

島根原子力発電所第2号機 審査資料	
資料番号	NS2-補-023-01 改 02
提出年月日	2022年1月21日

地盤の支持性能について

2022年1月

中国電力株式会社

## 目次

1. 概要
2. 基本方針
3. 対象施設周辺の地質等
  - 3.1 対象施設周辺の地質
  - 3.2 対象施設周辺の地質状況整理結果
  - 3.3 敷地の地下水位分布及び耐震評価における地下水位設定方針
    - 3.3.1 敷地の地下水位分布
    - 3.3.2 耐震評価における設計地下水位設定方針
4. 地盤の解析用物性値
  - 4.1 設置変更許可申請書に記載された解析用物性値
  - 4.2 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値
    - 4.2.1 有効応力解析に用いる解析用物性値
    - 4.2.2 改良地盤に用いる解析用物性値
    - 4.2.3 その他の解析用物性値
    - 4.2.4 地盤の物性のばらつきについて
5. 極限支持力
  - 5.1 基礎地盤（岩盤）の極限支持力度
  - 5.2 直接基礎の支持力算定式
  - 5.3 杭基礎の支持力算定式
6. 地盤の速度構造
  - 6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル
  - 6.2 地震応答解析に用いる解析モデル

参考資料 1（浸透流解析に用いた解析コード「Dtransu-3D・EL」の適用性について）

参考資料 2（浸透流解析に用いる透水係数について）

参考資料 3（地下水位低下設備（既設）について）

参考資料 4（非定常解析を踏まえた解析モデルの妥当性検証について）

参考資料 5（予測解析における降雨条件について）

参考資料 6（地下水位低下設備（新設）について）

参考資料 7（地下水位低下設備（新設）の施工について）

参考資料 8（地下水位低下設備（新設）の保守管理について）

参考資料 9（構内排水設備について）

参考資料 10（土木構造物の設計地下水位の設定方法）

参考資料 11（動的変形特性の設定について）

参考資料 12 (埋戻土 (粘性土) の強度特性について)

参考資料 13 (基礎捨石及び被覆石の解析用物性値について)

参考資料 14 (液状化強度試験の詳細について)

参考資料 15 (改良地盤における補足)

参考資料 16 (砕石の解析用物性値について)

参考資料 17 (地震応答解析にて考慮する地盤物性のばらつき)

参考資料 18 (入力地震動の設定に用いる地下構造モデルのエリア区分について)

参考資料 19 (埋戻土の骨格曲線について)

## 1. 概要

本資料は、VI-2-1-1「耐震設計の基本方針」に基づき、設計基準対象施設並びに常設耐震重要重大事故防止設備以外の常設重大事故防止設備、常設耐震重要重大事故防止設備、常設重大事故緩和設備が設置される重大事故等対処施設（特定重大事故等対処施設を除く。）、常設重大事故防止設備（設計基準拡張）が設置される重大事故等対処施設（特定重大事故等対処施設を除く。）（以下「常設重大事故等対処施設」という。）及び波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震安全性評価を実施するにあたり、対象施設を設置する地盤の物理特性、強度特性、変形特性等の地盤物性値の設定及び支持性能評価で用いる地盤諸元の基本的な考え方を示したものである。

## 2. 基本方針

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，これらの対象施設を設置する地盤の物理特性，強度特性，変形特性等の解析用物性値については，各種試験に基づき設定する。また，全応力解析及び有効応力解析等に用いる解析用物性値をそれぞれ設定する。全応力解析に用いる解析用物性値は，設置変更許可申請書（添付書類六）に記載した調査・試験結果に基づき設定することを基本とする。有効応力解析に用いる解析用物性値は，設計及び工事の計画の認可申請において設定する。

対象施設を設置する地盤の地震時における支持性能評価については，設計基準対象施設及び常設重大事故等対処施設の耐震重要度分類又は施設区分に応じた地震力により地盤に作用する接地圧が，地盤の極限支持力度に対して妥当な安全余裕を有することを確認することによって行う。

極限支持力度は，「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」（以下「道路橋示方書」という。）の支持力度算定式に基づき，対象施設の支持地盤の平板載荷試験又は室内試験の結果により設定する。

杭基礎の押込み力及び引抜き力に対する支持力度評価において，液状化検討対象層である地下水位以深の埋戻土及び砂礫層の杭周面摩擦力を支持力度として考慮せず，支持力度評価を行うことを基本とする。ただし，杭周面地盤に地下水位以浅の埋戻土及び砂礫層，改良地盤，非液状化層及び岩盤がある場合は，その杭周面摩擦力を支持力度として考慮する。

耐震評価における地下水位は，地下水位低下設備の効果が及ぶ範囲においては，その機能を考慮した設計地下水位を設定し，地下水位低下設備の効果が及ばない範囲においては，自然水位より保守的に高く設定した水位又は地表面にて設計地下水位を設定する。

### 3. 対象施設周辺の地質等

#### 3.1 対象施設周辺の地質

敷地の地質層序を表 3.1-1 に、地質調査位置図を図 3.1-1 に、敷地の地質平面図を図 3.1-2 に、敷地の地質断面位置を図 3.1-3 に、地質断面図を図 3.1-4～図 3.1-14 に示す。

敷地の地質は、新第三紀中新世の堆積岩類から成る成相寺層及び貫入岩類、並びにそれらを覆う被覆層から構成される。成相寺層は海成層で、下位より下部頁岩部層、火砕岩部層及び上部頁岩部層に区分される。

なお、原子炉建物基礎地盤及び周辺斜面には、成相寺層のうち下部頁岩部層、貫入岩類が分布する。

敷地に分布する成相寺層の構造は、露頭状況の良好な北部の海岸付近では、おおむね走向  $N60^{\circ}\sim 80^{\circ}W$ 、傾斜  $12^{\circ}\sim 20^{\circ}N$  の同斜構造を示す。

原子炉建物設置位置の約 200m 南方には  $N85^{\circ}E\sim E-W$  の軸をもつ背斜構造が存在し、背斜軸より南では緩い傾斜を示す。

また、平面図及び断面図では、地層の食違いがなく、連続して分布することから、敷地において、地層と斜交し破砕を伴う断層は認められないが、粘土分を含み、平板状あるいは平面状の形態を持ち、この面に沿って変位している可能性があり、地層と平行な断層であるシームが認められる。

表 3.1-1 敷地の地質層序

地質時代		地層名		主要構成地質	
新生代	第四紀	完新世	被覆層	盛土	礫混じり砂質土・礫混じり粘性土
				崖錐堆積物	礫混じり砂質土・礫混じり粘性土
	新第三紀	中新世	貫入岩類		ドレライト・安山岩
			成相寺層	上部頁岩部層	黒色頁岩
				火砕岩部層	凝灰岩・凝灰角礫岩
				下部頁岩部層	黒色頁岩・凝灰質頁岩

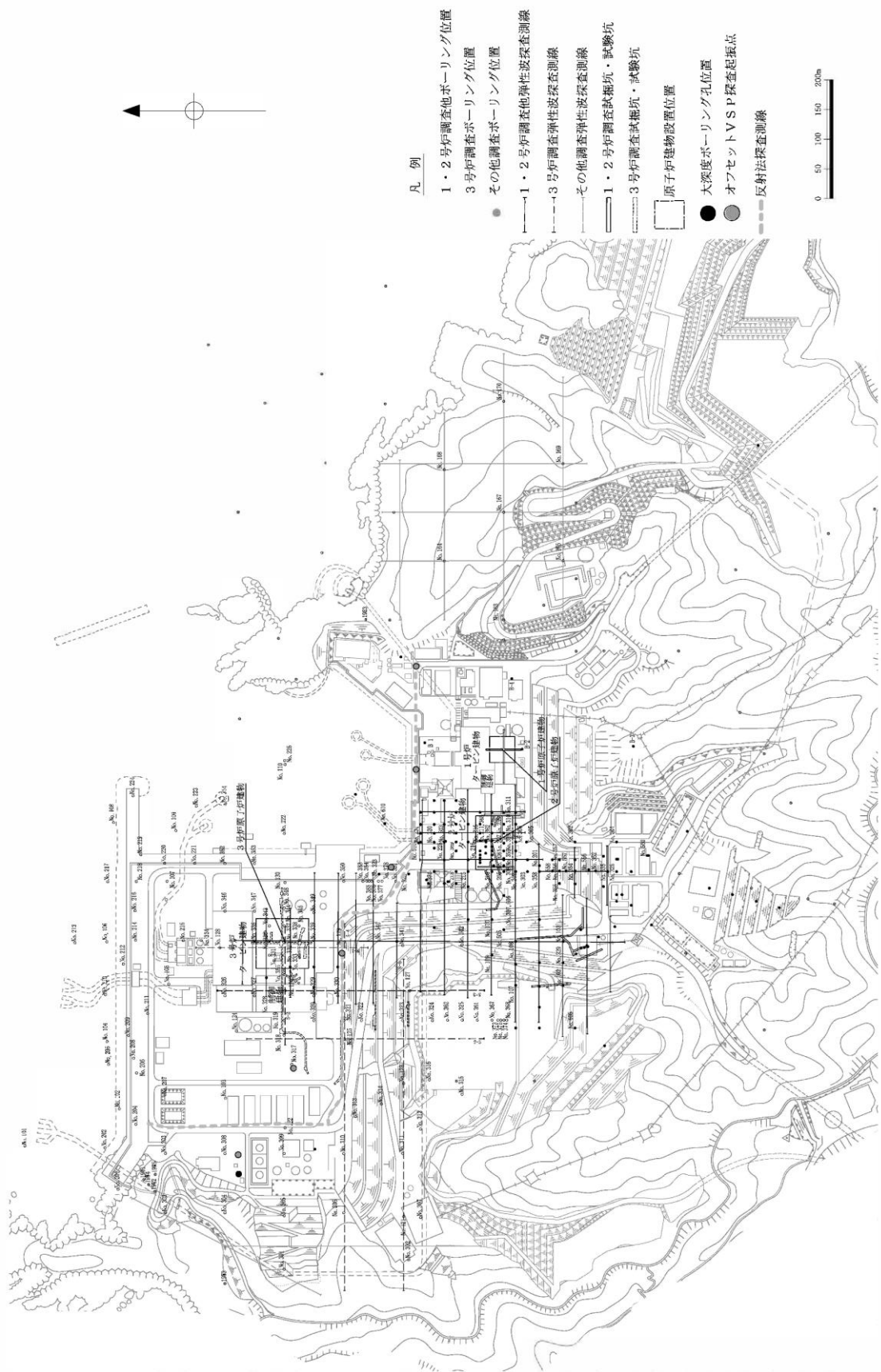
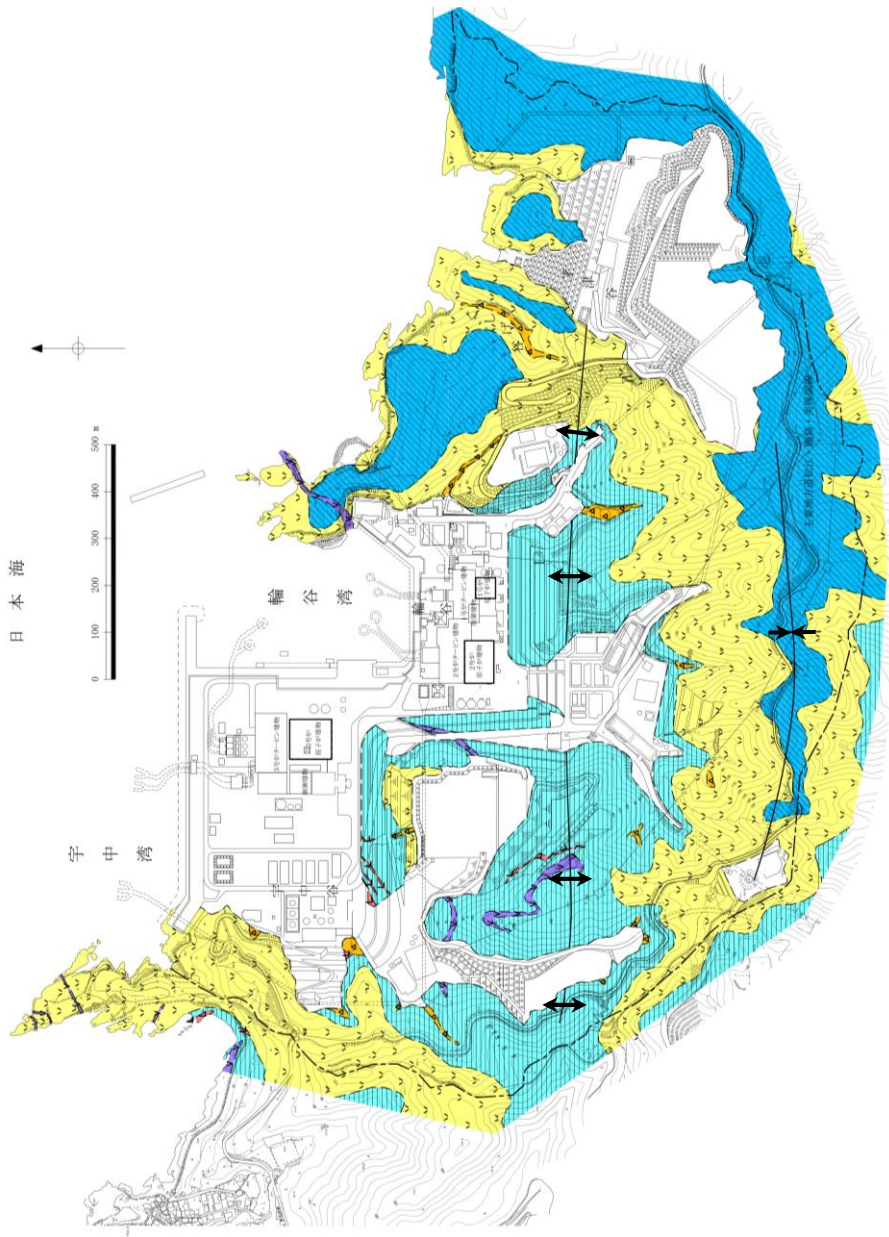


図 3.1-1 地質調査位置図





凡 例

地質時代	地層名	主要構成地質
第四紀	被覆層	礫混り砂質土・礫混り粘性土
	塵堆積物	礫混り砂質土・礫混り粘性土
第三紀	貫入岩類	安山岩
		ドレライト
		黒色頁岩
中生代	上部頁岩部層	黒色頁岩
	火砕岩部層	凝灰岩・凝灰角礫岩
	下部頁岩部層	黒色頁岩・凝灰質頁岩

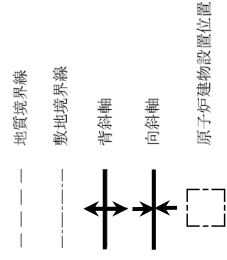


図 3.1-2 敷地の地質平面図

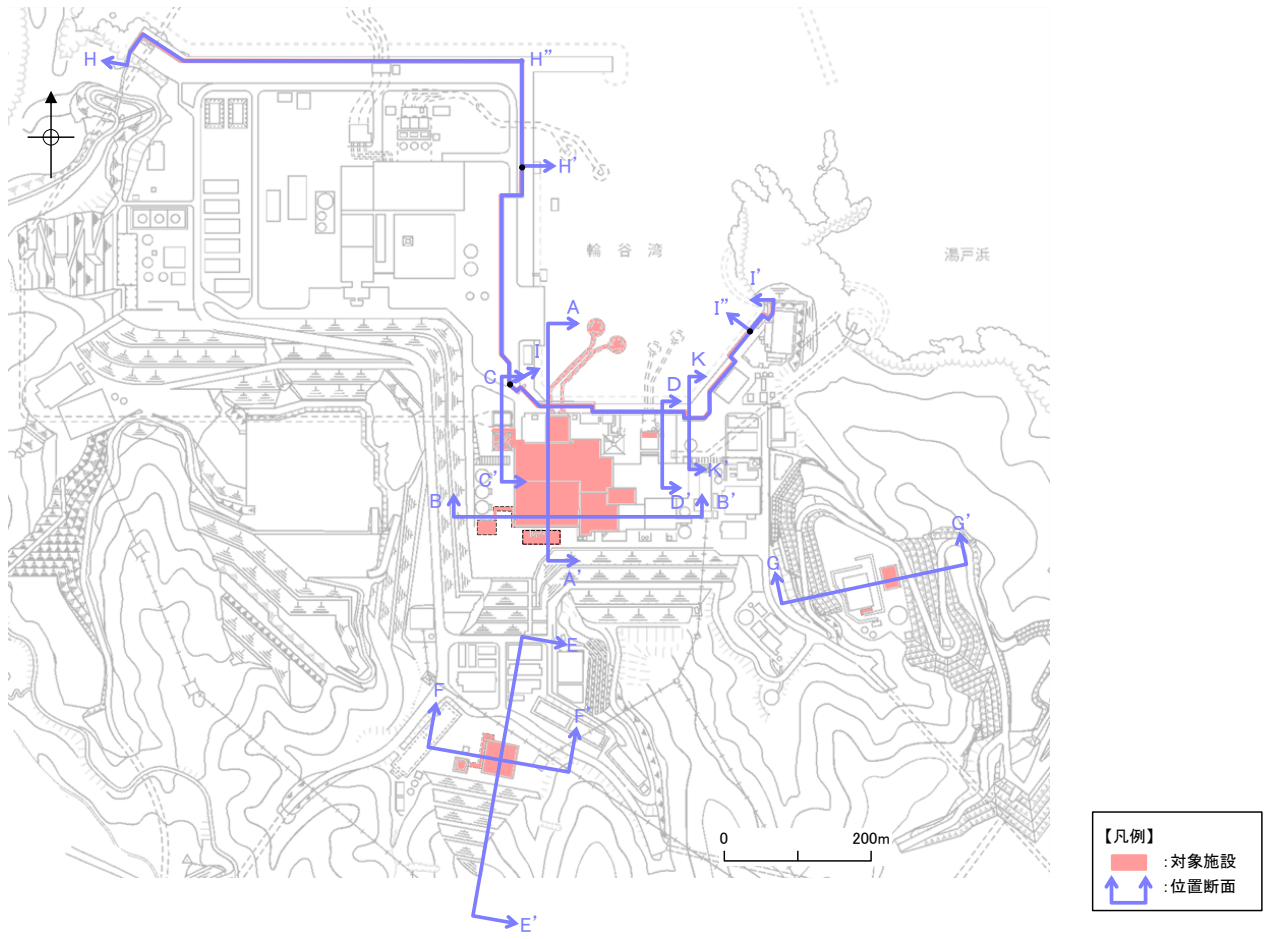


図 3.1-3 地質断面図位置

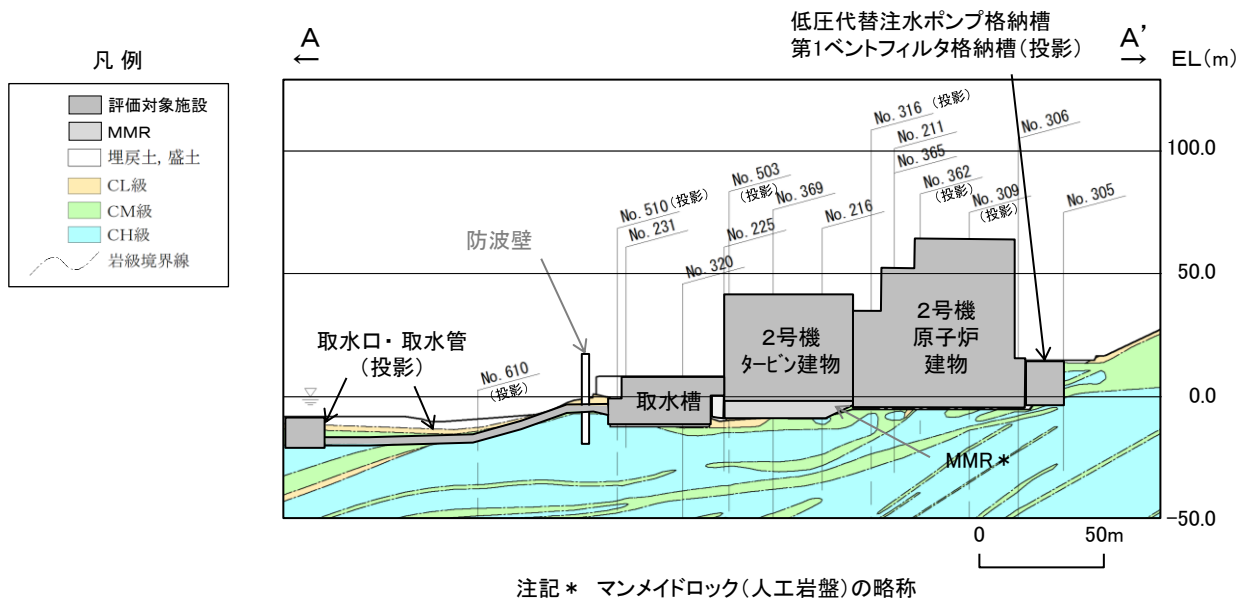


図 3.1-4 原子炉建物等の地質断面図 (A-A' 断面)

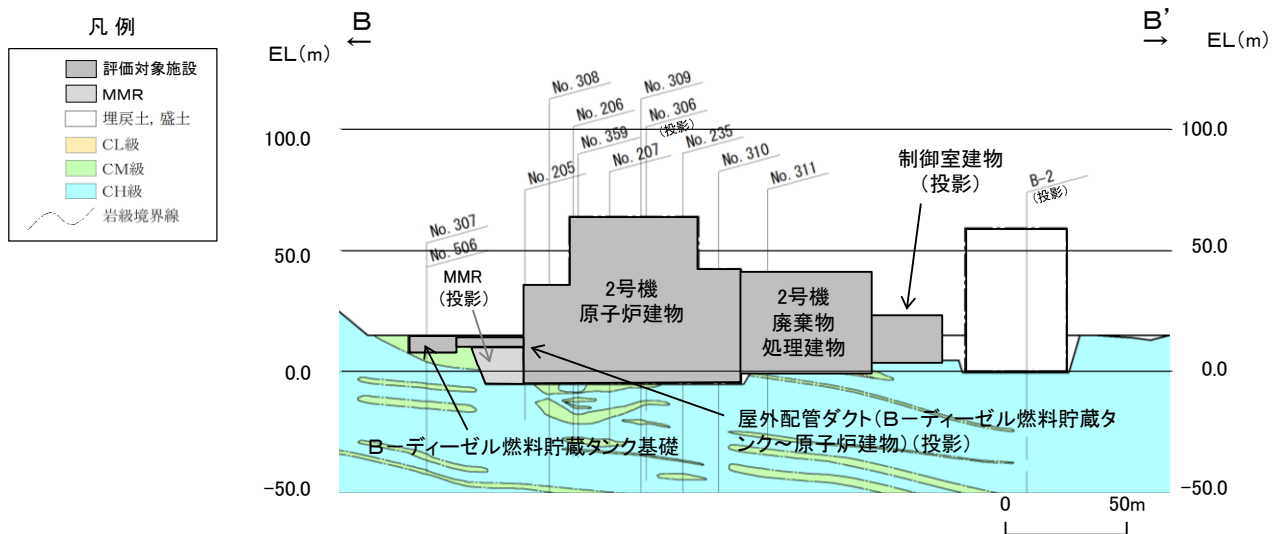


図 3.1-5 原子炉建物等の地質断面図 (B-B' 断面)

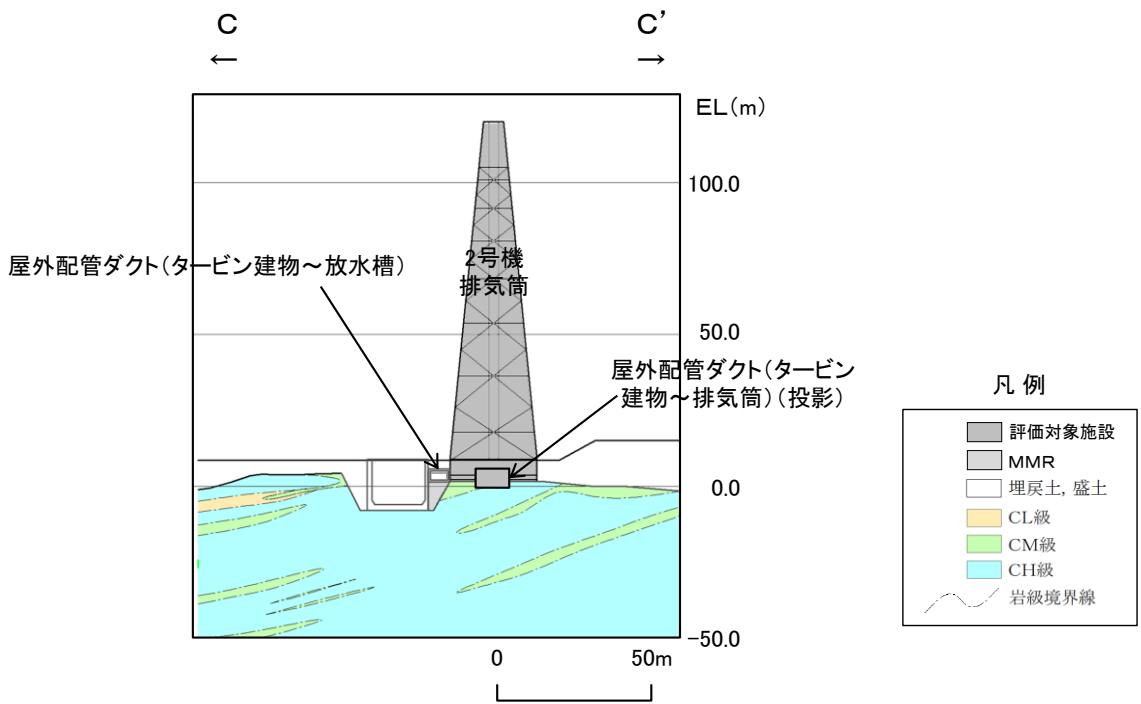


図 3.1-6 排気筒等の地質断面図 (C-C' 断面)

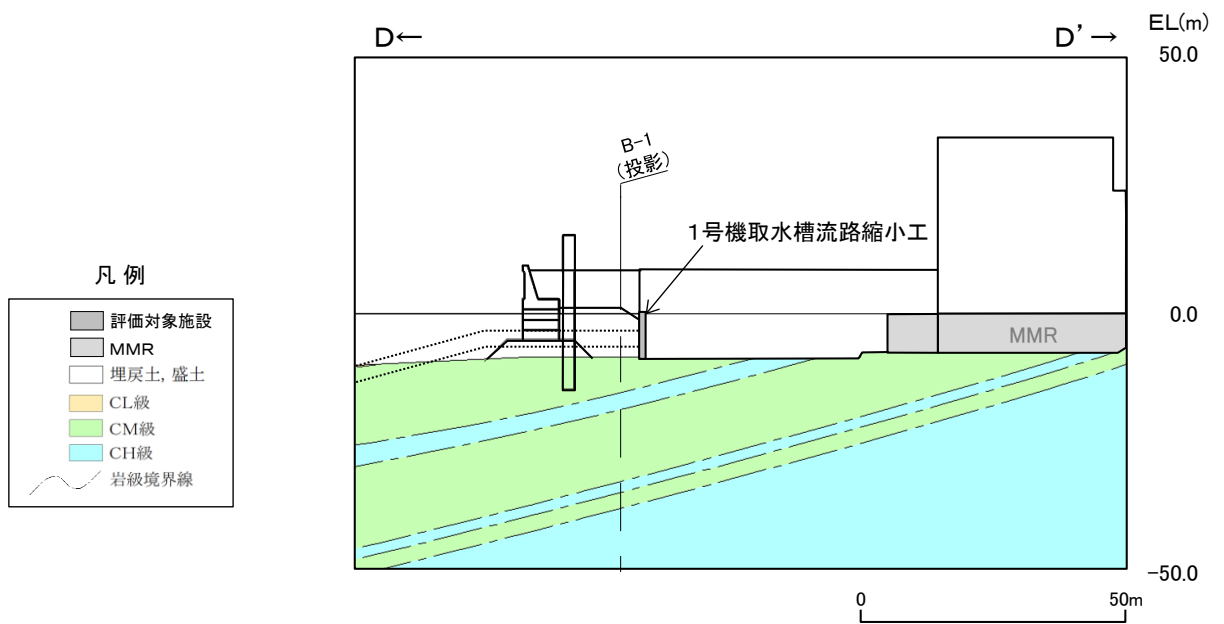


図 3.1-7 1号機取水槽流路縮小工の地質断面図 (D-D' 断面)

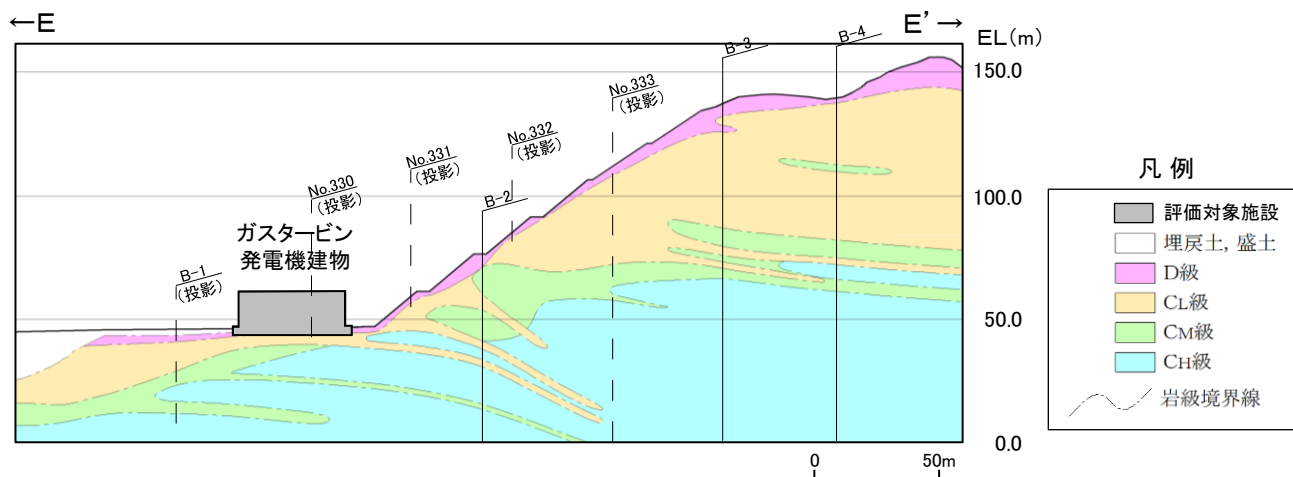


図 3.1-8 ガスタービン発電機建物の地質断面図 (E-E' 断面)

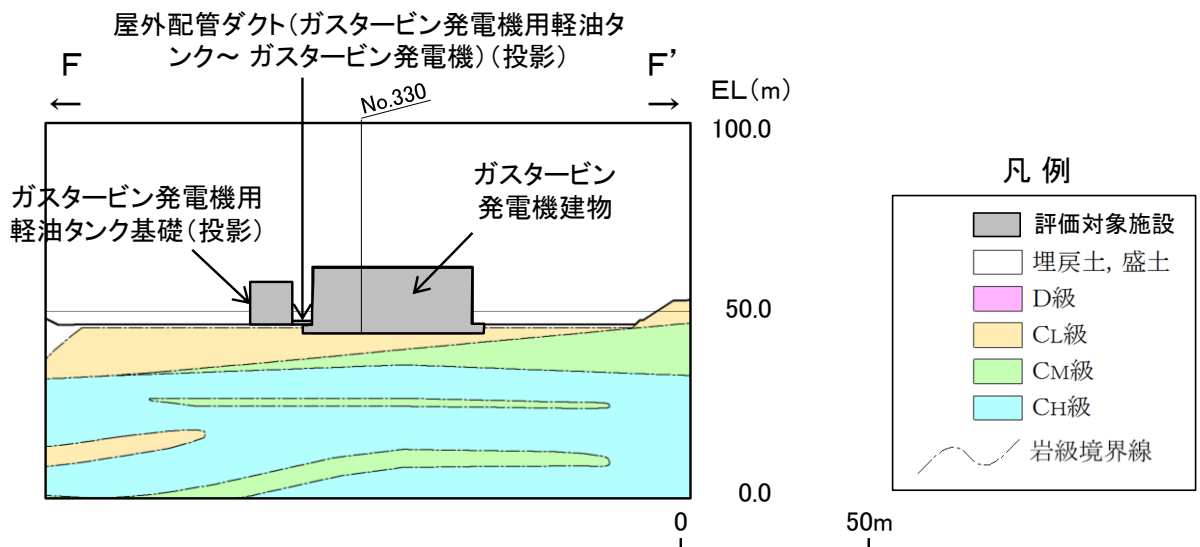


図 3.1-9 ガスタービン発電機建物等の地質断面図 (F-F' 断面)

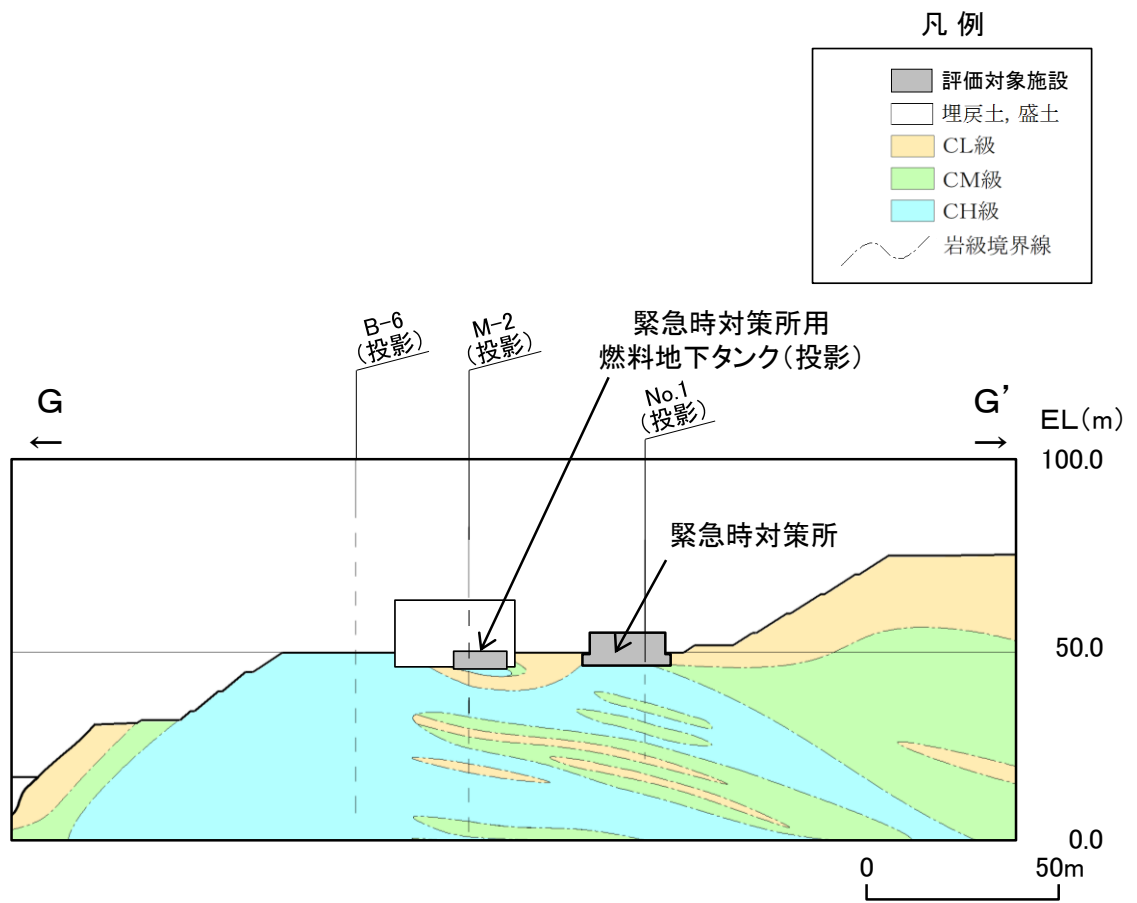
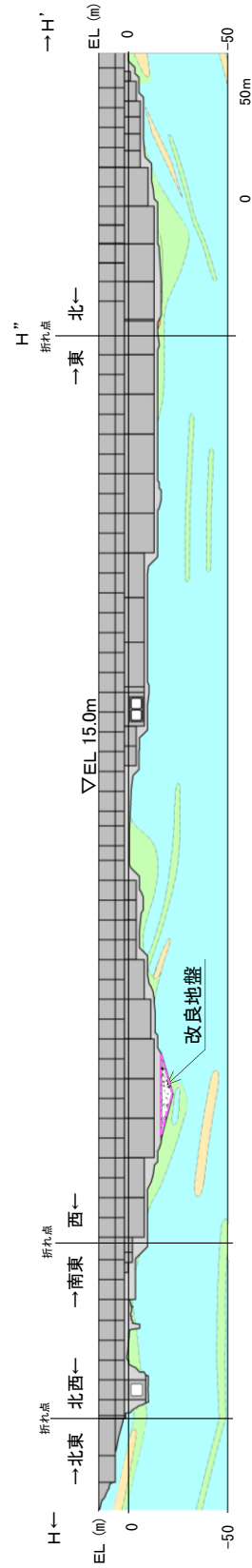
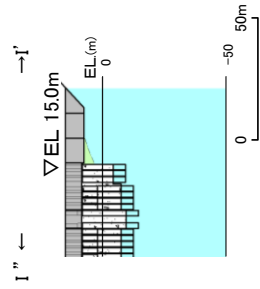
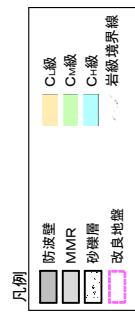
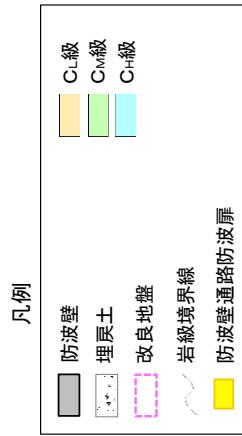


図 3.1-10 緊急時対策所及び緊急時対策所用燃料地下タンクの地質断面図 (G-G'断面)



注：図中の「□」については、地盤改良を実施しているが、元の砂礫層の分布を示すために、改良前の地質状況を示している。

図 3.1-11 防波壁（波返重力擁壁）の地質断面図（H-H'，I''-I' 断面）



注：図中の については、地盤改良を実施しているが、元の埋戻土の分布を示すために、改良前の地質状況を示している。

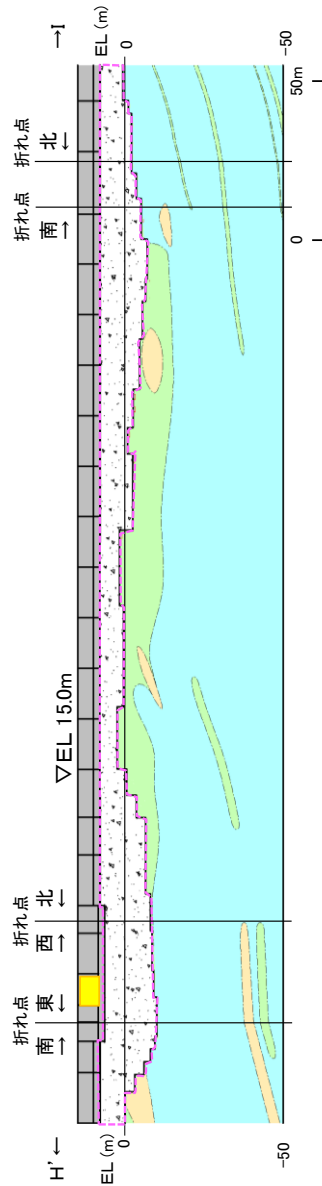
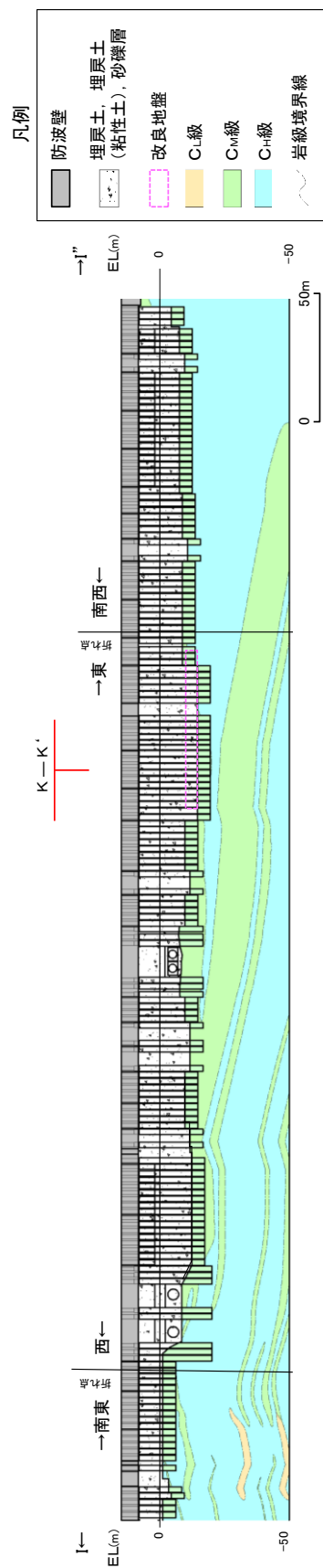


図 3.1-12 防波壁（逆T擁壁）の地質断面図（H' - I 断面）





注1 図中の杭部については、杭が位置しているが、埋戻土の形状を示すために、周辺地盤の地質状況を示している。  
 注2 図中の [ ] については、地盤改良を実施しているが、元の砂礫層の分布を示すために、改良前の地質状況を示している。

図 3.1-13 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の地質断面図（I-I' 断面）

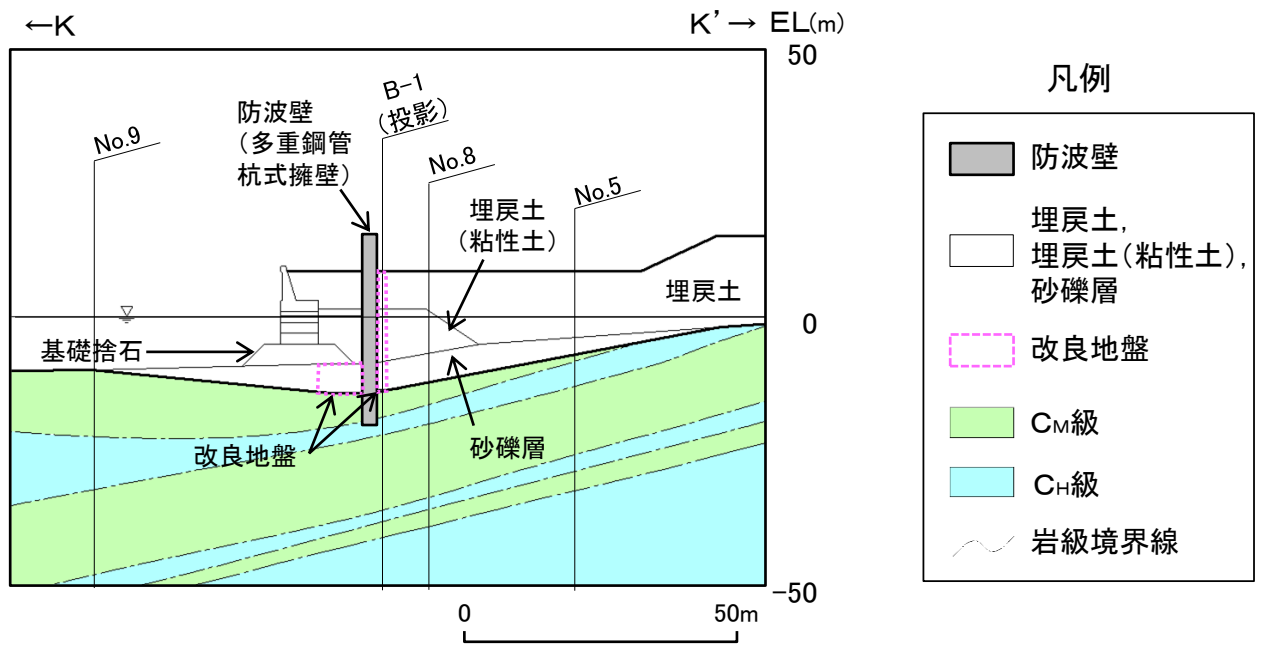


図 3.1-14 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の地質断面図（K-K'断面）

### 3.2 対象施設周辺の地質状況整理結果

対象施設の配置図を図 3.2-1 に示す。「3.1 対象施設周辺の地質」において作成した地質断面図等より、対象施設周辺の地質分布状況を整理した結果を表 3.2-1 に示す。これらの地質に対し、図 3.1-1 に示すような広範囲における調査結果等に基づき解析用物性値を設定した。

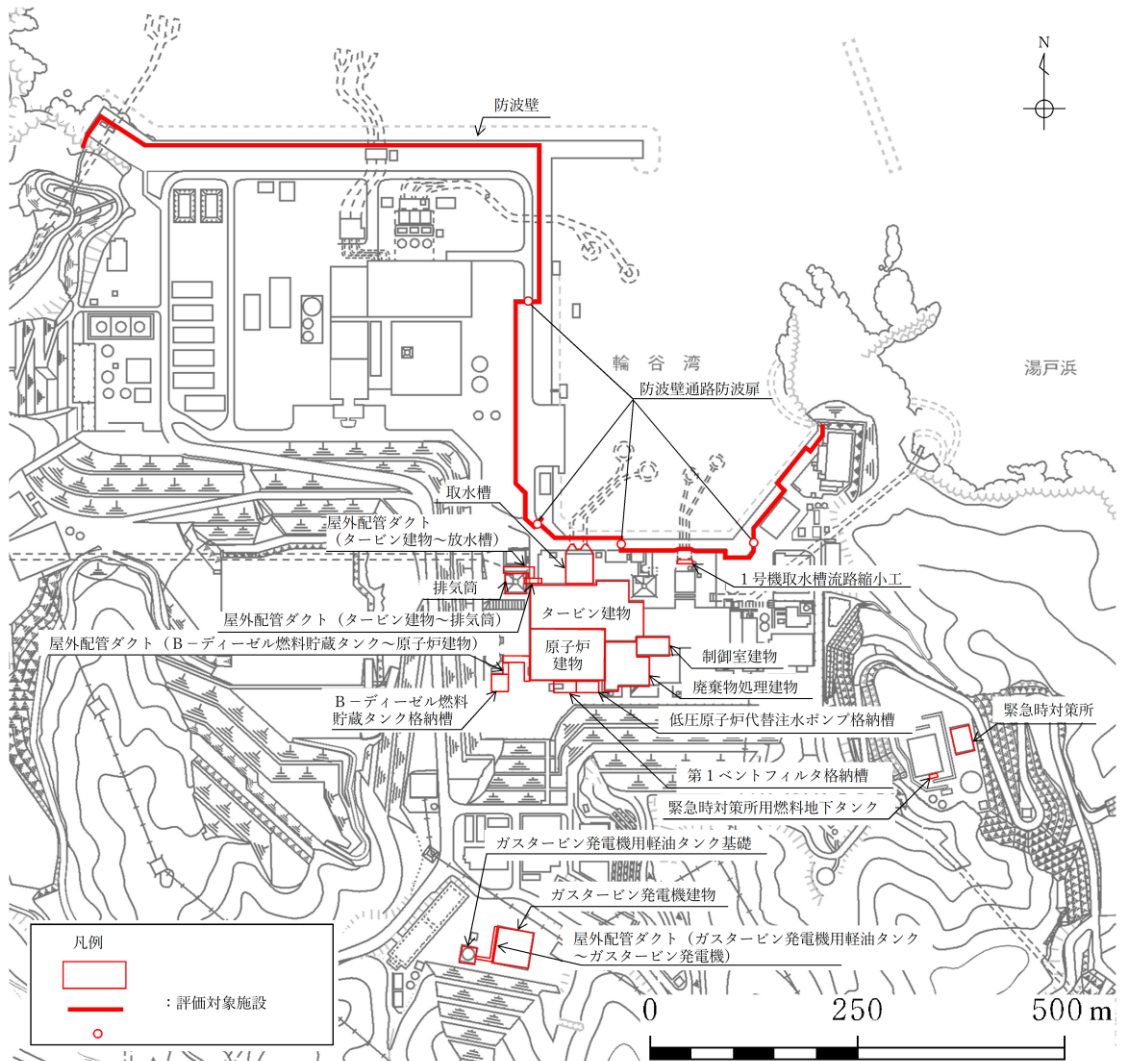


図 3.2-1 対象施設の配置図

表 3.2-1 対象施設周辺の地質分布一覧

施設名		埋戻土	砂礫層	埋戻土 (粘性土)	改良 地盤	岩盤	MMR	碎石
建物・ 構築物	原子炉建物	●	-	-	-	●	●	-
	タービン建物	●	-	-	-	●	●	-
	廃棄物処理建物	●	-	-	-	●	○	-
	制御室建物	●	-	-	-	●	○	-
	排気筒	●	-	-	-	●	●	-
	緊急時対策所	-	-	-	-	●	-	-
	ガスタービン発電機建物	●	-	-	-	●	-	-
土木 構造物	取水槽	●	-	-	-	●	●	-
	取水管	-	-	-	-	○	-	●
	取水口	-	-	-	-	●	-	-
	屋外配管ダクト（タービン建物～排気筒）	●	-	-	-	○	●	-
	屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）	●	-	-	-	○	●	-
	B-ディーゼル燃料貯蔵タンク格納槽	●	-	-	-	●	●	-
	屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）	●	-	-	-	●	●	-
	防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	●	○	●	●	●	-	-
	防波壁（逆T擁壁）	●	-	-	●	○	-	-
	防波壁（波返重力擁壁）	●	○	-	○	●	●	-
	1号機取水槽流路縮小工	●	-	-	-	●	-	-
	防波壁通路防波扉	●	○	●	●	●	-	-
	第1ベントフィルタ格納槽	●	-	-	-	○	●	-
	低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽	●	-	-	-	●	●	-
	緊急時対策所用燃料地下タンク	-	-	-	-	●	●	-
	ガスタービン発電機用軽油タンク基礎	●	-	-	-	○	●	-
	屋外配管ダクト（ガスタービン発電機用軽油タンク～ガスタービン発電機）	●	-	-	-	○	●	-

凡例 ●：施設直下あるいは直近に分類している地質

○：施設直下及び直近には分布していないが、地質断面図内に現れる地質

-：施設直下及び直近には分布しておらず、地質断面図内にも現れない地質

#### 4. 地盤の解析用物性値

##### 4.1 設置変更許可申請書に記載された解析用物性値

全応力解析に用いる解析用物性値として、設置変更許可申請書に記載された解析用物性値を表 4.1-1～表 4.1-3 に、設定根拠を表 4.1-4 及び表 4.1-5 に示す。動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性を図 4.1-1～図 4.1-7 に示す。設置変更許可申請書に記載された解析用物性値については、原位置試験及び室内試験から得られた各種物性値を基に設定した。

表 4.1-1 設置変更許可申請書に記載された解析用物性値  
(岩盤)

	物理特性		強度特性		静的変形特性		動的変形特性		減衰特性
	密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 E (×10 <sup>3</sup> N/mm <sup>2</sup> )	静ポアソン比 $\nu_s$	動せん断弾性係数 G <sub>d</sub> (×10 <sup>3</sup> N/mm <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu_d$	減衰定数 h
岩盤 (成相寺層)	頁岩	C <sub>H</sub> 級	1.14	54	1.48 $\sigma^{0.72}$	3.74	0.19	表4.1-2参照	0.03
		C <sub>M</sub> 級	0.92	54	0.34 $\sigma^{0.54}$	1.95	0.20		
		C <sub>L</sub> 級	0.28	45	0.34 $\sigma^{0.54}$	0.54	0.20		
	頁岩と凝灰岩 の互層	C <sub>H</sub> 級	1.14	54	1.28 $\sigma^{0.72}$	3.74	0.19		
		C <sub>M</sub> 級	0.92	54	0.34 $\sigma^{0.54}$	1.95	0.20		
		C <sub>L</sub> 級	0.28	28	0.34 $\sigma^{0.54}$	0.43	0.20		
	凝灰岩・ 凝灰角礫岩	C <sub>H</sub> 級	1.54	55	1.28 $\sigma^{0.72}$	7.78	0.19		
		C <sub>M</sub> 級	1.14	47	0.34 $\sigma^{0.54}$	1.47	0.20		
		C <sub>L</sub> 級	0.60	28	0.34 $\sigma^{0.54}$	0.43	0.25		
	ドレライト	C <sub>H</sub> 級	2.14	52	1.56 $\sigma^{0.72}$	7.78	0.22		
		C <sub>M</sub> 級	1.58	52	0.36 $\sigma^{0.54}$	1.47	0.25		
		C <sub>L</sub> 級	0.83	43	0.36 $\sigma^{0.54}$	0.43	0.25		
C <sub>H</sub> 級		2.14	52	1.56 $\sigma^{0.72}$	7.78	0.25			
C <sub>M</sub> 級		1.58	52	0.36 $\sigma^{0.54}$	1.47	0.25			
C <sub>L</sub> 級		0.83	43	0.36 $\sigma^{0.54}$	0.43	0.25			
岩盤 (貫入岩)	安山岩	C <sub>H</sub> 級	2.68	52	1.56 $\sigma^{0.72}$	7.78	0.25		
		C <sub>M</sub> 級	1.58	52	0.36 $\sigma^{0.54}$	1.47	0.25		
		C <sub>L</sub> 級	0.83	43	0.36 $\sigma^{0.54}$	0.43	0.25		

表 4.1-2 設置変更許可申請書に記載された解析用物性値  
(岩盤)

	動せん断弾性係数 $G_d$ ( $\times 10^3$ N/mm <sup>2</sup> )						動ポアソン比 $\nu_d$					
	第1 速度層	第2 速度層	第3 速度層	第4 速度層	第5 速度層	第6 速度層	第1 速度層	第2 速度層	第3 速度層	第4 速度層	第5 速度層	第6 速度層
頁岩	C <sub>II</sub> 級	0.16	2.08	6.58	9.77	10.28	14.19					
	C <sub>III</sub> 級	0.16	2.04	6.45	9.58	10.08	13.92					
	C <sub>I</sub> 級	0.15	1.98	6.25	9.28	9.76	13.47					
	C <sub>II</sub> 級	0.16	2.07	6.55	9.73	10.24	14.14					
	C <sub>III</sub> 級	0.16	2.02	6.37	9.47	9.96	13.75					
	C <sub>I</sub> 級	0.15	1.89	5.96	8.86	9.32	12.87					
岩盤 (成相寺層)	C <sub>II</sub> 級	0.16	2.03	6.43	9.54	10.04	13.86	0.45	0.39	0.38	0.34	0.35
	C <sub>III</sub> 級	0.15	1.98	6.25	9.28	9.76	13.47					
	C <sub>I</sub> 級	0.14	1.86	5.89	8.75	9.20	12.70					
ドレライト	C <sub>II</sub> 級	0.17	2.25	7.12	10.57	11.12	15.35					
	C <sub>III</sub> 級	0.16	2.11	6.66	9.89	10.40	14.36					
	C <sub>I</sub> 級	0.16	2.05	6.48	9.62	10.12	13.97					
岩盤 (貫入岩)	C <sub>II</sub> 級	0.17	2.17	6.86	10.19	10.72	14.80					
	C <sub>III</sub> 級	0.17	2.17	6.86	10.19	10.72	14.80					
	C <sub>I</sub> 級	0.16	2.10	6.63	9.85	10.36	14.30					

表 4.1-3 設置変更許可申請書に記載された解析用物性値  
(D級岩盤・シーム・埋戻土・旧表土・MMR・改良地盤)

	物理特性		強度特性		静的変形特性		動的変形特性		減衰特性	
	密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	せん断 強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 $\phi$ (°)	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	静ポアソン 比 $\nu_s$	動せん断 弾性係数 $G_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポアソン 比 $\nu_d$	減衰定数 h	
D級岩盤	2.28	0.11	6	$0.11 + \sigma \tan 6^\circ$	$141 \sigma^{0.39}$	0.30	$G_0 = 148 \sigma^{0.49}$ $G/G_0 = 1/(1+\gamma/0.00062)$	0.45	$\gamma \leq 1 \times 10^{-4}$ : h=0.023 $\gamma > 1 \times 10^{-4}$ : h=0.023 +0.071·log( $\gamma/0.0001$ )	
シーム	2.23	0.19	18	$0.19 + \sigma \tan 18^\circ$	$G_{0.5} = 44 \sigma^{0.34}$	0.40	$G_0 = 225 \sigma^{0.31}$ $G/G_0 = 1/[1+(\gamma/0.00149)^{0.889}]$	0.45	h= $\gamma/(2.14\gamma+0.017)+0.031$	
埋戻土、盛土	2.11	0.22	22	$0.22 + \sigma \tan 22^\circ$	$E_{0.5} = 115 \sigma^{0.61}$	0.40	$G_0 = 749 \sigma^{0.66}$ $G/G_0 = 1/(1+\gamma/0.00027)$	0.45	h=0.0958 $\gamma/(\gamma+0.00020)$	
埋戻土 (購入土)	2.01	0.04	21	$0.04 + \sigma \tan 21^\circ$	$E_{0.5} = 227 \sigma^{0.75}$	0.40	$G_0 = 275 \sigma^{0.61}$ $G/G_0 = 1/(1+\gamma/0.00048)$	0.45	h=0.2179 $\gamma/(\gamma+0.00085)$	
旧表土	2.00	0.03	21	$0.03 + \sigma \tan 21^\circ$	$E_{0.5} = 37 \sigma^{0.79}$	0.40	$G_0 = 240 \sigma^{0.61}$ $G/G_0 = 1/(1+\gamma/0.0011)$	0.45	h=0.20 $\gamma/(\gamma+0.000413)$	
MMR	2.35	—	—	—	23,500	0.20	9,792	0.20	0.05	
改良地盤 (高圧噴射攪拌工法)	2.44	1.14	47	$0.34 \sigma^{0.56}$	1,470	0.20	6,250	0.38	0.03	
改良地盤 I (薬液注入工法)	2.11	0.22	22	$0.22 + \sigma \tan 22^\circ$	$E_{0.5} = 115 \sigma^{0.61}$	0.40	$G_0 = 749 \sigma^{0.66}$ $G/G_0 = 1/(1+\gamma/0.00027)$	0.45	h=0.0958 $\gamma/(\gamma+0.00020)$	
改良地盤 II (薬液注入工法)	改良地盤①	2.11	38	$0.63 + \sigma \tan 38^\circ$	1,087	0.33	$G_0 = 409$ $G/G_0 = 1/(1+\gamma/0.00027)$	0.33		
	改良地盤②	2.11	41	$0.49 + \sigma \tan 41^\circ$	898	0.33	$G_0 = 338$ $G/G_0 = 1/(1+\gamma/0.00027)$	0.33	h=0.0958 $\gamma/(\gamma+0.00020)$	
	改良地盤③	2.11	41	$1.14 + \sigma \tan 41^\circ$	2,088	0.33	$G_0 = 785$ $G/G_0 = 1/(1+\gamma/0.00027)$	0.33		





表 4.1-5 設置変更許可申請書に記載された解析用物性値の設定根拠  
(D級岩盤・シーム・埋戻土・旧表土・MMR・改良地盤)

	強度特性		変形特性				減衰特性
	物理特性		静的特性		動的特性		
	ピーク強度	残留強度	静弾性係数	静ポアソン比	動せん断弾性係数	動ポアソン比	
D級岩盤	中型三軸圧縮試験	中型三軸圧縮試験	中型三軸圧縮試験		動的中型三軸圧縮試験	慣用値 <sup>**2</sup>	動的中型三軸圧縮試験
シーム	単純せん断試験		単純せん断試験		動的単純せん断試験		動的単純せん断試験
埋戻土, 盛土	大型三軸圧縮試験	ピーク強度と同一値	大型三軸圧縮試験		動的大型三軸圧縮試験	慣用値 <sup>**3</sup>	動的大型三軸圧縮試験
埋戻土 (購入土)	三軸圧縮試験		三軸圧縮試験		繰返し中空ねじりせん断試験		繰返し中空ねじりせん断試験
旧表土					動的三軸圧縮試験		動的三軸圧縮試験
MMR		—		慣用値 <sup>**1</sup>		慣用値 <sup>**1</sup>	慣用値 <sup>**1</sup>
改良地盤 (高圧噴射攪拌工法)					凝灰岩・凝灰角礫岩 (C <sub>u</sub> 級) を流用		
改良地盤 I (薬液注入工法)					埋戻土, 盛土を流用		
改良地盤 II (薬液注入工法)	密度試験 (飽和) (埋戻土, 盛土を流用)	せん断強度は PS 検層に基づく換算値 内部摩擦角は簡易設定法に用いた N 値に基づく換算値	ピーク強度と同一値	慣用値 <sup>**4</sup>	Go は PS 検層ひずみ依存特性は動的大型三軸圧縮試験 (埋戻土, 盛土を流用)	慣用値 <sup>**4</sup>	動的大型三軸圧縮試験 (埋戻土, 盛土を流用)

注記 \*1 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (社団法人土木学会, 1992 年・2005 年) を参考に設定。  
 注記 \*2 設計用地盤定数の決め方-岩盤編- (社団法人地盤工学会, 2007 年) を参考に設定。  
 注記 \*3 原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術 (技術資料) (社団法人土木学会, 2009 年) を参考に設定。  
 注記 \*4 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (公益社団法人日本港湾協会, 2018 年) を参考に設定。

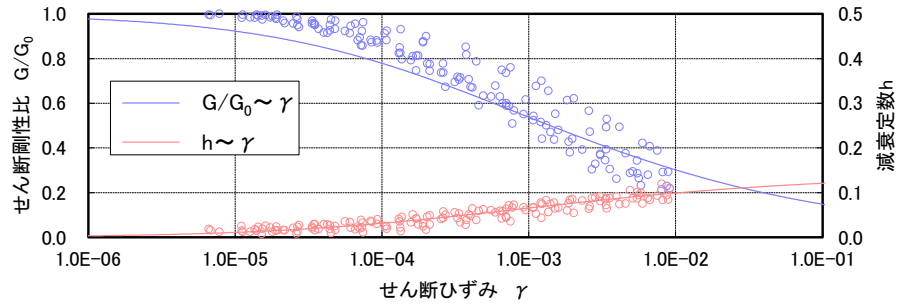


図 4.1-1 D級岩盤（頁岩，頁岩・凝灰岩の互層）の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性

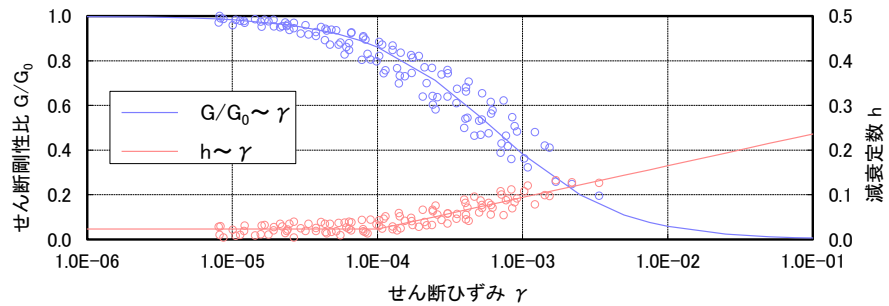


図 4.1-2 D級岩盤（凝灰岩・凝灰角礫岩）の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性

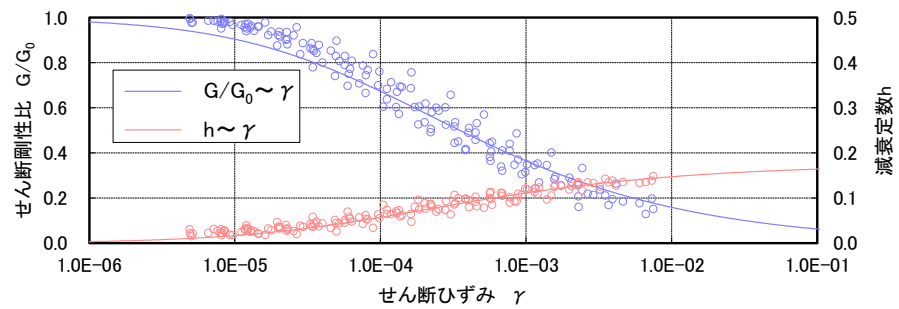


図 4.1-3 D級岩盤（ドレライト・安山岩）の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性

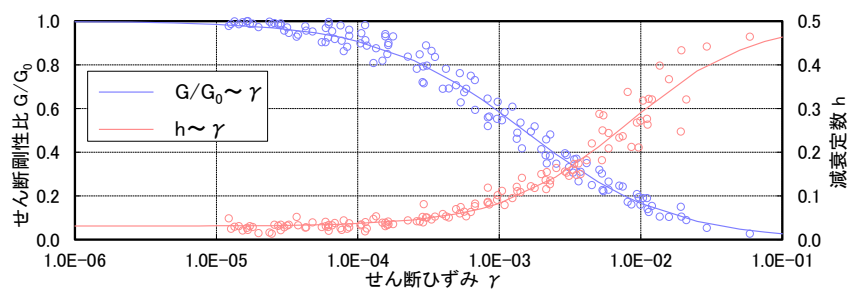


図 4.1-4 シームの動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性

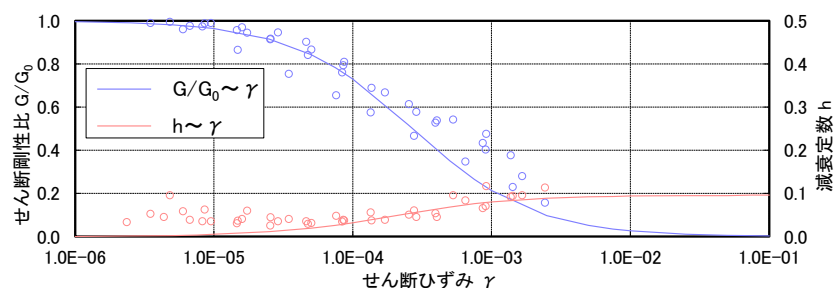


図 4.1-5 埋戻土・盛土の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性

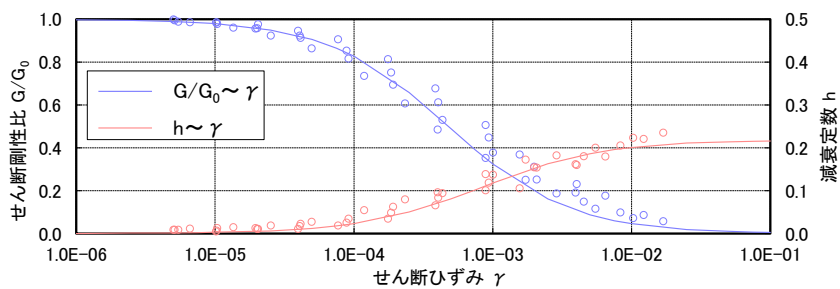


図 4.1-6 埋戻土（購入土）の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性

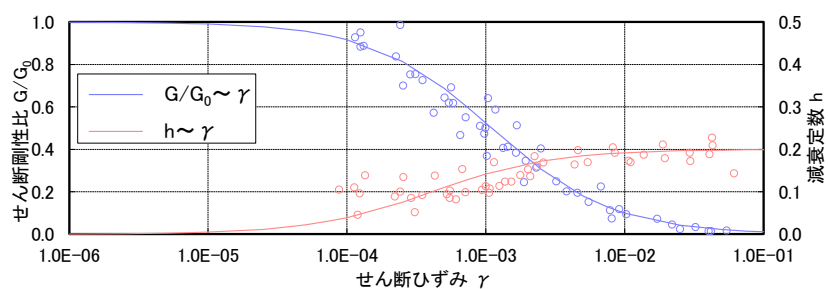


図 4.1-7 旧表土の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性

#### 4.2 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値

設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値のうち、有効応力解析に用いる解析用物性値を表 4.2-1～表 4.2-2 に、設定根拠を表 4.2-6～表 4.2-7 に示す。改良地盤に用いる解析用物性値を表 4.2-3 に、設定根拠を表 4.2-8 に示す。その他の解析用物性値を表 4.2-4～表 4.2-5 に、設定根拠を表 4.2-9～表 4.2-10 に示す。以下の章に、各物性値の設定根拠を示す。

