

(参考資料 3) 地下水位低下設備 (既設) について

1. 概要

本資料は、再現解析においてモデル化している 1, 2 号機の地下水位低下設備 (既設) について説明する。なお、地下水位低下設備 (既設) については、設計地下水位の設定 (予測解析) において、その機能を期待しない。

2. 設備の構造等

地下水位低下設備 (既設) は、各建物周囲の岩盤上に設置されたサブドレーン (有孔塩ビ管, $\phi 150\text{mm}$), 集水管 (有孔ヒューム管, $\phi 600\text{mm}$ 及び $\phi 300\text{mm}$) を介してサブドレーンピットに集水し, 揚水ポンプ・配管を介して構内排水路へ排水する構造となっている。図 2-1 に地下水位低下設備 (既設) の平面図を, 図 2-2 にサブドレーン及び集水管の設置断面図を示す。

サブドレーンピットの水位は、原子炉建物の基礎底面高さ (EL-4.7m) より低い EL-5.9m ~ EL-7.2m を通常運転状態の水位として運用している。サブドレーンピットの水位が、通常運転状態の水位を超える EL-5.9m 以上に上昇すると、水位センサーが検知して揚水ポンプを起動し、図 2-3 に示すように水位の上昇に合わせて順次起動することにより、EL-7.2m まで水位を低下させる。揚水ポンプは保守点検のルールを定めて運用しており、定期的な巡視・点検を実施し、地震後は速やかに設備点検を実施し状況を確認している。

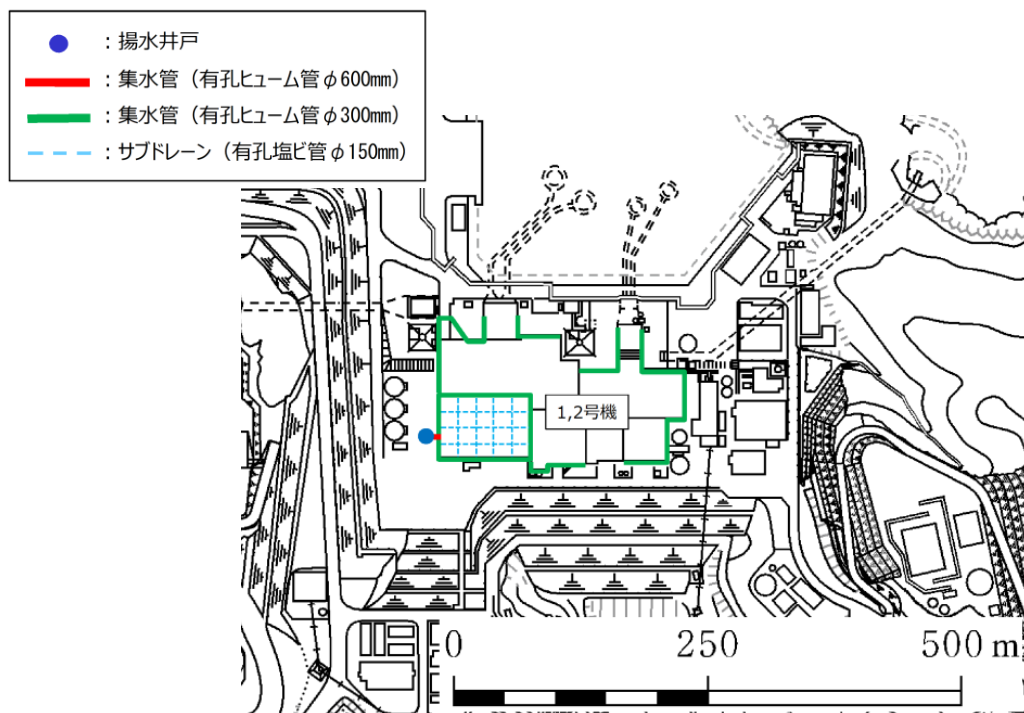


図 2-1 地下水低下設備 (既設) 平面図

(参考) 3-1

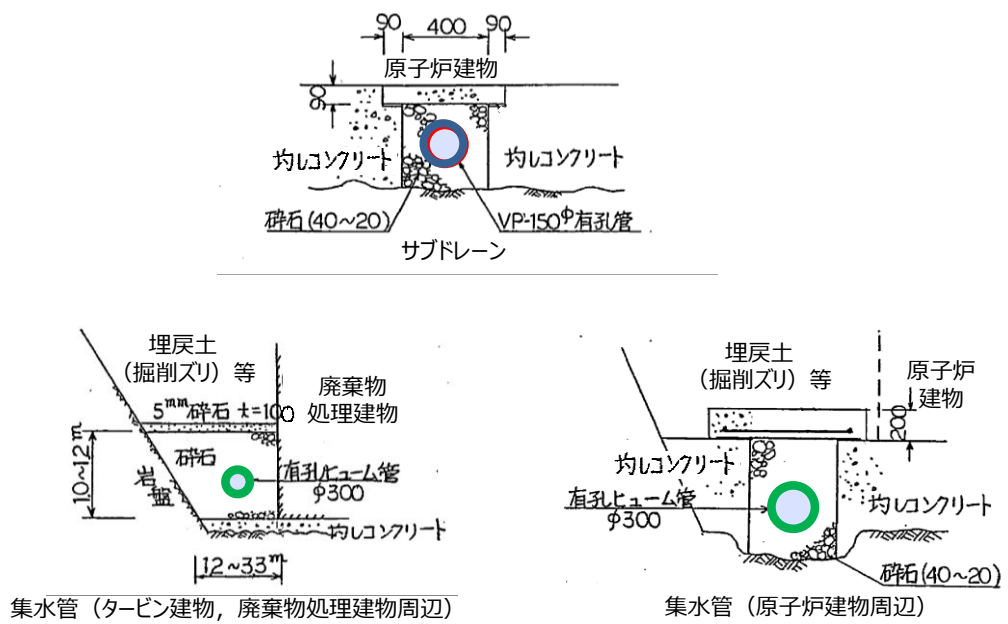


図 2-2 サブドレーン及び集水管の設置断面図

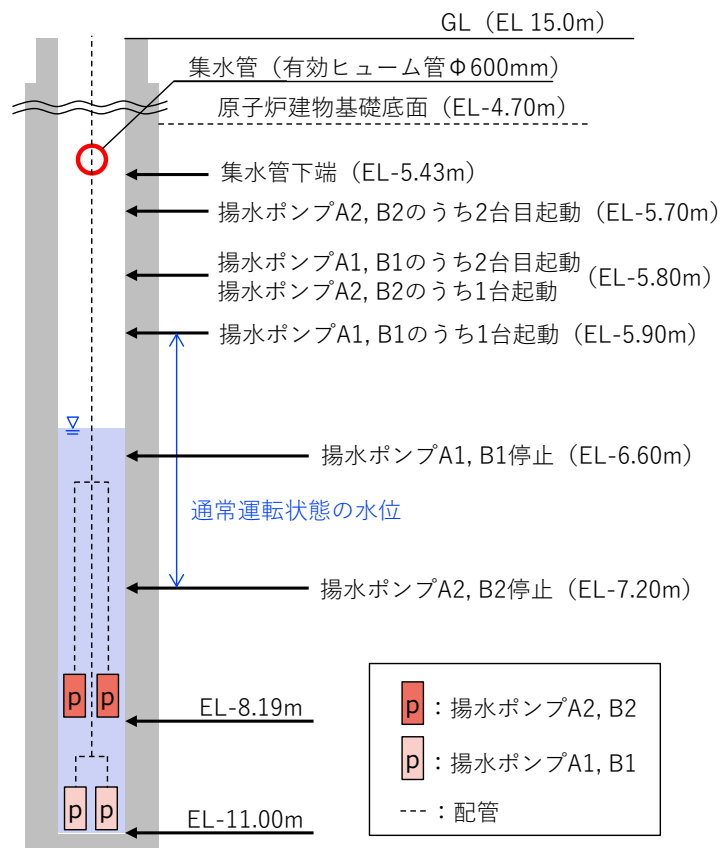


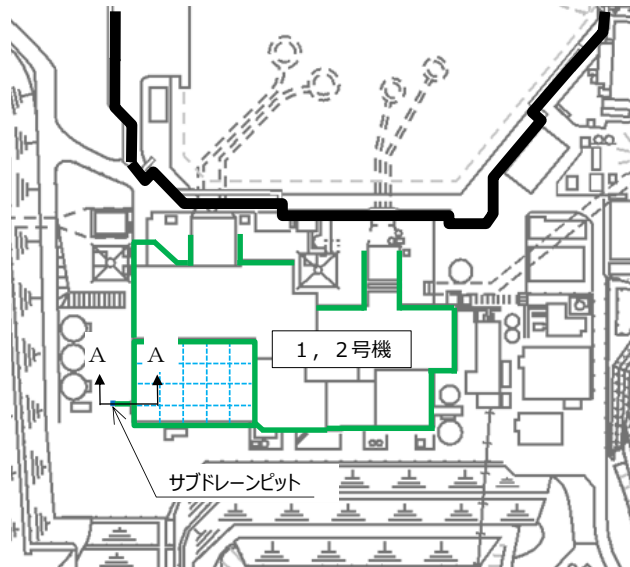
図 2-3 サブドレーンピット揚水ポンプの運転条件

(参考) 3-2

3. サブドレーンピットの地震時の影響について

サブドレーンピット周辺はコンクリートで埋戻しているため、地震時に当該構造物の損壊を想定した場合においても影響を及ぼす隣接構造物はない。

サブドレーンピット周辺の埋戻状況を図 3-1 に示す。



サブドレーンピット位置

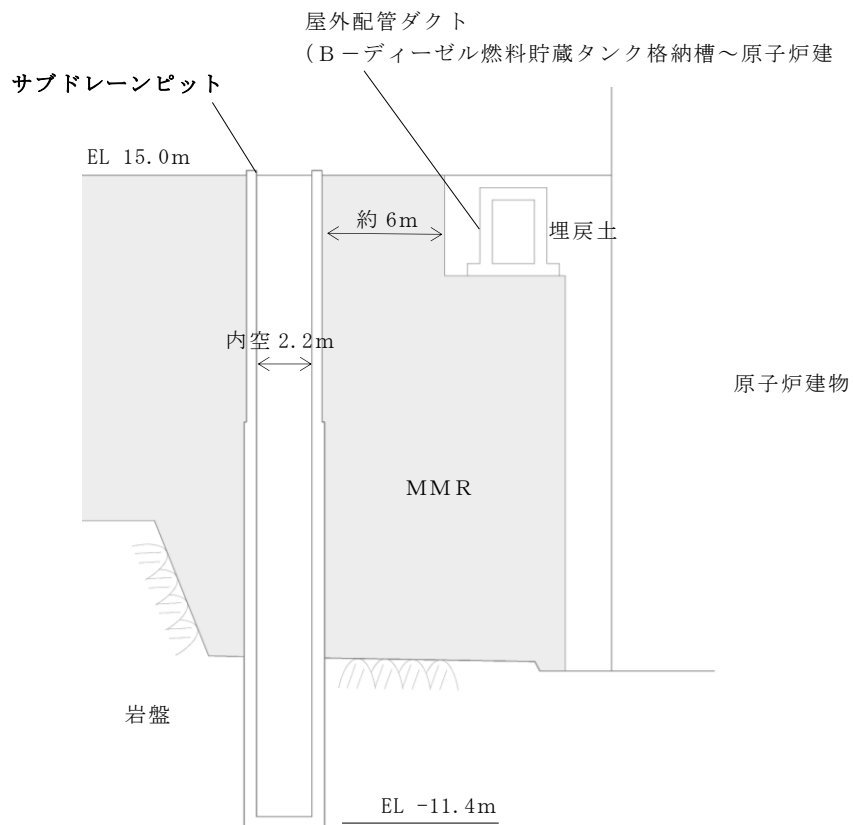


図 3-1 サブドレーンピット断面図 (A-A 断面)
(参考) 3-3

4. 2号機再稼働後の地下水位低下設備（既設）の運用について

設計揚圧力及び設計地下水位の設定にあたっては、地下水位低下設備（既設）には期待しない条件での浸透流解析により地下水位を設定している。図 4-1 に示すようにドレーン（新設）はドレーン（既設）より十分下方に設置することから、地下水位低下設備（新設）が機能した状態においては、図 4-2(1), (2) に示すように 2号機原子炉建物付近の解析水位はドレーン（既設）よりも下方に位置する。従って、地下水位低下設備（新設）の運用開始後においてはドレーン（既設）の有無による地下水位への影響は無い。また、図 4-3 に揚水ポンプ（既設）による地下水排水量を示す。地下水位低下設備（新設）の掘削開始以降、工事に伴う仮設排水ポンプの稼働により、揚水ポンプ（既設）による地下水排水量は減少し、揚水井戸（新設）の掘削完了後以降の豪雨時（2021年7月12日）においてもサブドレーンピットへの地下水の流入は無い。以上のことから、地下水位低下設備（新設）の運用開始後においては地下水位低下設備（既設）の機能を停止し、サブドレーンピットをコンクリートにより閉塞する。

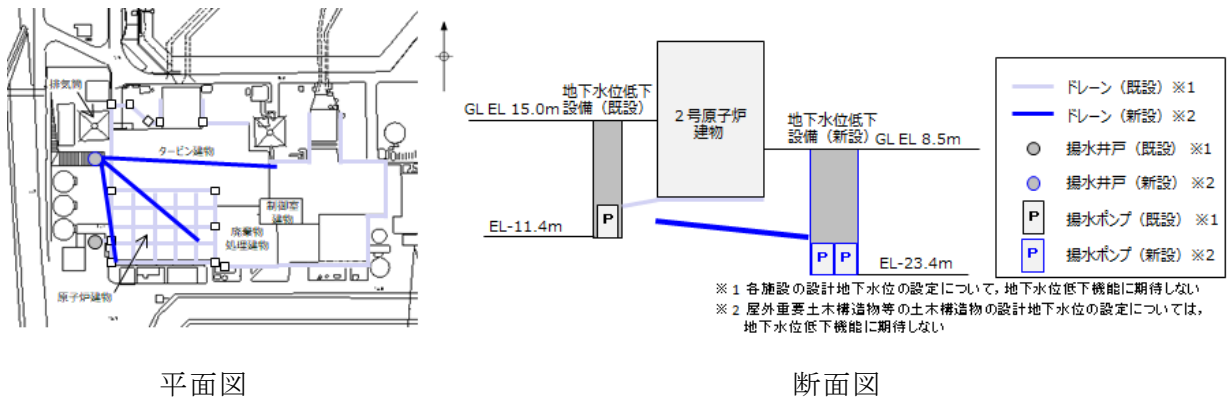


図 4-1 地下水位低下設備の概要

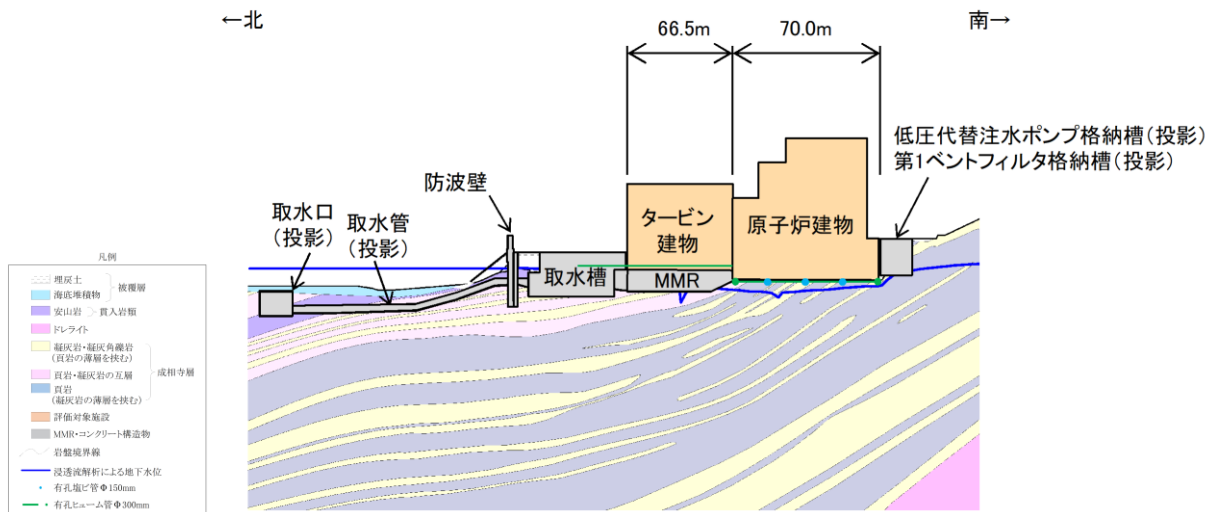


図 4-2(1) 原子炉建物及びタービン建物の地下水位分布（南北）
（参考） 3-4

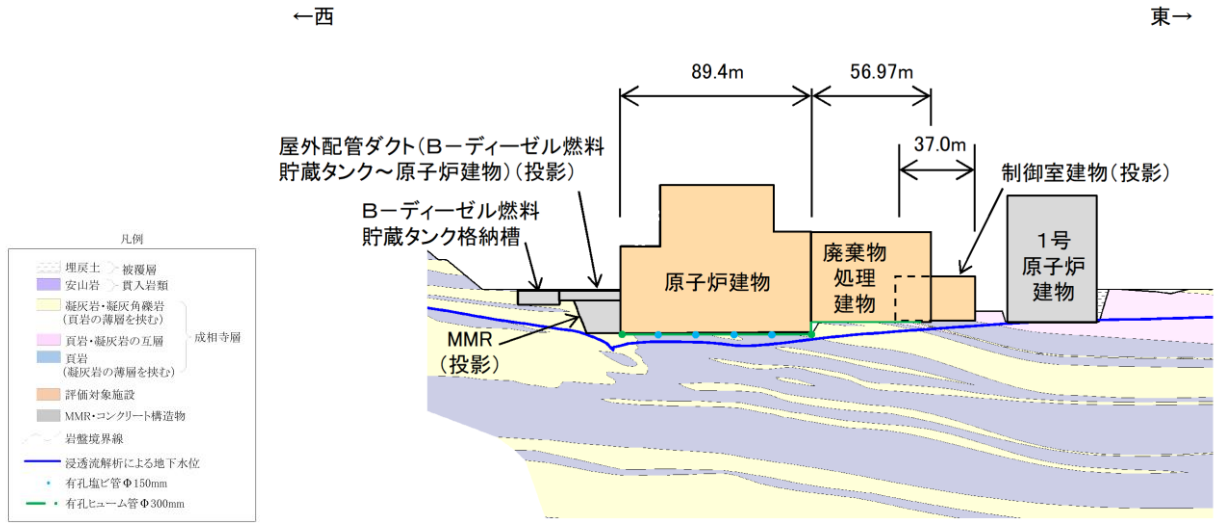
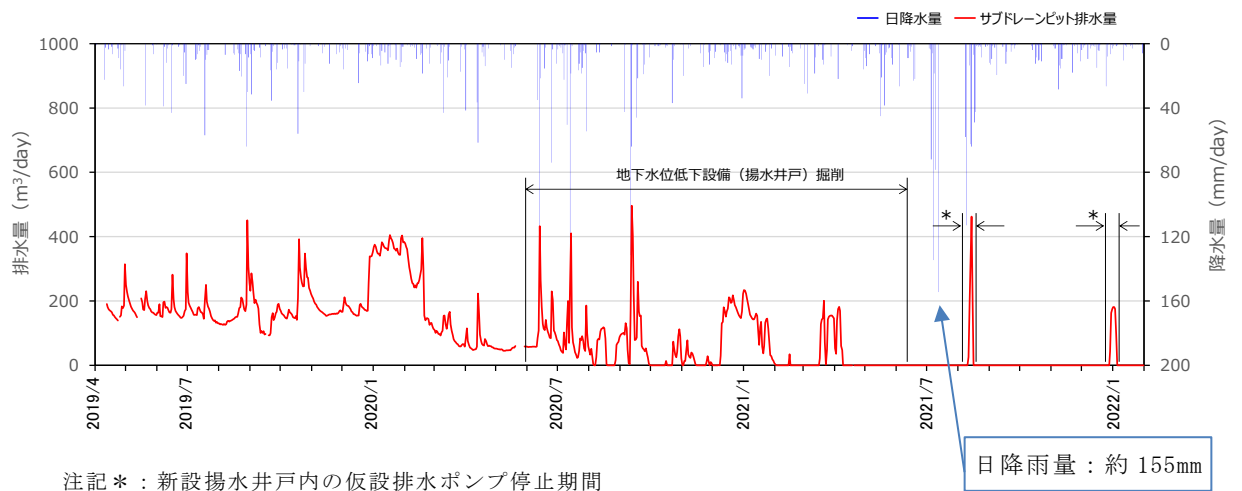


図 4-2(2) 原子炉建物，廃棄物処理建物及び制御室建物の地下水位分布（東西）



注記*：新設揚水井戸内の仮設排水ポンプ停止期間

図 4-3 揚水ポンプ（既設）排水量

(参考) 3-5

(参考資料 4) 非定常解析の降雨に対する感度向上についての取り組み

1. 概要

設計地下水位の設定においては、降雨条件に保守性を持たせた定常解析による予測解析に基づき設定する方針としており、非定常解析については解析モデルの妥当性検証のために補足的に実施する位置付けとして、設置許可段階においては、再現解析（定常解析）に加え、観測降雨を与える再現解析（非定常解析）を実施していた。その結果、降雨時の解析水位の感度が観測水位と比較して小さい傾向が確認された。

上記を踏まえ、本資料では、再現解析（非定常解析）における降雨時の解析水位の感度が小さい要因を分析し、感度向上を目的とした検討内容及び結果について説明する。

ここで、本資料に記載する浸透流解析の一覧を表 1-1 に示す。

表 1-1 浸透流解析一覧

解析種別		実施時期	内容	以降の記載方法
再現解析	定常解析	設置許可時	モデルの妥当性確認のため実施	再現解析①
	非定常解析	設置許可時	再現解析①の参考として実施	再現解析②
		詳細設計時	再現解析②を踏まえ、降雨時の解析水位の感度向上を目的として実施（今回実施）	再現解析③

2. 再現解析（非定常解析）の感度向上のための検討

2.1 降雨に対する感度向上に寄与する要因の分析

再現解析②の解析モデルでは、地表面への降雨は構内排水路を介して海へ排水されることから、舗装範囲については降雨の地下への浸透を考慮していない。実際には、工事中の掘削等の影響により、地表面から降雨が浸透することも想定されることから、地表面からの降雨の浸透が再現解析（非定常解析）の感度向上に寄与する一因として推察される。

2.2 感度向上のための検討内容

(1) 境界条件

再現解析③では、検証期間中に施工中であった安全対策工事に伴う舗装の撤去・掘削等による地表面の状況を踏まえ、降雨の地下への浸透について考慮する。

浸透を考慮する舗装範囲は、工事状況が時々刻々と変化することを踏まえ、舗装の全範囲とする。

(2) 検証期間

解析水位と観測水位を比較するための検証期間は、地下水位観測開始以降で、一定期間の観測水位データが概ね連続的に取得されている2016年4月～2016年11月とする。なお、本期間以降は、地盤改良等の安全対策工事に起因する水位変動の影響が否定できないことから、解析期間として選定しない。

表2-1に、今回実施する再現解析③とこれまで実施した再現解析①及び再現解析②とのモデル概要の比較を示す。

表 2-1 再現解析のモデル概要比較

項目	再現解析① モデル	再現解析② モデル	再現解析③ モデル
目的	モデル化の妥当性を確認 (観測記録の再現性を確保)	モデル化の妥当性を確認するための参考として実施 (再現解析②の感度向上)	
解析コード	Dtransu-3D・EL, バージョン: ver.2af90MP		
解析領域	<p>敷地を取り囲む分水嶺までを解析範囲とする</p> <p>1, 2号機エリア</p> <p>3号機エリア</p>		
格子数	<ul style="list-style-type: none"> 平面格子数: 1, 2号機エリア: 約 2.1 万 3号機エリア: 約 2.4 万 総格子数: 1, 2号機エリア: 約 121 万 3号機エリア: 約 138 万 格子寸法: 1~40m 程度 (構造物近傍は最小 1m 程度, 山側領域は 40m 程度) 		
解析種別	定常解析	非定常解析	
検証期間	2016年4月~2018年8月	2016年4月~2016年11月	
降雨条件	構内観測所における年平均降水量 1,540mm/年を定常的に与える	構内観測所における検証期間中の降水量を経時的に与える	
モデル (地形)	検証期間に対応した状態		
モデル (地盤)	検証期間に対応した状態		
モデル (構造物)	検証期間に対応した状態		
モデル (ドレーン)	ドレーン (既設) を管路として考慮		
境界条件	実態に則した設定 <ul style="list-style-type: none"> 山側: 閉境界 海側: H.W.L. (EL 0.46m) に水位固定 ドレーン: 管路としてモデル化 	感度向上を目的とした設定 <ul style="list-style-type: none"> 山側: 閉境界 海側: H.W.L. (EL 0.46m) に水位固定 ドレーン: 管路としてモデル化 安全対策工事の実施状況を踏まえて舗装範囲の見直し 	
透水係数	透水試験, 粒度試験*1及び文献値*2		
有効間隙率	物理試験及び文献値*3		

注記*1: 土質試験の方法と解説に基づき設定

*2: 管理型廃棄物物理立護岸 設計・施工・管理マニュアル (改訂版) に基づき設定

*3: 河川堤防の構造検討の手引き (改訂版) に基づき設定

3. 解析結果

再現解析③について，図3-1に示す地下水位観測孔における解析水位を観測値と比較することにより，解析水位の降雨への感度を図3-2(1)～(7)のとおり確認した。また，再現解析②の結果についても併記した。

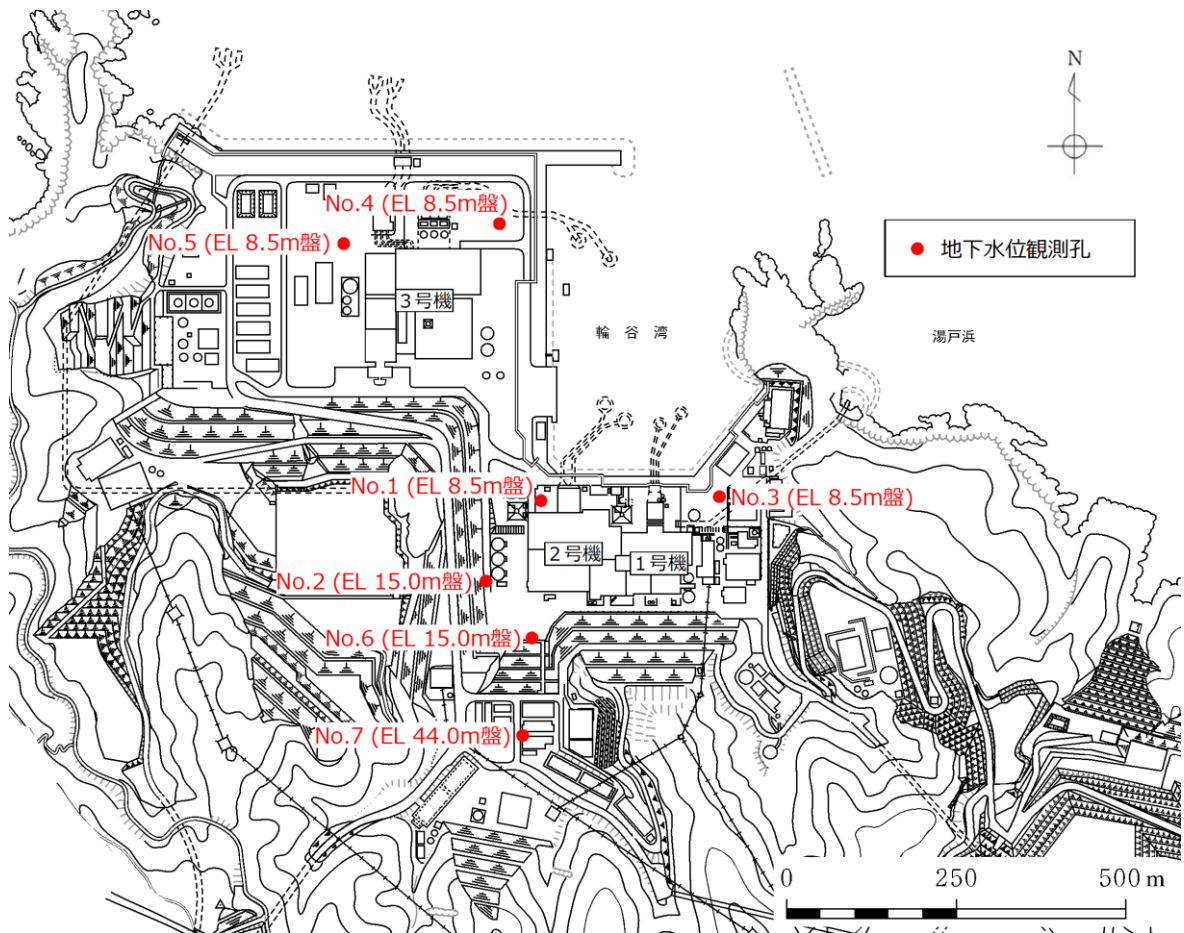


図3-1 地下水位観測孔位置図

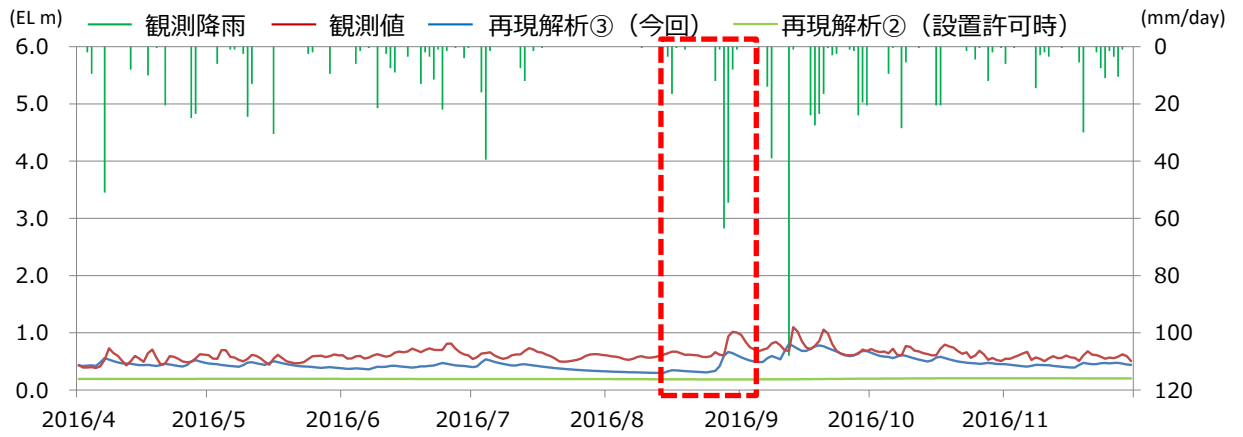


図 3-2(1) 地下水位の経時変化 (No. 1 孔)

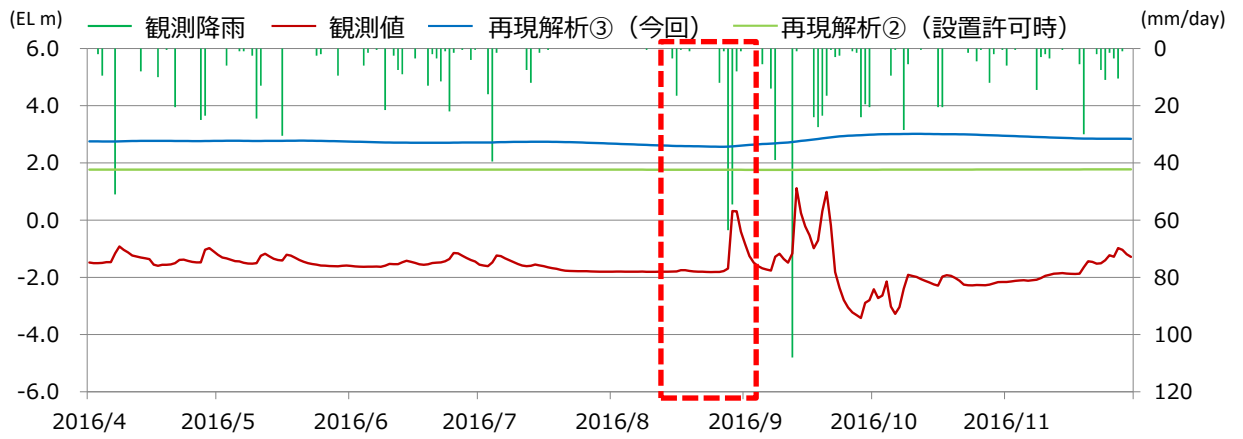


図 3-2(2) 地下水位の経時変化 (No. 2 孔)

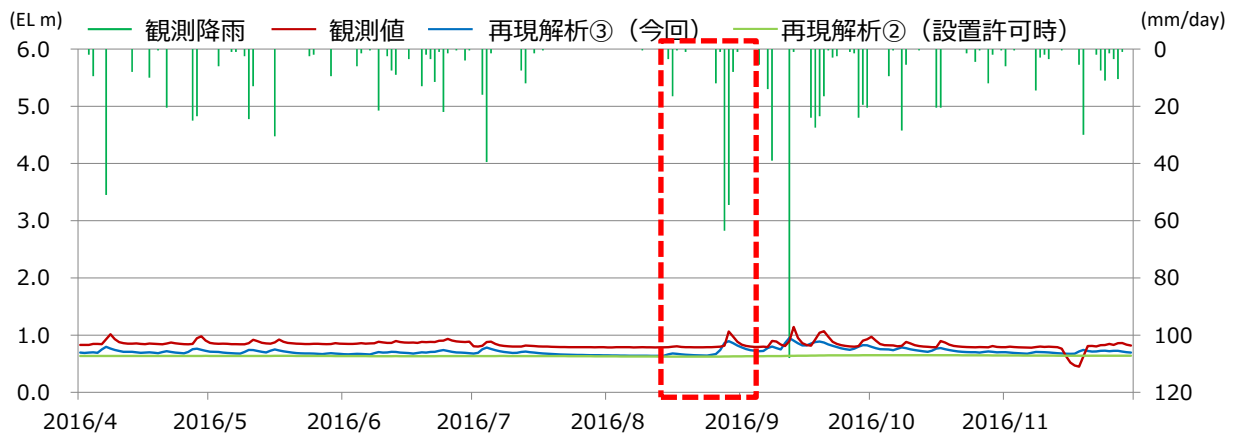


図 3-2(3) 地下水位の経時変化 (No. 3 孔)

(参考) 4-5

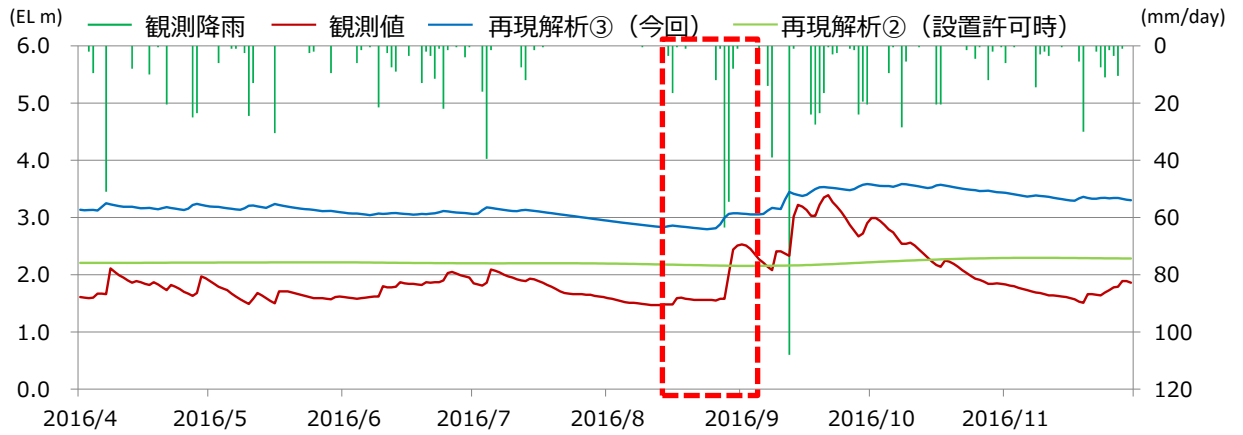


図 3-2(4) 地下水位の経時変化 (No. 4 孔)

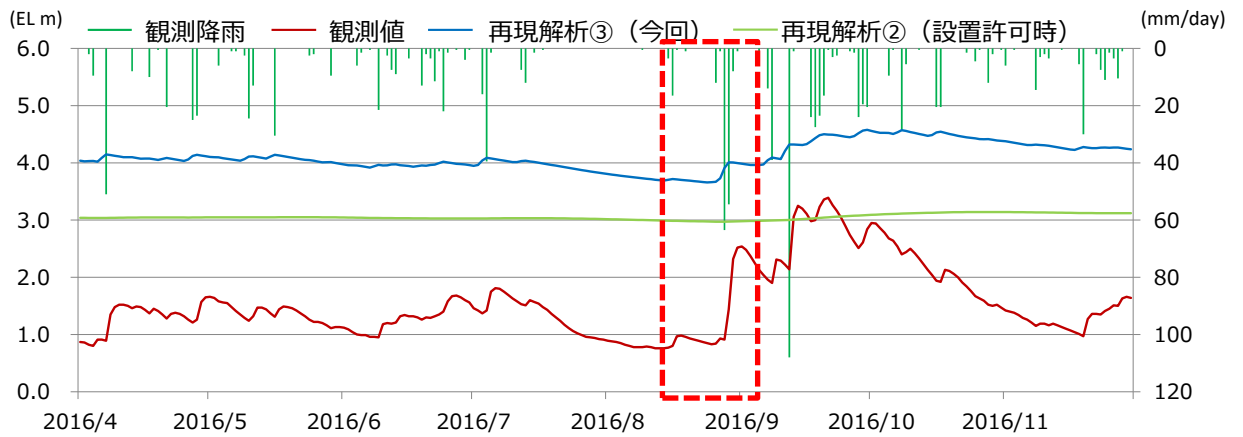


図 3-2(5) 地下水位の経時変化 (No. 5 孔)

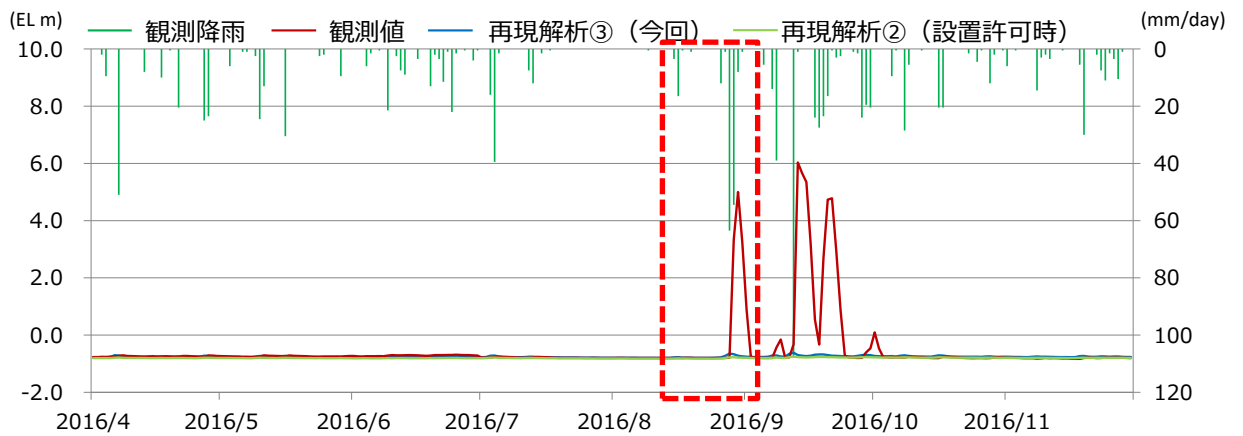


図 3-2(6) 地下水位の経時変化 (No. 6 孔)

(参考) 4-6

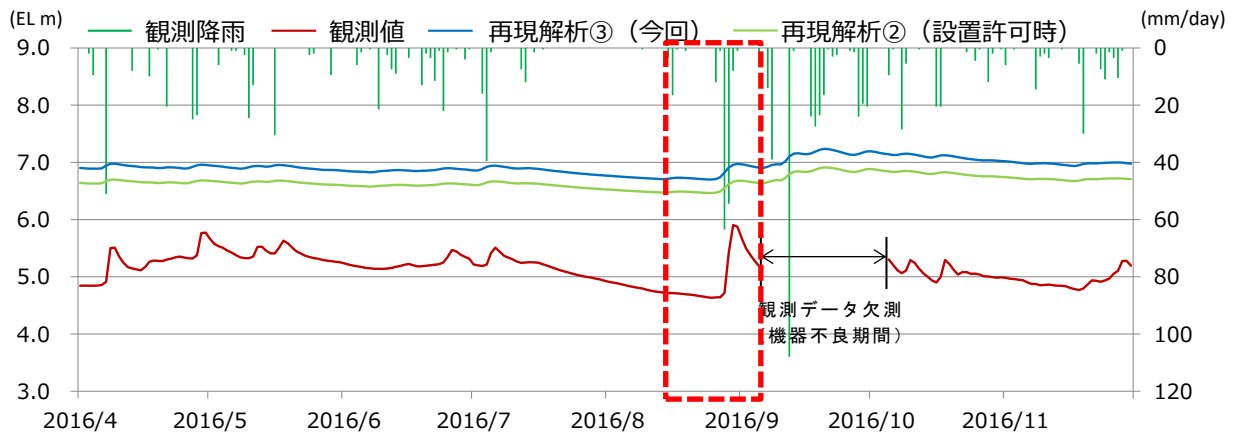


図 3-2(7) 地下水位の経時変化 (No. 7 孔)

再現解析③では、再現解析②と比較して、降雨に対する解析水位の感度が向上していることが確認された。No. 6 孔については、一部の期間において観測水位が降雨に伴い大きく変動しているものの、地下水位低下設備（既設）に近接する観測孔であり地下水位低下効果の影響が大きい範囲にあるため、それ以外の検証期間では、解析水位と観測水位の変動がいずれも小さい傾向にある。一部の期間において観測水位が降雨に伴い大きく変動している要因としては、観測孔周辺での工事状況等の影響により、一時的に雨水が観測孔に流入し易い状況であったことが推察される。

4. 非定常解析の感度向上に関する取り組み結果

今回実施した再現解析③では、設置変更許可時に実施した再現解析②から一部条件を変更し、降雨への感度分析を行った。図 3-2(1)～(7)の赤枠で示す期間（2016 年 8 月 14 日～9 月 5 日）での降雨時の水位変動を確認するため、表 4-1 に各地下水位観測孔における降雨前の地下水位と降雨期間中の最大地下水位との差を示す。その結果、観測孔によってばらつきは見られるものの、降雨時の地下水位の変動は、再現解析③では再現解析②に比べて大きい値を示していることから、再現解析②に比べて降雨に対する感度が向上していることを確認した。

以上のことから、非定常解析による降雨後の地下水位の変動の再現性には地表からの降雨の浸透による影響が大きいと判断される。その他の要因としては、敷地に広く分布している埋戻土の透水係数の影響が考えられるが、埋戻土の透水係数の不確かさを踏まえた確認を行った結果、感度に与える影響は小さいことを確認している。（補足 1 参照）

表 4-1 降雨時における地下水位変動の比較

観測孔 No.	降雨時*の水位変動（最大値）		
	再現解析② （設置許可時）	再現解析③ （今回）	観測水位
1	0.00m	0.37m	0.40m
2	0.00m	0.06m	2.12m
3	0.01m	0.25m	0.28m
4	0.03m	0.24m	1.05m
5	-0.02m	0.32m	1.78m
6	0.05m	0.15m	5.80m
7	0.21m	0.27m	1.18m

注記*：2016/8/14～2016/9/5

5. 非定常解析の位置付けについて

再現解析③では、降雨に対する感度向上が確認され、解析モデルが地下水位の時系列的な変動に対しても再現性があることが確認された。

今回の検討により再現解析（非定常解析）の参考としての位置付けは変わらず、設計地下水位の設定においては、降雨条件に保守性を持たせた定常解析による予測解析に基づき設定する方針としており、表 5-1 のとおり、検証期間全体を通して定常解析による予測解析の水位は再現解析③による解析水位及び観測水位を常に上回っていることから、設計地下水位は十分な保守性を有していることを確認している。

表 5-1 地下水位の比較

観測孔 No.	最高水位		
	再現解析③* （今回）	観測水位*	予測解析
1	EL 0.81m	EL 1.10m	EL 3.41m
2	EL 3.02m	EL 1.11m	EL 10.65m
3	EL 0.95m	EL 1.14m	EL 1.51m
4	EL 3.58m	EL 3.39m	EL 5.97m
5	EL 4.58m	EL 3.39m	EL 6.75m
6	EL-0.62m	EL 6.03m	EL 15.00m
7	EL 7.24m	EL 5.90m	EL 19.00m

注記*：検証期間中の最高値

(補足1) 埋戻土の透水係数の不確かさが地下水位変動に与える影響について

再現解析(非定常解析)の感度向上の取り組みとしては、工事状況を踏まえた地表からの雨水の浸透を考慮することにより改善を図っているが、ここでは埋戻土の透水係数の不確かさを踏まえた影響について確認を行う。

1. 埋戻土の透水係数の不確かさによる影響の確認方法

再現解析(非定常解析)における透水係数の不確かさによる降雨に対する感度への影響について、埋戻土の透水係数を大きく変化させた検討ケースにより確認を行う。

確認は表1-1に示す再現解析④により行うこととし、再現解析(非定常解析)において降雨に対して感度の良い結果が得られたNo.3観測孔及び比較的感度の悪いNo.2観測孔について確認する。

埋戻土の透水係数の不確かさを踏まえた再現解析(非定常解析)においては表1-2に示す、試験平均値により求めた解析用の透水係数を大きく増減させた値として、1/10倍及び10倍した透水係数を用いて確認する。

再現解析(非定常解析)の感度向上に向けた取り組みとして実施した再現解析③との解析条件の比較を表1-3に示す。

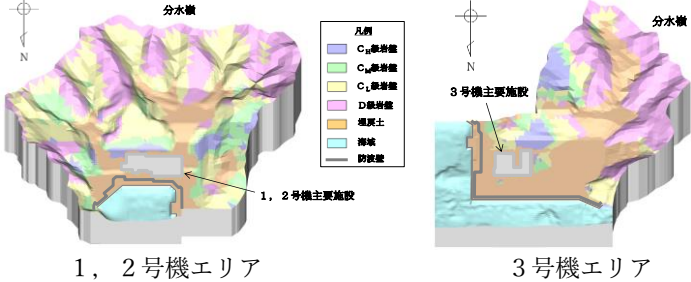
表1-1 再現解析実施内容

解析ケース名	解析種別	実施時期	内容
再現解析①	定常解析	設置許可時	モデルの妥当性確認のため実施
再現解析②	非定常解析	設置許可時	再現解析①の参考として実施
再現解析③		詳細設計時	再現解析②を踏まえ、降雨時の解析水位の感度向上を目的として実施
再現解析④			再現解析③の検証を踏まえ、埋戻土の透水係数の不確かさの影響を確認することを目的として実施(今回実施)

表 1-2 埋戻土の透水係数の不確かさの検討ケース

検討ケース	透水係数 (cm/s)		
再現解析③	標準値 (試験平均値)		2×10^{-1}
再現解析④	透水係数が高い場合	標準値 $\times 10$ 倍	2×10^0
	透水係数が低い場合	標準値 $\times 1/10$ 倍	2×10^{-2}

表 1-3 再現解析（非定常解析）の解析条件比較

項目	再現解析③ モデル	再現解析④ モデル
目的	モデル化の妥当性を確認するための参考として実施	
	再現解析②の感度向上（舗装範囲見直し）	透水係数の不確かさによる影響確認
解析コード	Dtransu-3D・EL, バージョン：ver.2af90MP	
解析領域	<p>敷地を取り囲む分水嶺までを解析範囲とする</p> 	
格子数	<ul style="list-style-type: none"> 平面格子数：1, 2号機エリア：約 2.1 万 3号機エリア：約 2.4 万 総格子数：1, 2号機エリア：約 121 万 3号機エリア：約 138 万 格子寸法：1~40m 程度（構造物近傍は最小 1m 程度，山側領域は 40m 程度） 	
解析種別	非定常解析	
検証期間	2016 年 4 月～2016 年 11 月	
降雨条件	構内観測所における検証期間中の降水量を経時的に与える	
モデル（地形）	検証期間に対応した状態	
モデル（地盤）	検証期間に対応した状態	
モデル（構造物）	検証期間に対応した状態	
モデル（ドレーン）	ドレーン（既設）を管路として考慮	
境界条件	<p>感度向上を目的とした設定</p> <ul style="list-style-type: none"> 山側：閉境界 海側：H.W.L. (EL 0.46m) に水位固定 ドレーン：管路としてモデル化 安全対策工事の実施状況を踏まえて舗装範囲の見直し 	
透水係数	透水試験，粒度試験* ¹ 及び文献値* ² より算定した標準値	標準値を大きく増減させた値 標準値×10 倍，標準値×1/10 倍
有効間隙率	物理試験及び文献値* ³	

注記*1：土質試験の方法と解説に基づき設定

*2：管理型廃棄物埋立護岸 設計・施工・管理マニュアル（改訂版）に基づき設定

*3：河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）に基づき設定

2. 埋戻土の透水係数の不確かさを踏まえた影響確認結果

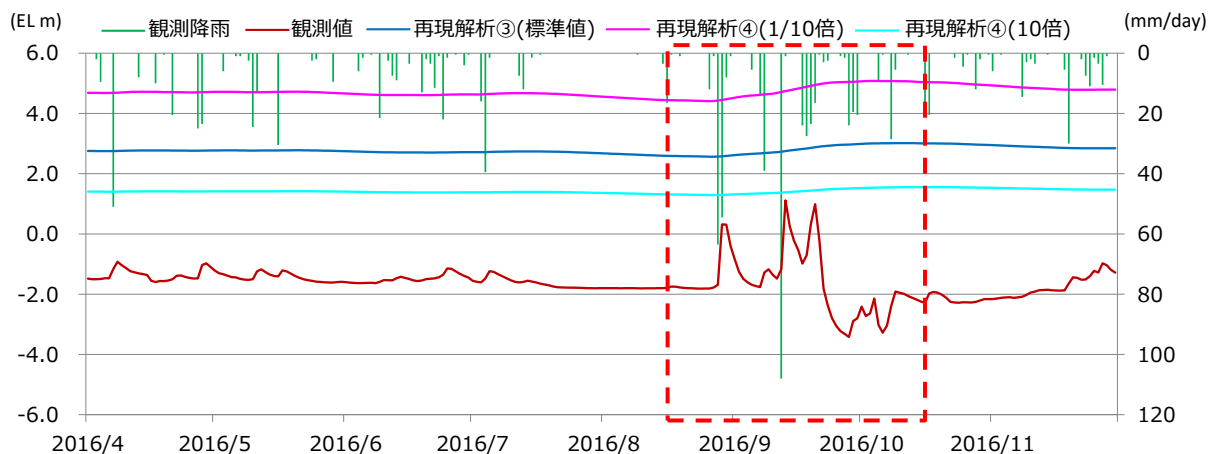
図 2-1 及び図 2-2 に埋戻土の透水係数の不確かさを踏まえた再現解析（非定常解析）結果を示す。

埋戻土の透水係数を 1/10 倍及び 10 倍した場合ともに降雨に対する地下水位の感度向上は確認できない。

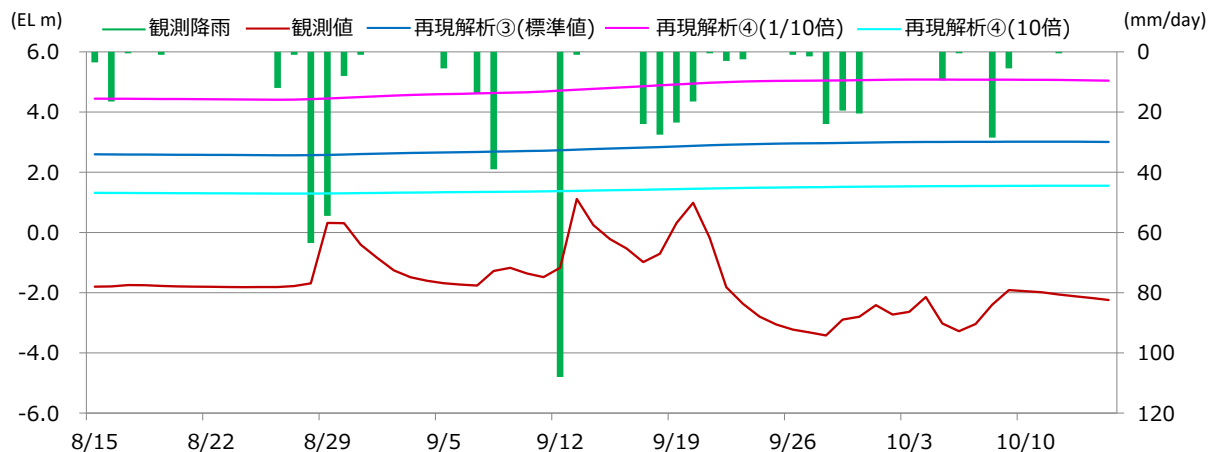
No. 2 観測孔においては、標準値を用いた解析水位に比べ、10 倍した場合の解析水位は観測水位との差が小さくなる傾向にあるが、降雨に対する感度は低下しており、1/10 倍した場合の解析水位は降雨に対する感度はわずかに向上しているものの、解析結果は観測水位との差が大きくなる傾向が確認できた。

No. 3 観測孔については 10 倍した場合の解析水位は降雨に対する感度は標準値を用いた解析水位と同程度であるが、解析水位と観測水位の差が大きくなる傾向が確認され、1/10 倍した場合については降雨に対する地下水位の感度は低下し、さらに解析水位と観測水位との差が大きくなる傾向が確認できた。

以上のことから再現解析（非定常解析）の感度向上に対しては、埋戻土の透水係数の不確かさによる影響は小さく、地表面からの降雨の浸透による影響が大きいことを確認した。

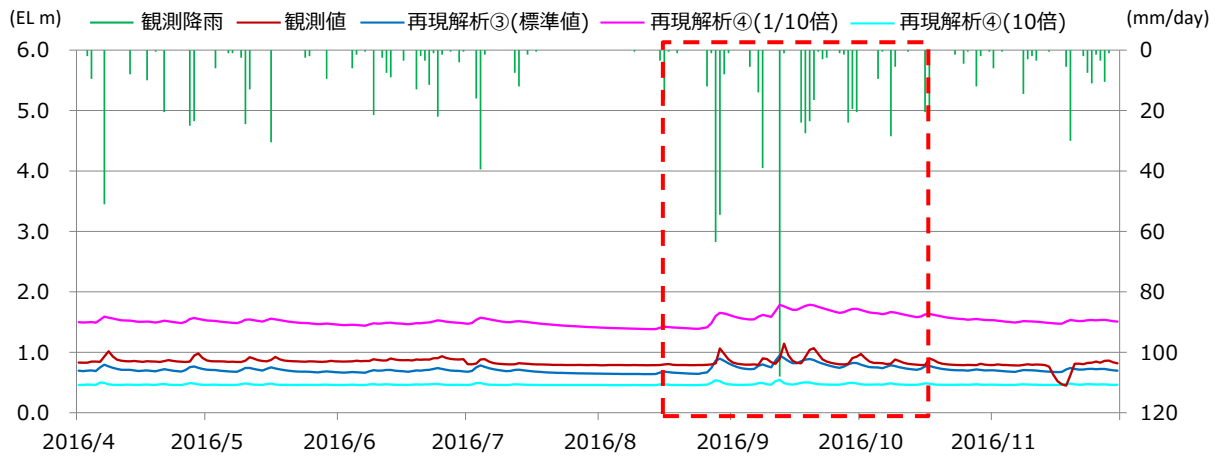


(1) 検証期間 (2016 年 4 月～11 月)

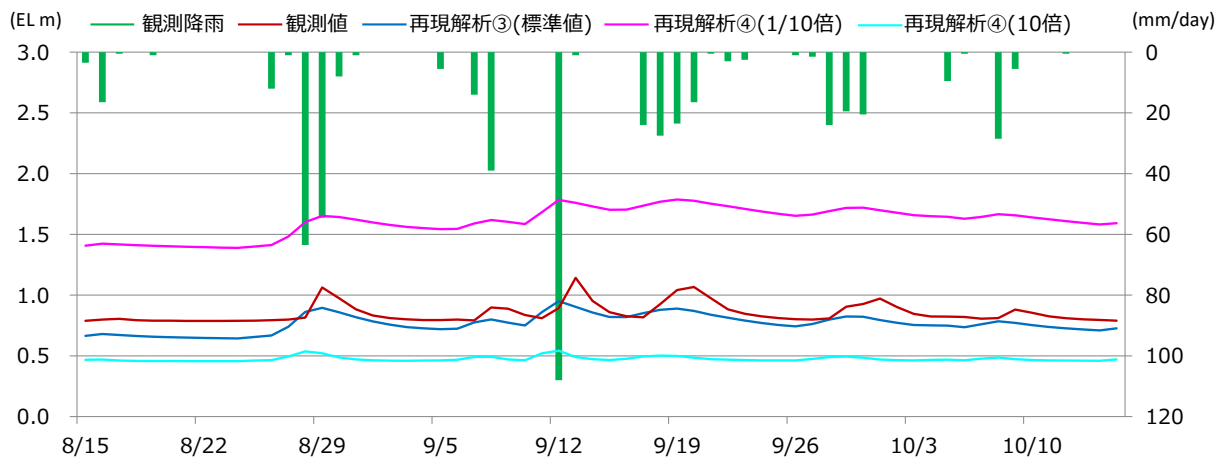


(2) 2016/8/15～10/15 拡大

図 2-1 埋戻土の透水係数の不確かさを踏まえた再現解析（非定常解析）結果（No. 2 孔）
（参考） 4-12



(1) 検証期間 (2016年4月～11月)



