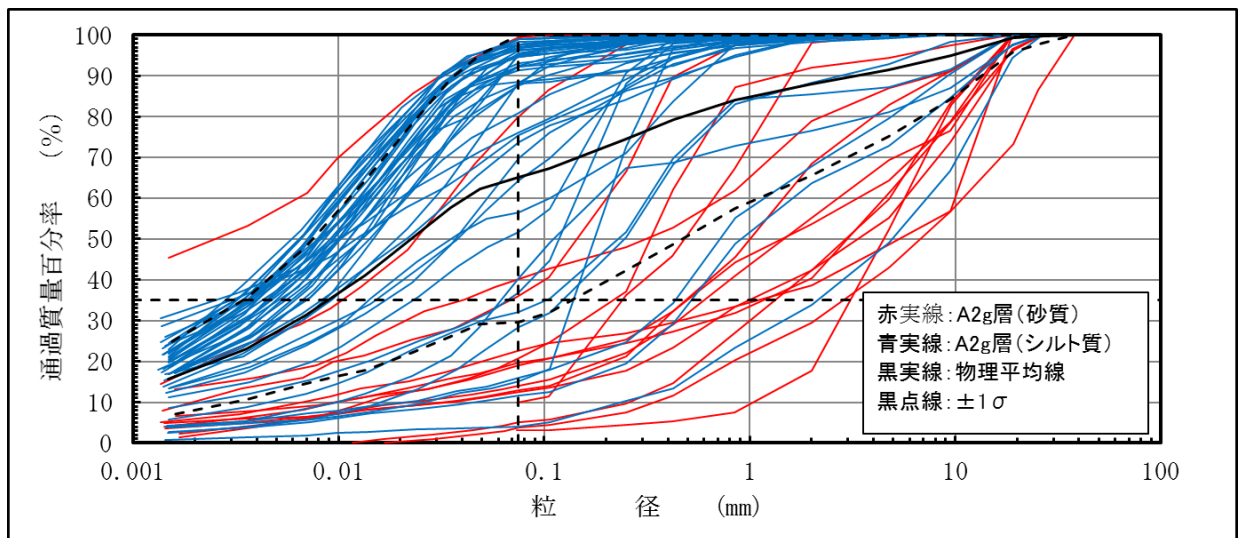


図 3-15 A2g層（シルト質）とA2g層（砂質）の粒度分布

### 3.2.4 まとめ

工事計画認可申請における地質区分は、設置変更許可申請段階の地質区分を基本とする。このうち、「埋戻土」、「新期砂層・沖積層」、「古安田層のA2部層の礫層」については、分布範囲の特徴及び粒度分布により、地質学的観点及び工学的観点から地層区分を細分化することが適切であると判断した。表3-1に、工事計画認可申請における有効応力解析に用いる地質区分を示す。

表 3-1 工事計画認可申請における有効応力解析に用いる地質区分

| 時代         | 設置変更許可申請書における地質区分                     |                   | 工事計画認可申請における地質区分                | 主な層相       |           |
|------------|---------------------------------------|-------------------|---------------------------------|------------|-----------|
| —          | 埋戻土<br><small>粒度分析による細分化</small>      |                   | 埋戻土                             | 砂          |           |
|            |                                       |                   | 埋戻土Ⅱ                            | シルト        |           |
| 完新世        | 新期砂層・沖積層<br><small>堆積環境による細分化</small> |                   | 新期砂層                            | 砂          |           |
|            |                                       |                   | 沖積層上部(シルト質)                     | シルト        |           |
|            |                                       |                   | 沖積層上部(砂質)                       | 砂          |           |
|            |                                       |                   | 沖積層下部                           | 砂          |           |
| 第四紀<br>更新世 | 古安田層                                  | A <sub>3</sub> 部層 | 粘性土                             | A3c層       | シルト       |
|            |                                       |                   | 粘性土・砂質土互層                       | A3a1層      | 砂・シルト互層   |
|            |                                       |                   | 砂質土                             | A3s層       | 砂         |
|            |                                       | A <sub>2</sub> 部層 | 粘性土                             | A2c層       | シルト       |
|            |                                       |                   | 粘性土・砂質土互層                       | A2a1層      | 砂・シルト互層   |
|            |                                       |                   | 砂質土                             | A2s層       | 砂         |
|            |                                       |                   | 礫層<br><small>堆積環境による細分化</small> | A2g層(シルト質) | シルト質砂礫    |
|            |                                       |                   |                                 | A2g層(砂質)   | 砂礫        |
|            |                                       | A <sub>1</sub> 部層 | 粘性土                             | A1c層       | シルト       |
|            |                                       |                   | 礫層                              | A1g層       | シルト質砂礫～砂礫 |

  : 工事計画認可申請において細分化する地層

4. 設置変更許可段階で示した地質学的な地質区分と解析用地質区分の関係について

前述 2. で示した設置変更許可申請段階の地質区分は、地質層序表に基づき設定した地質区分『地質学的な地質区分』である。一方、設置変更許可申請段階においては、この他、耐震評価に用いる地質区分として『解析用地質区分』を設定していた。これは、既工認にて各地質区分の力学的特性に応じて設定された地質区分である。設置変更許可申請段階における地質学的な地質区分と解析用地質区分の関係を表 4-1 に示す。

工事計画認可申請では、有効応力解析を実施するにあたり、設置変更許可申請段階の地質層序表に基づく地質学的な地質区分を基本とする。

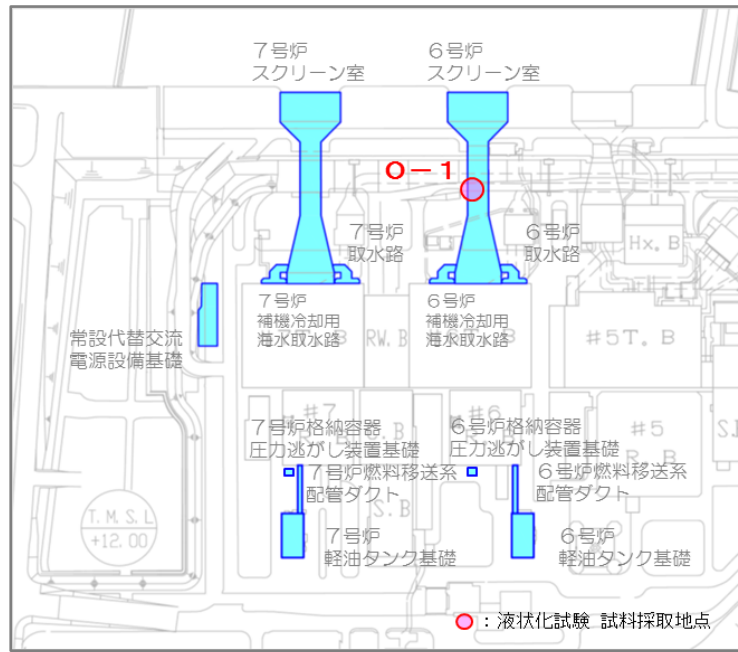
なお、設置変更許可申請段階で示した『大湊側：0-1 地点』（図 4-1 参照）における液状化強度試験は、解析用地質区分の洪積砂質土層（Ⅰ）及び洪積砂質土層（Ⅱ）にて採取した試料に対して実施されたものであり、工事計画認可申請における地質区分では A2s 層に該当する。このため、大湊側：0-1 地点の液状化強度試験の結果は、工事計画認可申請における A2s 層の液状化強度試験の試験結果に反映している。

表 4-1 設置変更許可申請段階における解析用地質区分との対応関係

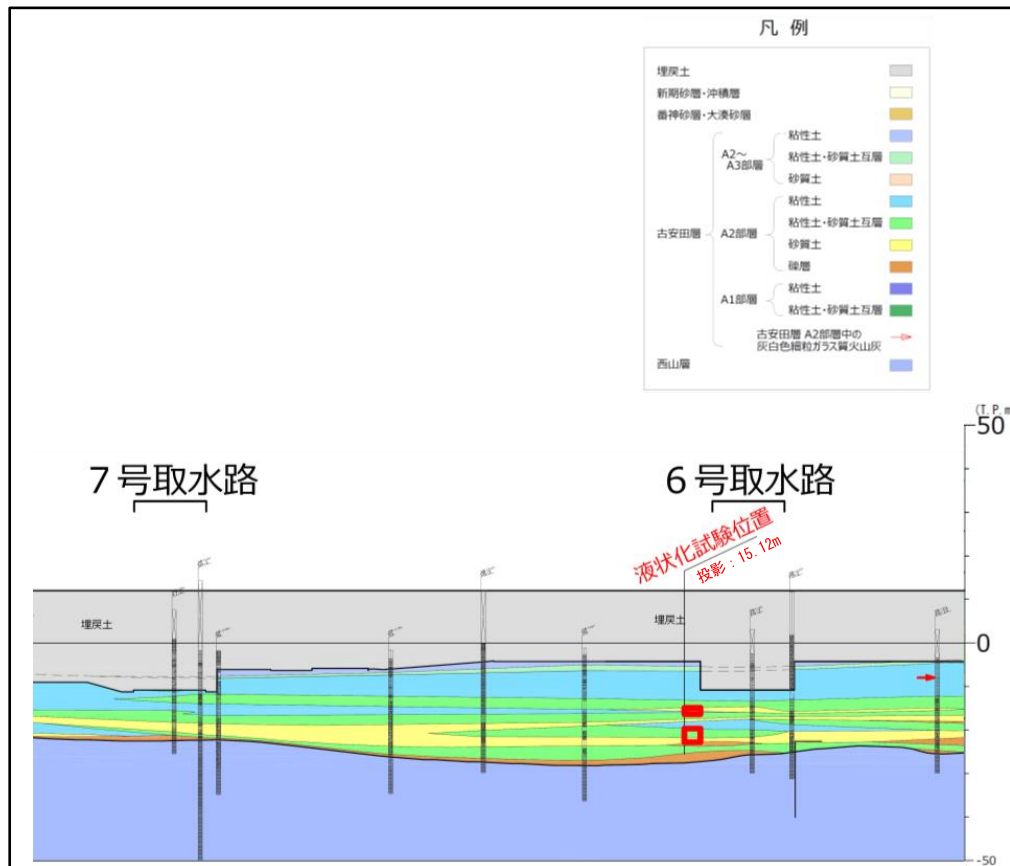
| 時代  |     | 設置変更許可申請段階における地質学的な地質区分 |                   | 大湊側：6,7号機 取水路         |                            |          |
|-----|-----|-------------------------|-------------------|-----------------------|----------------------------|----------|
|     |     |                         |                   | 設置変更許可申請段階における解析用地質区分 | 工事計画認可申請における地質区分（有効応力解析用）  |          |
| —   |     | 埋戻土                     |                   | 埋戻土                   | 埋戻土                        |          |
| 第四紀 | 更新世 | 古安田層                    | A <sub>3</sub> 部層 | 粘性土                   | 洪積粘性土層（Ⅰ）*1                | A3c層     |
|     |     |                         |                   | 粘性土・砂質土互層             |                            | A3a1層    |
|     |     |                         |                   | 砂質土                   |                            | A3s層     |
|     |     |                         | A <sub>2</sub> 部層 | 粘性土                   | 洪積粘性土層（Ⅱ）<br>洪積粘性土層（Ⅲ）     | A2c層     |
|     |     |                         |                   | 粘性土・砂質土互層             | 洪積粘性土層（Ⅱ）<br>洪積粘性土層（Ⅲ）     | A2a1層    |
|     |     |                         |                   | 砂質土                   | 洪積砂質土層（Ⅰ）*2<br>洪積砂質土層（Ⅱ）*2 | A2s層     |
|     |     | 礫層                      |                   |                       | 洪積砂質土層（Ⅰ）<br>洪積砂質土層（Ⅱ）     | A2g層（砂質） |
|     |     | 新第三紀                    | 鮮新世               | 西山層                   | 西山層                        | 西山層      |

注記\*1：既工認では、A<sub>3</sub>部層は粘性土を主体としており、砂層は薄く、応答解析上無視し得ると判断し、1層の粘性土層として扱っている。

\*2：設置変更許可申請段階で示した大湊側、0-1地点の液状化強度試験を実施した地層



(a) 試料採取位置 平面図



(b) 試料採取位置 断面図 (O-1)

図 4-1 大湊側 液状化強度試験 試料採取地点位置図

(発電用原子炉設置変更許可申請 (原管発官 25 第 192 号) に係る審査資料の  
第 4 条 : 地震による損傷の防止 別紙-11 : 液状化影響の検討方針について (耐震) より抜粋)



(参考資料9) マンメイドロックの設計について

## 1. 概要

原子炉建屋等の基礎岩盤の一部は、マンメイドロックで置き換えることにより、基礎岩盤の安定性の向上を図っている。このマンメイドロックについては、「西山層と同等以上の力学的特性と有する」材料として設計し、室内試験により物性値を設定している。

本項では、西山層と同等以上の力学的特性を有する置き換え材料として設計されたマンメイドロックの設計の考え方について記す。

## 2. マンメイドロックの設計について

置き換え材料としては、コンクリートが一般的であるが、柏崎刈羽原子力発電所の基礎岩盤は、西山層であり、工学的な分類では軟岩である。このため、柏崎刈羽地点でコンクリートを置き換え材料として使用した場合、強度は泥岩に比べて十分に大きいため問題とならないが、

- ① 剛性については、コンクリートでは泥岩の数十倍も堅いため、周辺の岩盤よりも大きな力を負担（場合によっては、破壊）する一方、応力がスムーズに伝達されずに局所的に集中する。
- ② 単位体積重量については、コンクリートの方が1.5倍程度大きいため、地震時の慣性力は周辺の岩盤よりも大きく、また、偏心している場合には振動性状が複雑となる。といった問題が生じることが予想される。

このため、置き換え材料として次のような材料を使用することとした。

- ① 西山層泥岩と同等以上の強度特性があること。
- ② 長期的な安定性が保証されたセメントコンクリート系の材料であること。
- ③ 単位体積重量、変形特性については、西山層泥岩と同程度であること。

このような置き換え材料を使用する時、地震時の応答特性は周辺の岩盤と同等となり、原子炉建屋に及ぼす影響も同等となる。また、原子炉建屋に働く力は、マンメイドロックを介して西山層に確実に伝達され、マンメイドロック周辺の西山層との間での変形や力の伝達はスムーズとなる。

上記より、マンメイドロックは、西山層と同等以上の力学的特性と有する置き換え材料として設計されたものである。

3. マンメイドロックの物性値及びその根拠

マンメイドロックの配合を表 3-1 に、解析用物性値を表 3-2 に示す。

マンメイドロックの解析用物性値の設定根拠を、表 3-3 に示す。

表 3-1 マンメイドロックの配合

| 単位量 (kg/m <sup>3</sup> ) |     |     |     | 単位体積重量               |
|--------------------------|-----|-----|-----|----------------------|
| 西山泥岩                     | 新期砂 | 固化材 | 水   | (g/cm <sup>3</sup> ) |
| 230                      | 700 | 180 | 597 | 1.71                 |

注： 固化材の構成割合は、クリンカー62%，スラグ20%，石膏18%である（重量比）。

表 3-2 マンメイドロックの解析用物性値

| 物性値  |                                 | マンメイドロック                                 |                           |                           |
|------|---------------------------------|------------------------------------------|---------------------------|---------------------------|
|      |                                 | 原子炉建屋                                    | コントロール建屋下                 |                           |
| 物理特性 |                                 | 密度<br>$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )        | 1.75                      | 1.75                      |
| 変形特性 | 静的変形特性                          | 変形係数<br>$E_0$ (N/mm <sup>2</sup> )       | 1160                      | 1020                      |
|      |                                 | 静ポアソン比<br>$\nu$                          | 0.44                      | 0.45                      |
|      | 動変形特性                           | 初期動せん断弾性係数<br>$G_0$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 2110                      | 1990                      |
|      |                                 | 動ポアソン比<br>$\nu_d$                        | 0.36                      | 0.36                      |
|      |                                 | 動せん断弾性係数のひずみ依存性<br>$G/G_0 \sim \gamma$   | $1/(1+4.30\gamma^{1.00})$ | $1/(1+4.30\gamma^{1.00})$ |
|      | 減衰定数のひずみ依存特性<br>$h \sim \gamma$ | $19.0\gamma^{0.60}$                      | $19.0\gamma^{0.60}$       |                           |
| 強度特性 | ピーク強度                           | $C_u$<br>(N/mm <sup>2</sup> )            | 1.84                      | 1.84                      |
|      |                                 | $\phi_u$<br>(°)                          | 0                         | 0                         |
|      |                                 | $\sigma_t$<br>(N/mm <sup>2</sup> )       | 0.666                     | 0.666                     |
|      | 残留強度                            | $C_{ur}$<br>(N/mm <sup>2</sup> )         | 1.38                      | 1.38                      |

注1： P は、平均有効拘束圧 (N/mm<sup>2</sup>) を示す。

注2：  $\gamma$  は、せん断ひずみ (%) を示す。

表 3-3 マンメイドロックの解析用物性値の設定根拠

| 物性値  |            | マンメイドロック                                   |                                            |
|------|------------|--------------------------------------------|--------------------------------------------|
|      |            | 原子炉建屋                                      | コントロール建屋下                                  |
| 物理特性 |            | 密度<br>$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )          | • 密度試験結果<br>(土質工学会編「土質試験法」に準拠)             |
| 変形特性 | 静的<br>変形特性 | 変形係数<br>$E_0$ (N/mm <sup>2</sup> )         | • 三軸圧縮試験結果<br>(土質工学会編「土質試験法」に準拠)           |
|      |            | 静ポアソン比<br>$\nu$                            | • 三軸圧縮試験結果                                 |
|      | 動的<br>変形特性 | 初期動せん断弾性係数<br>$G_0$ (N/mm <sup>2</sup> )   | • 弾性波速度測定試験<br>(物理探鉱技術協会編「岩石試料の速度測定要綱」に準拠) |
|      |            | 動ポアソン比<br>$\nu_d$                          | • 弾性波速度測定試験<br>(物理探鉱技術協会編「岩石試料の速度測定要綱」に準拠) |
|      |            | 動せん断弾性係数の<br>ひずみ依存性<br>$G/G_0 \sim \gamma$ | • 動的単純せん断試験 (変形試験)                         |
|      |            | 減衰定数のひずみ依存特<br>性<br>$h \sim \gamma$        | • 動的単純せん断試験 (変形試験)                         |
| 強度特性 | ピーク強度      | $C_u$<br>(N/mm <sup>2</sup> )              | • 三軸圧縮試験結果<br>(土質工学会編「土質試験法」に準拠)           |
|      |            | $\phi_u$<br>(°)                            |                                            |
|      |            | $\sigma_t$<br>(N/mm <sup>2</sup> )         | • 圧裂引張強度試験<br>(J I S M 0303に準拠)            |
|      | 残留強度       | $C_{ur}$<br>(N/mm <sup>2</sup> )           | • 三軸圧縮試験結果<br>(土質工学会編「土質試験法」に準拠)           |