有効応力解析に用いる解析用物性値のうち、埋戻土、砂礫層及び埋戻土（粘性土）の動的変形特性について、参考資料 11 に示すとおり、動的変形試験結果とおおむね整合していることを確認している。また、参考資料 12 において、文献から設定している粘性土の強度特性が埋戻土（粘性土）の試験結果より保守的であることを確認している。

基礎捨石及び被覆石の解析用物性値について、文献に基づき設定しており、参考資料 13 に示すとおり、設定の妥当性を確認している。

表 4.2-1 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値  
 (有効応力解析)  
 (液状化検討対象層)

		埋戻土	砂礫層	
物理特性	密度 $\rho$ ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	2.11 【2.00】	2.05	
	間隙率 $n$	0.45	0.45	
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	154,600	225,400	
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	98	98	
	ポアソン比 $\nu$	0.33	0.33	
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	0.095	0.095	
強度特性	粘着力 $c'$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	0	0	
	内部摩擦角 $\phi'$ ( $^\circ$ )	40.17	38.74	
液状化特性	変相角 $\phi_p$ ( $^\circ$ )	28	28	
	液状化パラメータ	S1	0.005	0.005
		w1	4.080	4.020
		P1	0.5	0.5
		P2	0.990	1.100
		C1	2.006	1.916

注：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 4.2-2 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値  
(有効応力解析)  
(非液状化層)

		埋戻土 (粘性土)	基礎捨石及び被覆石
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.07 【2.03】	2.04 【1.84】
	間隙率 $n$	0.55	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	186,300	180,000
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	151.7	98
	ポアソン比 $\nu$	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	0.095	0.24
強度特性	粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	0	20
	内部摩擦角 $\phi'$ (°)	30	35

注：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 4.2-3 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値  
(有効応力解析)  
(改良地盤)

対象施設		防波壁				
		多重鋼管杭式擁壁		逆T擁壁		波返重力擁壁
種別 (工法, 地盤種別)		改良地盤① (薬液注入)	改良地盤② (高圧噴射)	改良地盤① (薬液注入, 浅層)	改良地盤② (薬液注入, 深層)	改良地盤 (高圧噴射)
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.05	2.11	2.11	2.11	2.05
	間隙率 $n$	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	886,300	368,100	357,400	799,800	360,500
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	98	98	98	98	98
	ポアソン比 $\nu$	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	0.095	0.095	0.095	0.095	0.095
強度特性	粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	230	1,250	490	570	1,250
	内部摩擦角 $\phi'$	38.74	—	40.57	40.57	—

注：動せん断弾性係数, 粘着力及び内部摩擦角は代表的な数値を示す。

表 4.2-4 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値  
 (有効応力解析)  
 (防波壁(逆T擁壁)及び防波壁(波返重力擁壁)における岩盤)

		岩盤②速度層	岩盤④速度層	岩盤⑤速度層	岩盤⑥速度層	岩盤⑦速度層
P波速度	$V_p$ (m/s)	1710	3240	3860	4150	3800
S波速度	$V_s$ (m/s)	620	1520	1900	2100	1770
単位体積重量	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	23.3	24.5	25.2	24.4	25.1
動ポアソン比	$\nu_d$	0.42	0.36	0.34	0.33	0.36
減衰定数	$h$	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03

表 4.2-5 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値  
 (全応力解析)  
 (碎石)

対象施設		取水管
種別(地盤種別)		碎石
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.57
変形特性	動せん断弾性係数 $G_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	19,000
	ポアソン比 $\nu$	0.45
	基準ひずみ $\gamma_{0.5}$	$6.511 \times 10^{-3}$
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	0.1938

注： $\gamma$  はせん断ひずみ (%) を示す。



表 4.2-6 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値の設定根拠  
(有効応力解析)  
(液状化検討対象層)

		埋戻土	砂礫層	
物理特性	密度 $\rho$	物理試験		
	間隙率 $n$	慣用値*1		
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ms}$	動的変形特性に基づき設定	PS検層によるS波速度、密度に基づき設定	
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ms}'$	慣用値*1		
	ポアソン比 $\nu$	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 $\phi'$	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 $\phi_p$	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）

表 4.2-7 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値の設定根拠  
(有効応力解析)  
(非液状化層)

		埋戻土（粘性土）	基礎捨石及び被覆石
物理特性	密度 $\rho$	物理試験	慣用値*1
	間隙率 $n$	慣用値*1	
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ms}$	PS検層によるS波速度、密度に基づき設定	
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ms}'$	$G_{ms}$ に対応する値	
	ポアソン比 $\nu$	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 $\phi'$	慣用値*1	

注記\*1：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）

表 4.2-8 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値の設定根拠  
(有効応力解析)  
(改良地盤)

対象施設		防波壁			
		多重鋼管杭式擁壁		逆T擁壁	波返重力擁壁
種別(地盤種別)		改良地盤① (薬液注入)	改良地盤② (高圧噴射)	改良地盤①, ② (薬液注入)	改良地盤 (高圧噴射)
物理特性	密度 $\rho$	原地盤の物性値を設定			
	間隙率 $n$	原地盤の物性値を設定			
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ms}$	PS検層によるS波速度, 密度に基づき設定	設計S波速度, 密度に基づき設定	設計S波速度, 密度に基づき設定	設計S波速度, 密度に基づき設定
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ms}'$	原地盤の物性値を設定			
	ポアソン比 $\nu$	原地盤の物性値を設定			
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	原地盤の物性値を設定			
強度特性	粘着力 $c$	強度試験結果, 文献 <sup>*1</sup> に基づき設定	設計強度, 文献 <sup>*2</sup> に基づき設定	設計強度, 文献 <sup>*1</sup> に基づき設定	設計強度, 文献 <sup>*2</sup> に基づき設定
	内部摩擦角 $\phi$	原地盤の物性値を設定	—	原地盤の物性値を設定	—

注記\*1: 浸透固化処理工法技術マニュアル2010年版, 沿岸開発技術研究センター

\*2: 地盤工学会用語辞典(地盤工学会, 2006.3)

表 4.2-9 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値の設定根拠  
(有効応力解析)  
(防波壁(逆T擁壁)及び防波壁(波返重力擁壁)における岩盤)

		岩盤②速度層	岩盤④速度層	岩盤⑤速度層	岩盤⑥速度層	岩盤⑦速度層
P波速度	$V_p$ (m/s)	PS検層				
S波速度	$V_s$ (m/s)	PS検層				
単位体積重量	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	密度試験				
動ポアソン比	$\nu_d$	PS検層				
減衰定数	$h$	慣用値				

表 4.2-10 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値の設定根拠  
 (全応力解析)  
 (砕石)

対象施設		取水管
種別 (地盤種別)		砕石
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	文献* <sup>1</sup>
変形特性	動せん断弾性係数 $G_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	文献* <sup>1</sup>
	ポアソン比 $\nu$	慣用値* <sup>2</sup>
	基準ひずみ $\gamma_{0.5}$	文献* <sup>1</sup> の動的変形特性に基づき設定
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	文献* <sup>1</sup> の動的変形特性に基づき設定

注記\* 1 : 大型せん断リング土槽振動実験によるレキ材の動的変形特性 (港湾技研資料No. 663, 1990年3月)

\* 2 : 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)

#### 4.2.1 有効応力解析に用いる解析用物性値

建物・構築物及び土木構造物の動的解析において、地震時における地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮する必要がある場合は、有効応力解析を実施する。

地盤の液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえたうえで実施した液状化強度試験結果よりも保守的な簡易設定法により決定される液状化強度を用いて設定する。

設置変更許可申請書における解析用物性値は全応力解析用に設定しているため、液状化検討対象層の物理的及び力学的特性から、各層の有効応力解析に必要な物性値を設定する。

また、有効応力解析に用いる岩盤の解析用物性値は、設置変更許可申請書（添付書類六）に記載した値に基づき設定する。岩盤の速度構造については、後述の（6.地盤の速度構造）に示す。

なお、地盤の物理的及び力学的特性は、日本産業規格（J I S）又は地盤工学会（J G S）等の基準に基づいた試験の結果及び文献等を踏まえ設定することとした。

(1) 液状化評価方針の概要

液状化評価のフローを図 4.2-1 に示す。

液状化評価については「道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，H24.3）」（以下「道路橋示方書V」という。）及び「港湾の施設の技術上の基準・同解説（（社）日本港湾協会，H19年版）」（以下「港湾基準」という。）を基本とするが，液状化評価の対象外となっている土層についても，液状化の有無を確認して保守的な評価を実施する。

液状化強度試験に基づいて，地震時の地盤の状態を『液状化』又は『繰返し軟化（サイクリックモビリティ含む）』，若しくは『非液状化』と判定する。

液状化強度特性は，港湾基準に基づく詳細な計算例をまとめた「港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター，H19年版）」（以下「設計事例集」という。）に準拠し，「有効応力解析（FLIP）の簡易パラメータ設定法」（以下「簡易設定法」という。）により設定する。なお，液状化強度試験結果が繰返し軟化

（サイクリックモビリティ含む），若しくは非液状化となる土層も，念のため液状化強度特性を設定して保守的な構造物評価を実施する。また，地盤の液状化強度特性は，敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえたうえで実施した液状化強度試験結果よりも保守的な簡易設定法により決定される液状化強度を用いて設定する。

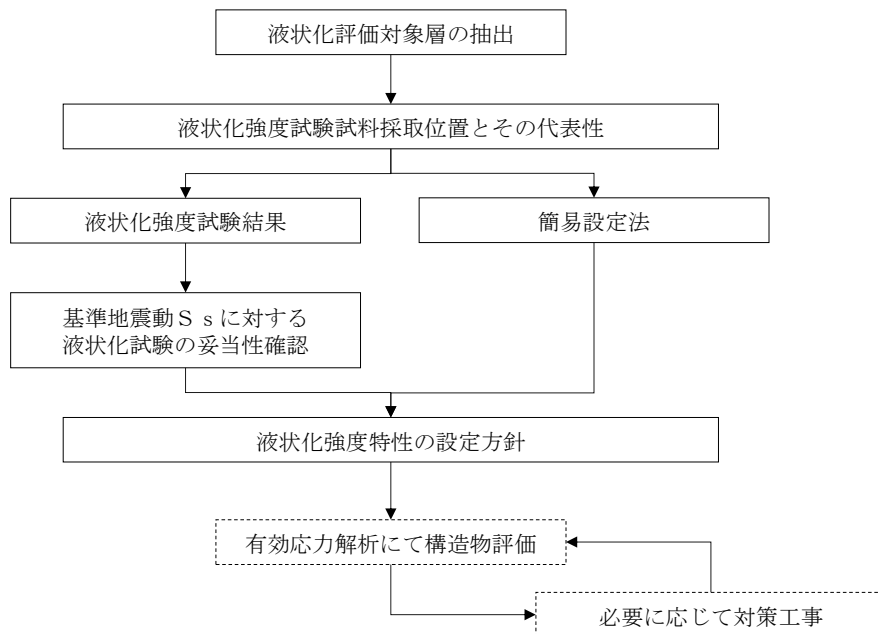


図 4.2-1 液状化評価のフロー

## (2) 液状化評価対象層の抽出

表 3.1-1 に敷地の地質層序を示す。敷地の地質は、新第三紀中新世の堆積岩類からなる成相寺層及び貫入岩類、並びにそれらを覆う被覆層から構成される。成相寺層は海成層で、下位より下部頁岩部層、火砕岩部層及び上部頁岩部層に区分される。

被覆層は、崖錐・海底堆積物及び盛土からなる。崖錐・海底堆積物は主に礫混じり砂質土及び礫混じり粘性土からなり、約 2 m～5 m の厚さで、斜面中腹や裾部、あるいは谷部等の傾斜面に分布する。また、盛土は 1 号機、2 号機及び 3 号機建設時の埋立地等に分布する。

敷地の被覆層である盛土は、埋戻土と埋戻土（粘性土）に分類している。

埋戻土は、発電所建設時の敷地造成において発生した新第三紀中新世の成相寺層の岩砕が主体となっており、広く分布する。

埋戻土（粘性土）は、護岸建設時に、背面の止水性を担保するために幅 20m 程度にわたり裏込めしたものである。図 4.2-2 に被覆層のボーリング柱状図を示す。

敷地の被覆層である崖錐・海底堆積物は、砂礫層として分類している。

液状化評価対象層については、道路橋示方書 V 及び港湾基準に基づいて対象層を抽出した。図 4.2-3 に道路橋示方書 V の液状化評価対象層の抽出フローを示す。

また、図 4.2-4 に港湾基準の液状化判定に用いる粒度分布図を示す。

図 4.2-5 に発電所建設前の地形立体図を示す。1 号機、2 号機及び 3 号機の建設に当たり、周辺の山を掘削して敷地を造成し、原子炉建物、取水槽等の施設を岩盤上に設置した。敷地の前面（北側）に護岸を設置し、敷地造成において発生した岩砕を主体とする埋戻土により埋戻した。なお、護岸背面の止水性を担保するための埋戻土（粘性土）が 1、2 号機北側に分布し、砂礫層として分類した崖錐・海底堆積物が 1 号機東側、3 号機北側及び輪谷湾周辺において局所的に分布する。

対象設備周辺の地層の分布状況について図 4.2-6、図 4.2-7 及び図 4.2-8 に整理した。

埋戻土は、敷地全体においておおむね全域にわたって広範囲に分布する。

埋戻土（粘性土）は、1、2 号機北側護岸背面にのみ分布する。

砂礫層は、1 号機東側の EL 15m 以下の敷地、3 号機北側の EL 8.5m 以下の敷地及び輪谷湾周辺において局所的に分布する。

敷地内における購入地盤材料の使用箇所を図 4.2-9 に示す。取水管、3 号機東側護岸・岸壁、1、2 号機北側護岸、防波堤等において、碎石、基礎捨石、被覆石を使用している。

購入地盤材料は天然石材であり、粒度調整されたものである。

敷地内で EL 15m 以下に分布する地盤材料の抽出結果を表 4.2-11 に示す。

埋戻土（粘性土）は、護岸建設時に、背面の止水性を担保するために施工している。埋戻土（粘性土）の分布状況、試験に用いた試料の採取位置を図 4.2-10 に、採取した埋戻土（粘性土）の写真を図 4.2-11 に示す。また、塑性図による粘性土の分類を図 4.2-12 に示す。

図 4.2-12 より、埋戻土（粘性土）は、土の液性限界・塑性限界試験（JIS A 1205）より、低液性限界の粘土（CL）に分類される。A線より下側の場合はシルトに分類されるが、埋戻土（粘性土）は塑性指数  $I_p$  が大きいいため粘土に分類される。

基礎捨石は、1, 2号機北側護岸、防波堤等に使用している。寸法 200mm から 250mm 程度の材料を使用しているため間隙が大きく、十分な透水性を有する。基礎捨石の設置状況の写真を図 4.2-13 に示す。

被覆石は、1, 2号機北側護岸等に使用している。寸法 700mm から 800mm 程度の材料を使用しているため間隙が大きく、十分な透水性を有する。被覆石の寸法及び設置状況の写真を図 4.2-14 に示す。

道路橋示方書Vに基づき液状化評価対象層を抽出した結果を図 4.2-15 に示す。液状化の判定を行う必要がある土層は砂礫層のみである。

港湾基準に基づき液状化評価対象層を抽出した結果を図 4.2-16 に示す。粒径加積曲線が「液状化の可能性あり」の範囲内に含まれないため、液状化の判定を行う必要がある土層はない。

道路橋示方書Vでは、50%粒径が 10mm 以下で、かつ、10%粒径が 1mm 以下である土層について液状化評価対象層としているが、本評価では 50%粒径が 10mm を超過する、又は、50%粒径が 10mm 以下であっても 10%粒径が 1mm を超過する土層についても、同様に抽出対象とする。

港湾基準では、粒度による土の分類を行い、粒径加積曲線が「液状化の可能性あり」の範囲内に含まれる土を液状化評価対象層としているが、範囲以外に含まれる土についても同様に抽出対象とする。

以上より、敷地内の液状化評価対象層として、被覆層の分布状況、道路橋示方書V及び港湾基準に基づく液状化評価対象層の抽出結果を踏まえ、保守的に埋戻土及び砂礫層を抽出した。

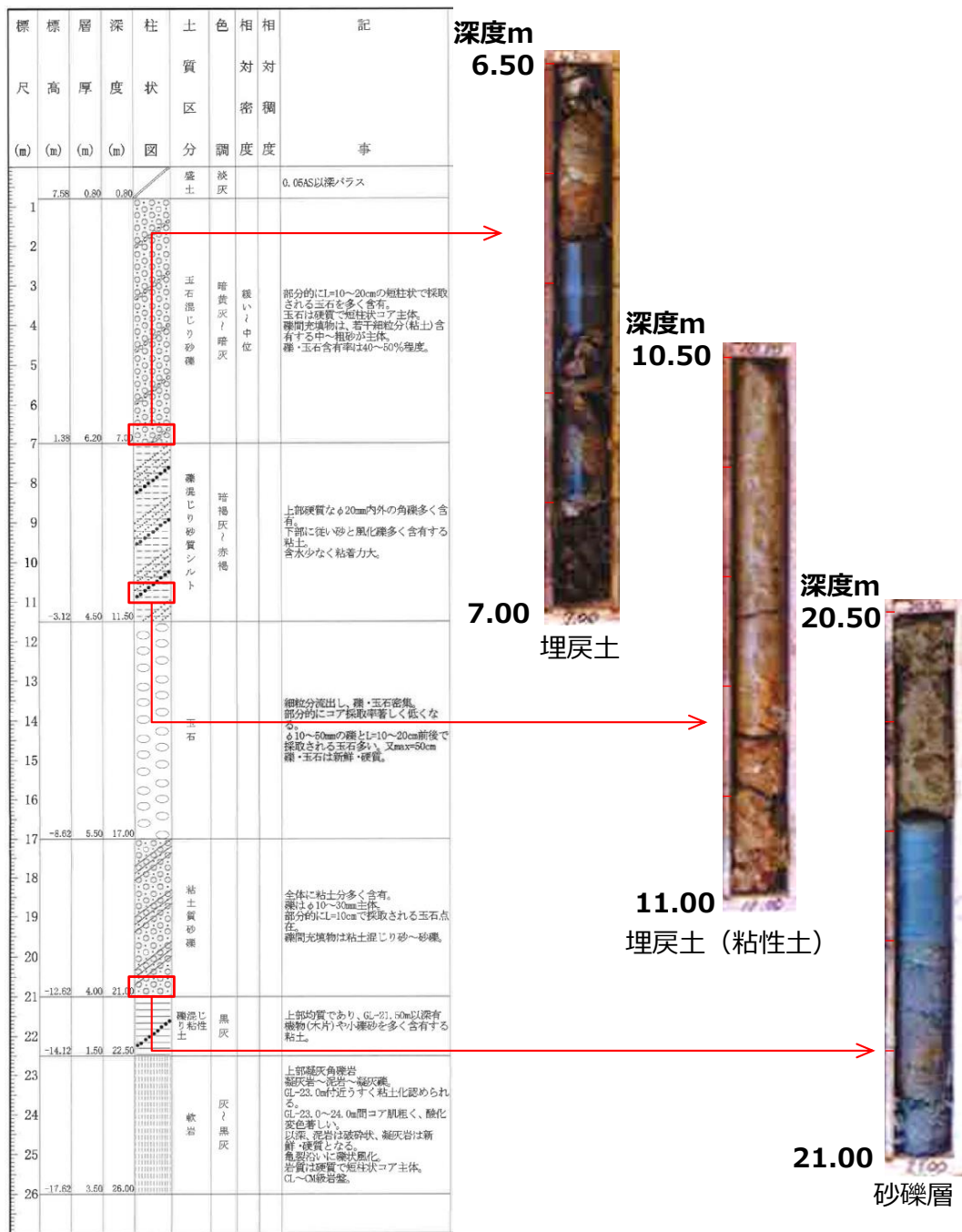


図 4.2-2 被覆層のボーリング柱状図



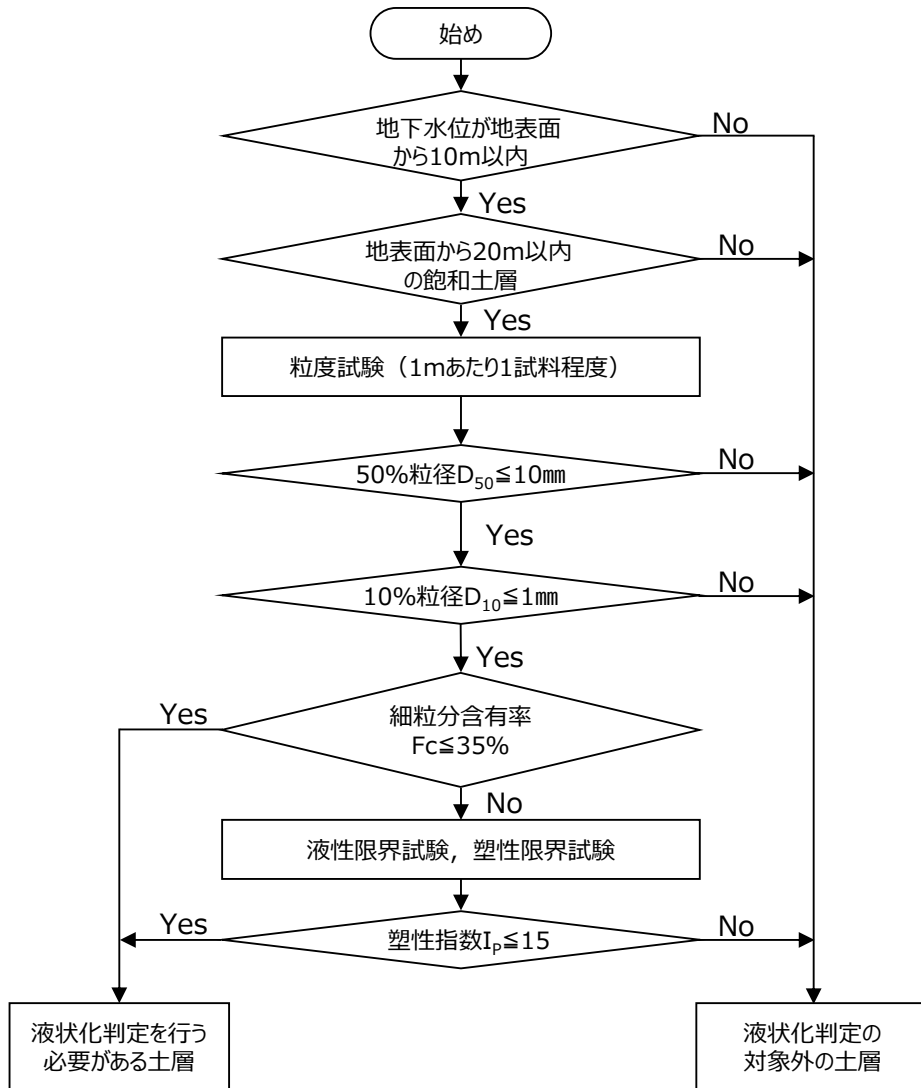


図 4.2-3 液状化評価の対象層の抽出フロー  
(道路橋示方書 V)

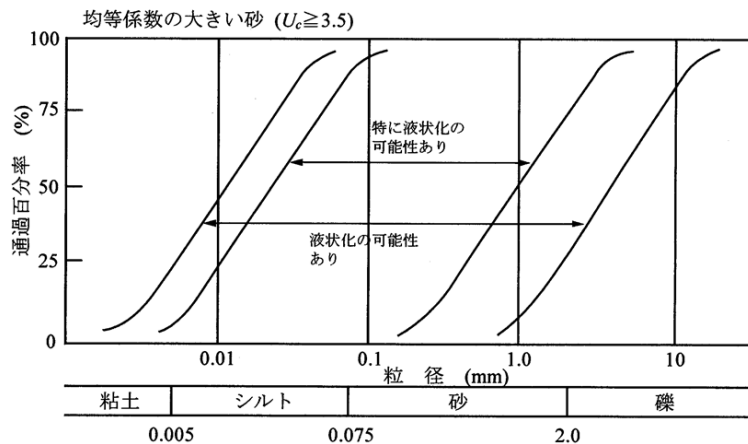
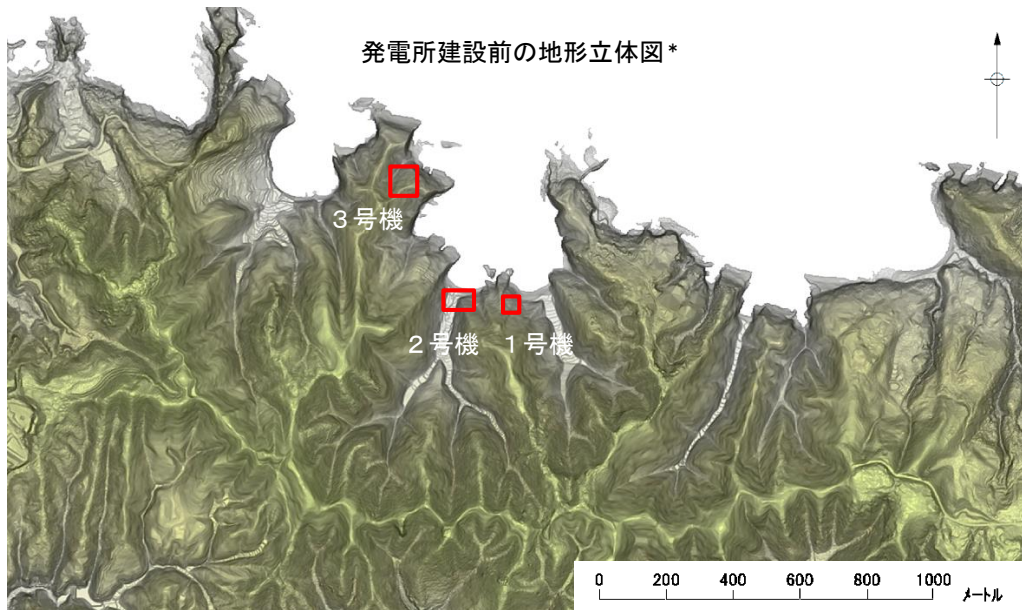


図 4.2-4 粒度による液状化判定 (港湾基準)



注記\* : 航空レーザー測量で取得した2mメッシュのD E Mデータに、空中写真により取得した旧地形のD E Mデータを合成して作成したもの

図 4.2-5 発電所建設前の地形立体図

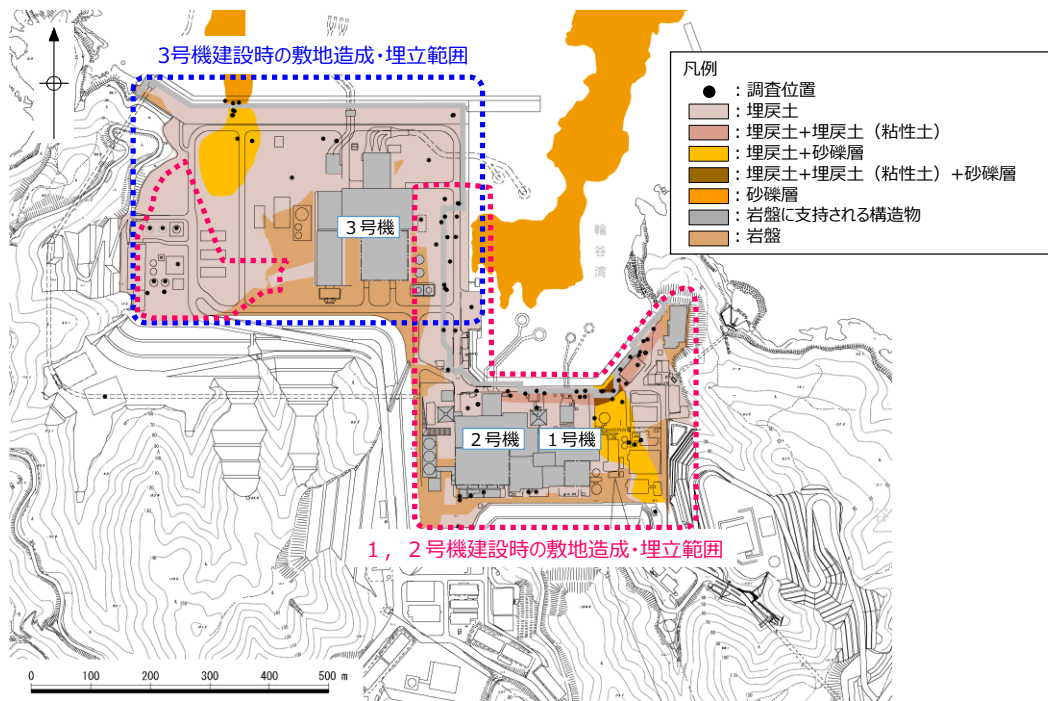
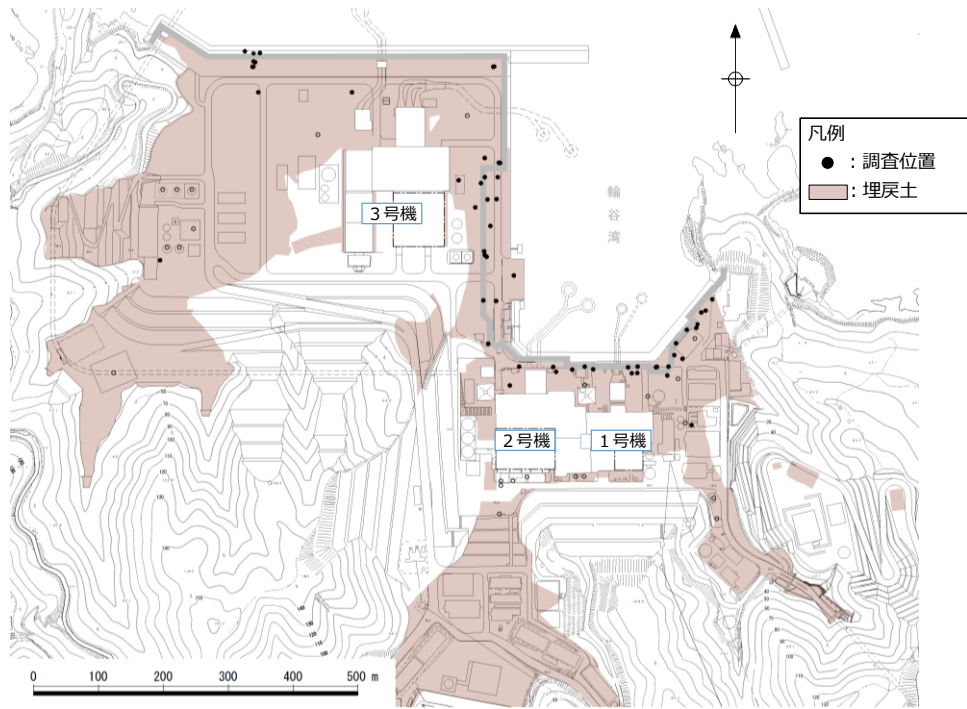
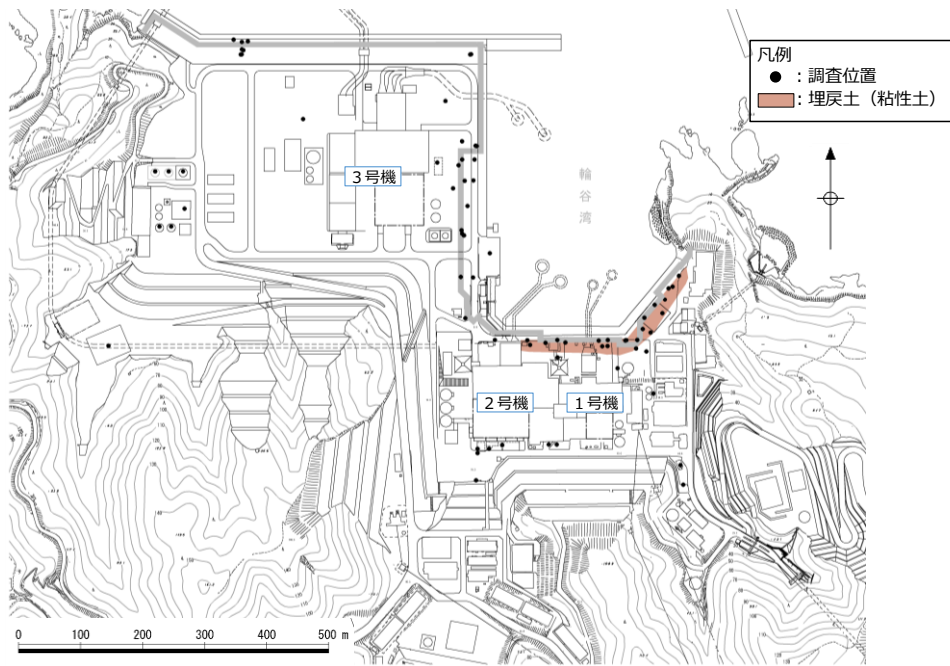


図 4.2-6 敷地の被覆層 (平面図)

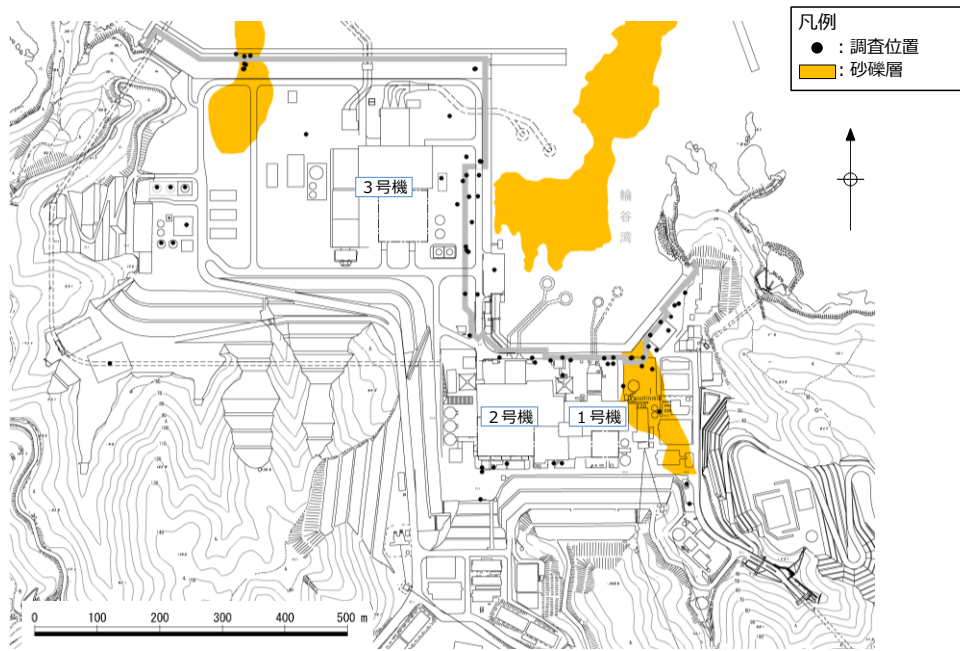


(a) 埋戻土



(b) 埋戻土（粘性土）

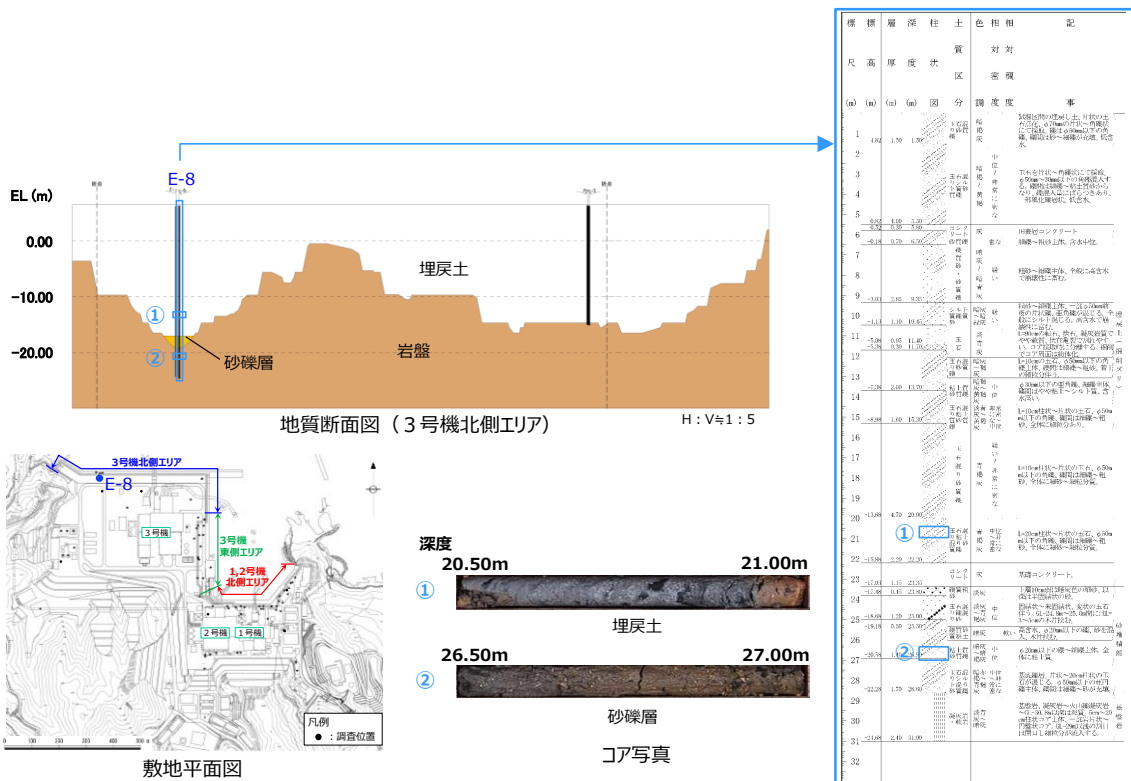
図 4.2-7 敷地の地層分布状況（平面図）



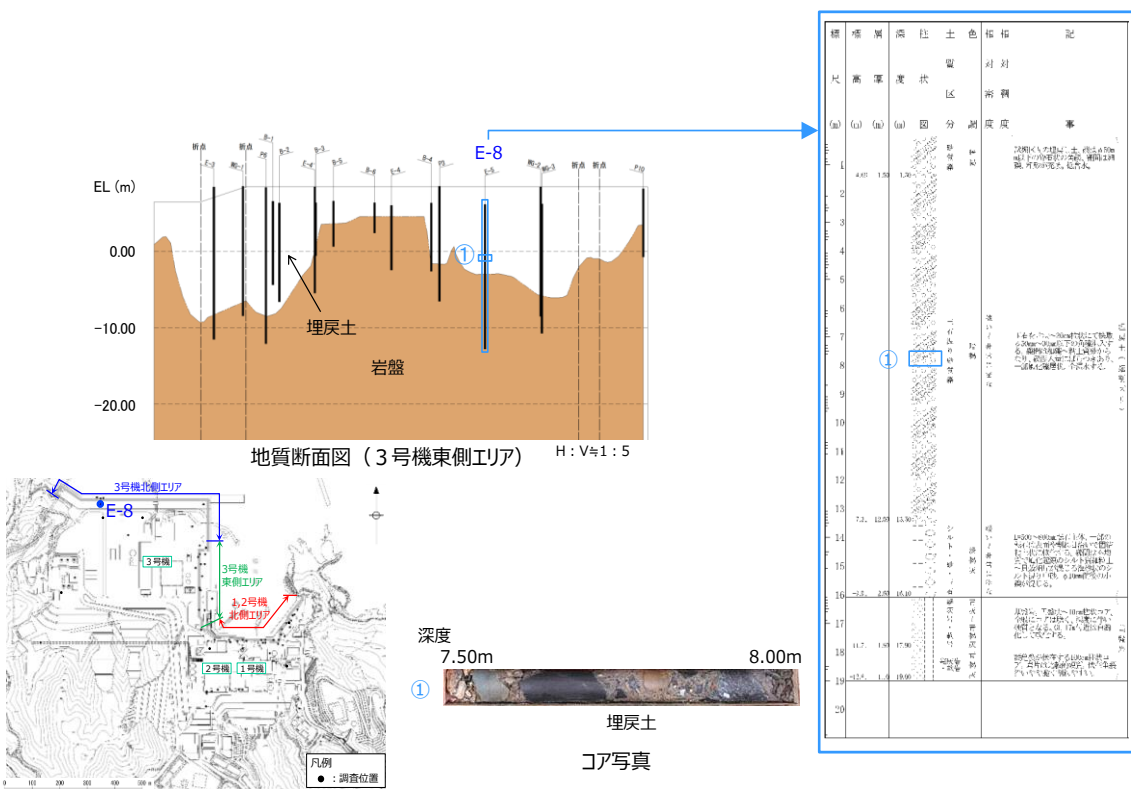
注：輪谷湾周辺の砂礫層分布（自社調査（H7））

(c) 砂礫層分布図

図 4.2-7 敷地の地層分布状況（平面図）

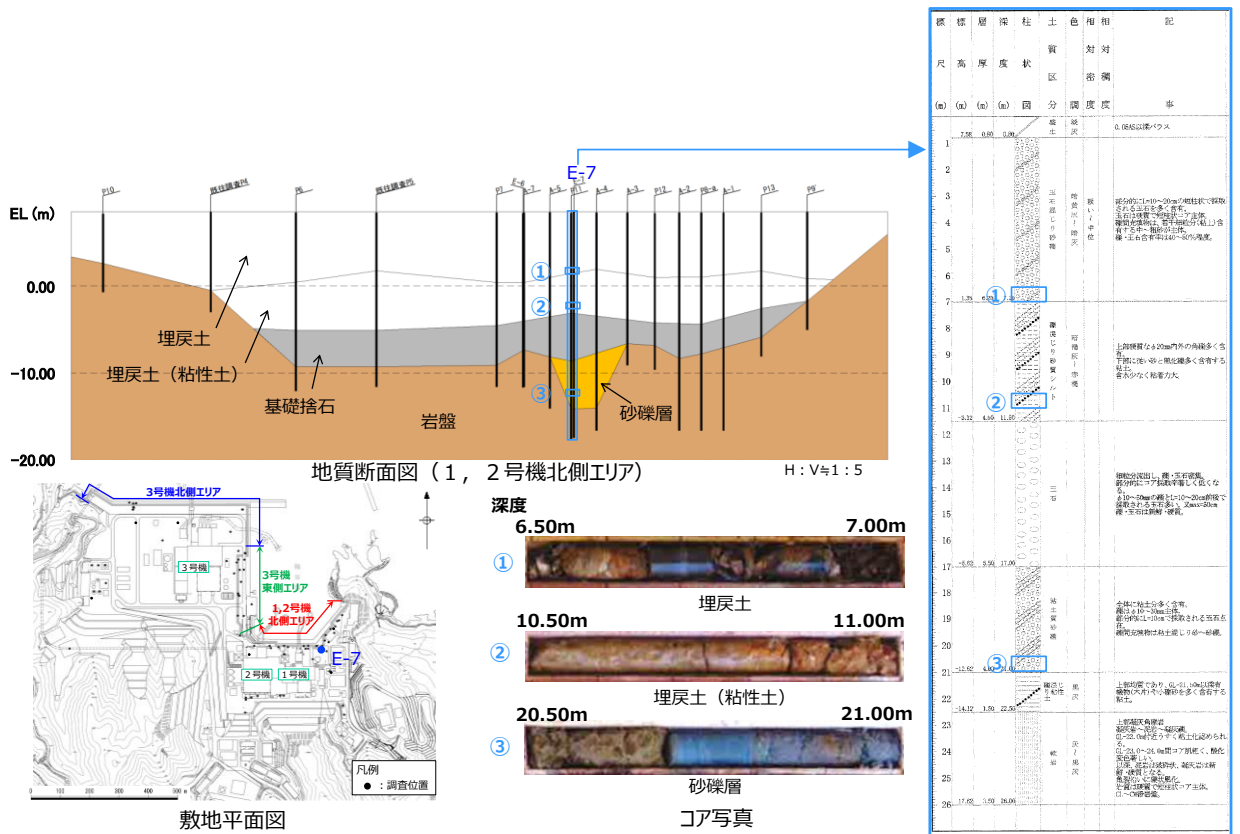


(a) 3号機北側エリア分布図

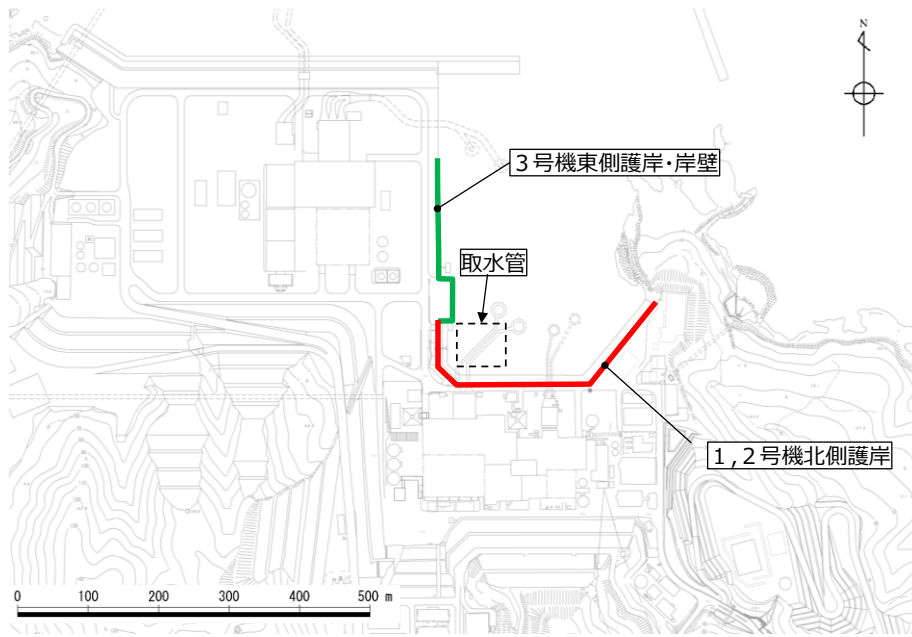


(b) 3号機東側エリア分布図

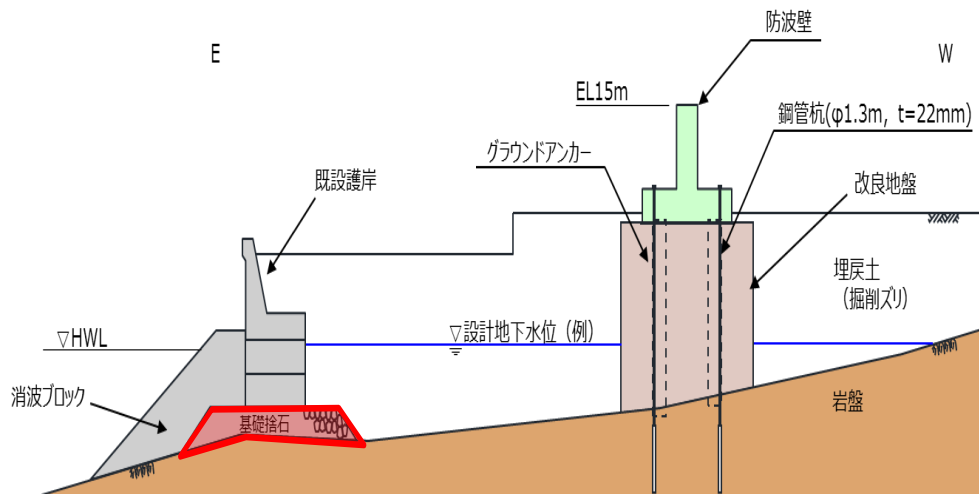
図 4.2-8 敷地の地層分布状況 (断面図)



(c) 1, 2号機北側エリア分布図  
 図 4.2-8 敷地の地層分布状況 (断面図)

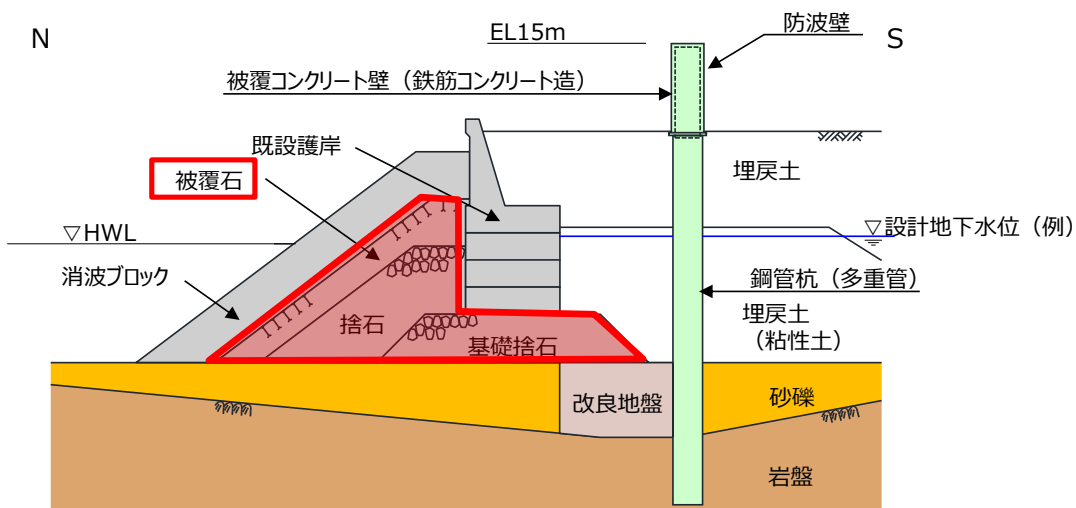


敷地平面図

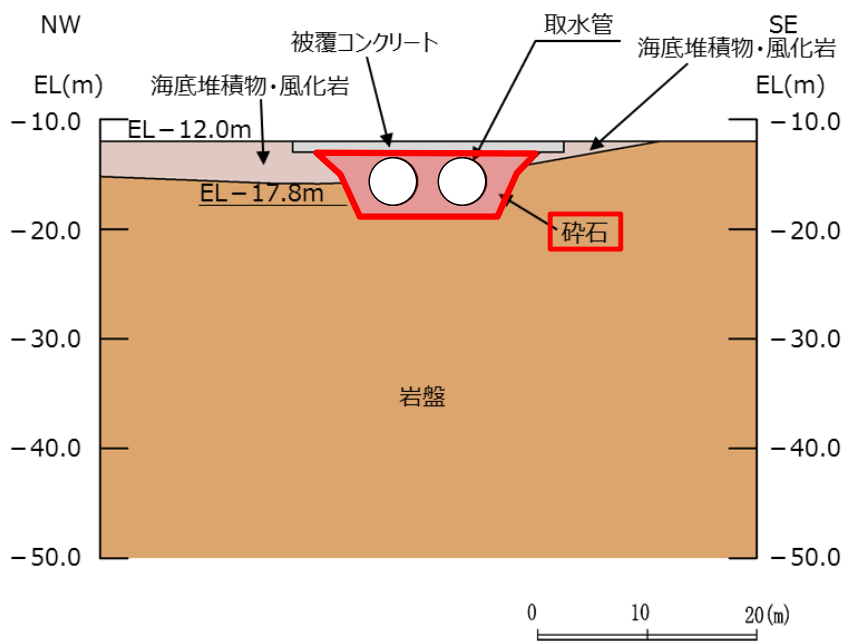


(a) 3号機東側護岸

図 4.2-9 購入地盤材料の使用箇所



(b) 1, 2号機北側護岸



(c) 取水管

図 4.2-9 購入地盤材料の使用箇所



表 4.2-11 地盤材料の液状化判定の要否 (EL 15m 以下)

地盤材料	規格	分布場所・使用場所	液状化判定の要否
埋戻土	—	・概ね全域に分布	粒径2mm未満の砂を含むため、道路橋示方書Vに基づき液状化判定を実施する。
埋戻土 (粘性土)	—	・1, 2号機北側護岸背面に分布	粘土質であるため対象外とする (土の液性限界・塑性限界試験 (JIS A 1205) 結果: $I_p=27.3$ )。
砂礫層 (崖錐・海底堆積物)	—	・1号機東側に局所的に分布 ・3号機北側に局所的に分布 ・輪谷湾内に分布	粒径2mm未満の砂を含むため、道路橋示方書Vに基づき液状化判定を実施する。
碎石	20~80mm (底部のみ5~20mm)	・取水管	粒径の大きい地盤材料であるため港湾基準の「液状化の可能性あり」の範囲外であること、十分な透水性を有することから、対象外とする。
基礎捨石	200~250mm程度 (30kg/個以上)	・1, 2号機北側護岸 ・3号機東側護岸・岸壁	粒径の大きい地盤材料であるため港湾基準の「液状化の可能性あり」の範囲外であること、十分な透水性を有することから、対象外とする。
被覆石	700~800mm程度 (1.5t/個)	・1, 2号機北側護岸	粒径の大きい地盤材料であるため港湾基準の「液状化の可能性あり」の範囲外であること、十分な透水性を有することから、対象外とする。

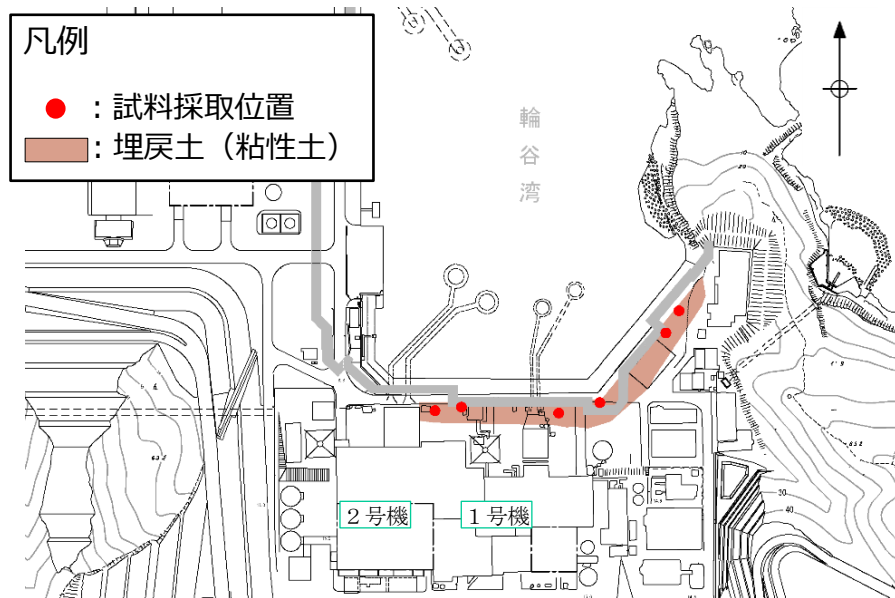
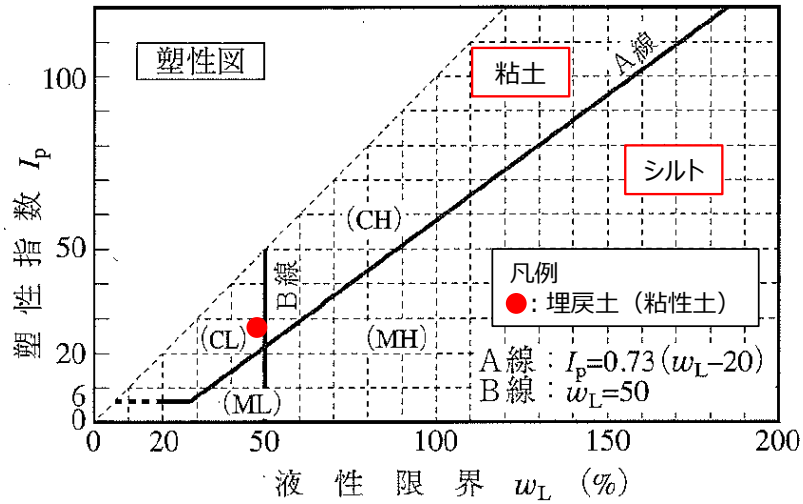


図 4.2-10 埋戻土 (粘性土) の分布状況及び試料採取位置



図 4.2-11 採取した埋戻土 (粘性土)

	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



注: 地盤工学会, H22: 土質試験 基本と手引きに加筆

図 4.2-12 塑性図による粘性土の分類

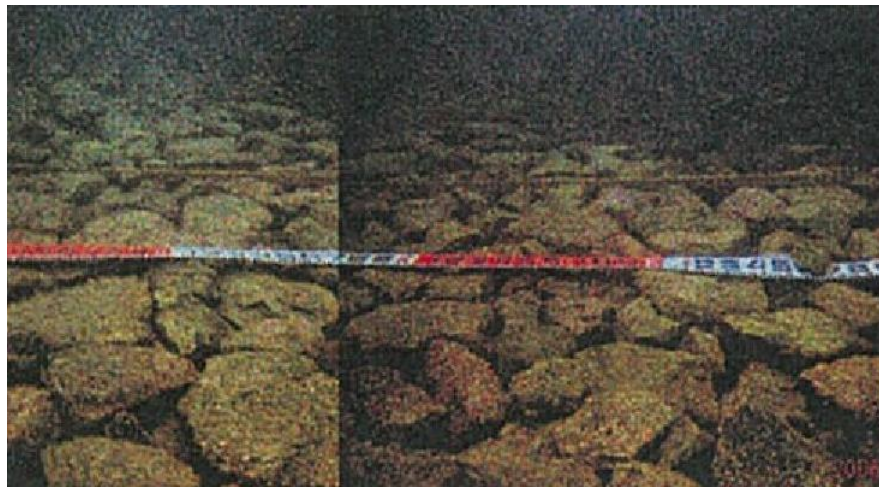


図 4.2-13 基礎捨石の設置状況 (防波堤)



被覆石の寸法（1，2号機北側護岸）



被覆石の設置状況（1，2号機北側護岸）

図 4.2-14 被覆石の寸法及び設置状況の写真

地層名	50%粒径 (平均) (mm)	10%粒径 (平均) (mm)	細粒分含有率 (平均) (%)
埋戻土	16.5	-	-
砂礫層	9.1	0.0651	15.6

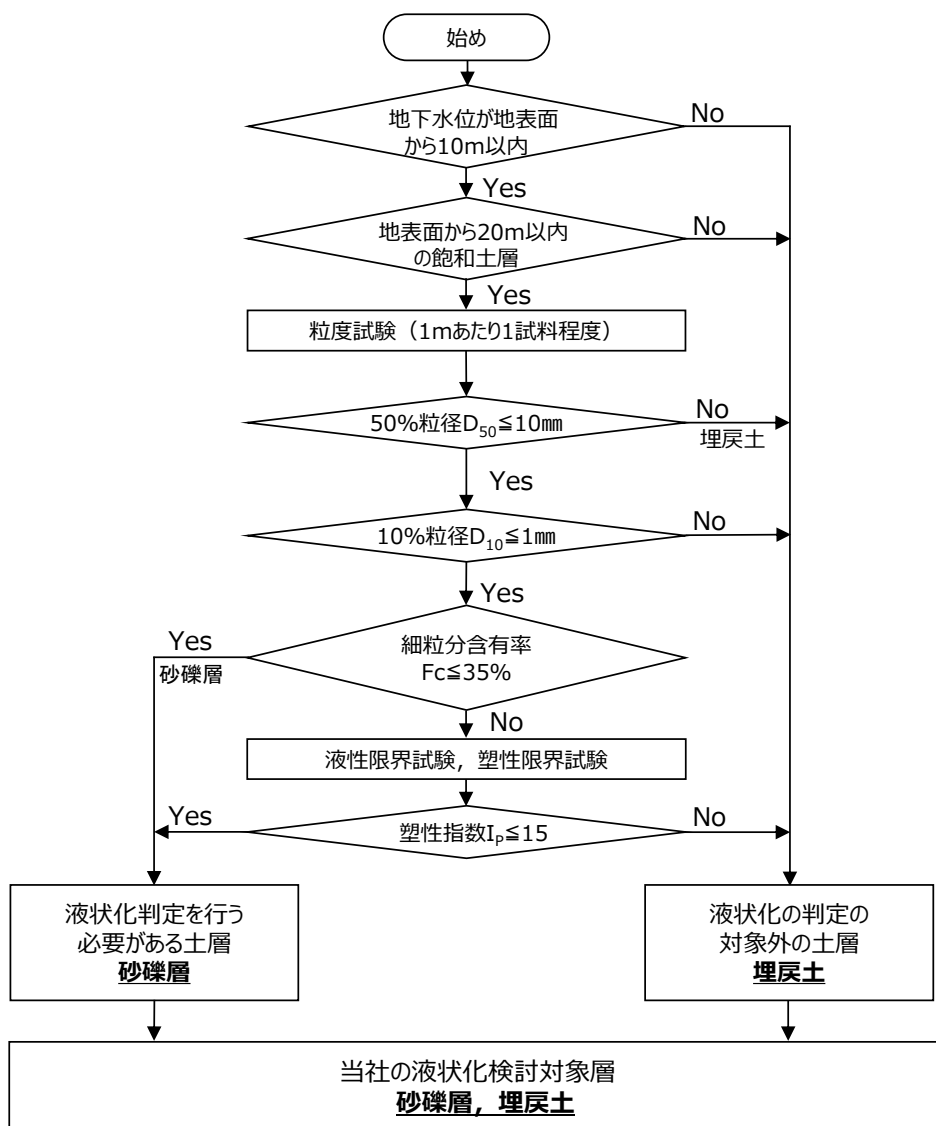
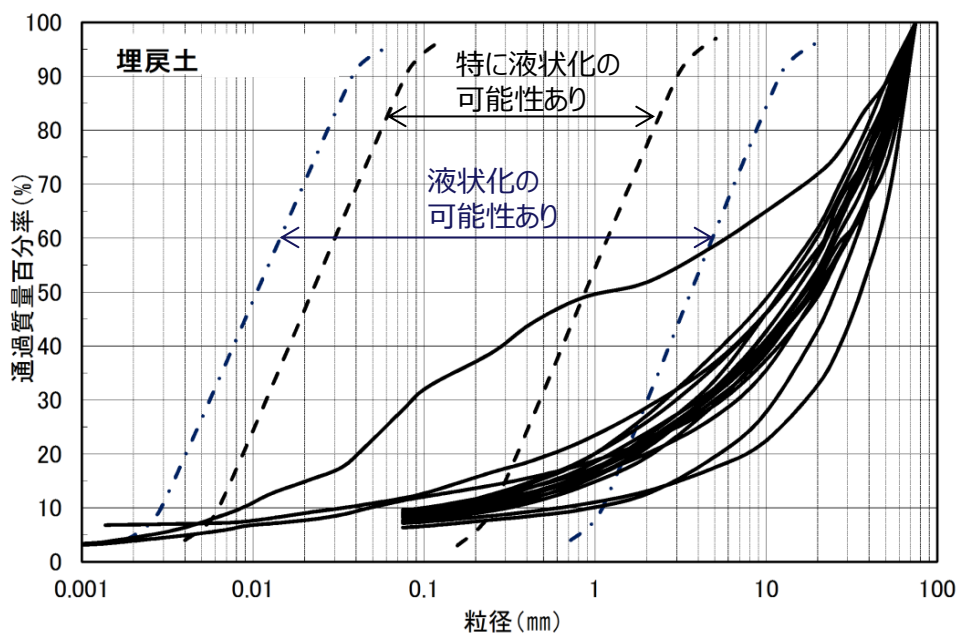
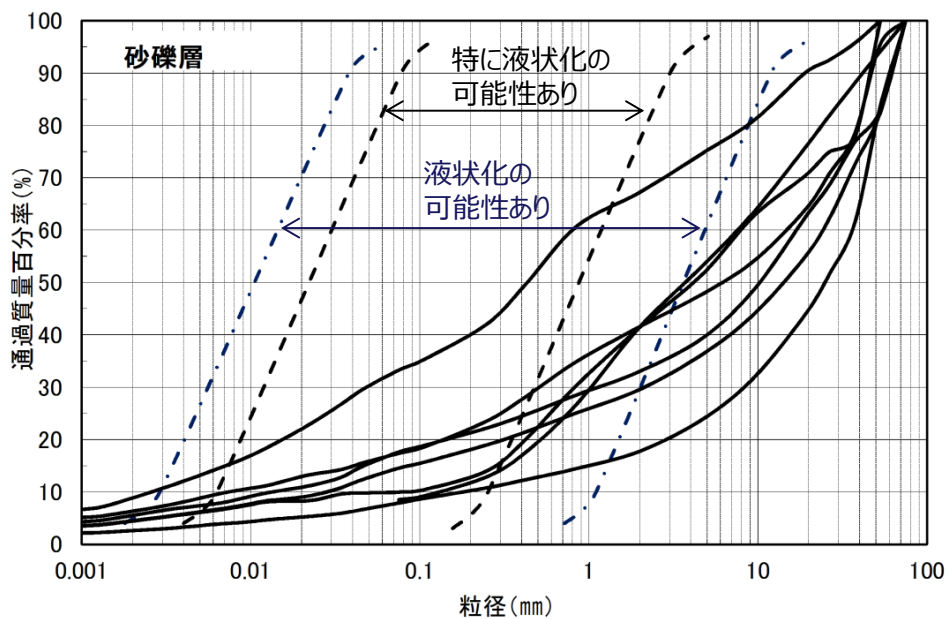


