

* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

— 設計用地下水位
— 予測解析による地下水位
--- 平常時水位

図 3.3-74 (11) 防潮壁における設計用地下水位と平常時水位の比較
 (3号機放水立坑) (3号機放水立坑横断方向の地下水位分布(南北)) (3/3)

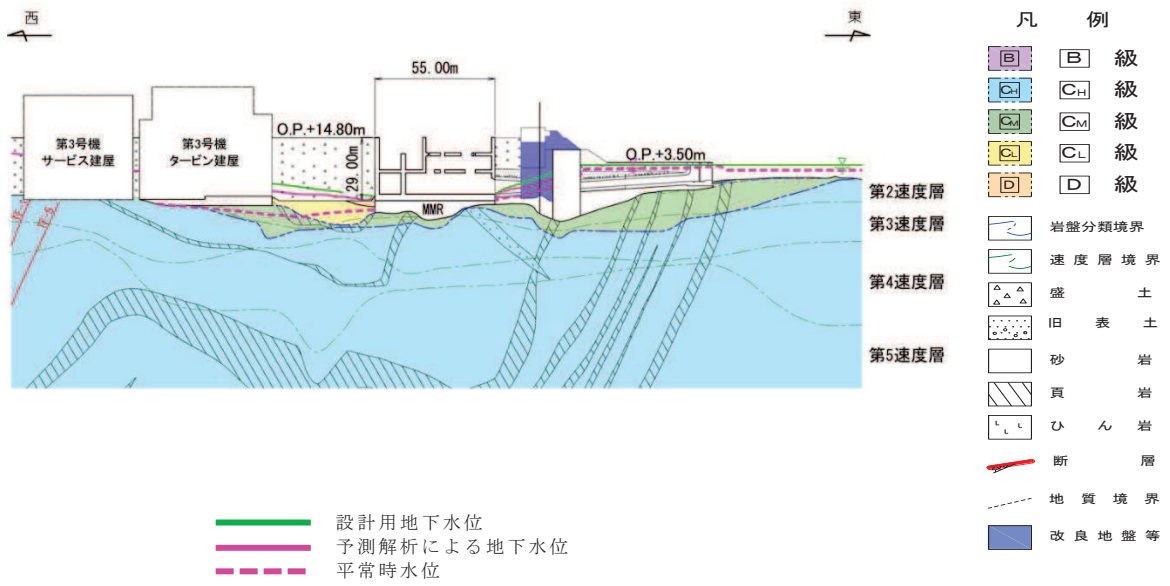


図 3.3-75 (1) 第 3 号機海水ポンプ室における
設計用地下水位と平常時水位の比較（縦断）

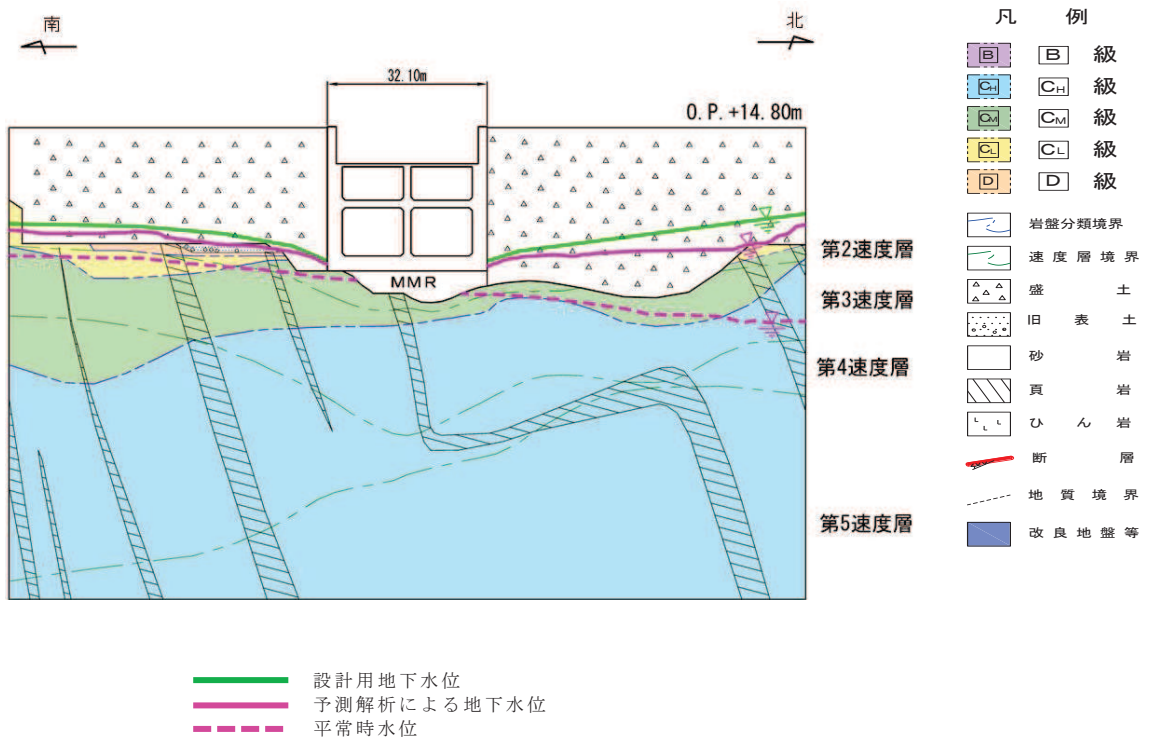


図 3.3-75 (2) 第 3 号機海水ポンプ室における
設計用地下水位と平常時水位の比較（横断）

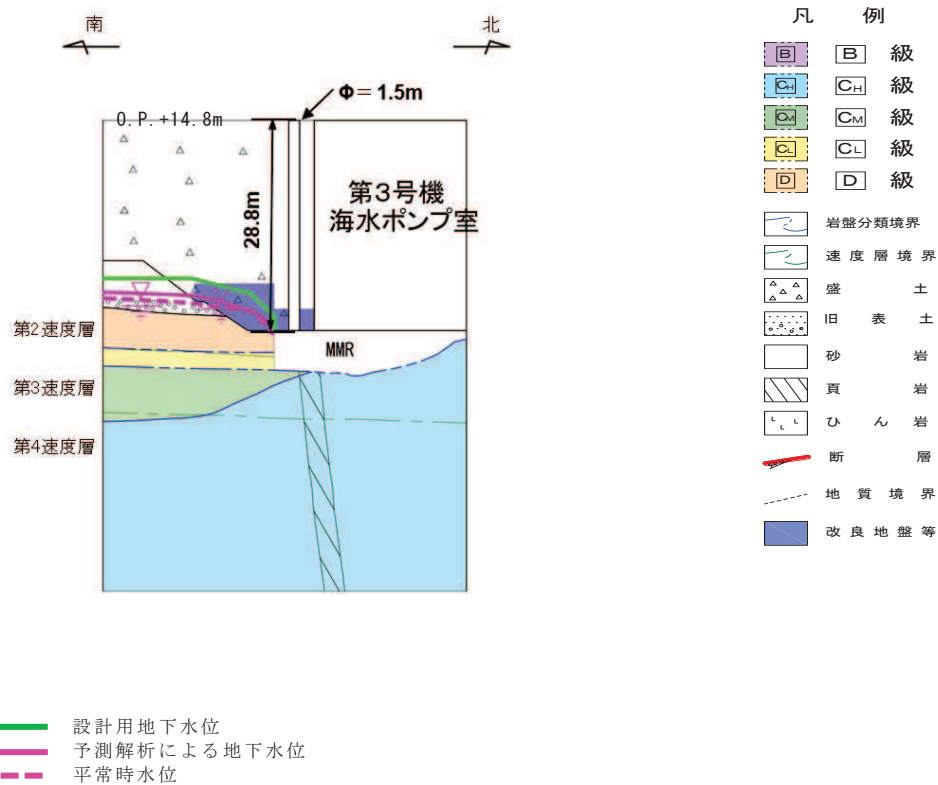


図 3.3-76 (1) 揚水井戸（第 3 号機海水ポンプ室防潮壁区画内）における設計用地下水位と平常時水位の比較（南北）

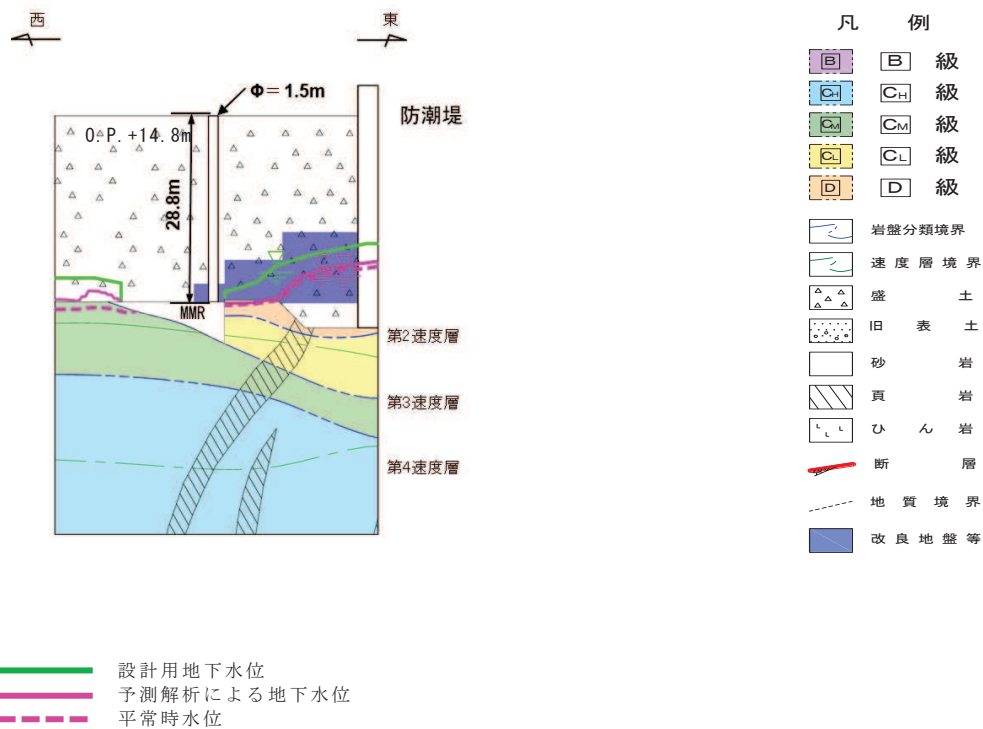
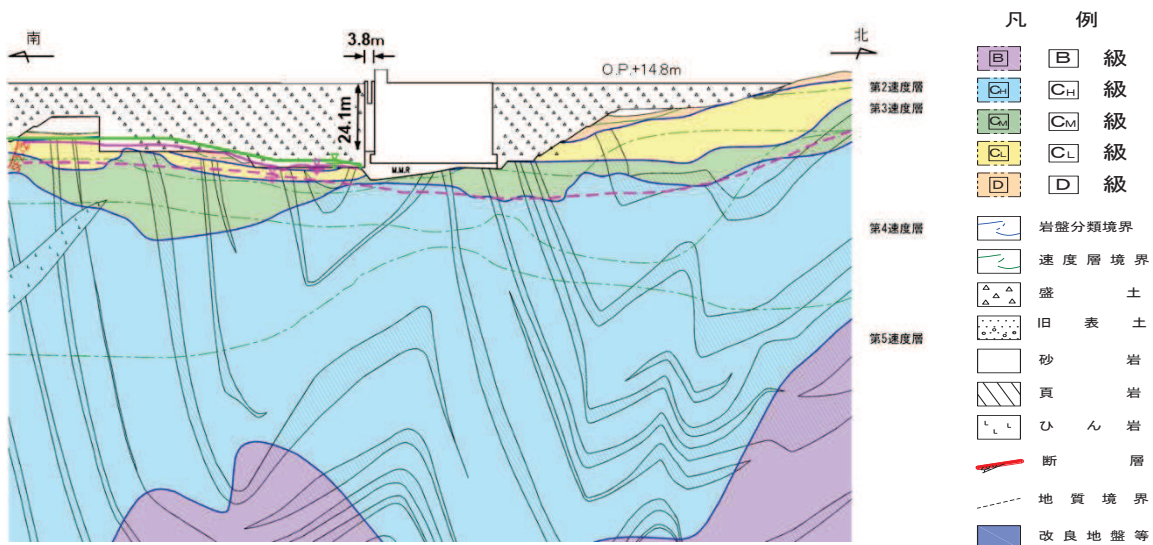


図 3.3-76 (2) 揚水井戸（第 3 号機海水ポンプ室防潮壁区画内）における設計用地下水位と平常時水位の比較（東西）



—— 設計用地下水位
—— 予測解析による地下水位
- - - 平常時水位

図 3.3-77 第3号機補機冷却海水系放水ピットにおける
 設計用地下水位と平常時水位の比較

d. 影響確認方針

女川原子力発電所においては、液状化検討対象施設を幅広く抽出するために、水位が高めに評価されるような解析条件にて浸透流解析を実施し、これを包絡するよう設計用地下水位を設定している。

これに対し、地下水位低下設備の信頼性向上（多重化等）により、平常時の地下水位は設計用地下水位より低くなる可能性がある。

地下水位が低い場合に起こる現象としては、構造物（基礎版等）に作用する水圧の減少、地盤応答の変化（単位体積重量の変化、液状化を含めた周辺地盤の挙動の変化）、構造物周辺に水位差が生じることが考えられる。

なお、アクセスルートについては、液状化による段差や浮上りを評価するため、地下水位が高いことは保守的な評価となる。

このことを踏まえ、地下水位が低い場合に耐震評価へ影響を与える可能性がある事象として以下の3パターンを抽出し、各パターンに対する影響検討を行う方針とする。

パターンA：建屋基礎版等において、揚圧力の低減により応力分布や応答の違いが想定されるケース

パターンB：地下水の分布によって構造物周辺の地盤応答に違いが生じると想定されるケース

パターンC：構造物の両側面に作用する水位差が大きく、偏圧の影響が想定されるケース

上記方針を踏まえ、表 3.3-24 のとおり、耐震設計に影響する可能性がある施設をパターン毎に抽出の上、各パターンにおける検討対象施設と具体的な影響検討内容を整理した。

検討対象施設における水位が低い場合の影響については、各施設の耐震評価において確認する。

表 3.3-24 水位が低い場合に耐震設計へ影響を与えるパターンと影響検討内容

水位が低い場合に耐震設計へ影響を与える事象(パターン)		影響検討内容		
耐震設計へ影響する可能性がある施設	検討対象施設	選定理由	検討条件等	申請
<ul style="list-style-type: none"> 原子炉建屋 制御建屋 第3号機海水熱交換器建屋 緊急時対策建屋 緊急用電気品建屋 <p>パターンA (揚圧力への影響)</p>	<ul style="list-style-type: none"> 原子炉建屋 	<ul style="list-style-type: none"> 建屋直下のドレーン(鋼管)新設により、平常時の建屋基礎版へ作用する揚圧力は大きく低減し、地震時の評価のうち地震力下向きの場合の評価が厳しくなる可能性がある。 設計用揚圧力と浸透流解析結果の差が最も大きい。 	<ul style="list-style-type: none"> 浸透流解析結果を踏まえて揚圧力を0とした場合の地震力下向きへの解析を実施して応力分布等への影響を確認する。(設計用揚圧力は29.4kN/m²) 	全応力 (静的弾塑性解析)
<ul style="list-style-type: none"> 排気筒連絡ダクト(土砂部) 防潮堤 地下水位低下設備 No.1~No.4揚水井戸 浸水防止蓋の間接支持 揚水井戸(第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内) <p>パターンB (地盤応答への影響)</p>	<ul style="list-style-type: none"> 排気筒連絡ダクト(土砂部) 	<ul style="list-style-type: none"> 縦断方向の水位分布も考慮し設計用地下水位を設定する線状構造物であり、原子炉建屋接続部の断面①において、設計用地下水位と実水位の差が大きくなる可能性がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 断面①の地下水位を岩盤表面まで下げた全応力解析を実施する。 	全応力
<ul style="list-style-type: none"> 排気筒連絡ダクト(土砂部) 防潮堤 鋼管式鉛直壁(一般部) 盛土堤防 <p>パターンC (偏圧の影響)</p>	<ul style="list-style-type: none"> 排気筒連絡ダクト(土砂部) 防潮堤(鋼管式鉛直壁(一般部)) 	<ul style="list-style-type: none"> 岩盤上に設置した線状構造物であり、地下水位を堰き止め、偏水圧が生じる可能性がある。 設置場所の特徴により防潮堤の前背面での盛土+旧表土の高さが異なるため、地震時に液化の影響が地盤が片押しになる可能性がある。 設計用地下水位は、設置変更許可段階における構造成立性確認と同様(山側・海側ともに朔望平均満潮位)としているため、特に山側において浸透流解析による解析水位との差が顕著となる。 	<ul style="list-style-type: none"> 断面①において、構造物片側の地下水位を頂版高さ、もう一方の地下水位を岩盤表面とした全応力解析を実施する。 山側水位を岩盤表面まで下げた有効応力解析を実施し、照査値への影響を確認する。 	全応力 有効応力

(9) 設計用地下水位の検証ほか

a. 工事完了後の地下水位の観測計画

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

地下水位観測計画を図 3.3-78 に示す。

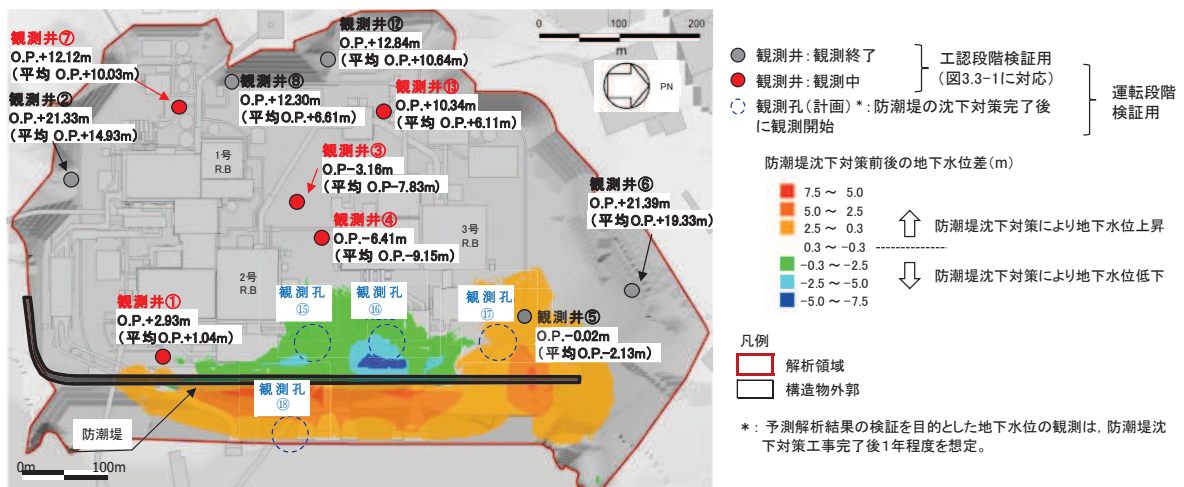


図3.3-78 防潮堤沈下対策による影響範囲と今後の地下水位観測計画

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

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

b. 将来的な地形改変等への対応

浸透流解析に用いる三次元解析モデルにおいては、地下水の流動場に影響を与える防潮堤下部の地盤改良や、基礎が岩着している施設周辺の地盤改良など、安全対策工事完了段階において想定される変動要素を反映済である。

ただし、将来的な特重施設の設置や他号機申請等に伴う新たな構築物等の構築など、耐震評価における設計用地下水位を設定した後に、設計用地下水位を超過する可能性のある事象が発生した場合は、設計用地下水位の再検討を行う。

c. 運転中に地下水位が上昇する場合の対応

運転中に地下水位が上昇し設計用地下水位を上回った場合は、揚圧力や液状化による土圧への影響、液状化に伴う地中構造物の浮上り影響が生じる可能性がある。

これらの影響は、3.3.2 (3) e. に示すとおり、ステップ1（揚圧力影響）より段階的に生じるが、液状化に対する時間余裕は揚圧力に比べて相対的に大きいことから、より時間余裕の短い揚圧力に着目しLCO設定することにより、液状化による影響も回避される。

(10) 参考文献

- a. 地下水流動解析のガイドラインに関する調査（長谷川琢磨，地下水学会誌第 48 巻第 2 号 75～86（2006））
- b. 余裕深度処分の安全評価における地下水シナリオに用いる核種移行評価パラメータ設定の考え方（社団法人土木学会，2008 年 6 月）
- c. 流域スケールにおける反応性窒素移動過程のモデル化と実流域への適用性検討（森康二ほか，地下水学会誌第 58 巻第 1 号 63～86（2016））
- d. 水循環解析におけるモデルの設定および再現性の検証事例の報告－福井県大野盆地における事例－（西村宗倫ほか，地下水学会誌第 59 巻第 2 号 125～158（2017））
- e. 流域モデリングの水循環解析への適用とその実際（田原ほか（2014）），日本地下水学会 2014 年度秋季講演会講演予稿，158-163)
- f. Mori, K., Tada, K., Tawara, Y., Ohno, K., Asami, M., Kosaka, K., and Tosaka, H., 2015.

Integrated watershed modeling for simulation of spatiotemporal redistribution of post-fallout radionuclides: Application in radiocesium fate and transport processes derived from the Fukushima accidents, *Environmental Modelling & Software*, 72, 126-146.

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

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～表4.1-6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4.1-6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。

なお、断層及びシームは、狭在物として「粘土状」，「砂状」，「鱗片上」等の性状が確認されているが，そのうち最も強度の小さい粘土状物質にて試験を行い，同一の解析用物性値を設定している。

また，地盤改良に関する補足を参考資料 13 に示す。

表 4.1-1(1) 設置変更許可申請書に記載された解析用物性値(狐崎部層)

岩種・岩級	物理特性		強度特性				変形特性			
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	静的・動的特性			静的特性		動的特性		減衰定数 h	
		せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	せん断弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d		
[B] 級	砂岩	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.25	表 4.1-1(2) 参照	0.03		
	頁岩	1.58	46.0	$1.36\sigma^{0.62}$	2,160	0.28		0.03		
	礫岩	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.31		0.03		
[C] _H 級	砂岩	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.24		0.03		
	頁岩	1.58	46.0	$1.36\sigma^{0.62}$	2,160	0.25		0.03		
	礫岩	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.29		0.03		
[C] _M 級	砂岩	0.49	47.0	$1.16\sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03		
	頁岩	0.49	47.0	$1.16\sigma^{0.62}$	980	0.20		0.03		
	礫岩	0.49	47.0	$1.16\sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03		
[C] _L 級	砂岩	0.46	44.0	$0.73\sigma^{0.76}$	400	0.31		0.03		
	頁岩	0.44	27.0	$0.58\sigma^{0.31}$	400	0.31	0.03			
	礫岩	0.46	44.0	$0.73\sigma^{0.76}$	400	0.31	0.03			
[D] 級	砂岩	0.10	24.0	$0.41\sigma^{0.49}$	78	0.38	$G_0 = 255.4\sigma^{0.26}$	h =		
	頁岩	0.10	24.0	$0.12\sigma^{0.21}$	39	0.38	$G_d/G_0 =$	$0.085\gamma /$		
	礫岩	0.10	24.0	$0.41\sigma^{0.49}$	78	0.38	$1 / (1 + 119\gamma^{0.63})$	$(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$		

表 4.1-1(2) 設置変更許可申請書に記載された解析用物性値(狐崎部層)

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d(N/mm^2)$	動ポアソン比 ν_d
B級 及び C _H 級	砂岩	第2速度層	1.5×10^3	0.44
		第3速度層	5.9×10^3	0.40
		第4速度層	13.2×10^3	0.36
		第5速度層	16.5×10^3	0.35
	頁岩	第2速度層	1.6×10^3	0.44
		第3速度層	6.0×10^3	0.40
		第4速度層	13.5×10^3	0.36
		第5速度層	16.7×10^3	0.35
	ひん岩	第3速度層	6.4×10^3	0.40
		第4速度層	14.2×10^3	0.36
		第5速度層	17.6×10^3	0.35
	C _M 級	砂岩	第1速度層	0.2×10^3
第2速度層			1.5×10^3	0.44
第3速度層			5.7×10^3	0.40
第4速度層			12.7×10^3	0.36
第5速度層			15.8×10^3	0.35
頁岩		第1速度層	0.2×10^3	0.48
		第2速度層	1.5×10^3	0.44
		第3速度層	5.9×10^3	0.40
		第4速度層	13.0×10^3	0.36
		第5速度層	16.2×10^3	0.35
ひん岩		第2速度層	1.5×10^3	0.44
		第3速度層	5.7×10^3	0.40
		第4速度層	12.7×10^3	0.36
C _L 級	第1速度層	0.2×10^3	0.48	
	第2速度層	1.4×10^3	0.44	
	第3速度層	5.5×10^3	0.40	
D級	第1速度層	表 4.1-1(1) 参照	0.48	
	第2速度層		0.44	

表 4.1-2(1) 設置変更許可申請書に記載された解析用物性値(牧の浜部層)

岩種・岩級	物理特性		強度特性				変形特性			
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	τ_0 (N/mm ²)	静的・動的特性			静的特性		動的特性		減衰定数 h
			せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	
[B] 級	砂岩	26.4	1.29	54.0	1.12 $\sigma^{0.74}$	4,100	0.21	表 4.1-2(2) 参照	0.03	
	頁岩	27.1	1.25	32.0	0.96 $\sigma^{0.31}$	3,700	0.23		0.03	
	ひん岩	27.9	1.29	54.0	1.12 $\sigma^{0.74}$	2,800	0.18		0.03	
[C _H] 級	砂岩	26.2	1.29	54.0	1.12 $\sigma^{0.74}$	1,900	0.19		0.03	
	頁岩	27.1	1.25	32.0	0.96 $\sigma^{0.31}$	1,900	0.22		0.03	
	ひん岩	27.9	1.29	54.0	1.12 $\sigma^{0.74}$	1,900	0.18		0.03	
[C _M] 級	砂岩	25.5	0.78	50.0	1.09 $\sigma^{0.72}$	1,200	0.24		0.03	
	頁岩	25.4	0.76	32.0	0.96 $\sigma^{0.31}$	1,500	0.21		0.03	
	ひん岩	25.5	0.78	50.0	1.09 $\sigma^{0.72}$	1,200	0.24		0.03	
[C _L] 級	砂岩	23.1	0.46	44.0	0.73 $\sigma^{0.76}$	250	0.26		0.03	
	頁岩	23.1	0.44	27.0	0.58 $\sigma^{0.31}$	180	0.26		0.03	
	ひん岩	23.1	0.46	44.0	0.73 $\sigma^{0.76}$	250	0.26		0.03	
[D] 級	砂岩	20.2	0.10	24.0	0.41 $\sigma^{0.49}$	78	0.38	$G_0 = 255.4 \sigma^{0.26}$ $G_d / G_0 =$ $1 / (1 + 119 \gamma^{0.63})$	h = 0.085 $\gamma /$ (0.00026 + γ) + 0.028	
	頁岩	20.2	0.10	24.0	0.12 $\sigma^{0.21}$	39	0.38			
	ひん岩	20.2	0.10	24.0	0.41 $\sigma^{0.49}$	78	0.38			