#### 4. 建物・構築物におけるマンメイドロックの扱いについて

建物・構築物（原子炉建屋，コントロール建屋）の基礎地盤の一部においては，マンメイドロックを施工している。

前述のとおり，マンメイドロックは，建屋の基礎地盤の置き換え材料として西山層と同等以上の力学的特性を有するものとして設計されたものであることから，建物・構築物の地震応答解析における建屋基礎地盤の解析用物性値は，マンメイドロックの物性値は用いず，西山層の物性を用いる。なお，地震応答解析における材料物性の不確かさについては，西山層のばらつきとして考慮している。

また，建屋側面の一部に，埋戻し材料としてマンメイドロックを施工している部位もあるが，地震応答解析モデルにおける地盤ばねの算定においては原地盤を成層地盤として扱っている。

5. 屋外重要土木構造物におけるマンメイドロックの扱い

屋外重要土木構造物の耐震評価では、地盤と構造物の相互作用を考慮した2次元FEM解析を用いることから、マンメイドロックの形状や物性値を反映し、モデル化する。

5.1 マンメイドロックのモデル化

屋外重要土木構造物においてマンメイドロックを解析モデルに反映している施設の一覧を表5-1に示す。取水路（漸拡部）及び補機冷却用海水取水路については、マンメイドロック上に支持されている。一例として、補機冷却用海水取水路の解析モデルを図5-1に示す。その他の施設においては、原子炉建屋やタービン建屋等の基礎地盤置き換えや埋戻材等として施工されたマンメイドロックが、施設の周辺に設置されている。

いずれの施設も、マンメイドロックは平面ひずみ要素としてモデル化する。

表 5-1 マンメイドロックを解析モデルに反映している施設一覧

| 施設                                   | 地震応答解析   | モデル化    | マンメイドロックと施設との位置関係                |
|--------------------------------------|----------|---------|----------------------------------|
| 6, 7号機 スクリーン室                        | 2次元FEM解析 | 平面ひずみ要素 | 無し                               |
| 6, 7号機 取水路                           | 2次元FEM解析 | 平面ひずみ要素 | 一部区間で直接支持                        |
| 補機冷却用海水取水路                           | 2次元FEM解析 | 平面ひずみ要素 | 全区間で直接支持                         |
| 6, 7号機 軽油タンク                         | 2次元FEM解析 | 平面ひずみ要素 | 施設から離れた位置<br>(タービン建屋・原子炉建屋) に現れる |
| 燃料移送系配管ダクト                           | 2次元FEM解析 | 平面ひずみ要素 |                                  |
| 第一ガスタービン発電機基礎<br>第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎 | 2次元FEM解析 | 平面ひずみ要素 |                                  |

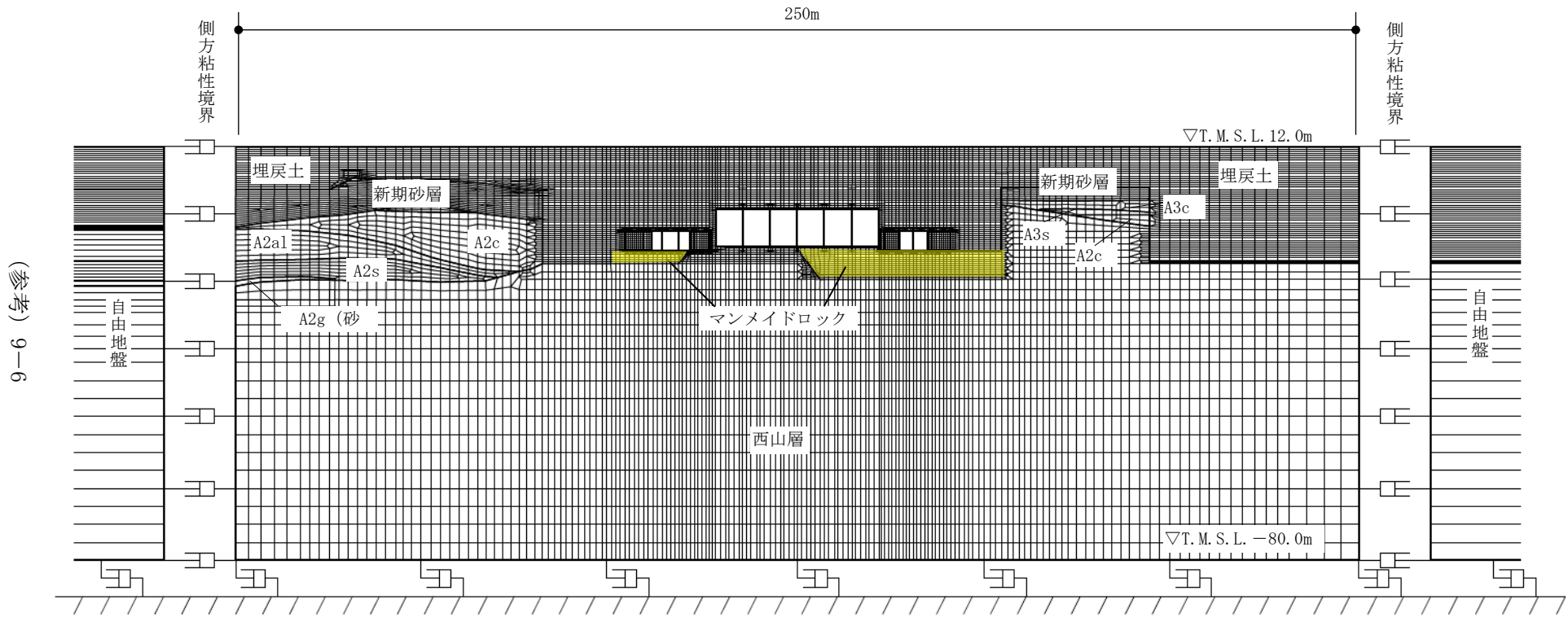


図 5-1 補機冷却用海水取水路の解析モデル

## 5.2 解析用物性値

マンメイドロックの解析用物性値は、設置変更許可申請書に記載された解析用物性値に基づき設定する。屋外重要土木構造物の有効応力解析に用いるマンメイドロックの解析用物性値を表 5-2 に示す。

同表に基づき、2次元FEMモデルにおけるマンメイドロックの解析用物性値は、原子炉建屋及びタービン建屋に対しての設置位置（建屋側方、建屋直下）に応じて設定する。

表 5-2 マンメイドロックの解析用物性値

| 名 称      |                                               | マンメイドロック<br>(建屋側方)                                                                  | マンメイドロック<br>(建屋下)                                            |
|----------|-----------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|
| 対象施設     |                                               | 軽油タンク基礎、取水路、<br>燃料移送系配管ダクト、<br>第一ガスタービン発電機基礎、<br>第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎、<br>6号機軽油タンク基礎 | 軽油タンク基礎、<br>補機冷却海水取水路、<br>燃料移送系配管ダクト、<br>第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎 |
| 物理<br>特性 | 密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )                | 1.75                                                                                | 1.75                                                         |
|          | 間隙率 $n$                                       | 0.56                                                                                |                                                              |
| 変形<br>特性 | 動せん断弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )        | $1.91 \times 10^6 *1$                                                               | $2.11 \times 10^6 *2$                                        |
|          | 基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> ) | 98.0                                                                                |                                                              |
|          | ポアソン比 $\nu$                                   | 0.36                                                                                |                                                              |
|          | 減衰定数の上限値 $h_{max}$                            | 0.190                                                                               |                                                              |
| 強度<br>特性 | 粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )                  | 1840                                                                                |                                                              |
|          | 内部摩擦角 $\phi$ (°)                              | 0.0                                                                                 |                                                              |

注記\*1：マンメイドロック試験結果

$$G_0 = 19460 + 414 \times P \quad (P : \text{圧密圧力 (kg/cm}^2\text{)})$$

建屋側方： $P = 0$  (kg/cm<sup>2</sup>)として、

$$G_0 = (19460 + 414 \times 0) \times 9.80665 \times 10 = 1908374 \approx 1.91 \times 10^6 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

\*2：\*1と同じく

建屋下： $P = 5$  (kg/cm<sup>2</sup>)として、

$$G_0 = (19460 + 414 \times 5) \times 9.80665 \times 10 = 2111371 \approx 2.11 \times 10^6 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

### 5.3 ばらつきの設定

屋外重要土木構造物は地中埋設構造物であり、構造物の地震時の変形は、主に上載地盤から地盤構造物間の摩擦を介して作用する頂版せん断力及び側方地盤から作用する土圧によって生じ、これらの作用力は地盤のせん断弾性係数に大きく依存する。したがって、屋外重要土木構造物の耐震評価においてばらつきを考慮する物性値は、地盤の初期せん断弾性係数 $G_0$ とする。

柏崎刈羽原子力発電所7号機の工事計画認可において申請対象となる屋外重要土木構造物のうち、取水路、補機冷却用海水取水路及び取水路（6号機設備）は、マンメイドロックに直接支持されるが、構造物側方及び上方にマンメイドロックは配置されていないことから、マンメイドロックのばらつきが構造物の耐震評価に与える影響は軽微であると考えられる。一方、機器・配管系への応答加速度の観点からも、取水路、補機冷却用海水取水路及び取水路（6号機設備）は、間接支持するSクラス設備が無いことから、地震応答解析においてマンメイドロックのばらつきは考慮しない。

また、軽油タンク基礎、燃料移送系配管ダクト及び第一ガスタービン発電機基礎の地震応答解析モデルの一部にマンメイドロックが存在するが、これらのマンメイドロックについては、評価対象構造物と直接接しない離れた場所に位置することから、構造物の耐震評価及び機器・配管系への応答加速度に与える影響は軽微であると考えられる。

以上の点を踏まえ、屋外重要土木構造物の地震応答解析においては、マンメイドロックの初期せん断弾性係数 $G_0$ のばらつきは考慮しない。



(参考資料 10) 液状化抵抗曲線の回帰曲線 (平均-1 $\sigma$ 強度) を下回る試験データについて

### 1. はじめに

有効応力解析に用いる液状化強度特性は、地盤のばらつきを踏まえ、保守的に液状化抵抗曲線の回帰曲線 (平均-1 $\sigma$ 強度) と同等となるように設定する。

図 1-1 に、古安田層 (A2s 層) の液状化強度試験結果及び有効応力解析 (FLIP) における液状化強度特性を示す。同図に示すとおり、A2s 層の液状化強度試験結果の中には、液状化抵抗曲線の回帰曲線 (平均-1 $\sigma$ 強度) を下回る結果を示す供試体が少数存在する。

本項では、これら A2s 層の液状化抵抗曲線の回帰曲線 (平均-1 $\sigma$ 強度) を下回る供試体について、供試体の採取位置と評価対象施設との位置関係を整理した上で、供試体の土質性状及び採取箇所の地層の連続性等を検討する。

なお、その他の液状化検討対象層 (埋戻土、新期砂層、沖積層上部 (砂質)、沖積層下部) については、液状化抵抗曲線の回帰曲線 (平均-1 $\sigma$ 強度) を下回る供試体はない。

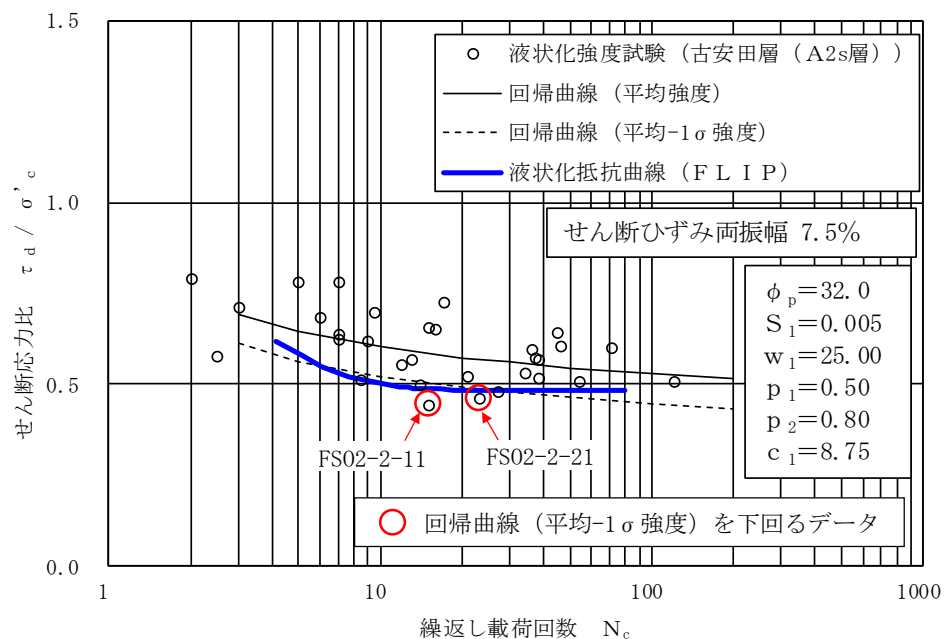


図 1-1 液状化強度試験結果及び有効応力解析における液状化強度特性 (A2s 層)

## 2. 液状化抵抗曲線の回帰曲線（平均-1σ強度）を下回る供試体について

### 2.1 検討方針

A2s層に対する液状化抵抗曲線の回帰曲線（平均-1σ強度）を下回る供試体の「土質性状の特異性」及び「地層の連続性」について検討する。

供試体の検討項目を表 2-1 に示す。

表 2-1 液状化抵抗曲線の回帰曲線（平均-1σ強度）を下回る供試体の検討項目

| 項目       | 検討事項                                                | 比較指標                      |
|----------|-----------------------------------------------------|---------------------------|
| 土質性状の特異性 | A2s層において、当該供試体がその他の液状化強度試験供試体と比べて、土質性状として特異性の有しているか | 物理特性（粒度分布、粒度組成）及び力学特性（N値） |
| 地層の連続性   | A2s層において、当該供試体の特徴を示す地層が広範囲に分布しているか                  | ボーリング柱状図                  |

### 2.2 検討対象とする供試体の選定

図 2-1 に示すとおり、有効応力解析（FLIP）における液状化強度特性（平均-1σ強度）を下回る供試体として、「FS02-2-11」及び「FS02-2-21」に着目し、「土質性状の特異性」及び「地層の連続性」を検討する。

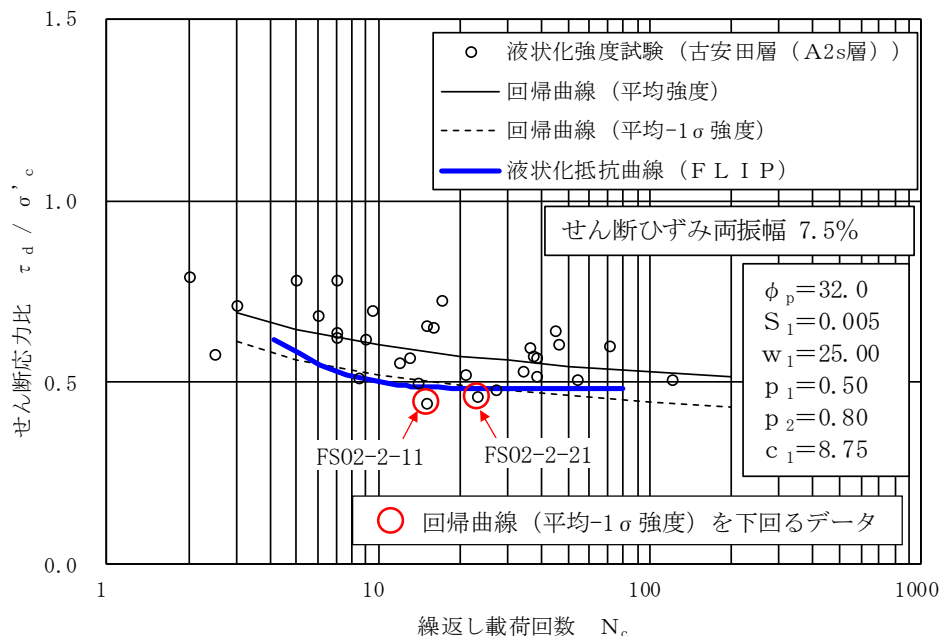


図 2-1 A2s層の液状化強度試験結果

### 2.3 供試体の採取位置

液状化抵抗曲線の回帰曲線（平均 $-1\sigma$ 強度）を下回る供試体の採取位置を図 2-2 に示す。当該供試体（FS02-2-11 及び FS02-2-21）は、スクリーン室や取水路の近傍に位置する「FS02-2 孔」において凍結サンプリングにより採取した。

パイロットボーリング（FS02-P2 孔）の柱状図を図 2-3 に、凍結サンプリング採取コアの写真及び観察スケッチを図 2-4 及び図 2-5 に示す。

A2s 層は、砂を主体とし、一部に礫やシルト層を含む地層である。液状化強度試験に用いる供試体は、A2s 層の中でも砂分が多い箇所から採取しており、当該供試体（FS02-2-11 及び FS02-2-21）は、「礫混じり粗砂」と観察される箇所から採取し、外観からは巨礫やシルト層を介在するなどの特異性は認められない。