(2) 2016/8/15～10/15 拡大

図 2-2 埋戻土の透水係数の不確かさを踏まえた再現解析 (非定常解析) 結果 (No. 3 孔)

(参考資料 5) 地下水位観測記録について

1. 概要

設置変更許可時に示している地下水位観測孔における観測水位について、最新の観測記録を示すとともに、設計地下水位の妥当性について示す。

2. 観測記録

地下水位観測孔の位置図を図 2-1 に、2014 年 11 月から 2022 年 1 月までの観測記録を図 2-2(1)～(7)に示す。

設置変更許可審査以降（2020 年 10 月以降）の 2021 年 7 月 12 日において、観測開始（2014 年 11 月）以降の最大日降水量を記録しており、地下水位観測孔 No. 3 孔及び No. 6 孔において観測水位の過去最高値を記録している。

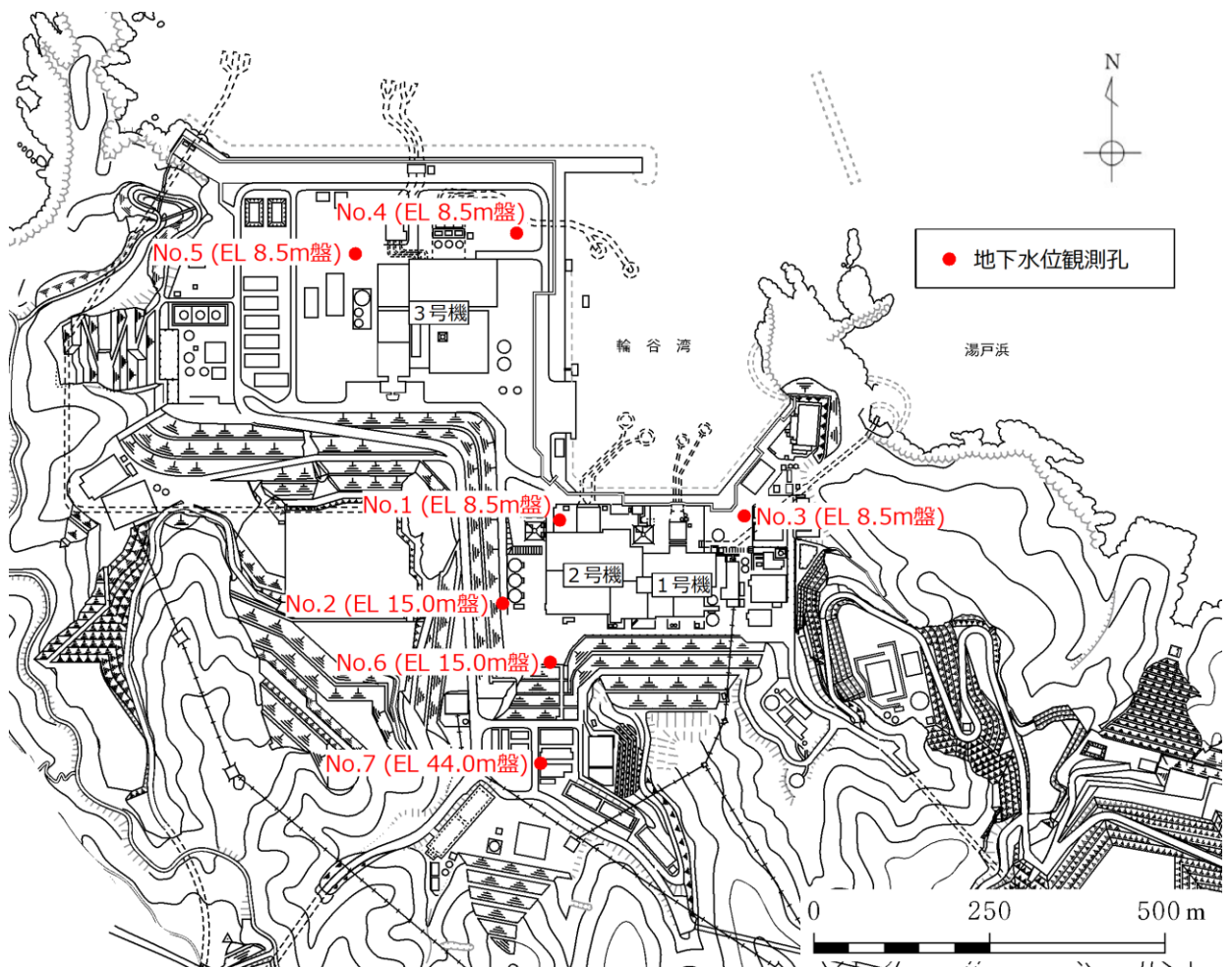


図 2-1 地下水位観測孔位置図

(参考) 5-1

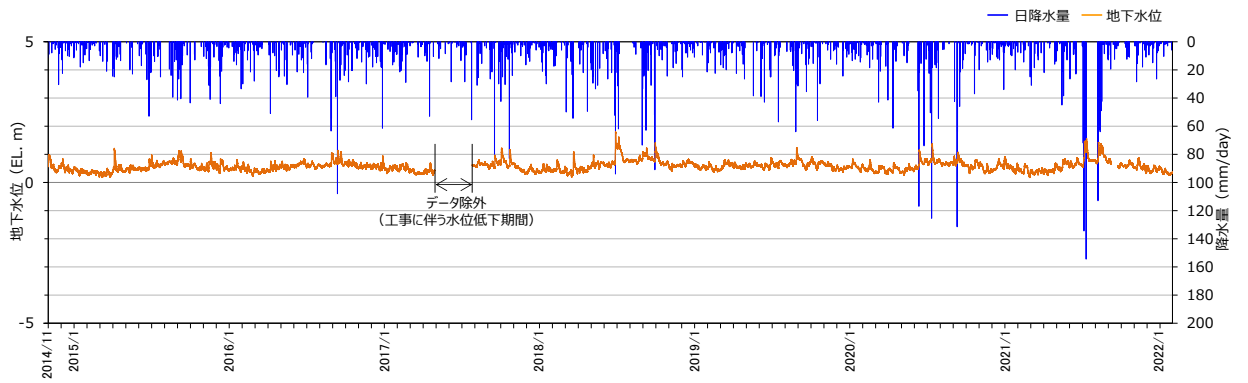


図 2-2(1) 地下水位観測記録 (No. 1 孔)

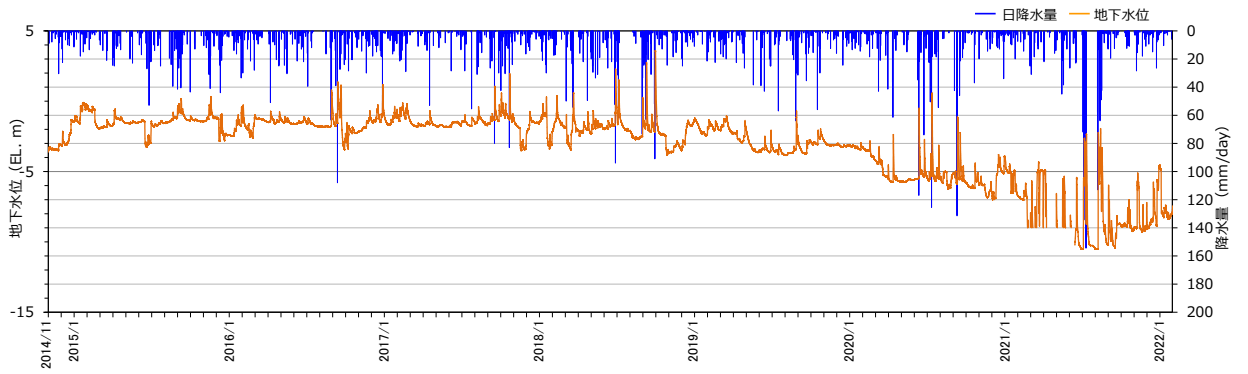


図 2-2(2) 地下水位観測記録 (No. 2 孔)

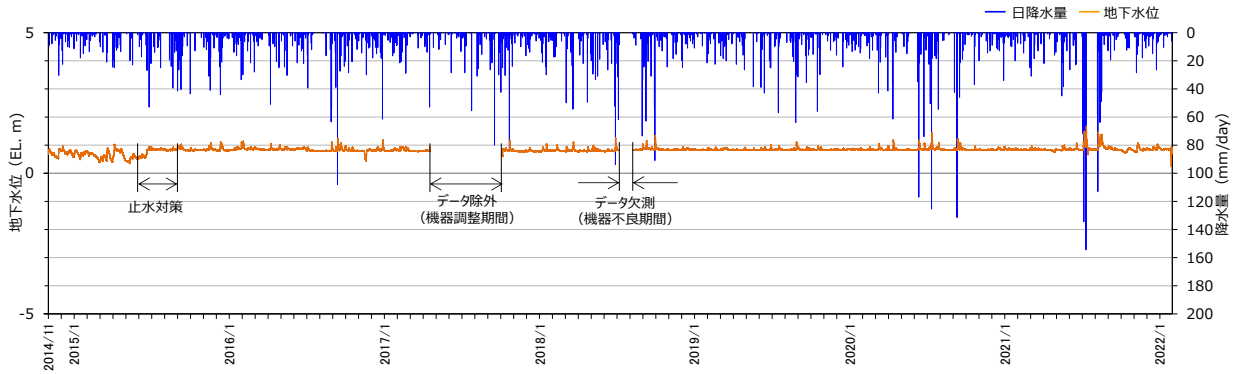


図 2-2(3) 地下水位観測記録 (No. 3 孔)

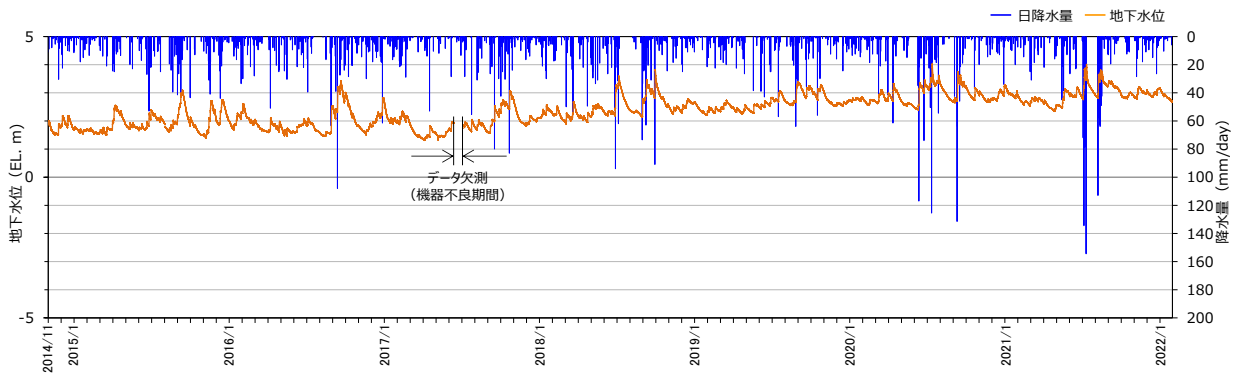


図 2-2(4) 地下水位観測記録 (No. 4 孔)

(参考) 5-2

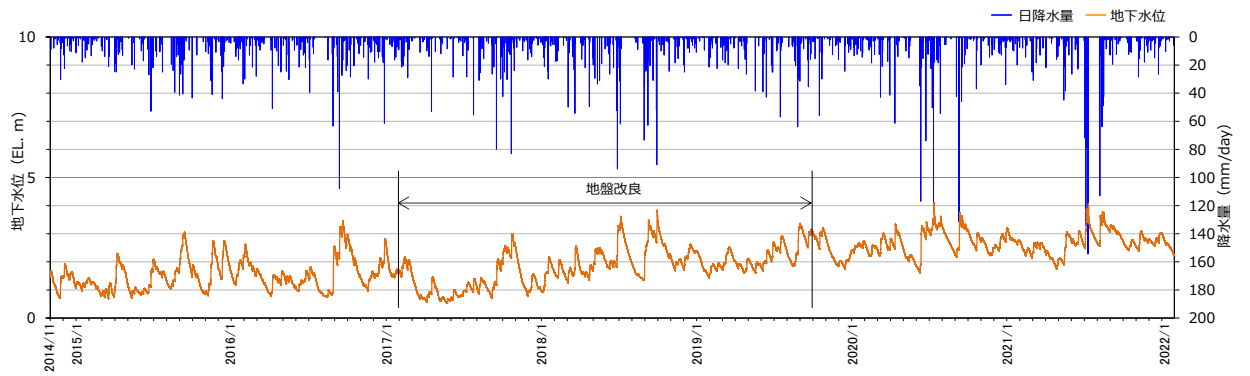


図 2-2(5) 地下水位観測記録 (No. 5 孔)

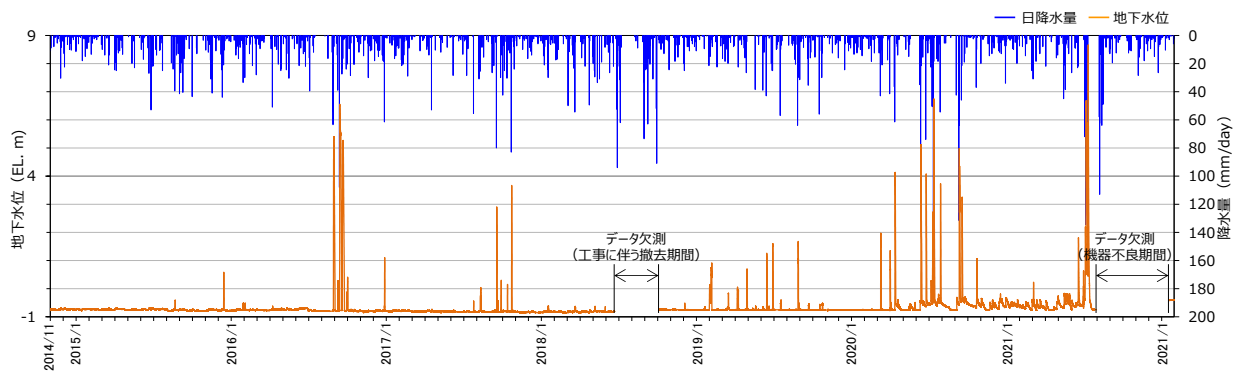


図 2-2(6) 地下水位観測記録 (No. 6 孔)

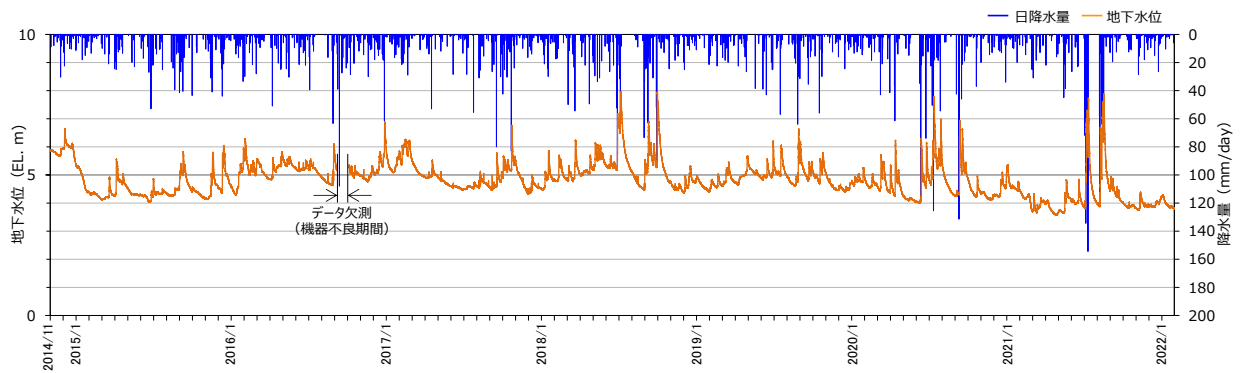


図 2-2(7) 地下水位観測記録 (No. 7 孔)

3. 設計地下水位の妥当性確認について

地下水位観測記録の最大値と予測解析（定常解析）における解析水位（自然水位）との比較を表 3-1 に示す。

No. 3 観測孔においては、観測水位が解析水位（自然水位）を上回っている。このことから、屋外重要土木構造物等の設計地下水位の設定においては、参考資料 8-2 に示すように浸透流解析の結果から構造物の耐震安全性評価で検討する解析モデル範囲内の最高地下水位を抽出し、それに裕度を加えた地下水位を設計地下水位として全解析断面に対して一律に設定することにより、設計地下水位を観測水位よりも高く設定する。

以上のことから、設置許可審査以降の観測記録を踏まえても屋外重要土木構造物等の設計地下水位の設定値が妥当であることを確認した。

表 3-1 観測水位と解析水位（自然水位）の比較

観測孔 No.	①観測水位 (m)	②解析水位 (自然水位) (m)	差 (②-①) (m)
1	1.79	3.41	1.62
2	3.59	10.65	7.06
3	1.67*	1.51	-0.16
4	4.03	5.97	1.94
5	4.12	6.75	2.63
6	8.66*	15.00	6.34
7	7.97	19.00	11.03

注記*：2020年10月以降に更新した最高地下水位

(参考資料 6) 予測解析における降雨条件について

1. 概要

本資料では、設計地下水位の設定に係る予測解析における、敷地の地下水位に影響を与える降雨条件について、保守的な評価となる条件についての検討結果を示す。

2. 降雨条件の設定について

2.1 発電所周辺の降雨記録による設定値

設計地下水位の設定に係る予測解析に用いる降雨条件の設定にあたり、島根原子力発電所が位置する島根県松江市の気象庁松江地方気象台の過去 78 年間（1941～2018 年）の年間降水量の記録に基づき、年間降水量の平均値を算出し、降雨条件を保守的に設定するため、ばらつきを考慮する。

松江地方気象台における年間降水量の平均値は 1,880mm/年であり、平均値にばらつきを考慮した値（平均値 + 1 σ ）は図 2-1 に示すとおり、2,163mm/年となる。

なお、図 2-1 に示すとおり、松江地方気象台における年間降水量の平均値は、島根原子力発電所において観測された年間降水量の平均値を上回っている。

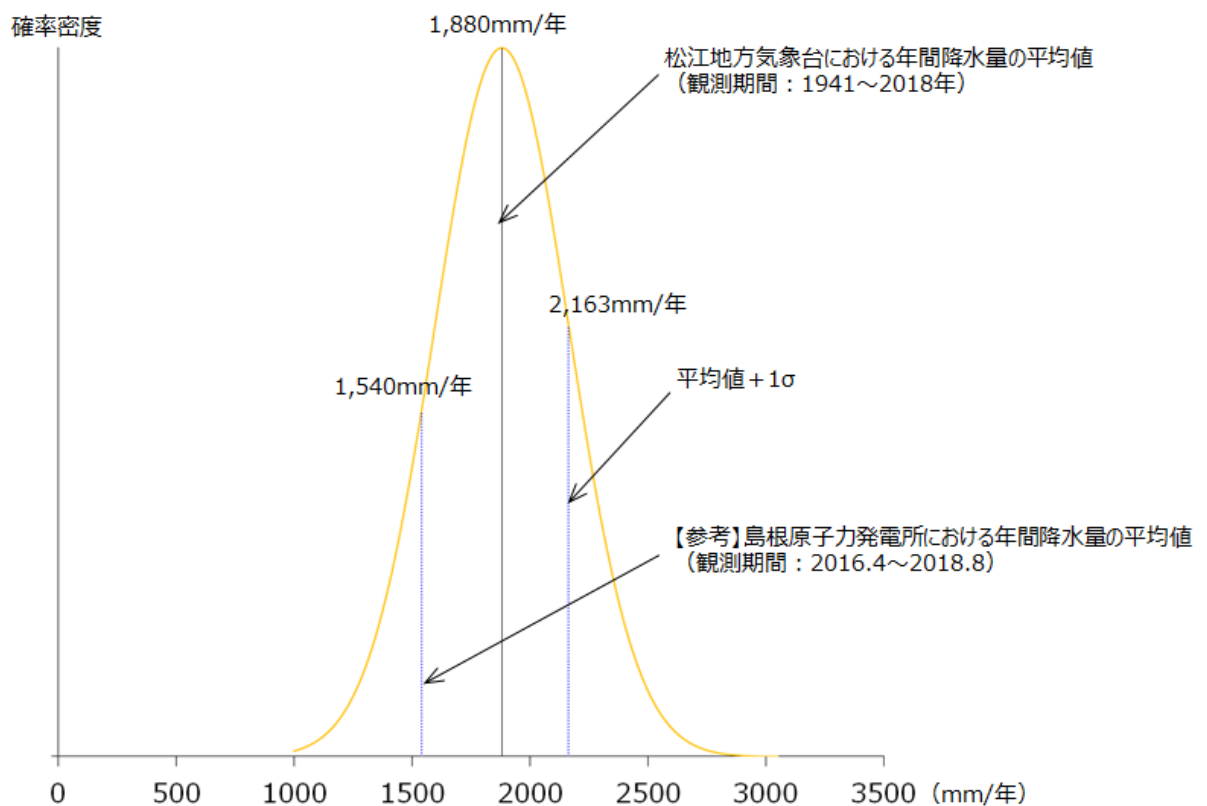


図 2-1 松江市の年間降水量の正規分布

2.2 更なる保守性の確保について

設計地下水位の設定に係る予測解析における降雨条件の設定にあたり，更なる保守性を確保するための取り組みについて示す。

気象庁・環境省による今後の気候変動予測に関する分析*によると，将来の温室効果ガス濃度に応じたシナリオ（RCPシナリオ）により日本周辺の将来（2080年～2100年）の気候変動予測計算を実施している。このうち，図2-2に示す地球温暖化を引き起こす効果を示す指標である放射強制力が今後も上昇を続け，2100年以降に安定化するシナリオを選定する。図2-3に示すように西日本の日本海側では，将来的に（2080～2100年）年間降水量が約130mm/年増加する可能性があることが報告されていることから，降雨条件の保守的な設定にあたっては，この値についても考慮する。

以上を踏まえ，地下水位の設定に係る浸透流解析においては，表2-1に示すとおり降雨条件として2,400mm/年を考慮する。

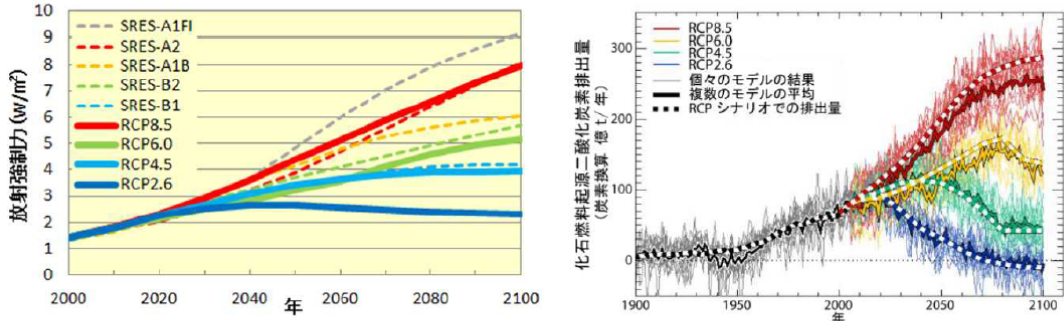
注記*：気象庁・環境省「日本国内における気候変動予測の不確実性を考慮した結果について」

表2-1 浸透流解析に用いる降雨条件

	降水量 (mm/年)
(参考) 島根原子力発電所における年間降水量	1,540
松江地方気象台における年間降水量の平均値	1,880
標準偏差	283
平均値+1 σ	2,163
将来的な増加量	130
気候変動予測における降水量の増加量を加味した解析用降水量	2,400

【参考資料Ⅳ】RCPシナリオについて

シナリオ略称	シナリオ名称	放射強制力の変化
RCP8.5	高位参照シナリオ	2100年以降も上昇が続く
RCP6.0	高位安定化シナリオ	2100年以降に安定化する
RCP4.5	中位安定化シナリオ	2100年までに安定化する
RCP2.6	低位安定化シナリオ	2100年までにピークを迎えその後減少する



(左) RCPシナリオに基づく放射強制力(RCPシナリオで定める4つの放射強制力の経路を実線で示す。比較のためSRESシナリオに基づいて求めた放射強制力を破線で示す。)
 (右) RCPシナリオに対応する化石燃料からの二酸化炭素排出量(地球システムモデルによる逆算の結果。細線: 個々のモデルの結果、太線: 複数のモデルの平均)

文部科学省・経済産業省・気象庁・環境省 2013年9月27日報道発表資料をもとに作成

気象庁・環境省「日本国内における気候変動予測の不確実性を考慮した結果について(お知らせ)別添資料」p.43に一部加筆

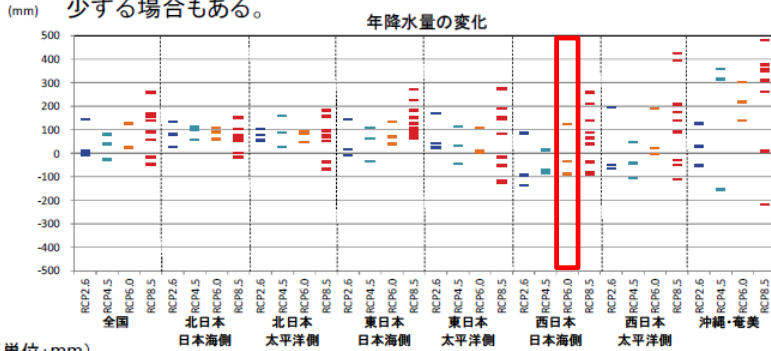
図2-2 RCPシナリオについて

3. 整備されたデータの特徴 ~ 将来気候の予測/降水(年降水量の変化)

●年降水量の変化

※バイアス補正(参考資料参照)後のデータを使用

●年降水量は、シナリオの違いによる傾向は不明瞭であり、ケースによって増加する場合も減少する場合もある。



＜アンサンブルメンバ数＞
 RCP2.6: 3ケース
 RCP4.5: 3ケース
 RCP6.0: 3ケース
 RCP8.5: 9ケース
 各ケースにおける将来気候の予測(2080~2100年平均)と現在気候(1984~2004年平均)の差を示す。下表に、各シナリオにおける全ケースの平均値、括弧内に平均値が最小のケースと最大のケース(年々変動等を含めた不確実性の幅ではない)を示す。また、参考として各地域の一都市における年平均値(1981~2010年平均)を例示する。

(単位:mm)	全国	北日本 日本海側	北日本 太平洋側	東日本 日本海側	東日本 太平洋側	西日本 日本海側	西日本 太平洋側	沖縄・奄美
RCP2.6	48.7(-7.9~143.4)	80.2(27.7~133.4)	78.0(54.8~102.8)	50.1(-9.6~143.0)	78.5(23.4~170.0)	-47.6(-134.6~86.3)	26.2(-66.1~194.8)	34.3(-51.7~125.0)
RCP4.5	30.3(-26.1~79.7)	90.8(59.2~114.5)	91.3(26.9~158.6)	45.2(-35.4~109.5)	33.8(-44.8~112.3)	-48.6(-85.0~12.1)	-33.4(-104.3~46.4)	172.8(-154.8~358.1)
RCP6.0	58.3(21.5~127.2)	80.3(59.8~108.0)	73.2(44.4~91.5)	81.9(41.8~134.5)	39.8(0.9~108.7)	-0.2(-87.7~123.3)	69.3(-3.2~189.5)	219.6(139.6~301.5)
RCP8.5	85.2(-45.7~259.2)	62.1(-14.5~153.9)	65.7(-69.3~182.3)	145.0(65.9~271.7)	58.9(-126.2~273.7)	66.3(-90.9~259.8)	138.2(-111.1~424.2)	249.5(-217.7~482.4)
参考都市の 年平均値	-	札幌	釧路	新潟	東京	福岡	大阪	那覇
	-	1106.5	1042.9	1821.0	1528.8	1612.3	1279.0	2040.8

モデル計算結果の現在気候をベースにした変化量の地域平均と、一地点の観測値である年平均とは、単純に比較できるものではない。また、都市例は代表的な都市をあげているが、地域の気候の代表値ではない。

21

気象庁・環境省「日本国内における気候変動予測の不確実性を考慮した結果について(お知らせ)別添資料」p.21に一部加筆

図2-3 年降水量の将来変化予測

(参考) 6-3

(参考資料 7) 地下水位低下設備 (新設) について

1. 概要

本資料は、原子炉建物等の建物・構築物に作用する揚圧力及び液状化の低減を目的として設置する地下水位低下設備 (新設) の全体構成を説明するものである。なお、各設備の設定根拠等については、補足-023-11「地下水位低下設備の設計方針に係る補足説明資料」に示す。

2. 地下水位低下設備 (新設) の構成

地下水位低下設備 (新設) は、発電所の運用面、施工ヤード、構内排水計画等を踏まえタービン建物の西側に設置し、揚水井戸及び多重化した揚水系統 (揚水ポンプ、水位計、配管等) で構成する。制御盤は、原子炉建物内に多重化した 2 系統を設置し、地下水位低下設備 (新設) を操作・監視できる構成とする。電源は系統ごとに異なる非常用電源母線に接続する。また、操作・監視については、中央制御室に設置する制御盤においても実施できる構成とする。

3. ドレーン (新設) の構成

ドレーン (新設) は、原子炉建物等に作用する揚圧力及び液状化の影響を低減する目的で 3 次元浸透流解析により、原子炉建物等の十分な地下水位低下効果が期待できることを確認した平面配置及び深度とする。具体的には、揚水井戸から建物周辺地下岩盤内に直線的に 3 本配置し、地下水を揚水井戸に集水する構造として、ドレーン (既設) より低い EL-18.7m~EL-12.0m の範囲に設置する。浸透流解析においては、ドレーン (新設) は、施工計画高の上限高さでモデル化を行う。

地下水はドレーン (新設) により集水され、揚水井戸内に設置した揚水ポンプ、配管により構内排水路へ排水される。

地下水位低下設備 (新設) の平面図を図 3-1 に、構成概要を表 3-1、図 3-2 に示す。

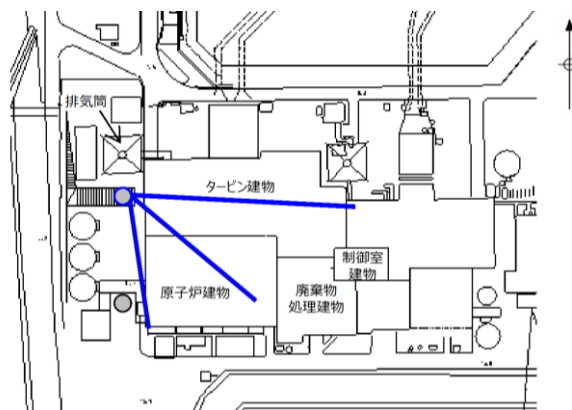


図 3-1 地下水位低下設備 (新設) の平面図

(参考) 7-1

表 3-1 地下水位低下設備（新設）の構成概要

構成	概要
ドレーン	V P 管（φ 200mm），揚水井戸に接続する。
揚水井戸	内径 φ 3.5m の鉄筋コンクリート造，タービン建物西側（EL8.5m）に設置する。
揚水ポンプ （配管を含む）	揚水ポンプ（容量 216 m ³ /h/個，揚程 35m，原動機出力 37kW）を揚水井戸に 2 個/系統×2 系統（計 4 個）設置する。
水位計・制御盤	水位計（計測範囲EL-21.4m～EL-12.0m）は揚水井戸に 1 個/系統×2 系統（計2個）設置する。 制御盤は原子炉建物内に1面/系統×2系統（計2面）設置し，中央制御室に設置する制御盤（1面）においても操作・監視できる構成とする。
電源	系統ごとに，異なる非常用電源母線に接続する。

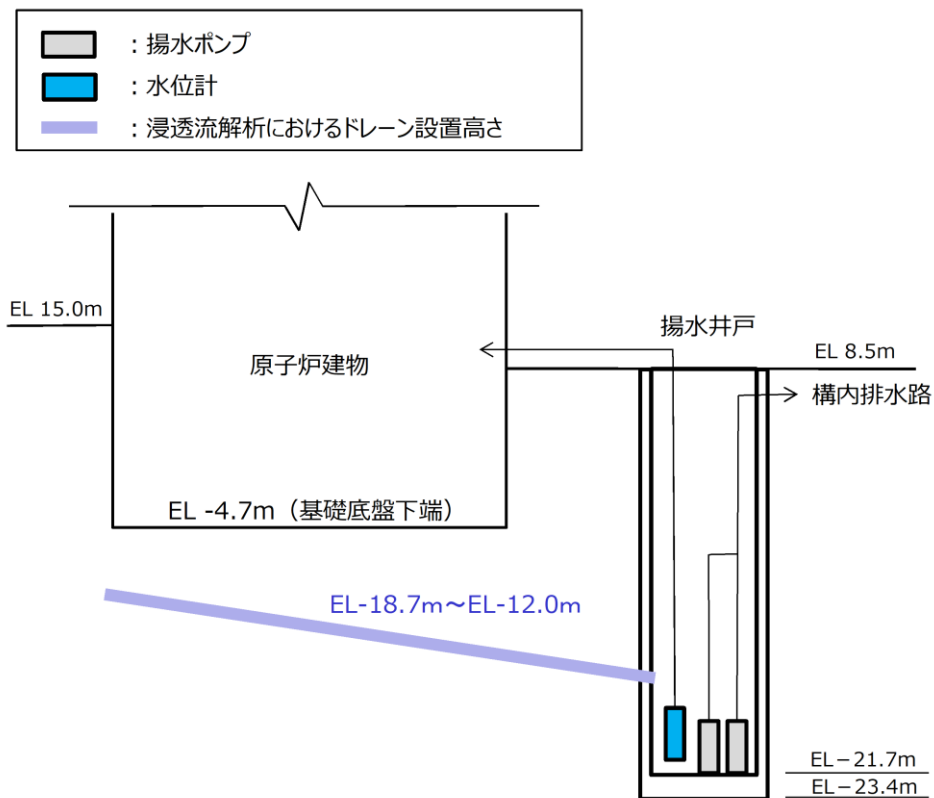


図 3-2 地下水位低下設備（新設）の構成図

(参考) 7-2

(参考資料 8-1) 1号機建物・構築物の地下水位について

1. 概要

本資料は、地下水位低下設備（新設）の効果が及ぶ範囲（EL 8.5m 盤及び EL 15.0m 盤）に位置する1号機建物・構築物について、地下水位が耐震評価に与える影響について確認するものである。

2. 1号機建物・構築物の地下水位

1号機建物・構築物について、予測解析により得られた地下水位及び揚圧力を表 2-1 に示す。全施設において地下水位が基礎底面高さを下回っていることから、地下水位が1号機建物・構築物の耐震評価に与える影響はない。

表 2-1 1号機建物・構築物の地下水位

施設名称	基礎底面高さ	予測解析結果* (地下水位)
1号機原子炉建物	EL 0.1m	EL 0.0m
1号機タービン建物	EL-0.3m	EL-1.0m
1号機廃棄物処理建物	EL 5.0m	EL-2.1m
1号機排気筒	EL 0.0m	EL-0.6m

注記*：各建物・構築物位置での平均地下水位

(参考資料 8-2) 土木構造物の設計地下水位の設定方法

1. 概要

屋外重要土木構造物等の設計地下水位は、予測解析（水位評価）モデルを用いた3次元浸透流解析（定常解析）より得られた解析水位を参照し、観測水位の不確かさ等を考慮した余裕代を加えたうえで、解析水位を上側に包絡するよう設定する方針としている。本資料は、土木構造物の設計地下水位の設定方法について整理したものである。

2. 設計地下水位の設定に用いる裕度の考え方について

再現解析モデルの妥当性確認を目的として実施した、図 2-1 に示す地下水位観測孔における観測水位と再現解析による解析水位の比較結果を図 2-2 に示す。検証を行った期間（2016年4月～2018年8月）において、解析水位は観測水位と整合的であることを確認し、一部の観測孔では観測水位が解析水位を上回っている箇所が存在するが、その差は観測水位に対するばらつき（ 1σ ）の範囲内である。よって、屋外重要土木構造物等の設計地下水位の設定に際しては、観測水位の標準偏差を裕度として解析水位に加えることで、設計地下水位を保守的に高く設定する。設計地下水位に加える裕度としては、表 2-1 に示すとおり、観測水位のばらつき（ 1σ ）の最大値である 0.6m 程度を考慮する方針とする。

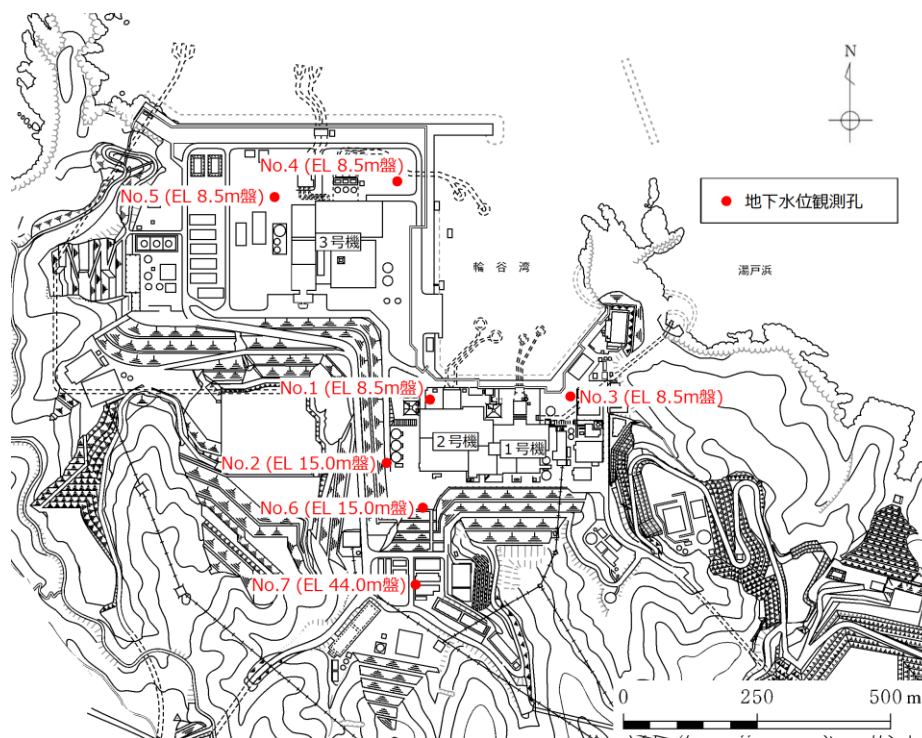


図 2-1 地下水位観測孔位置図（図 3.3-3 の再掲）

(参考) 8-2-1

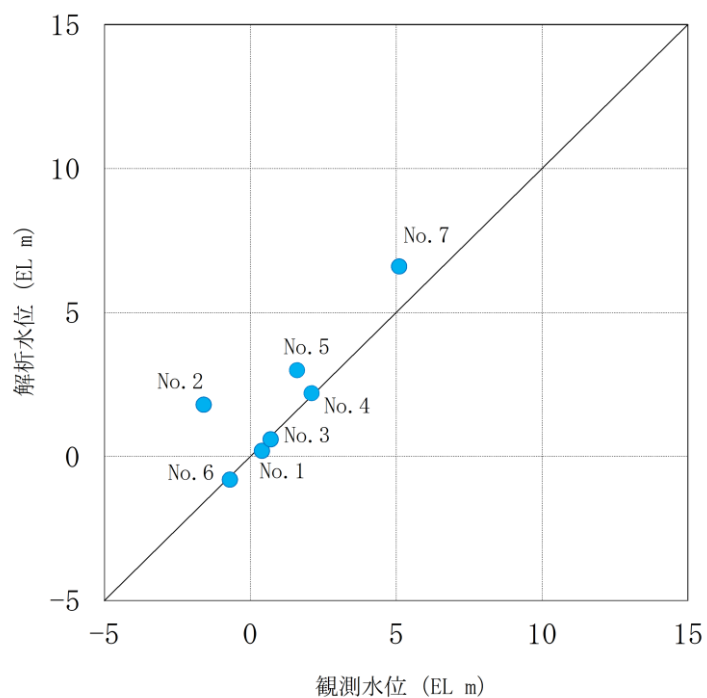


図 2-2 観測水位と解析水位の比較 (図 3.3-9 の再掲)

表 2-1 観測水位と解析水位の比較

観測孔	観測水位 (EL m)		(C) 解析水位 (EL m)
	(A) 平均値	(B) 標準偏差	
No. 1	0.4	0.5	0.2
No. 2	-1.6	0.6	1.8
No. 3	0.7	0.3	0.6
No. 4	2.1	0.4	2.2
No. 5	1.6	0.6	3.0
No. 6	-0.7	0.6	-0.8
No. 7	5.1	0.5	6.6

3. 設計地下水位の設定方法

設計地下水位は、構造物の耐震安全性評価で対象とする解析モデル範囲内で、浸透流解析の結果から最高地下水位を抽出し、それに余裕を加えた地下水位として全解析断面に対して一律に設定する。

設計地下水位の設定方法のイメージを図 3-1 に示す。

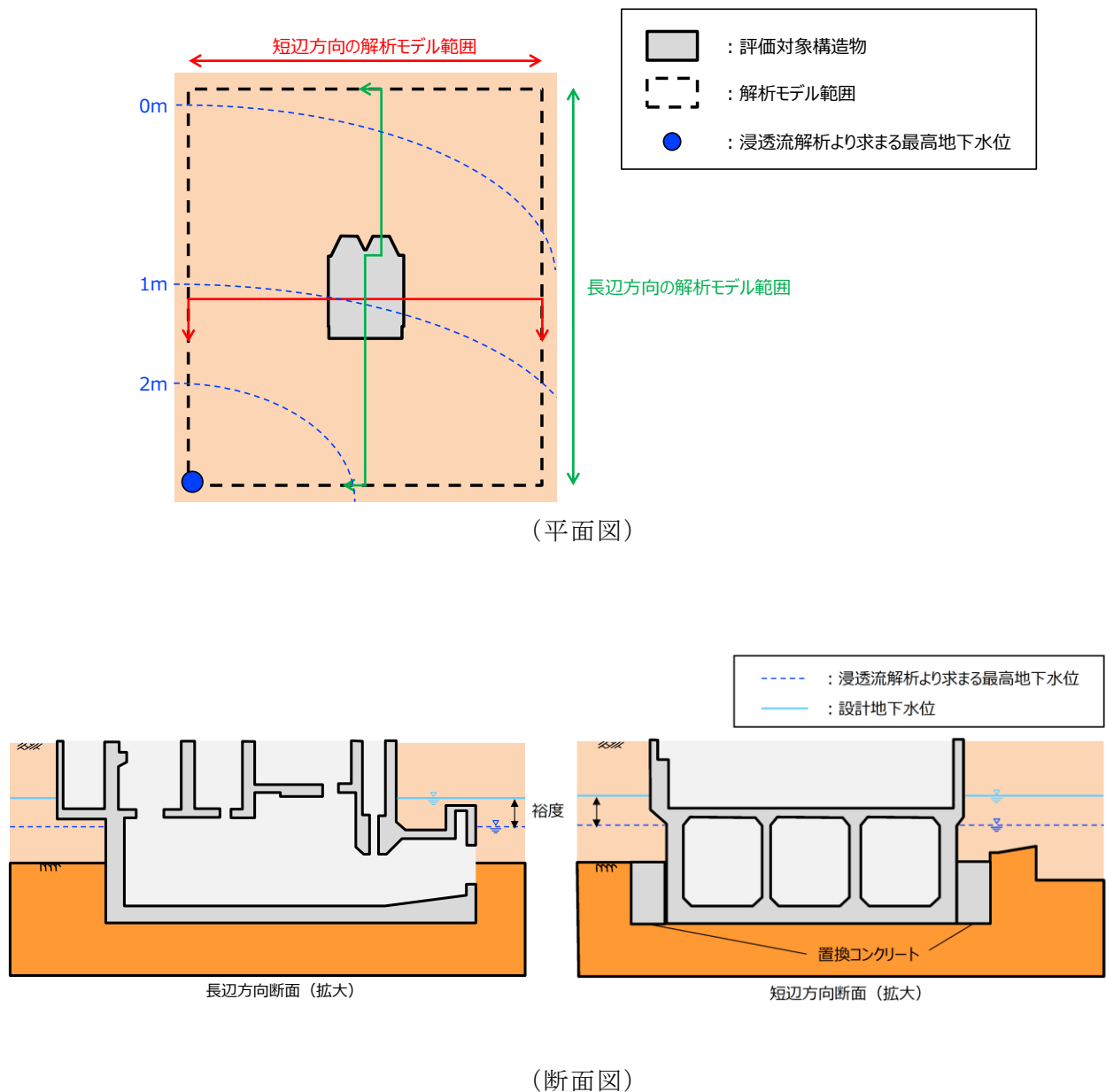


図 3-1 設計地下水位の設定方法のイメージ図

(参考資料 9) 砂礫層の解析用物性値について

1. 島根原子力発電所における砂礫層について

島根原子力発電所において砂礫層は、図 1-1 に示すとおりに、1号機東側及び3号機北側の EL 8.5m 以下の敷地の谷部に局所的に分布する。

津波防護施設である防波壁（多重鋼管杭式擁壁）及び防波壁（波返重力擁壁）の周囲に、砂礫層が分布しており、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）及び防波壁（波返重力擁壁）の解析モデルに取り入れる必要があることから、砂礫層に適切な解析用物性値を設定する。

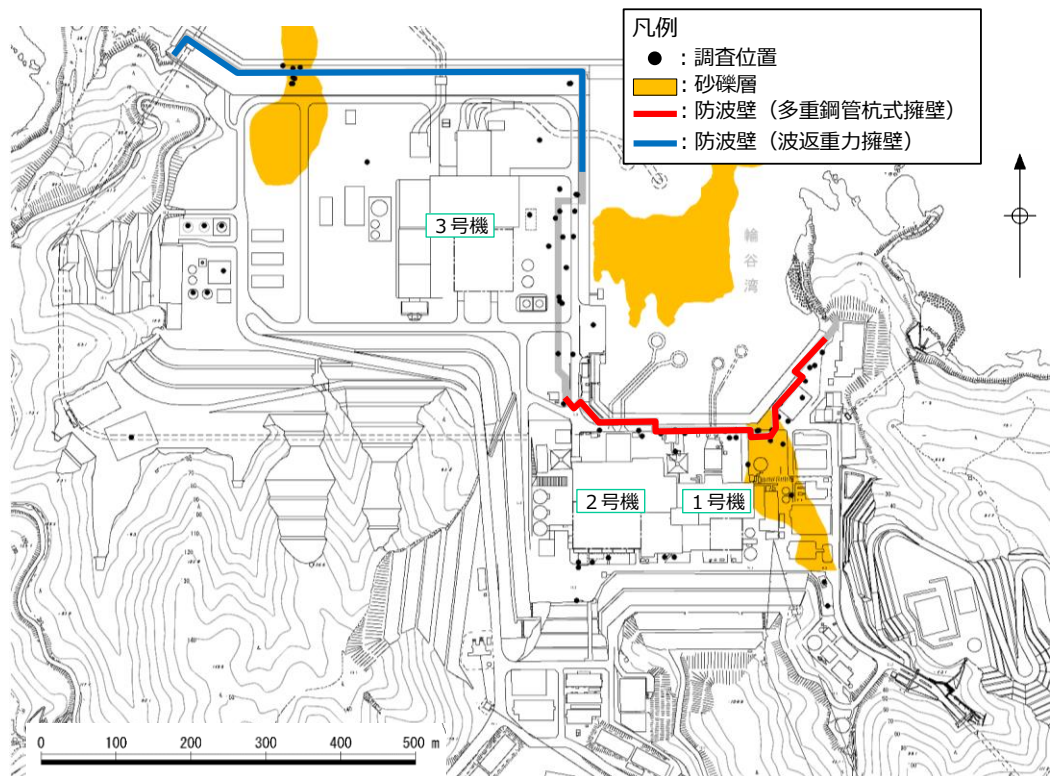


図 1-1 砂礫層の分布状況

2. 砂礫層の解析用物性値の設定

2.1 設定方針

砂礫層の解析用物性値については、原位置試験、室内試験の試験結果及び「液状化による構造物被害予測プログラム F L I P 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）」（以下「港湾技研資料」という。）を踏まえて設定する。

2.2 原位置試験及び室内試験

（1）試験方法

砂礫層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）の試験基準に基づき、表 2-1 の項目について実施する。

表 2-1 砂礫層の試験項目

項目	規格・基準名称	試験規格
飽和密度	土の湿潤密度試験方法	JIS A 1225
間隙率	土粒子の密度試験方法	JIS A 1202
S 波速度	地盤の弾性波速度検層方法	JGS 1122
G/G0～ γ 関係 h～ γ 関係	土の変形特性を求めるための繰返し 三軸試験方法	JGS 0542

(2) 原位置試験及び試料採取位置

砂礫層の原位置試験及び試料採取位置について、図 2-1 及び表 2-2 に示す。

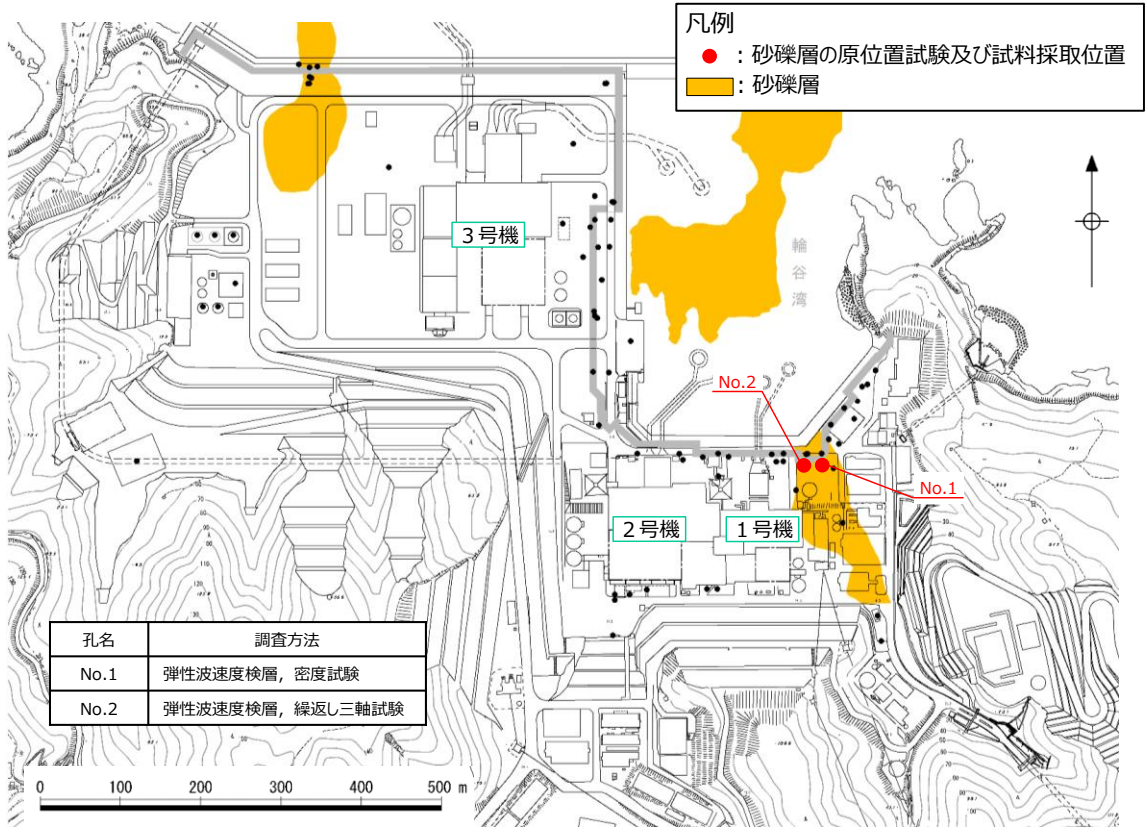


図 2-1 砂礫層の原位置試験及び試料採取位置

表 2-2 砂礫層の原位置試験及び試料採取深度

孔名	原位置試験 (試料採取深度含む)
No. 1	GL-14.5~-18.5m
No. 2	GL-12.5~-18.5m

(3) 試験結果

砂礫層の原位置試験及び室内試験結果について、表 2-3 に示す。また、砂礫層の繰返し三軸試験結果における G/G_0 のひずみ依存特性を図 2-2 に、減衰定数のひずみ依存特性を図 2-3 に、繰返し三軸試験後の供試体写真を図 2-4 に示す。

表 2-3 砂礫層の原位置試験及び室内試験結果

孔名	飽和密度 (g/cm^3)		間隙率		S 波速度 (m/s)		G/G ₀ ~ γ 関係 h~ γ 関係	
	試料数	孔別平均	試料数	孔別平均	試料数	孔別平均	試料数	孔別平均
No. 1	5	2.05	5	0.39	5	450	/	/
No. 2	/	/	/	/	8	570	1	図 2-2 図 2-3 参照
平均値	/	2.05	/	0.39	/	524	/	/

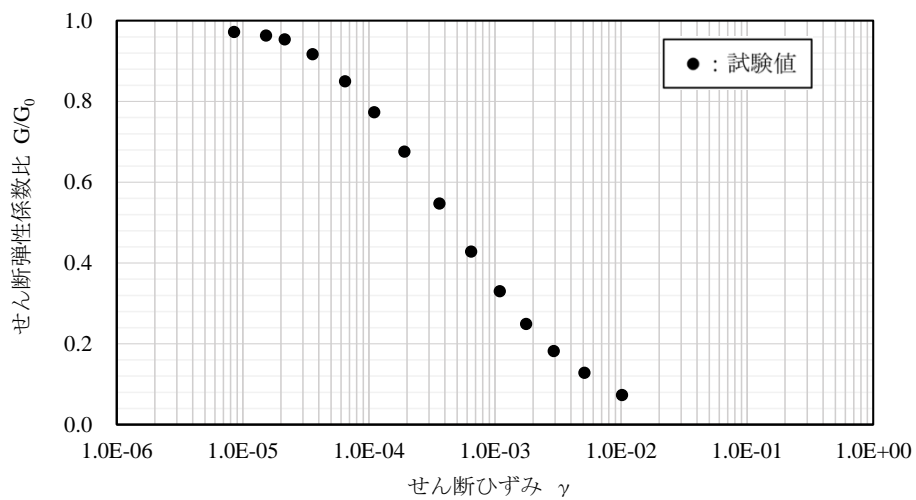


図 2-2 砂礫層における G/G_0 のひずみ依存特性

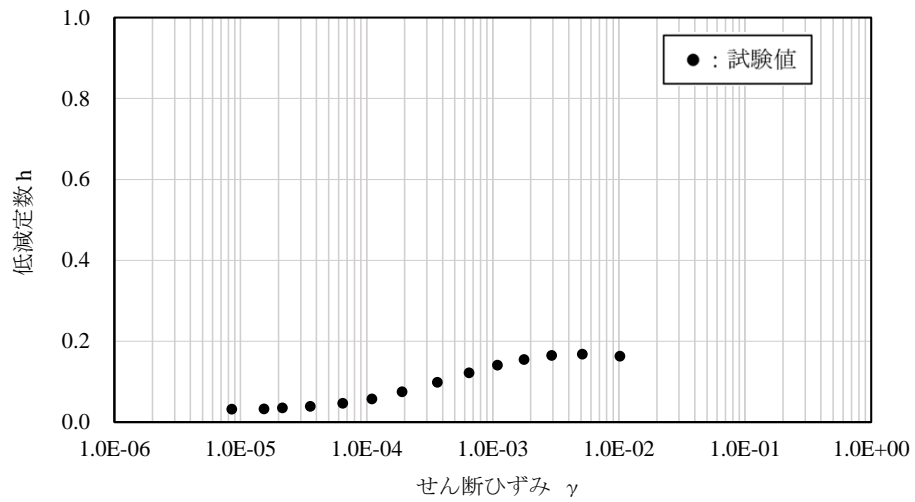


図 2-3 砂礫層における減衰定数のひずみ依存特性

図 2-4 に示す繰返し三軸試験後の供試体写真より、供試体は破壊していないことから試験結果は妥当であると判断した。



図 2-4 砂礫層における繰返し三軸試験後の供試体写真 (No. 2)