表 4.1-2(2) 設置変更許可申請書に記載された解析用物性値(牧の浜部層)

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d(N/mm^2)$	動ポアソン比 ν_d
B級 及び C _H 級	砂岩	第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第4速度層	11.5×10^3	0.34
		第5速度層	16.8×10^3	0.33
	頁岩	第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第4速度層	11.5×10^3	0.34
		第5速度層	16.8×10^3	0.33
	ひん岩	第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第4速度層	11.5×10^3	0.34
		第5速度層	16.8×10^3	0.33
	C _M 級	砂岩	第1速度層	0.2×10^3
第2速度層			1.2×10^3	0.45
第3速度層			4.7×10^3	0.41
第4速度層			11.5×10^3	0.34
第5速度層			16.8×10^3	0.33
頁岩		第1速度層	0.2×10^3	0.48
		第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第4速度層	11.5×10^3	0.34
		第5速度層	16.8×10^3	0.33
ひん岩		第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第4速度層	11.5×10^3	0.34
C _L 級		第1速度層	0.2×10^3	0.48
	第2速度層	1.2×10^3	0.45	
	第3速度層	4.7×10^3	0.41	
D級	第1速度層	表 4.1-2(1) 参照	0.48	
	第2速度層		0.45	

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(盛土ほか)

岩種・岩級	物理特性		強度特性					変形特性			
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	静的・動的特性		静的特性		静的特性		動的特性		減衰定数 h
			内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	残留強度 τ (N/mm ²)	弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d		
盛土*1	20.6	0.06	30.0	—	0.06 + σ tan30.0°	198 $\sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00036)^{*2}$	0.48	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$	
旧表土	19.0	0.08	26.2	—	0.08 + σ tan26.2°	302 $\sigma^{0.80}$	0.40	$G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00087)$	0.46	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.0201 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.0911 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$	
断層 及びシーム*3	18.6	0.067	22.2	—	0.067 + σ tan22.2°	圧縮方向 124.5 $\sigma^{0.90}$ せん断方向 44.43 $\sigma^{0.90}$	0.40	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.0012)^{*2}$	0.46	$\gamma < 1 \times 10^{-4}$ $h = 0.024$ $1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$ $h = 0.024 + 0.089(\log \gamma + 4)$ $1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$	
セメント改良土	21.6	0.65	44.3	0.46	0.21 + σ tan40.9°	690	0.26	$G_0 = 1670$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00085)$	0.36	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.0311 \log \gamma$	
改良地盤	20.6	1.39	22.1	0.65	0.51 + σ tan34.6°	4,480	0.19	$G_0 = 1940$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00136)$	0.35	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.0501 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$	
背面補強工	24.0			—		28,000	0.2	11,667	0.2	0.05	
置換コンクリート	22.5										

*1: セメント系埋戻土は盛土の物性値を使用

*2: 残存剛性率 (G_d/G_0) が小さい領域は次式で補間

$G_0 = E_s/2 (1 + \nu_s)$, $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/\gamma_m)$, $\gamma_m = \tau_0/G_0$

*3: 断層及びシームの狭在物は, 「粘土状」, 「砂状」, 「鱗片上」等の性状が確認されているが, そのうち最も強度の小さい粘土状物質を行い解析用物性値を設定している

表 4.1-4 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(狐崎部層)

岩種・岩級	物理特性	強度特性		変形特性	
		静的・動的	特性	静的特性	動的・特性
B級 及び C _H 級	砂岩	密度試験	ブロックせん断試験* 摩擦抵抗試験*	岩盤変形試験*	動的・特性
	頁岩			岩盤変形試験*	
	ひん岩			砂岩と同じ値	
C _M 級	砂岩	密度試験	ブロックせん断試験 摩擦抵抗試験	岩盤変形試験	PS検層
	頁岩			砂岩と同じ値	
	ひん岩			砂岩と同じ値	
C _L 級	砂岩	密度試験	ロックせん断試験 摩擦抵抗試験	換算値	
	頁岩			砂岩と同じ値	
	ひん岩			砂岩と同じ値	
D級	砂岩	密度試験	ロックせん断試験 摩擦抵抗試験	換算値	繰返し三軸試験
	頁岩			換算値	
	ひん岩			砂岩と同じ値	
	砂岩	密度試験	摩擦抵抗試験	換算値	砂岩と同じ値
	頁岩			換算値	
	ひん岩			砂岩と同じ値	

* : B級については, C_M級と同じ値を用いる。

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(牧の浜部層)

岩種・岩級	物理特性	強度特性		変形特性	
		静的・動的特性	静的特性	動的特性	
B級	砂岩	C _H 級と同じ値	換算値	換算値	動的特性
	頁岩				
	ひん岩				
C _H 級	砂岩	C _H 級と同じ値	ブロックせん断試験 摩擦抵抗試験	岩盤変形試験	PS 検層
	頁岩		換算値	砂岩と同じ値	
	ひん岩		砂岩と同じ値	砂岩と同じ値	
C _M 級	砂岩	密度試験	ブロックせん断試験 摩擦抵抗試験	岩盤変形試験	PS 検層
	頁岩		ブロックせん断試験 摩擦抵抗試験	岩盤変形試験	
	ひん岩		砂岩と同じ値	砂岩と同じ値	
C _L 級	砂岩	密度試験	ロックせん断試験 摩擦抵抗試験	換算値	動的特性
	頁岩		換算値	砂岩と同じ値	
	ひん岩		砂岩と同じ値	砂岩と同じ値	
D級	砂岩	密度試験	ロックせん断試験 摩擦抵抗試験	換算値	動的特性
	頁岩		換算値	砂岩と同じ値	
	ひん岩		砂岩と同じ値	砂岩と同じ値	

表 4.1-6 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(盛土ほか)

岩種・岩級	物理特性	強度特性		変形特性	
		静的・動的的特性	静的特性	動的的特性	
盛土	現場密度試験	三軸圧縮試験	三軸圧縮試験	三軸圧縮試験	繰り返し三軸試験
旧表土	密度試験	三軸圧縮試験	三軸圧縮試験	三軸圧縮試験	繰り返し三軸試験
断層及びびんシーム	密度試験	単純せん断試験	単純せん断試験	単純せん断試験	繰り返し単純せん断試験
セメント改良土	現場密度試験	三軸圧縮試験 岩石の引張強さ試験	三軸圧縮試験	三軸圧縮試験	PS 検層 繰り返し三軸試験
改良地盤	密度試験	三軸圧縮試験 岩石の引張強さ試験	三軸圧縮試験	平板載荷試験	PS 検層 繰り返し三軸試験
背面補強工 置換コンクリート		コンクリート標準示方書 構造性能照査編			

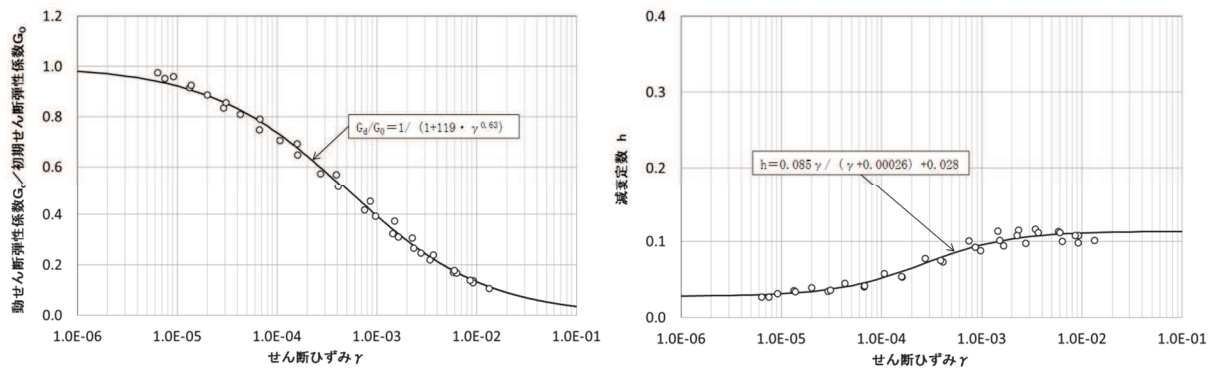


図 4.1-1 D級岩盤の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性

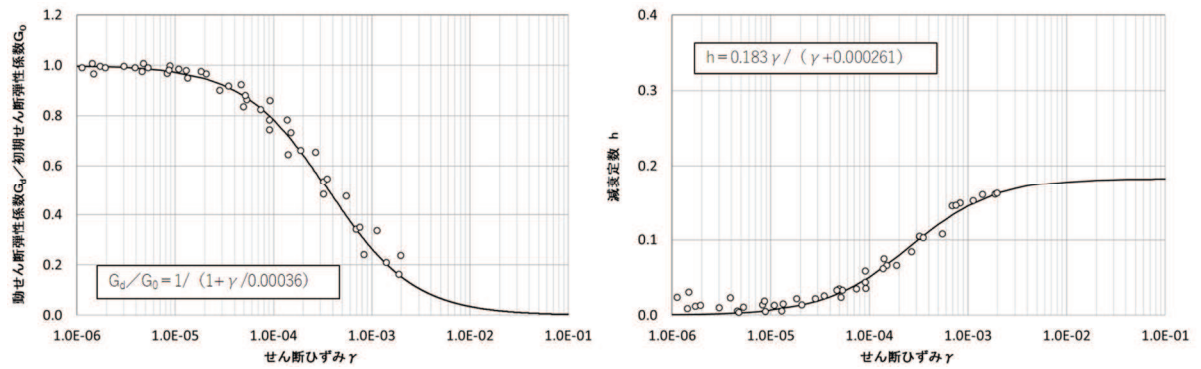


図 4.1-2 盛土の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性

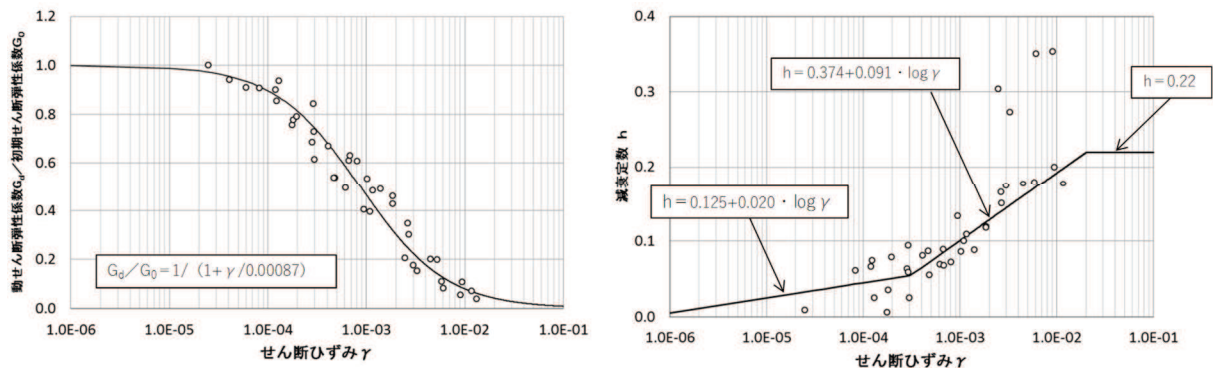


図 4.1-3 旧表土の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性

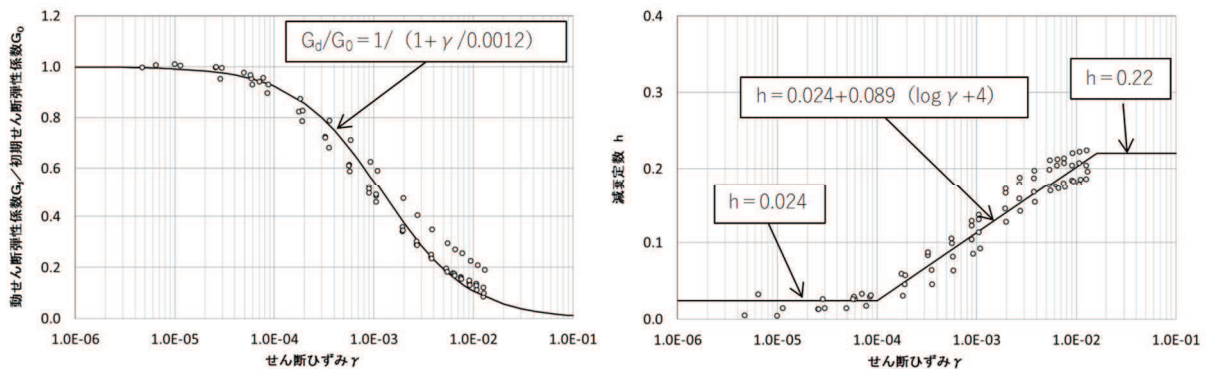


図 4.1-4 断層・シームの動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性

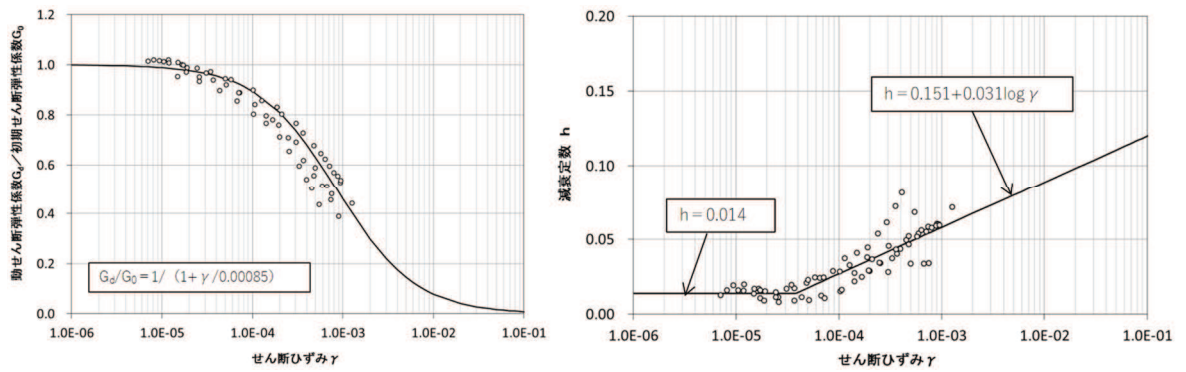


図 4.1-5 セメント改良土の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性

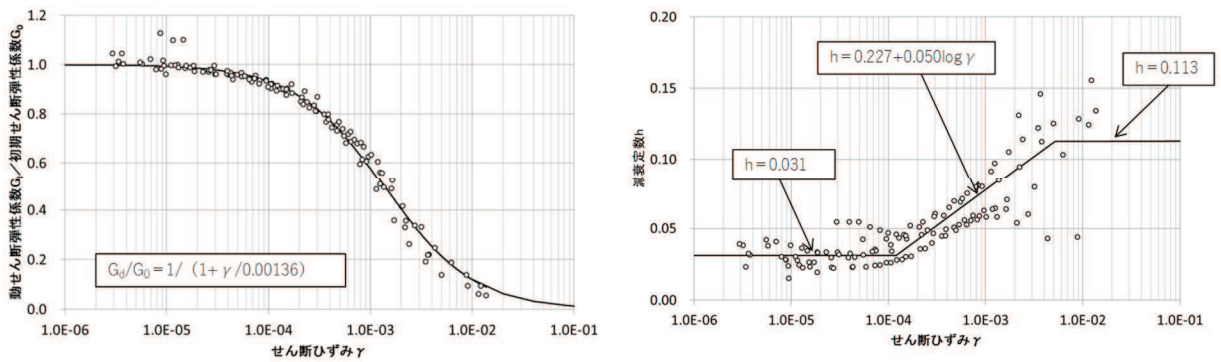


図4.1-6 改良地盤の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性

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

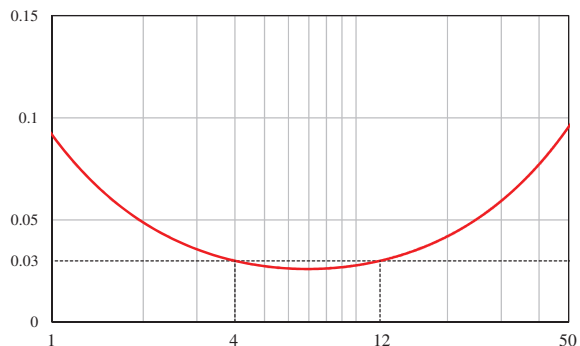
設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値のうち、全応力解析に用いる解析用物性値を表4.2-1に、設定根拠を表4.2-2に示す。有効応力解析に用いる解析用物性値を表4.2-3～表4.2-4に、設定根拠を表4.2-6～表4.2-7に示す。その他の解析用物性値を表4.2-5に、設定根拠を表4.2-8に示す。

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（全応力解析）
（対象施設：原子炉建屋）

	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数* ² h(%)
表層地盤	+14.80	18.6	*1	3* ³
	±0.00	23.3	900* ⁴	3
底面地盤	-14.10	23.8	1300	3
	-25.00	24.6	2150	3
	-80.00	25.0	2440	3
	-200.0	25.0	2440	3

注記*1：O. P. +14.8m～O. P. ±0m は、上載圧依存を考慮してせん断波速度と関連のある初期せん断剛性 G_0 を設定する。また、ひずみ依存による非線形特性を考慮する。地盤の応答解析においては10層に分割する。

注記*2：レーリー減衰（4Hz，12Hz）



注記*3：ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

注記*4：PS 検層結果と観測記録の分析より設定

初期せん断剛性 G_0 は、PS 検層結果により次式で設定する。

$$G_0 = 1787 \cdot \sigma_c^{0.84} \quad (1)$$

ここで、

$$\sigma_c = Z \cdot \rho_t \cdot 2/3 \text{ (MN/m}^2\text{)}$$

Z : 深度 (m)

$$\rho_t = 18.6 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$G/G_0 - \gamma$ 曲線は、原位置せん断試験結果による強度定数と拘束圧から求めたせん断強度 τ_m と初期せん断剛性 G_0 から、基準ひずみ γ_m を算定し次式により求める。

$$G/G_0 = 1 / (1 + \gamma / \gamma_m) \quad (2)$$

ここで、

$$\gamma_m = \tau_m / G_0$$

$$\tau_m = \tau_0 + \sigma_m \cdot \tan \phi \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\tau_0 = 0.1 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\phi = 33.9 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$\sigma_{m,d} = 3/4 \cdot Z \cdot \rho_t \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$h - \gamma$ 曲線は、繰返し三軸試験結果に基づき次式により求める。

$$h = 0.183 \cdot \gamma / (\gamma + 0.000261) \quad (3)$$

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の設定根拠
(全応力解析)

(対象施設：原子炉建屋)

解析用物性値			根拠
単位体積重量	γ	表層地盤	密度検層結果より設定
		底面地盤	密度検層結果に基づく平均値
せん断波速度	V_s	表層地盤	PS 検層結果と観測記録の分析より設定
		底面地盤	PS 検層結果に基づく平均値
初期せん断剛性	G_0	表層地盤	PS 検層結果に基づき算定
動の変形特性	$G/G_0 - \gamma$ $h - \gamma$	表層地盤	原位置せん断試験結果及び繰返し三軸試験結果により算定

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）
（液状化検討対象層）

		敷地全体		防潮堤	
		旧表土	盛土	旧表土	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	1.94 (1.88) *	2.10 (1.90) *	敷地全体旧表土 と同値 (物理特性, 変形特性, 強度特性)	
	間隙率 n	0.437	0.363		
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	2.110×10^5	7.071×10^4		
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	1.0×10^3	1.0×10^3		
	ポアソン比 ν	0.40	0.40		
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.220	0.183		
強度特性	粘着力 c (N/mm ²)	0.08 (0.00) *	0.06 (0.10) *		
	内部摩擦角 ϕ (°)	26.2 (38.7) *	30.0 (33.9) *		
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	28.0	28.0		28.0
	液状化パラメータ	S_1	0.005		0.005
		w_1	1.0	14.0	1.3
		p_1	1.4	1.0	1.2
		p_2	1.5	0.6	0.8
c_1		2.0	2.8	2.75	

*：括弧内の数字は、地下水位以浅の値を表す。

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）
（非液状化層）

		Ⅲ級岩盤	改良地盤	セメント改良土	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.06 (1.95) *	2.10 (2.00) *	2.20	
	間隙率 n	0.349	0.00	0.00	
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	2.000×10^5	1.94×10^6 (1.84×10^6)	1.67×10^6	
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	1.0×10^3	1.0×10^3	1.0×10^3	
	ポアソン比 ν	第1速度層	0.48	0.35	0.36
		第2速度層	0.44(孤崎部層) 0.45(牧の浜部層)		
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.113	0.113	0.080	
強度特性	粘着力 c (N/mm ²)	0.10	1.39	0.65	
	内部摩擦角 ϕ (°)	24.0	22.1	44.3	

*：括弧内の数字は、地下水位以浅の値を表す。

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 (MMR)

	物理特性	強度特性				変形特性			
		単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	残留強度 τ (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	せん断剛性 (N/mm ²)	ポアソン比
MMR (既設) ($f'_{ck} = 15.6$ N/mm ²)	22.6	3.12	-*	1.43	-*	20590	8579	0.2	3
MMR (新設) ($f'_{ck} = 21.0$ N/mm ²)	22.5	4.20	-*	1.75	-*	23500	9792	0.2	3

* : 内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

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)

		敷地全体		防潮堤	
		旧表土	盛土	旧表土	
物理特性	密度 ρ	物理試験	物理試験	敷地全体旧表土と同値 (物理特性, 変形特性, 強度特性)	
	間隙率 n	物理試験	物理試験		
変形特性	動せん断弾性係数 G_{mn}	動的変形特性に基づき設定	動的変形特性に基づき設定		
	基準平均有効拘束圧 σ_{mn}'	G_{mn} に対応する値	G_{mn} に対応する値		
	ポアソン比 ν	慣用値*	慣用値*		
	減衰定数の上限値 h_{max}	動的変形特性に基づき設定	動的変形特性に基づき設定		
強度特性	粘着力 c	三軸圧縮試験	三軸圧縮試験		
	内部摩擦角 ϕ				
液状化特性	変相角 ϕp	液状化強度試験 に基づく要素シミュレーション	液状化強度試験 に基づく要素シミュレーション		液状化強度試験 に基づく要素シミュレーション
	液状化パラメータ				
				w_1	
				p_1	
				p_2	
c_1					

* : 原子力発電所地質・地盤の調査試験法および地盤の耐震安定性の評価手法 報告書第4編 建屋基礎地盤の耐震安定性評価 例示編 昭和60年 (社)土木学会 原子力土木委員会

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)

		D級岩盤	改良地盤	セメント改良土
物理特性	密度 ρ	物理試験	物理試験	物理試験
	間隙率 n	物理試験	間隙が小さいため0と設定	
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ms}	動の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 σ_{ms}'	G_{ms} に対応する値	—	—
	ポアソン比 ν	PS検層	PS検層	PS検層
	減衰定数の上限値 h_{max}	動の変形特性に基づき設定	動の変形特性に基づき設定	動の変形特性に基づき設定
強度特性	粘着力 c	ロックせん断試験	三軸圧縮試験	三軸圧縮試験
	内部摩擦角 ϕ			

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
(MMR)

	物理特性	強度特性		変形特性			
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	せん断剛性 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 (%)
MMR (既設) ($f'ck = 15.6\text{N/mm}^2$)	文献に基づき設定*1	文献に基づき設定*2 ($\tau_0=1/5f'ck$)	文献に基づき設定*1 ($\sigma_t=0.23f'ck^{2/3}$)	文献に基づき設定*1	ヤング係数とポアソン比の関係より算出	文献に基づき設定*1	岩盤と同じ値
MMR (新設) ($f'ck = 21.0\text{N/mm}^2$)	文献に基づき設定*1	文献に基づき設定*2 ($\tau_0=1/5f'ck$)	文献に基づき設定*1 ($\sigma_t=0.23f'ck^{2/3}$)	文献に基づき設定*1	ヤング係数とポアソン比の関係より算出	文献に基づき設定*1	岩盤と同じ値

*1 : コンクリート標準示方書 構造性能照査編 土木学会 2002年

*2 : コンクリート標準示方書 ダムコンクリート編 土木学会 2013年

4.2.1 全応力解析に用いる解析用物性値

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全応力解析に用いる解析用物性値（対象：原子炉建屋）は、原子炉建屋の直下における地盤調査結果及び既往の地震観測記録の分析に基づいて設定する。原子炉建屋の地震応答解析に用いる地盤モデルの地盤物性値を表 4.2-1 に、設定根拠を表 4.2-2 に示す。表 4.2-1 に示す地盤モデルのうち表層地盤（O.P. +14.8m～O.P. ±0m）には、地盤調査結果に基づき、初期せん断剛性 G_0 、 G/G_0 - γ 曲線及び h - γ 曲線の非線形特性を設定した。

なお、制御建屋の地震応答解析においては、地震動を直接入力としている。

4.2.2 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評価においては、地下水位低下設備を考慮の上設定した地下水位及び液状化検討対象層の分布状況を踏まえて、液状化影響の検討の必要性を判断する。液状化影響の検討が必要と判断された場合は、有効応力解析を実施する。

地盤の液状化強度特性は、代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮し、敷地全体の液状化強度試験から得られる液状化強度特性を保守的に下限値とする（設置変更許可時から変更無し）。

また、防潮堤における液状化強度特性について、盛土は、敷地全体の液状化強度試験から得られる液状化強度特性を保守的に下限値とし、旧表土は、施設近傍の試験結果から液状化強度特性を保守的に下限値とする（設置変更許可時から変更無し）。

設置変更許可申請書における解析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狐崎部層及び牧の浜部層の解析用物性値は、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。狐崎部層及び牧の浜部層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（JIS）又は地盤工学会（JGS）の基準に基づいた試験の結果から設定することとした。

(1) 液状化強度特性の設定

図4.2-1 に液状化強度特性設定のフローを示す。

- ・ 女川原子力発電所の液状化影響評価については、道路橋示方書・同解説（V耐震設計編）（（社）日本道路協会，H14.3）（以下，「道路橋示方書V」という）の液状化評価方法を基本とするが，液状化評価の対象外とされる G.L. -20m 以深の土層等についても液状化強度試験を実施し，保守的に盛土及び旧表土を液状化検討対象層とする（(2)液状化検討対象層の抽出）。
- ・ 液状化検討対象層として抽出した盛土及び旧表土の液状化強度試験の試料採取位置について，敷地全体に分布する盛土及び旧表土の基本物性値と比較し，その代表性を確認する（(3)液状化強度試験試料採取位置の選定とその代表性）。
- ・ 液状化強度試験結果に基づいて，地震時の地盤の状態を「液状化」，「繰返し軟化」及び「非液状化」と分類し，液状化検討対象層が「液状化」とならないこと（支持力を喪失しない，又は急激な流動変位が発生しない地盤であること）を把握する（(4)液状化強度試験結果と液状化強度特性の設定）。
- ・ 液状化強度特性は，液状化強度試験結果に対して，保守的に下限値となるように設定する（(4)液状化強度試験結果と液状化強度特性の設定）。

