

(参考資料 9) 砂礫層の解析用物性値について

1. 島根原子力発電所における砂礫層について

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

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

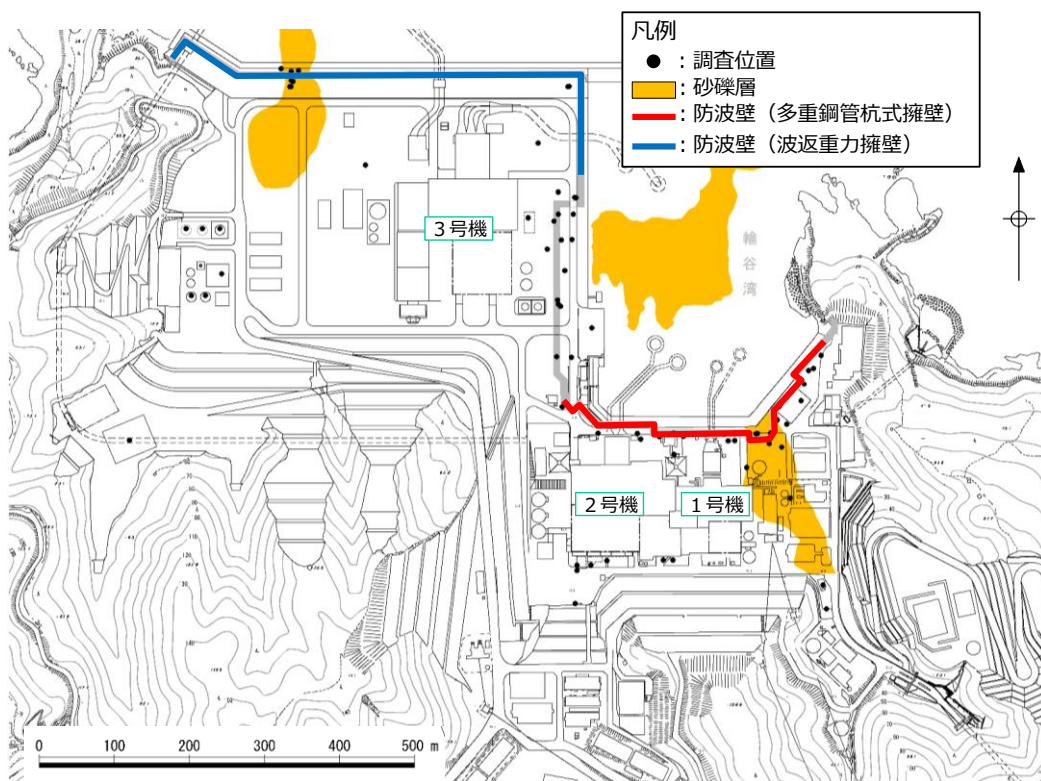


図 1-1 砂礫層の分布状況

## 2. 砂礫層の解析用物性値の設定

### 2.1 設定方針

砂礫層の解析用物性値については、原位置試験、室内試験の試験結果及び「液状化による構造物被害予測プログラムFLIPにおいて必要な各種パラメタの簡易設定法（港湾技研資料 No. 869）」（以下「港湾技研資料」という。）を踏まえて設定する。

### 2.2 原位置試験及び室内試験

#### (1) 試験方法

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

表 2-1 砂礫層の試験項目

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

(2) 原位置試験及び試料採取位置

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

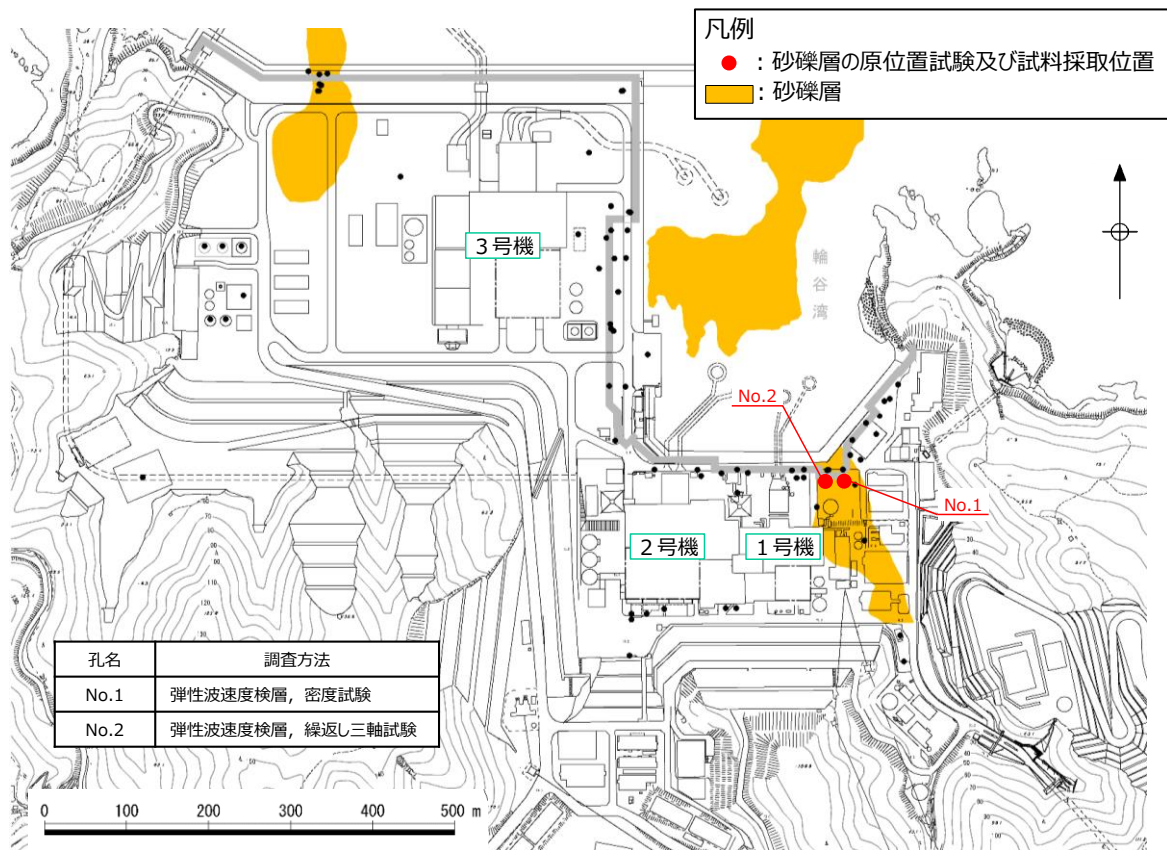


図 2-1 砂礫層の原位置試験及び試料採取位置

表 2-2 砂礫層の原位置試験及び試料採取深度

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

(3) 試験結果

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

表 2-3 砂礫層の原位置試験及び室内試験結果

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

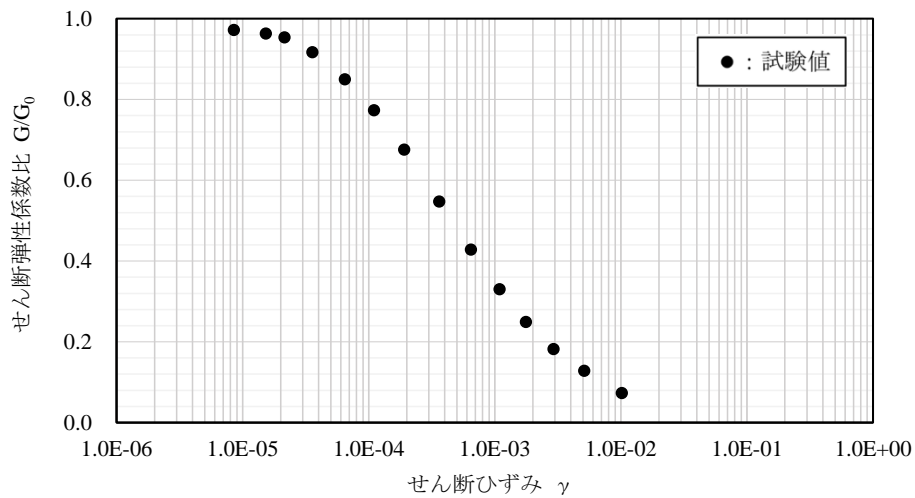


図 2-2 砂礫層における  $G/G_0$  のひずみ依存特性



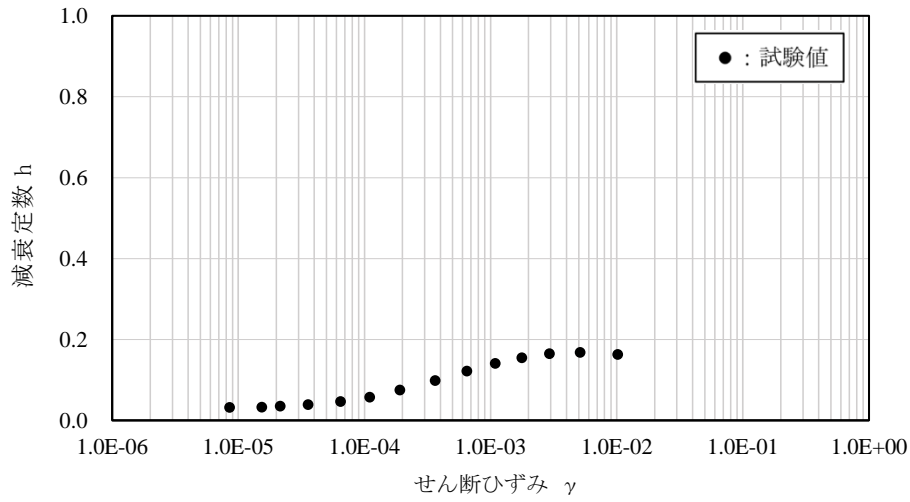


図 2-3 砂礫層における減衰定数のひずみ依存特性

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



図 2-4 砂礫層における繰返し三軸試験後の供試体写真 (No. 2)

### 2.3 解析用物性値の設定方針

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

(1) 密度  $\rho$  及び間隙率  $n$

砂礫層の密度  $\rho$  及び間隙率  $n$  は、室内試験の試験結果を踏まえて設定する。

(2) 動せん断弾性係数  $G_{ma}$

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

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

ここで、 $G_m$  : せん断弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$\rho$  : 密度 (g/cm<sup>3</sup>)

$V_s$  : S波速度 (m/s)

$$G_{ma} = G_m \cdot (\sigma'_{ma}/\sigma'_m)^{0.5} \quad (\text{式 2})$$

ここで、 $G_{ma}$  : 基準せん断弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$\sigma'_{ma}$  : 基準平均有効拘束圧 (kN/m<sup>2</sup>)

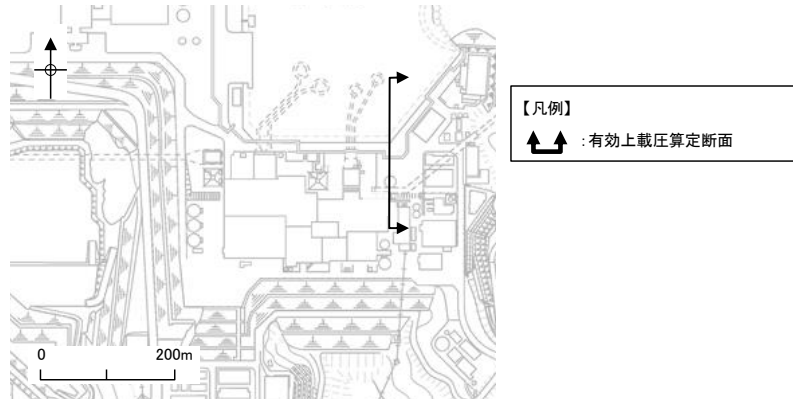
$\sigma'_m$  : 平均有効拘束圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$$\sigma'_m = \frac{\sigma'_v + \sigma'_h}{2} = \frac{(1 + K_0)\sigma'_v}{2}$$

ここで、 $K_0=0.5$

$\sigma'_v$  : 砂礫層の層中心における有効上載圧 (kN/m<sup>2</sup>)

図 2-5 に示す砂礫層における  $\sigma'_v=276.61\text{kN}$  を採用



(単位 : m)

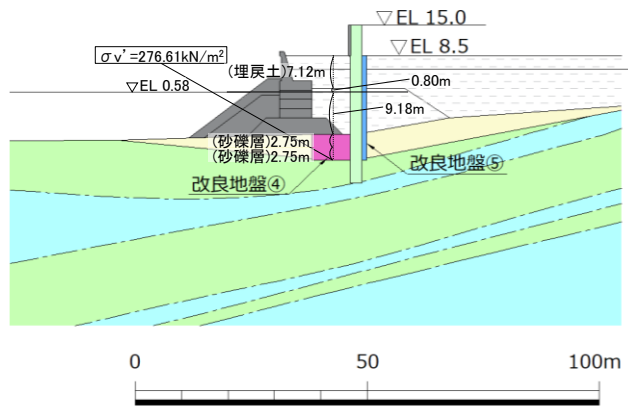
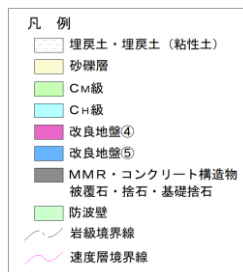


図 2-5 平均有効拘束圧の算定位置 (防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) 砂礫層)

(3) 動的変形特性

砂礫層の動的変形特性は、繰返し三軸試験の試験結果を踏まえて設定する。

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

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

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

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

ここで、 $G$  : せん断弾性係数

$G_0$  : 初期せん断弾性係数

$\gamma$  : せん断ひずみ

$\gamma_r$  : 基準平均有効拘束圧時の基準ひずみ

$h_{\max}$  : 減衰定数の上限値

$\tau_{\text{ma}}$  : 基準平均有効拘束圧時のせん断強度

$G_{\text{ma}}$  : 基準平均有効拘束圧時のせん断弾性係数

$\sigma'_{\text{ma}}$  : 基準平均有効拘束圧

$c'$  : 粘着力 (有効応力)

$\phi'$  : 内部摩擦角 (有効応力)

(4) ポアソン比  $\nu$

砂礫層のポアソン比  $\nu$  は、「港湾技研資料」に基づき、(式 6) により算定した。

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

$\nu$  : ポアソン比

$K_0$  : 静止土圧係数 (=0.5)

(5) 粘着力  $c'$  及び内部摩擦角  $\phi'$

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

## 2.4 解析用物性値の設定

砂礫層の室内試験における試験結果を踏まえ、解析用物性値を設定する。

### (1) 密度 $\rho$ 及び間隙率 $n$

密度  $\rho$  は、室内試験で確認された平均値  $2.05\text{g/cm}^3$  を採用する。

また、室内試験で確認した間隙率  $n$  は、「港湾技研資料」に基づき、室内試験で確認した間隙率より大きな間隙率  $0.45$  を採用する。

### (2) 動せん断弾性係数 $G_{ma}$

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

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

表 2-4 砂礫層の原位置試験における S 波速度及び設計 S 波速度

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

### (3) 動的変形特性

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

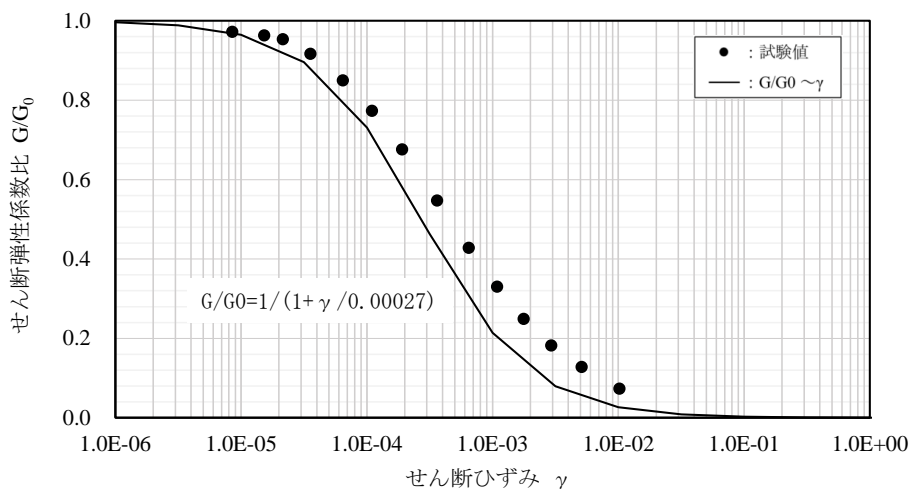


図 2-6  $G/G_0$  のひずみ依存特性

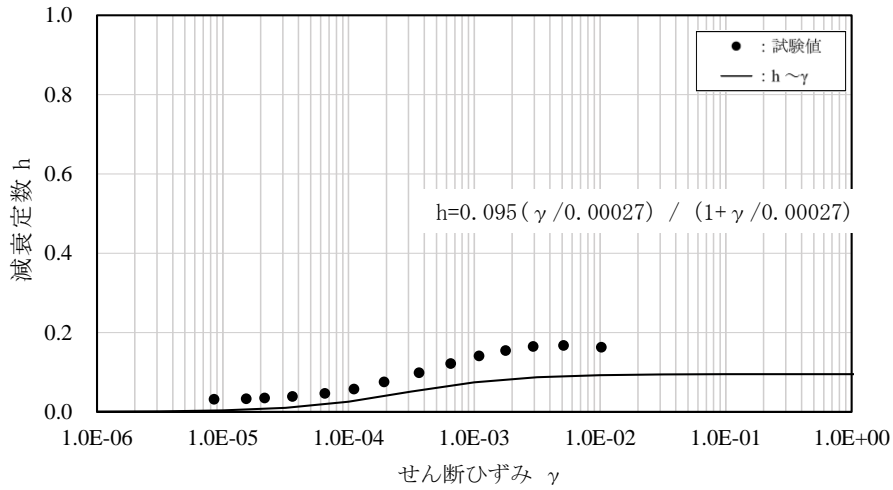


図 2-7 減衰定数のひずみ依存特性

(4) 液状化パラメータ

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

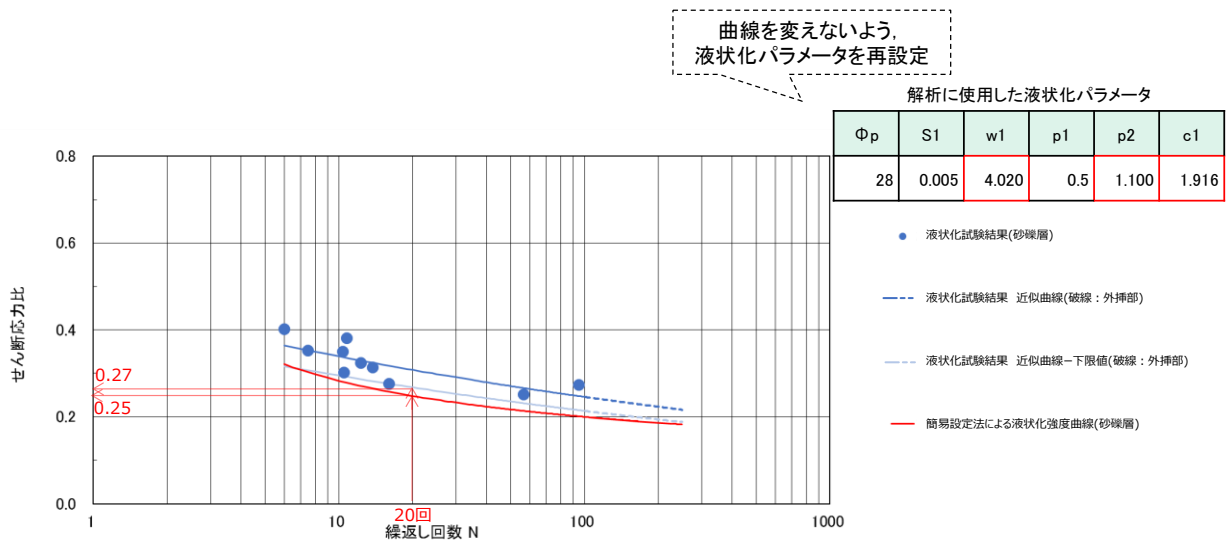


図 2-8 液状化パラメータの再設定



(5) 粘着力及び内部摩擦角

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

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

ここで、 $(N)_{0.66}$  : 有効上載圧  $\sigma'_v = 0.66$  (kgf/cm<sup>2</sup>) の時の N 値

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

$\sigma'_v$  : 有効上載圧 (kgf/cm<sup>2</sup>)

図 2-5 に示す有効上載圧

$\sigma'_v = 276.61 \text{ kN/m}^2 = 2.82 \text{ kgf/cm}^2$  を採用

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

ここで、 $N_1$  : 基準拘束圧  $\sigma'_{ma} = 1$  (kgf/cm<sup>2</sup>) の時の N 値

この時、

$$\sigma'_{ma} = (\sigma'_v + \sigma'_h) / 2 = (1 + K_0)\sigma'_v / 2$$

$K_0 = 0.5$  より、 $\sigma'_{ma} = 1.333$  (kgf/cm<sup>2</sup>)

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

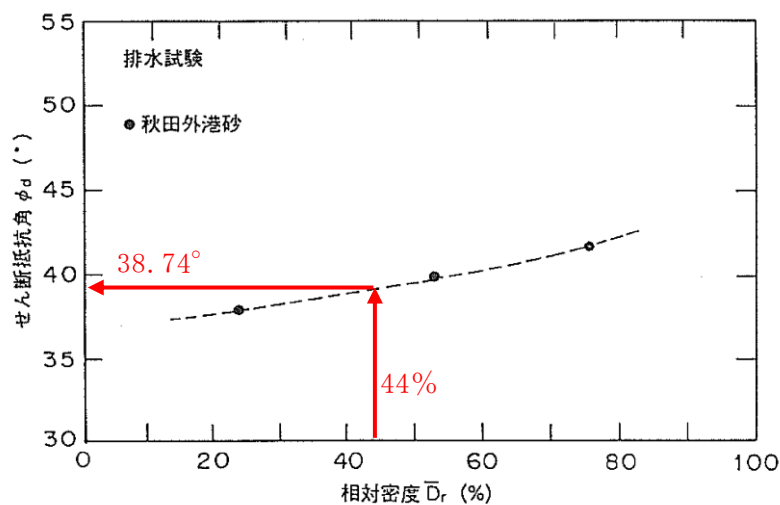


図 2-9 相対密度と内部摩擦角  $\phi'$  の関係 (「港湾技研資料」, 赤字で加筆)

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

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

解表 4-2-4 設計時に用いる土質定数の仮定値<sup>4)</sup>

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

注 1) ; N 値の目安は次のとおりである。

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

注 2) ; 地盤工学会基準の記号は，およその目安である。

図 2-10 「道路土工 盛土工指針」記載の礫，礫まじり砂の内部摩擦角  
(一部加筆)

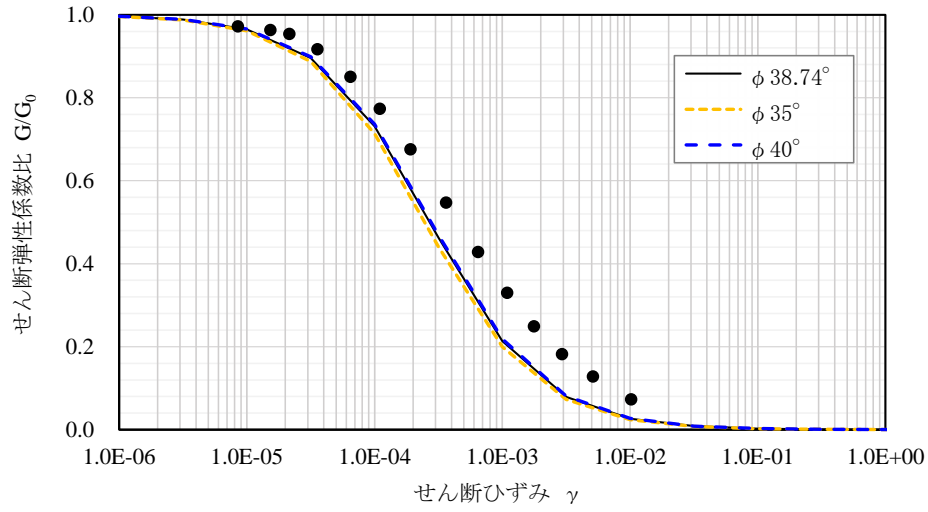


図 2-11 砂礫層における  $G/G_0$  のひずみ依存特性 ( $\phi 35^\circ$  ,  $40^\circ$  )

(6) 砂礫層の解析用物性値

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

表 2-5 砂礫層における解析用物性値

		砂礫層	
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.05	
	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> )	225400	
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	98.00	
	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 $\phi'$ (°)	38.74	
液状化特性	変相角 $\phi_p$ (°)	28	
	液状化パラメータ	S1	0.005
		w1	4.020
		P1	0.500
		P2	1.100
		C1	1.916

注：動せん断弾性係数、内部摩擦角及び液状化パラメータは代表的な数値を示す。

表 2-6 砂礫層における解析用物性値の設定根拠

		砂礫層	
物理特性	密度 $\rho$	物理試験	
	間隙率 $n$	慣用値 <sup>*1</sup>	
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}$	PS検層によるS波速度、密度に基づき設定	
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$	慣用値 <sup>*1</sup>	
	ポアソン比 $\nu$	慣用値 <sup>*1</sup>	
	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 <sup>*1</sup>	
	内部摩擦角 $\phi'$	文献 <sup>*1</sup> 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 <sup>*1,*2</sup> からN値（原位置試験）、有効上載圧及び細粒分含有率（物理試験）により設定	
	液状化パラメータ		S1
			w1
			P1
			P2
			C1

注記\*1：液状化による構造物被害予測プログラムFLIPにおいて必要な各種パラメータの簡易設定法（港湾技研資料No. 869, 平成9年6月）

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

(参考資料 10) 埋戻土 (粘性土) の解析用物性値について

1. 島根原子力発電所における埋戻土 (粘性土) について

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

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

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

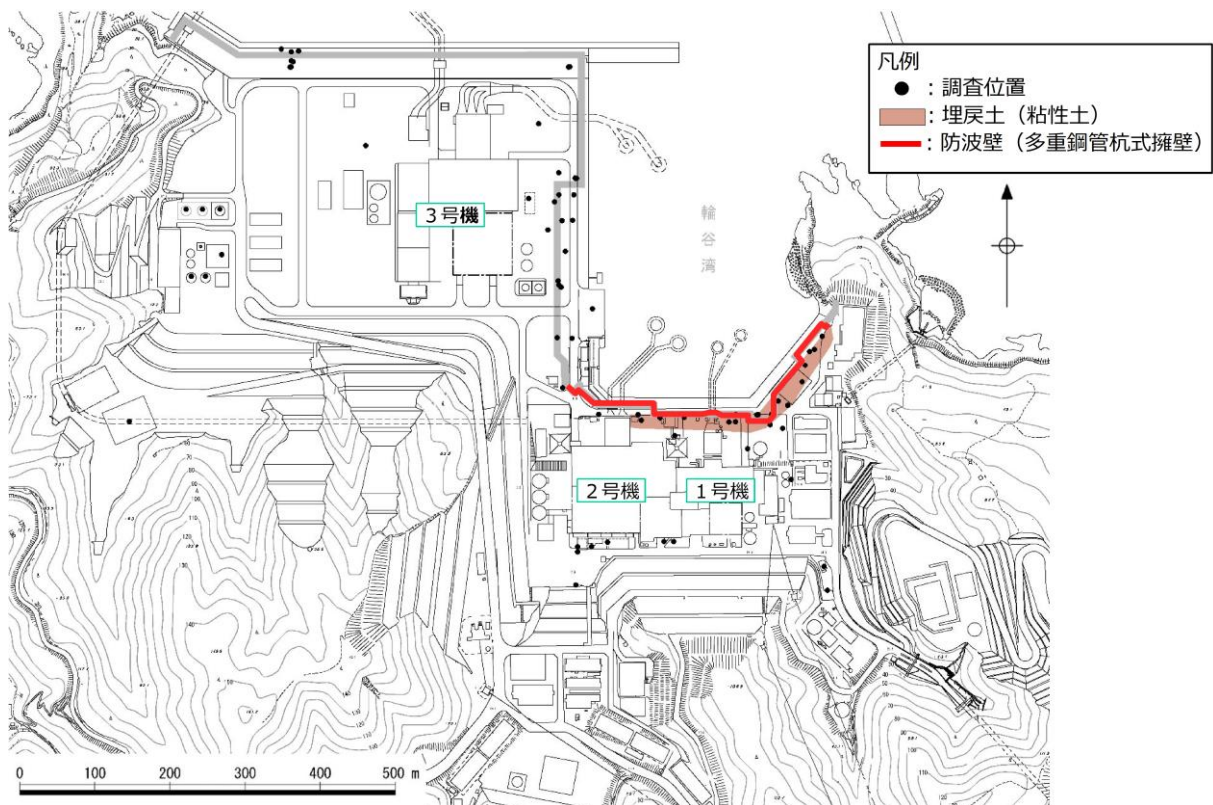


図 1-1 埋戻土 (粘性土) の分布状況



## 2. 埋戻土（粘性土）の解析用物性値の設定

### 2.1 設定方針

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

### 2.2 原位置試験及び室内試験

#### (1) 試験方法

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

表 2-1 埋戻土（粘性土）の試験項目

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

(2) 原位置試験及び試料採取位置

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

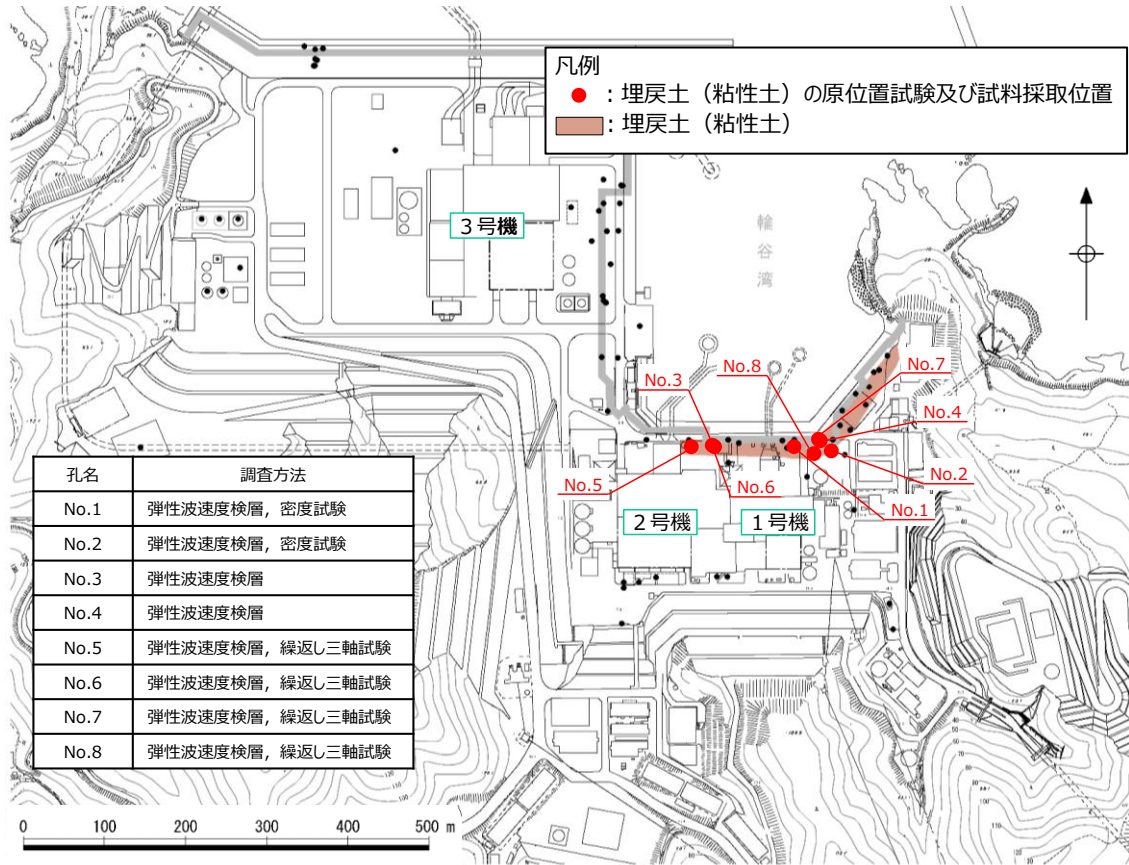


図 2-1 埋戻土（粘性土）の原位置試験及び試料採取位置

表 2-2 埋戻土（粘性土）の原位置試験及び試料採取深度

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

(3) 試験結果

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

表 2-3 埋戻土（粘性土）の原位置試験及び室内試験結果

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

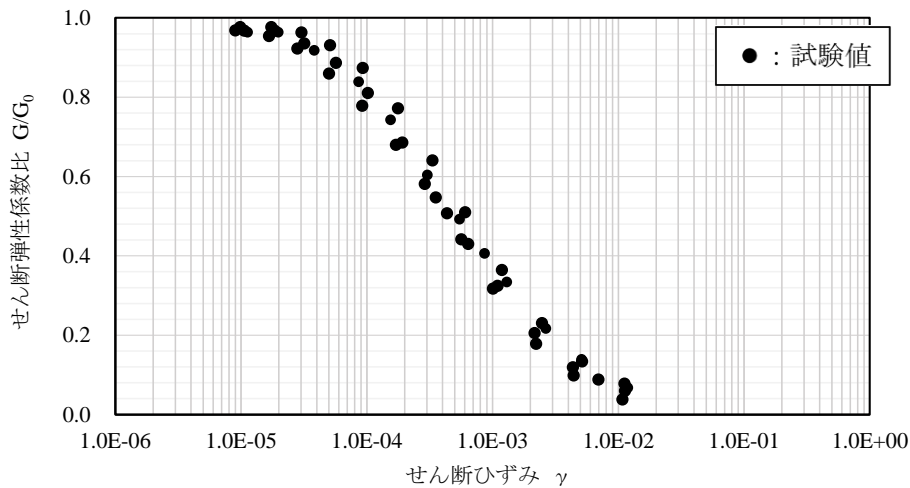


図 2-2 埋戻土（粘性土）における  $G/G_0$  のひずみ依存特性

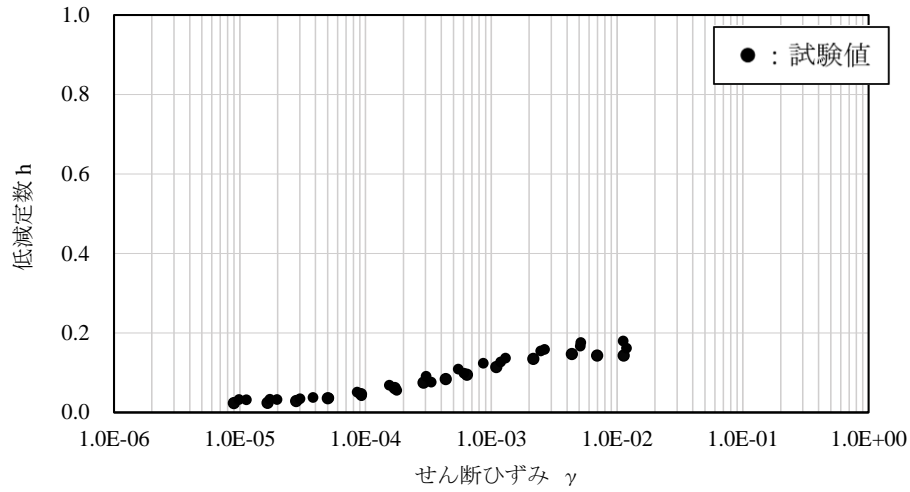


図 2-3 埋戻土（粘性土）における減衰定数のひずみ依存特性

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



(No. 5)



(No. 6)



(No. 7)



(No. 8)

図 2-4 埋戻土（粘性土）における繰返し三軸試験後の供試体写真

### 2.3 解析用物性値の設定方針

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

#### (1) 密度 $\rho$ 及び間隙率 $n$

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

#### (2) 動せん断弾性係数 $G_{ma}$

$G_{ma}$  は，密度  $\rho$ ，S波速度  $V_s$  より，（式1）に基づき算定したせん断弾性係数  $G_m$  及び「液状化による構造物被害予測プログラム F L I P において必要な各種パラメタの簡易設定法（港湾技研資料 No. 869）」（以下「港湾技研資料」という。）に基づく（式2）のとおり設定した。