2.3 解析用物性値の設定方針

砂礫層の解析用物性値は、原位置試験、室内試験の試験結果及び「港湾技研資料」を踏まえて設定する。

(1) 密度 ρ 及び間隙率 n

砂礫層の密度 ρ 及び間隙率 n は、砂礫層における室内試験の試験結果を踏まえて設定する。

(2) 動せん断弾性係数 G_{ma}

G_{ma} は、密度 ρ 、S波速度 V_s より、(式1)に基づき算定したせん断弾性係数 G_m 及び「港湾技研資料」に基づく(式2)のとおり設定した。

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

G_m : せん断弾性係数 (kN/m²)

ρ : 密度 (g/cm³)

V_s : S波速度 (m/s)

$$G_{ma} = G_m \cdot (\sigma_{ma}' / \sigma_m')^{0.5} \quad (\text{式2})$$

G_{ma} : 基準せん断弾性係数 (kN/m²)

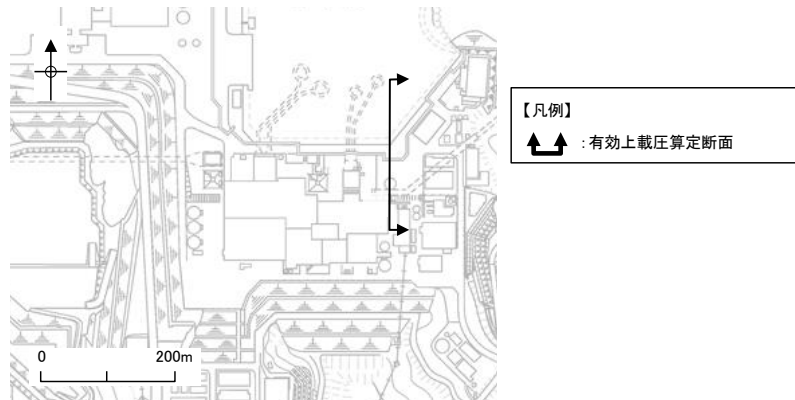
σ_{ma}' : 基準平均有効拘束圧 (kN/m²)

σ_m' : 平均有効拘束圧 (kN/m²)

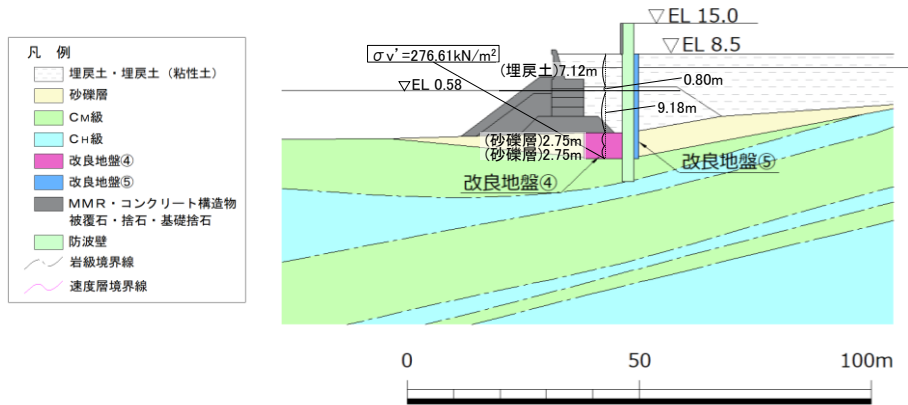
ここで、 $\sigma_m' = (\sigma_v' + \sigma_h') / 2 = (1+K_0) \sigma_v' / 2$, $K_0 = 0.5$

σ_v' : 改良地盤の層中心における有効上載圧 (kN/m²)

図2-5に示す防波壁(多重鋼管杭式擁壁)の砂礫層における $\sigma_v' = 276.61 \text{ kN}$ を採用



(単位：m)



- 凡例
- 埋戻土・埋戻土 (粘性土)
 - 砂礫層
 - C_M級
 - C_H級
 - 改良地盤④
 - 改良地盤⑤
 - MMR・コンクリート構造物
被覆石・捨石・基礎捨石
 - 防波壁
 - 岩級境界線
 - 速度層境界線

図 2-5 平均有効拘束圧の算定位置 (防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) 砂礫層)

(参考) 9-7

(3) 動的変形特性

砂礫層の動的変形特性は、繰返し三軸試験の試験結果を踏まえて設定する。

有効応力解析では、ひずみ依存特性として、H-D (Hardin-Drnevich) モデルを設定するため、以下の式を用いる。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \gamma/\gamma_r} \quad (\text{式 3})$$

$$h = h_{max} \left(1 - \frac{G}{G_0}\right) = \frac{h_{max}\gamma/\gamma_r}{1 + \gamma/\gamma_r} \quad (\text{式 4})$$

$$\gamma_r = \frac{\tau_{ma}}{G_{ma}} = (c' + \sigma'_{ma} \cdot \tan \phi') / G_{ma} \quad (\text{式 5})$$

G : せん断弾性係数

G₀ : 初期せん断弾性係数

γ : せん断ひずみ

γ_r : 基準平均有効拘束圧時の基準ひずみ

h_{max} : 減衰定数の上限値

τ_{ma} : 基準平均有効拘束圧時のせん断強度

G_{ma} : 基準平均有効拘束圧時のせん断弾性係数

σ'_{ma} : 基準平均有効拘束圧

c' : 粘着力 (有効応力)

φ' : 内部摩擦角 (有効応力)

(4) ポアソン比 ν

改良地盤のポアソン比 ν は、「港湾技研資料」に基づき、(式 6) により算定した。

$$\nu = K_0 / (1 + K_0) \quad (\text{式 6})$$

ν : ポアソン比

K₀ : 静止土圧係数 (=0.5)

(5) 粘着力 c 及び内部摩擦角 φ

砂礫層の強度特性である粘着力 c 及び内部摩擦角 φ については、「港湾技研資料」に基づき設定する。

2.4 解析用物性値の設定

砂礫層の室内試験における試験結果を踏まえ、解析用物性値を設定する。

(1) 密度 ρ 及び間隙率 n

室内試験で確認された密度 ρ は、平均値 2.05g/cm^3 を採用する。

また、室内試験で確認した間隙率 n は、「港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター，平成 19 年 3 月）」（以下「港湾構造物設計事例集」という。）に基づき、より大きな間隙率 0.45 を採用する。

(2) 動せん断弾性係数 G_{ma}

砂礫層の原位置試験における S 波速度及び設計 S 波速度を表 2-4 に示す。

構造物評価の観点では、せん断弾性係数が低いほど地盤剛性が低くなり、地盤変形に伴う土木構造物の変形が大きくなることで保守的な評価となることが想定されることから、砂礫層の動せん断弾性係数 G_{ma} の算出に用いる S 波速度 V_s について、原位置試験で確認した S 波速度（平均値 -1σ ）よりも安全側に設計 S 波速度を設定する。

表 2-4 砂礫層の原位置試験における S 波速度及び設計 S 波速度

	原位置における S 波速度 (m/s)			設計 S 波速度 (m/s)
	平均 $- \sigma$	平均	平均 $+ \sigma$	
砂礫層	463	524	585	400

(3) 動的変形特性

砂礫層における繰返し三軸試験結果を踏まえ、 G/G_0 のひずみ依存特性（図 2-6）及び減衰定数のひずみ依存特性（図 2-7）を設定する。

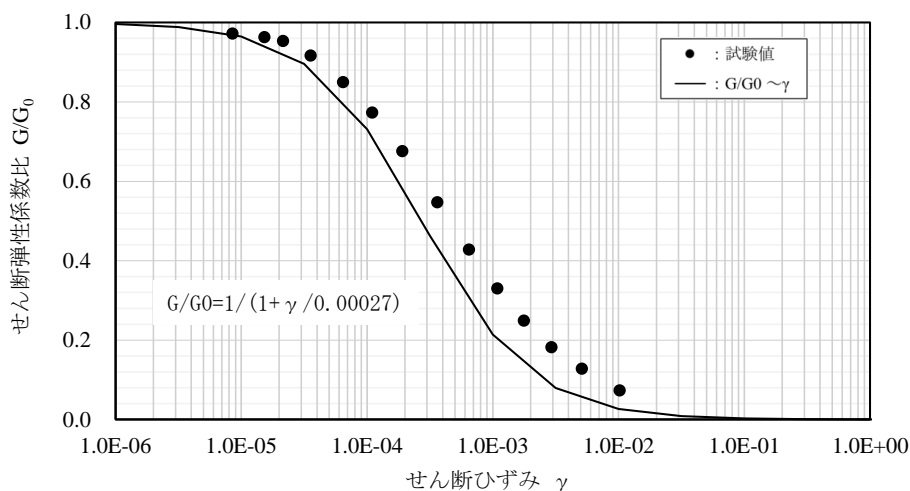


図 2-6 G/G_0 のひずみ依存特性

(参考) 9-9

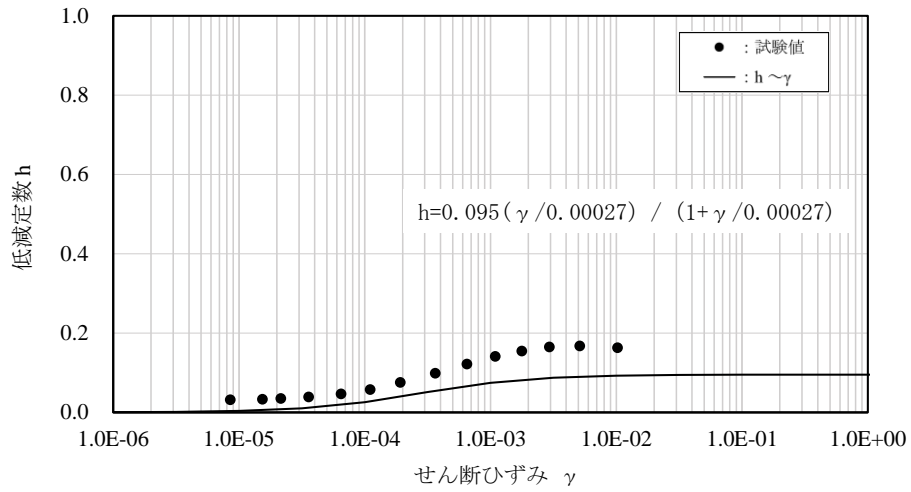


図 2-7 減衰定数のひずみ依存特性

(4) 液状化パラメータ

動せん断弾性係数 G_{ma} 及び減衰定数の上限値 h_{max} の変更に伴い、図 2-8 に示す設置許可審査の液状化強度曲線を変えないように液状化パラメータを再設定した。

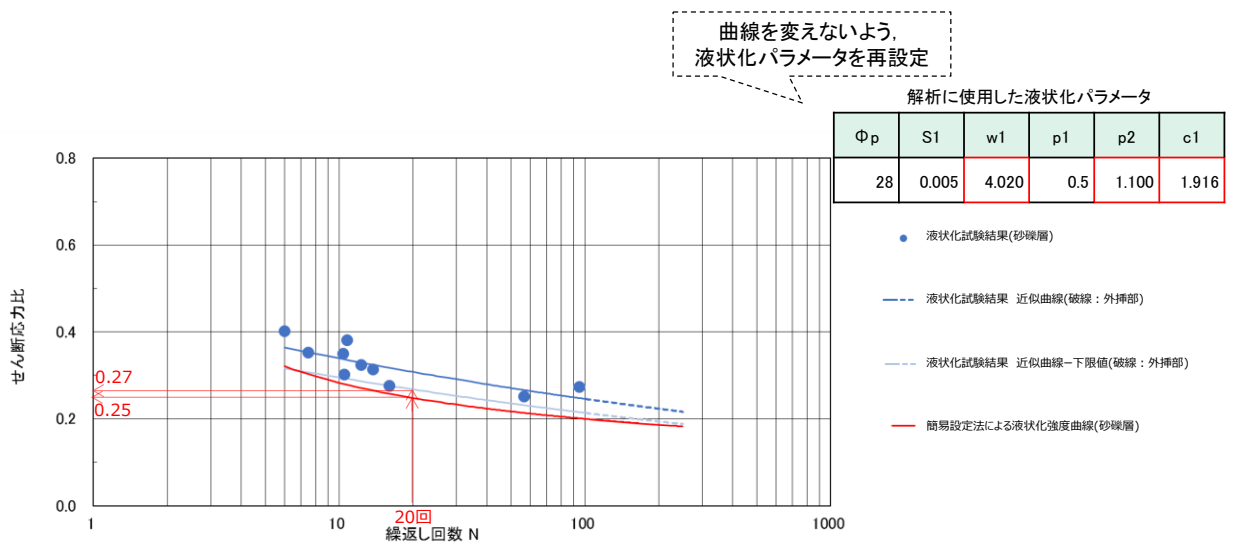


図 2-8 液状化パラメータの再設定

(参考) 9-10

(5) 粘着力及び内部摩擦角

「港湾技研資料」に基づき、粘着力 C をゼロとし、内部摩擦角 φ_f については、図2-5で求めた有効拘束圧 σ'_v を用い、式(7)、式(8)及び式(9)により相対密度 D_r を算定し、図2-9に示す相対密度と内部摩擦角 φ_f の関係から読み取って設定した。

$$(N)_{0.66} = (N - 1.828(\sigma'_v - 0.66)) / (0.399(\sigma'_v - 0.66) + 1) \quad (\text{式7})$$

$(N)_{0.66}$: 有効上載圧 $\sigma'_v = 0.66(\text{kgf/cm}^2)$ の時の N 値

N : 敷地に分布する砂礫層を対象とした標準貫入試験による N 値 ($N = 15$)

σ'_v : 有効上載圧(kgf/cm^2)

(図2-5に示す防波壁(多重鋼管杭式擁壁)の有効上載圧 $\sigma'_v = 276.61\text{kN/m}^2 = 2.82\text{kgf/cm}^2$ を採用)

$$N_1 = (N)_{0.66}(0.399(\sigma'_v - 0.66) + 1) + 1.828(\sigma'_v - 0.66) \quad (\text{式8})$$

N_1 : 基準拘束圧 $\sigma'_{ma} = 1(\text{kgf/cm}^2)$ の時の N 値

この時、 $\sigma'_{ma} = (\sigma'_v + \sigma'_h) / 2 = (1 + K_0)\sigma'_v / 2$, $K_0 = 0.5$ より、

$$\sigma'_{ma} = 1.333(\text{kgf/cm}^2)$$

$$D_r = 21 \times (N_1 / (1.333 + 0.7))^{0.5} \quad (\text{式9})$$

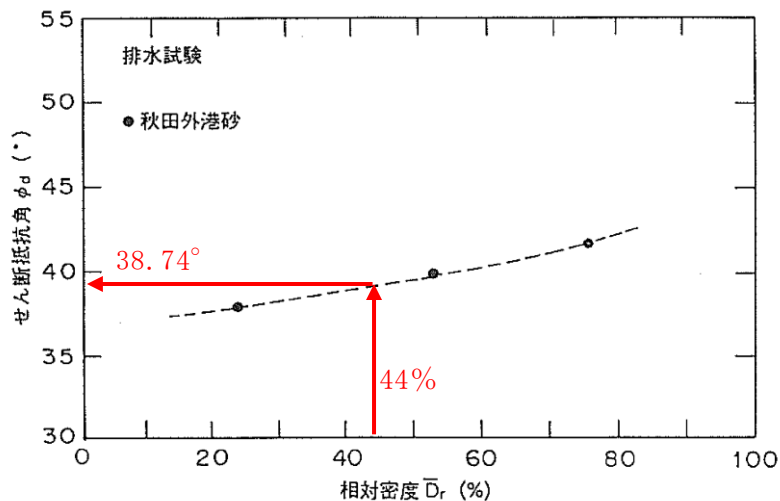


図2-9 相対密度と内部摩擦角 φ_f の関係 (「港湾技研資料」, 赤字で加筆)

また、砂礫は、図 2-10 に示す「道路土工 盛土工指針（平成 22 年度版）（2010 年 4 月，（社）日本道路協会）」（以下「道路土工 盛土工指針」という。）に記載の自然地盤の礫，礫まじり砂に相当すると考えられ，それらの内部摩擦角 ϕ は 35～40° とされており，内部摩擦角の設定は妥当であると判断する。

なお，内部摩擦角 ϕ を 35° 及び 40° とした場合のひずみ依存特性 $G/G_0 \sim \gamma$ は図 2-11 のとおりであり，解析用物性値として設定した 38.74° と大きな差がないため，耐震評価への影響は軽微であると考えられるが，内部摩擦角 ϕ を 35° とした場合の影響検討を実施する。

解表 4-2-4 設計時に用いる土質定数の仮定値⁴⁾

種類	状態	単位体積重量 (kN/m ³)	せん断抵抗角 (度)	粘着力 (kN/m ²)	地盤工学会基準 ^(注2)	
盛土	礫および礫まじり砂	締め固めたもの	20	40	0	{G}
		締め固めたもの 粒径幅の広いもの	20	35	0	{S}
	砂	締め固めたもの 分級されたもの	19	30	0	
	砂質土	締め固めたもの	19	25	30 以下	{S F}
	粘性土	締め固めたもの	18	15	50 以下	{M}, {C}
自然地盤	関東ローム	締め固めたもの	14	20	10 以下	{V}
	礫	密実なものまたは粒径幅の広いもの	20	40	0	{G}
		密実でないものまたは分級されたもの	18	35	0	
	礫まじり砂	密実なもの	21	40	0	{G}
		密実でないもの	19	35	0	
	砂	密実なものまたは粒径幅の広いもの	20	35	0	{S}
		密実でないものまたは分級されたもの	18	30	0	
	砂質土	密実なもの	19	30	30 以下	{S F}
		密実でないもの	17	25	0	
	粘性土	固いもの（指で強く押し多少へこむ） ^(注1)	18	25	50 以下	{M}, {C}
やや軟らかいもの（指の中程度の力で貫入） ^(注1)		17	20	30 以下		
軟らかいもの（指が容易に貫入） ^(注1)		16	15	15 以下		
粘土およびシルト	固いもの（指で強く押し多少へこむ） ^(注1)	17	20	50 以下	{M}, {C}	
	やや軟らかいもの（指の中程度の力で貫入） ^(注1)	16	15	30 以下		
関東ローム	軟らかいもの（指が容易に貫入） ^(注1)	14	10	15 以下		
		14	5 (ϕ_0)	30 以下	{V}	

注 1) ; N 値の目安は次のとおりである。

固いもの (N=8~15)，やや軟らかいもの (N=4~8)，軟らかいもの (N=2~4)

注 2) ; 地盤工学会基準の記号は，およその目安である。

図 2-10 「道路土工 盛土工指針」記載の礫，礫まじり砂の内部摩擦角

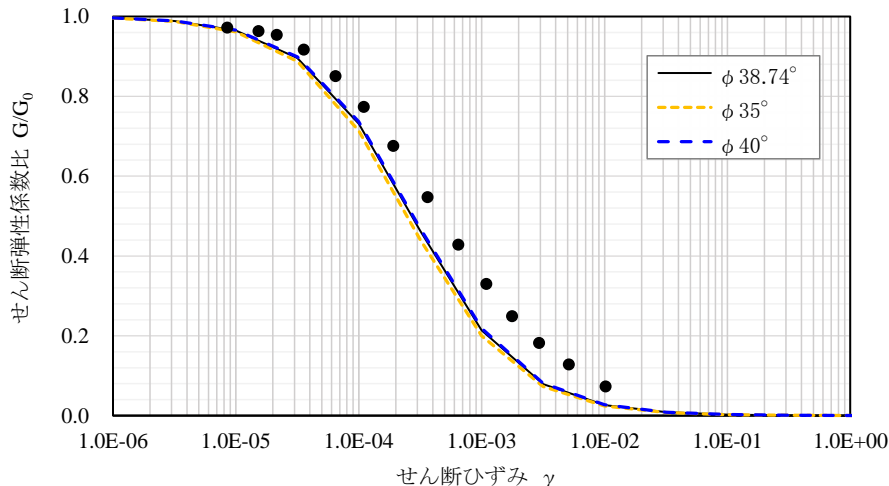


図 2-11 砂礫層における G/G_0 のひずみ依存特性 ($\phi 35^\circ$, 40°) (参考) 9-12

(6) 砂礫層の解析用物性値

以上を踏まえ、砂礫層における解析用物性値を表 2-5 に、その設定根拠を表 2-6 に示す。

表 2-5 砂礫層における解析用物性値

		砂礫層	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.05	
	間隙率 n	0.45	
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	225400	
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98.00	
	ポアソン比 ν	0.33	
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.095	
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	0	
	内部摩擦角 ϕ' (°)	38.74	
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	28	
	液状化パラメータ	S1	0.005
		w1	4.020
		P1	0.500
		P2	1.100
		C1	1.916

注記*：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を示す。

動せん断弾性係数、内部摩擦角及び液状化パラメータは代表的な数値を示す。

表 2-6 砂礫層における解析用物性値の設定根拠

		砂礫層	
物理特性	密度 ρ	物理試験	
	間隙率 n	慣用値 ^{*1}	
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma}	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_{ma}'	慣用値 ^{*1}	
	ポアソン比 ν	慣用値 ^{*1}	
	減衰定数の上限値 h_{max}	動的変形特性に基づき設定	
強度特性	粘着力 c'	慣用値 ^{*1}	
	内部摩擦角 ϕ'	文献 ^{*1} からN値（原位置試験）と有効上載圧により設定	
液状化特性	変相角 ϕ_p	文献 ^{*1,*2} からN値（原位置試験），有効上載圧及び細粒分含有率（物理試験）により設定	
	液状化パラメータ		S1
			w1
			P1
			P2
	C1		

注記*1：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ータの簡易設定法（港湾技研資料No. 869，平成9年6月）

*2：FLIPの解析における解析精度向上に関する諸検討成果報告書（付録）（第2期FLIP研究会解析精度向上作業部会，2004.6）

(参考資料 10) 埋戻土 (粘性土) の解析用物性値について

1. 島根原子力発電所における埋戻土 (粘性土) について

島根原子力発電所の施設護岸建設時において、図 1-1 に示すとおり、護岸背面の止水性を確保するために埋戻土 (粘性土) を施工している。

津波防護施設である防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) の周囲に、埋戻土 (粘性土) が分布しており、防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) の解析モデルに取り入れる必要があることから、埋戻土 (粘性土) に適切な解析用物性値を設定する。また、「F L I P 研究会 14 年間の検討成果まとめの作成について (F L I P 研究会 14 年間の検討成果まとめ WG) 」(以下「F L I P 研究会報告」という。)を踏まえ、強度特性として粘着力 $c'=0$ 、内部摩擦角 $\phi'=30^\circ$ を設定する。

「F L I P 研究会報告」における強度特性 (粘着力 $c'=0$ 、内部摩擦角 $\phi'=30^\circ$) について、島根原子力発電所における埋戻土 (粘性土) の三軸圧縮試験を実施し、妥当性を確認する。

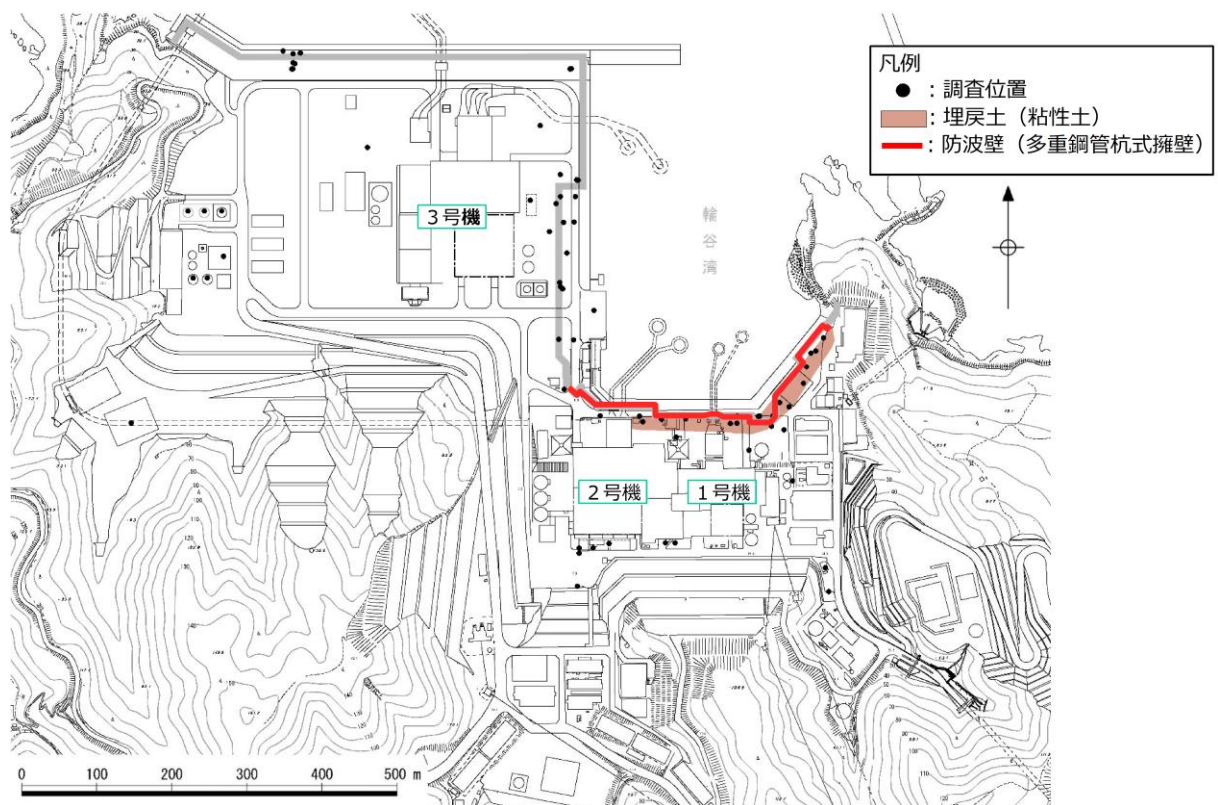


図 1-1 埋戻土 (粘性土) の分布状況

(参考) 10-1

2. 埋戻土（粘性土）の解析用物性値の設定

2.1 設定方針

埋戻土（粘性土）の解析用物性値については、原位置試験、室内試験の試験結果及び「FLIP研究会報告」を踏まえて設定する。

2.2 原位置試験及び室内試験

(1) 試験方法

埋戻土（粘性土）の原位置試験及び室内試験は、日本産業規格（JIS）又は地盤工学会（JGS）の試験基準に基づき、表2-1の項目について実施する。

表2-1 埋戻土（粘性土）の試験項目

項目	規格・基準名称	試験規格
飽和密度	土の湿潤密度試験方法	JIS A 1225
間隙率	土粒子の密度試験方法	JIS A 1202
S波速度	地盤の弾性波速度検層方法	JGS 1122
G/G ₀ ～ γ 関係 h～ γ 関係	土の変形特性を求めるための繰返し 三軸試験方法	JGS 0542

(2) 原位置試験及び試料採取位置

埋戻土（粘性土）の原位置試験及び試料採取位置について、図 2-1 及び表 2-2 に示す。

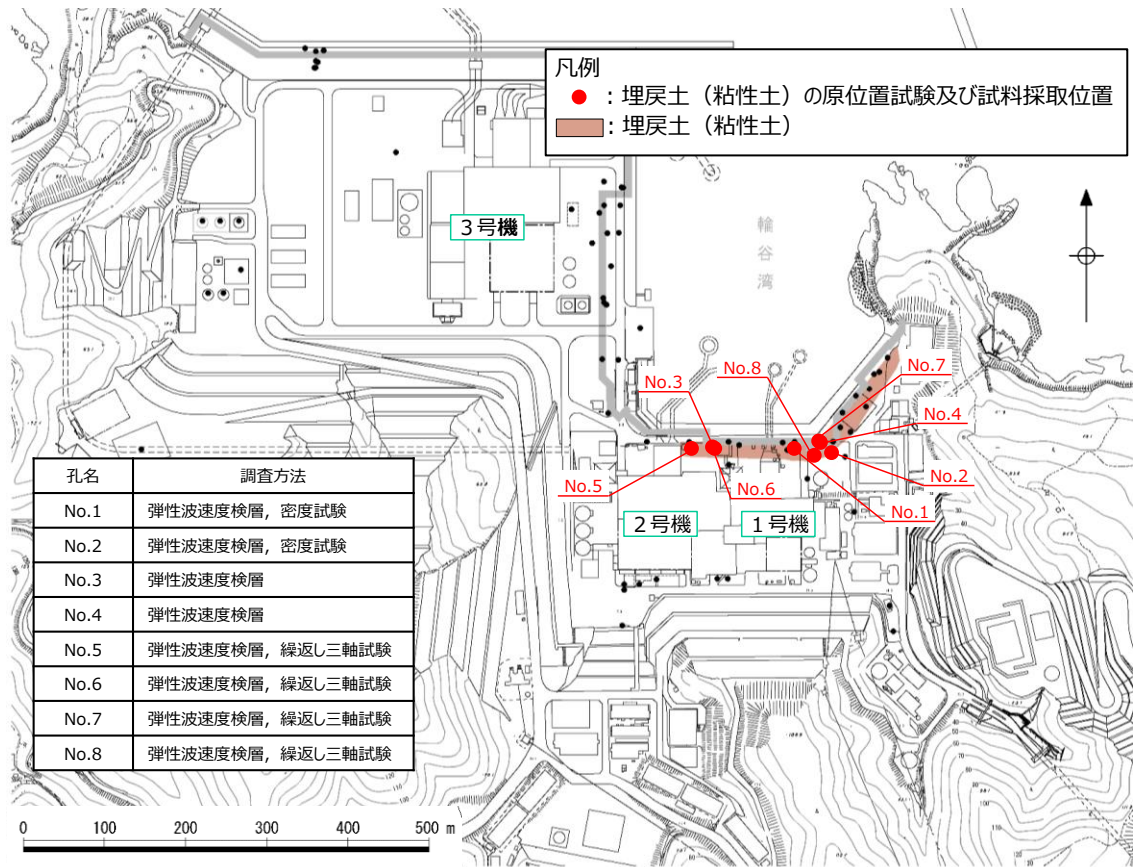


図 2-1 埋戻土（粘性土）の原位置試験及び試料採取位置

表 2-2 埋戻土（粘性土）の原位置試験及び試料採取深度

孔名	原位置試験 (試料採取深度含む)
No. 1	GL-7.5~-15.5m
No. 2	GL-9.5~-13.5m
No. 3	GL-8.5~-10.5m
No. 4	GL-6.5~-10.5m
No. 5	GL-7.5~-12.5m
No. 6	GL-9.5~-12.5m
No. 7	GL-6.5~-11.5m
No. 8	GL-9.5~-11.5m

(参考) 10-3

(3) 試験結果

埋戻土（粘性土）の原位置試験及び室内試験結果について、表 2-3 に示す。また、埋戻土（粘性土）の繰返し三軸試験結果における G/G_0 のひずみ依存特性を図 2-2 に、減衰定数のひずみ依存特性を図 2-3 に、繰返し三軸試験後の供試体写真を図 2-4 に示す。

表 2-3 埋戻土（粘性土）の原位置試験及び室内試験結果

孔名	飽和密度 (g/cm^3)		間隙率		S 波速度 (m/s)		G/G ₀ ~ γ 関係 h ~ γ 関係	
	試料数	孔別平均	試料数	孔別平均	試料数	孔別平均	試料数	孔別平均
No. 1	8	2.04	8	0.42	9	371	/	/
No. 2	5	2.13	5	0.33	5	530		
No. 3	/	/	/	/	5	490		
No. 4					5	430		
No. 5					6	510		
No. 6					4	490	1	
No. 7					6	413	1	
No. 8	3	430	1					
平均値	2.07		0.39		451			

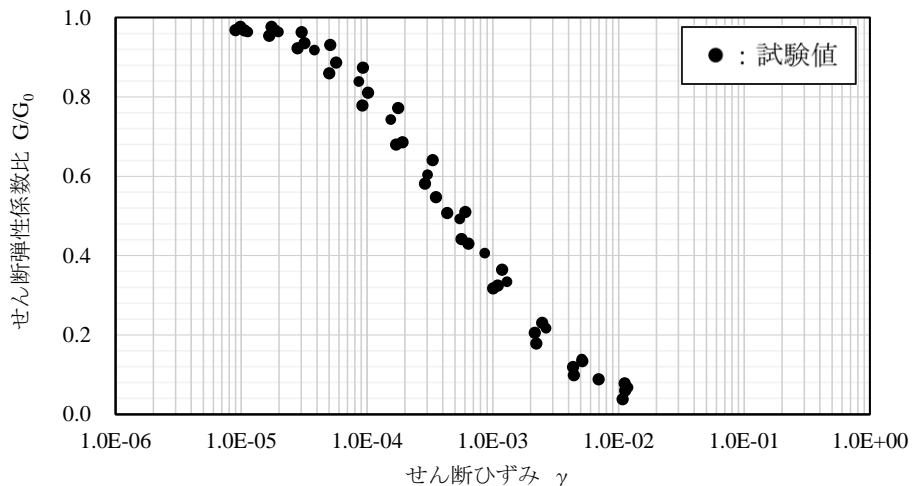


図 2-2 埋戻土（粘性土）における G/G_0 のひずみ依存特性

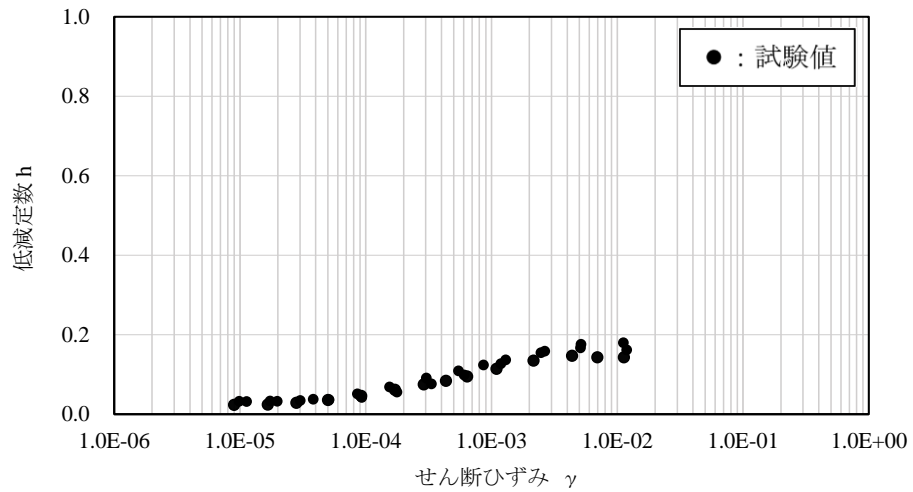


図 2-3 埋戻土（粘性土）における減衰定数のひずみ依存特性

図 2-4 に示す繰返し三軸試験後の供試体写真より、供試体は破壊していないことから試験結果は妥当であると判断した。



(No. 5)



(No. 6)



(No. 7)



(No. 8)

図 2-4 埋戻土（粘性土）における繰返し三軸試験後の供試体写真

(参考) 10-5

2.3 解析用物性値の設定方針

埋戻土（粘性土）の解析用物性値は、原位置試験，室内試験の試験結果及び「FLIP研究会報告」を踏まえて設定する。

(1) 密度 ρ 及び間隙率 n

埋戻土（粘性土）の密度 ρ 及び間隙率 n は、室内試験の試験結果を踏まえて設定する。

(2) 動せん断弾性係数 G_{ma}

G_{ma} は、密度 ρ ，S波速度 V_s より、(式1)に基づき算定したせん断弾性係数 G_m 及び「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）」（以下「港湾技研資料」という。）に基づく(式2)のとおり設定した。

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

G_m : せん断弾性係数 (kN/m²)

ρ : 密度 (g/cm³)

V_s : S波速度 (m/s)

$$G_{ma} = G_m \cdot (\sigma_{ma}' / \sigma_m')^{0.5} \quad (\text{式2})$$

G_{ma} : 基準せん断弾性係数 (kN/m²)

σ_{ma}' : 基準平均有効拘束圧 (kN/m²)

σ_m' : 平均有効拘束圧 (kN/m²)

ここで、 $\sigma_m' = (\sigma_v' + \sigma_h') / 2 = (1 + K_0) \sigma_v' / 2$, $K_0 = 0.5$

σ_v' : 改良地盤の層中心における有効上載圧 (kN/m²)

図2-5に示す防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の埋戻土（粘性土）層における $\sigma_v' = 202.29 \text{ kN}$ を採用

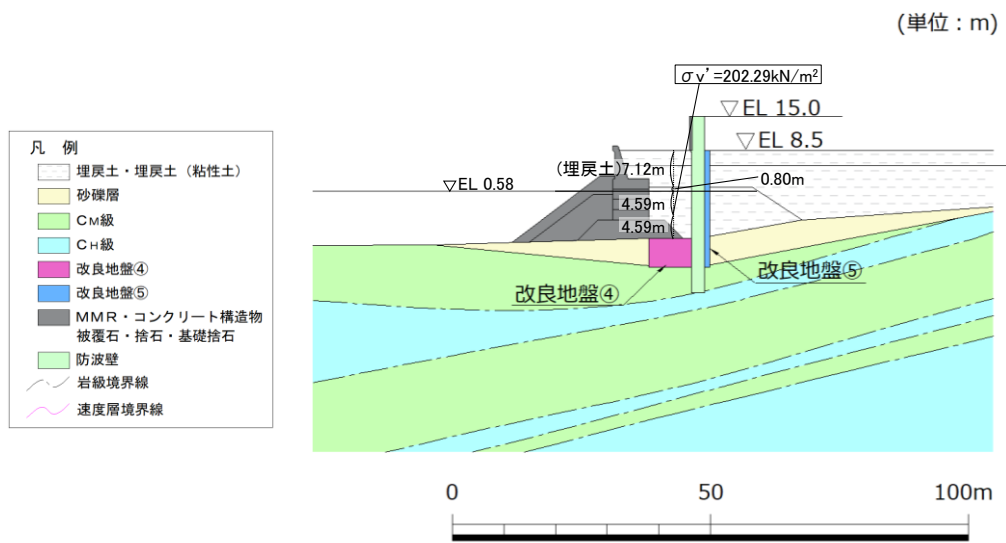
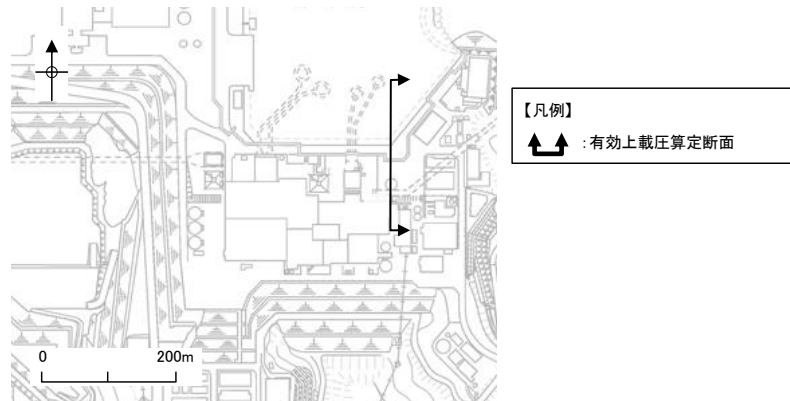


図 2-5 平均有効拘束圧の算定位置 (防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) 埋戻土 (粘性土))

(参考) 10-7

(3) 動的変形特性

埋戻土（粘性土）の動的変形特性は、繰返し三軸試験の試験結果を踏まえて設定する。

有効応力解析では、ひずみ依存特性として、H-D (Hardin-Drnevich) モデルを設定するため、以下の式を用いる。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \gamma/\gamma_r} \quad (\text{式 3})$$

$$h = h_{max} \left(1 - \frac{G}{G_0}\right) = \frac{h_{max}\gamma/\gamma_r}{1 + \gamma/\gamma_r} \quad (\text{式 4})$$

$$\gamma_r = \frac{\tau_{ma}}{G_{ma}} = (c' + \sigma'_{ma} \cdot \tan \phi') / G_{ma} \quad (\text{式 5})$$

G : せん断弾性係数

G₀ : 初期せん断弾性係数

γ : せん断ひずみ

γ_r : 基準平均有効拘束圧時の基準ひずみ

h_{max} : 減衰定数の上限値

τ_{ma} : 基準平均有効拘束圧時のせん断強度

G_{ma} : 基準平均有効拘束圧時のせん断弾性係数

σ'_{ma} : 基準平均有効拘束圧

c' : 粘着力（有効応力）

φ' : 内部摩擦角（有効応力）

(4) ポアソン比 ν

改良地盤のポアソン比 ν は、「港湾技研資料」に基づき、(式6)により算定した。

$$\nu = K_0 / (1 + K_0) \quad (\text{式 6})$$

ν : ポアソン比

K₀ : 静止土圧係数 (=0.5)

(5) 粘着力 c 及び内部摩擦角 φ

埋戻土（粘性土）の強度特性である粘着力 c 及び内部摩擦角 φ については、「F L I P 研究会報告」を踏まえ、強度特性として粘着力 c'=0、内部摩擦角 φ'=30° を設定する。

(参考) 10-8

2.4 解析用物性値の設定

埋戻土（粘性土）の室内試験における試験結果を踏まえ、解析用物性値を設定する。

（1）密度 ρ 及び間隙率 n

室内試験で確認された密度 ρ は、平均値 2.07g/cm^3 を採用する。

また、室内試験で確認した間隙率 n は、「港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター，平成19年3月）」（以下「港湾構造物設計事例集」という。）に基づき、より大きな間隙率 0.55 を採用する。

（2）動せん断弾性係数 G_{ma}

埋戻土（粘性土）の原位置試験におけるS波速度及び設計S波速度を表2-4に示す。

構造物評価の観点では、せん断弾性係数が低いほど地盤剛性が低くなり、地盤変形に伴う土木構造物の変形が大きくなることで保守的な評価となることが想定されることから、埋戻土（粘性土）の動せん断弾性係数 G_{ma} の算出に用いるS波速度 V_s について、原位置試験で確認したS波速度（平均値 -1σ ）よりも安全側に設計S波速度を設定する。

表2-4 埋戻土（粘性土）の原位置試験におけるS波速度及び設計S波速度

	原位置におけるS波速度(m/s)			設計S波速度 (m/s)
	平均 $- \sigma$	平均	平均 $+ \sigma$	
埋戻土（粘性土）	391	451	511	300

（3）動的変形特性

埋戻土（粘性土）における繰返し三軸試験結果を踏まえ、 G/G_0 のひずみ依存特性（図2-6）及び減衰定数のひずみ依存特性（図2-7）を設定する。

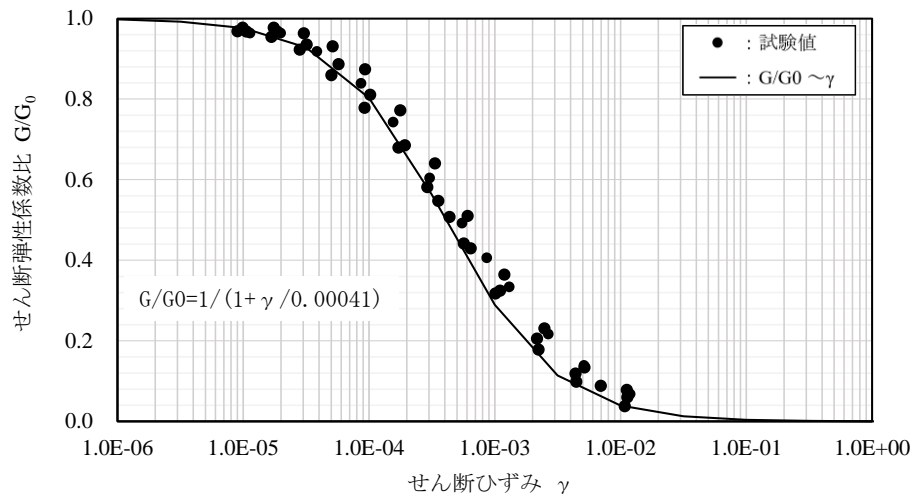


図 2-6 G/G_0 のひずみ依存特性

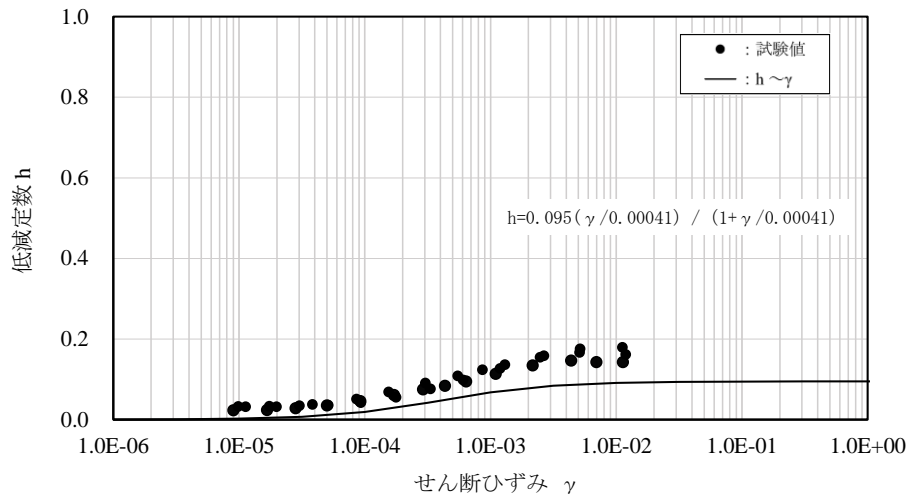


図 2-7 減衰定数のひずみ依存特性

(4) 埋戻土（粘性土）の解析用物性値

以上を踏まえ、埋戻土（粘性土）における解析用物性値を表 2-5 に、その設定根拠を表 2-6 に示す。

表 2-5 埋戻土（粘性土）における解析用物性値

		埋戻土（粘性土）
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.07 【2.03】
	間隙率 n	0.55
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	186300
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	151.7
	ポアソン比 ν	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.095
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	0
	内部摩擦角 ϕ' (°)	30.00

注記*：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を示す。

動せん断弾性係数及び基準平均有効拘束圧は代表的な数値を示す。

表 2-6 埋戻土（粘性土）における解析用物性値の設定根拠

		埋戻土（粘性土）
物理特性	密度 ρ	物理試験
	間隙率 n	慣用値*
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma}	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_{ma}'	G_{ma} に対応する値
	ポアソン比 ν	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
強度特性	粘着力 c'	慣用値*
	内部摩擦角 ϕ'	慣用値*

注記*：港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター，平成19年3月）

3. 埋戻土(粘性土)の強度特性の妥当性について

3.1 妥当性の確認方針

「FLIP研究会報告」等の文献を整理し、埋戻土(粘性土)に設定する強度特性の妥当性を確認したうえで、島根原子力発電所における埋戻土(粘性土)の三軸圧縮試験結果より妥当性を確認する。

3.2 文献調査

「地盤調査・土質試験結果の解釈と適用例」(地盤工学会)では、排水条件の異なる先行圧密応力を受けた粘土の強度の関係について説明しており、排水条件の異なった3種の直接せん断試験を行った結果の模式図を図3-1に示す。非圧密非排水試験(UU)では、応力 σ によらず、せん断強度 $\tau_f=c_u$ となる一方、圧密非排水試験(CU)及び圧密排水試験(CD)では応力 σ に応じてせん断強度 τ_f が大きくなることが示されている。

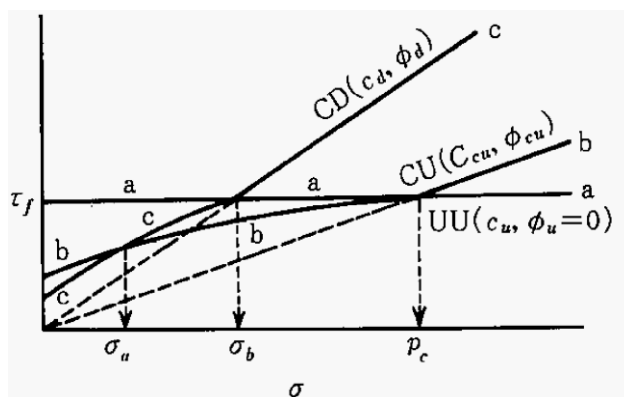


図3-1 先行圧密応力を受けた粘土における排水条件と強度の関係
(地盤工学会「地盤調査・土質試験結果の解釈と適用例」より抜粋)

飽和した粘性土について、非圧密非排水試験(UU)を実施した場合、軸圧縮前に非排水状態で拘束圧を変動させる。土が飽和している場合、拘束圧の変動は間隙水圧の変化となり、供試体に働く有効拘束圧は変わらない。よって、複数の供試体に複数の拘束圧をかけて試験を実施しても、同じ拘束圧で試験を実施していることになり、図3-2のようにピーク強度は変わらないため、飽和した粘性土の非圧密非排水試験(UU)では、せん断強度は粘着力 c のみで表現され、内部摩擦角 $\phi=0^\circ$ となる。

一方、圧密非排水試験(CU)を実施した場合、軸圧縮前に供試体を圧密するため、供試体内の間隙が減少し、緻密化が進む。よって、圧密応力が大きいほど緻密化し、軸圧縮した際のピーク強度が大きくなるため、内部摩擦角 ϕ が発生する。

(参考) 10-12

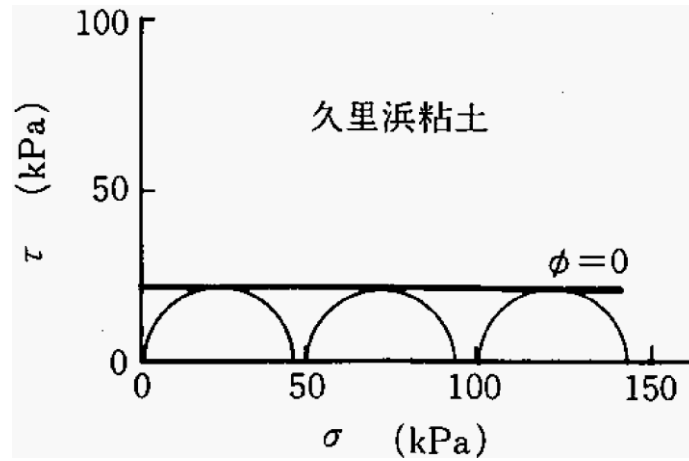


図 3-2 粘土における非圧密非排水試験 (UU) 結果
(地盤工学会「地盤調査・土質試験結果の解釈と適用例」より抜粋)

有効応力解析を実施する場合は、圧密非排水試験 (\overline{CU}) により有効応力に関するパラメータを取得するため、粘土のせん断強度は粘着力 c' 、内部摩擦角 ϕ' により表現される。

また、正規圧密粘土については、一般的に粘着力 c' は 0 とされていることから、有効応力解析における正規圧密粘土は内部摩擦角 ϕ' のみとなる。

「FLIP研究会報告」に引用される「三軸試験による自然粘性土地盤の強度設定法に関する研究（土田，1990）」では，関西国際空港における埋立地点における海底地盤に対する土質調査を実施しており，沖積粘土における軸差応力の最大時における有効応力に関するモールの応力円の頂点をプロットした結果を，図3-3に示す。正規圧密時として粘着力 c を0とした場合の沖積粘土では内部摩擦角 ϕ' は 30° を上回る結果が得られている。また，図3-4では，正規圧密時の内部摩擦角 ϕ' は塑性指数 I_p との関連は見られないことを確認している。

以上を踏まえ，「FLIP研究会報告」では，粘性土は $c'=0$ ， $\phi'=30^\circ$ と設定している。

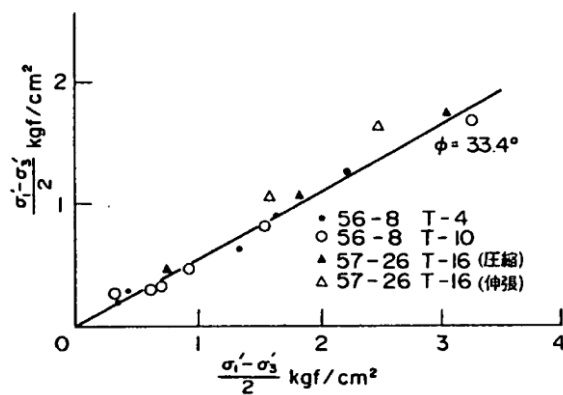


図3-3(1) 軸差応力最大時の $(\sigma_1' - \sigma_3') / 2$ と $(\sigma_1' + \sigma_3') / 2$ の関係
(沖積粘土)

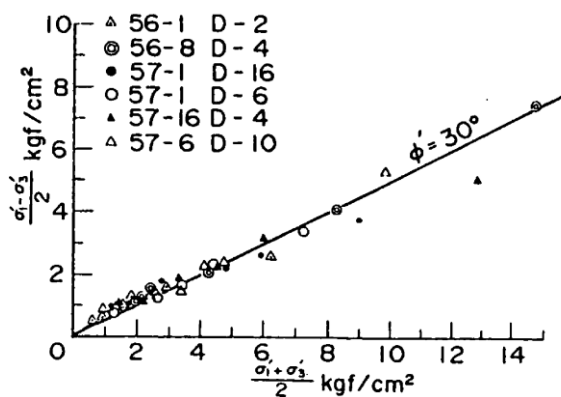


図3-3(2) 軸差応力最大時の $(\sigma_1' - \sigma_3') / 2$ と $(\sigma_1' + \sigma_3') / 2$ の関係
(沖積粘土，深度15~60m)

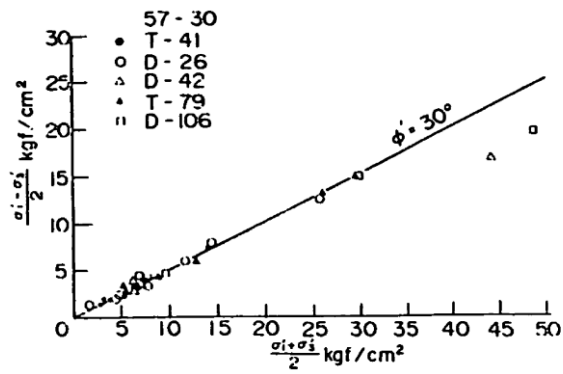


図 3-3(3) 軸差応力最大時の $(\sigma_1' - \sigma_3')/2$ と $(\sigma_1' + \sigma_3')/2$ の関係
(沖積粘土, 深度 60~200m)

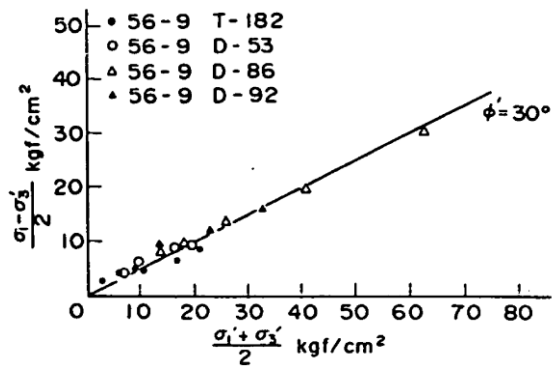


図 3-3(4) 軸差応力最大時の $(\sigma_1' - \sigma_3')/2$ と $(\sigma_1' + \sigma_3')/2$ の関係
(沖積粘土, 深度 200~330m)

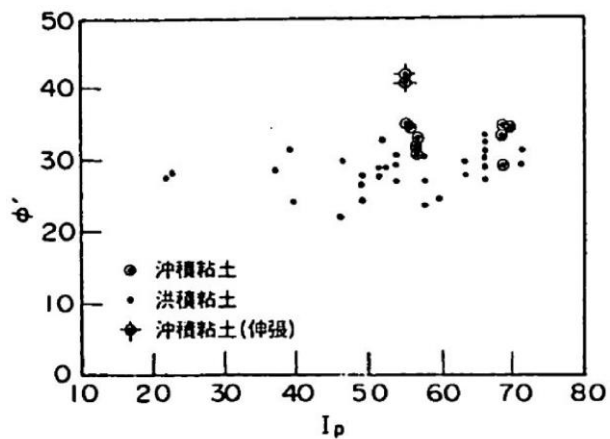


図 3-4 正規圧密時の内部摩擦角と塑性指数の関係

(参考) 10-15

3.3 島根原子力発電所における埋戻土(粘性土)の室内試験結果

島根原子力発電所における埋戻土(粘性土)の液性限界・塑性限界試験結果を表3-1に示す。表3-1より、埋戻土(粘性土)の液性限界は48.5%、塑性指数は $I_p=27.3$ となり、図3-5に示す塑性図により、埋戻土(粘性土)は「粘土」に分類される。

表3-1 埋戻土(粘性土)の液性限界・塑性限界試験結果

	液性限界 w_L (%)	塑性限界 w_p (%)	塑性指数 I_p
埋戻土(粘性土) (平均値, 試験数: 22)	48.5	21.2	27.3

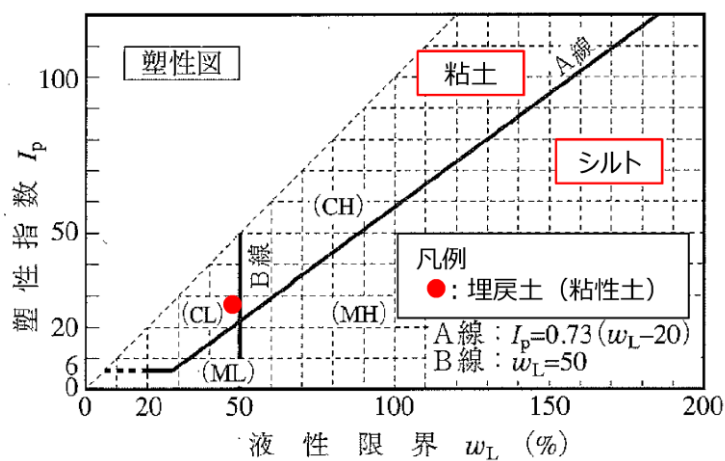


図3-5 塑性図による埋戻土(粘性土)の分類
(地盤工学会「土質試験 基本と手引き」に一部加筆)