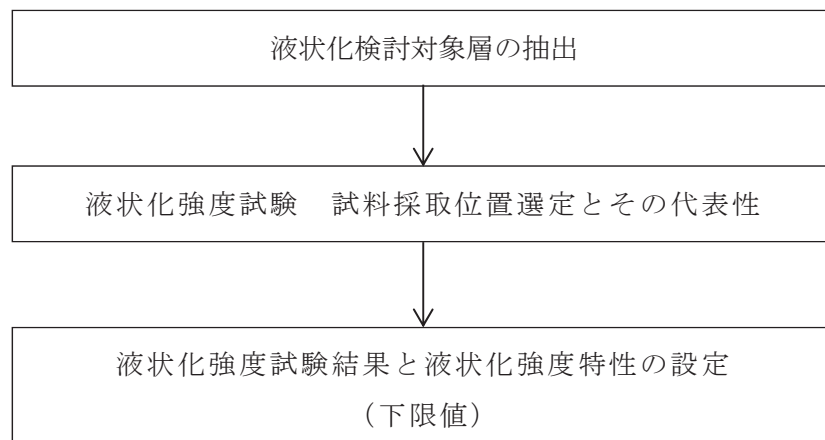


図 4.2-1 液状化強度特性設定のフロー

また，女川原子力発電所では，設置変更許可申請後に追加の液状化強度試験を実施している。設計及び工事の計画の認可申請では，追加実施した液状化強度試験結果を踏まえ，耐震評価における液状化強度特性を下限値にて設定することにより，保守性を考慮する。

(2) 液状化検討対象層の抽出

a. 敷地の地質概況

敷地の地質は、表 3.1-1 に示す敷地の地質層序表に示すとおり、中生界ジュラ系と、これを覆う第四系等によって構成されており、敷地のジュラ系は、牡鹿層群月の浦累層及び荻の浜累層に区分される砂岩、頁岩及び砂岩頁岩互層の堆積岩類であり、敷地に広く分布し、部分的にこれらを貫いてひん岩が分布する。また、第四系として、一部海岸付近及び低地周辺に、未固結～半固結の堆積物が分布する。

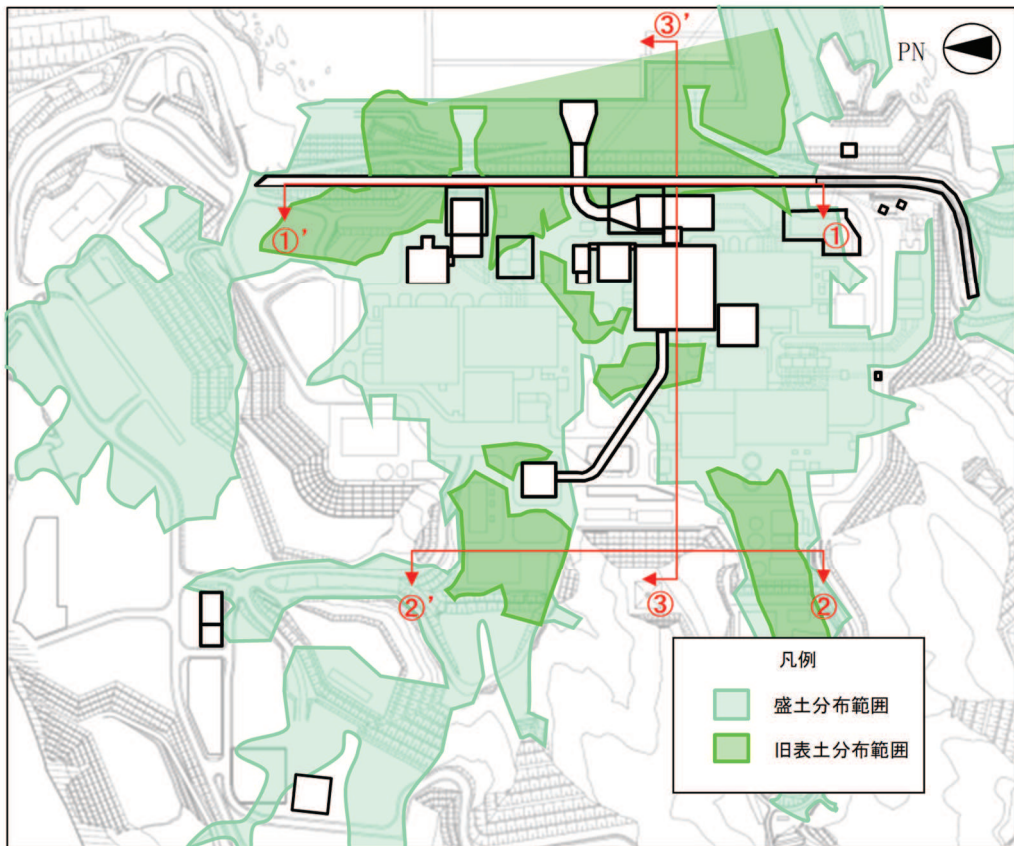
敷地の地盤は、岩盤、盛土及び旧表土に分類され、液状化の可能性を考慮するべき未固結の地盤は、盛土及び旧表土が該当する。なお、旧表土は、第四系の沖積層に該当し、粘性土～粘土質砂質土～砂質土を主体とし、海浜砂に比べ粒径が比較的幅広い特徴を有する。

旧表土は、地層の連続性からみて同時代に堆積したものと考えられ、かつては敷地のほぼ全域にわたり牡鹿層群を覆って分布していたが、発電所設置の際の掘削により、その多くが取り除かれており、現在は地表面に露出しておらず盛土下部の岩盤上面に分布しているのみである。

盛土は建設時に発生した岩砕を締固め管理*した人工地盤であり、敷地の整地地盤のほぼ全域に分布している。

盛土及び旧表土の分布状況について、平面図を図 4.2-2、地質断面図を図 4.2-3 に示す。また、盛土及び旧表土を確認したボーリング柱状図及びコア写真については参考資料 14 に示す。

*：撒き出し厚 30cm とし、振動ローラー等で締固めを実施。施工後、現場密度試験を行い、室内試験（突固め試験）結果と比較して十分締固められていることを確認した。



(旧表土は地表面に露出しておらず盛土下部の岩盤上面に分布している。)

図 4.2-2 盛土及び旧表土の分布平面図

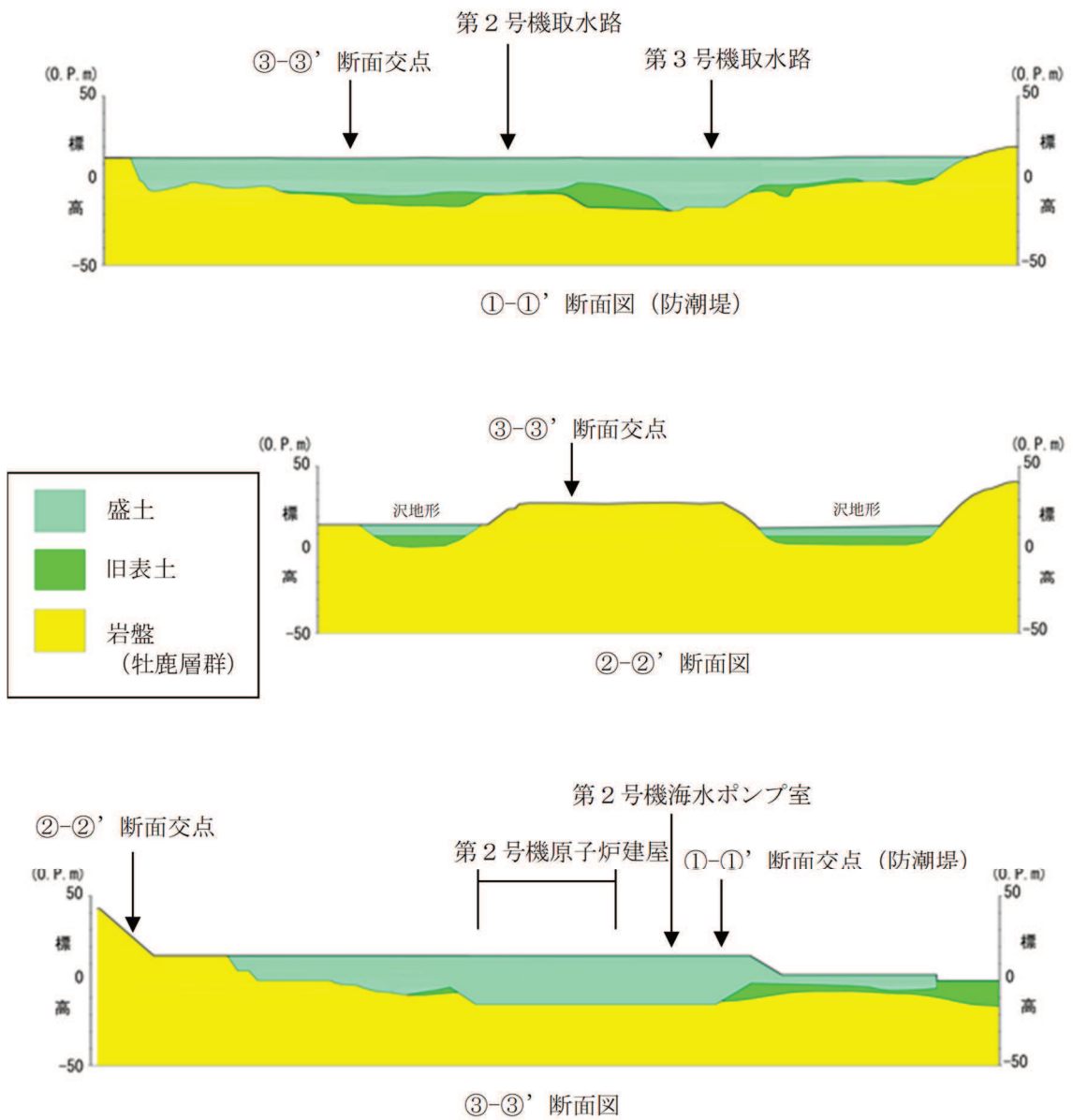


図 4.2-3 盛土及び旧表土の分布断面図

b. 旧表土の分布

各断面位置における旧表土の分布の特徴は以下のとおりである。

・①－①’ 断面

防潮堤付近に旧表土が広く分布している。第2号機取水路と第3号機取水路の間付近で旧表土が最も厚くなり、その層厚は最大14m程度である。

・②－②’ 断面

山側の沢地形部に旧表土が分布している。盛土の下層に旧表土が分布しており、その層厚は、最大7m程度である。

・③－③’ 断面

建屋周辺には発電所建設時に掘削範囲外であった旧表土がわずかに分布しており、その層厚は最大3m程度である。港湾部分にも旧表土が分布しており、その層厚は最大9m程度である。

c. 盛土の分布

盛土については、発電所建設時の敷地造成及び構造物建設時の埋戻しにより、敷地のほぼ全域にわたって分布している。盛土は人工地盤として締固め管理して施工されており、盛土材料は建設時に発生した岩砕（最大粒径300mm）が主体となっている（盛土の均一性については、参考資料15に示す。）。

d. 液状化検討対象層

基準地震動 S_s により液状化する可能性を否定できず、液状化評価を行う対象土質である液状化検討対象層として、道路橋示方書Vでは、以下の条件全てに該当する土層と定めている。

- ① 地下水位がG.L. -10m以内であり、かつG.L. -20m以内の飽和土層
- ② 細粒分含有率が35%以下、又は細粒分含有率が35%を超えても塑性指数が 15^{*1} 以下の土層
- ③ 平均粒径が10mm以下で、かつ10%粒径が1mm以下である土層

上記の条件は他指針類（鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計編（平成24年9月）、港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成19年））においてもほぼ共通している。

液状化検討対象層の抽出は、道路橋示方書Vで対象としている地層を基本とし、比較的浅部の地盤等が液状化検討対象層となるが、以下の場合も含め液状化検討対象層として抽出する。

- ・ G.L. -20m 以深の飽和土層
- ・ 細粒分含有率が35%以上の飽和土層^{*2}

- ・平均粒径が 10 mm以上の飽和土層

以上より、液状化検討対象層として盛土及び旧表土を抽出する。

注記 *1：「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計編（平成 24 年 9 月）」では「粘土分含有率 P_c が 15%以下」，「建築基礎構造設計指針 日本建築学会（2001 年）」では「粘土分（0.005mm 以下の粒径を持つ土粒子）含有率が 10%以下」との記載がある。

*2：粘土分含有率が 10%以上の土層を含む（液状化強度試験位置における粘土分含有率を参考資料 19 に示す。）。

(3) 液状化強度試験試料採取位置の選定とその代表性

a. 液状化強度試験 試料採取位置の選定

敷地内に残存する液状化検討対象層（旧表土・盛土）について、採取可能な試料採取位置の選定を行った。

旧表土の液状化強度試験に用いる試料採取位置は、図4.2-4及び図4.2-5に示すとおり、敷地内に残存する旧表土から網羅的に採取する観点から、図4.2-4のとおり7点を選定した。

盛土の試料採取位置を図4.2-4及び図4.2-6に示す。採取位置について、評価対象施設が0. P. +14. 8m盤及び0. P. +62m盤の2エリアに設置されることを踏まえ、それぞれのエリアから図4.2-4のとおり計8点を選定した。

なお、B-3～B-8の6地点については、以下の方針に基づき、設計及び工事の計画の認可申請において追加実施した。B-3～B-8の6地点の選定理由を表4.2-9に示す。

- ① 設計基準対象施設，常設重大事故等対象施設，可搬型重大事故等対処設備保管場所及びアクセスルートが0. P. +14. 8m盤及び0. P. +62m盤の2エリアに設置されていることを踏まえ，設置変更許可申請時に実施済みの液状化強度試験試料採取位置（B-1，B-2）と合わせて，これらの施設・設備を網羅できるようにそれぞれのエリアから複数の位置を選定する。
- ② 上記の施設・設備が敷地全域に分散して設置されていることを踏まえ，試料採取位置についても代表性の観点から偏りが無いよう分散して選定する。

表 4.2-9 追加実施した盛土の試料採取位置（B-3～B-8）の選定理由

孔名	選定理由	
	方針①	方針②
B-3	0. P. +14. 8m 盤から採取することとした	実施済みであった B-1 孔を含め、B-4、B-5 及び B-6 から離れた位置とし、防潮壁（第 2 号機放水立坑）及び海水ポンプ室付近の位置から採取することとした。
B-4	0. P. +14. 8m 盤から採取することとした	実施済みであった B-1 孔を含め、B-3、B-5 及び B-6 から離れた位置とし、第 3 号機海水熱交換器建屋付近から採取することとした。
B-5	0. P. +14. 8m 盤から採取することとした	実施済みであった B-1 孔を含め、B-3 及び B-4 から離れた位置とし、排気筒及び排気筒連絡ダクト近傍から採取することとした。 ^{*1}
B-6	0. P. +14. 8m 盤から採取することとした	実施済みであった B-1 孔を含め、B-3 及び B-4 から離れた位置とし、排気筒及び排気筒連絡ダクト近傍から採取することとした。 ^{*1}
B-7	0. P. +62m 盤から採取することとした	実施済みであった B-2 孔から離れた位置とし、緊急用電気品建屋及びガスタービン発電設備軽油タンク室付近から採取することとした。 ^{*2}
B-8	0. P. +62m 盤から採取することとした	実施済みであった B-2 孔から離れた位置とし、緊急用電気品建屋及びガスタービン発電設備軽油タンク室付近から採取することとした。 ^{*2}

注記*1 0. P. +14. 8m 盤の施設配置及び盛土の分布範囲を踏まえて、採取可能な試料採取位置の選定を行った結果、近接する箇所からの採取となった。

*2 0. P. +62m 盤の施設配置及び盛土の分布範囲を踏まえて、採取可能な試料採取位置の選定を行った結果、近接する箇所からの採取となった。

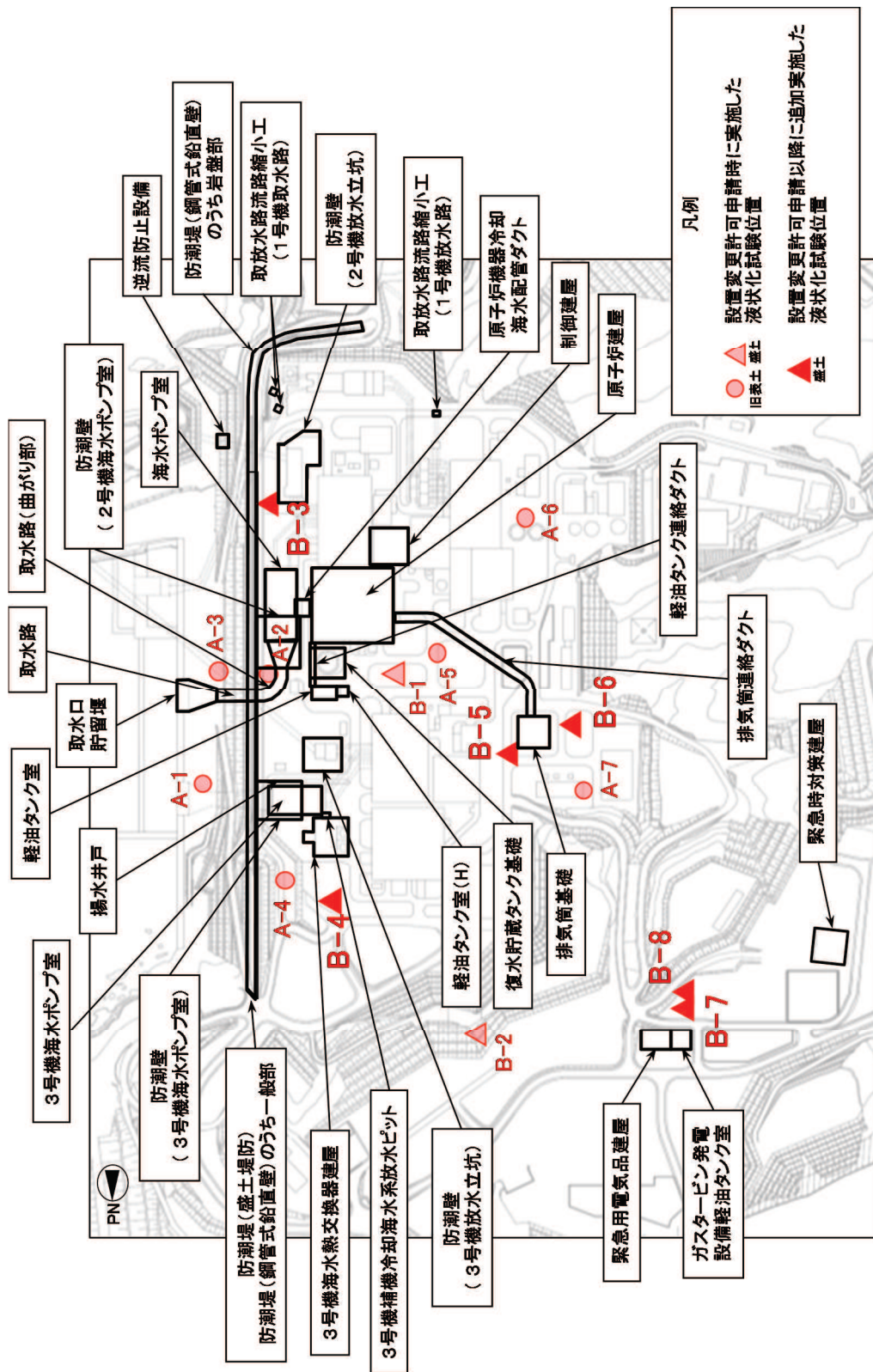


図 4.2-4 液状化強度試験位置

F83

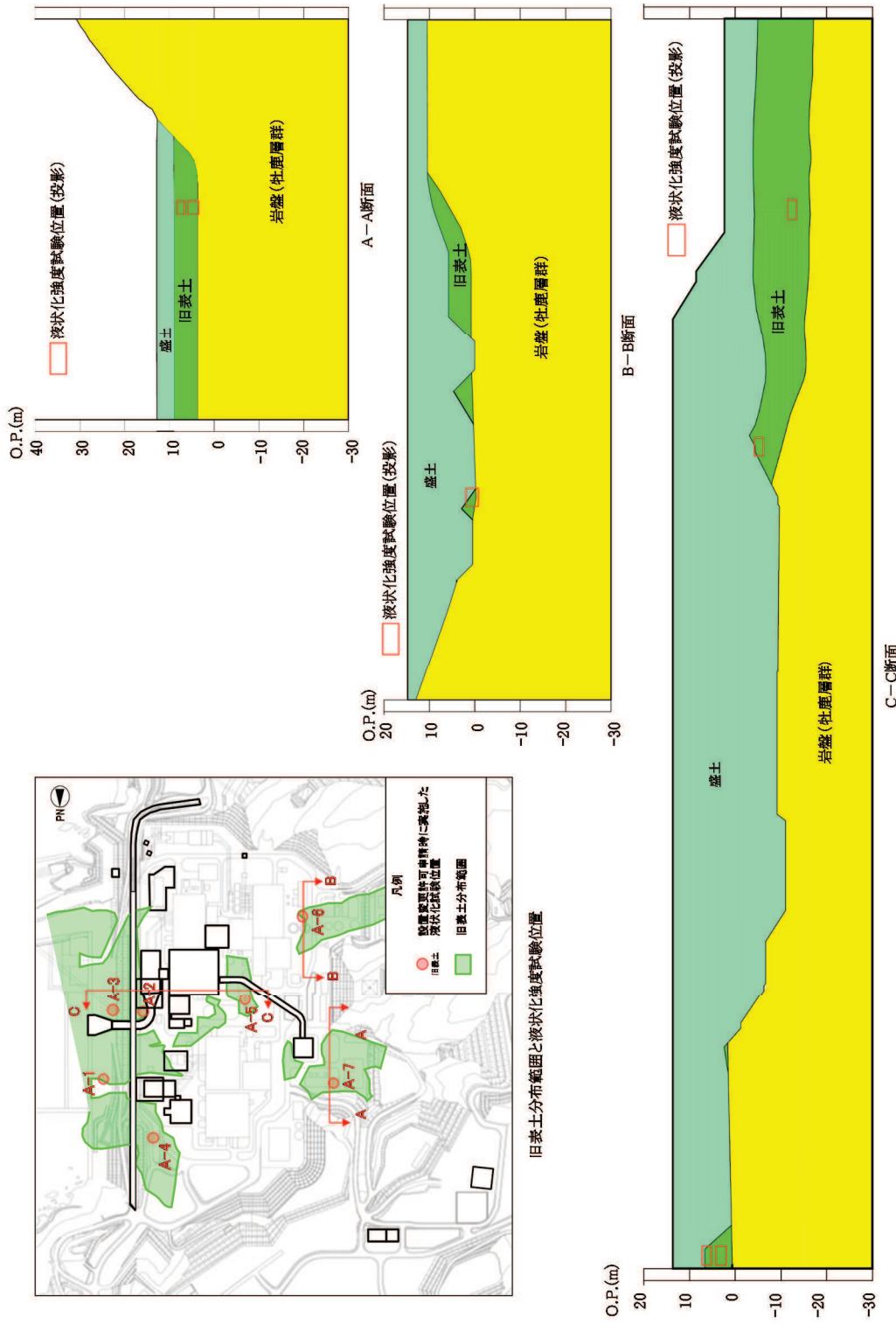


図 4.2-5(1) 旧表土の液状化強度試験に用いる試料採取位置断面図(1/2)

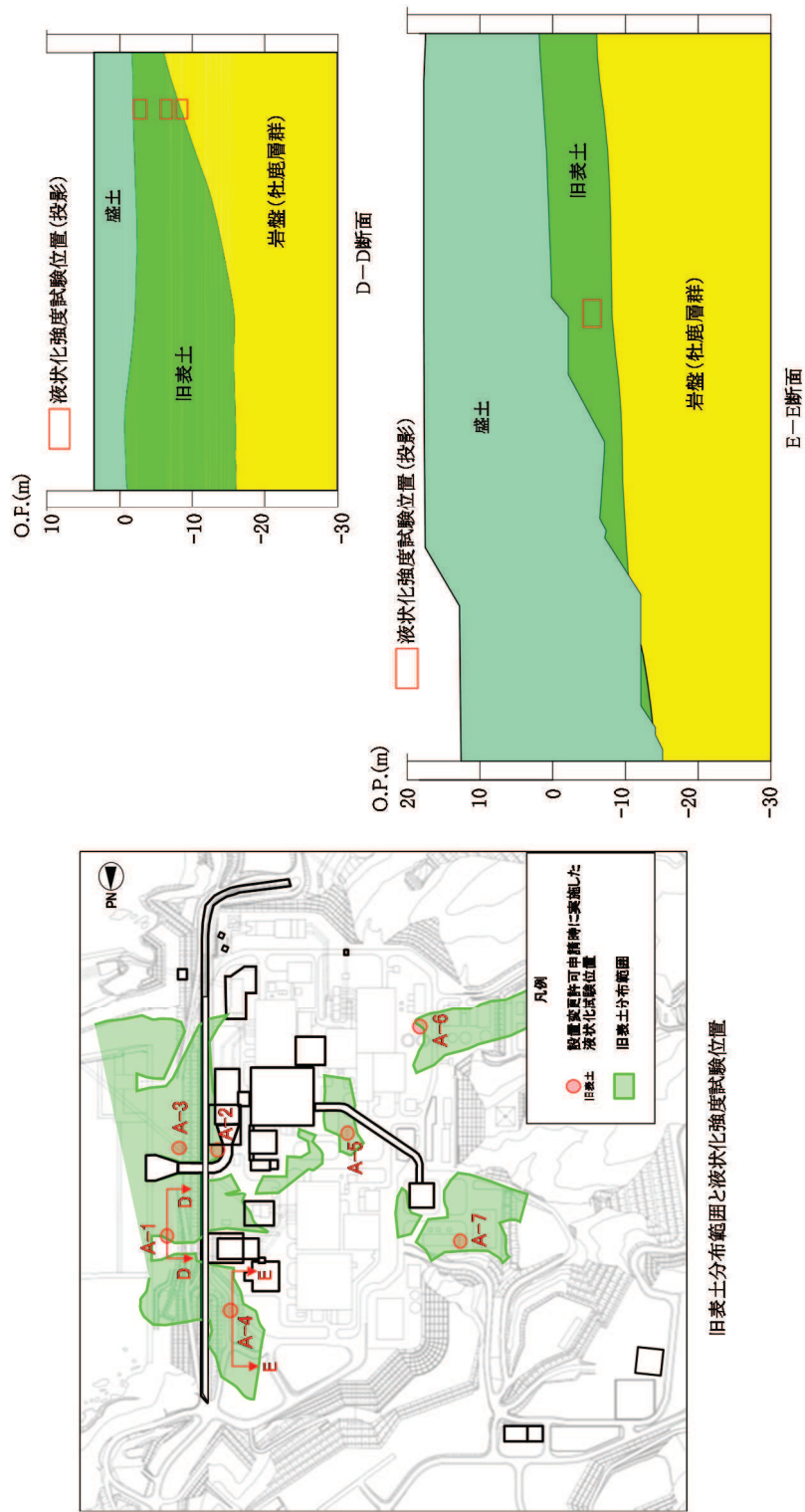


図 4.2-5(2) 旧表土の液状化強度試験に用いる試料採取位置断面図 (2/2)