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

ここで， $G_m$ ：せん断弾性係数（ $\text{kN/m}^2$ ）

$\rho$ ：密度（ $\text{g/cm}^3$ ）

$V_s$ ：S波速度（ $\text{m/s}$ ）

$$G_{ma} = G_m \cdot (\sigma'_{ma} / \sigma'_m)^{0.5} \quad (\text{式 2})$$

ここで， $G_{ma}$ ：基準せん断弾性係数（ $\text{kN/m}^2$ ）

$\sigma'_{ma}$ ：基準平均有効拘束圧（ $\text{kN/m}^2$ ）

$\sigma'_m$ ：平均有効拘束圧（ $\text{kN/m}^2$ ）

$$\sigma'_m = \frac{\sigma'_v + \sigma'_h}{2} = \frac{(1 + K_0)\sigma'_v}{2}$$

ここで， $K_0=0.5$

$\sigma'_v$ ：埋戻土（粘性土）の層中心における有効上載圧（ $\text{kN/m}^2$ ）

図2-5に示す埋戻土（粘性土）における  $\sigma'_v = 202.29 \text{kN}$  を採用

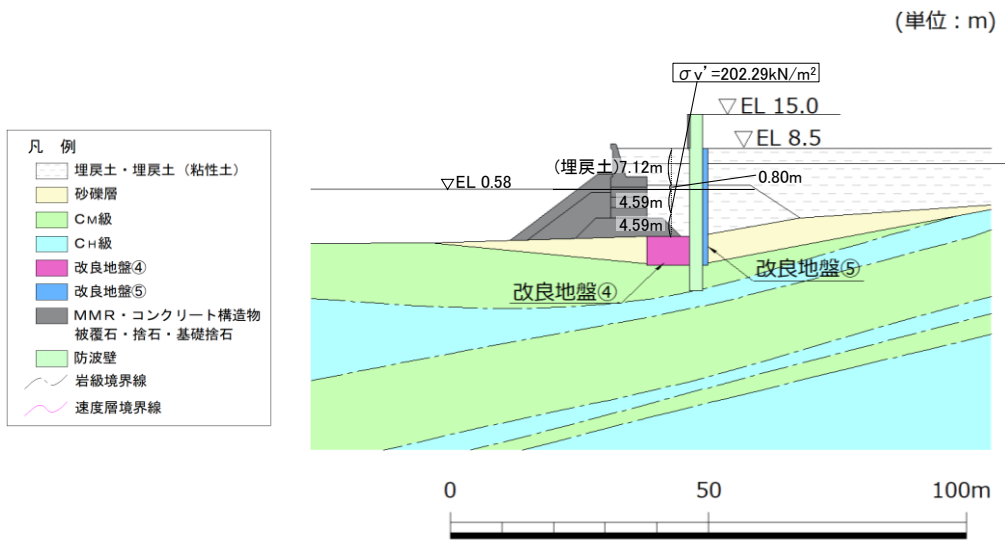
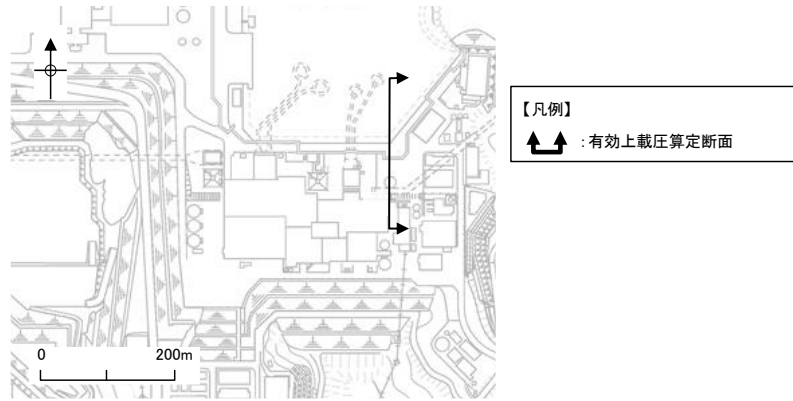


図 2-5 平均有効拘束圧の算定位置（防波壁（多重鋼管杭式擁壁）埋戻土（粘性土））



(3) 動的変形特性

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

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

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

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

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

ここで、 $G$  : せん断弾性係数

$G_0$  : 初期せん断弾性係数

$\gamma$  : せん断ひずみ

$\gamma_r$  : 基準平均有効拘束圧時の基準ひずみ

$h_{\max}$  : 減衰定数の上限値

$\tau_{ma}$  : 基準平均有効拘束圧時のせん断強度

$G_{ma}$  : 基準平均有効拘束圧時のせん断弾性係数

$\sigma'_{ma}$  : 基準平均有効拘束圧

$c'$  : 粘着力（有効応力）

$\phi'$  : 内部摩擦角（有効応力）

(4) ポアソン比  $\nu$

埋戻土（粘性土）のポアソン比  $\nu$  は、「港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター，平成 19 年 3 月）」（以下「港湾構造物設計事例集」という。）に基づき、（式 6）により算定した。

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

$\nu$  : ポアソン比

$K_0$  : 静止土圧係数（=0.5）

(5) 粘着力  $c'$  及び内部摩擦角  $\phi'$

埋戻土（粘性土）の強度特性である粘着力  $c'$  及び内部摩擦角  $\phi'$  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。

## 2.4 解析用物性値の設定

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

### (1) 密度 $\rho$ 及び間隙率 $n$

密度  $\rho$  は、室内試験で確認された平均値  $2.07\text{g/cm}^3$  を採用する。

また、間隙率  $n$  は、「港湾構造物設計事例集」に基づき、室内試験で確認した間隙率より大きな間隙率  $0.55$  を採用する。

### (2) 動せん断弾性係数 $G_{ma}$

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

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

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

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

(3) 動的変形特性

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

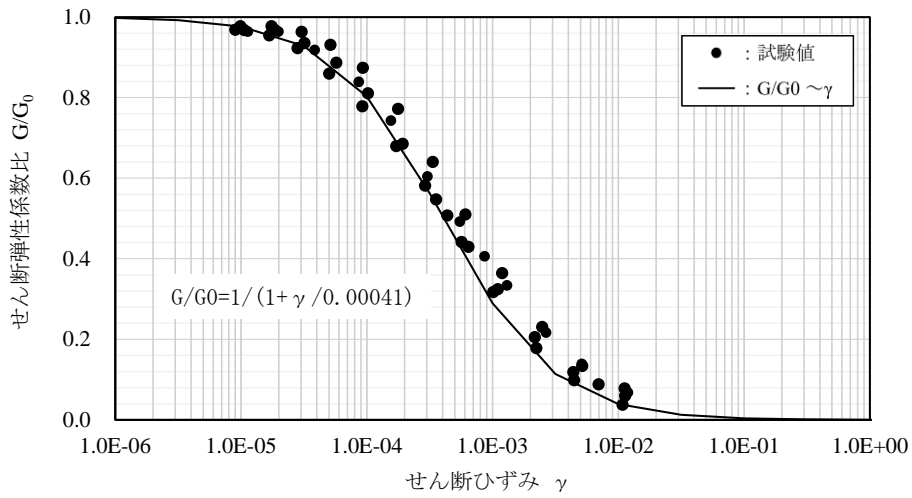


図2-6  $G/G_0$ のひずみ依存特性

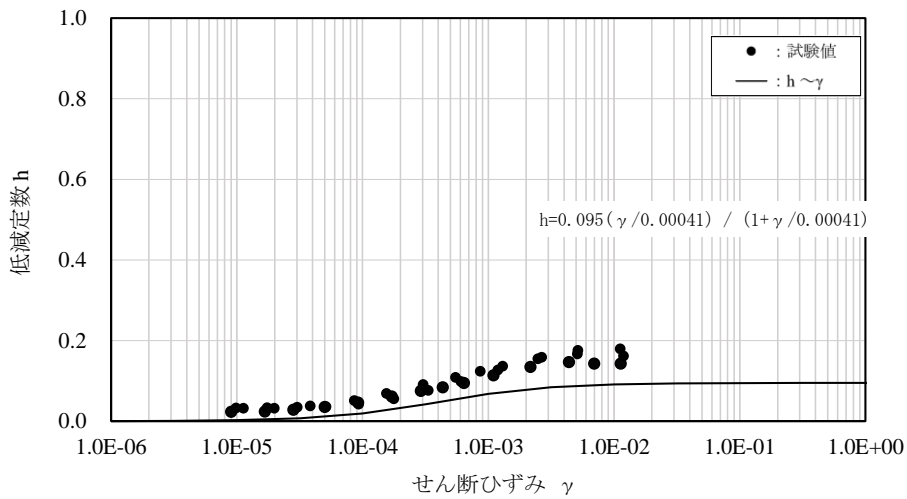


図2-7 減衰定数のひずみ依存特性

(4) 埋戻土（粘性土）の解析用物性値

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

表 2-5 埋戻土（粘性土）における解析用物性値

		埋戻土（粘性土）
物理特性	密度 $\rho$ (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> )	186300
	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 $\phi'$ (°)	30.00

注記\*：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を示す。

動せん断弾性係数及び基準平均有効拘束圧は代表的な数値を示す。

表 2-6 埋戻土（粘性土）における解析用物性値の設定根拠

		埋戻土（粘性土）
物理特性	密度 $\rho$	物理試験
	間隙率 $n$	慣用値* <sup>1</sup>
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}$	PS検層によるS波速度、密度に基づき設定
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$	$G_{ma}$ に対応する値
	ポアソン比 $\nu$	慣用値* <sup>1</sup>
	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* <sup>2</sup>
	内部摩擦角 $\phi'$	慣用値* <sup>2</sup>

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）

\*2：F L I P研究会14年間の検討成果まとめの作成について  
（F L I P研究会14年間の検討成果まとめWG）



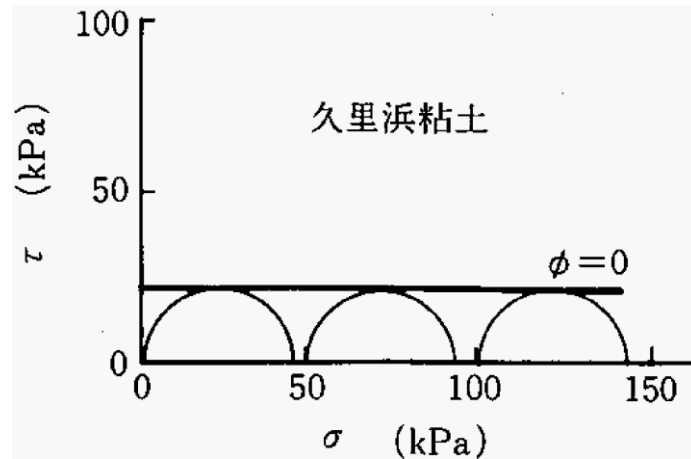


図 3-2 粘土における非圧密非排水試験 (UU) 結果  
 (地盤工学会「地盤調査・土質試験結果の解釈と適用例」より抜粋)

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 研究会報告」では，粘性土は  $c'=0$ ， $\phi'=30^\circ$  と設定している。

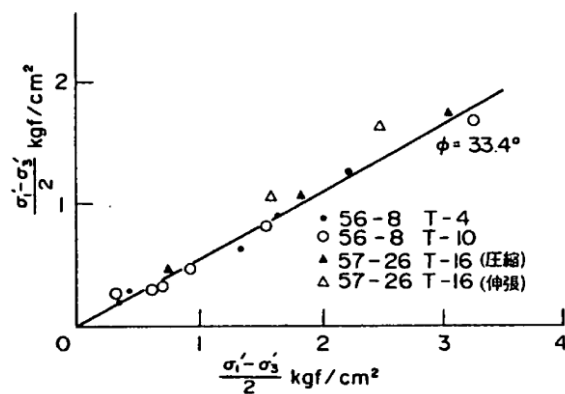


図 3-3(1) 軸差応力最大時の  $(\sigma_1' - \sigma_3') / 2$  と  $(\sigma_1' + \sigma_3') / 2$  の関係  
(沖積粘土)

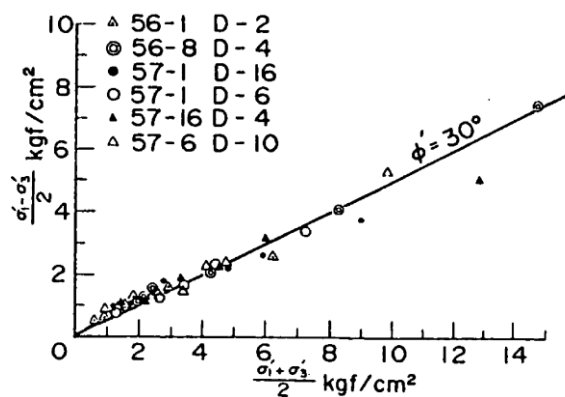


図 3-3(2) 軸差応力最大時の  $(\sigma_1' - \sigma_3') / 2$  と  $(\sigma_1' + \sigma_3') / 2$  の関係  
(沖積粘土，深度 15~60m)

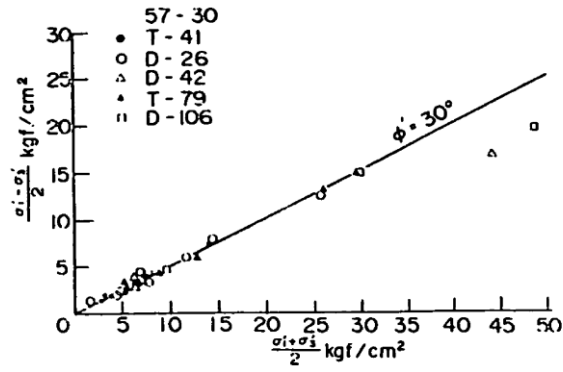


図 3-3(3) 軸差応力最大時の  $(\sigma_1' - \sigma_3') / 2$  と  $(\sigma_1' + \sigma_3') / 2$  の関係  
(沖積粘土, 深度 60~200m)

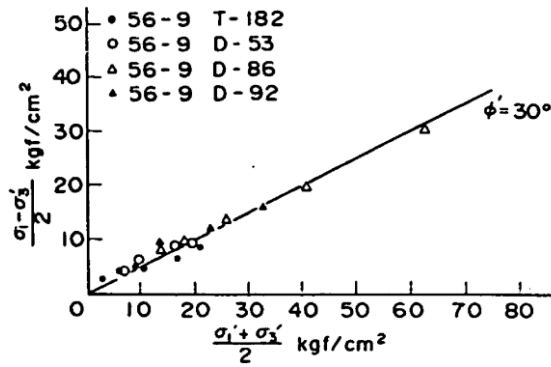


図 3-3(4) 軸差応力最大時の  $(\sigma_1' - \sigma_3') / 2$  と  $(\sigma_1' + \sigma_3') / 2$  の関係  
(沖積粘土, 深度 200~330m)

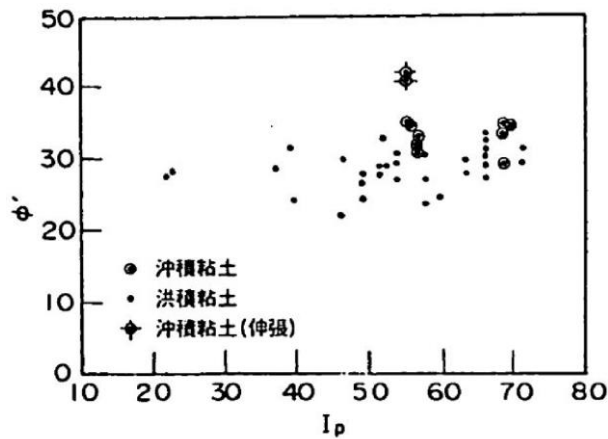


図 3-4 正規圧密時の内部摩擦角と塑性指数の関係

### 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

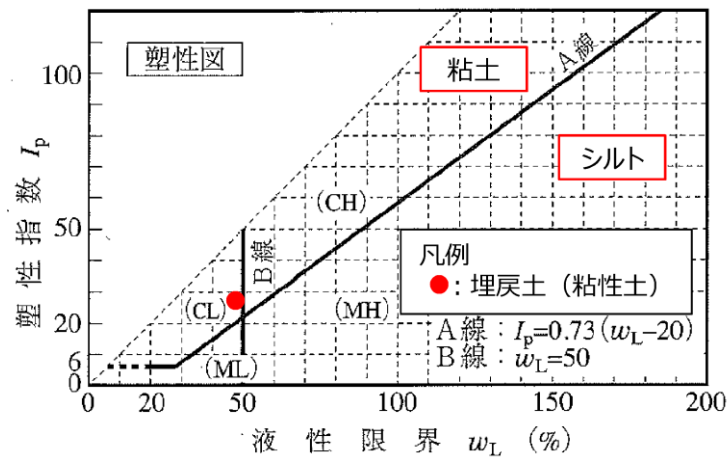


図3-5 塑性図による埋戻土(粘性土)の分類  
(地盤工学会「土質試験 基本と手引き」に一部加筆)

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及び図3-7に示す。埋戻土（粘性土）の粘着力 $c'$ は0~58kN/m<sup>2</sup>となり、内部摩擦角 $\phi'$ はすべての供試体において30°を上回った。

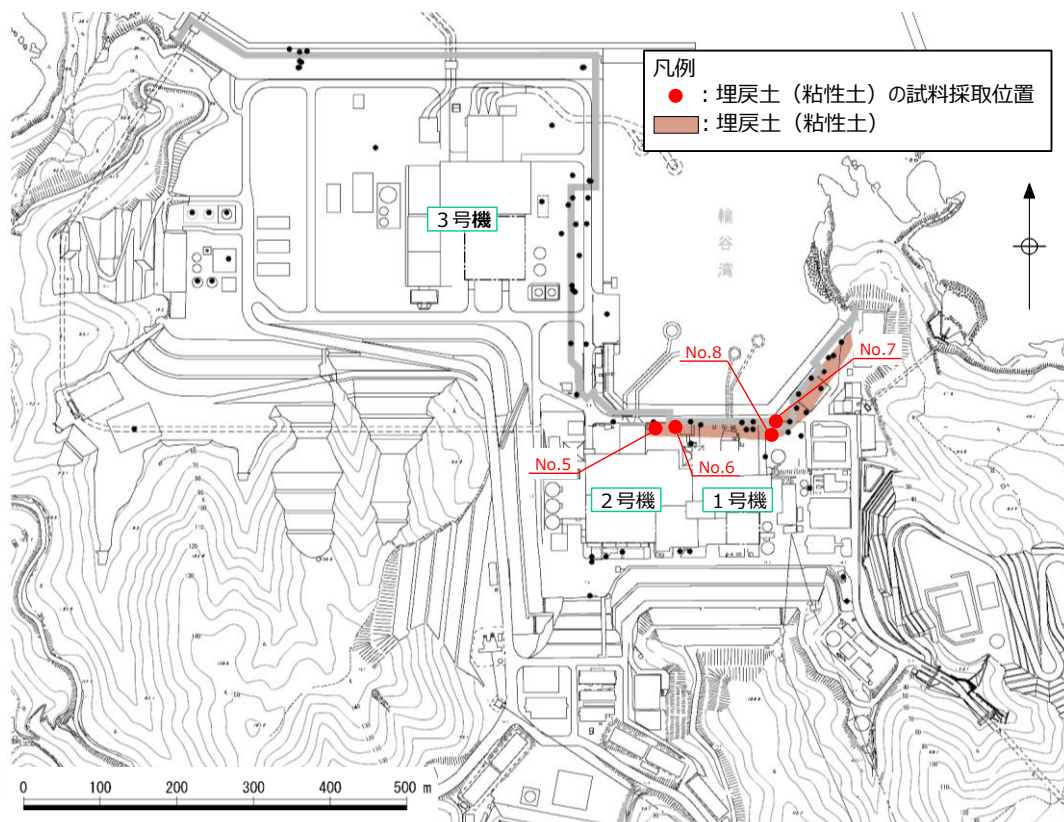


図3-6 埋戻土（粘性土）の粘性土試料採取位置

表3-2 埋戻土（粘性土）の強度特性

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

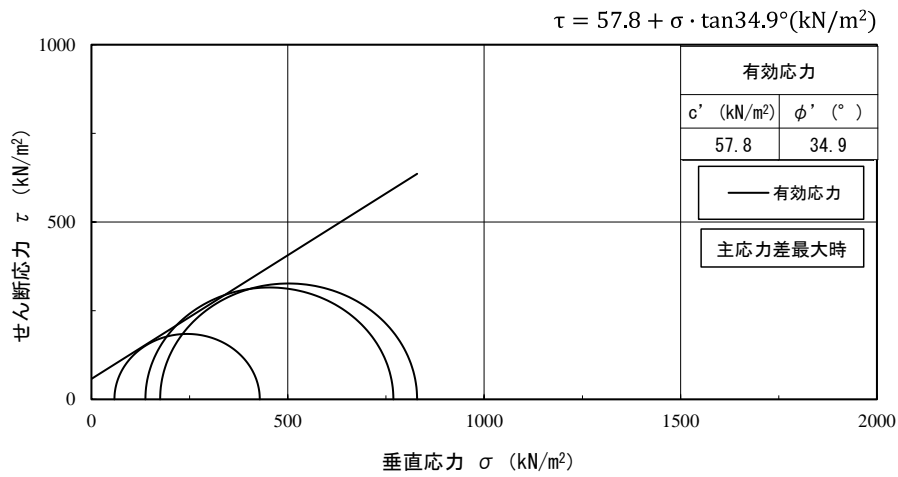


図 3-7(1) 埋戻土 (粘性土) における三軸圧縮試験結果 (No. 5)

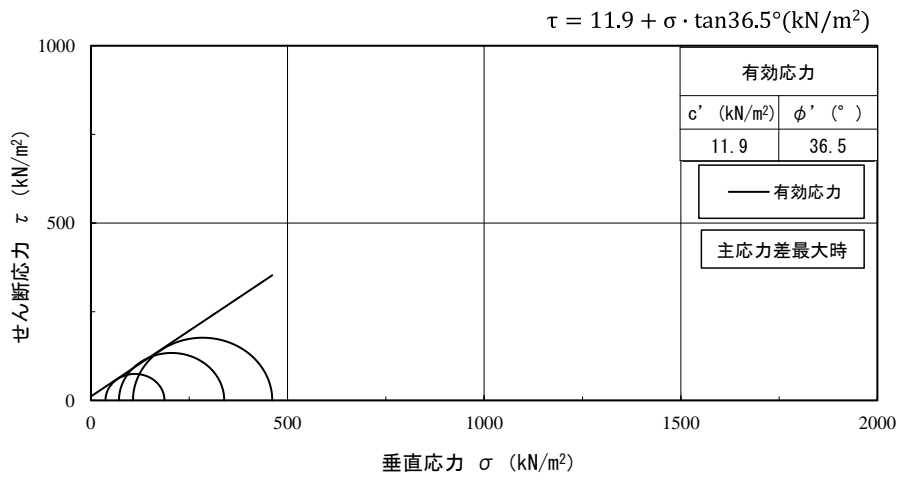


図 3-7(2) 埋戻土 (粘性土) における三軸圧縮試験結果 (No. 6)

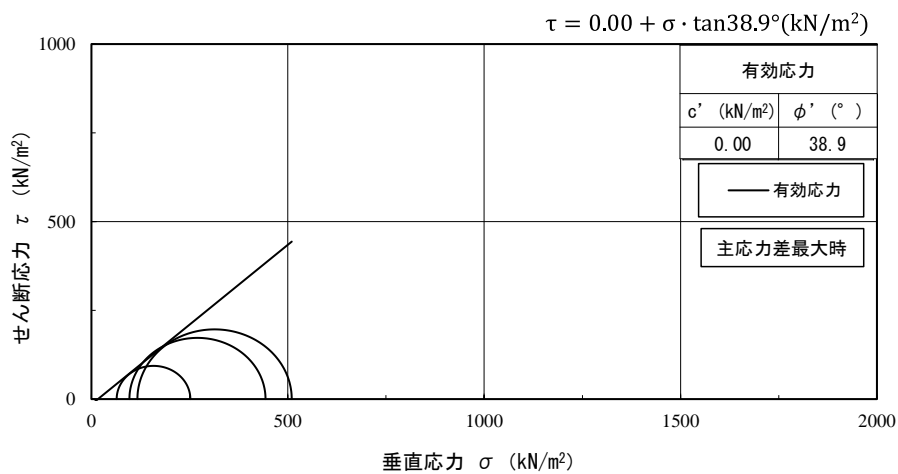


図 3-7(3) 埋戻土 (粘性土) における三軸圧縮試験結果 (No. 7)

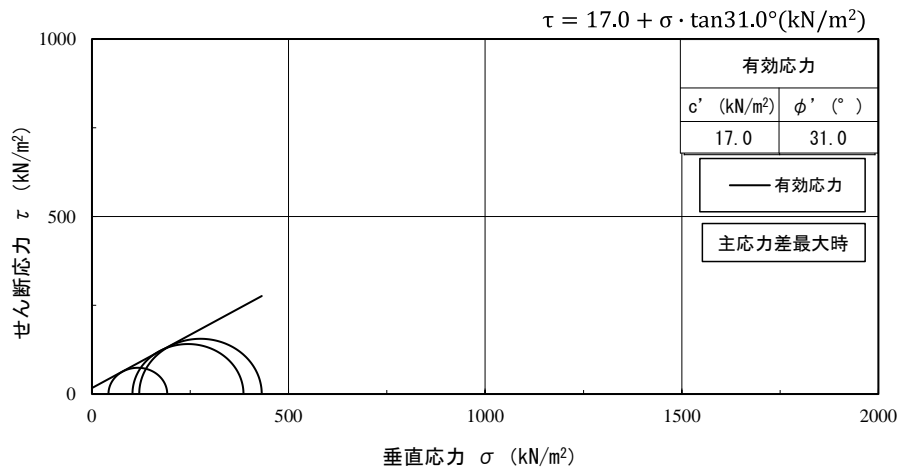


図 3-7(4) 埋戻土（粘性土）における三軸圧縮試験結果（No. 8）

### 3.4 妥当性確認結果

表 3-2 に示す三軸圧縮試験結果の値は、「FLIP 研究会報告」により設定した粘着力  $c'=0\text{kN/m}^2$ 、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 11) 基礎捨石及び被覆石の解析用物性値について

1. 島根原子力発電所における基礎捨石及び被覆石について

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

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

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

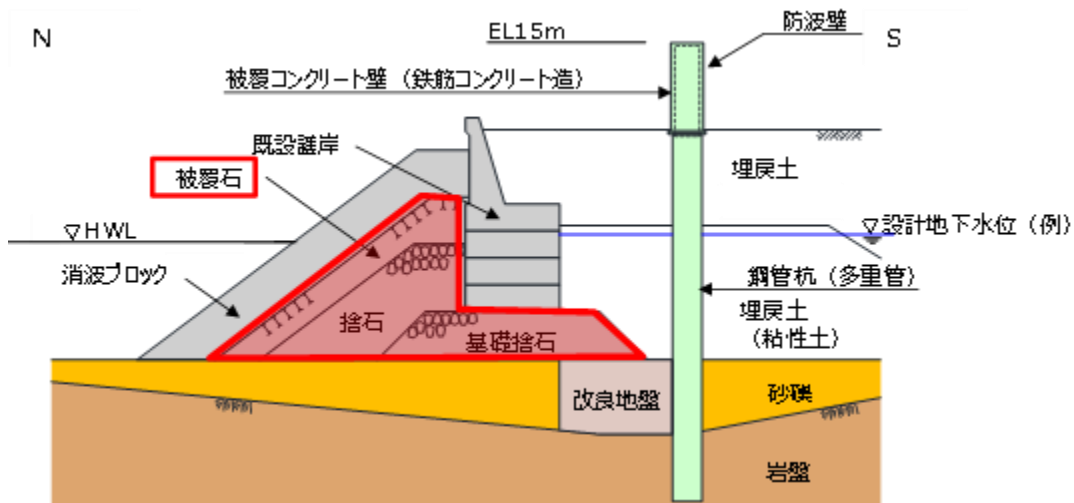


図 1-1 防波壁周囲の基礎捨石及び被覆石の分布例

## 2. 基礎捨石及び被覆石の解析用物性値の設定

### 2.1 設定方針

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

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

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





## 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> )	180000
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	98.00
	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 $\phi'$ (°)	35.00

注：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を示す。

### 3. 基礎捨石及び被覆石の解析用物性値の妥当性について

#### 3.1 妥当性の確認方針

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

#### 3.2 「港湾構造物設計事例集」に記載される解析用物性値の妥当性

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

##### (1) 強度特性

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

#### (6) マウンド材及び基礎地盤の強度定数

##### ① マウンド材

偏心傾斜した作用を受ける支持力の模型実験及び現地実験の結果によれば、三軸圧縮試験から求められた強度定数を用いてビショップ法による円弧滑り解析を行えば精度の高い結果が得られることが明らかになっている<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碎によって  $\phi_D$  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)

「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	試験級	$D_{max}$ (mm)	料試名	$U_c$	拘束圧 $\sigma_3$ (kgf/cm <sup>2</sup> )		
					粗 篩	中 篩	密 篩
花 崗 岩	中 型	25.4	A 1	1.2	2, 4		
			A 2	2.8	2, 4		
			A 3	5.0	2, 4		
		63.5	B 1	1.2	2, 4	1	1, 2, 4
			B 2	2.8		1, 2, 4	1, 2, 4
			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	
	大 型	100	C 1	1.2	2		
			C 2	2.8	2		
		150	D 1	1.2	2, 4, 8	1, 2, 4, 8	
			D 2	2.8	2		
			D 3	5.0	2		
		200	E 1	1.2	2		4
			E 0	2.0			4
E 2			2.8		4	1, 2, 4	
E 3			5.0	2			
硬 質 砂 岩	中 型	25.4	F 1	1.3	2, 4, 8	0.5, 1, 2, 4, 8, 14	2, 4, 8
		63.5	G 1	1.3			2, 4, 8
	大型	150	H 1	1.2			2, 4, 8

文献①の三軸圧縮実験ケース

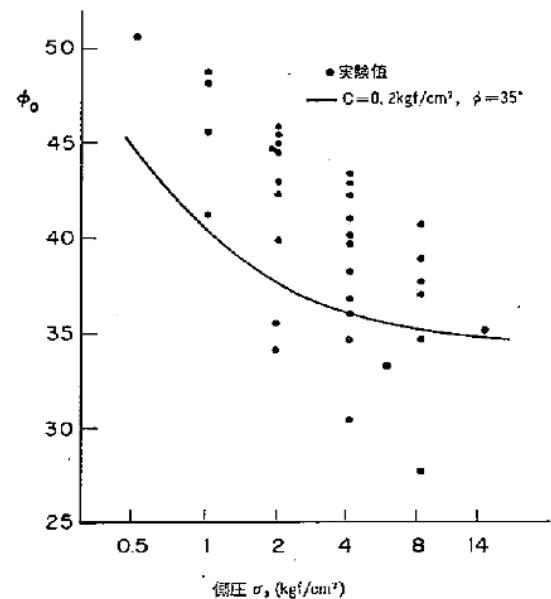


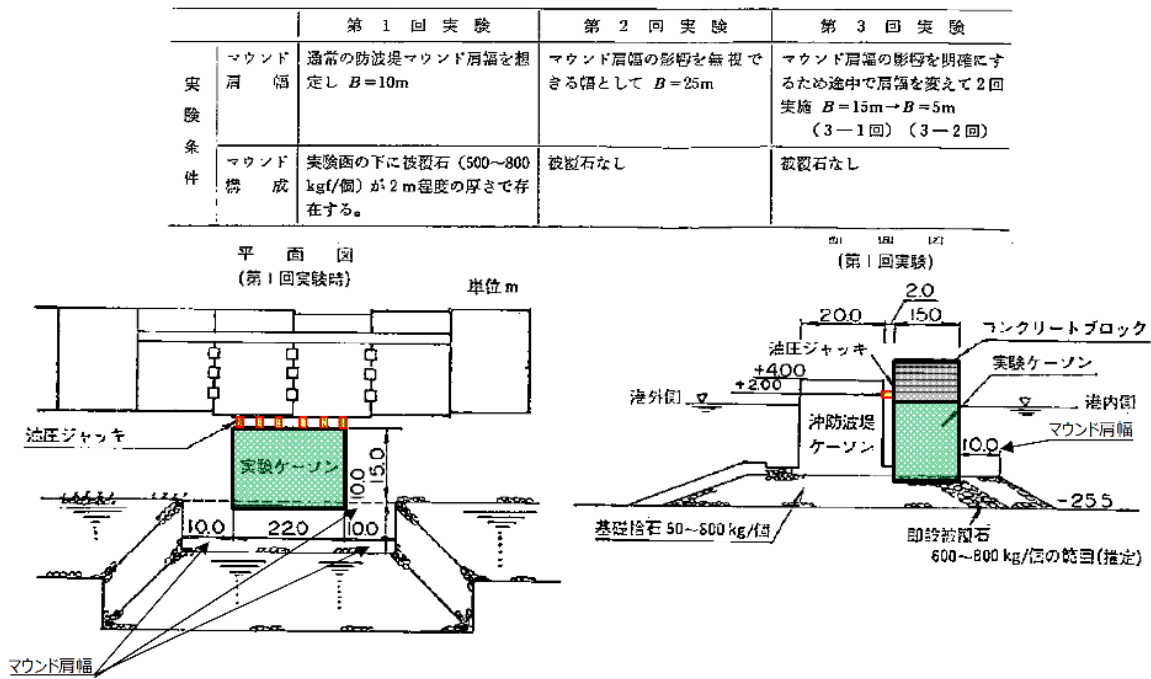
図-4B 見掛けの粘着力を考慮した場合の  $\phi_0$  と  $\sigma_3$  の関係  
文献①の三軸圧縮実験結果

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  $c=2tf/m^2$ ， $\phi=35^\circ$ を用いたビンジ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、「品質が悪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30cm,高さ60cm)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  $300\text{kgf/cm}^2$  以上であれば、「文献①」で報告された捨石の標準値である  $c=2\text{tf/m}^2$ ,  $\phi=35^\circ$  をほぼ満足する」とされている。

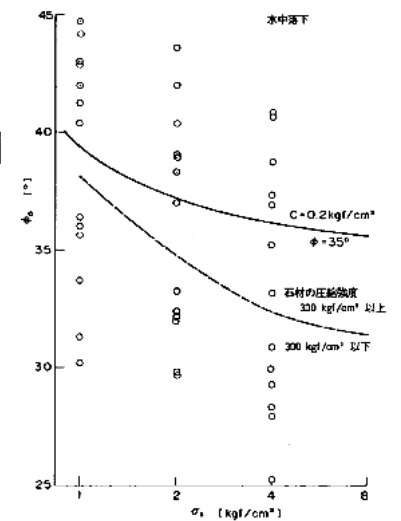
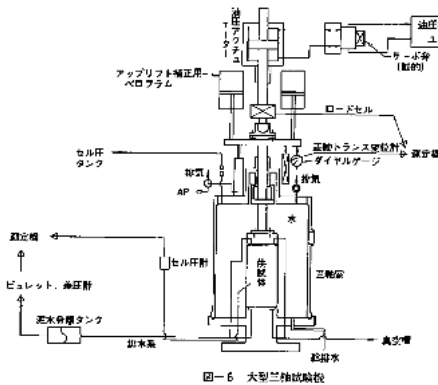
「文献②」の三軸圧縮実験ケース及び実験結果を図3-4に示す。

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 $\sigma_c(\text{kgf/cm}^2)$
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	9.56	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 $\sigma_c(\text{kgf/cm}^2)$
特殊モルタル	モルタル40	1.710	1.160	47.38	43.2
	モルタル70	1.721	1.225	40.58	70.5
	モルタル100	1.810	1.336	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

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3-5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  $0.2\text{kgf/cm}^2$ (約  $20\text{kN/m}^2$ )～密詰めで  $0.6\text{kgf/cm}^2$ (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3-5において間隙比  $e_i=0.9$  程度のかかなり空隙の多い状態を想定したせん断強度となっており、保守的な設定となっていることが分かる。なお、島根原子力発電所の基礎捨石及び被覆石について、輪谷湾内の1, 2号機エリアは昭和45年(1970年)12月竣工、3号機エリアは平成22年(2010年)3月竣工と年月を経ており、ある程度締まった密な状態であると考えられることから、この強度特性は保守的な設定と判断する。

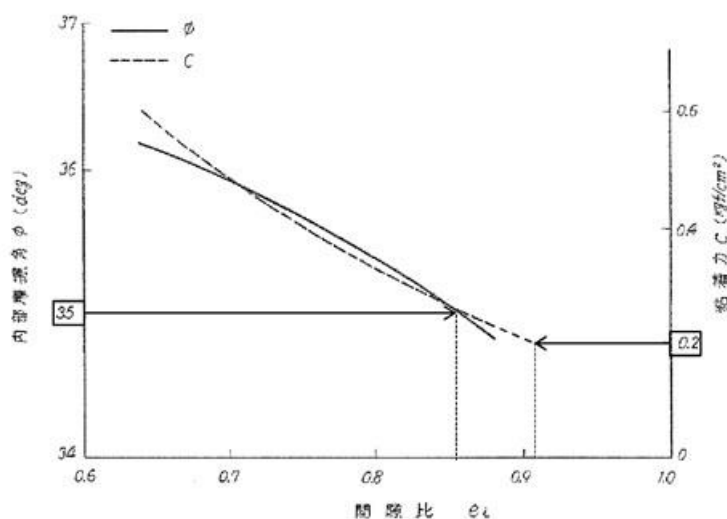


図3-5 間隙比  $e_i$  に対する粘着力  $c$  と内部摩擦角  $\phi$  の推定図表  
(工藤ら(1985)<sup>\*1</sup>より引用・一部加筆)