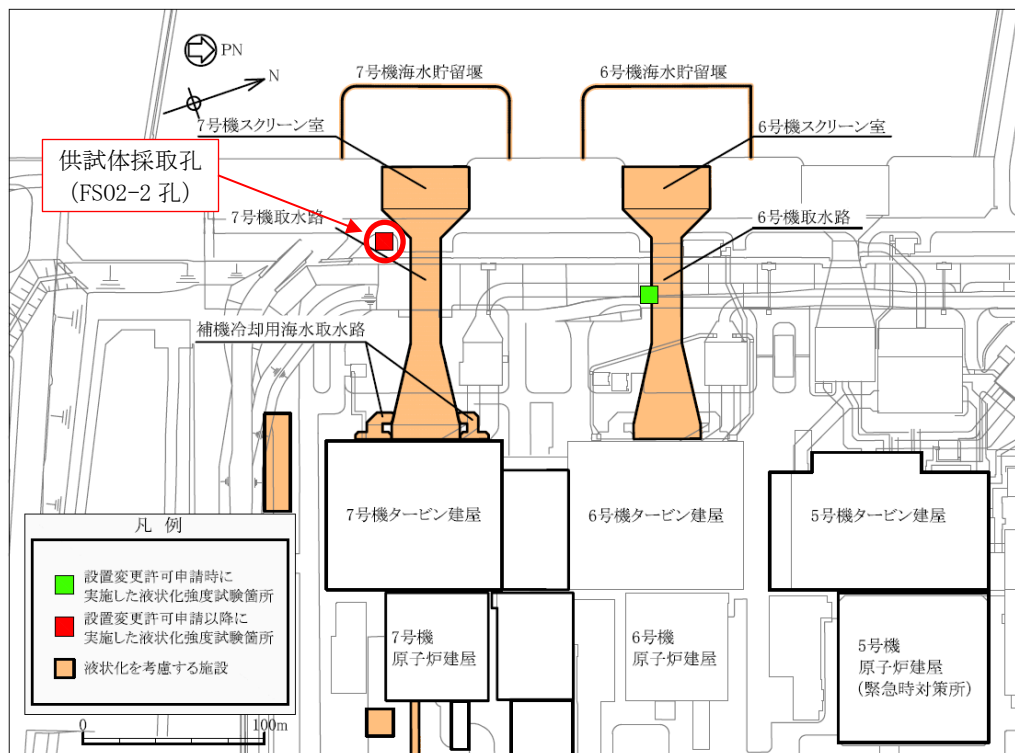


図 2-2 A2s 層の供試体の採取位置



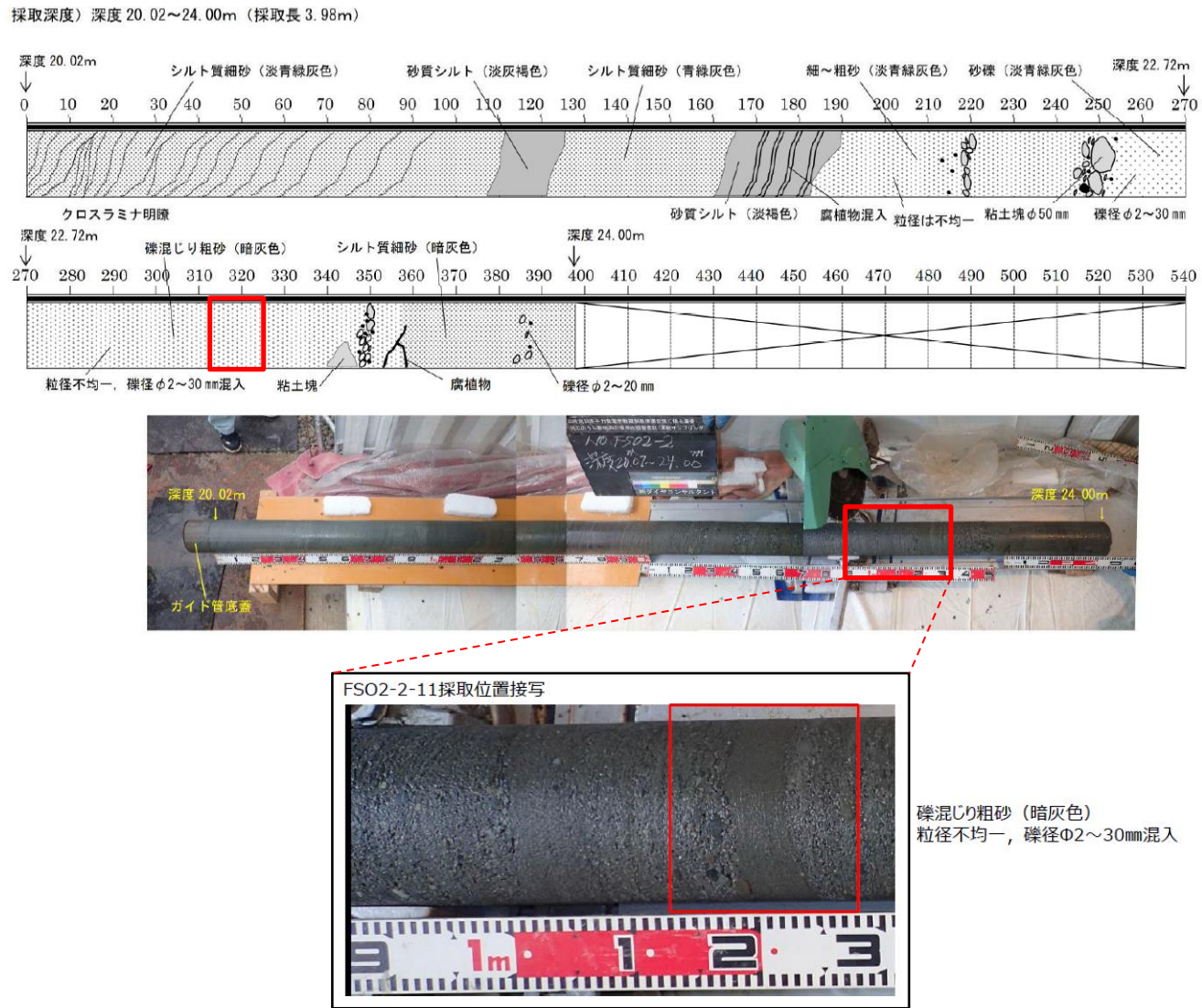


図 2-4 凍結サンプリング写真及び観察スケッチ (供試体番号 : FSO2-2-11)



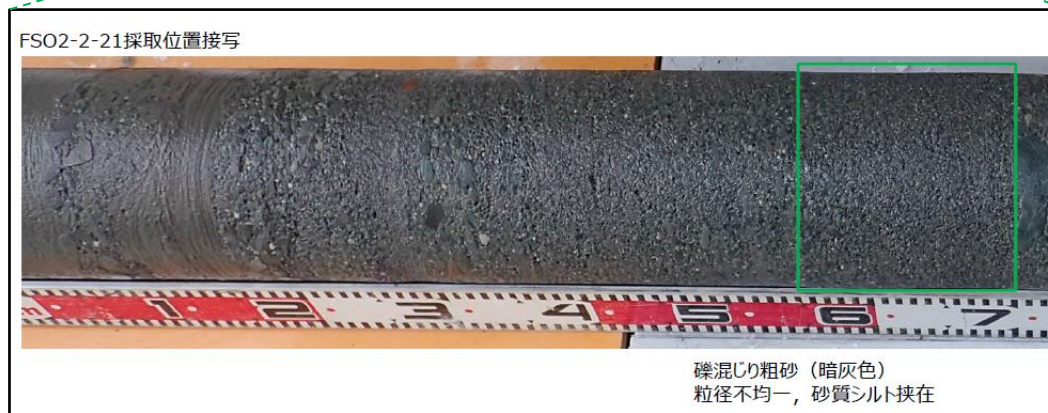
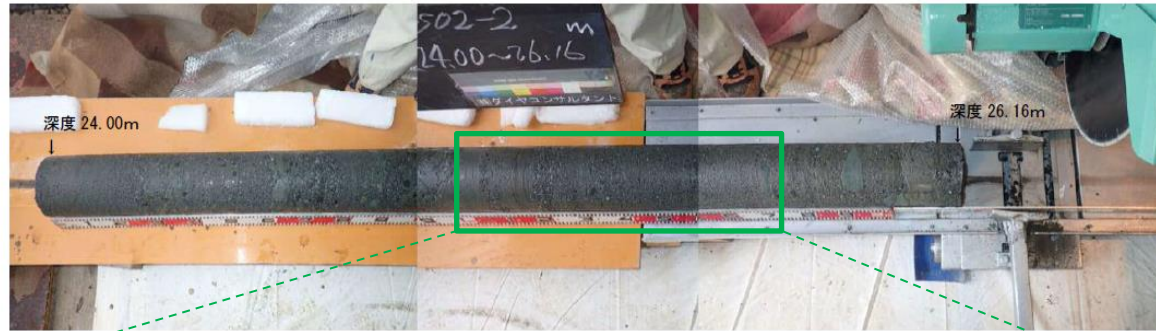
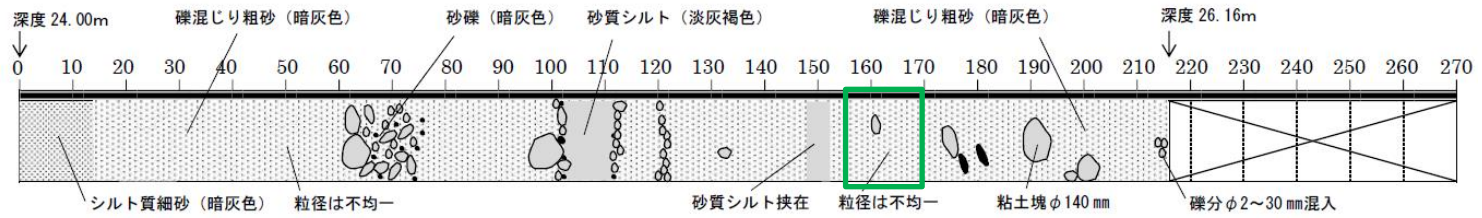


図 2-5 凍結サンプリング写真及び観察スケッチ (供試体番号: FS02-2-21)

#### 2.4 液状化強度試験結果

液状化抵抗曲線の回帰曲線 $-1\sigma$ を下回る供試体「FS02-2-11」及び「FS02-2-21」の液状化強度試験結果を図 2-6 及び図 2-7 に示す。

「FS02-2-11」及び「FS02-2-21」ともに、せん断ひずみは緩やかに上昇しており、平均有効取応力 $\sigma'_m$ が 0 に近づかず、過剰間隙水圧比が上昇と下降を繰り返し 0.95 を超えないことから、現象としては液状化に至っていないものと考えられる。

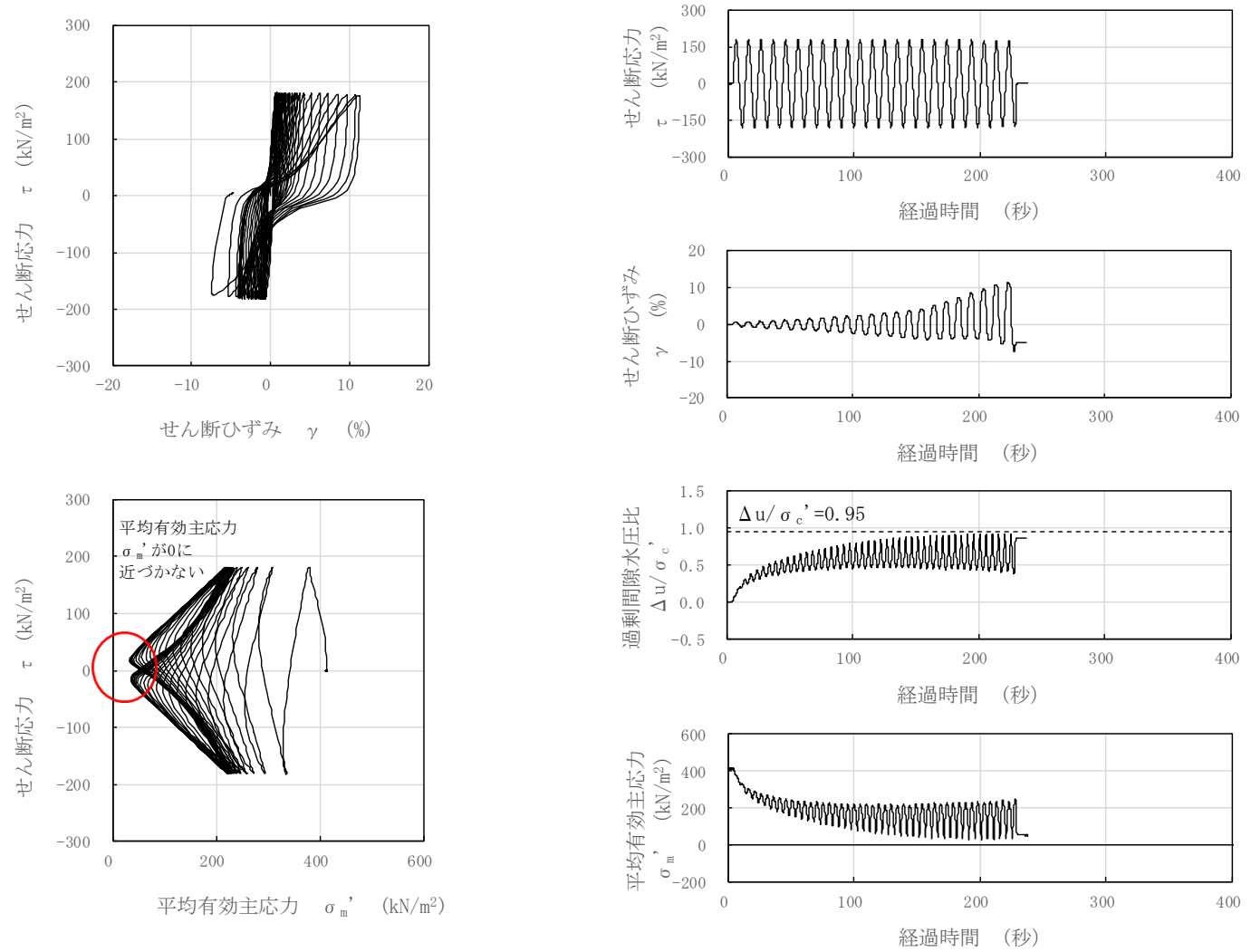


図 2-6 液状化試験結果 (A2s 層, FS02-2-11, GL. -23.15~23.30m, 有効拘束圧 412kN/m<sup>2</sup>, せん断応力比=0.440)



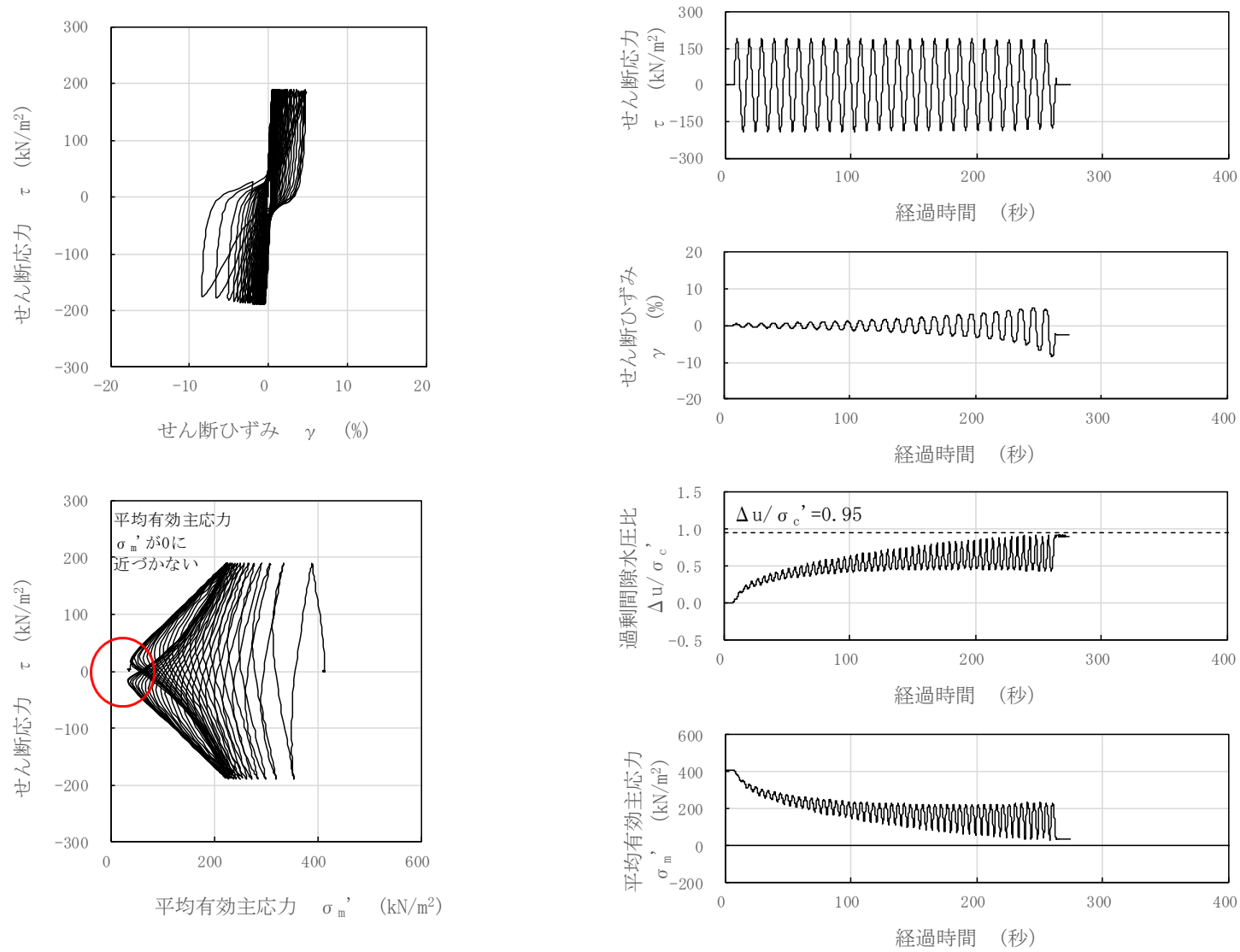


図 2-7 液状化試験結果 (A2s 層, FS02-2-21, GL. -25.55~25.70m, 有効拘束圧  $412\text{kN/m}^2$ , せん断応力比=0.460)