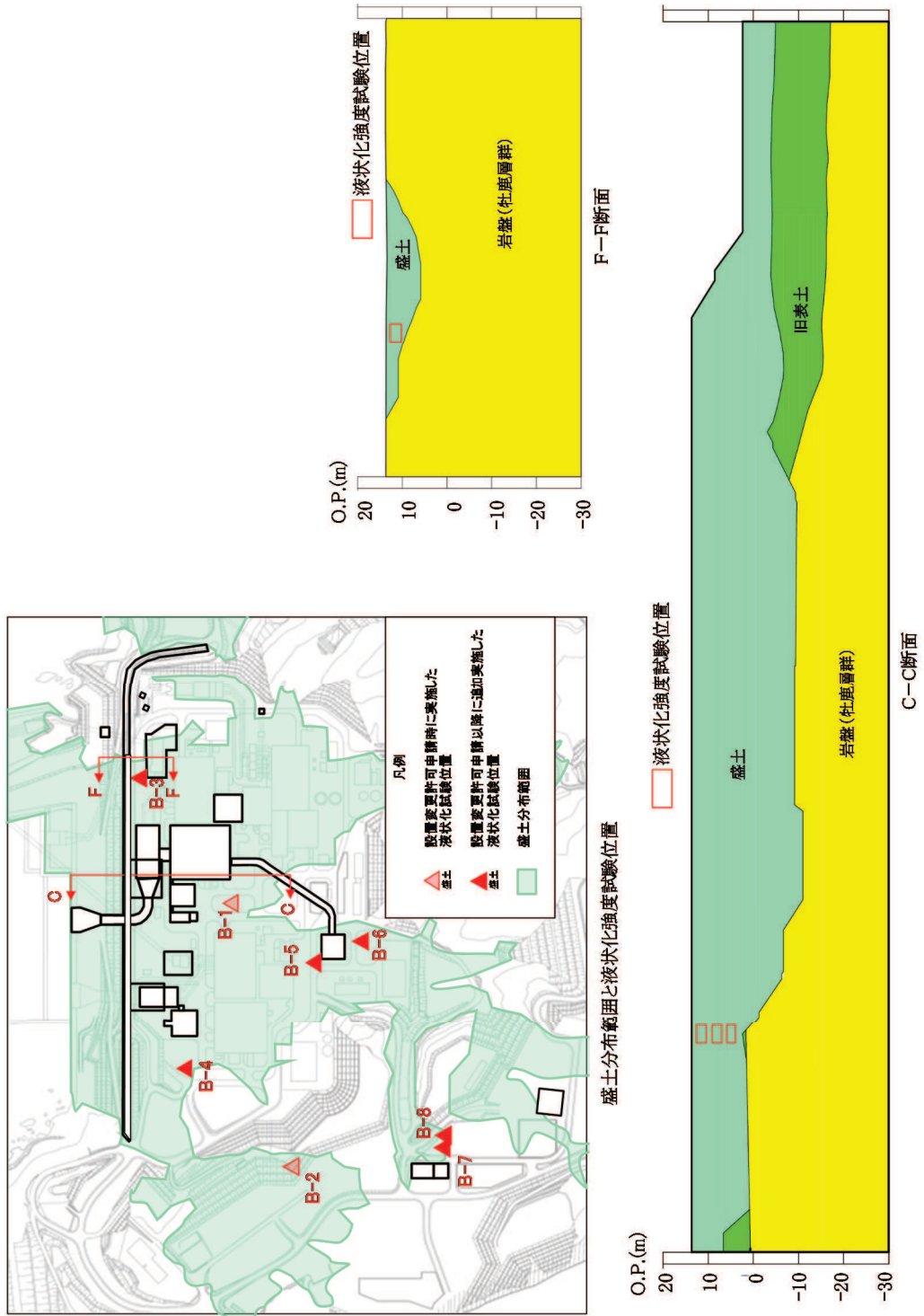


図 4.2-6(1) 盛土の液状化強度試験に用いる試料採取位置断面図(1/3)

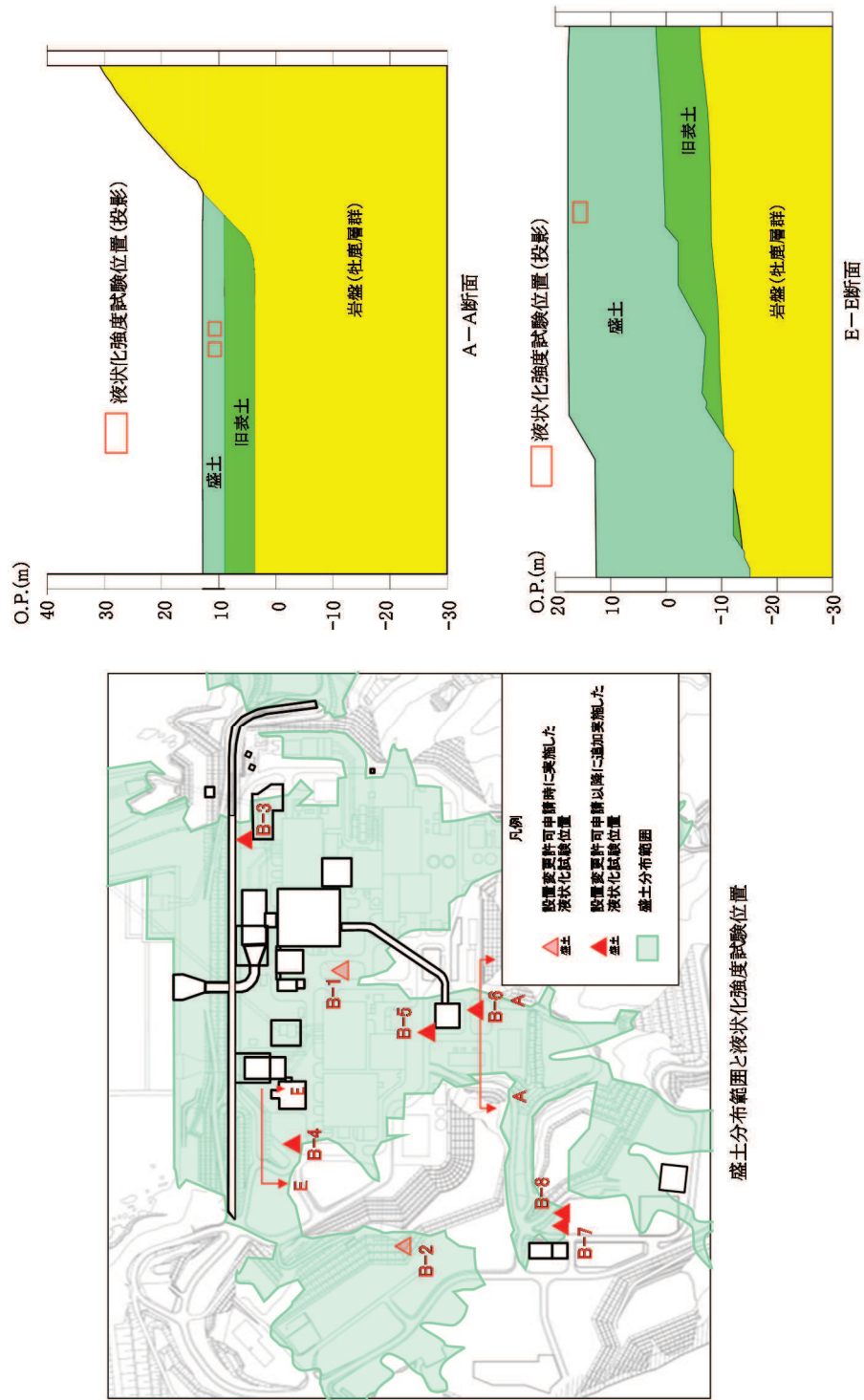


図 4.2-6(2) 盛土の液状化強度試験に用いる試料採取位置断面図(2/3)

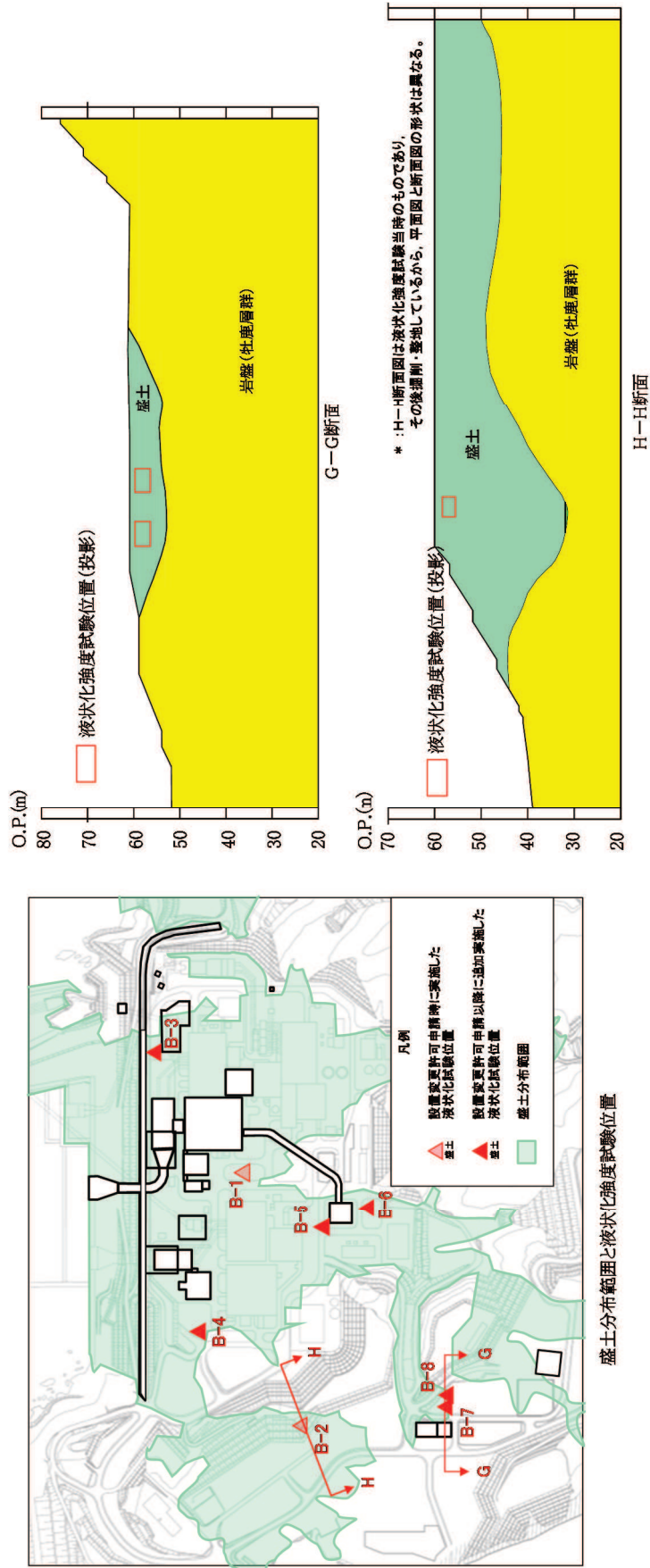


図 4.2-6(3) 盛土の液状化強度試験に用いる試料採取位置断面図(3/3)

b. 液状化強度試験 試料採取位置の代表性確認

旧表土と盛土の液状化試験試料の採取位置が発電所敷地内を代表できることを示す。

旧表土については、液状化強度比 R_L と相関性のある指標（基本物性）を抽出の上、液状化強度試験位置と敷地全体における指標の比較を行うことにより、その妥当性を確認した。

盛土については、盛土材料及び施工管理の観点から均一であることを示した上で、旧表土と同様に液状化強度比 R_L と相関性のある指標を抽出の上、液状化強度試験位置と敷地全体における指標の比較を行うことにより、その妥当性を確認した。

(a) 旧表土の代表性確認

旧表土の液状化強度試験位置の代表性を確認することを目的として、液状化強度試験位置と敷地全体における指標を比較し検討を行った。

代表性確認において比較する指標として、①粒度分布、②細粒分含有率、③N値を選定した。なお、各種試験は、JISに基づき実施した。

各指標の選定理由を以下に示す。また、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表 4.2-10 に示す。

① 粒度分布

粒径加積曲線から求められる粒度分布は、基本的な土の物性値であり、各基準類における液状化判定において平均粒径、10%粒径が用いられており、液状化強度比 R_L の相関が高いことから選定した。

② 細粒分含有率

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 との相関が高いことから選定した。

③ N値

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、有効応力解析コード（FLIP）の簡易パラメータ設定法にN値が用いられており、液状化強度比との相関が高いことから選定した。

表 4.2-10 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（Ⅴ 耐震設計編）・同解説，（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月	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，2007（部分改訂，2012）		
建築基礎構造設計指針，日本建築学会，2001		
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，2012		

旧表土の液状化強度試験位置及び敷地内調査位置（標準貫入試験及び物理特性試験）を図 4.2-7 に示す。

図 4.2-8 に，旧表土の液状化強度試験供試体と敷地内調査位置での粒度分布を示す。また，図 4.2-9 に，旧表土の液状化強度試験供試体と敷地内調査位置の細粒分含有率及び N 値の深度分布を示す。なお，多くの旧表土の液状化強度試験供試体は地下水位以深より採取したものである。

旧表土の液状化強度試験位置の粒度分布は，おおむね敷地全体の粒度分布の平均的な範囲にあり，細粒分含有率は，敷地全体の $\pm 1\sigma$ の範囲でおおむね敷地全体の平均的な範囲にある。また，N 値は，敷地全体よりもやや小さい値である。この結果は，旧表土の液状化強度試験位置が敷地全体と同程度あるいは旧表土の液状化強度試験位置の方がやや液状化しやすい傾向があることを示している。

さらに，粒度分布，細粒分含有率及び N 値について，図 4.2-7 に示す海側のエリア①と山側のエリア②の 2 つのエリアで比較を行った。粒度分布のエリア別の比較を図 4.2-10 に，細粒分含有率及び N 値のエリア別の比較を図 4.2-11 に示す。

粒度分布，細粒分含有率及び N 値で，エリア①とエリア②で大きな違いは見られなかったが，エリア①の液状化強度試験供試体の N 値は，敷地全体及びエリア②の液状化強度試験供試体よりも小さい値であり，液状化しやすいエリアからも液状化強度試験の供試体を採取していると言える。

N 値について，液状化試験位置の N 値の下限 ($N=5$) 以下となっているデータが 4 つあるが，N 値が 3 のデータは液状化試験位置と同じ調査孔であり，深度もおおむね同じであることから，同等の位置で供試体を採取できていると考える。また，その他のデータは防潮堤の設置に伴い取り除かれて現存しない旧表土又は地下水位以浅の旧表土であって，構造物への影響はな

いと判断する。図 4. 2-11 に液状化試験位置の N 値の下限 (N=5) 以下のデータに関する整理結果を示す。

以上のことから、旧表土の液状化強度試験位置は、敷地内の旧表土に対して代表性及び網羅性を有していることを確認した。

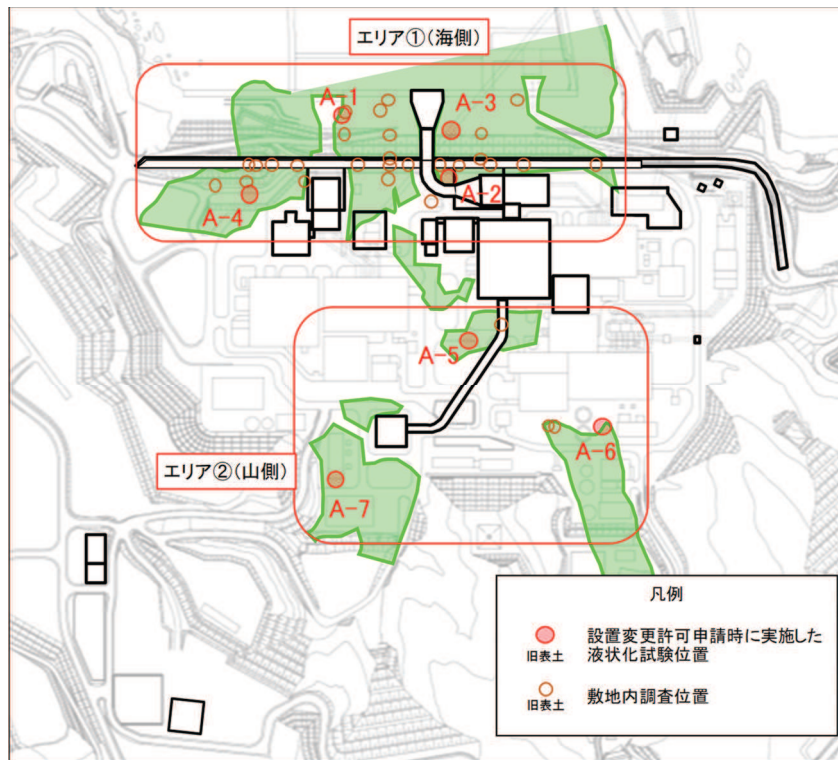


図 4.2-7 旧表土の液状化強度試験位置及び敷地内調査位置の平面図

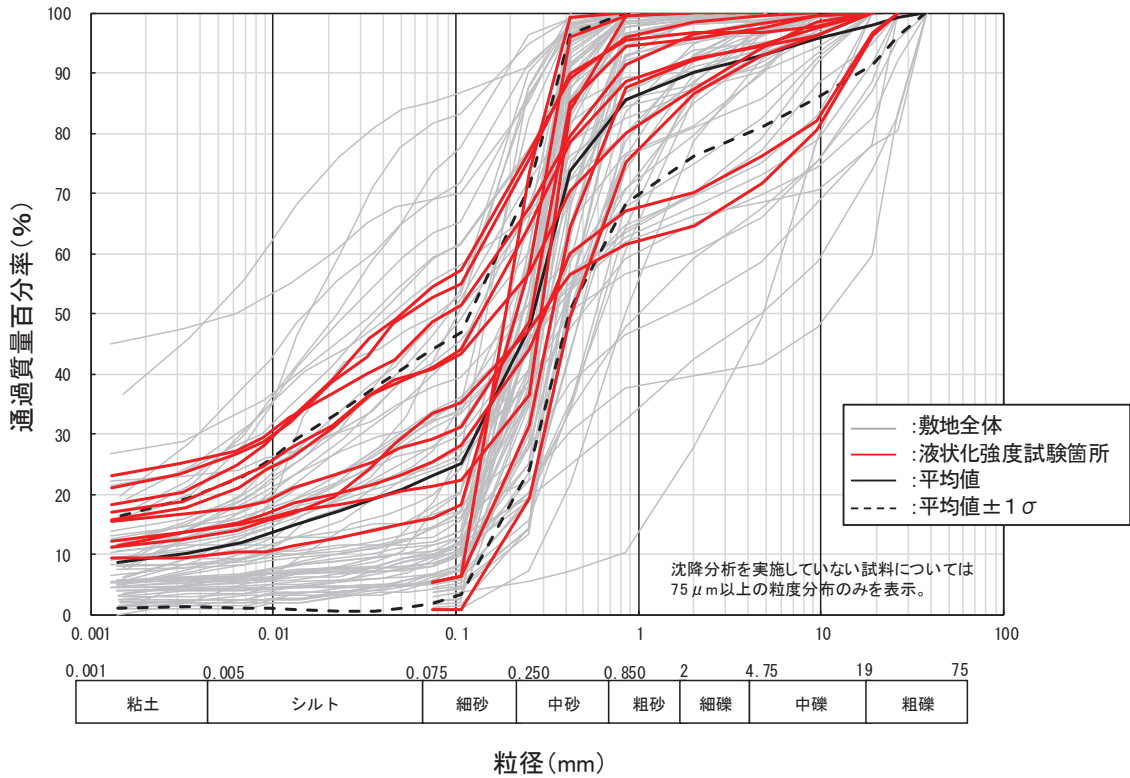


図 4.2-8 旧表土の液状化強度試験供試体と敷地内調査位置の粒度分布

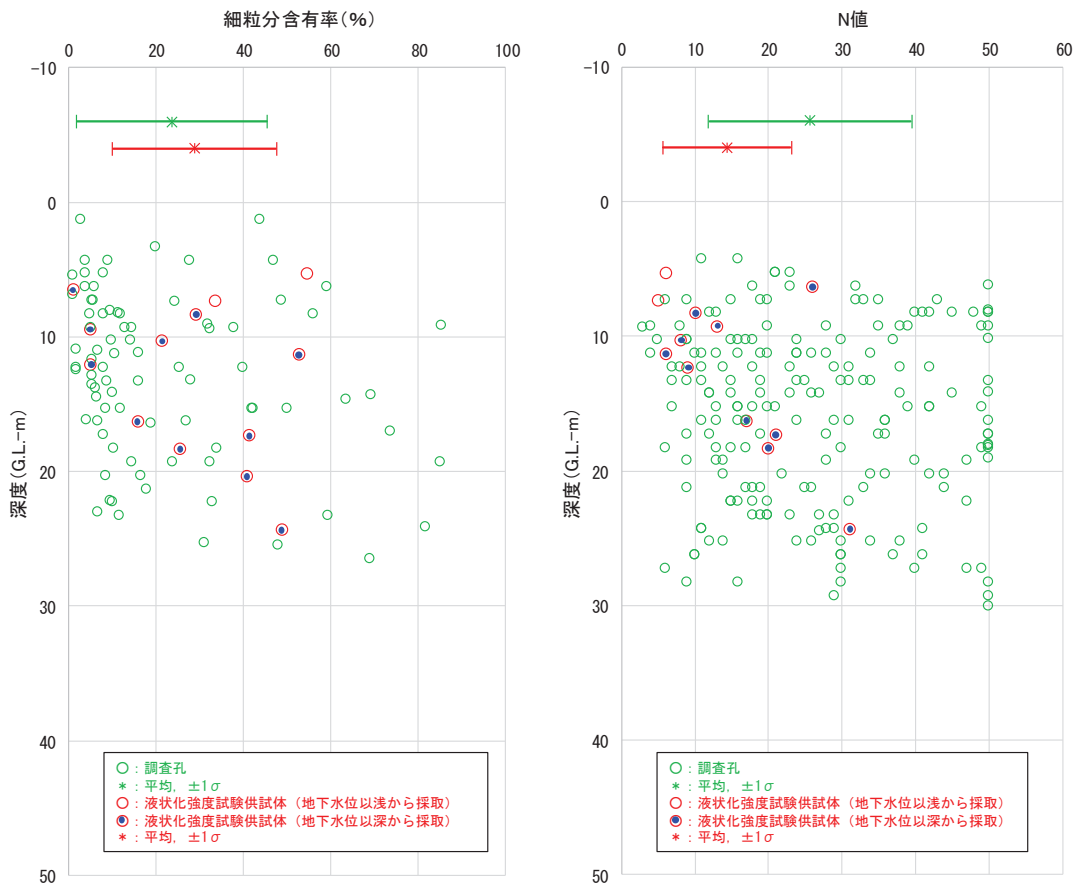
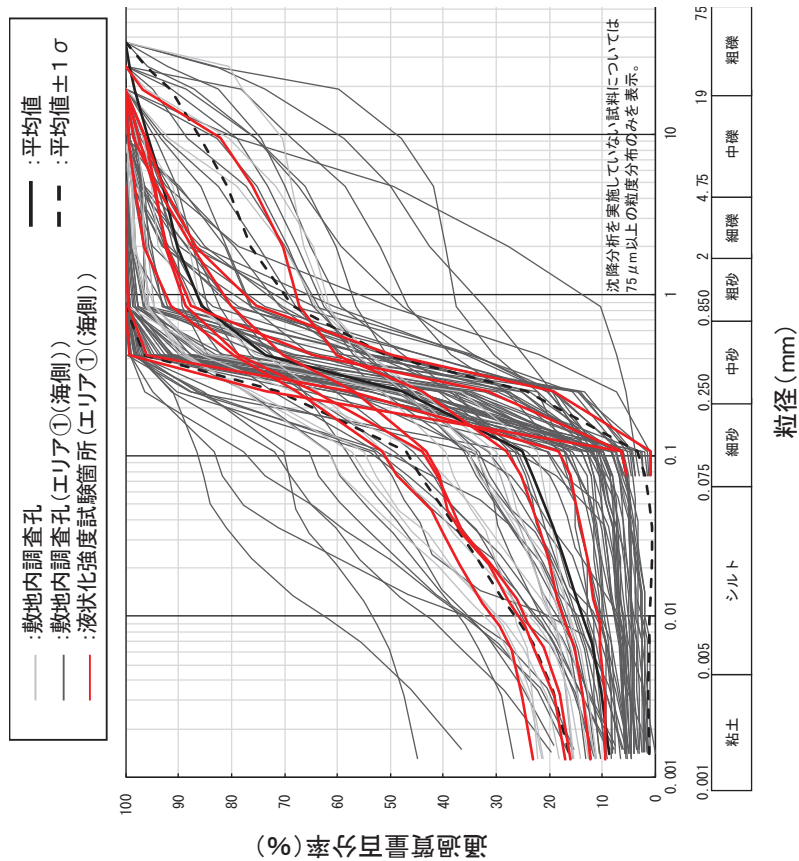
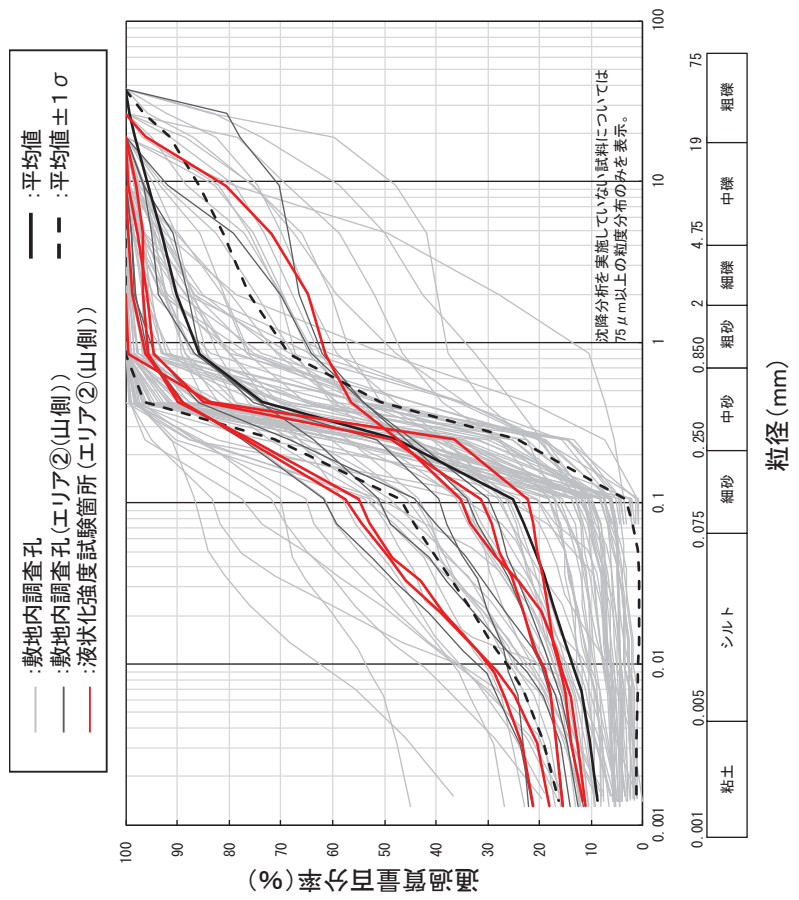