(2) 動せん断弾性係数

「埋立地の液状化対策ハンドブック（改訂版）（財団法人沿岸開発技術研究センター，平成9年）」には，「混成防波堤における地震観測結果から得られた算定式により水深-10m 程度の大型岸壁における捨石のせん断波速度として  $V_s=300\text{m/s}$  を用いる。」との記載があり，算定式については，上部ら(1983)\*<sup>2</sup>に記載されている表 3-1 を指していると考えられる。表 3-1 は沢田ら(1977)\*<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 3-6）。

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

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

物性値の種類	深さ (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)

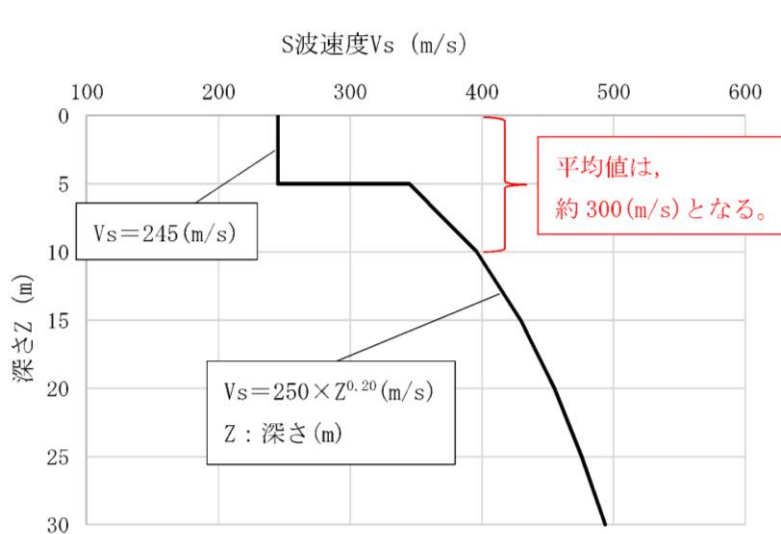


図 3-6 ロック材の S 波速度について  
（表 3-1 におけるロック材の S 波速度をグラフ化）



- 注記\*1：工藤康二，西好一，田中幸久，国生剛治：護岸基礎捨石マウンドの沈下予測（その1）捨石マウンド材料の物理特性ならびに静的力学特性，電力中央研究所報告，研究報告 384030，1985年
- \*2：上部達生，土田肇，倉田栄一，国生剛治：大型混成式防波堤の強震記録に基づく水-構造物連成系の地震応答解析，港湾技術研究所報告，第22巻，第2号，1983年，pp289-326
- \*3：沢田義博，高橋忠，桜井彰雄，矢島浩：ロックフィルダムの物性値分布特性および堤体の動的特性-弾性波動に基づく考察-，電力中央研究所報告，研究報告 377008，1977年

### 3.3 地震時の検討における基礎捨石及び被覆石の物性に関する文献調査

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

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

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

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

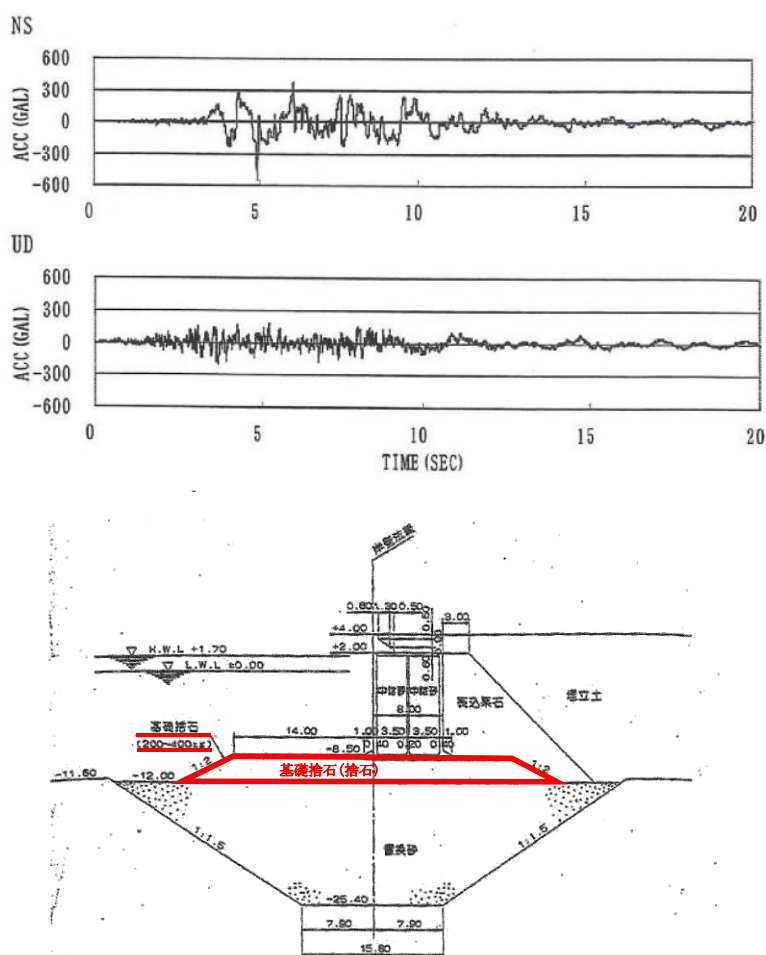


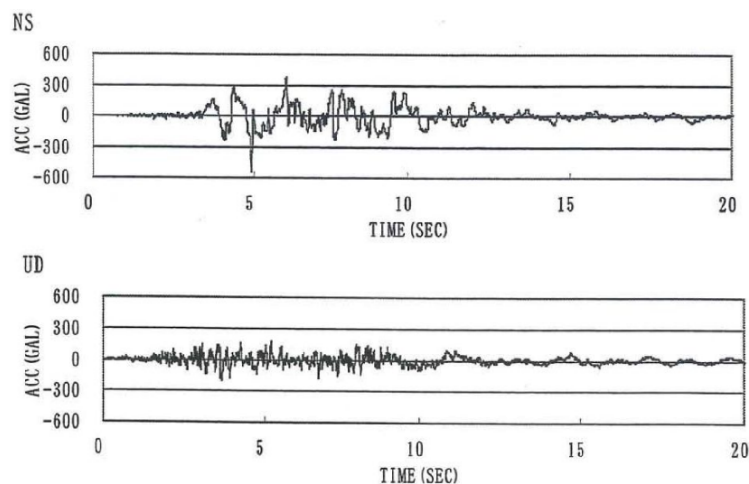
図3-7 六甲アイランドRF3岸壁の検討用地震動及び検討対象断面  
(「文献③」より引用・一部加筆)

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

検討ケース*	せん断強度特性		残留変位量			備考
	C(kN/m <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3-8に、検討結果を表3-3に示す。検討結果において、表2-1に示すパラメータを捨石の解析用物性値として設定したCASE4では観測値の変位を再現できている。



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

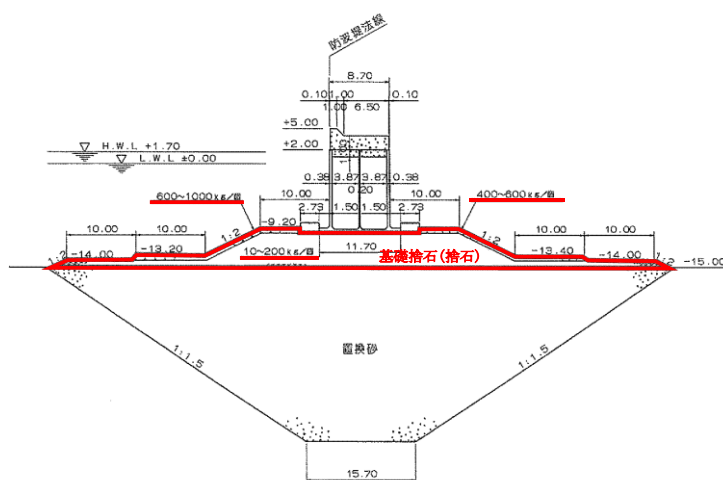


図3-8 神戸港第七防波堤の検討用地震動及び検討対象断面  
 (「文献③」より引用・一部加筆)

表 3-3 神戸港第七防波堤の検討結果

(捨石は主に 10~200kg/個程度)

検討ケース*	せん断強度特性		残留変位量		備考
	C(kN/m <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3-9に、検討結果を表3-4に示す。検討結果において、表2-1に示すパラメータを捨石の解析用物性値として設定したCASE3では観測値の変位を再現できている。

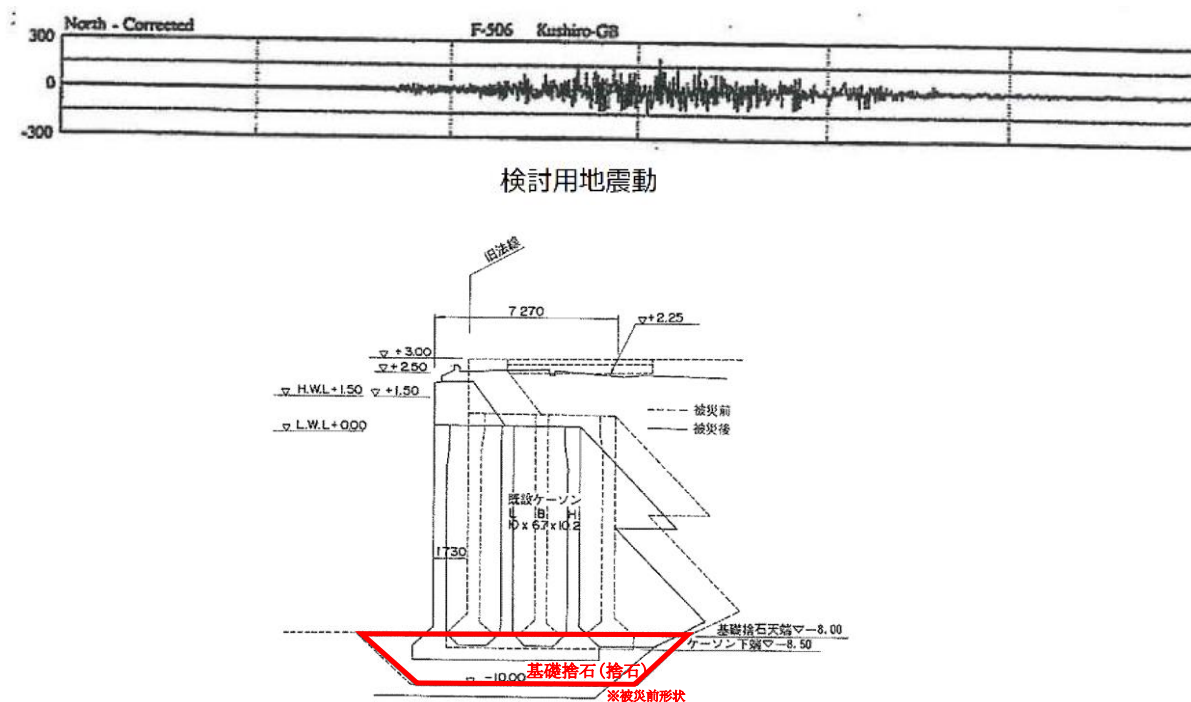


図3-9 釧路港北埠頭岸壁の検討用地震動及び検討対象断面  
 (「文献③」より引用・一部加筆)

表3-4 釧路港北埠頭岸壁の検討結果

検討ケース*	せん断強度特性		残留変位量		備考
	C(kN/m <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、「港湾構造物設計事例集」に示される捨石の解析用物性値が設定されている。解析断面図を図3-10に、解析用物性値を表3-5に示す。「文献④」において、鋼管杭の座屈位置という被災事例を再現できたとされている。

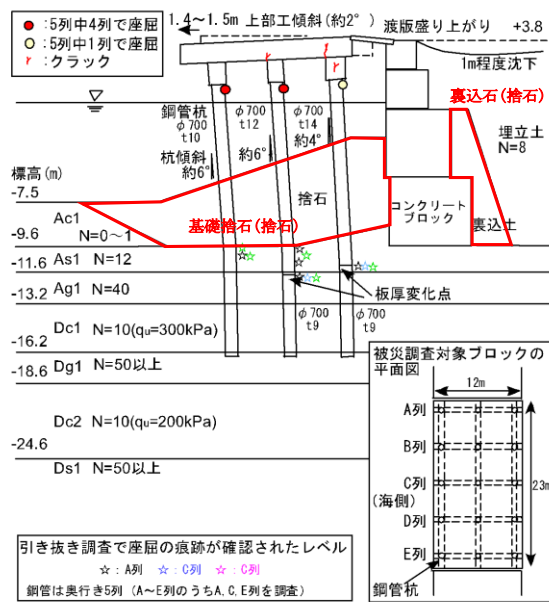


図3-10 断面図(神戸港T棧橋)  
 (「文献④」より引用・一部加筆)

表3-5 FLIPにおける解析用物性値(神戸港T棧橋)  
 (「文献④」より引用・一部加筆)

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

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

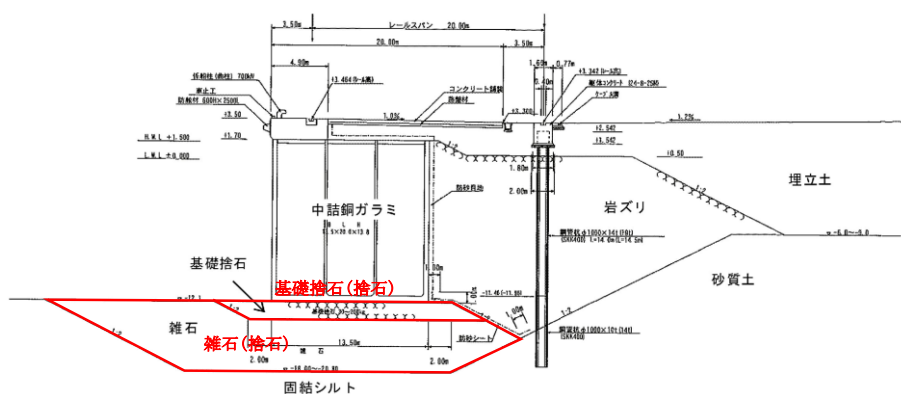


図3-11 断面図(小名浜港5号埠頭耐震強化岸壁)  
(「文献⑤」より引用・一部加筆)

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

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

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

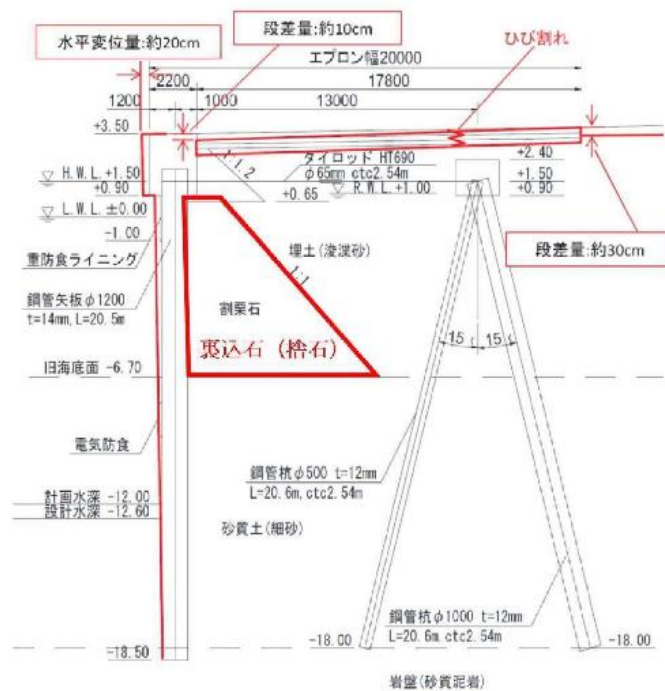


図 3-12 断面図 (相馬港 2 号埠頭-12m 岸壁)

(「文献⑥」より引用・一部加筆)

表 3-7 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	$\rho$ ( $t/m^3$ )	$\sigma_{ma}$ ( $kN/m^2$ )	$V_s$ ( $m/s$ )	$G_{ma}$ ( $kN/m^2$ )	$m_G$	$K_{ma}$ ( $kN/m^2$ )	$m_K$	$c$ ( $kN/m^2$ )	$\phi_f$	$h_{max}$	$n$	$E$ ( $kN/m^2$ )
B	埋土 (浚渫砂)	1.80	98	162	75246	0.5	196230	0.5	0.0	39.38	0.24	0.45	
		2.00											
As	砂質土 (細砂)	2.00	98	269	125095	0.5	326228	0.5	0.0	41.33	0.24	0.45	
R	岩盤 (砂質泥岩)	1.73											1392000
	裏込石	2.00	98		101300	0.5	264000	0.5	20.00	35.00	0.24	0.45	

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

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

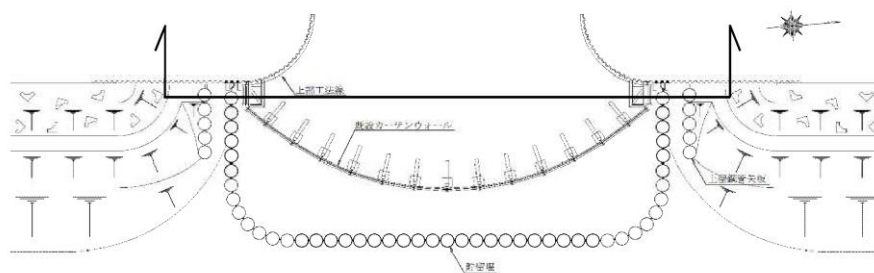


### 3.4 先行炉における基礎捨石等の解析用物性値

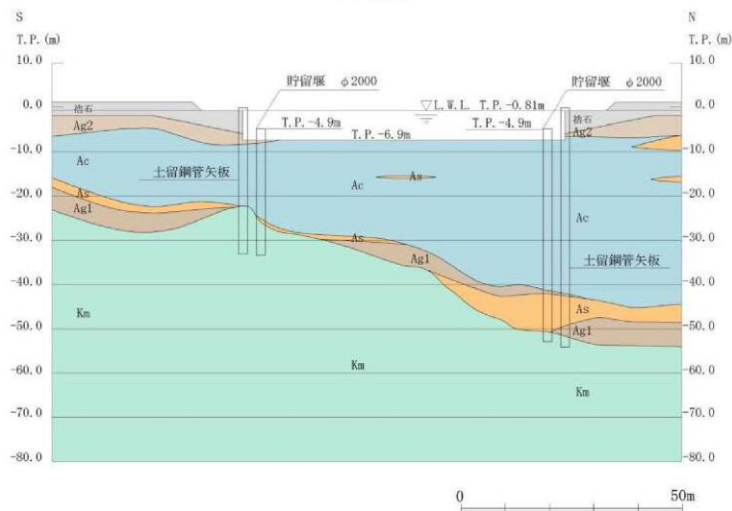
島根原子力発電所における基礎捨石及び被覆石の解析用物性値の妥当性を判断するため、先行炉における基礎捨石等の解析用物性値を確認する。なお、先行炉の情報に係る記載内容については、審査資料等をもとに独自に解釈したものである。

#### (1) 東海第二発電所

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



(平面図)



(断面図)

図 3-13 東海第二発電所 貯留堰の周辺地盤における捨石の施工状況

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

表 3-8 東海第二発電所 捨石の解析用物性値

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

(2) 高浜発電所

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

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

注記\*：例えば、液状化解析プログラム FLIP による動的解析の実務

FLIP 研究会の 14 年間の研究成果 平成 23 年 8 月 3 日

第四期 FLIP 研究会 14 年間のまとめ WG 沿岸技術研究センター

表 3-9 高浜発電所 基礎捨石等の解析用物性値

飽和密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	間隙率 n	動せん断弾性係数 $G_{sa}$ (kN/m <sup>2</sup> )	体積弾性係数 $K_{sa}$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$	基準拘束圧 $\sigma_{sa}$ (kN/m <sup>2</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi_r$ (°)	最大減衰比 $h_{sa}$
2.04	0.45	$1.80 \times 10^5$	$4.69 \times 10^5$	0.33	98	20	35	0.24

### 3.5 基礎捨石及び被覆石の解析用物性値の妥当性

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

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

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

	島根原子力発電所	文献に記載された値
一軸圧縮強さ	30N/mm <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>

(補足1) 島根原子力発電所の岩石試験

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

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

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

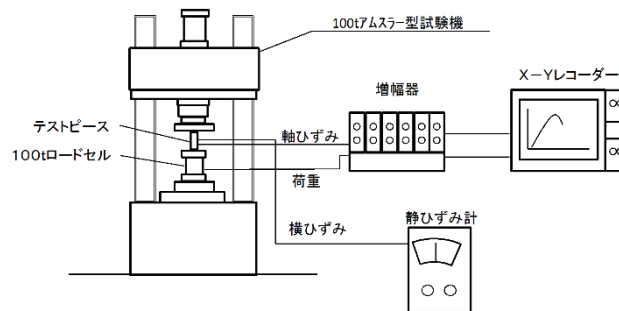


図1-1 一軸圧縮試験概要

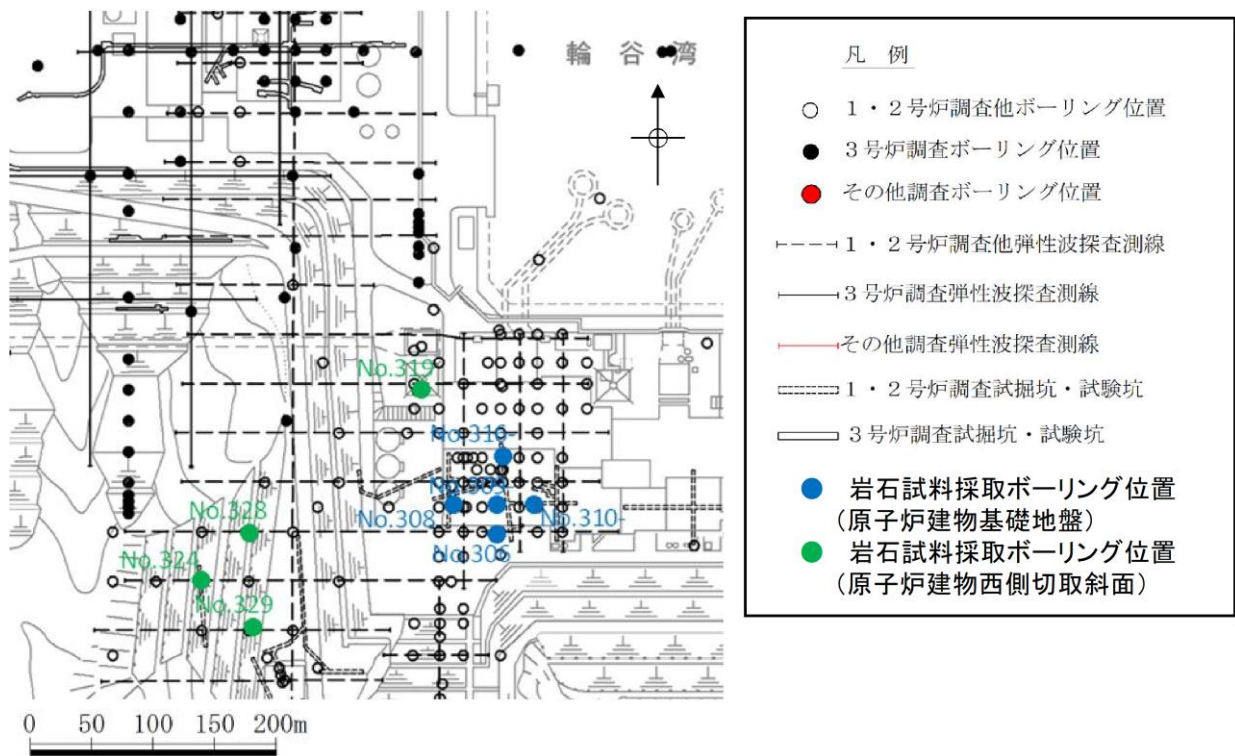


図 1-2 岩石試料採取位置図

(補足2) 島根原子力発電所の押し崩し試験

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

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

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

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

試験の概要を図2-1に、試験結果を表2-1に示す。



図2-1 試験の概要

表2-1 安息角試験 試験値一覧表

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

(参考資料 12) 液状化強度試験の詳細について

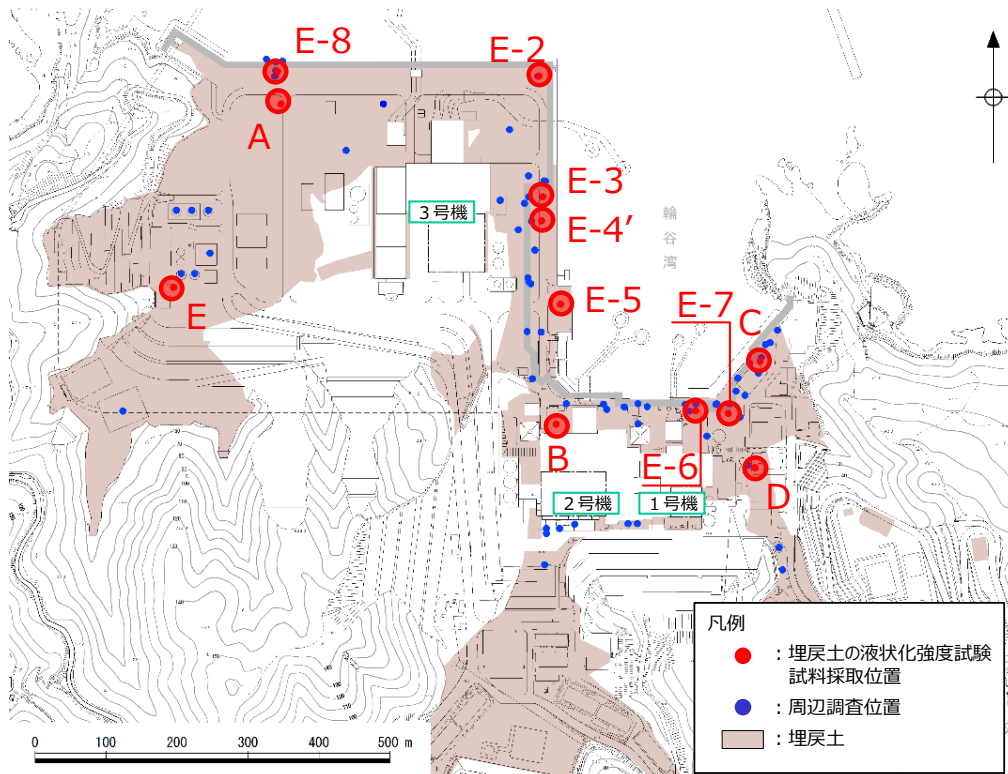
#### 1. 液状化強度試験試料

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

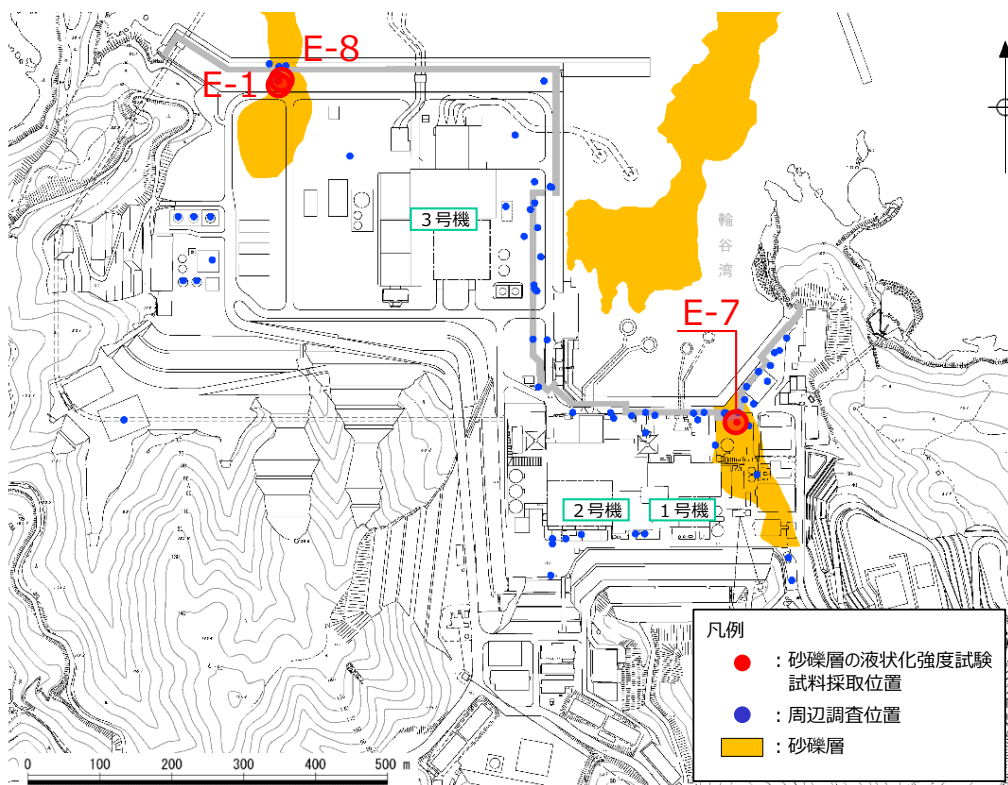
E-1～E-8 地点は、ロータリー式三重管サンプラーによる液状化強度試験試料として採取したものである。粒径加積曲線のグラフには「港湾の施設の技術上の基準・同解説（国土交通省港湾局，2007 年版）」及び「道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）」による液状化判定指標についても記載する。E-1～E-8 地点における，N 値，細粒分含有率，粒径加積曲線，ボーリング柱状図及びコア写真を図 1-2～図 1-27 に示す。なお，E-1，E-2，E-6，E-7 地点は，ごく近傍の既往ボーリングの調査結果より，液状化検討対象層を確認し，液状化強度試験試料を採取しているため，既往のボーリング調査におけるボーリング柱状図及びコア写真を参考として示す。

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

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。

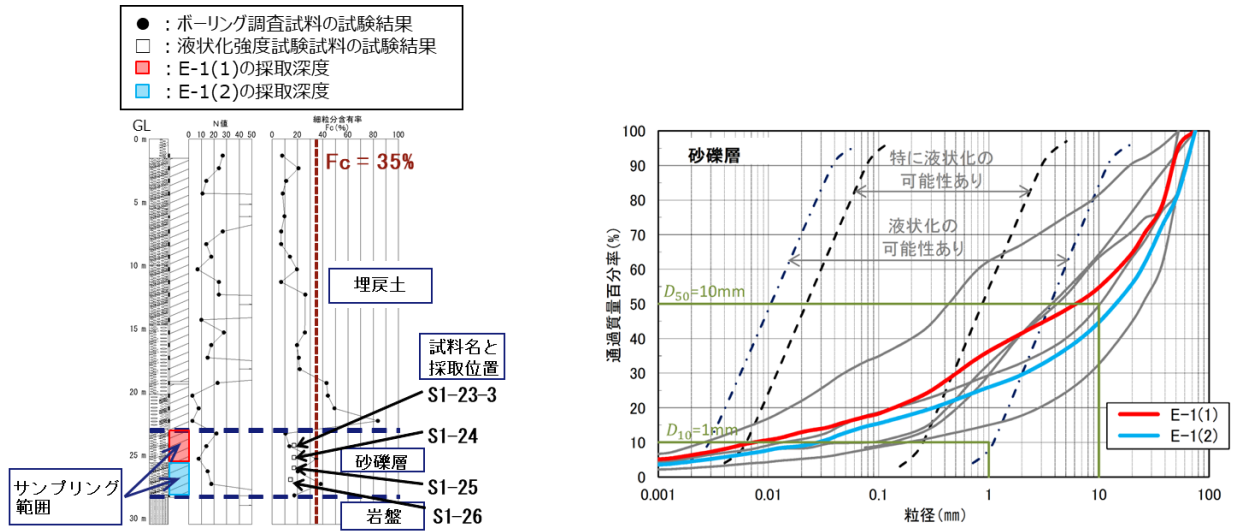


図 1-2 N値・細粒分含有率及び粒径加積曲線 (E-1)

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

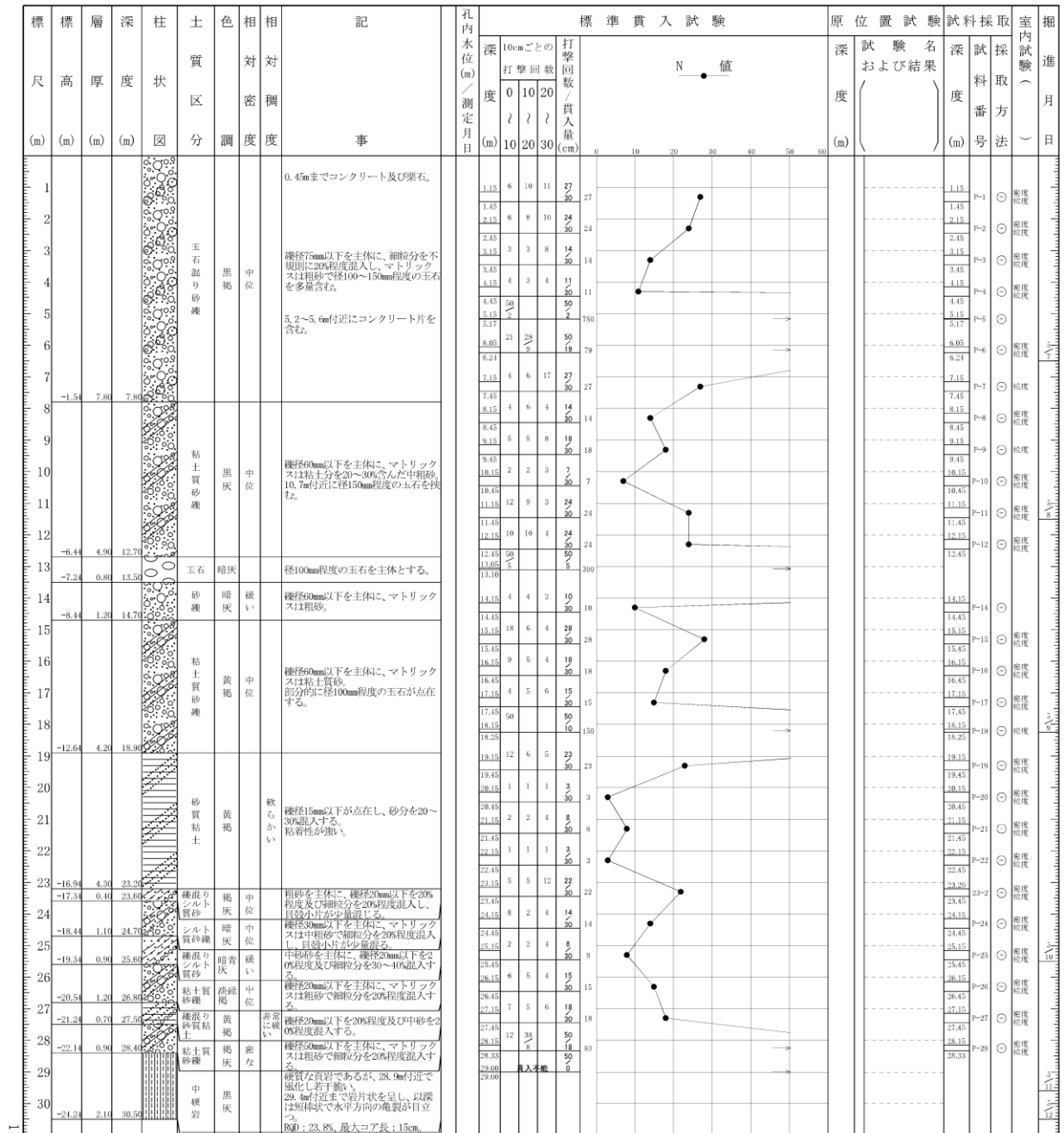
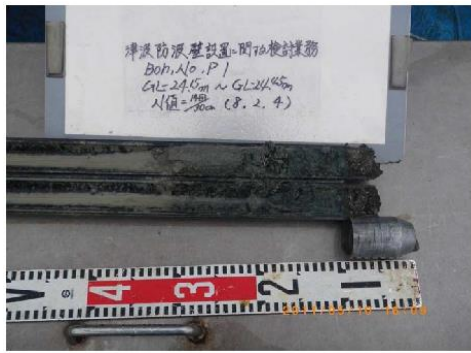