図 4.2-15 道路橋示方書 V に基づく抽出結果



埋戻土の粒度による液状化判定



砂礫層の粒度による液状化判定

図 4.2-16 港湾基準に基づく抽出結果

(3) 液状化強度試験試料採取位置とその代表性

a. 液状化強度試験試料の採取方法

ロータリー式三重管サンプラーに加えて、液状化強度試験データ数を確実に増やす観点から、表層試料採取により液状化強度試験試料を採取した。

b. 液状化強度試験試料採取位置とその代表性

図 4.2-17 に敷地内の試料採取地点位置図を示す。

敷地内の液状化評価対象層として、埋戻土及び砂礫層の分布状況から以下のとおり地点を選定し、試料を採取して液状化強度試験を実施する。

埋戻土は 3 号機西側から 1, 2 号機東側に広く分布している。このうち、地下水位以下で埋戻土が厚く分布している護岸法線に沿った地点を広範囲に選定し、ロータリー式三重管サンプラーにより試料採取した (E-2 ~ E-8)。なお、埋戻土に対する液状化強度試験の位置及びデータ数について、代表性・網羅性の確保及び保守的な液状化強度の設定の観点から、ロータリー式三重管サンプラーにより液状化強度試験データが得られていない位置を選定し、表層試料採取を追加実施した (A ~ E)。

砂礫層は局所的に分布していることから、分布箇所である 3 号機北側西端及び 1, 2 号機北側東端の地点を選定し、ロータリー式三重管サンプラーにより試料採取した (E-1, E-7, E-8)。

ロータリー式三重管サンプラーにより、地表から岩盤まで不攪乱試料の採取を実施した。供試体作製が可能な試料 (巨礫の有無, 必要高さ, 自立性等) を確認し、液状化強度試験を実施した。

併せて、近傍においてボーリング調査を実施し、標準貫入試験及び粒度試験用の試料採取を実施した。ロータリー式三重管サンプラーによる液状化強度試験実施箇所を図 4.2-18 に示す。

液状化強度試験箇所のボーリング柱状図・コア写真について、参考資料 14 に示す。

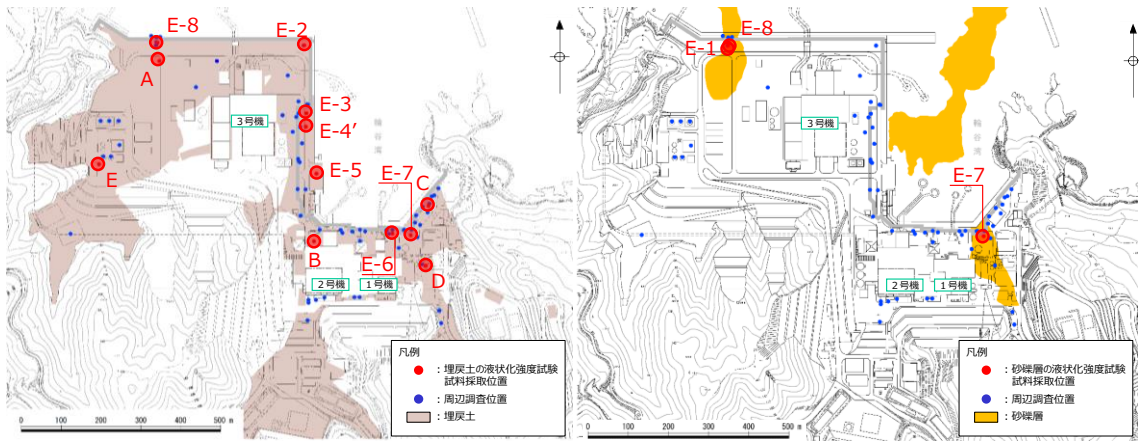
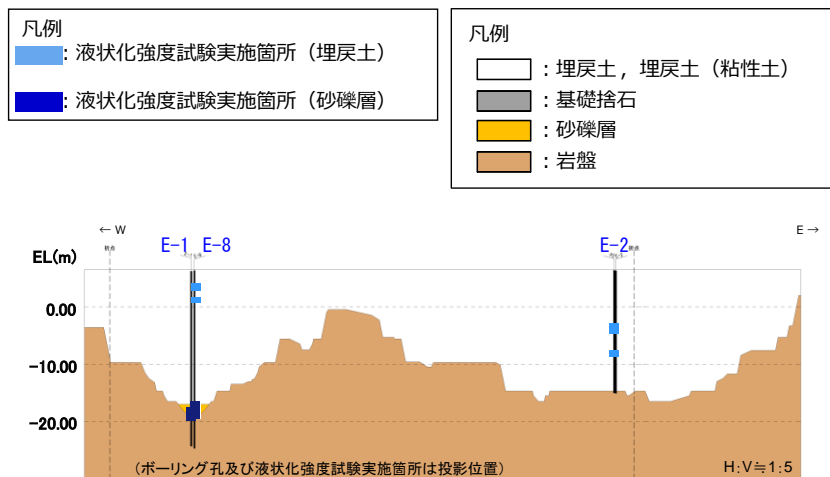
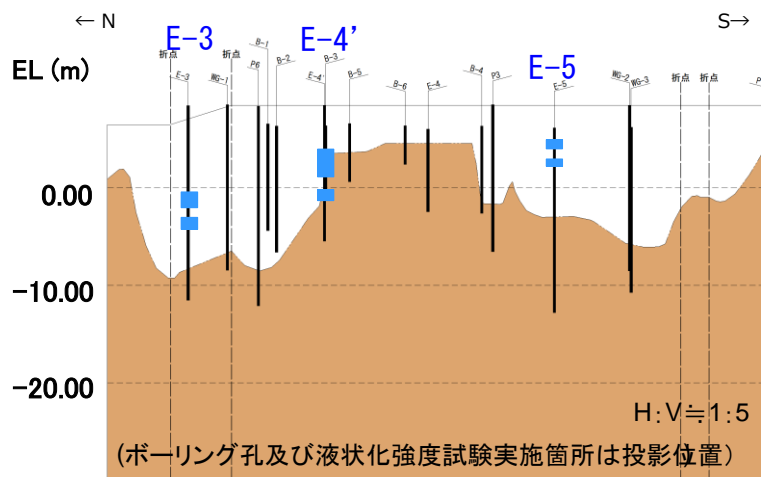


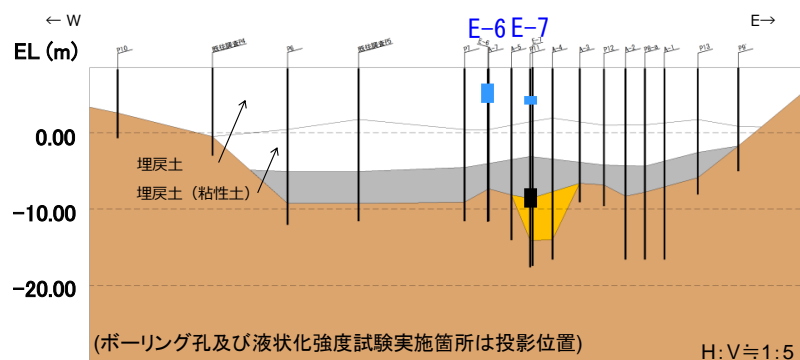
図 4.2-17 液状化強度試験試料採取地点位置図



(a) 3号機北側エリア



(b) 3号機東側エリア



(c) 1, 2号機北側エリア

図 4.2-18 ロータリー式三重管サンプラーによる液状化強度試験実施箇所



敷地の被覆層（埋戻土）は敷地造成において発生した岩砕を主体とする材料により埋戻した人工地盤であることから、埋戻土の粒径加積曲線となるように粒度調整を行い、敷地の埋立工事における施工管理基準値となるよう密度調整を行うことにより、人工地盤である敷地の被覆層（埋戻土）を再現した供試体を作製する。図 4.2-19 に表層採取試料による供試体作成方法を示す。

路盤材以深の埋戻土を対象として表層試料採取を実施した（A～E 地点）。表層試料採取による液状化強度試験実施箇所を図 4.2-20 に示す。また、表層試料採取にあたり、巨礫を除いて採取した。図 4.2-21 に表層試料採取状況及び巨礫の例を示す。

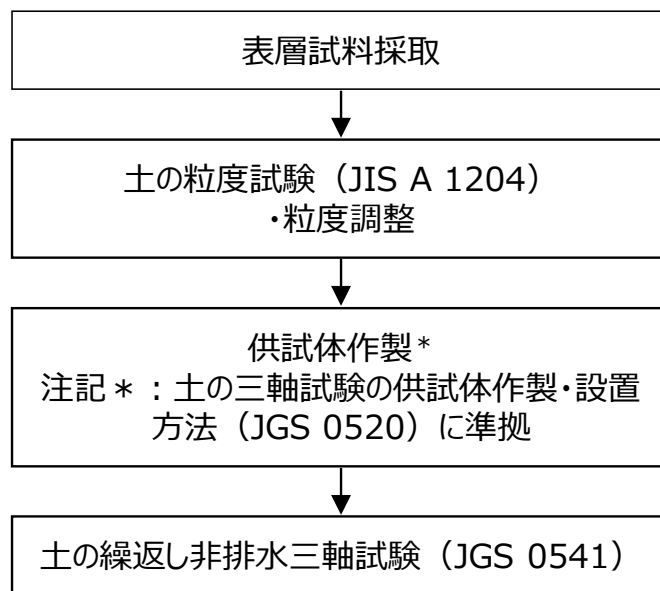


図 4.2-19 表層採取試料による供試体作成方法

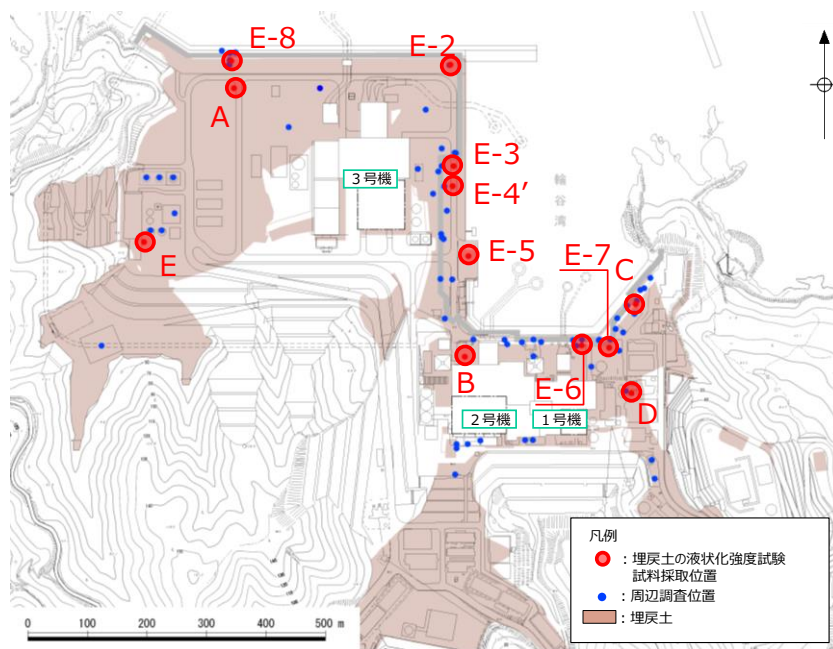


図 4.2-20 表層採取試料による液状化強度試験実施個所



表層採取試料状況 (A地点)

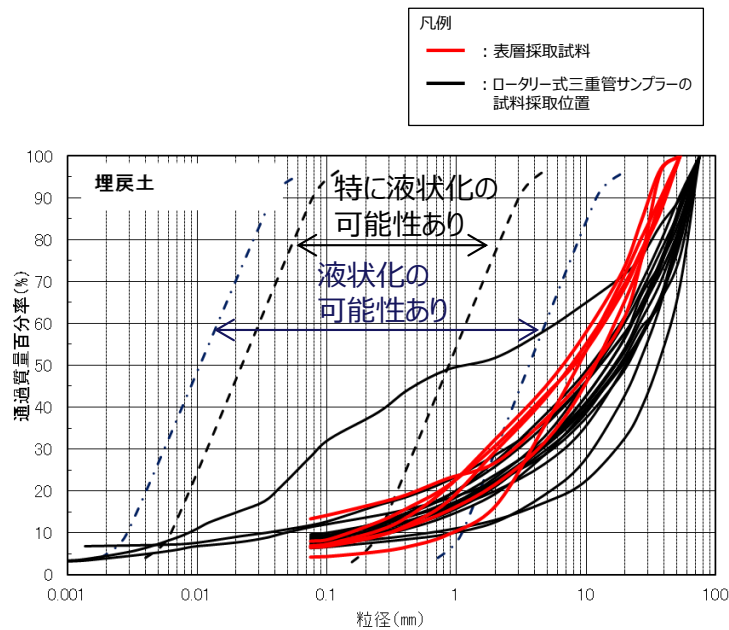


巨礫の例

図 4.2-21 表層試料採取状況及び巨礫の例

ロータリー式三重管サンプラーの試料採取位置の粒径加積曲線と同等になるよう、最大粒径 53mm として表層採取試料の粒度調整を実施した。粒度調整後の表層採取試料の粒径加積曲線及び細粒分含有率を図 4.2-22 に示す。

表層採取試料の細粒分含有率の平均値は、ロータリー式三重管サンプラーの試料採取位置の細粒分含有率の平均値及び平均値-1 $\sigma$  値の範囲内である。土の三軸試験の供試体作製・設置方法 (JGS 0520) に基づき、表層採取試料による供試体を作製した。



表層採取試料の細粒分含有率

	細粒分含有率 (%)
A	6.6/6.5
B	13.3
C	4.2
D	8.0
E	6.9
平均値	7.6

ロータリー式三重管サンプラーの試料採取位置の細粒分含有率

	細粒分含有率 (%)
平均値	9.8
平均値- $\sigma$	4.7

図 4.2-22 表層採取試料とロータリー式三重管サンプラーの試料採取位置の粒径加積曲線及び細粒分含有率

3号機建設時の敷地の埋戻しに当たり、大型締固め試験により乾燥密度 $\rho_d$ を算出した（締固めエネルギー $1.0E_c$ 、乾燥密度 $\rho_d=1.874\text{g/cm}^3$ ）。乾燥密度 $\rho_d=1.874\text{g/cm}^3$ を踏まえ、礫補正後乾燥密度 $\rho_d'=1.95\text{g/cm}^3$ を算出し、施工管理基準値とした。図4.2-23に締固めエネルギーと乾燥密度の関係図を示す。

礫補正後乾燥密度とは、粒径53mm以下の材料を対象に実施した大型締固め試験結果に対し、53mm以上の礫を含む実際の埋戻土の乾燥密度を算出するための補正である。したがって、表層採取試料の最大粒径は53mmであることから、表層採取試料による供試体作製に当たっては、乾燥密度 $\rho_d=1.874\text{g/cm}^3$ を目標値とした。

供試体作製は、土の三軸試験の供試体作製・設置方法（JGS 0520）に準拠して実施した。試料を5層に分けてモールド（直径100mm）に入れ、静的締固め法により作製した。

以上の方法により表層採取試料による供試体を作製し、土の繰返し非排水三軸試験方法（JGS 0541）を実施した。

表4.2-12に表層採取試料による供試体の乾燥密度を示す。

締固めエネルギー ( $E_c$ )	0.5	1.0	2.0	3.0	5.0
乾燥密度 $\rho_d$ ( $\text{g/cm}^3$ )	1.801	1.874	1.933	1.974	2.013

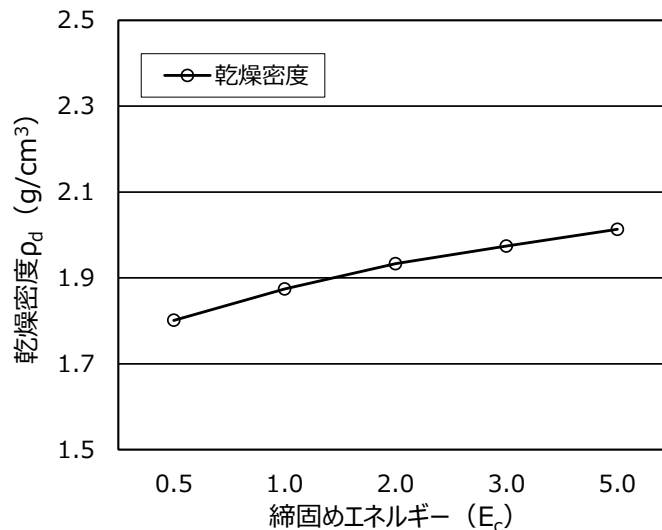


図4.2-23 締固めエネルギーと乾燥密度の関係図

表 4.2-12 表層採取試料による供試体の乾燥密度

	乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )		乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )
A①	1.866	C②	1.873
A②	1.877	C③	1.873
B①	1.868	C④	1.877
B②	1.871	D①	1.872
C①	1.875	E①	1.875

c. 液状化強度試験試料採取位置の代表性確認

液状化強度試験試料採取位置の代表性確認を目的に、液状化強度試験試料採取位置と周辺調査位置を含めた敷地全体との比較、検討を行った。比較する指標としては、N値、細粒分含有率を選定する。表 4.2-13 に各基準類における液状化強度比  $R_L$  と基本物性の相関性を示す。

N値は、各基準類の液状化判定における液状化強度比  $R_L$  の算定式がいずれもN値をパラメータとした式であり、また、有効応力解析 (FLIP) の簡易設定法にN値がパラメータとして用いられており、液状化強度比  $R_L$  との相関が最も高いと考えられることから、指標として選定する。

細粒分含有率は、各基準類の液状化判定における液状化強度比  $R_L$  の算定式において、液状化強度比  $R_L$  を補正するパラメータとして用いられており、液状化強度比  $R_L$  との相関が高いと考えられることから、指標として選定する。

各基準における設計で設定する地盤物性値のばらつきに対する考え方は、「地盤工学会基準 JGS 4001：性能設計概念に基づいた基礎構造物等に関する設計原則 (2006)」や「港湾基準」，「道路橋示方書V」によると、平均値を原則とし、ばらつきを考慮する場合は変動係数等などに応じて設定するという考え方が示されている。

液状化強度試験試料採取位置と周辺調査位置を含めた敷地全体とのN値等の比較に際しては、各基準における地盤物性値のばらつきに対する考え方を参考に、「平均値」及び平均値から標準偏差  $\sigma$  を減じた「平均値- $1\sigma$  (以下「 $-1\sigma$  値」という)」について整理した。表 4.2-14 に各基準類における地盤物性値のばらつきに対する考え方を示す。

液状化強度試験を実施した箇所のうち、埋戻土及び砂礫層の液状化強度試験試料採取位置と周辺調査位置を含めた敷地全体や防波壁近傍におけるN値や物理特性 (細粒分含有率) の比較を行い、代表性を確認した。図 4.2-24 に各土層の基本物性の比較結果を示す。なお、各種試験は、JISに基づき実施した。

E-2～E-8地点の埋戻土は、敷地全体と比べて、N値及び細粒分含有率ともに、液状化強度試験試料採取位置の平均値及び $-1\sigma$ 値が、敷地全体のばらつき（ $\pm 1\sigma$ ）の範囲内であることから、液状化強度試験試料採取位置は代表性を有していると評価した。また、埋戻土は敷地全体に分布するため、場所によって埋戻土の性状が異なる懸念があることから、敷地の広範囲にわたって設置された防波壁に着目して、液状化強度試験試料採取位置と3つの構造形式の防波壁近傍の基本物性を比較したところ、N値及び細粒分含有率ともに、液状化強度試験試料採取位置の平均値が、防波壁近傍のばらつき（ $\pm 1\sigma$ ）の範囲内であることから、液状化強度試験試料採取位置は代表性を有していると評価した。

E-1, E-7, E-8地点の砂礫層の細粒分含有率は、液状化強度試験試料採取位置の平均値及び $-1\sigma$ 値が、敷地全体のばらつき（ $\pm 1\sigma$ ）の範囲内であった。また、N値は、液状化強度試験試料採取位置の平均値は敷地全体のばらつき（ $\pm 1\sigma$ ）の範囲内であり、液状化強度試験試料採取位置の $-1\sigma$ 値は敷地全体のばらつき（ $\pm 1\sigma$ ）の範囲から僅かに外れているもののおおむね一致していることから、液状化強度試験試料採取位置は代表性を有していると評価した。なお、砂礫層は敷地の局所的な範囲で確認されており、液状化強度試験試料採取位置と敷地全体の調査位置とは近接している。

表 4.2-13 各基準類における液状化強度比  $R_L$  と  
基本物性の相関性

基準類名	液状化強度比 $R_L$ の算定に用いる主物性	液状化強度比 $R_L$ の補正に用いる物性
道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 日本道路協会, H24 (下水道施設の耐震対策指針と解説, 日本下水道協会, H18) (河川砂防技術基準(案)同解説 設計編, 日本河川協会編, H9) (高圧ガス設備等耐震設計指針, 高圧ガス保安協会, H12)	N値 (有効上載圧を考慮した補正を行う)	細粒分含有率 $F_c$
港湾の施設の耐震設計に係る当面の措置(その2), 日本港湾協会, H19 (部分改訂, H24)		細粒分含有率 $F_c$
建築基礎構造設計指針, 日本建築学会, H13 (水道施設耐震工法指針・同解説, 日本水道協会, H9)		細粒分含有率 $F_c$
鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, (財)鉄道総合技術研究所, H24		細粒分含有率 $F_c$ 平均粒径 $D_{50}$
港湾の施設の技術上の基準・同解説, 日本港湾協会, H19		細粒分含有率 $F_c$
埋立地の液状化対策ハンドブック(改訂版), 運輸省港湾局監修, H9		細粒分含有率 $F_c$

表 4.2-14 各基準類における地盤物性値のばらつきに対する考え方

基準類名	地盤物性値のばらつきに対する考え方
地盤工学会基準 JGS4001	<ul style="list-style-type: none"> <li>設計に用いる「特性値」の決定にあたっては、過去の経験にもとづき、地盤パラメータのばらつきや単純化したモデルの適用性に十分留意しなければならない。</li> <li>この特性値は、原則として導出値の平均値(期待値)である。この平均値は単なる機械的な平均値ではなく、統計的な平均値の推定誤差を勘案したものでなければならない。</li> <li>特性値を示すにあたっては、地盤の特性を記述するために、特性値に加えて、導出値のばらつきの指標(たとえば標準誤差や変動係数)を含めることが望ましい。</li> </ul>
港湾基準	<ul style="list-style-type: none"> <li>性能照査に用いる地盤定数の設計用値は、原則として地盤工学会基準JGS4001に基づき、推定する。</li> <li>地盤定数の代表値である特性値は、データ数が十分かつ導出値のばらつきが小さい場合には、原則として導出値の平均値をもって算定することができる。ただし、データ数が不足している場合(10個未満)及び導出値のばらつきが大きい場合には、導出値の平均値を補正した上で、特性値を設定する必要がある。</li> <li>特性値は、導出値のばらつきに関する補正係数<math>b_1</math>を標準偏差として定義される変動係数に応じて設定することにする。</li> </ul>
道路橋示方書	<ul style="list-style-type: none"> <li>地盤は複雑でばらつきの大きい材料であるが、設計に用いる地盤定数は、基礎に作用する荷重に対して、その条件下で最も高い確率で起こり得る基礎の挙動を推定するものである。したがって、地盤定数は、計算式の精度や特性を考慮したうえで、当該地盤の平均的な値と考えられるものを求めることが原則である。</li> <li>自然地盤から得られる計測データは多様で、しかもばらつくのがふつうである。データのばらつきだけでなく、データ数を合理的に評価して設計に用いる地盤定数を定める必要がある。</li> </ul>

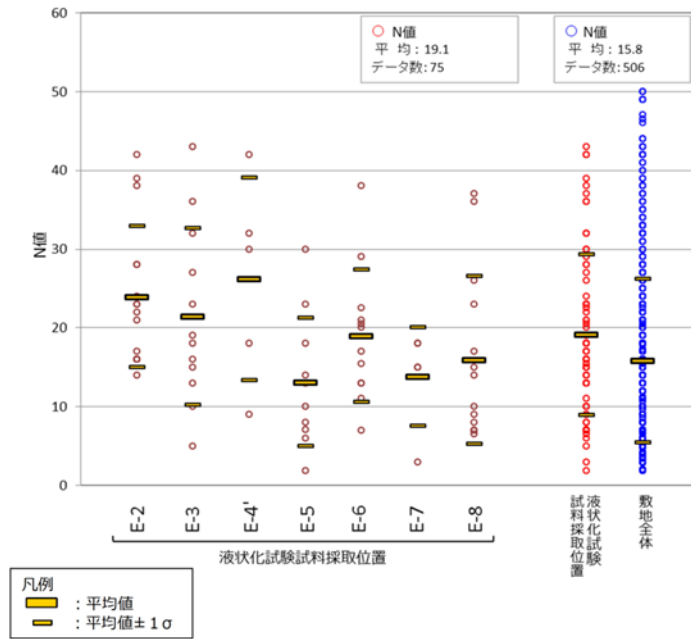


図 4.2-24(1) 埋戻土の液化化強度試験試料採取位置と敷地全体の基本物性比較 (N 値)

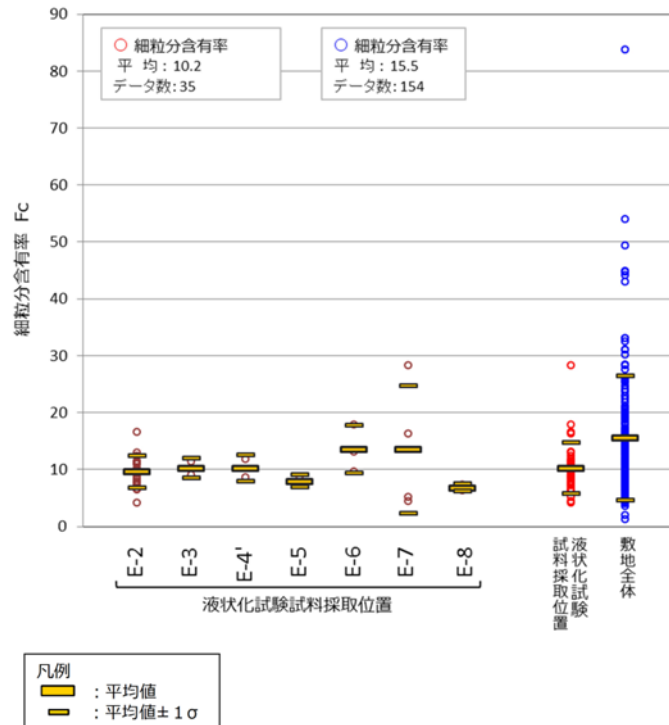


図 4.2-24(2) 埋戻土の液化化強度試験試料採取位置と敷地全体の基本物性比較 (細粒分含有率)



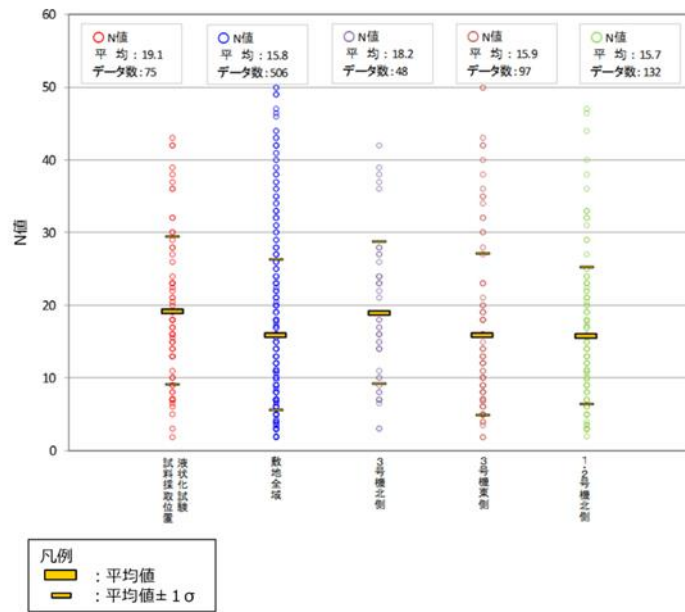


図 4.2-24(3) 埋戻土の液状化強度試験試料採取位置と防波壁近傍の基本物性比較 (N 値)

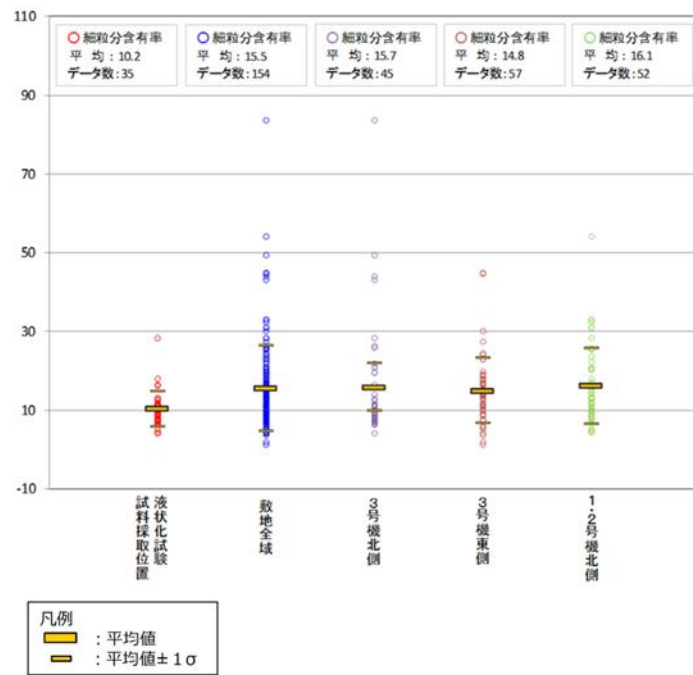


図 4.2-24(4) 埋戻土の液状化強度試験試料採取位置と防波壁近傍の基本物性比較 (細粒分含有率)

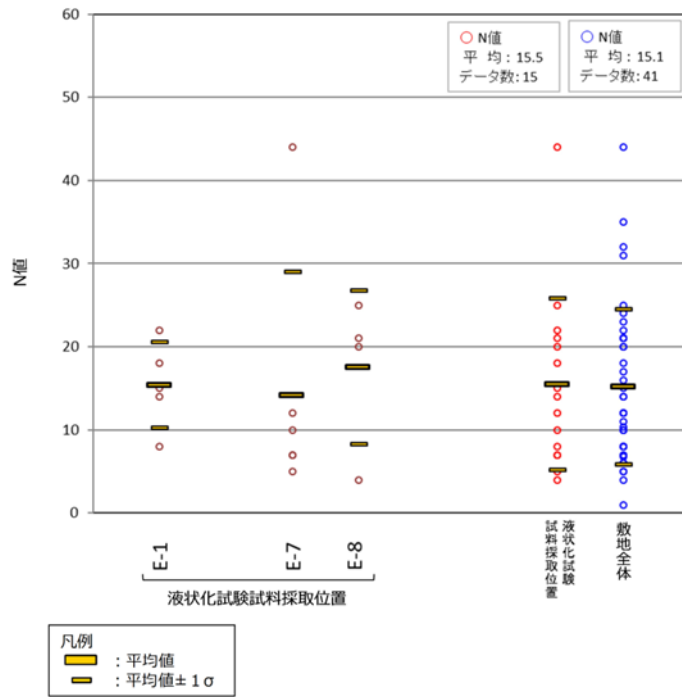


図 4.2-24(5) 砂礫層の液状化強度試験試料採取位置と敷地全体の基本物性比較 (N 値)

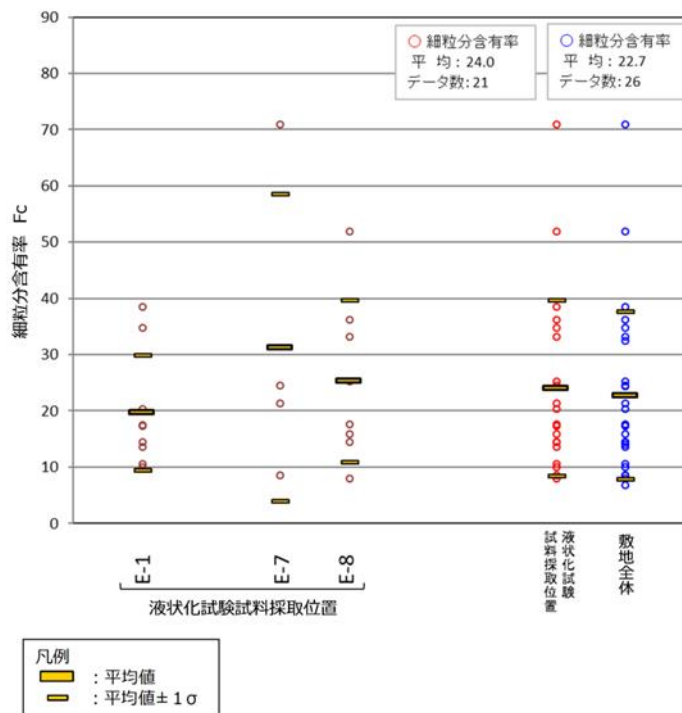


図 4.2-24(6) 砂礫層の液状化強度試験試料採取位置と敷地全体の基本物性比較 (細粒分含有率)

(4) 液状化強度試験結果と液状化強度特性の設定

a. 液状化強度試験方法

地盤工学会では、地盤の液状化強度特性を求めるための繰返し非排水三軸試験方法（JGS 0541）（地盤工学会，H21）が規定されている。実務的には、地盤の液状化強度特性を求める試験方法として、繰返し非排水三軸試験のほかに、中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験等が用いられる。（安田，H3）

図 4.2-25 に一般的な液状化強度試験方法の例を、図 4.2-26 に液状化強度試験結果の例を示す。

繰返し非排水三軸試験では、等方に拘束圧をかけた状態で軸方向に外力を繰返し与えて液状化させるので、圧縮側と引張側で応力経路やひずみの生じ方が異なる。一方、繰返しねじりせん断試験では、円周方向に回転させるように外力を加える。原地盤の拘束圧に近い異方応力状態での試験も可能である。また、応力経路も原地盤に近い挙動となる。

ただし、実務では装置や操作が比較的容易であり、実績の多い繰返し非排水三軸試験が用いられることが多い。また、繰返しねじりせん断試験では中空の円筒状の供試体を用いるので、粒径が大きい試料には適用が困難である。

以上を踏まえ、埋戻土及び砂礫層を対象とした液状化強度試験を実施するに当たり、繰返し非排水三軸試験を採用した。

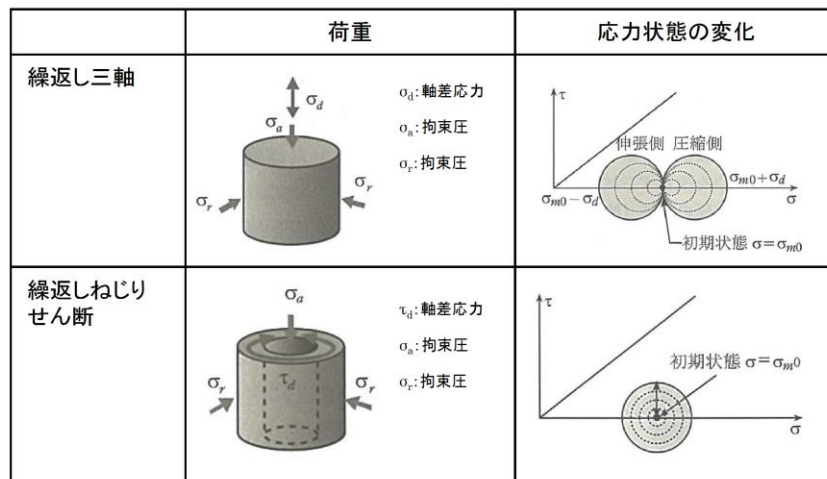


図 4.2-25 一般的な液状化強度試験方法の例（吉田，H22）

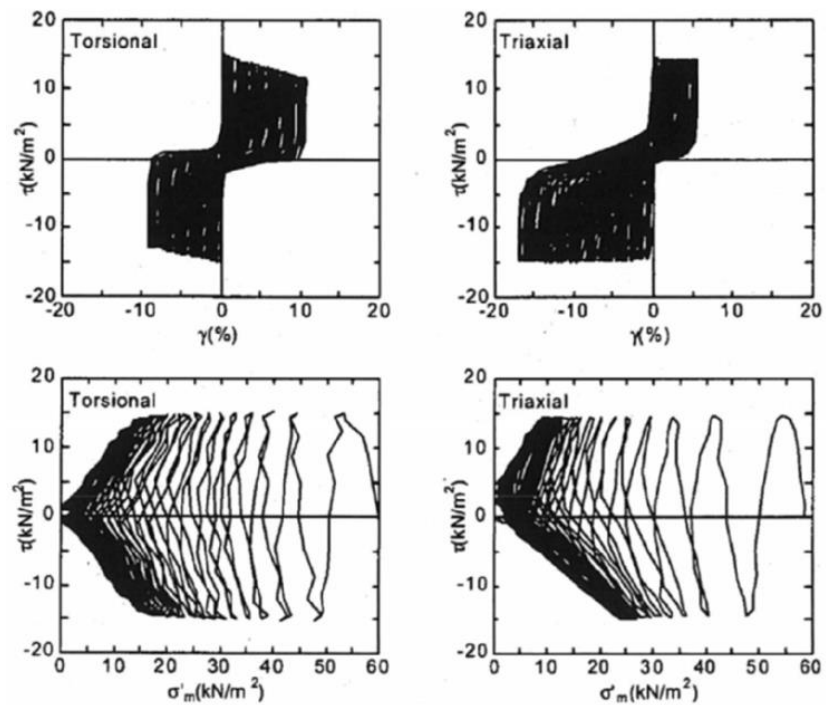


図 4.2-26 液状化強度試験結果の例  
 [上図：応力-ひずみ関係，下図：応力経路]  
 (土木学会，H15)

実施した繰返し非排水三軸試験の概要を図 4.2-27 に示す。

土の繰返し非排水三軸試験方法 (JGS 0541-2009) を参考に実施した。なお，供試体はロータリー式三重管サンプラー及び表層試料採取により採取した試料とした。

**【試験概要】**

- 供試体寸法 : 外径 88mm, 高さ 176mm
- 載荷波形 : 正弦波 (0.1Hz)
- 拘束圧 : 供試体平均深度の有効土被り圧を考慮して設定
- 両振幅軸ひずみ 10% に達するまで試験を実施する。
- 所定の両振幅軸ひずみ (1, 2, 5, 10%) 及び過剰間隙水圧比 0.95 の繰返し回数 を評価。

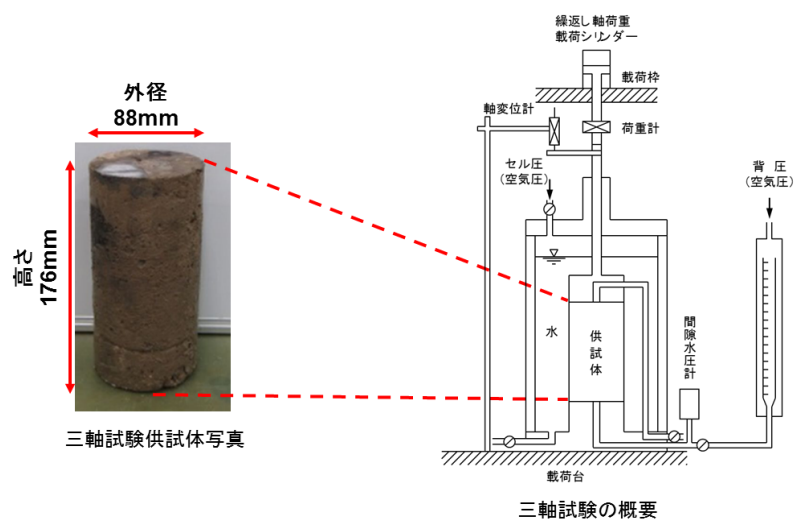


図 4.2-27 繰返し非排水三軸試験の概要

b. 液状化強度試験結果の分類に対する基本的考え方

レベル2地震動による液状化研究小委員会活動成果報告書（土木学会，H15）では，地盤の液状化及びそれに関連する事象の定義として，以下のように記載されている。図 4.2-28 に地盤の強度とダイレイタンシー特性の概要を示す。

【液状化】

地震の繰返しせん断力などによって，飽和した砂や砂礫などの緩い非粘性土からなる地盤内での間隙水圧が上昇・蓄積し，有効応力がゼロまで低下し液体状となり，その後地盤の流動を伴う現象。

【サイクリックモビリティ】

繰返し載荷において土が「繰返し軟化」する過程で，限られたひずみ範囲ではせん断抵抗が小さくなっても，ひずみが大きく成長しようとする時，正のダイレイタンシー特性のためにせん断抵抗が急激に作用し，せん断ひずみの成長に歯止めがかかる現象。主に，密な砂や礫質土，過圧密粘土のように正のダイレイタンシー特性が著しい土において顕著に現れる。

【繰返し軟化】

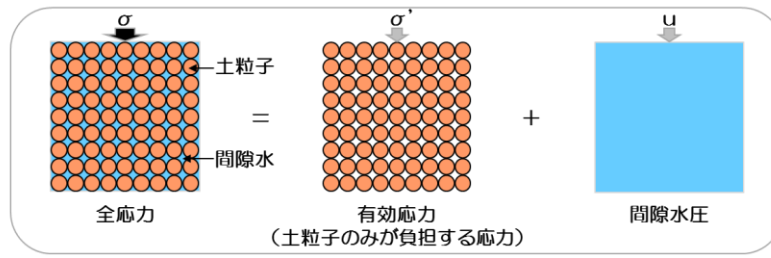
繰返し載荷による間隙水圧上昇と剛性低下によりせん断ひずみが発生し，それが繰返し回数とともに徐々に増大するが，土の持つダイレイタンシー特性や粘性のためにひずみは有限の大きさとどまり，大きなひずみ範囲にいたるまでの流動は起きない。

これらの事象のうちサイクリックモビリティは，その現象の違いから一般的に液状化とは区別されている（表 4.2-15 参照）。以下に既往文献におけるサイクリックモビリティの記述を示す。また，図 4.2-29 及び図 4.2-30 に緩い砂と密な

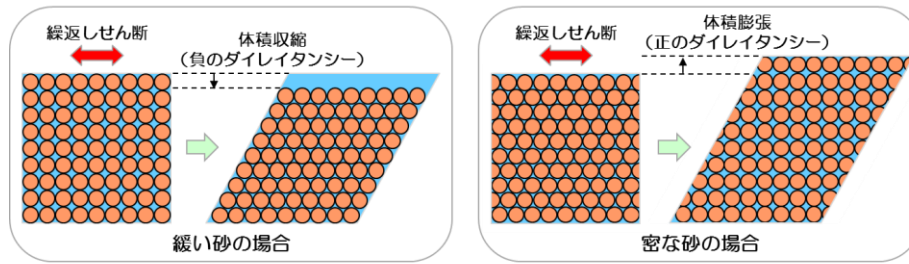
砂の液状化強度試験結果の比較を示し、液状化とサイクリックモビリティの違いを整理した。

- ・サイクリックモビリティとは、砂などの繰返し载荷において、有効拘束圧がゼロに近づいてから、载荷時にせん断剛性の回復、除荷時に有効応力の減少を繰返していくが、ひずみは有限の大きさにとどまる現象であり、液状化とは区別して用いられることがある。（地盤工学会，H18）
- ・地盤の液状化は、緩い砂地盤が繰返しせん断を受け、せん断振幅が急増し、地盤全体が泥水状態となり、噴砂や噴水を伴うことが多いので、現象的にサイクリックモビリティとは異なる。（井合，H20）
- ・サイクリックモビリティにおいて、有効応力がゼロになるのは、せん断応力がゼロになる瞬間だけであり、せん断応力が作用している間は有効応力が存在するので、間隙水圧比が100%に達した後でも、繰返しせん断に対して相当な剛性を保持する。（吉見，H3）
- ・密詰めの場合には大ひずみは生じない。一時的に有効拘束圧が0になっても、その後にせん断力を加えると負の過剰間隙水圧が発生して有効拘束圧が増加（回復）し、有限の小さなひずみ振幅しか発生しない。この現象を“サイクリックモビリティ”と呼んで液状化と区別することもある。（安田，H3）

これらの知見を踏まえて、液状化試験結果を、「液状化」，「繰返し軟化（サイクリックモビリティ含む）」及び「非液状化」の3つに大別することとした。



地盤の強度の概要



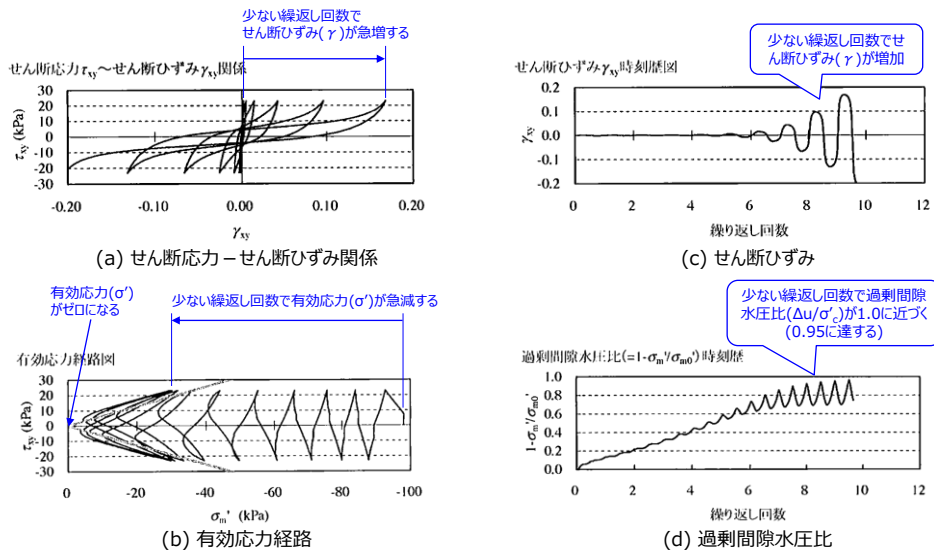
地盤のダイレイタンス特性の概要

図 4.2-28 地盤の強度とダイレイタンス特性の概要

表 4.2-15 液状化強度試験結果の分類

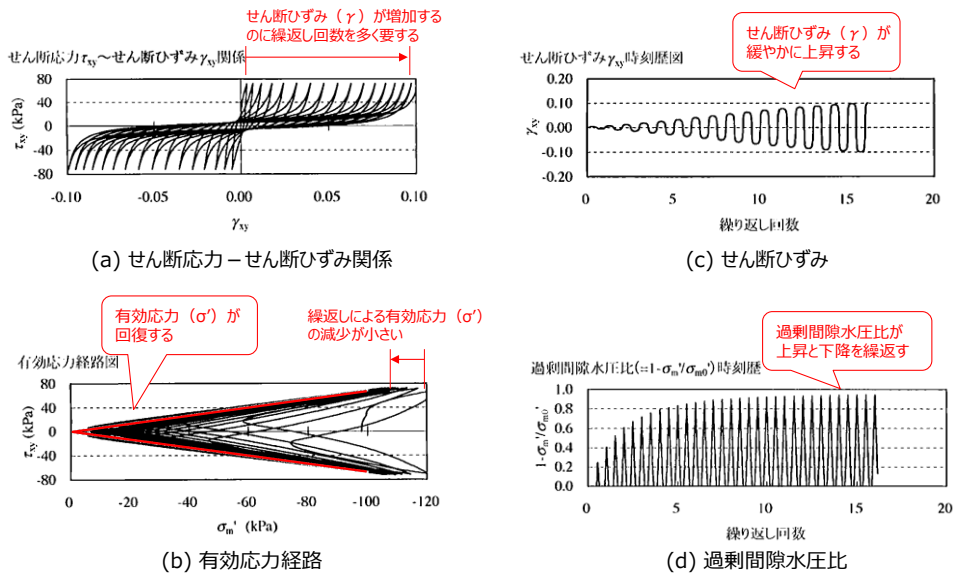
○：該当する ×：該当しない

判定項目	液状化	繰返し軟化		非液状化
			サイクリックモビリティ	
・ 間隙水圧が上昇・蓄積する。 (過剰間隙水圧比95%を超える。)	○	○	○	×
・ 有効応力がゼロまで低下する。	○	×	○	×
・ 液体状となり流動する。 (ひずみが急増する。)	○	×	×	×
・ 正のダイレイタンス特性によりせん断抵抗が作用する。 (有効応力が回復する。)	×	○	○	○



液状化試験の例（液状化する場合）（井合進，H20）

図 4.2-29 緩い砂の液状化強度試験結果



液状化試験の例

（繰返し軟化（サイクリックモビリティを含む）の場合）（井合進，飛田哲男，小堤治（H20）

図 4.2-30 密な砂の液状化強度試験結果



c. 液状化強度試験結果の分類

埋戻土及び砂礫層の液状化強度試験結果のまとめを表 4.2-16 及び表 4.2-17 に示す。液状化強度試験結果の詳細については、参考資料 14 に示す。

埋戻土の試験結果は過剰間隙水圧比が上昇・下降を繰返し、上昇時に 1.0 に近づき（0.95 を上回り）、せん断ひずみは緩やかに上昇する。また、有効応力は保持している、若しくは減少するがせん断変形時の正のダイレイタンス特性により回復した。一方、E-4' 地点及び D 地点では過剰間隙水圧比が 0.95 を上回らなかった。これらの状況から、埋戻土（掘削ズリ）は非液状化、若しくは繰返し軟化（サイクリックモビリティ含む）であると判断した。

供試体直径の 1/5 を超える礫を含む供試体については、土の三軸試験の供試体作製・設置方法（JGS 0520）を満足しないため、試験結果を参考値とし、以降の評価には採用しない。埋戻土の液状化強度試験結果のうち、供試体直径の 1/5 を超える礫を含む供試体について、液状化試験後の写真を表 4.2-18 に示す。

砂礫層の試験結果は過剰間隙水圧比が上昇・下降を繰返し、上昇時に 1.0 に近づき（0.95 を上回り）、せん断ひずみは緩やかに上昇する。また、有効応力は保持している、若しくは減少するがせん断変形時の正のダイレイタンス特性により回復した。これらの状況から、砂礫層は繰返し軟化（サイクリックモビリティ含む）であると判断した。

これらの区分を整理して、表 4.2-19 に示す。

すべての土層で、液状化強度試験結果は繰返し軟化（サイクリックモビリティ含む）あるいは非液状化を示している。このことは、50%粒径が 10 mm 超過、又は、10%粒径が 1 mm 超過である、粗粒で均等係数が低い礫質土では透水係数が高く液状化しにくいという道路橋示方書 V の記載に整合する。

埋戻土及び砂礫層は液状化を示さず、道路橋示方書 V の液状化判定法（FL 法）が適用できないと考えられることから、埋戻土について、液状化強度試験が基準地震動  $S_s$  相当の地盤の状態を模擬していることを確認することとする。

表 4.2-16 液状化強度試験結果のまとめ  
(埋戻土, ロータリー式三重管サンプラー)

	E-2			E-3		
	埋戻土					
試料番号	S2-9*2	S2-10	S2-14-1*2	S3-9-1*2	S3-9-2*2	S3-11*2
過剰間隙水圧比95%を超えない。*1	×	×	×	×	×	×
有効応力がゼロまで低下しない。	×	×	×	○	○	○
液体状となり流動しない。(ひずみが急増しない。)	○	○	○	○	○	○
正のダイレイタンス特性によりせん断抵抗が作用する。(有効応力が回復する。)	○	○	○	○	○	○
現象の整理	サイクリック モビリティ	サイクリック モビリティ	サイクリック モビリティ	繰返し 軟化	繰返し 軟化	繰返し 軟化

	E-4'			E-5		
	埋戻土					
試料番号	S4-5①*2	S4-5②*2	S4-6	S4-8-2*2	S5-1	S5-3*2
過剰間隙水圧比95%を超えない。*1	×	×	○	○	×	×
有効応力がゼロまで低下しない。	○	○	○	○	○	○
液体状となり流動しない。(ひずみが急増しない。)	○	○	○	○	○	○
正のダイレイタンス特性によりせん断抵抗が作用する。(有効応力が回復する。)	○	○	○	○	○	○
現象の整理	繰返し 軟化	繰返し 軟化	非液状化	非液状化	繰返し 軟化	繰返し 軟化

	E-6			E-7		
	埋戻土					
試料番号	S6-1-1*2	S6-1-2*2	S6-3①*2	S7-3①	S7-3③*2	S7-3④*2
過剰間隙水圧比95%を超えない。*1	×	×	×	×	×	×
有効応力がゼロまで低下しない。	×	○	×	○	○	○
液体状となり流動しない。(ひずみが急増しない。)	○	○	○	○	○	○
正のダイレイタンス特性によりせん断抵抗が作用する。(有効応力が回復する。)	○	○	○	○	○	○
現象の整理	サイクリック モビリティ	繰返し 軟化	サイクリック モビリティ	繰返し 軟化	繰返し 軟化	繰返し 軟化

	E-8		
	埋戻土		
試料番号	S8-2*2	S8-4③*2	S8-4④*2
過剰間隙水圧比95%を超えない。*1	×	×	×
有効応力がゼロまで低下しない。	×	○	×
液体状となり流動しない。(ひずみが急増しない。)	○	○	○
正のダイレイタンス特性によりせん断抵抗が作用する。(有効応力が回復する。)	○	○	○
現象の整理	サイクリック モビリティ	繰返し 軟化	サイクリック モビリティ

注記\*1: JGS 0541-2009において過剰間隙水圧比0.95を液状化の目安としている。

\*2: 供試体直径の1/5を超える礫を含む一部の供試体も試験を実施し、液状化判定の参考とするが、評価には採用しない。

表 4.2-16 液状化強度試験結果のまとめ  
(埋戻土, 表層試料採取)

	A		B		C	
	埋戻土					
試料番号	A①	A②	B①	B②	C①	C②
過剰間隙水圧比95%を超えない。*	×	○	×	○	×	×
有効応力がゼロまで低下しない。	×	○	×	○	×	×
液体状となり流動しない。(ひずみが急増しない。)	○	○	○	○	○	○
正のダイレイタンス特性によりせん断抵抗が作用する。(有効応力が回復する。)	○	○	○	○	○	○
現象の整理	サイクルモビリティ	非液状化	サイクルモビリティ	非液状化	サイクルモビリティ	サイクルモビリティ

	C		D	E
	埋戻土			
試料番号	C③	C④	D①	E①
過剰間隙水圧比95%を超えない。*	×	×	○	×
有効応力がゼロまで低下しない。	×	×	○	×
液体状となり流動しない。(ひずみが急増しない。)	○	○	○	○
正のダイレイタンス特性によりせん断抵抗が作用する。(有効応力が回復する。)	○	○	○	○
現象の整理	サイクルモビリティ	サイクルモビリティ	非液状化	サイクルモビリティ

注記\*: JGS 0541-2009において過剰間隙水圧比0.95を液状化の目安としている。

表 4.2-17 液状化強度試験結果のまとめ  
(砂礫層)

	E-1					E-7
	砂礫層					
試料番号	S1-23-3①*2	S1-23-3②	S1-24	S1-25*2	S1-26*2	S7-15
過剰間隙水圧比95%を超えない。*1	×	×	×	×	×	×
有効応力がゼロまで低下しない。	○	○	○	○	×	○
液体状となり流動しない。(ひずみが急増しない。)	○	○	○	○	○	○
正のダイレイタンス特性によりせん断抵抗が作用する。(有効応力が回復する。)	○	○	○	○	○	○
現象の整理	繰返し 軟化	繰返し 軟化	繰返し 軟化	繰返し 軟化	サイクル モビリティ	繰返し 軟化

	E-7			E-8		
	砂礫層					
試料番号	S7-16①*2	S7-16②	S7-17	S8-23-1	S8-24①	S8-24②
過剰間隙水圧比95%を超えない。*1	×	×	×	×	×	×
有効応力がゼロまで低下しない。	×	×	○	○	×	×
液体状となり流動しない。(ひずみが急増しない。)	○	○	○	○	○	○
正のダイレイタンス特性によりせん断抵抗が作用する。(有効応力が回復する。)	○	○	○	○	○	○
現象の整理	サイクル モビリティ	サイクル モビリティ	繰返し 軟化	繰返し 軟化	サイクル モビリティ	サイクル モビリティ

	E-8		
	砂礫層		
試料番号	S8-25①*2	S8-25②	S8-25③
過剰間隙水圧比95%を超えない。*1	×	×	×
有効応力がゼロまで低下しない。	○	○	○
液体状となり流動しない。(ひずみが急増しない。)	○	○	○
正のダイレイタンス特性によりせん断抵抗が作用する。(有効応力が回復する。)	○	○	○
現象の整理	繰返し 軟化	繰返し 軟化	繰返し 軟化

注記\*1: JGS 0541-2009において過剰間隙水圧比0.95を液状化の目安としている。

\*2: 供試体直径の1/5を超える礫を含む一部の供試体も試験を実施し、液状化判定の参考とするが、評価には採用しない。

表 4.2-18 埋戻土の液状化強度試験結果  
(供試体直径の 1 / 5 を超える礫を含む供試体)

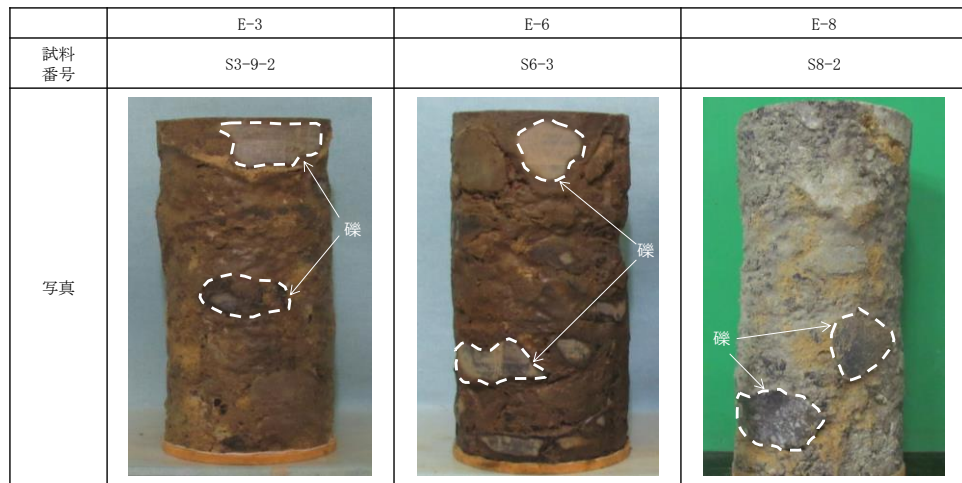


表 4.2-19 液状化強度試験結果の分類

対象層	埋戻土	砂礫層
液状化試験の状況	<ul style="list-style-type: none"> <li>過剰間隙水圧比が0.95を上回るが、有効応力は0にならない。なお、一部の供試体では、過剰間隙水圧比が0.95を下回る。</li> <li>有効応力は減少するが、回復する。</li> <li>ひずみが緩やかに上昇する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>過剰間隙水圧比が0.95を上回るが、有効応力は0にならない。</li> <li>有効応力は減少するが、回復する。</li> <li>ひずみが緩やかに上昇する。</li> </ul>
試験結果の分類	<ul style="list-style-type: none"> <li>試験結果は、非液状化又は繰返し軟化（サイクリックモビリティ含む）であり、液状化ではない。</li> <li>有効応力は維持又は回復するため、支持力が期待できる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>試験結果は、繰返し軟化（サイクリックモビリティ含む）であり、液状化ではない。</li> <li>有効応力は維持又は回復するため、支持力が期待できる。</li> </ul>
基準地震動 $S_s$ に対する液状化判定	基準地震動 $S_s$ に対する液状化試験の妥当性確認	

液状化強度試験結果（埋戻土）による液状化強度曲線を図 4.2-31 に示す。液状化強度曲線は，試験結果から得られる近似曲線が試験結果の下限値を通るように保守的に設定する。

表層採取試料による供試体は，人工地盤である敷地の被覆層（埋戻土）を再現するため粒度調整及び密度調整を行い作製した。一方，敷地の埋立工事から 1，2号機エリアで 30 年以上，3号機エリアで 10 年以上経過しており，被覆層（埋戻土）は経年的な圧密を受けていることから，液状化強度試験結果①（ロータリー式三重管サンプラー）は液状化強度試験結果②（表層試料採取）の上側に位置する。

上記と同様に，液状化強度試験結果（砂礫層）による液状化強度曲線を図 4.2-32 に示す。

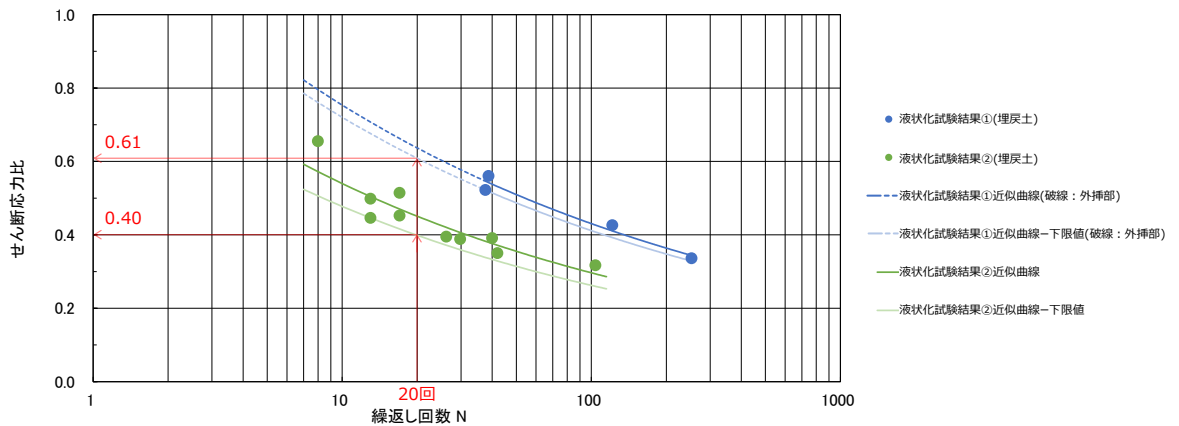


図 4.2-31 埋戻土の液状化強度曲線

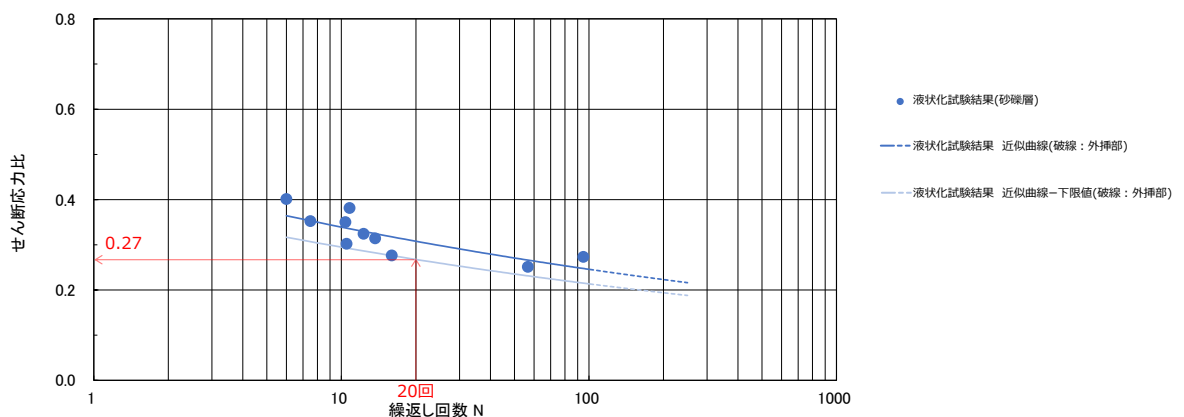


図 4.2-32 砂礫層の液状化強度曲線

d. 有効応力解析の液状化強度特性の設定方針

港湾基準では，有効応力解析（F L I P）に使用する地盤の物性に関するパラメータの設定方法について，原位置で行われた詳細な土質データを用いて検討することを基本としているが，簡易設定法による方法も明記されている。

簡易設定法は，港湾基準に基づく詳細な計算例をまとめた設計事例集に準拠し，液状化強度比  $R_L$  と相関が高いN値，有効上載圧及び細粒分含有率を用いて，有効応力解析（F L I P）の解析理論に則った液状化強度特性を設定することができる。

有効応力解析（F L I P）は，解析において土粒子と間隙水の両方を取り扱うことによって，過剰間隙水圧の上昇を模擬できるとともに，過剰間隙水圧の上昇に伴う土要素の剛性及び強度の低下，すなわち液状化現象を模擬することができる解析コードである。更に，地盤の液状化に伴う構造物の変形等，地盤と構造物の相互作用を模擬することができる。

有効応力解析（F L I P）で用いる有効応力モデルのパラメータのうち，液状化強度特性（過剰間隙水圧の発生）を設定するパラメータを表 4.2-20 に示す。

表 4.2-20 有効応力解析（F L I P）で用いる有効応力モデルの主なパラメータ

分類	モデルパラメータ	
液状化特性	$\phi_p$	変相角
	$w_1$	過剰間隙水圧上昇の全体を規定するパラメータ
	$p_1$	過剰間隙水圧上昇の前半を規定するパラメータ
	$p_2$	過剰間隙水圧上昇の後半を規定するパラメータ
	$c_1$	液状化強度の下限値を規定するパラメータ
	$S_1$	液状化の終局状態を規定するパラメータ

液状化強度特性を設定するパラメータは，繰返し非排水三軸試験結果を踏まえ，F L I Pで試行的な繰返し計算を行い，全てのせん断応力比における整合性を確認して設定する方法が標準的とされている。

一方，簡易設定法は標準的な液状化パラメータ設定法を基に，これらのパラメータを，通常的地盤調査で比較的入手しやすい標準貫入試験のN値等と関連付けて設定する方法である。