図 4.2-9 旧表土の液状化強度試験供試体と敷地内調査位置の細粒分含有率及び N 値

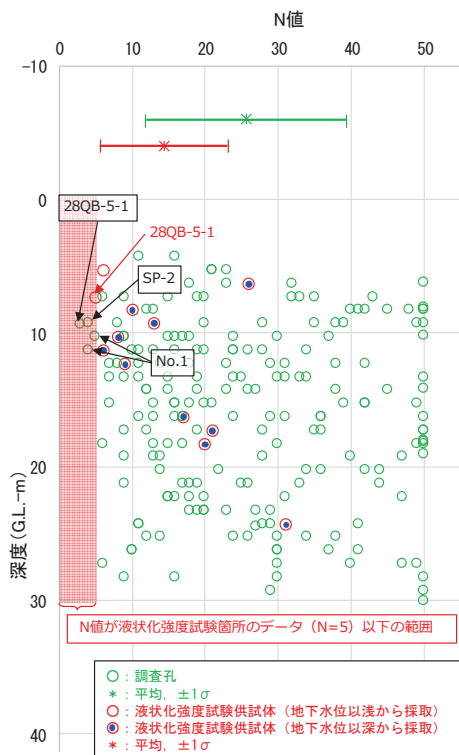
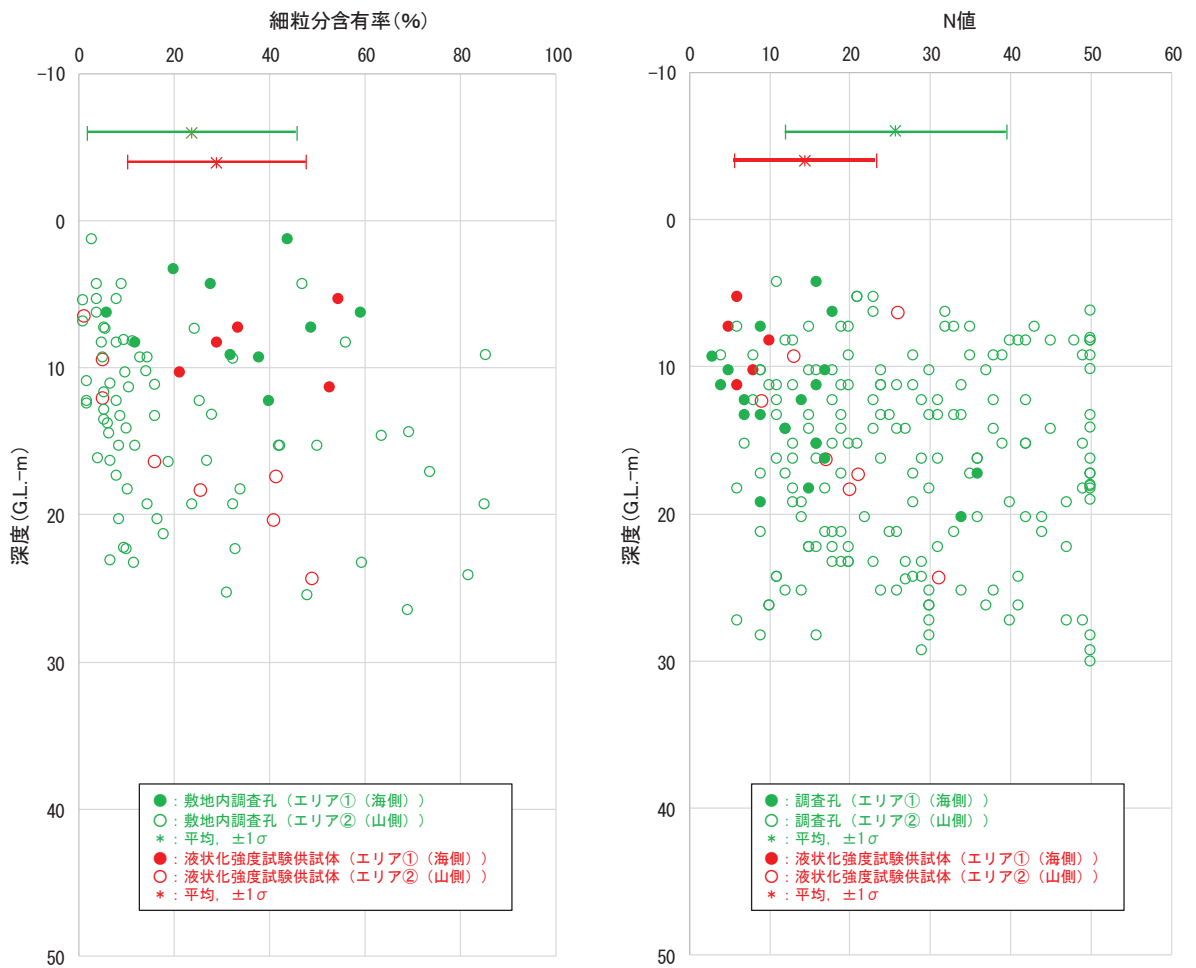


(i) エリア①(海側)で整理



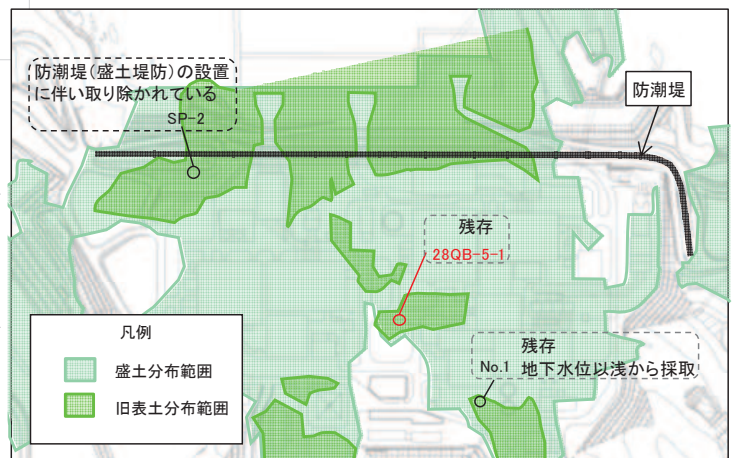
(ii) エリア②(山側)で整理

図 4.2-10 旧表土の液状化強度試験供試体と敷地内調査位置の粒度分布 (エリア別比較)



N値が液状化強度試験データ (A-5 : N=4) 以下の整理

孔名	N値	深度 (G.L.-m)	地下水位との関係	現在の状況
28QB-5-1	3	9.33	地下水位以深	残存
SP-2	4	9.3	地下水位以深	防潮堤の設置に伴い取り除かれている。
No.1	4	11.3	地下水位以浅	残存 (2号SPTは杭基礎なので)
No.1	5	10.3	地下水位以浅	残存 (2号SPTは杭基礎なので)
28QB-5-1 (A-5)	5	7.3	地下水位以深	残存



N値が液状化強度試験データ (A-5 : N=4) 以下の調査箇所

図 4.2-11 旧表土の液状化強度試験供試体と敷地内調査位置の細粒分含有率及びN値 (上段：エリア別比較，下段：液状化強度試験箇所のN値以下となっているデータの整理)

(b) 盛土の代表性確認

盛土については、建設時に発生した岩砕が主体であり、締固め管理して施工された人工地盤である。

盛土の液状化強度試験位置の代表性を確認することを目的として、液状化強度試験位置と敷地全体における指標を比較し検討を行った。

代表性確認において比較するため、液状化強度比 R_L と相関性のある指標として①粒度分布、②細粒分含有率、③相対密度を選定した。なお、各種試験は、JIS 及び JGS に基づき実施した。各指標の選定理由を以下に示す。

① 粒度分布

粒径加積曲線から求められる粒度分布は、基本的な土の物性値であり、各基準類における液状化判定において平均粒径、10%粒径が用いられており、液状化強度比 R_L の相関が高いことから選定した。

② 細粒分含有率

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 との相関が高いことから選定した。

③ 相対密度

ダイレイタンスー特性（繰返しせん断に伴う体積変化）に直接関連する指標であり、液状化強度比 R_L との相関が高い。

なお、盛土を構成する岩砕の最大粒径は 300mm であり、岩砕が多く含まれることから標準貫入試験が適正に実施できないこと及び通常の小口径ボーリングコア試料では物理特性を把握することができないと考えるが、念のため、N 値についても確認を行った。

盛土の液状化強度試験位置及び敷地内調査位置（原位置試験及び物理特性試験）を図 4.2-12 に示す。

図 4.2-13 に、盛土の液状化強度試験供試体と敷地内調査位置の粒度分布を示す。また、図 4.2-14 に、盛土の液状化強度試験供試体と敷地内調査位置の細粒分含有率及び N 値の深度分布並びに相対密度の比較を示す。なお、盛土の液状化強度試験供試体は地下水位以浅より採取したものである。

盛土の液状化強度試験位置の粒度分布は、液状化強度試験位置と敷地全体で類似しており、敷地全体のばらつきの範囲内にある。また、盛土の液状化強度試験位置の細粒分含有率は、敷地全体よりもやや低い範囲にあり、相対密度は、敷地全体の平均に近いか又はやや小さい範囲にある。盛土の液状化強度試験位置の N 値は、おおむね敷地全体の平均以下に分布している。これらの結果は、盛土の液状化強度試験位置が敷地全体と同程度あるいは盛土の液状

化強度試験位置の方がやや液状化しやすい傾向があることを示している。

盛土については、建設時に発生した岩砕を締固め管理して施工した人工地盤で、施工後の締固め度の検査により、所定の締固め度を有していることを確認していることから、敷地内全域で均一性を有していると考えているが、粒度分布、細粒分含有率、N値及び相対密度の指標についても確認を行った。具体的には、各号機の建設段階での盛土施工範囲を基本に図4.2-12に示す5つのエリアに区分して粒度分布、細粒分含有率、N値及び相対密度の指標で比較した。エリア別の比較を図4.2-15～図4.2-18に示す。

エリア別の比較の結果、粒度分布、細粒分含有率、N値及び相対密度のいずれの指標においても、敷地全体に対して各エリアは平均的な傾向を示しており、盛土は敷地全域で均一性を有していることを確認した。また、エリア④及びエリア⑤の液状化強度試験位置は設計用地下水水位よりも低く、エリア②及びエリア③の液状化強度試験位置は設計用地下水水位よりも高くなっている。

N値について、液状化試験位置のN値の下限(N=4)と同じ値となっているデータが2つあり、どちらも現存する調査箇所から採取したものであるが、浅部から採取した地下水水位以浅のデータである。また、液状化試験位置のN値の下限(N=4)よりも低いデータが複数確認されているが、いずれも浅部から採取した地下水水位以浅の盛土であり、防潮堤又は排気筒連絡ダクトの設置に伴い取り除かれて現存していない盛土であって、構造物への影響はないと判断する。図4.2-17(3)に液状化試験位置のN値の下限(N=4)以下のデータに関する整理結果を示す。なお、液状化強度試験は、地下水水位以浅から採取した試料であったとしても、後述する「(4)液状化強度試験結果と液状化強度特性の設定」で示すとおり「土の繰返し非排水三軸試験方法(JGS 0541)」に基づき、飽和状態で試験を実施する。

以上のことから、盛土の液状化強度試験位置は、敷地内の盛土に対して代表性及び網羅性を有していると考えられるが、盛土の液状化強度特性の設定に当たっては下限値にて設定することにより、保守性を考慮する。

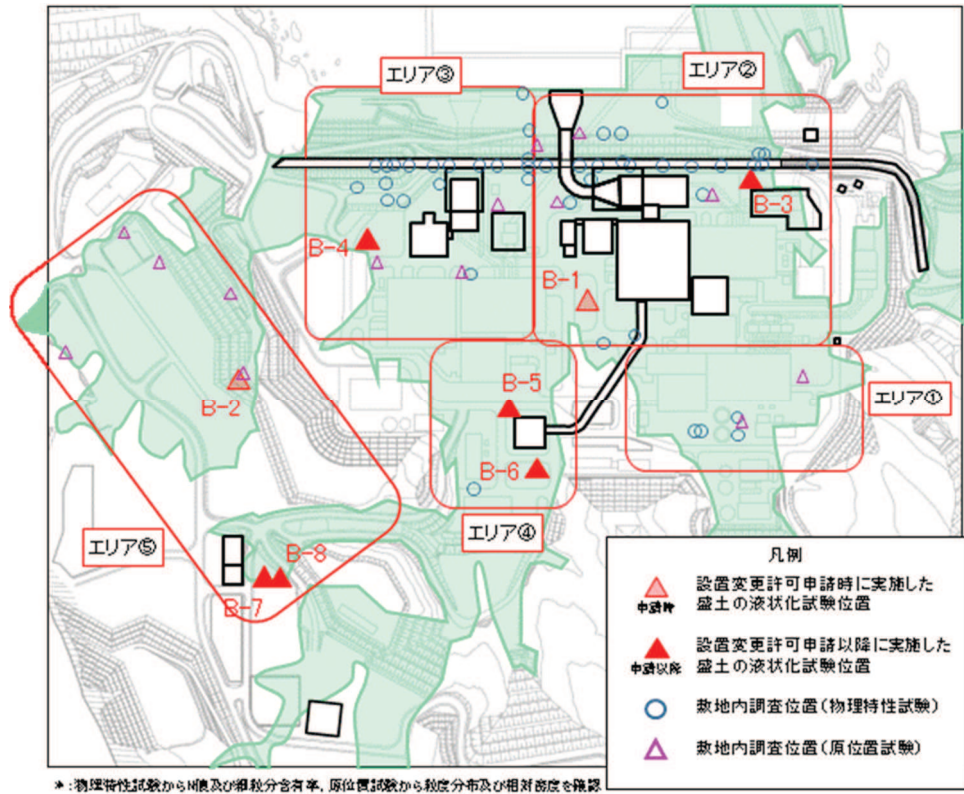


図 4.2-12 盛土の液状化強度試験位置及び敷地内調査位置の平面図

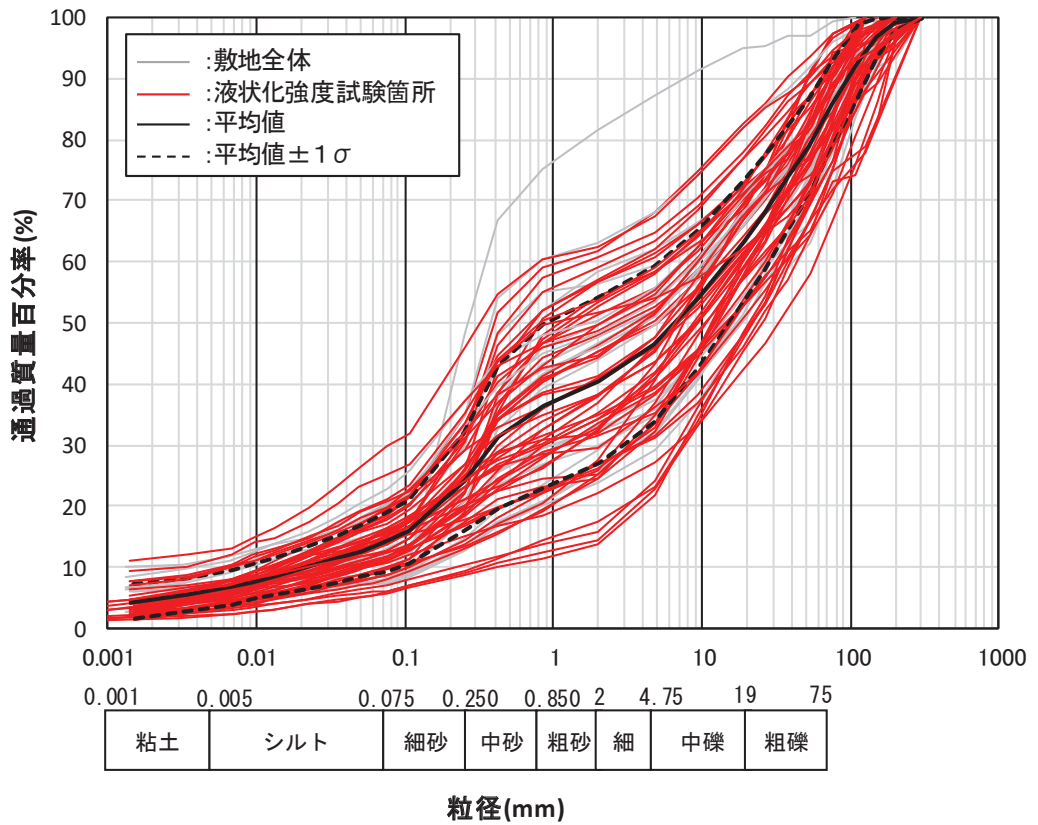


図 4.2-13 盛土の液状化強度試験供試体と敷地内調査箇所の粒度分布

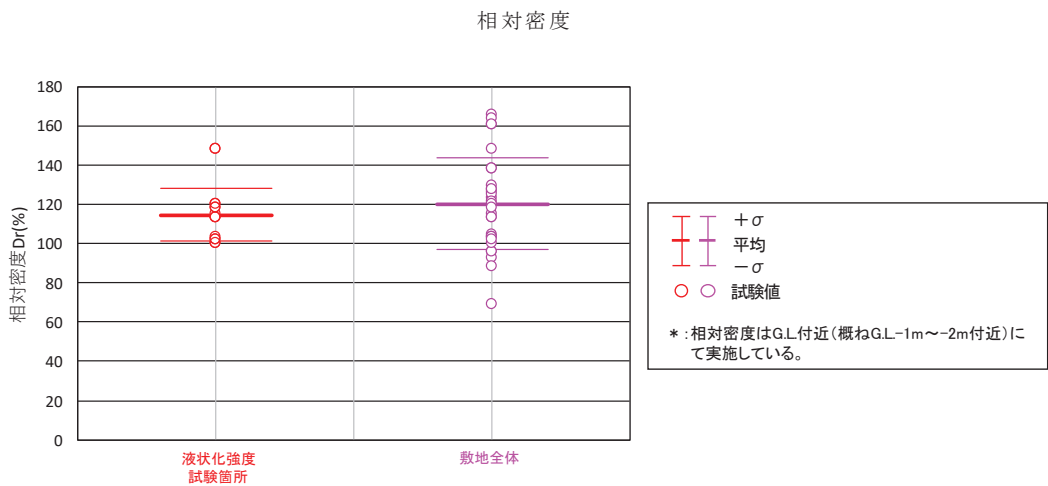
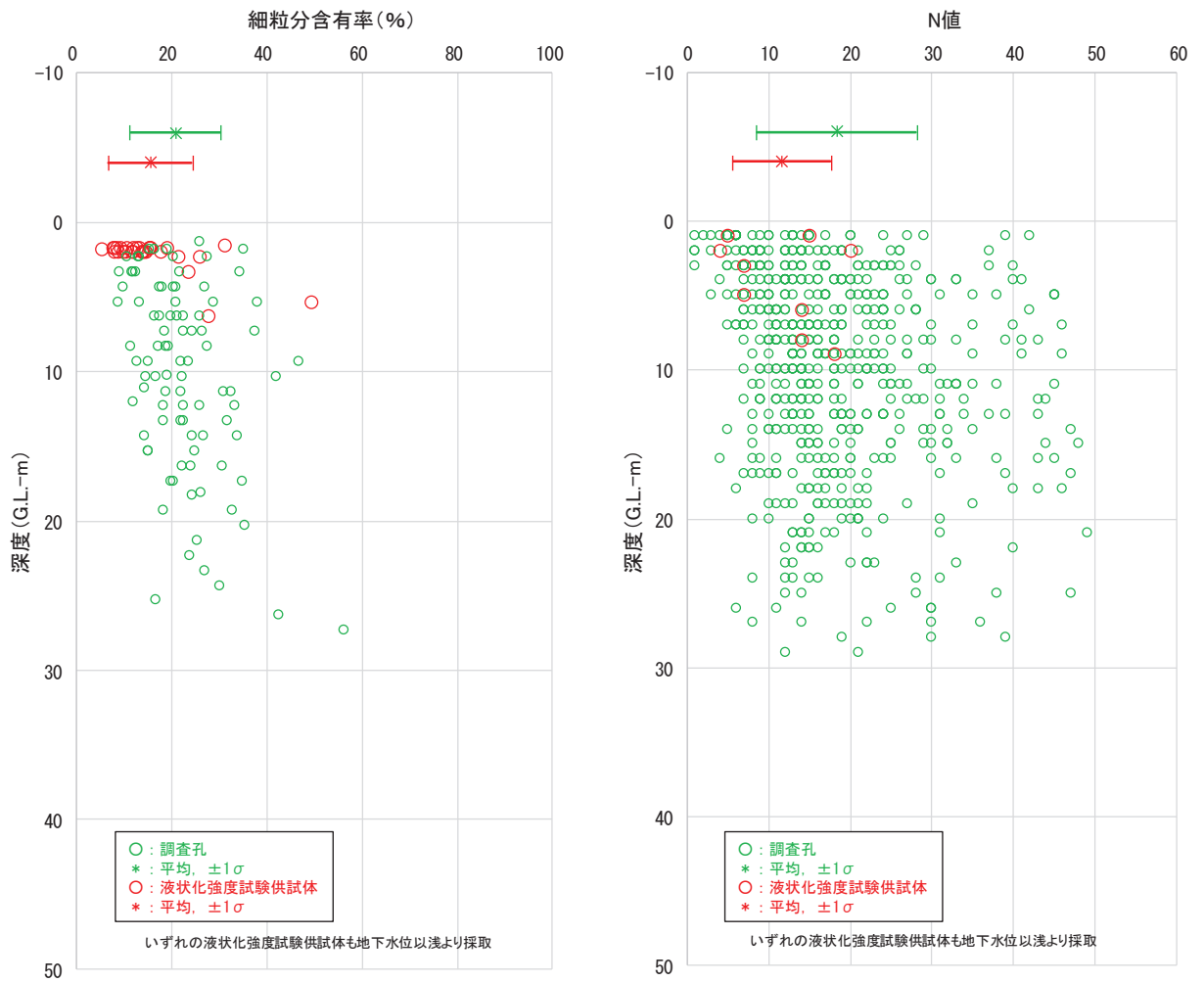