図 1-3 ボーリング柱状図 (P1: E-1 地点の参考)

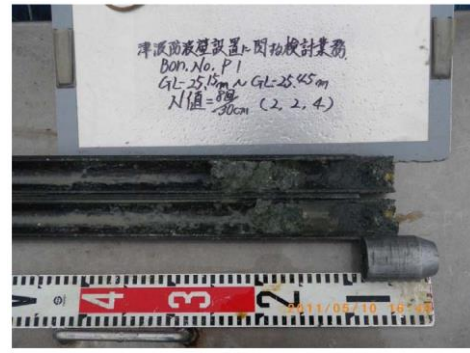
【砂礫層】



標準貫  
試験

GL.24.15m  
~24.45m

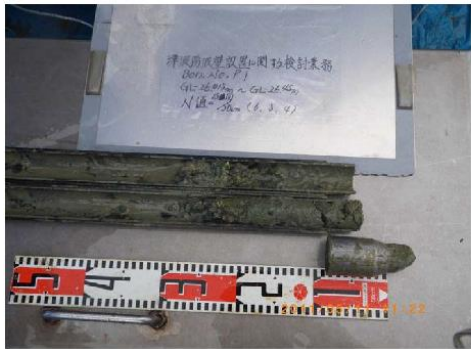
N=14回/30cm



標準貫  
試験

GL.25.15m  
~25.45m

N=8回/30cm



標準貫  
試験

GL.26.15m  
~26.45m

N=15回/30cm



標準貫  
試験

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)

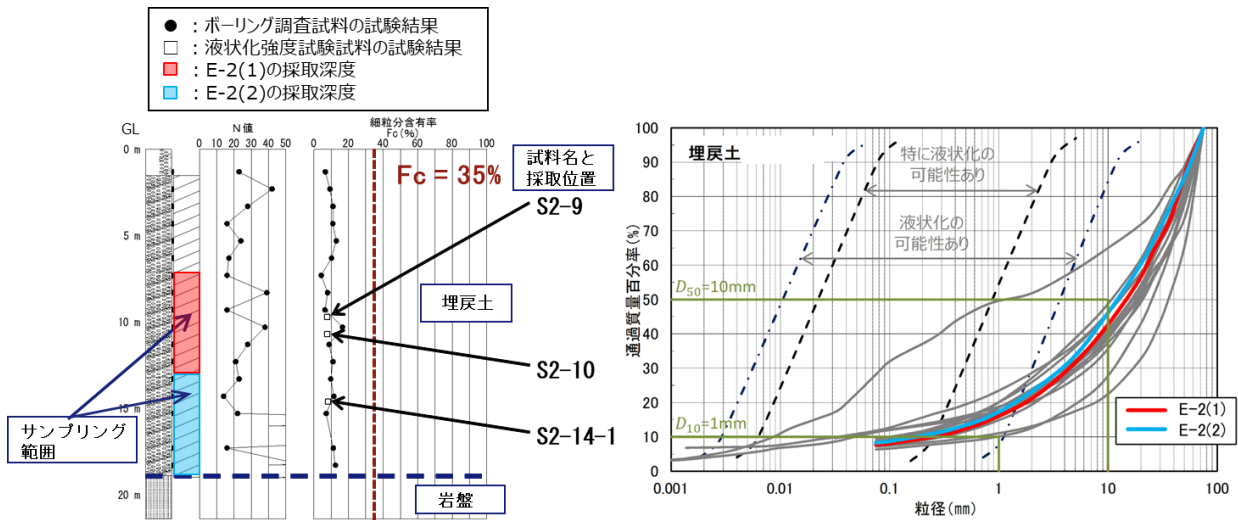


図 1-5 N値・細粒分含有率及び粒径加積曲線 (E-2)

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

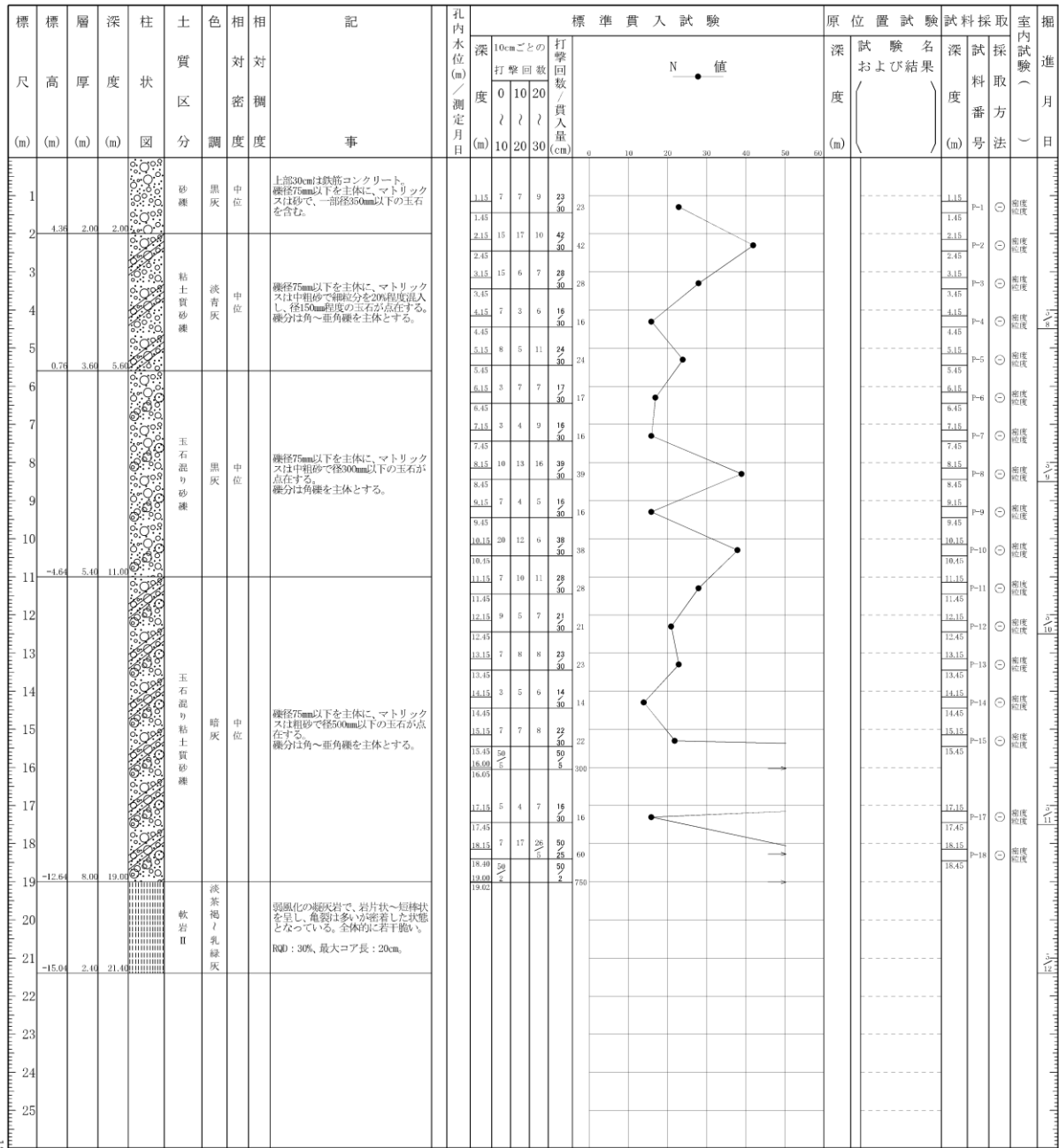


図 1-6 ボーリング柱状図 (P2 : E-2 地点の参考)



【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)



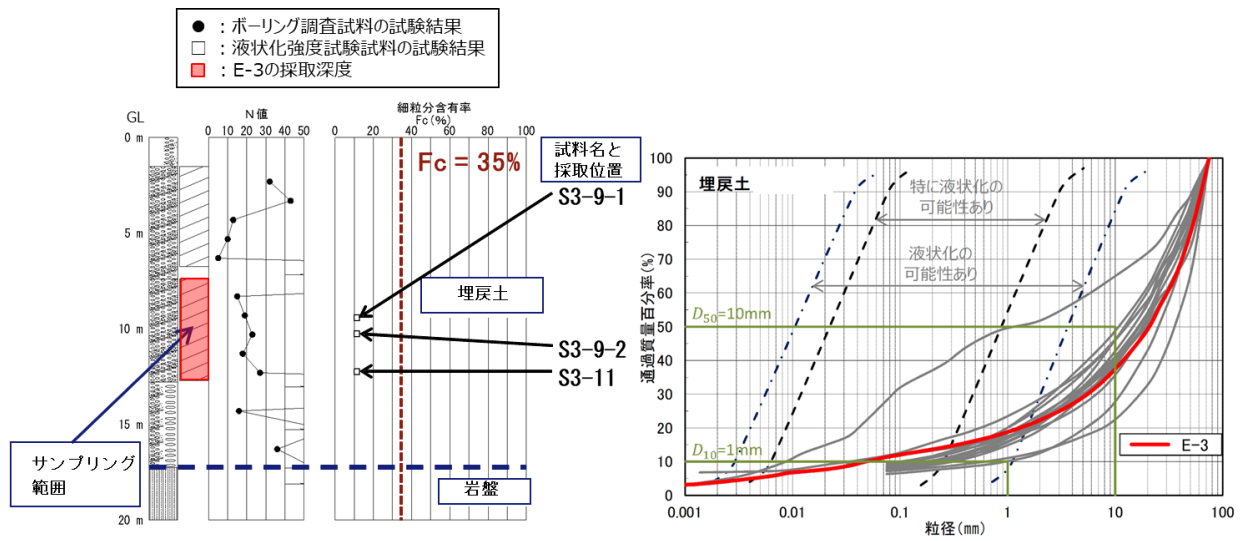


図 1-8 N値・細粒分含有率及び粒径加積曲線 (E-3)

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

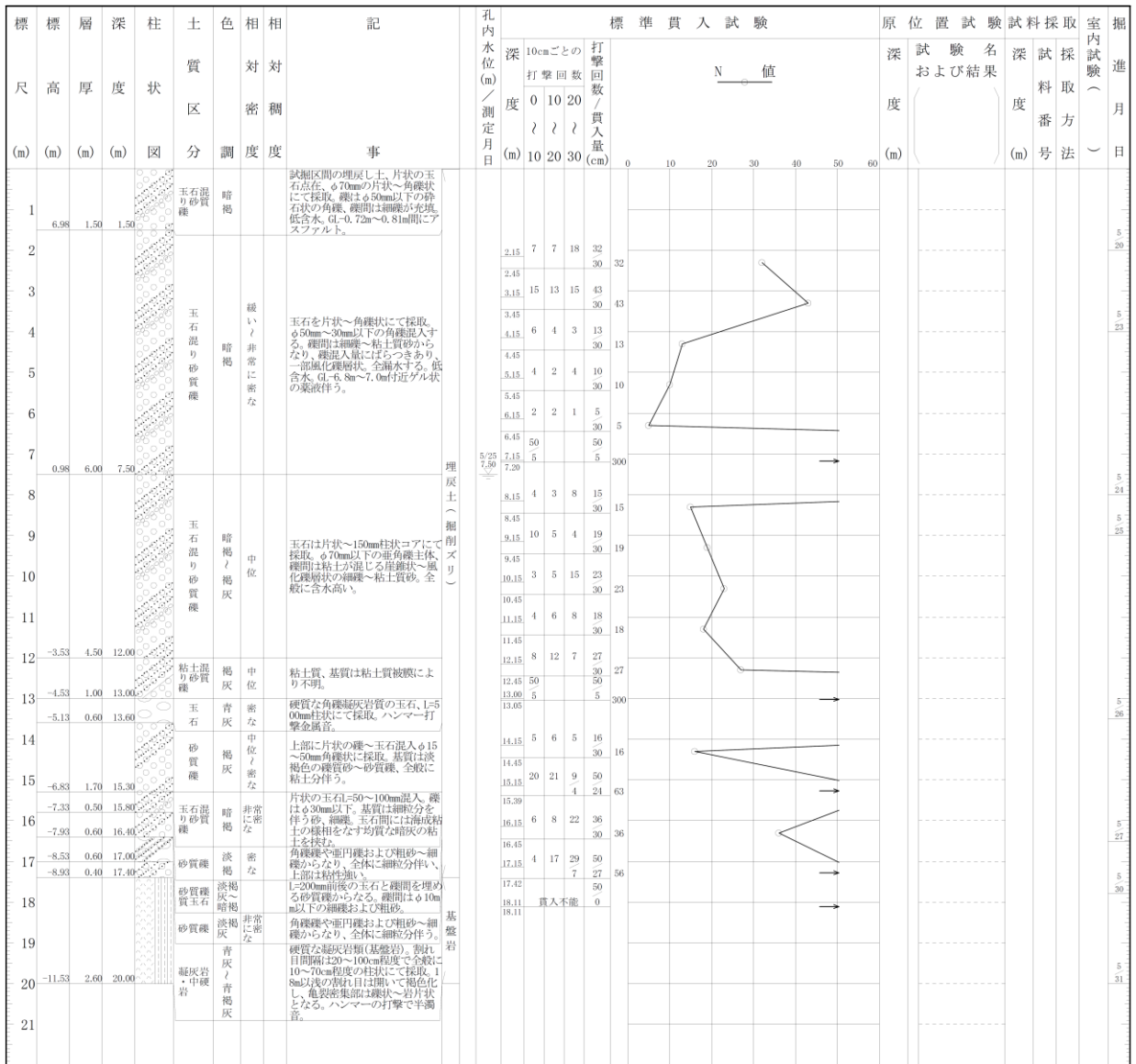


図 1-9 ボーリング柱状図 (E-3)

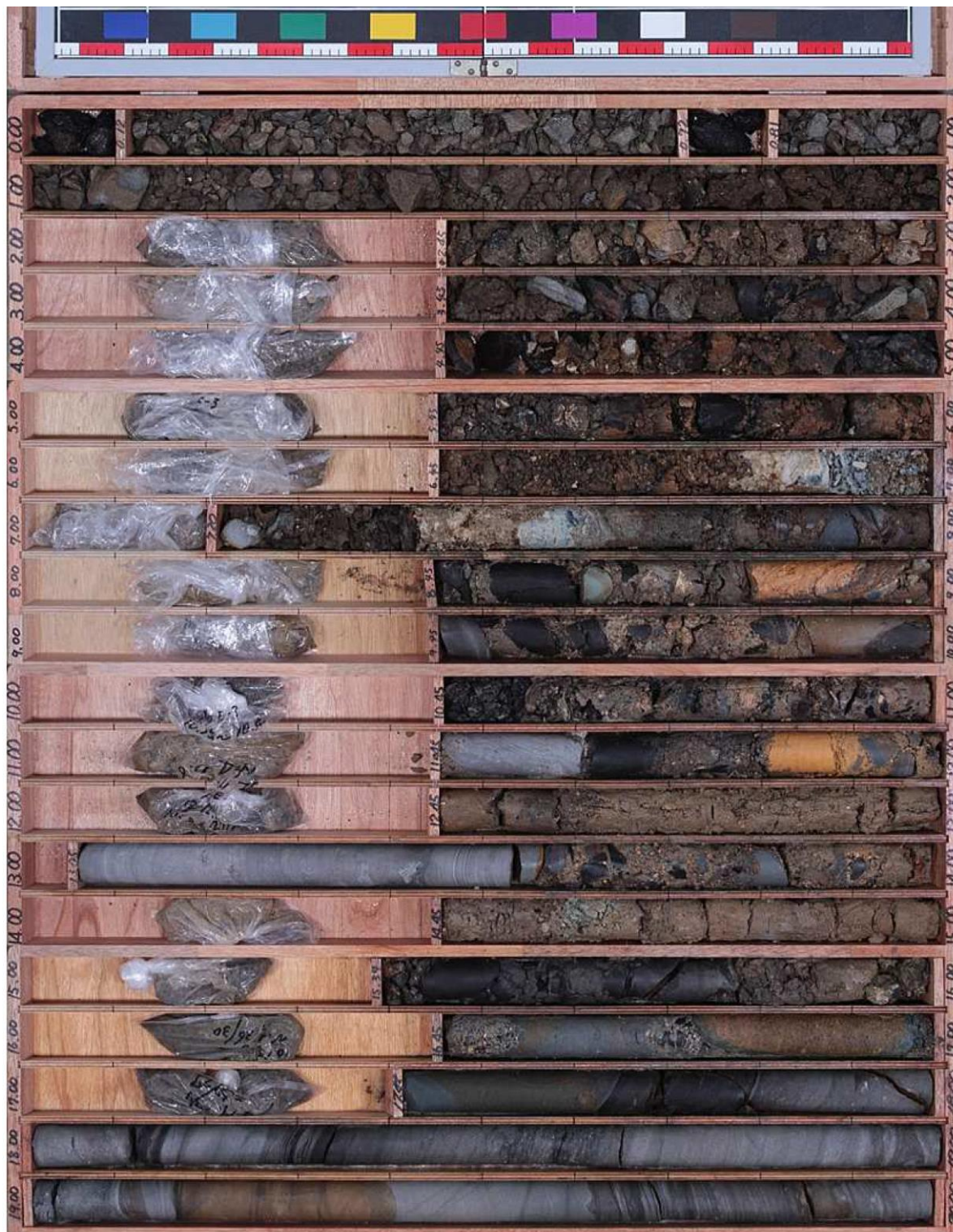


図1-10 ボーリングコア写真 (E-3)

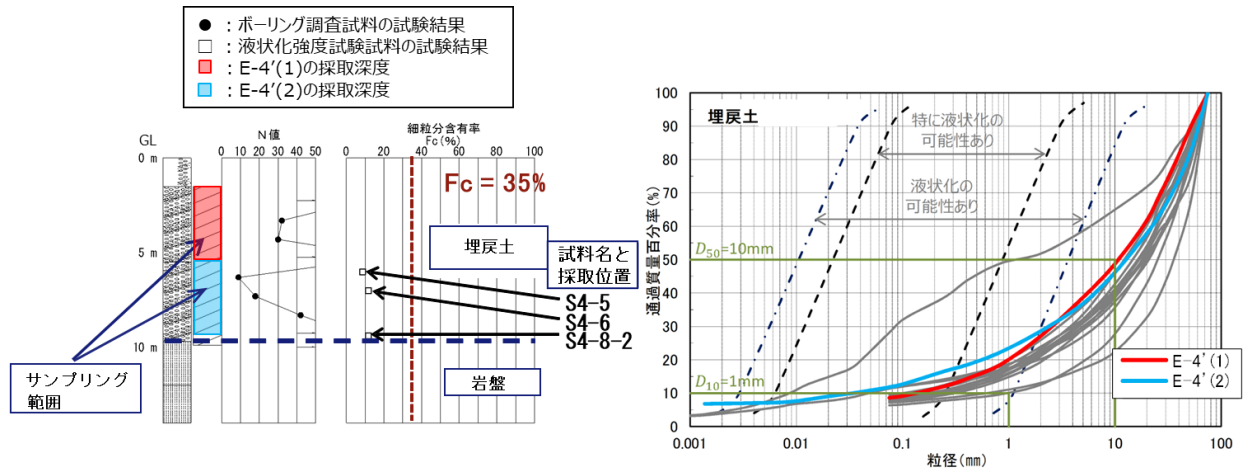


図 1-11 N値・細粒分含有率及び粒径加積曲線 (E-4')





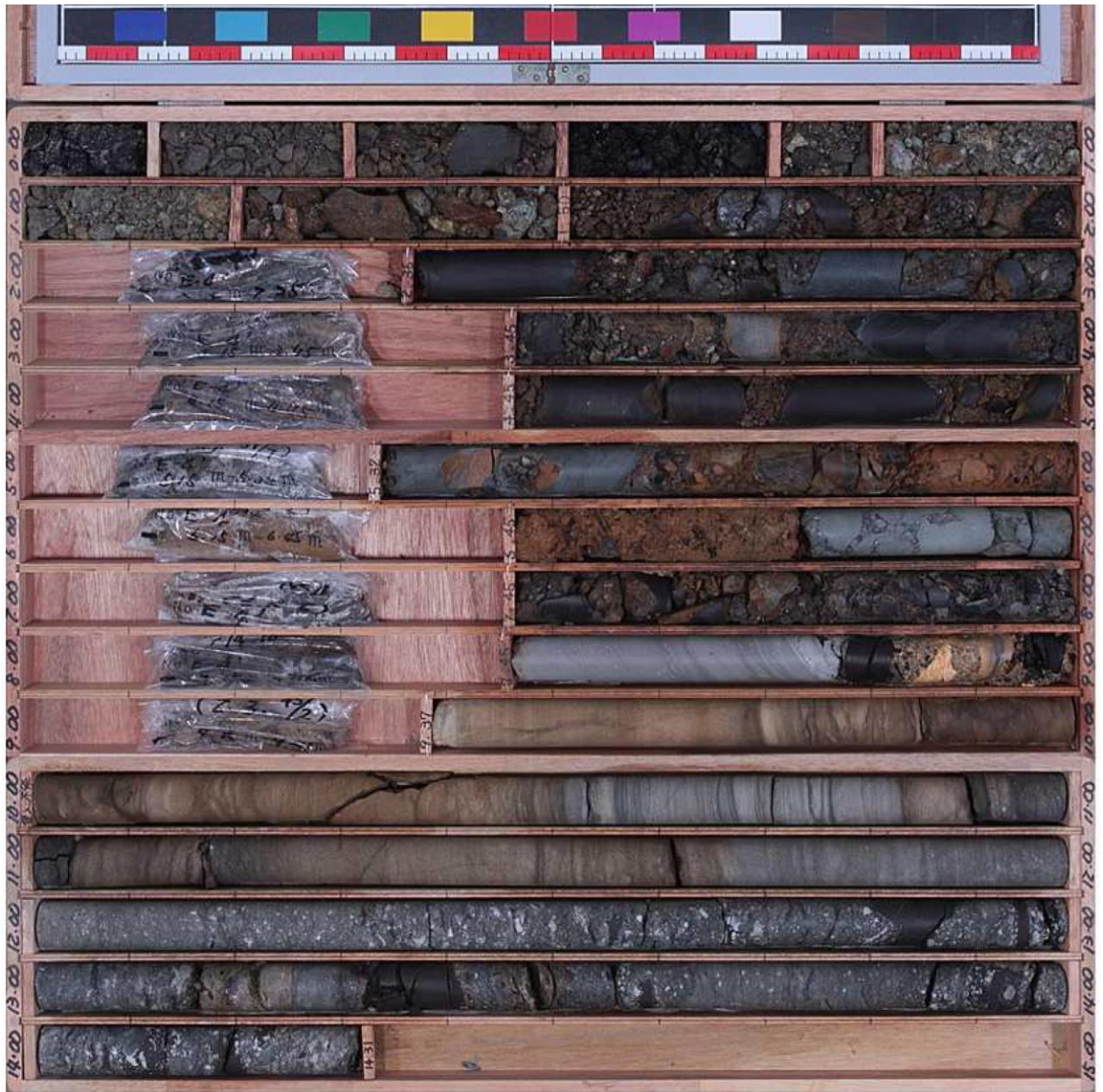


図1-13 ボーリングコア写真 (E-4)

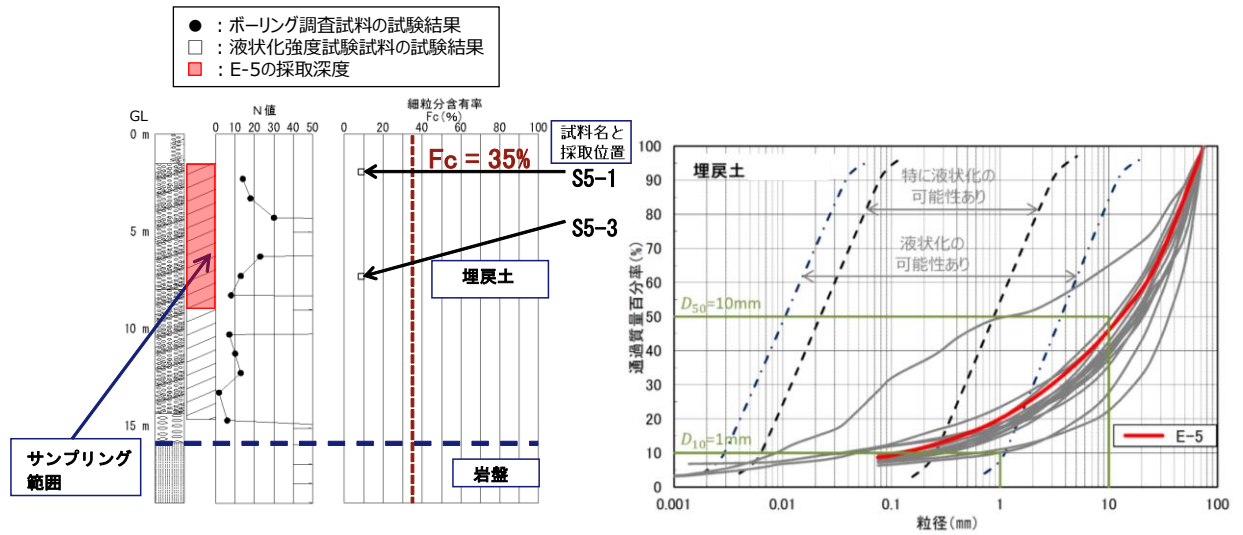


図 1-14 N値・細粒分含有率及び粒径加積曲線 (E-5)







図1-16 ボーリングコア写真 (E-5)



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

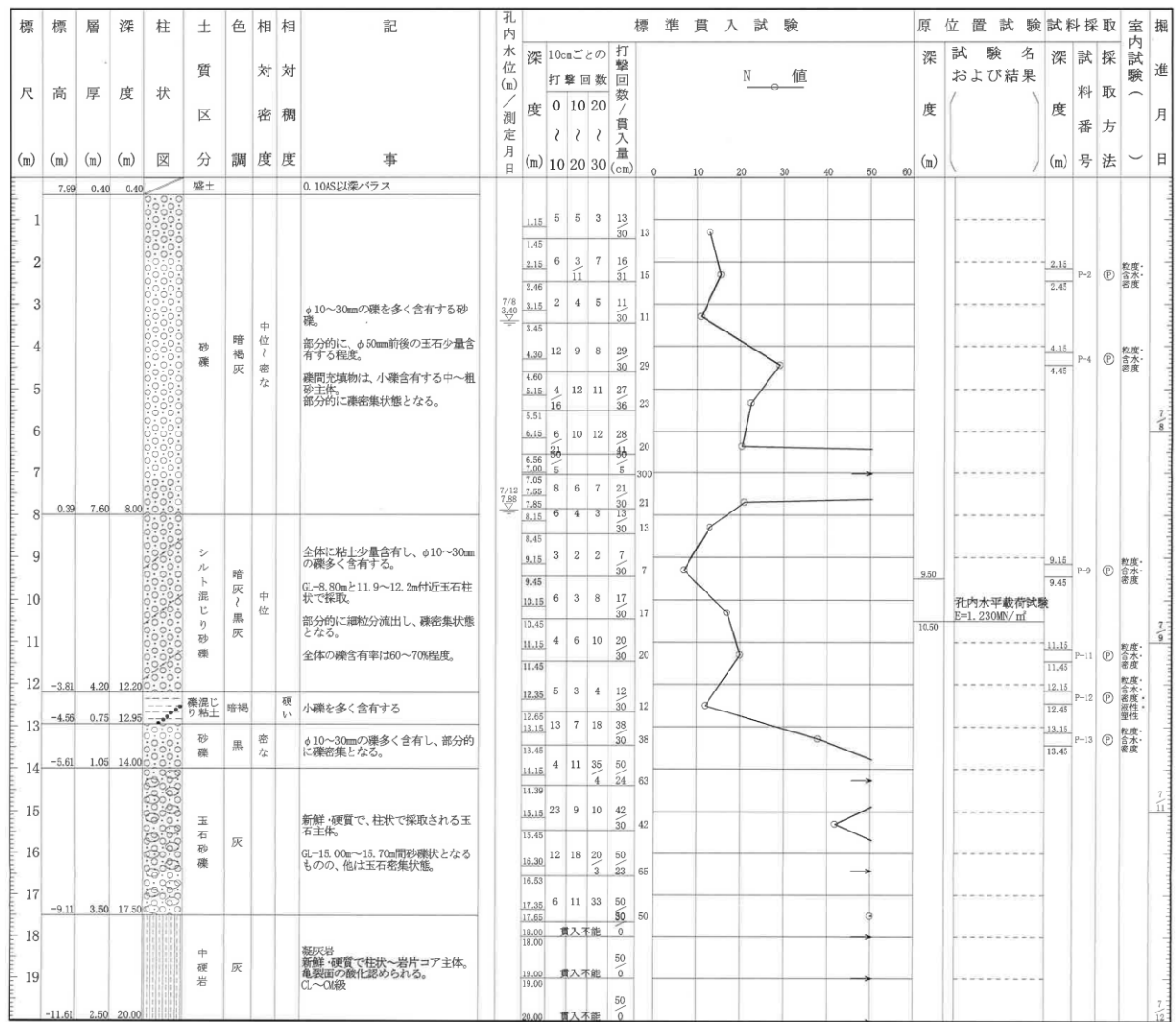


図1-18 ボーリング柱状図 (P7 : E-6 地点の参考)





図 1-19 ボーリングコア写真 (P7 : E-6 地点の参考)

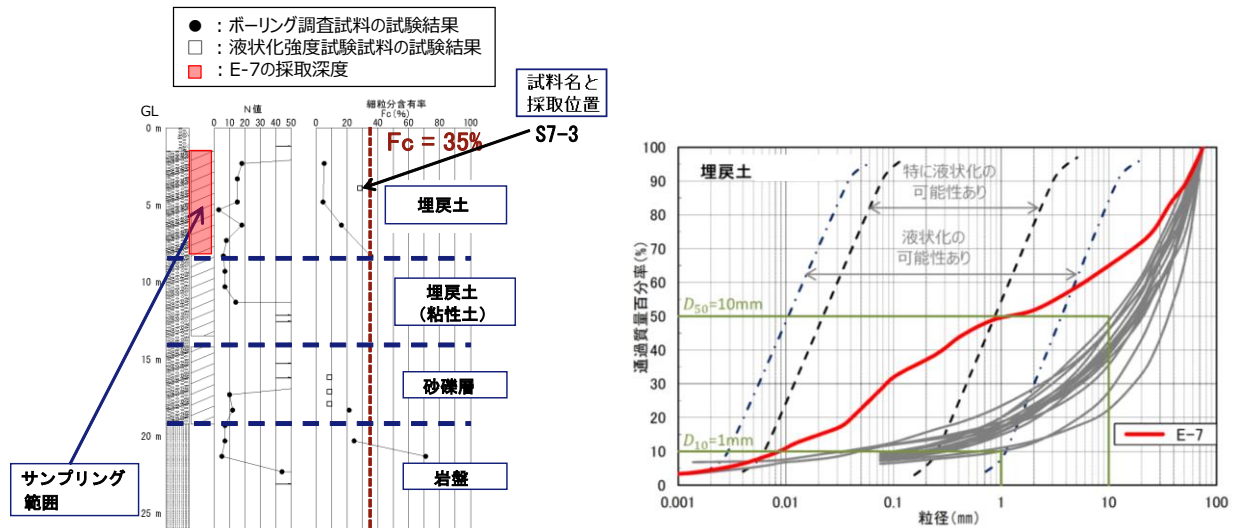


図 1-20 N値・細粒分含有率及び粒径加積曲線 (E-7) (埋戻土)

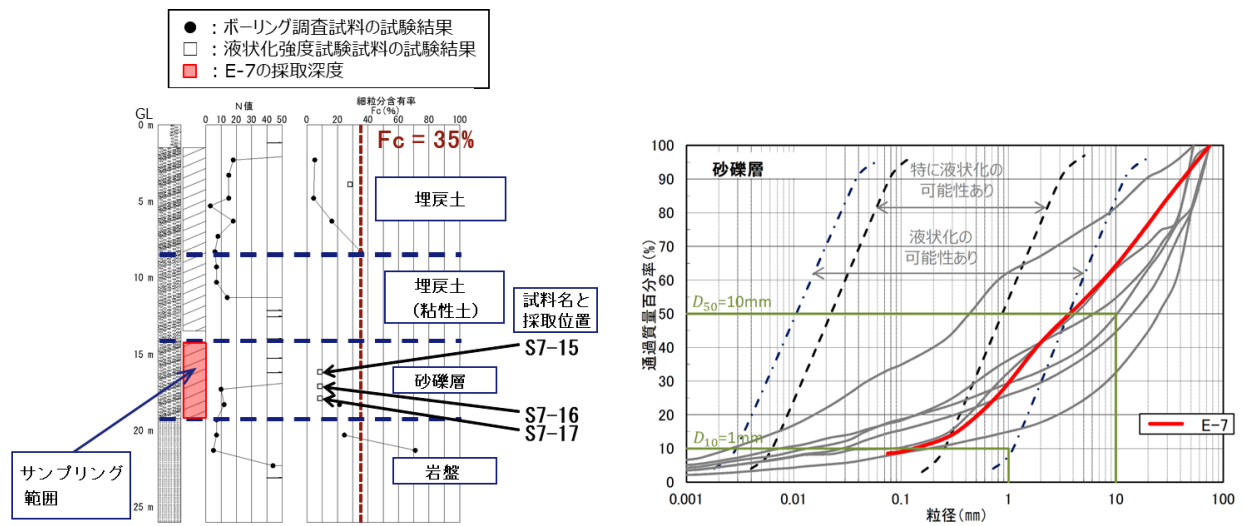


図 1-21 N値・細粒分含有率及び粒径加積曲線 (E-7) (砂礫層)

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

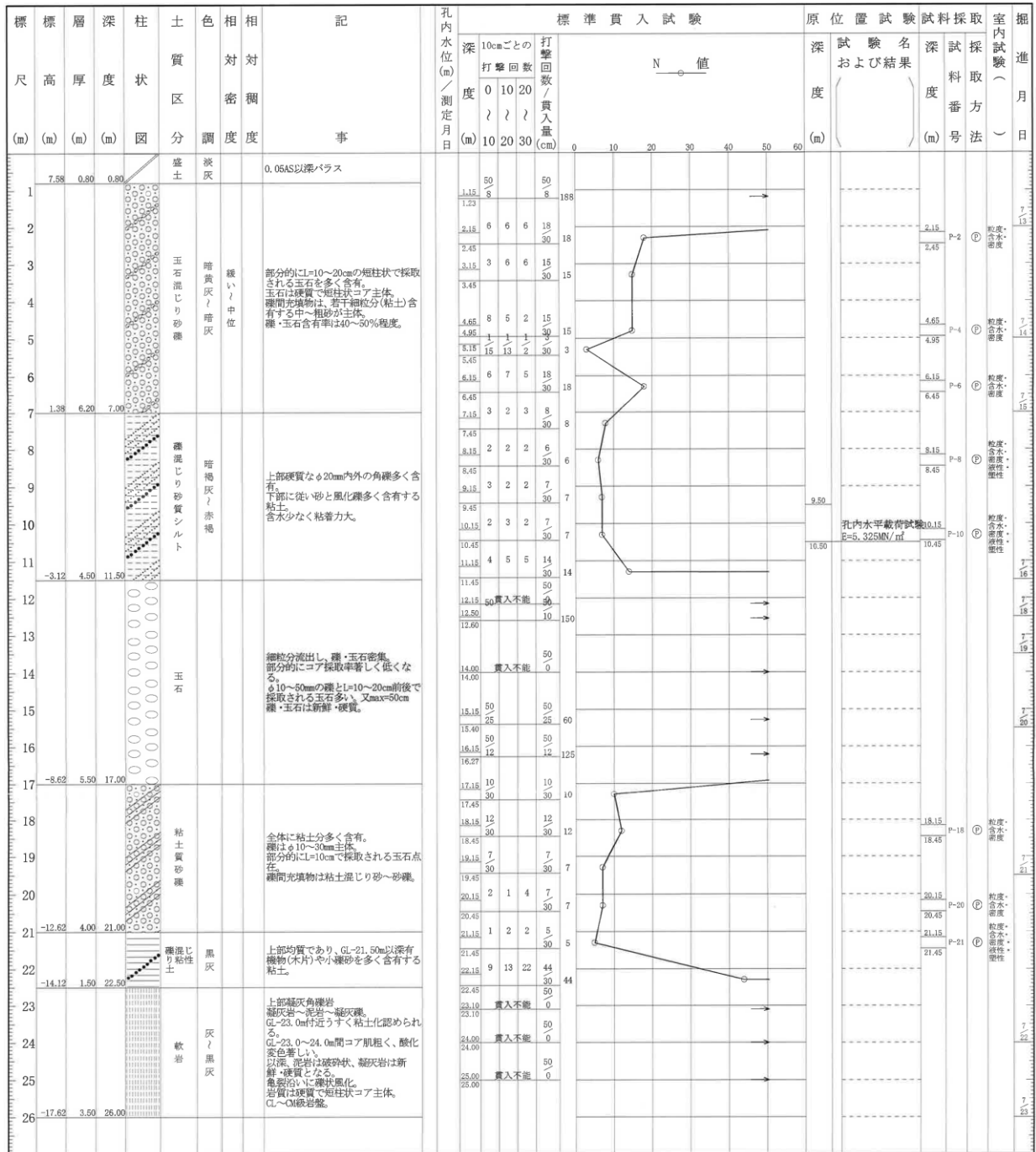


図 1-22 ボーリング柱状図 (P11 : E-7 地点の参考)