簡易設定法では，原位置のN値及び有効上載圧より求まる等価N値をもとに簡易的に求めた液状化強度曲線が，F L I Pを用いた繰返し三軸試験のシミュレーション結果に合うように求める。その液状化パラメータのうち  $p_2$  については，以下の式で算出する。

$$(N)_{0.66} = (N - 1.828(\sigma_v' - 0.66)) / (0.399(\sigma_v' - 0.66) + 1)$$

$$N_a = (1/0.66)0.5 \times (N)_{0.66} + dNt$$

$$p_2 = -0.0166N_a + 1.215$$

ここに、 $(N)_{0.66}$  : 等価N値

$\sigma_v'$  : 有効上載圧

注記 :  $dNt$  は森田ら (1997) の図 4.2-33 から求める

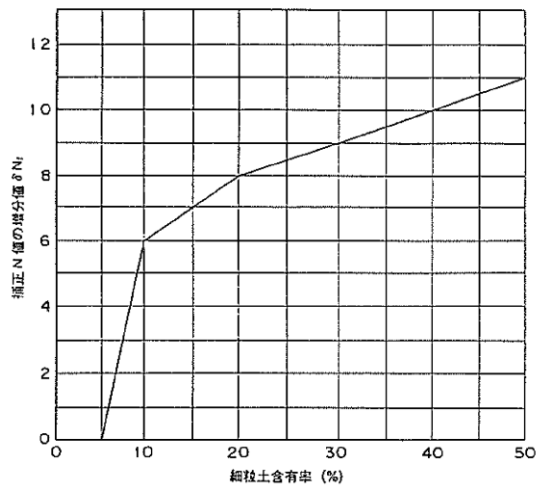


図 4.2-33 細粒分含有率に応じた補正N値の増分値

$w_1$ ,  $c_1$  については、最新の研究成果に基づき図 4.2-34 から算出する。なお、変相角  $\phi_p=28$  度、 $p_1=0.5$ ,  $s_1=0.005$  については、「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 (森田ら)」に基づき固定値とする。

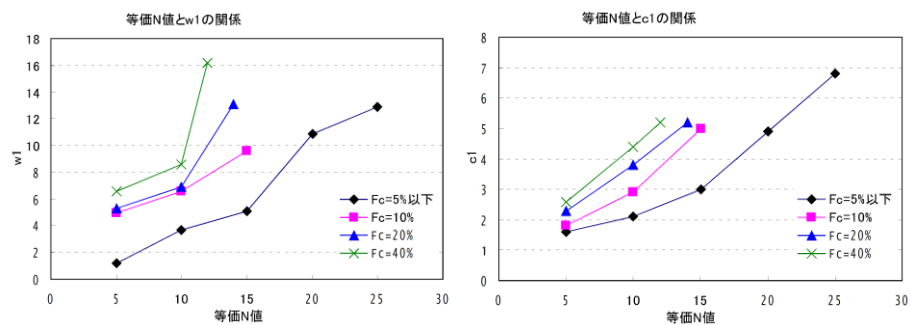


図 4.2-34 等価N値と液状化パラメータ  $w_1$  及び  $c_1$  の関係



標準貫入試験（JIS A 1219）\*で求めたN値については、以下のとおり扱うことにより、保守的に液状化強度特性を設定する。

①N値=50以上：非常に密な地盤であるため、液状化強度特性の設定に使用しない。

②N値=30以上：密な地盤であるため、保守的に補正し、以下のとおり扱う。

・10cm毎の打撃回数の最小値を3倍した値とし、その値が30以上の場合、結果を液状化強度特性の設定に使用しない。

・10cm毎の打撃回数の最小値を3倍した値とし、その値が30未満の場合、結果を液状化強度特性の設定に使用する。

③N値=30未満：液状化強度特性の設定にそのまま使用する。

注記\*：標準貫入試験（JIS A 1219）は、標準貫入試験用サンプラーを動的貫入することによって原位置における地盤の硬軟、締まり具合又は土層の構成を判定するためのN値を得るために行う。試験は、質量63.5kgのハンマーを76cmの高さから自由落下させ、標準貫入試験用サンプラーを打ち込む。N値は、標準貫入試験用サンプラーを30cm打ち込むために必要な打撃回数である。

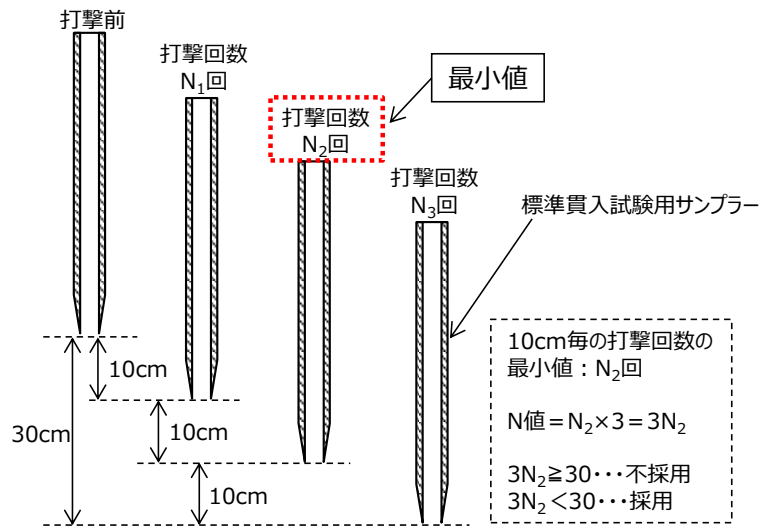


図 4.2-35 N 値の評価概要図 (②N 値=30 以上)

表 4.2-21 簡易設定法における N 値の考え方

	打撃回数			N 値 (JIS A 1219) ( $N_1 + N_2 + N_3$ )	N 値 (補正) (最小値の3倍)	評価結果 (今回)
	$N_1$	$N_2$	$N_3$			
①	50	-	-	50	-	使用しない
	17	33	-	50	-	使用しない
	17	11	22	50	-	使用しない
②	15	12	18	45	36	使用しない
	15	9	18	42	27	27
③	8	10	5	23	-	23

上述の方法等で求まる液状化パラメータに基づき、FLIPにおいて各せん断応力比に対する繰返し回数を計算すると、図4.2-36及び図4.2-37に示す簡易設定法に基づく液状化強度曲線が設定される。なお、敷地全体としての評価を行うことにより代表性・網羅性を確保する観点から、埋戻土及び砂礫層のN値及び細粒分含有率については、敷地全体の平均値を用いる。

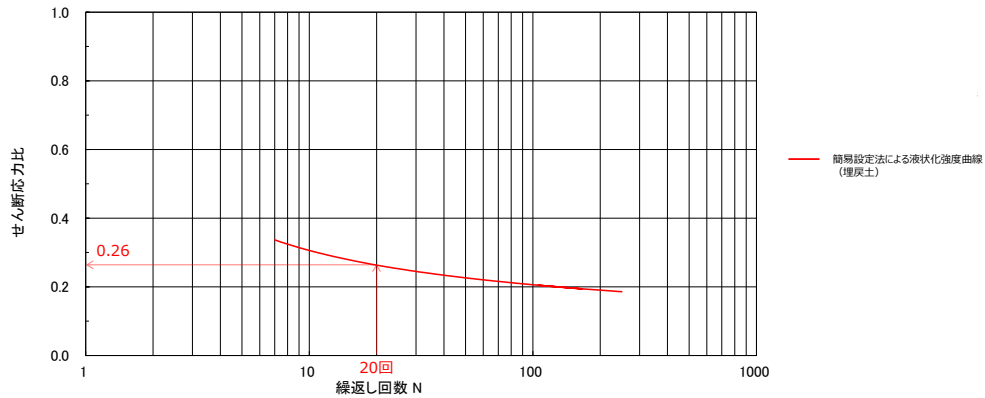


図 4.2-36 埋戻土の液状化強度曲線

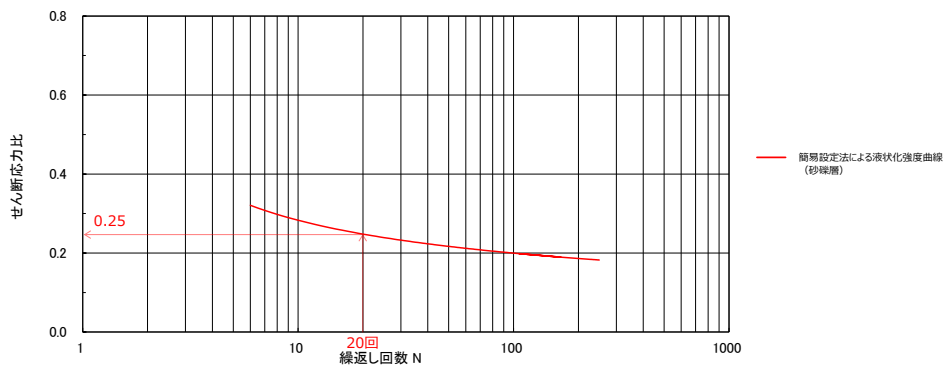


図 4.2-37 砂礫層の液状化強度曲線

簡易設定法により設定された液状化強度特性は、液状化強度試験結果下限値の液状化強度特性よりも保守的であることを確認する。

図 4.2-38 及び図 4.2-39 に簡易設定法による液状化強度曲線と液状化強度試験結果による液状化強度曲線を示す。

簡易設定法により設定した液状化強度曲線（埋戻土）は、液状化強度試験結果①（ロータリー式三重管サンプラー）及び液状化強度試験結果②（表層試料採取）による液状化強度曲線の下側に位置する。そのため、簡易設定法による液状化強度比  $R_L$  (0.26) は、液状化強度試験①（ロータリー式三重管サンプラー）による液状化強度比  $R_L$  (0.61) 及び液状化強度試験結果②（表層試料採取）による液状化強度比  $R_L$  (0.40) を下回り、保守的であることを確認した。また、簡易設定法により設定した液状化強度曲線（砂礫層）は液状化強度試験結果による液状化強度曲線の下側に位置し、簡易設定法による液状化強度比  $R_L$  (0.25) は液状化強度試験による液状化強度比  $R_L$  (0.27) を下回り、保守的であることを確認した。

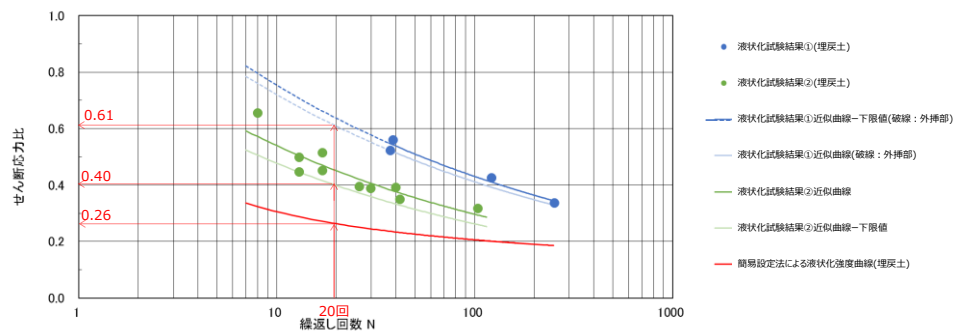


図 4.2-38 簡易設定法及び液状化強度試験結果による液状化強度曲線の比較（埋戻土）

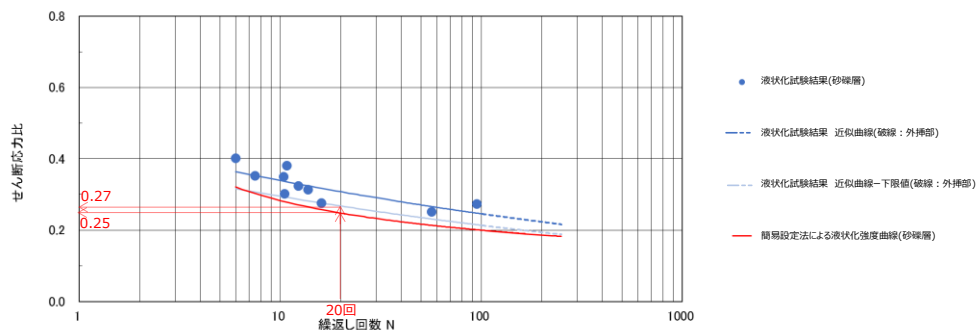


図 4.2-39 簡易設定法及び液状化強度試験結果による液状化強度曲線の比較（砂礫層）

e. 簡易設定法の適用範囲

「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（森田ら）」では、FLIPを用いて解析を行う場合の種々のパラメータの設定方法として標準貫入試験のN値から簡易的に設定する方法が示されており、この検討で用いられているせん断応力比は、0.2~0.9程度（ $F_c=10\sim 20\%$ ）と幅の広い値としている。

島根2号機における埋戻土の累積損傷度理論に基づく評価において、基準地震動 $S_s$ での最大せん断応力比は0.4~0.7程度である。

島根2号機における埋戻土の最大せん断応力比は、森田らの検討で使用されているせん断応力比に包含されていることから、簡易設定法が適用できると考えられる。

表-6 等価N値( $N_{0.66}$ )に対するせん断応力比 $\tau_1/\sigma'_m$ （細粒分含有率 $F_c \geq 10\%$ の場合）

(a)  $F_c = 10\%$ の場合

(N) <sub>0.66</sub>	$N_a$	10回	15回	26回
5	12	0.24	0.22	0.21 <sup>最小</sup>
10	18	0.35	0.31	0.28
15	24	0.69	0.54	0.43

(b)  $F_c = 20\%$ の場合

(N) <sub>0.66</sub>	$N_a$	10回	15回	26回
5	14	0.26	0.24	0.22
10	20	0.41	0.36	0.32
14	25	0.85 <sup>最大</sup>	0.66	0.51

図 4.2-40 簡易設定法の根拠資料

「液状化解析プログラムFLIPによる動的解析の実務（財団法人沿岸技術研究センター）」では，兵庫県南部地震における神戸 RF3 岸壁及び神戸港 T 栈橋の被災状況に対して，簡易設定法により液状化パラメータを設定した再現解析にて検証を行った実績が示されている。

「神戸 RF3 岸壁」は重力式構造物を，「神戸港 T 栈橋」は杭式構造物を対象としており，「神戸 RF3 岸壁」においては，埋立土及び置換砂の液状化パラメータを簡易設定法で設定し，おおむね被災状況を再現できている。

以上の実績を踏まえ，島根 2 号機における防波壁等に対する液状化影響評価において簡易設定法が適用できると判断した。

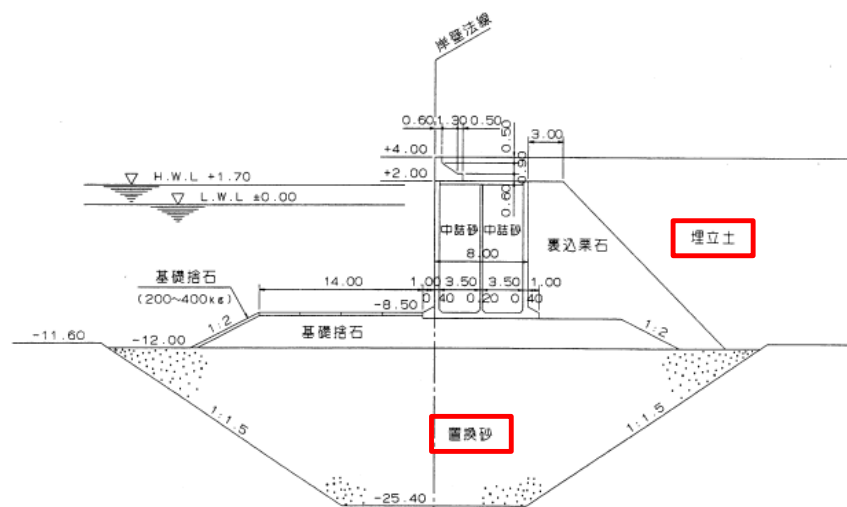


図 4.2-41 神戸 RF3 岸壁 標準断面図

表 4.2-22 簡易設定法における N 値の考え方

地震名	対象施設	被災状況	再現解析
平成7年 兵庫県南部 地震	神戸 RF3岸壁	水平変位 3.7m	水平変位 3.09m
	神戸港 T栈橋	水平変位 1.4~1.5m	水平変位 2.01m

液状化解析プログラムFLIPによる動的解析の実務（財団法人沿岸技術研究センター）より引用

N値及び粒径加積曲線について、島根2号機の埋戻土及び砂礫層と、神戸港の埋立土との比較を図4.2-42に示す。

神戸港の埋立土のN値は、いずれも5～10前後、最大20程度を示しており、島根2号機と同程度である。神戸港の埋立土の粒径は、島根2号機の埋戻土（掘削ズリ）より小さく、砂礫層と同程度であるが、両者とも粒径が広い範囲にわたって分布し、礫を含む土層である。

以上より、簡易設定法により液状化パラメータを設定した再現解析にて検証を行った実績のある神戸港の埋立土に対し、島根2号機の埋戻土及び砂礫層の土質性状は類似していることから、簡易設定法の適用は妥当であると判断した。

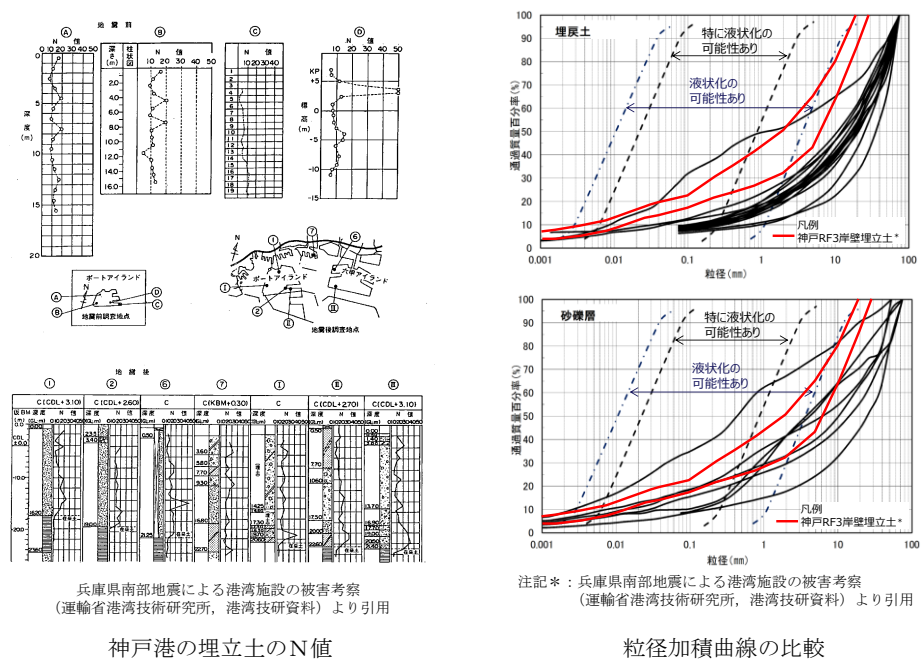


図 4.2-42 島根2号機の埋戻土及び砂礫層と神戸港埋立土の比較

f. 参考文献

- ・道路橋示方書：道路橋示方書・同解説（V耐震設計編），（社）日本道路協会，H24.3
- ・港湾基準：港湾の施設の技術上の基準・同解説，（社）日本港湾協会，H19年版
- ・港湾構造物設計事例集，沿岸技術研究センター，H19年版
- ・地盤工学会基準 JGS4001：性能設計概念に基づいた基礎構造物等に関する設計原則（H18）
- ・地盤工学会，H21：地盤材料試験の方法と解説，平成21年11月
- ・安田，H3：液状化の調査から対策工まで，安田進，鹿島出版会，H3.5
- ・吉田，H22：地盤の地震応答解析，吉田望，鹿島出版会，H22.10
- ・土木学会，H15：過剰間隙水圧の発生過程が地盤の地震応答に与える影響，土木学会地震工学委員会レベル2地震動による液状化研究小委員会 レベル2地震動による液状化に関するシンポジウム論文集，pp397-400，H15.6
- ・地盤工学会，H18：地盤工学用語辞典，pp219-220，H18.3
- ・井合進，H20：サイクリックモビリティ Cyclic Mobility，地盤工学会誌，56-8，H20.3
- ・吉見，H3：砂地盤の液状化（第二版），技報堂出版，H3.5
- ・井合進，飛田哲男，小堤治（H20）：砂の繰返し載荷時の挙動モデルとしてのひずみ空間多重モデルにおけるストレスダイレイタンスー関係，京都大学防災研究所年報，第51号，pp.291-304，H20
- ・鉄道総合技術研究所（H24）：鉄道構造物等設計標準・同解説，H24.9
- ・Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T(1992): STRAIN SPACE PLASTICITY MODEL FOR CYCLIC MOBILITY, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol,32, No.2, pp.1-15.
- ・Iai. S.,Morita, T.,Kameoka, T., Matsunaga, Y. and Abiko, K. (1995):RESPONSE OF A DENSE SAND DEPOSIT DURING 1993 KUSHIRO-OKI EARTHQUAKE, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol,35, No.1, pp.115-131.
- ・コンクリート標準示方書[構造性能照査編]，（社）土木学会，H14年制定
- ・建築物荷重指針・同解説，日本建築学会，H16年版
- ・建築物の構造関係技術基準解説書，国土交通省住宅局建築指導課，国土交通省国土技術政策総合研究所，独立行政法人建築研究所，日本建築行政会議 監修，H19.8
- ・森田ら，H9：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，運輸省港湾技術研究所，港湾技研資料，No.869，H9.6
- ・第四期 FLIP 研究会 14年間のまとめ WG，H23：液状化解析プログラム FLIP による動的解析の実務，財団法人沿岸技術研究センター，H23.8
- ・地盤工学会，H22：土質試験 基本と手引き



- ・兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察：運輸省港湾技術研究所，港湾技研資料，No. 813，H7

#### 4.2.2 改良地盤に用いる解析用物性値

改良地盤については，対象設備別，工法別に，原位置試験，室内試験及び文献等を踏まえ設定することとし，表 4.2-3 及び表 4.2-8 のとおり，解析用物性値を設定する。

また，改良地盤における補足を参考資料 15 に示す。

#### 4.2.3 その他の解析用物性値

##### (1) 防波壁（逆 T 擁壁）及び防波壁（波返重力擁壁）における岩盤

防波壁（逆 T 擁壁）及び防波壁（波返重力擁壁）における岩盤については，表 4.2-4 及び表 4.2-9 のとおり，解析用物性値を設定する。

##### (2) 砕石

取水管における砕石については，文献に基づき，表 4.2-5 及び表 4.2-10 のとおり解析用物性値を設定する。

砕石の解析用物性値の設定の妥当性については，参考資料 16 に示す。

#### 4.2.4 地盤の物性のばらつきについて

建物・構築物及び土木構造物の地震応答解析においては地盤の物性のばらつきを考慮している。詳細については，参考資料 17 に示す。

## 5. 極限支持力

極限支持力度は、平板載荷試験結果又は道路橋示方書の支持力算定式に基づき設定することを基本とする。

### 5.1 基礎地盤（岩盤）の極限支持力度

基礎地盤（岩盤）の極限支持力度を表 5.1-1 に示す。

基礎地盤（岩盤）の極限支持力度は、設置変更許可申請書（添付資料六）に示した平板載荷試験結果を基に設定する。設置変更許可申請書（添付資料六）に示した平板載荷試験実施位置を図 5.1-1，平板載荷試験結果を図 5.1-2～図 5.1-4 に示す。なお、基礎地盤の短期許容支持力度は、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）に基づき、極限支持力度の 2/3 として設定する。

表 5.1-1 基礎地盤（岩盤）の極限支持力度

岩級	極限支持力度 (N/mm <sup>2</sup> )
C <sub>H</sub> 級	9.8
C <sub>M</sub> 級	
C <sub>L</sub> 級	3.9

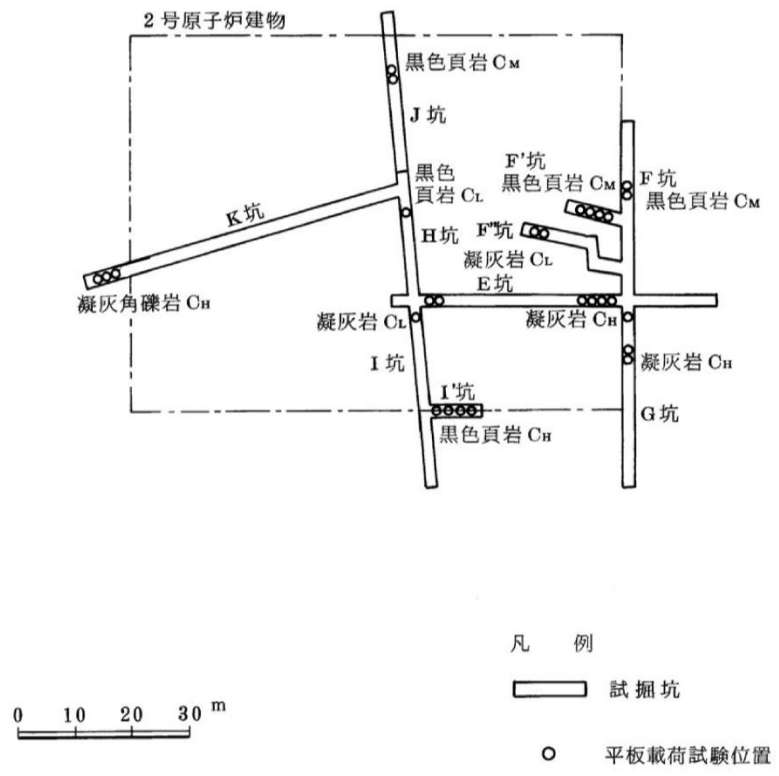


图 5.1-1 平板載荷試驗實施位置

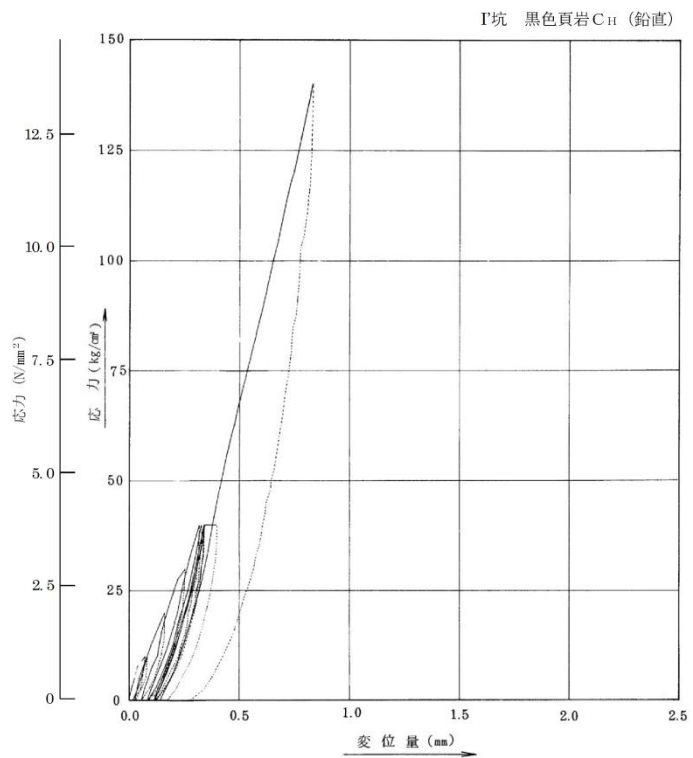
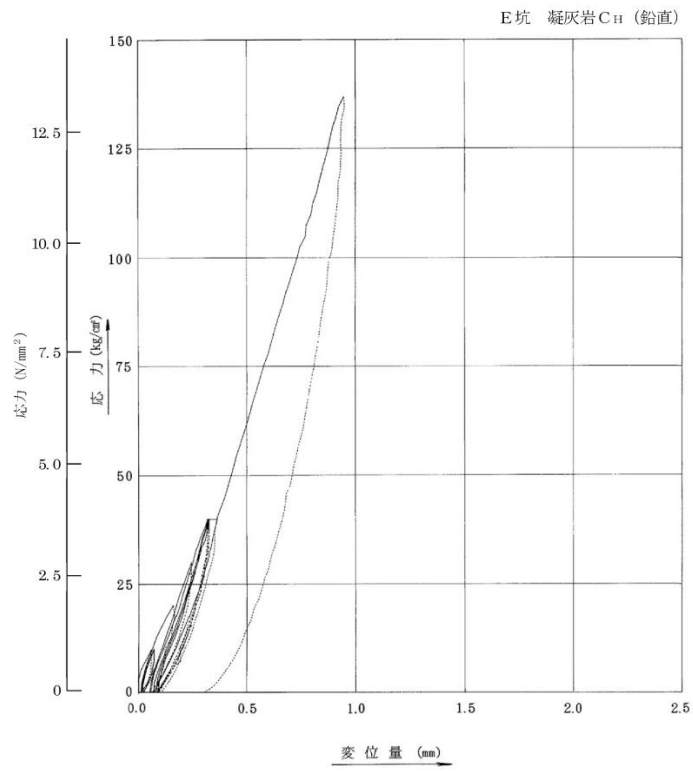


図 5.1-2 平板載荷試験結果 (C<sub>H</sub>級)

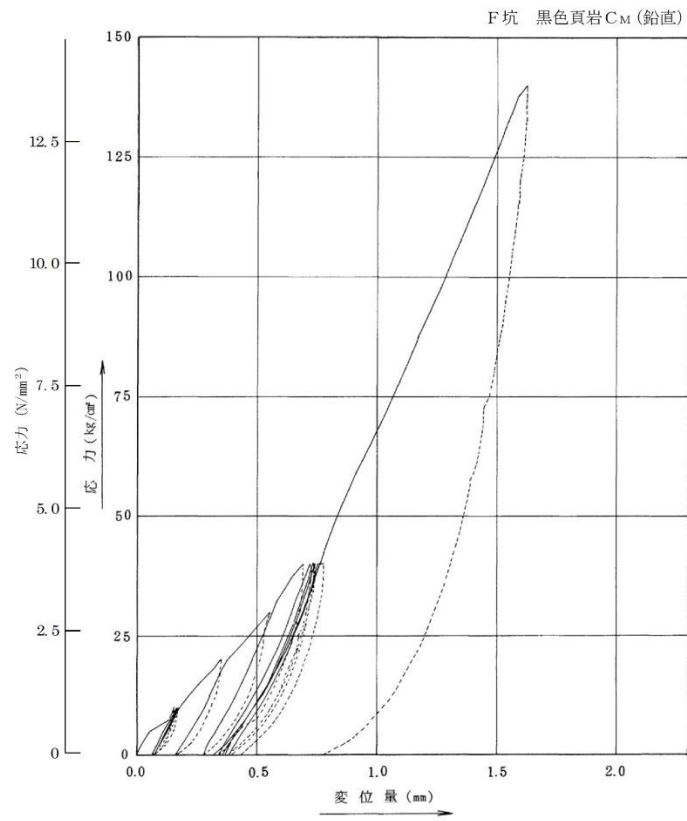


图 5.1-3 平板載荷試驗結果 (C<sub>M</sub>級)

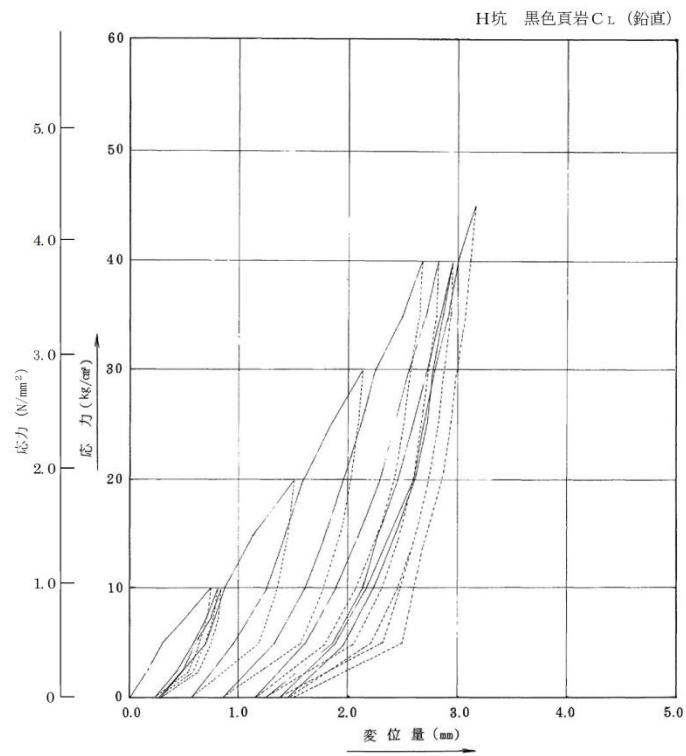
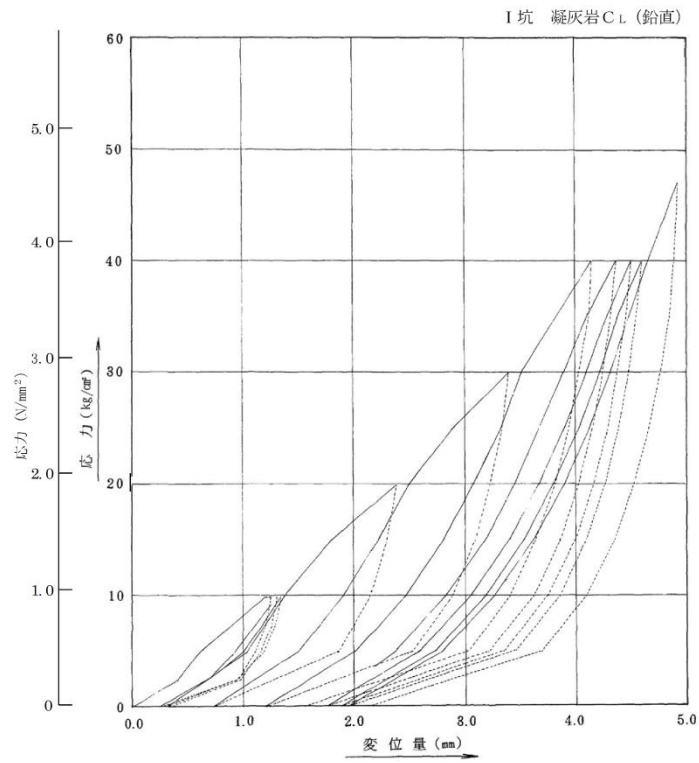


図 5.1-4 平板載荷試験結果 (C<sub>L</sub>級)

(参考資料 11) 動的変形特性の設定について

1. H-D モデルと試験結果に基づく動的変形特性の比較

有効応力解析コード「FLIP」では、地盤の非線形特性について「H-D モデル」が適用される。解析に用いる地盤の非線形特性と動的三軸圧縮試験結果に基づく動的変形特性の比較を図 1-1～図 1-3 に示す。これより、H-D モデルと試験結果はおおむね整合していることを確認した。

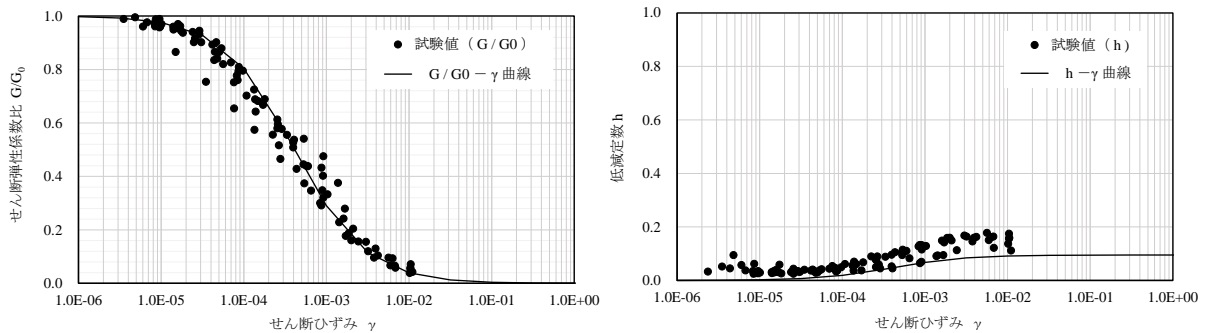


図 1-1 H-D モデルと試験結果に基づく動的変形特性 (埋戻土)

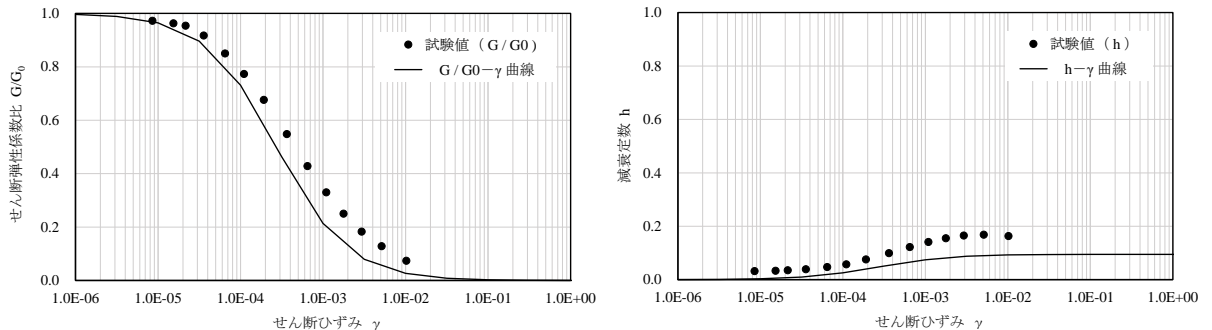


図 1-2 H-D モデルと試験結果に基づく動的変形特性 (砂礫層)

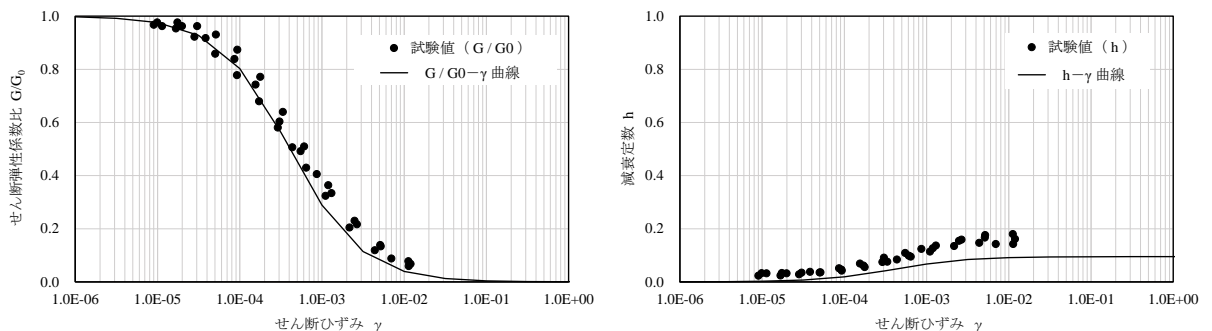


図 1-3 H-D モデルと試験結果に基づく動的変形特性 (埋戻土 (粘性土))

(参考) 11-1

(参考資料 12) 埋戻土 (粘性土) の強度特性について

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。

埋戻土 (粘性土) について、「FLIP 研究会 14 年間の検討成果まとめの作成について (FLIP 研究会 14 年間の検討成果まとめ WG)」(以下「FLIP 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  $\phi'=30^\circ$  を設定することから、その妥当性を判断する。

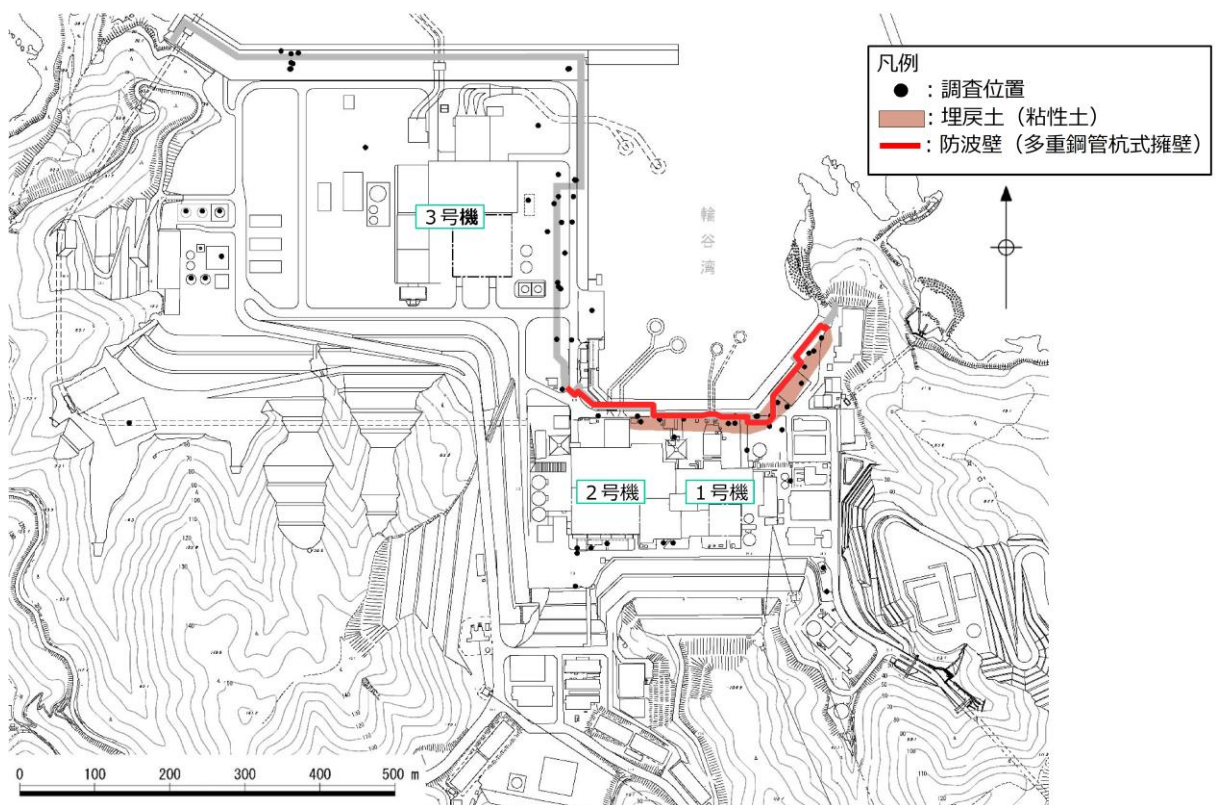


図 1-1 埋戻土 (粘性土) の分布状況



## 2. 埋戻土（粘性土）の強度特性の設定

### 2.1 設定方針

埋戻土（粘性土）の強度特性については、F L I P研究会報告を踏まえ、粘着力  $c'=0$ 、内部摩擦角  $\phi'=30^\circ$  を設定する。

### 2.2 埋戻土（粘性土）の解析用物性値

埋戻土（粘性土）の解析用物性値を表 2-1 に示す。

表 2-1 埋戻土（粘性土）の解析用物性値

		埋戻土（粘性土）
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	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 <sup>2</sup> )	186,300
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	151.7
	ポアソン比 $\nu$	0.33
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	0.095
強度特性	粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	0
	内部摩擦角 $\phi'$ (°)	30

注：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. 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

F L I P 研究会等の文献を整理し、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との比較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 $\sigma$ 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 $\sigma$ に応じてせん断強度 $\tau_f$ が大きくなることが示されている。

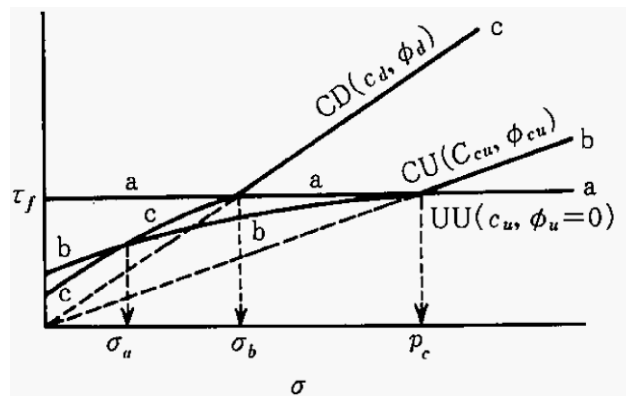


図3-1 先行圧密応力を受けた粘土における排水条件と強度の関係  
(地盤工学会「地盤調査・土質試験結果の解釈と適用例」より抜粋)

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 $\phi$ が発生する。

(参考) 12-3

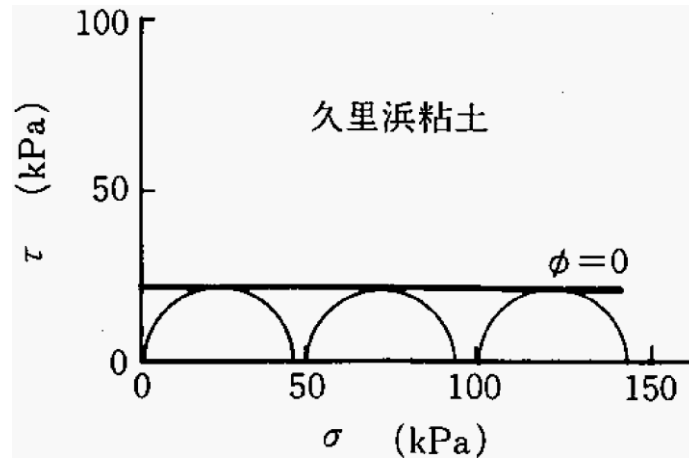


図 3-2 粘土における非圧密非排水試験 (UU) 結果  
(地盤工学会「地盤調査・土質試験結果の解釈と適用例」より抜粋)

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  $\phi'$  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  $\phi'$  のみとなる。

F L I P 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  $\phi'$  は  $30^\circ$  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  $\phi'$  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，F L I P 研究会では，粘性土は  $c'=0$ ， $\phi'=30^\circ$  と設定している。

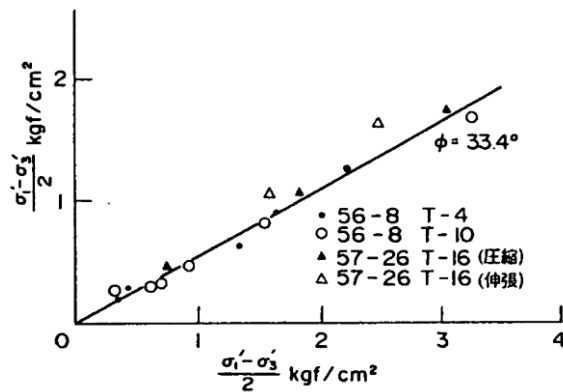


図 3-3(1) 軸差応力最大時の  $(\sigma_1' - \sigma_3')/2$  と  $(\sigma_1' + \sigma_3')/2$  の関係  
(沖積粘土)

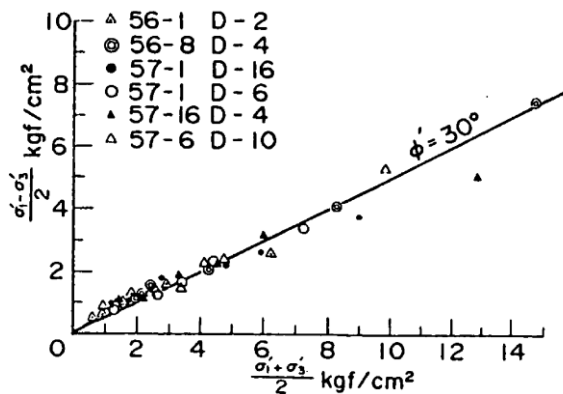


図 3-3(2) 軸差応力最大時の  $(\sigma_1' - \sigma_3')/2$  と  $(\sigma_1' + \sigma_3')/2$  の関係  
(沖積粘土，深度 15~60m)

(参考) 12-5

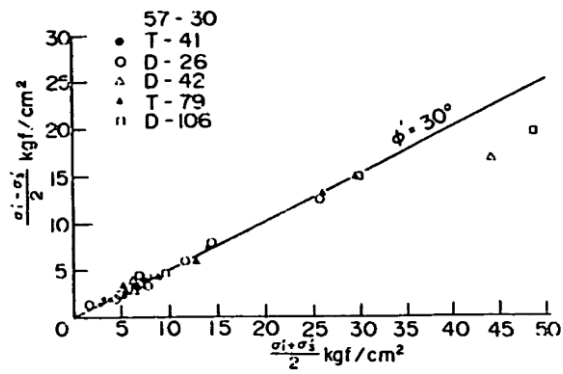


図 3-3(3) 軸差応力最大時の  $(\sigma_1' - \sigma_3')/2$  と  $(\sigma_1' + \sigma_3')/2$  の関係  
(沖積粘土, 深度 60~200m)

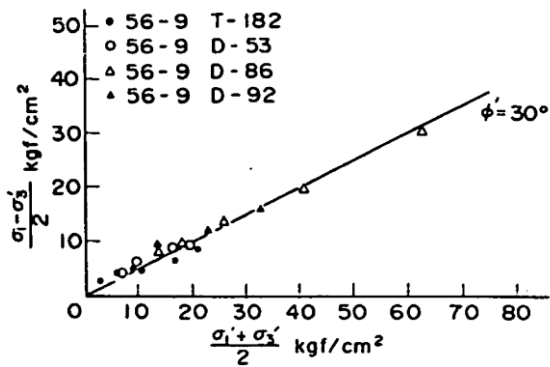


図 3-3(4) 軸差応力最大時の  $(\sigma_1' - \sigma_3')/2$  と  $(\sigma_1' + \sigma_3')/2$  の関係  
(沖積粘土, 深度 200~330m)

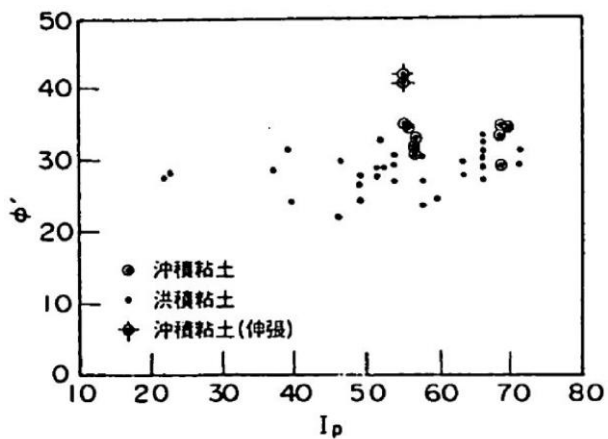


図 3-4 正規圧密時の内部摩擦角と塑性指数の関係

(参考) 12-6

### 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

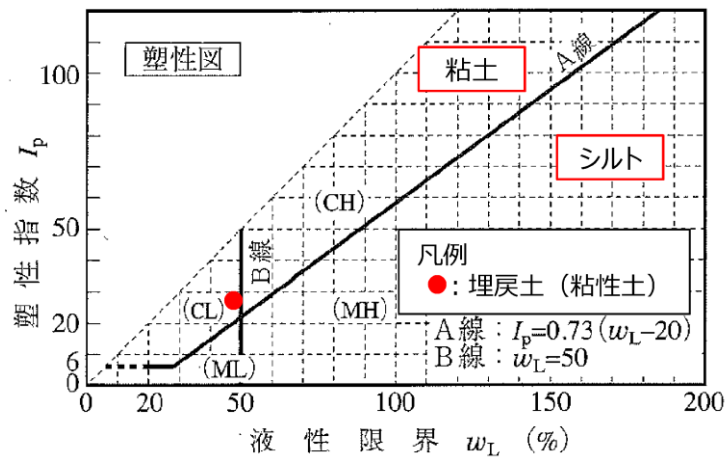


図3-5 塑性図による埋戻土(粘性土)の分類  
(地盤工学会「土質試験 基本と手引き」に一部加筆)

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 $\phi'$ はすべての供試体において $30^\circ$ を上回った。

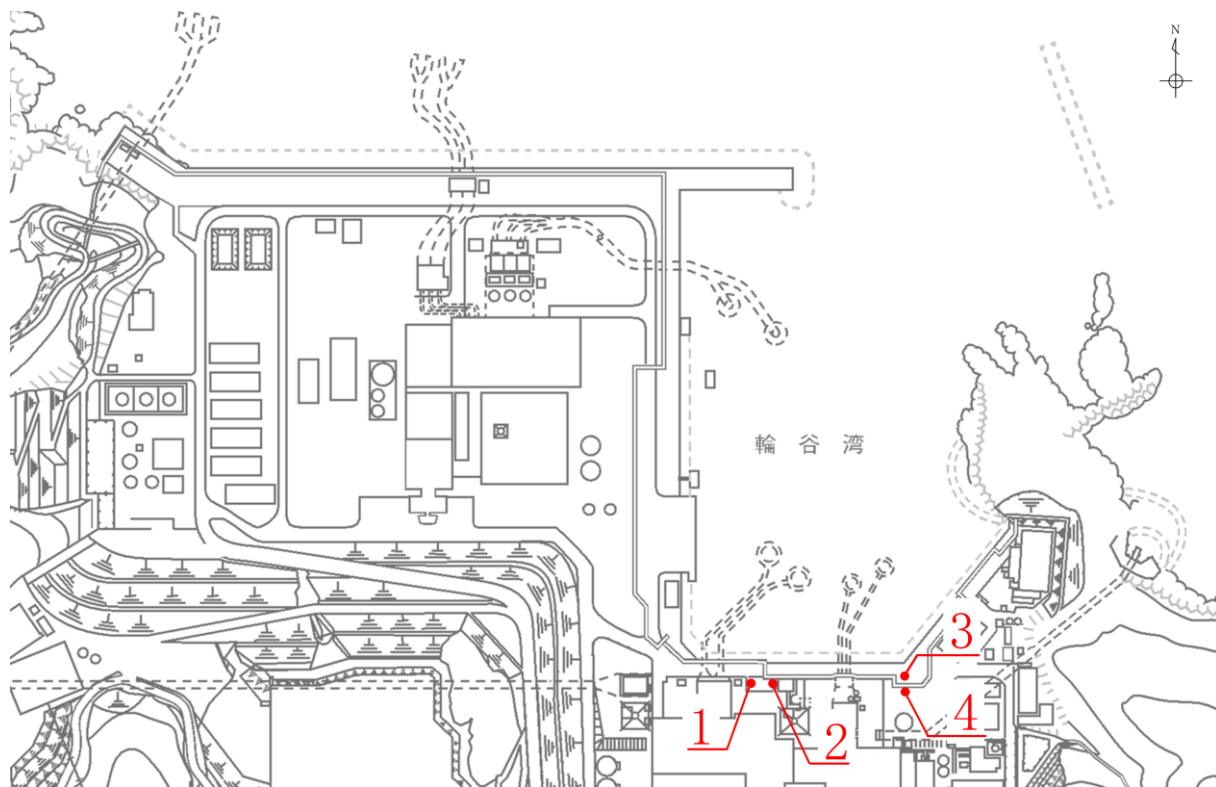


図3-6 埋戻土（粘性土）の粘性土試料採取位置

表3-2 埋戻土（粘性土）の強度特性

地点	粘着力 $c'$ ( $\text{kN/m}^2$ )	内部摩擦角 $\phi'$ ( $^\circ$ )
1	58	34.9
2	12	36.5
3	0	38.9
4	17	31.0

#### 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  $c'=0\text{kN/m}^2$ 、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 13) 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の概要

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）及び防波壁（逆T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」（以下「港湾基準」という。）及び「港湾構造物設計事例集」（以下「港湾設計事例集」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。

## 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での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、島根原子力発電所では港湾構造物設計事例集で記載される解析用物性値を採用する。



## 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 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	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 <sup>2</sup> )	180,000
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	98
	ポアソン比 $\nu$	0.33
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	0.24
強度特性	粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	20
	内部摩擦角 $\phi'$ (°)	35

注：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 基礎捨石及び被覆石の物性に関する文献調査

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<sup>5)</sup>。また、砕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<sup>6)</sup>。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。

標準値は砕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、これは砕石のせん断抵抗角  $\phi_D$  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 は各種の砕石に関する三軸試験結果をまとめたものであるが<sup>5)</sup>、拘束圧が大きくなるとともに粒子破砕によって  $\phi_D$  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  $\phi_D$  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  $30\text{MN/m}^2$  以上の石材である。母岩の強度が  $30\text{MN/m}^2$  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<sup>7)</sup>。

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)

(1) 静的な安定性評価に用いられる強度特性

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。

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「碎石 ( $D_{max}=25\text{mm}\sim 200\text{mm}$ : 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 $\alpha_3$ (kgf/cm <sup>2</sup> )		
					粗篩	中篩	密篩
花崗岩	中	25.4	A 1	1.2	2,4		
			A 2	2.8	2,4		
			A 3	5.0	2,4		
	型	63.5	B 1	1.2	2,4	1	1,2,4
			B 2	2.8		1,2,4	1,2,4
			B 3	5.0	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	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	25.4	F 1	1.3	2,4,8	0.5, 1, 2, 4, 8, 14	2,4,8
	型	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

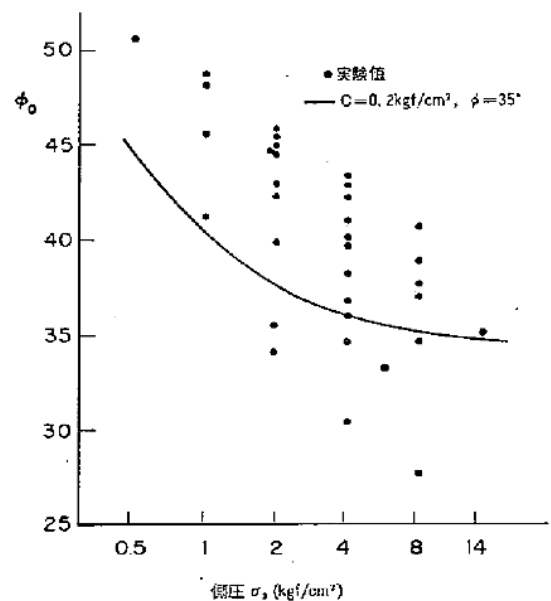


図-10 見掛けの粘着力を考慮した場合の  $\phi_0$  と  $\sigma_3$  の関係  
文献①の三軸圧縮実験結果

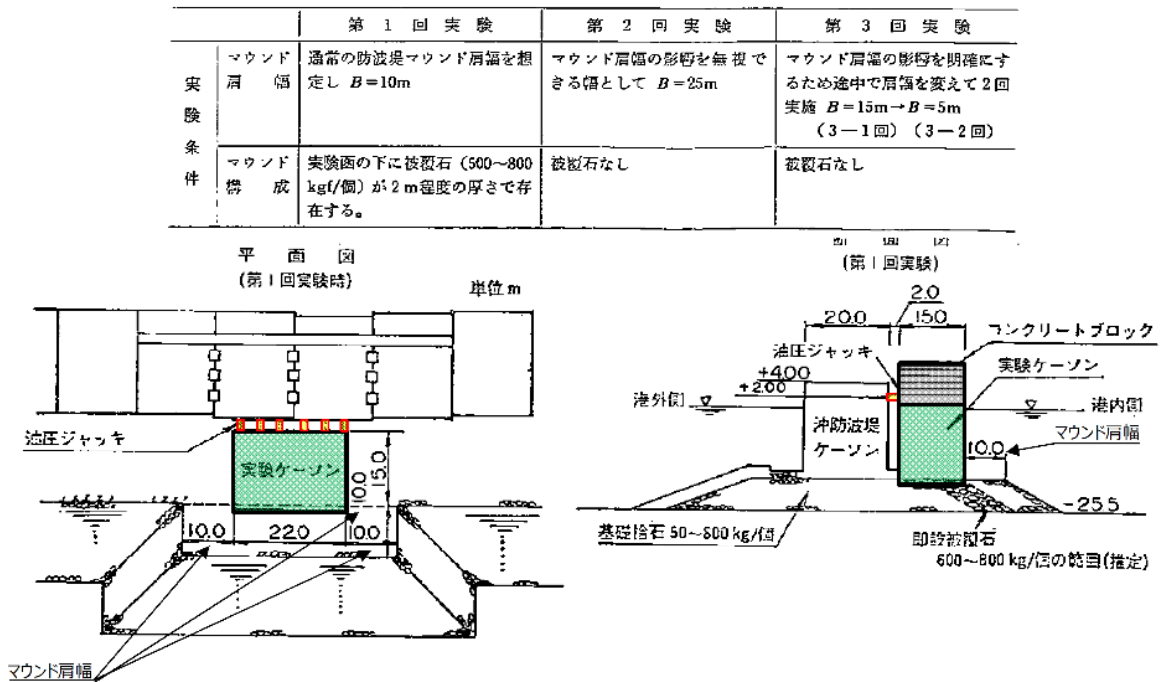
図 3-2 文献①の三軸圧縮実験ケース及び実験結果

(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/cm<sup>2</sup> 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。

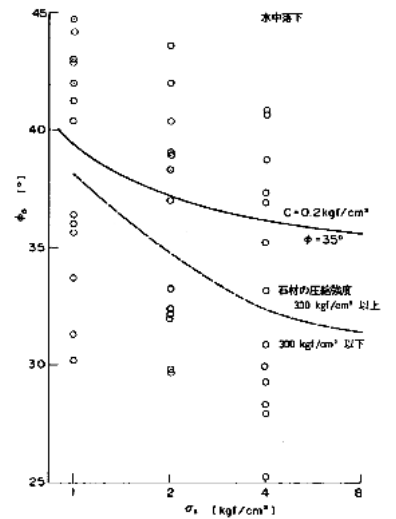
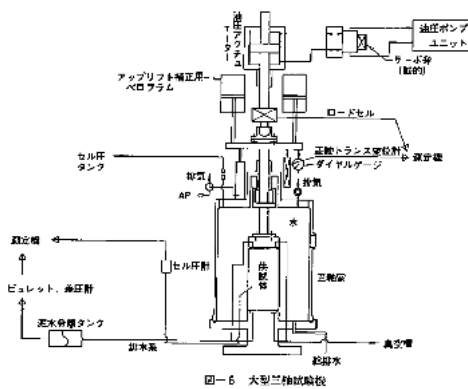
文献②の三軸圧縮実験ケース及び実験結果を図 3-4 に示す。

表-3 砕石母岩の材料特性

岩種	試料名	表乾比重 $D_s$	飽和比重 $D_b$	吸水率 $Q$ (%)	一軸圧縮強度 $\sigma_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
石灰岩	石灰岩 I	2.696	2.689	0.284	700以上
	石灰岩 II	2.617	2.588	1.129	600
	石灰岩 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 $D_s$	飽和比重 $D_b$	吸水率 $Q$ (%)	一軸圧縮強度 $\sigma_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
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	1.336	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



## (2) 動的な安定性評価に用いられる強度特性

文献①及び文献②については、捨石マウンド上の港湾施設に対する静的な安定性評価に関する内容であることから、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3-5に、検討結果を表3-1に示す。

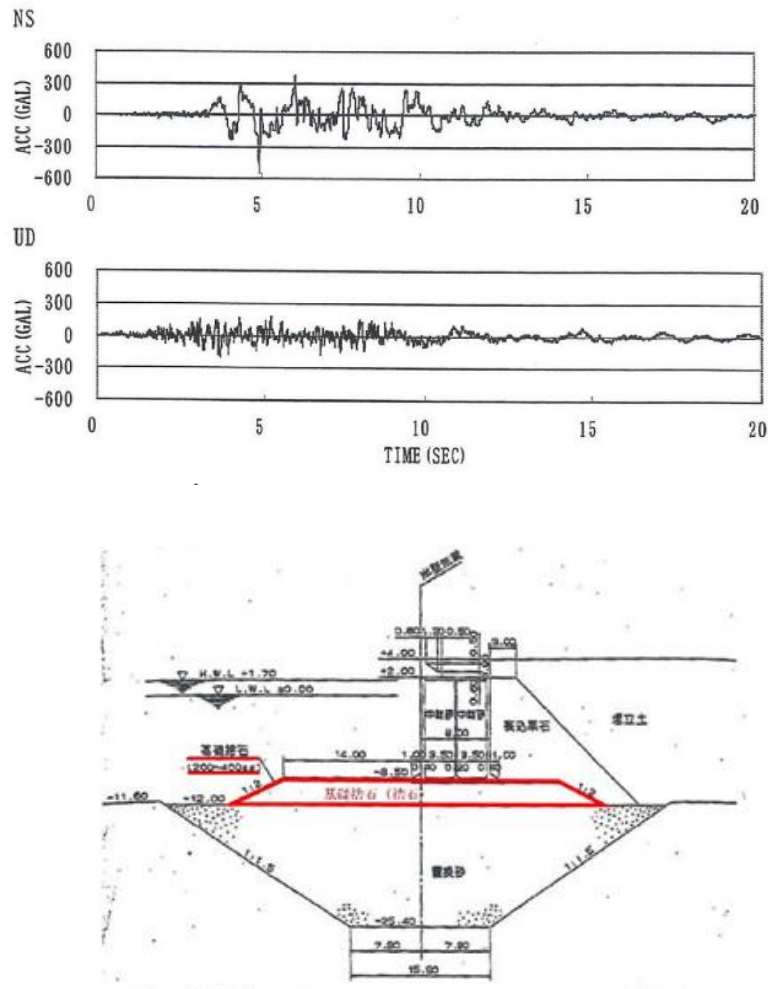


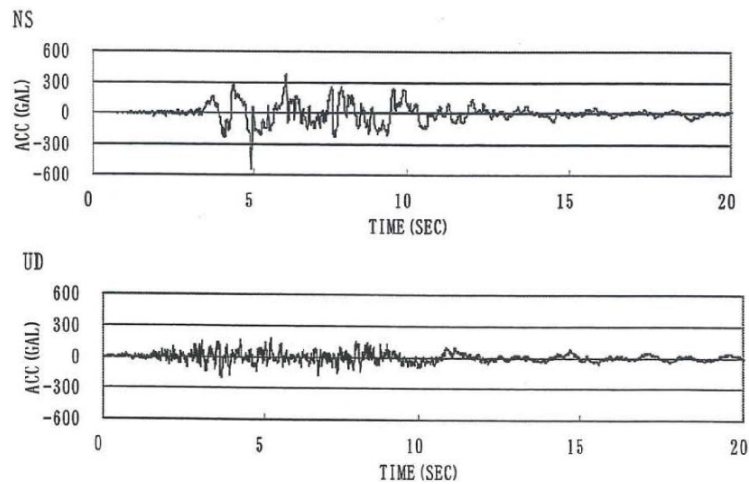
図3-5 六甲アイランドRF3岸壁の検討用地震動及び検討対象断面  
(文献③より引用・一部加筆)

表3-1 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 <sup>2</sup> )	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

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3-6に、検討結果を表3-2に示す。



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

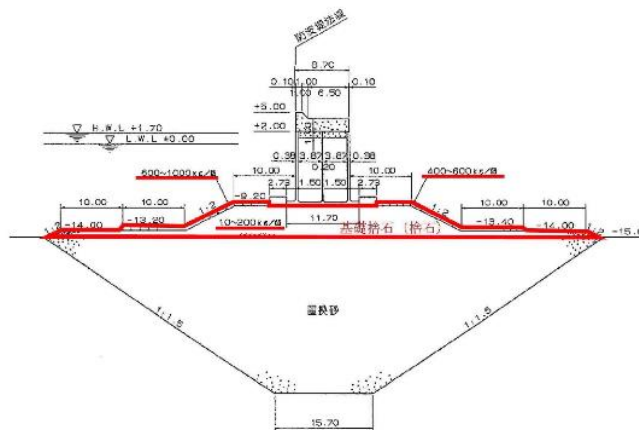


図3-6 神戸港第七防波堤の検討用地震動及び検討対象断面  
(文献③より引用・一部加筆)

表3-2 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 <sup>2</sup> )	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3-7に、検討結果を表3-3に示す。