島根原子力発電所の埋戻土（粘性土）から採取した不攪乱試料により三軸圧縮試験を実施した。埋戻土（粘性土）の試料採取位置を図3-6に、三軸圧縮試験の結果を表3-2、図3-7に示す。埋戻土（粘性土）の粘着力 c' は $0 \sim 58 \text{ kN/m}^2$ となり、内部摩擦角 ϕ' はすべての供試体において 30° を上回った。

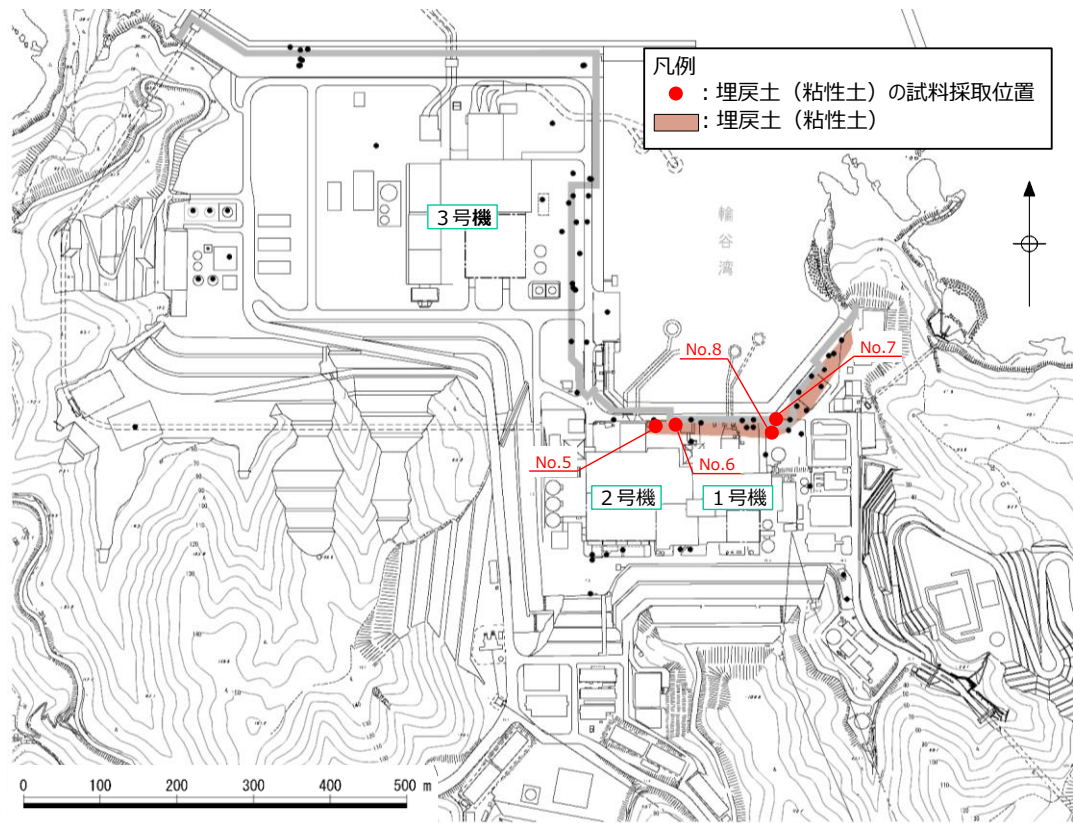


図3-6 埋戻土（粘性土）の粘性土試料採取位置

表3-2 埋戻土（粘性土）の強度特性

地点	粘着力 c' (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ' (°)
No. 5	58	34.9
No. 6	12	36.5
No. 7	0	38.9
No. 8	17	31.0
平均	21.7	35.3

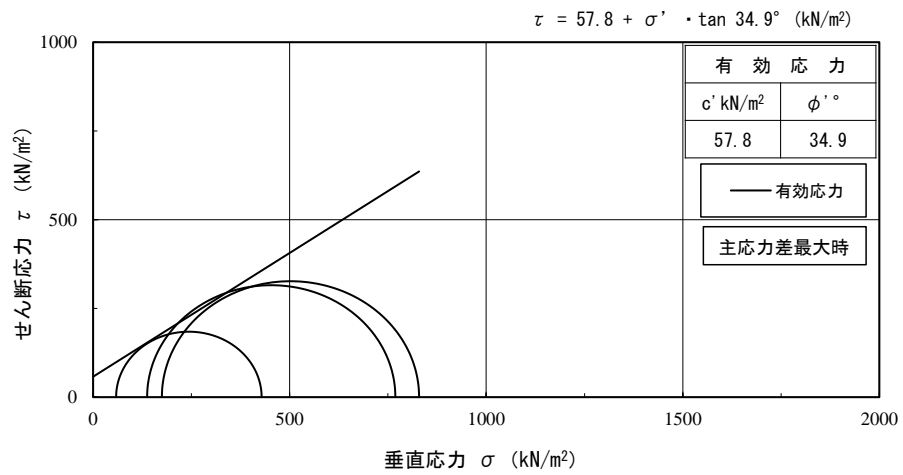


図 3-7(1) 埋戻土 (粘性土) における三軸圧縮試験結果 (No. 5)

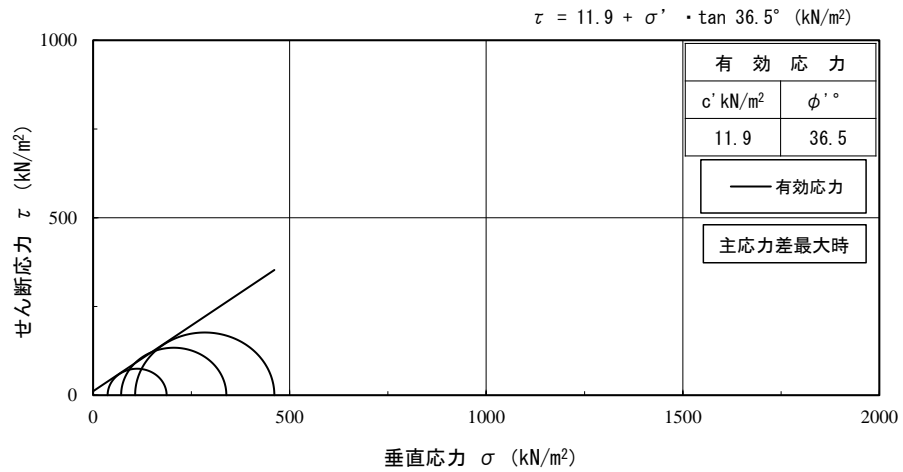


図 3-7(2) 埋戻土 (粘性土) における三軸圧縮試験結果 (No. 6)

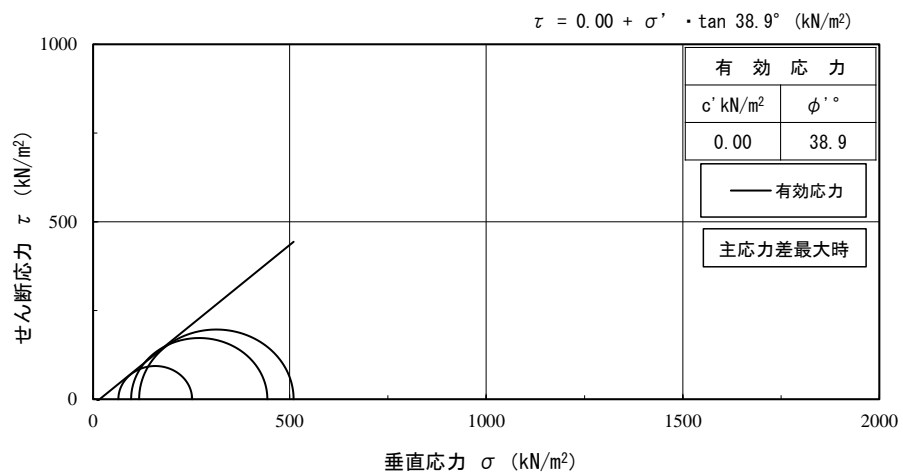


図 3-7(3) 埋戻土 (粘性土) における三軸圧縮試験結果 (No. 7)

(参考) 10-18

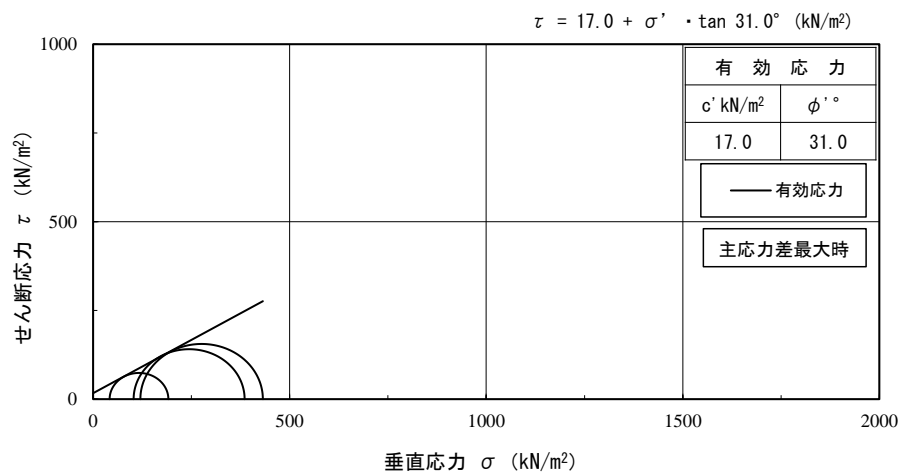


図 3-7(4) 埋戻土（粘性土）における三軸圧縮試験結果（No. 8）

3.4 妥当性確認結果

表 3-2 に示す三軸圧縮試験結果の値は、「FLIP 研究会報告」により設定した粘着力 $c'=0$ kN/m²、内部摩擦角 $\phi'=30^\circ$ をいずれも上回っており、島根原子力発電所の埋戻土（粘性土）において設定している強度特性は妥当と判断する。

(参考資料 11) 基礎捨石及び被覆石の解析用物性値について

1. 島根原子力発電所における基礎捨石及び被覆石について

島根原子力発電所の護岸において、基礎捨石（200～250mm，30kg/個以上）及び被覆石（700～800mm，1.5t/個）を使用している。

津波防護施設である防波壁（多重鋼管杭式擁壁），防波壁（逆T擁壁）及び防波壁（波返重力擁壁）の周囲に，基礎捨石及び被覆石が分布しており，防波壁の解析モデルに取り入れる必要があることから，適切な解析用物性値を設定する。

島根原子力発電所において使用している基礎捨石及び被覆石は，「港湾の施設の技術上の基準・同解説（国土交通省港湾局，2007年版）」（以下「港湾基準」という。）及び「港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター，平成19年3月）」（以下「港湾構造物設計事例集」という。）に記載される解析用物性値を設定することから，その適用性を判断する。

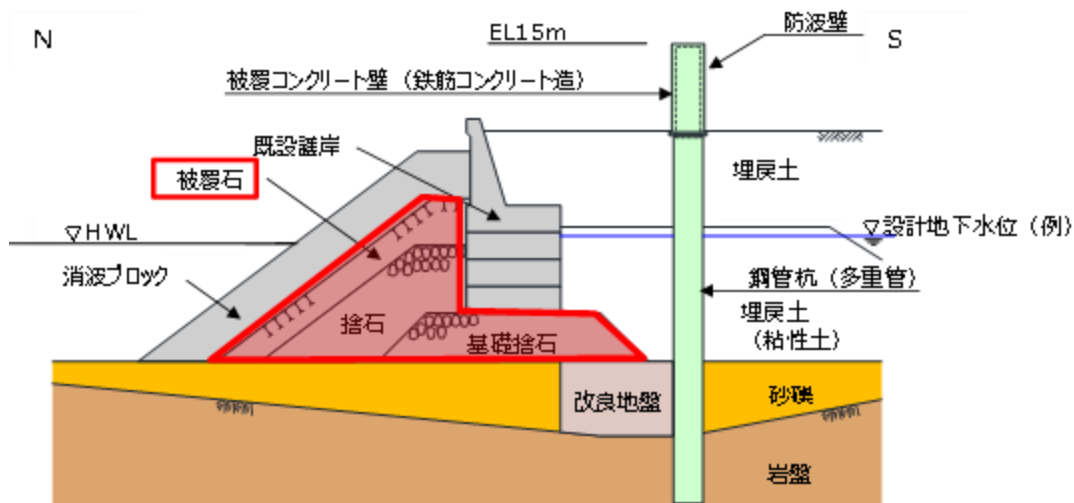


図 1-1 防波壁周囲の基礎捨石及び被覆石の分布例

2. 基礎捨石及び被覆石の解析用物性値の設定

2.1 設定方針

基礎捨石及び被覆石の解析用物性値については、現地の基礎捨石及び被覆石は粒径が大きく、室内試験が非常に困難であることから、一般的に、標準的なパラメータを用いて解析が実施されている。

基礎捨石及び被覆石の強度特性は、「港湾基準」では粘着力 $c=20\text{kN/m}^2$ 、せん断抵抗角 $\phi=35^\circ$ が標準の値とされており、表 2-1 に示す「港湾構造物設計事例集」に記載される解析用物性値が一般に使用されている。

したがって、島根原子力発電所の基礎捨石及び被覆石について、「港湾構造物設計事例集」で記載される解析用物性値の適用性を確認し採用する。

表 2-1 「港湾構造物設計事例集」における捨石の解析用物性値
 (「港湾構造物設計事例集」より引用・一部加筆)

区分	材料番号	材 料	土質記号	現地試験結果		R1中層陽安定				土層条件及入力状態						基礎体積			単位体積重量			水の圧縮係数 β_w (00kPa ⁻¹)	最大 β_{max} (00kPa ⁻¹)	概算力せん断抵抗角 C (ϕ) (°)	液状化特性								
				N ₁₀₀	N ₆₀	N_{50}	N_{30}	D_r	ϕ	上端	下端	層厚	層圧	鉛直圧	S/E	P/E	G_{50}	G_{100}	G_{300}	G_{1000}	飽和				水中	空隙率	圧縮係数	概算せん断抵抗角 ϕ (°)	せん断力 q_1	せん断力 q_2	せん断力 q_3		
荷脚	12	沖積粘性土	AcL12	-	-	-	-	-	11.4	-20.30	34.2	25.7	96	190	15,000	0.5	30,100	0.5	0.33	16.0	6.0	0.55	2.2E+06	0.20	44	-	-	-	-	-	-		
	11	洪積粘性土	DcL11	-	-	-	-	-	4.0	-28.00	82.4	61.8	169	336	45,600	0.5	128,300	0.5	0.33	17.0	7.0	0.55	2.2E+06	0.20	146	-	-	-	-	-	-		
		基礎層	Dg1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
護岸部 (ケーソン)	53	上底コンクリート	-	-	-	-	-	-	1.8	2.40	20.3	15.2	-	-	-	-	-	-	-	22.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
	52	ケーソン (海中)	-	-	-	-	-	-	0.9	1.05	50.1	37.6	-	-	-	-	-	-	-	21.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
	51	ケーソン (水中)	-	-	-	-	-	-	15.6	-7.20	145.4	109.1	-	-	-	-	-	-	-	21.0	11.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	23	捨石	sterishiti	-	-	-	-	-	4.0	-17.00	251.2	188.4	300	596	180,000	0.5	468,400	0.5	0.33	26.0	10.0	0.45	2.2E+04	0.24	20	35	-	-	-	-	-		
	22	SF90%改良 沖積粘性土	Sep.80%	-	-	-	-	-	7.0	-22.50	303.4	227.6	293	582	168,400	0.5	438,200	0.5	0.33	19.2	9.2	0.47	2.2E+06	0.23	-	40	-	-	-	-	-	-	
	21	沖積粘性土	DcL21	-	-	-	-	-	4.0	-28.00	348.6	262.2	169	336	48,600	0.5	128,300	0.5	0.33	17.0	7.0	0.55	2.2E+06	0.20	146	-	-	-	-	-	-	-	
			基礎層	Dg1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
埋土部	34	表層土 (海中)	AcL _{2a}	9	11.4	50	39	3.5	0.6	2.9	2.05	26.1	19.6	98.0	201	388	78,800	0.5	192,500	0.5	0.33	16.0	-	0.24	-	39	-	-	-	-	-		
	33	表層土 (水中)	AcL _{2w}	9	11.4	50	39	0.6	-10.0	10.6	-4.70	105.2	78.9	98.0	190	378	78,800	0.5	192,500	0.5	0.33	26.0	10.0	0.45	2.2E+06	0.24	-	39	28	0.05	6.0	0.5	0.94
	32	沖積粘性土	AcL ₃₂	-	-	-	-	-	16.0	-18.00	206.2	154.7	127	252	26,200	0.5	68,300	0.5	0.33	16.0	6.0	0.55	2.2E+06	0.20	(77)	30	-	-	-	-	-	-	
	31	洪積粘性土	DcL ₃₁	-	-	-	-	-	4.0	-28.00	358.2	201.2	169	336	48,600	0.5	128,300	0.5	0.33	17.0	7.0	0.55	2.2E+06	0.20	146	-	-	-	-	-	-	-	-
			基礎層	Dg1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
表込石	41	表込石 (水中)	uramose _w	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.33	20.0	10.0	0.45	2.2E+04	0.24	20	35	-	-	-	-		
	43	表込石 (海中)	uramose _m	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.33	15.0	-	0.45	-	0.24	20	35	-	-	-	-	-	

(参考) 11-3

2.2 解析用物性値について

島根原子力発電所における基礎捨石及び被覆石の解析用物性値を表 2-2 に示す。

表 2-2 基礎捨石及び被覆石の解析用物性値

		基礎捨石及び被覆石
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.04 【1.84】
	間隙率 n	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	180000
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98.00
	ポアソン比 ν	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.24
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	20
	内部摩擦角 ϕ' (°)	35.00

注記* : 括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を示す。

動せん断弾性係数及び基準平均有効拘束圧は代表的な数値を示す。

3. 基礎捨石及び被覆石の解析用物性値の妥当性について

3.1 妥当性の確認方針

「港湾基準」に記載されている内容について、その引用文献の目的、結果を整理するとともに、地震時の動的挙動への適用性についても文献の内容を検討する。また、先行炉における基礎捨石等の解析用物性値を確認し、基礎捨石及び被覆石の解析用物性値の妥当性を確認する。

3.2 「港湾構造物設計事例集」に記載される解析用物性値の妥当性

「港湾構造物設計事例集」に記載される解析用物性値のうち主要な物性値について、島根原子力発電所の基礎捨石及び被覆石に適用することの妥当性を確認する。

(1) 強度特性

「港湾基準」では、図 3-1 に示すとおり基礎捨石及び被覆石の強度特性として、粘着力 $c=20\text{kN/m}^2$ 、せん断抵抗角 $\phi=35^\circ$ が記載されている。

(6) マウンド材及び基礎地盤の強度定数

① マウンド材

偏心傾斜した作用を受ける支持力の模型実験及び現地実験の結果によれば、三軸圧縮試験から求められた強度定数を用いてビショップ法による円弧滑り解析を行えば精度の高い結果が得られることが明らかになっている⁵⁾。また、碎石の大型三軸圧縮試験から、粒径の大きい粒状体の強度定数は均等係数の等しい相似粒度の材料から求められる値にほぼ等しいことが確認されている⁶⁾。したがって、捨石の強度定数を正確に推定するには相似粒度の試料を用いた三軸圧縮試験を実施することが望ましいが、強度試験を行わない場合には、一般に用いられている通常の捨石に対する標準的な強度定数として粘着力 $c_D=20\text{kN/m}^2$ 、せん断抵抗角 $\phi_D=35^\circ$ の値が用いられている。実際の捨石においては現地での捨石の密度に対応して強度に相違が生じることが予想されるが、現地での捨石の状態を把握することは非常に困難であるので、標準的な強度定数の値が設定されている。

標準値は碎石の大型三軸圧縮試験の結果からやや安全側に求めた値であり、既存防波堤及び係留施設の解析結果からも妥当な値である。なお、強度定数として粘着力 $c_D=20\text{kN/m}^2$ としているが、これは碎石のせん断抵抗角 ϕ_D の拘束圧による変化を考慮するための見掛けの粘着力である。図 2.2.7 は各種の碎石に関する三軸試験結果をまとめたものであるが⁵⁾、拘束圧が大きくなるとともに粒子破壊によって ϕ_D は減少する。図中に実線で示された値は見掛けの粘着力 $c_D=20\text{kN/m}^2$ 、 $\phi_D=35^\circ$ とした値であるが、見掛けの粘着力を考慮することによって ϕ_D の拘束圧依存性が反映されている。母岩の一軸圧縮強さと強度定数の関連を調べた結果によると、これらの標準値が適用できるのは母岩の一軸圧縮強さが 30MN/m^2 以上の石材である。母岩の強度が 30MN/m^2 以下である弱い石材をマウンドの一部として用いる場合、強度定数はほぼ $c_D=20\text{kN/m}^2$ 、 $\phi_D=30^\circ$ となる⁷⁾。

図 3-1 「港湾基準」における捨石の強度特性の設定方法

(「港湾基準」より引用・一部加筆)

「港湾基準」の引用文献である「港湾技術研究所報告 捨石マウンドの支持力の新しい計算法(1987.6)」(以下「文献①」という。)では、捨石マウンド上に重力式構造物が設けられる場合における捨石の力学的特性の検討を目的とした実験が行われている。

(参考) 11-5

ここで、「文献①」では、直轄港湾工事に用いられる基礎捨石に対して質量～粒径換算を行い、それらと同程度の強度・比重を有する「砕石 ($D_{max}=25\text{mm}\sim 200\text{mm}$: 砂岩と花崗岩の2種類)」を対象に、試験条件として均等係数 U_c 、拘束圧及び締固め程度を変化させた供試体を準備し、直径 60cm・高さ 120cm の供試体では中型三軸圧縮試験、直径 120cm・高さ 240cm の供試体では大型三軸圧縮試験をそれぞれ実施して捨石の力学特性を検討している。「文献①」の三軸圧縮実験ケース及び実験結果を図 3-2 に示す。

上述の試験結果より、「捨石の強度定数は粘着力 $c=2\text{tf}/\text{m}^2$ 、せん断抵抗角 $\phi=35^\circ$ を標準とする」とされている。

表-5 実験ケース

岩種	試験機	D_{max} (mm)	料試名	U_c	拘束圧 α_3 (kgf/cm ²)		
					粗締	中締	密締
花崗岩	中型	25.4	A 1	1.2	2,4		
			A 2	2.8	2,4		
			A 3	5.0	2,4		
		63.5	B 1	1.2	2,4	1	1,2,4
			B 2	2.8	1,2,4	1,2,4	1,2,4
			B 3	5.0	1,2,4	1,2,4	1,2,4
	B 4		8.0	1,2,4	1,2,4	1,2,4	
	B 5		15.0	1,2,4	1,2,4	1,2,4	
	大型	100	C 1	1.2	2		
			C 2	2.8	2		
		150	D 1	1.2	2,4,8	1,2,4,8	
			D 2	2.8	2		
			D 3	5.0	2		
		200	E 1	1.2	2		
			E 0	2.0			4
E 2			2.8		4	1,2,4	
E 3			5.0	2			
硬質砂岩	中型	25.4	F 1	1.3	2,4,8	0.5,1,2,4,8,14	2,4,8
		63.5	G 1	1.3		2,4,8	
	大型	150	H 1	1.2		2,4,8	

文献①の三軸圧縮実験ケース

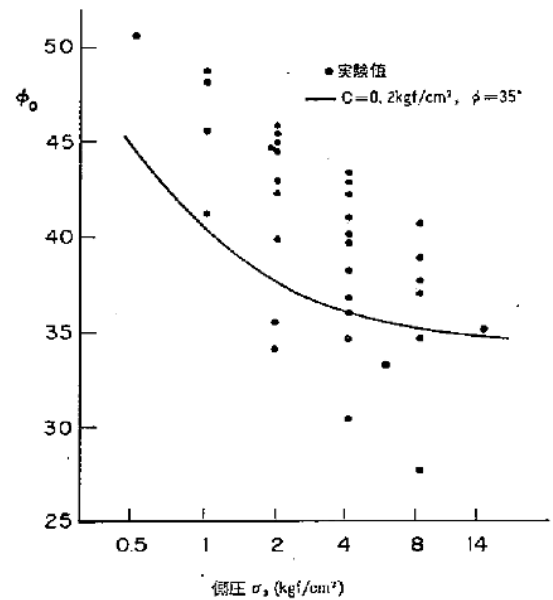


図-40 見掛けの粘着力を考慮した場合の ϕ_0 と σ_3 の関係

文献①の三軸圧縮実験結果

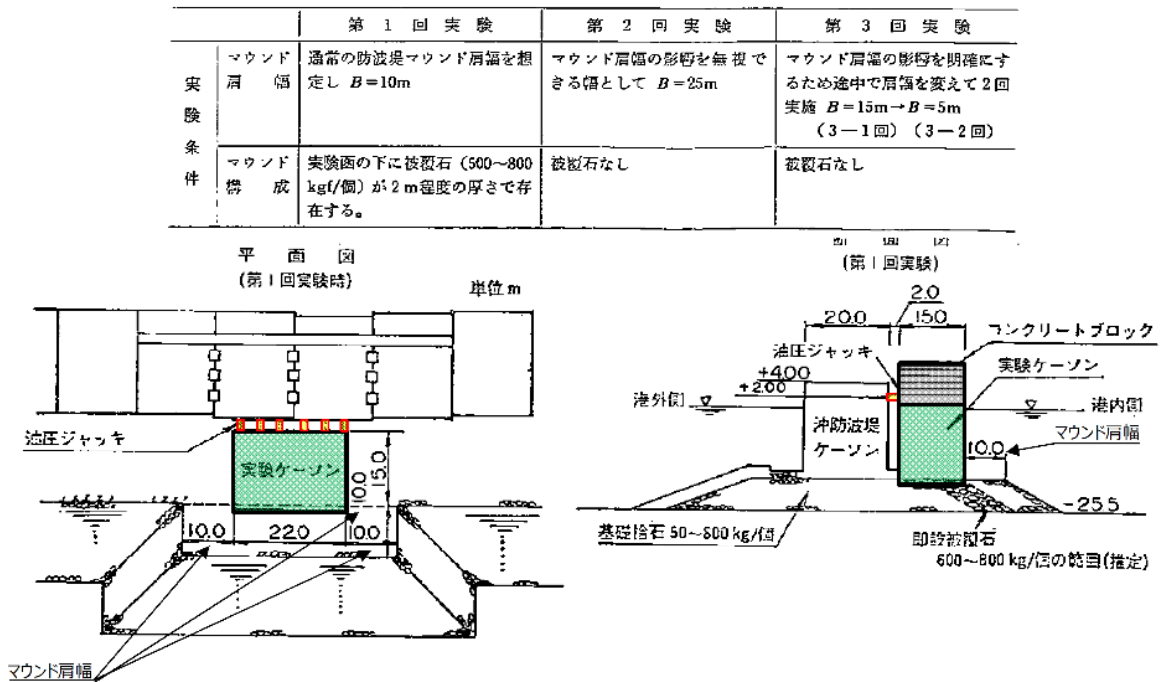
図 3-2 「文献①」の三軸圧縮実験ケース及び実験結果

(「文献①」より引用)

「文献①」は、捨石マウンドにおける支持力の新しい計算方法の提案を目的に、捨石マウンド上の重力式構造物の安定性（静的）に関して現地実験（小名浜港：基礎捨石 50kg～800kg/個，被覆石 600kg～800kg/個（推定））が行われている。

現地実験は、マウンド肩幅を 10m から 25m, 15m, 5m に変更した 4 ケースで行われており、実験ケーソン（幅 22m×奥行 15m）に油圧ジャッキで水平力を与えてマウンド及び基礎地盤に偏心傾斜荷重を加えることで、実験ケーソンの回転角や水平変位が計測されている。

現地実験から得られた最大水平力を用いた円形すべり計算結果によると、「捨石の三軸試験による強度定数 $c=2tf/m^2$ ， $\phi=35^\circ$ を用いたビショップ法の結果が実験結果と良く一致する」とされている。小名浜港の現地試験の概要図を図 3-3 に示す。



小名浜港現地試験概要図
 (文献①「港湾技術研究所報告 捨石マウンドの支持力の新しい計算法 (1987.6)」より引用)

図 3-3 小名浜港現地試験概要図

「港湾技研資料 マウンド用石材の大型三軸試験による強度特性（1991.3）」（以下「文献②」という。）では、「品質が劣ると考えられてきた石材の強度特性を明らかにする」ことを目的として、「文献①」で用いた比較的良質な花崗岩等よりも性質が劣る石灰岩及び軟質な砂岩等について、一軸圧縮強度に着目した分類で大型三軸圧縮試験（供試体寸法：直径 30 cm，高さ 60 cm）が行われている。また、一軸圧縮強度との相関関係を得るため、幅広い範囲の一軸圧縮強度を持つ特殊モルタルも使用している。

大型三軸圧縮試験の結果、「母岩の一軸圧縮強度が 300kgf/cm²以上であれば、「文献①」で報告された捨石の標準値である $c=2tf/m^2$ ， $\phi=35^\circ$ をほぼ満足する」とされている。

「文献②」の三軸圧縮実験ケース及び実験結果を図 3-4 に示す。

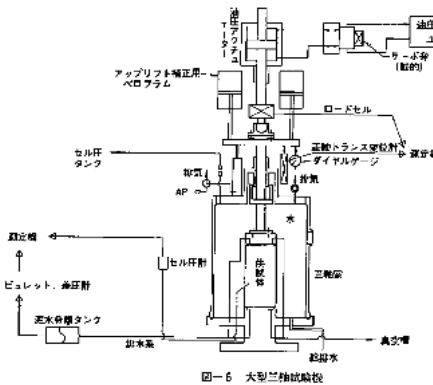
表-3 砕石母岩の材料特性

岩種	試料名	表乾比重 D_s	絶対比重 D_b	吸水率 Q (%)	一軸圧縮強度 σ_c (kgf/cm ²)
石炭岩	石炭岩 I	2.696	2.689	0.284	700以上
	石炭岩 II	2.617	2.588	1.129	600
	石炭岩 III	2.698	2.679	0.717	700以上
花崗岩	花崗岩 I	2.653	2.632	1.59	800以上
	花崗岩 II	2.593	2.567	1.03	1,130
砂岩	砂岩 I	2.338	2.117	10.5	155
	砂岩 II	2.363	2.173	8.75	99
	砂岩 III	2.367	2.160	9.58	180

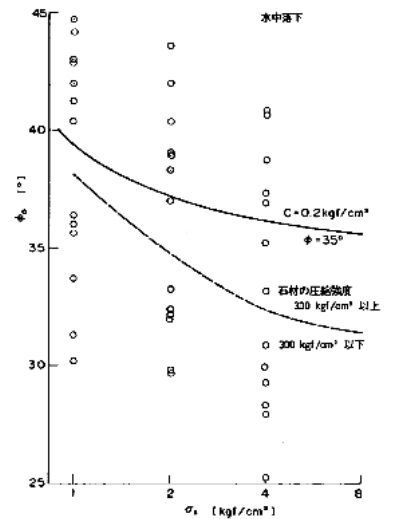
表-4 特殊モルタル試料の材料特性

岩種	試料名	表乾比重 D_s	絶対比重 D_b	吸水率 Q (%)	一軸圧縮強度 σ_c (kgf/cm ²)
特殊モルタル	モルタル40	1.710	1.160	47.38	43.2
	モルタル70	1.721	1.225	40.58	70.5
	モルタル100	1.810	1.335	35.46	106
	モルタル300	2.226	2.013	10.63	320
	モルタル700	2.372	2.205	7.52	665

文献②の三軸圧縮実験ケース



大型三軸圧縮試験機



文献②の三軸圧縮実験結果

図表は文献②「港湾技研資料 マウンド用石材の大型三軸試験による強度特性（1991.3）」より引用

図 3-4 「文献②」の三軸圧縮実験ケース及び実験結果

工藤ら(1985)*¹は、既往のケーソン式防波堤基礎捨石の粒度とほぼ相似な、均等係数 $U_c=2.3$ の 3 種類(15mm, 25mm, 30mm)の相似粒度の試料を用いて三軸圧縮試験を実施し、図 3-5 に示すように、内部摩擦角 ϕ はゆる詰めでも密詰めでも $35^\circ\sim 36^\circ$, 粘着力 c はゆる詰めで 0.2kgf/cm^2 (約 20kN/m^2) \sim 密詰めで 0.6kgf/cm^2 (約 60kN/m^2)との結果を得ている。

捨石の標準的なモデル化案である内部摩擦角 $\phi=35^\circ$, 粘着力 $c=20\text{kN/m}^2$ は図 3-5 において間隙比 $e_i=0.9$ 程度のかかなり空隙の多い状態を想定したせん断強度となっており、保守的な設定となっていることが分かる。なお、島根原子力発電所の基礎捨石及び被覆石について、輪谷湾内の 1・2 号機エリアは昭和 45 年(1970 年)12 月竣工、3 号機エリアは平成 22 年(2010 年)3 月竣工と年月を経ており、ある程度締まった密な状態であると考えられることから、この強度特性は保守的な設定と判断する。

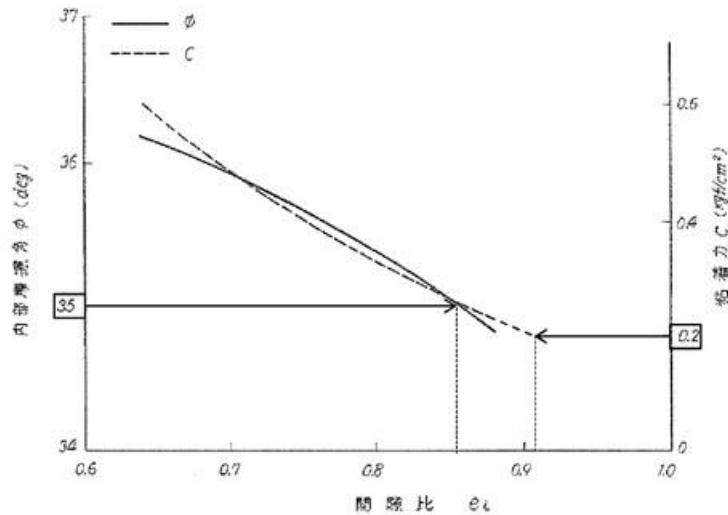


図 3-5 間隙比 e_i に対する粘着力 c と内部摩擦角 ϕ の推定図表
(工藤ら(1985)*¹より引用・加筆)

(2) 動せん断弾性係数

「埋立地の液状化対策ハンドブック（改訂版）（財団法人沿岸開発技術研究センター，平成9年）」には，「混成防波堤における地震観測結果から得られた算定式により水深-10m程度の大型岸壁における捨石のせん断波速度として $V_s=300\text{m/s}$ を用いる。」との記載があり，算定式については，上部ら(1983)*²に記載されている表3-1を指していると考えられる。表3-1は沢田ら(1977)*³による国内の複数のロックフィルダムにおける弾性波測定結果から得られた速度分布モデルであり，ロック材における深さ0~10mのS波速度 V_s の平均値が約300m/sとなり，5m以深は深いほど V_s は増加する（図3-6）。

島根原子力発電所における基礎捨石の分布範囲は，おおむね深さ15mの範囲内に分布することから，せん断波速度は $V_s=300\text{m/s}$ を上回るが，「港湾構造物設計事例集」に記載の $V_s=300\text{m/s}$ を採用することは保守的な設定と判断する。

表3-1 ロックフィルダムの一般的物性値を与える速度分布モデル
（上部ら(1983)*²より抜粋・一部加筆）

物性の種類	深さ (m)	コア	
		不飽和	飽和
S波速度	0-5	$V_s = 245$	
	5-30	$V_s = 250Z^{0.20}$	$V_s = 180Z^{0.35}$
	30-	$V_s = 200Z^{0.315}$	$V_s = 140Z^{0.34}$
ポアソン比	全体	$\nu = 0.375 - 0.006Z^{0.58}$	$\nu = 0.49 - 0.01Z^{0.95}$

V_s : S波速度 (m/s)
 ν : ポアソン比
 Z : 深さ (m)

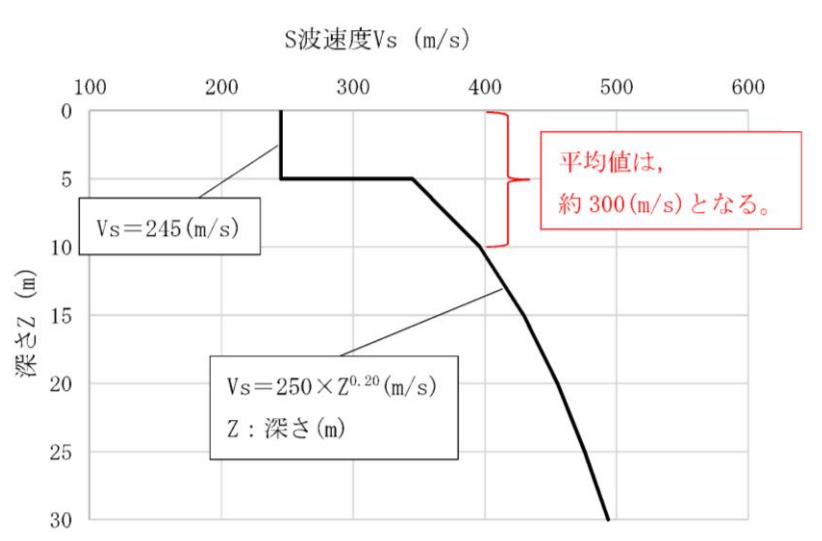


図3-6 ロック材のS波速度について
（表3-1におけるロック材のS波速度をグラフ化）
（参考）11-10

注記*1：工藤康二，西好一，田中幸久，国生剛治：護岸基礎捨石マウンドの沈下予測（その1） 捨石マウンド材料の物理特性ならびに静的力学特性，電力中央研究所報告，研究報告 384030，1985年

*2：上部達生，土田肇，倉田栄一，国生剛治：大型混成式防波堤の強震記録に基づく水-構造物連成系の地震応答解析，港湾技術研究所報告，第22巻，第2号，1983年，pp289-326

*3：沢田義博，高橋忠，桜井彰雄，矢島浩：ロックフィルダムの物性値分布特性および堤体の動的特性-弾性波動に基づく考察-，電力中央研究所報告，研究報告 377008，1977年

3.3 地震時の検討における基礎捨石及び被覆石の物性に関する文献調査

島根原子力発電所での適用性を目的として，地震時（動的）の検討で用いられる基礎捨石及び被覆石の解析用物性値について，文献調査を行った。

捨石の動的挙動に関して検討している文献「捨石のモデル化に関する検討報告書（FLIP研究会 企画委員会捨石作業部会，平成13年5月）」（以下「文献③」という。）によると，「港湾構造物設計事例集」に示される捨石の解析用物性値が用いられた事例検証が行われている。

事例検証は1995年兵庫県南部地震における六甲アイランドRF3岸壁及び神戸港第7防波堤の被災事例と，1993年釧路沖地震における釧路港北埠頭の被災事例を対象に行われており，簡易モデルによる検討やパラメトリックスタディーを踏まえ，表2-1に示すパラメータを捨石の標準的なパラメータとして提案している。

「文献③」では、1995年兵庫県南部地震における神戸港六甲アイランドRF-3岸壁の被災断面を検討対象としている。六甲アイランドRF3岸壁の検討用地震動及び検討対象断面を図3-7に、検討結果を表3-2に示す。検討結果において、表2-1に示すパラメータを捨石の解析用物性値として設定したCASE4では観測値の変位を再現できている。

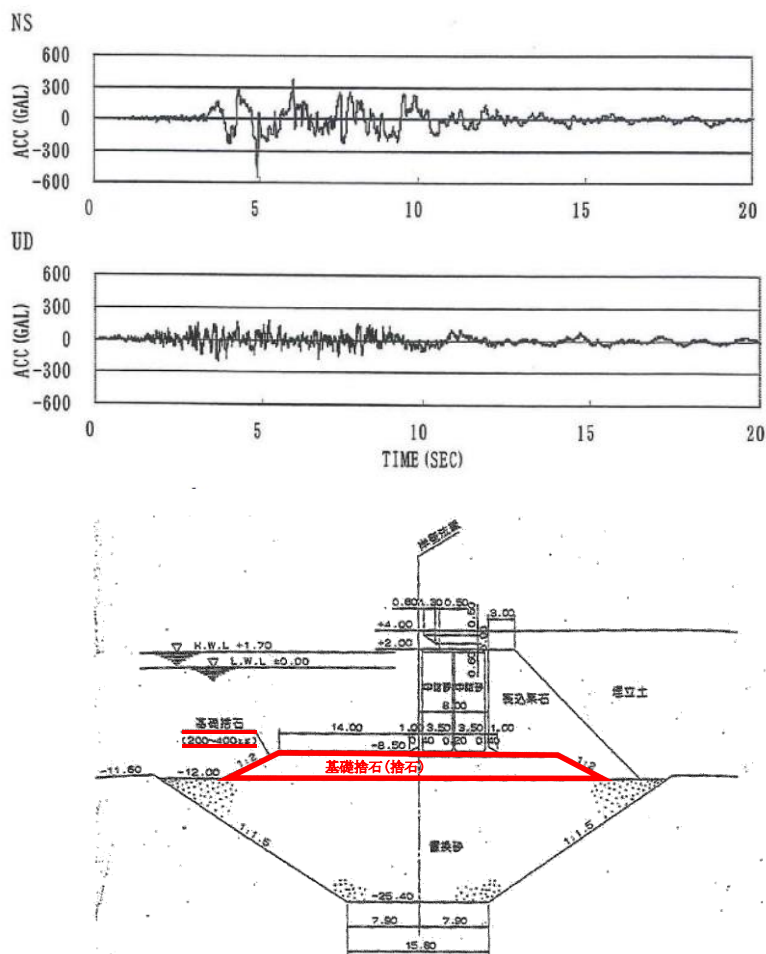


図3-7 六甲アイランドRF3岸壁の検討用地震動及び検討対象断面
(「文献③」より引用・一部加筆)

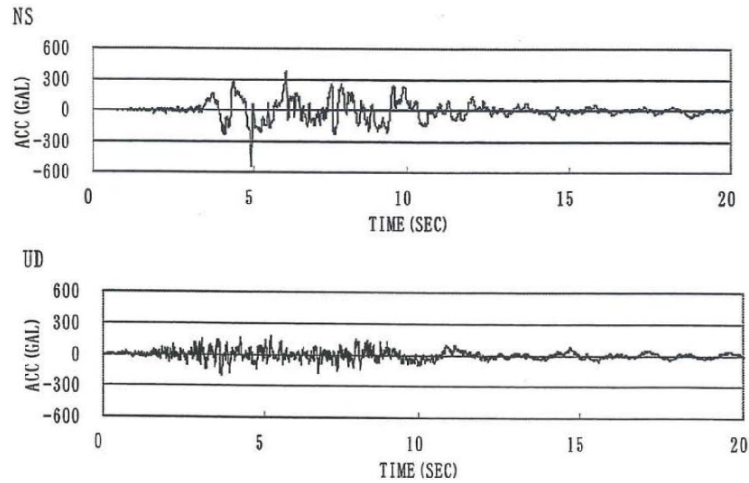
表3-2 六甲アイランドRF3岸壁の検討結果
(捨石は主に200kg~400kg/個程度)

検討ケース*	せん断強度特性		残留変位量			備考
	C(kN/m ²)	Φ (°)	水平 (m)	鉛直 (m)	傾斜 (°)	
CASE3	0	40	6.10	2.11	10.6	従来方法
CASE4	20	35	4.33	2.00	4.69	提案方法
観測値			4.1~4.6	1.7~2.0	4.1~5.1	

注記* : 結果は捨石強度特性のみが異なるCASE3(従来方法)とCASE4(提案方法)のみ抜粋している

(参考) 11-12

「文献③」では、常時土圧の作用を受けない構造物として、1995年兵庫県南部地震における神戸港第七防波堤の被災断面を検討対象としている。神戸港第七防波堤の検討用地震動及び検討対象断面を図3-8に、検討結果を表3-3に示す。検討結果において、表2-1に示すパラメータを捨石の解析用物性値として設定したCASE4では観測値の変位を再現できている。



検討用地震動 ポートアイランド鉛直アレー地震観測網のGL-32mに設置の加速度計による1995兵庫県南部地震の際の観測記録

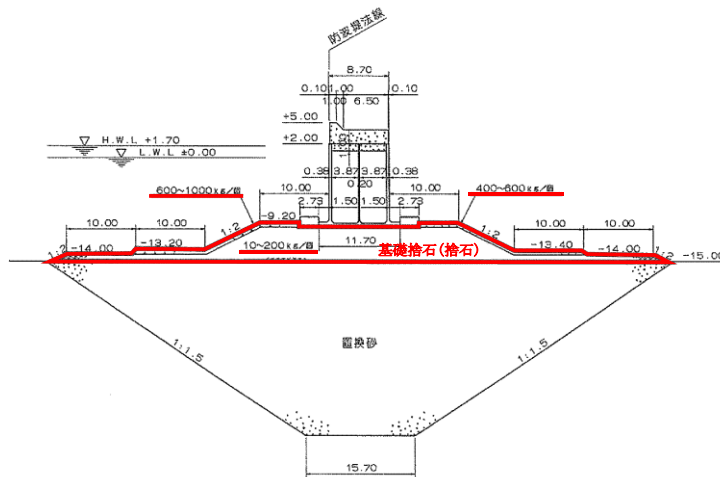


図3-8 神戸港第七防波堤の検討用地震動及び検討対象断面
(「文献③」より引用・一部加筆)

表 3-3 神戸港第七防波堤の検討結果

(捨石は主に 10~200kg/個程度)

検討ケース*	せん断強度特性		残留変位量		備考
	C(kN/m ²)	Φ (°)	水平 (m)	鉛直 (m)	
CASE2	0	40	0.04	4.39	従来方法
CASE4	20	35	0.00	2.26	提案方法
観測値			-	1.4~2.6	

注記* : 結果は捨石強度特性のみが異なる CASE2 (従来方法) と CASE4 (提案方法) のみ
 抜粋している。

「文献③」では、1993年釧路沖地震における釧路港北埠頭岸壁の被災断面を検討対象としている。釧路港北埠頭岸壁の検討用地震動及び検討対象断面を図3-9に、検討結果を表3-4に示す。検討結果において、表2-1に示すパラメータを捨石の解析用物性値として設定したCASE3では観測値の変位を再現できている。

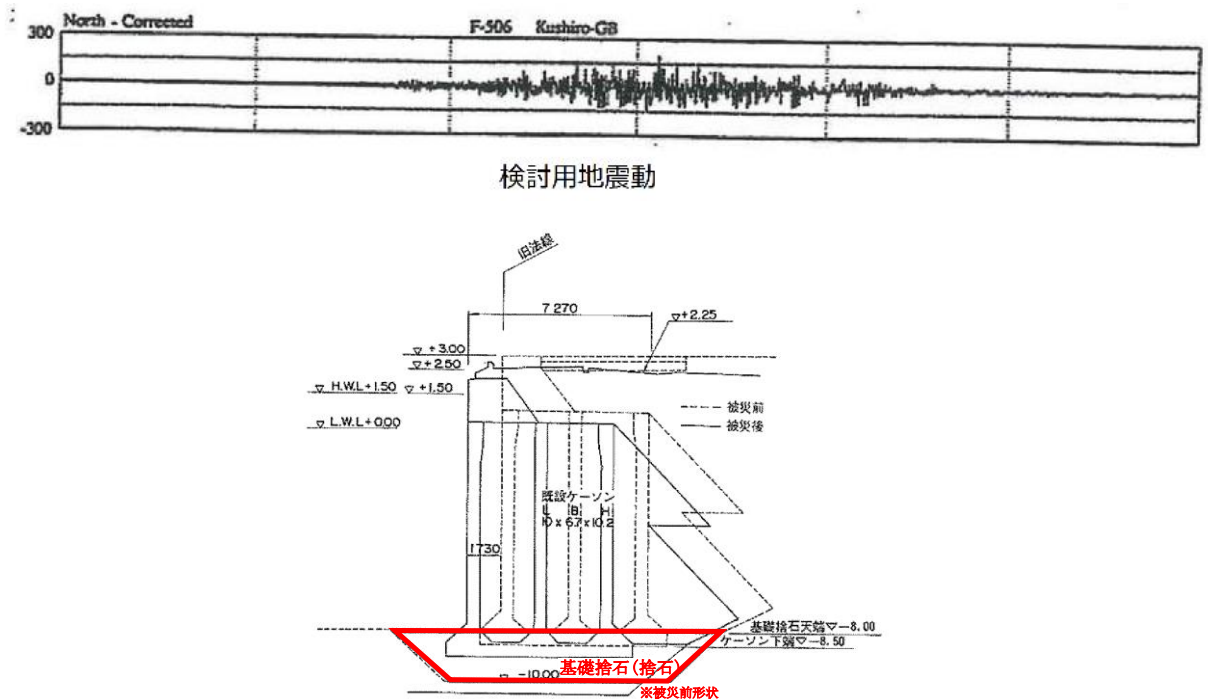


図3-9 釧路港北埠頭岸壁の検討用地震動及び検討対象断面
 (「文献③」より引用・一部加筆)

表3-4 釧路港北埠頭岸壁の検討結果

検討ケース*	せん断強度特性		残留変位量		備考
	C(kN/m ²)	Φ (°)	水平 (m)	鉛直 (m)	
CASE1	0	40	0.89	0.21	従来方法
CASE3	20	35	1.28	0.22	提案方法
観測値			0.8~1.6	0.2~0.5	

注記*：結果は捨石強度特性の設定の違いに着目し、CASE1（従来方法）とCASE3（提案方法）のみ抜粋している。

「文献③」で検討した事例は、いずれも重力式岸壁あるいはケーソン式防波堤であることから、鋼管杭を使用した構造物を対象とした被災事例の再現解析における捨石の解析用物性値の設定状況についても確認した。

「二次元有効応力解析による直杭式横棧橋の被災事例の再現解析(2009)」(以下「文献④」という。)では、1995年兵庫県南部地震による神戸港T棧橋の被災事例を対象とした再現解析が行われた際、「港湾構造物設計事例集」に示される捨石の解析用物性値が設定されている。解析断面図を図3-10に、解析用物性値を表3-5に示す。「文献④」において、鋼管杭の座屈位置という被災事例を再現できたとされている。

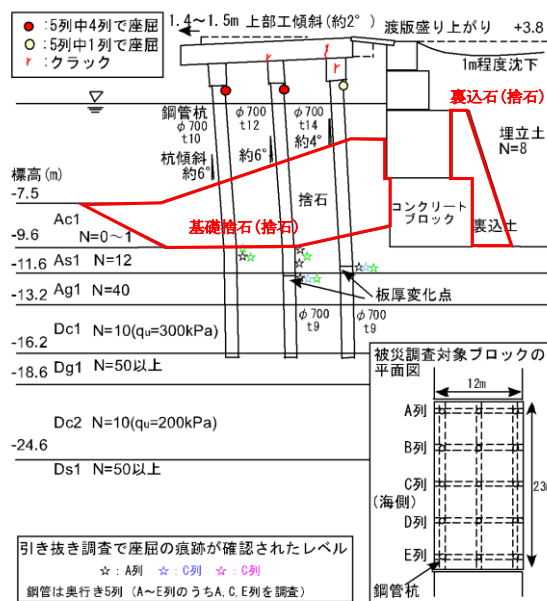


図3-10 断面図(神戸港T棧橋)

(「文献④」より引用・一部加筆)

表3-5 FLIPにおける解析用物性値(神戸港T棧橋)

(「文献④」より引用・一部加筆)

土層名	湿潤密度	間隙率	変形特性					
			初期せん断剛性	基準化拘束圧	拘束圧依存係数	内部摩擦角	粘着力	履歴減衰上限値
			G_{ma} (kPa)	σ'_{ma} (kPa)	m	ϕ_f ($^{\circ}$)	c (kPa)	h_{max}
As1	1.8	0.45	111900	98.0	0.5	40.7	0	0.24
Ag1	2.0	0.45	226500	98.0	0.5	44.4	0	0.24
Dc1	1.9	0.44	51000	43.4	0.0	0.0	150	0.20
埋立土	1.8	0.45	65840	98.0	0.5	38.9	0	0.24
捨石	2.0	0.45	180000	98.0	0.5	35.0	20	0.24
裏込土	2.0	0.45	180000	98.0	0.5	35.0	20	0.24
Ac1	1.5	0.67	3750	5.0	0.5	25.0	0	0.20
Dc2	1.7	0.55	34000	86.4	0.0	0.0	100	0.20
Dg1	2.0	0.45	228200	98.0	0.5	44.5	0	0.24

(参考) 11-16

「2011年東北地方太平洋沖地震において地震動により被災した小名浜港5号埠頭耐震強化岸壁(-12m)の再現解析(2014)」(以下「文献⑤」という。)では、2011年東北地方太平洋沖地震による小名浜港5号埠頭耐震強化岸壁の被災を対象とした再現解析が行われた際、「港湾構造物設計事例集」に示される捨石の解析用物性値が設定されている。なお、当該岸壁の基礎捨石は30~200kg/個とされている。解析断面図を図3-11に、解析用物性値を表3-6に示す。「文献⑤」において、岸壁背後の沈下等の被災結果に調和的な変形を再現可能であるとされている。

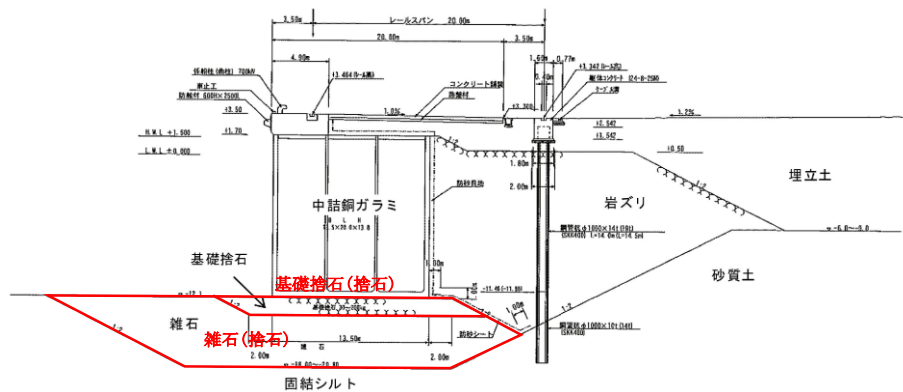


図3-11 断面図(小名浜港5号埠頭耐震強化岸壁)
(「文献⑤」より引用・一部加筆)

表3-6 FLIPにおける解析用物性値
(小名浜港5号埠頭耐震強化岸壁)
(「文献⑤」より引用・一部加筆)

地層名	N65	ρ_t (t/m^3)	ρ_{sca} (t/m^3)	σ'_{na} (kN/m^2)	G_{na} (kN/m^2)	ν	K_{na} (kN/m^2)	C (kN/m^2)	ϕ ($^\circ$)	n	h_{max}
埋立土	8.3	1.8	2.0	98	75400	0.33	196600	-	39	0.45	0.24
岩ズリ	10.4	1.8	2.0	98	86600	0.33	225800	-	39	0.45	0.24
砂質土	22.2	-	2.0	98	140600	0.33	366700	-	41	0.45	0.24
固結シルト (風化部)	-	-	1.8	171.88	10200	0.33	26600	30	-	0.55	0.20
基礎捨石	-	-	2.0	98	180000	0.33	469400	20	35	0.45	0.24
雑石	-	-	2.0	98	180000	0.33	469400	20	35	0.45	0.24

「相馬港2号埠頭-12m岸壁を対象とした事例解析(2012年度)」(以下「文献⑥」という。)では、2011年東北地方太平洋沖地震による相馬港2号埠頭-12m岸壁の被災を対象とした再現解析が行われた際、「港湾構造物設計事例集」記載の値におおむね近い捨石の解析用物性値が設定されている。断面図を図3-12に、解析用物性値を表3-7に示す。「文献⑥」において、被災状況や背後地盤の沈下や段差について再現できたとされている。