図1-23 ボーリングコア写真 (P11 : E-7 地点の参考)

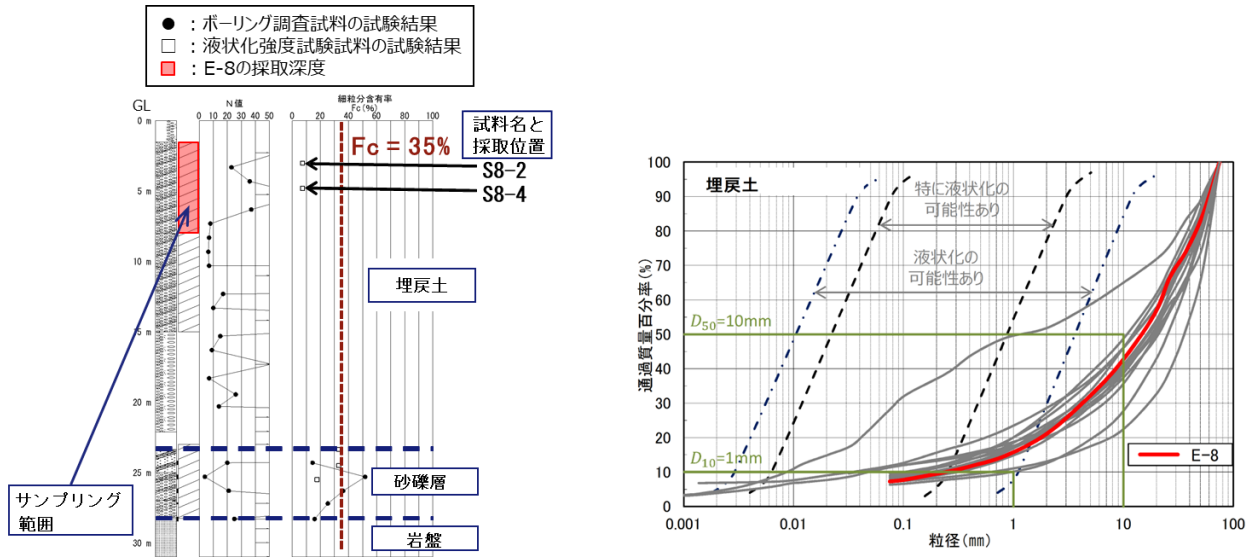


図 1-24 N値・細粒分含有率及び粒径加積曲線 (E-8) (埋戻土)

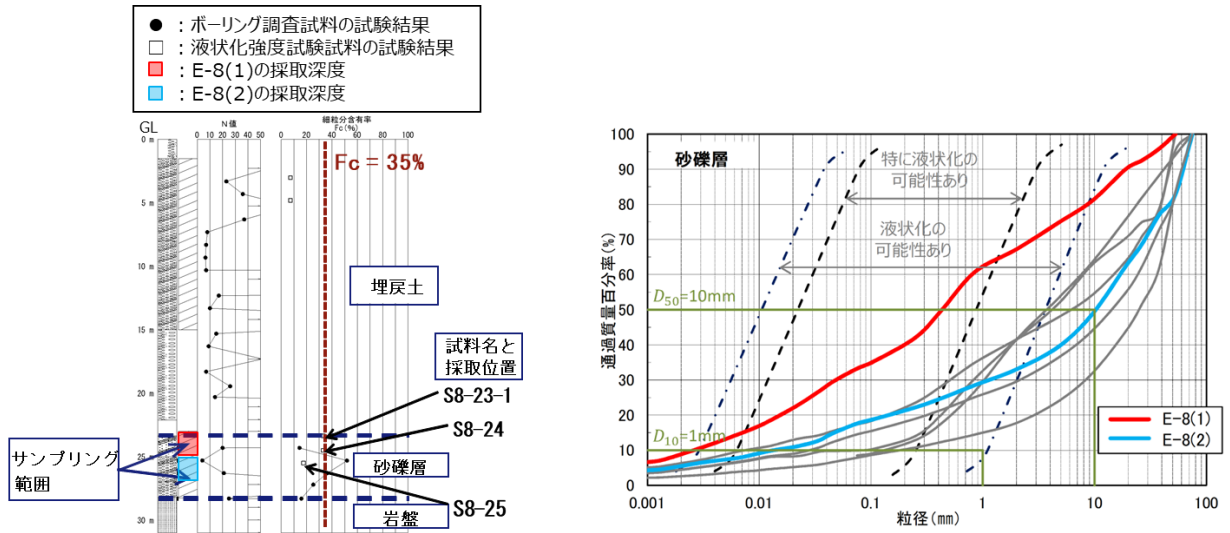


図 1-25 N値・細粒分含有率及び粒径加積曲線 (E-8) (砂礫層)



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

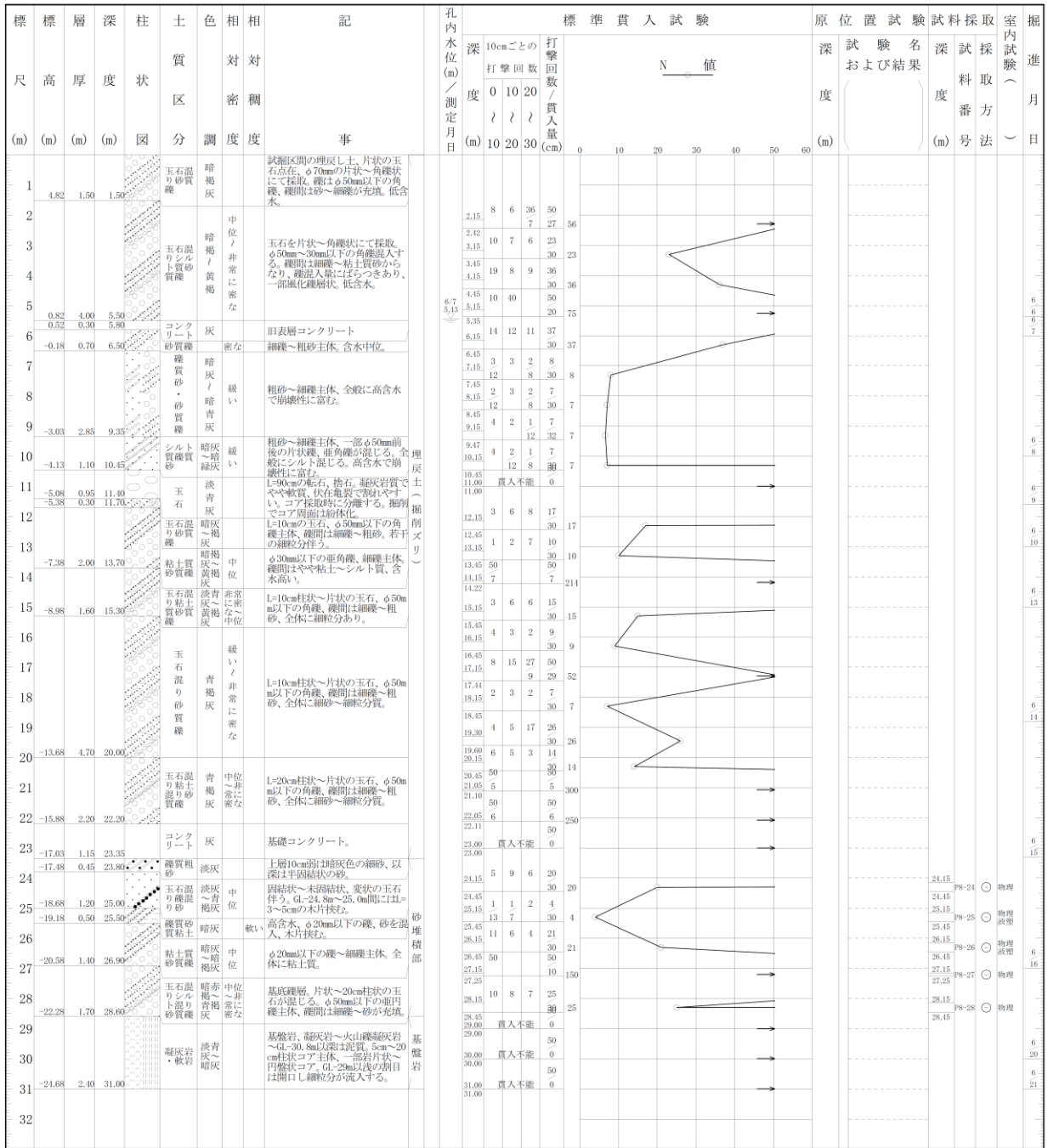


図1-26 ボーリング柱状図 (E-8)



図1-27 ボーリングコア写真 (E-8)

## 2. 液状化強度試験結果

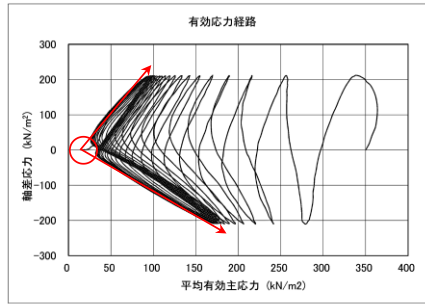
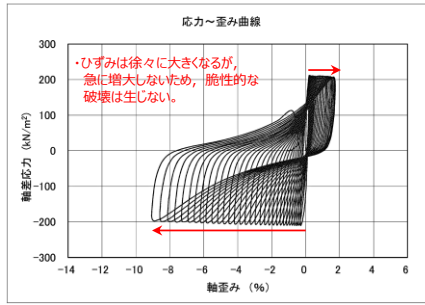
繰返し非排水三軸試験による液状化強度試験結果を表 2-1～表 2-15, 図 2-1～図 2-46 に示す。島根原子力発電所における埋戻土及び砂礫層は, 繰返し軟化 (サイクリックモビリティ含む) 又は非液状化となった。

表 2-1 液状化強度試験結果 (E-1)

試料番号		S1-23-3	S1-24	S1-25	S1-26		
深度 (m)		23.93~24.55	24.85~25.55	25.55~26.50	26.50~27.40		
土質材料		砂礫層					
供試体 No.		1	2	1	1		
土粒子の密度 $\rho_s$ (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 $\alpha/2\sigma'_0$		0.301	0.273	0.381	0.281		
繰返し回数	軸 ひ ず み 振 幅	DA = 1%	4.5	44.7	1.5	15.1	3.0
		DA = 2%	9.5	66.7	4.5	22.7	5.0
		DA = 5%	18.6	95.0	10.8	33.6	8.5
		DA = 10%	30.6	122.8	19.5	44.7	-
	過剰間隙水圧比 95% $N_{u95}$	16.0	64.0	9.0	29.0	4.0	

■ : 最大間隙水圧比が1.0に近づく (0.95を超えるもの)

□ : DA=5%の値を繰返し回数Nとする



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

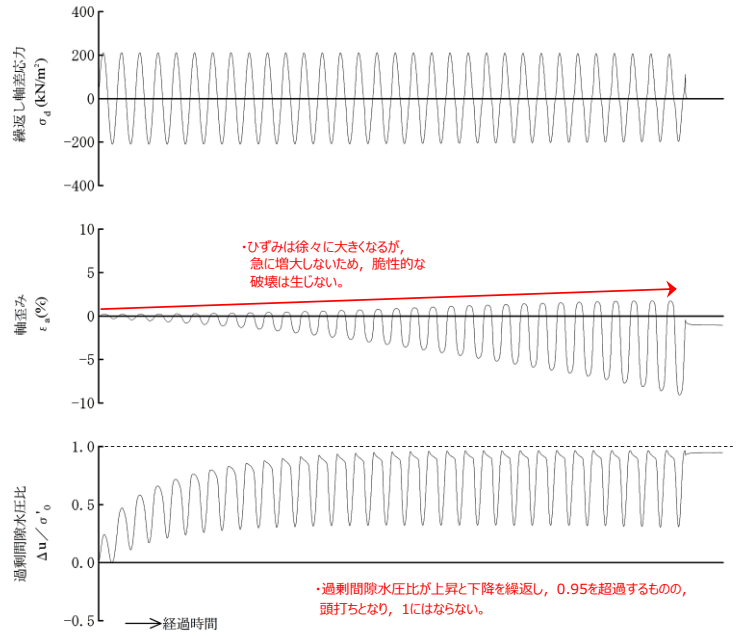


図 2-1 液状化強度試験結果 (E-1 : S1-23-3-1)

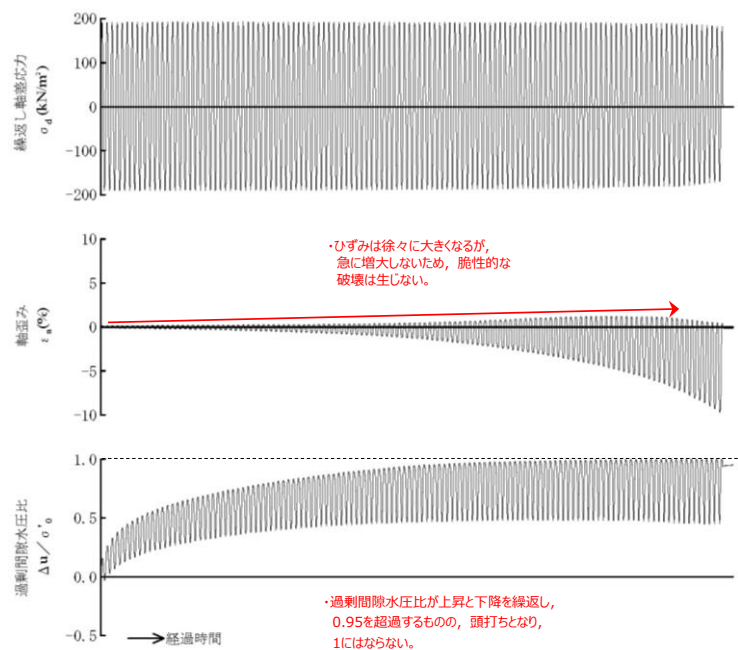
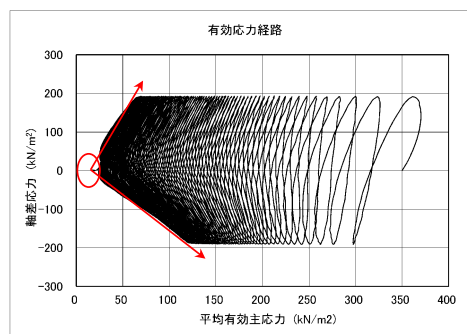
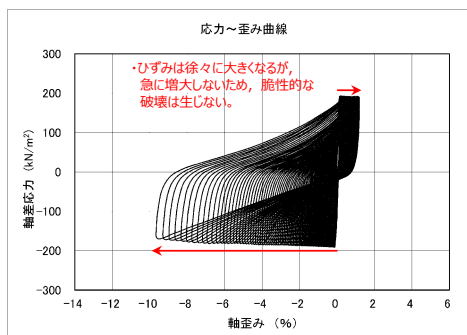
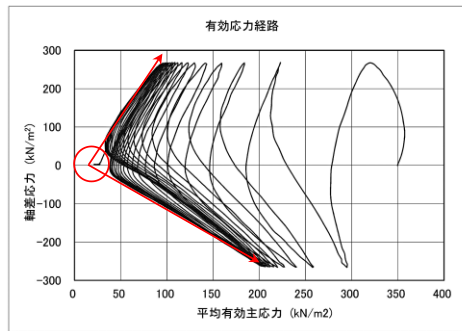
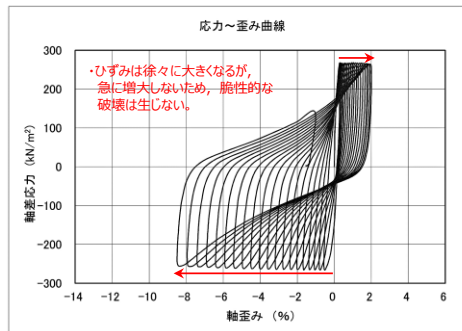


図 2-2 液状化強度試験結果 (E-1 : S1-23-3-2)





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

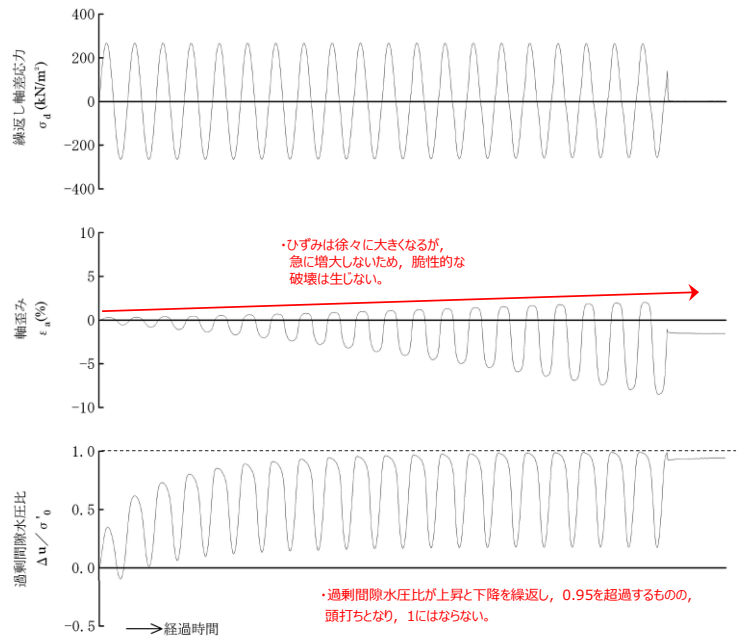
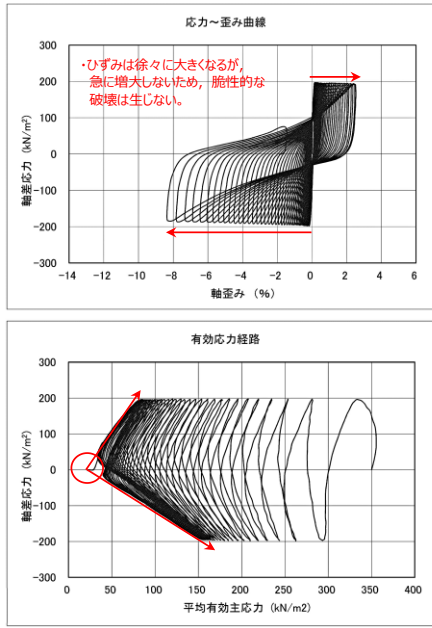
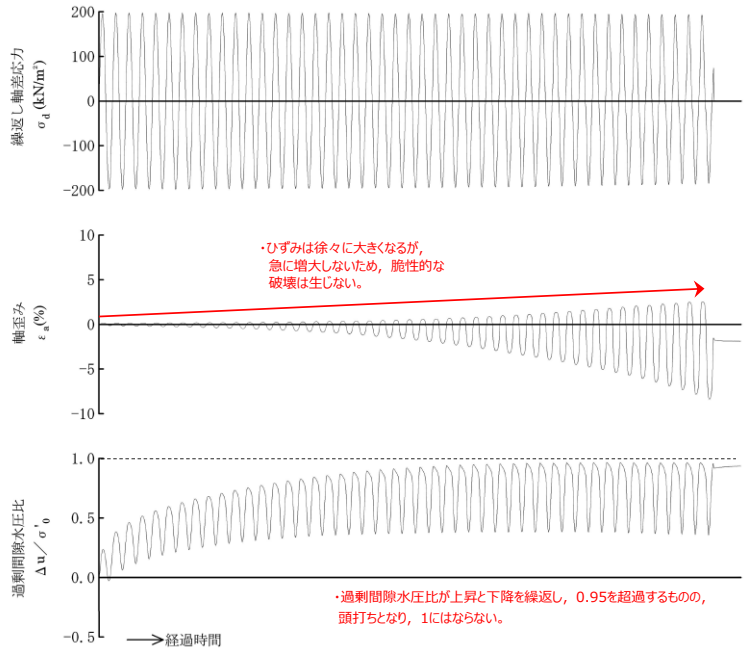


図 2-3 液状化強度試験結果 (E-1 : S1-24)



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

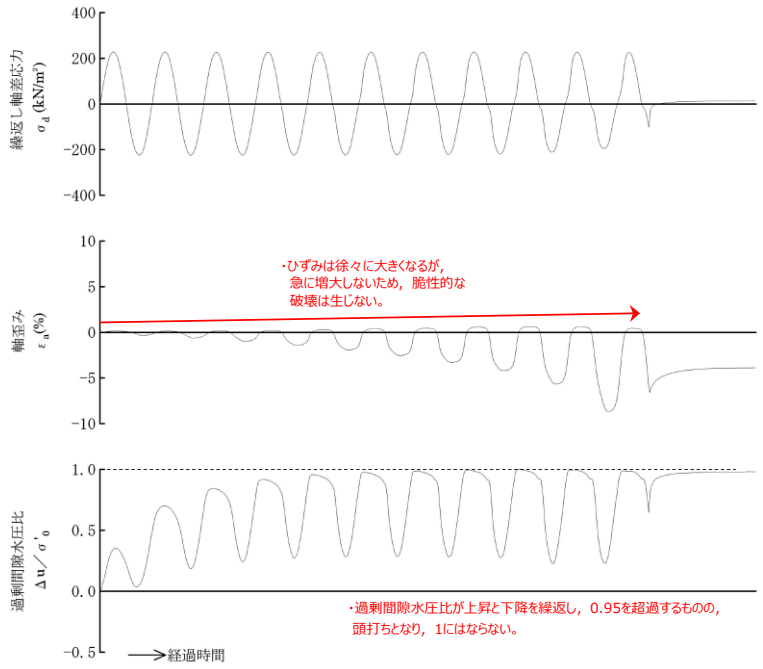
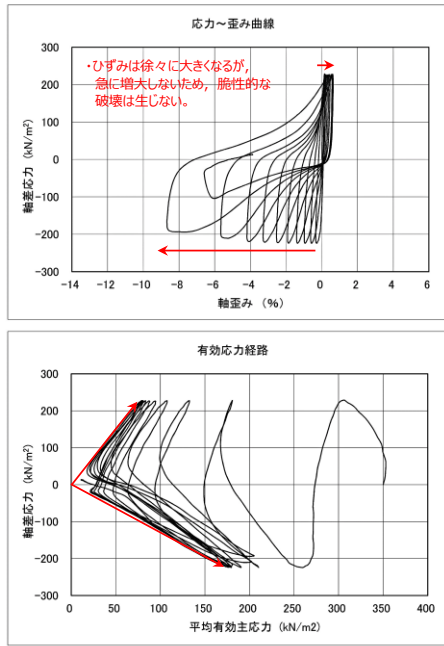


・ひずみは徐々に大きくなるが、急に増大しないため、脆性的な破壊は生じない。

・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 2-4 液状化強度試験結果 (E-1 : S1-25)





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

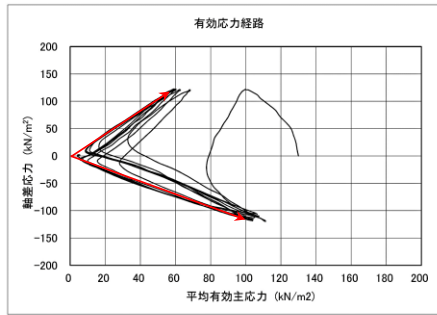
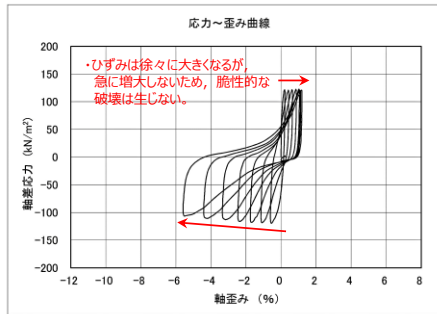
図 2-5 液状化強度試験結果 (E-1 : S1-26)

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 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$		2.714	2.716	2.723	
圧密応力 $\sigma'_c(\text{kN}/\text{m}^2)$		130	130	130	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_0$		0.463	0.522	0.551	
繰返し回数	軸 ひ ず み 両 振 幅	DA = 1%	1.5	2.5	0.6
		DA = 2%	2.5	9.5	1.5
		DA = 5%	6.0	37.6	5.0
		DA = 10%	-	92.9	7.0
	過剰間隙水圧比 95% $N_{u95}$	3.0	7.0	3.0	

■ : 最大間隙水圧比が1.0に近づく (0.95を超えるもの)

□ : DA=5%の値を繰返し回数Nとする



・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。

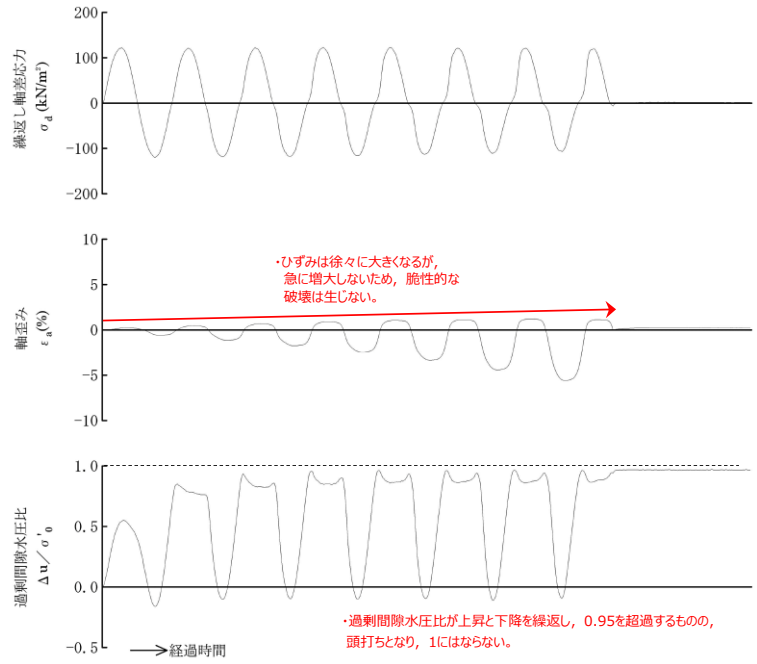


図 2-6 液状化強度試験結果 (E-2 : S2-9)

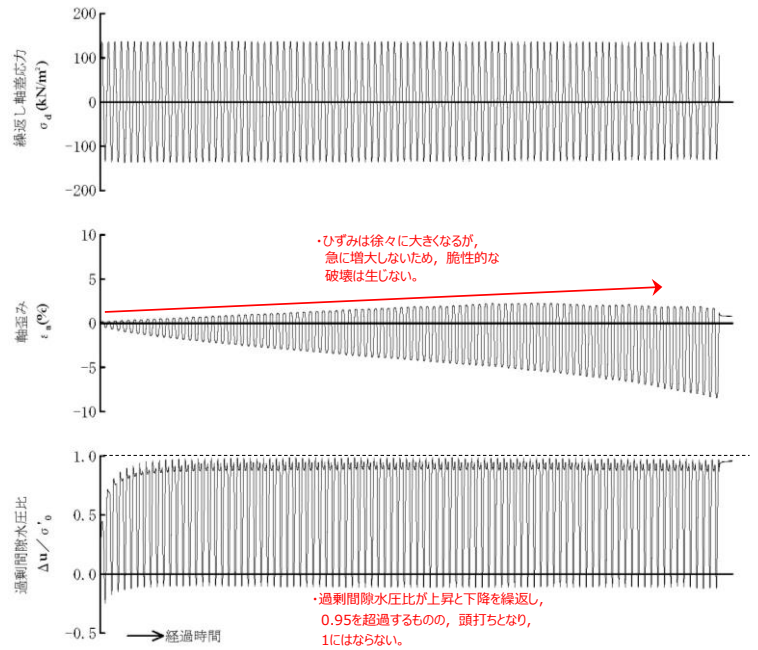
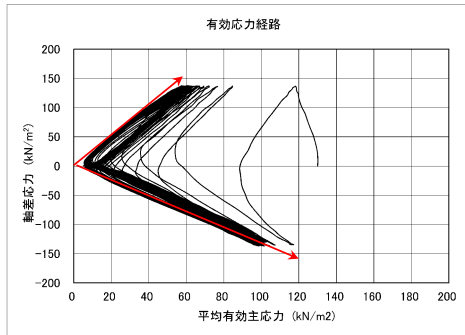
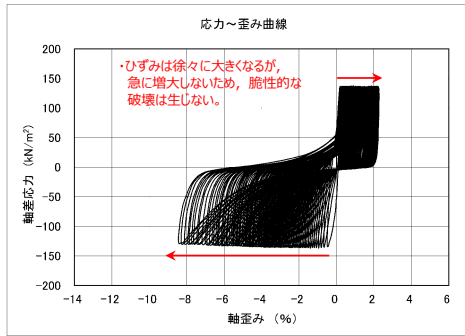
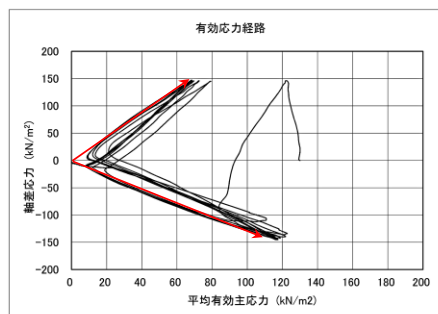
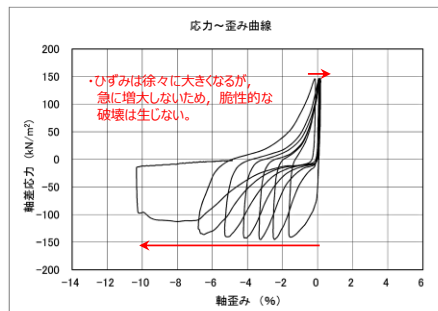


図 2-7 液状化強度試験結果 (E-2 : S2-10)



・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。

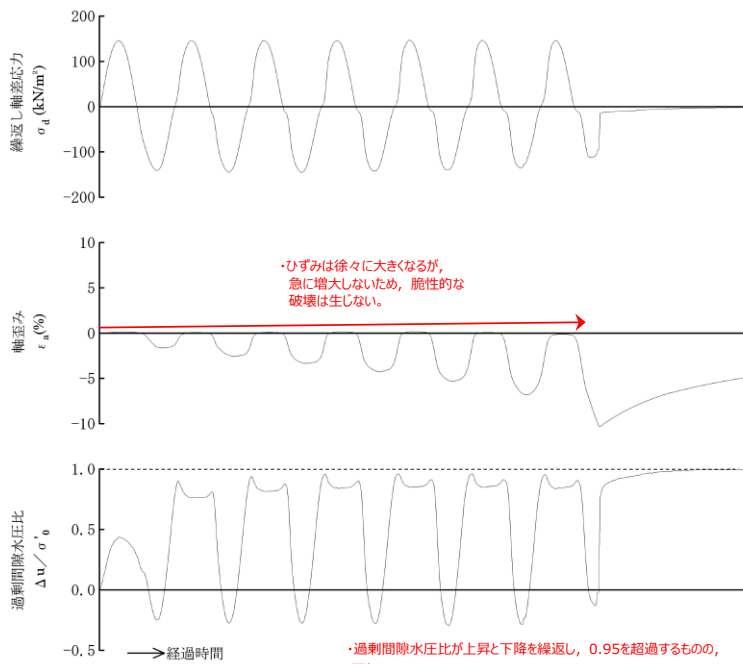


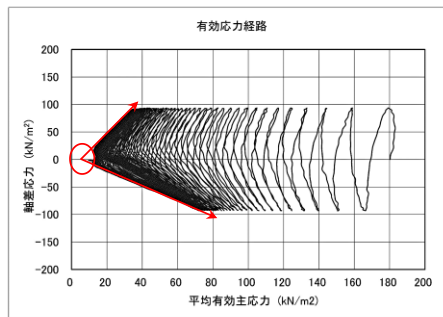
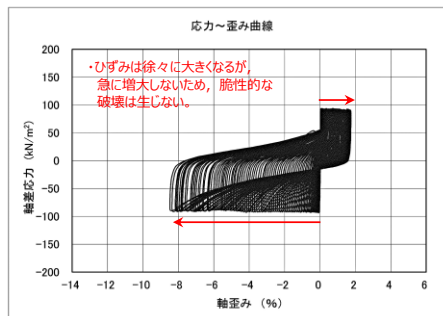
図 2-8 液状化強度試験結果 (E-2 : S2-14-1)

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 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$		2.641	2.619	2.685	
圧密応力 $\sigma'_c(\text{kN}/\text{m}^2)$		180	180	180	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_0$		0.258	0.323	0.357	
繰返し回数	軸ひずみ 両振幅	DA = 1%	20.9	4.5	3.5
		DA = 2%	28.9	7.5	5.5
		DA = 5%	49.8	14.1	10.0
		DA = 10%	97.9	26.9	-
	過剰間隙水圧比 95% $N_{u95}$		40.0	12.0	9.0

■ : 最大間隙水圧比が1.0に近づく (0.95を超えるもの)

□ : DA=5%の値を繰返し回数Nとする



・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。

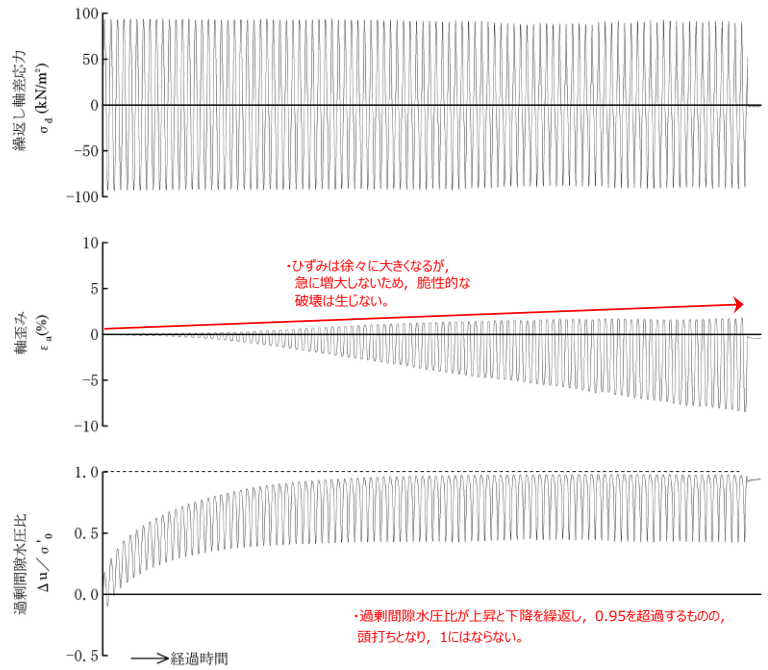
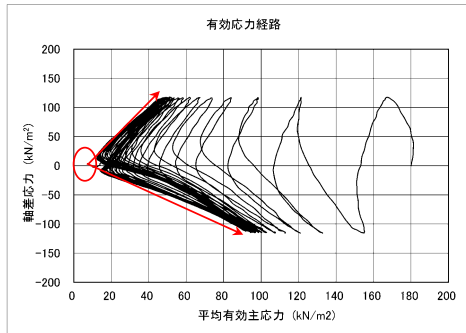
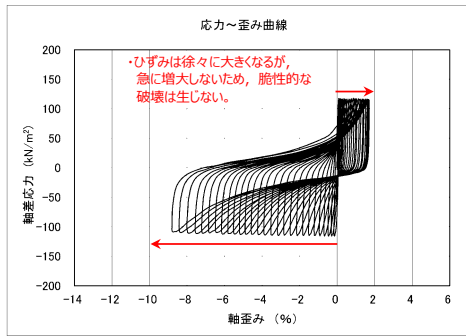


図 2-9 液状化強度試験結果 (E-3 : S3-9-1)