## 2.5 液状化抵抗曲線の回帰曲線 $-1\sigma$ を下回る供試体の土質性状

### 2.5.1 土質性状の特異性

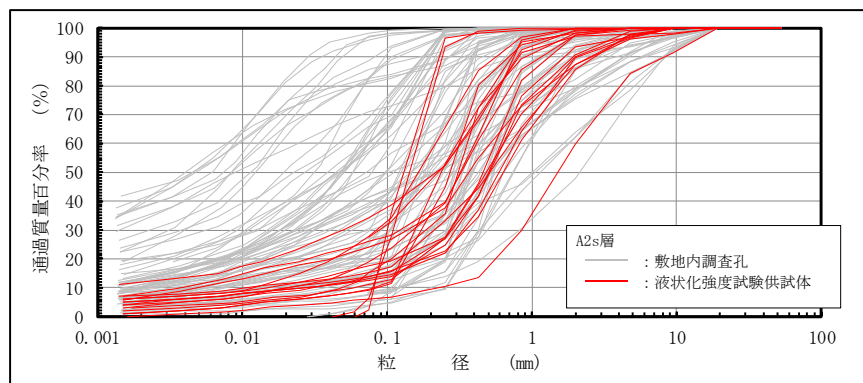
#### (1) 物理特性の比較

FS02-2-11 及び FS02-2-21 の粒度分布を図 2-8 に、粒度組成を表 2-2 に示す。

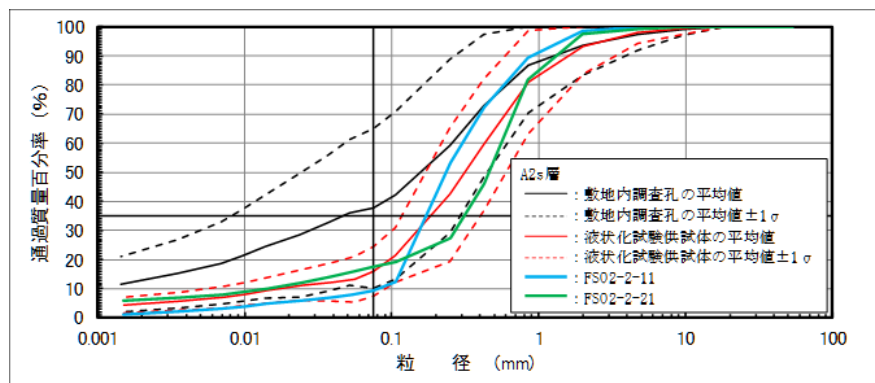
粒度分布については、図 2-8(b) に示すように、FS02-2-11 及び FS02-2-21 の粒度分布は、液状化強度試験供試体の平均値 $\pm 1\sigma$ 以内に概ね収まっている。

細粒分含有率については、FS02-2-11 は 9.4% と供試体全体の平均値 16.0% と比較してやや低いものの、ばらつき ( $-1\sigma$ ) の範囲内にあり、FS02-2-21 は 17.5% と供試体全体の平均値 16.0% に近い値である。

上記より、供試体 FS02-2-11 及び FS02-2-21 について、他の液状化強度試験供試体と比べて、物理特性の観点からは特異性はないと評価できる。



(a) A2s 層 (敷地全体)



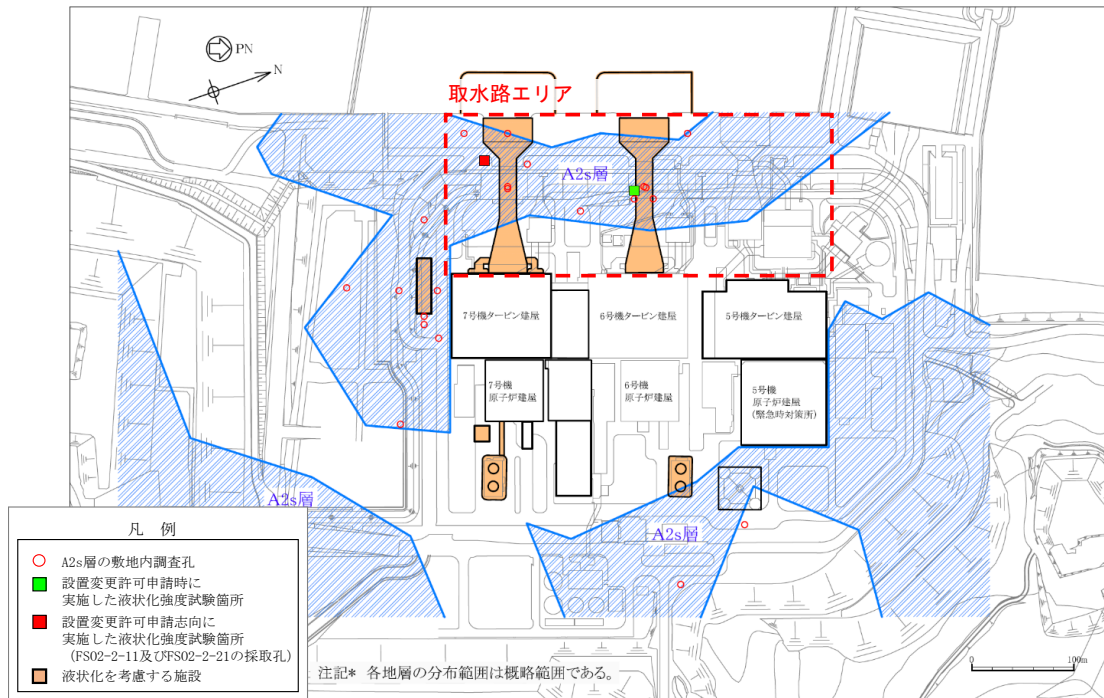
(b) A2s 層 (液状化強度試験供試体)

図 2-8 粒度分布の比較

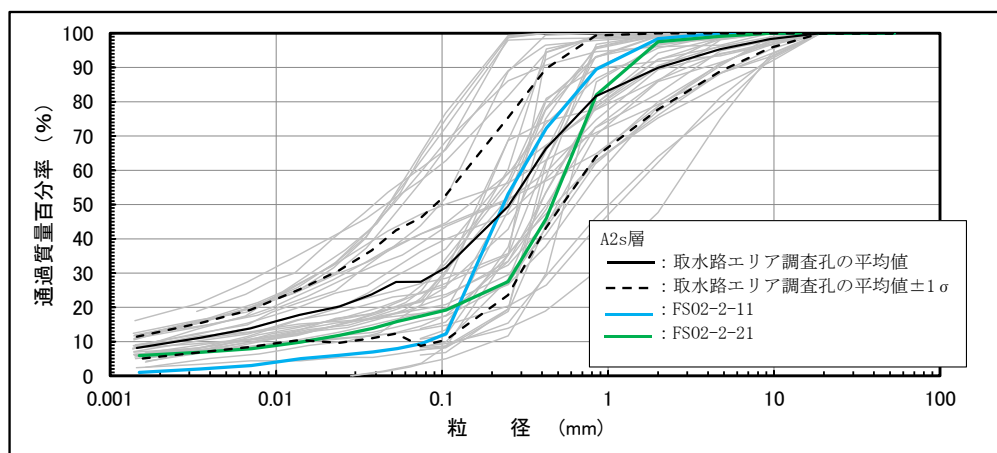
表 2-2 粒度組成

| 対象       |           | 礫分 (2mm 以上)<br>(%) |               | 砂分 (2.0~0.075mm)<br>(%) |               | 細粒分含有率 (0.075mm 以下)<br>(%) |               |
|----------|-----------|--------------------|---------------|-------------------------|---------------|----------------------------|---------------|
|          |           | 平均値                | 標準偏差 $\sigma$ | 平均値                     | 標準偏差 $\sigma$ | 平均値                        | 標準偏差 $\sigma$ |
| A2s<br>層 | 敷地全体      | 6.4                | 10.4          | 55.9                    | 25.2          | 37.7                       | 27.4          |
|          | 供試体全体     | 6.8                | 9.5           | 77.2                    | 10.9          | 16.0                       | 8.5           |
|          | FS02-2-11 | 1.6                | —             | 89.0                    | —             | 9.4                        | —             |
|          | FS02-2-21 | 2.5                | —             | 80.0                    | —             | 17.5                       | —             |

また、供試体 FS02-2-11 及び FS02-2-21 について、採取孔周辺の取水路エリアにおける粒度分布と比較した結果を図 2-9 に示す。これより、供試体 FS02-2-11 及び FS02-2-21 は、採取孔周辺の調査孔の粒度分布と比較しても、概ね $\pm 1\sigma$  のばらつきの範囲内にあり、特異性はないと評価できる。



(a) A2s 層の調査孔と供試体 (FS02-2-11, FS02-2-21) 採取孔の位置図



(b) 粒度分布の比較

(取水路エリア調査孔 VS FS02-2-11, FS02-2-21)

図 2-9 取水路周辺エリアとの比較

(2) 力学特性（N値）の比較

図 2-10 に、A2s 層のN値の深度分布図を示す。図中には、液状化抵抗曲線の回帰曲線  $-1\sigma$  を下回る供試体を採取した FS02-2 孔（FS02-2 孔）の近傍で実施したパイロット孔（FS02-P2 孔）におけるN値を示す。

上記より、供試体 FS02-2-11 及び FS02-2-21 の採取深度におけるN値は、液状化強度試験供試体のN値のばらつきの範囲内にあると判断できることから、力学特性の観点から特異性はないと評価できる。

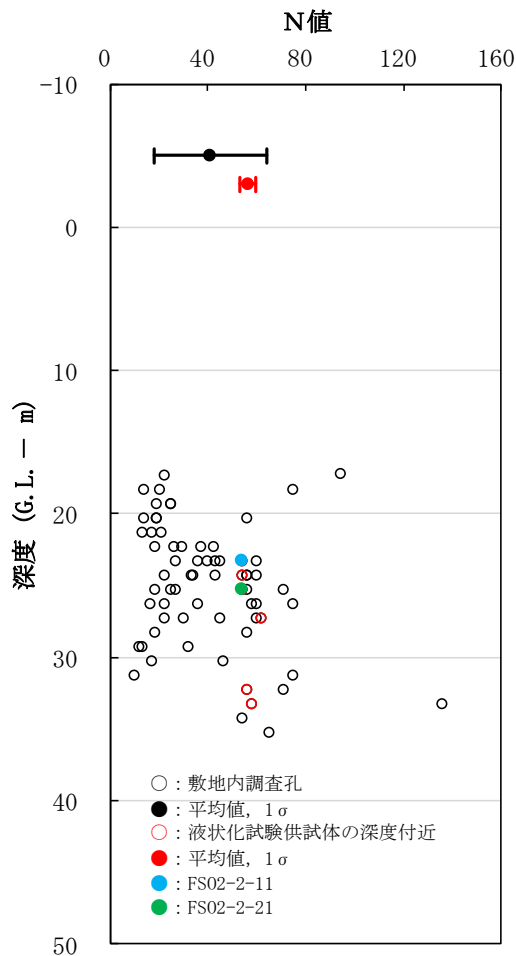


図 2-10 N値の深度分布図（A2s 層）

## 2.5.2 地層の連続性

液状化抵抗曲線の回帰曲線 $-1\sigma$ を下回る供試体について、供試体採取孔（FSO2-P2）近傍のボーリング孔に着目し、地層の連続性を検討する。

図 2-11 にボーリング孔の採取位置を、図 2-12～図 2-14 に各孔のボーリング柱状図を示す。

ボーリング柱状図では、液状化抵抗曲線の回帰曲線 $-1\sigma$ を下回る供試体の層相は「礫主体の砂礫」と判別している。供試体採取孔の近傍孔に着目した場合、礫主体の層相は一部確認されるものの、砂礫は広範囲に連続して分布していないことがわかる。

上記より、液状化抵抗曲線の回帰曲線 $-1\sigma$ を下回る供試体が採取された土層は、近傍孔のボーリング柱状図の層相から判断すると、広範囲に連続して分布している可能性は低いものと判断できる。

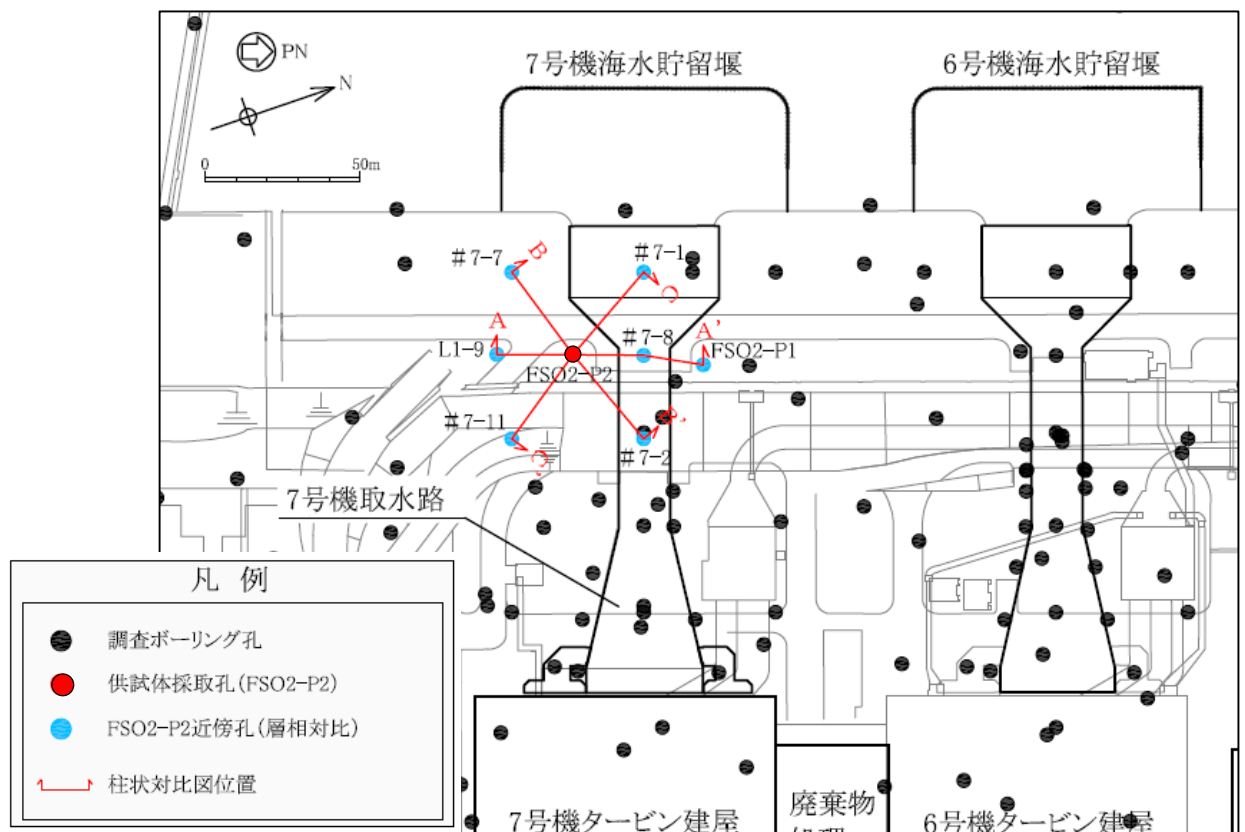


図 2-11 ボーリング孔の位置図（拡大）

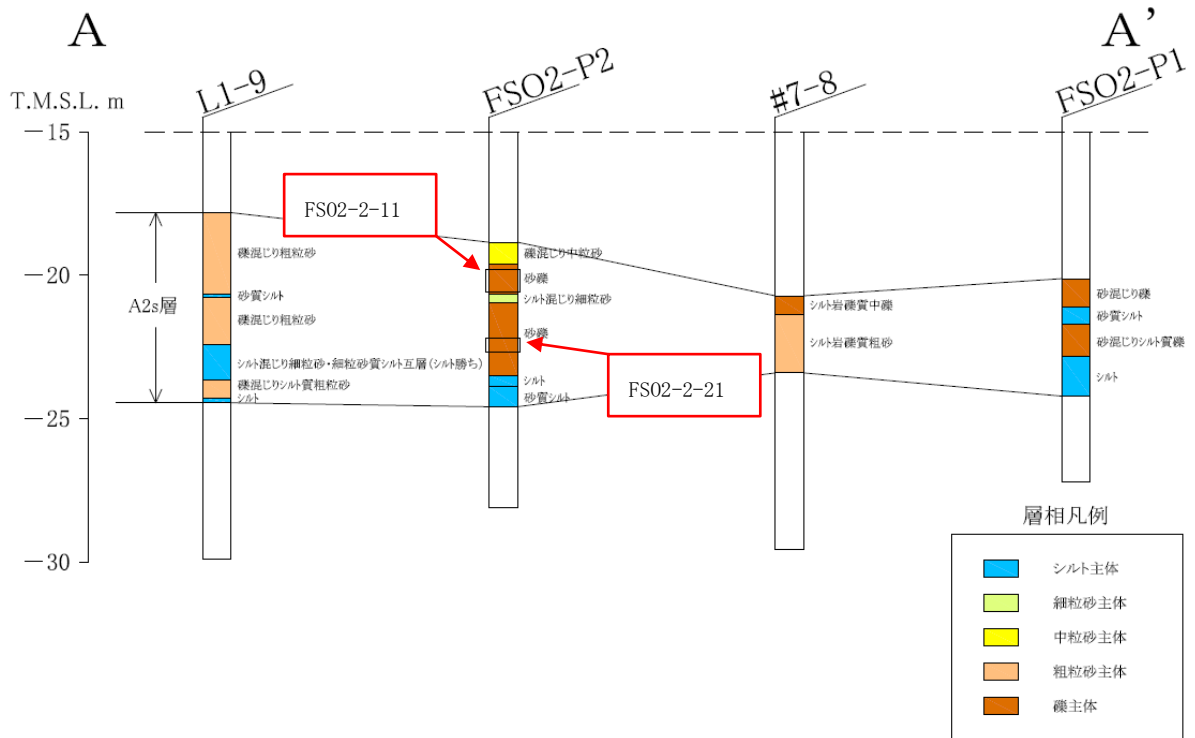


図 2-12 ボーリング柱状図 (A-A' 断面)

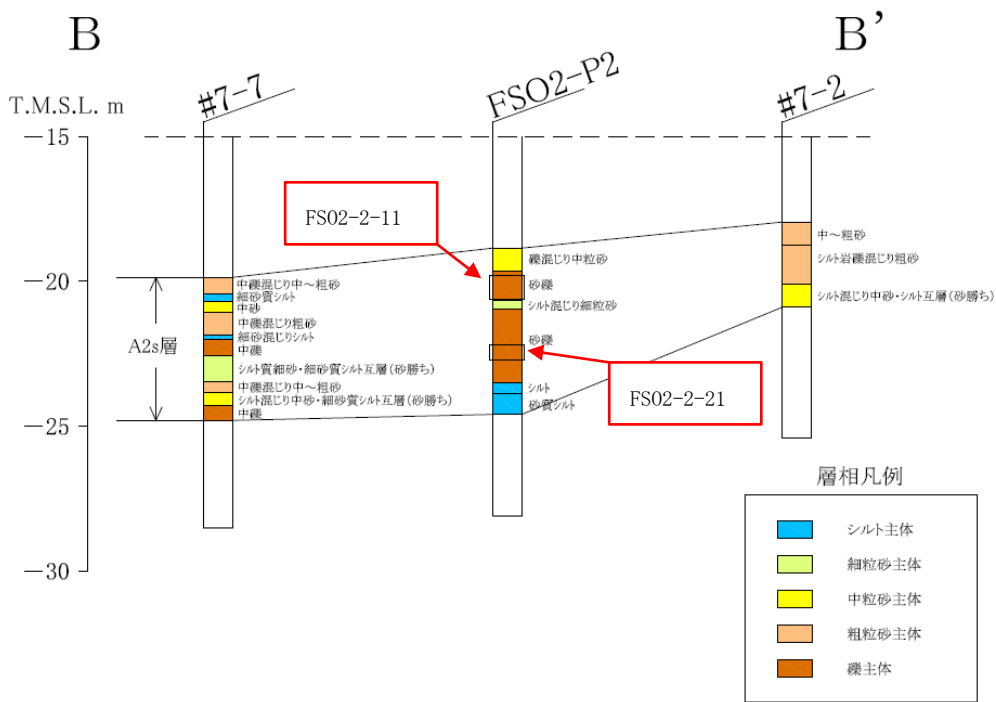


図 2-13 ボーリング柱状図 (B-B' 断面)