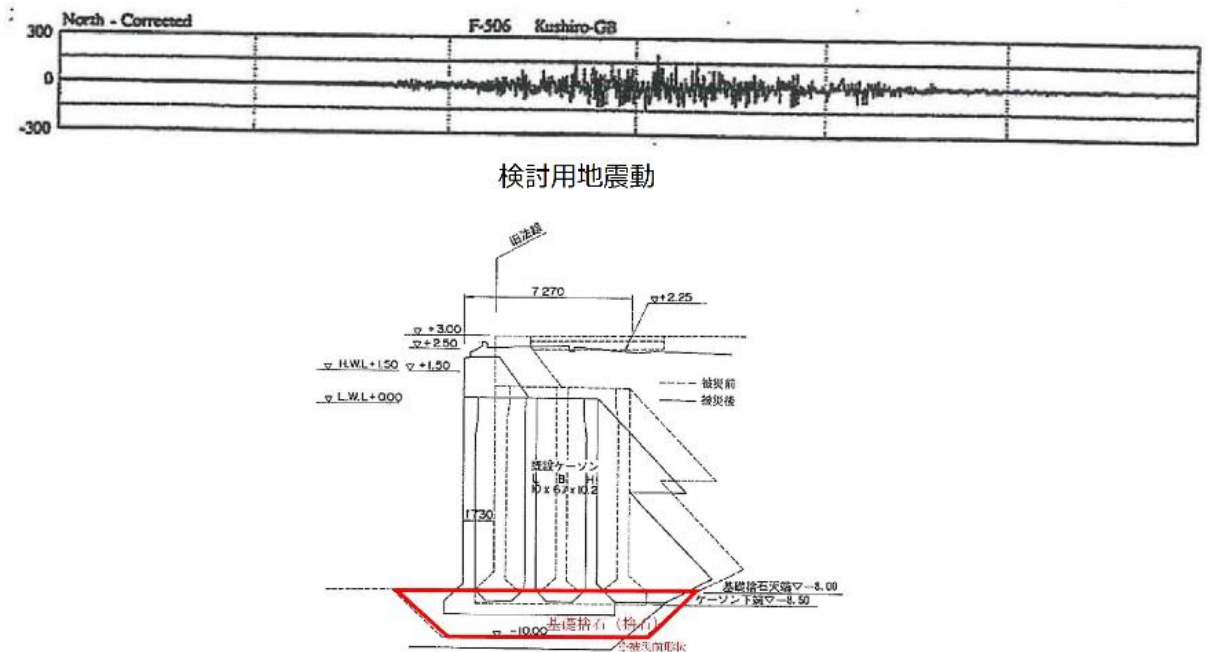


図3-7 釧路港北埠頭岸壁の検討用地震動及び検討対象断面  
(文献③より引用・一部加筆)

表3-3 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 <sup>2</sup> )	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おり、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。解析断面図を図3-8に、解析用物性値を表3-4に示す。

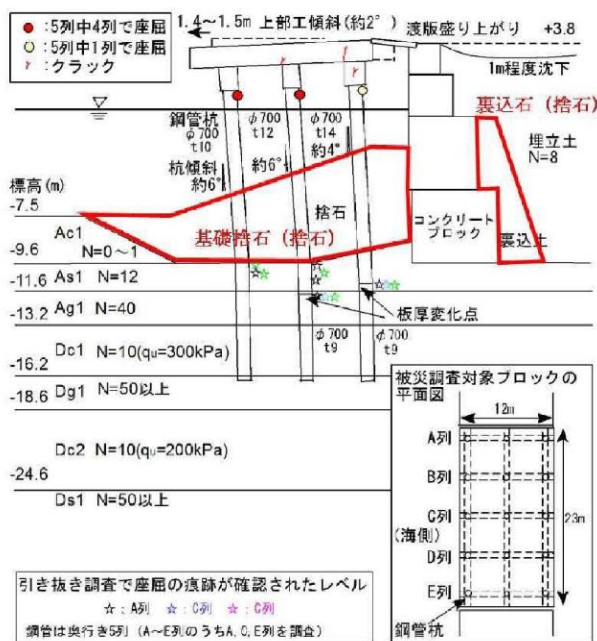


図3-8 断面図(神戸港T棧橋)

(文献④より引用・一部加筆)

表3-4 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					履歴減衰上限値
			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	
			$G_{ma}$ (kPa)	$\sigma'_{ma}$ (kPa)	$m$	$\phi_f$ (°)	$c$ (kPa)	
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) 13-13

「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おり、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。なお、当該岸壁の基礎捨石は30~200 kg/個とされている。解析断面図を図3-9に、解析用物性値を表3-5に示す。

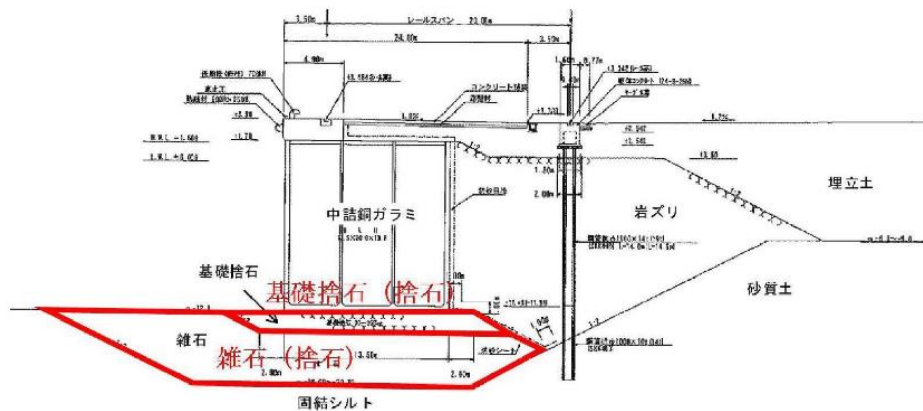


図3-9 断面図(小名浜港5号埠頭耐震強化岸壁)  
(文献⑤より引用・一部加筆)

表3-5 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	$\rho_t$ (t/m <sup>3</sup> )	$\rho_{sat}$ (t/m <sup>3</sup> )	$\sigma'_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\nu$	$K_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$C$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	$n$	$h_{max}$
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おり、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。断面図を図 3-10 に、解析用物性値を表 3-6 に示す。

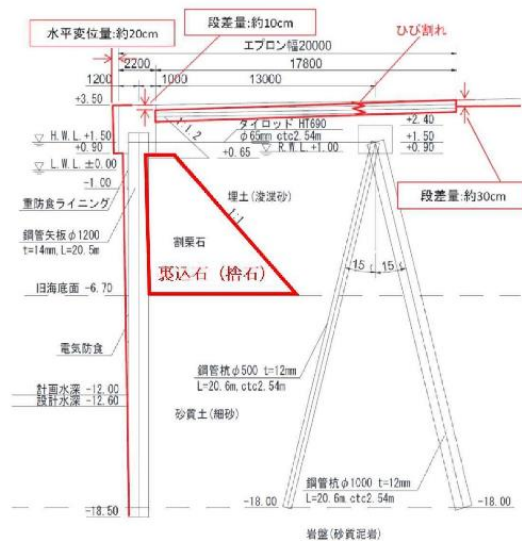


図 3-10 断面図 (相馬港 2 号埠頭-12m 岸壁)

(文献⑥より引用・一部加筆)

表 3-6 F L I P 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	$\rho$ ( $t/m^3$ )	$\sigma_{ms}$ ( $kN/m^2$ )	$V_s$ ( $m/s$ )	$G_{ms}$ ( $kN/m^2$ )	$m_G$	$K_{ms}$ ( $kN/m^2$ )	$m_K$	$c$ ( $kN/m^2$ )	$\phi_r$	$h_{max}$	$n$	$E$ ( $kN/m^2$ )
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。

### 3.3 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3-7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。

表 3-7 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 <sup>2</sup> 以上	30MN/m <sup>2</sup>
D <sub>max</sub>	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"> <li>・六甲アイランドRF3岸壁 200～400kg/個程度</li> <li>・神戸港第七防波堤 10～200kg/個程度</li> <li>・小名浜港5号埠頭耐震強化岸壁 30～200kg/個程度</li> </ul>



以下に、表 2-2 に示す基礎捨石及び被覆石の解析用物性値のうち主要な物性値について、考察する。

(1) せん断強度定数

工藤ら(1985)\*<sup>1</sup>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 3-11 に示すように、内部摩擦角  $\phi$  はゆる詰めでも密詰めでも  $35^\circ\sim 36^\circ$ , 粘着力  $c$  はゆる詰めでも  $0.2\text{kgf/cm}^2$ (約  $20\text{kN/m}^2$ ) $\sim$ 密詰めでも  $0.6\text{kgf/cm}^2$ (約  $60\text{kN/m}^2$ )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 3-11 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は施工から年月を経ており、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、このせん断強度定数を適用することは妥当であると判断する。

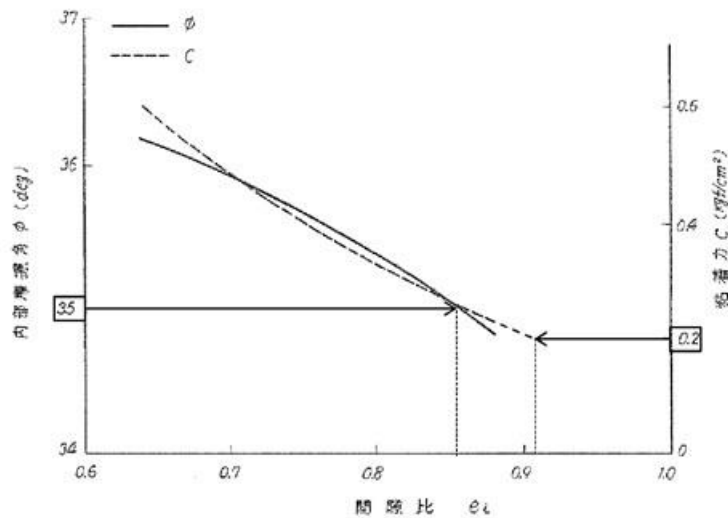


図 3-11 間隙比  $e_i$  に対する粘着力  $c$  と内部摩擦角  $\phi$  の推定図表  
(工藤ら(1985)\*<sup>1</sup>より引用・加筆)

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) 最大履歴減衰率

文献③では捨石の標準的なモデル化案について、解析結果への影響が小さいことから、最大履歴減衰率  $h_{max}=0.2\sim 0.3$  が提案されている。一方で、港湾設計事例集では、 $h_{max}=0.24$  が設定されていること、3.2(2)の再現解析でも  $h_{max}=0.24$  が使われていることを踏まえ、島根原子力発電所の基礎捨石及び被覆石では、 $h_{max}=0.24$  を採用することは妥当であると判断する。

(3) 初期せん断剛性

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)\*<sup>2</sup>に記載されている表3-8を指していると考えられる。表3-8は沢田ら(1977)\*<sup>3</sup>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3-12)。

島根原子力発電所における基礎捨石及び被覆石の分布範囲は、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、港湾設計事例集に記載の  $V_s=300\text{m/s}$  を採用することにより初期せん断剛性は保守的な評価になるため妥当と判断する。

表 3-8 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)

物性値の種類	深度 (m)	ロック		コア	
		不飽和	飽和	S波速度の大きい材料の分布	S波速度の小さい材料の分布
S波速度	0-5	$V_s = 245$		$V_s = 210$	
	5-30	$V_s = 250Z^{0.20}$	$V_s = 250Z^{0.20}$	$V_s = 180Z^{0.35}$	$V_s = 140Z^{0.34}$
	30-	$V_s = 200Z^{0.315}$			
ポアソン比	全体	$\nu = 0.375 - 0.006Z^{0.58}$	$\nu = 0.49 - 0.01Z^{0.95}$	$\nu = 0.45 - 0.006Z^{0.60}$	

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

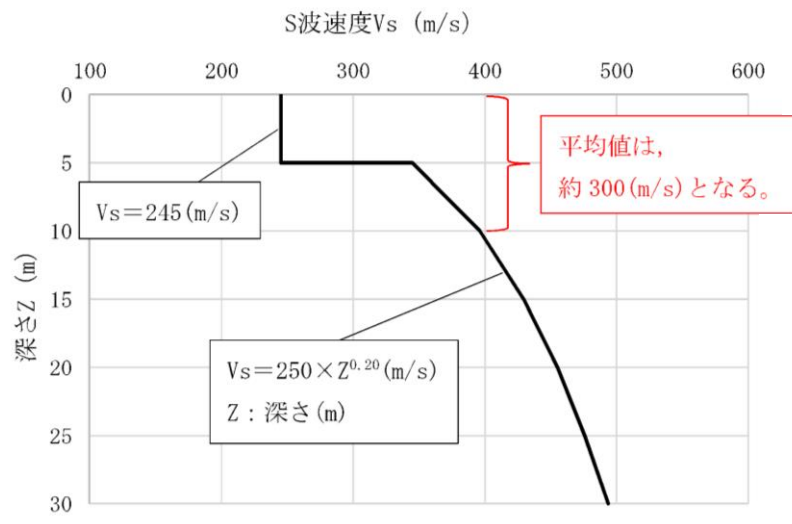


図 3-12 ロック材の S 波速度について  
(表 3-8 におけるロック材の S 波速度をグラフ化)

注記\*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

(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	$122.98\text{N}/\text{mm}^2$

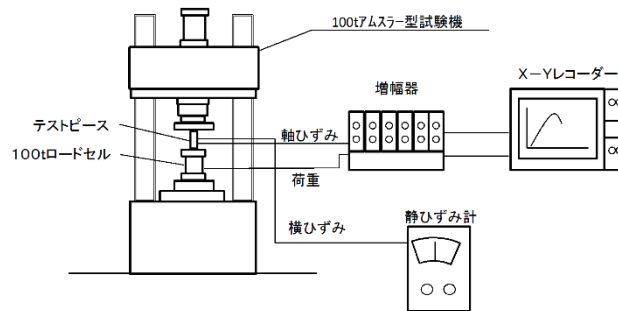


図1-1 一軸圧縮試験概要

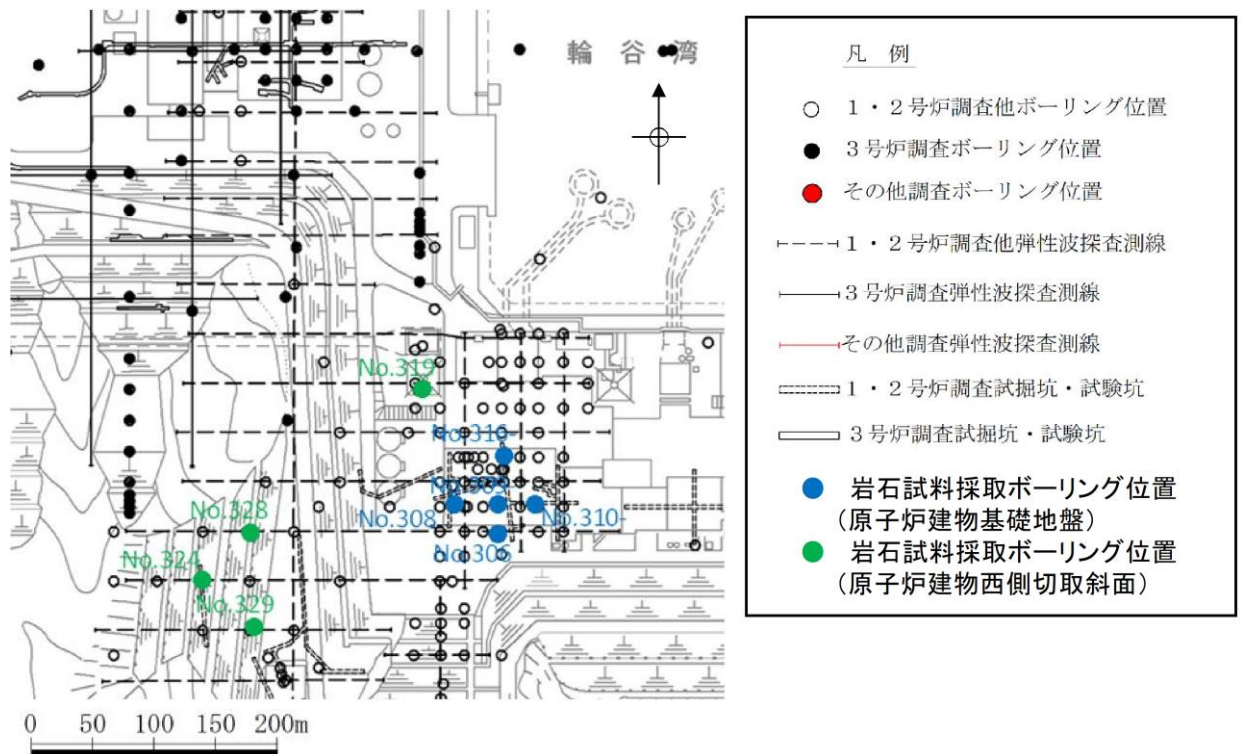


図 1-2 岩石試料採取位置図

(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<sub>max</sub>=200～250mm 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	

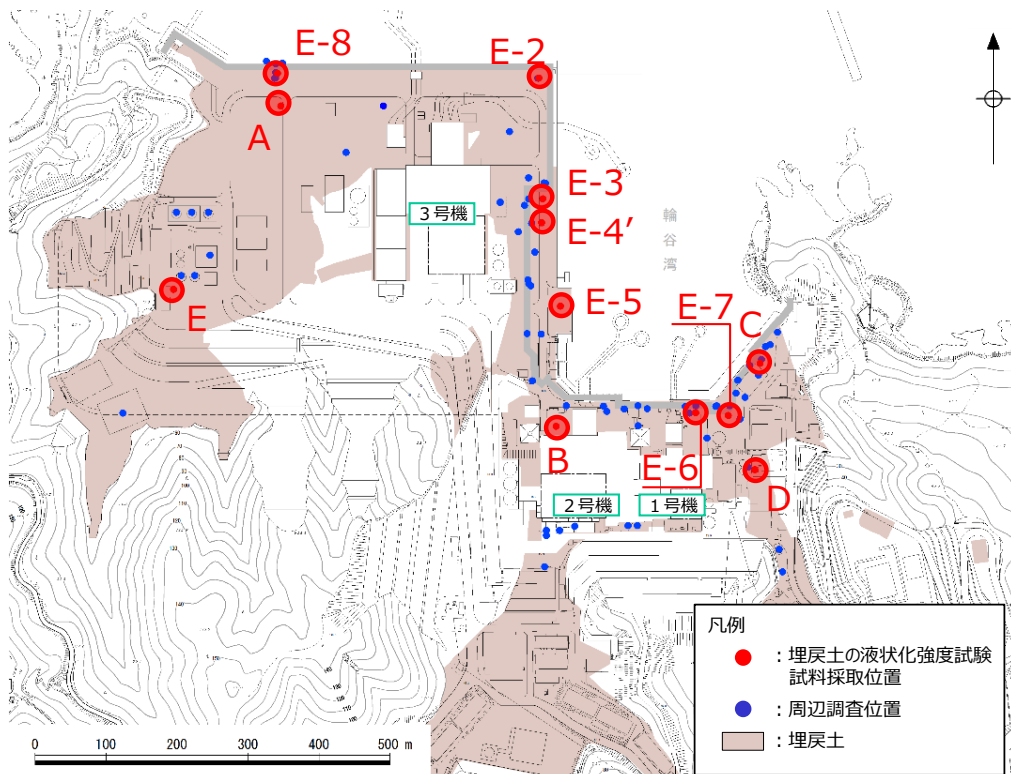
## (参考資料 14) 液状化強度試験の詳細について

### 1. 液状化強度試験試料

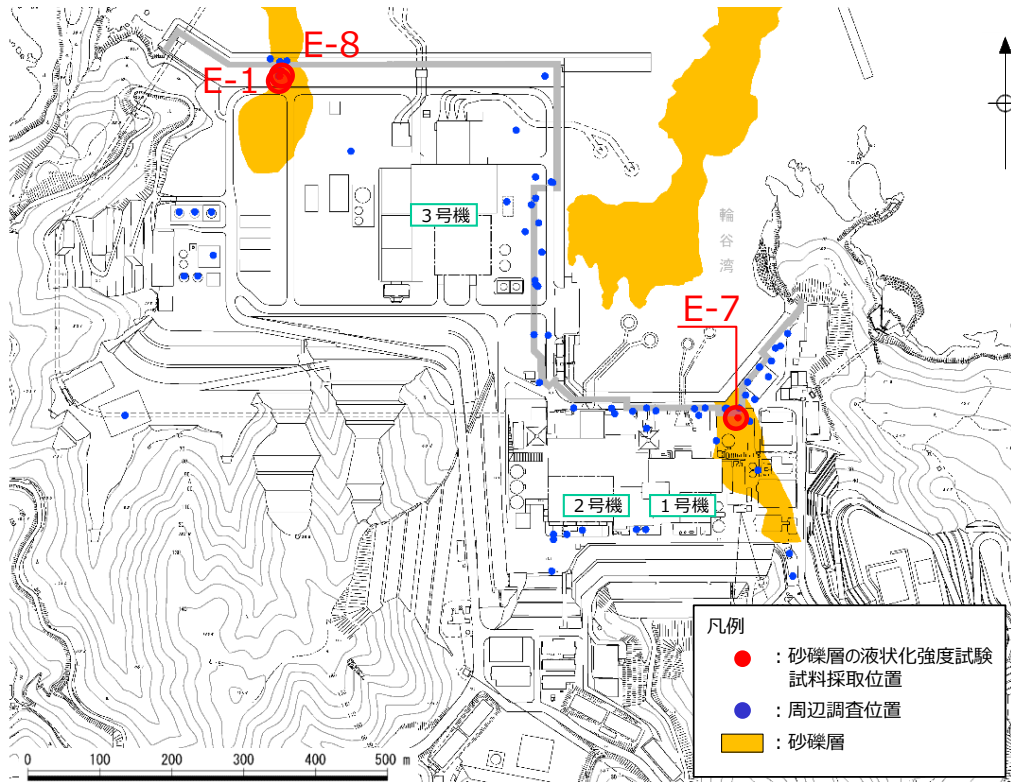
敷地内の被覆層として埋戻土及び砂礫層が分布する範囲において採取した試料を用いた液状化強度試験を実施している。液状化強度試験試料の採取位置を図 1-1、液状化強度試験試料の採取方法を表 1-1 に示す。

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」及び「道路橋示方書・同解説（V 耐震設計編）」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本資料「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) 14-2



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。

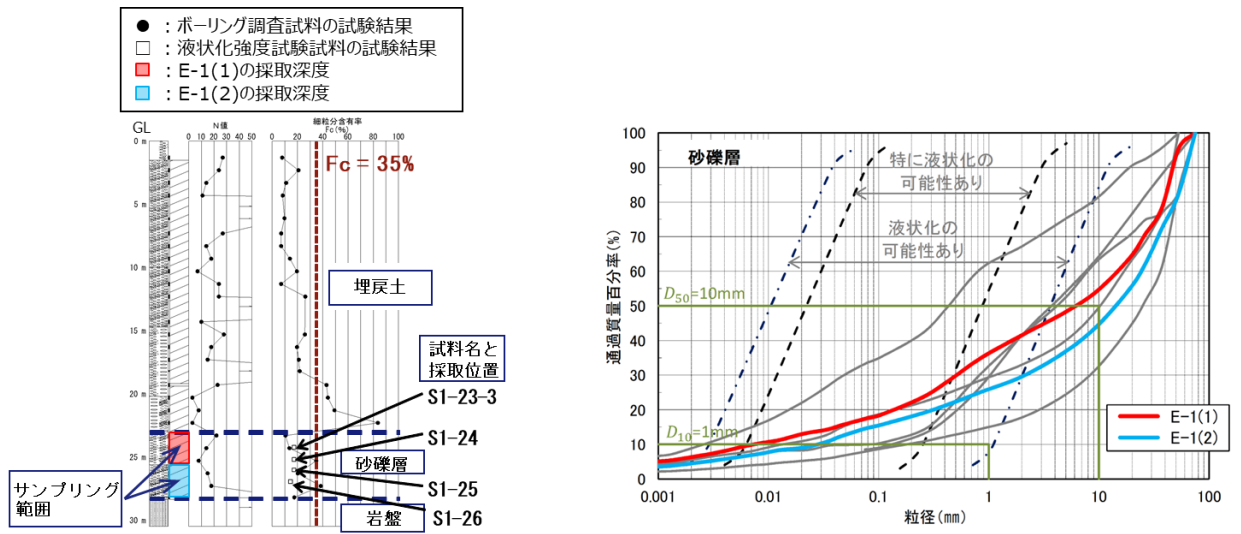


図 1-2 N 値・細粒分含有率及び粒径加積曲線 (E-1)

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

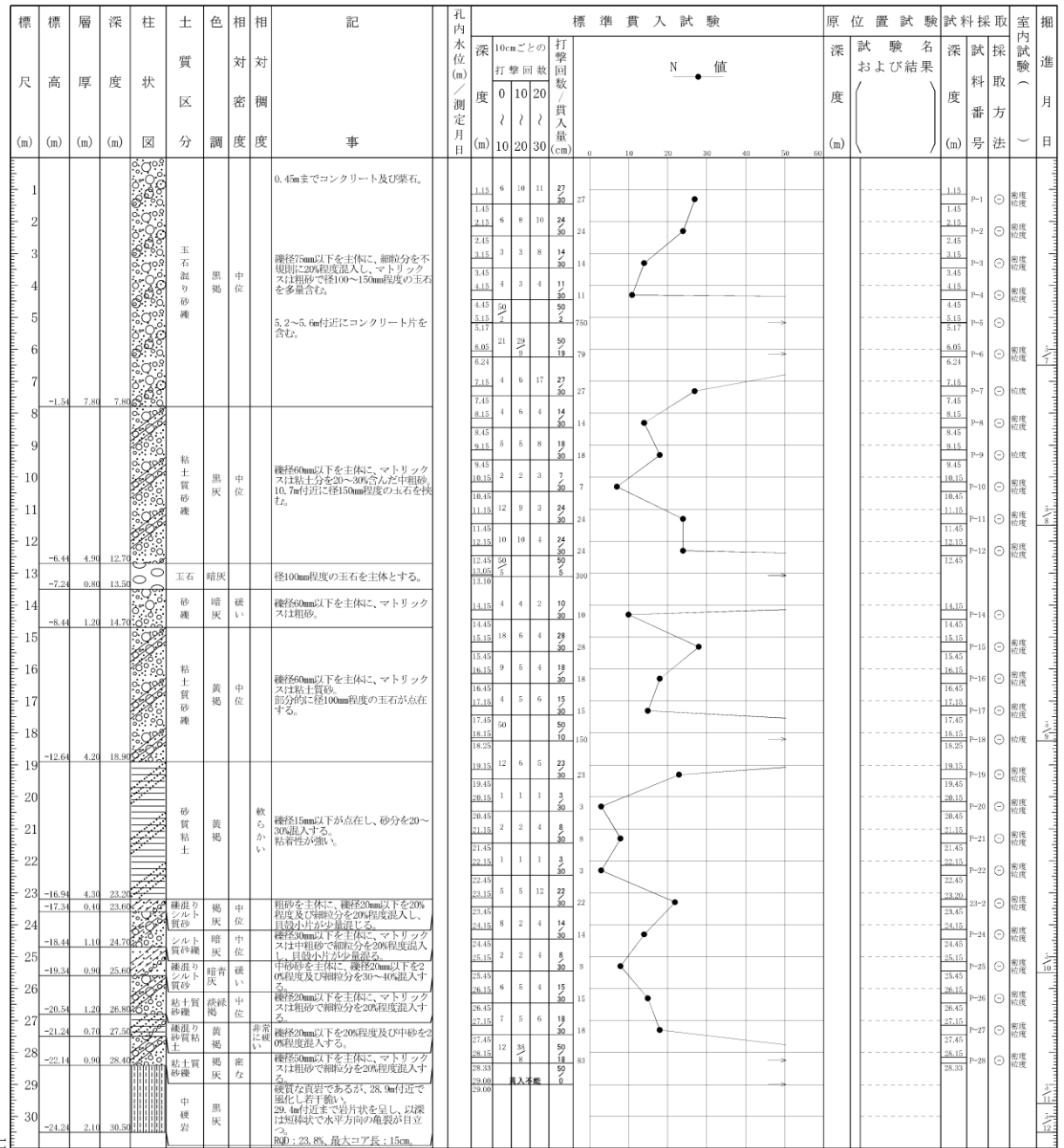
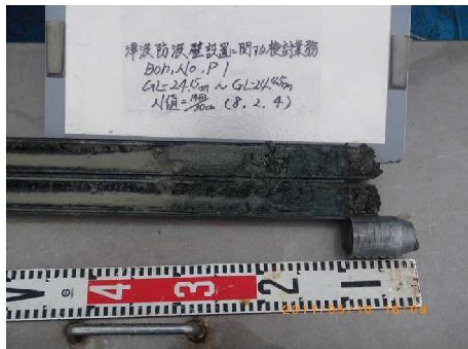


図 1-3 ボーリング柱状図 (P1 : E-1 地点の参考)

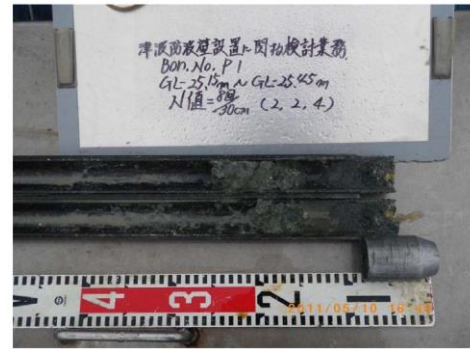
(参考) 14-5

【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) 14-6

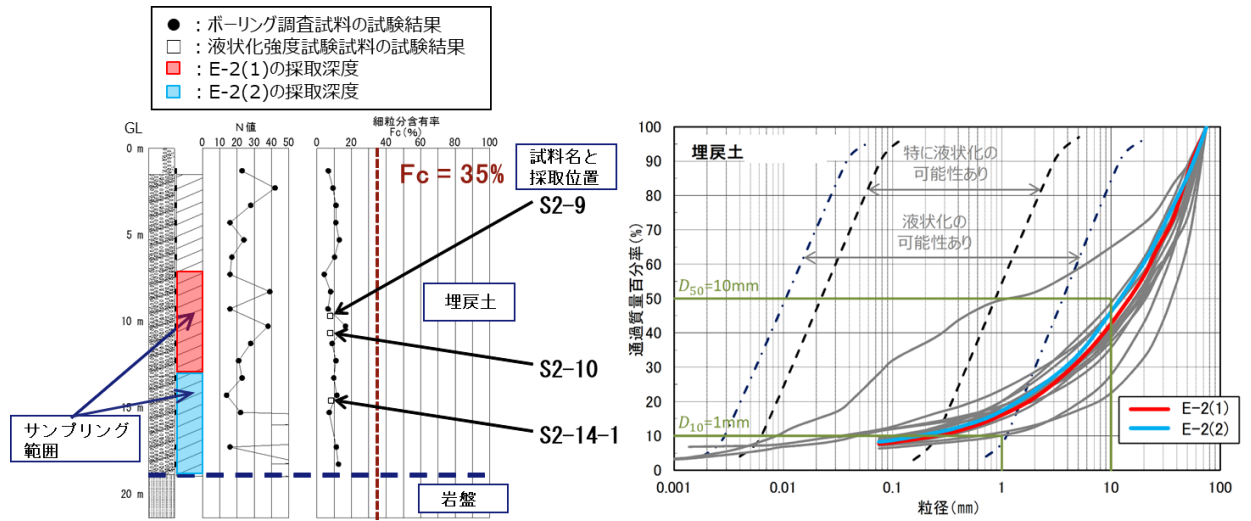


図 1-5 N 値・細粒分含有率及び粒径加積曲線 (E-2)

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

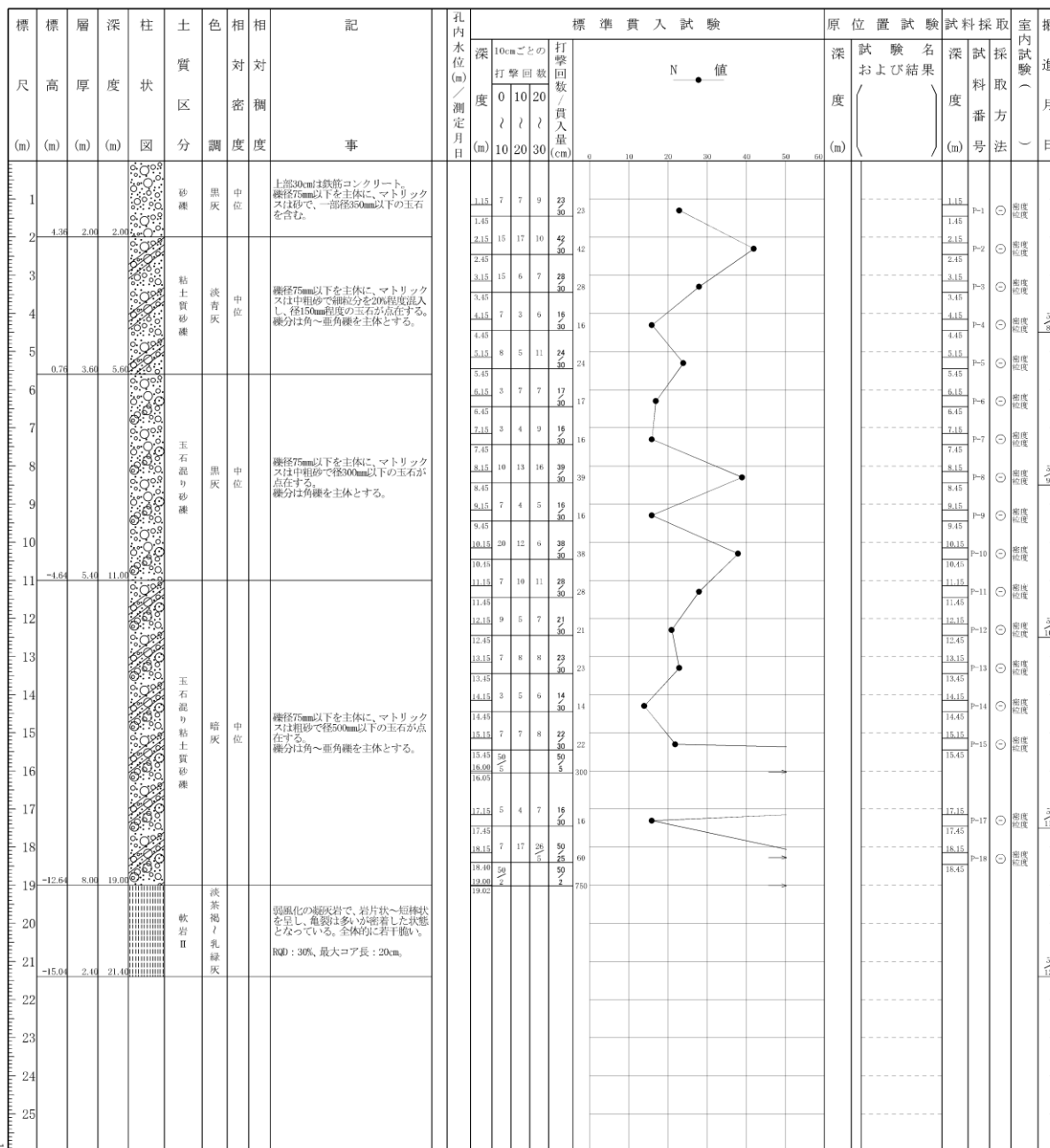


図 1-6 ボーリング柱状図 (P2 : E-2 地点の参考)

【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) 14-9

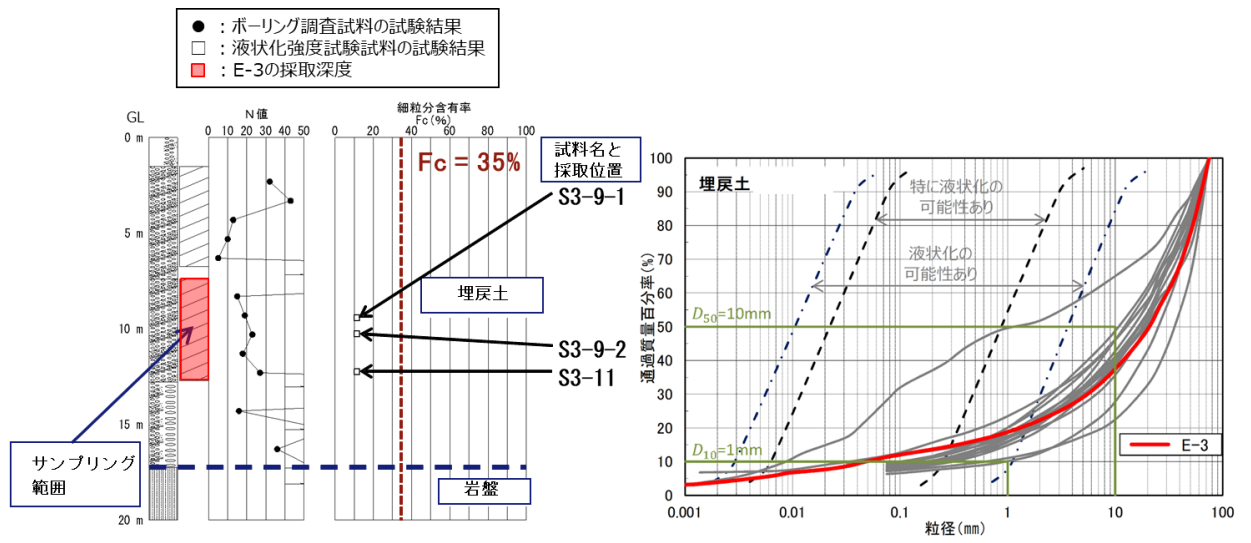


図 1-8 N 値・細粒分含有率及び粒径加積曲線 (E-3)







図 1-10 ボーリングコア写真 (E-3)

(参考) 14-12

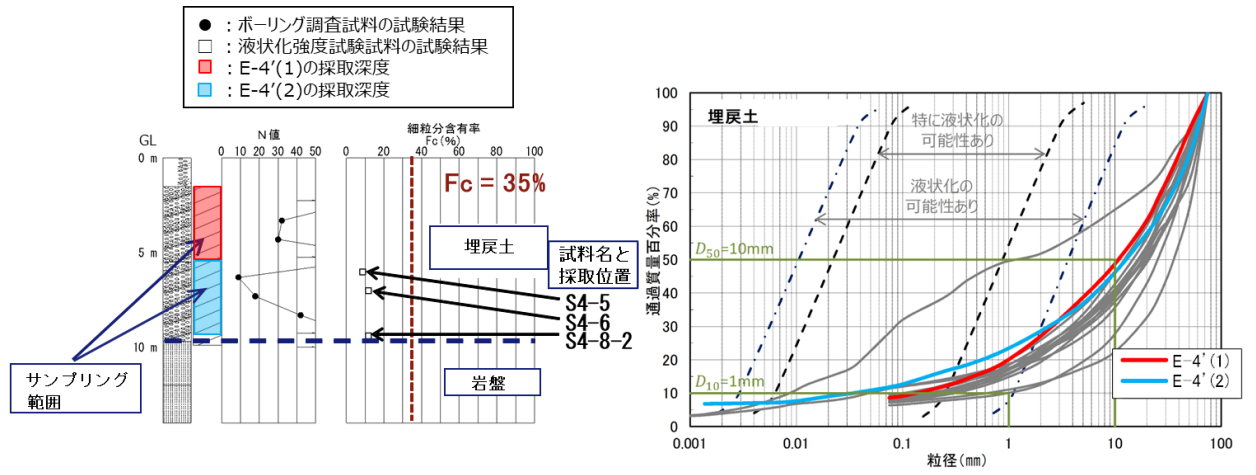


図 1-11 N 値・細粒分含有率及び粒径加積曲線 (E-4')

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

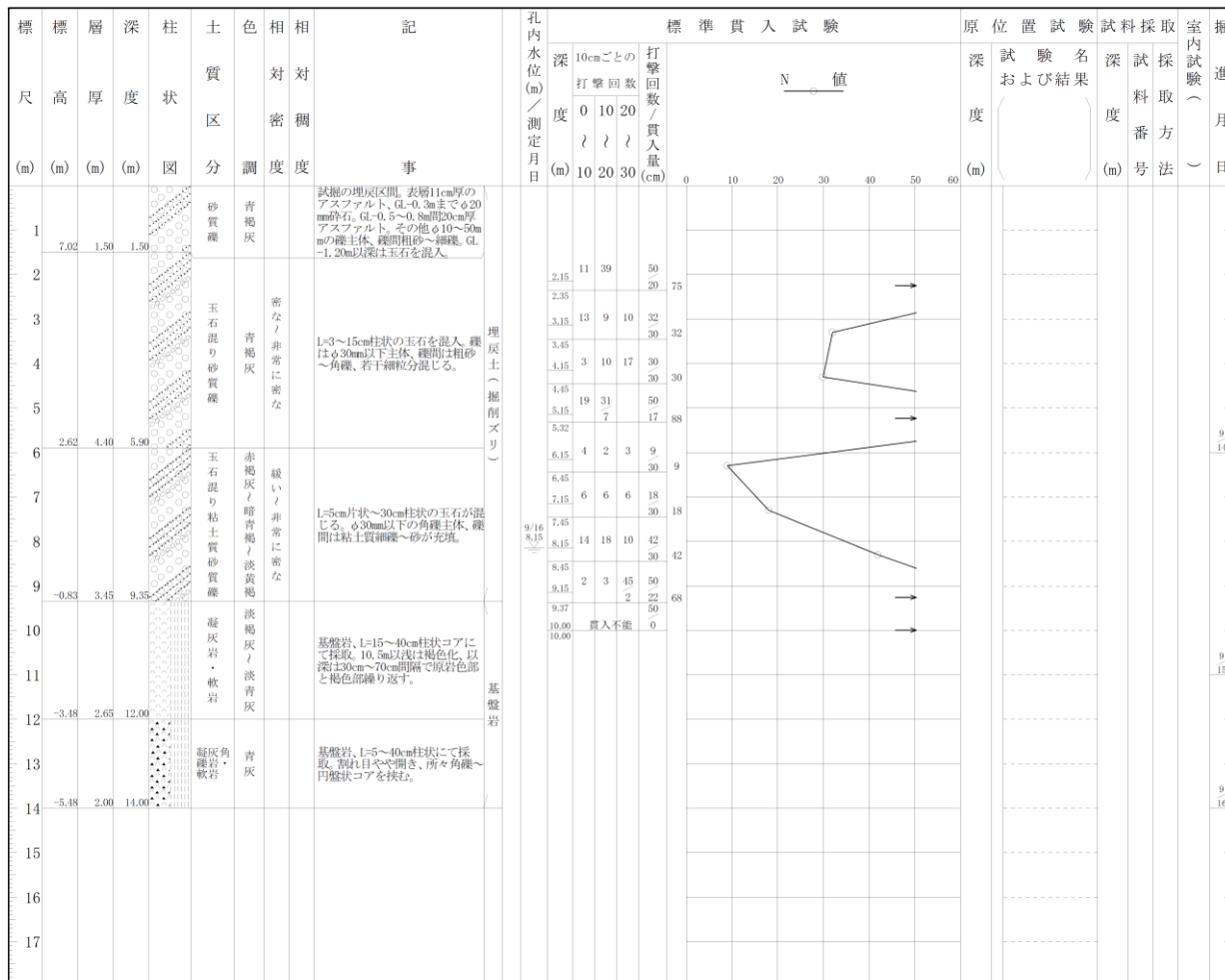


図 1-12 ボーリング柱状図 (E-4)

(参考) 14-14

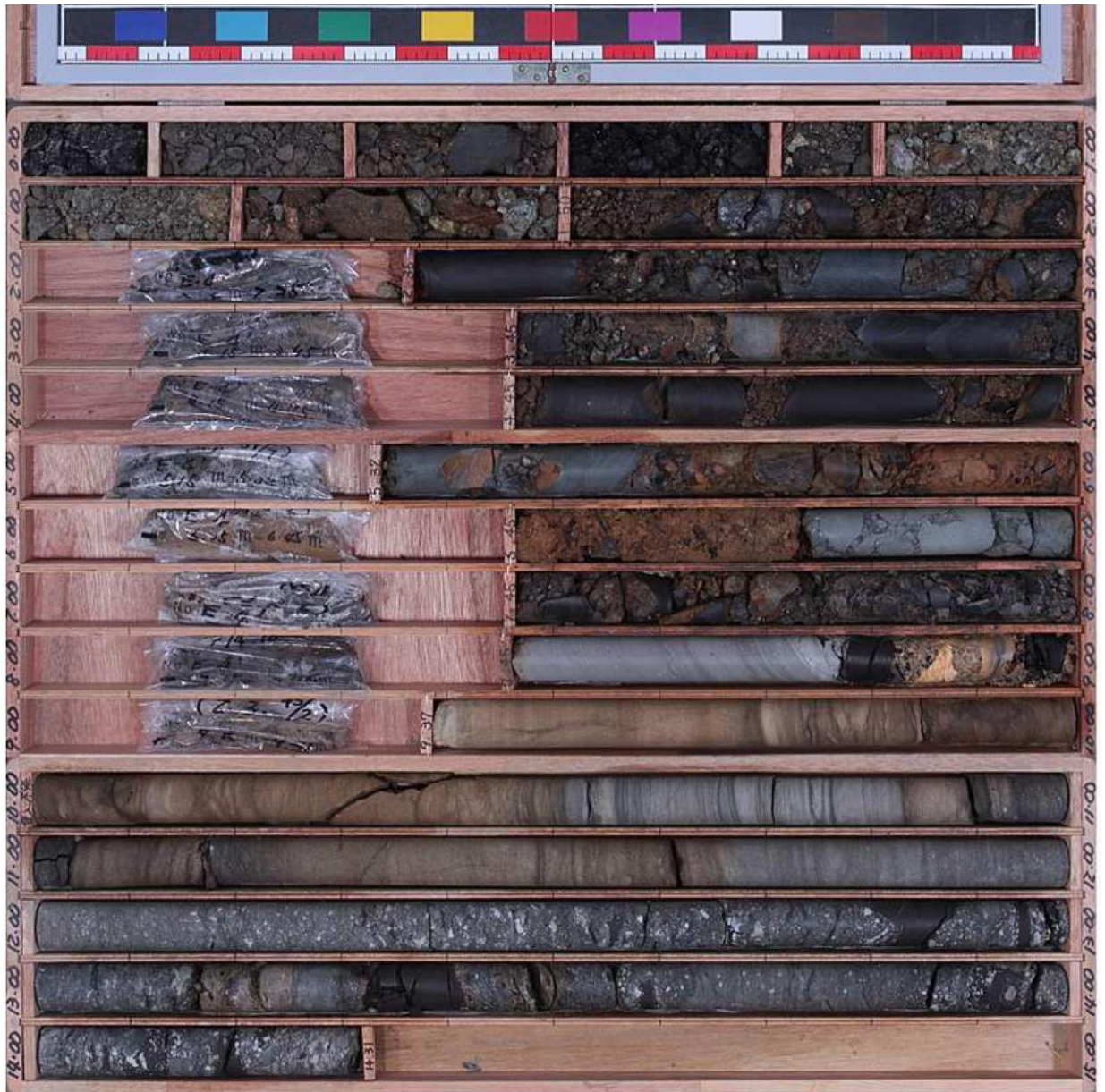


図 1-13 ボーリングコア写真 (E-4)

(参考) 14-15

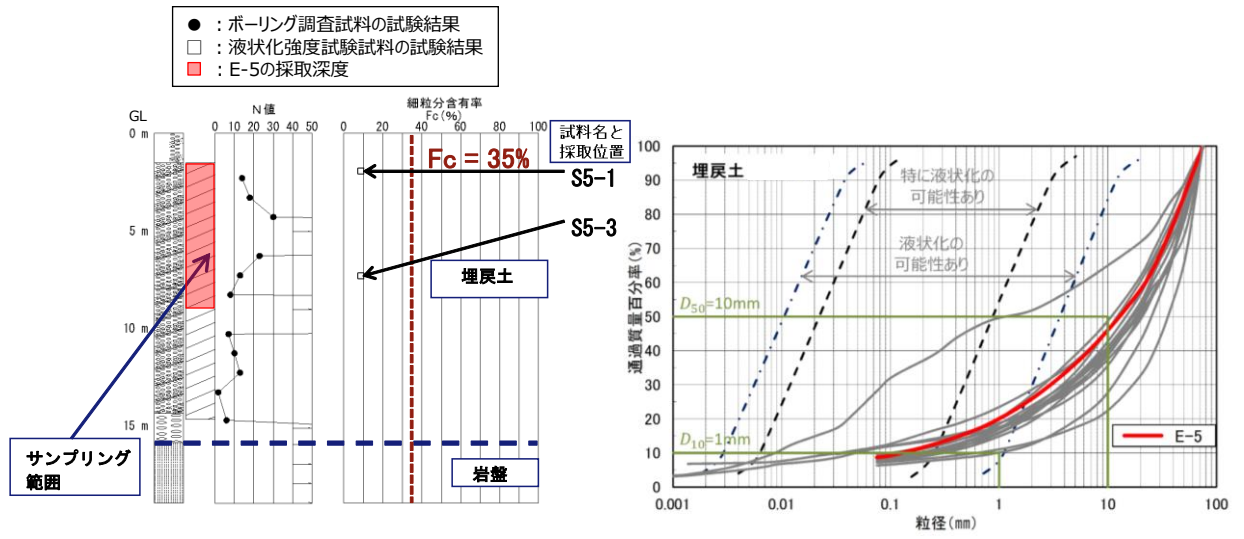


図 1-14 N 値・細粒分含有率及び粒径加積曲線 (E-5)

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

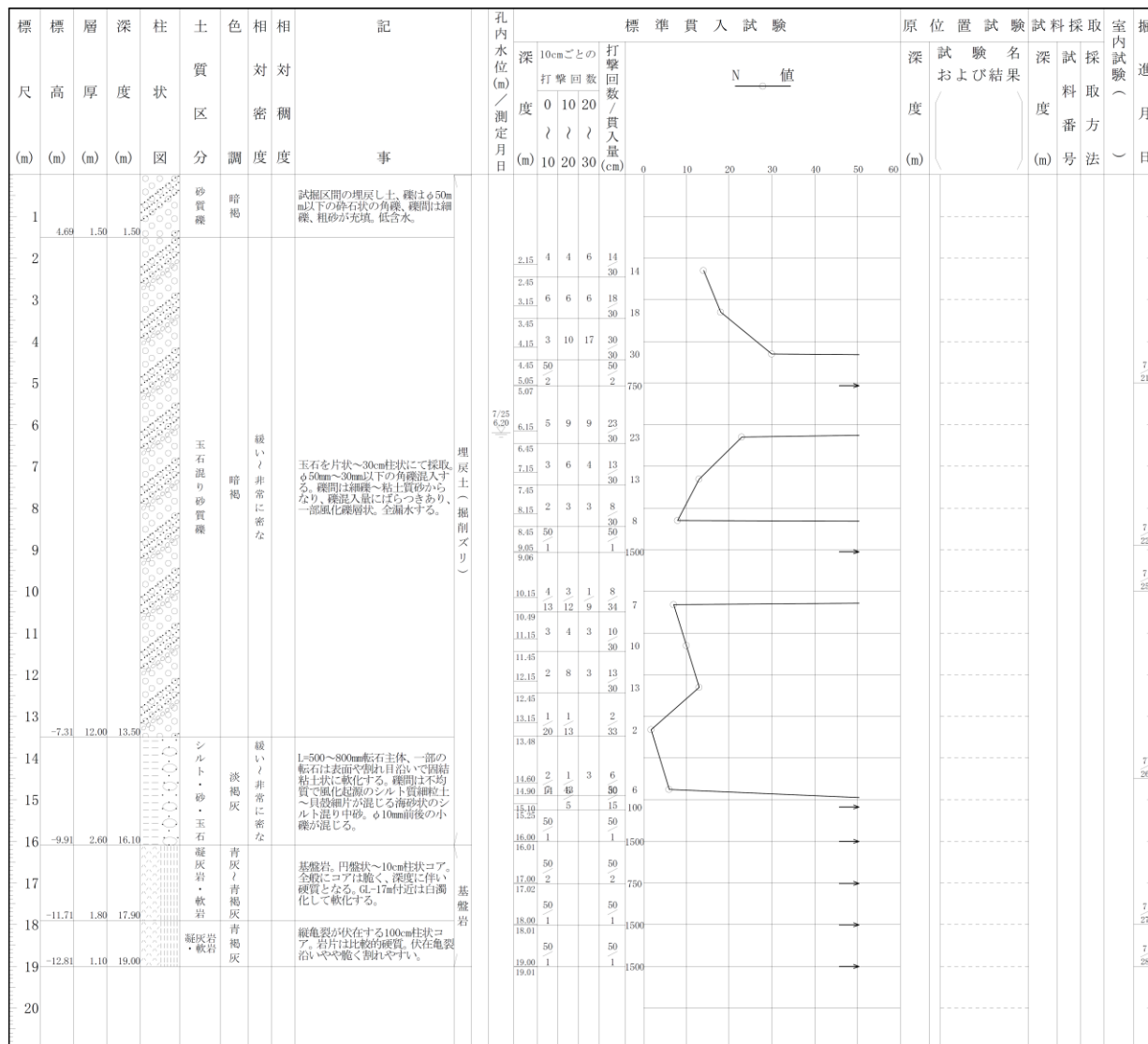


図 1-15 ボーリング柱状図 (E-5)

(参考) 14-17



図 1-16 ボーリングコア写真 (E-5)

(参考) 14-18



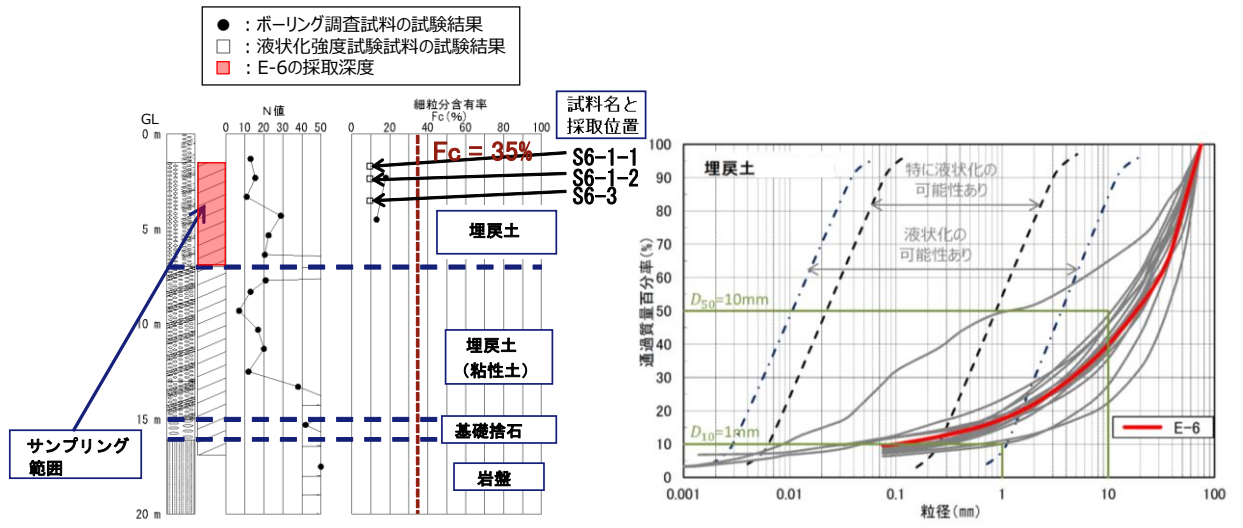


図 1-17 N 値・細粒分含有率及び粒径加積曲線 (E-6)

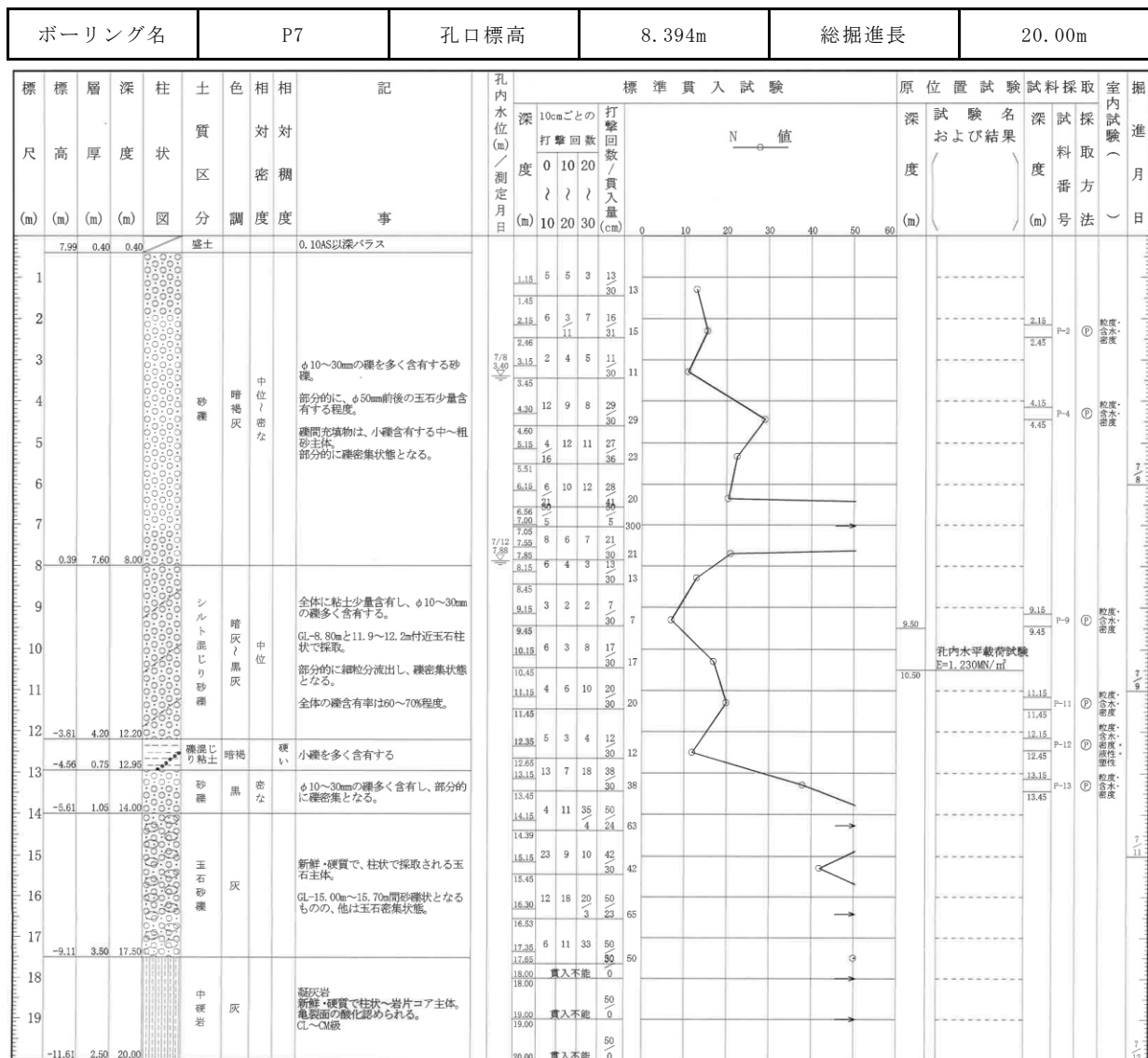


図 1-18 ボーリング柱状図 (P7 : E-6 地点の参考)

(参考) 14-20

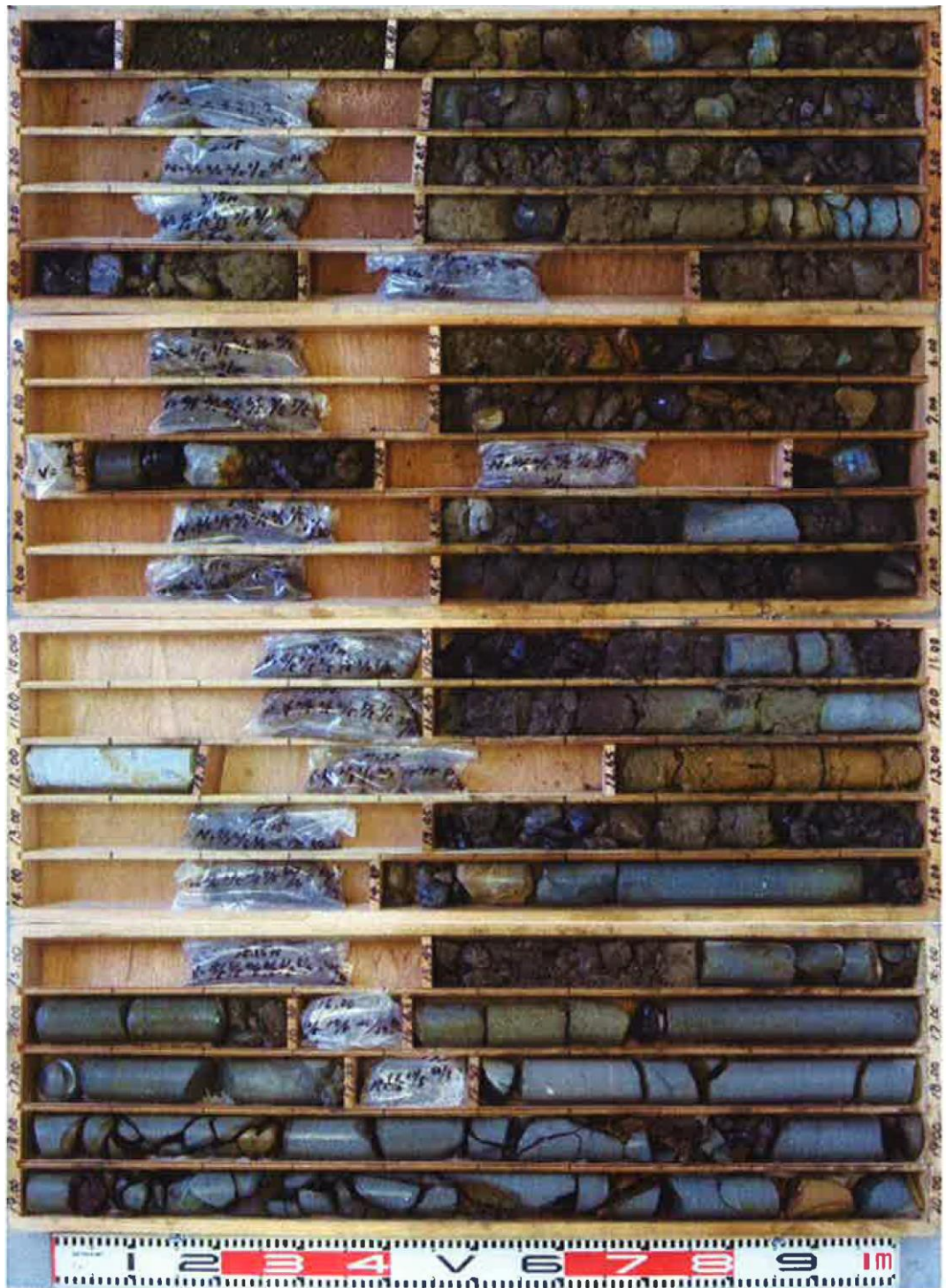


図 1-19 ボーリングコア写真 (P7 : E-6 地点の参考)

(参考) 14-21

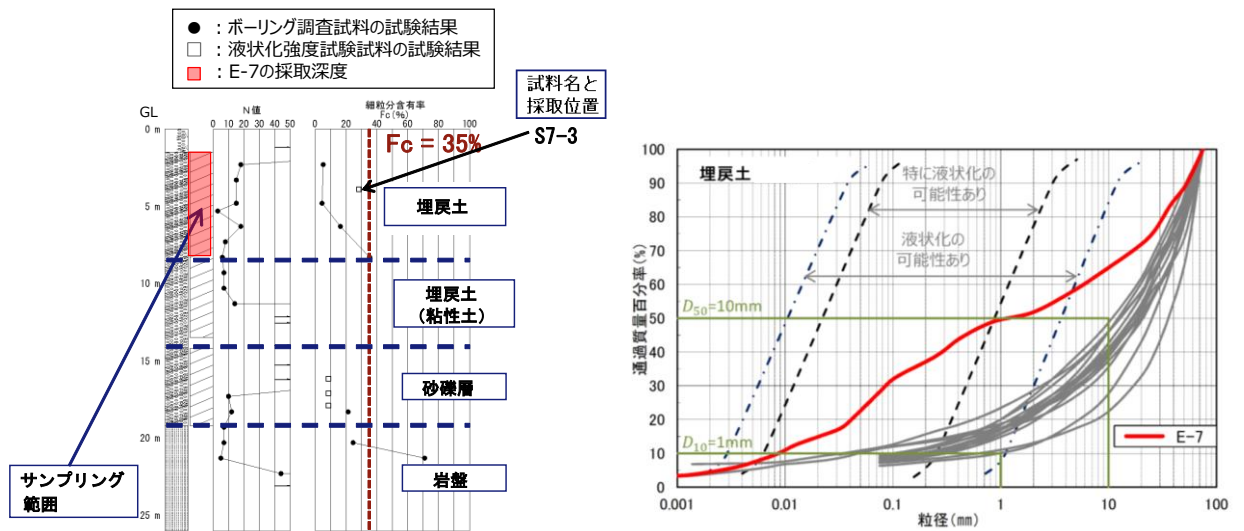


図 1-20 N 値・細粒分含有率及び粒径加積曲線 (E-7) (埋戻土)

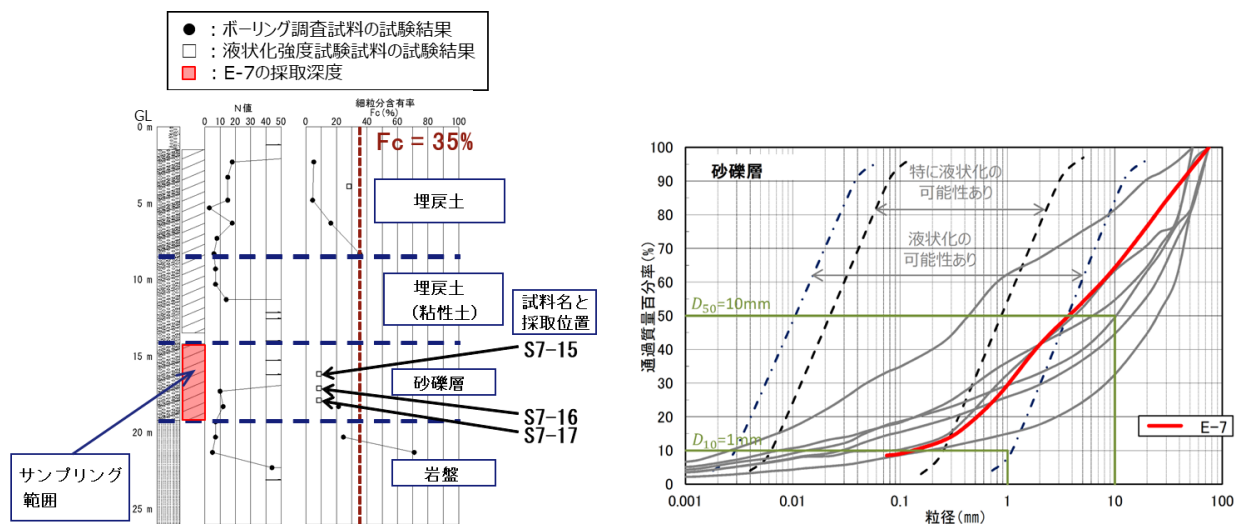


図 1-21 N 値・細粒分含有率及び粒径加積曲線 (E-7) (砂礫層)