・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。

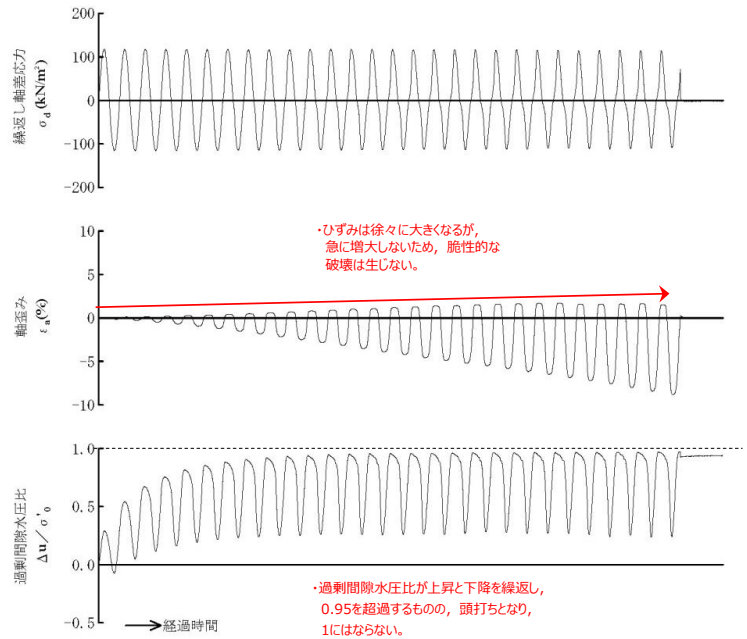
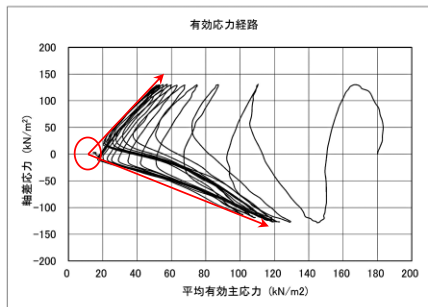
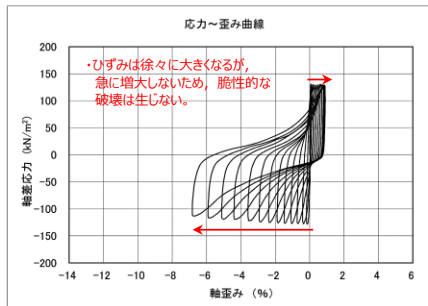


図 2-10 液状化強度試験結果 (E-3 : S3-9-2)





・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。

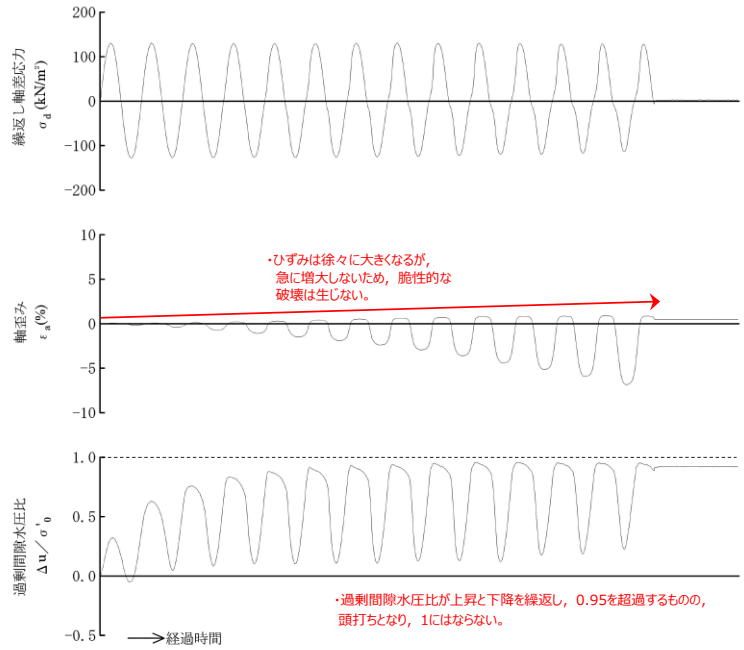


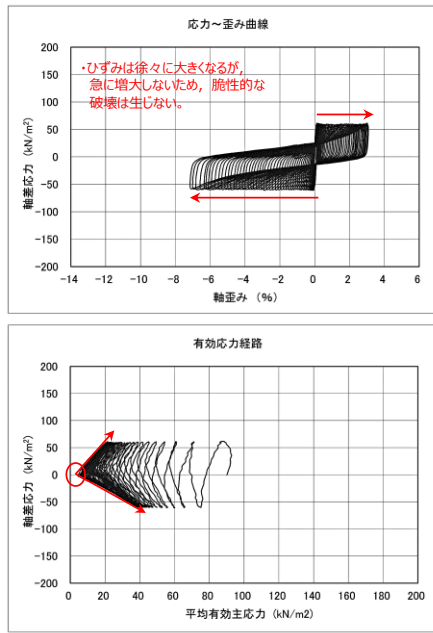
図 2-11 液状化強度試験結果 (E-3 : S3-11)

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	1	
土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.746		2.733	2.648	
圧密応力 $\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )		90		90	90	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_0$		0.336	0.435	0.560	0.636	
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なく、液状化になることはない。

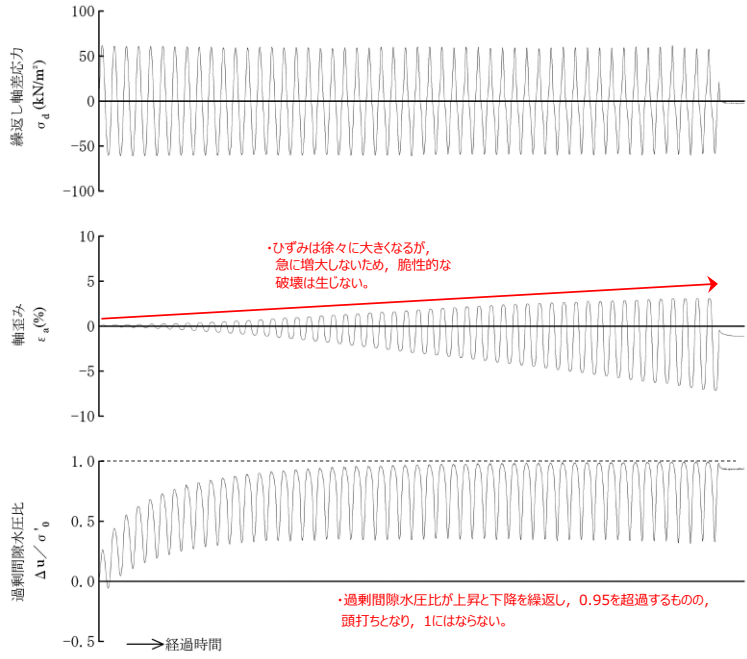
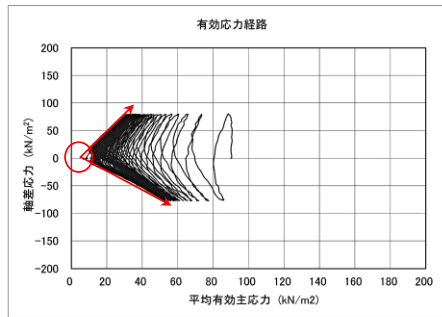
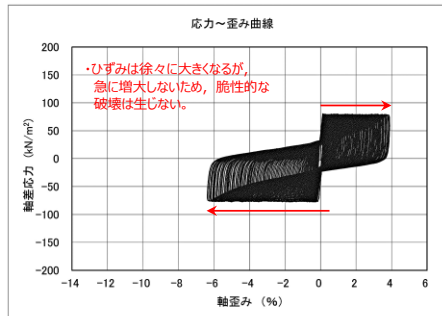


図 2-12 液状化強度試験結果 (E-4' : S4-5-1)



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。

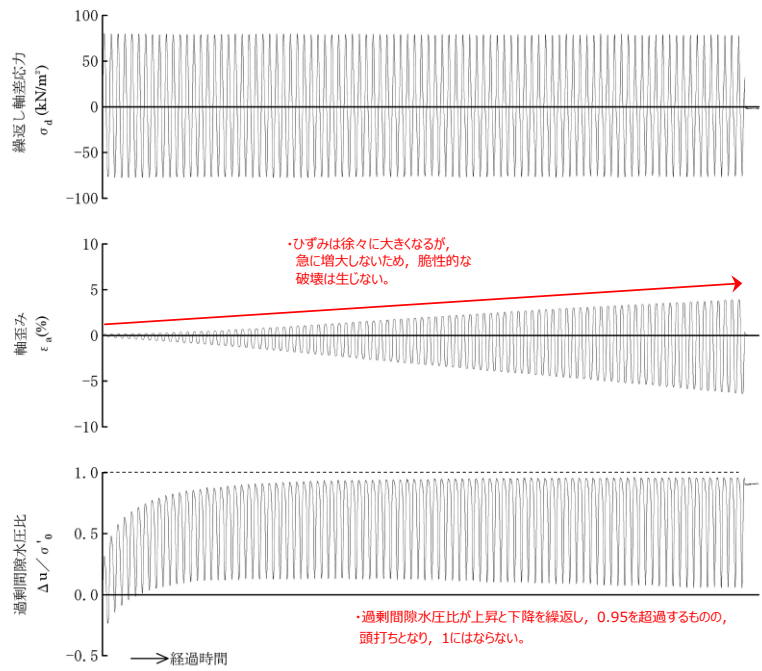


図 2-13 液状化強度試験結果 (E-4' : S4-5-2)

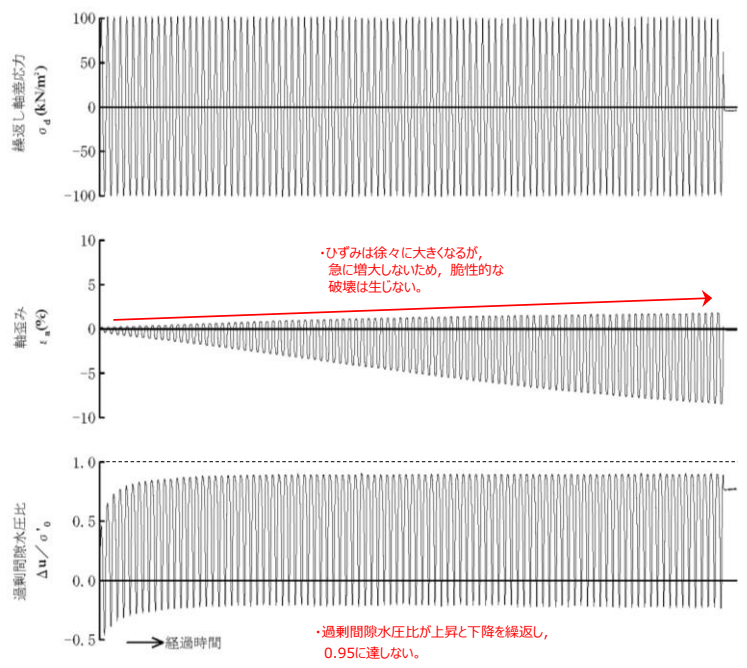
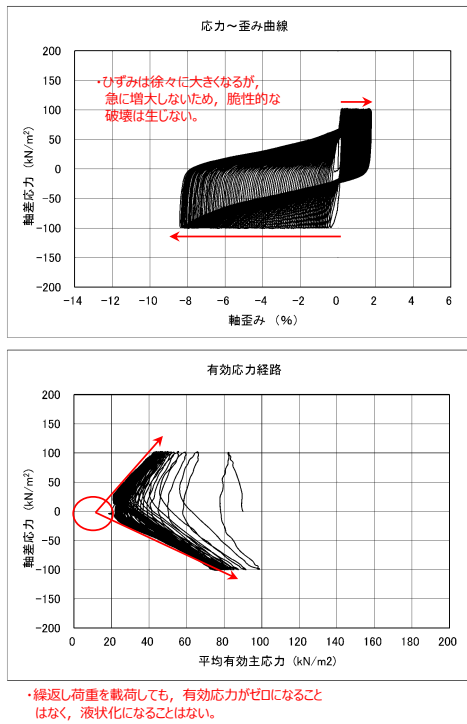
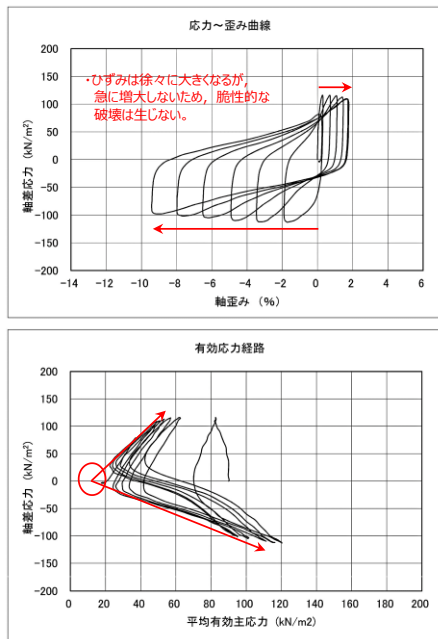
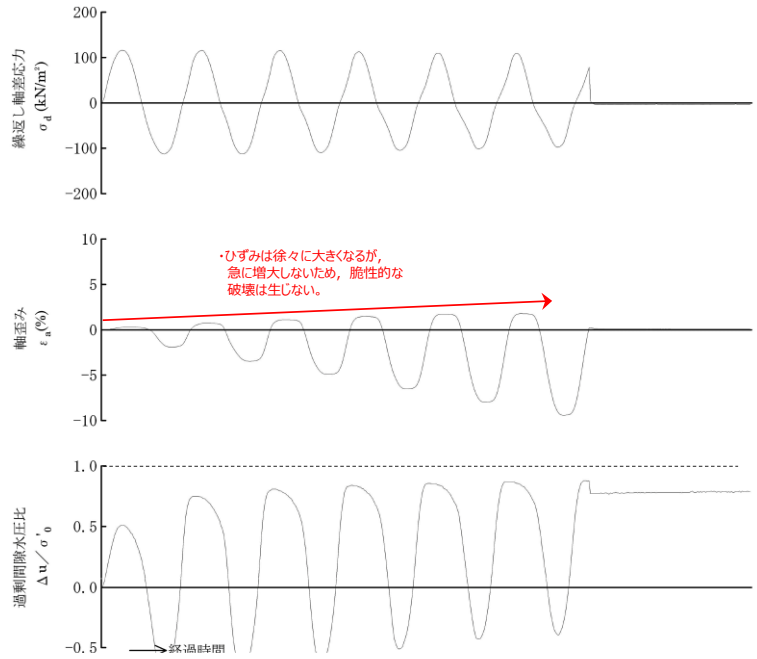


図 2-14 液状化強度試験結果 (E-4' : S4-6)



・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。



・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に達しない。

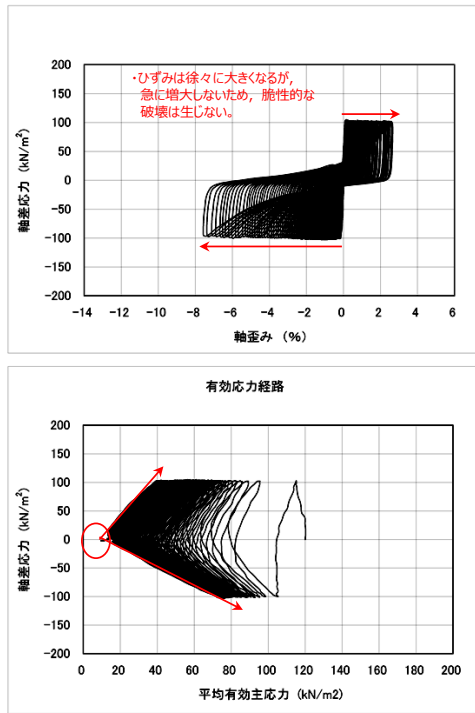
図 2-15 液状化強度試験結果 (E-4 : S4-8-2)

表 2-5 液状化強度試験結果 (E-5)

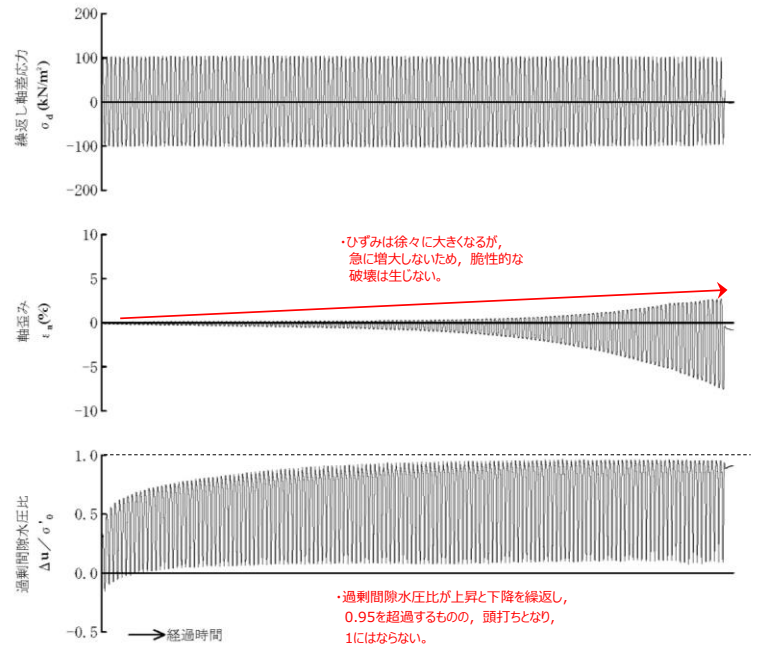
試料番号		S5-1	S5-3	
深度 (m)		1.50~2.35	3.35~3.98	
土質材料		埋戻土		
供試体 No.		1	1	
土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.687	2.705	
圧密応力 $\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )		120	120	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_0$		0.426	0.647	
繰返し回数	軸 ひ ず み 両 振 幅	DA = 1%	66.9	15.8
		DA = 2%	94.6	29.2
		DA = 5%	121.6	62.2
		DA =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

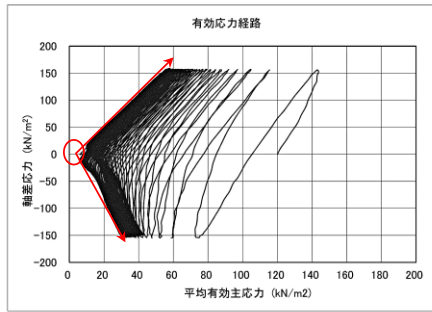
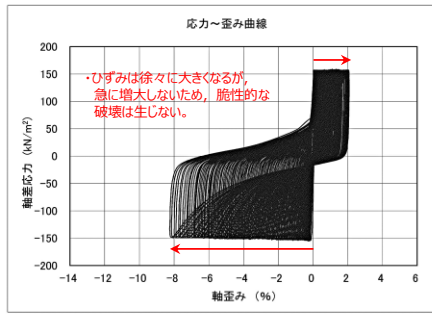


・ひずみは徐々に大きくなるが、急に増大しないため、脆性的な破壊は生じない。

・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)





・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。

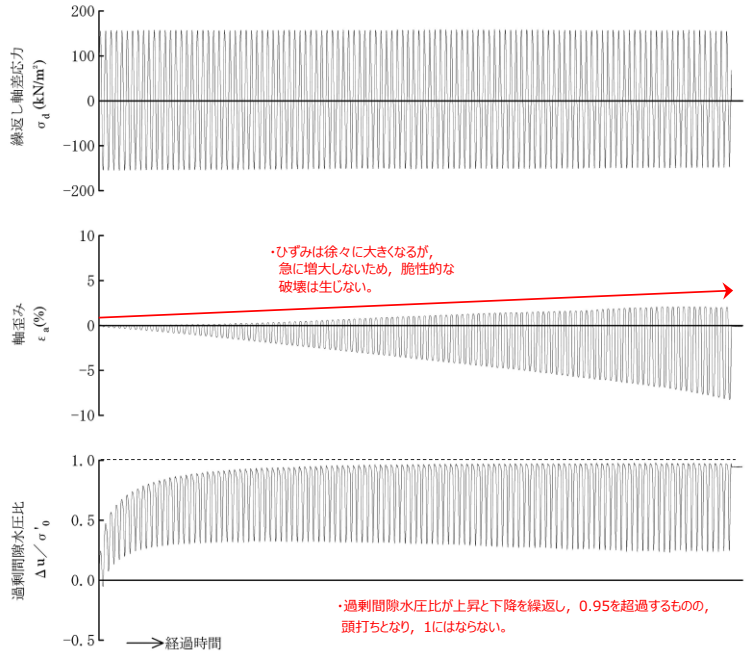


図 2-17 液状化強度試験結果 (E-5 : S5-3)

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 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.663	2.685	2.695	
圧密応力 $\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )		70	70	70	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_0$		0.276	0.461	0.345	
繰返し回数	軸 ひずみ 両 振幅	DA = 1%	30.6	8.0	10.0
		DA = 2%	41.9	17.8	16.9
		DA = 5%	69.9	34.7	35.6
		DA = 10%	118.7	47.9	54.0
	過剰間隙水圧比 95% $N_{u95}$	43.0	30.0	17.0	

■ : 最大間隙水圧比が1.0に近づく (0.95を超えるもの)

□ : DA=5%の値を繰返し回数Nとする

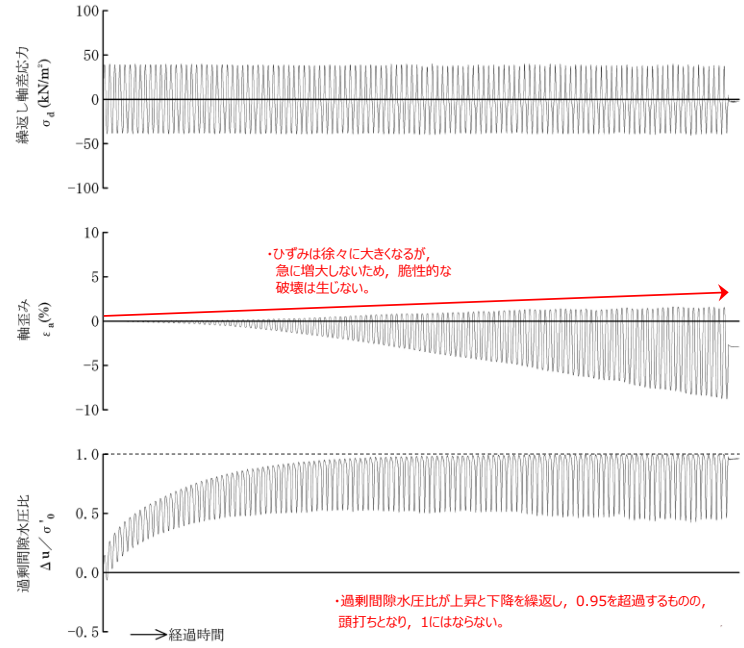
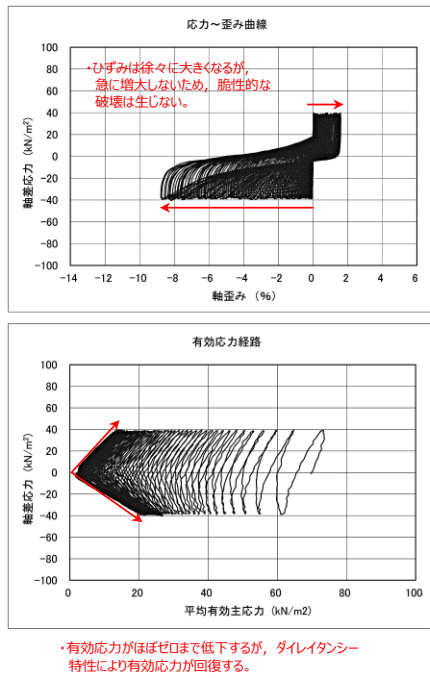


図 2-18 液状化強度試験結果 (E-6 : S6-1-1)

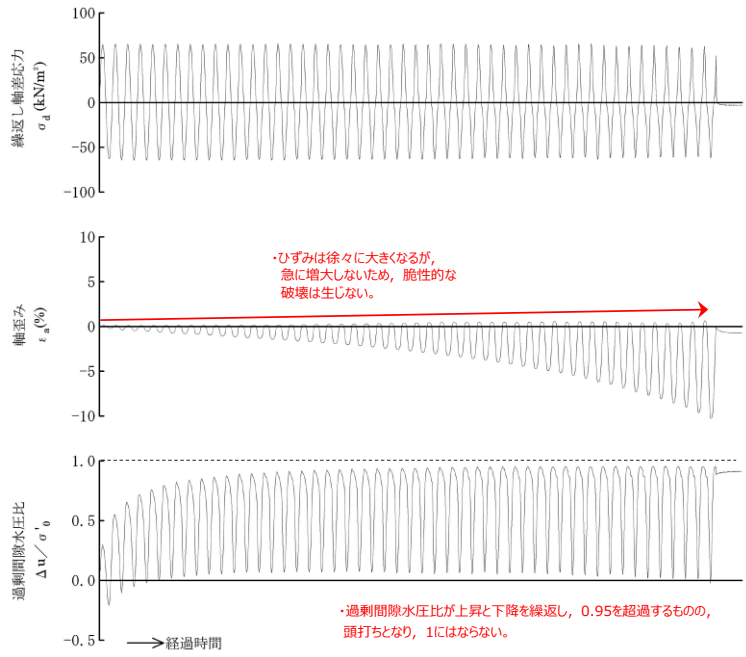
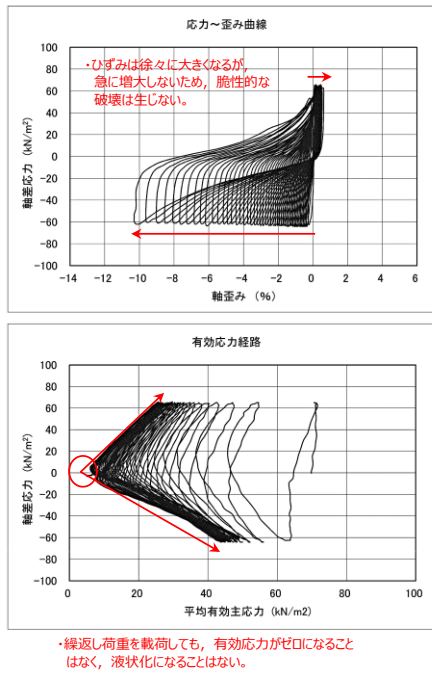


図 2-19 液状化強度試験結果 (E-6 : S6-1-2)

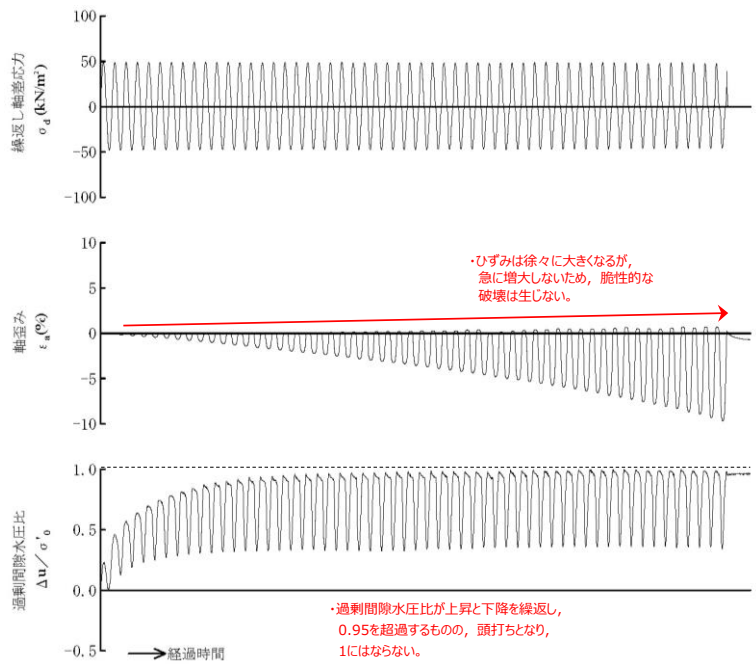
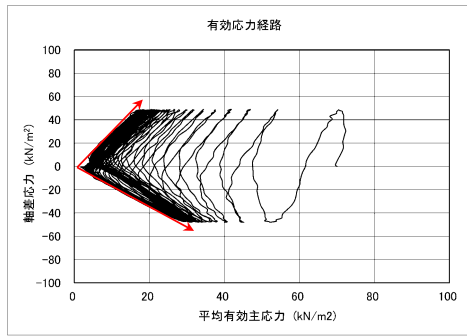
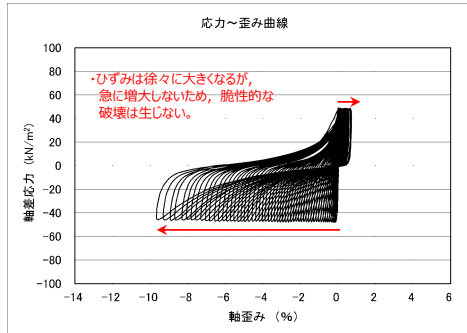


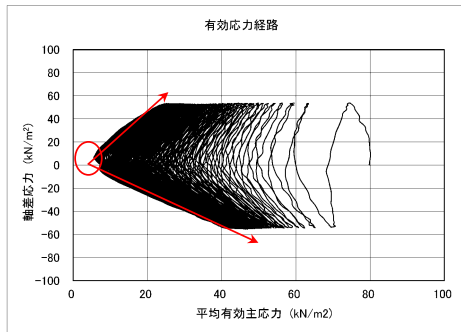
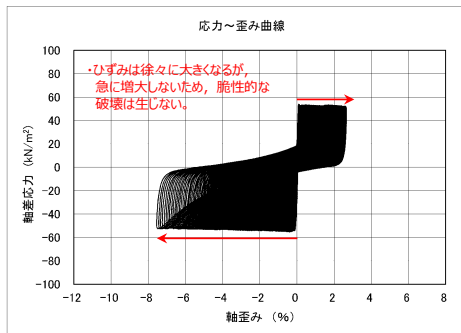
図 2-20 液状化強度試験結果 (E-6 : S6-3)

表 2-7 液状化強度試験結果 (E-7) (埋戻土)

試料番号		S7-3			
深度 (m)		3.40~4.40	3.40~4.40	3.40~4.40	
土質材料		埋戻土			
供試体 No.		1	3	4	
土粒子の密度 $\rho_s$ (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。

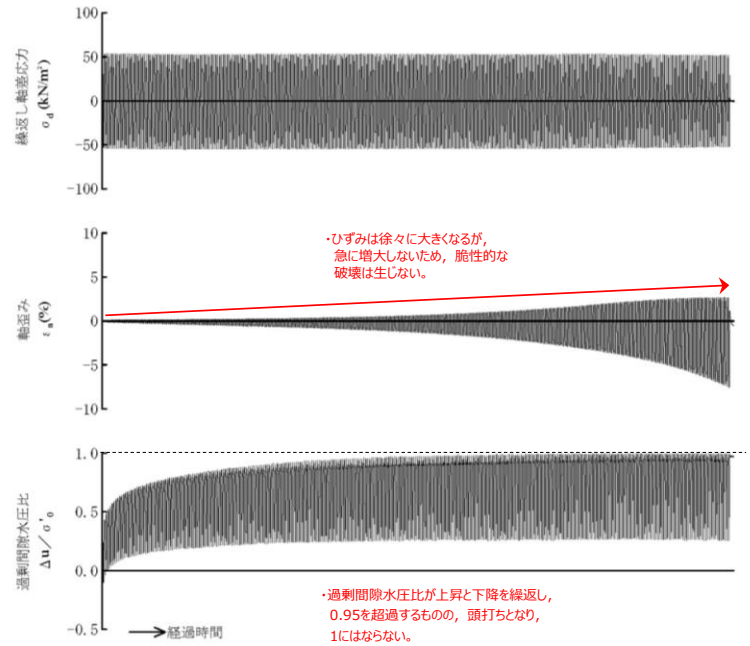
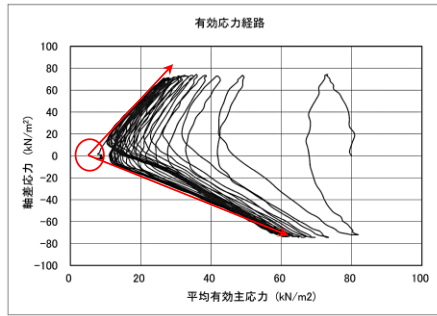
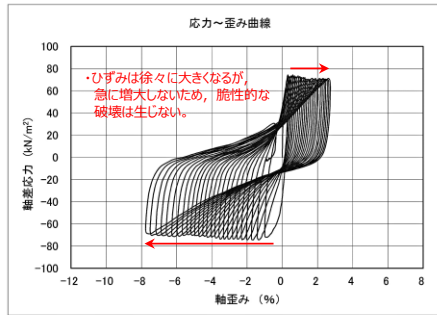


図 2-21 液状化強度試験結果 (E-7 : S7-3-1) (埋戻土)



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

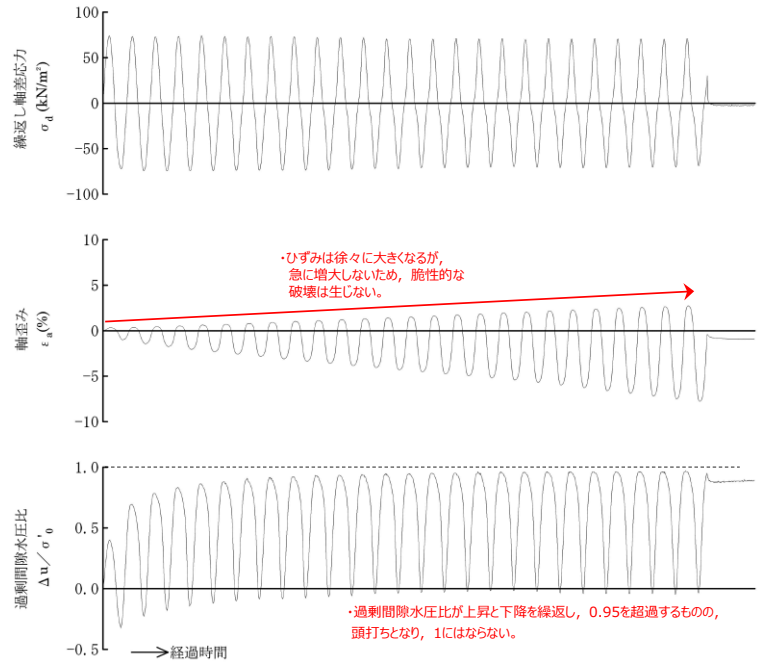
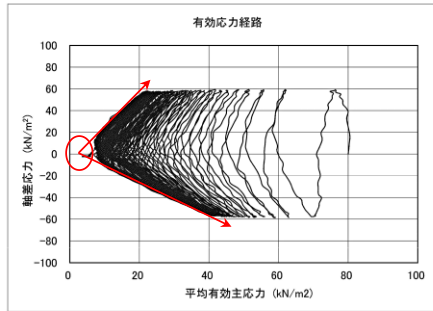
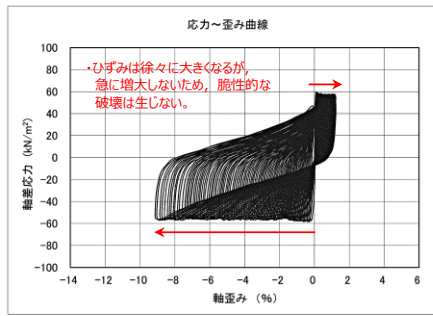


図 2-22 液状化強度試験結果 (E-7 : S7-3-3) (埋戻土)





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

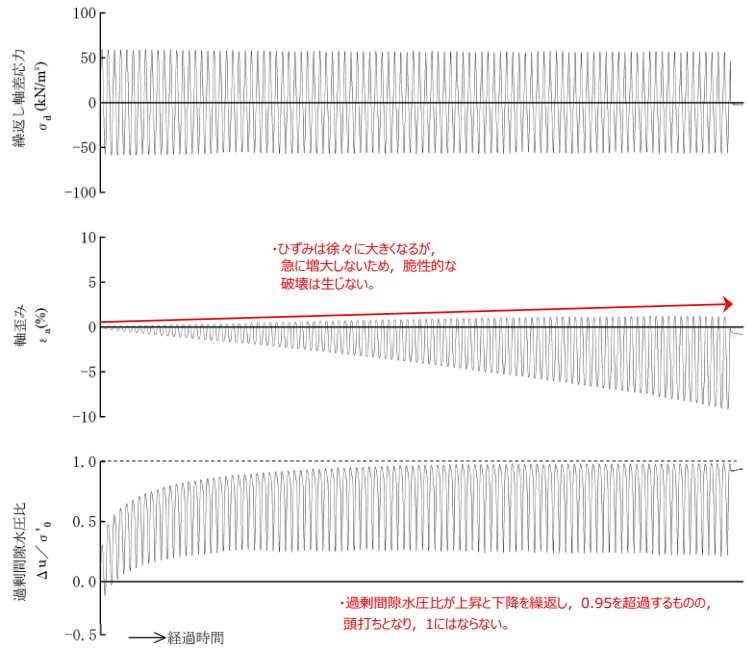


図 2-23 液状化強度試験結果 (E-7 : S7-3-4) (埋戻土)