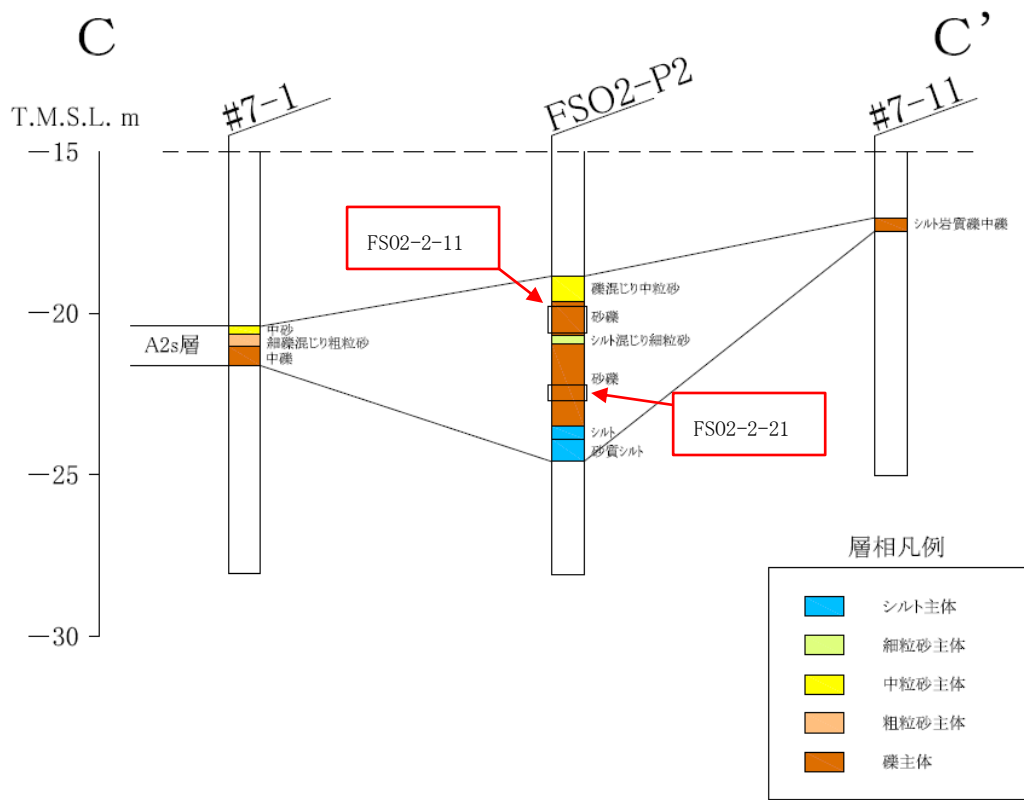


図 2-14 ボーリング柱状図 (C-C' 断面)

### 3. 液状化抵抗曲線の回帰曲線（平均 $-1\sigma$ 強度）を下回る試験データの感度分析

前述 2. に示したとおり，液状化抵抗曲線の回帰曲線（平均 $-1\sigma$ 強度）を下回る試験データは，土質性状としては A2s 層のばらつきの範囲内であり，広範囲に連続して分布していないと判断でき，当該データについては設計上考慮する必要性は低いと考えられる。

仮に，平均 $-1\sigma$ 強度を下回る試験データ（下限値相当）を設計上考慮した場合においても，液状化強度特性の差異は僅かであることから，耐震評価への影響は限定的であると考えられる。

本節では，平均 $-1\sigma$ 強度を下回る試験データ（下限値相当）を用いた地震応答解析を実施し，その感度を確認することにより，構造物の耐震評価に及ぼす影響の要否を定量的に評価する。

#### 3.1 感度分析の解析条件

解析断面は，供試体の採取孔（FS02-2 孔）の近傍にある対象施設のうち，構造物直下の A2s 層が最も厚い「7 号機 取水路（一般部）」（B-B 断面）を代表として選定した。解析断面を図 3-1 に示す。

感度分析では，同図に分布する A2s 層を下限値相当の液状化強度特性を設定する。感度分析に用いる下限値相当の液状化強度特性を図 3-2 に示す。

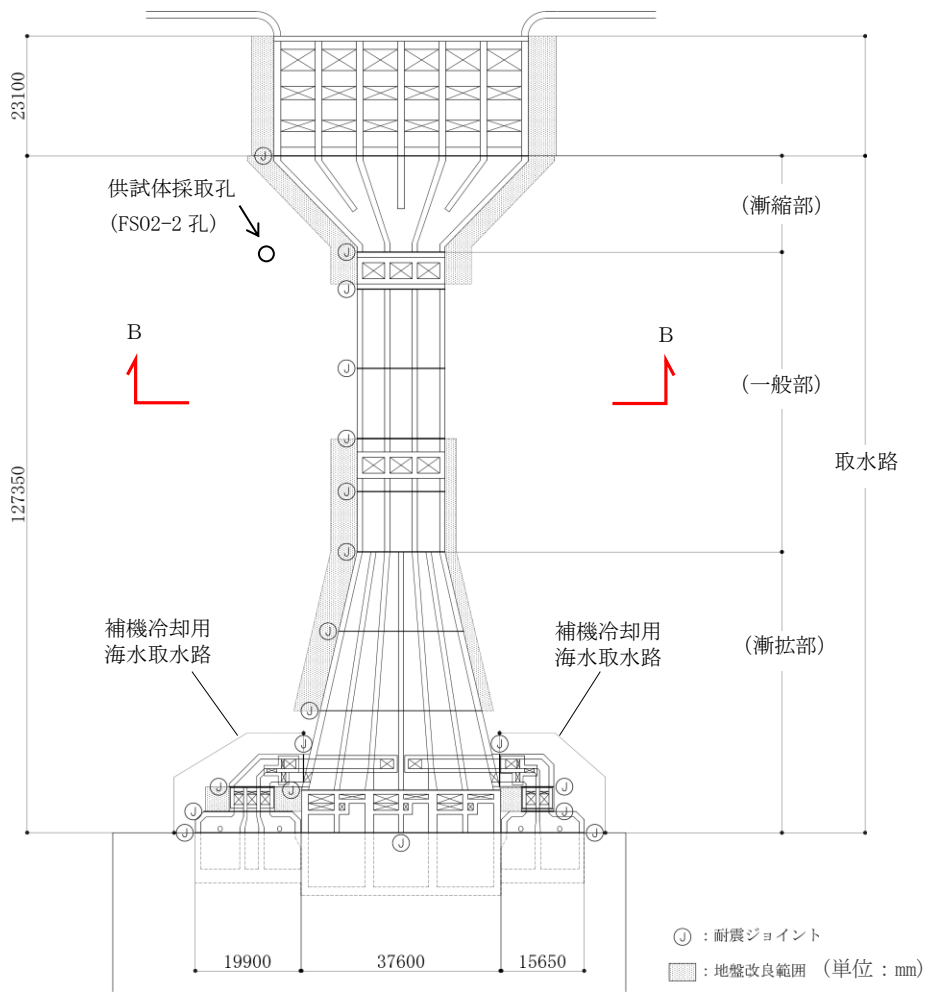
平均 $-1\sigma$ 強度を用いた耐震評価の詳細については，KK7 補足-027 資料 5「スクリーン室，取水路，補機冷却用海水取水路の耐震安全性評価」に示す。

入力地震動には，7 号機 取水路（一般部）における平均 $-1\sigma$ 強度を用いた耐震評価において，加速度が比較的大きな「S s-1（++）」を感度解析の代表波として選定する。

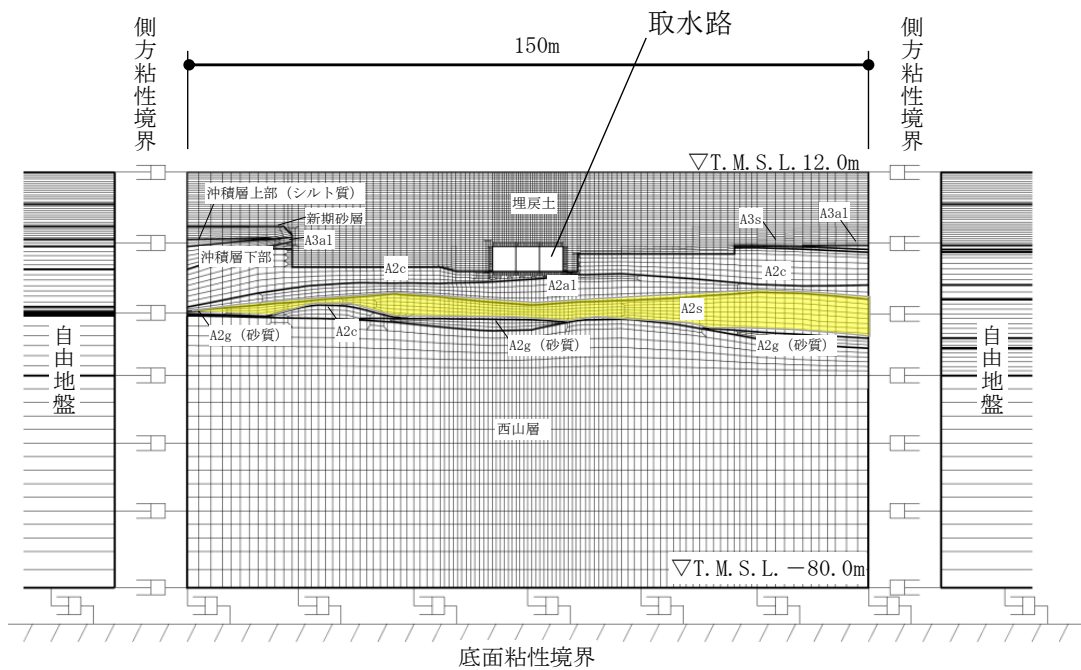
感度分析の解析条件を表 3-1 に示す。

感度分析では，A2s 層の液状化強度特性を平均（ $-1\sigma$ ）強度とした「基本ケース」と，液状化強度特性を下限値相当とした「下限値ケース」を比較する。感度分析の比較ケースの条件を表 3-2 に示す。





(a) 解析断面位置図



(b) 解析モデル図 (B-B断面)

図 3-1 解析断面 (取水路 (一般部))

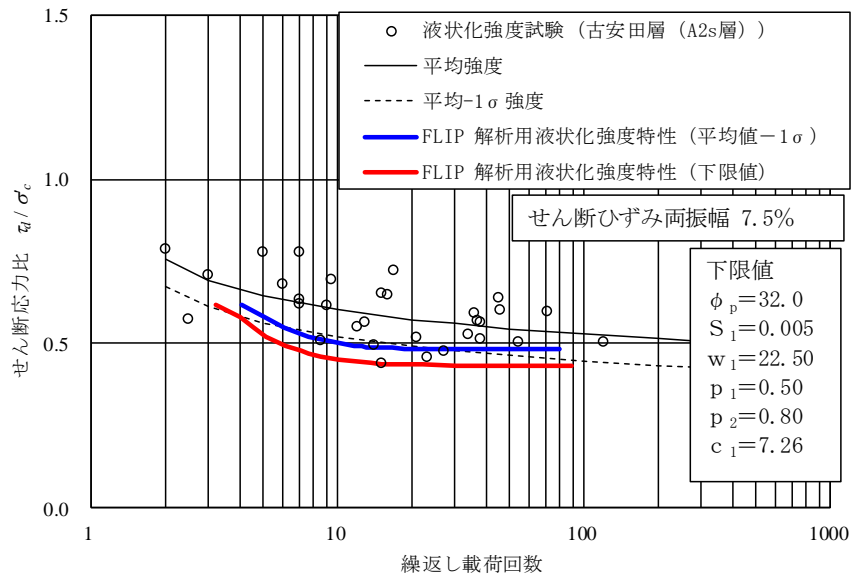


図 3-2 影響検討における液状化強度特性（下限値）の設定

表 3-1 感度分析の解析条件

| 項目    | 条件           |
|-------|--------------|
| 解析断面  | 7号機 取水路（一般部） |
| 入力地震動 | S s -1 (++)  |
| 地盤剛性  | 平均値          |

表 3-2 感度分析の比較ケースの条件

|        |             |
|--------|-------------|
| 解析ケース  | 液状化強度特性の設定  |
| 基本ケース  | 平均 (-1σ) 強度 |
| 下限値ケース | 下限値相当       |

### 3.2 感度分析の結果

取水路（一般部）の構造と評価部位を図 3-3 に示す。照査結果を表 3-3 に、最大せん断ひずみ分布図の比較を図 3-4 に、過剰間隙水圧比分布図の比較を図 3-5 に示す。

照査結果から、曲げ照査及びせん断力照査ともに、基本ケースと下限値ケースとの間に差異がないことを確認した。A2s 層は構造物の下方に分布し、離れた位置にあることから、構造物の応力状態に影響を与えなかったものと考えられる。

基本ケースと下限値ケースにおいて、最大せん断ひずみは、構造物下方に分布する A2s 層で 2% 程度と大きなひずみが発生していること、また、最大過剰間隙水圧比は構造物下方に分布する A2s 層で 60~90% 程度と、両者は概ね同様の傾向を示していると考えられる。

これより、A2s 層の液状化強度特性の差異（平均 $-1\sigma$ 強度と下限値相当）が耐震評価に与える影響は僅かであり、対象施設の耐震評価において、下限値相当の液状化強度特性を考慮する必要はないと判断できる。

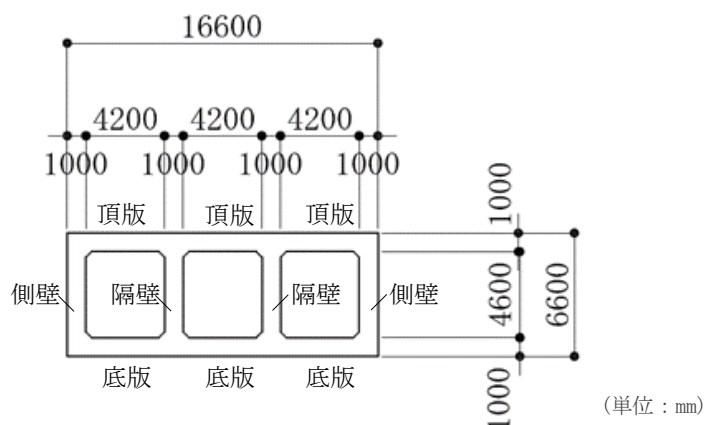
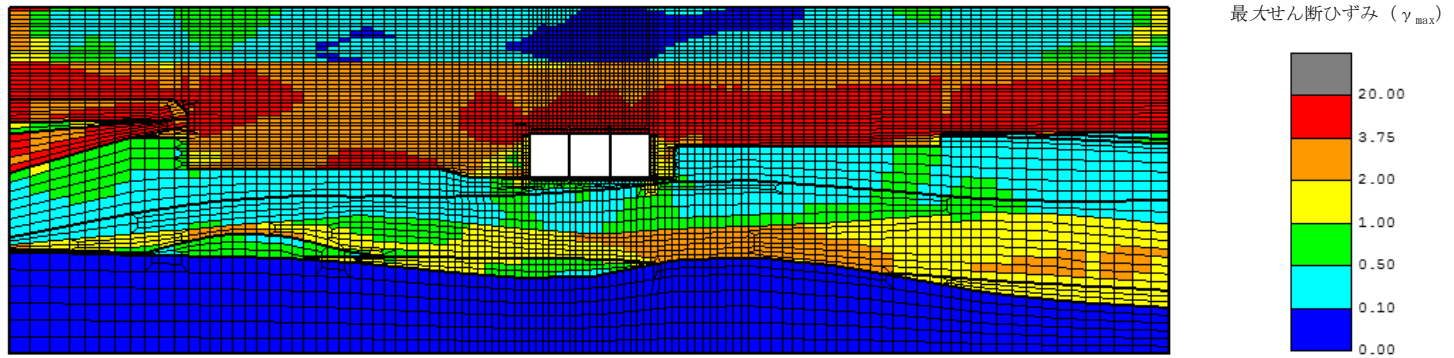


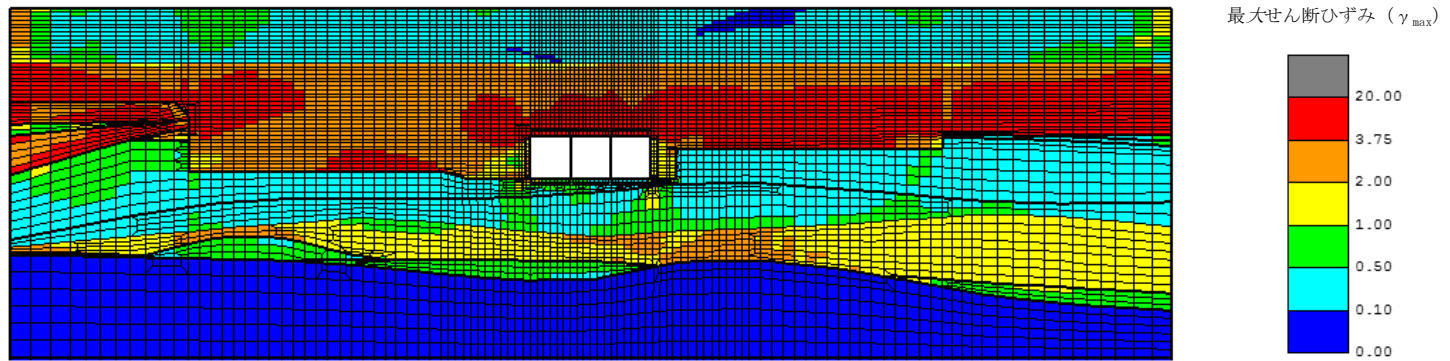
図 3-3 取水路（一般部）の構造と評価部位

表 3-3 照査結果の比較一覧（取水路（一般部）B-B断面，S s-1（++））

|        | 部位 | 基本ケース                 |                       |      | 下限値ケース                |                       |      |
|--------|----|-----------------------|-----------------------|------|-----------------------|-----------------------|------|
|        |    | $R_d$                 | $R_L$                 | 照査値  | $R_d$                 | $R_L$                 | 照査値  |
| 曲げ照査   | —  | $2.34 \times 10^{-3}$ | $1.00 \times 10^{-2}$ | 0.24 | $2.33 \times 10^{-3}$ | $1.00 \times 10^{-2}$ | 0.24 |
|        | 部位 | 基本ケース                 |                       |      | 下限値ケース                |                       |      |
|        |    | $V_d$                 | $V_{yd}$              | 照査値  | $V_d$                 | $V_{yd}$              | 照査値  |
| せん断力照査 | 頂版 | 1153                  | 2693                  | 0.43 | 1153                  | 2695                  | 0.43 |
|        | 底版 | 1264                  | 2901                  | 0.44 | 1262                  | 2903                  | 0.44 |
|        | 側壁 | 1096                  | 1554                  | 0.71 | 1102                  | 1560                  | 0.71 |
|        | 隔壁 | 841                   | 926                   | 0.91 | 837                   | 926                   | 0.91 |