図 4.2-14 盛土の液化強度試験供試体と敷地内調査箇所の
細粒分含有率, N 値及び相対密度

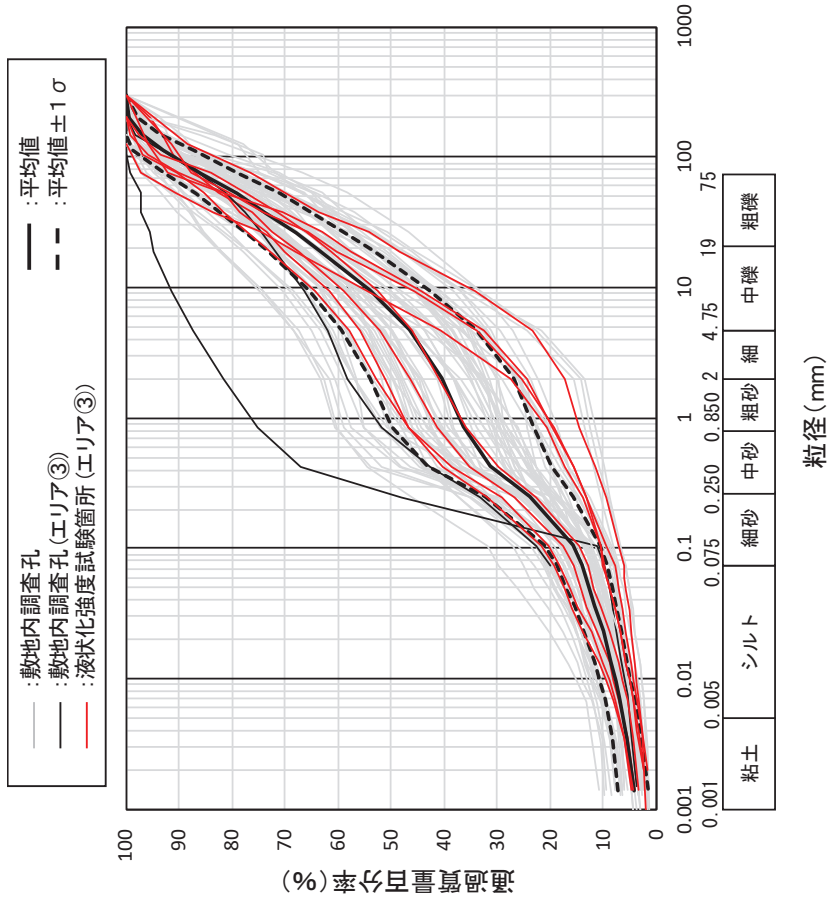
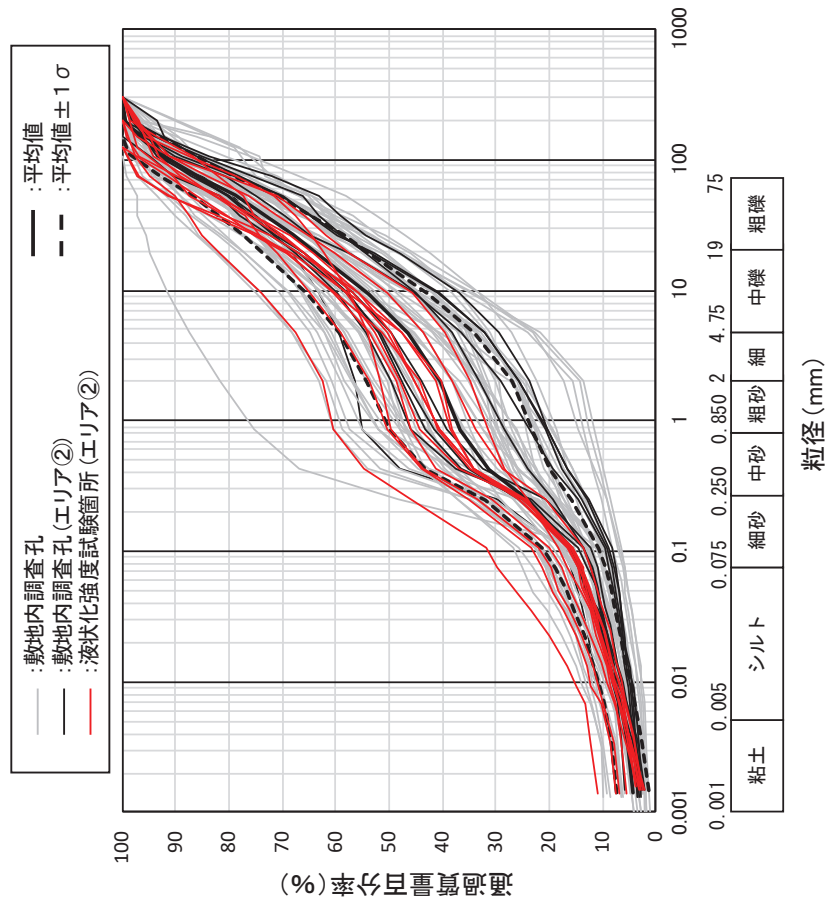
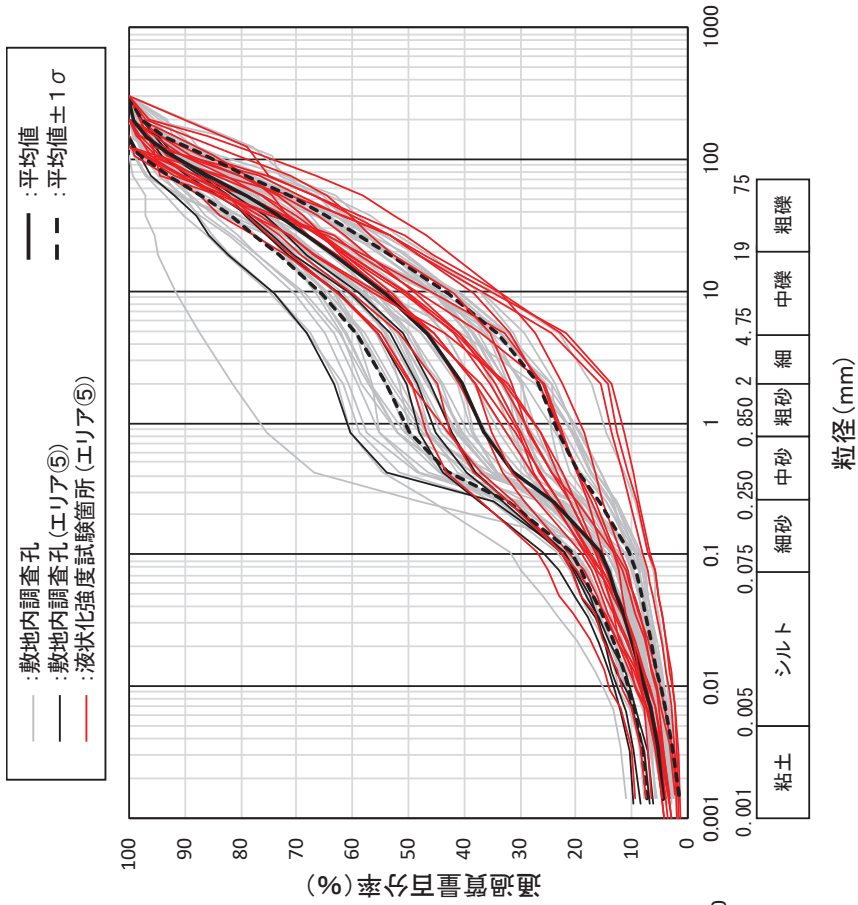
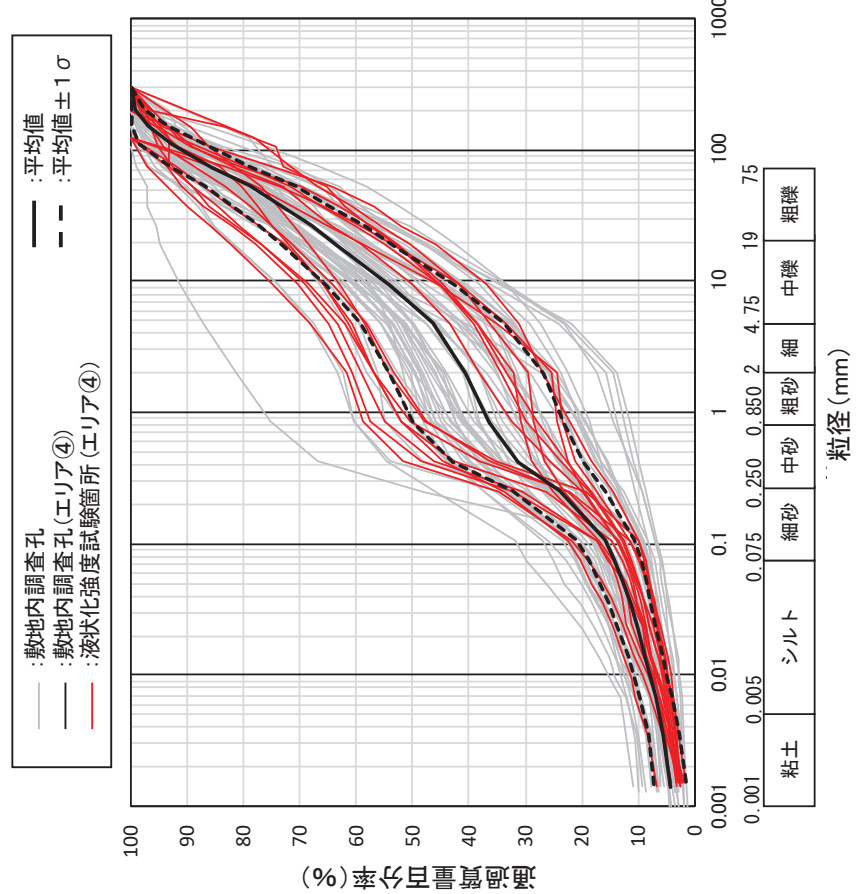


図 4.2-15(1) 盛土の液状化強度試験供試体と敷地内調査箇所と敷地内調査箇所の粒度分布 (エリア別比較)



(iv) エリア⑤で整理



(iii) エリア④で整理

図 4.2-15(2) 盛土の液状化強度試験供試体と敷地内調査箇所と盛土の液状化強度試験供試体の粒度分布 (エリア別比較)

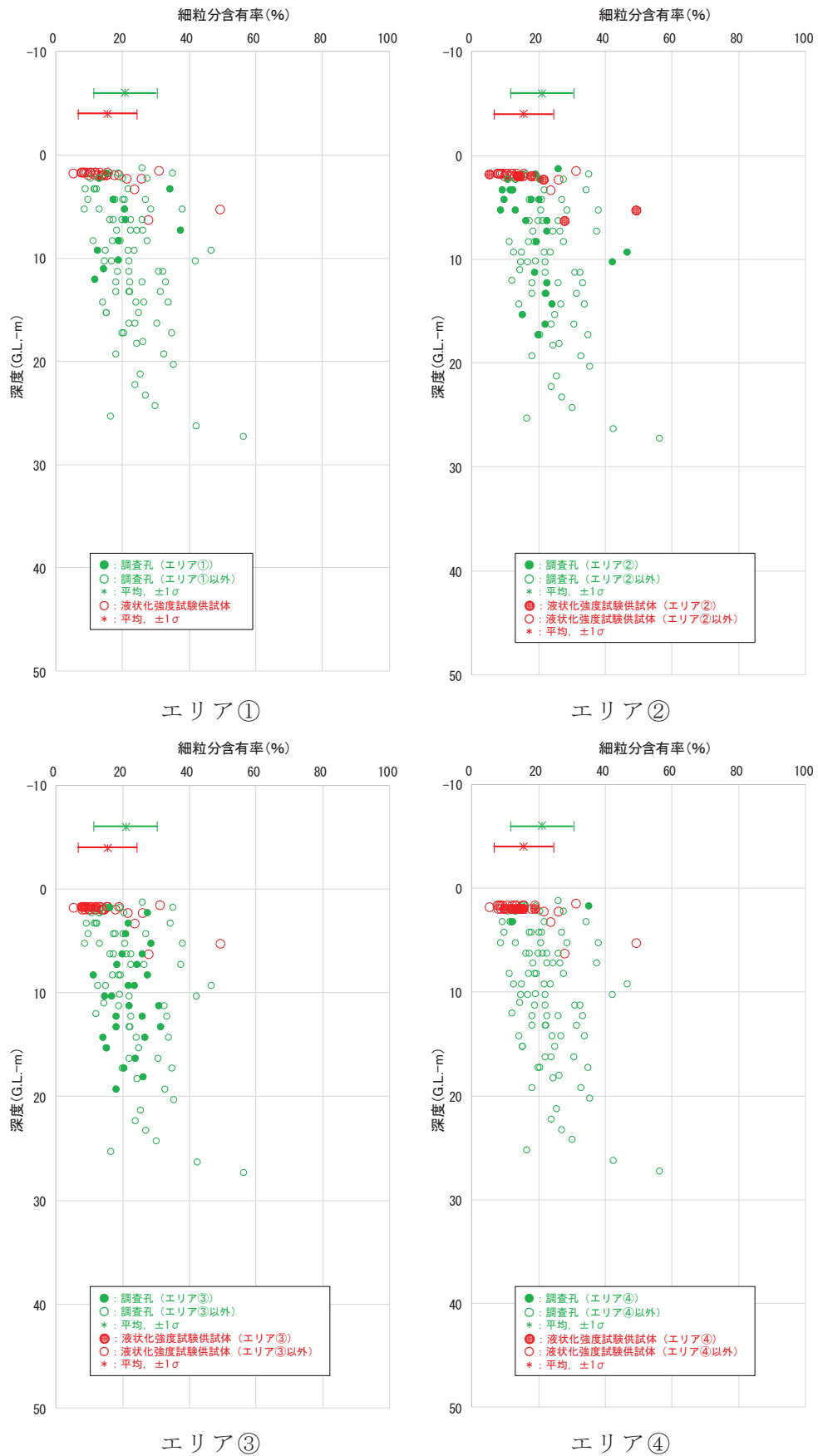


図 4.2-16(1) 盛土の液状化強度試験供試体と敷地内調査箇所細粒分含有率 (エリア別比較)

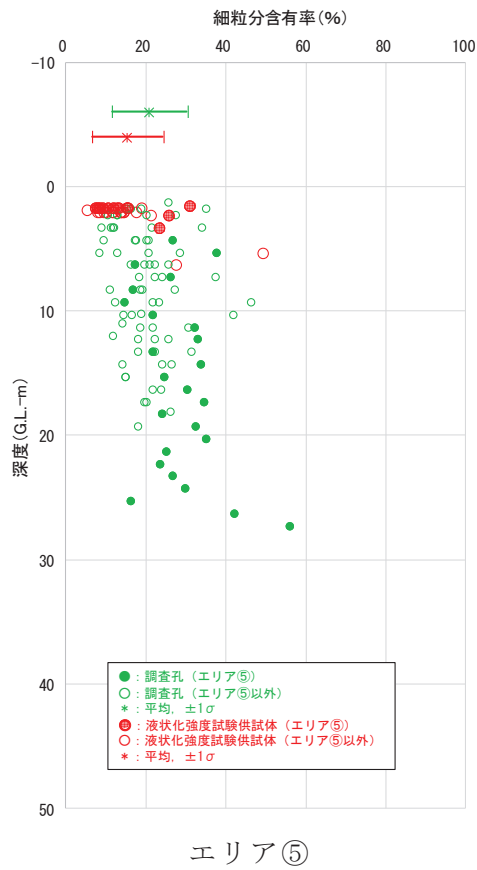
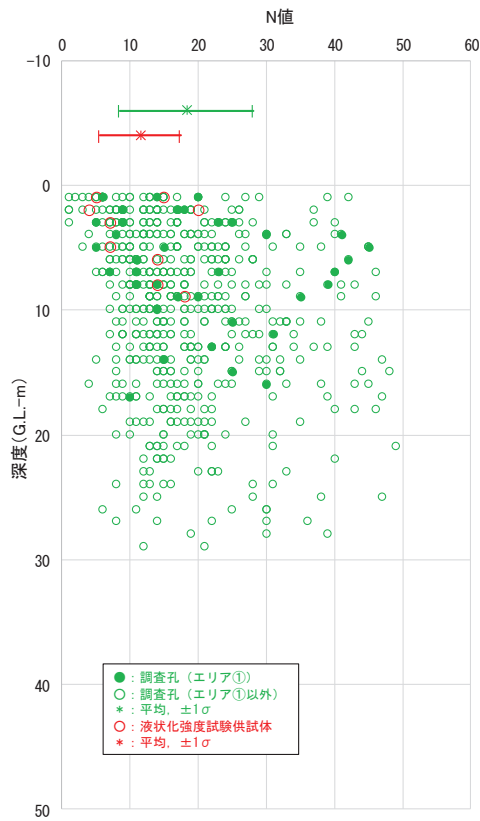
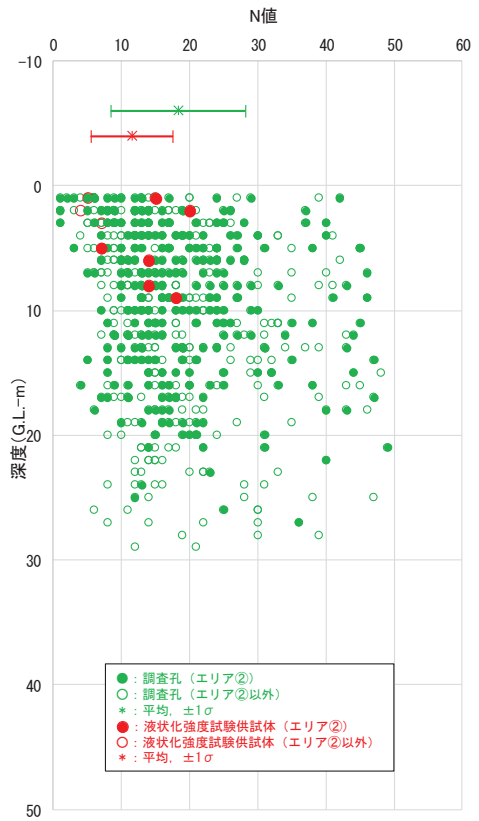


図 4.2-16(2) 盛土の液状化強度試験供試体と敷地内調査箇所 of 細粒分含有率
(エリア別比較)



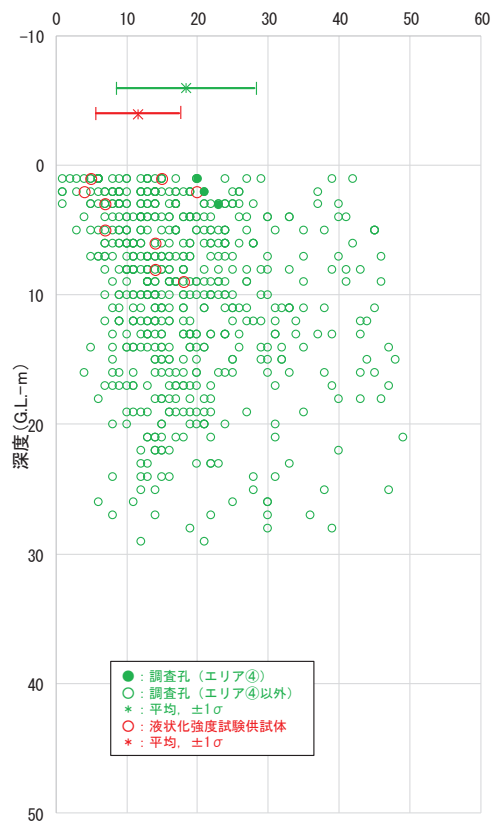
エリア①



エリア②

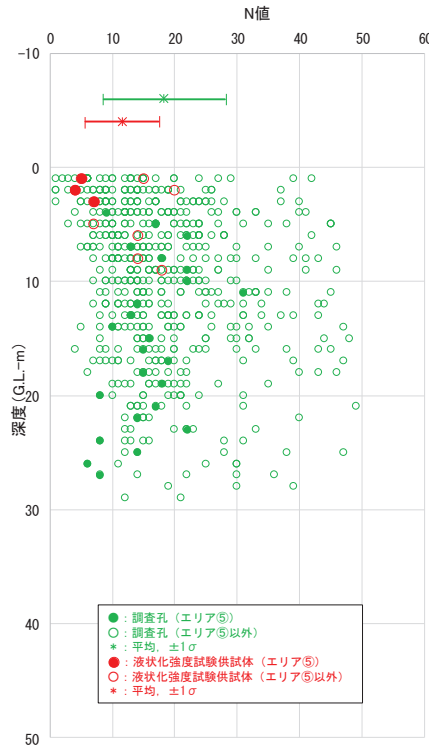


エリア③



エリア④

図 4.2-17(1) 盛土の液状化強度試験供試体と敷地内調査箇所 の N 値 (エリア別比較)



エリア⑤

図 4.2-17(2) 盛土の液状化強度試験供試体と敷地内調査箇所の N 値 (エリア別比較)

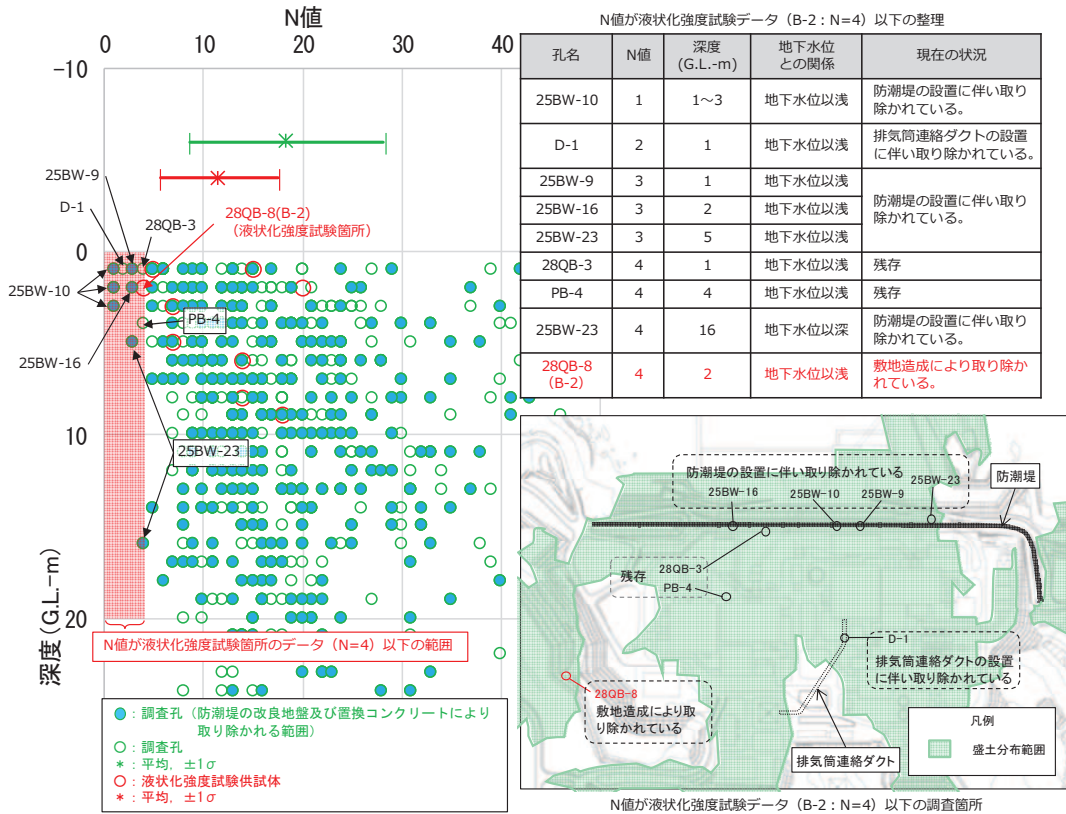


図 4.2-17(3) 盛土の液状化強度試験供試体と敷地内調査箇所の N 値 (液状化強度試験箇所の N 値以下となっているデータの整理)

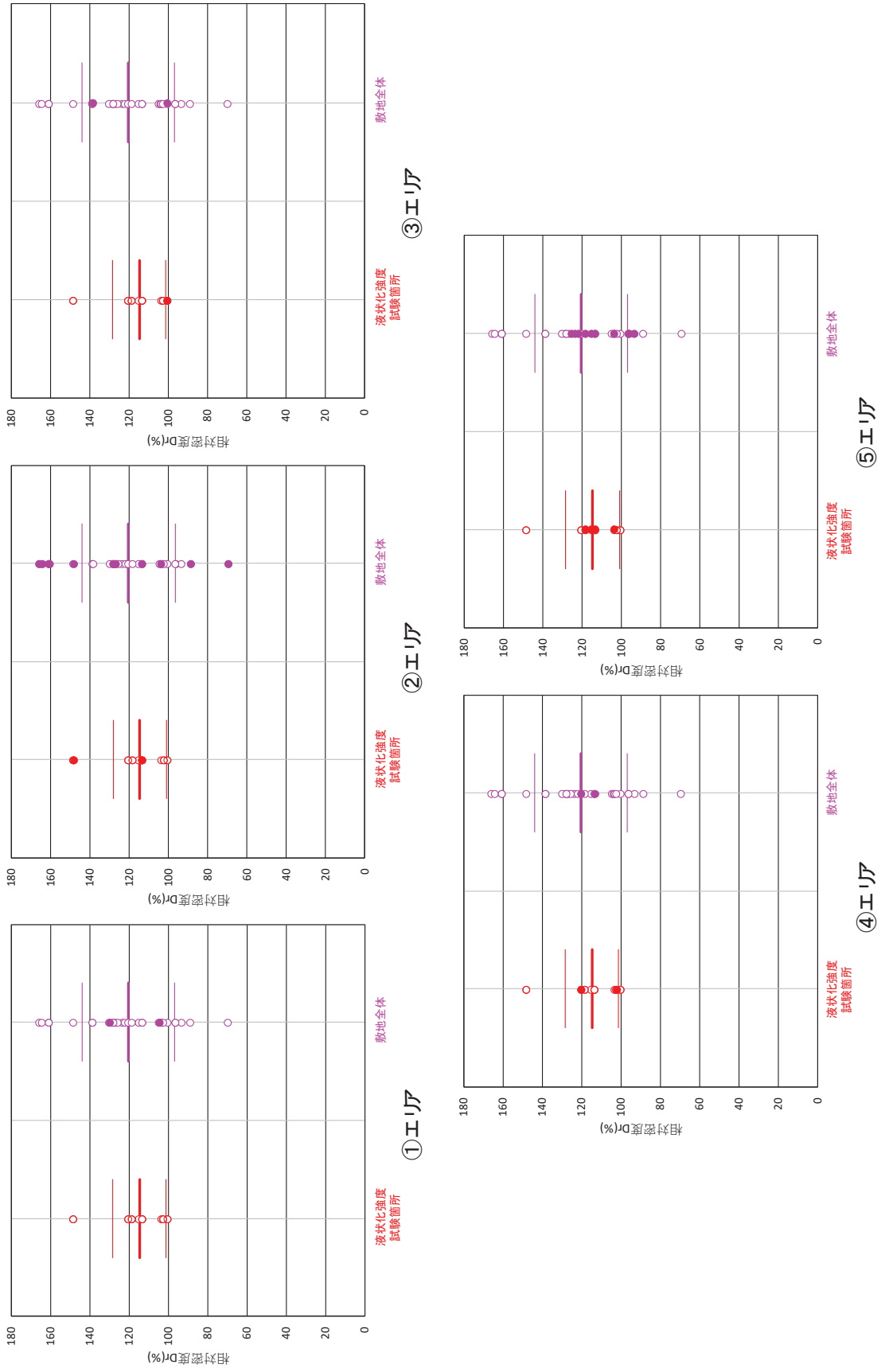


図 4.2-18 盛土の液状化強度試験供試体と敷地内調査箇所の相対密度 (エリア別比較)

(c) 液状化強度試験試料採取位置の代表性のまとめ

旧表土及び盛土の液状化強度試験試料採取位置の代表性について確認を行った結果、以下のとおり旧表土及び盛土の液状化試験位置は敷地に対して代表性を有していると評価した。

①旧表土

【粒度分布】

おおむね敷地全体の平均的な粒度分布を持つ試料で試験を実施

【細粒分含有率】

おおむね敷地全体における $\pm 1\sigma$ の範囲内の試料で試験を実施

【N値】

平均値、 -1σ 値共に敷地全体より小さい位置で試験を実施

②盛土

【粒度分布】

敷地内の盛土の粒度分布は類似しており、ばらつきの範囲内に分布

【細粒分含有率】

おおむね敷地全体の $\pm 1\sigma$ の範囲内の試料で試験を実施

【相対密度】

平均値において敷地全体より小さい位置で試験を実施

(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

旧表土及び盛土に対し、地盤の液状化強度特性を求めるための「土の繰返し非排水三軸試験方法（JGS 0541）」に基づき試験を実施する。試料採取は、原位置の地盤を乱さないよう、凍結サンプリングやゲルプッシュサンプリングにより実施した。

繰返し非排水三軸試験装置の概要を図 4.2-19 に示す。

【試験条件】

- ・ 供試体寸法（旧表土）：外径 50mm・高さ 100mm, 外径 70mm・高さ 140mm
- ・ 供試体寸法（盛土・旧表土）：外径 100mm・高さ 200mm
- ・ 供試体寸法（盛土）：外径 300mm・高さ 600mm
- ・ 載荷波形：正弦波（0.1～0.2Hz）
- ・ 拘束圧：供試体平均深度の有効土被り圧を考慮して設定
- ・ 軸ひずみ 10%に達するまで試験を実施
- ・ 所定の軸ひずみ（1%, 2%, 5%, 10%）及び過剰間隙水圧比 0.95 の繰返し回数を評価