表 2-8 液状化強度試験結果 (E-7) (砂礫層)

試料番号		S7-15	S7-16		S7-17	
深度 (m)		15.70~16.60	16.00~16.80		17.60~18.60	
土質材料		砂礫層				
供試体 No.		1	1	2	1	
土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.702	2.707		2.709	
圧密応力 $\sigma'_o$ (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

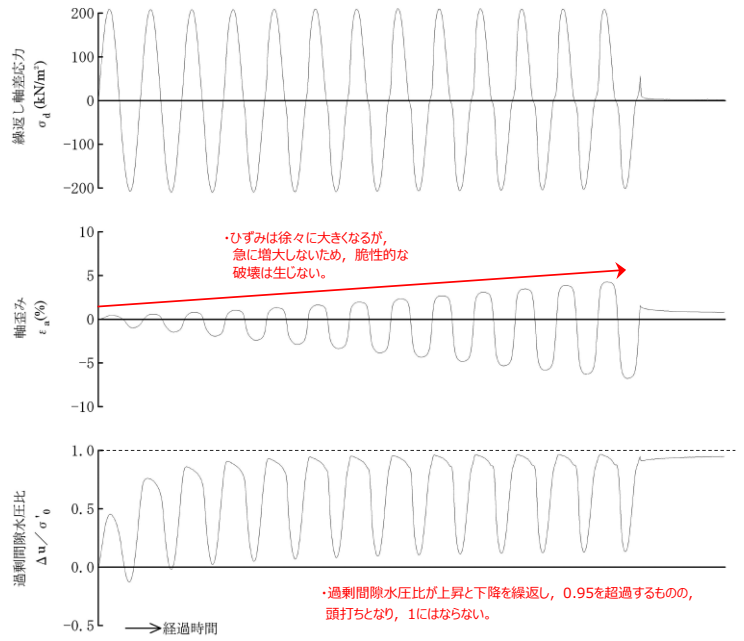
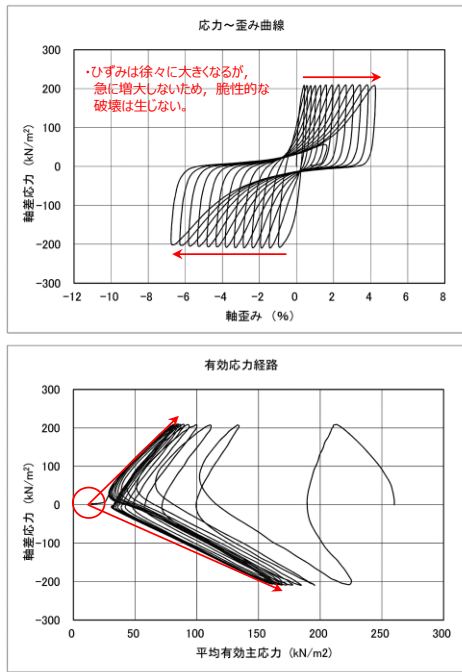
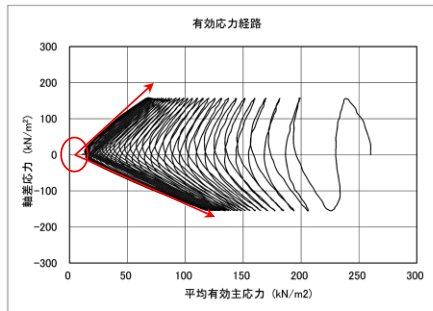
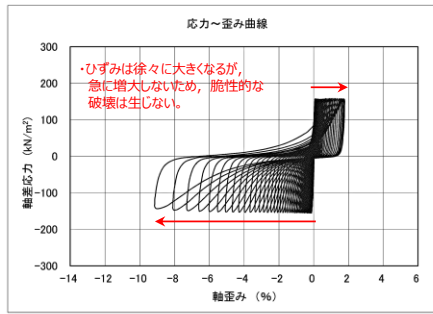


図 2-24 液状化強度試験結果 (E-7 : S7-15) (砂礫層)



・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。

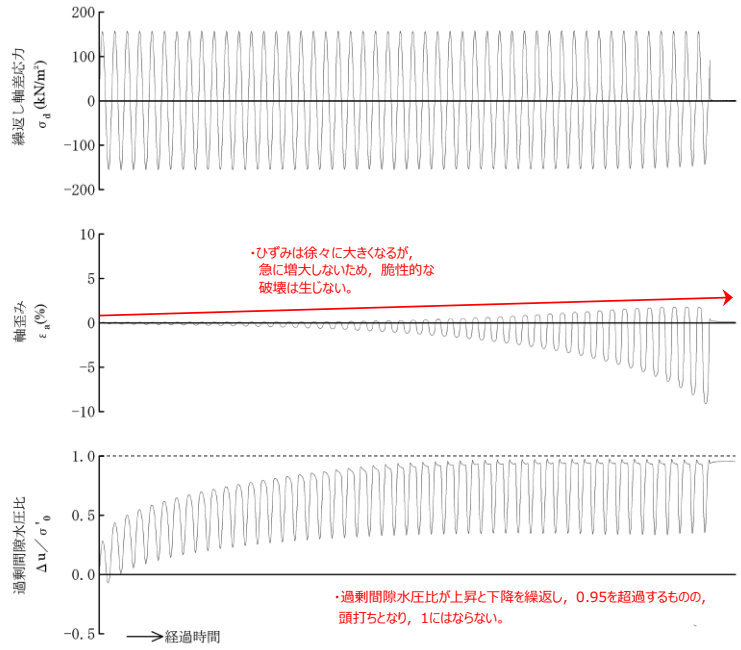


図 2-25 液状化強度試験結果 (E-7 : S7-16-1) (砂礫層)

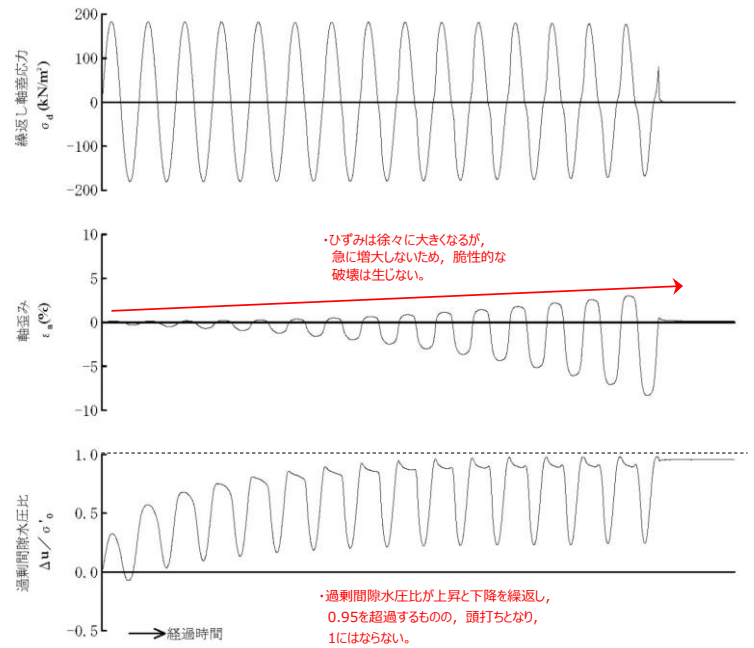
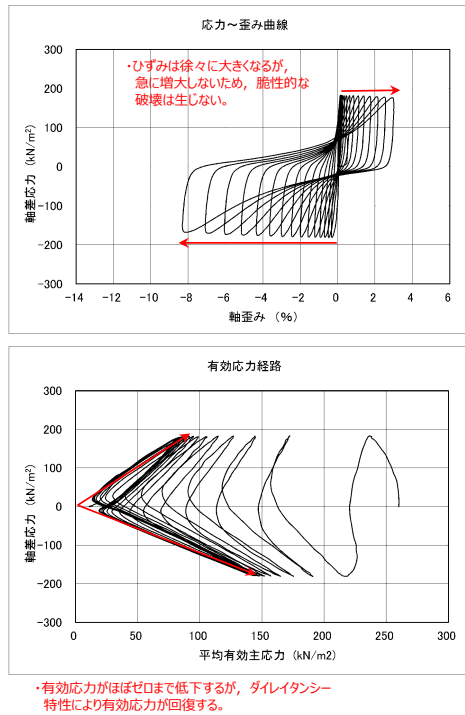


図 2-26 液状化強度試験結果 (E-7 : S7-16-2) (砂礫層)

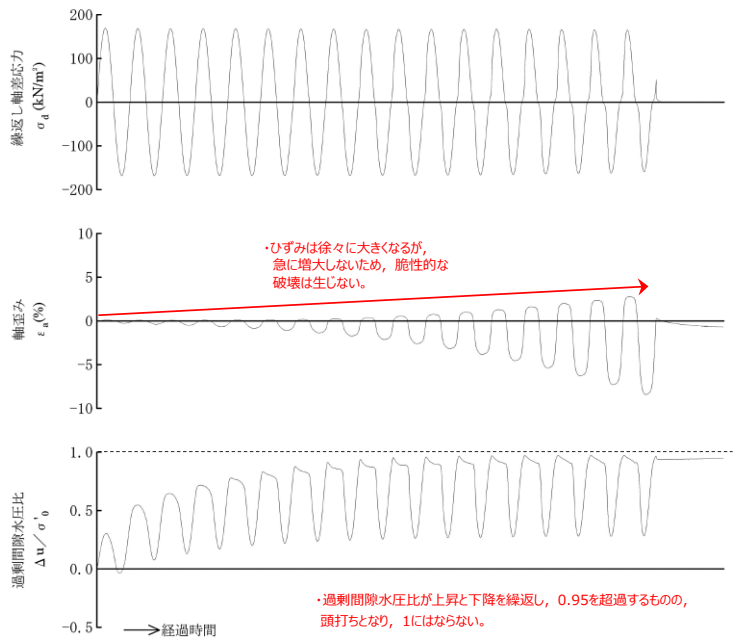
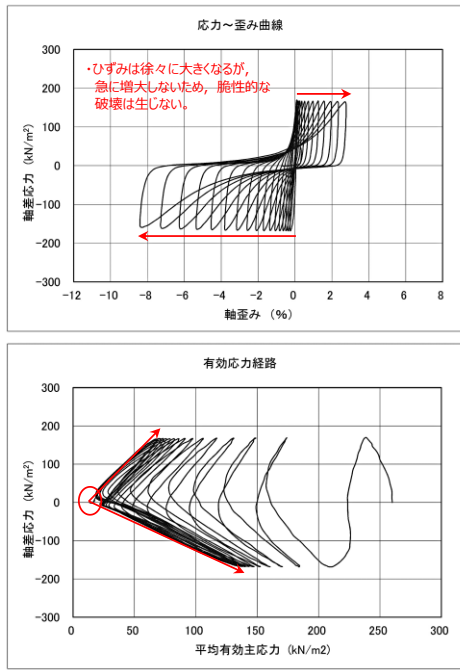


図 2-27 液状化強度試験結果 (E-7 : S7-17) (砂礫層)

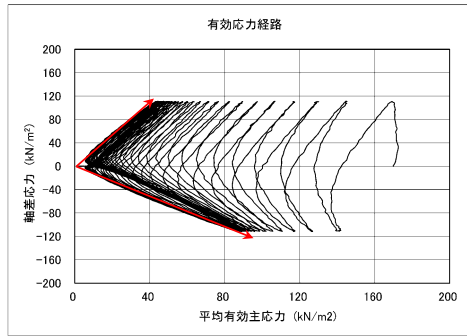
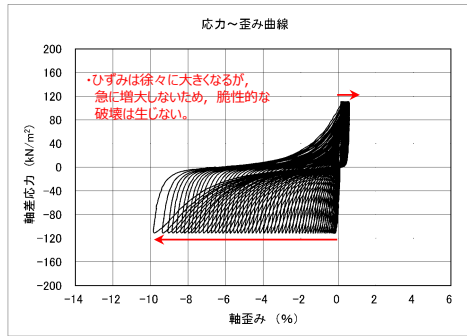
表 2-9 液状化強度試験結果 (E-8) (埋戻土)

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	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





有効応力がほぼゼロまで低下するが、ダレイテンション特性により有効応力が回復する。

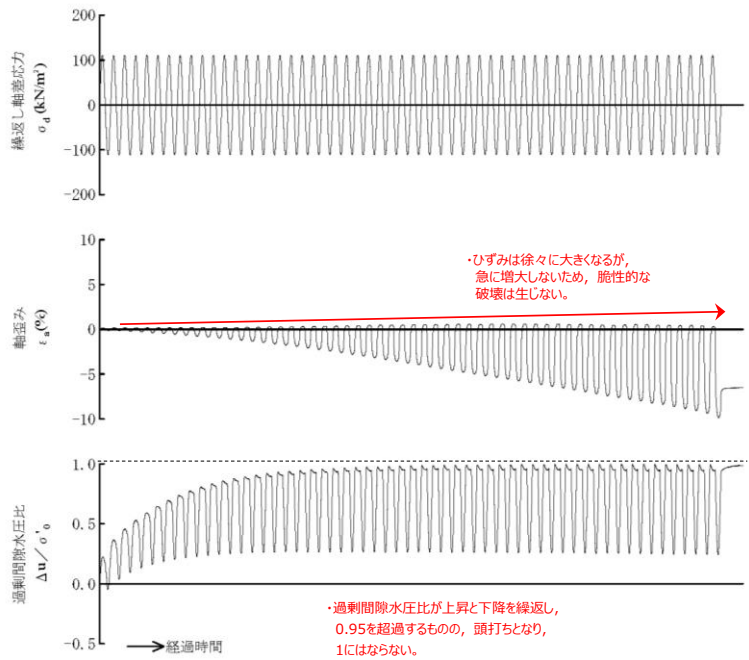
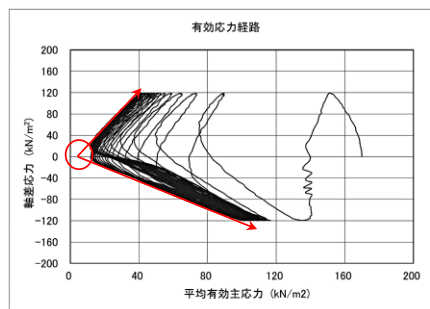
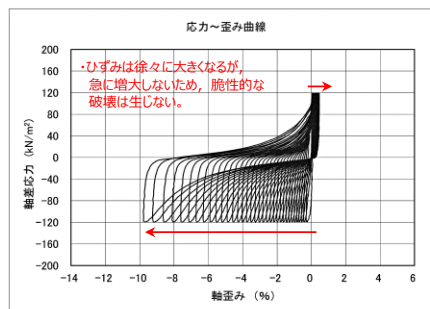


図 2-28 液状化強度試験結果 (E-8 : S8-2) (埋戻土)



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

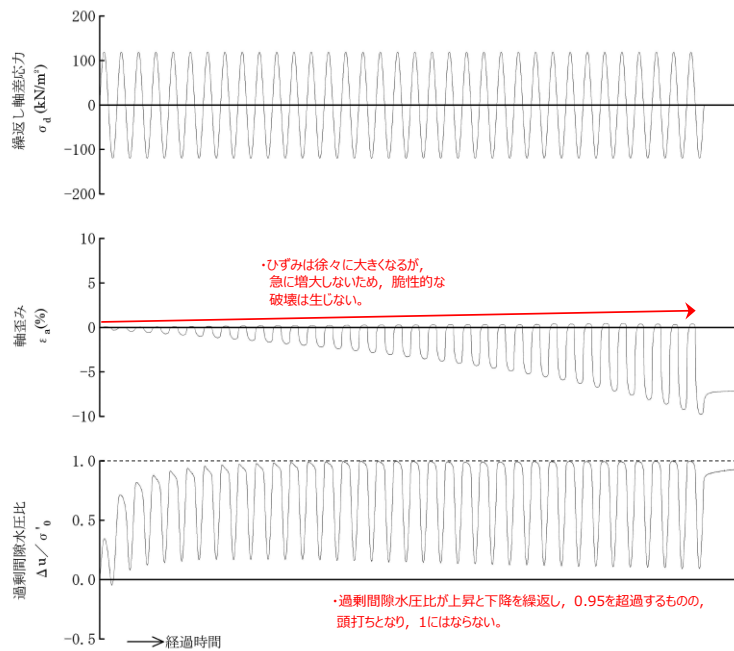
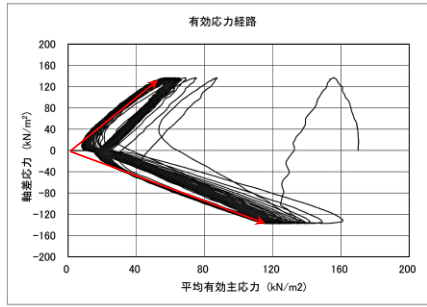
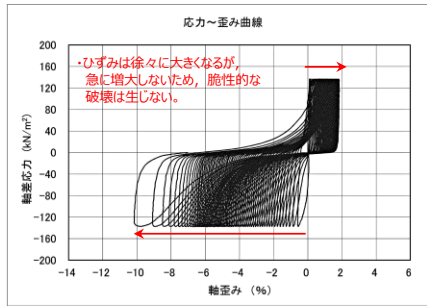


図 2-29 液状化強度試験結果 (E-8 : S8-4-3) (埋戻土)



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

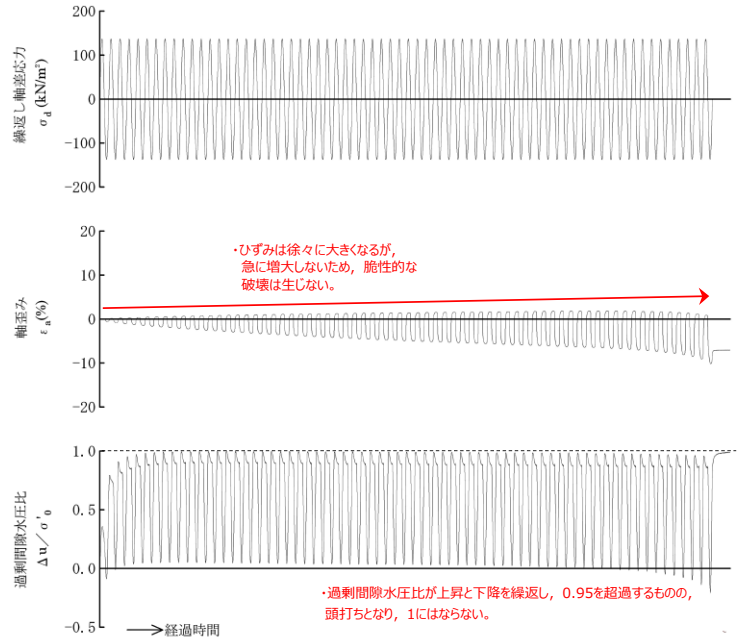


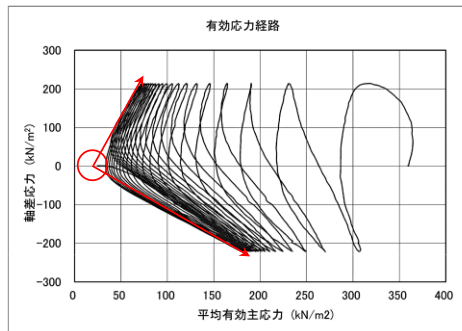
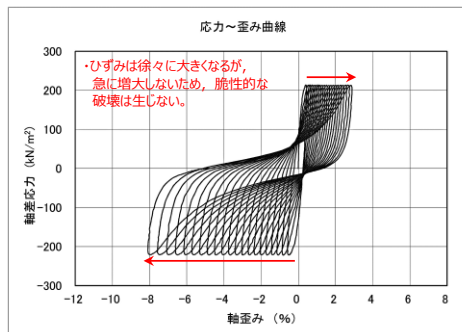
図 2-30 液状化強度試験結果 (E-8 : S8-4-4) (埋戻土)

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% $N_{95}$	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。

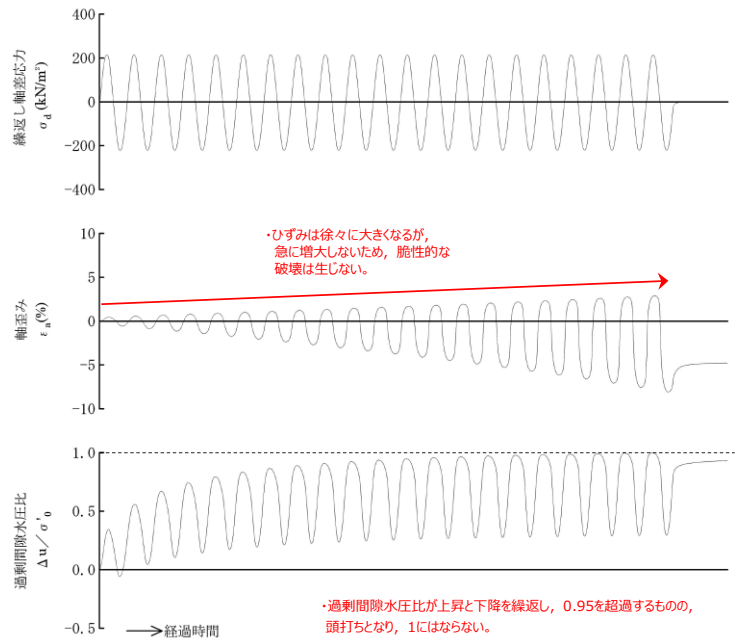


図 2-31 液状化強度試験結果 (E-8 : S8-23-1) (砂礫層)

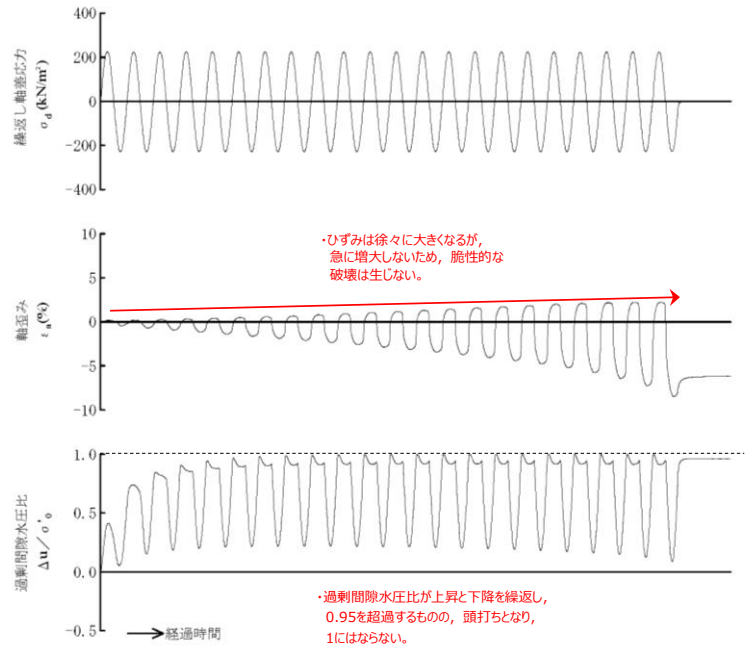
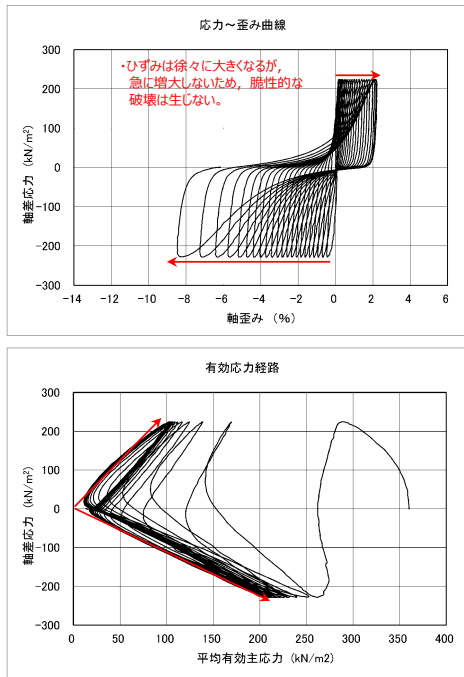
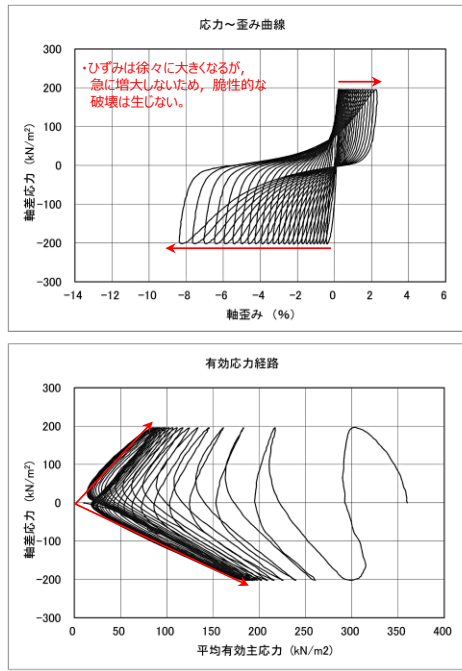
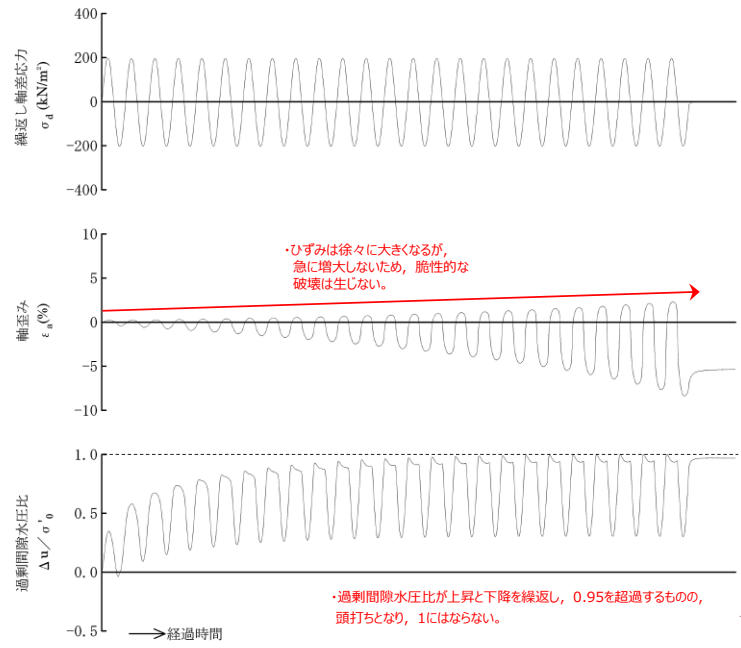


図 2-32 液状化強度試験結果 (E-8 : S8-24-1) (砂礫層)



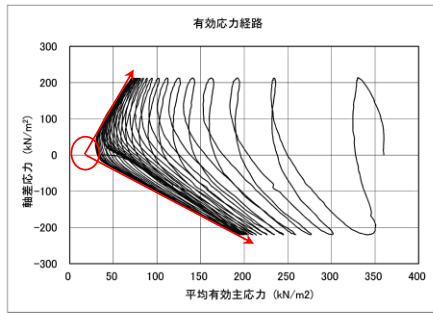
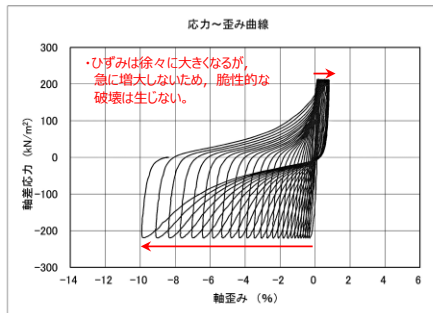
・有効応力がほぼゼロまで低下するが、ダイレイタンシー特性により有効応力が回復する。



・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 2-33 液状化強度試験結果 (E-8 : S8-24-2) (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。

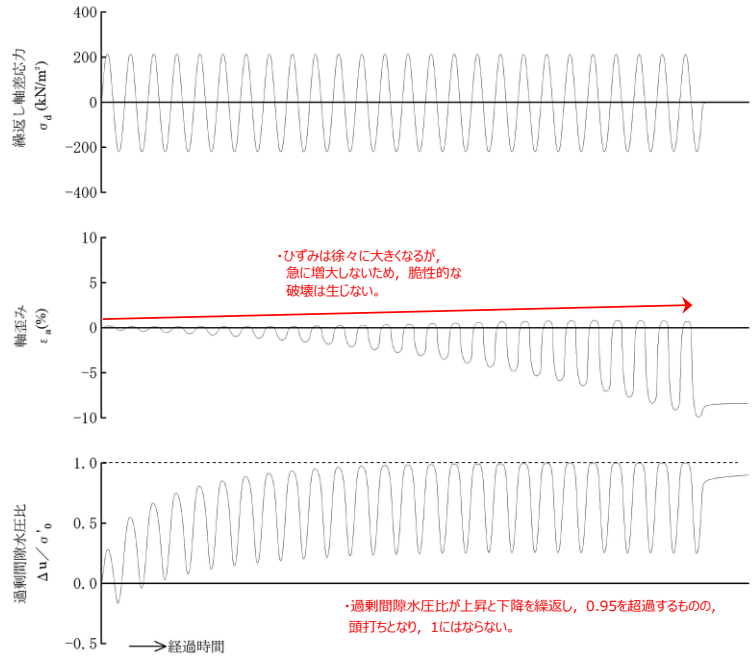


図 2-34 液状化強度試験結果 (E-8 : S8-25-1) (砂礫層)



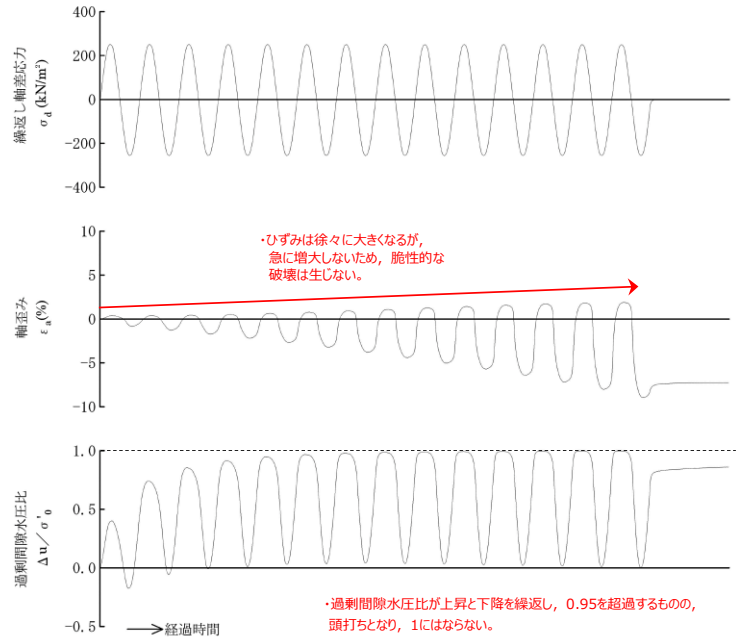
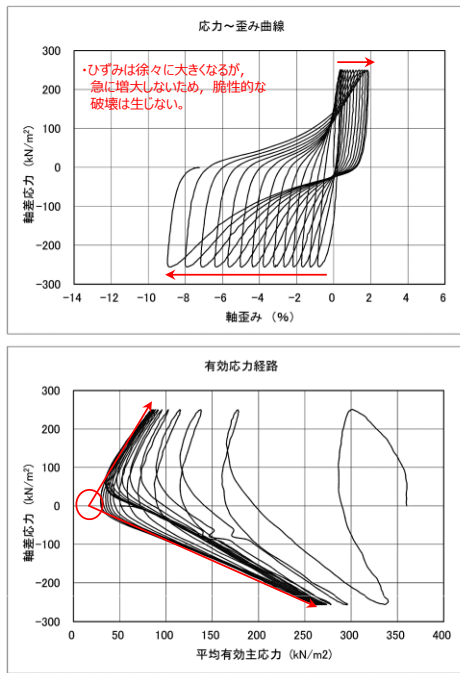


図 2-35 液状化強度試験結果 (E-8 : S8-25-2) (砂礫層)

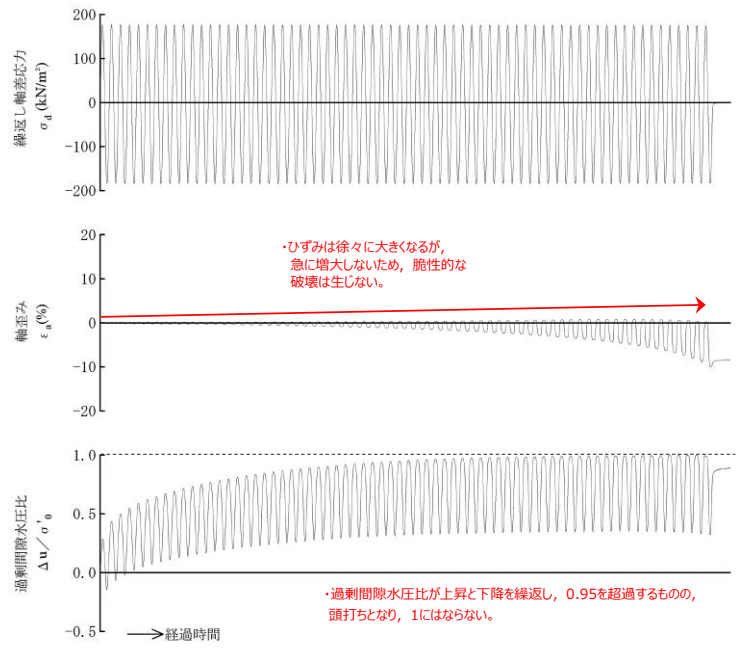
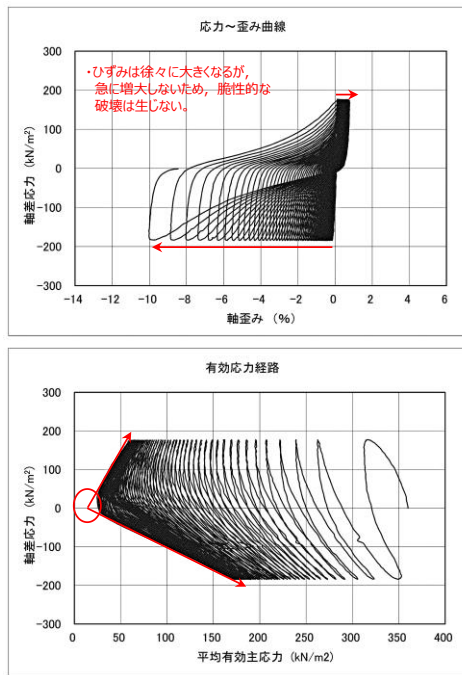


図 2-36 液状化強度試験結果 (E-8 : S8-25-3) (砂礫層)

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 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.647	2.647	
圧密応力 $\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )		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

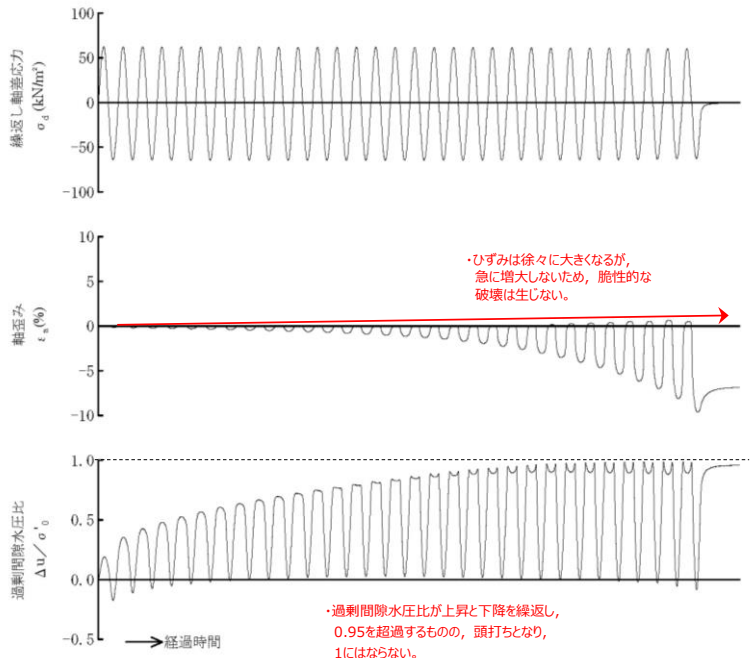
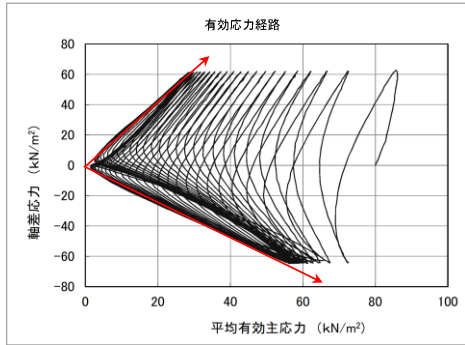
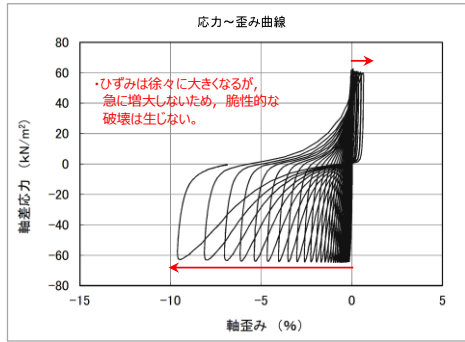