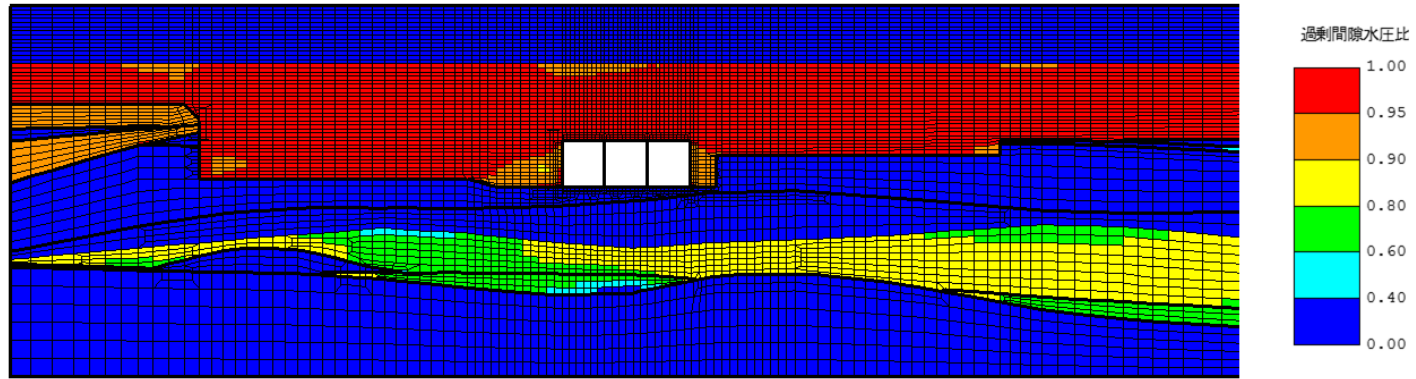


(a) 基本ケース

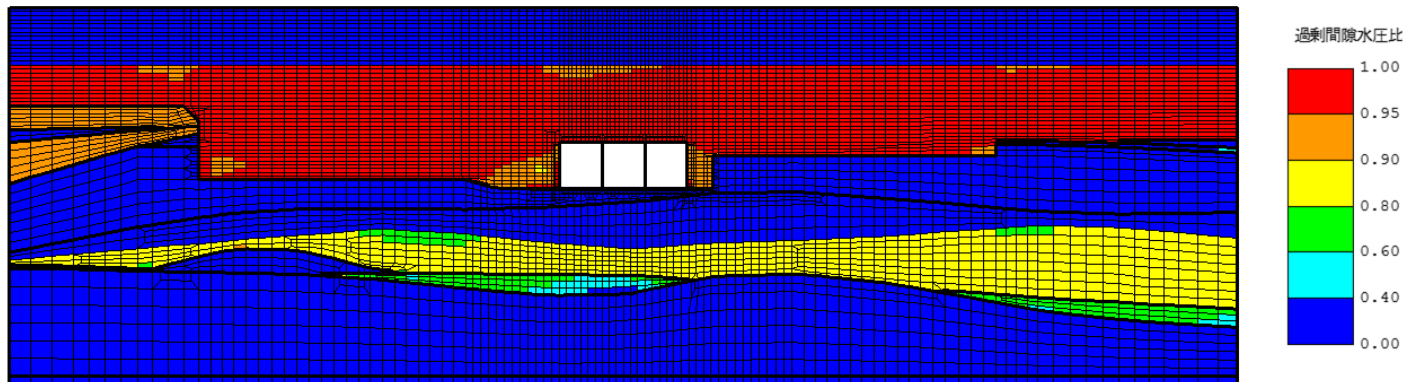


(b) 下限値ケース

図 3-4 最大せん断ひずみ分布図



(a) 基本ケース



(b) 下限値ケース

図 3-5 過剰間隙水圧比分布図

#### 4. まとめ

本検討では、A2s 層の液状化抵抗曲線の回帰曲線（平均 $-1\sigma$ 強度）を下回る供試体について、供試体の採取位置と評価対象施設との位置関係を整理した上で、供試体の土質性状及び採取箇所  
の地層の連続性等を検討した。

検討では、液状化抵抗曲線の回帰曲線（平均 $-1\sigma$ 強度）を下回る供試体について、土質性状の特異性を検討するため、粒度分布や粒度組成、N値等を比較した。その結果、当該供試体は、A2s 層の液状化強度試験の供試体のばらつきの範囲であり、特異性は認められないと判断できる。

また、当該供試体について、隣接ボーリング孔の観察記録から地層の連続性を確認した。その結果、当該供試体を採取した土層（礫主体の砂礫）は、広範囲に連続して分布していないと判断できる。

以上のことから、液状化抵抗曲線の回帰曲線（平均 $-1\sigma$ 強度）を下回る供試体は、土質性状としてはA2s 層のばらつきの範囲内にあり、広範囲に連続して分布していないことを確認した。

さらに、定量的な評価として、A2s 層の平均 $-1\sigma$ 強度を下回る試験データ（下限値相当）を考慮した感度分析を実施した。その結果、液状化強度特性の差異が耐震評価に影響を与えないことを確認したことから、現在の設定は妥当であると評価できる。

(参考) 供試体「FS02-2-9」について

図 4-1 に示すように、有効応力解析 (FLIP) における液状化強度特性 (平均値 (-1 $\sigma$ ) 強度) を下回る供試体は、「FS02-2-11」と「FS02-2-21」の他に、「FS02-2-9」が存在する。

ただし、「FS02-2-9」については、図 4-2 に示すように、液状化強度試験の初期段階で急激なひずみの局所化が発生しており、液状化に至る前にせん断破壊が発生したものと考えられることから、検討対象からは除外した。

なお、当該データのように、液状化に至る前にせん断破壊の発生した試験については、液状化と異なる現象でひずみが増大したものであるが、設計上の配慮として、液状化強度特性の設定においては、液状化に先行して発生したせん断破壊時の繰り返し回数を用いて回帰曲線を作成している。

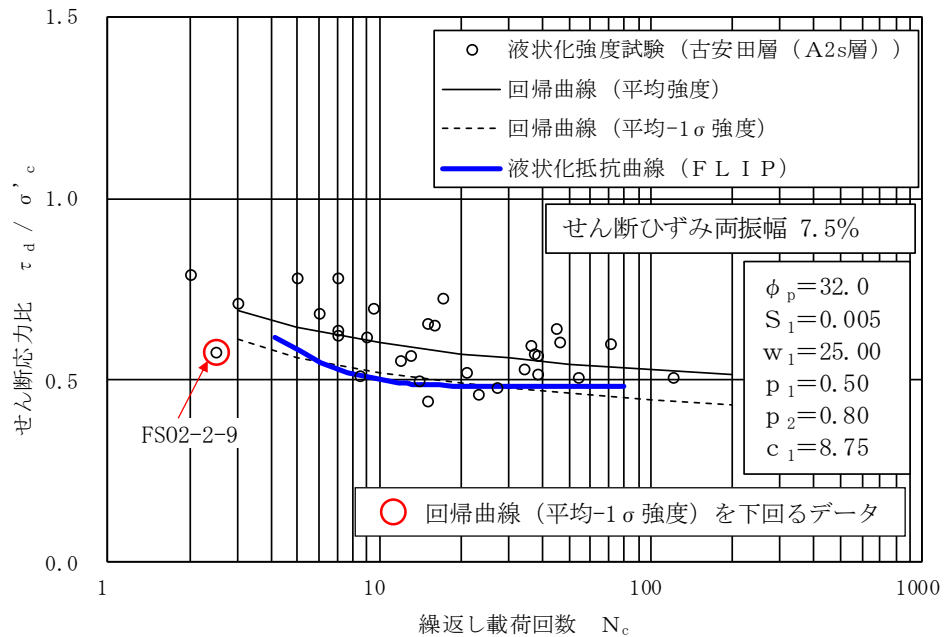


図 4-1 A2s 層の液状化強度試験結果

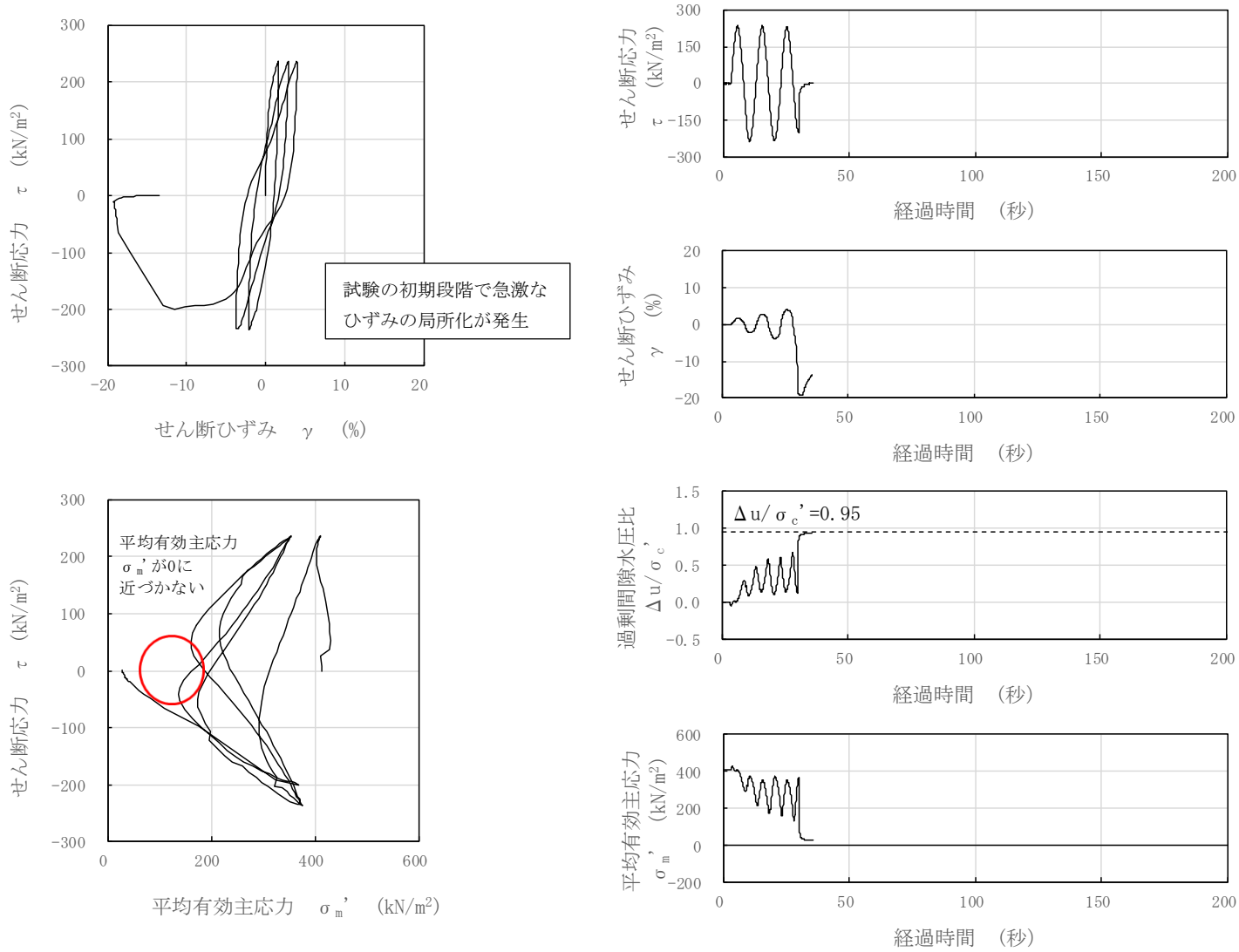


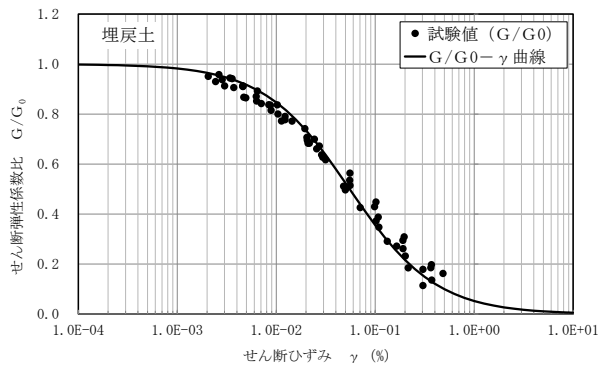
図 4-2 (参考) 液状化試験結果 (A2s 層, FS02-2-9, GL. -22.85~23.00m, 有効拘束圧 412kN/m<sup>2</sup>, せん断応力比=0.575)



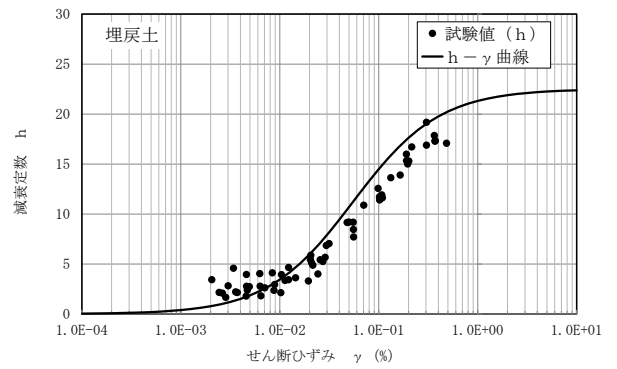
(参考資料 11) H-D モデルと試験結果の動的変形特性の比較

1. H-D モデルと試験結果に基づく動的変形特性の比較

有効応力解析コード「FLIP」では、地盤の非線形特性について「H-D モデル」が適用される。解析に用いる地盤の非線形特性と試験結果に基づく動的変形試験の比較を図 1-1～図 1-11 に示す。これより、H-D モデルと試験結果は概ね整合していることを確認した。

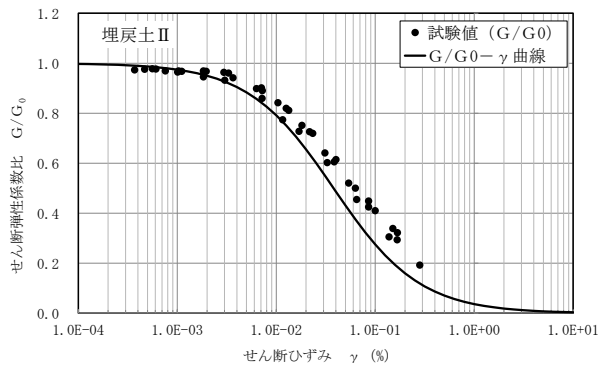


a.  $G/G_0 \sim \gamma$  曲線

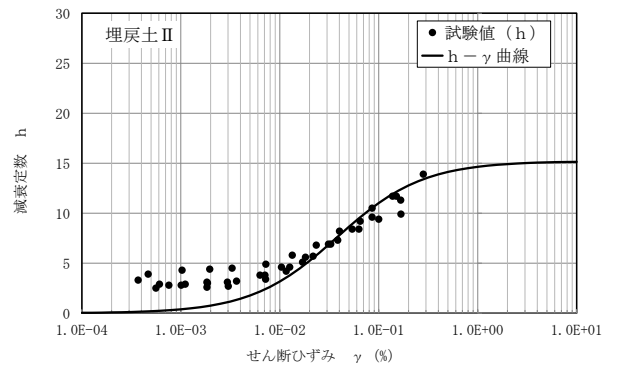


b.  $h \sim \gamma$  曲線

図 1-1 H-D モデルと試験結果に基づく動的変形特性 (埋戻土)

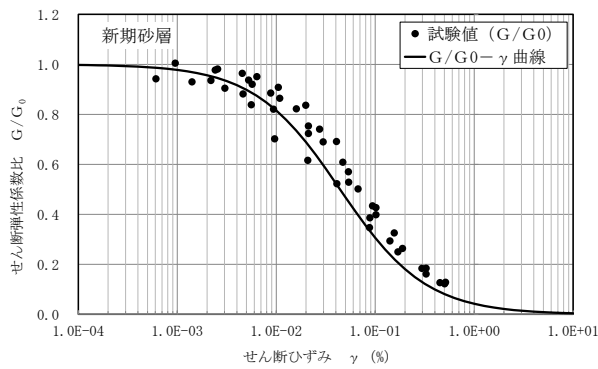


a.  $G/G_0 \sim \gamma$  曲線

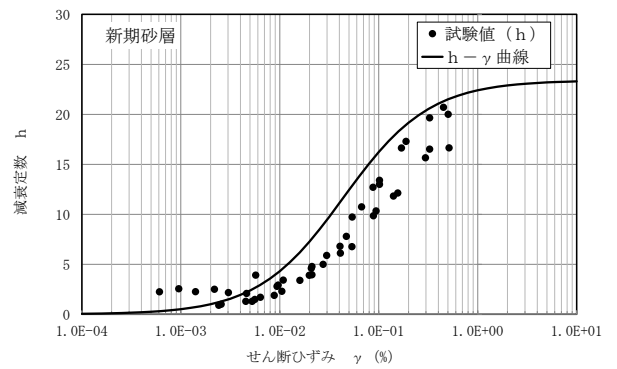


b.  $h \sim \gamma$  曲線

図 1-2 H-D モデルと試験結果に基づく動的変形特性 (埋戻土 II)