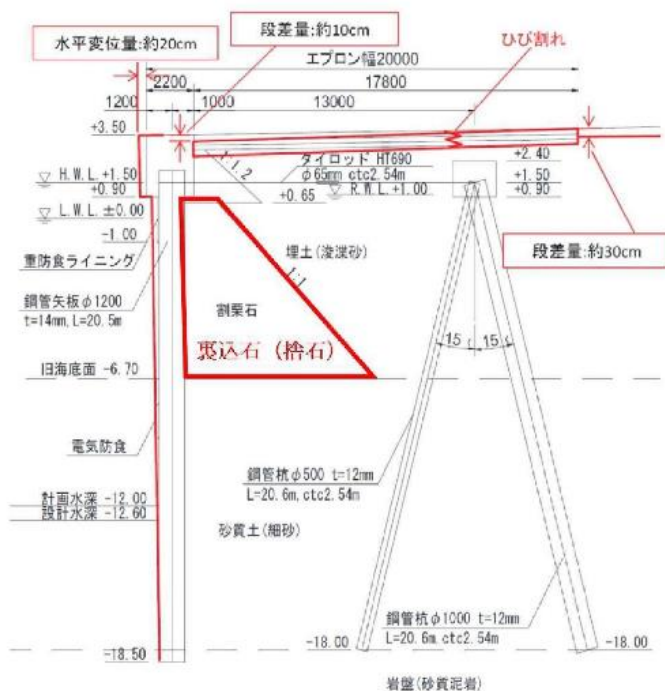


図3-12 断面図(相馬港2号埠頭-12m岸壁)

(「文献⑥」より引用・一部加筆)

表3-7 FLIPにおける解析用物性値(相馬港2号埠頭-12m岸壁)

(「文献⑥」より引用・一部加筆)

記号	土質	ρ (t/m^3)	σ_{ma} (kN/m^2)	V_s (m/s)	G_{ma} (kN/m^2)	m_G	K_{ma} (kN/m^2)	m_K	c (kN/m^2)	ϕ_f	h_{max}	n	E (kN/m^2)
B	埋土(浚渫砂)	1.80	98	162	75246	0.5	196230	0.5	0.0	39.38	0.24	0.45	
		2.00											
As	砂質土(細砂)	2.00	98	269	125095	0.5	326228	0.5	0.0	41.33	0.24	0.45	
R	岩盤(砂質泥岩)	1.73											1392000
	裏込石	2.00	98		101300	0.5	264000	0.5	20.00	35.00	0.24	0.45	

捨石の動的挙動について、重力式岸壁、ケーソン式防波堤及び鋼管杭を使用した構造物を対象とした被災事例の事例検証が行われており、「港湾構造物設計事例集」に示される捨石の解析用物性値を設定した場合、解析結果はそれぞれの観測値と適合性が良いとされている。

以上より、「港湾構造物設計事例集」に示される捨石の解析用物性値は妥当であると判断した。

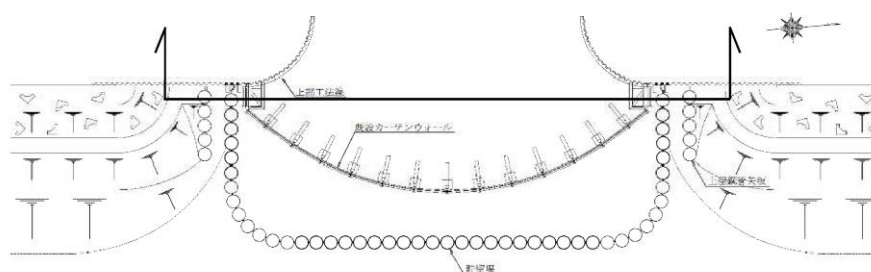
(参考) 11-18

3.4 先行炉における基礎捨石等の解析用物性値

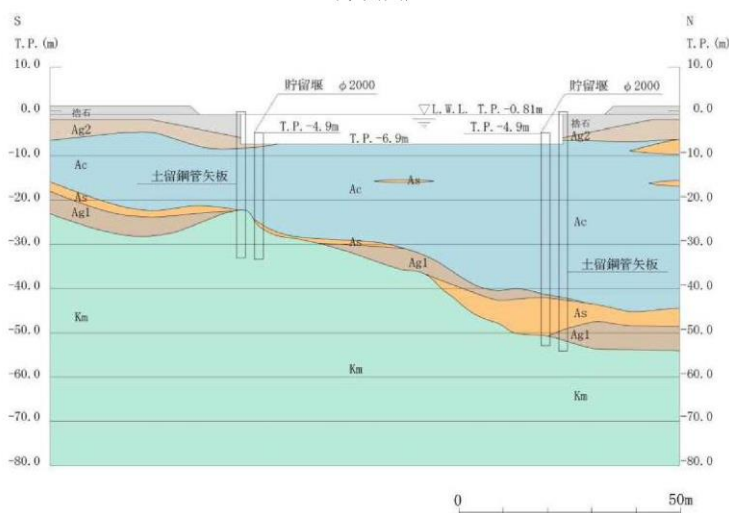
島根原子力発電所における基礎捨石及び被覆石の解析用物性値の妥当性を判断するため、先行炉における基礎捨石等の解析用物性値を確認する。なお、先行炉の情報に係る記載内容については、審査資料等をもとに独自に解釈したものである。

(1) 東海第二発電所

東海第二発電所において、図 3-13 に示すとおり、津波防護施設である貯留堰の外側に位置する土留鋼管矢板の背面に捨石が分布していることから、解析断面にモデル化している。



(平面図)



(断面図)

図 3-13 東海第二発電所 貯留堰の周辺地盤における捨石の施工状況

(参考) 11-19

東海第二発電所の捨石は主に 100kg～500kg／個程度の質量を有するとしており、基礎捨石の解析用物性値については、現地の捨石での試験が非常に困難であることから、表 3-8 に示すとおり、「港湾構造物設計事例集」に記載される値を用いている。

表 3-8 東海第二発電所 捨石の解析用物性値

パラメータ				捨石
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm^2	2.04 (1.84)
	間隙比	e	—	0.82
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.33
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	98
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	180000
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.24
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0.02
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	35

(2) 高浜発電所

高浜発電所において、津波防護施設である放水口側防潮堤周辺の改良地盤の前面において基礎捨石及び被覆石が分布していることから、解析断面にモデル化している。

高浜発電所における基礎捨石等の解析用物性値については、FLIP 研究会が推奨する手法*、「港湾基準」及び「埋立地の液状化ハンドブック（改訂版）（沿岸開発技術研究センター，平成9年）」等から、表3-9に示す解析用物性値を設定している。

注記*：例えば、液状化解析プログラム FLIP による動的解析の実務

FLIP 研究会の14年間の研究成果 平成23年8月3日

第四期 FLIP 研究会14年間のまとめWG 沿岸技術研究センター

表3-9 高浜発電所 基礎捨石等の解析用物性値

飽和密度 ρ (g/cm ³)	間隙率 n	動せん断弾性係数 G_{ms} (kN/m ²)	体積弾性係数 K_{ms} (kN/m ²)	ポアソン比 ν	基準拘束圧 σ_{ms}' (kN/m ²)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_r (°)	最大減衰比 h_{max}
2.04	0.45	1.80×10^5	4.69×10^5	0.33	98	20	35	0.24

3.5 基礎捨石及び被覆石の解析用物性値の妥当性

島根原子力発電所の基礎捨石及び被覆石と文献に記載された捨石の諸元の比較を表3-10に示す。島根原子力発電所の基礎捨石は、文献に記載された捨石の諸元の範囲内であることから、「港湾構造物設計事例集」で示される解析用物性値を島根原子力発電所の基礎捨石に適用することは妥当と判断する。被覆石については、文献に記載された捨石の諸元の範囲を超えているが、礫径の大きい被覆石は比較的礫径の小さい捨石より粘着力、せん断抵抗角共に大きいと考えられ、「港湾構造物設計事例集」で示される捨石の解析用物性値を被覆石に適用することにより保守的な評価になるため妥当と判断する。

また、島根原子力発電所の基礎捨石及び被覆石の解析用物性値は、先行炉である東海第二発電所及び高浜発電所の基礎捨石等の解析用物性値と同じである。したがって、島根原子力発電所の基礎捨石及び被覆石の解析用物性値は妥当と判断した。

表 3-10 島根原子力発電所の基礎捨石及び被覆石と
文献に記載された捨石の諸元の比較

	島根原子力発電所	文献に記載された値
一軸圧縮強さ	30N/mm ² 以上	30MN/m ²
D _{max}	200～250mm (基礎捨石) 700～800mm (被覆石)	25～200mm
質量	30kg以上/個程度 (基礎捨石) 1.5t/個 (被覆石)	<ul style="list-style-type: none"> ・六甲アイランドRF3岸壁 200～400kg/個程度 ・神戸港第七防波堤 10～200kg/個程度 ・小名浜港5号埠頭耐震強化岸壁 30～200kg/個程度

(補足1) 島根原子力発電所の岩石試験

島根原子力発電所の石材(基礎捨石及び被覆石)は主に発電所敷地内の凝灰岩を使用しており、これについて実施した岩石試験の概要を示す。

ボーリングコアから採取した試料を用いて一軸圧縮試験を実施した結果、 $30\text{N}/\text{mm}^2$ を上回る結果となった。一軸圧縮試験概要を図1-1、岩石試料採取位置図を図1-2に示す。

供試体サイズ		直径: 50mm 高さ: 100mm
最大能力		980kN(100t)
原子炉建物 基礎地盤	試料採取ホ-リング	306,308,309,310,316
	試験個数	18個
	一軸圧縮強度	$82.57\text{N}/\text{mm}^2$
原子炉建物 西側切取斜面	試料採取ホ-リング	324,319,328,329
	試験個数	10個
	一軸圧縮強度	$122.98\text{N}/\text{mm}^2$

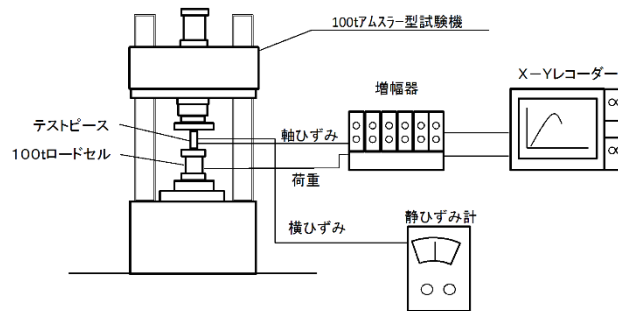


図1-1 一軸圧縮試験概要

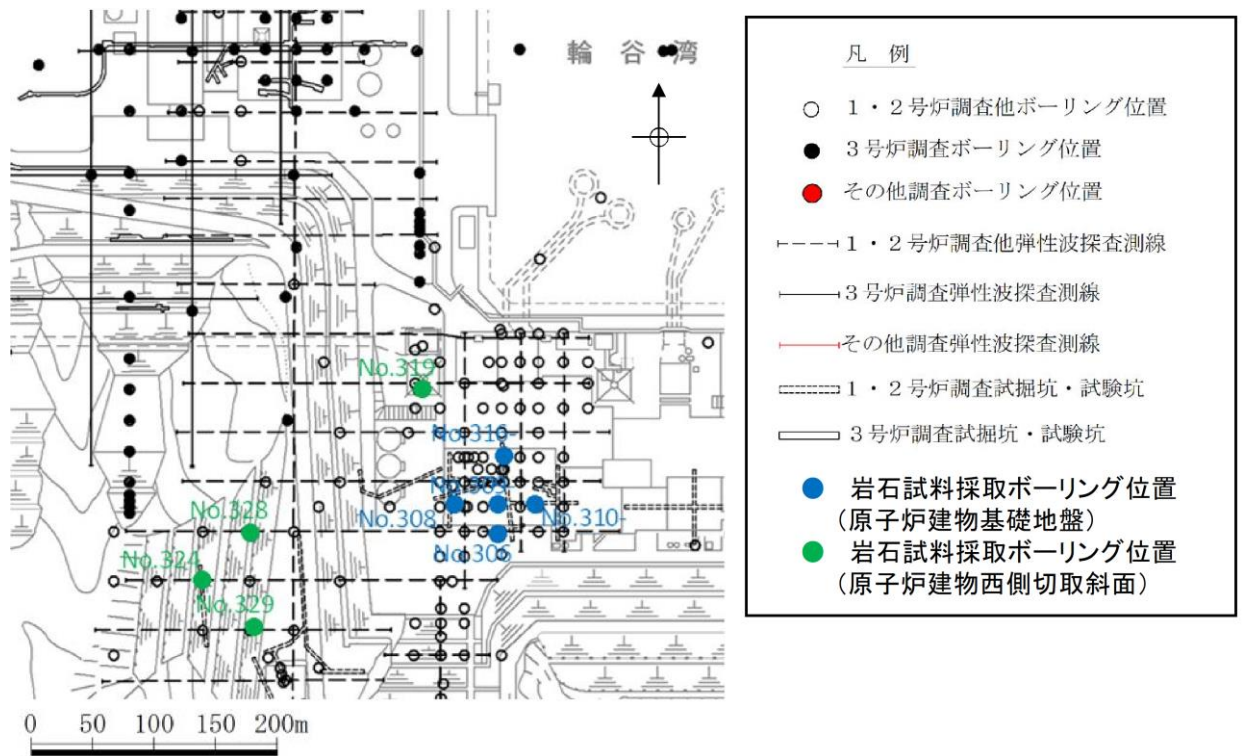


図 1-2 岩石試料採取位置図

(補足 2) 島根原子力発電所の押し崩し試験

独立行政法人土木研究所では、ロックフィルダムの主要築堤材料として使用されるロック材料のせん断強度の評価について、原位置における表層すべり試験（切り崩し試験及び押し崩し試験）を実施し、原粒度条件下でのロック材料のせん断強度の評価を論文「拘束圧依存性を考慮したロック材料の強度評価（山口ほか）」で示している。

ロック材料を 100t 級大型ブルドーザで静かに谷に押し崩す「押し崩し試験」を実施して、安息角を計測しているが、「得られた平均 38.5°の結果は、大型三軸圧縮（CD）試験により求められた内部摩擦角 41.0°とほぼ同等の値である」とされている。

島根原子力発電所にて、押し崩し試験を模擬した安息角の現地試験を実施した。現地試験には基礎捨石と同様の石材（凝灰岩主体： $D_{max}=200\sim 250\text{mm}$ 程度）を用いて、40t ダンプにて平坦な場所でダンプアップすることで試料塊を作り、ダンプが逃げる方向以外の 3 辺を測線として試料塊の角度計測を行った。

試験は 3 回行い、合計 9 測線から得られた平均値は 38.5°であり、「文献①」のせん断抵抗角 $\phi=35^\circ$ と同等な結果となった。

試験の概要を図 2-1 に、試験結果を表 2-1 に示す。



図 2-1 試験の概要

表 2-1 安息角試験 試験値一覧表

試験	測線	角度	平均角度
1回目	①	35.2	38.5
	②	36.8	
	③	46.3	
2回目	①	29.8	
	②	37.8	
	③	35.3	
3回目	①	44.4	
	②	36.3	
	③	44.8	

(参考) 11-25

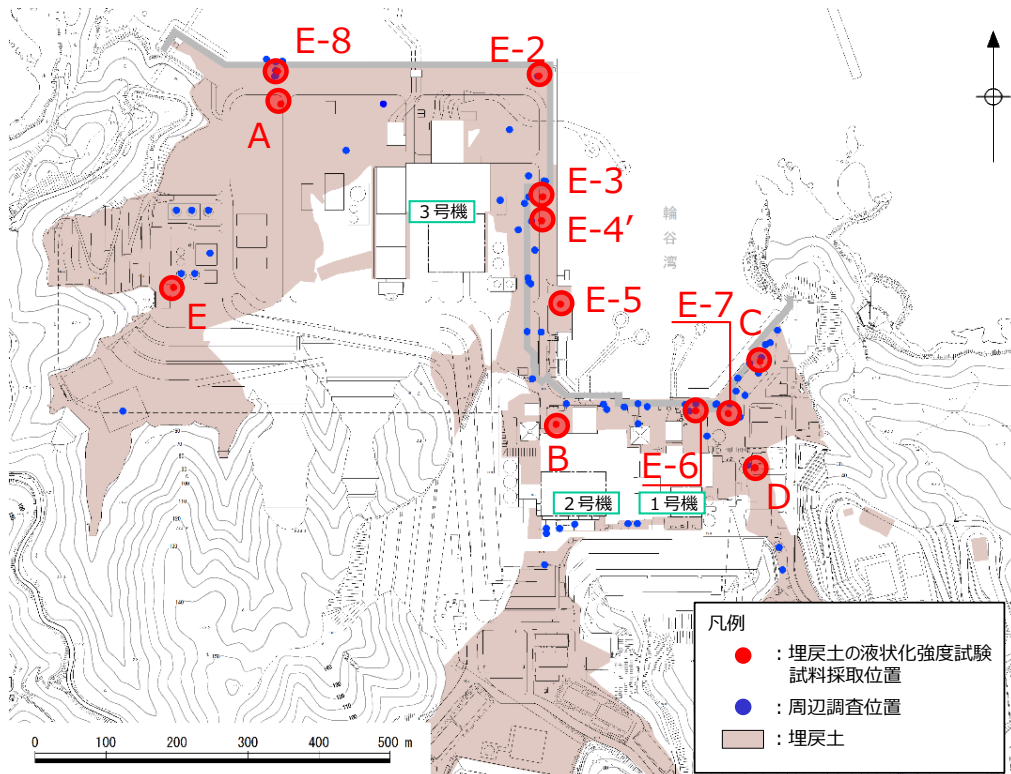
(参考資料 12) 液状化強度試験の詳細について

1. 液状化強度試験試料

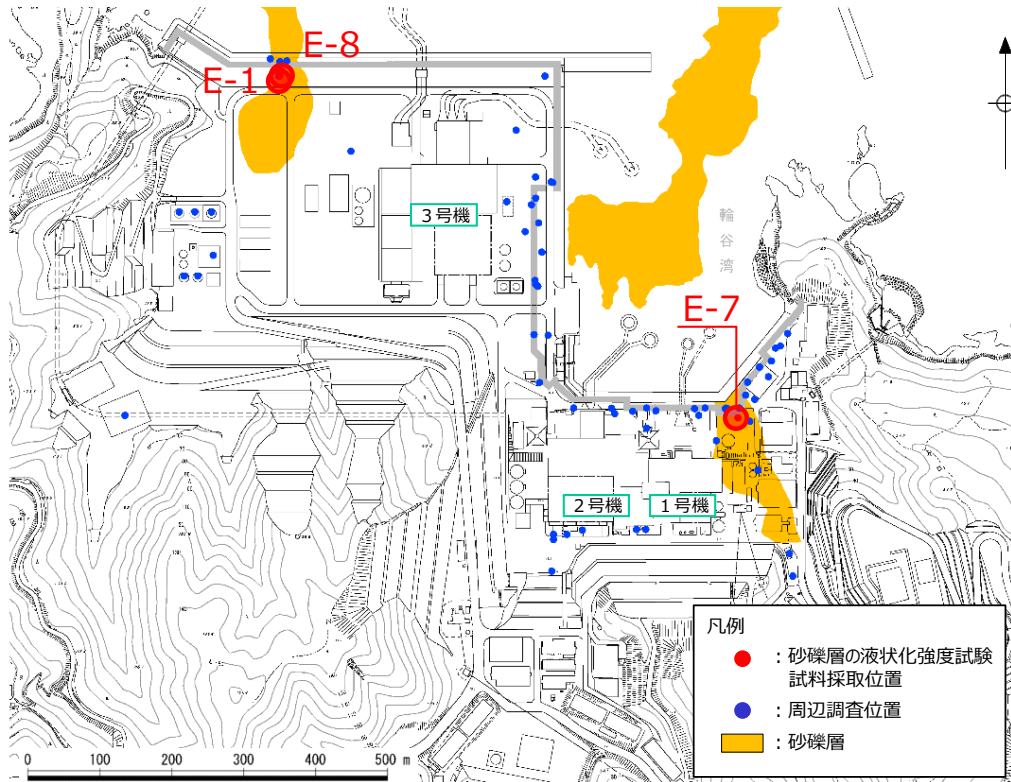
敷地内の被覆層として埋戻土及び砂礫層が分布する範囲において採取した試料を用いた液状化強度試験を実施している。液状化強度試験試料の採取位置を図 1-1, 液状化強度試験試料の採取方法を表 1-1 に示す。

E-1～E-8 地点は、ロータリー式三重管サンプラーによる液状化強度試験試料として採取したものである。粒径加積曲線のグラフには「港湾の施設の技術上の基準・同解説（国土交通省港湾局，2007 年版）」及び「道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」による液状化判定指標についても記載する。E-1～E-8 地点における，N 値，細粒分含有率，粒径加積曲線，ボーリング柱状図及びコア写真を図 1-2～図 1-27 に示す。なお，E-1，E-2，E-6，E-7 地点は，ごく近傍の既往ボーリングの調査結果より，液状化検討対象層を確認し，液状化強度試験試料を採取しているため，既往のボーリング調査におけるボーリング柱状図及びコア写真を参考として示す。

A～E 地点においては表層試料採取による液状化強度試験試料を採取しているため「2. 液状化試験結果」において試験結果のみ示す。



(埋戻土)



(砂礫層)

図 1-1 液状化強度試験試料の採取位置

(参考) 12-2

表 1-1 液状化強度試験試料の採取方法一覧

試料採取 位置	採取方法	既往ボーリング 調査結果利用	ボーリング柱状図, コア写真の地点名
E-1	ロータリー式 三重管サンプラー	○	P1*
E-2		○	P2*
E-3		—	E-3 (調査孔)
E-4'		—	E-4' (調査孔)
E-5		—	E-5 (調査孔)
E-6		○	P7*
E-7		○	P11*
E-8		—	E-8 (調査孔)
A	表層試料採取	—	—
B		—	—
C		—	—
D		—	—
E		—	—

注記*：参考として既往ボーリング調査におけるボーリング柱状図及びコア写真を示す。

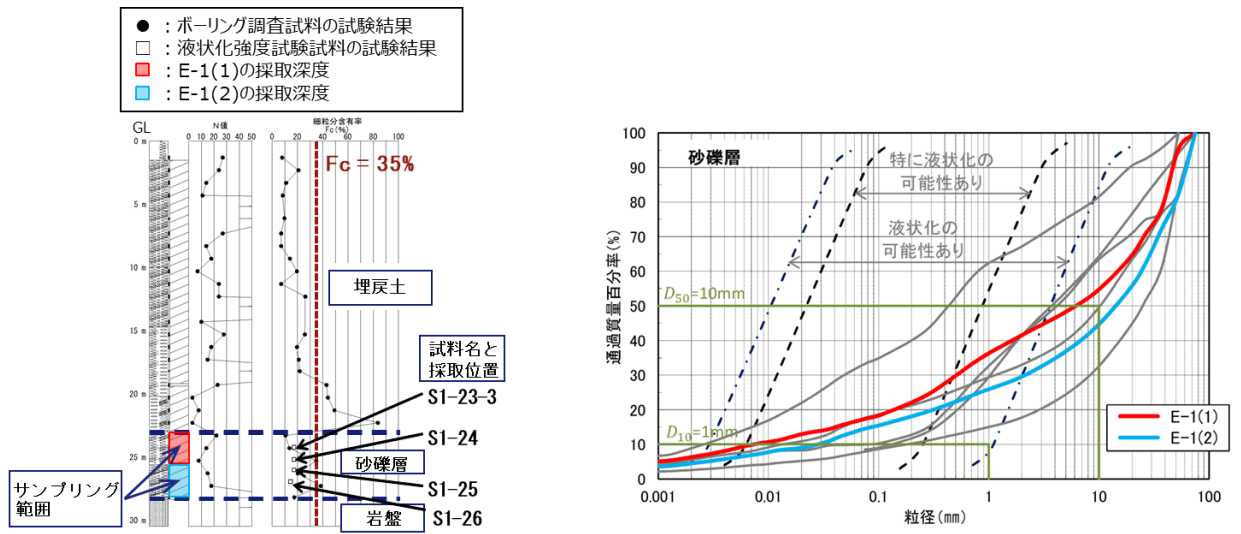


図 1-2 N 値・細粒分含有率及び粒径加積曲線 (E-1)

ボーリング名	P1	孔口標高	6.26m	総掘進長	30.50m
--------	----	------	-------	------	--------

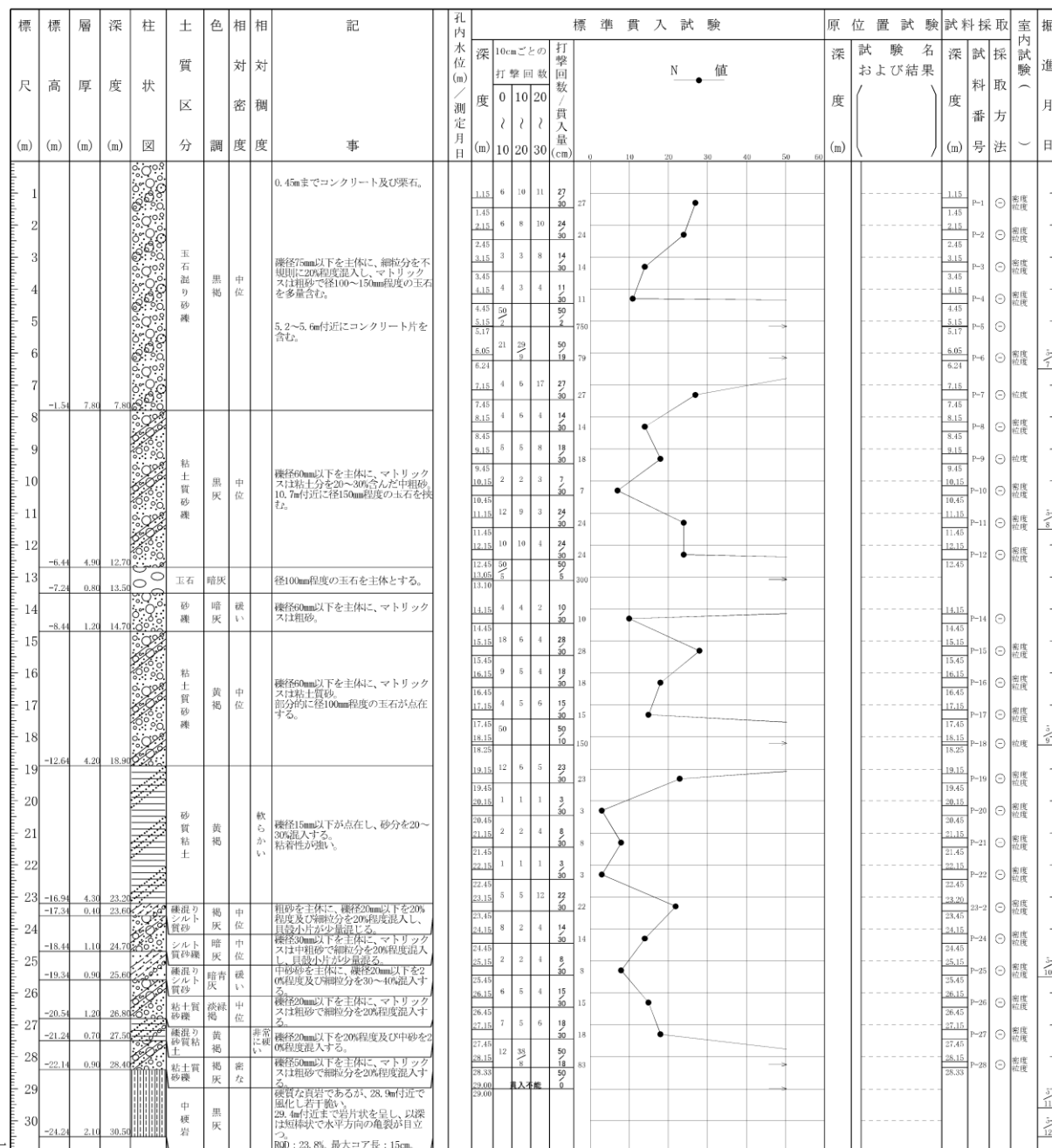


図 1-3 ボーリング柱状図 (P1 : E-1 地点の参考)

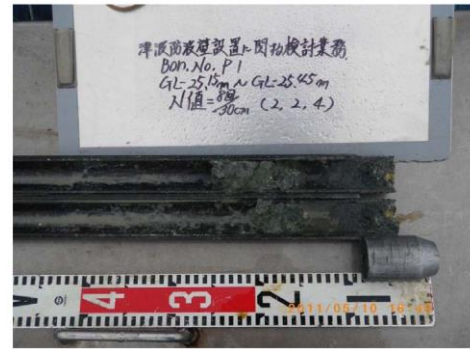
(参考) 12-5

【砂礫層】



標準貫入
試験試料

GL.24.15m
~24.45m
N=14回/30cm



標準貫入
試験試料

GL.25.15m
~25.45m
N=8回/30cm



標準貫入
試験試料

GL.26.15m
~26.45m
N=15回/30cm



標準貫入
試験試料

GL.27.15m
~27.45m
N=18回/30cm

【岩盤】



図 1-4 ボーリングコア写真 (P1 : E-1 地点の参考)

(参考) 12-6

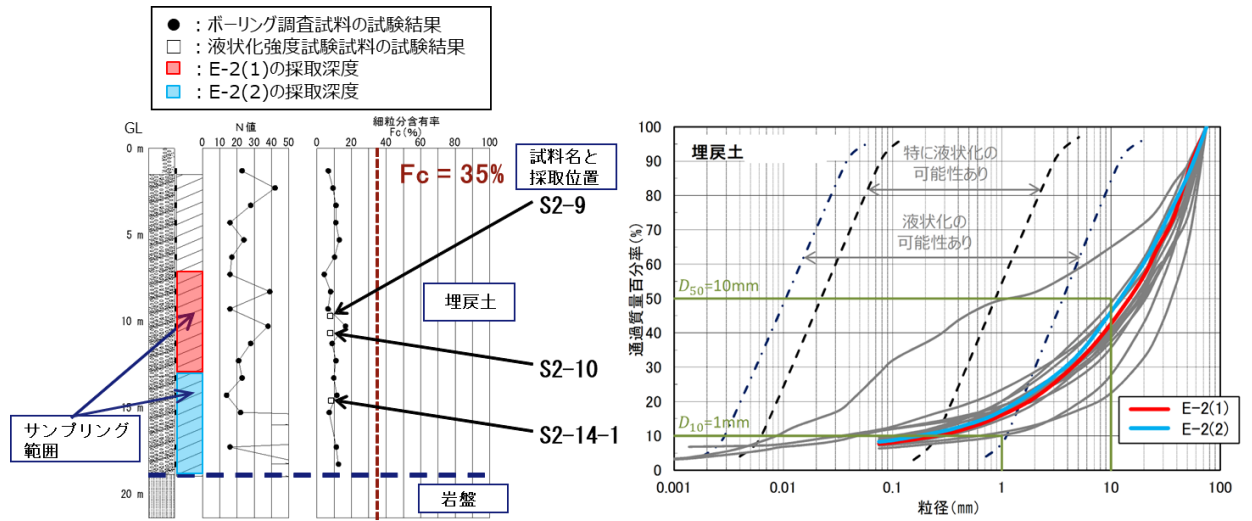


図 1-5 N値・細粒分含有率及び粒径加積曲線 (E-2)

ボーリング名	P2	孔口標高	6.26m	総掘進長	21.40m
--------	----	------	-------	------	--------

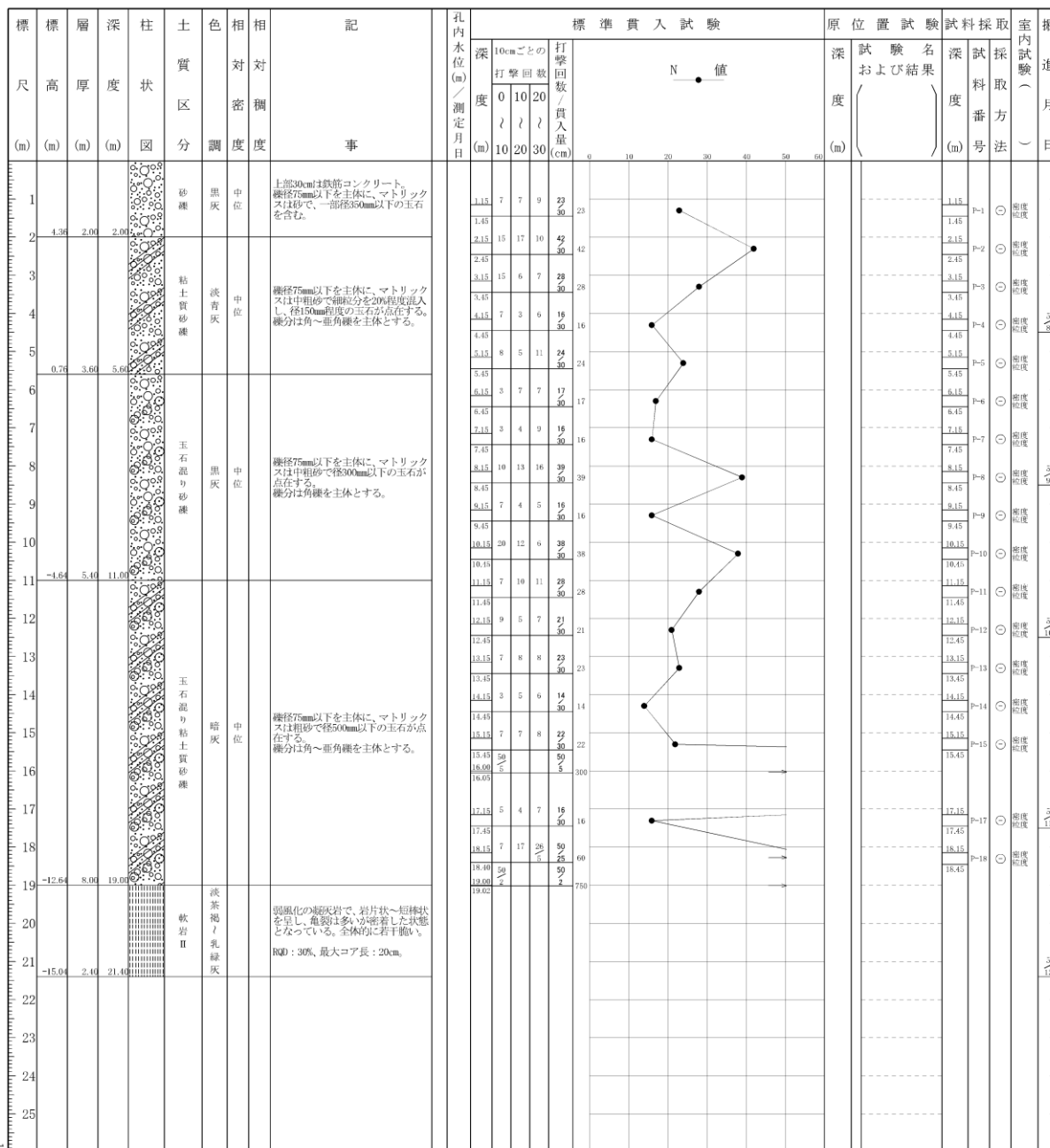


図 1-6 ボーリング柱状図 (P2: E-2 地点の参考)

【埋戻土】



標準貫入
試験試料

GL.9.15m
~9.45m
N=16回/30cm



標準貫入
試験試料

GL.11.15m
~11.45m
N=28回/30cm



標準貫入
試験試料

GL.15.15m
~15.45m
N=22回/30cm

【岩盤】



図 1-7 ボーリングコア写真 (P2 : E-2 地点の参考)

(参考) 12-9

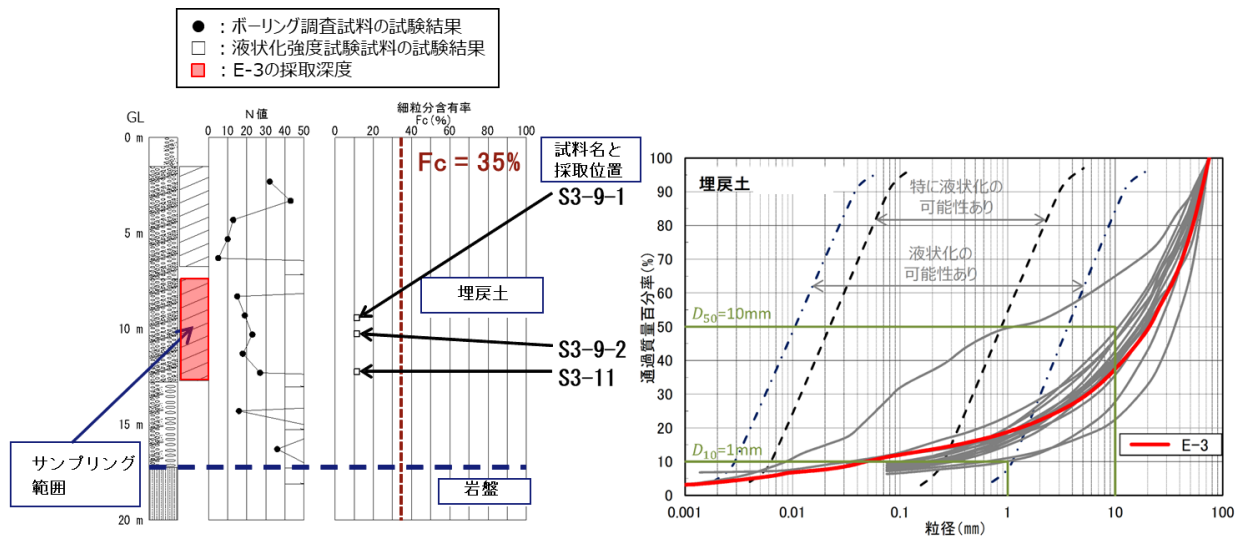


図 1-8 N 値・細粒分含有率及び粒径加積曲線 (E-3)

ボーリング名	E-3 (調査孔)	孔口標高	8.475m	総掘進長	20.00m
--------	-----------	------	--------	------	--------

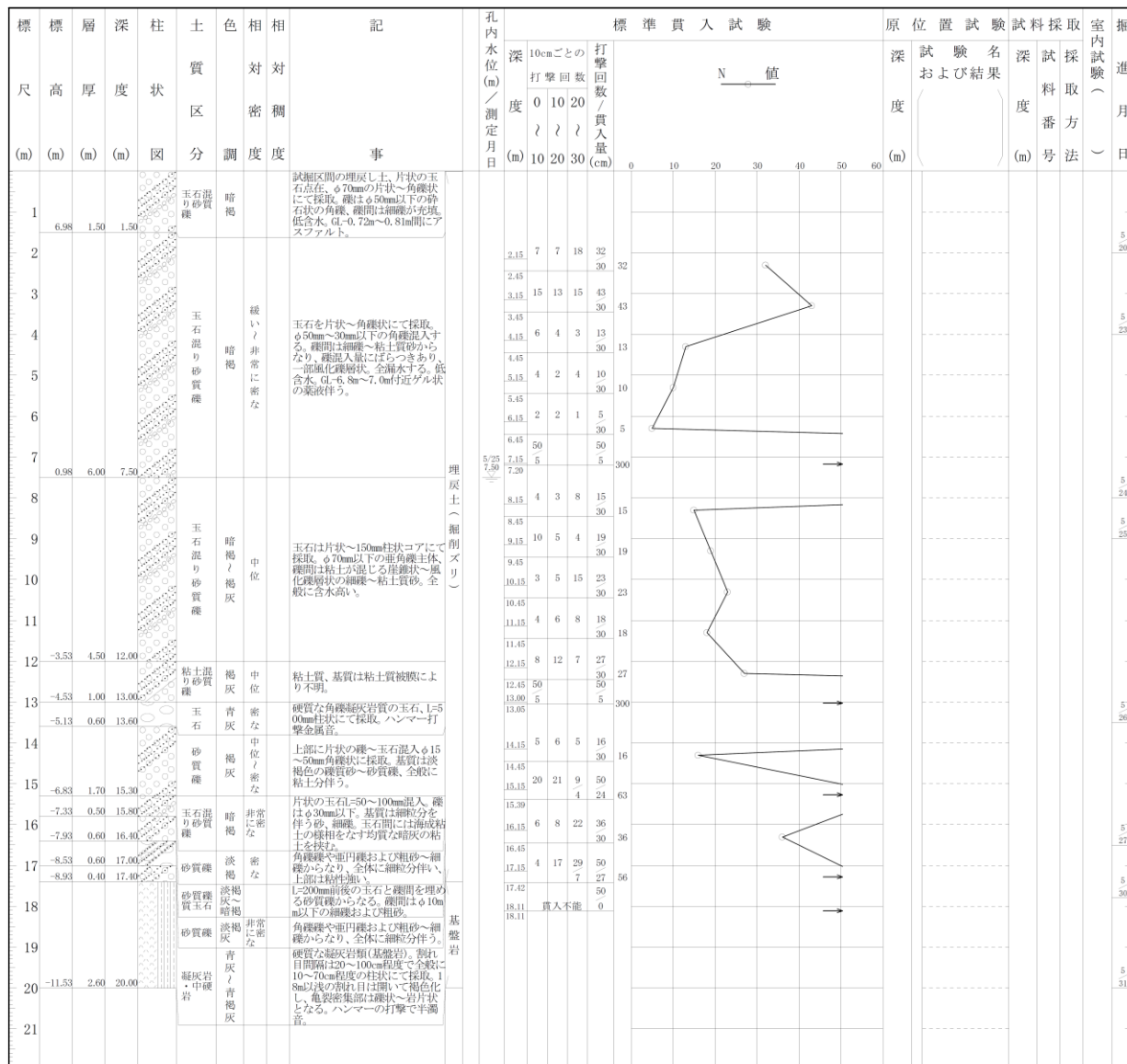


図 1-9 ボーリング柱状図 (E-3)

(参考) 12-11



図 1-10 ボーリングコア写真 (E-3)

(参考) 12-12

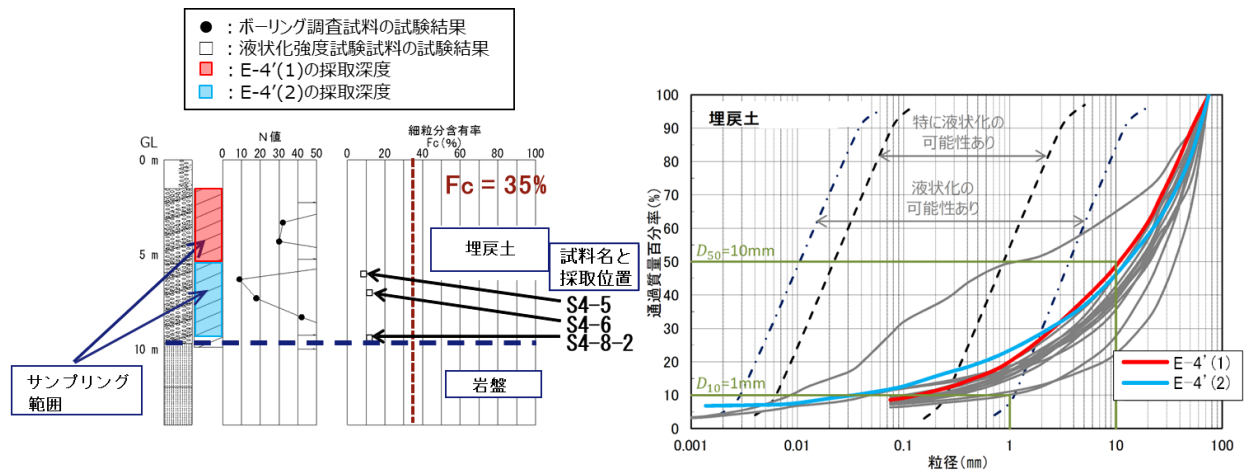


図 1-11 N 値・細粒分含有率及び粒径加積曲線 (E-4')

ボーリング名	E-4 (調査孔)	孔口標高	8.522m	総掘進長	14.00m
--------	-----------	------	--------	------	--------

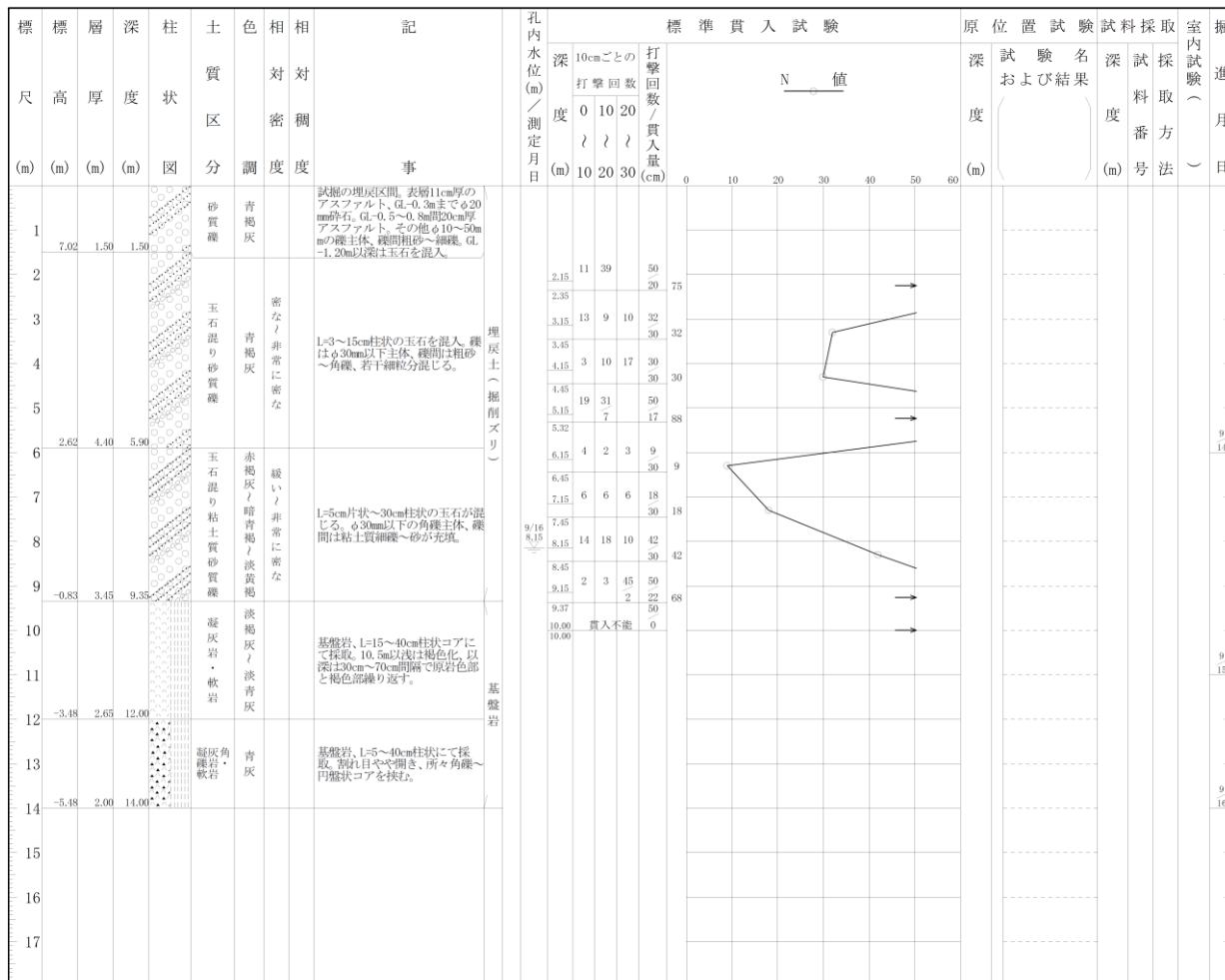


図 1-12 ボーリング柱状図 (E-4)

(参考) 12-14

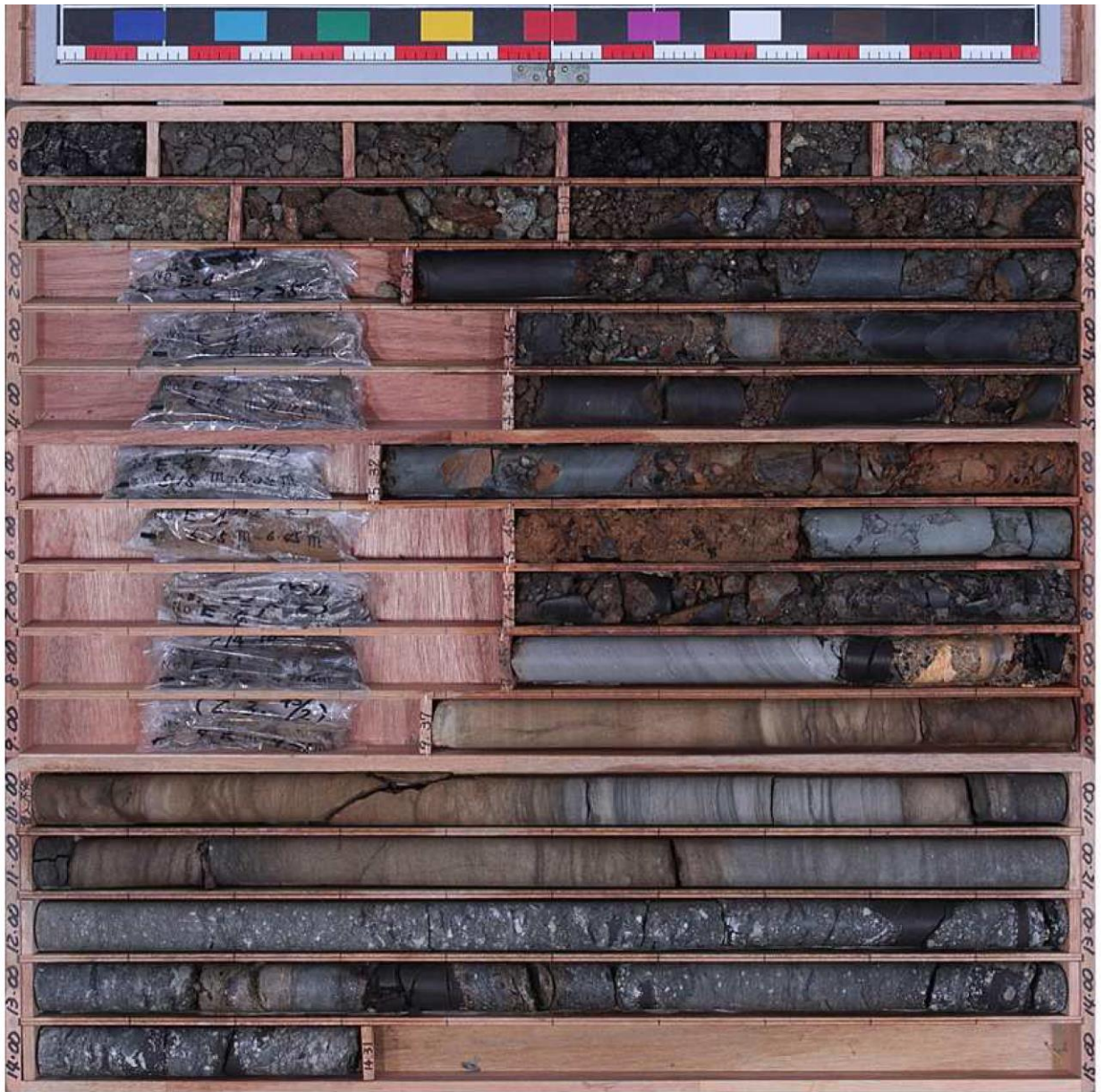


図 1-13 ボーリングコア写真 (E-4)

(参考) 12-15

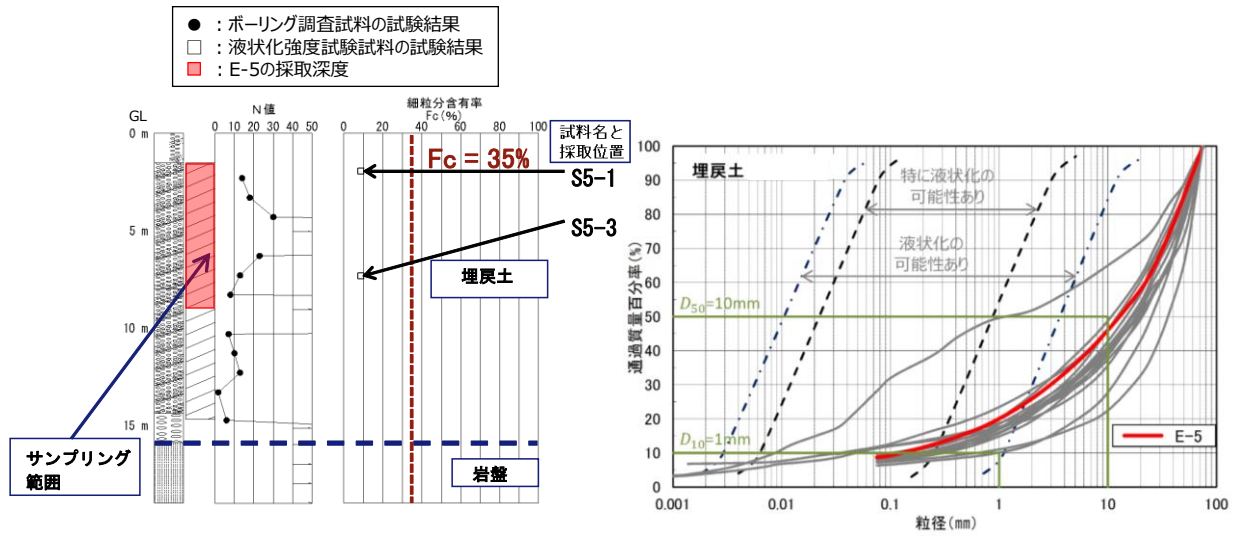


図 1-14 N 値・細粒分含有率及び粒径加積曲線 (E-5)

ボーリング名	E-5 (調査孔)	孔口標高	6.191m	総掘進長	19.00m
--------	-----------	------	--------	------	--------

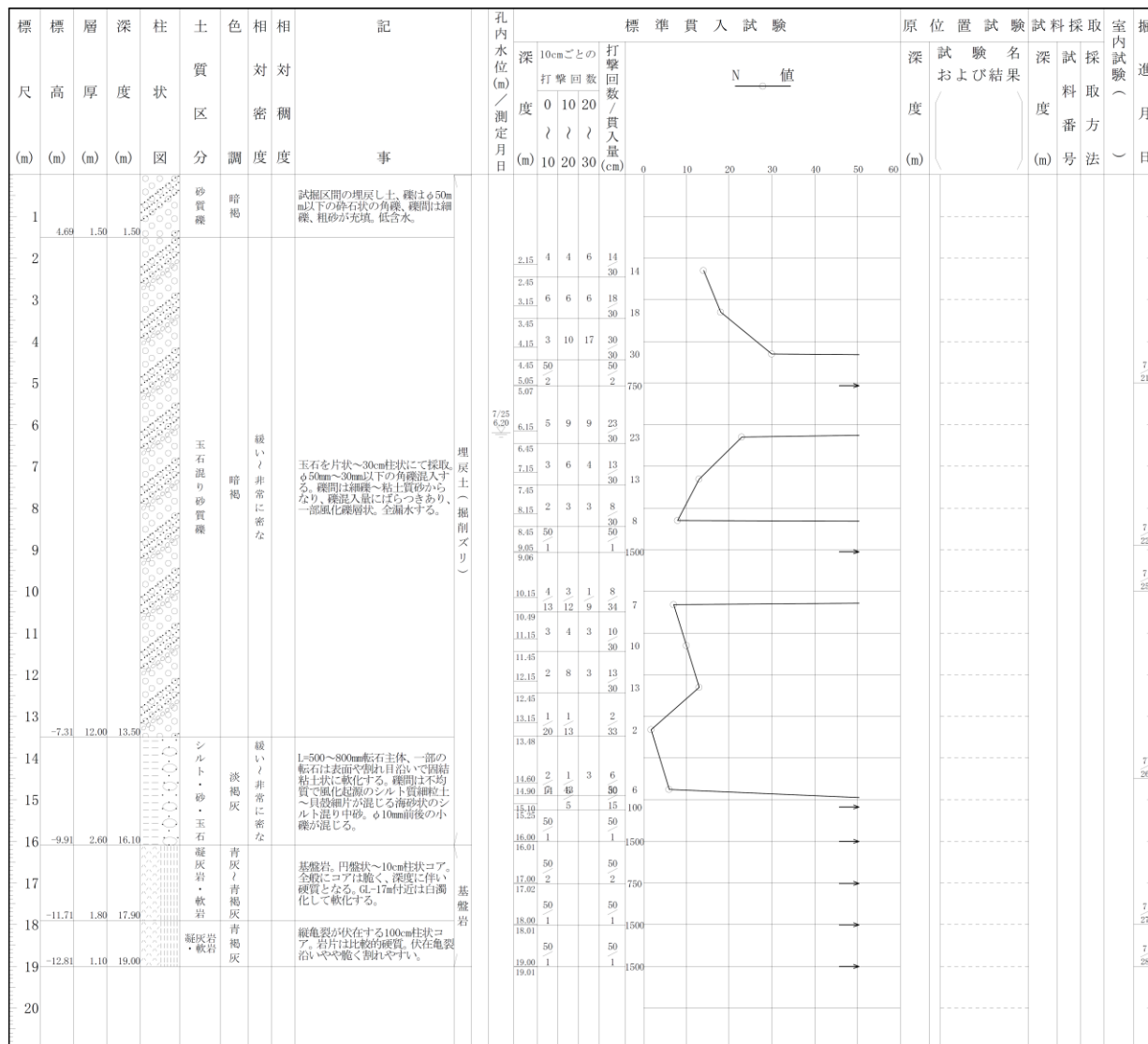


図 1-15 ボーリング柱状図 (E-5)

(参考) 12-17



図 1-16 ボーリングコア写真 (E-5)