図 2-37 液状化強度試験結果 (A-1)

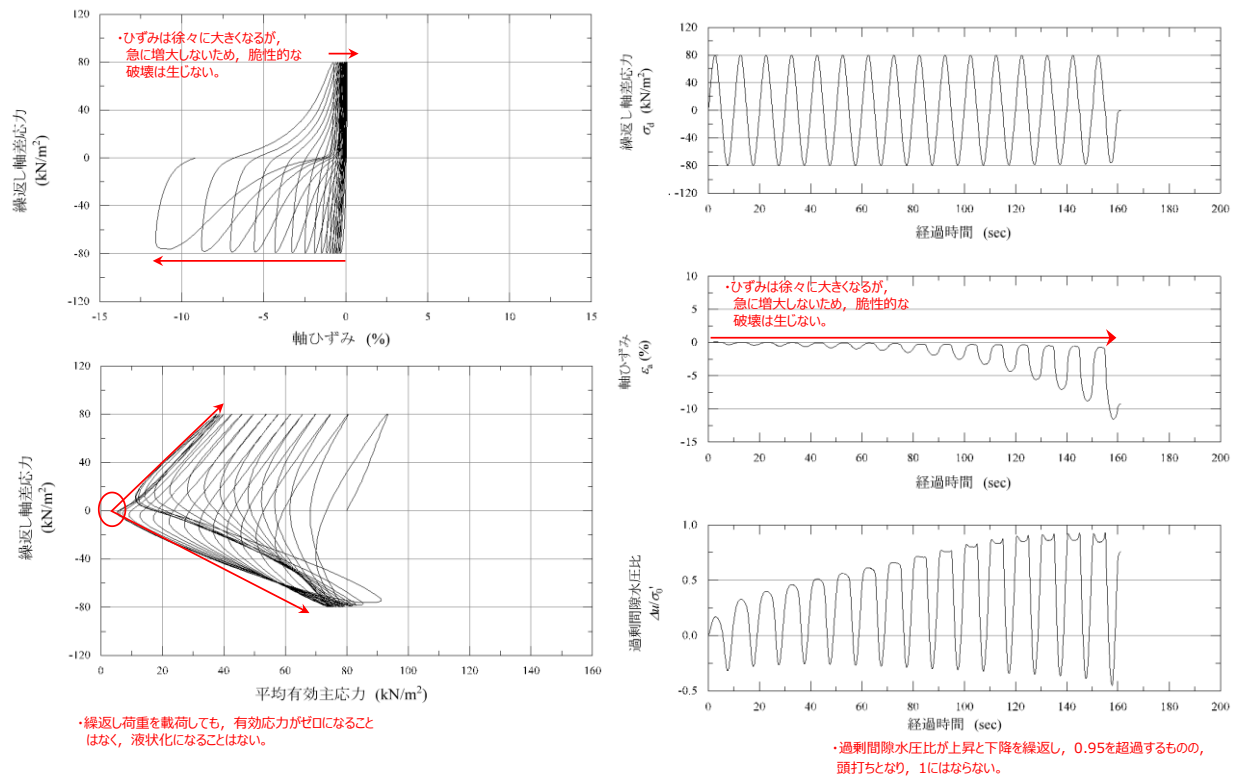


図 2-38 液状化強度試験結果 (A-2)

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 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$		2.684	2.684	
圧密応力 $\sigma'_c(\text{kN}/\text{m}^2)$		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	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

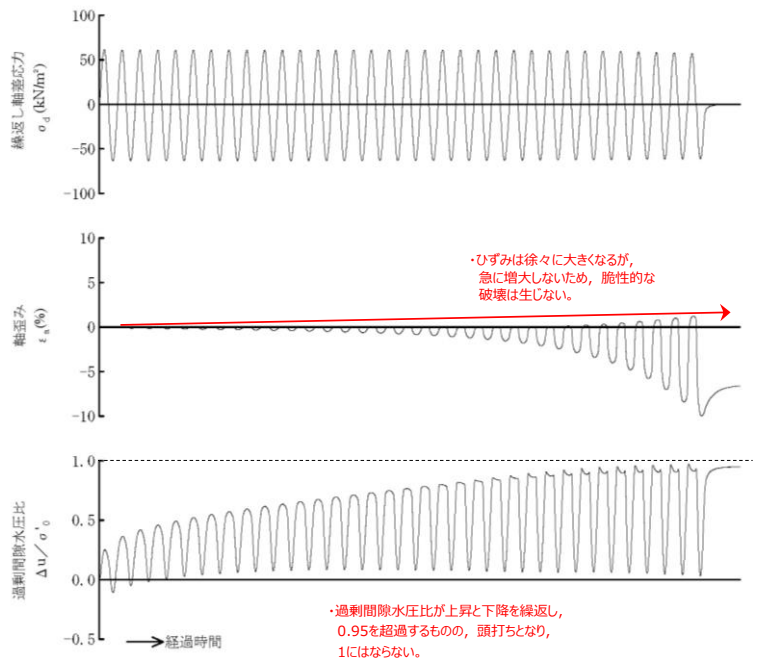
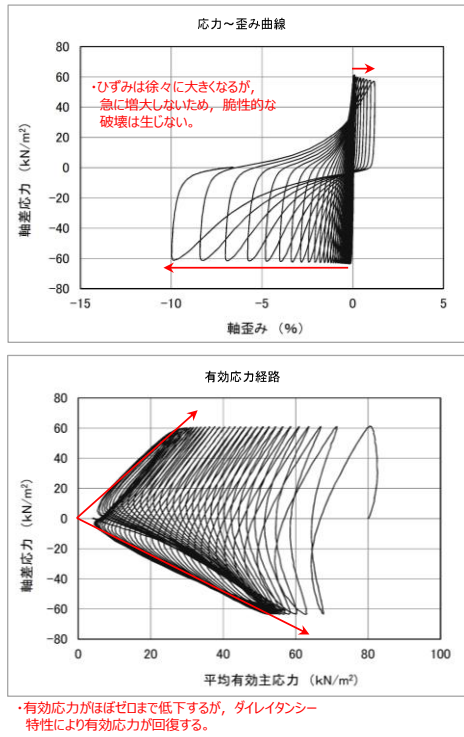


図 2-39 液状化強度試験結果 (B-1)

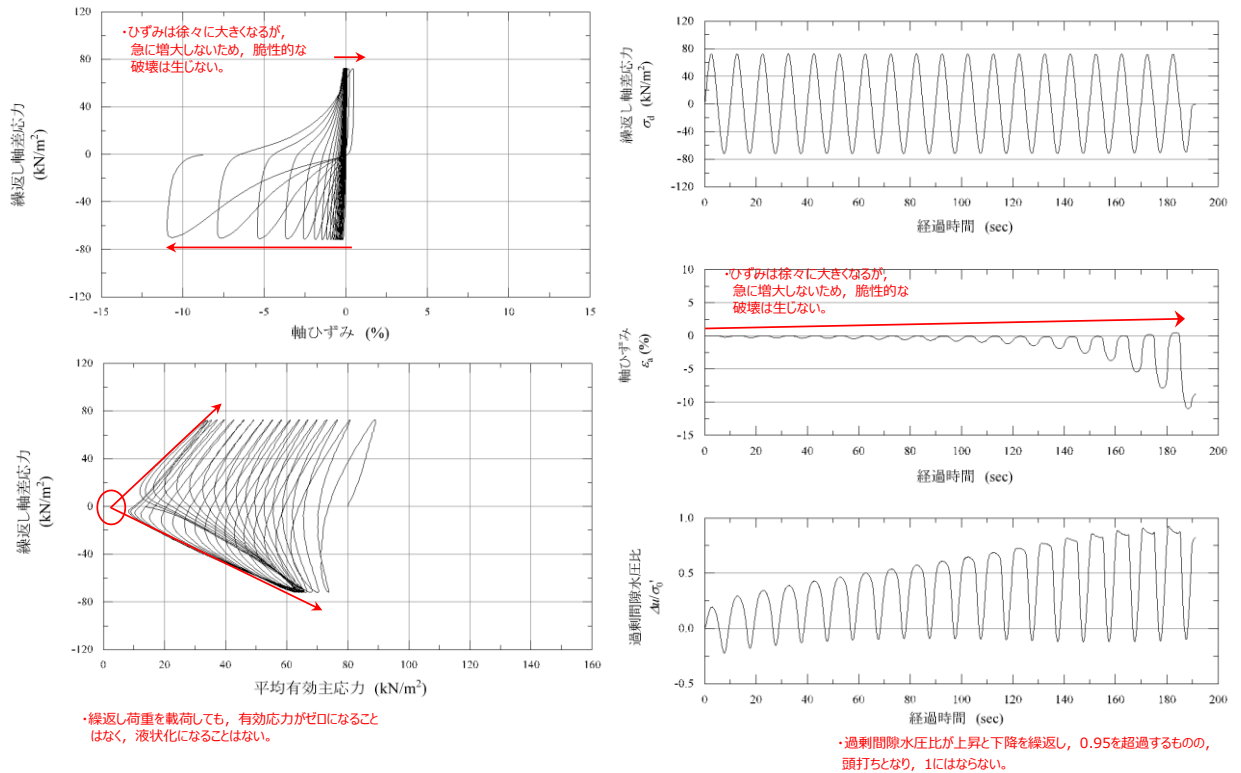


図 2-40 液状化強度試験結果 (B-2)



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 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.659	2.659	2.659	2.659	
圧密応力 $\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )		120	80	80	80	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_0$		0.350	0.391	0.514	0.655	
繰返し回数	軸 ひ ず み 幅	DA = 1%	28.0	24.0	6.5	1.5
		DA = 2%	36.0	33.0	11.0	4.5
		DA = 5%	42.0	40.0	17.0	8.0
		DA = 10%	47.0	46.0	21.0	10.0
	過剰間隙水圧比 95% $N_{u95}$		43.0	39.0	18.0	9.5

■ : 最大間隙水圧比が1.0に近づく (0.95を超えるもの)

□ : DA=5%の値を繰返し回数Nとする

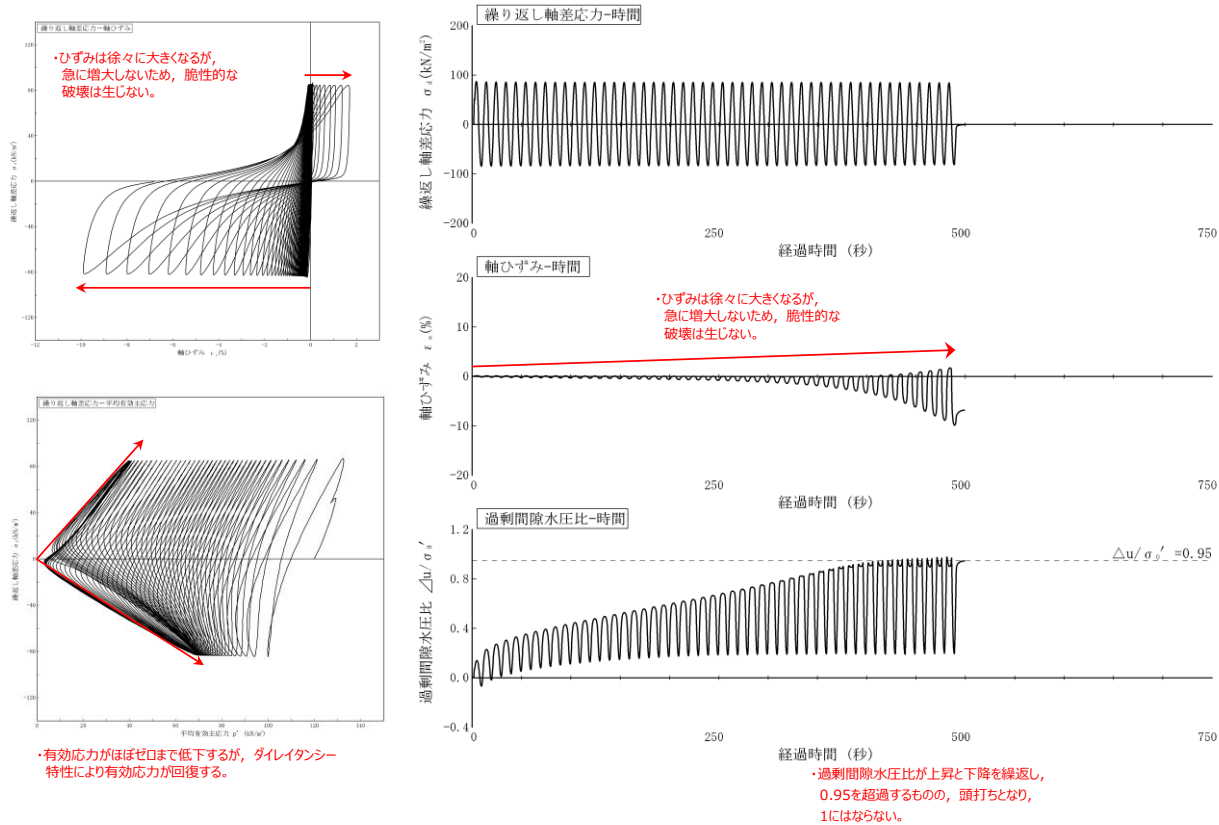


図 2-41 液状化強度試験結果 (C-1)

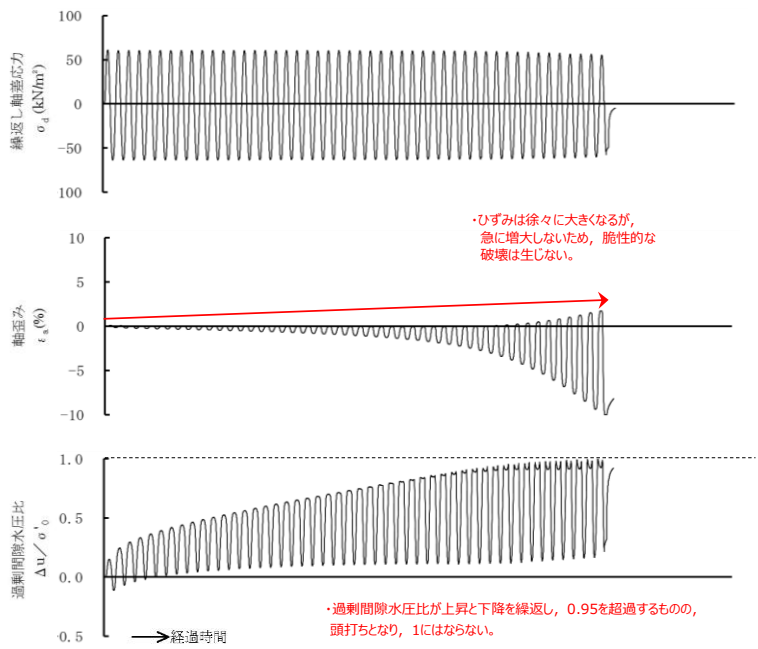
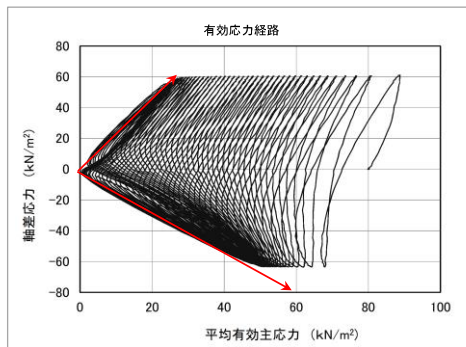
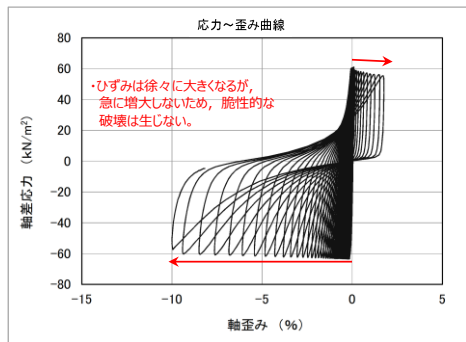


図 2-42 液状化強度試験結果 (C-2)

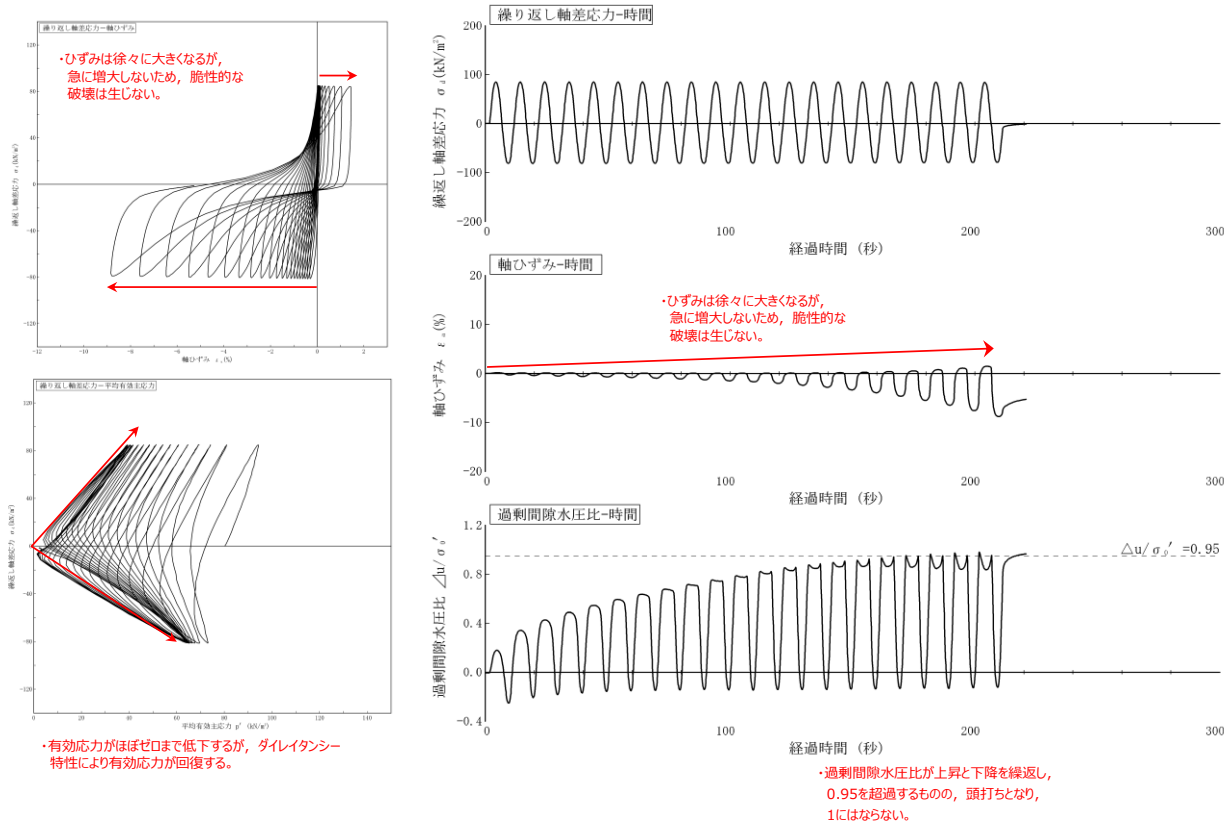


図 2-43 液状化強度試験結果 (C-3)

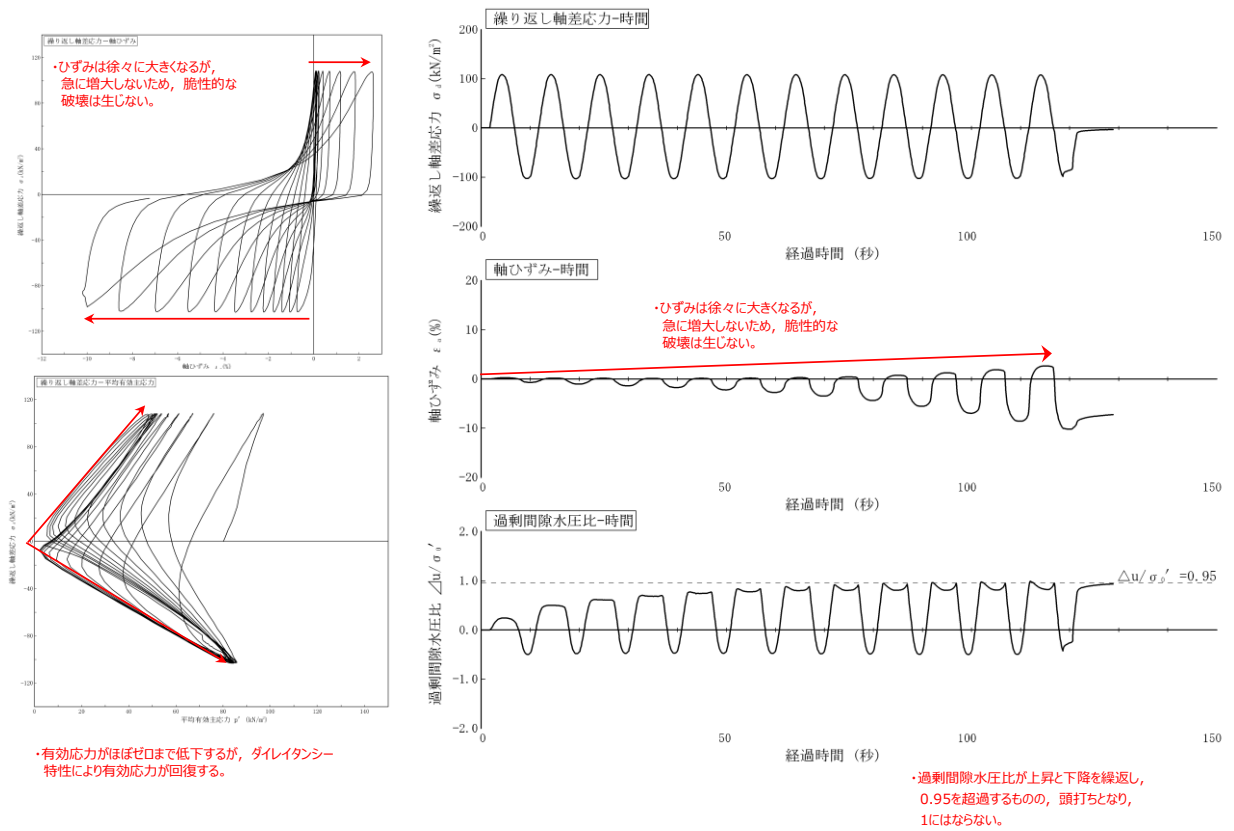


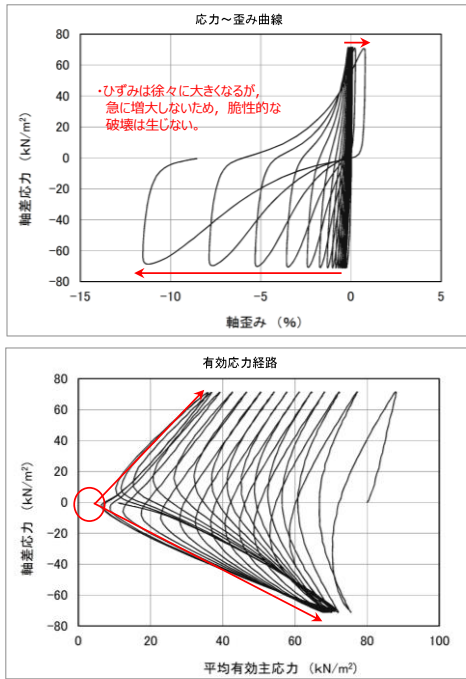
図 2-44 液状化強度試験結果 (C-4)

表 2-14 液状化強度試験結果 (D 地点)

試料番号		D	
深度 (m)		0.30~0.50	
土質材料		埋戻土	
供試体 No.		1	
土粒子の密度 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$		2.653	
圧密応力 $\sigma'_c(\text{kN}/\text{m}^2)$		80	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_0$		0.446	
繰返し回数	軸 ひ ず み 振 幅	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。

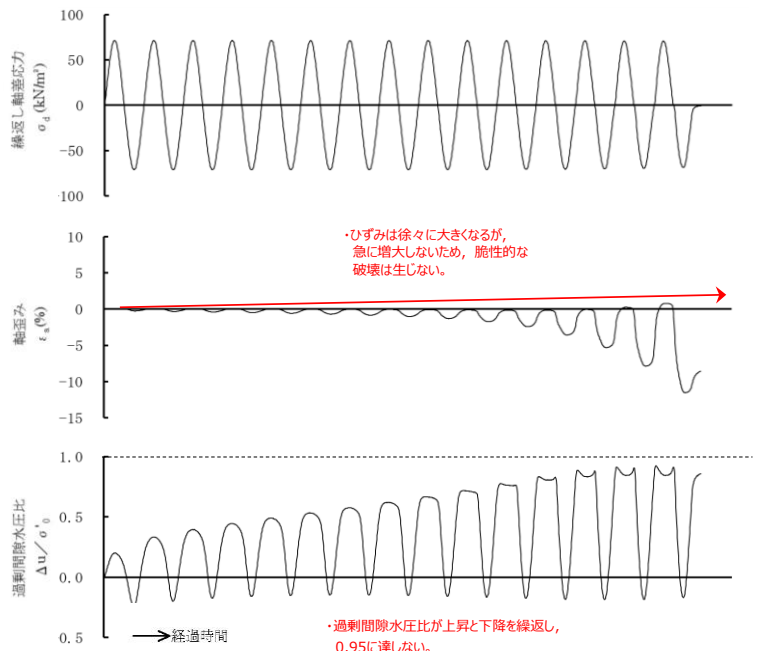


図 2-45 液状化強度試験結果 (D-1)

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 $\sigma'_o(\text{kN}/\text{m}^2)$		80	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_o$		0.317	
繰返し回数	軸 ひ ず み	DA = 1%	84.0
		DA = 2%	94.0
		DA = 5%	104.0
		DA = 10%	114.0
	過剰間隙水圧比 95% $N_{u95}$		100.0

■ : 最大間隙水圧比が1.0に近づく (0.95を超えるもの)

□ : DA=5%の値を繰返し回数Nとする



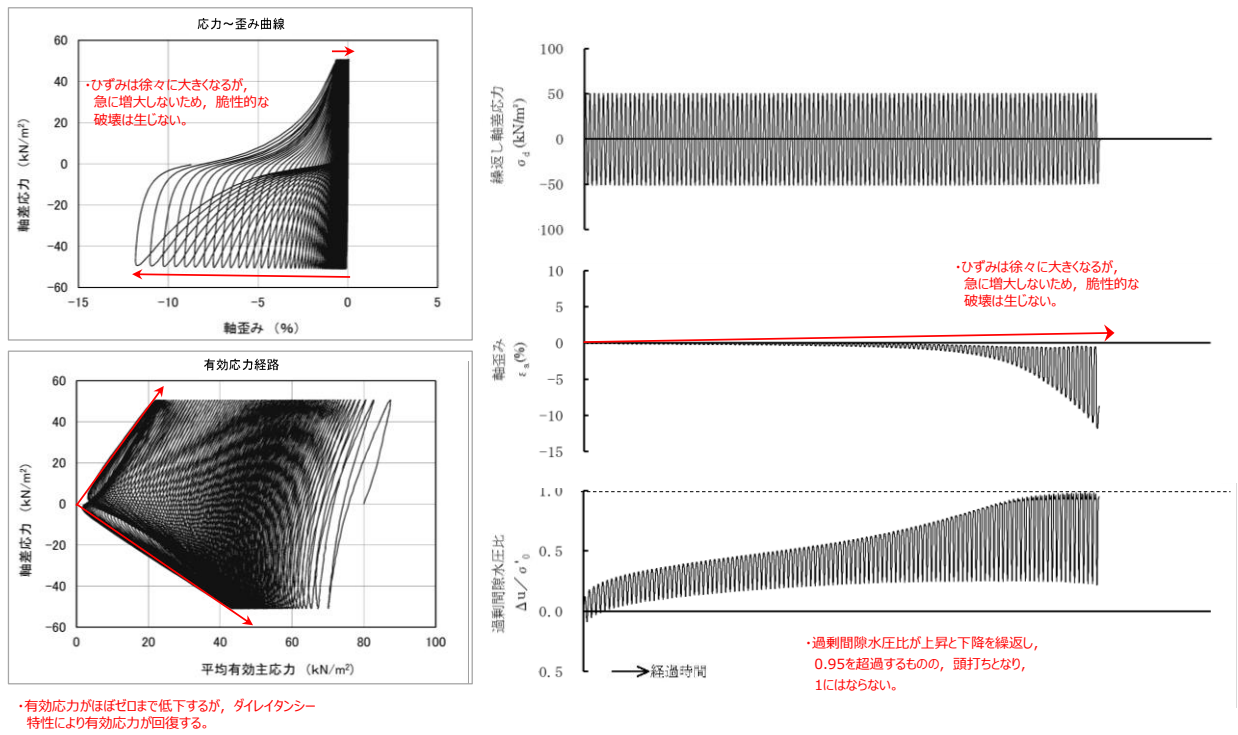


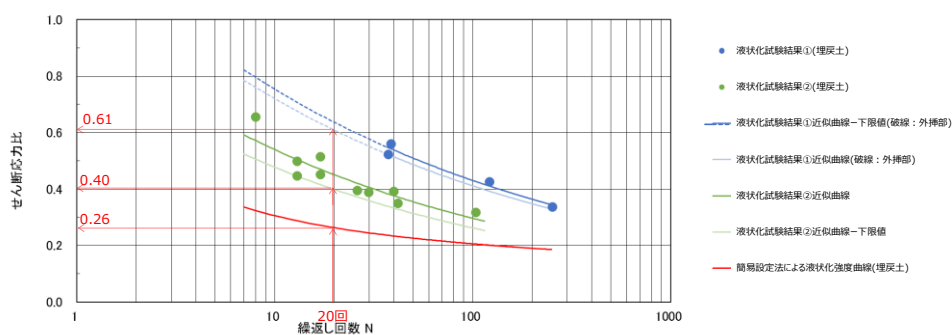
図 2-46 液状化強度試験結果 (E-1)

### 3. 簡易設定法で比較した液状化強度特性における要素シミュレーション結果

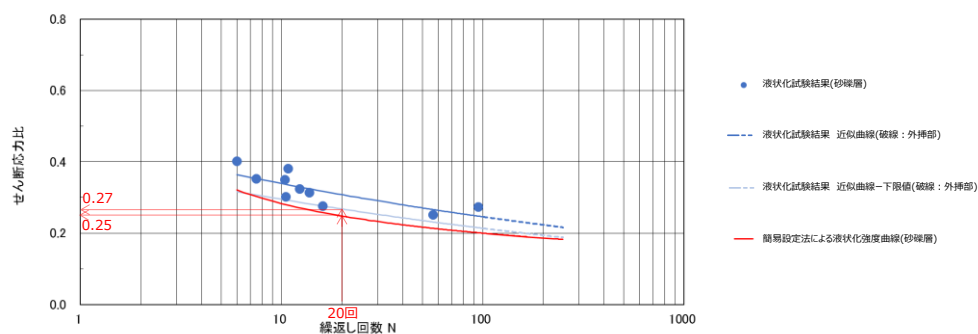
島根原子力発電所における埋戻土及び砂礫層について、液状化強度試験結果より繰返し軟化（サイクリックモビリティ含む）又は非液状化であることを確認した。

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

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

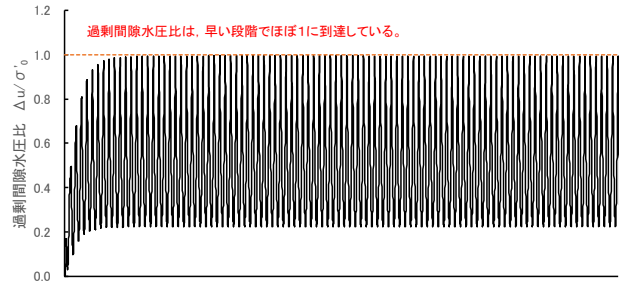
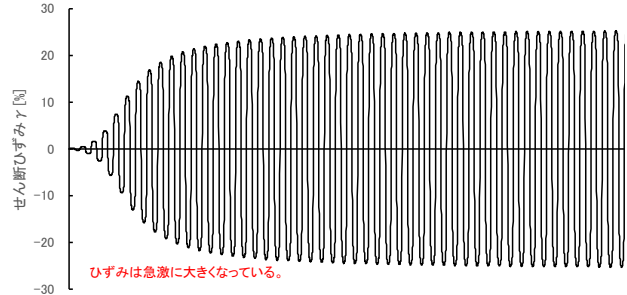
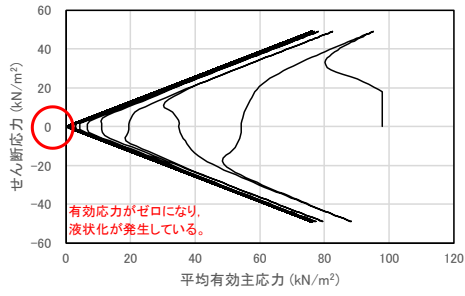
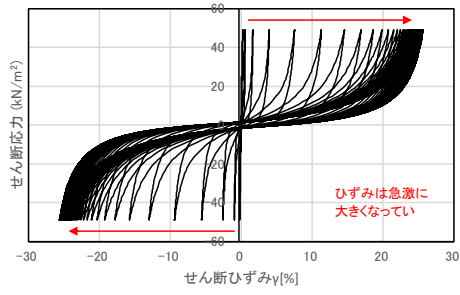


(埋戻土)

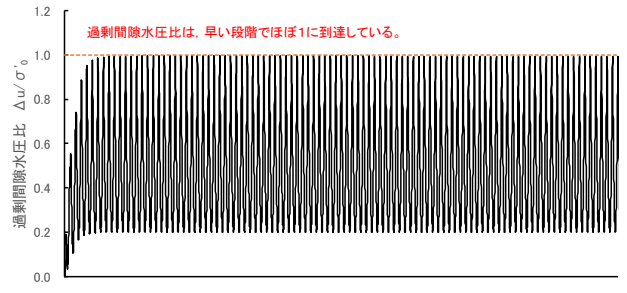
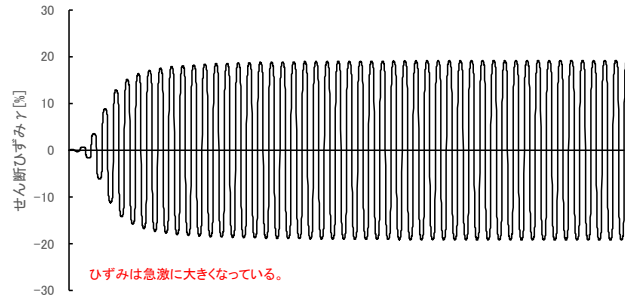
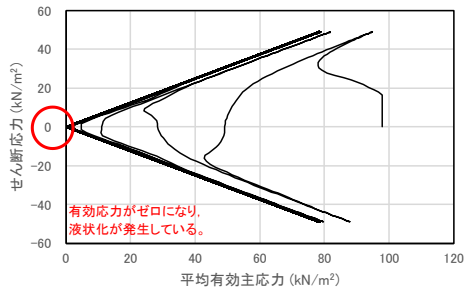
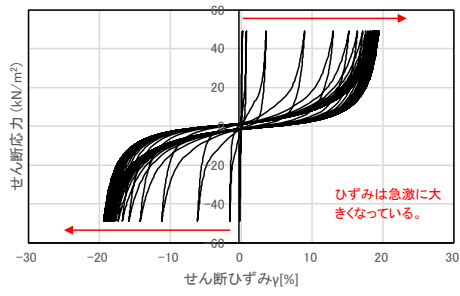


(砂礫層)

図 3-1 簡易設定法及び液状化強度試験結果による液状化強度曲線の比較



(埋戻土)



(砂礫層)

図 3-2 要素シミュレーション結果