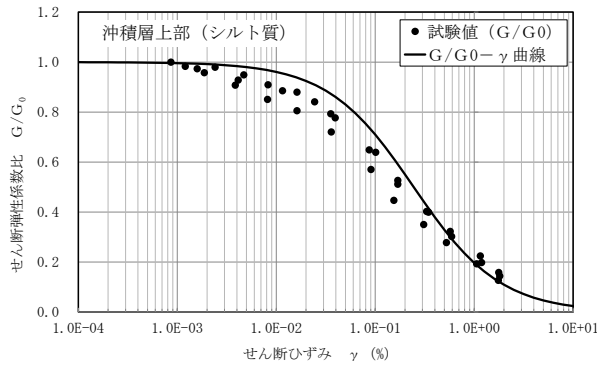


a.  $G/G_0 \sim \gamma$  曲線

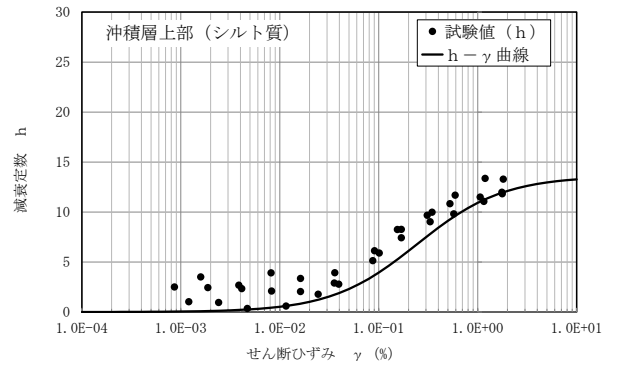


b.  $h \sim \gamma$  曲線

図 1-3 H-D モデルと試験結果に基づく動的変形特性 (新期砂層)

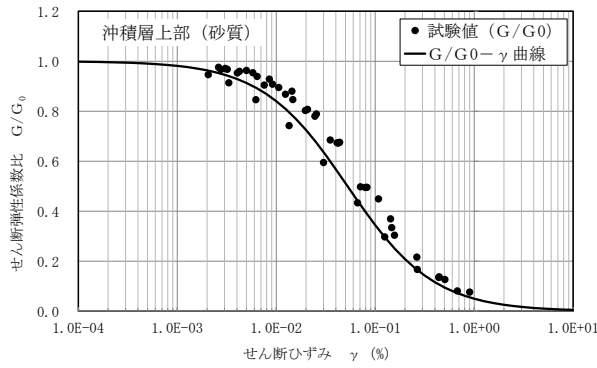


a.  $G/G_0 \sim \gamma$  曲線

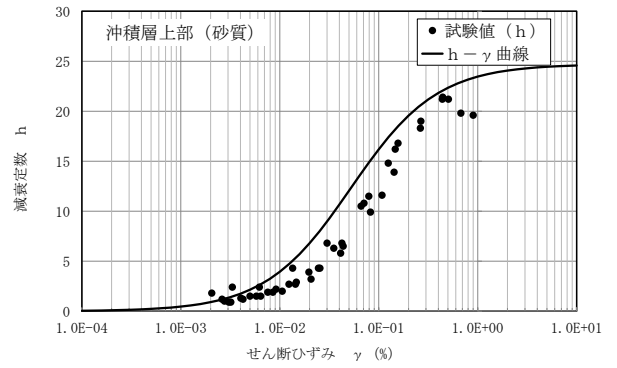


b.  $h \sim \gamma$  曲線

図 1-4 H-D モデルと試験結果に基づく動的変形特性 (沖積層上部 (シルト質))

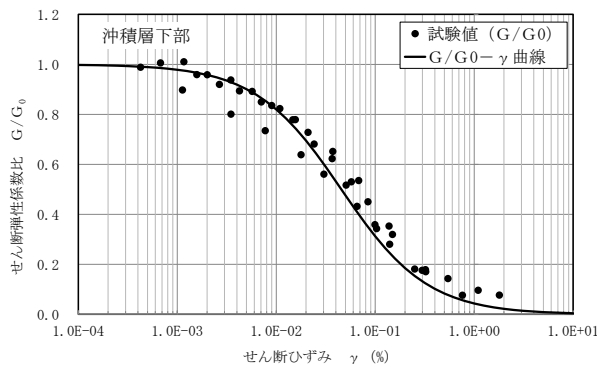


a.  $G/G_0 \sim \gamma$  曲線

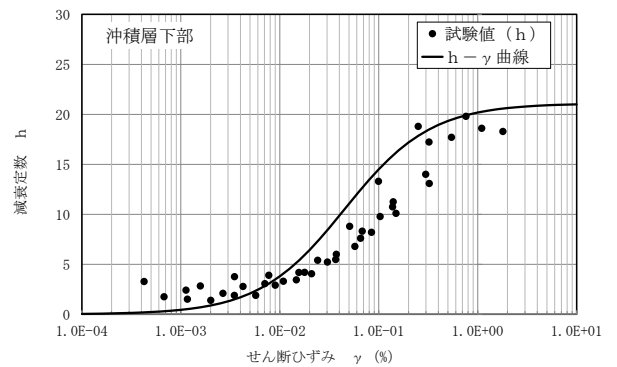


b.  $h \sim \gamma$  曲線

図 1-5 H-D モデルと試験結果に基づく動的変形特性 (沖積層上部 (砂質))

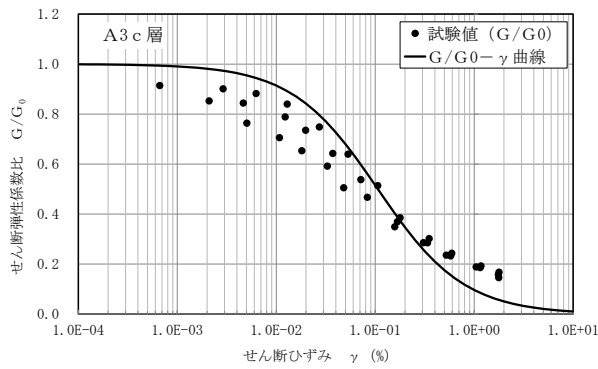


a.  $G/G_0 \sim \gamma$  曲線

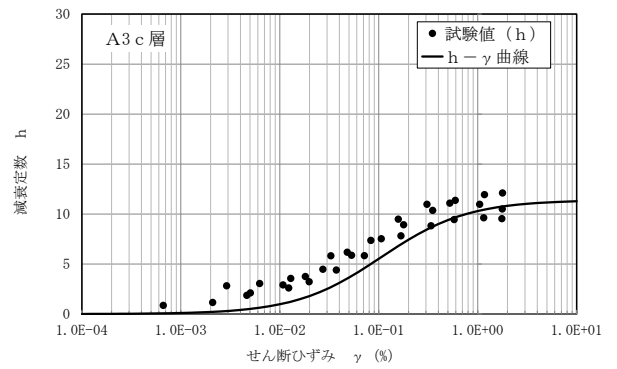


b.  $h \sim \gamma$  曲線

図 1-6 H-D モデルと試験結果に基づく動的変形特性 (沖積層下部)

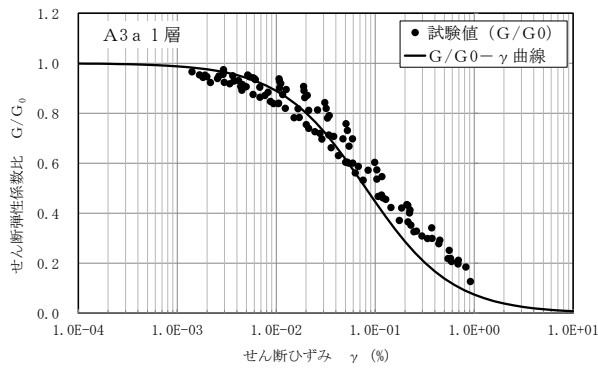


a.  $G/G_0 \sim \gamma$  曲線

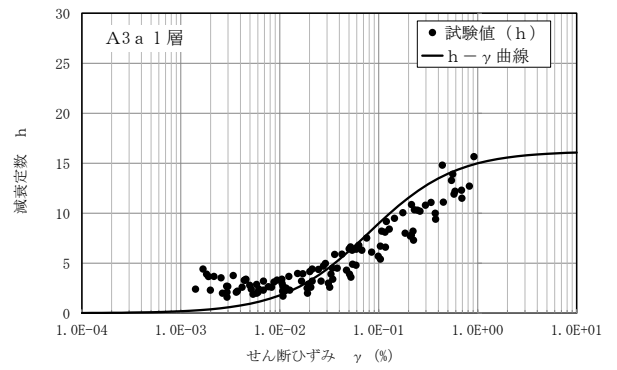


b.  $h \sim \gamma$  曲線

図 1-7 H-D モデルと試験結果に基づく動的変形特性 (A3c 層)

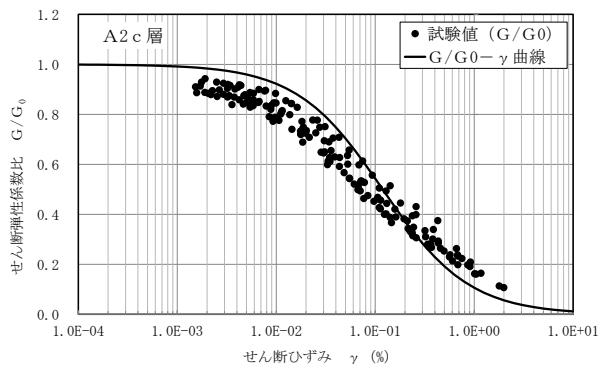


a.  $G/G_0 \sim \gamma$  曲線

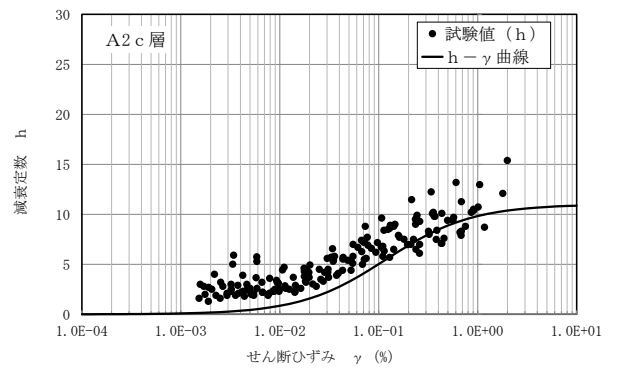


b.  $h \sim \gamma$  曲線

図 1-8 H-D モデルと試験結果に基づく動的変形特性 (A3a1 層)

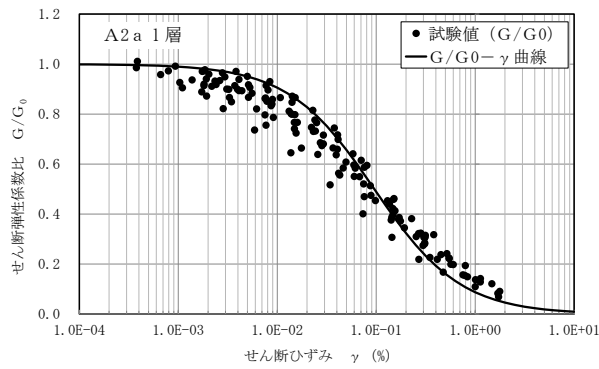


a.  $G/G_0 \sim \gamma$  曲線

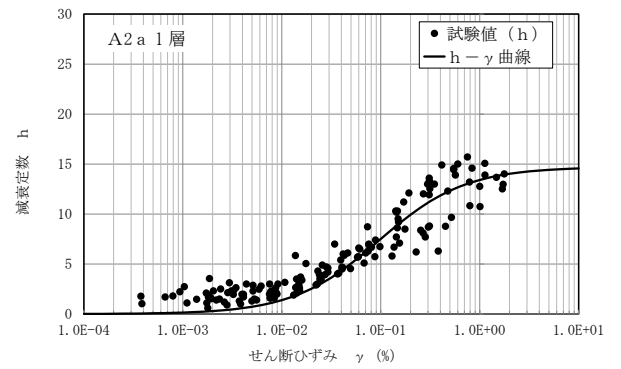


b.  $h \sim \gamma$  曲線

図 1-9 H-D モデルと試験結果に基づく動的変形特性 (A2c 層)

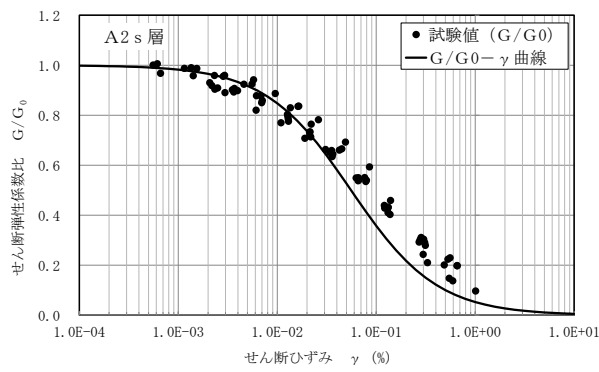


a.  $G/G_0 \sim \gamma$  曲線

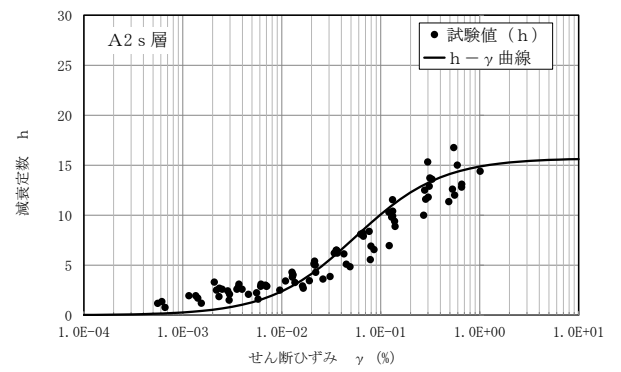


b.  $h \sim \gamma$  曲線

図 1-10 H-D モデルと試験結果に基づく動的変形特性 (A2a1 層)



a.  $G/G_0 \sim \gamma$  曲線



b.  $h \sim \gamma$  曲線

図 1-11 H-D モデルと試験結果に基づく動的変形特性 (A2s 層)

(参考資料12) 建物・構築物の地震応答解析に用いる地盤諸定数について

### 1. 概要

本資料は、原子炉建屋、タービン建屋、コントロール建屋及び廃棄物処理建屋（以下、「原子炉建屋等」という。）の地震応答解析に用いる水平成層地盤モデル及び物性値の諸定数の設定について説明するものである。

原子炉建屋等の地震応答解析に用いる初期地盤定数を表1-1に示す。水平成層地盤モデルにおける地層の構成は、深部より西山層、古安田層及び新期砂層であり、建設工認時の6,7号機原子炉建屋の直下におけるボーリング（以下、「炉心ボーリング」という。）の結果に基づき設定している。表1-1に示す各地層の地盤物性値は、前述のとおり、炉心ボーリングの結果に基づき設定しているものであり、建設工認時より変更はない。また、各地層のせん断剛性のひずみ依存特性  $G/G_0 \sim \gamma$  曲線及び減衰定数のひずみ依存特性  $h \sim \gamma$  曲線は、設置変更許可申請書にも記載されている。これらの地盤物性値の設定根拠を以降の「2. 地盤調査結果及び試験結果」及び「3. 解析に用いる地盤の物性値」に示す。

表 1-1 初期地盤定数

| 標高<br>T. M. S. L.<br>(m) | 地層   | せん断波<br>速度<br>$V_s$<br>(m/s) | 単位体積<br>重量<br>$\gamma_t$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | ポアソン比<br>$\nu$ | せん断剛性の<br>ひずみ依存性<br>$G/G_0 \sim \gamma$ 曲線 | 減衰定数の<br>ひずみ依存性<br>$h \sim \gamma$ 曲線<br>(%) |
|--------------------------|------|------------------------------|--------------------------------------------------|----------------|--------------------------------------------|----------------------------------------------|
| +12.0                    | 新期砂層 | 150                          | 16.1                                             | 0.347          | $1/(1+10.95\gamma^{0.81})$                 | $\gamma/(0.031\gamma+0.002)$                 |
| +8.0                     |      | 200                          | 16.1                                             | 0.308          |                                            |                                              |
| +4.0                     | 古安田層 | <u>330</u>                   | 17.3                                             | <u>0.462</u>   | $1/(1+5.39\gamma^{0.77})$                  | $24.8\gamma^{0.56}$                          |
| -6.0                     | 西山層  | <u>490</u>                   | <u>17.0</u>                                      | <u>0.451</u>   | $1/(1+4.10\gamma^{1.37})$                  | $25.0\gamma^{0.94}+0.7$                      |
| -33.0                    |      | <u>530</u>                   | <u>16.6</u>                                      | <u>0.446</u>   |                                            |                                              |
| -90.0                    |      | <u>590</u>                   | <u>17.3</u>                                      | <u>0.432</u>   |                                            |                                              |
| -136.0                   |      | <u>650</u>                   | <u>19.3</u>                                      | <u>0.424</u>   |                                            |                                              |
| -155.0                   | 椎谷層  | <u>720</u>                   | <u>19.9</u>                                      | <u>0.416</u>   | $1/(1+5.76\gamma^{0.69})$                  | $\gamma/(0.065\gamma+0.004)+0.7$             |
| $\infty$                 |      |                              |                                                  |                |                                            |                                              |