(参考) 12-18

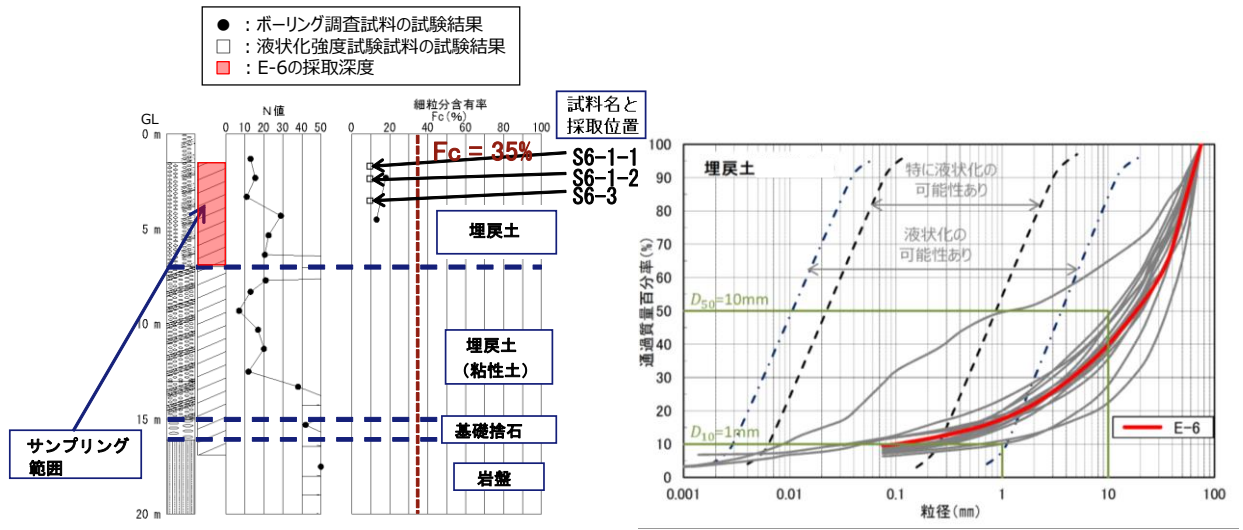


図 1-17 N 値・細粒分含有率及び粒径加積曲線 (E-6)

ボーリング名	P7	孔口標高	8.394m	総掘進長	20.00m
--------	----	------	--------	------	--------

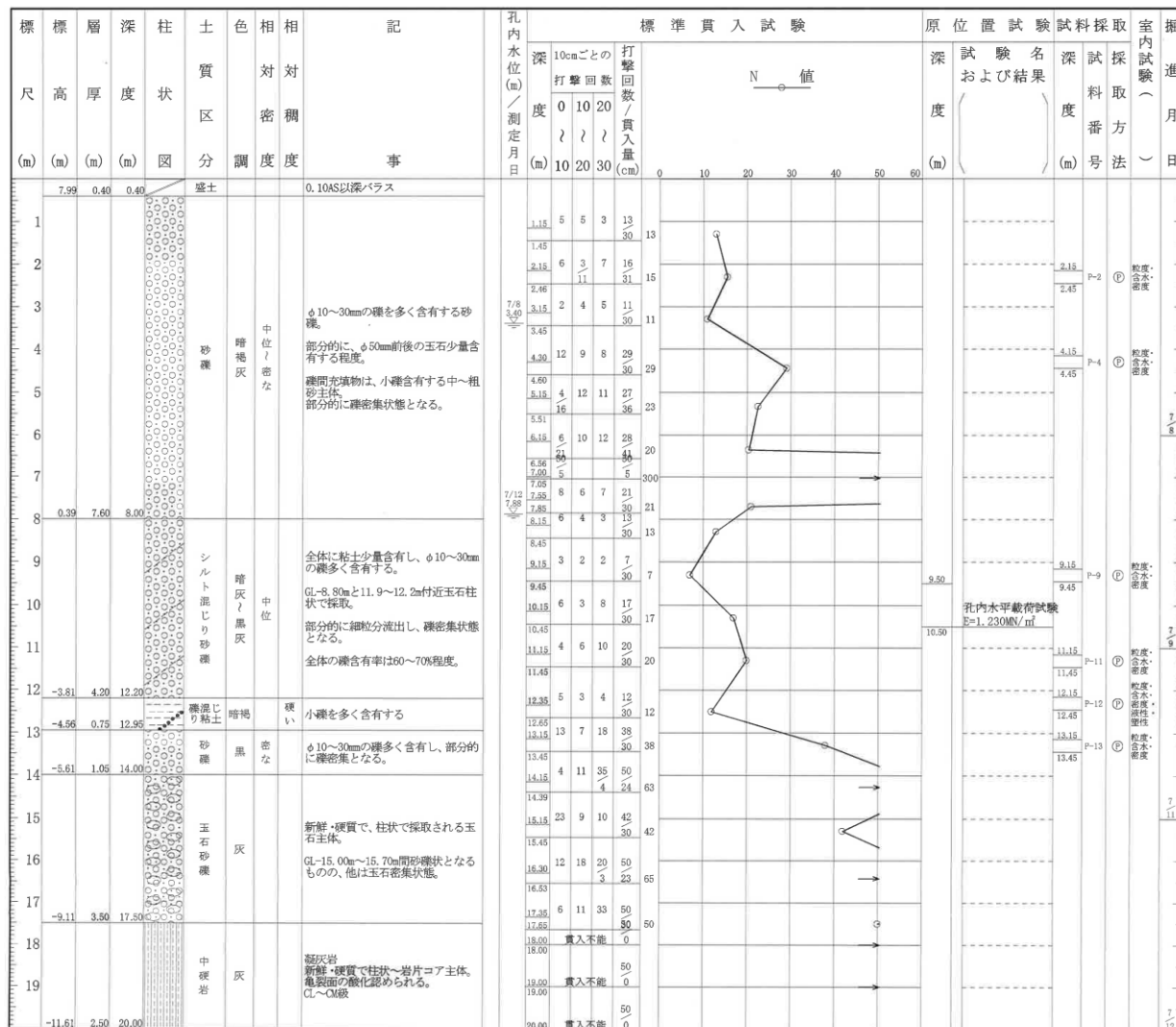


図 1-18 ボーリング柱状図 (P7 : E-6 地点の参考)

(参考) 12-20



図 1-19 ボーリングコア写真 (P7 : E-6 地点の参考)

(参考) 12-21

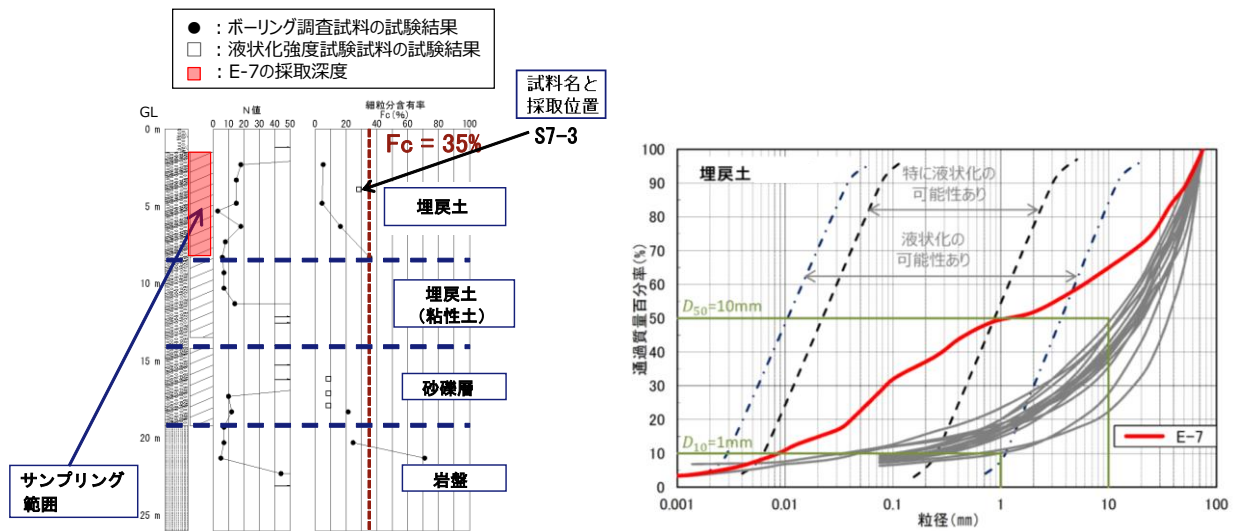


図 1-20 N 値・細粒分含有率及び粒径加積曲線 (E-7) (埋戻土)

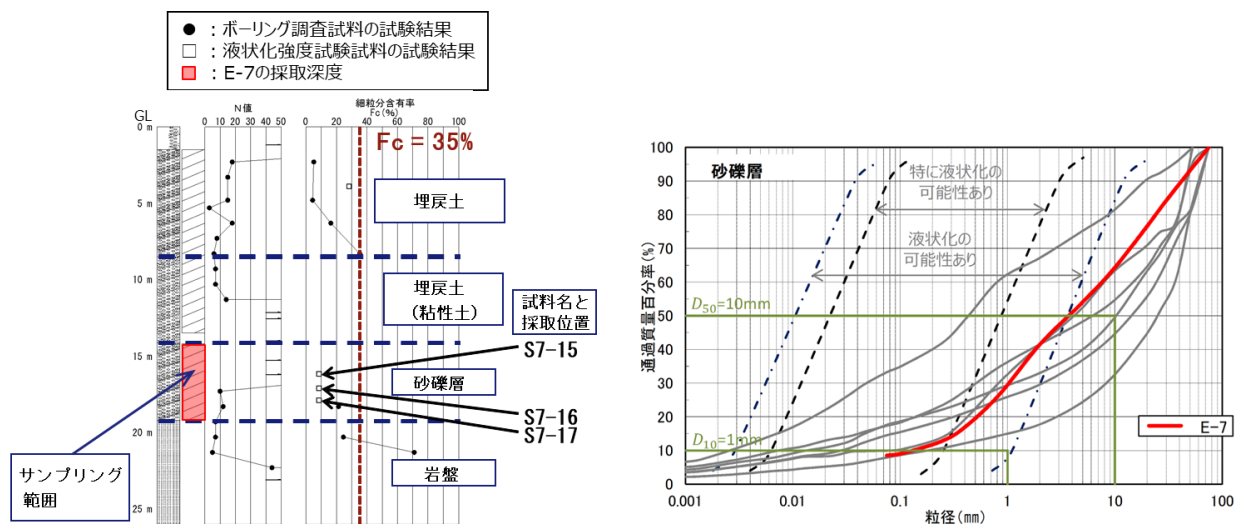


図 1-21 N 値・細粒分含有率及び粒径加積曲線 (E-7) (砂礫層)

ボーリング名	P11	孔口標高	8.380m	総掘進長	26.00m
--------	-----	------	--------	------	--------

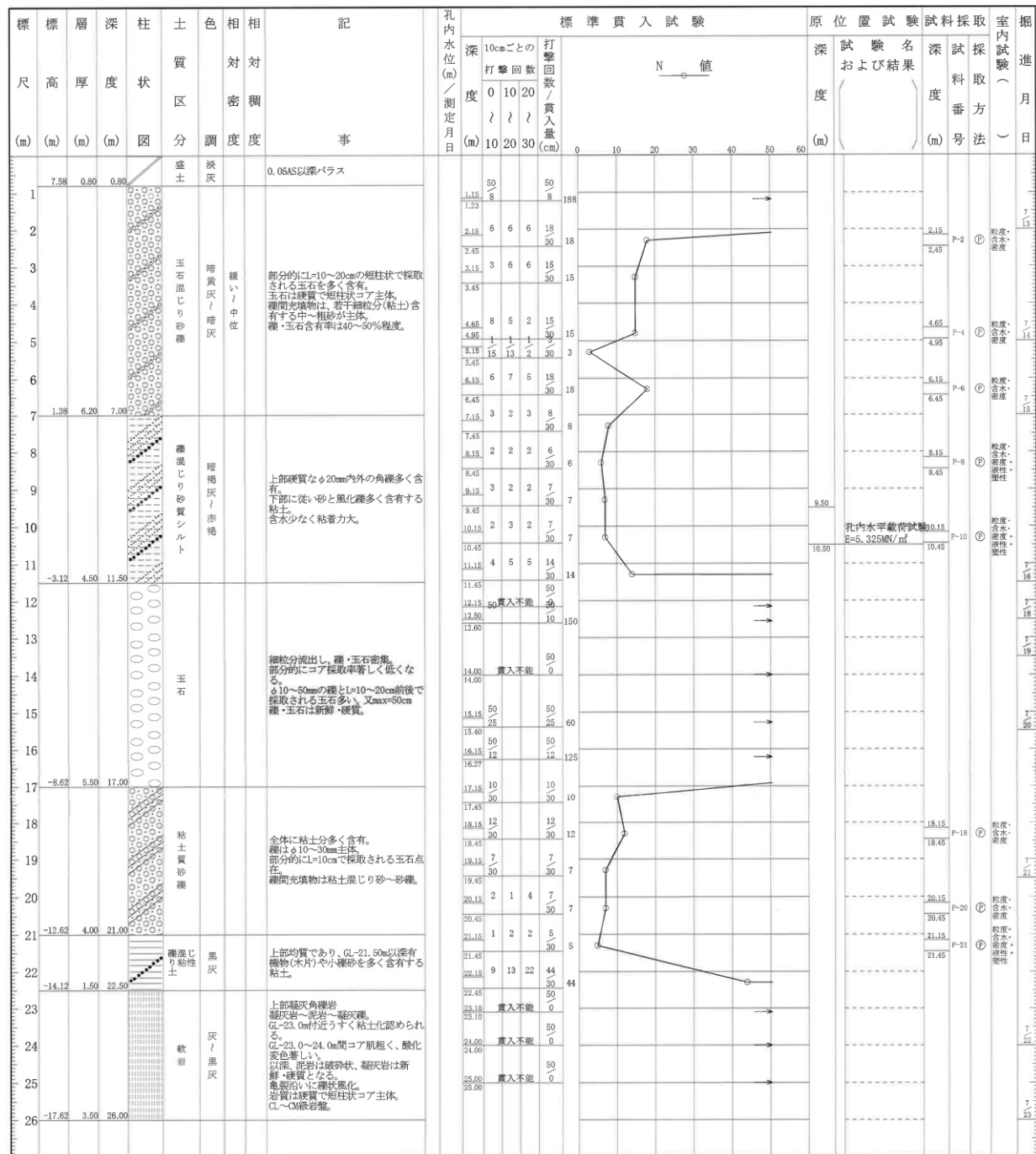


図 1-22 ボーリング柱状図 (P11 : E-7 地点の参考)

(参考) 12-23



図 1-23 ボーリングコア写真 (P11 : E-7 地点の参考)

(参考) 12-24

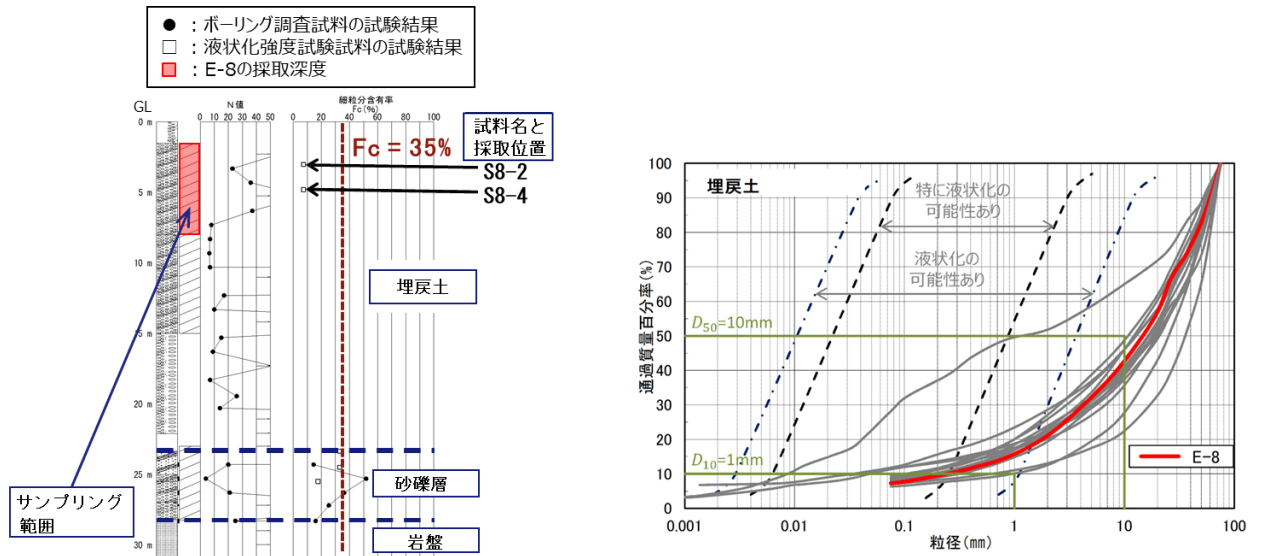


図 1-24 N 値・細粒分含有率及び粒径加積曲線 (E-8) (埋戻土)

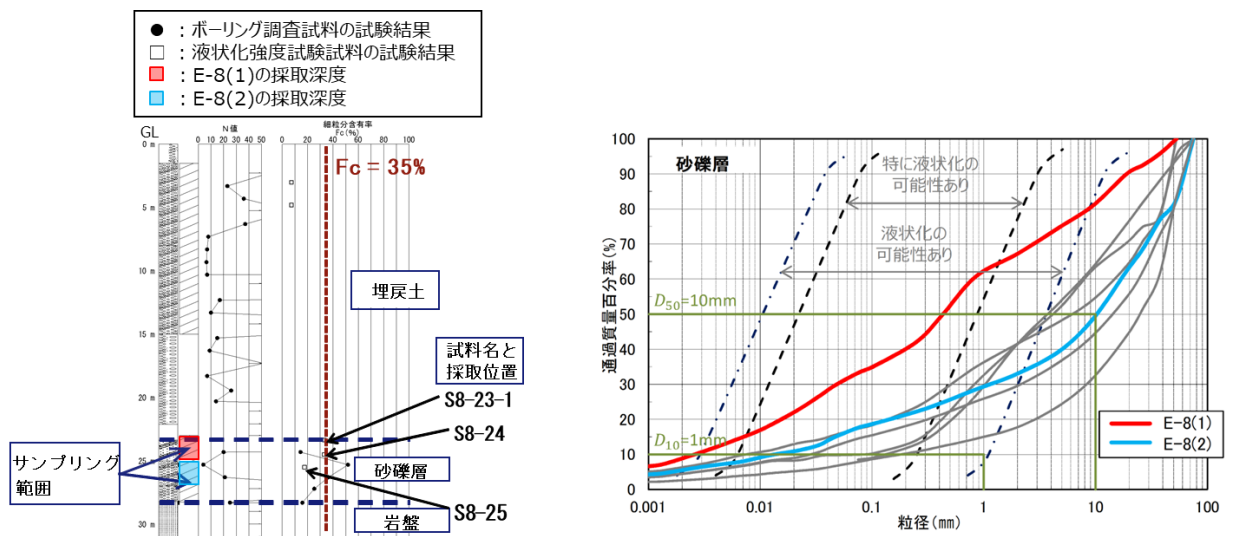


図 1-25 N 値・細粒分含有率及び粒径加積曲線 (E-8) (砂礫層)

ボーリング名	E-8 (調査孔)	孔口標高	6.320m	総掘進長	31.00m
--------	-----------	------	--------	------	--------

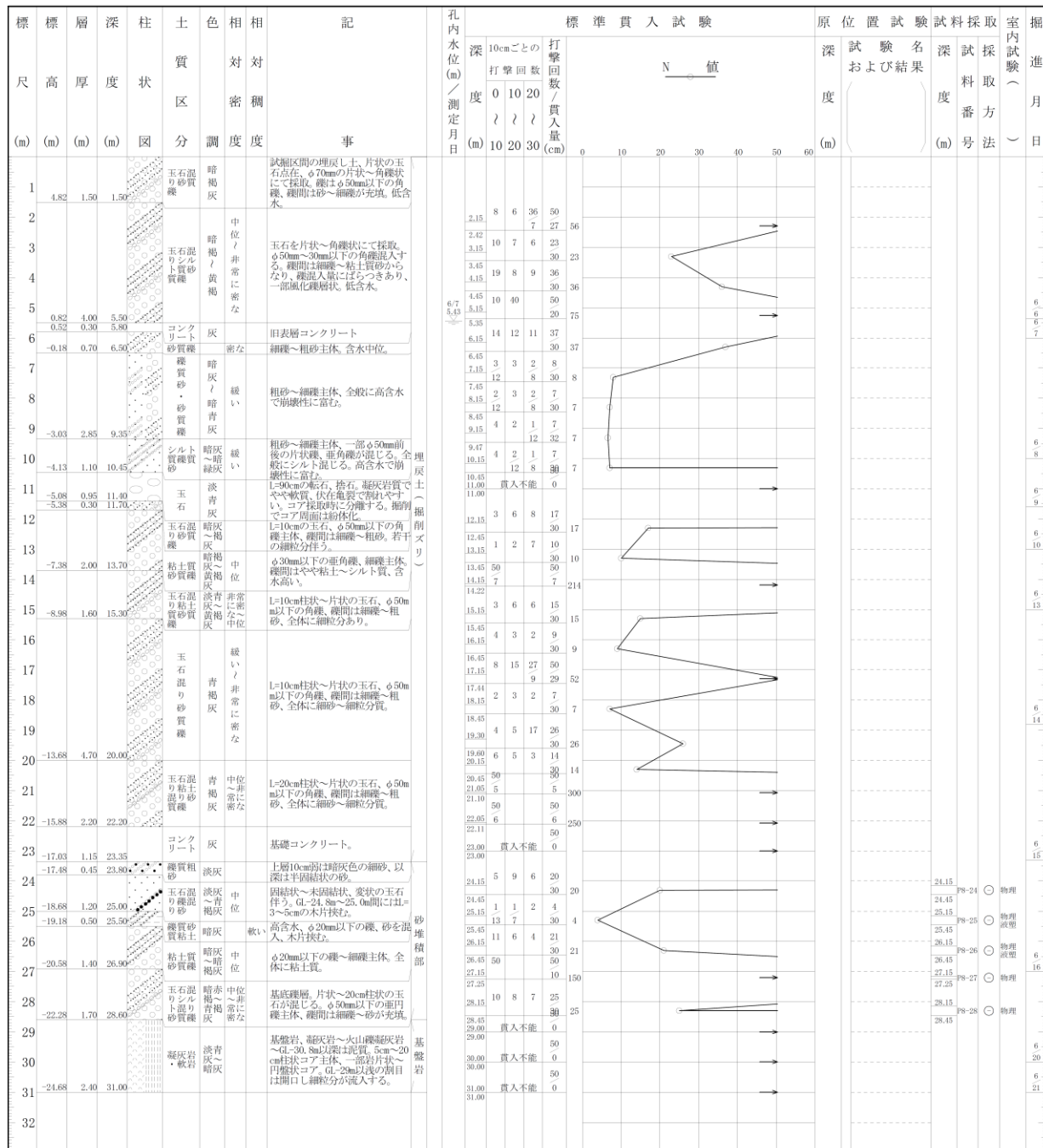


図 1-26 ボーリング柱状図 (E-8)

(参考) 12-26



図 1-27 ボーリングコア写真 (E-8)

(参考) 12-27

2. 液状化強度試験結果

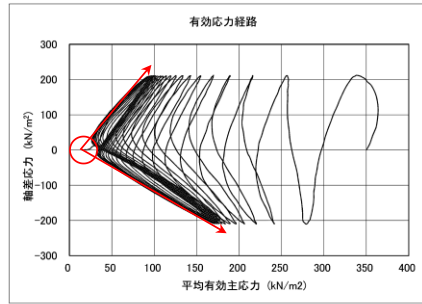
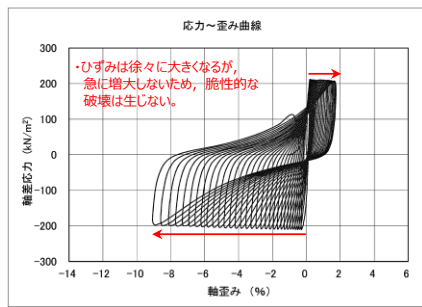
繰返し非排水三軸試験による液状化強度試験結果を表 2-1～表 2-15, 図 2-1～図 2-46 に示す。島根原子力発電所における埋戻土及び砂礫層は, 繰返し軟化(サイクリックモビリティ含む)又は非液状化となった。

表 2-1 液状化強度試験結果 (E-1)

試料番号		S1-23-3	S1-24	S1-25	S1-26		
深度 (m)		23.93~24.55	24.85~25.55	25.55~26.50	26.50~27.40		
土質材料		砂礫層					
供試体 No.		1	2	1	1		
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.690	2.685	2.724	2.730		
圧密応力 σ'_c (kN/m ²)		350	350	350	350		
繰返し応力振幅比 $\alpha_f/2\sigma'_0$		0.301	0.273	0.381	0.281		
繰返し回数	軸両 ひずみ 振幅	DA = 1%	4.5	44.7	1.5	15.1	3.0
		DA = 2%	9.5	66.7	4.5	22.7	5.0
		DA = 5%	18.6	95.0	10.8	33.6	8.5
		DA = 10%	30.6	122.8	19.5	44.7	-
	過剰間隙水圧比 95% N_{u95}		16.0	64.0	9.0	29.0	4.0

■ : 最大間隙水圧比が1.0に近づく (0.95を超えるもの)

□ : DA=5%の値を繰返し回数Nとする



・繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになることはなく、液状化になることはない。

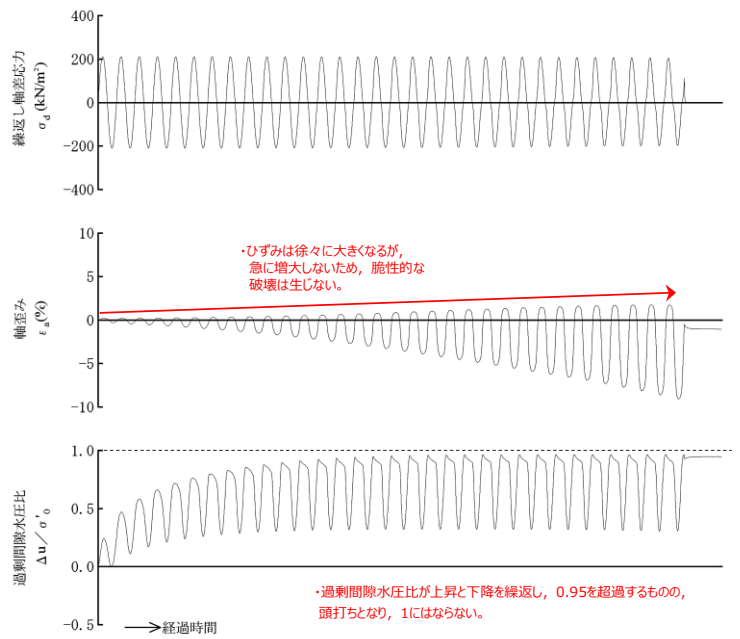


図 2-1 液状化強度試験結果 (E-1 : S1-23-3-1)

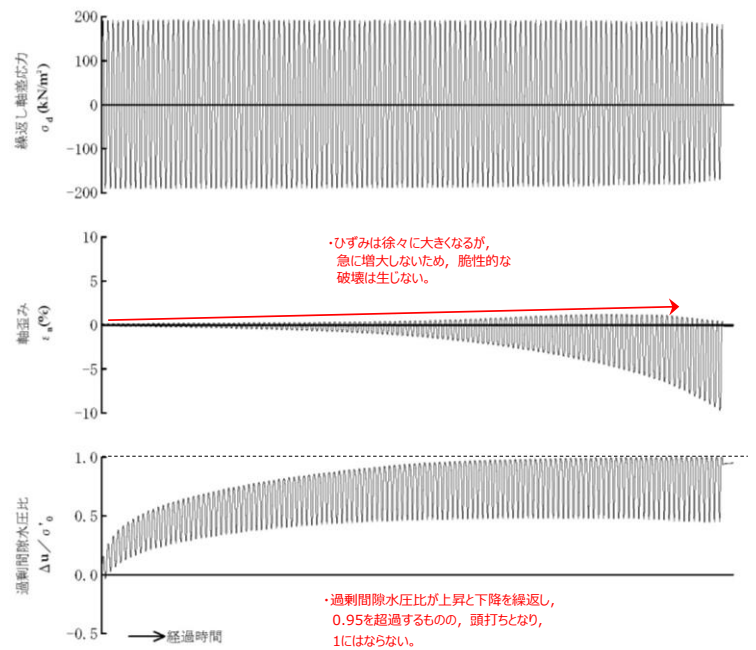
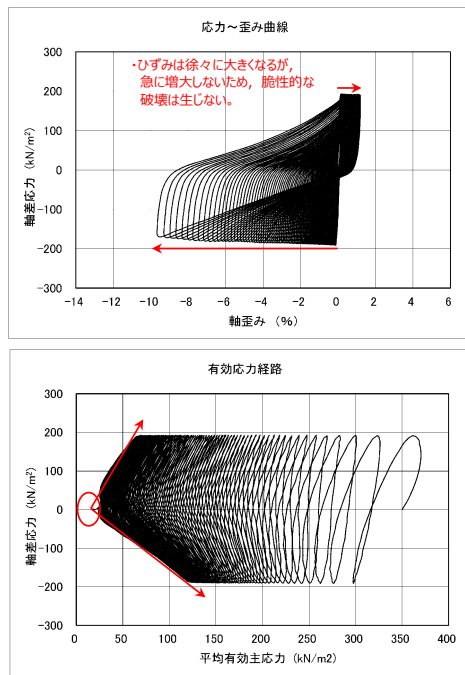
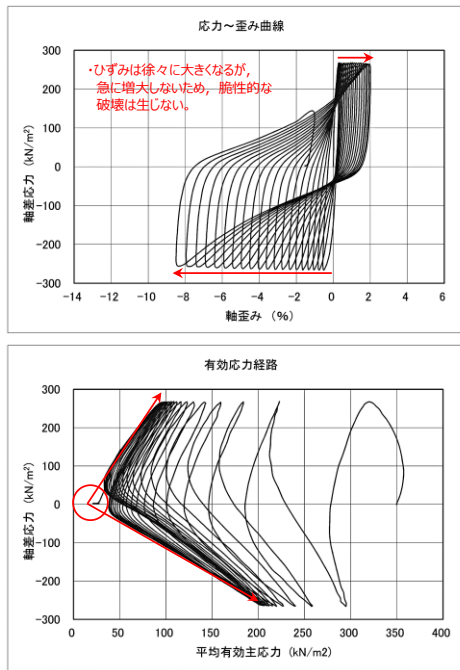


図 2-2 液状化強度試験結果 (E-1 : S1-23-3-2)



・繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになることはなく、液状化になることはない。

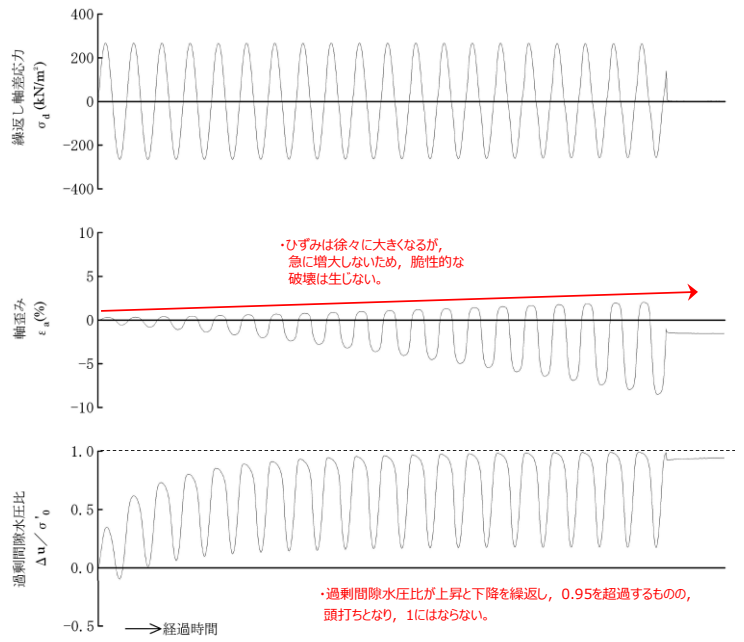
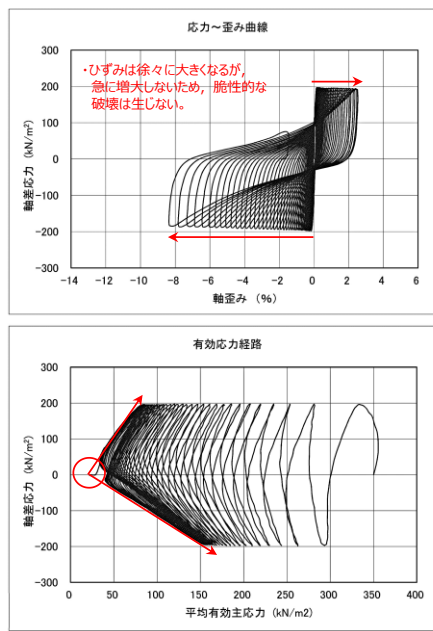


図 2-3 液状化強度試験結果 (E-1 : S1-24)



・繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになることはなく、液状化することはない。

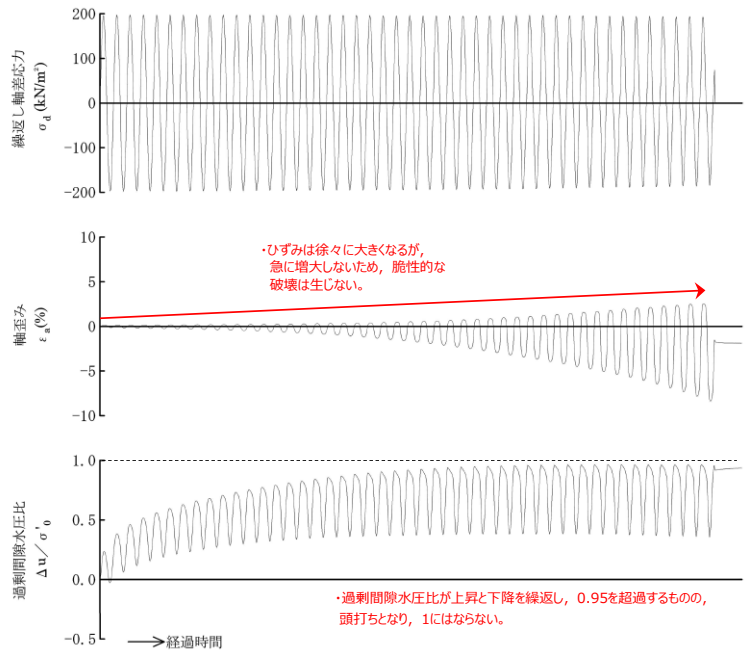
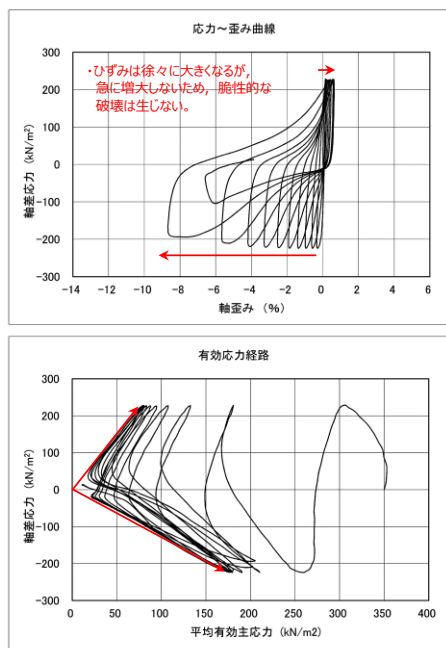
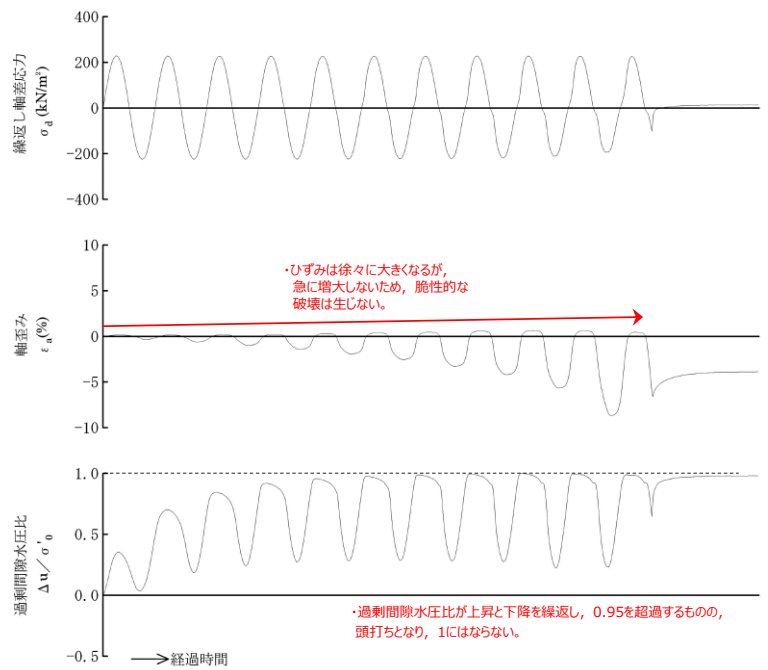


図 2-4 液状化強度試験結果 (E-1 : S1-25)



・ひずみは徐々に大きくなるが、急に増大しないため、脆性的な破壊は生じない。

・有効応力がほぼゼロまで低下するが、ダイレイタンス特性により有効応力が回復する。



・ひずみは徐々に大きくなるが、急に増大しないため、脆性的な破壊は生じない。

・過剰間隙水圧比が上昇と下降を繰り返し、0.95を超過するもの、頭打ちとなり、1にはならない。

図 2-5 液状化強度試験結果 (E-1 : S1-26)

表 2-2 液状化強度試験結果 (E-2)

試料番号		S2-9	S2-10	S2-14-1	
深度 (m)		9.20~10.20	10.20~11.20	14.12~15.12	
土質材料		埋戻土			
供試体 No.		1	1	1	
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.714	2.716	2.723	
圧密応力 σ'_c (kN/m ²)		130	130	130	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_0$		0.463	0.522	0.551	
繰返し回数	軸ひずみ 両振幅	DA = 1%	1.5	2.5	0.6
		DA = 2%	2.5	9.5	1.5
		DA = 5%	6.0	37.6	5.0
		DA = 10%	-	92.9	7.0
	過剰間隙水圧比 95% N_{u95}		3.0	7.0	3.0

■ : 最大間隙水圧比が1.0に近づく (0.95を超えるもの)

□ : DA=5%の値を繰返し回数Nとする

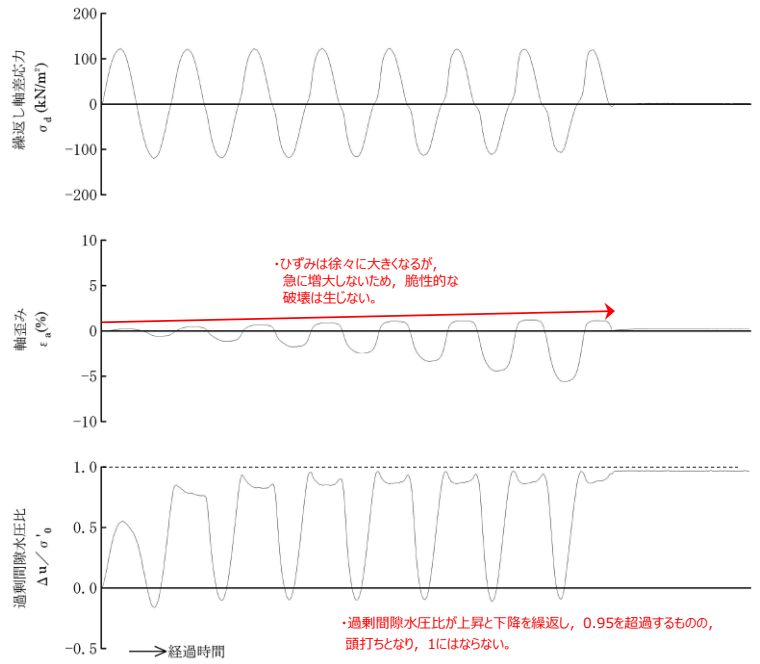
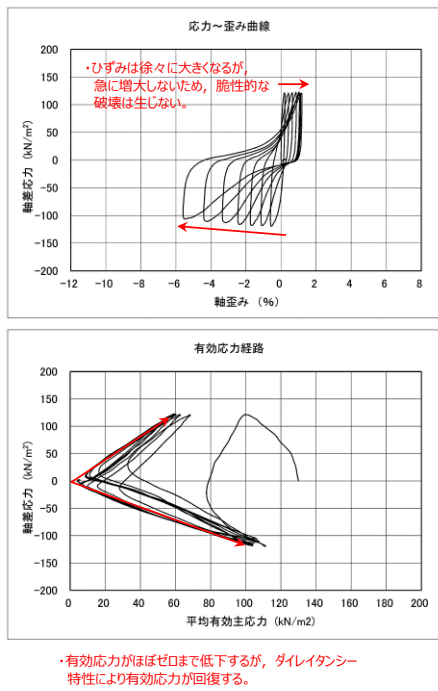


図 2-6 液状化強度試験結果 (E-2 : S2-9)

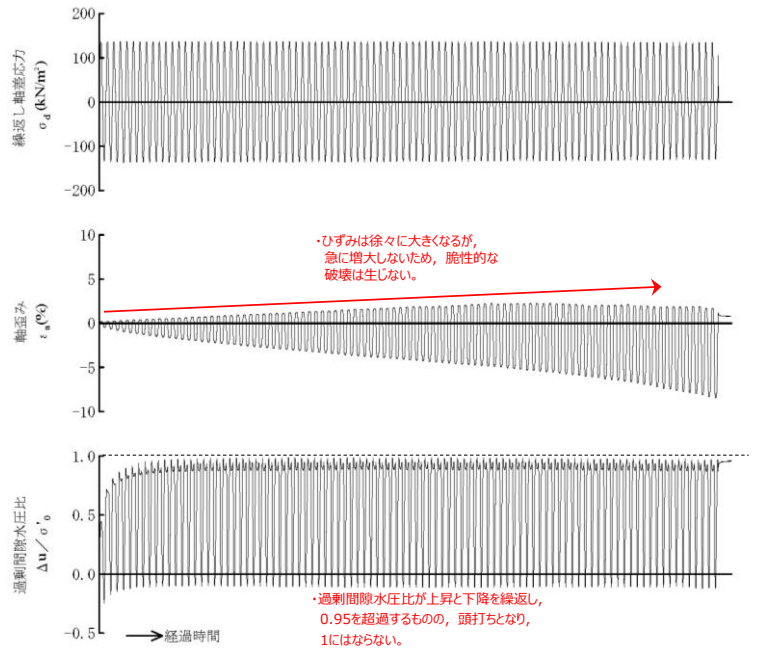
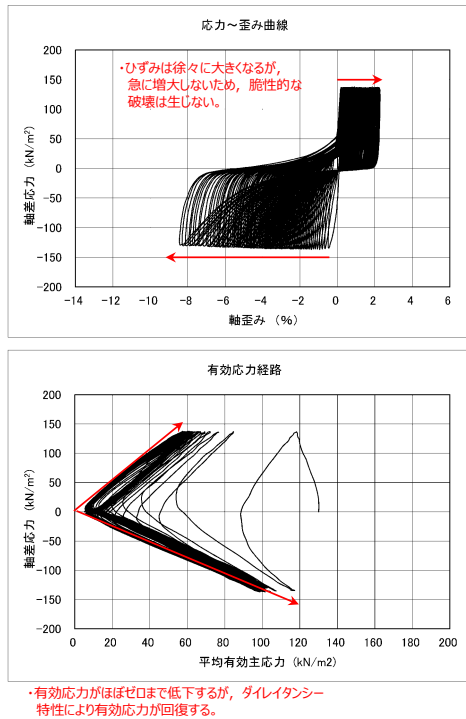


図 2-7 液状化強度試験結果 (E-2 : S2-10)

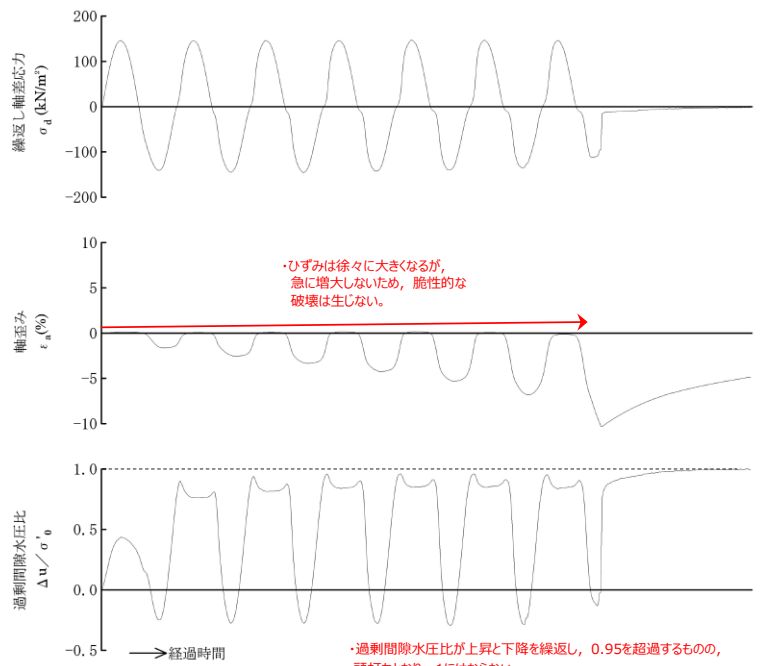
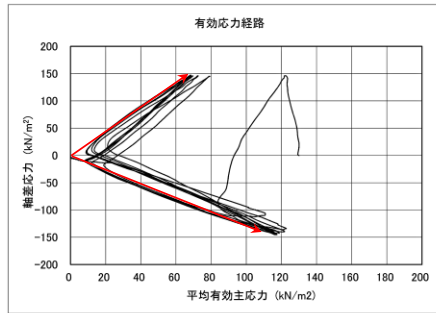
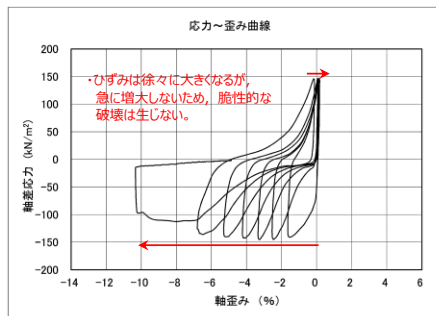


図 2-8 液状化強度試験結果 (E-2 : S2-14-1)

表 2-3 液状化強度試験結果 (E-3)

試料番号		S3-9-1	S3-9-2	S3-11	
深度 (m)		9.10~9.75	9.85~10.65	11.80~12.70	
土質材料		埋戻土			
供試体 No.		1	1	1	
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.641	2.619	2.685	
圧密応力 σ'_c (kN/m ²)		180	180	180	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_0$		0.258	0.323	0.357	
繰返し回数	軸ひずみ 両振幅	DA = 1%	20.9	4.5	3.5
		DA = 2%	28.9	7.5	5.5
		DA = 5%	49.8	14.1	10.0
		DA = 10%	97.9	26.9	-
	過剰間隙水圧比 95% N_{u95}		40.0	12.0	9.0

■ : 最大間隙水圧比が1.0に近づく (0.95を超えるもの)

□ : DA=5%の値を繰返し回数Nとする

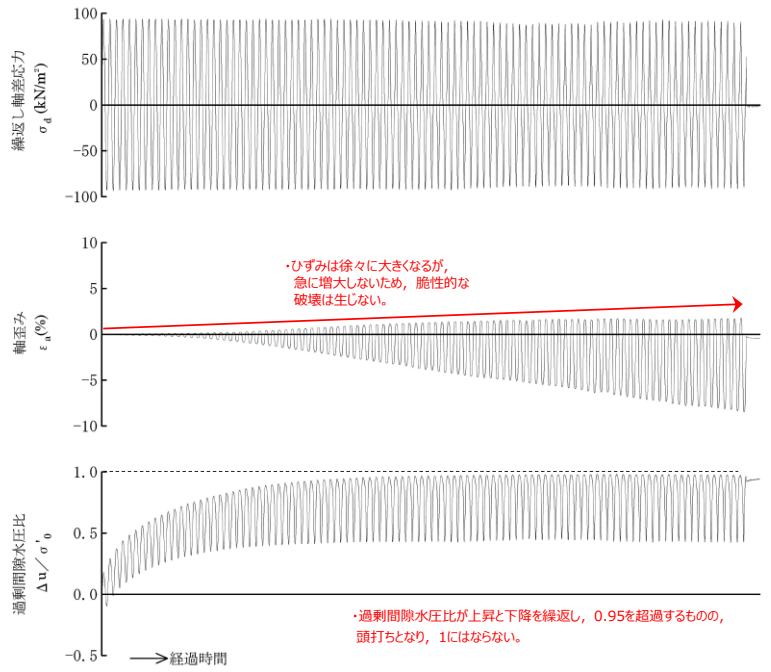
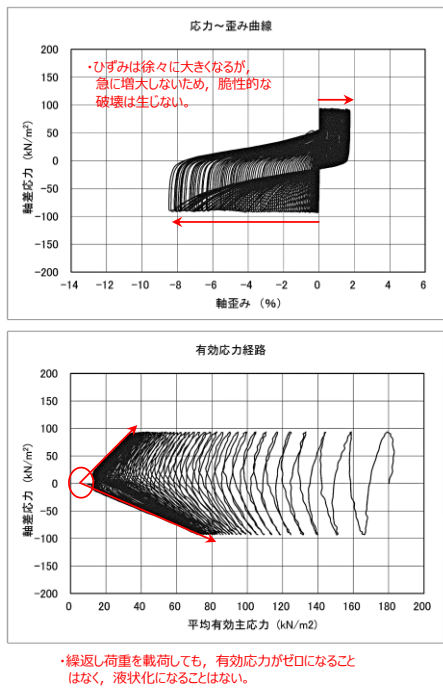
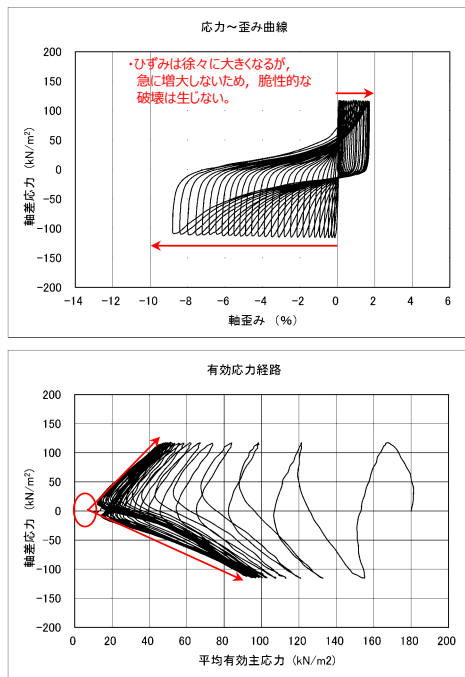


図 2-9 液状化強度試験結果 (E-3 : S3-9-1)



・繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになることはなく、液状化になることはない。また、せん断応力（軸差応力）作用時に有効応力は回復し、粘り強い挙動を示す。

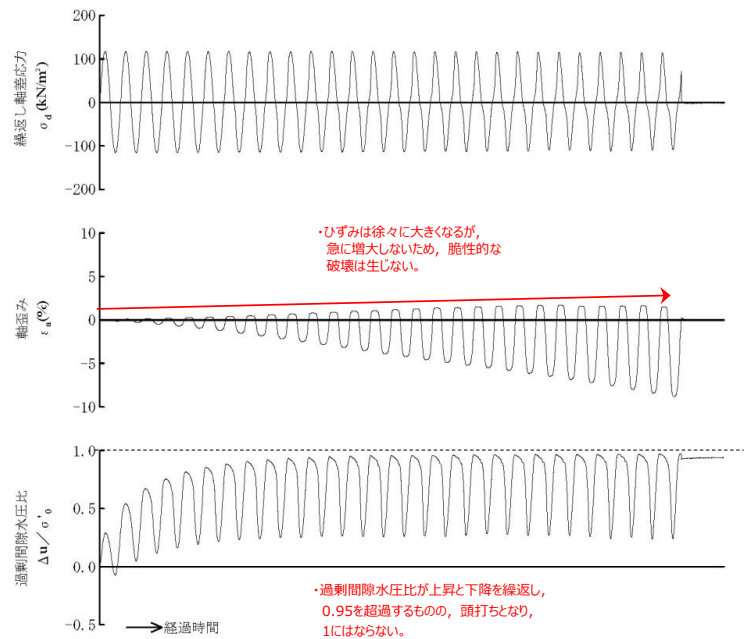


図 2-10 液状化強度試験結果 (E-3 : S3-9-2)

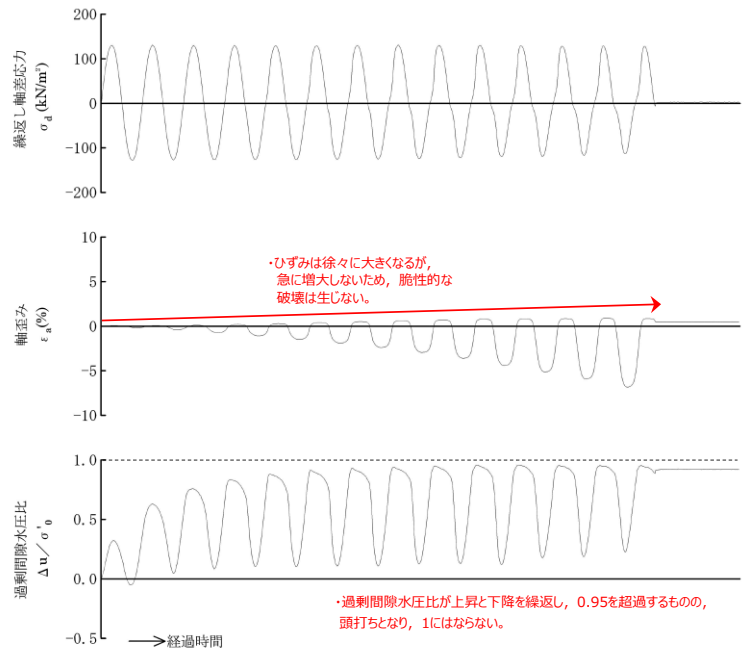
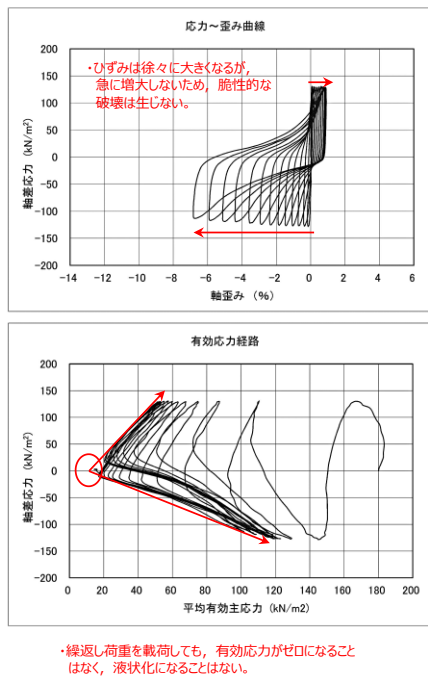


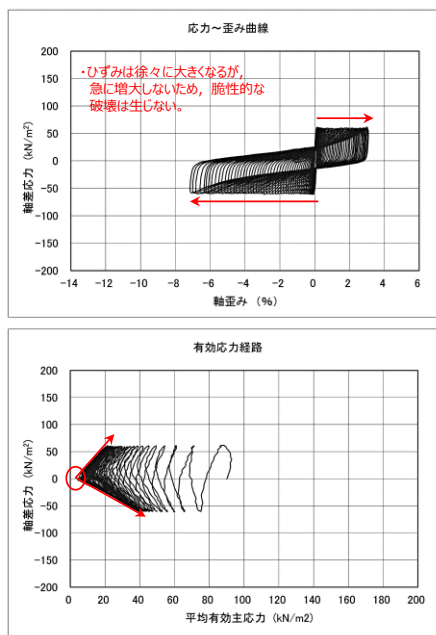
図 2-11 液状化強度試験結果 (E-3 : S3-11)

表 2-4 液状化強度試験結果 (E-4)

試料番号		S4-5	S4-6	S4-8-2		
深度 (m)		5.50~6.50	6.50~7.50	8.90~9.90		
土質材料		埋戻土				
供試体 No.		1	2	1		
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.746	2.733	2.648		
圧密応力 σ'_o (kN/m ²)		90	90	90		
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_o$		0.336	0.435	0.560		
繰返し回数	軸 ひ ず み 両 振 幅	DA = 1%	9.5	10.6	4.0	0.5
		DA = 2%	14.9	21.2	13.6	0.9
		DA = 5%	27.7	45.9	38.7	2.5
		DA = 10%	49.8	90.4	94.7	5.5
	過剰間隙水圧比 95% N_{u95}		20.0	52.0	—	—