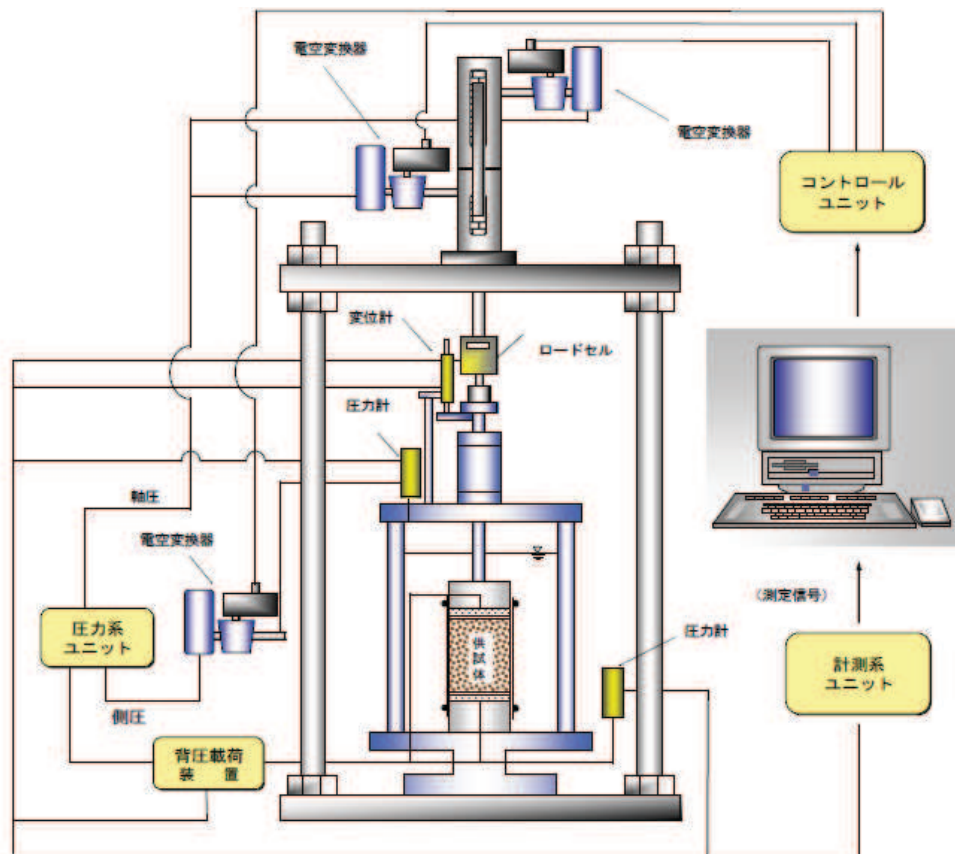


図 4.2-19 繰返し非排水三軸試験装置の概要

b. 液状化強度試験結果の分類に対する基本的考え方

液状化強度試験の結果は、図 4.2-20 に示すとおり、有効応力が低下する影響を広義に分類・定義している土木学会地震工学委員会の報告書に基づき分類する。

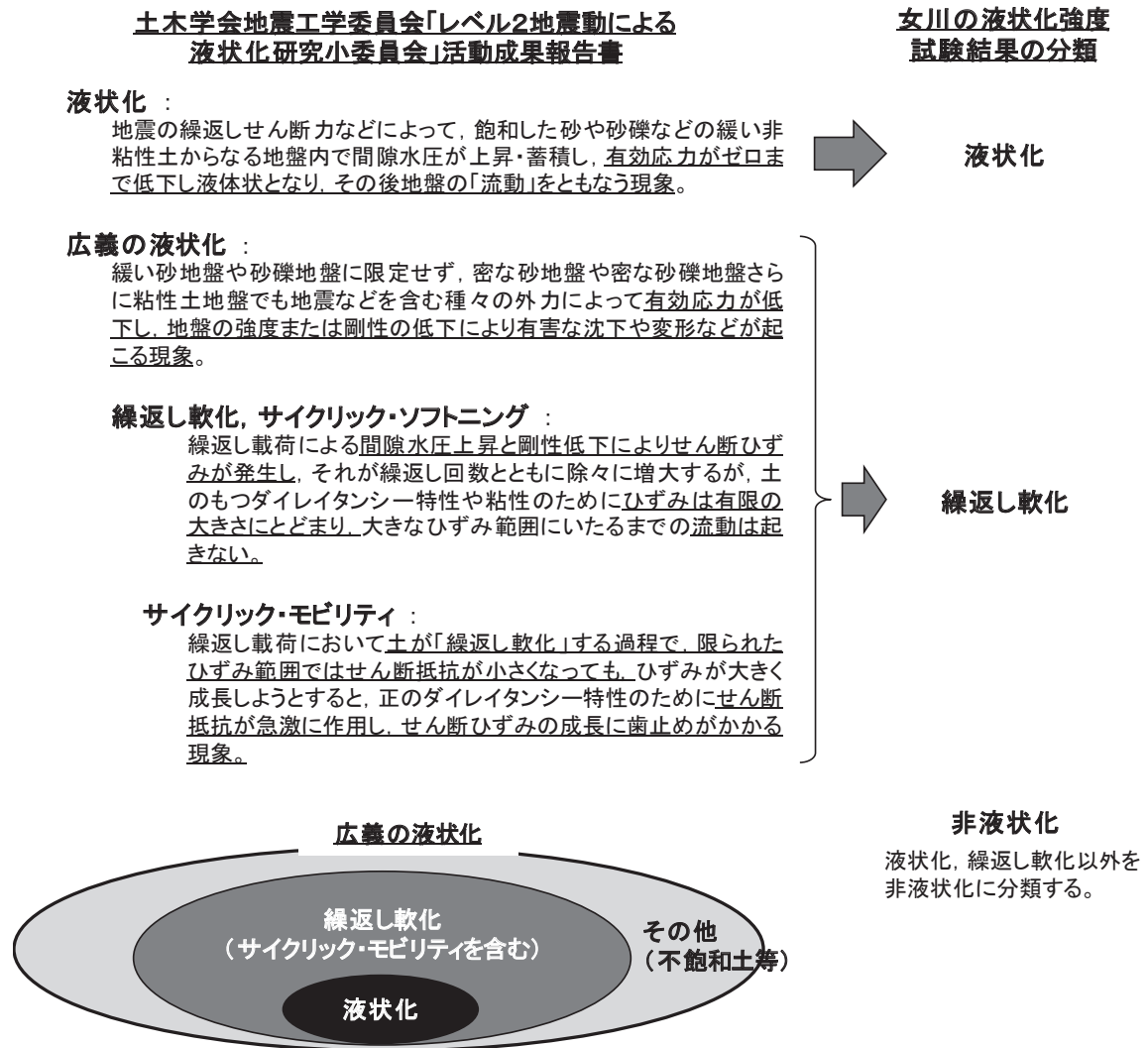


図 4.2-20 液状化強度試験結果の分類に対する基本的考え方

液状化しなくとも、間隙水圧の上昇による剛性の低下が生じる場合、構造物の設計で考慮する必要があることから、「繰返し軟化」についても分類する。ただし、「サイクリック・モビリティ」は「繰返し軟化」のうち、有効応力がゼロ（せん断抵抗が小さくなる）まで低下するケースと考えられることから「繰返し軟化」に含めることとする。

以上を踏まえ、表 4.2-11 に示すとおり、「液状化」、「繰返し軟化」及び「非液状化」に分類し、「繰返し軟化」と「サイクリック・モビリティ」は、合わせて「繰返し軟化」に分類する。

表 4.2-11 液状化強度試験結果の判定項目と分類

○：該当する， ×：該当しない

判定項目* ¹	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。	○	×* ²	○	×
液体状となり流動する。 (ひずみが急増する。)	○	×	×	×
正のダイレイタンシー特性 によりせん断抵抗が作用する。 (有効応力が回復する。)	×	○	○	○ or ×* ³

* 1：土木学会地震工学委員会 の定義に基づき判定項目を策定したが、液状化強度試験の結果に対して判定できるよう、括弧内の判断項目を補足した。

* 2：旧表土の試験のうち A-1 シリーズは有効応力経路のデータを取得しておらず、「繰返し軟化」と「サイクリックモビリティ」の判定ができないため、「-」で表示し、「繰返し軟化」に整理する。

* 3：項目の判定はするものの、「非液状化」の分類に影響は及ぼさない。

また、既往文献による液状化に関する記載は以下のとおりである。

【土質工学用語辞典（1985）】

間隙水圧が上昇して有効応力が減少する結果、飽和砂質土がせん断強さを失うことを液状化という。

【社団法人地盤工学会（2006）】

砂などの繰返し載荷において、有効拘束圧がゼロに近づいてから、載荷時にせん断剛性の回復、除荷時に有効応力の減少を繰り返していくが、ひずみは有限の大きさにとどまる現象をサイクリックモビリティといい、液状化とは区別して用いられることがある。

【安田ほか（1991）】

密詰め の砂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。

【石原（2017）】

間隙水圧は徐々に上昇しているが、最終的にこれが初期の拘束圧力 σ'_0 に等しく

なっている時点が厳密な意味で液状化の発生ということになる。

砂質土は、その密度や細粒分の含有率によって同じ振幅の繰返し軸荷重を加えても、間隙水圧の上昇そして軸ひずみ発生の様相が多少変わってくる。細粒分が多い場合、軸ひずみは増大しても間隙水圧は 100%上昇しないことが多い。しかし、土は著しく軟化し、繰返し強度が低下しているため、実用上この場合も液状化とみなすことが多い。本来は“繰返し軟化”というべき。

【井合ほか（2008）】

密な砂地盤が繰返しせん断を受け、過剰間隙水圧の増加に伴って、せん断ひずみ振幅が徐々に増大する現象である。

地盤の液状化は、ゆる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。

【吉見（1991）】

ゆるい砂の液状化と異なる点は、密な砂では、せん断ひずみがある限度を超えると、せん断によって体積が膨張しようとする傾向（正のダイレイタンス）が現れるので、非排水条件のもとでは、せん断ひずみが大きくなると間隙水圧が減少し、したがって有効応力が回復することである。

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。

密な砂では、ゆるい砂でみられるような破局的なクイックサンドは起こらず、有限なひずみ振幅を持つせん断変形が繰り返されるにすぎない。

なお、地盤のダイレイタンス特性の概要を図 4.2-21 に示す。

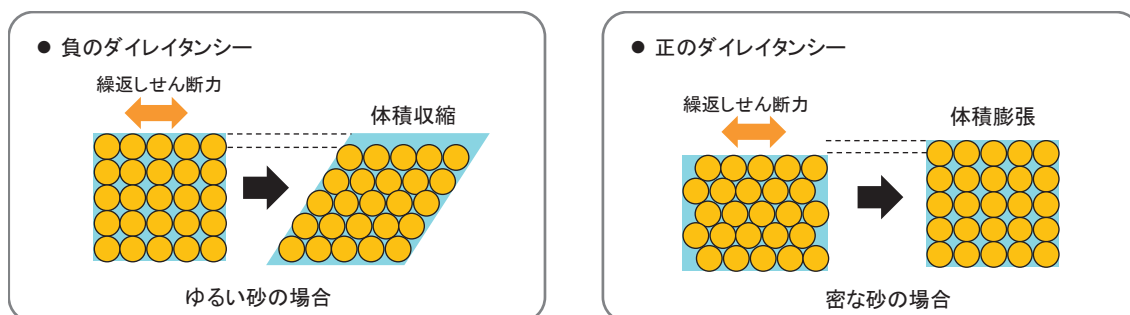


図 4.2-21 地盤のダイレイタンス特性の概要

液状化となる試験結果の例を図 4.2-22 に、繰返し軟化となる試験結果の例を図 4.2-23 に示す。

液状化強度試験の例（液状化の場合）

試験条件	
供試体	他事例
圧密圧力 σ'_v (kN/m ²)	160
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_v$	0.229
試験結果	
間隙水圧が上昇・蓄積する (9%)	○
有効応力がゼロまで低下する	○
液体状となり流動する (ひずみ急増)	○
ダイレイタンスン特性によりせん断抵抗が作用する (有効応力回復)	×
液状化の判断	
液状化	

液状化後、排水、再堆積させた試料

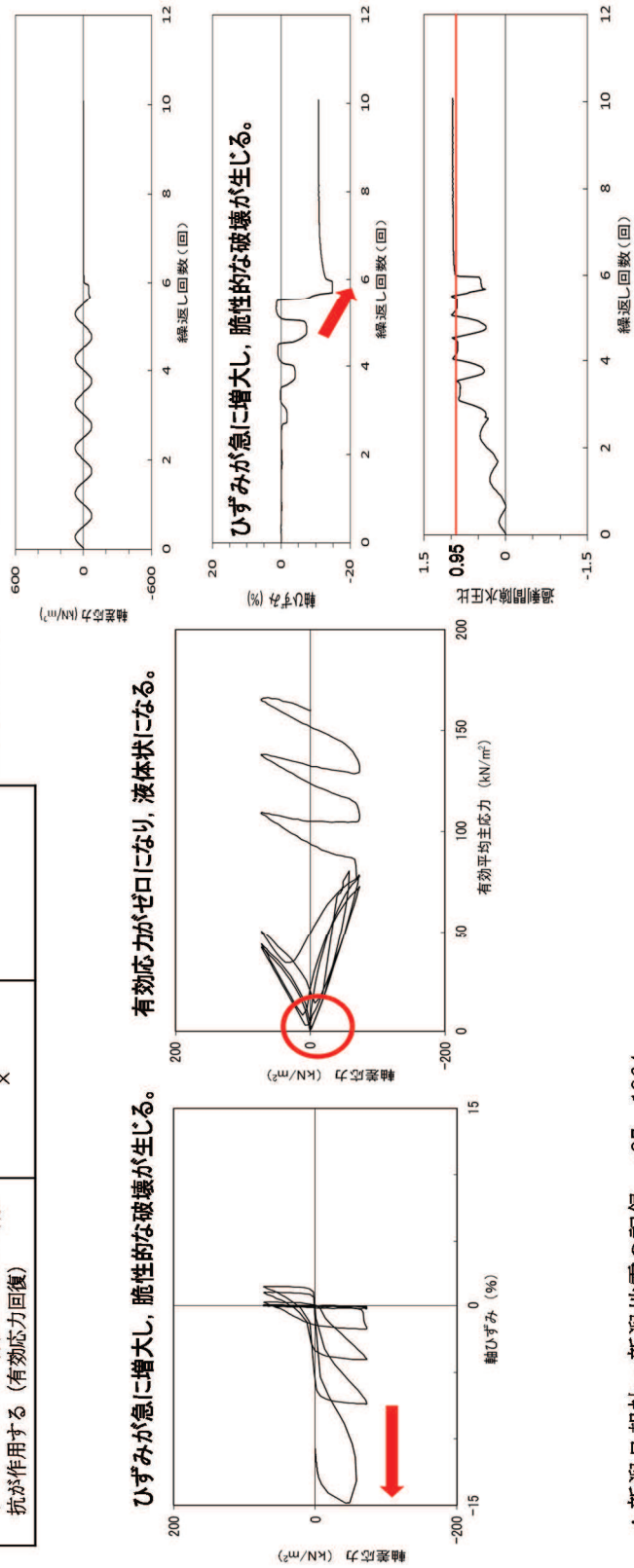


試験後の供試体

【液状化による被害例】



新潟地震で地盤の液状化現象により支持力を失って傾いた県営アパート*



*新潟日報社：新潟地震の記録，p27，1964.

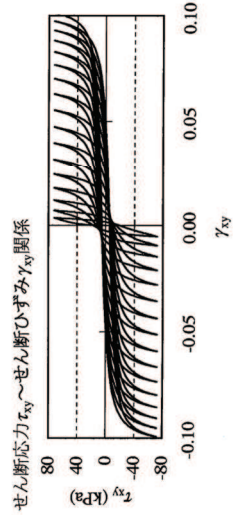
図 4.2-22 液状化試験の例（液状化の場合）

液状化強度試験の例(繰返し軟化の場合)

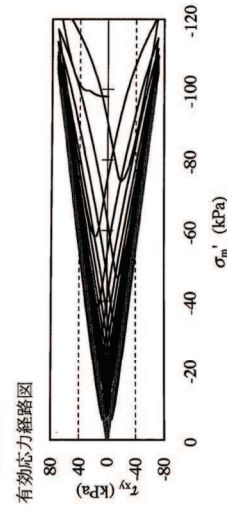
試験条件	
供試体	他事例*1
圧密圧力 σ'_v (kN/m ²)	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_v$	
試験結果	
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○
有効応力がゼロまで低下する	○
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×
ダイレイタンス特性によりせん断抵抗が作用する (有効応力回復)	○
液状化の判断	
繰返し軟化	

*1 井合ほか(2008)：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関係，京都大学防災研究所年報 第51号

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。



有効応力がゼロまで低下するものの、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。

せん断ひずみ γ_{xy} 時刻歴図

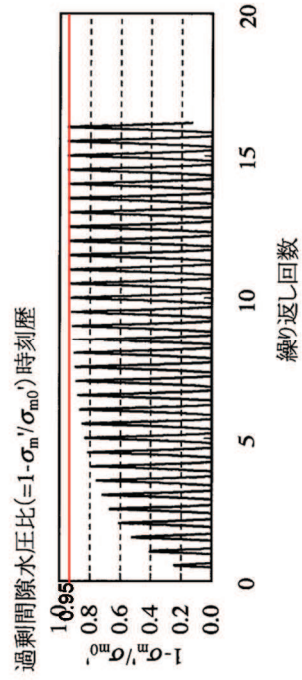
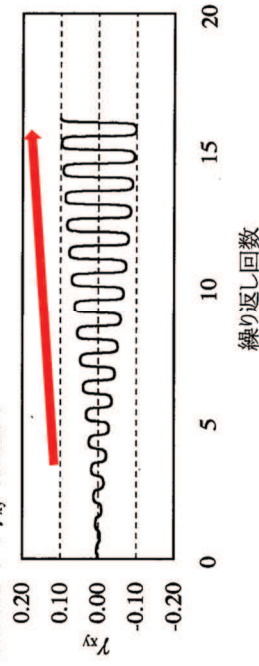


図 4.2-23 液状化試験の例 (繰返し軟化の場合)

c. 液状化強度試験結果

旧表土及び盛土の液状化強度試験位置並びに旧表土及び盛土の分布範囲を重ねた平面図を図 4.2-24 に示す。

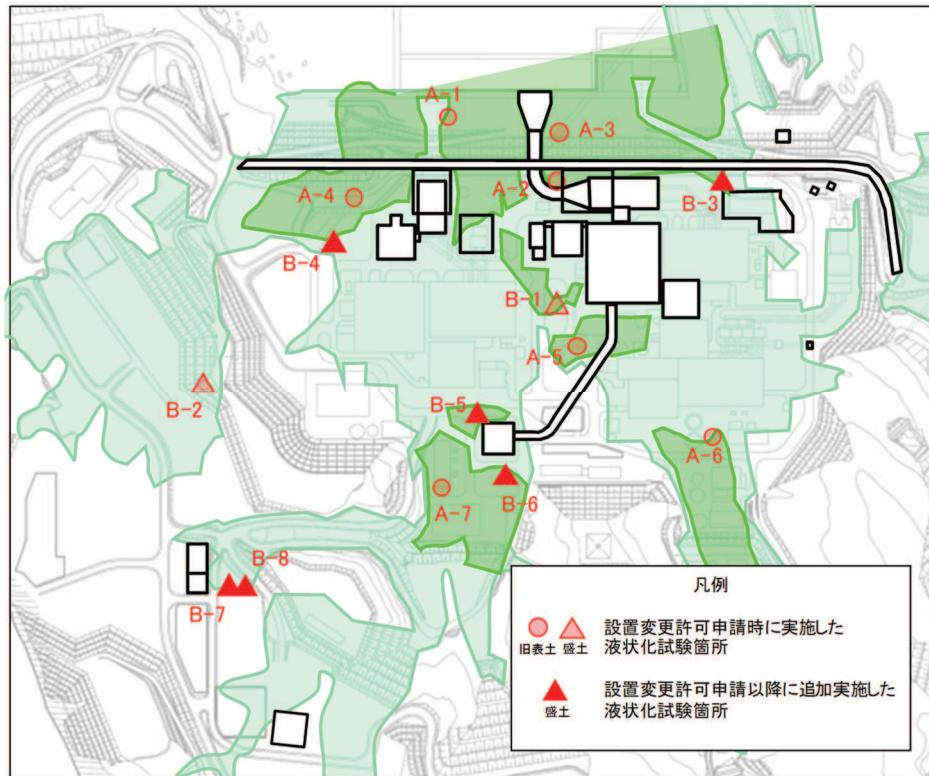


図 4.2-24 旧表土及び盛土の液状化強度試験位置並びに旧表土及び盛土の分布範囲の平面図

(a) 旧表土の液状化強度試験結果

旧表土に対する液状化強度試験の試験ケース及び結果を表 4.2-12 に示す。なお、液状化強度試験の詳細（せん断ひずみ時刻歴、過剰間隙水圧時刻歴等）を参考資料 14 に示す。

旧表土の液状化強度試験の結果は、全ての試験ケース（50 ケース）において、有効応力がゼロとなり液体状になるケースは無かった。また、繰返し载荷に伴い、ひずみは徐々に大きくなるが、急には増大せず、脆性的な破壊は生じなかった。繰返し载荷に伴い過剰間隙水圧が蓄積する傾向は見られたものの、せん断応力の作用によって有効応力は回復した。また、過剰間隙水圧比は、95%を超過しないケースと超過するケースが確認された。

旧表土に対する液状化強度試験の結果は、非液状化又は繰返し軟化を示すものであり、地震時の旧表土の挙動は、新潟地震の液状化被害例（図 4.2-22）のように支持力を失う液状化事象は発生せず、ひずみが漸増するねばり強い挙動を示すことを確認した。

上記を踏まえ、液状化影響を考慮する必要がある施設の耐震性評価に当たっては、有効応力解析により過剰間隙水圧の上昇に伴う旧表土の剛性低下を考慮した変形量等の評価を行う方針とする。

旧表土の液状化強度試験結果の代表例として、防潮堤近傍から採取した A-2 試料の供試体 No. 2 及び No. 4 の試験結果を図 4.2-25、図 4.2-26 にそれぞれ示す。A-2 試料の No. 2 供試体は、有効応力がゼロになることはなく、地盤が支持力を失い液状化するような事象は発生しなかった。繰返し荷重により、ひずみは漸増するものの、急に増大することはない、脆性的な破壊は生じていないと考えられる。また、過剰間隙水圧比は 95%を超過せず、せん断応力作用時には正のダイレイタンスーの効果により、過剰間隙水圧は低下し、有効応力が回復していることから非液状化と判断される。

A-2 試料の No. 4 供試体は、有効応力はゼロになることはなく、地盤が支持力を失い液状化するような事象は発生しなかった。繰返し荷重により、ひずみは漸増するものの、急に増大することはない、脆性的な破壊は生じていないと考えられる。また、過剰間隙水圧比は 95%を超過するものの、頭打ちとなり 100%に達しない。せん断応力作用時には正のダイレイタンスーの効果により、過剰間隙水圧は低下し、有効応力が回復していることから繰返し軟化と判断される。

旧表土の液状化強度試験結果から、繰返し載荷回数20回に該当する液状化強度比 R_{L20} を算出すると、 $R_{L20}=0.374$ である（図4.2-27）。

また、基準地震動 S_s に対する旧表土の液状化強度試験の妥当性確認を参考資料25に示す。

表4.2-12 液状化強度試験結果（旧表土）

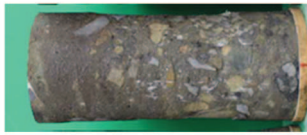
試料番号(供試体径(mm))		A-1-1(φ50)				A-1-2(φ50)				A-1-3(φ50)				
深度 GL-(m)		6.00~6.90				9.00~9.85				11.65~12.45				
土質材料		旧表土(沖積層)				旧表土(沖積層)				旧表土(沖積層)				
供試体No.		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.693				2.695				2.688				
圧密圧力 σ'_c (kN/m ²)		78.5				98.1				127.5				
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$		0.347	0.391	0.491	0.641	0.333	0.363	0.425	0.313	0.304	0.342	0.423	0.485	
繰返し 載荷回数	軸ひずみの 両振幅	DA=1%	18.2	14.1	3.5	0.9	13.1	4.0	1.0	38.7	46.0	28.0	3.0	0.8
		DA=2%	30.0	24.2	12.2	4.7	24.1	10.0	4.8	70.1	60.4	43.9	8.0	3.3
		DA=5%	53.6	43.0	29.5	20.1	36.1	18.0	11.7	95.7	81.0	64.0	19.1	12.0
		DA=10%	—	—	—	—	45.9	25.5	18.9	116.3	104.2	85.3	34.2	25.0
	過剰間隙水圧比95% N_{u95}	41	32	24	17	34	18	13	84	75	59	19	13	
試料番号(供試体径(mm))		A-2(φ100)					A-3(φ100)							
深度 GL-(m)		18.00-20.95					16.00-17.95							
土質材料		旧表土(沖積層)					旧表土(沖積層)							
供試体No.		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5			
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.696					2.685							
圧密圧力 σ'_c (kN/m ²)		400.0					320.0							
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$		0.599	0.403	0.302	0.329	0.282	0.301	0.400	0.500	0.279	0.247			
繰返し 載荷回数	軸ひずみの 両振幅	DA=1%	0.2	0.7	12.0	5.5	10.6	3.0	0.2	0.1	4.5	16.7		
		DA=2%	0.4	2.0	19.7	9.5	15.6	7.5	0.4	0.3	9.5	—		
		DA=5%	1.0	4.0	38.2	18.8	21.7	20.8	0.9	0.7	16.9	—		
		DA=10%	2.0	7.0	89.0	35.0	28.9	40.9	2.5	1.5	23.3	—		
	過剰間隙水圧比95% N_{u95}	—	—	49	14	18	9	—	1	12	—			
試料番号(供試体径(mm))		A-4(φ100)				A-5-1(φ100)								
深度 GL-(m)		23.55-24.95				7.00-9.00								
土質材料		旧表土(沖積層)				旧表土(沖積層)								
供試体No.		1	2	3	4	1	2	3	4	5				
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.701				2.681								
圧密圧力 σ'_c (kN/m ²)		450.0				160.0								
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$		0.290	0.509	0.420	0.355	0.377	0.332	0.289	0.269	0.265				
繰返し 載荷回数	軸ひずみの 両振幅	DA=1%	8.5	0.6	2.0	3.5	1.5	7.0	10.6	222.4	9.0			
		DA=2%	16.4	1.5	6.0	9.0	4.0	12.7	17.1	—	18.9			
		DA=5%	32.6	4.0	17.2	21.0	8.0	21.4	26.4	—	37.2			
		DA=10%	59.0	8.0	42.6	44.8	12.7	29.7	—	—	—			
	過剰間隙水圧比95% N_{u95}	22	6	11	23	6	11	14	—	16				
試料番号(供試体径(mm))		A-5-2(φ70)					A-6(φ100)*							
深度 GL-(m)		10.00-12.00					12.30-13.80							
土質材料		旧表土(沖積層)					旧表土(沖積層)							
供試体No.		1	2	3	4	5	1	2	3	4				
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.681					2.698							
圧密圧力 σ'_c (kN/m ²)		210.0					270.0							
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$		0.350	0.254	0.293	0.237	0.204	0.386	—	0.350	0.334				
繰返し 載荷回数	軸ひずみの 両振幅	DA=1%	0.1	8.5	4.5	71.1	126.8	0.6	—	10.7	8.0			
		DA=2%	0.3	14.7	9.0	108.5	162.9	1.5	—	17.8	13.9			
		DA=5%	0.6	27.5	16.3	140.0	190.5	5.5	—	26.9	21.8			
		DA=10%	1.5	42.4	22.7	157.0	202.3	9.0	—	—	—			
	過剰間隙水圧比95% N_{u95}	1	24	18	124	177	8	—	19	—				
試料番号(供試体径(mm))		A-7-1(φ100)					A-7-2(φ70)							
深度 GL-(m)		5.20-5.80					7.55-8.85							
土質材料		旧表土(沖積層)					旧表土(沖積層)							
供試体No.		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5			
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.697					2.716							
圧密圧力 σ'_c (kN/m ²)		110.0					150.0							
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$		0.402	0.454	0.555	0.505	0.322	0.489	0.697	0.601	0.654	0.266			
繰返し 載荷回数	軸ひずみの 両振幅	DA=1%	2.0	2.0	0.6	0.6	1.0	5.0	0.3	16.1	0.8	147.1		
		DA=2%	9.5	12.1	2.0	2.5	8.5	11.0	0.7	28.9	2.5	169.8		
		DA=5%	31.7	50.9	12.5	11.8	71.8	23.8	2.0	34.7	5.5	194.6		
		DA=10%	73.8	147.2	34.8	23.8	219.9	28.9	3.0	—	8.5	—		
	過剰間隙水圧比95% N_{u95}	19	12	6	8	38	5	3	4	4	153			