注記\*1：引用元にてSI単位となっていない数値はSI単位化している。

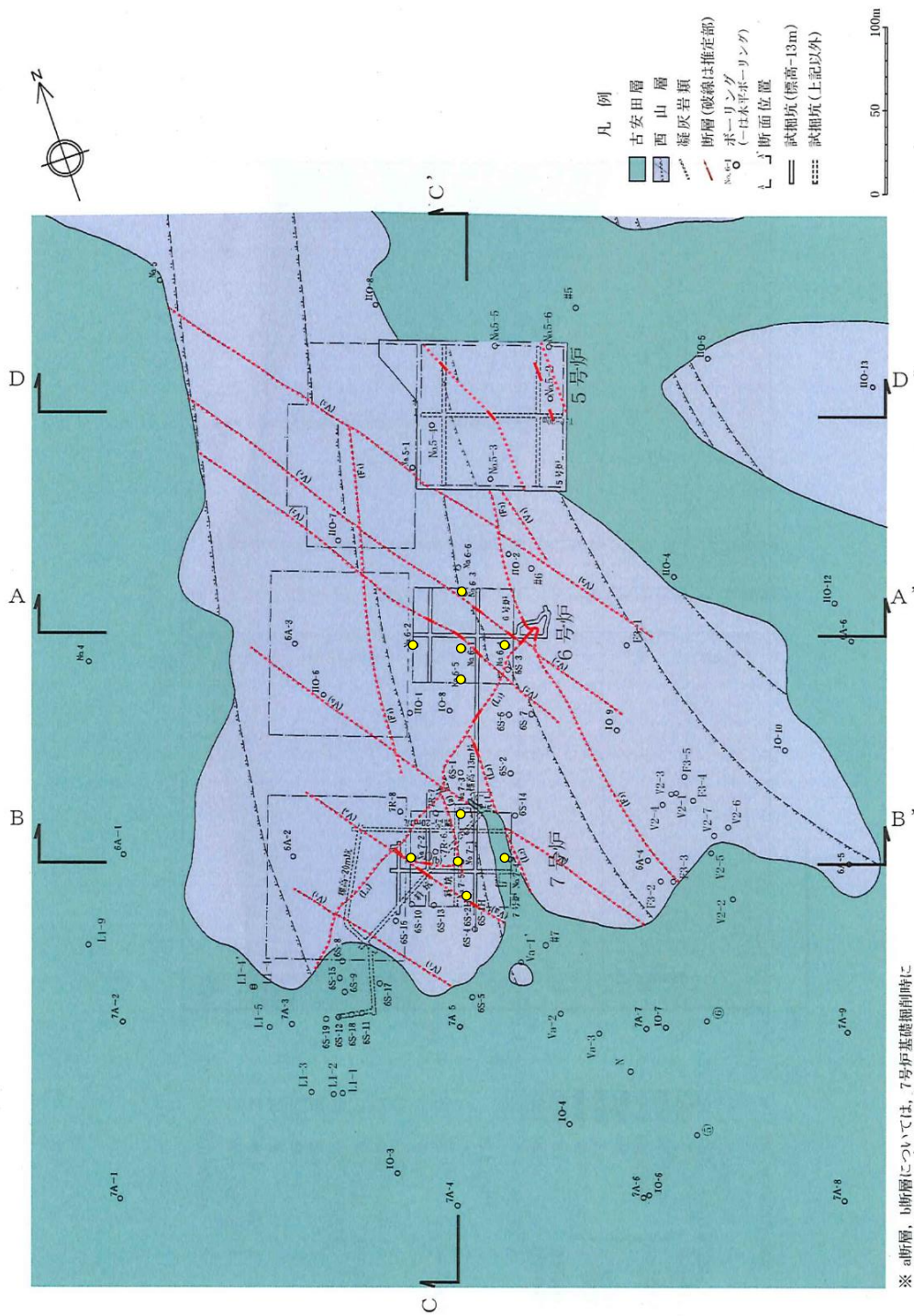
\*2：ハッチング箇所は、設置変更許可申請書に記載されている。

\*3：下線箇所は、炉心ボーリングに基づき設定している。

## 2. 地盤調査結果及び試験結果

### 2.1 地盤調査結果

原子炉建屋等の地震応答解析に用いる水平成層地盤モデルの設定根拠である炉心ボーリングの位置を図2-1に示す。



※ a断層, b断層については, 7号炉基礎掘削時にすべて取り除いており, 現在は存在しない。  
 ※ 5号炉の地質水平断面については, 5号炉試掘坑 (標高-25m~-30m) の水平断面を記載。

第3.4.2-8図 大湊側地質水平断面図 (標高-13m)

● : 炉心ボーリングの位置を示す。

図2-1 地質断面及び炉心ボーリングの位置



## 2.2 試験結果

解析に用いる地盤物性値は、せん断波速度（以下、「S波速度」という。） $V_s$ 、粗密波速度（以下、「P波速度」という。） $V_p$ 、単位体積重量 $\gamma_t$ 、ポアソン比 $\nu$ であり、その物性値は炉心ボーリングから採取した試料による試験結果と炉心ボーリングを用いて実施したP S 検層結果を基に設定しており、試験結果は建設工認時と同一である。表2-1に地盤物性値の設定根拠を示す。

S波速度 $V_s$ 及びP波速度 $V_p$ はP S 検層結果または超音波速度試験結果から、単位体積重量 $\gamma_t$ は炉心ボーリングから採取した試料による物理試験結果から設定し、ポアソン比 $\nu$ はS波速度 $V_s$ 及びP波速度 $V_p$ を用いた評価式により設定している。以降に各地層の物性値の設定根拠を示す。

表2-1 地盤物性値の設定根拠

| 地層   | 地盤物性値                                   | 試験名      | 備考                     |
|------|-----------------------------------------|----------|------------------------|
| 西山層  | 単位体積重量 $\gamma_t$                       | 物理試験     | 「3.1 西山層の物性値」に設定根拠を示す  |
|      | S波速度 $V_s$<br>P波速度 $V_p$<br>ポアソン比 $\nu$ | P S 検層結果 | 「3.1 西山層の物性値」に設定根拠を示す  |
| 古安田層 | 単位体積重量 $\gamma_t$                       | 物理試験     | 設置変更許可申請書に記載がある        |
|      | S波速度 $V_s$<br>P波速度 $V_p$<br>ポアソン比 $\nu$ | P S 検層結果 | 「3.2 古安田層の物性値」に設定根拠を示す |
| 新期砂層 | 単位体積重量 $\gamma_t$                       | 物理試験     | 設置変更許可申請書に記載がある        |
|      | S波速度 $V_s$<br>P波速度 $V_p$<br>ポアソン比 $\nu$ | 超音波速度試験  | 「3.3 新期砂層の物性値」に設定根拠を示す |

### 3. 解析に用いる地盤の物性値

#### 3.1 西山層の物性値

西山層の物性値のうち、せん断剛性のひずみ依存特性  $G/G_0 \sim \gamma$  曲線及び減衰定数のひずみ依存特性  $h \sim \gamma$  曲線は設置変更許可申請書に記載されたものと同一であり、建設工認時より変更はない。

一方で、その他の物性値は、建設工認時より変更はないが、設置変更許可申請書には記載がないため、主にこれらの設定根拠を以降に示す。

西山層の解析に用いる地盤の物性値の設定にあたっては、地盤の深度方向に物性の変化が認められることから、S波速度に着目して解放基盤表面までの間を4層に分割している。

##### (1) S波速度 $V_s$ 及びP波速度 $V_p$ の設定

図3-1に西山層のS波速度  $V_s$  及びP波速度  $V_p$  の深度方向分布を示し、これに基づきS波速度  $V_s$  及びP波速度  $V_p$  は、炉心ボーリングを用いて実施したPS検層の結果を層区分毎に平均することにより設定している。

##### (2) 単位体積重量 $\gamma_t$ の設定

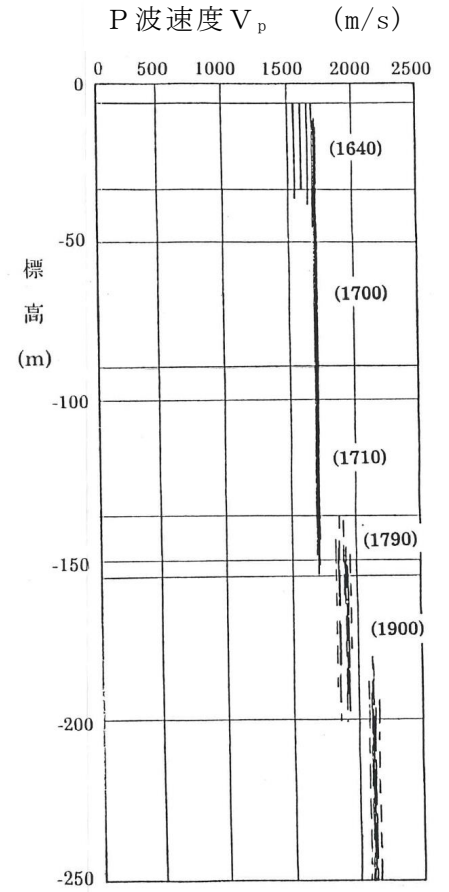
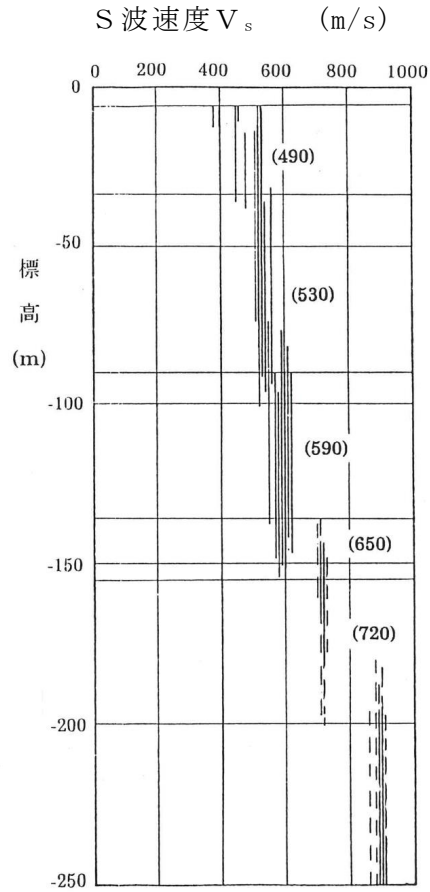
図3-2に西山層における単位体積重量の深度方向分布を示し、これに基づき単位体積重量  $\gamma_t$  は、採取した試料による物理試験の結果を層区分毎に平均することにより設定している。

##### (3) ポアソン比 $\nu$ の設定

S波速度  $V_s$  及びP波速度  $V_p$  を用いて次式により設定している。

$$\nu = \frac{0.5 \cdot \left( \frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 1}{\left( \frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 1}$$

| 標高<br>T. M. S. L.<br>(m) | 地層   |
|--------------------------|------|
| +12.0                    | 新期砂層 |
| +8.0                     |      |
| +4.0                     | 古安田層 |
| -6.0                     | 西山層  |
| -33.0                    |      |
| -90.0                    |      |
| -136.0                   |      |
| -155.0                   |      |
| -155.0                   | 椎谷層  |



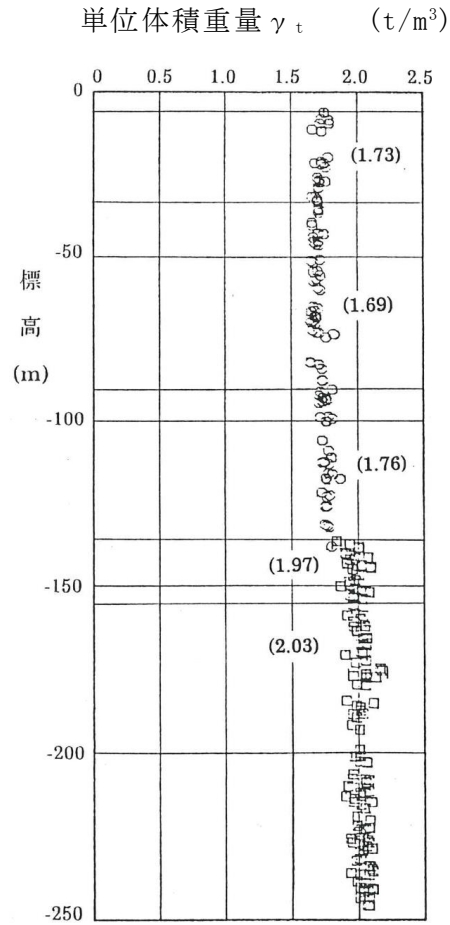
( ) 内の数値は設定値を示す。

(a) S 波速度  $V_s$  の分布

(b) P 波速度  $V_p$  の分布

図 3-1 西山層の S 波速度  $V_s$  及び P 波速度  $V_p$  の設定値

| 標高<br>T. M. S. L.<br>(m) | 地層   |
|--------------------------|------|
| +12.0                    | 新期砂層 |
| +8.0                     |      |
| +4.0                     | 古安田層 |
| -6.0                     | 西山層  |
| -33.0                    |      |
| -90.0                    |      |
| -136.0                   |      |
| -155.0                   | 椎谷層  |



( ) 内の数値は設定値を示す。

単位体積重量  $\gamma_t$  の分布

図 3-2 西山層の単位体積重量  $\gamma_t$  の設定値

### 3.2 古安田層の物性値

古安田層の物性値のうち，単位体積重量 $\gamma_t$ ，せん断剛性のひずみ依存特性 $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線及び減衰定数のひずみ依存特性 $h \sim \gamma$ 曲線は設置変更許可申請書に記載されたものと同じであり，建設工認時より変更はない。

一方で，その他の物性値は，建設工認時より変更はないが，設置変更許可申請書には記載がないため，主にこれらの設定根拠を以降に示す。

#### (1) S波速度 $V_s$ 及びP波速度 $V_p$ の設定

図3-3に古安田層の弾性波速度の深度方向分布を示し，これに基づきS波速度 $V_s$ 及びP波速度 $V_p$ は，炉心ボーリングを用いて実施したPS検層の結果を平均することにより設定している。

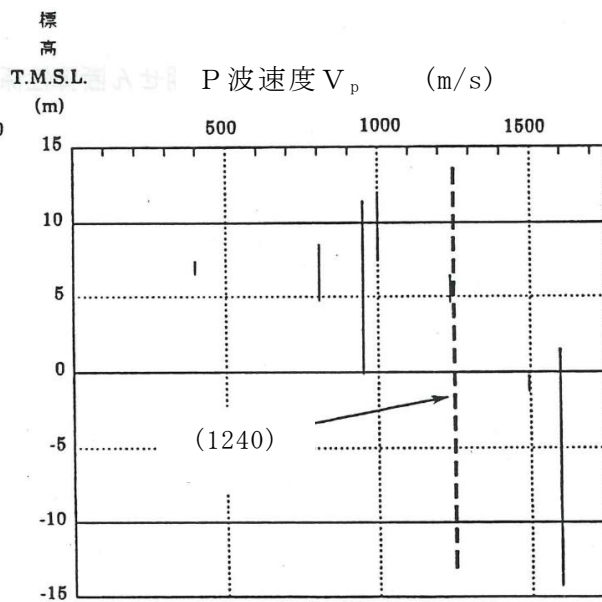
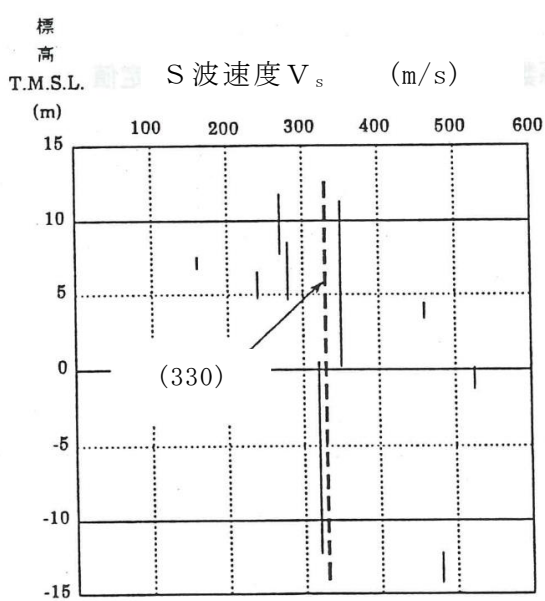
#### (2) 単位体積重量 $\gamma_t$ の設定

採取した試料による物理試験の結果を平均することにより設定しており，三軸圧縮試験の供試体の単位体積重量の平均値を用いた。

#### (3) ポアソン比 $\nu$ の設定

せん断波速度 $V_s$ ，P波速度 $V_p$ を用いて次式により設定している。

$$\nu = \frac{0.5 \cdot \left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1}{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1}$$



( ) 内の数値は設定値を示す。

(a) S波速度  $V_s$  の分布

(b) P波速度  $V_p$  の分布

図3-3 古安田層のS波速度  $V_s$  及びP波速度  $V_p$  の設定値

### 3.3 新期砂層の物性値

新期砂層の物性値のうち，単位体積重量 $\gamma_t$ ，せん断剛性のひずみ依存特性 $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線及び減衰定数のひずみ依存特性 $h \sim \gamma$ 曲線は設置変更許可申請書に記載されたものと同じであり，建設工認時より変更はない。

一方で，S波速度 $V_s$ ，P波速度 $V_p$ 及びポアソン比 $\nu$ は，建設工認時より変更はないが，設置変更許可申請書には記載がないため，主にこれらの設定根拠を以降に示す。

#### (1) ポアソン比 $\nu$ の設定

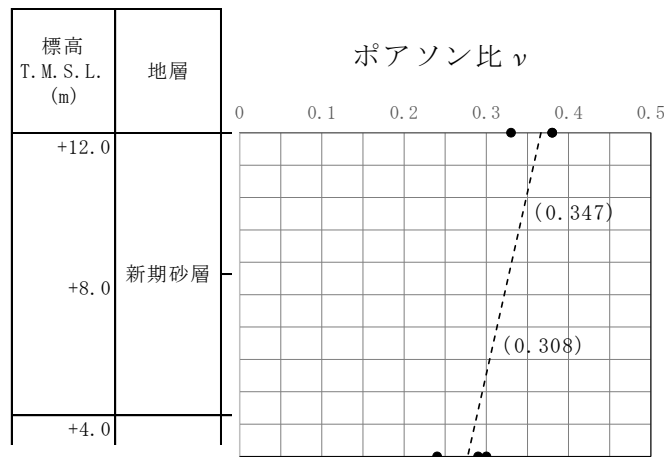
採取した試料による超音波速度試験の結果を基に設定しており，図3-4に示すように，ポアソン比 $\nu$ は拘束圧によって増加または減少する傾向が認められたことから，新期砂層を上下二層に分け，各層の層厚の中心における拘束圧に対応したポアソン比 $\nu$ を設定している。

#### (2) S波速度 $V_s$ 及びP波速度 $V_p$ の設定

前述のポアソン比 $\nu$ 及び超音波速度試験により設定した初期せん断弾性係数 $G_0$ と等価なS波速度 $V_s$ 及びP波速度 $V_p$ を求め設計値として設定している。

#### (3) 単位体積重量 $\gamma_t$ の設定

採取した試料による物理試験の結果を層区分毎に平均することにより設定しており，三軸圧縮試験の供試体の単位体積重量の平均値を用いた。



●は超音波速度試験結果を示す。  
 ( ) 内の数値は設定値を示す。

図3-4 新期砂層のポアソン比  $\nu$  の設定値