■ : 最大間隙水圧比が1.0に近づく (0.95を超えるもの)

□ : DA=5%の値を繰返し回数Nとする



・繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになることはなく、液状化になることはない。

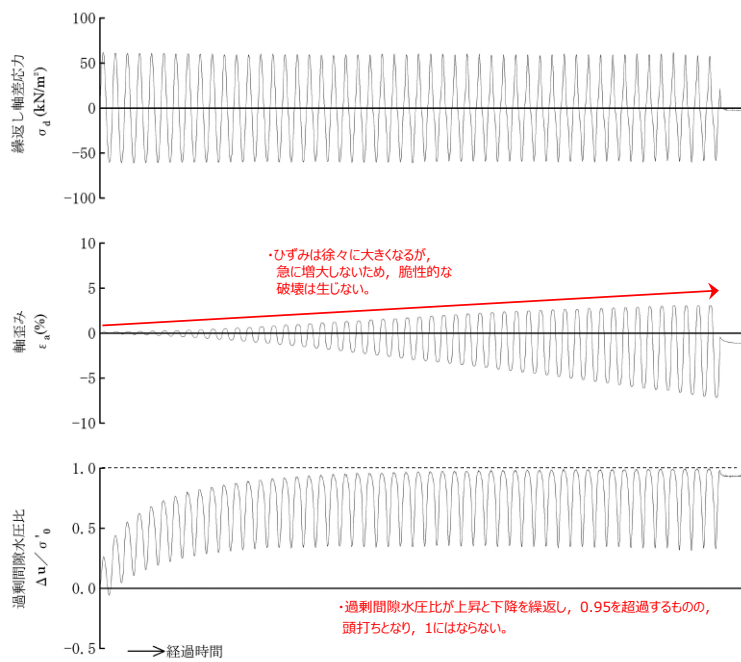


図 2-12 液状化強度試験結果 (E-4' : S4-5-1)

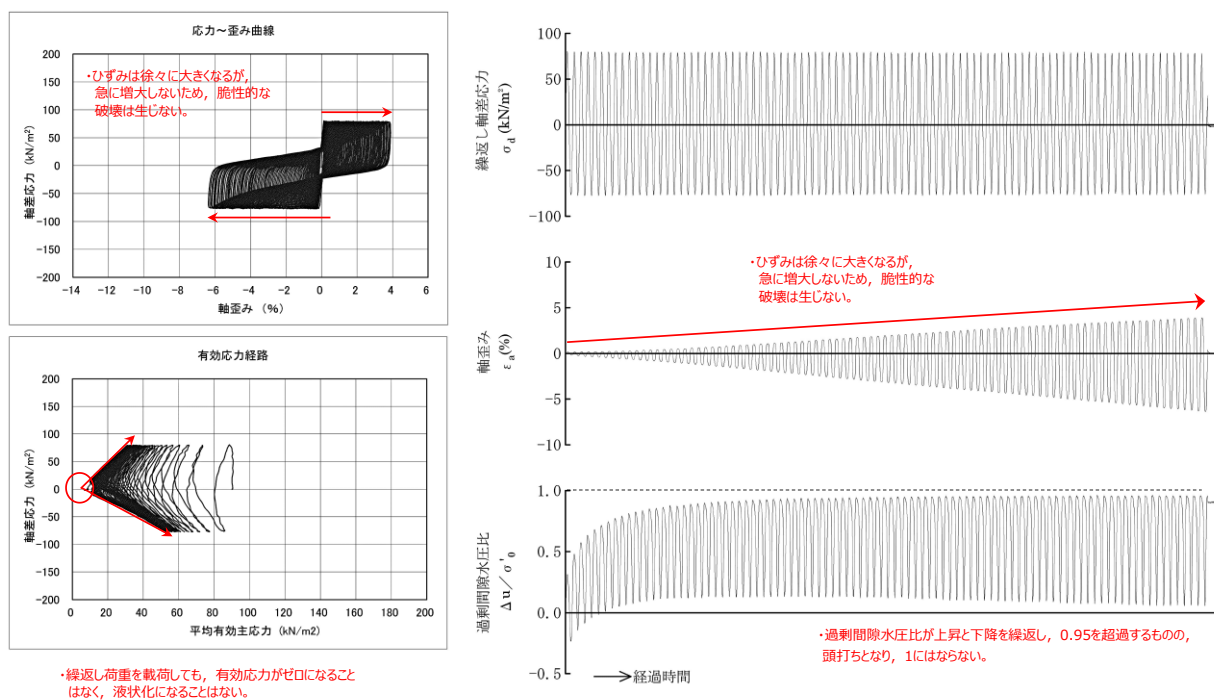


図 2-13 液状化強度試験結果 (E-4' : S4-5-2)

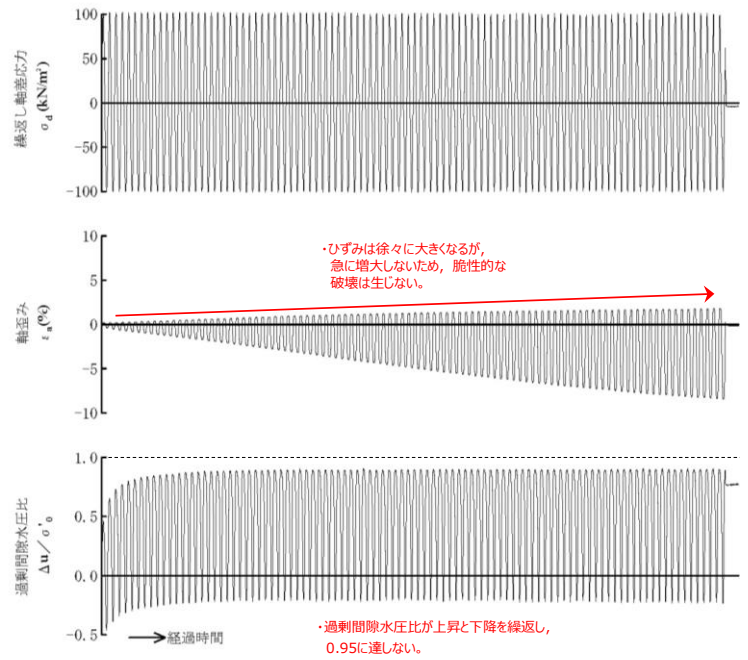
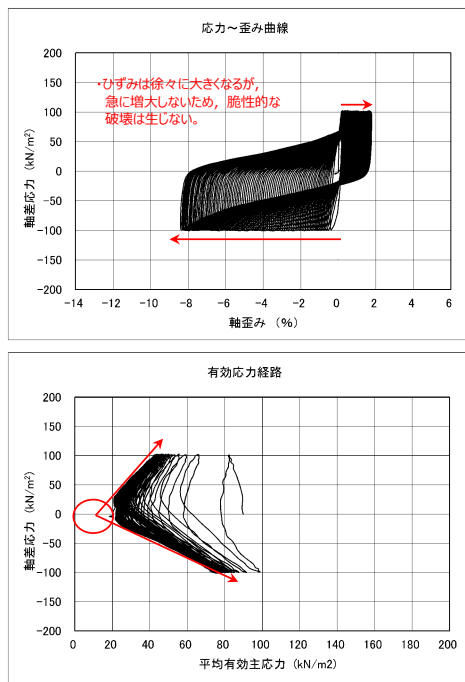
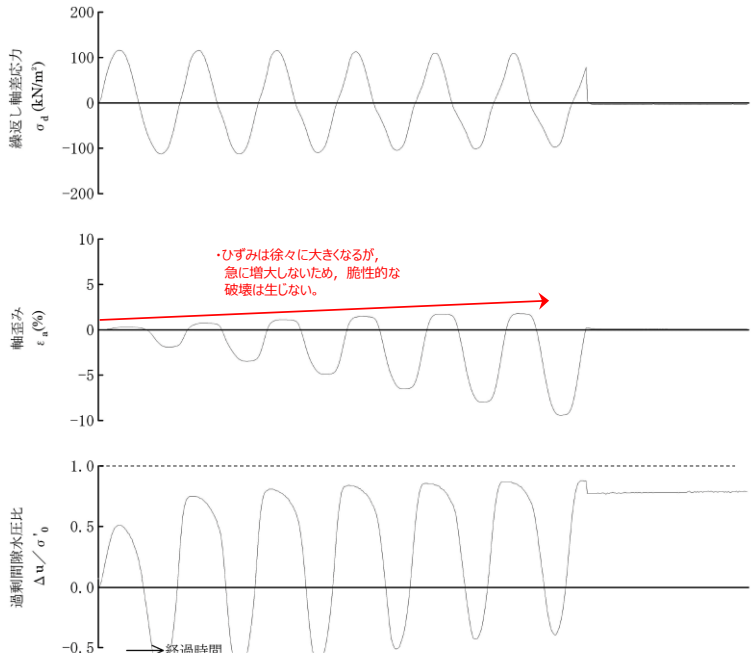
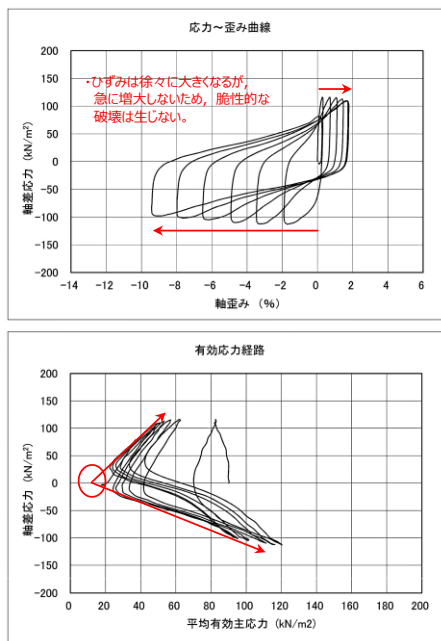


図 2-14 液状化強度試験結果 (E-4' : S4-6)



・繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになることはなく、液状化になることはない。

・過剰間隙水圧比が上昇と下降を繰返し、0.95に達しない。

図 2-15 液状化強度試験結果 (E-4' : S4-8-2)

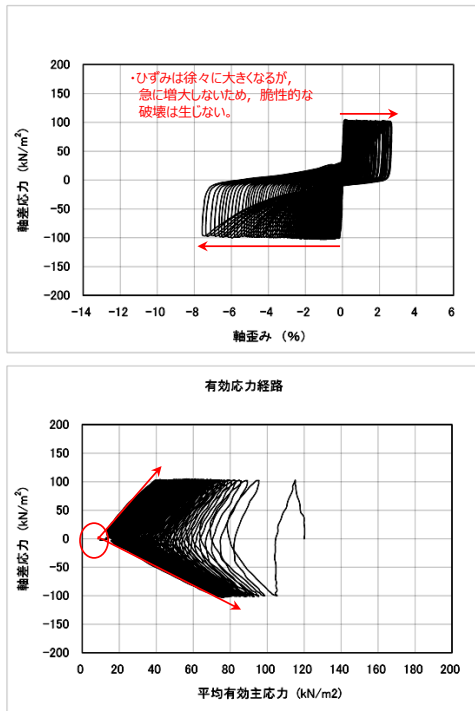
(参考) 12-47

表 2-5 液状化強度試験結果 (E-5)

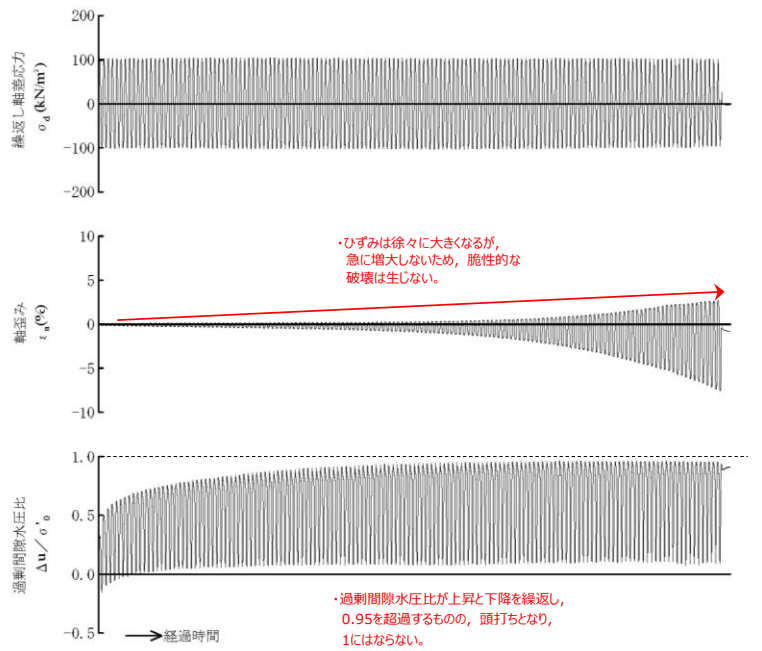
試料番号		S5-1	S5-3	
深度 (m)		1.50~2.35	3.35~3.98	
土質材料		埋戻土		
供試体 No.		1	1	
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.687	2.705	
圧密応力 σ'_c (kN/m ²)		120	120	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_0$		0.426	0.647	
繰返し回数	軸両振幅 ひずみ	DA = 1%	66.9	15.8
		DA = 2%	94.6	29.2
		DA = 5%	121.6	62.2
		DA = 10%	145.0	115.0
	過剰間隙水圧比 95% N_{u95}		91.0	41.0

■ : 最大間隙水圧比が1.0に近づく (0.95を超えるもの)

□ : DA=5%の値を繰返し回数Nとする



・繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになることはなく、液状化になることはない。また、せん断応力（軸差応力）作用時に有効応力は回復し、粘り強い挙動を示す。



・ひずみは徐々に大きくなるが、急に増大しないため、脆性的な破壊は生じない。

・過剰間隙水圧比が上昇と下降を繰返し、0.95を超過するものの、頭打ちとなり、1にはならない。

図 2-16 液状化強度試験結果 (E-5 : S5-1)

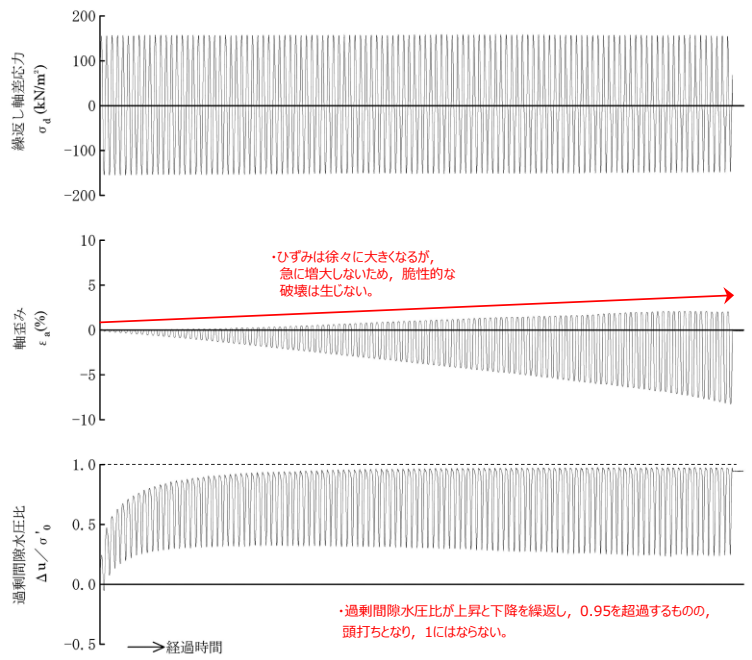
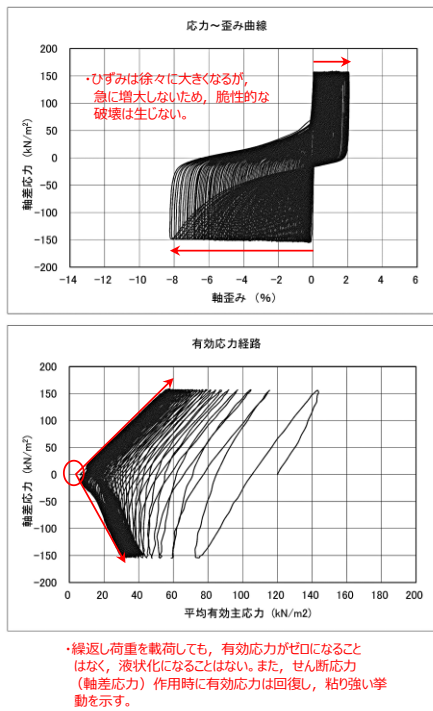


図 2-17 液状化強度試験結果 (E-5 : S5-3)

表 2-6 液状化強度試験結果 (E-6)

試料番号		S6-1-1	S6-1-2	S6-3	
深度 (m)		1.50~1.86	1.86~2.86	3.00~4.00	
土質材料		埋戻土			
供試体 No.		1	1	1	
土粒子の密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$		2.663	2.685	2.695	
圧密応力 $\sigma'_c(\text{kN/m}^2)$		70	70	70	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_0$		0.276	0.461	0.345	
繰返し回数	軸ひずみ 両振幅	DA = 1%	30.6	8.0	10.0
		DA = 2%	41.9	17.8	16.9
		DA = 5%	69.9	34.7	35.6
		DA = 10%	118.7	47.9	54.0
	過剰間隙水圧比 95% N_{u95}		43.0	30.0	17.0

■ : 最大間隙水圧比が1.0に近づく (0.95を超えるもの)

□ : DA=5%の値を繰返し回数Nとする

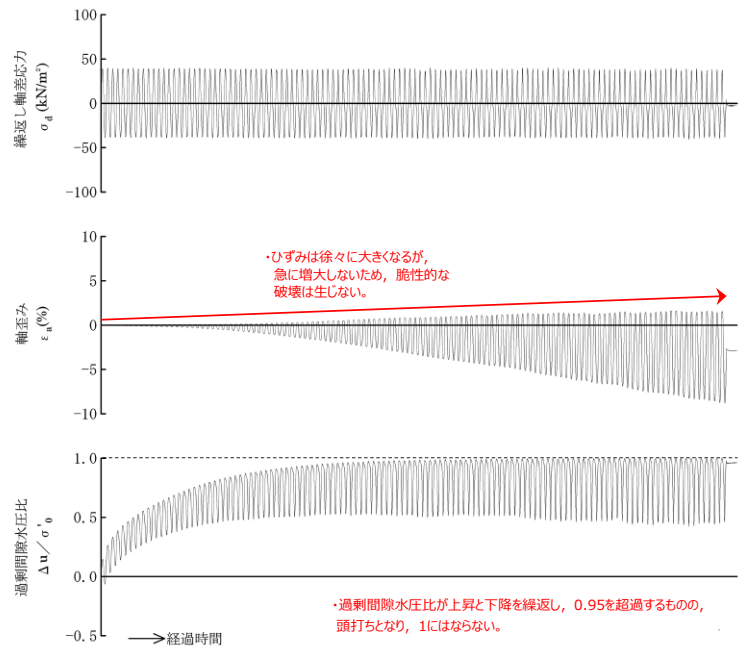
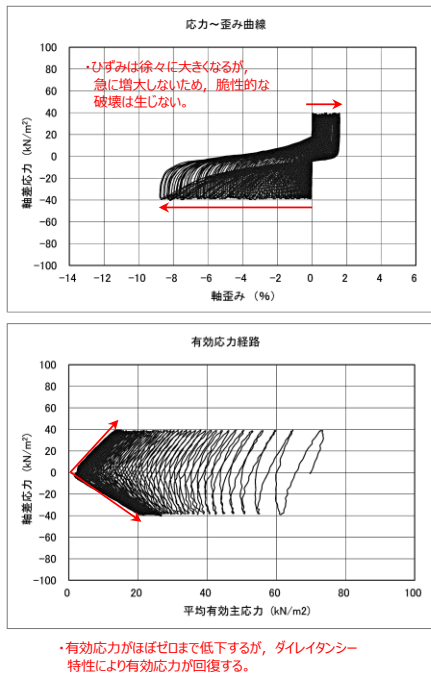


図 2-18 液状化強度試験結果 (E-6 : S6-1-1)

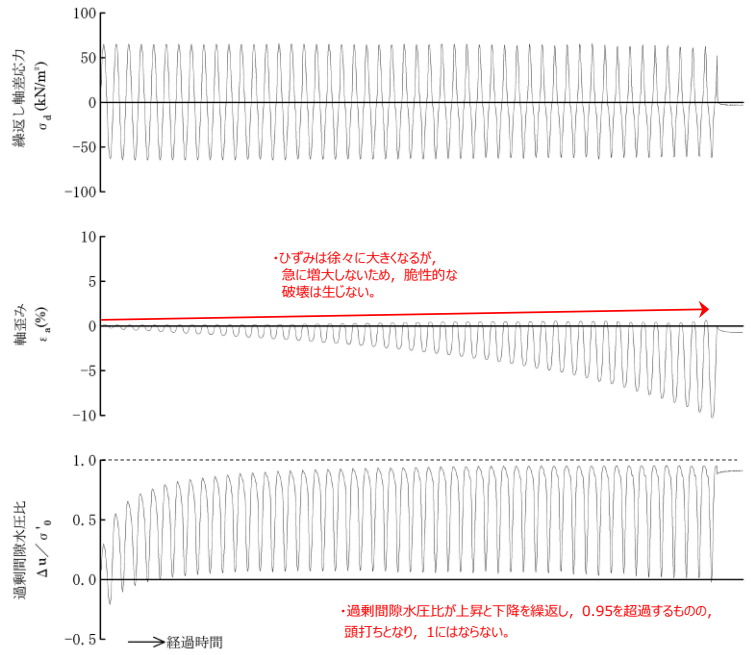
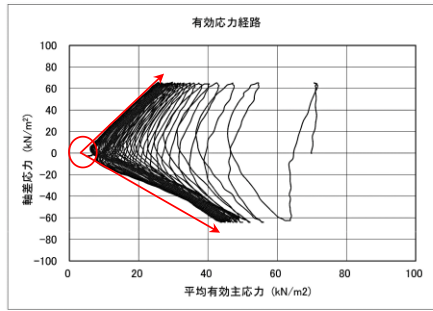
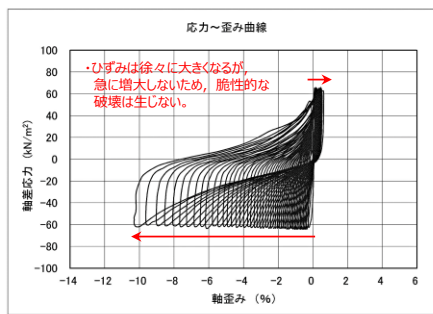


図 2-19 液状化強度試験結果 (E-6 : S6-1-2)

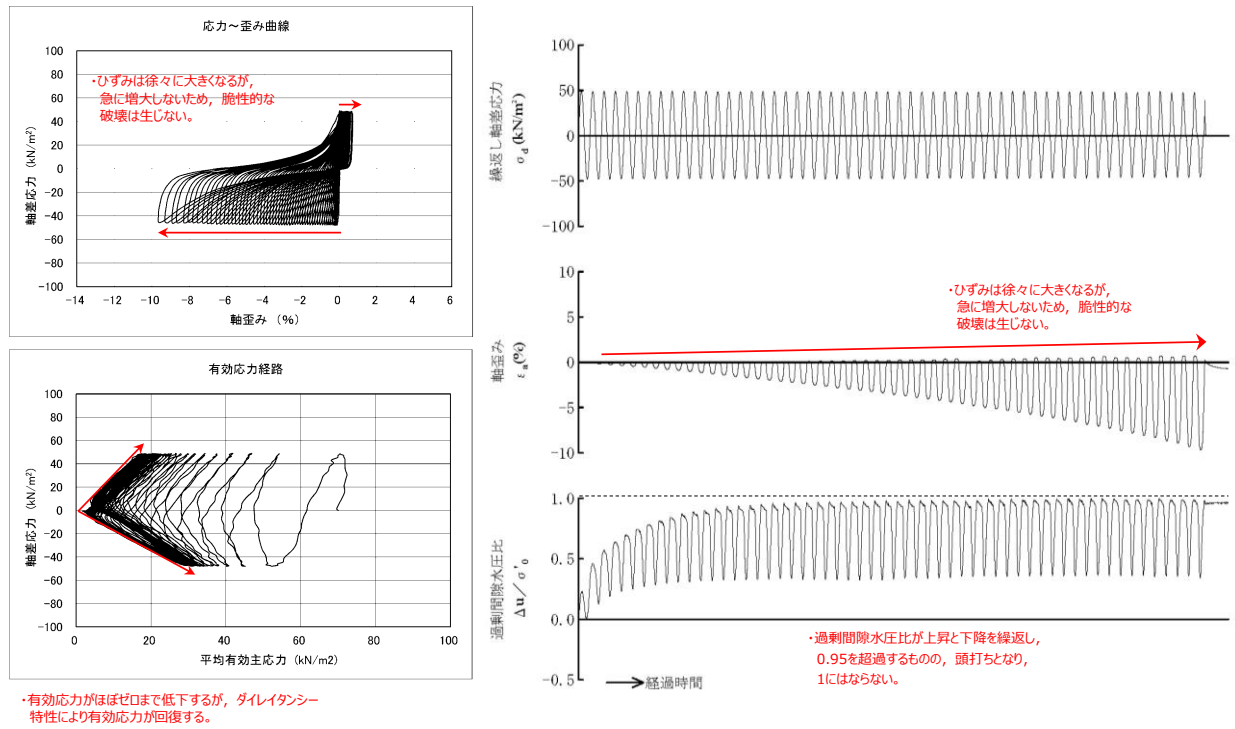


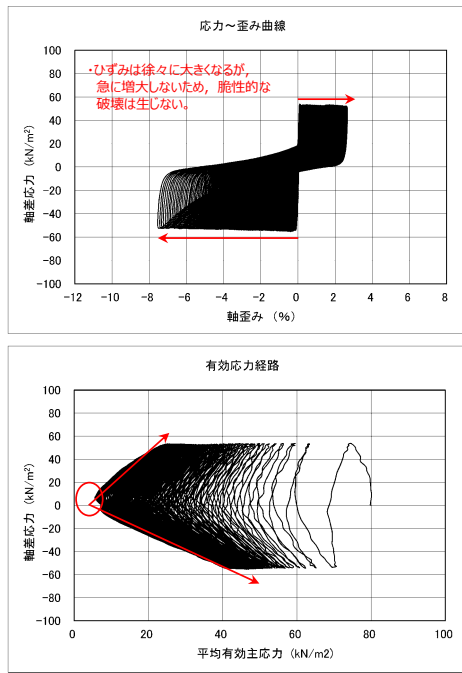
図 2-20 液状化強度試験結果 (E-6 : S6-3)

表 2-7 液状化強度試験結果 (E-7) (埋戻土)

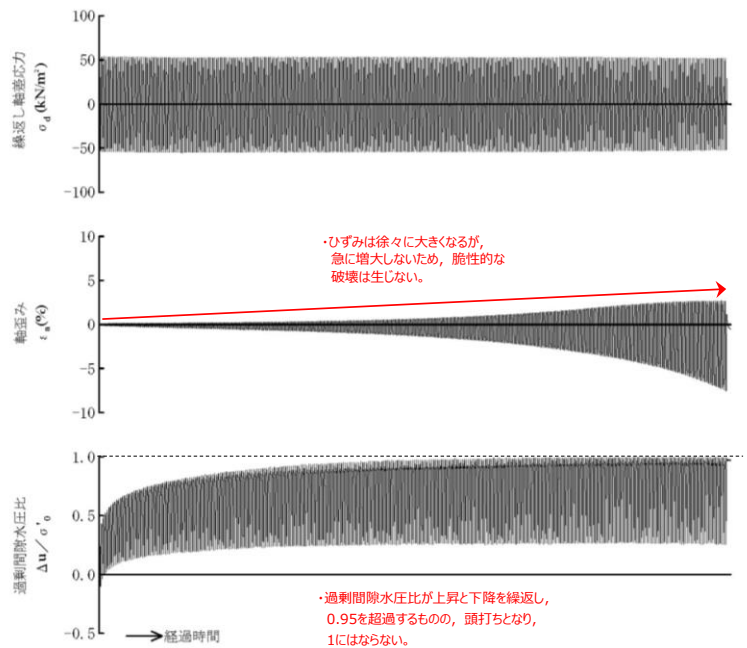
試料番号		S7-3			
深度 (m)		3.40~4.40	3.40~4.40	3.40~4.40	
土質材料		埋戻土			
供試体 No.		1	3	4	
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.701	2.701	2.701	
圧密応力 σ'_c (kN/m ²)		80	80	80	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_0$		0.336	0.457	0.366	
繰返し回数	軸ひずみ 両振幅	DA = 1%	96.6	0.8	9.0
		DA = 2%	167.7	2.5	21.3
		DA = 5%	252.8	10.9	52.9
		DA = 10%	324.6	24.8	99.3
	過剰間隙水圧比 95% N_{u95}		127.0	14.0	38.0

■: 最大間隙水圧比が1.0に近づく (0.95を超えるもの)

□: DA=5%の値を繰返し回数Nとする



・繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになることはなく、液状化になることはない。また、せん断応力（軸差応力）作用時に有効応力は回復し、粘り強い挙動を示す。



・ひずみは徐々に大きくなるが、急に増大しないため、脆性的な破壊は生じない。

・過剰間隙水圧比が上昇と下降を繰返し、0.95を超過するもの、頭打ちとなり、1にはならない。

図 2-21 液状化強度試験結果 (E-7 : S7-3-1) (埋戻土)

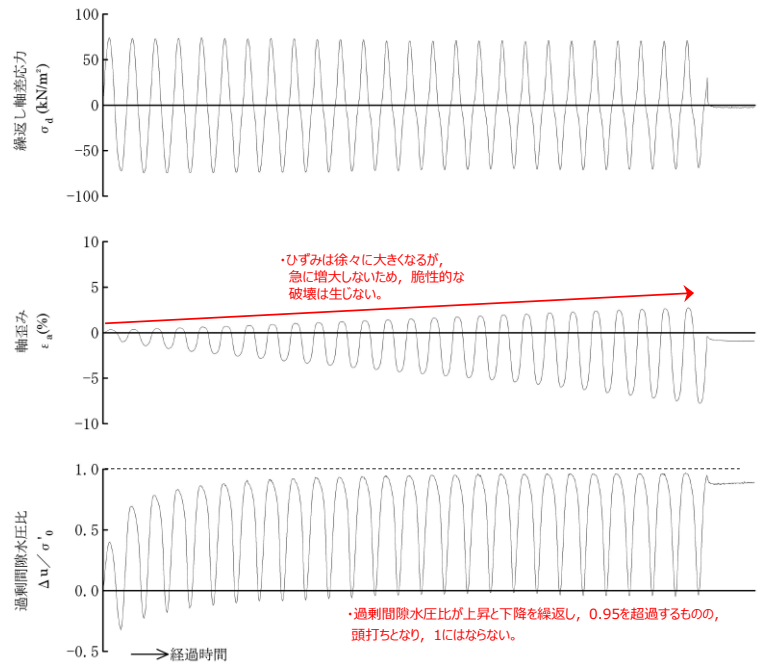
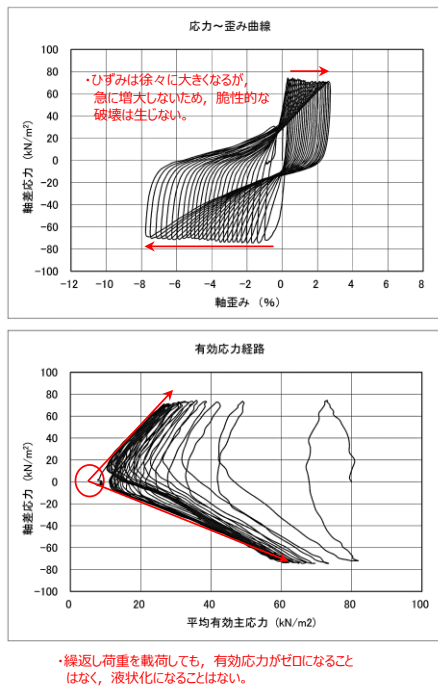
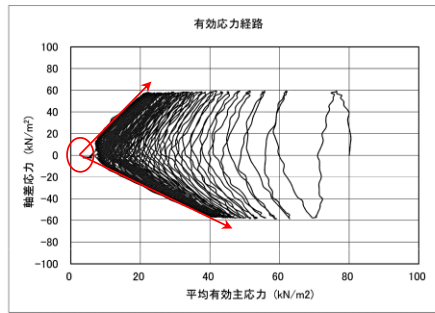
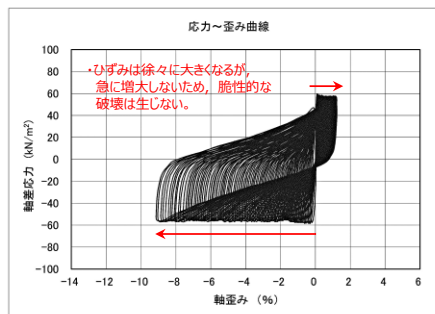


図 2-22 液状化強度試験結果 (E-7 : S7-3-3) (埋戻土)



・繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになることはなく、液状化になることはない。

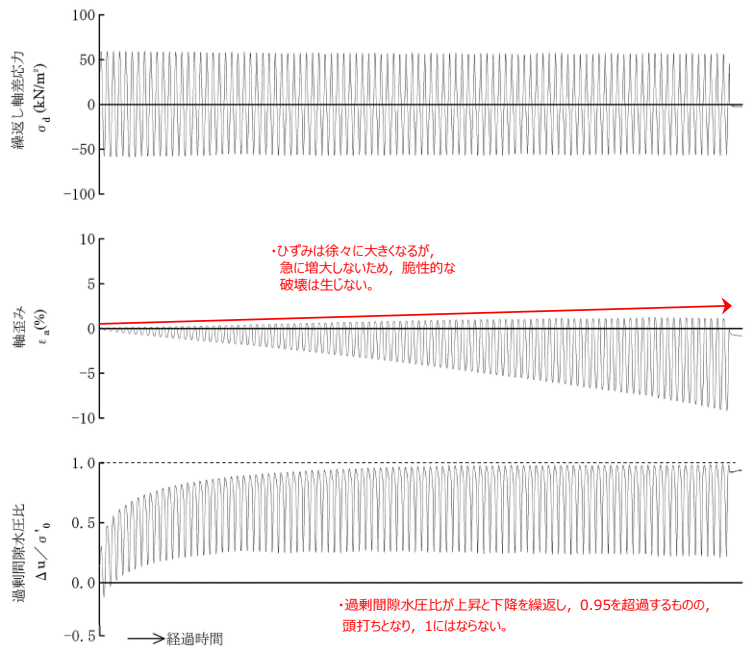


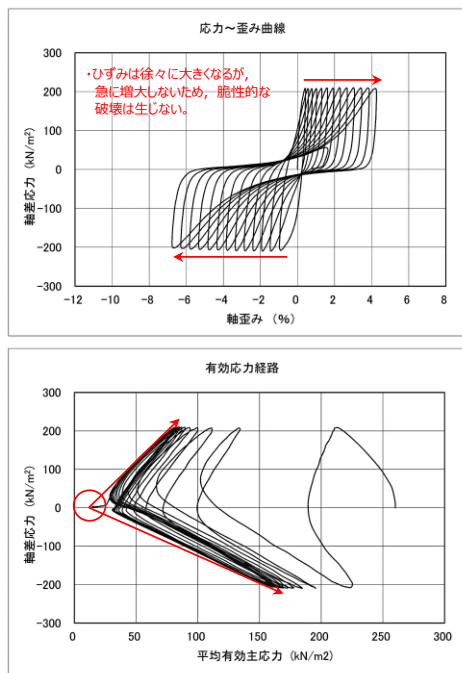
図 2-23 液状化強度試験結果 (E-7 : S7-3-4) (埋戻土)

表 2-8 液状化強度試験結果 (E-7) (砂礫層)

試料番号		S7-15	S7-16		S7-17	
深度 (m)		15.70~16.60	16.00~16.80		17.60~18.60	
土質材料		砂礫層				
供試体 No.		1	1	2	1	
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.702	2.707		2.709	
圧密応力 σ'_c (kN/m ²)		260	260		260	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_o$		0.401	0.300	0.350	0.324	
繰返し回数	軸 ひ ず み 両 振 幅	DA = 1%	0.7	21.0	3.5	5.5
		DA = 2%	2.0	28.7	6.0	8.0
		DA = 5%	6.0	39.6	10.4	12.3
		DA = 10%	11.8	48.6	14.4	16.4
	過剰間隙水圧比 95% N_{U95}	6.0	27.0	9.0	9.0	

■ : 最大間隙水圧比が1.0に近づく (0.95を超えるもの)

□ : DA=5%の値を繰返し回数Nとする



・繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになることはなく、液状化になることはない。

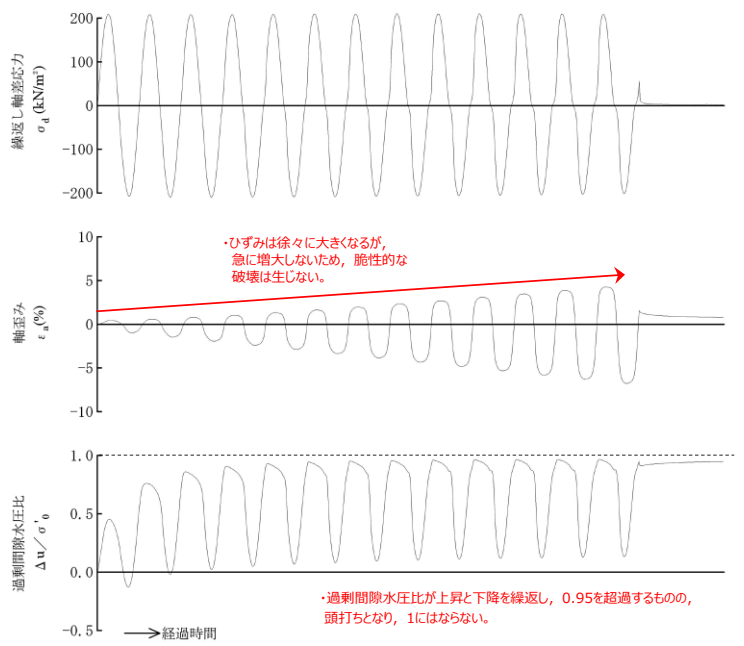


図 2-24 液状化強度試験結果 (E-7 : S7-15) (砂礫層)

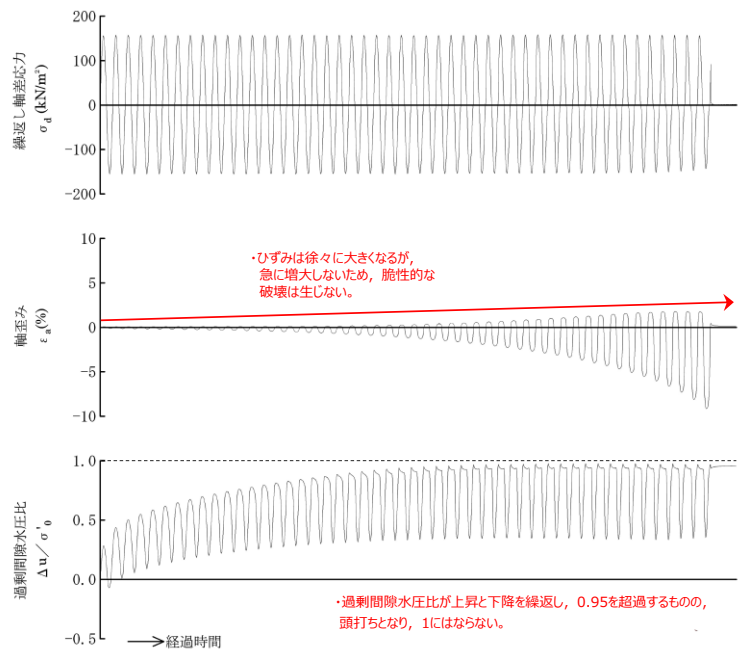
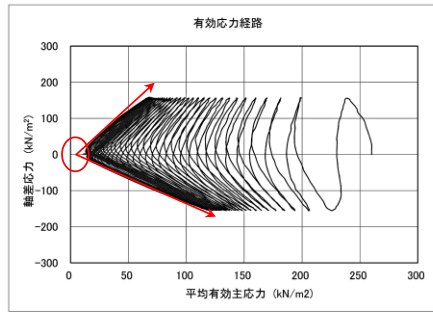
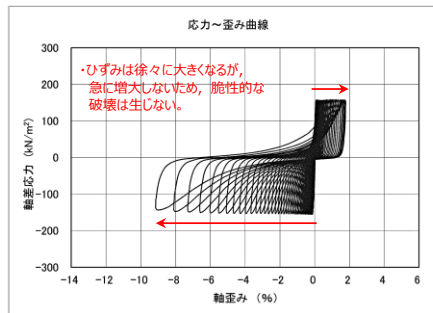


図 2-25 液状化強度試験結果 (E-7 : S7-16-1) (砂礫層)

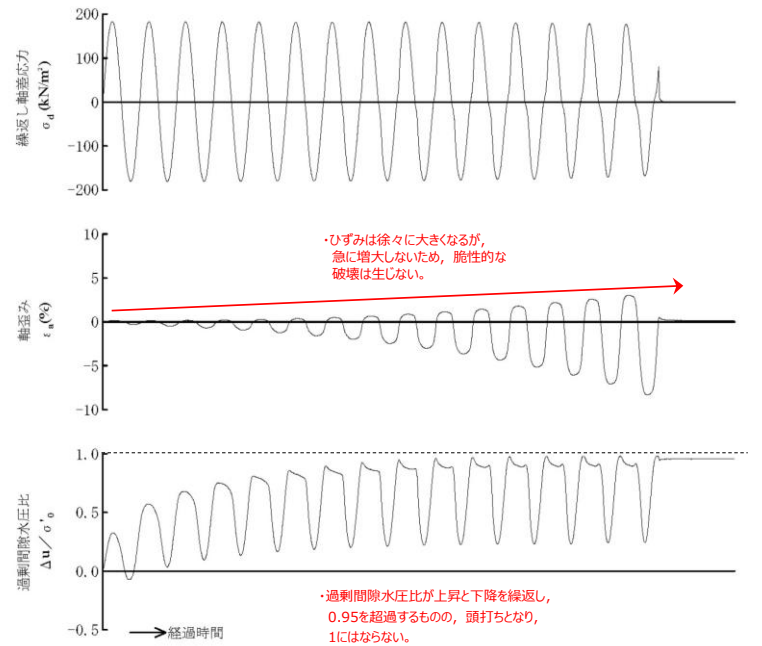
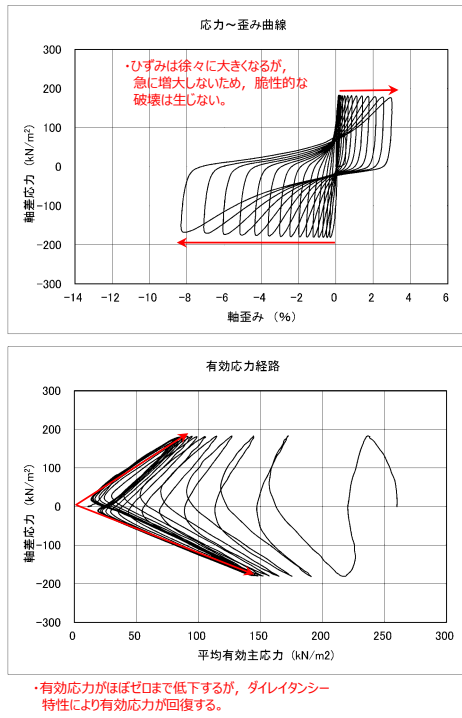
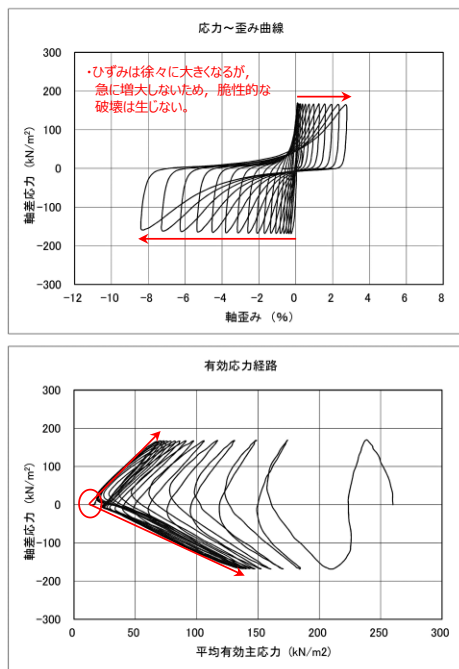


図 2-26 液状化強度試験結果 (E-7 : S7-16-2) (砂礫層)



・繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになることはなく、液状化になることはない。

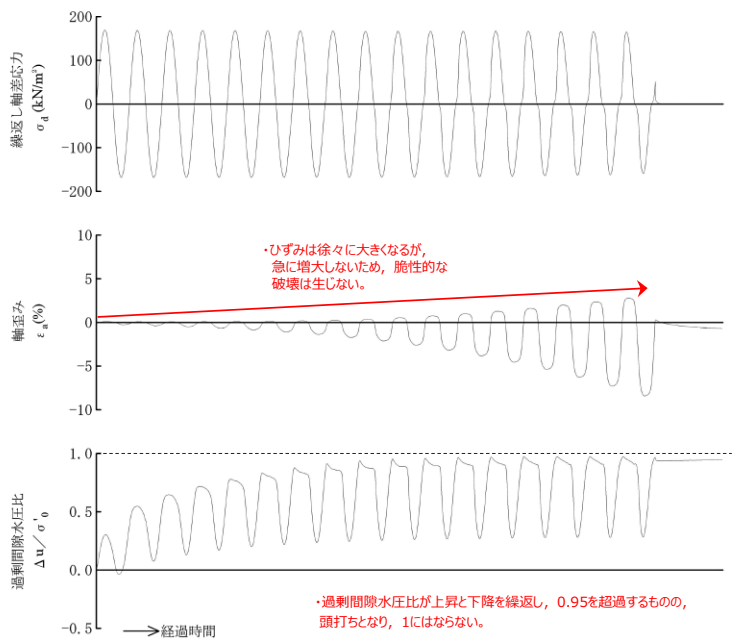


図 2-27 液状化強度試験結果 (E-7 : S7-17) (砂礫層)

表 2-9 液状化強度試験結果 (E-8) (埋戻土)

試料番号		S8-2	S8-4		
深度 (m)		2.50~3.50	4.50~5.00		
土質材料		埋戻土			
供試体 No.		2	3	4	
土粒子の密度 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$		2.672	2.670		
圧密応力 $\sigma'_0(\text{kN}/\text{m}^2)$		170	170		
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_0$		0.327	0.351	0.403	
繰返し回数	軸ひずみ 両振幅	DA = 1%	9.5	5.5	2.0
		DA = 2%	16.8	10.9	5.5
		DA = 5%	31.6	23.6	22.8
		DA = 10%	55.8	34.8	66.8
	過剰間隙水圧比 95% N_{u95}		19.0	6.0	3.0

■ : 最大間隙水圧比が1.0に近づく (0.95を超えるもの)

□ : DA=5%の値を繰返し回数Nとする

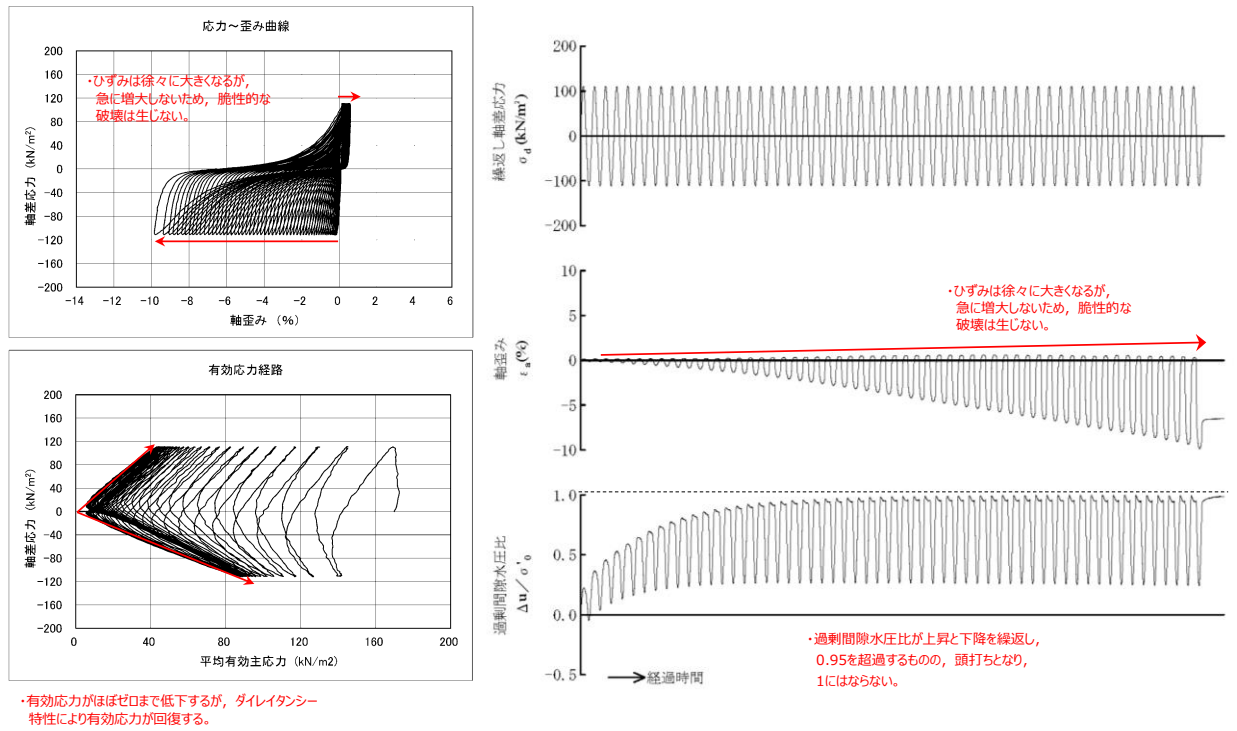


図 2-28 液状化強度試験結果 (E-8 : S8-2) (埋戻土)

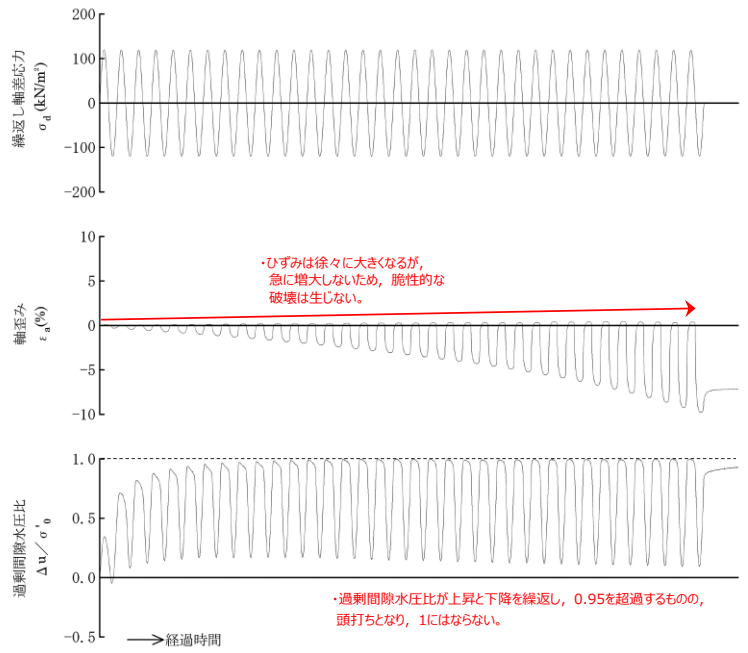
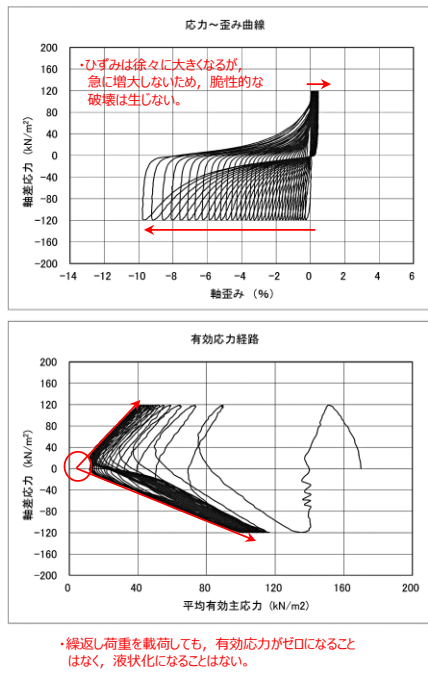
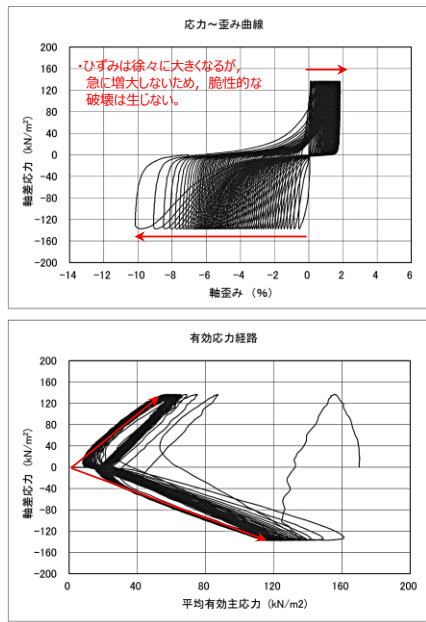


図 2-29 液状化強度試験結果 (E-8 : S8-4-3) (埋戻土)



・有効応力がほぼゼロまで低下するが、ダイレイタンスー特性により有効応力が回復する。

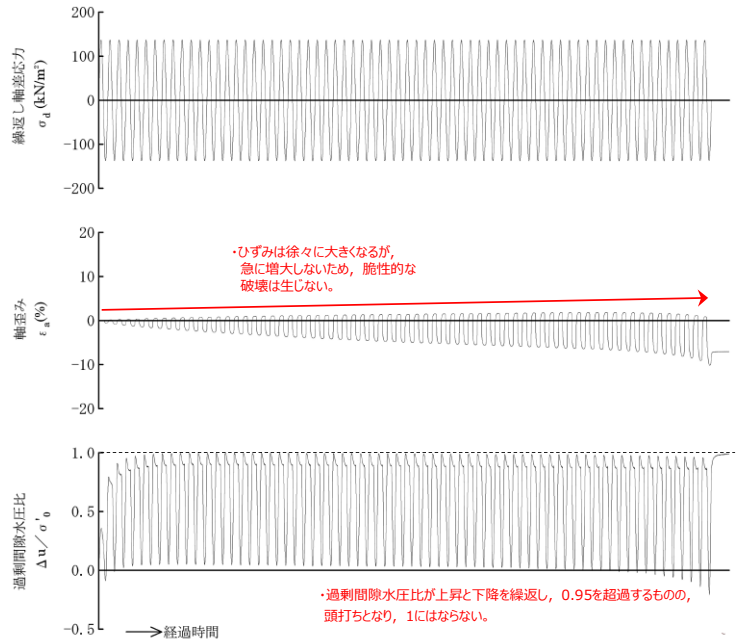


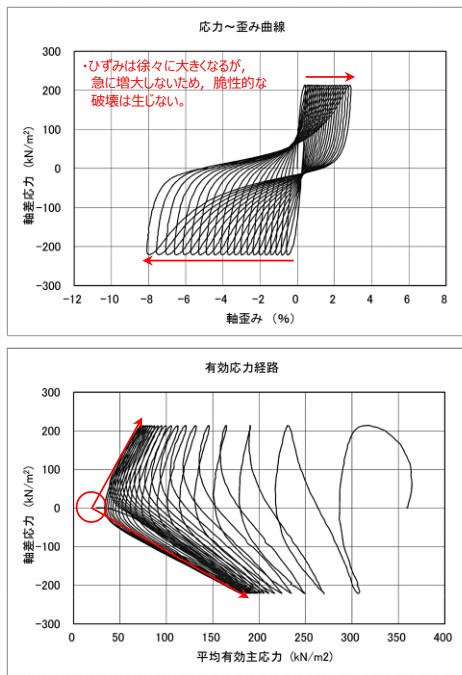
図 2-30 液状化強度試験結果 (E-8 : S8-4-4) (埋戻土)

表 2-10 液状化強度試験結果 (E-8) (砂礫層)