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

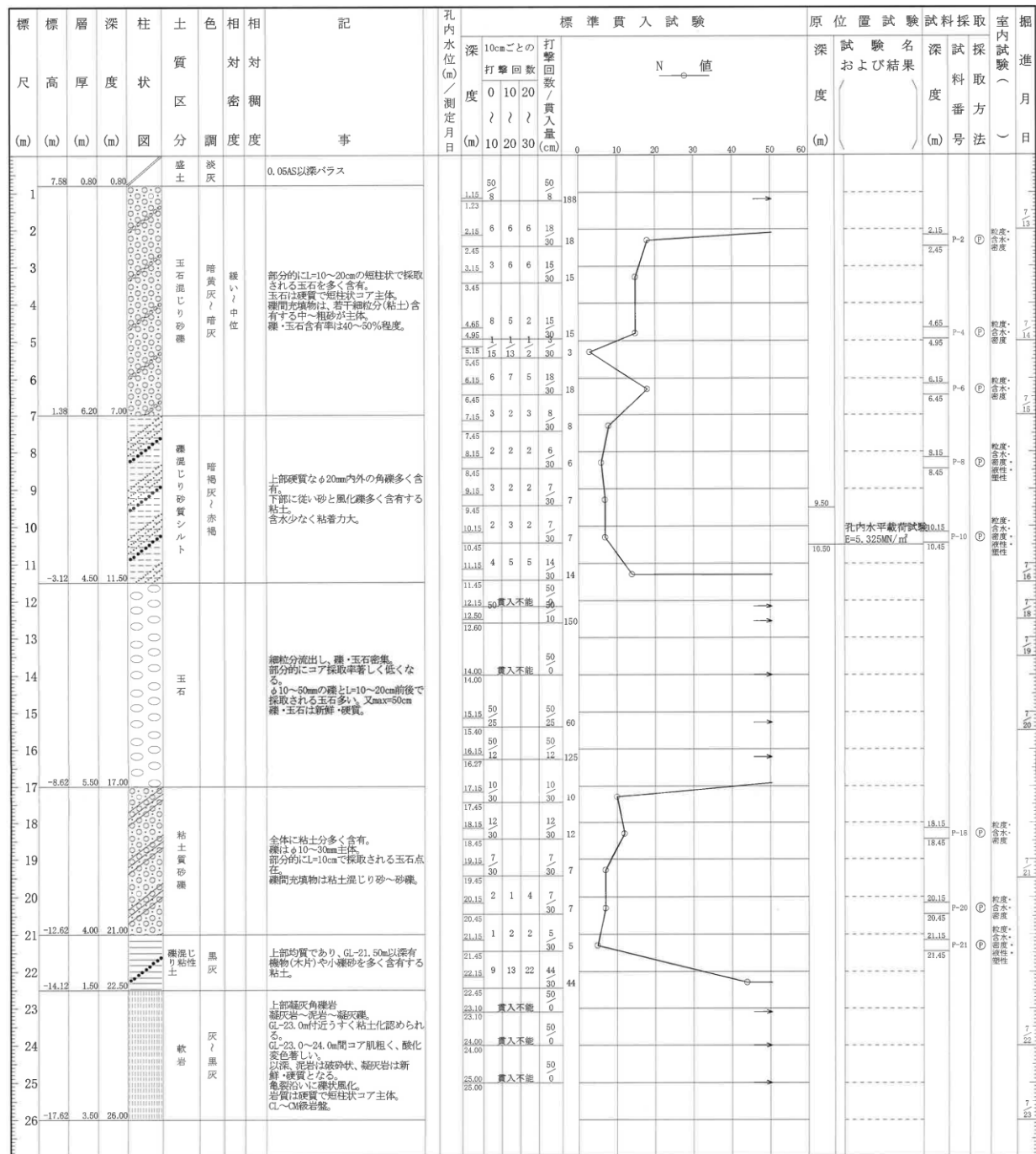


図 1-22 ボーリング柱状図 (P11 : E-7 地点の参考)

(参考) 14-23



図 1-23 ボーリングコア写真 (P11 : E-7 地点の参考)

(参考) 14-24

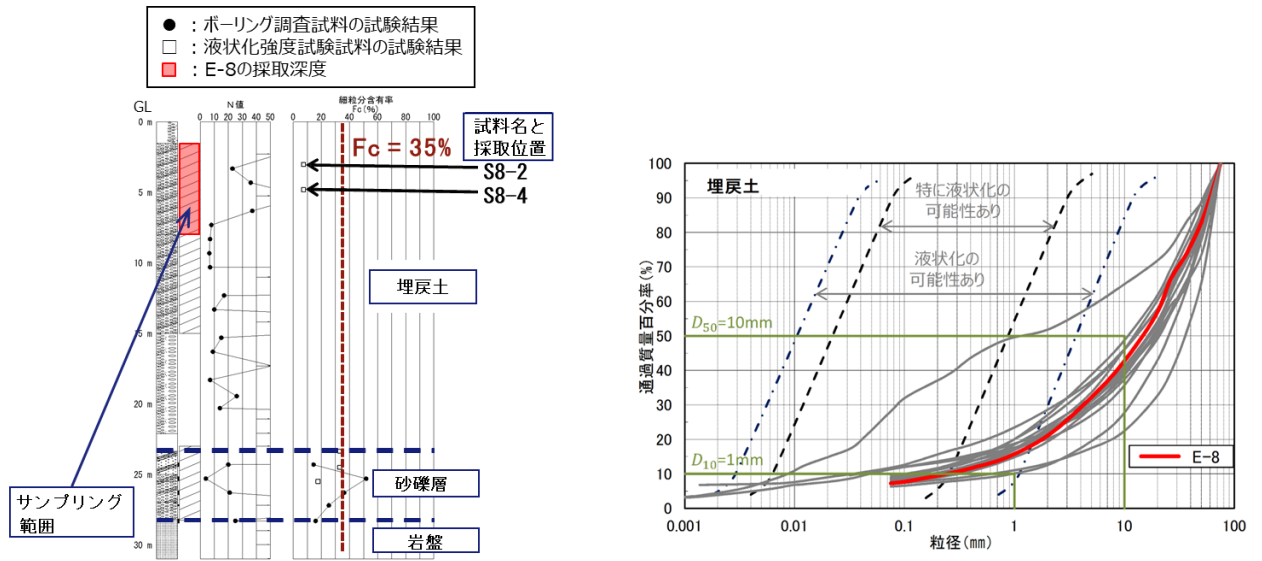


図 1-24 N 値・細粒分含有率及び粒径加積曲線 (E-8) (埋戻土)

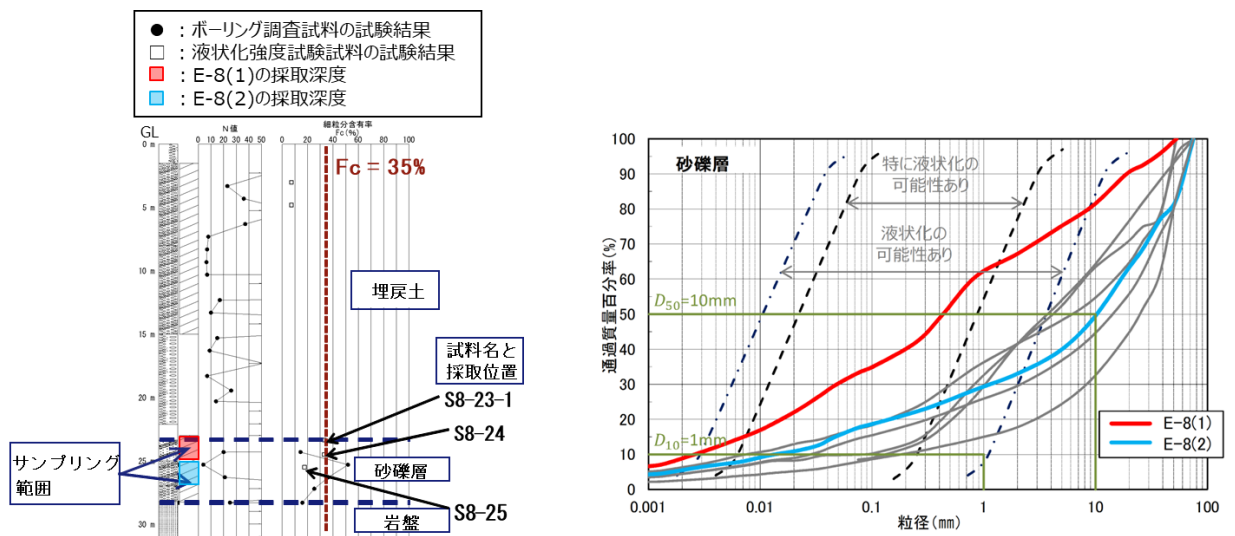


図 1-25 N 値・細粒分含有率及び粒径加積曲線 (E-8) (砂礫層)

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

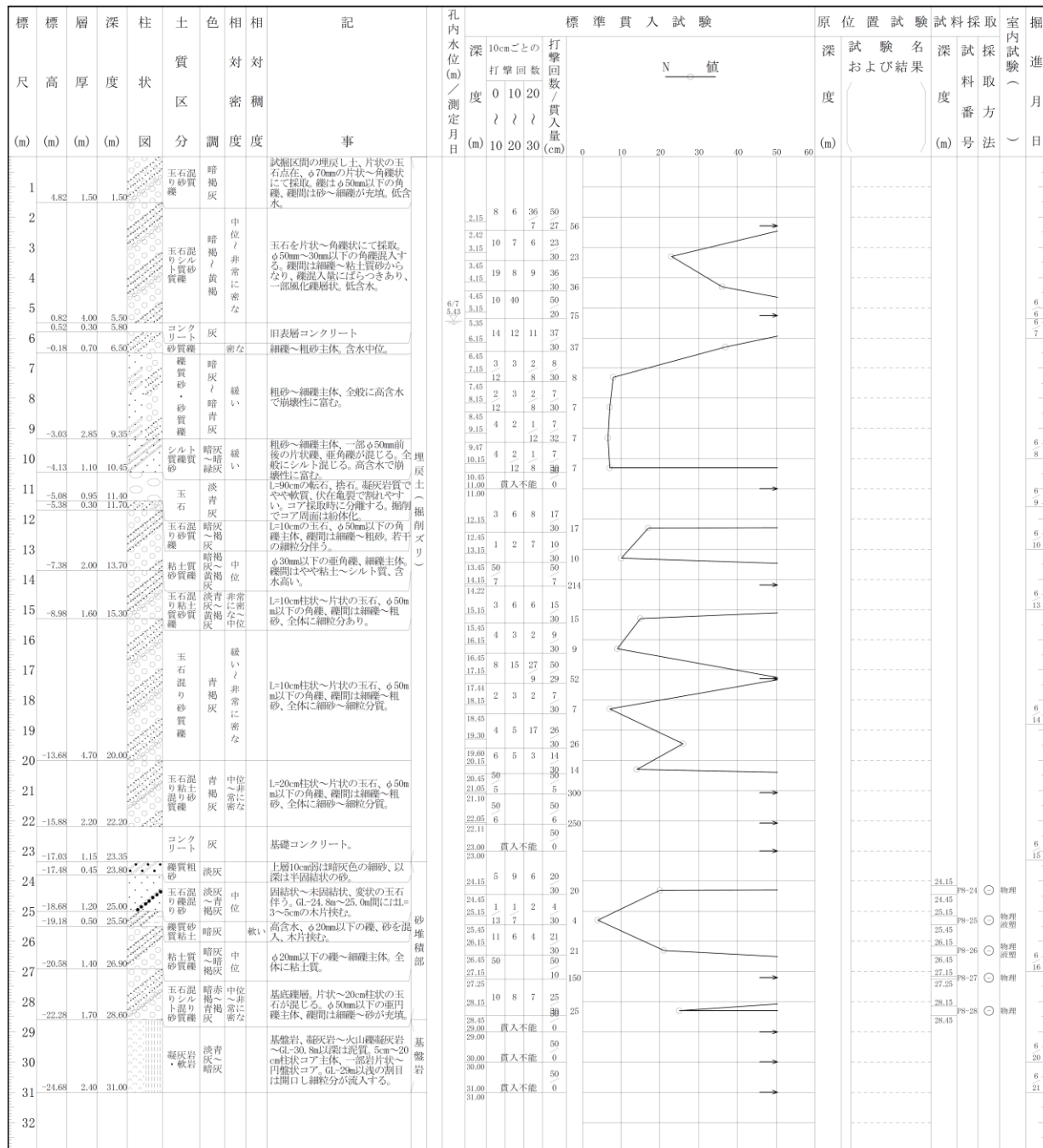


図 1-26 ボーリング柱状図 (E-8)

(参考) 14-26





図 1-27 ボーリングコア写真 (E-8)

(参考) 14-27

## 2. 液状化強度試験結果

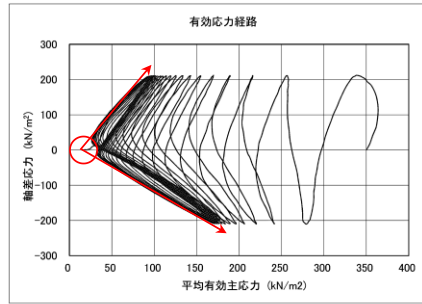
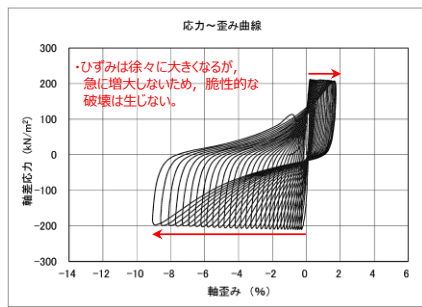
繰り返し非排水三軸試験による液状化強度試験結果を表 2-1～表 2-15, 図 2-1～図 2-46 に示す。

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 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.690	2.685	2.724	2.730		
圧密応力 $\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )		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	軸両振幅 ひずみ	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。

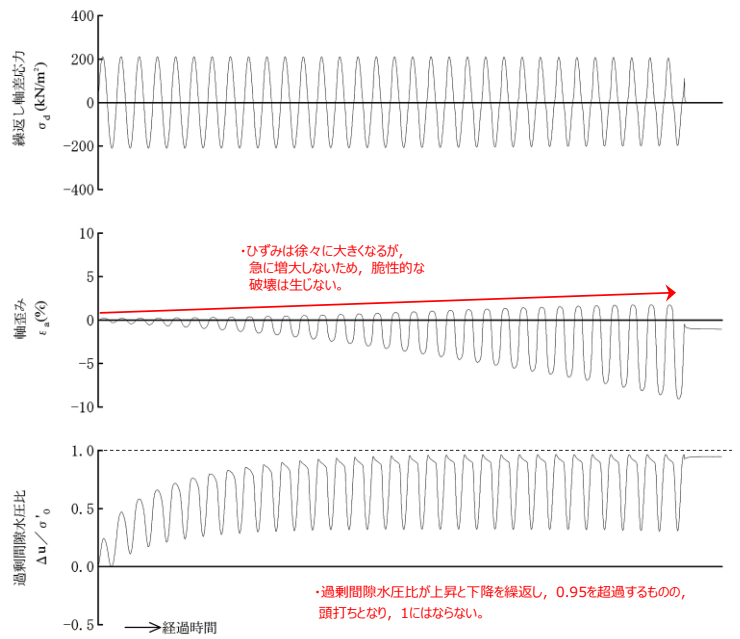


図 2-1 液状化強度試験結果 (E-1 : S1-23-3-1)

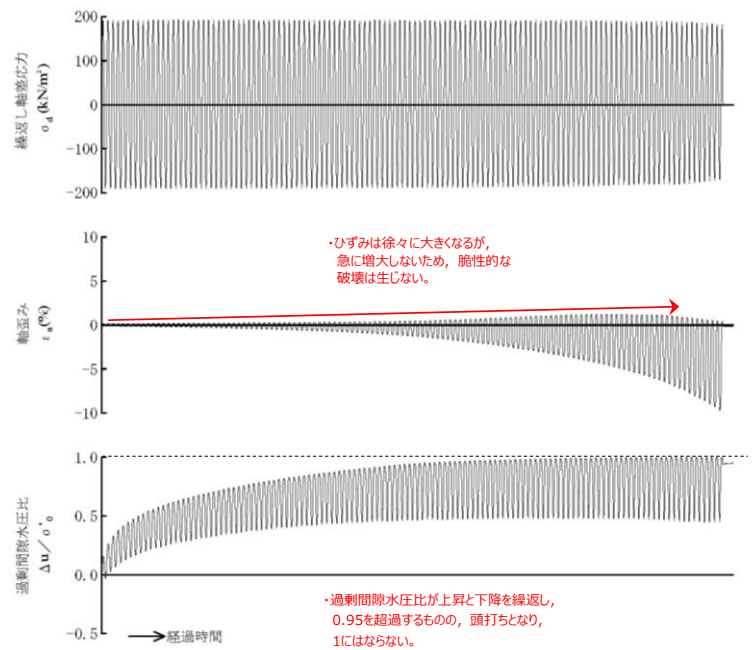
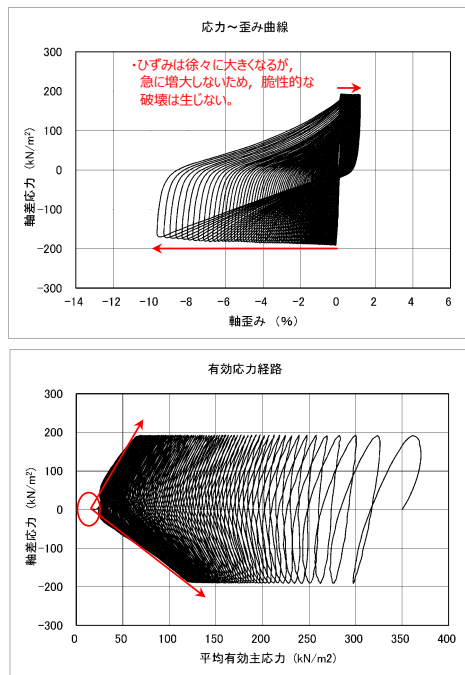
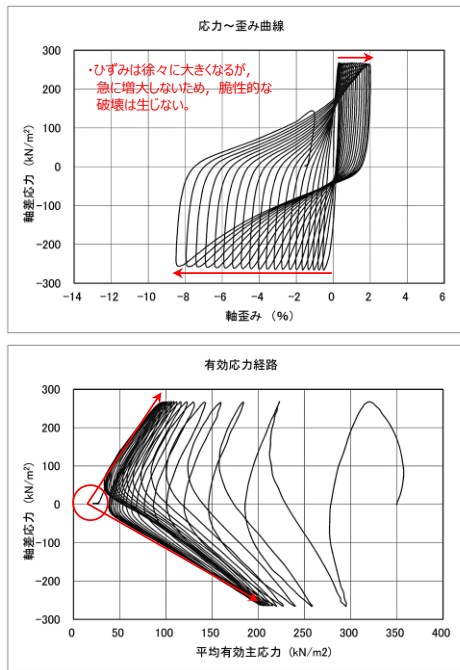


図 2-2 液状化強度試験結果 (E-1 : S1-23-3-2)



・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。

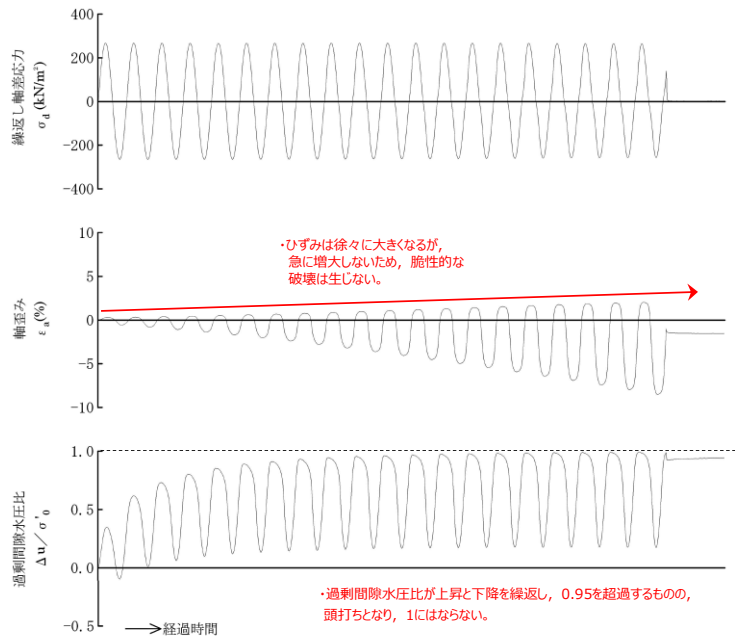
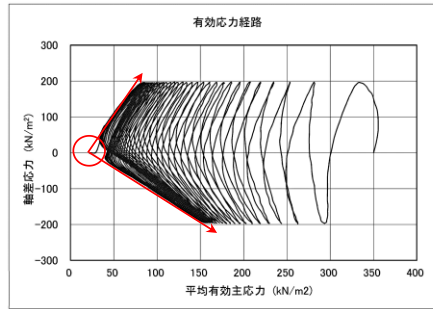
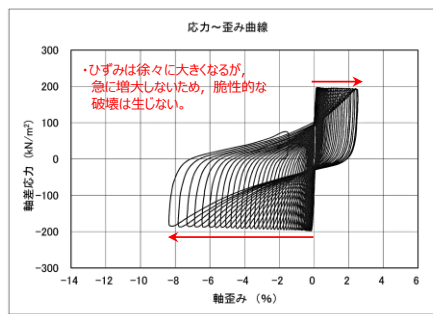


図 2-3 液状化強度試験結果 (E-1 : S1-24)



・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。

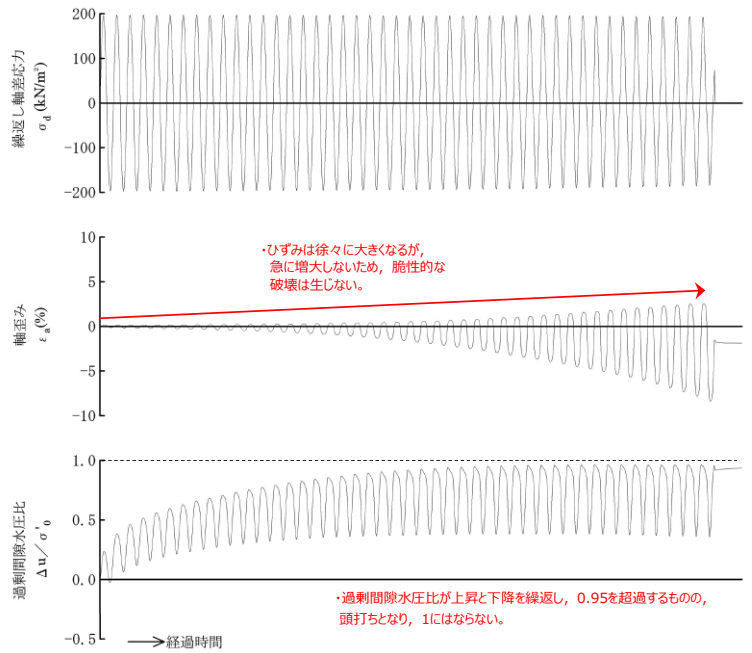
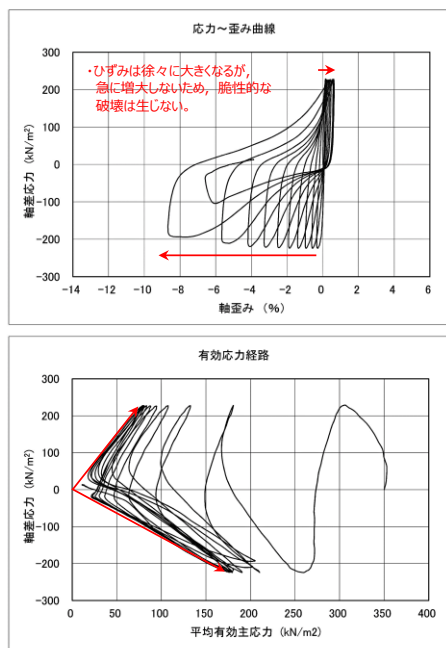
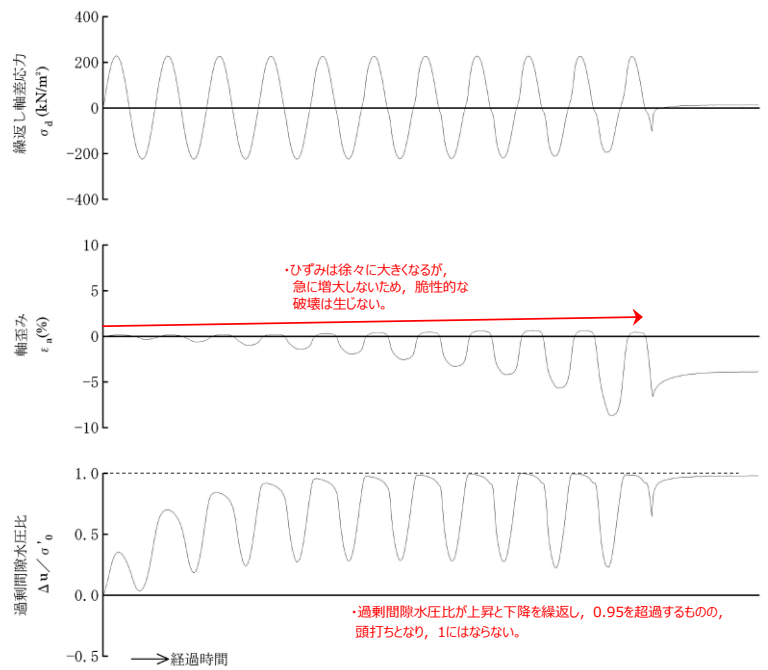


図 2-4 液状化強度試験結果 (E-1 : S1-25)



・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 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.714	2.716	2.723	
圧密応力 $\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )		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

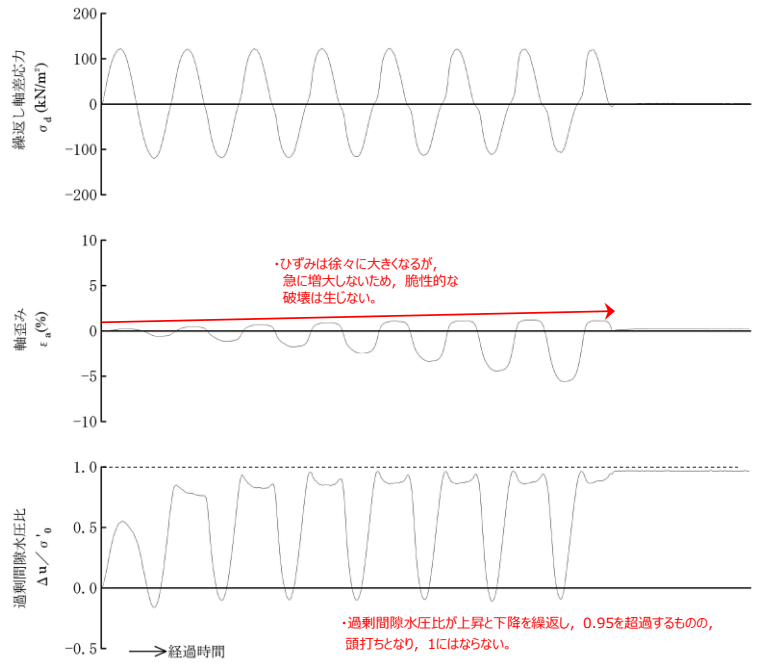
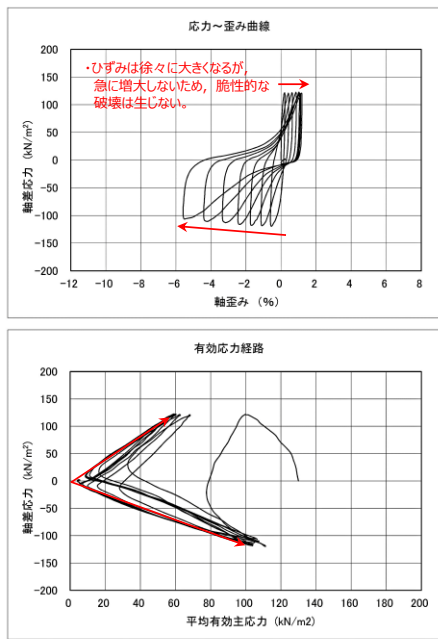


図 2-6 液状化強度試験結果 (E-2 : S2-9)

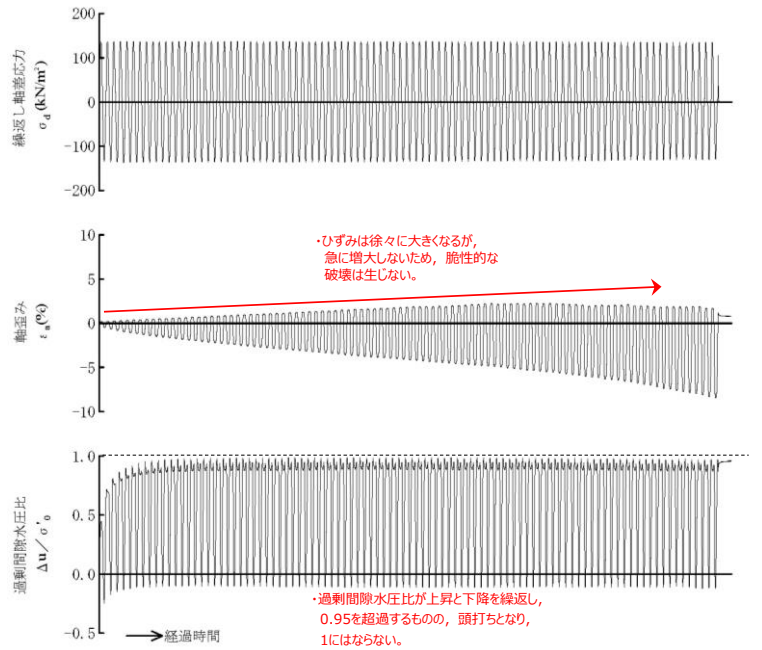
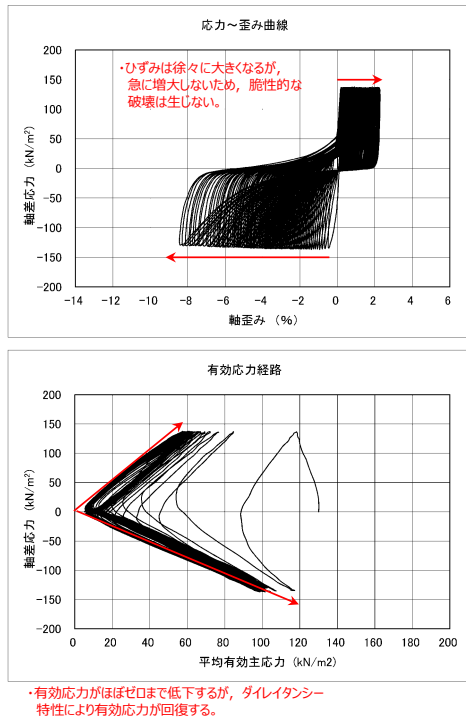


図 2-7 液状化強度試験結果 (E-2 : S2-10)

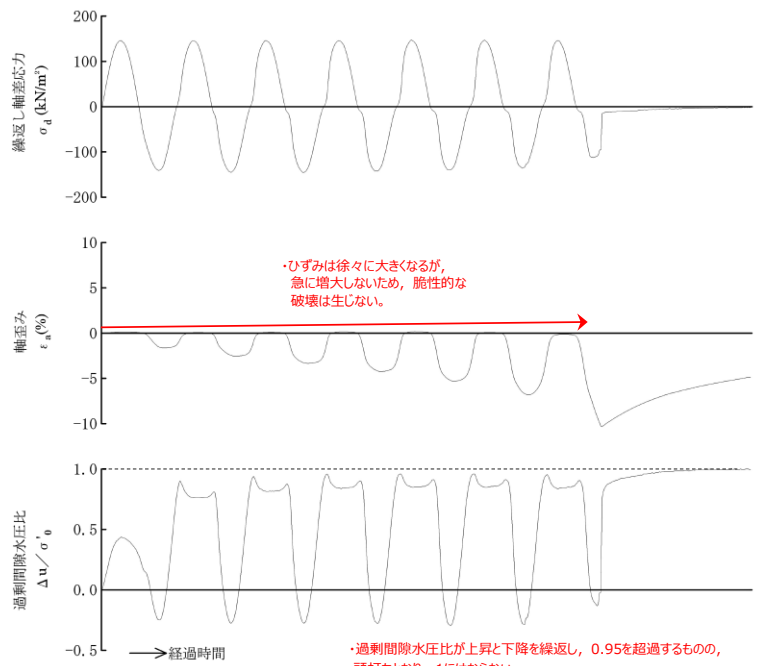
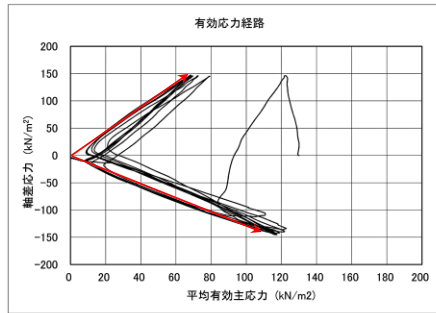
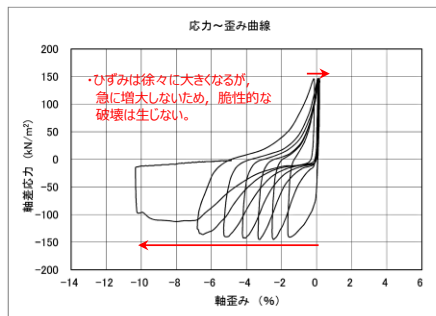


図 2-8 液状化強度試験結果 (E-2 : S2-14-1)

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 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.641	2.619	2.685	
圧密応力 $\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )		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

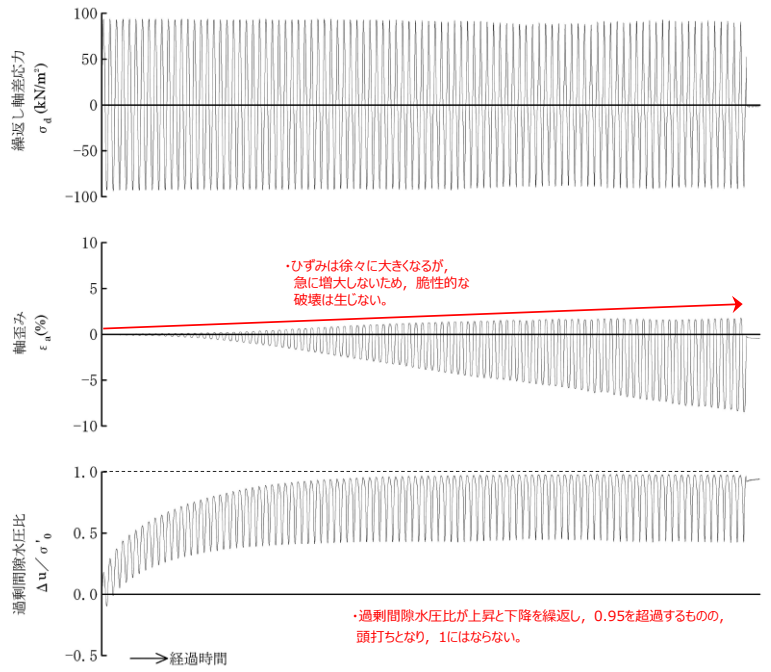
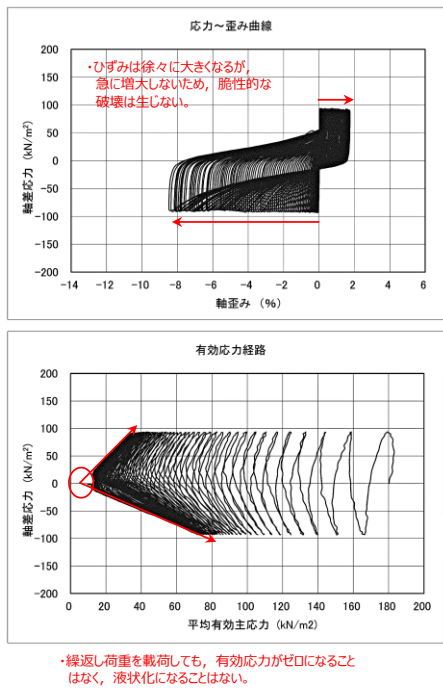
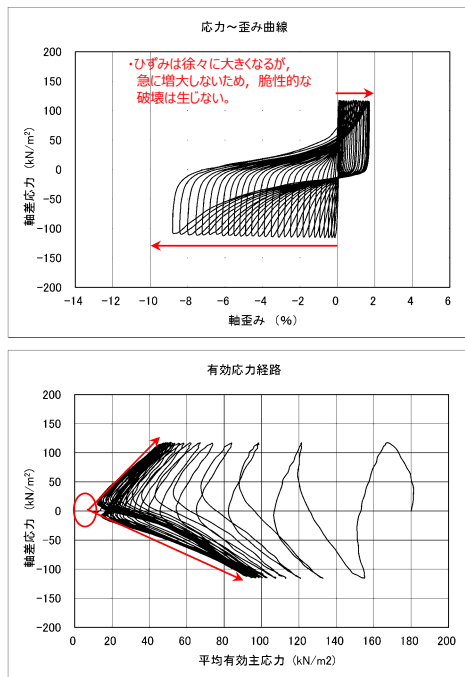


図 2-9 液状化強度試験結果 (E-3 : S3-9-1)



・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。

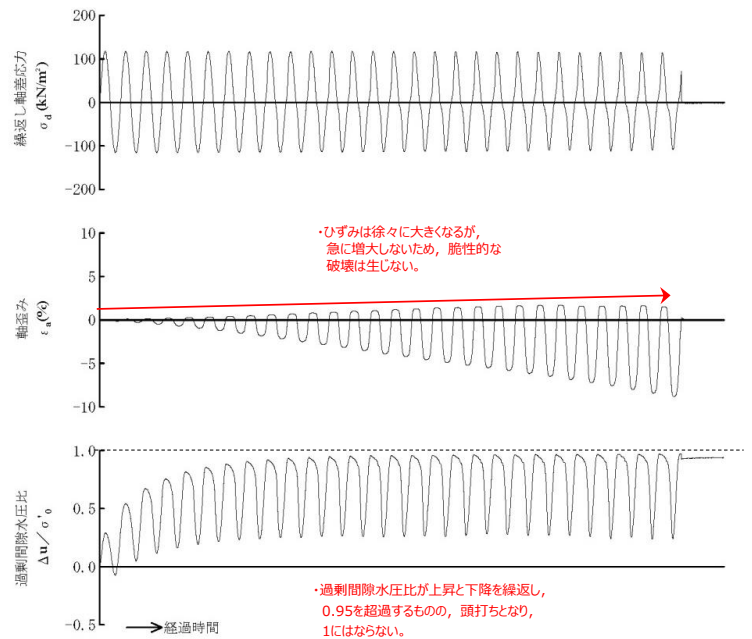
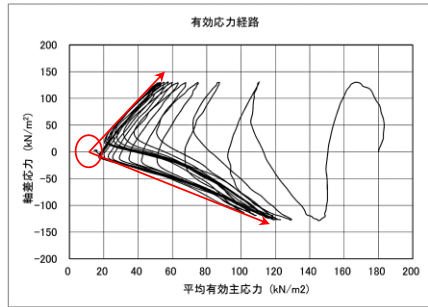
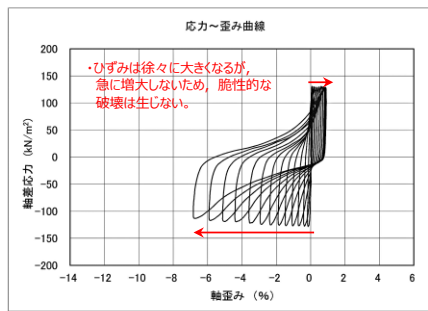


図 2-10 液状化強度試験結果 (E-3 : S3-9-2)



・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。

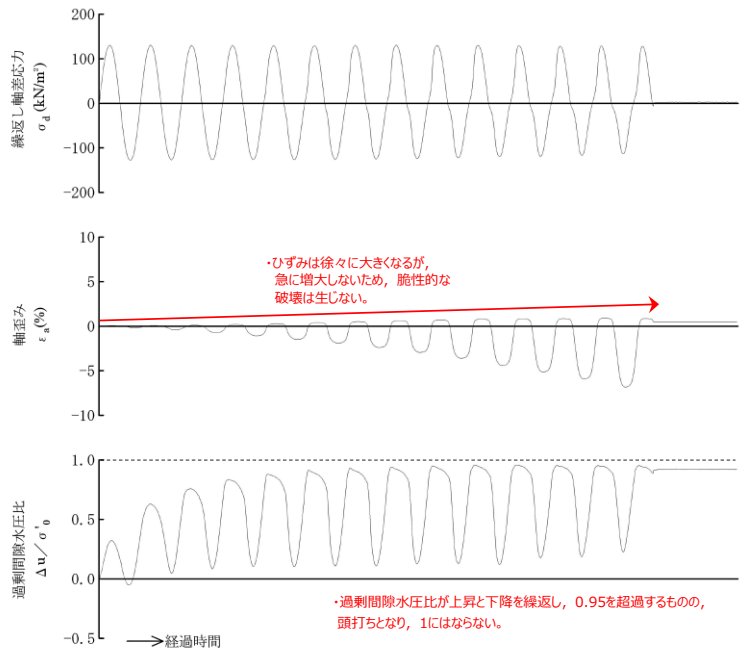


図 2-11 液状化強度試験結果 (E-3 : S3-11)

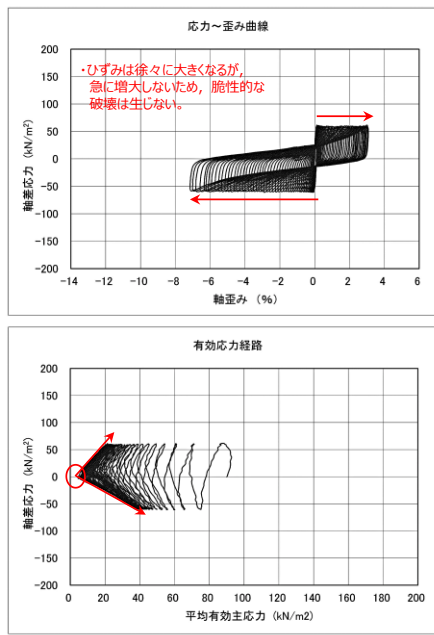


表 2-4 液状化強度試験結果 (E-4)

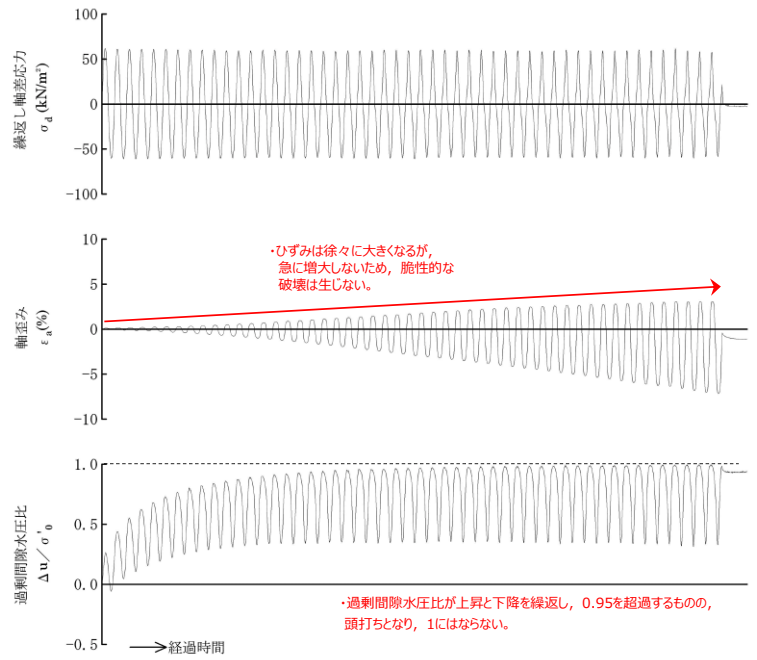
試料番号		S4-5	S4-6	S4-8-2		
深度 (m)		5.50~6.50	6.50~7.50	8.90~9.90		
土質材料		埋戻土				
供試体 No.		1	2	1		
土粒子の密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$		2.746	2.733	2.648		
圧密応力 $\sigma'_o(\text{kN/m}^2)$		90	90	90		
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_o$		0.336	0.435	0.560		
繰返し回数	軸 ひ ず み 両 振 幅	DA = 1%	9.5	10.6	4.0	0.5
		DA = 2%	14.9	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。



・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 2-12 液状化強度試験結果 (E-4': S4-5-1)

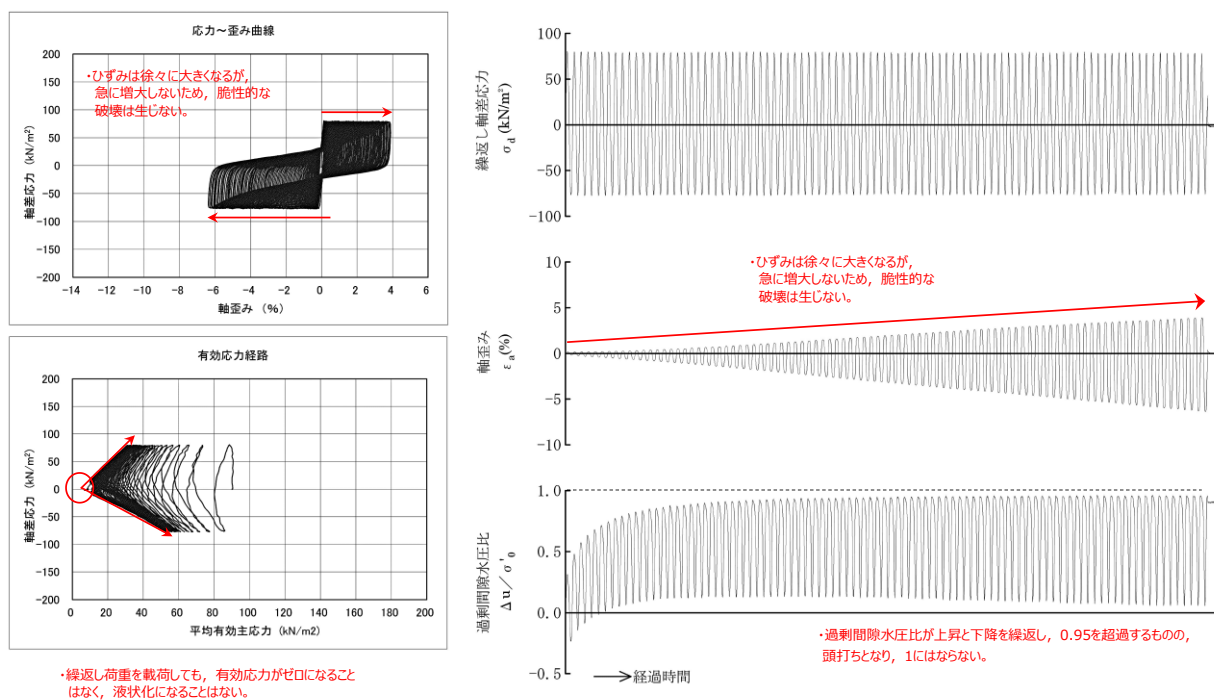


図 2-13 液状化強度試験結果 (E-4' : S4-5-2)

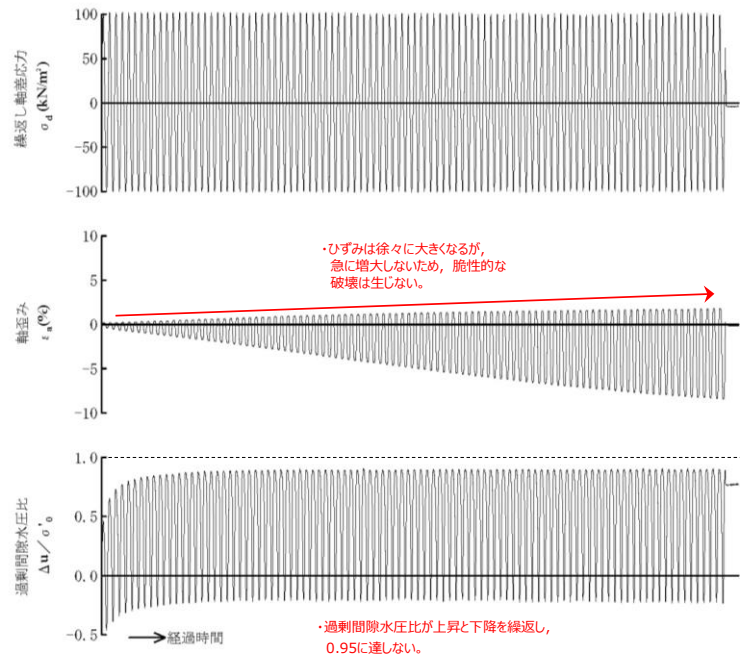
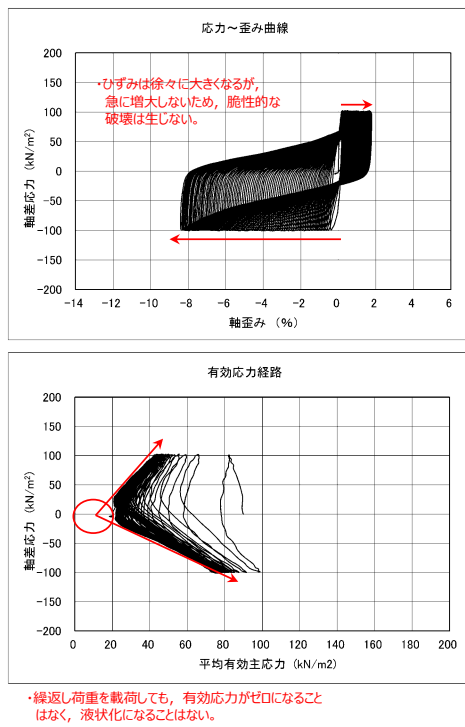
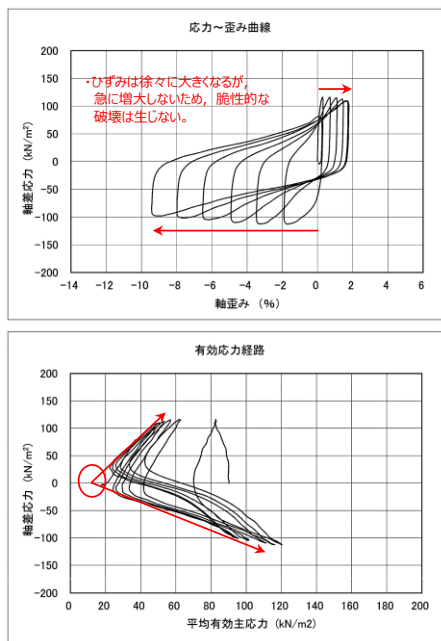


図 2-14 液状化強度試験結果 (E-4' : S4-6)



・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。

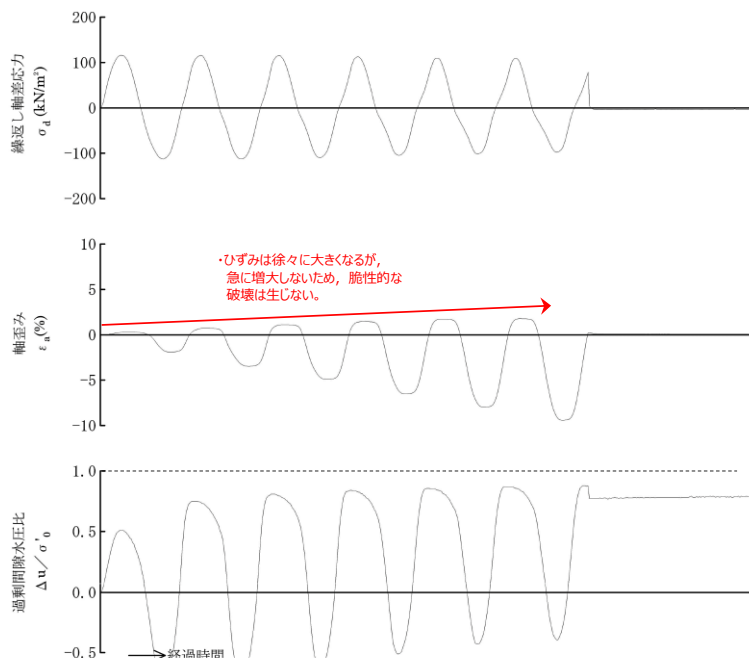


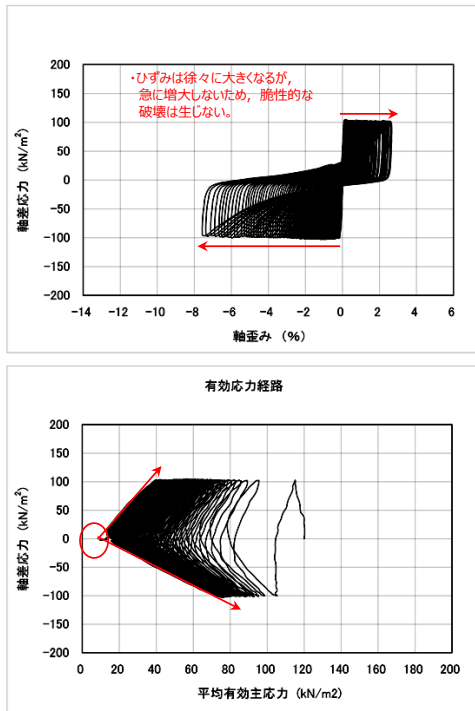
図 2-15 液状化強度試験結果 (E-4' : S4-8-2)

表 2-5 液状化強度試験結果 (E-5)

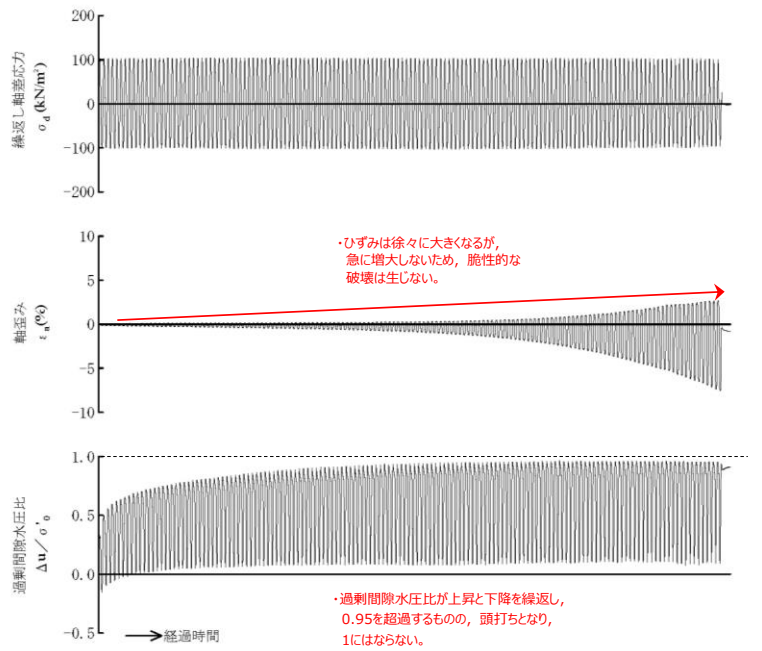
試料番号		S5-1	S5-3	
深度 (m)		1.50~2.35	3.35~3.98	
土質材料		埋戻土		
供試体 No.		1	1	
土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.687	2.705	
圧密応力 $\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )		120	120	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_0$		0.426	0.647	
繰返し回数	軸両振幅 ひずみ	DA = 1%	66.9	15.8
		DA = 2%	94.6	29.2
		DA = 5%	121.6	62.2
		DA = 10%	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、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)

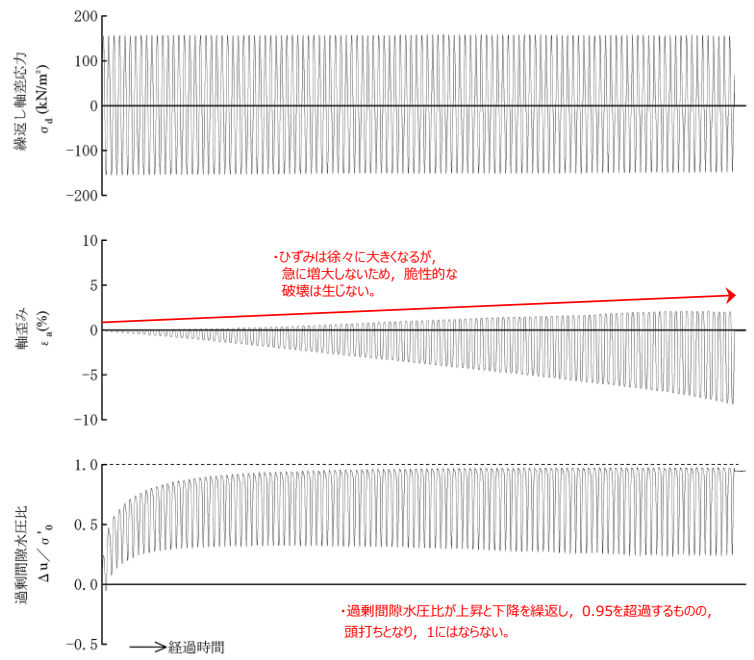
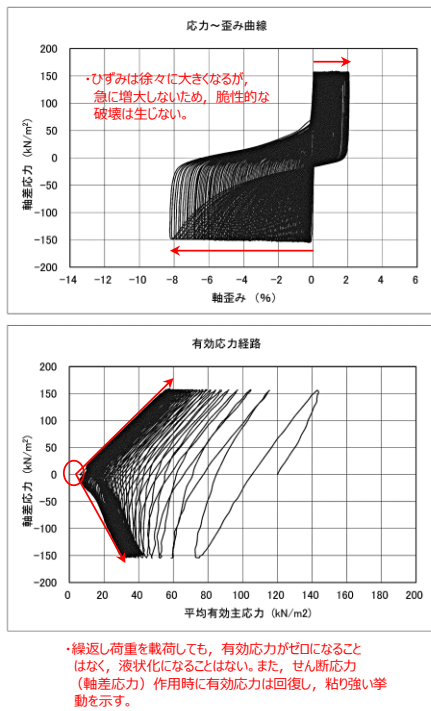


図 2-17 液状化強度試験結果 (E-5 : S5-3)



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

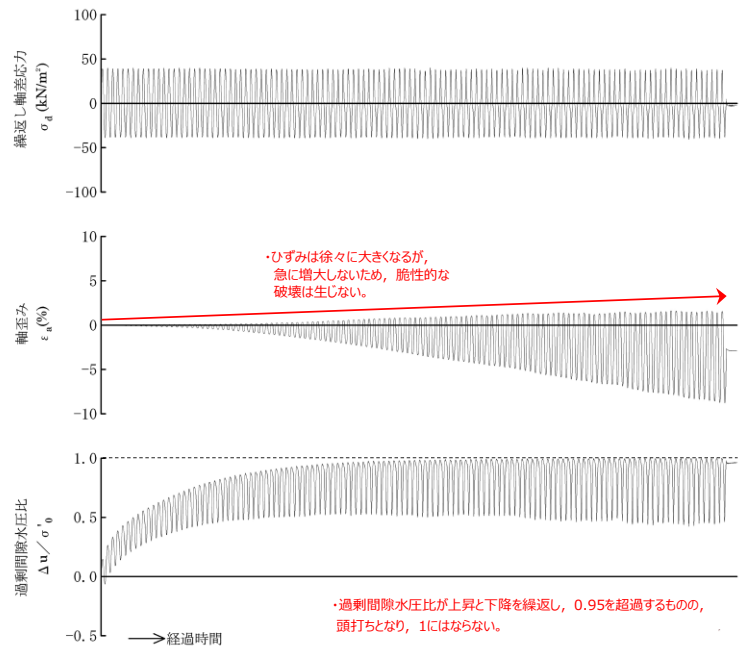
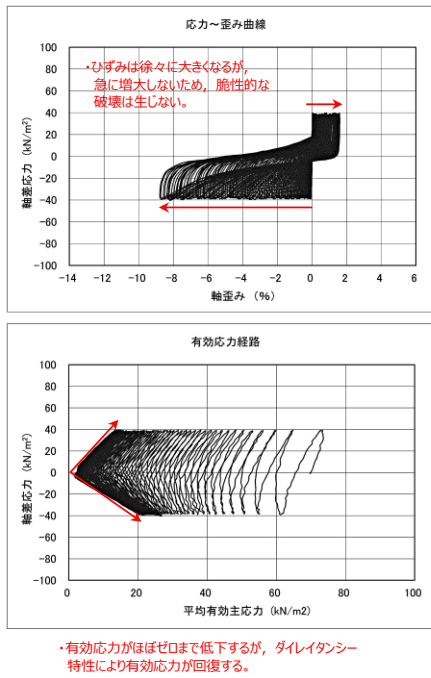
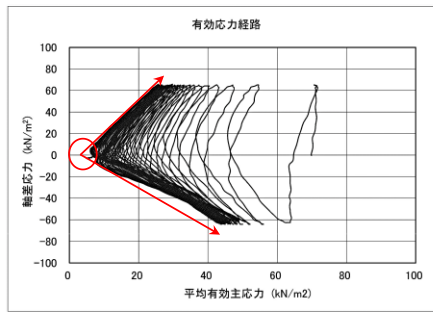
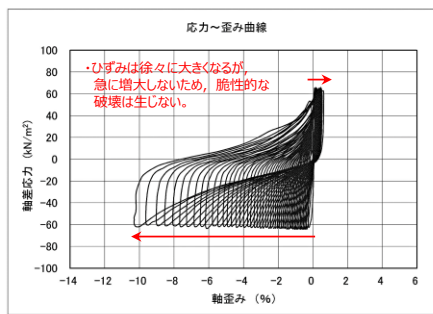


図 2-18 液状化強度試験結果 (E-6 : S6-1-1)



・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。

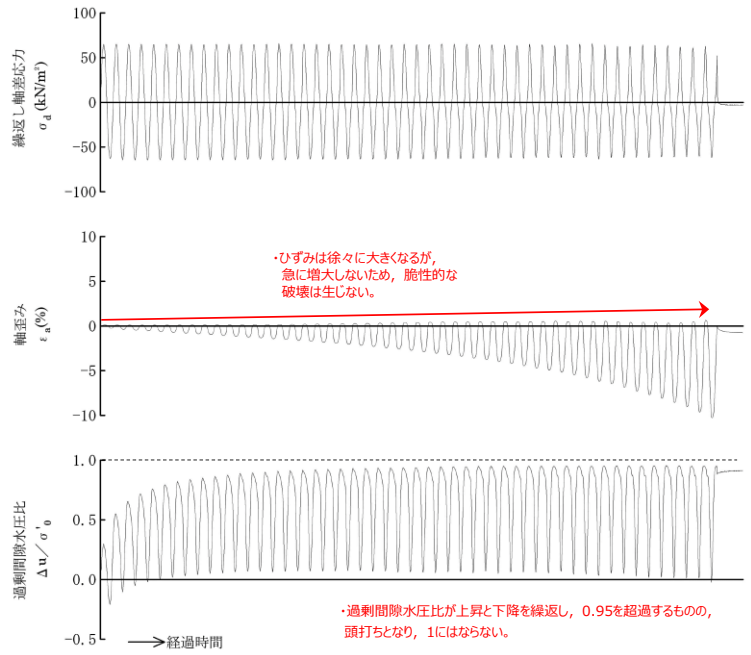


図 2-19 液状化強度試験結果 (E-6 : S6-1-2)

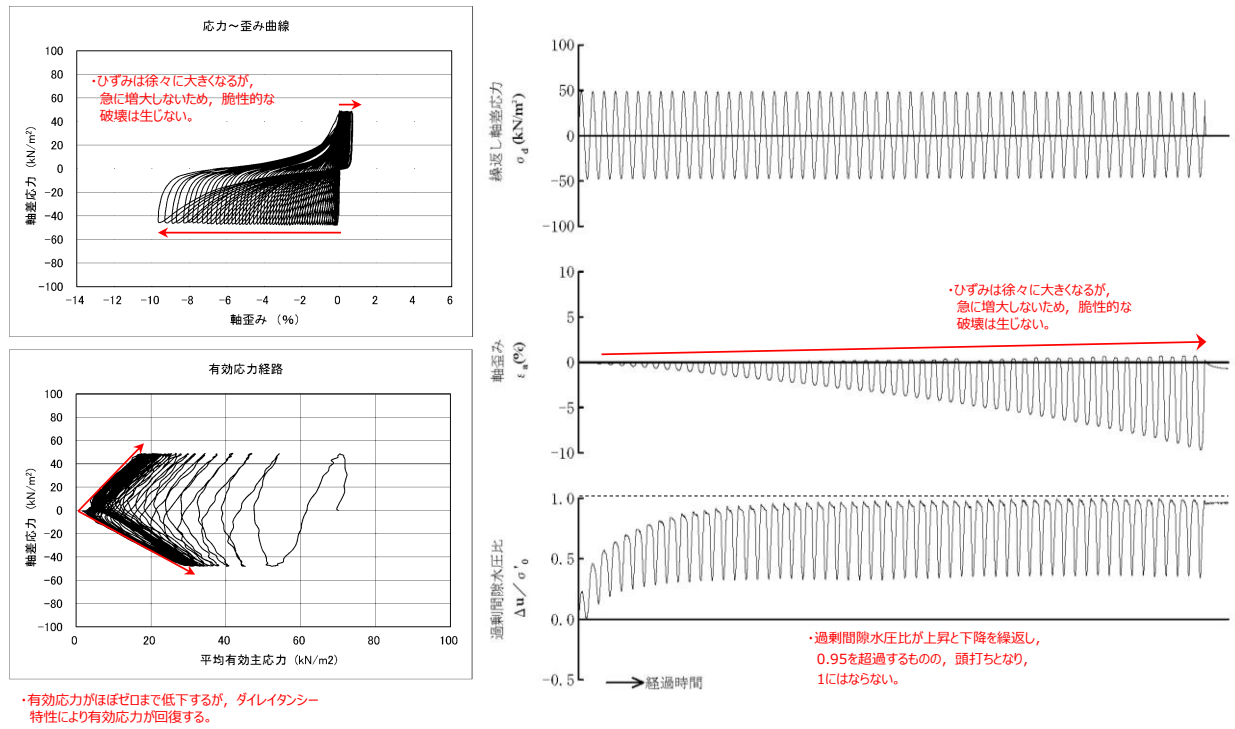


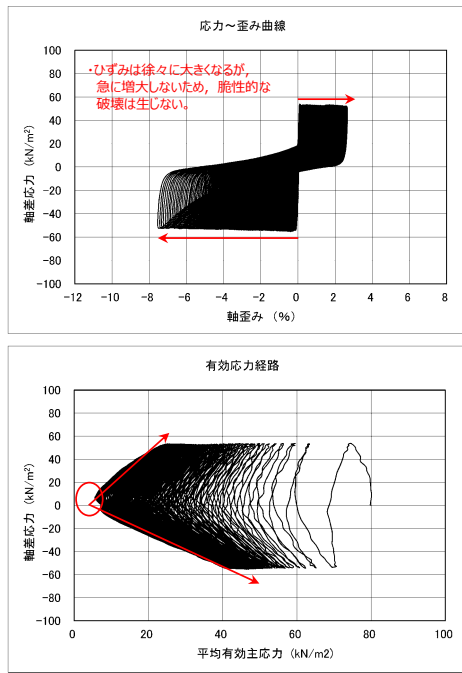
図 2-20 液状化強度試験結果 (E-6 : S6-3)

表 2-7 液状化強度試験結果 (E-7) (埋戻土)

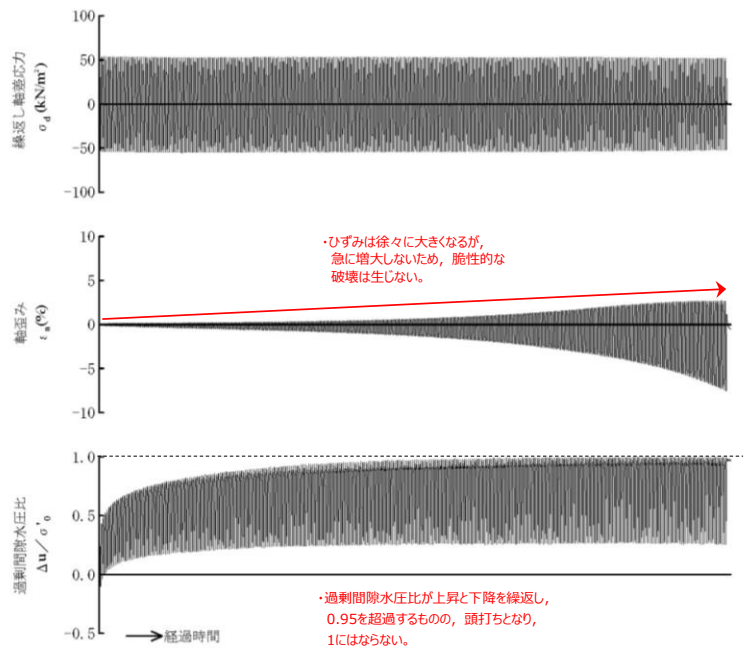
試料番号		S7-3			
深度 (m)		3.40~4.40	3.40~4.40	3.40~4.40	
土質材料		埋戻土			
供試体 No.		1	3	4	
土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.701	2.701	2.701	
圧密応力 $\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )		80	80	80	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_0$		0.336	0.457	0.366	
繰返し回数	軸ひずみ 両振幅	DA = 1%	96.6	0.8	9.0
		DA = 2%	167.7	2.5	21.3
		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)

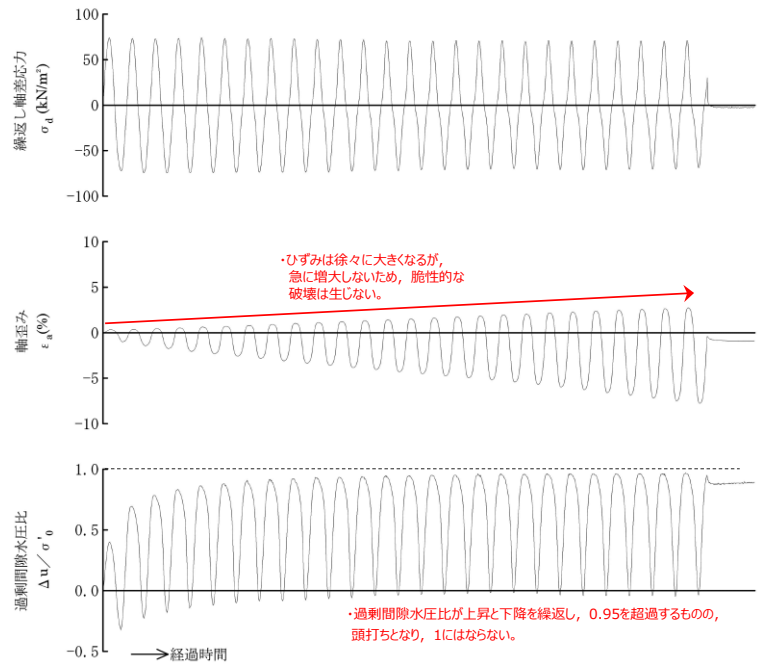
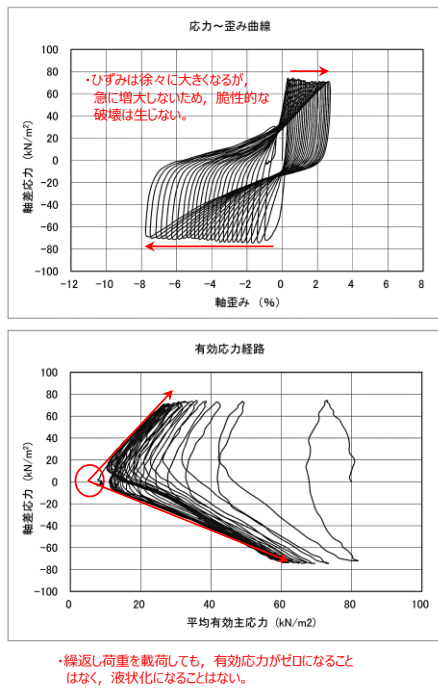


図 2-22 液状化強度試験結果 (E-7 : S7-3-3) (埋戻土)

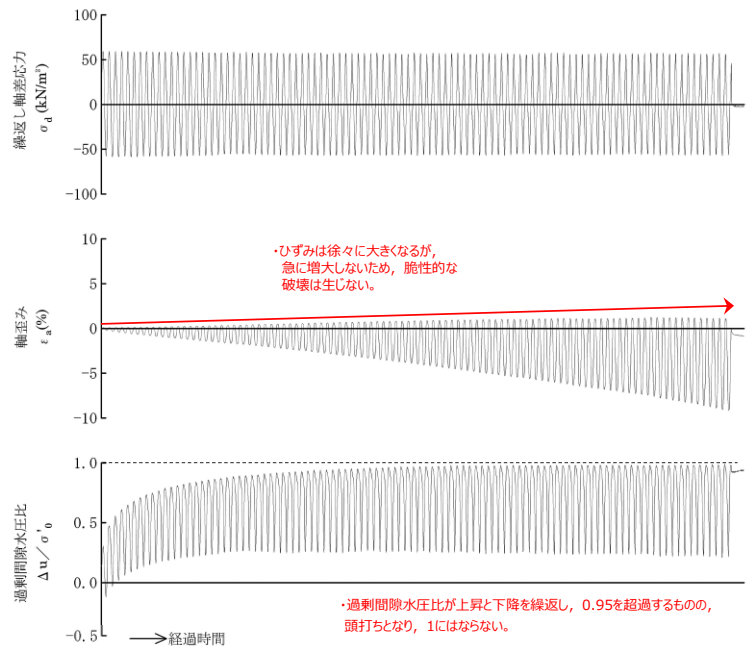
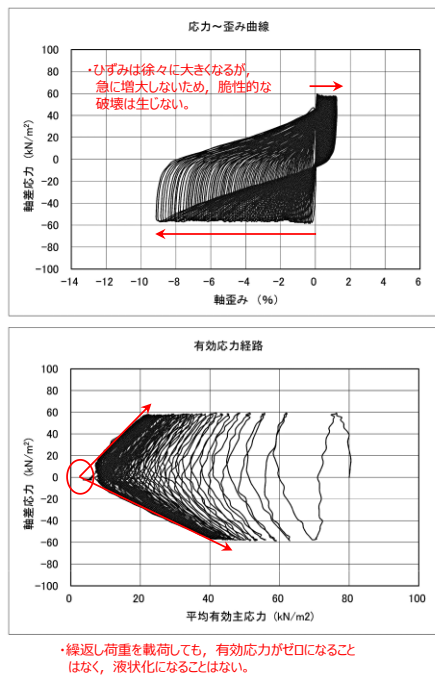


図 2-23 液状化強度試験結果 (E-7 : S7-3-4) (埋戻土)

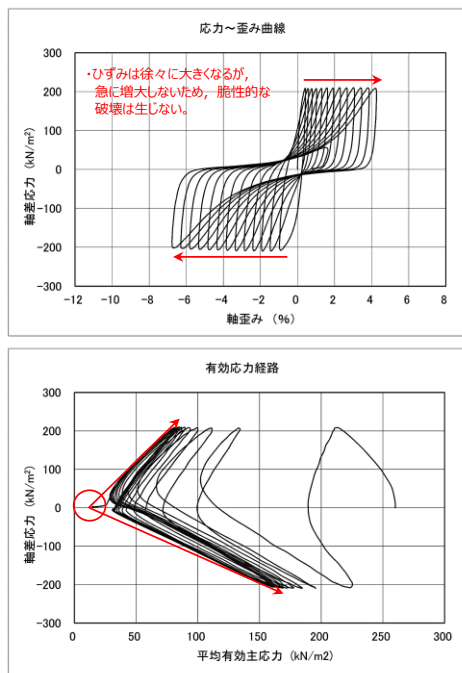


表 2-8 液状化強度試験結果 (E-7) (砂礫層)

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 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.702	2.707		2.709	
圧密応力 $\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )		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。

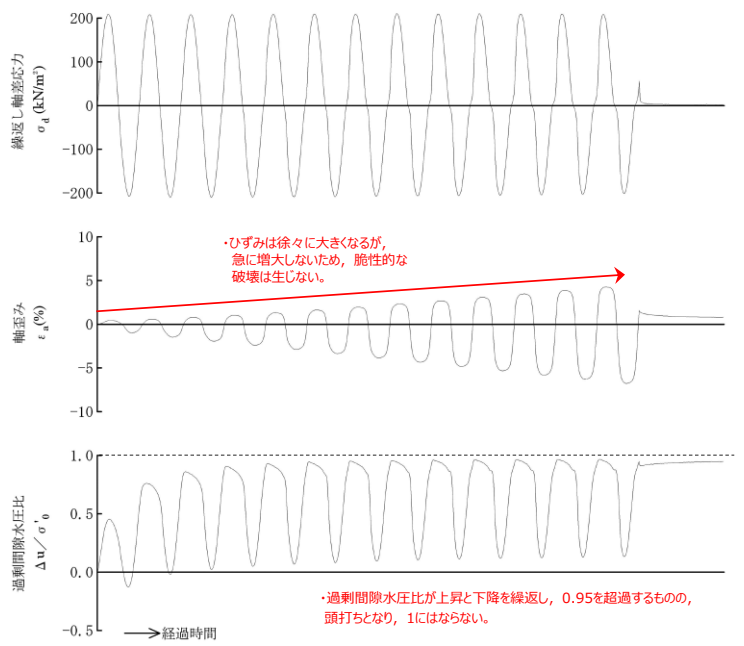


図 2-24 液状化強度試験結果 (E-7 : S7-15) (砂礫層)

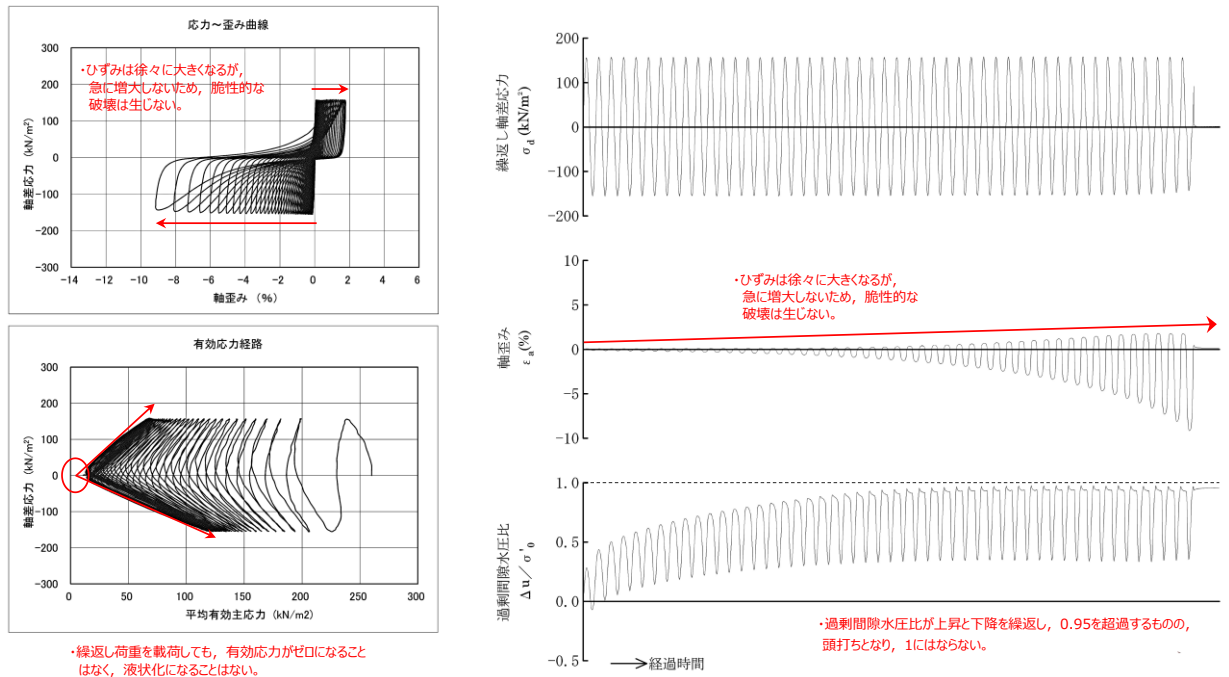


図 2-25 液状化強度試験結果 (E-7 : S7-16-1) (砂礫層)

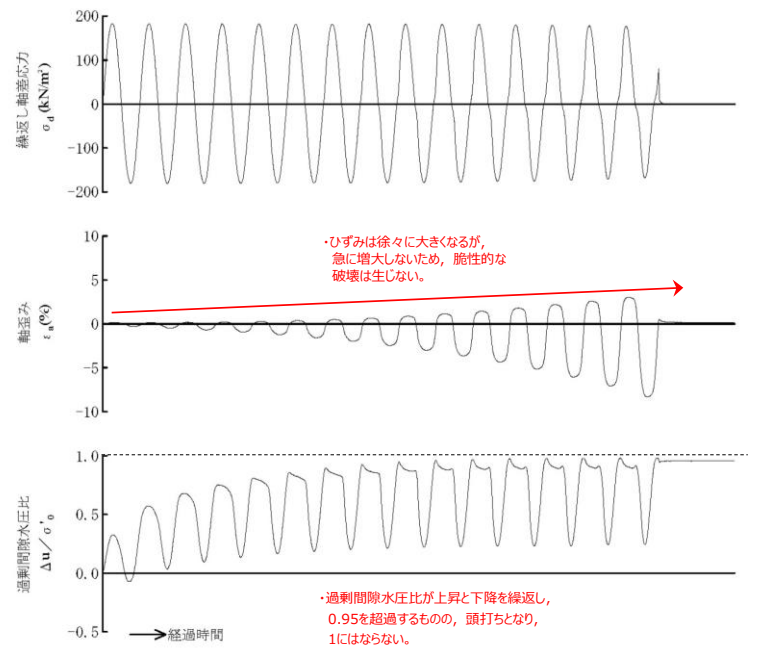
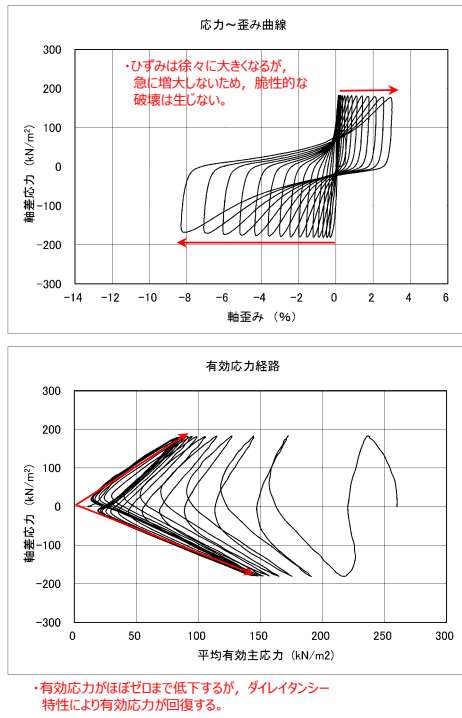
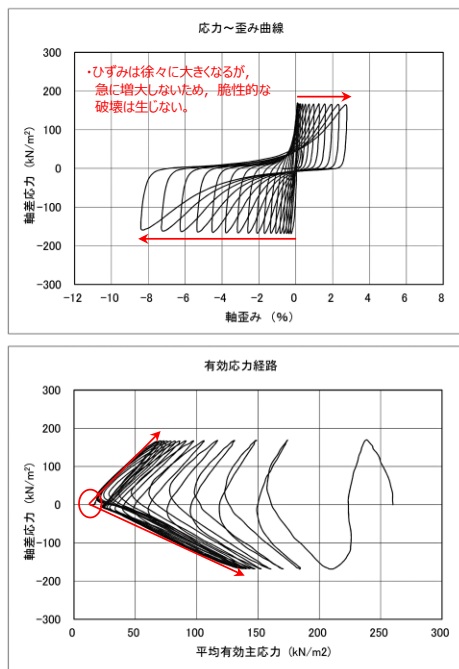


図 2-26 液状化強度試験結果 (E-7 : S7-16-2) (砂礫層)



・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。

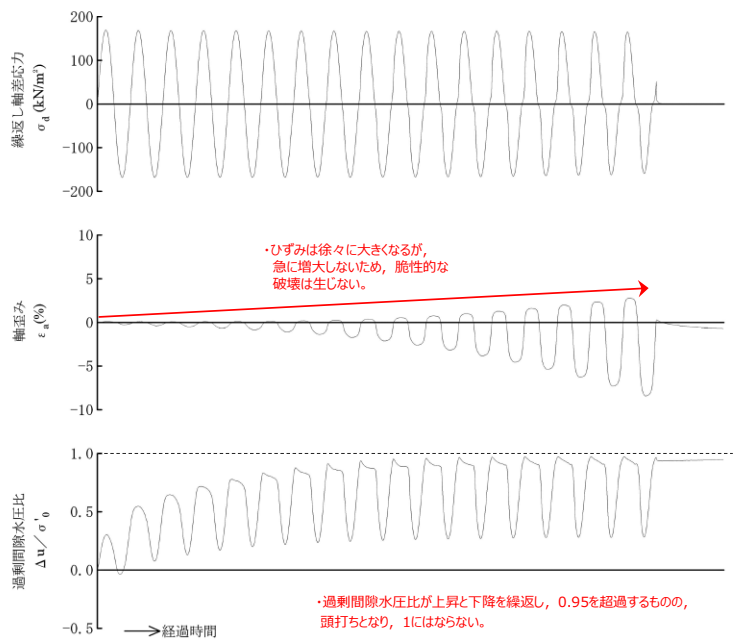


図 2-27 液状化強度試験結果 (E-7 : S7-17) (砂礫層)

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 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.672	2.670		
圧密応力 $\sigma'_o$ (kN/m <sup>2</sup> )		170	170		
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_o$		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

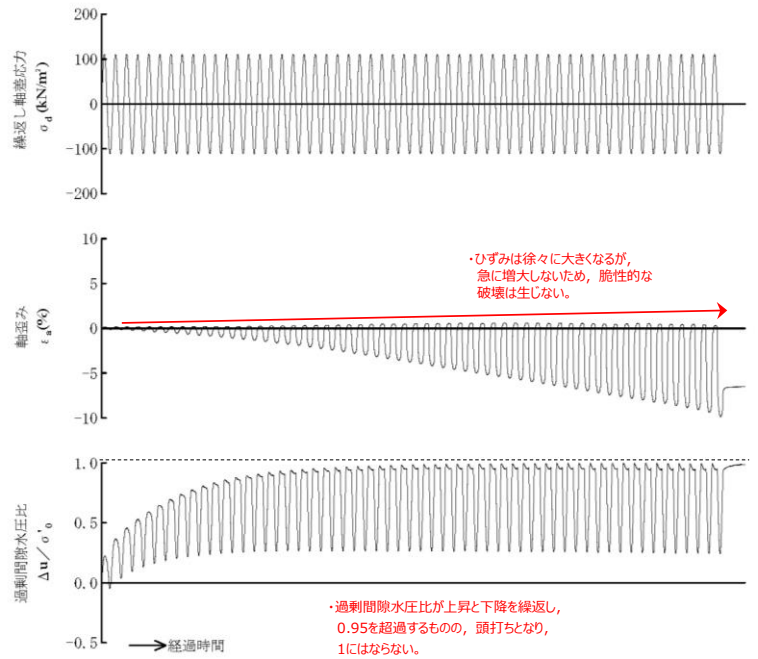
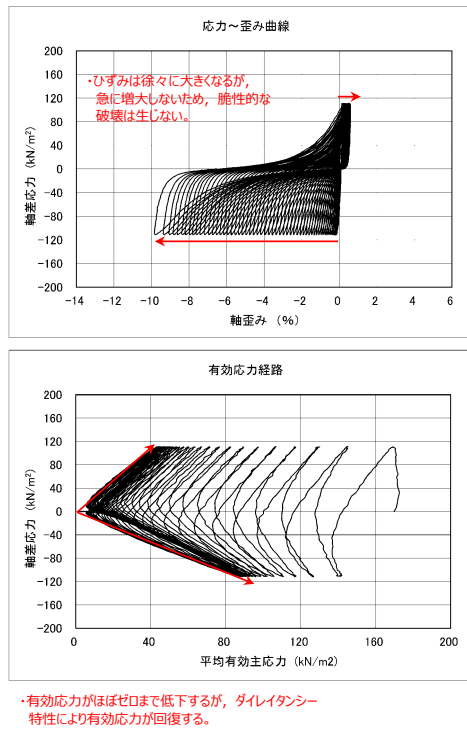


図 2-28 液状化強度試験結果 (E-8 : S8-2) (埋戻土)

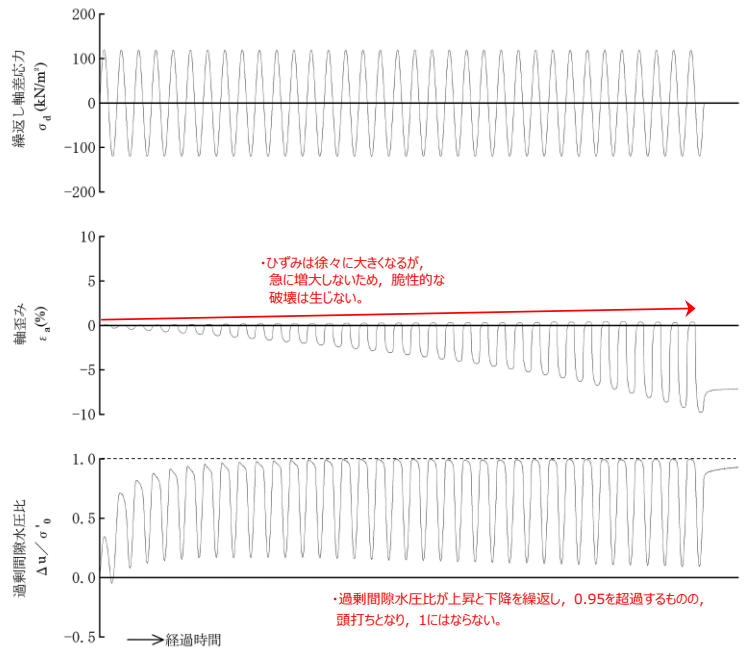
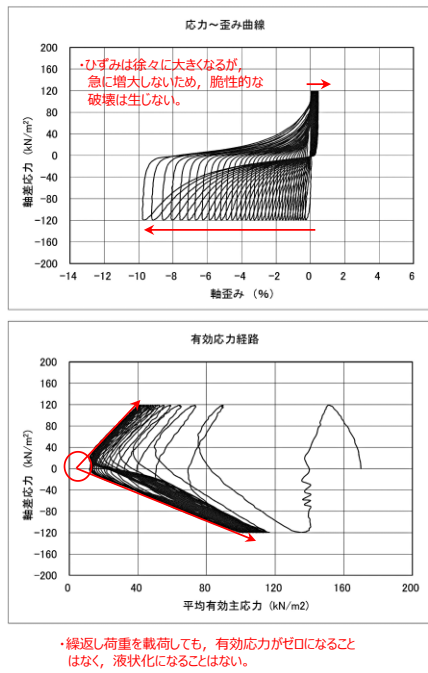
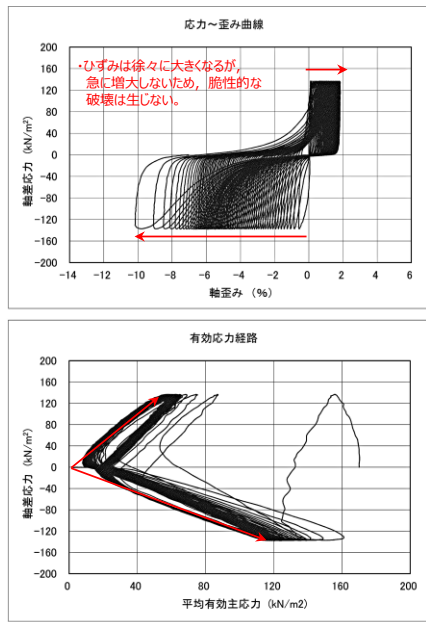


図 2-29 液状化強度試験結果 (E-8 : S8-4-3) (埋戻土)





・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。

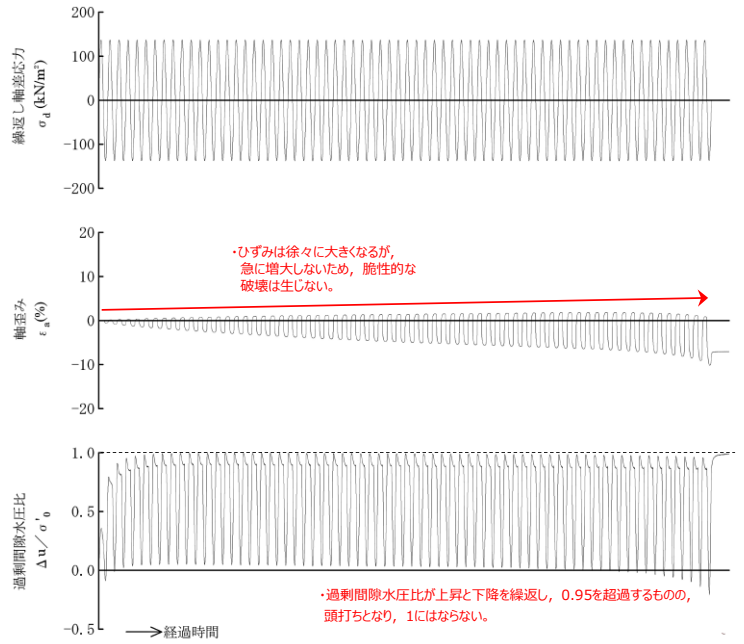


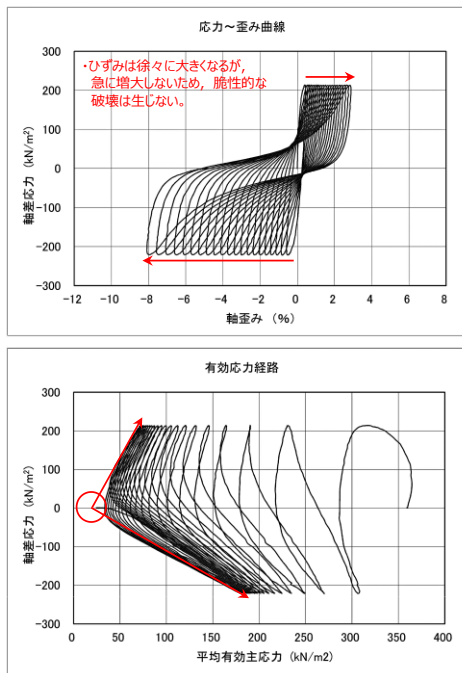
図 2-30 液状化強度試験結果 (E-8 : S8-4-4) (埋戻土)

表 2-10 液状化強度試験結果 (E-8) (砂礫層)

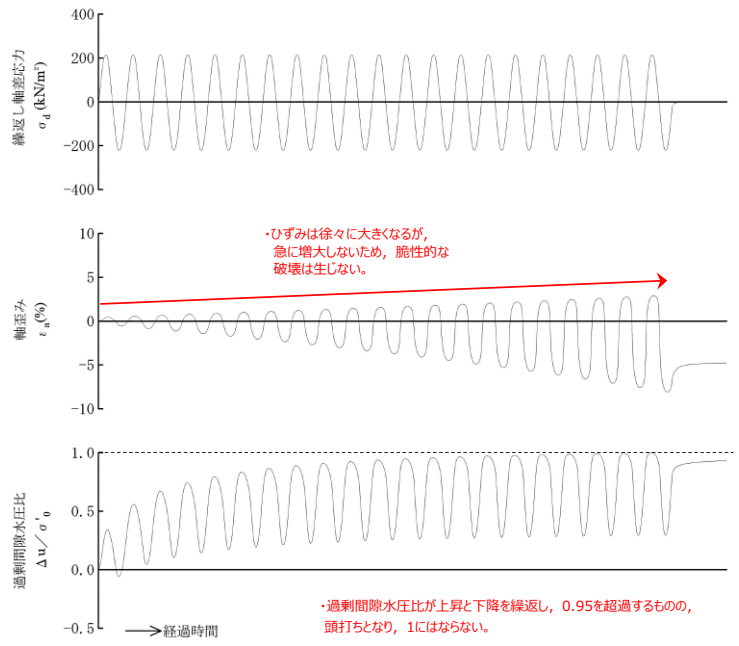
試料番号		S8-23-1	S8-24		S8-25			
深度 (m)		23.00~23.70	24.00~25.00		25.00~26.00			
土質材料		砂礫層						
供試体 No.		1	1	2	1	2	3	
土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.700	2.647		2.706			
圧密応力 $\sigma'_o$ (kN/m <sup>2</sup> )		360	360		360			
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_o$		0.302	0.314	0.276	0.301	0.352	0.251	
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

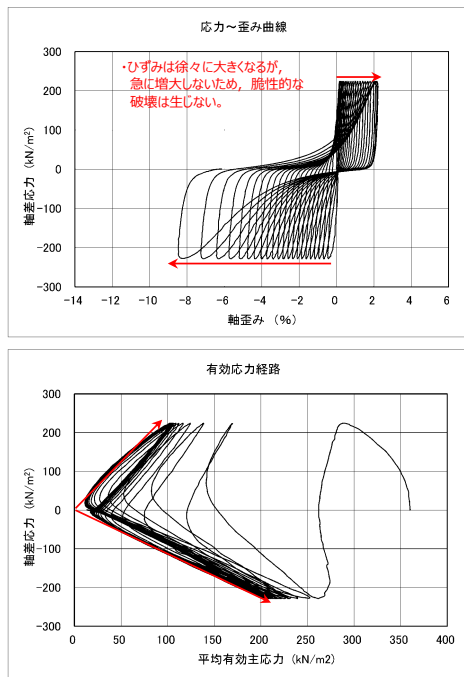


・繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになることはなく、液状化になることはない。



・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)



・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。

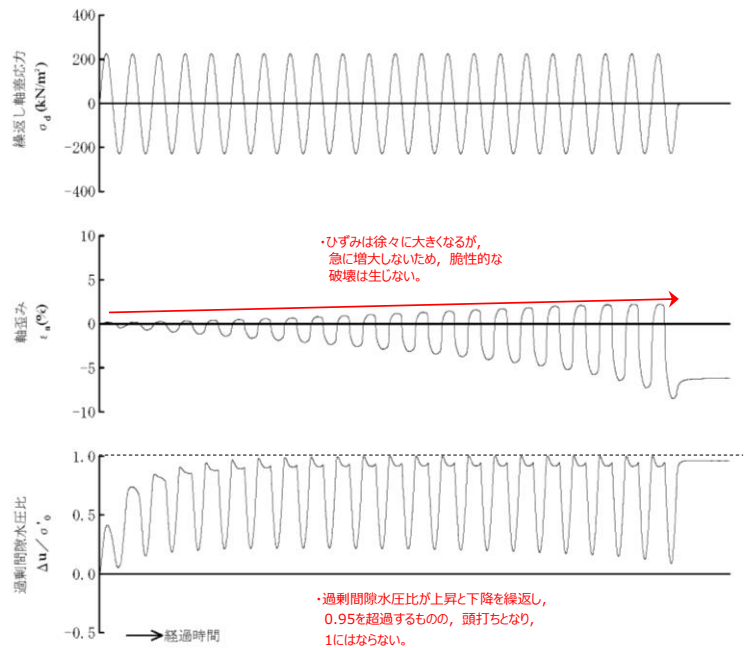


図 2-32 液状化強度試験結果 (E-8 : S8-24-1) (砂礫層)

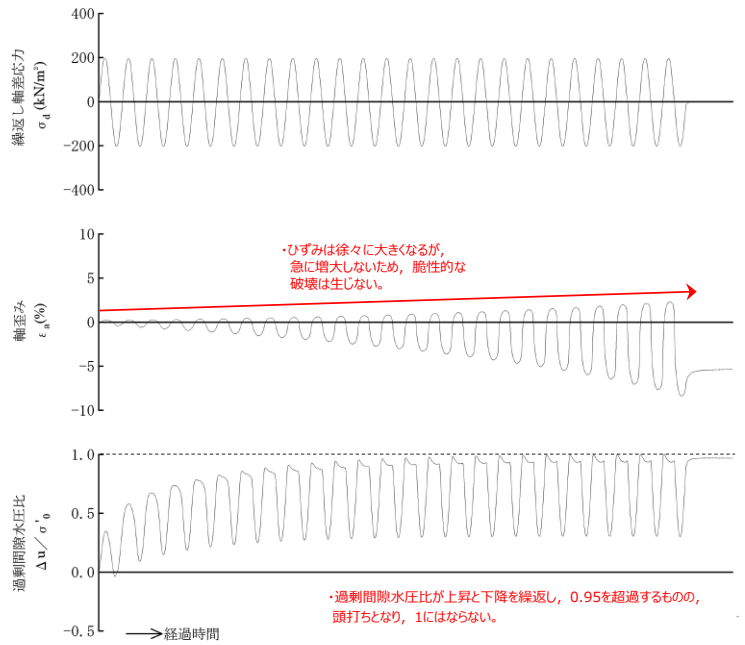
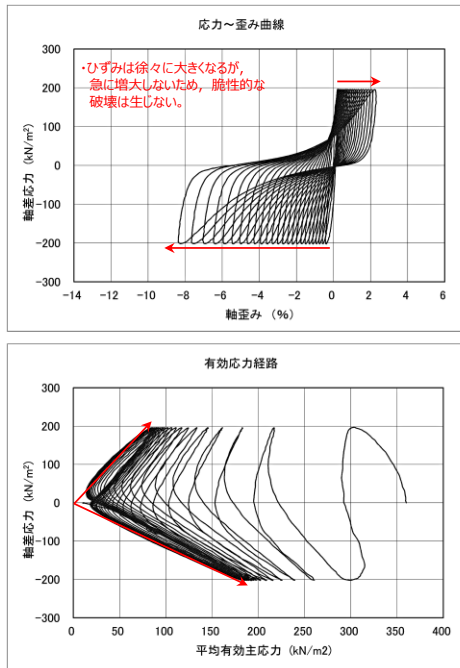


図 2-33 液状化強度試験結果 (E-8 : S8-24-2) (砂礫層)

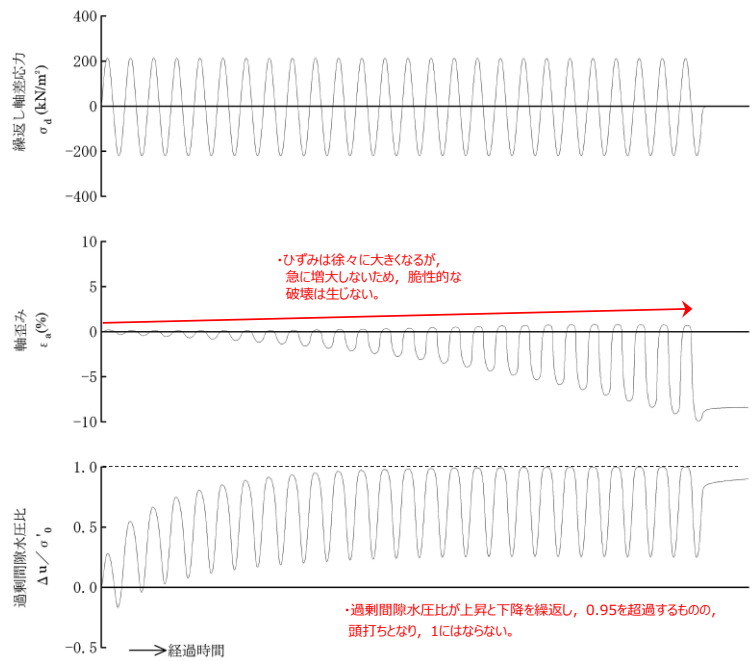
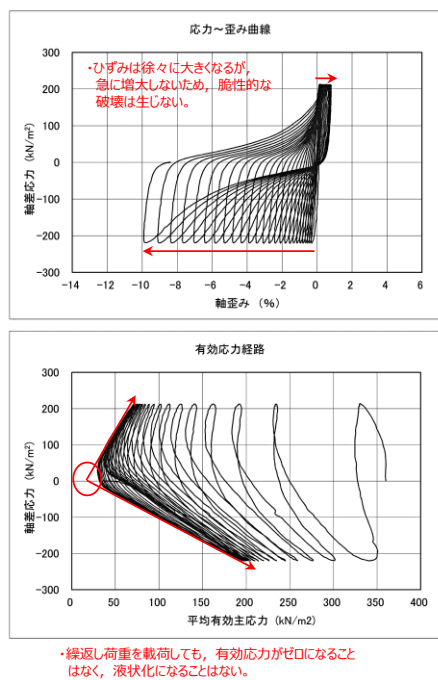
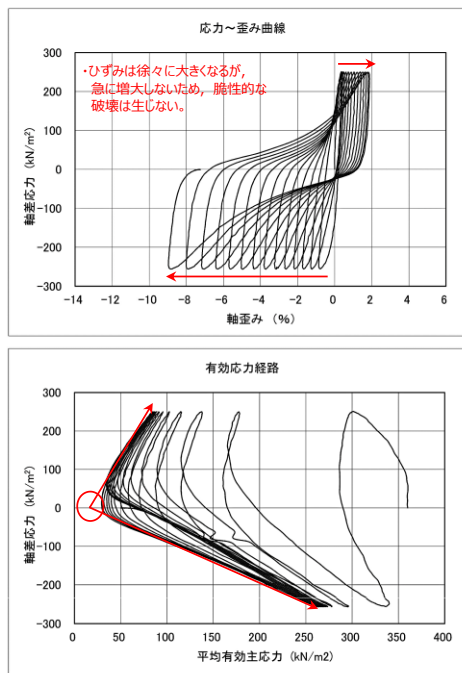


図 2-34 液状化強度試験結果 (E-8 : S8-25-1) (砂礫層)



・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。

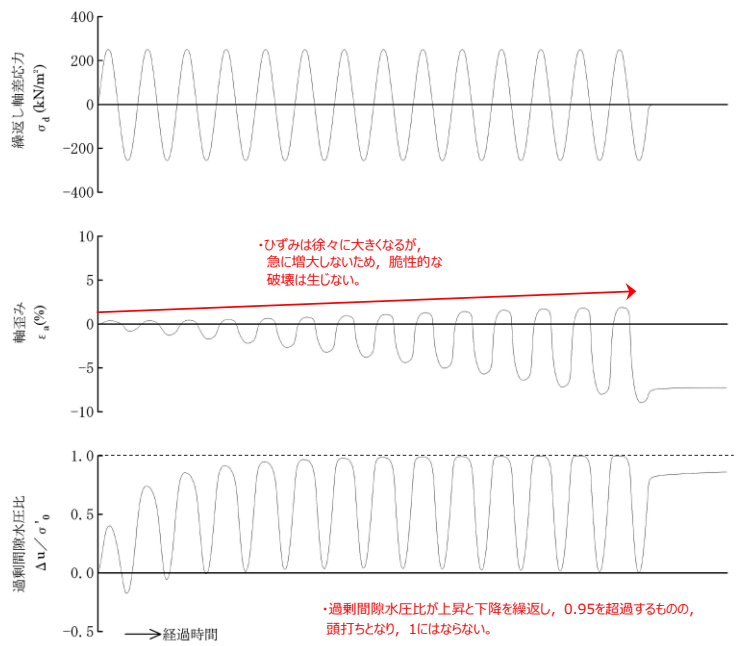


図 2-35 液状化強度試験結果 (E-8 : S8-25-2) (砂礫層)

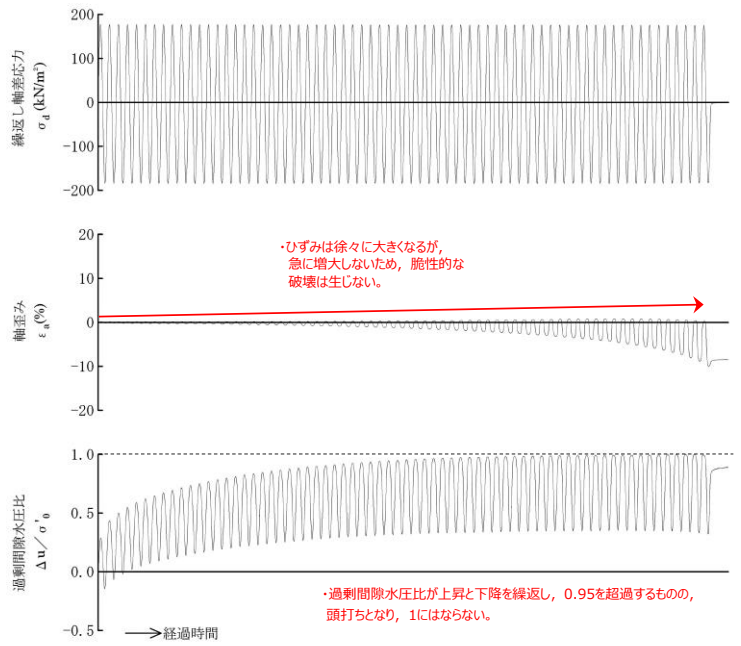
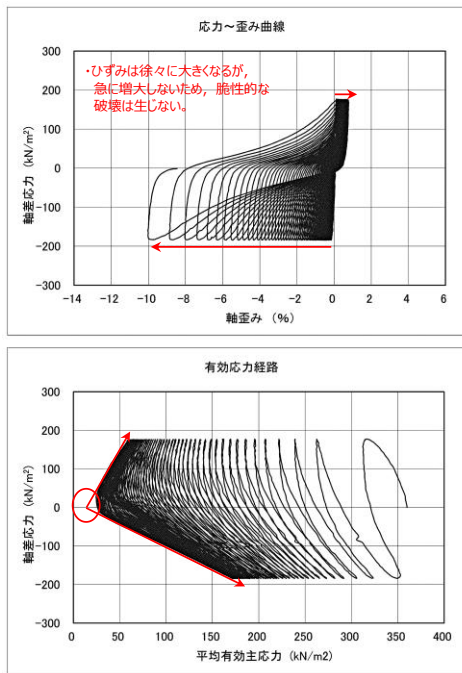


図 2-36 液状化強度試験結果 (E-8 : S8-25-3) (砂礫層)



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

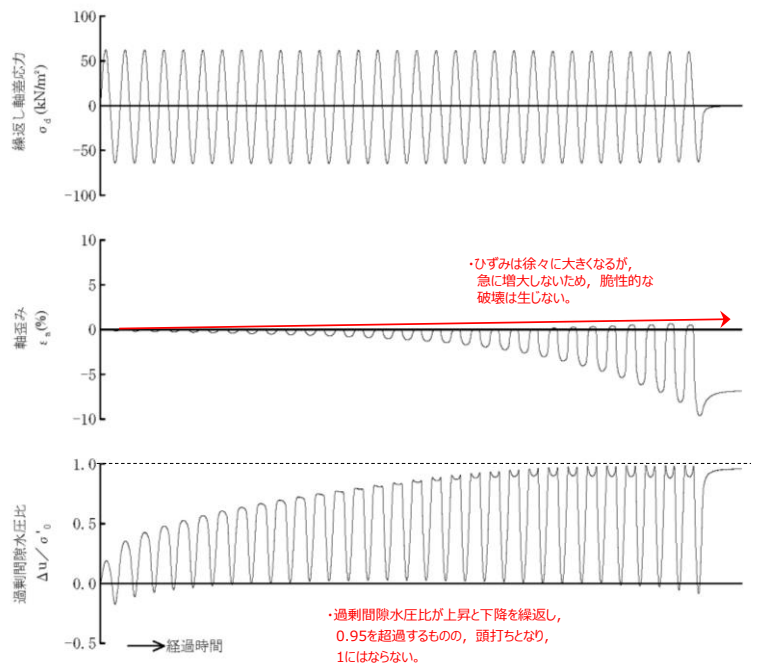
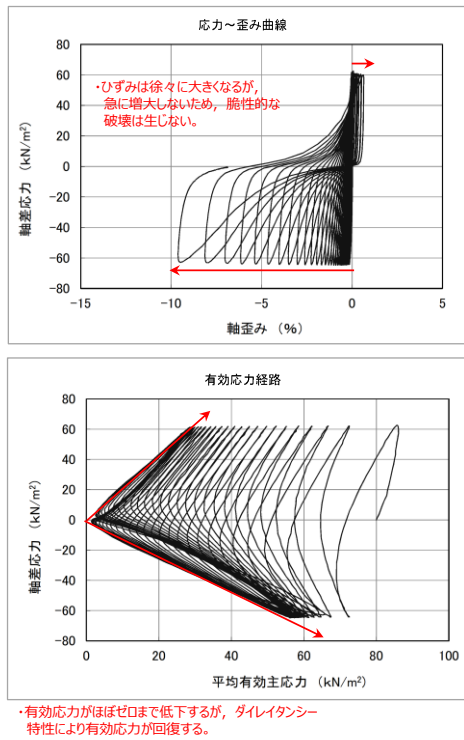


図 2-37 液状化強度試験結果 (A-1)

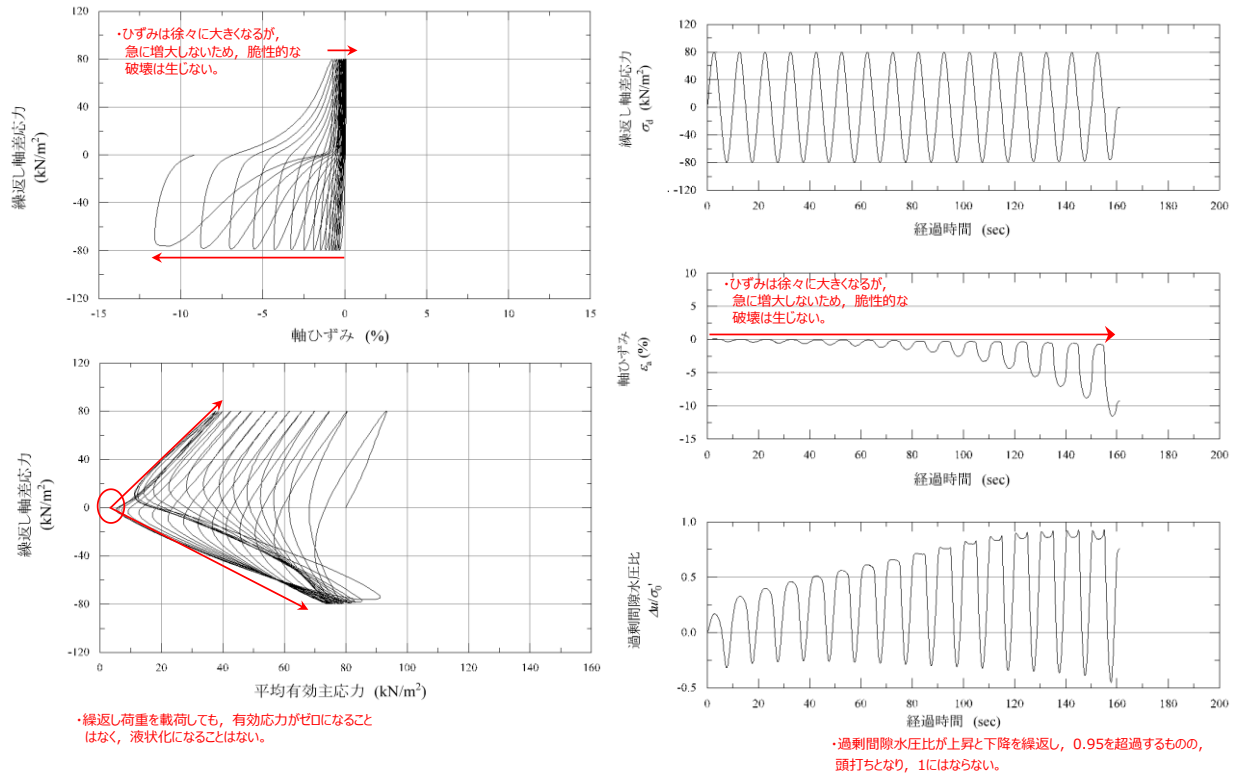


図 2-38 液状化強度試験結果 (A-2)

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

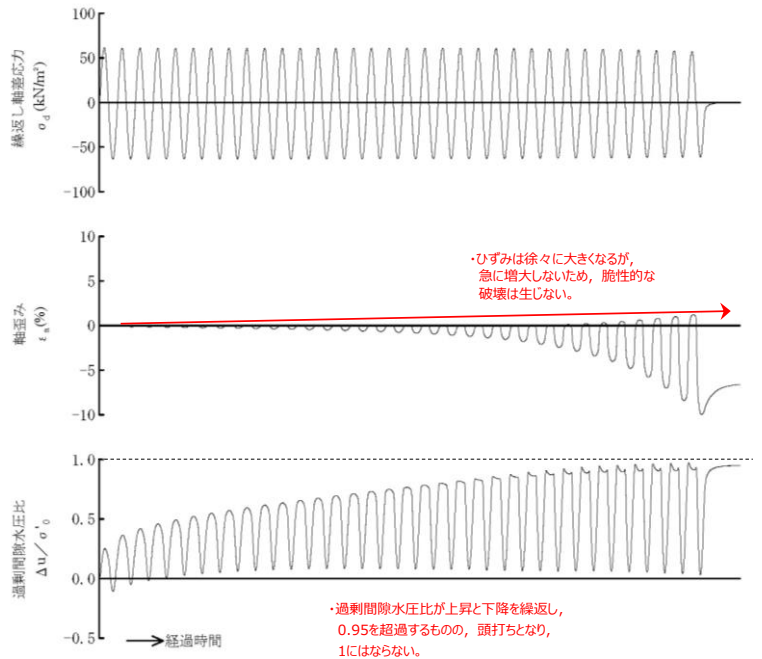
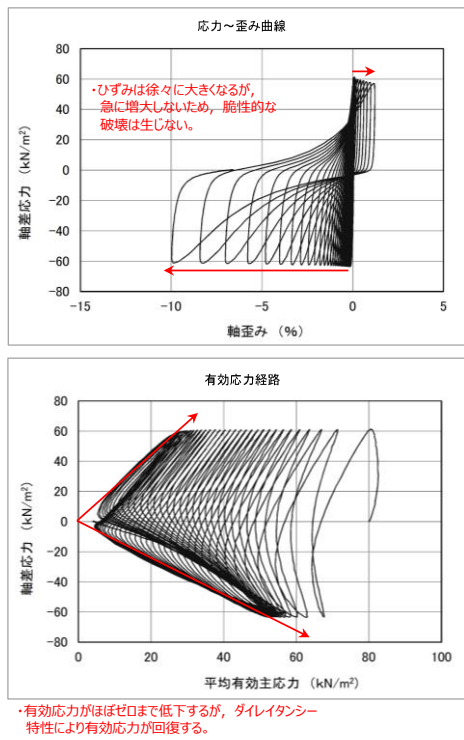


図 2-39 液状化強度試験結果 (B-1)

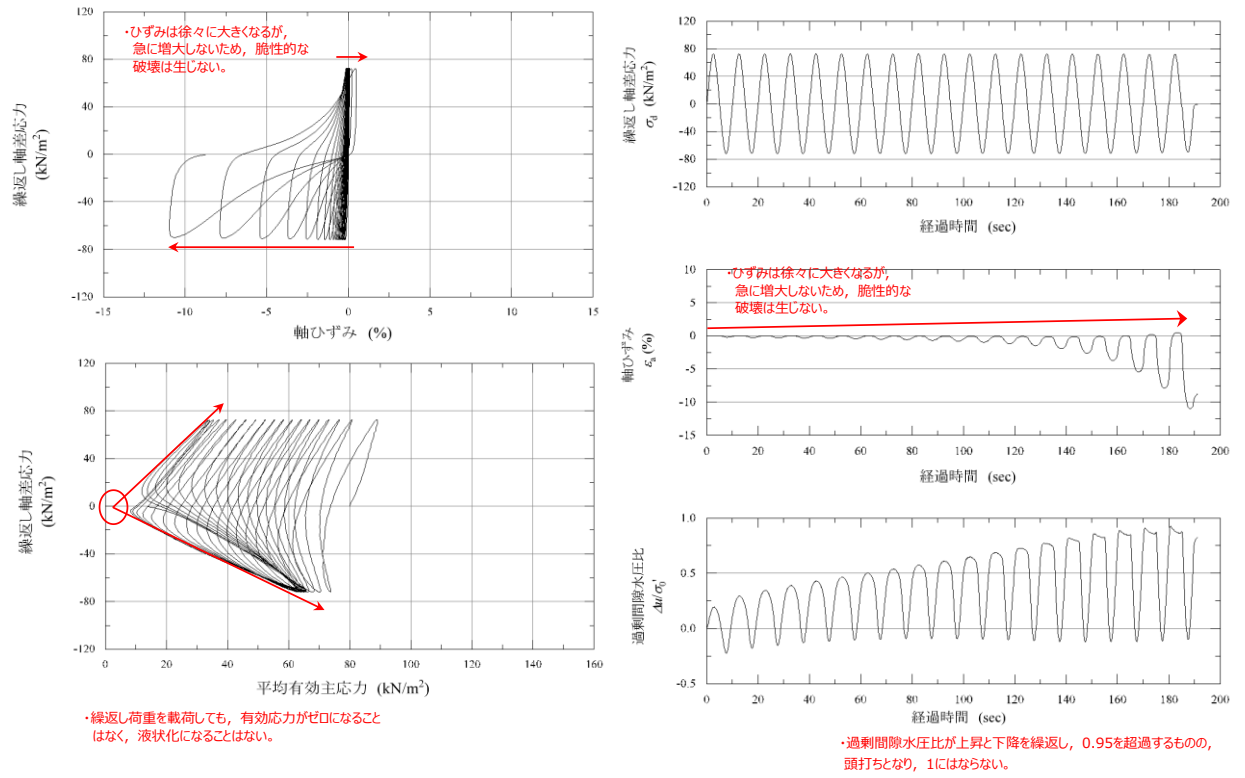


図 2-40 液状化強度試験結果 (B-2)

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	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

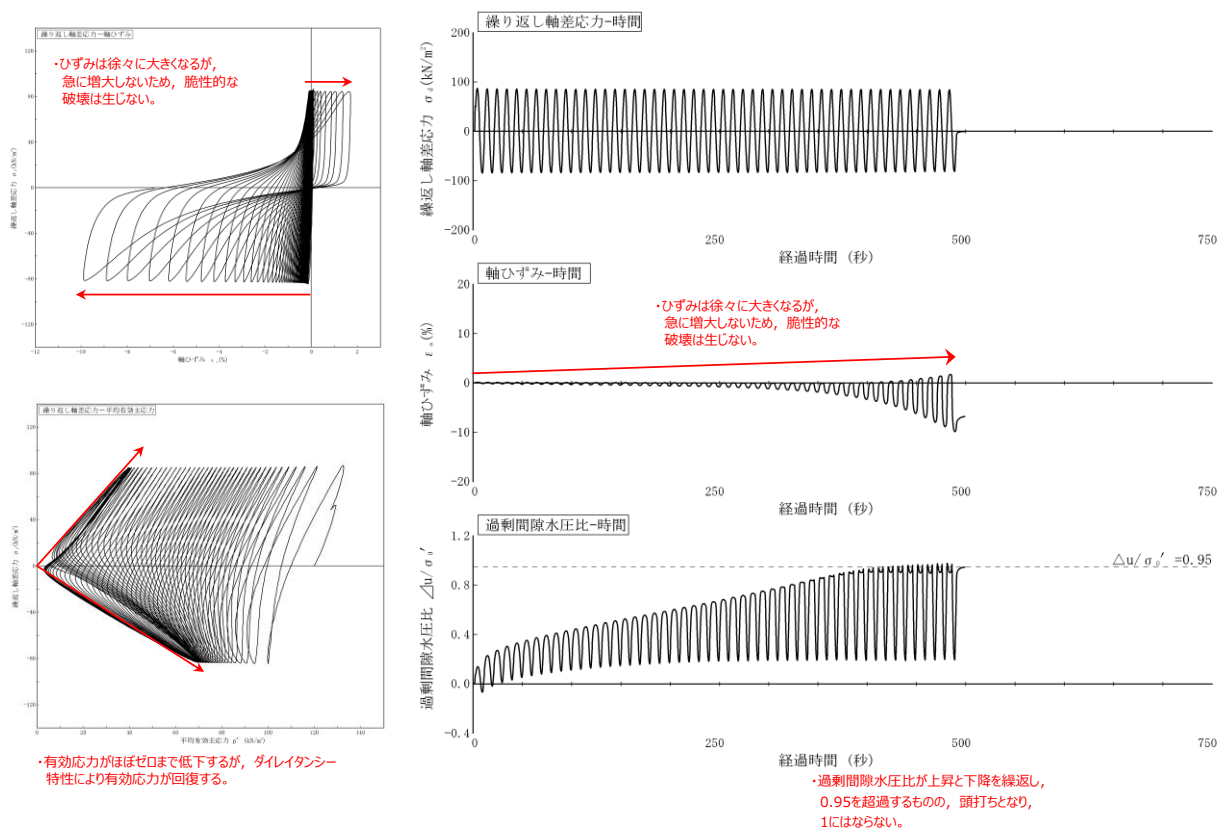


図 2-41 液状化強度試験結果 (C-1)



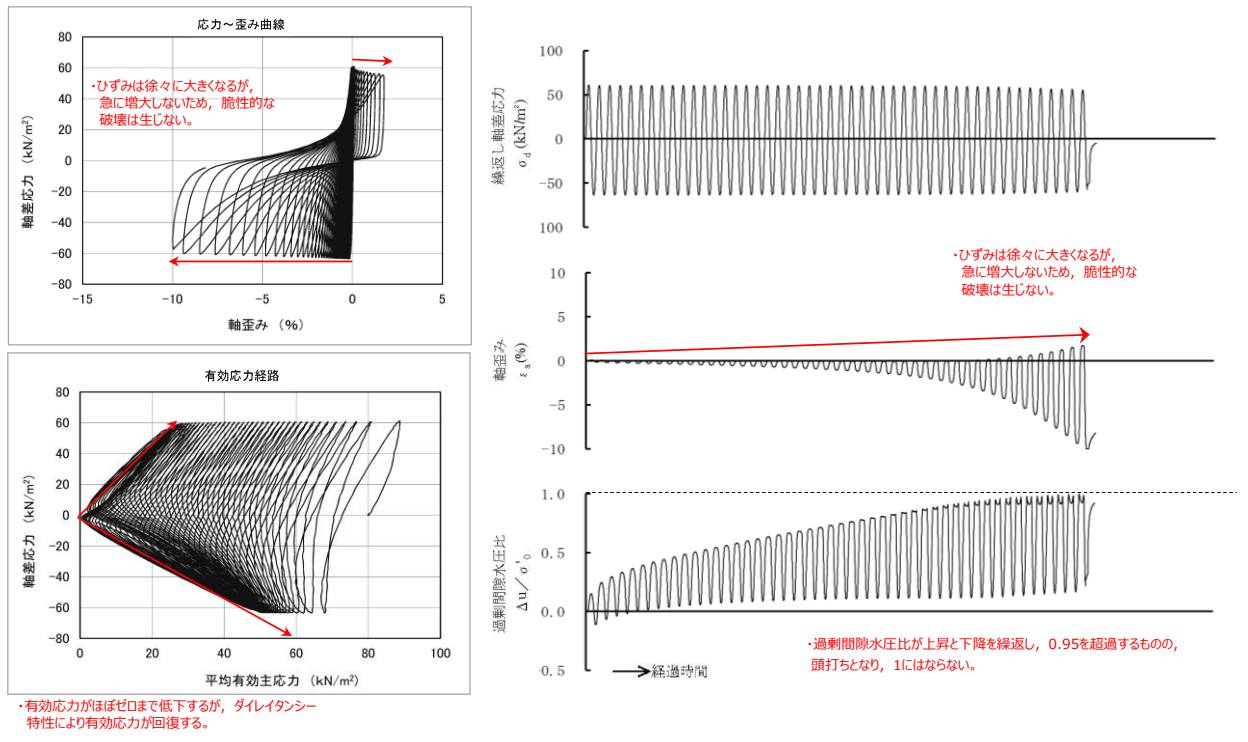


図 2-42 液状化強度試験結果 (C-2)

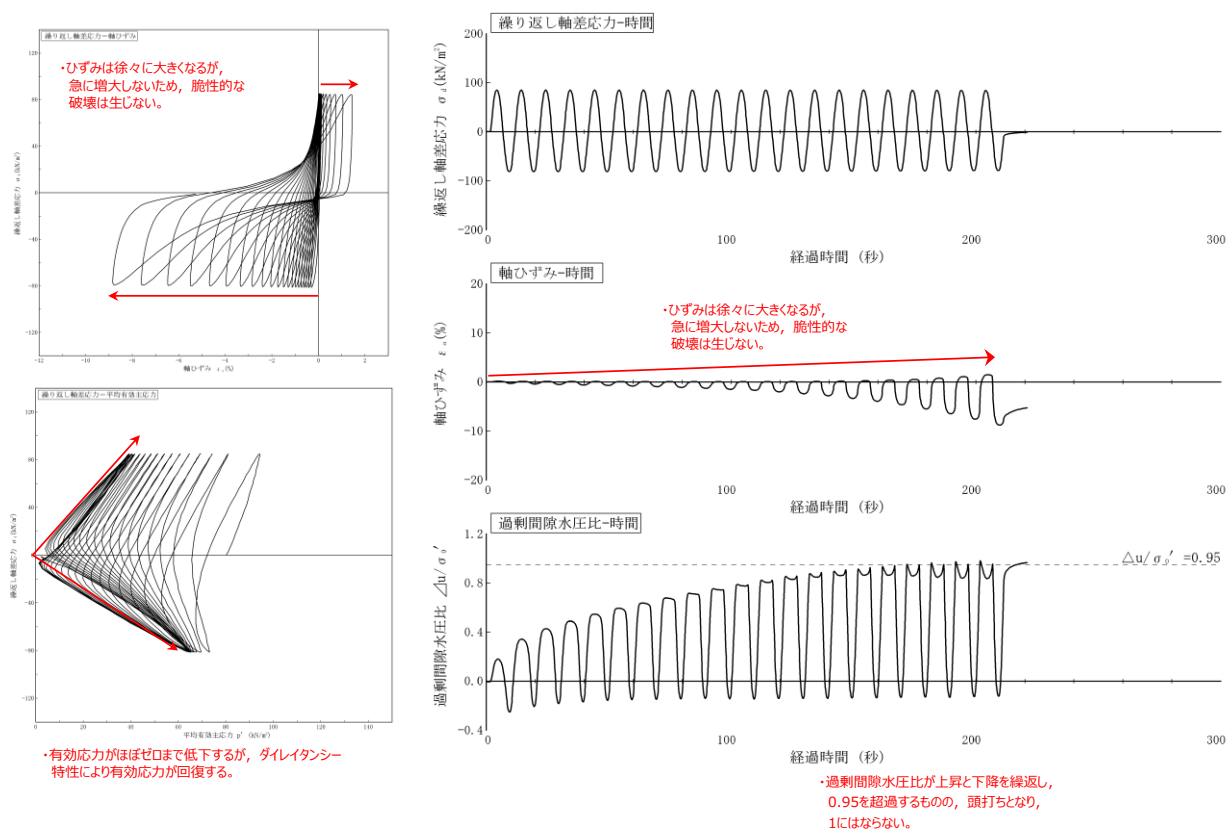


図 2-43 液状化強度試験結果 (C-3)