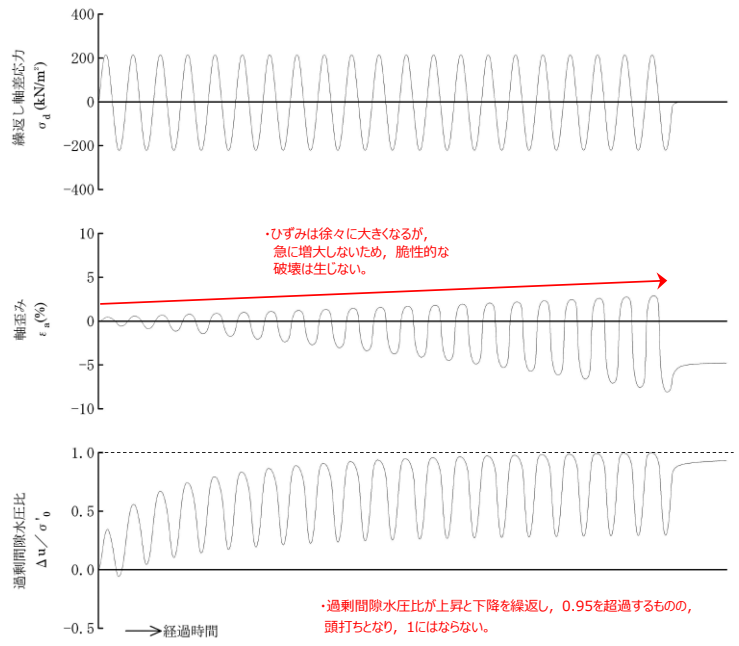
試料番号		S8-23-1	S8-24		S8-25			
深度 (m)		23.00~23.70	24.00~25.00		25.00~26.00			
土質材料		砂礫層						
供試体 No.		1	1	2	1	2	3	
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.700	2.647		2.706			
圧密応力 σ'_o (kN/m ²)		360	360		360			
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_o$		0.302	0.314	0.276	0.301	0.352	0.251	
繰返し回数	軸ひずみ 両振幅	DA = 1%	1.0	2.5	3.0	5.5	0.8	24.7
		DA = 2%	3.5	5.5	7.5	10.0	3.0	38.0
		DA = 5%	10.5	13.7	16.0	17.5	7.5	56.7
		DA = 10%	19.7	21.7	24.5	25.6	13.6	67.9
	過剰間隙水圧比 95% N_{u95}	12.0	5.0	11.0	9.0	5.0	34.0	

■ : 最大間隙水圧比が1.0に近づく (0.95を超えるもの)

□ : DA=5%の値を繰返し回数Nとする



・繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになることはなく、液状化になることはない。



・過剰間隙水圧比が上昇と下降を繰返し、0.95を超過するもの、頭打ちとなり、1にはならない。

図 2-31 液状化強度試験結果 (E-8 : S8-23-1) (砂礫層)

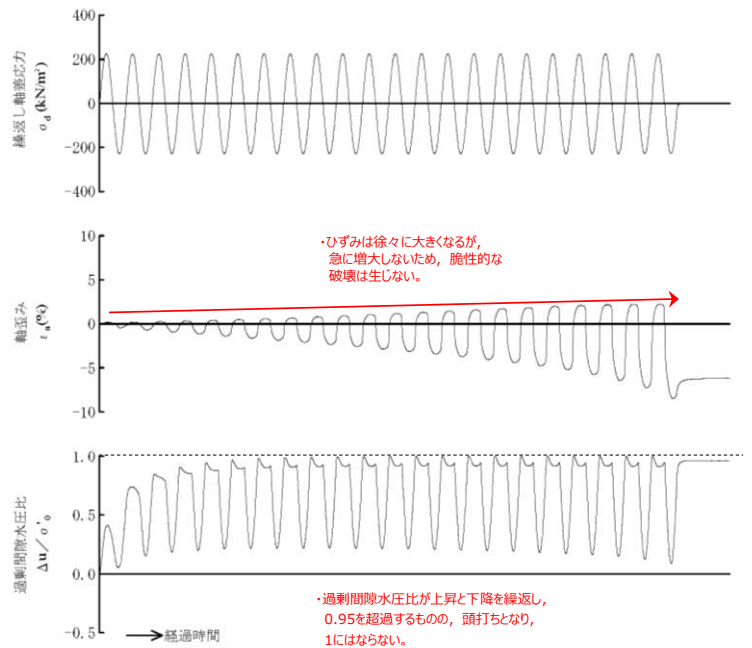
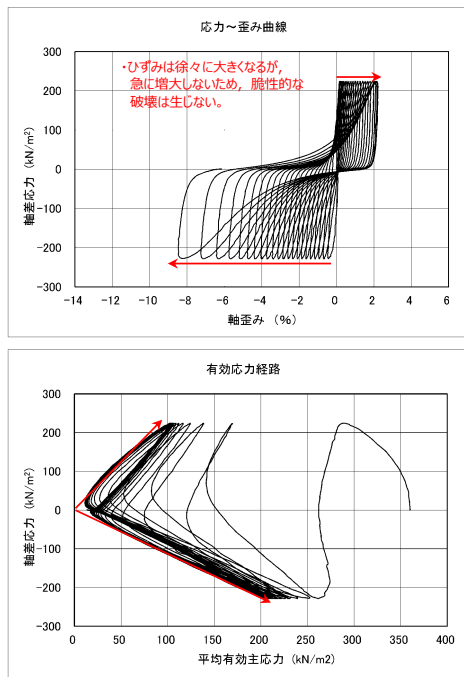


図 2-32 液状化強度試験結果 (E-8 : S8-24-1) (砂礫層)

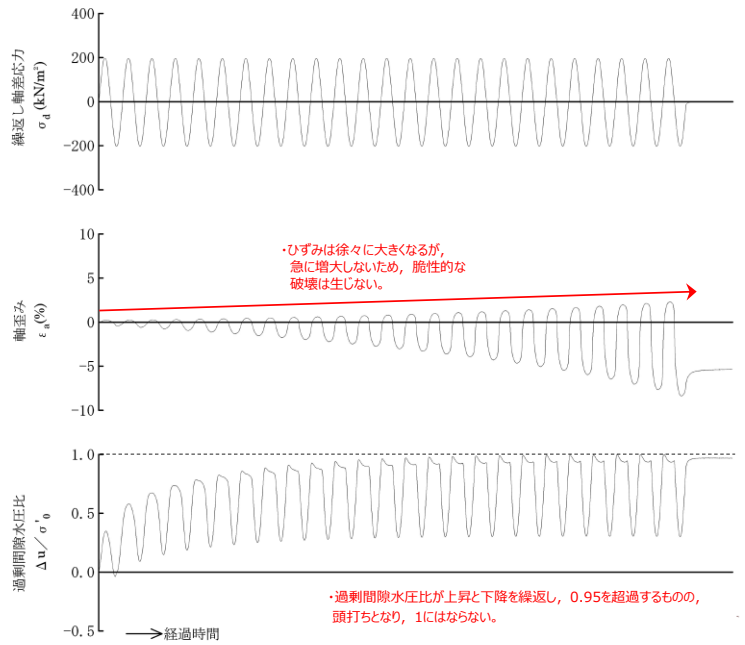
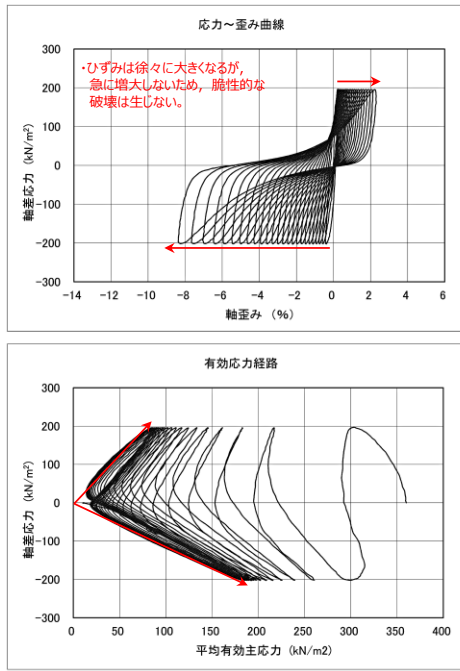


図 2-33 液状化強度試験結果 (E-8 : S8-24-2) (砂礫層)

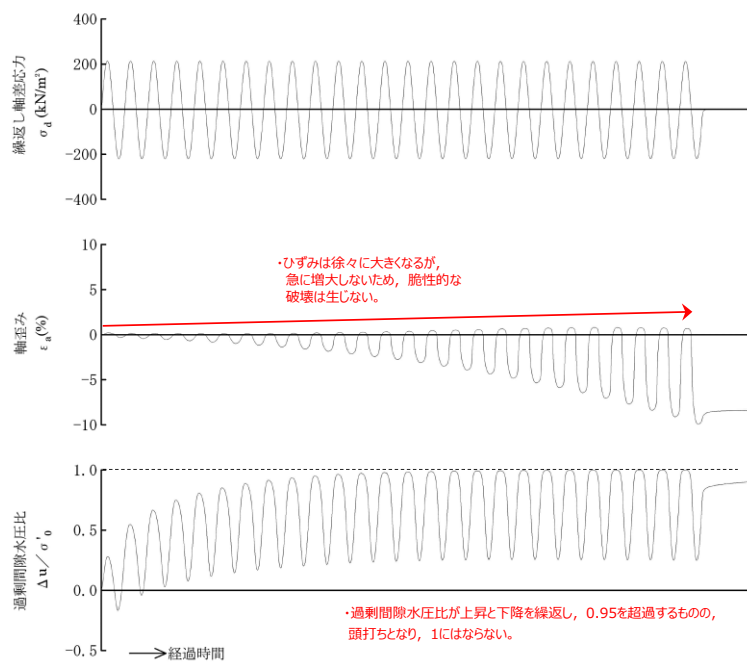
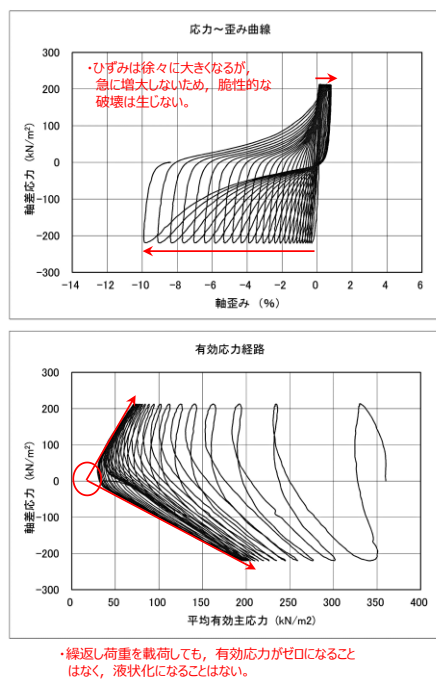
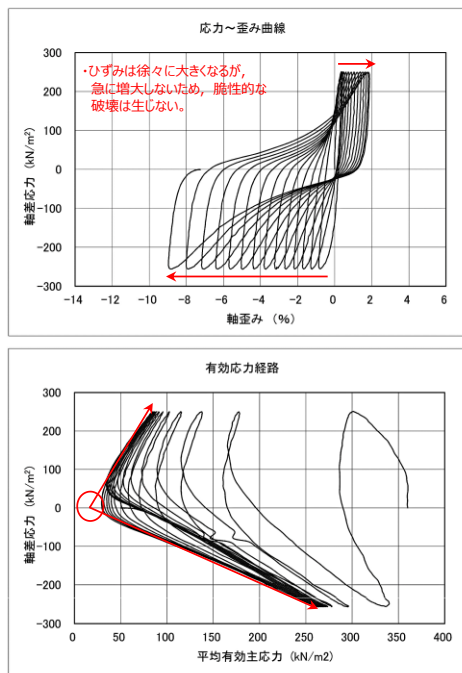


図 2-34 液状化強度試験結果 (E-8 : S8-25-1) (砂礫層)



・繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになることはなく、液状化になることはない。

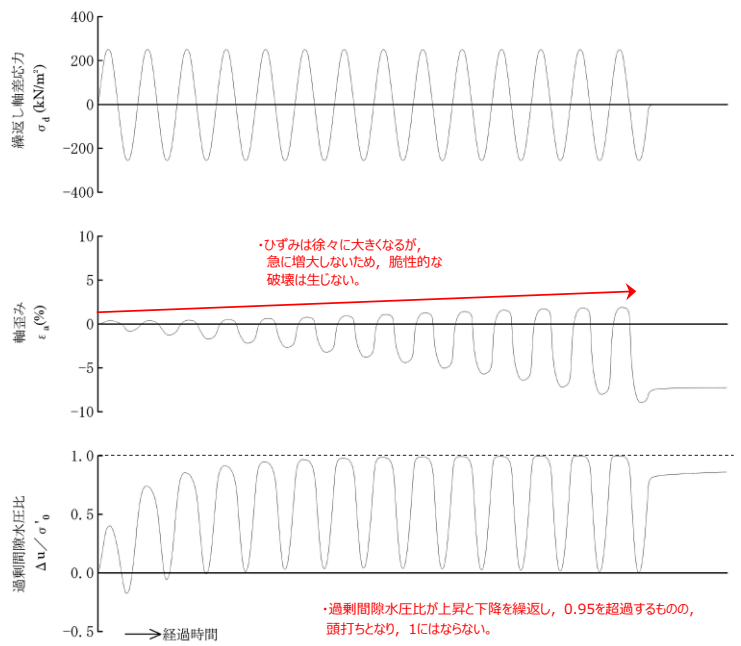
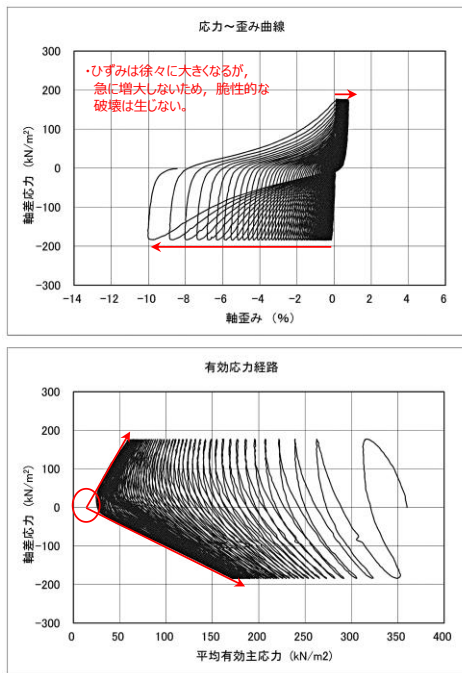


図 2-35 液状化強度試験結果 (E-8 : S8-25-2) (砂礫層)



・繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになることなく、液状化になることはない。

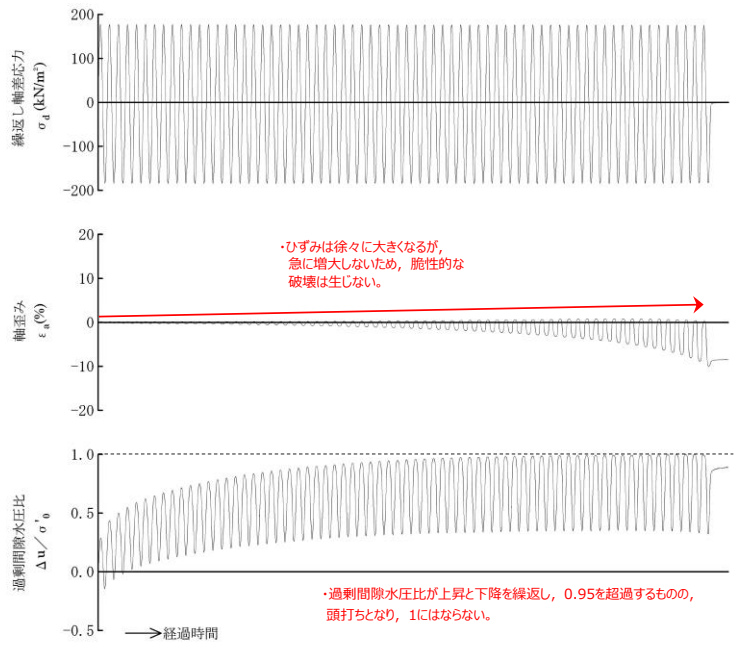


図 2-36 液状化強度試験結果 (E-8 : S8-25-3) (砂礫層)

表 2-11 液状化強度試験結果 (A 地点)

試料番号		A		
深度 (m)		0.30~0.70	0.30~0.70	
土質材料		埋戻土		
供試体 No.		1	2	
土粒子の密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$		2.647	2.647	
圧密応力 $\sigma'_c(\text{kN/m}^2)$		80	80	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_0$		0.395	0.498	
繰返し回数	軸ひずみ 両振幅	DA = 1%	14.9	7.0
		DA = 2%	20.5	10.0
		DA = 5%	26.2	13.0
		DA = 10%	31.0	16.0
	過剰間隙水圧比 95% N_{u95}		22.0	-

■ : 最大間隙水圧比が1.0に近づく (0.95を超えるもの)

□ : DA=5%の値を繰返し回数Nとする

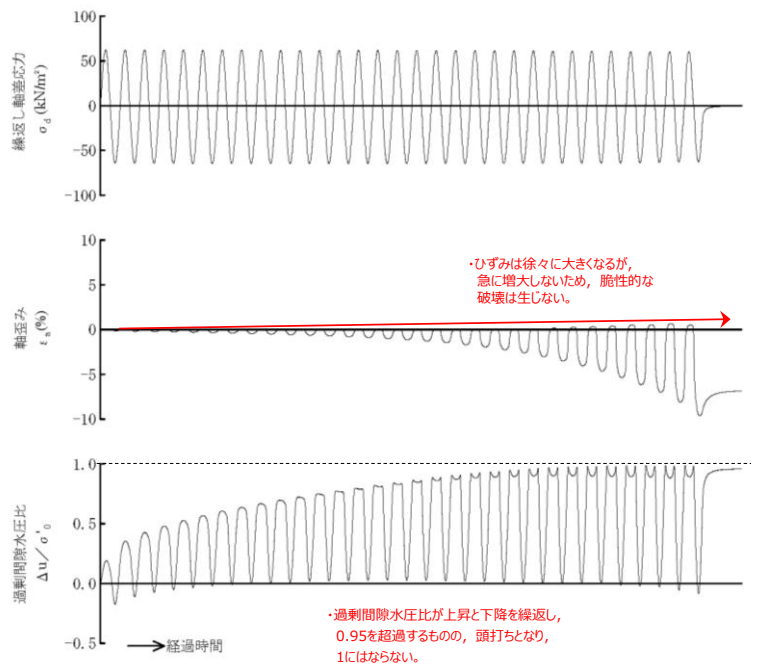
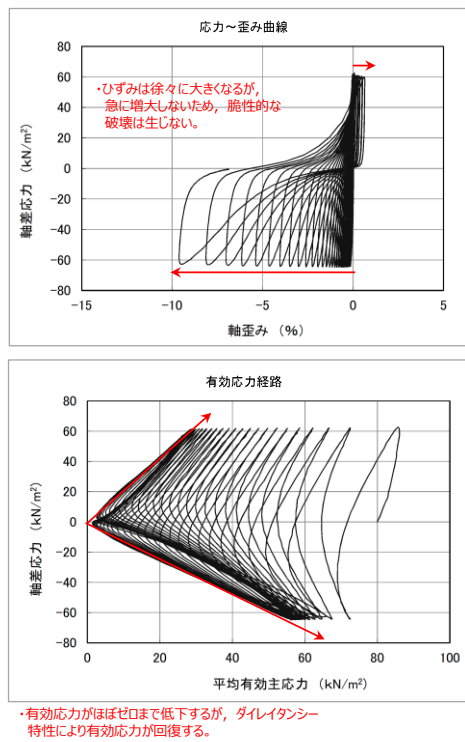


図 2-37 液状化強度試験結果 (A-1)

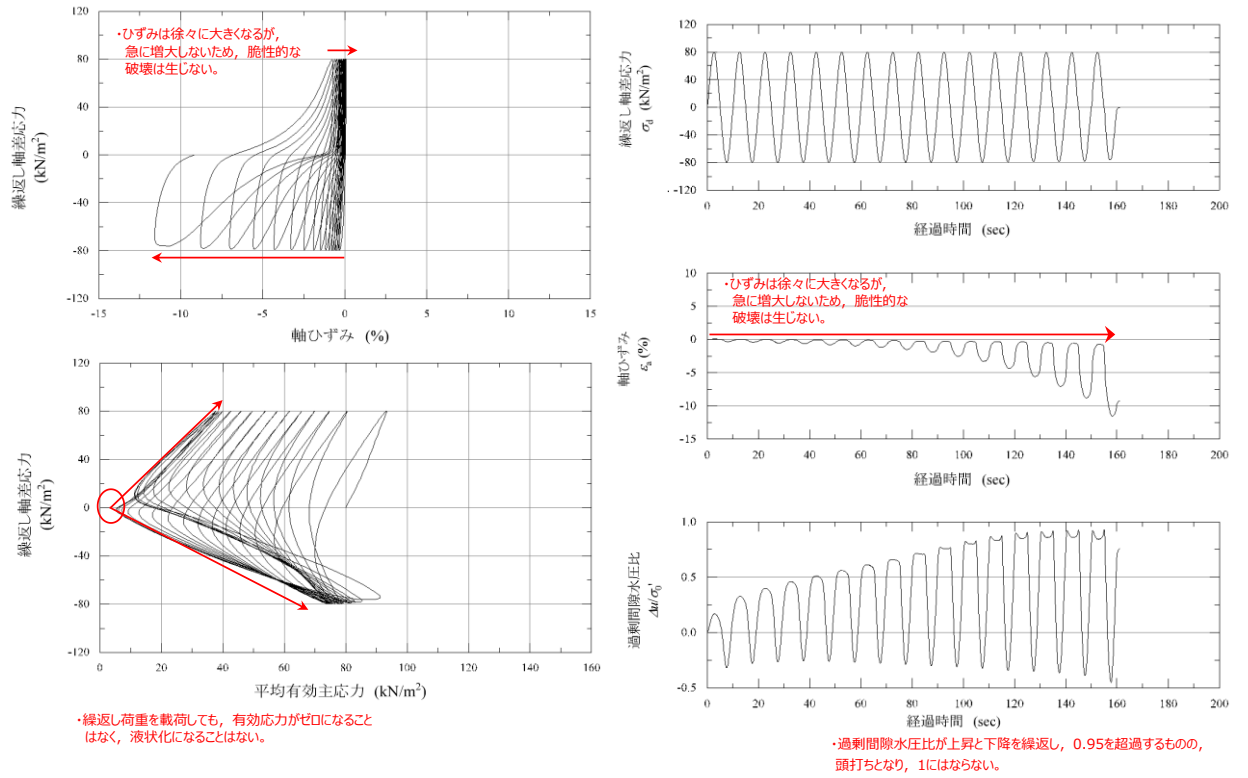


図 2-38 液状化強度試験結果 (A-2)

表 2-12 液状化強度試験結果 (B 地点)

試料番号		B		
深度 (m)		0.30~0.90	0.30~0.90	
土質材料		埋戻土		
供試体 No.		1	2	
土粒子の密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$		2.684	2.684	
圧密応力 $\sigma'_c(\text{kN/m}^2)$		80	80	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_0$		0.388	0.452	
繰返し回数	軸 ひずみ 両 振幅	DA = 1%	18.9	12.0
		DA = 2%	24.7	15.0
		DA = 5%	29.8	17.0
		DA = 10%	33.6	19.0
	過剰間隙水圧比 95% N_{u95}		29.0	-

■ : 最大間隙水圧比が1.0に近づく (0.95を超えるもの)

□ : DA=5%の値を繰返し回数Nとする

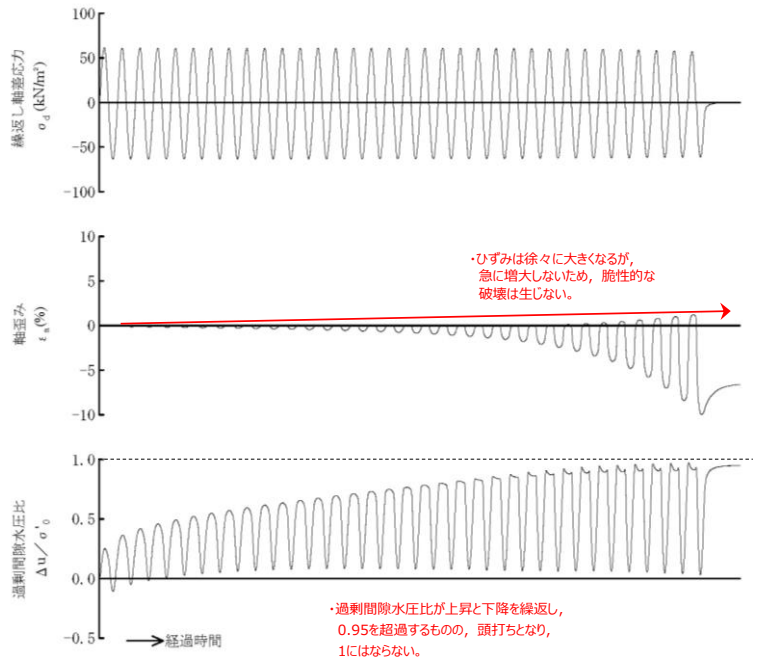
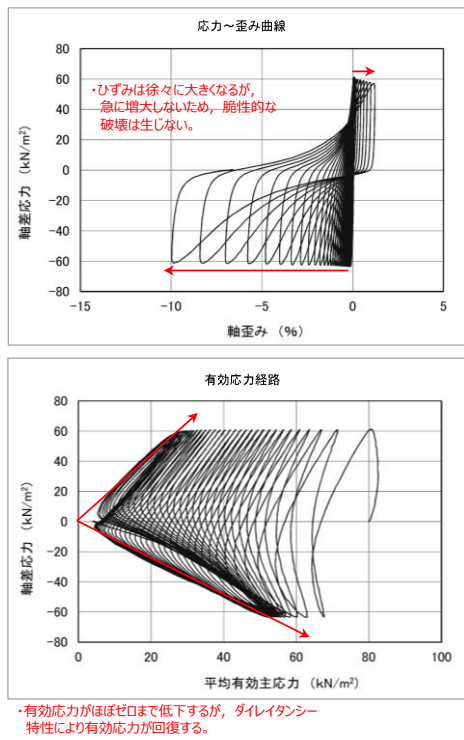


図 2-39 液状化強度試験結果 (B-1)

(参考) 12-79

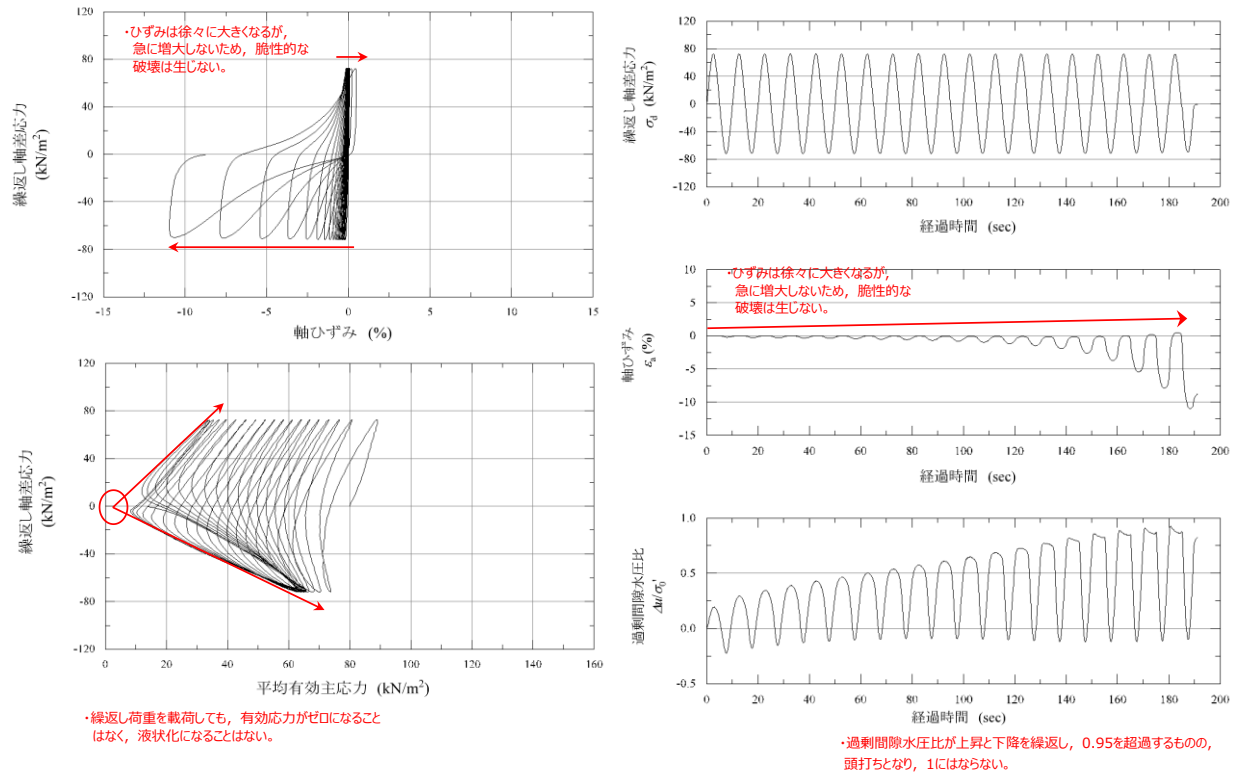


図 2-40 液状化強度試験結果 (B-2)

表 2-13 液状化強度試験結果 (C 地点)

試料番号		C				
深度 (m)		0.30~0.90	0.30~0.90	0.30~0.90	0.30~0.90	
土質材料		埋戻土				
供試体 No.		1	2	3	4	
土粒子の密度 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$		2.659	2.659	2.659	2.659	
圧密応力 $\sigma'_c(\text{kN}/\text{m}^2)$		120	80	80	80	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_o$		0.350	0.391	0.514	0.655	
繰返し回数	軸 ひずみ 両 振幅	DA = 1%	28.0	24.0	6.5	1.5
		DA = 2%	36.0	33.0	11.0	4.5
		DA = 5%	42.0	40.0	17.0	8.0
		DA = 10%	47.0	46.0	21.0	10.0
	過剰間隙水圧比 95% N_{u95}		43.0	39.0	18.0	9.5

■ : 最大間隙水圧比が1.0に近づく (0.95を超えるもの)

□ : DA=5%の値を繰返し回数Nとする

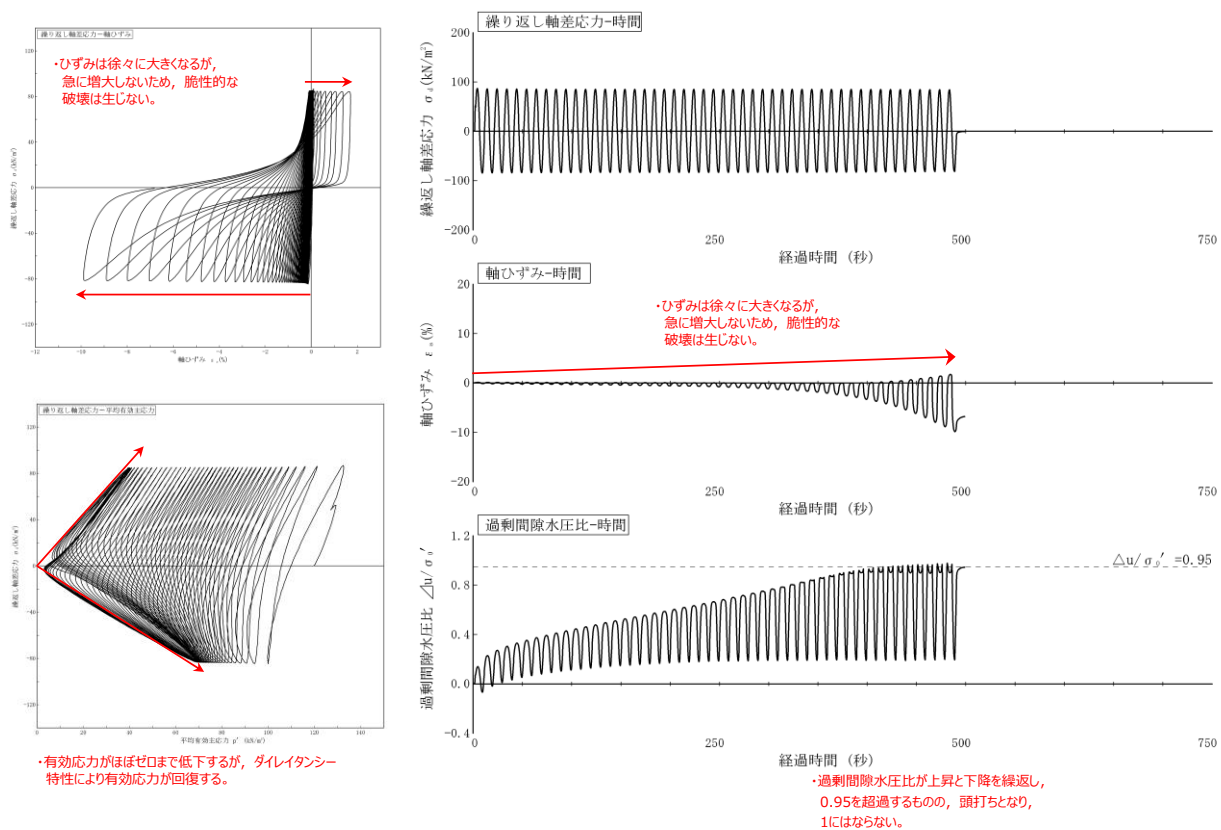


図 2-41 液状化強度試験結果 (C-1)

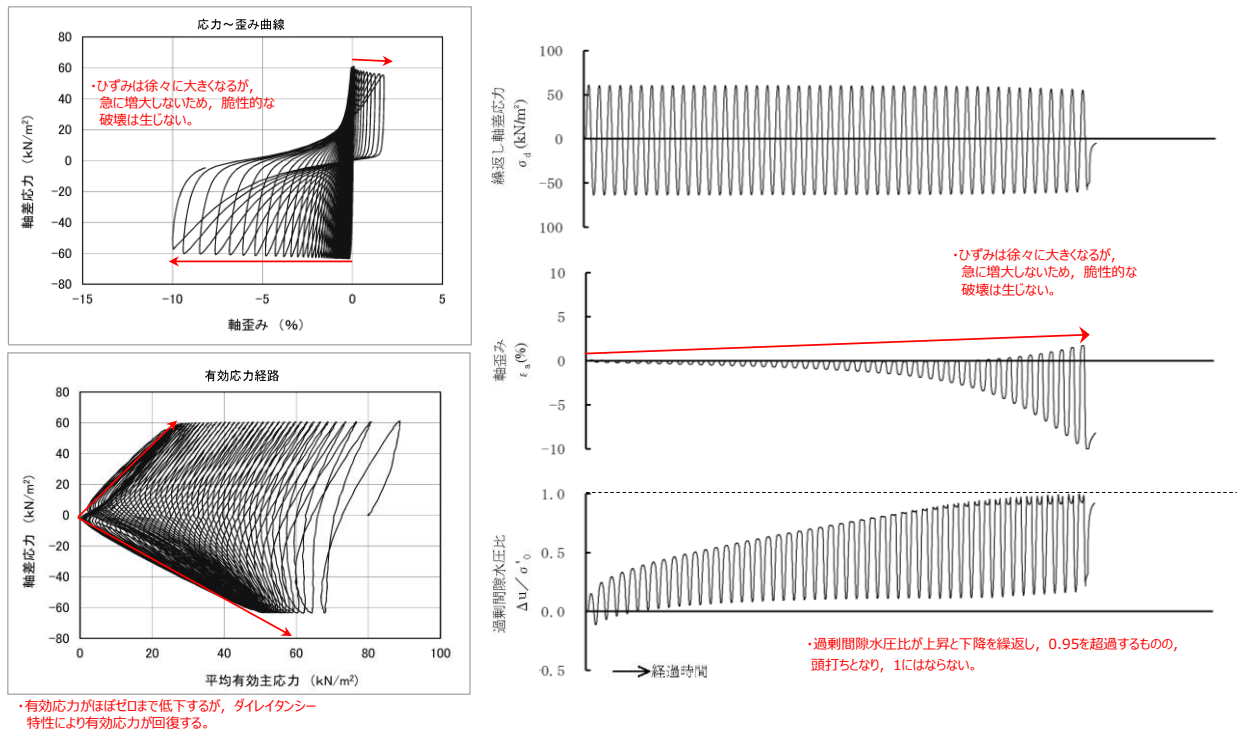


図 2-42 液状化強度試験結果 (C-2)

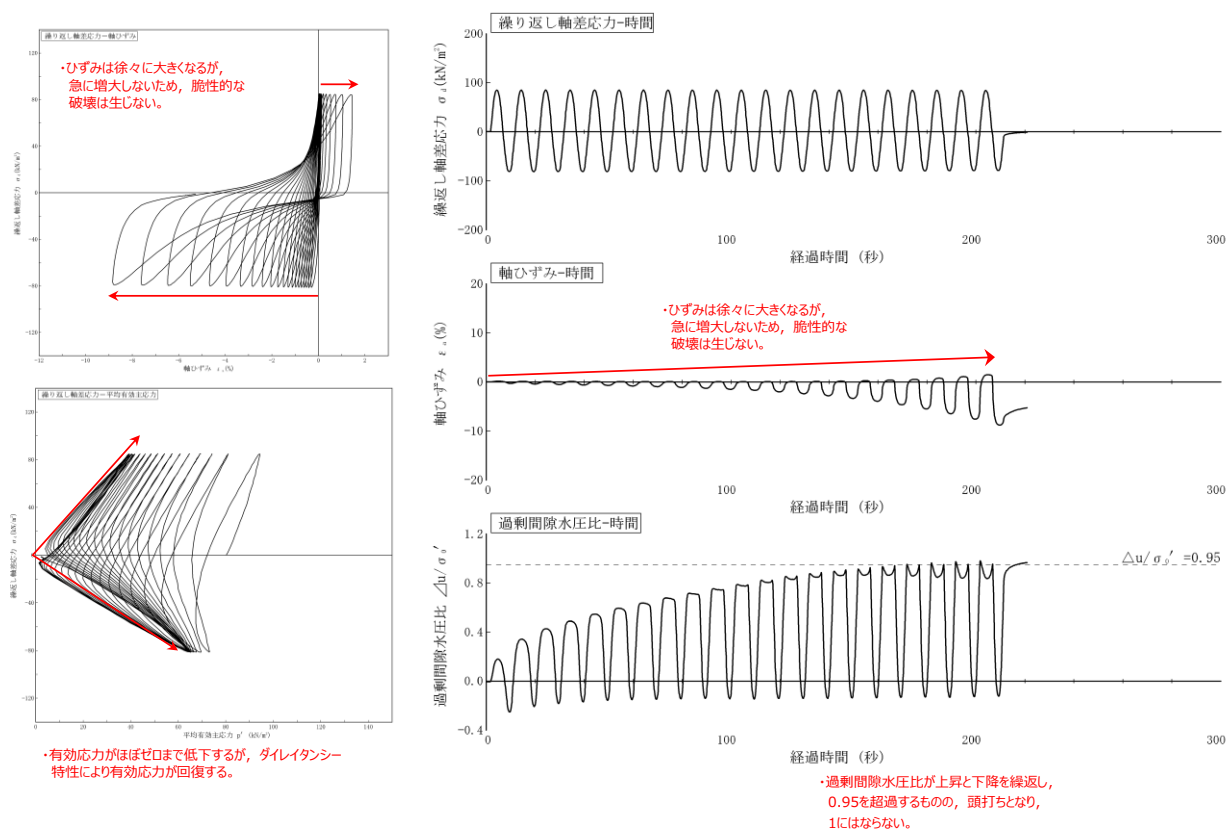


図 2-43 液状化強度試験結果 (C-3)

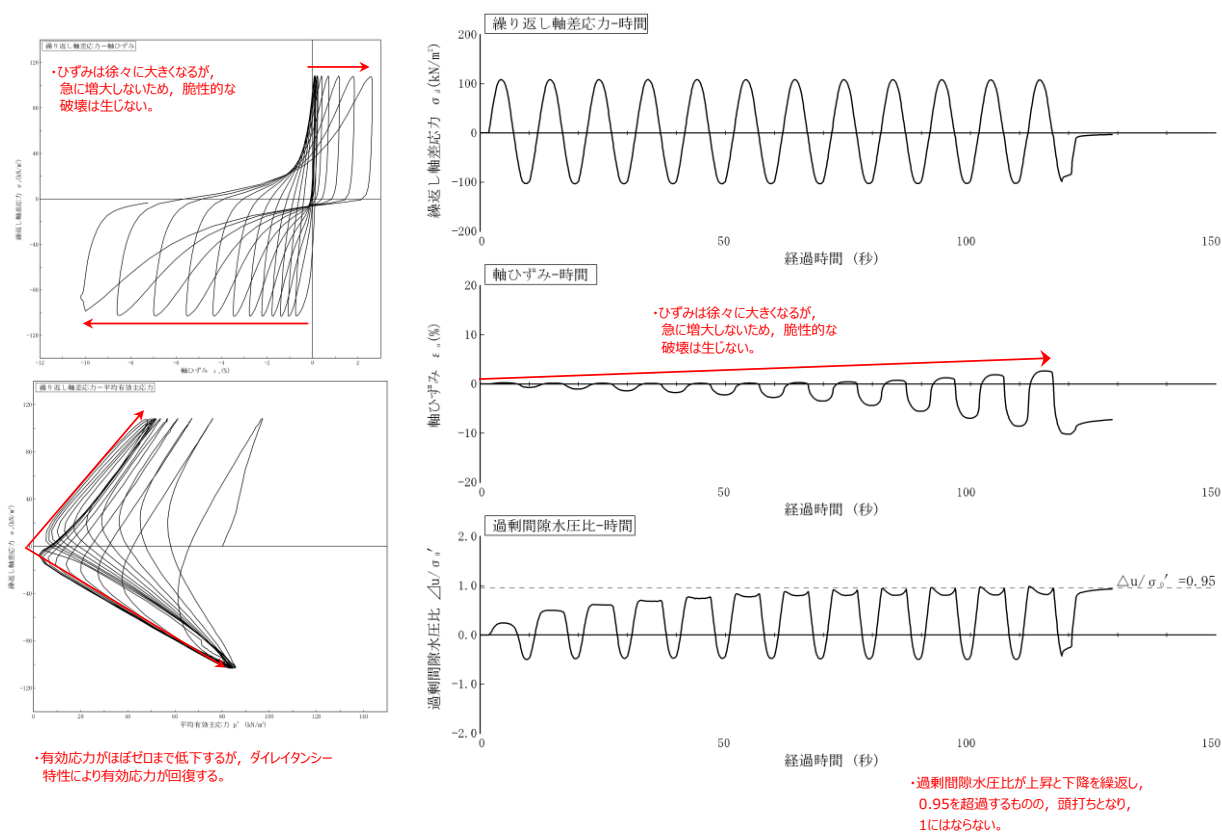


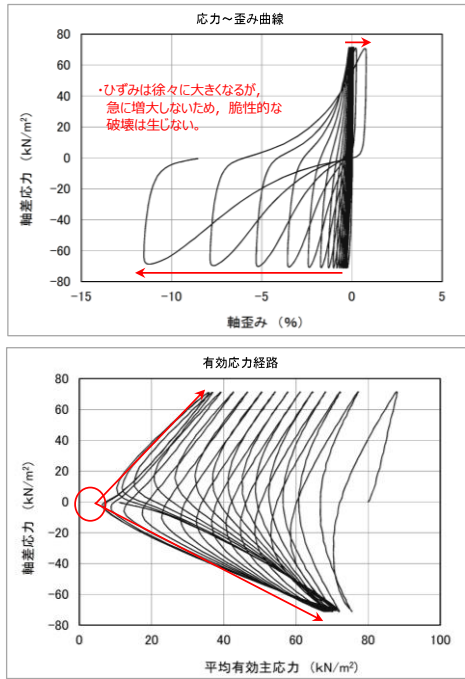
図 2-44 液状化強度試験結果 (C-4)

表 2-14 液状化強度試験結果 (D 地点)

試料番号		D	
深度 (m)		0.30~0.50	
土質材料		埋戻土	
供試体 No.		1	
土粒子の密度 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$		2.653	
圧密応力 $\sigma'_c(\text{kN}/\text{m}^2)$		80	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_0$		0.446	
繰返し回数	軸 ひ ず み	DA = 1%	8.5
		DA = 2%	11.0
		DA = 5%	13.0
		DA = 10%	15.0
	過剰間隙水圧比 95% N_{u95}		-

■ : 最大間隙水圧比が1.0に近づく (0.95を超えるもの)

□ : DA=5%の値を繰返し回数Nとする



・繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになることはなく、液状化になることはない。

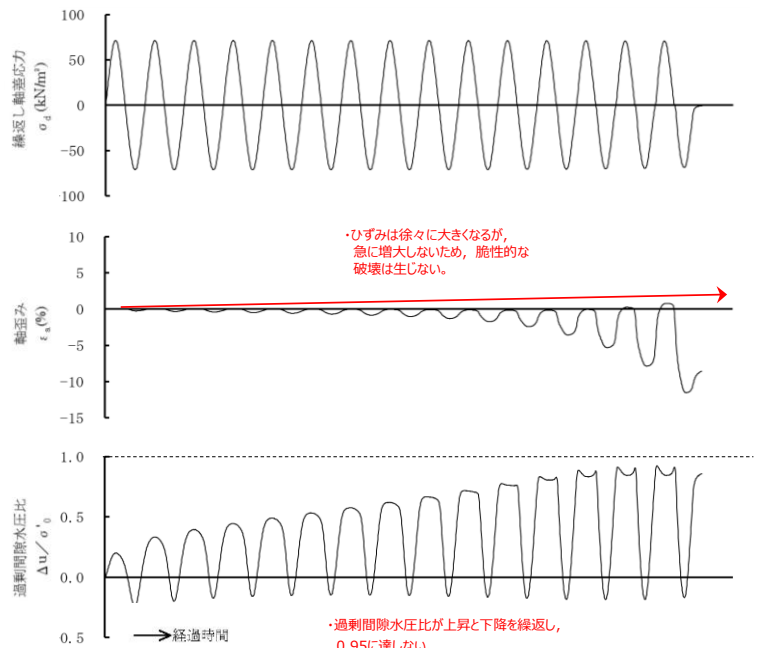


図 2-45 液状化強度試験結果 (D-1)

表 2-15 液状化強度試験結果 (E 地点)

試料番号		E	
深度 (m)		0.30~0.70	
土質材料		埋戻土	
供試体 No.		1	
土粒子の密度 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$		2.678	
圧密応力 $\sigma'_0(\text{kN}/\text{m}^2)$		80	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_0$		0.317	
繰返し回数	軸両振幅 ひずみ	DA = 1%	84.0
		DA = 2%	94.0
		DA = 5%	104.0
		DA = 10%	114.0
	過剰間隙水圧比 95% N_{u95}		100.0

■ : 最大間隙水圧比が1.0に近づく (0.95を超えるもの)

□ : DA=5%の値を繰返し回数Nとする

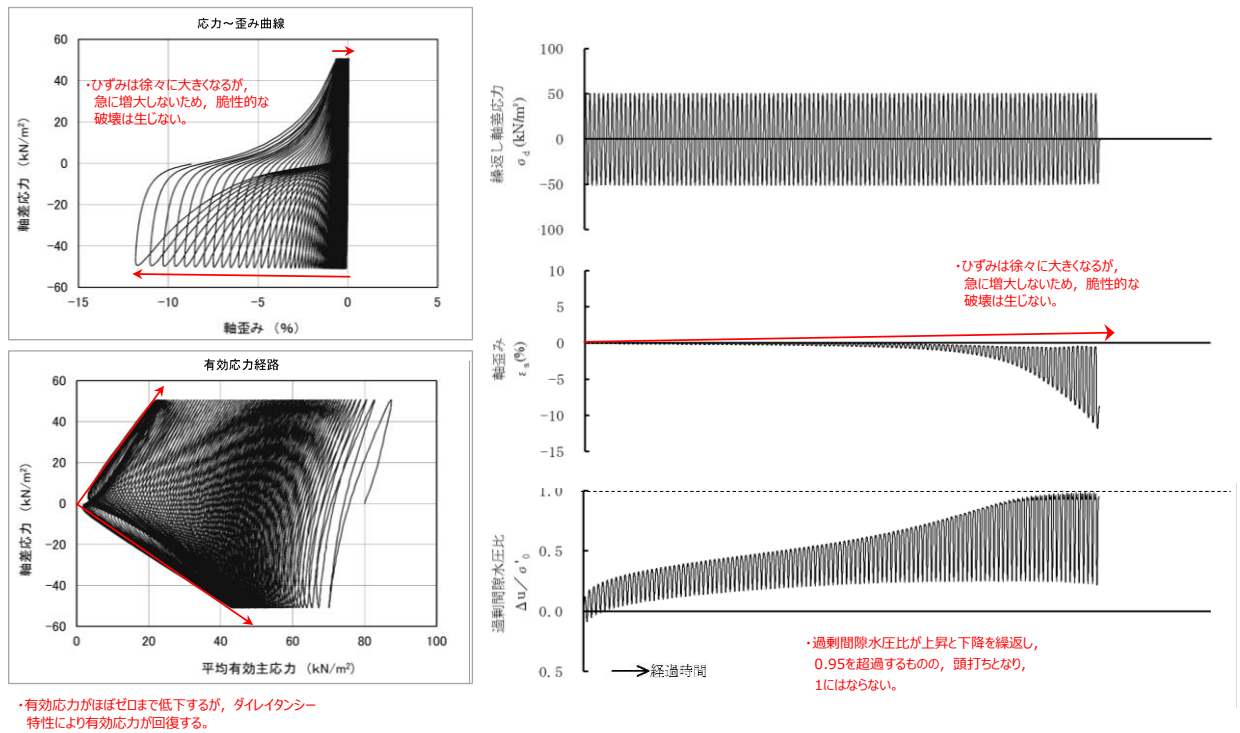


図 2-46 液状化強度試験結果 (E-1)

3. 簡易設定法で比較した液状化強度特性における要素シミュレーション結果

島根原子力発電所における埋戻土及び砂礫層について、液状化強度試験結果より繰返し軟化（サイクリックモビリティ含む）又は非液状化であることを確認した。

設計基準対象施設、常設重大事故等対処施設及び波及的影響の設計対象とする下位クラス施設において、液状化強度試験結果で得られた液状化強度特性よりも保守的な簡易設定法により設定された液状化強度特性（図 3-1）を用いて耐震安全性評価を実施する。

簡易設定法により設定された液状化強度特性により、液状化強度試験を模擬する要素シミュレーションを実施した結果を図 3-2 に示す。要素シミュレーション結果として、過剰間隙水圧比が上昇し、平均有効拘束圧が 0 に達していることから、簡易設定法による液状化強度特性を設定した埋戻土及び砂礫層は液状化することを確認した。

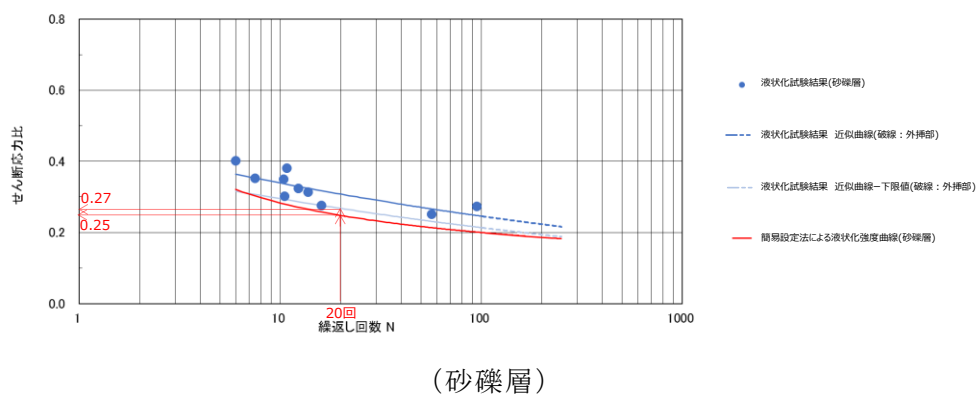
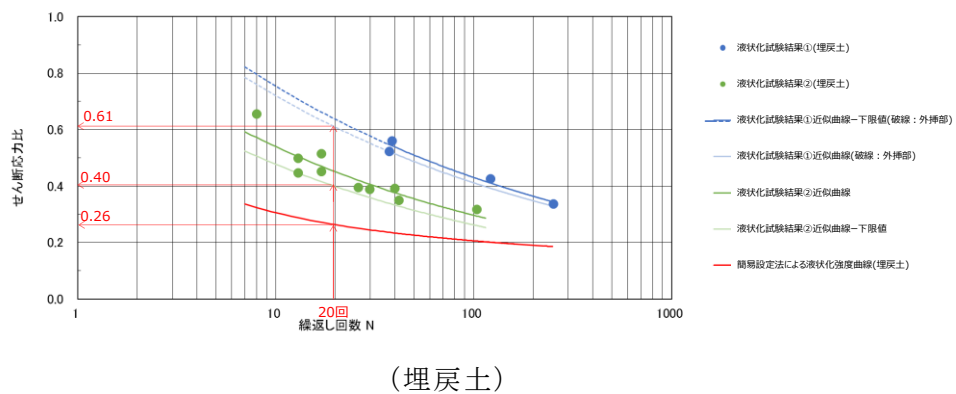
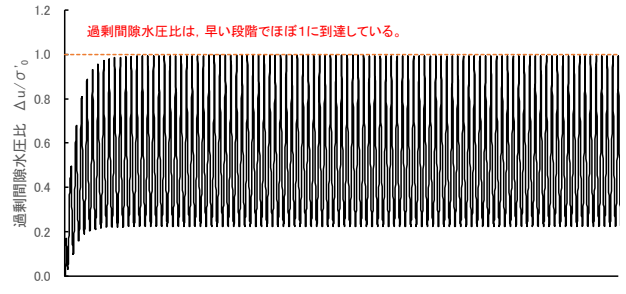
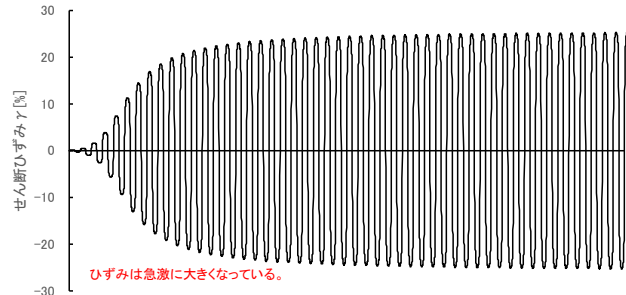
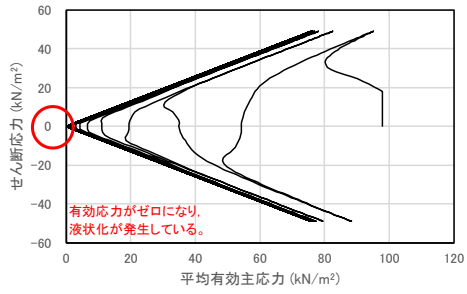
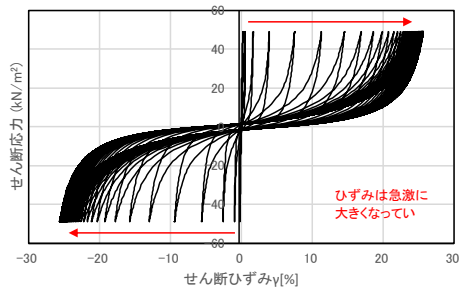
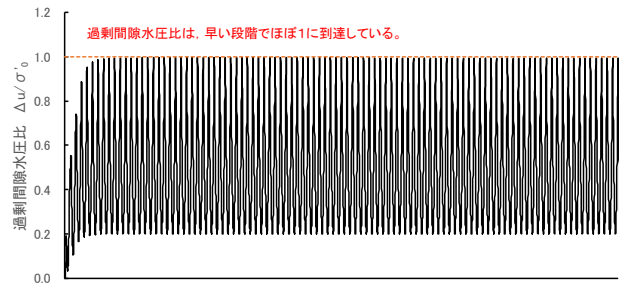
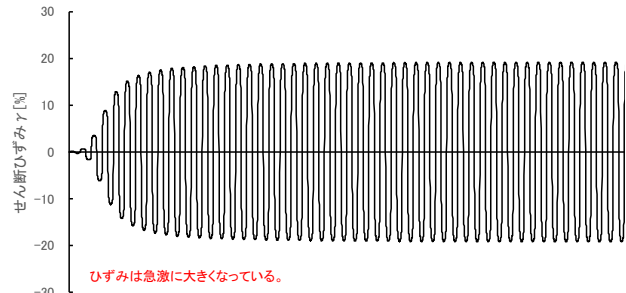
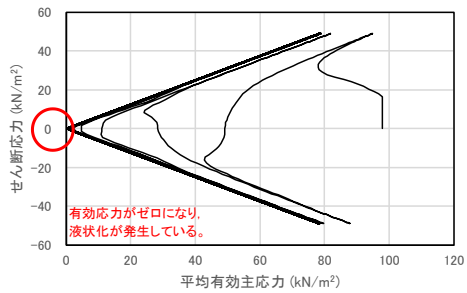
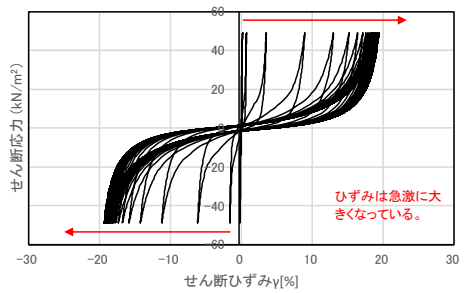


図 3-1 簡易設定法及び液状化強度試験結果による液状化強度曲線の比較



(埋戻土)



(砂礫層)

図 3-2 要素シミュレーション結果