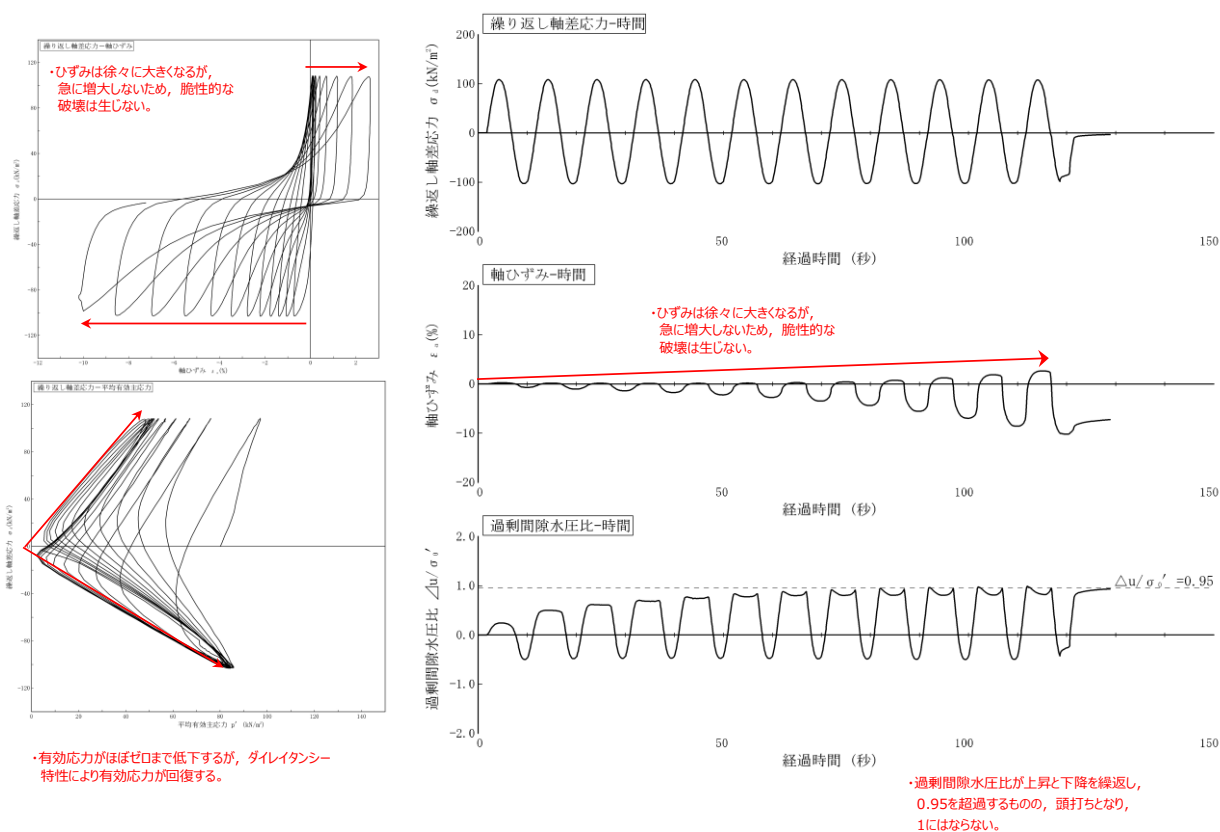


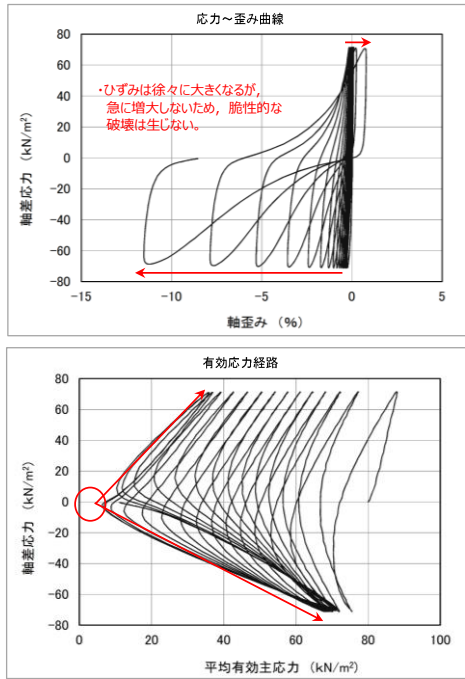
図 2-44 液状化強度試験結果 (C-4)

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。

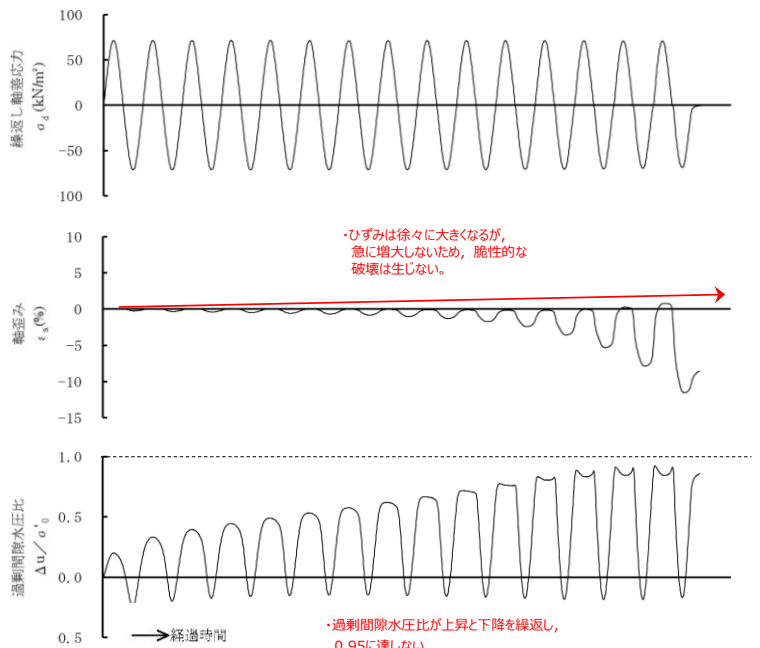


図 2-45 液状化強度試験結果 (D-1)

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

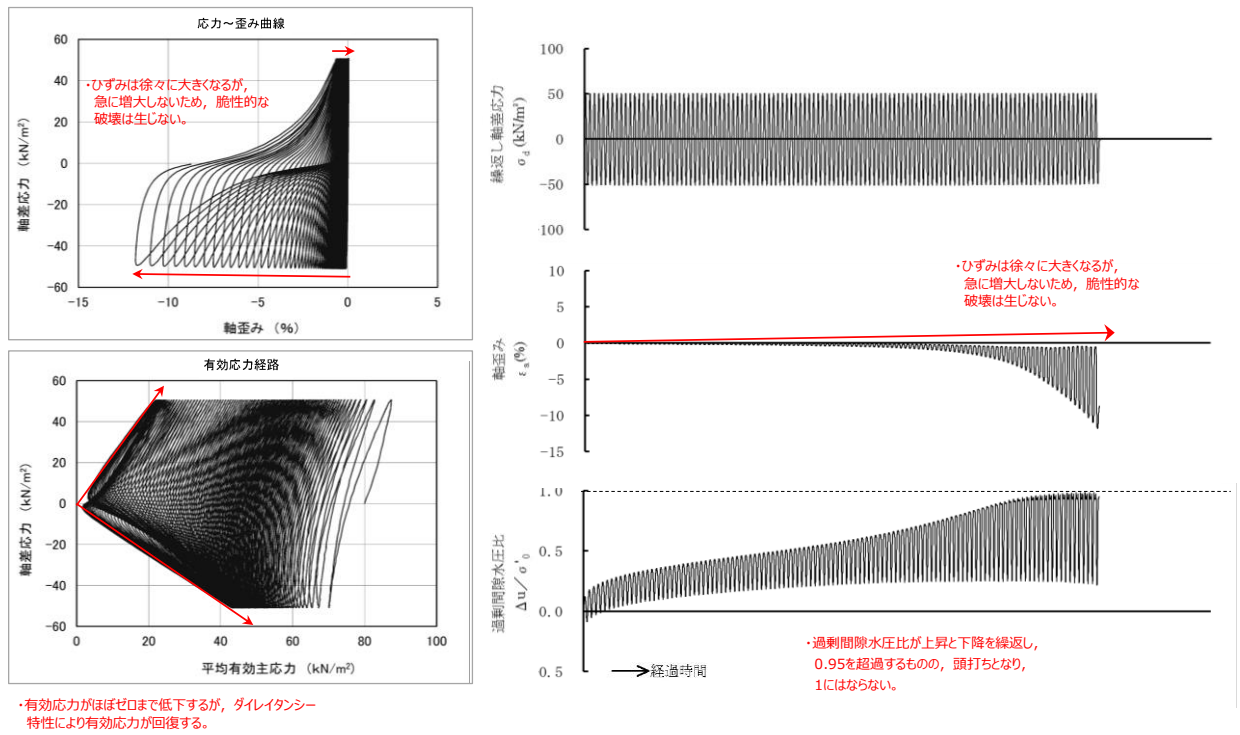


図 2-46 液状化強度試験結果 (E-1)

## (参考資料 16) 砕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砕石について

島根原子力発電所の取水管の埋戻しに使用している砕石（粒径：20～80mm，管底部のみ5～20mm）について，「大型せん断リング土槽振動実験によるレキ材の動的変形特性（港湾技研資料 No663）」（以下「港湾技研資料」という）における1号砕石の振動実験結果を用いて解析用物性値を設定している。本資料では，島根原子力発電所における砕石の解析用物性値の設定において，港湾技研資料の振動実験結果の適用性を判断する。



## 2. 砕石の解析用物性値について

### 2.1 島根原子力発電所で使用している砕石

島根原子力発電所の取水管の埋戻しに使用している砕石は、粒径 20～80mm を使用している。また、管底部は充填しやすい粒径 5～20mm を使用しており、空隙が生じないよう潜水士がジェットポンプを使用して充填している。

### 2.2 解析用物性値の設定方針

砕石の解析用物性値については、島根原子力発電所で使用している砕石のような大粒径の材料では試験が困難であることから、島根原子力発電所で使用している砕石と同程度の試料を用いて振動実験を実施している港湾技研資料に基づいて設定する。

港湾技術資料の対象試料及び試験内容を整理し、島根原子力発電所で使用している砕石への適用性を確認する。

### 2.3 砕石の解析用物性値

砕石の解析用物性値を表 2-1 に示す。

表 2-1 砕石の解析用物性値

対象施設		取水管
種別（地盤種別）		砕石
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.57
変形特性	動せん断弾性係数 $G_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	19,000
	ポアソン比 $\nu$	0.45
	基準ひずみ $\gamma_{0.5}$	$6.511 \times 10^{-3}$
	減衰定数の上限値 $h_{\max}$	0.1938

注： $\gamma$  はせん断ひずみ (%) を示す。

### 3. 砕石の振動実験結果について

港湾技研資料の振動実験の概要について、以下に示す。

なお、本章に示す図表は、港湾技研資料より引用している。

#### 3.1 大型せん断リング土槽振動実験

大型せん断リング土槽は内径 1900mm，外径 1940mm，高さ 30mm のアルミリングを 64 段重ねた，高さ 2060mm の円筒形の土槽である。アルミリング間にはφ 2.43mm のローラベアリングが 1 リングに 8 箇所取り付けられ，リング間の摩擦が低減される構造になっている。大型せん断リングは振動台の上に組み立てられた。大型せん断リング土槽の構造図を図 3-1 に，振動台の性能を表 3-1 に示す。

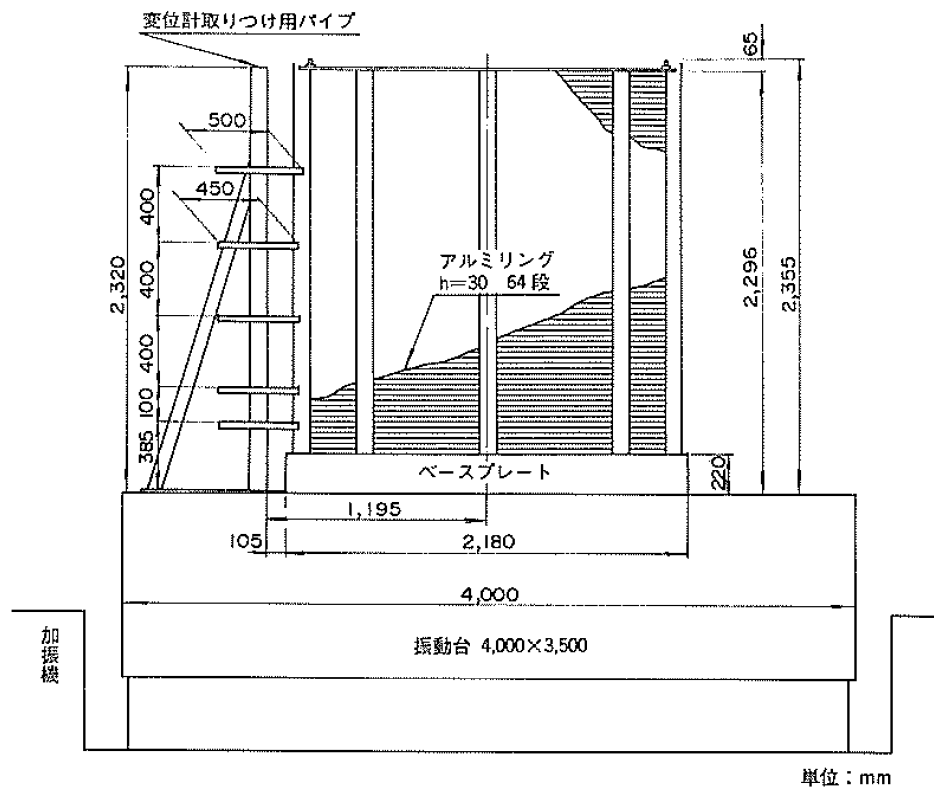


図 3-1 大型せん断リング土槽の構造図

表 3-1 振動台の性能

振動方向		水平一方向
最大加振力 (tf・G)		18
可動部重量 (tf)		15 (無搭載時)
最大搭載重量 (tf)		25
周波数範囲 (Hz)		0.5 ~ 100
最大振幅 (mm)		±50
最大速度 (cm/s)		25
最大加速度 (G)		0.45 (25tf搭載時)
振動波形		正弦波および任意波形
加速度波形歪率 (%)		5以下 (1~50Hz) 10以下 (1~100Hz)
位相角精度 (度)		±20 (1~50Hz)
ノイズレベル		2 Gal 以下
振動台寸法 (m)		4 × 3
台支特方式		三方向静圧油軸受
駆動方式		動電方式

振動実験の対象として、秋田港砂、粒度調整碎石（粒調碎石）、道路用1号碎石（1号碎石）、釜石産割石（釜石割石）の4種類が選定されており、各試料の物理試験結果を表3-2に、粒径分布曲線を図3-2に示す。また、各試料の材料物性を表3-3に示す。

表 3-2 物理試験結果

材 料 名	秋田港砂	粒調碎石	1号碎石	釜石割石
比重 (g/cm <sup>3</sup> )	2.637	2.650	2.68	2.740
吸水量 (%)	—	1.98	2.88	—
D <sub>60</sub> (mm)	0.168	8.7	56.0	80
D <sub>10</sub> (mm)	0.121	0.18	37.5	51
均等係数 U <sub>c</sub>	1.4	48.3	1.5	1.6
e <sub>max</sub>	1.279	0.885	0.885	0.960
e <sub>min</sub>	0.802	0.355	0.423	0.508

(参考) 16-4

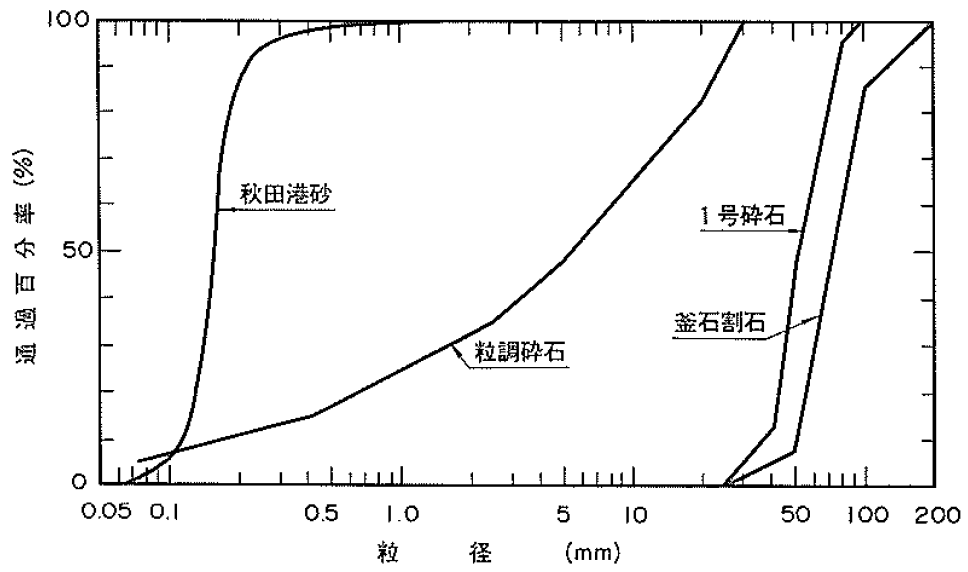


図 3-2 粒径分布曲線

表 3-3 各試料の材料物性

実験ケース	B-1	B-2	B-3	B-4
材料名	秋田港砂	粒調碎石	1号碎石	釜石割石
単位体積重量 ( $gf/cm^3$ )	1.349	1.659	1.572	1.497
間隙比	0.955	0.698	0.705	0.830
相対密度 (%)	67.9	35.3	38.9	28.8

実験として、S波速度測定実験及び共振実験が実施されている。

S波速度測定実験は、大型せん断リング土槽の底部である振動台を掛け矢で叩き、その振動をせん断リング土槽内に埋設した加速度計で測定することとし、共振実験前と共振実験後に実施している。S波速度測定結果を表3-4に示す。

表3-4 S波速度測定結果

実験ケース		B-1	B-2	B-3	B-4
開始前	No.1	83.8m/s	79.3m/s	109.4m/s	133.3m/s
	2	82.2	76.6	106.7	133.3
	3	84.4	78.4	108.3	130.6
	4	87.7	79.3	111.0	132.1
	平均	84.5	78.4	108.9	132.3
終了後	No.1	—	82.2	98.7	148.7
	2	—	81.6	92.5	138.8
	3	—	79.9	95.3	145.1
	4	—	81.3	99.6	143.2
	平均	—	81.3	96.5	144.0

共振実験は、振動数を段階的に変化させながら正弦波加振を繰り返し行い、せん断リング土槽内の応答加速度を測定する実験である。入力正弦波は、振動数は1Hz～50Hz、最大加速度は5、25、50、100、200、300galとしている。共振実験における各入力加速度における共振振動数を表3-5に示す。

表3-5 各入力加速度における共振振動数

入力加速度 (Gal)	共振振動数 (Hz)			
	秋田港砂	粒調碎石	1号碎石	釜石割石
5	9.0	9.0	11.0	—
25	7.3	6.8	9.0	—
50	6.4	6.0	8.0	11.0
100	4.6	4.5	6.5	9.0
200	2.7	2.7	4.6	6.0
300	—	—	2.7	3.6

(参考) 16-6

S波速度測定結果及び共振実験結果より、以下の式を用いてせん断弾性係数を求めている。

$$G = \rho(V_s)^2 = \rho(4Hf)^2$$

ここで、 $G$ はせん断弾性係数、 $\rho$ は密度、 $V_s$ はS波速度、 $H$ はせん断リング土槽の高さ、 $f$ は一次の共振振動数である。

初期せん断弾性係数  $G_0$  は、ひずみ極微小時はS波速度の測定結果より求めており、それ以降は共振実験の結果から求めている。実験より求めたせん断弾性係数を表3-6に示す。

表 3-6 実験より求めたせん断弾性係数

入力加速度 (Gal)	せん断弾性係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )			
	秋田港砂	粒調碎石	1号碎石	釜石割石
(S波速度からの値)	99.5	103.0	190.6	266.2
5	71.4	87.8	124.2	—
25	46.3	50.5	83.2	—
50	35.5	39.0	65.7	118.3
100	18.9	22.6	42.7	79.2
200	6.6	8.1	22.0	35.2
300	—	—	7.7	12.6

せん断弾性係数は拘束圧の関数とされており、深さ方向に変化するが、せん断リング土槽で平均的な一つのせん断弾性係数を与えることとした。このときの拘束圧としてはせん断リング土槽の高さの半分の値を仮定している。

せん断弾性係数とひずみレベルとの関係に併せ、減衰定数とひずみレベルの関係を確認するため、せん断リング土槽をモデル化した有限要素モデルの地震応答計算を実施している。地震応答計算は、表 3-5 に記載している共振振動数に最も近い振動数の正弦波の振動台加速度記録を入力し、表 3-6 のせん断弾性係数を与えた図 3-3 の有限要素モデルにより実施している。応答加速度の計算値が測定値と一致するように減衰定数を定め、この計算結果よりせん断弾性係数リング土槽のひずみレベルを求めた。

このように求めたせん断弾性係数のひずみ依存特性を図 3-4 に、減衰定数のひずみ依存特性を図 3-5 に示す。なお、図 3-4 及び図 3-5 の曲線は、他の文献で得られた曲線が記載されている。

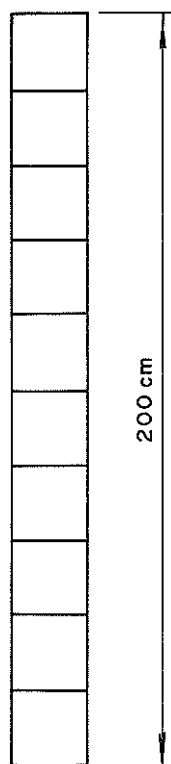


図 3-3 有限要素モデル

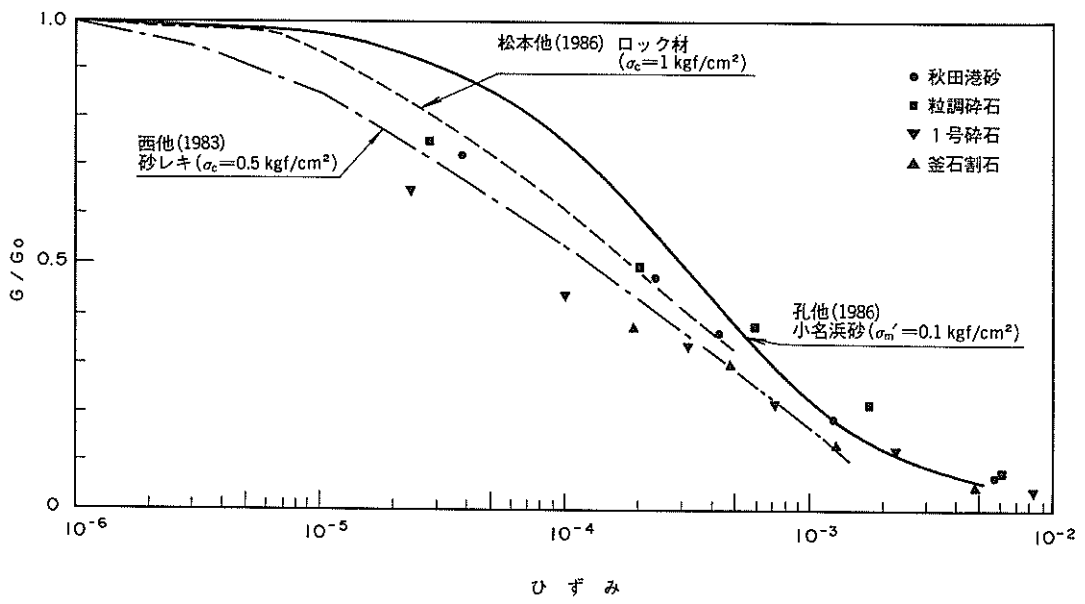


図 3-4 せん断弾性係数のひずみ依存特性

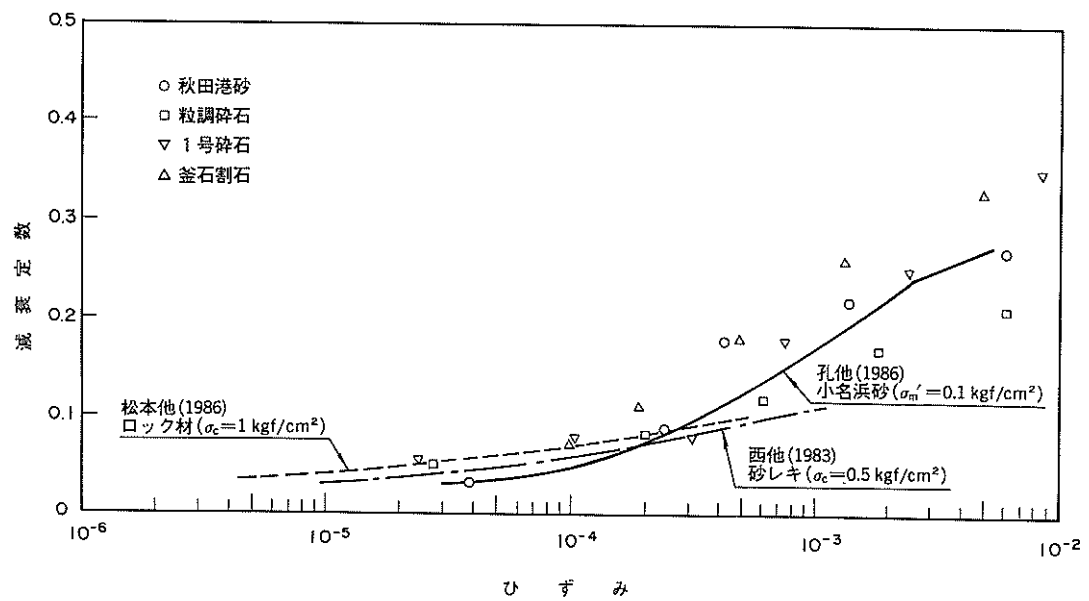


図 3-5 減衰定数のひずみ依存特性



#### 4. 碎石の動的変形特性の妥当性について

港湾技研資料では、図 3-4 及び図 3-5 で推定したせん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性について、他の文献との比較により妥当性を確認している。

図 4-1 (図 3-2 に一部加筆) より、島根原子力発電所で使用している碎石 (20~80mm, 管底部のみ 5~20mm) は、港湾技研資料の 1 号碎石の粒度に酷似していることから、1 号碎石に着目して動的変形特性の妥当性を確認する。

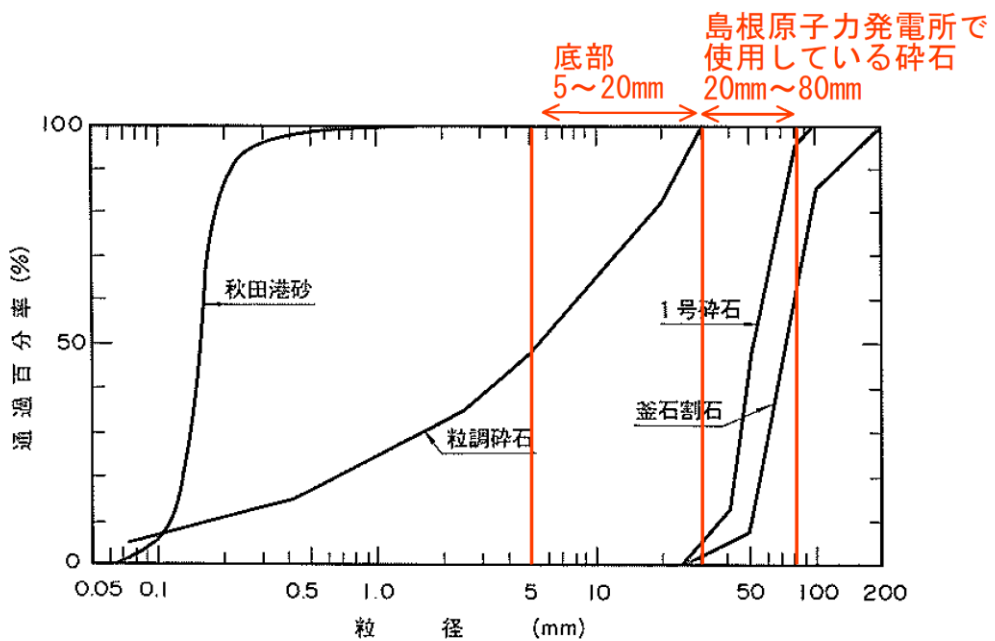


図 4-1 島根原子力発電所で使用している碎石と港湾技研資料の試料の比較  
(港湾技研資料に一部加筆)

港湾技研資料で示すような砕石等のせん断弾性係数について、以下の式で示される。

$$G_0 = A \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\sigma)^B$$

港湾技研資料では、他の文献における A と B の値について、表 4-1 のとおり整理されている。他の文献が対象とした材料の粒径分布を図 4-2 に示す。他の文献の  $G_0$  の各種推定式の値と港湾技研資料で示される S 波速度から求めた  $G_0$  の比較を表 4-2 に示す。図 4-2、表 4-2 より、田中他(1986)の④粒度（以下④粒度という）の粒径分布を境として、④粒度より大きい粒径を含む材料の  $G_0$  (267~473kgf/cm<sup>2</sup>) が、④粒度より小さい粒径を含む材料の  $G_0$  (128~165kgf/cm<sup>2</sup>) より大きい傾向があると記載されている。

港湾技研資料の 1 号砕石が粒径約 20~100mm に対し、④粒度は約 2~20mm であることから、④粒度と比較して 1 号砕石は大きな粒径分布となっている。1 号砕石のせん断弾性係数は、④粒度より大きい粒径を含む材料の  $G_0$  (267~473kgf/cm<sup>2</sup>) 程度のせん断弾性係数が期待されるが、港湾技研資料における実験では比較的緩く詰めた状態とされたため、1 号砕石の  $G_0$  は他の文献と比較して 191kgf/cm<sup>2</sup> と低い値になっていることが想定される。よって、港湾技研資料に示されるせん断弾性係数  $G_0$  は、他の文献に示される同様の材料と比較して保守的な値を示していると判断した。

表 4-1 他の文献における  $G_0$  の各種推定式  
(港湾技研資料より引用)

研究者名	材料	推定式の定数		推定式の σ'の種類	試験時の σ'の値 (kgf/cm <sup>2</sup> )
		A	B		
国生他(1980)	砕石材	1300	0.55	有効拘束圧	0.5~3
	円レキ材	840	0.60	〃	〃
西他(1983)	砂レキ	500	0.60	〃	〃
田中他(1985)	レキ25%材	471	0.62	〃	0.5~6.0
	レキ50%材	488	0.60	〃	〃
西尾他(1985)	A 砕石	710	0.44	〃	1.0~4.0
田中他(1986)	④粒度	564	0.434	平均有効主応力	0.5~3.0
	捨石材				
	④粒度	713	0.498	〃	〃
	円レキ材				
	⑤粒度	375	0.540	〃	〃
西他(1988)	レキ50%材	532	0.62	〃	0.038~0.28
菅原他(1989)	砕石	350	0.67	上載応力	0.7~3
	東京レキ層	400	0.67	〃	〃

$$\text{推定式: } G_0 = A \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot (\sigma')^B$$

(参考) 16-11

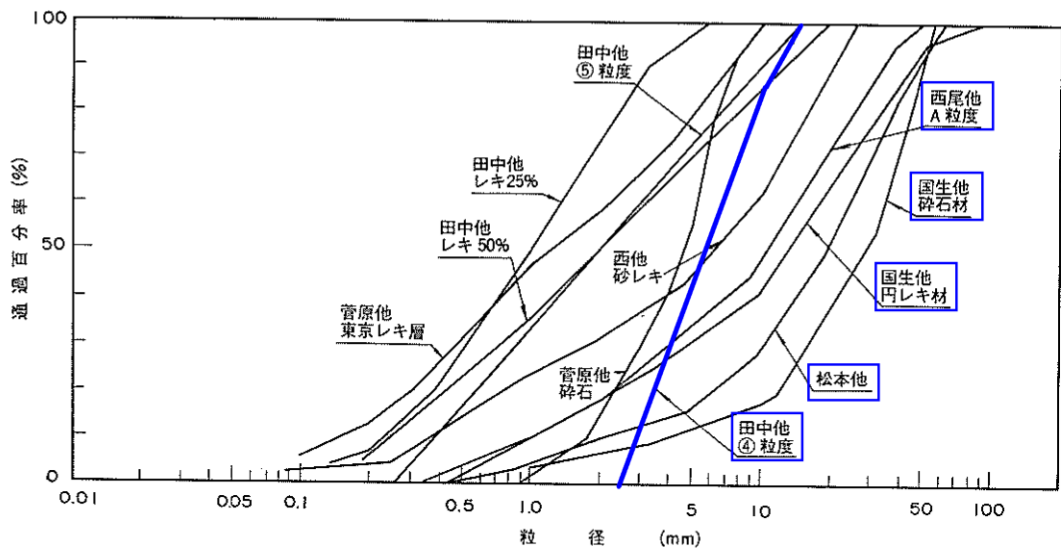


図 4-2 他の文献における各種材料の粒径分布曲線

(港湾技研資料に一部加筆：青枠にて④粒度より大きい粒径の材料の文献値を示す)

表 4-2 他の文献において推定された  $G_0$  と S 波速度から求めた  $G_0$

(港湾技研資料に一部加筆：青枠にて④粒度より大きい粒径の材料の文献値を示す)

各種推定式		各種推定式の $G_0$ の値(kgf/cm <sup>2</sup> )		
研究者名	材 料	粒調砕石	1号砕石	釜石割石
国生他 (1980)	砕石材	494	473	359
	円レキ材	286	273	207
西 他 (1983)	砂レキ	149	142	107
田中他 (1985)	レキ25%材	153	146	111
	レキ50%材	166	159	120
西尾他 (1985)	A 砕石	344	331	253
田中他 (1986)	④粒度 捨石材	277	267	204
	④粒度 円レキ材	304	292	222
	⑤粒度	146	140	106
西 他 (1988)	レキ50%材	173	165	125
菅原他 (1989)	砕石	134	128	96
	東京レキ層	153	146	110
本実験の $V_s$ より推定		103	191	266

(参考) 16-12

他の文献と港湾技研資料で得られたせん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性の比較について、図 4-3 及び図 4-4 に示す。

図 4-3 では、港湾技研資料で得られたせん断弾性係数のひずみ依存特性は、他の文献とおおむね同様の傾向を示しており、1号碎石の  $G/G_0$  のひずみ依存曲線が他の材料や文献と比較しても、ひずみの増加による剛性低下の程度が大きいと判断した。

図 4-4 では、港湾技研資料で得られた減衰定数のひずみ依存特性は、他の文献とおおむね同様の傾向を示している。港湾技研資料では、1号碎石の減衰定数が他の文献の値よりも大きいことについて、拘束圧が低いほど減衰定数が大きいといわれていることから、港湾技研資料の振動実験の拘束圧に起因していることを推察している。

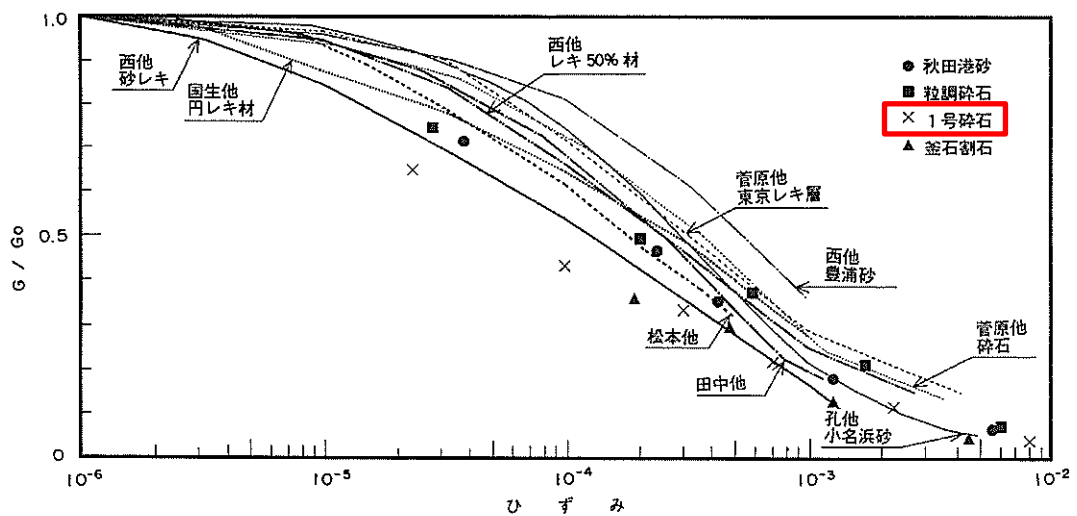


図 4-3 他の文献と港湾技研資料のせん断弾性係数のひずみ依存特性の比較  
(港湾技研資料に一部加筆)

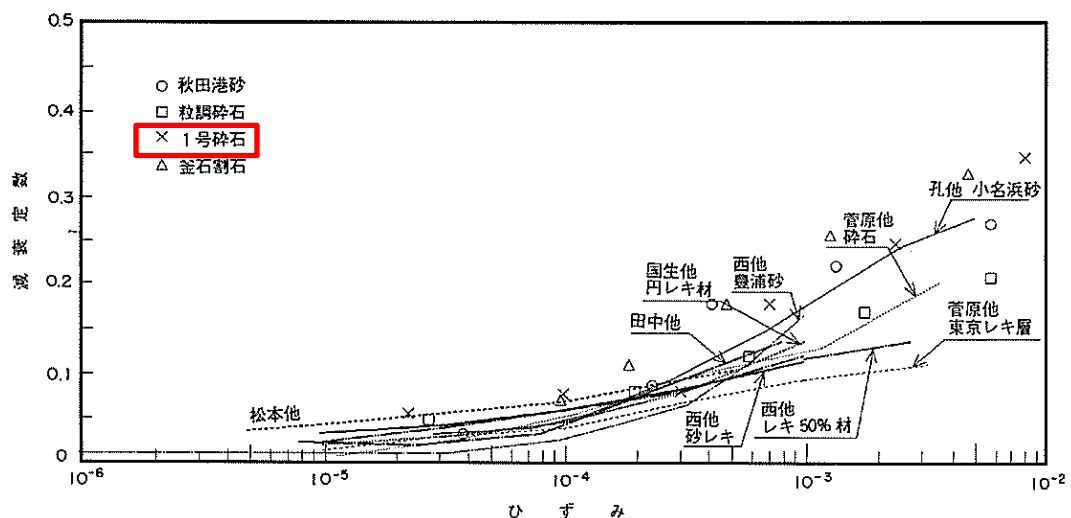


図 4-4 他の文献と港湾技研資料の減衰定数のひずみ依存特性の比較  
(港湾技研資料に一部加筆)

(参考) 16-13

港湾技研資料による振動実験から推定された動的変形特性は、他の文献とおおむね同じ傾向を示していることから、妥当であると判断した。また、1号砕石のせん断弾性係数においては、他の文献と比較しても保守的な物性であると判断した。

5. 島根原子力発電所で使用されている砕石の動的変形特性

以上を踏まえ、島根原子力発電所で使用されている砕石は、港湾技研資料の1号砕石の結果に基づくこととする。

密度については、表3-3より、1号砕石の密度を設定する。

また、動的変形特性については、1号砕石のせん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性の値を用いて、図5-1のように動的変形特性を設定する。なお、1号砕石の減衰定数は他の文献と比較して大きくなっていることから、実験結果よりも保守的となるよう減衰定数を設定した。

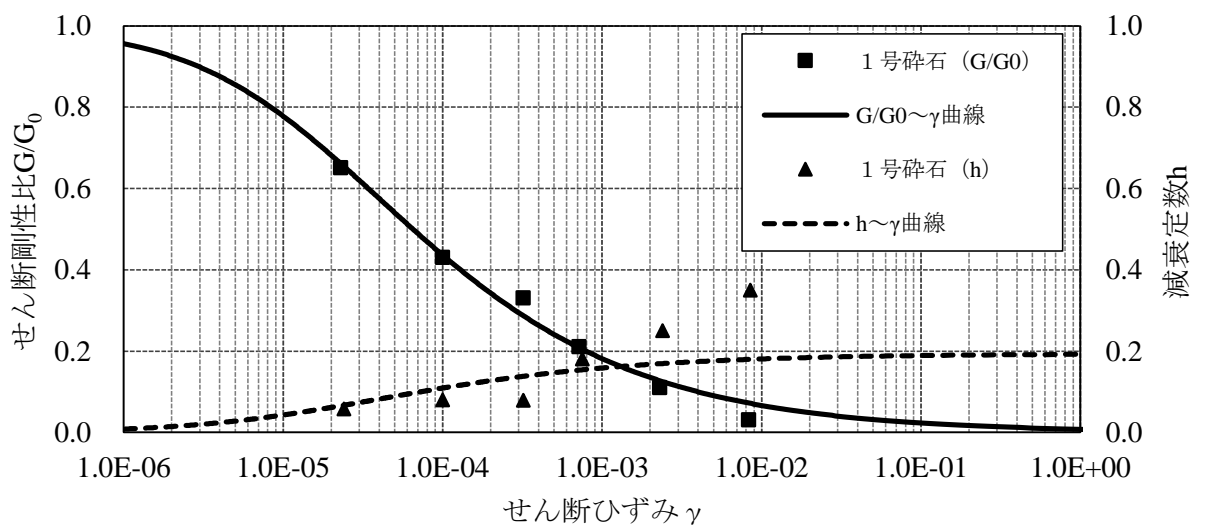


図5-1 島根原子力発電所で使用されている砕石の動的変形特性

(参考資料 17) 地震応答解析にて考慮する地盤物性のばらつき

1. 地震応答解析における地盤物性のばらつき

地震応答解析においては、構造物の周囲に分布する岩盤、埋戻土及び旧表土に対し、動せん断弾性係数等の地盤物性のばらつきを考慮した耐震評価を実施する。

動せん断弾性係数等の地盤物性のばらつきは、各種試験結果に基づき算定する。

1.1 地盤物性のばらつきの設定方法

1.1.1 岩盤 (C<sub>H</sub>級, C<sub>M</sub>級, C<sub>L</sub>級)

P S 検層結果に基づく原子炉建物基礎地盤の速度層構造を図 1-1 及び図 1-2 に示す。C<sub>H</sub>級, C<sub>M</sub>級及びC<sub>L</sub>級岩盤における動せん断弾性係数  $G_d$  等の地盤物性のばらつきは、図 1-1 に示すP S 検層結果のばらつきを考慮し算定する。

各ボーリング孔で測定されたP波速度（設計値）及びS波速度（設計値）の標準偏差及び変動係数を表 1-1 のとおり算出した。耐震評価において考慮するP波速度及びS波速度のばらつきについては、表 1-1 の結果を踏まえ、**2**層は 20%、**3**～**6**層は 10%にそれぞれ設定した。

耐震評価に用いる動せん断弾性係数  $G_d$  等の地盤物性のばらつきの算定結果を表 1-2 に示す。

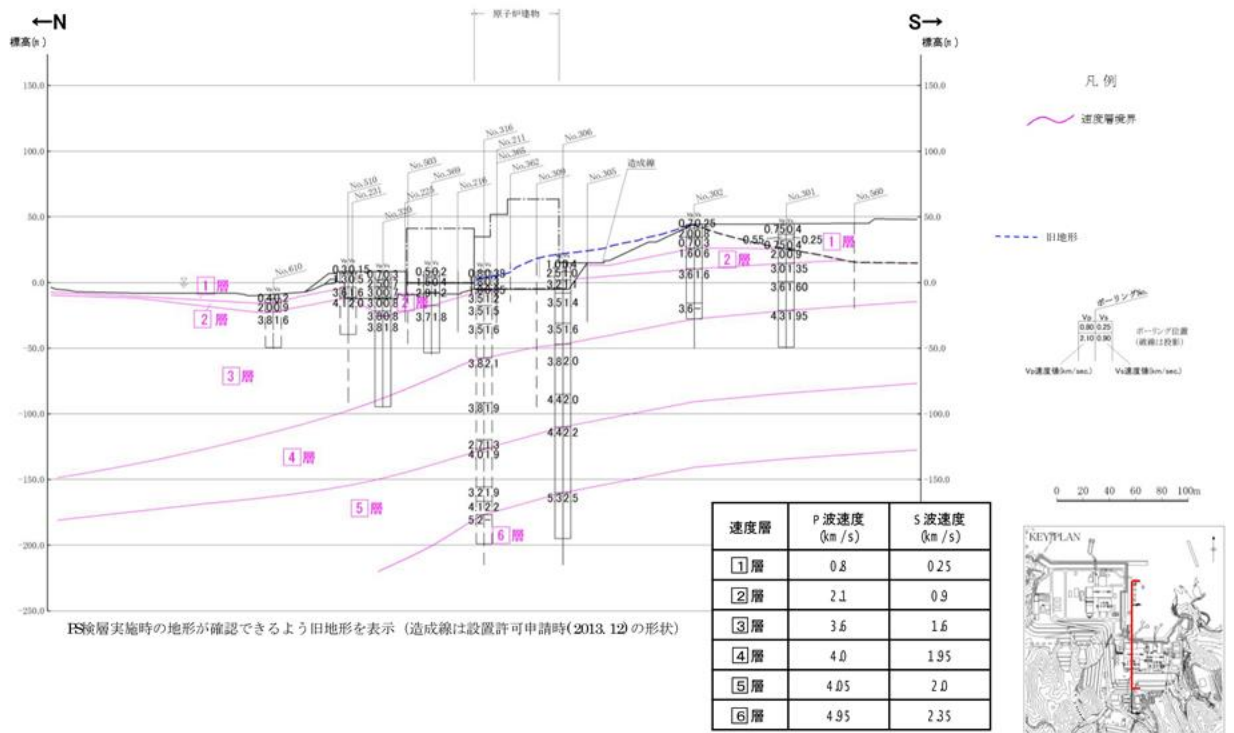


図 1-1 原子炉建物基礎地盤の速度層断面図（南北断面）

(参考) 17-1

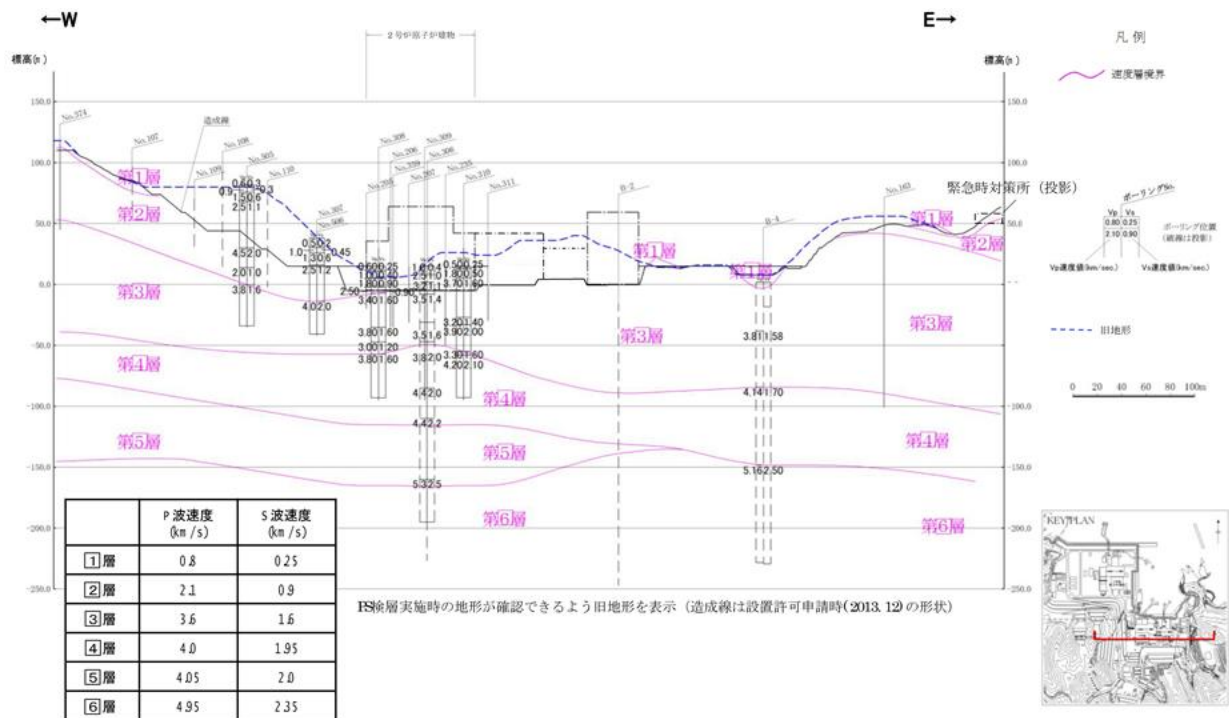


図 1-2 原子炉建物基礎地盤の速度層断面図（東西断面）

表 1-1(1) P S 検層結果に基づく P 波速度の標準偏差及び変動係数

速度層	P 波速度 $V_p$ (km/s)	標準偏差 $\sigma$ (km/s)	変動係数 (%)
②層	2.10	0.400	19
③層	3.60	0.097	3
④層	4.00	0.078	2
⑤層	4.05	0.180	4
⑥層	4.95	0.400	8

表 1-1(2) P S 検層結果に基づく S 波速度の標準偏差及び変動係数

速度層	S 波速度 $V_s$ (km/s)	標準偏差 $\sigma$ (km/s)	変動係数 (%)
②層	0.90	0.197	21
③層	1.60	0.130	8
④層	1.95	0.017	1
⑤層	2.00	0.088	4
⑥層	2.35	0.130	6

(参考) 17-2



表 1-2(1) P波速度のばらつき算定結果

速度層	P波速度 (m/s)		
	平均- $\sigma$	平均	平均+ $\sigma$
2層	1680	2100	2520
3層	3240	3600	3960
4層	3600	4000	4400
5層	3645	4050	4455
6層	4455	4950	5445

表 1-2(2) S波速度のばらつき算定結果

速度層	S波速度 (m/s)		
	平均- $\sigma$	平均	平均+ $\sigma$
2層	720	900	1080
3層	1440	1600	1760
4層	1755	1950	2145
5層	1800	2000	2200
6層	2115	2350	2585

表 1-2(3) 動せん断弾性係数  $G_d$  のばらつき算定結果

速度層	動せん断弾性係数 $G_d$ ( $N/mm^2$ )		
	平均- $\sigma$	平均	平均+ $\sigma$
2層	$1.22 \times 10^3$	$1.90 \times 10^3$	$2.75 \times 10^3$
3層	$5.19 \times 10^3$	$6.40 \times 10^3$	$7.75 \times 10^3$
4層	$7.70 \times 10^3$	$9.51 \times 10^3$	$11.47 \times 10^3$
5層	$8.59 \times 10^3$	$10.59 \times 10^3$	$12.85 \times 10^3$
6層	$12.75 \times 10^3$	$15.79 \times 10^3$	$19.02 \times 10^3$

1.1.2 D級岩盤，埋戻土及び旧表土

(1) D級岩盤，埋戻土及び旧表土におけるばらつき算定方法

D級岩盤，埋戻土及び旧表土のばらつきは，初期せん断弾性係数  $G_0$  のばらつきを考慮する。 $G_0$  のばらつきは以下の方法で算定する（図 1-3）。

- ・動的三軸圧縮試験結果に基づき，両対数軸上で回帰式と試験結果の残差の標準偏差  $\sigma$  を求める。
- ・指数関数の係数を  $\pm \sigma$  し，ばらつきを考慮した  $G_0$  を算定する（べき級数は固定）。

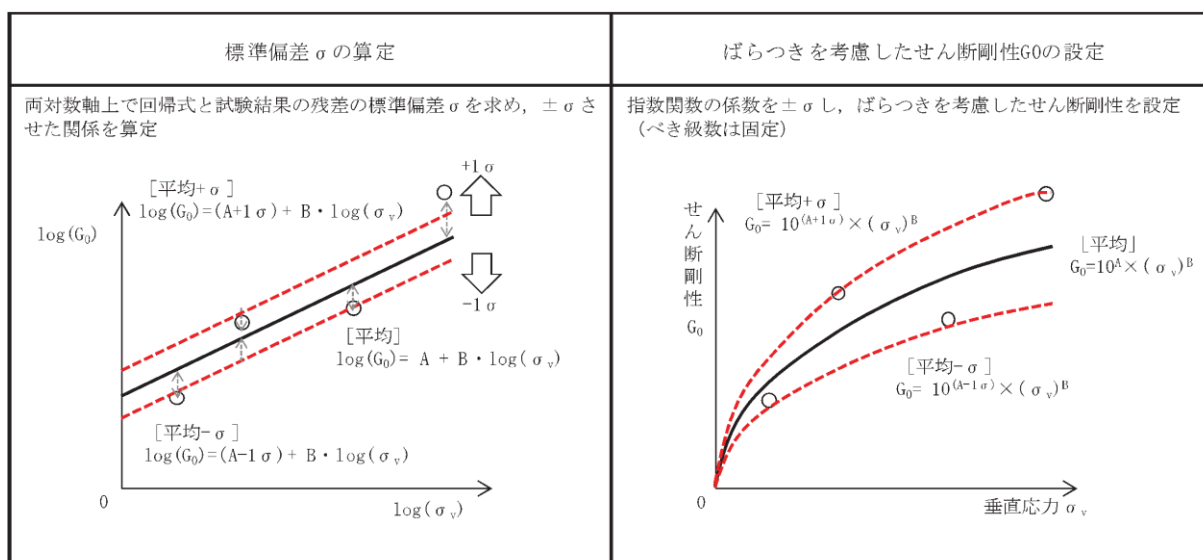


図 1-3 ばらつきを考慮したせん断剛性  $G_0$  の算定方法

(2) D級岩盤の  $G_0$  のばらつき

(1)に基づき算定したD級岩盤の初期せん断弾性係数  $G_0$  のばらつきを表 1-3 及び図 1-4 に示す。

表 1-3 初期せん断弾性係数  $G_0$  のばらつき算定結果 (D級岩盤)

	初期せん断弾性係数 $G_0$ (N/mm <sup>2</sup> )
平均 + $\sigma$	$G_0 = 183 \sigma^{0.49}$
平均	$G_0 = 148 \sigma^{0.49}$
平均 - $\sigma$	$G_0 = 119 \sigma^{0.49}$

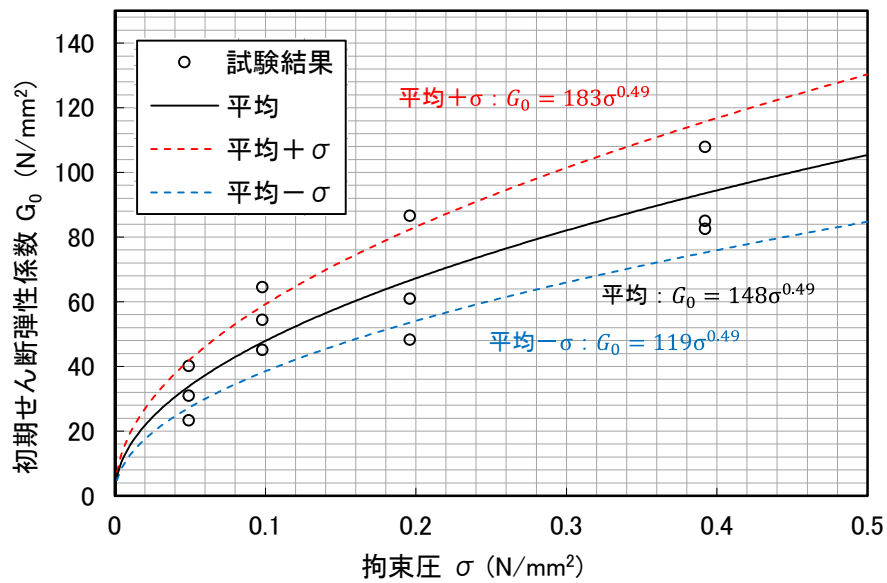


図 1-4 初期せん断弾性係数  $G_0$  の拘束圧依存関係 (D級岩盤)

(3) 埋戻土の  $G_0$  のばらつき

(1)に基づき算定した埋戻土の初期せん断弾性係数  $G_0$  のばらつきを表 1-4 及び図 1-5 に示す。

表 1-4 初期せん断弾性係数  $G_0$  のばらつき算定結果 (埋戻土)

	初期せん断弾性係数 $G_0$ (N/mm <sup>2</sup> )
平均 + $\sigma$	$G_0 = 776 \sigma^{0.66}$
平均	$G_0 = 749 \sigma^{0.66}$
平均 - $\sigma$	$G_0 = 723 \sigma^{0.66}$

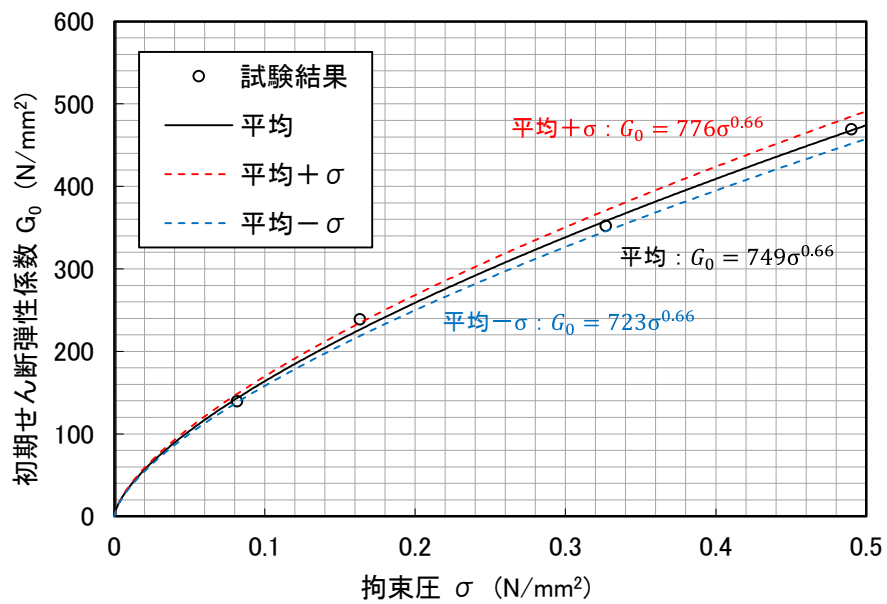


図 1-5 初期せん断弾性係数  $G_0$  の拘束圧依存関係 (埋戻土)

(3) 旧表土の  $G_0$  のばらつき

(1)に基づき算定した旧表土の初期せん断弾性係数  $G_0$  のばらつきを表 1-5 及び図 1-6 に示す。

表 1-5 初期せん断弾性係数  $G_0$  のばらつき算定結果 (旧表土)

	初期せん断弾性係数 $G_0$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
平均 + $\sigma$	$G_0 = 278 \sigma^{0.61}$
平均	$G_0 = 240 \sigma^{0.61}$
平均 - $\sigma$	$G_0 = 207 \sigma^{0.61}$

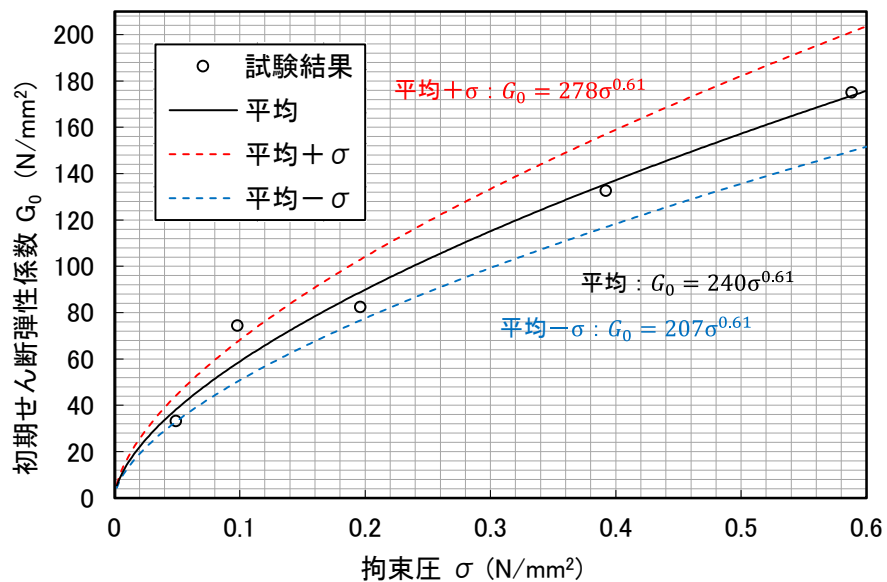


図 1-6 初期せん断弾性係数  $G_0$  の拘束圧依存関係 (旧表土)

### 1.1.3 砂礫層及び埋戻土（粘性土）

防波壁の耐震評価に用いる解析コードFLIPにおける砂礫層及び埋戻土（粘性土）について、初期せん断弾性係数  $G_0$  のばらつきについて以下のとおり検討する。  
解析コードFLIPでは、 $G_0$  は（式1）のように定義される。

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

ここで、 $\sigma_{ma}'$  は各地層の基準平均有効拘束圧（地層中心の有効拘束圧の平均値）、 $\sigma_m'$  は有効拘束圧、 $G_{ma}$  は基準初期せん断弾性係数（ $\sigma_m' = \sigma_{ma}'$  における値）、べき定数の  $m$  は初期せん断弾性係数  $G_0$  の有効応力依存性を示す係数 0.5\* とする。

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

砂礫層及び埋戻土（粘性土）における基準初期せん断弾性係数  $G_{ma}$  は、PS 検層により S 波速度に基づき算定する。砂礫層及び埋戻土（粘性土）については、PS 検層結果に基づく S 波速度（平均値 -  $1\sigma$ ）よりも安全側に設計 S 波速度を設定することで、初期せん断弾性係数  $G_0$  のばらつきは考慮しない方針とする。

砂礫層及び埋戻土（粘性土）について、PS 検層結果及び標準偏差を表 1-6 に示す。また、解析用物性値に用いる設計 S 波速度との比較を表 1-7 に示す。表 1-7 により、設計 S 波速度は、PS 検層結果から得られた S 波速度（平均 -  $\sigma$ ）よりも安全側に設定していることを確認した。

表 1-6 砂礫層及び埋戻土（粘性土）の PS 検層結果及び標準偏差

	データ数	平均値 (m/s)	標準偏差
砂礫層	14	521	59
埋戻土(粘性土)	43	451	60

表 1-7 砂礫層及び埋戻土（粘性土）の S 波速度のばらつき算定結果及び設計値

	S 波速度 (m/s)			
	平均 - $\sigma$	平均	平均 + $\sigma$	設計値
砂礫層	462	521	580	400
埋戻土(粘性土)	391	451	511	300

(参考) 17-8

2. 有効応力解析に用いる液状化強度特性のばらつき

耐震評価において、有効応力解析を実施する場合、液状化検討対象層である埋戻土及び砂礫層の液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえたうえで実施した液状化強度試験結果よりも保守的な液状化強度特性を設定することで、有効応力解析に用いる液状化強度特性のばらつきを考慮しない方針とする。

図 2-1 及び図 2-2 に示すとおり、簡易設定法に基づく液状化強度特性が、試験結果の下限値を下回るように設定していることから、液状化強度特性のばらつきは考慮しない。

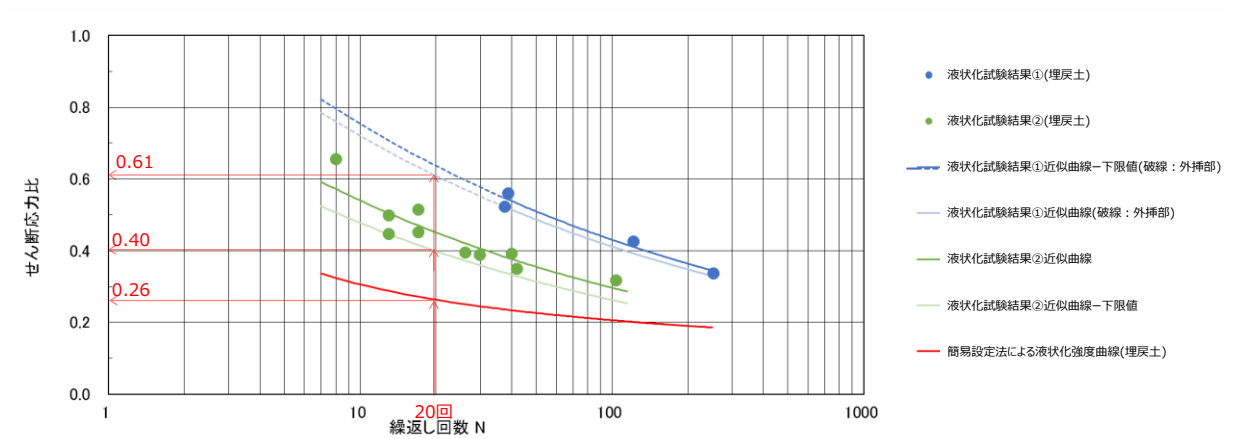


図 2-1 簡易設定法及び液状化強度試験結果による液状化強度曲線の比較（埋戻土）

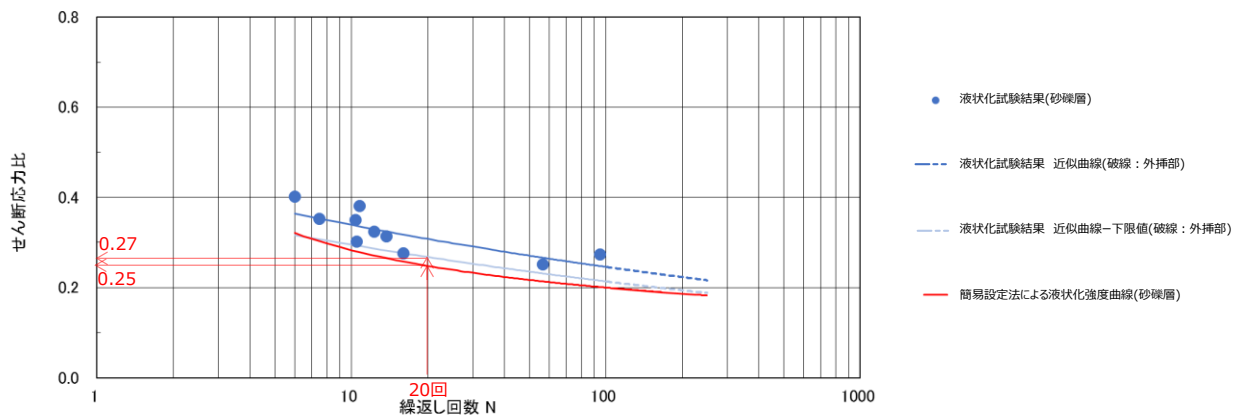


図 2-2 簡易設定法及び液状化強度試験結果による液状化強度曲線の比較（砂礫層）

(参考) 17-9

3. 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

建物・建築物における地盤物性のばらつきを考慮した解析ケースの詳細は、「補足－024 工事計画に係る説明資料（建物・構築物の地震応答計算書）」に示す。

また、土木構造物における地盤物性のばらつきを考慮した解析ケースの詳細は、「補足－026－01 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」及び「補足－027－08 浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料」に示す。