* : A-6試料(供試体No.2)は、繰返し回数300回でも軸ひずみが1%に達しなかったことから試験を終了した。

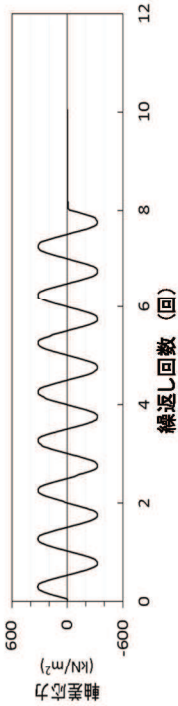
液状化強度試験結果(旧表土の非液状化の例)

試験条件	
供試体	A-2試料 (No. 2)
圧密圧力 σ'_v (kN/m ²)	400
繰返し応力振幅比 $\sigma_a/2\sigma'_v$	0.403
試験結果	
液状化の判断	
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	×
有効応力がゼロまで低下する	×
液状化となり流動する (ひずみ急増)	×
ダイレイタンシー特性によりせん断抵抗が作用する (有効応力回復)	○
	非液状化

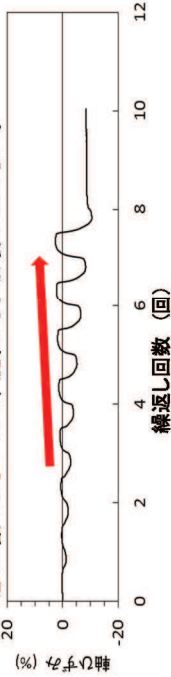
供試体が試験前後とも自立するほどの強度がある。



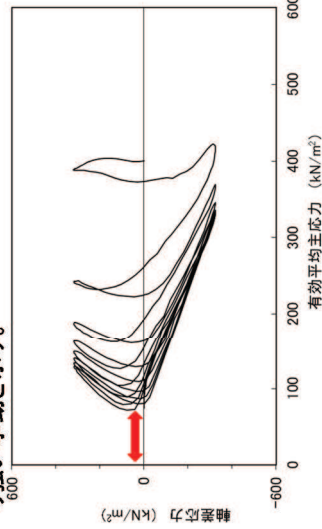
試験後の供試体



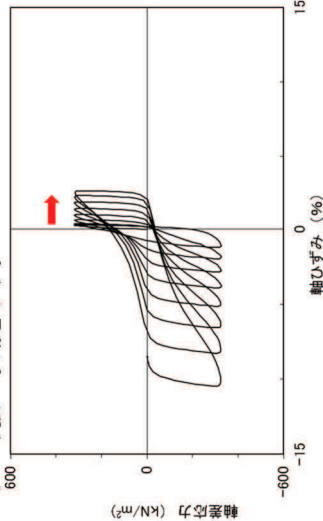
ひずみは徐々に大きくなるが、急に増大しないため、脆性的な破壊は生じない。



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、液体状になることはない。また、せん断応力(軸差応力)作用時に、有効応力は回復し、ねばり強い挙動を示す。



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ず、ねばり強い挙動を示す。



液状化強度試験結果(軸ひずみ)

液状化強度試験結果(有効平均主応力)

液状化強度試験結果(繰返し回数)

過剰間隙水圧比は95%を超過しない。せん断応力作用時には、正のダイレイタンシー効果により、過剰間隙水圧は低下し(さらに負になる。), 有効応力が回復する。

図 4. 2-25 旧表土の液状化強度試験結果 (A-2 試料, 供試体 No. 2)

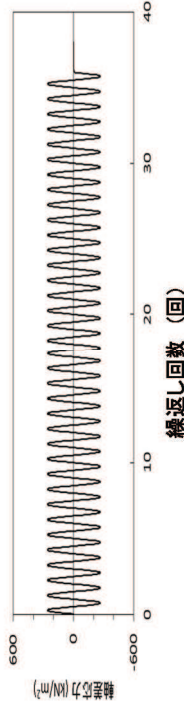
液状化強度試験結果(旧表土の繰返し軟化の例)

供試体が試験前後とも自立するほどの強度がある。

試験条件		液状化の判断
供試体	A-2試料 (No.4)	繰返し軟化
圧密圧力 σ'_v (kN/m ²)	400	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_v$	0.329	
試験結果		
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	
有効応力がゼロまで低下する	×	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×	
ダイレイタンシー特性によりせん断抵抗が作用する (有効応力回復)	○	

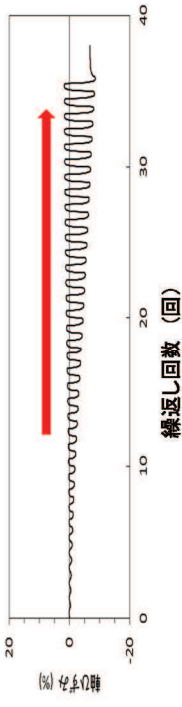


試験後の供試体

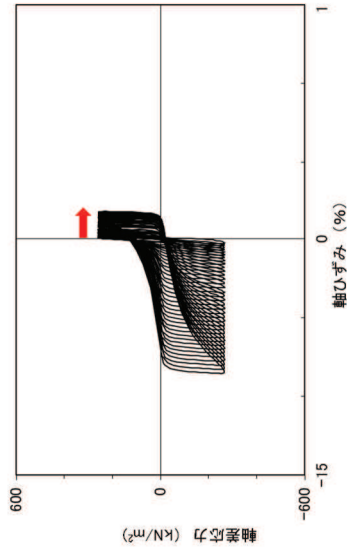


繰返し回数 (回)

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ず、ねばり強い挙動を示す。

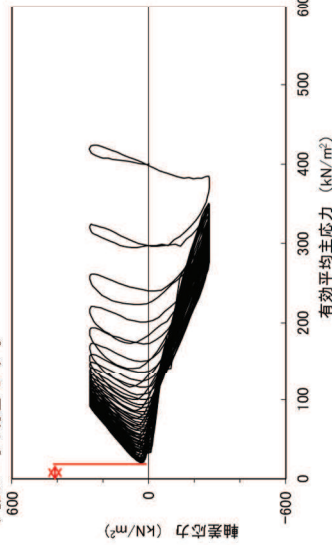


ひずみは徐々に大きくなるが、急に増大しないため、脆性的な破壊は生じず、ねばり強い挙動を示す。

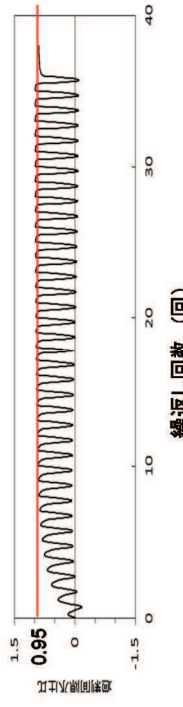


液状化強度試験結果(軸ひずみ)

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



液状化強度試験結果(有効平均主応力)



繰返し回数 (回)

過剰間隙水圧比は95%を超過するものの、頭打ちとなり、100%にはならない。せん断応力作用時には、正のダイレイタンシー効果により、過剰間隙水圧は低下し(さらに負になる。)、有効応力が回復する。

液状化強度試験結果(繰返し回数)

図 4.2-26 旧表土の液状化強度試験結果 (A-2 試料, 供試体 No. 4)

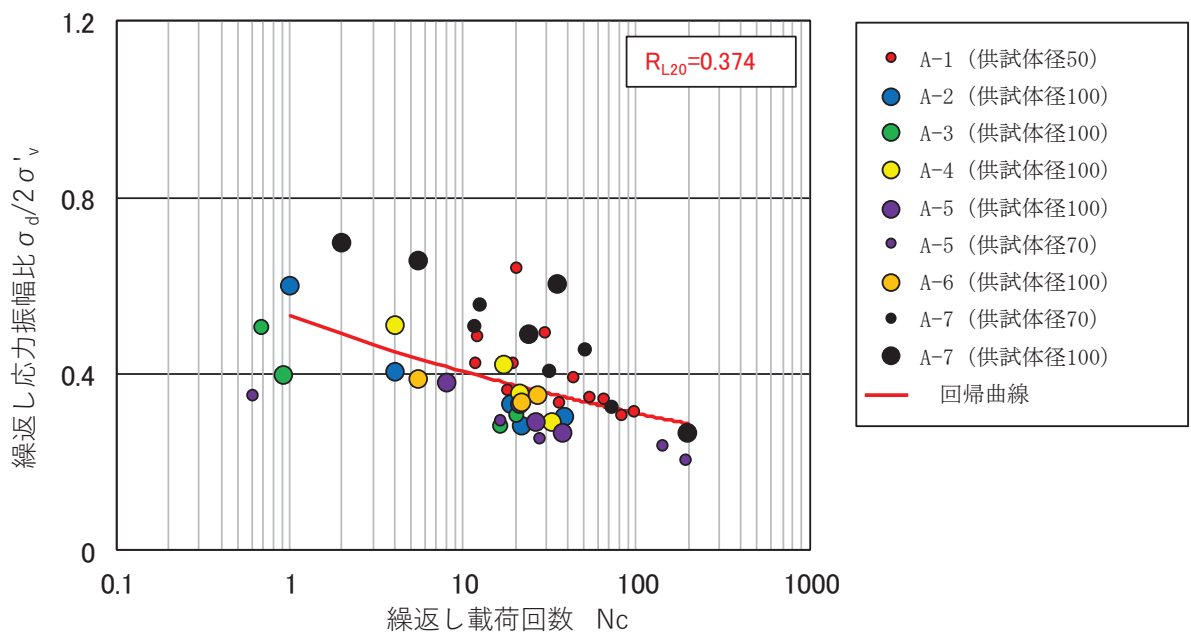


図 4.2-27 旧表土の液状化強度試験結果及び R_{L20}

(b) 盛土の液状化強度試験結果

盛土に対する液状化強度試験の試験ケース及び結果を表 4.2-13 に示す。液状化強度試験の詳細（せん断ひずみ時刻歴，過剰間隙水圧時刻歴等）を参考資料 14 に示す。

盛土の液状化強度試験の結果は，全ての試験ケース（48 ケース）において，有効応力がゼロとなり液体状になるケースは無かった。また，繰返し载荷に伴い，ひずみは徐々に大きくなるが，急には増大せず，脆性的な破壊は生じなかった。繰返し载荷に伴い過剰間隙水圧が蓄積する傾向は見られたものの，せん断応力の作用によって有効応力は回復した。また，過剰間隙水圧比は，95%を超過しないケースと超過するケースが確認された。

盛土に対する液状化強度試験の結果は，非液状化又は繰返し軟化を示すものであり，地震時の盛土の挙動は，新潟地震の液状化被害例（図 4.2-22）のように支持力を失う液状化事象は発生せず，ひずみが漸増するねばり強い挙動を示すことを確認した。

上記を踏まえ，液状化影響を考慮する必要がある施設の耐震性評価に当たっては，有効応力解析により過剰間隙水圧の上昇に伴う盛土の剛性低下を考慮した変形量等の評価を行う方針とする。

盛土の液状化強度試験結果の代表例として，O.P.+14.8m 盤で採取した B-1-2 試料の供試体 No.1 の試験結果を図 4.2-28 に示す。

B-1-2 試料の No.1 供試体は，有効応力がゼロになることはなく，地盤が支持力を失い液状化するような事象は発生しなかった。繰返し荷重により，ひずみは漸増するものの，急に増大することはないと考えられる。また，過剰間隙水圧比は 95%を超過するものの，頭打ちとなり 100%に達しない。せん断応力作用時には正のダイレイタンスーの効果により，過剰間隙水圧は低下し，有効応力が回復していることから繰返し軟化と判断される。

盛土の液状化強度試験結果から，繰返し载荷回数 20 回に該当する液状化強度比 R_{L20} を算出すると， $R_{L20}=0.479$ である（図 4.2-29）。

なお，平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震において，構内の盛土に沈下が生じており，その実績を整理した結果及び液状化の可能性も含めた要因について考察した結果を参考資料16に示す。

また，基準地震動 S_s に対する盛土の液状化強度試験の妥当性確認を参考資料25に示す。

表 4.2-13 液状化強度試験結果（盛土）

試料番号(供試体径(mm))		B-1-1(φ100)				B-1-2(φ100)				B-1-3(φ100)				
深度 GL-(m)		1.70-2.95				5.00-6.95				8.00-9.95				
土質材料		盛土(埋戻土)				盛土(埋戻土)				盛土(埋戻土)				
供試体No.		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.693				2.693				2.712				
圧密圧力 σ'_c (kN/m ²)		50.0				120.0				180.0				
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$		0.591	0.706	0.926	1.239	0.309	0.501	0.603	0.424	1.16	1.402	1.257	1.489	
繰返し 载荷回数	軸ひずみの 両振幅	DA=1%	31.5	14.7	3.0	0.7	33.8	4.0	0.7	16.7	3.0	1.0	0.7	0.3
		DA=2%	46.5	47.6	17.7	2.5	49.3	11.8	2.5	41.6	22.7	14.8	11.7	0.6
		DA=5%	69.4	—	51.0	7.0	75.7	25.8	12.6	405.9	191.9	26.8	113.6	3.0
		DA=10%	133.4	—	105.7	11.9	148.5	49.8	69.0	—	—	—	148.1	4.0
	過剰間隙水圧比95% N_{u95}	55	77	25	4	44	13	14	58	—	—	147	4	
試料番号(供試体径(mm))		B-1-4(φ300)				B-2-1(φ100)				B-2-2(φ300)				
深度 GL-(m)		1.50-2.50				1.50-3.45				1.50-2.50				
土質材料		盛土(埋戻土)				盛土(埋戻土)				盛土(埋戻土)				
供試体No.		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.705				2.710				2.699				
圧密圧力 σ'_c (kN/m ²)		50.0				50.0				50.0				
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$		0.483	0.397	0.437	0.528	1.199	0.406	0.608	0.897	0.407	0.390	0.367	0.485	
繰返し 载荷回数	軸ひずみの 両振幅	DA=1%	2.0	18.7	8.5	2.5	0.2	97.6	25.3	2.0	0.8	5.0	11.6	23.2
		DA=2%	5.0	32.1	16.0	7.5	0.5	138.4	47.6	8.5	2.0	11.7	18.2	43.4
		DA=5%	10.9	71.7	34.4	18.3	1.5	221.0	149.1	28.8	5.0	25.3	30.6	85.2
		DA=10%	22.0	—	86.4	42.9	3.0	—	—	50.9	11.8	63.3	—	—
	過剰間隙水圧比95% N_{u95}	—	53	—	28	—	167	26	14	5	22	40	90	
試料番号(供試体径(mm))		B-3(φ300)				B-4(φ300)				B-5(φ300)				
深度 GL-(m)		1.50-2.50				1.50-2.50				1.50-2.50				
土質材料		盛土(埋戻土)				盛土(埋戻土)				盛土(埋戻土)				
供試体No.		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.663				2.687				2.671				
圧密圧力 σ'_c (kN/m ²)		50.0				50.0				50.0				
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$		0.459	0.529	0.496	0.390	0.481	0.389	0.325	0.519	0.386	0.453	0.517	0.482	
繰返し 载荷回数	軸ひずみの 両振幅	DA=1%	5.0	2.5	7.0	35.8	6.0	4.0	31.0	5.0	46.0	10.2	3.0	11.0
		DA=2%	13.2	5.5	11.6	46.5	10.0	7.0	42.5	8.5	61.9	18.8	8.0	20.9
		DA=5%	31.1	10.0	18.3	64.7	16.0	10.0	61.0	13.0	83.2	31.9	16.8	37.8
		DA=10%	65.9	15.7	28.8	113.6	23.5	13.5	87.0	18.5	—	—	28.4	68.5
	過剰間隙水圧比95% N_{u95}	25	9	10	36	21	11	76	16	64	24	25	19	
試料番号(供試体径(mm))		B-6(φ300)				B-7(φ300)				B-8(φ300)				
深度 GL-(m)		1.20-2.20				1.20-2.20				1.20-2.20				
土質材料		盛土(埋戻土)				盛土(埋戻土)				盛土(埋戻土)				
供試体No.		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.653				2.698				2.726				
圧密圧力 σ'_c (kN/m ²)		50.0				50.0				50.0				
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$		0.457	0.387	0.350	0.289	0.585	0.442	0.365	0.405	0.528	0.688	0.616	0.767	
繰返し 载荷回数	軸ひずみの 両振幅	DA=1%	1.5	6.5	11.9	25.3	0.9	5.0	85.0	68.5	69.0	5.0	10.5	0.3
		DA=2%	4.0	12.4	19.6	37.2	2.0	7.5	98.5	78.5	88.0	10.0	17.0	0.6
		DA=5%	9.0	20.3	31.5	56.5	3.0	12.0	130.0	98.5	116.5	18.5	28.0	3.0
		DA=10%	15.0	28.8	55.1	95.6	4.5	19.5	—	150.0	164.0	29.0	42.0	11.5
	過剰間隙水圧比95% N_{u95}	4	11	14	32	2	16	142	136	161	25	35	1	

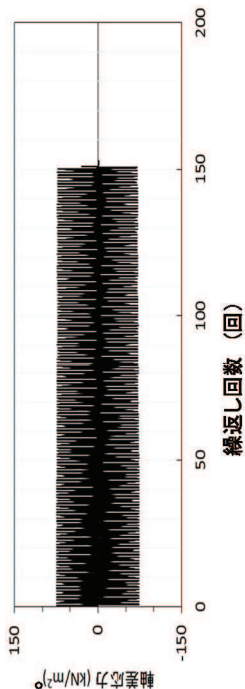
液状化強度試験結果(盛土の繰返し軟化の例)

供試体が試験前後とも自立するほどの強度がある。

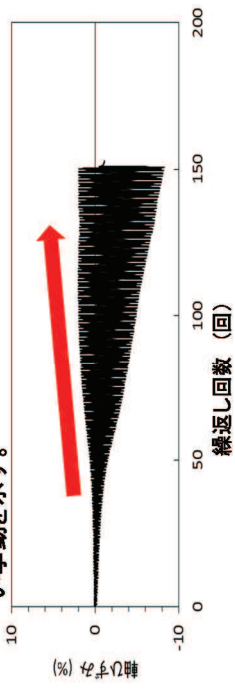
試験条件	
供試体	B-1-2試料 (No. 1)
圧密圧力 σ'_v (kN/m ²)	120
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_v$	0.309
試験結果	
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○
有効応力がゼロまで低下する	×
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×
ダイレイタンション特性によりせん断抵抗力が作用する (有効応力回復)	○
液状化の判断	
繰返し軟化	



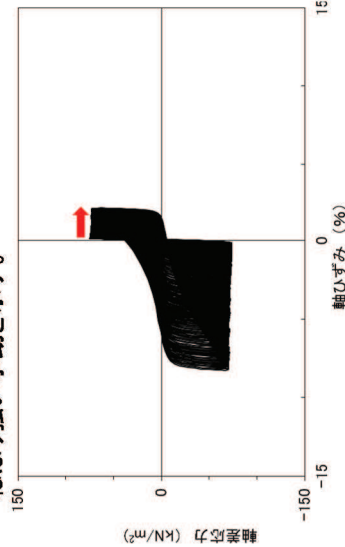
試験後の供試体



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ず、ねばり強い挙動を示す。

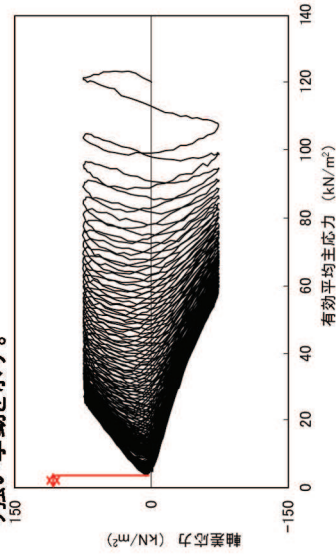


ひずみは徐々に大きくなるが、急に増大しないため、脆性的な破壊は生じず、ねばり強い挙動を示す。



液状化強度試験結果(軸ひずみ)

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



液状化強度試験結果(有効平均主応力)



過剰間隙水圧比は95%を超過するもの、頭打ちとなり、100%にはならない。せん断応力作用時には、正のダイレイタンション効果により、過剰間隙水圧は低下(さらに負になる。), 有効応力が回復する。

液状化強度試験結果(繰返し回数)

図 4.2-28 盛土の液状化強度試験結果 (B-1-2 試料, 供試体 No. 1)

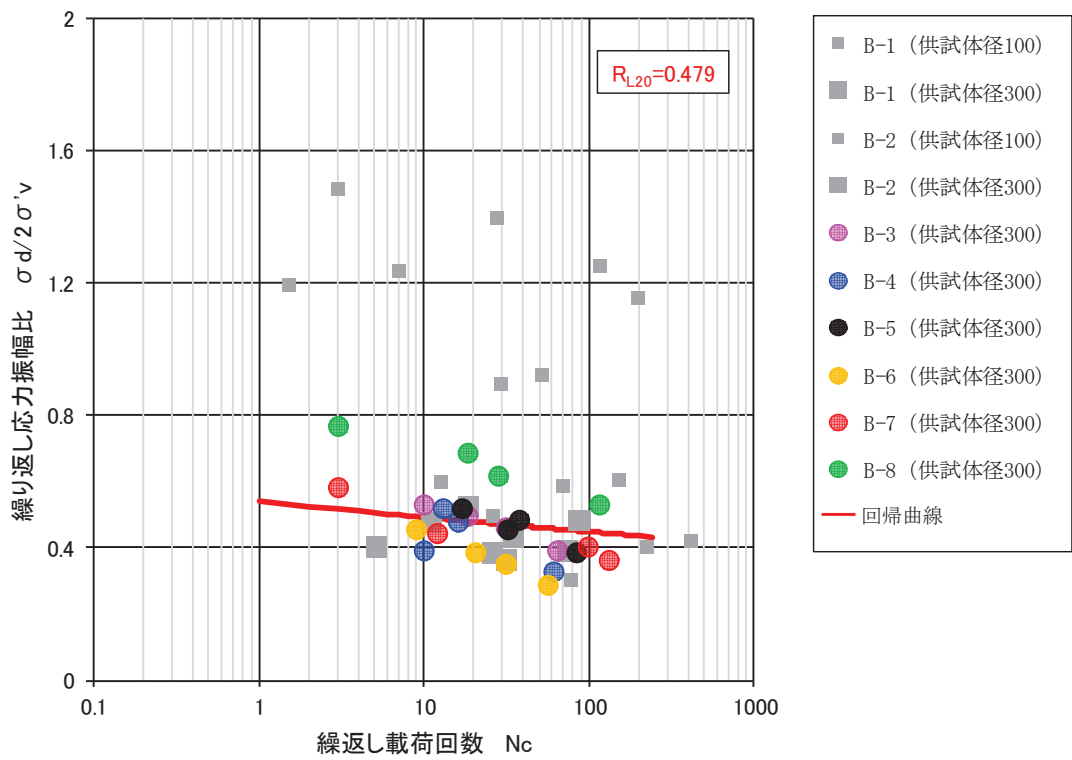


図 4.2-29 盛土の液状化強度試験結果及び R_{L20}

d. 有効応力解析の液状化強度特性の設定方針

(a) 有効応力解析コード F L I P について

有効応力解析コード「F L I P (Finite element analysis of Liquefaction Program)」は、1988年に運輸省港湾技術研究所(現、(独)港湾空港技術研究所)において開発された平面ひずみ状態を対象とする有効応力解析法に基づく、2次元地震応答解析プログラムである。

F L I Pの主な特徴として、以下の①～⑤を挙げることが出来る。

- ①有限要素法に基づくプログラムである。
- ②平面ひずみ状態を解析対象とする。
- ③地盤の液状化を考慮した地震応答解析を行い、部材断面力や残留変形等を計算する。
- ④土の応力-ひずみモデルとして、マルチスプリングモデルを採用している。
- ⑤液状化現象は有効応力法により考慮する。そのために必要な過剰間隙水圧発生モデルとして井合モデルを用いている。

砂の変形特性を規定するマルチスプリングモデルは、任意方向のせん断面において仮想的な単純せん断バネの作用があるものとし、これらのせん断バネの作用により、土全体のせん断抵抗が発揮されるものである。

土の応力-ひずみ関係は、このせん断バネの特性によって種々の表現が可能であるが、「F L I P」では双曲線(Hardin-Drnevich)型モデルを適用している。また、履歴ループについては、その大きさを任意に調整可能なように拡張した Masing 則を用いている。マルチスプリングモデルの概念図を図 4.2-30 に、排水条件での土の応力-ひずみ関係の概念図を図 4.2-31 に示す。

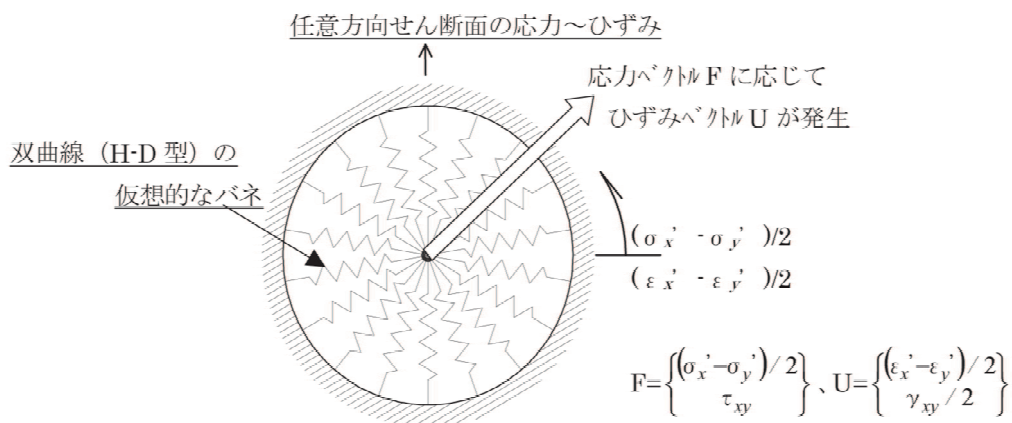


図 4.2-30 マルチスプリングモデルの概念図

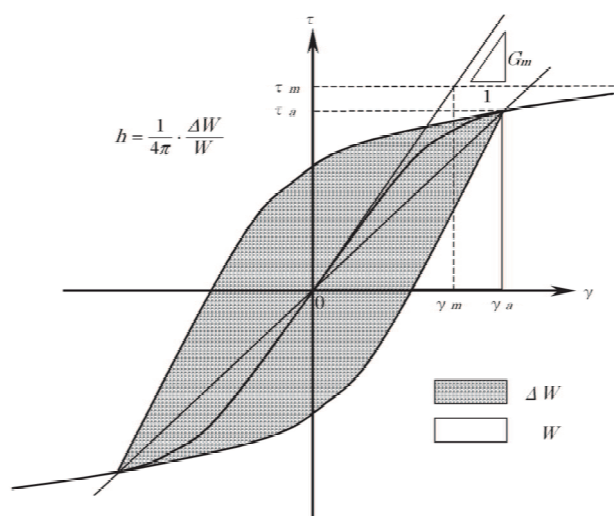


図 4.2-31 排水条件での土の応力-ひずみ関係の概念図

(b) 解析パラメータの設定方針

有効応力解析FLIPでは、動的変形特性を規定するパラメータと、過剰間隙水圧の発生を規定するパラメータを設定する必要がある（本資料では液状化特性を規定するパラメータを「液状化パラメータ」という。）。有効応力解析コードFLIPにおける解析パラメータを表4.2-14に示す。このうち、液状化パラメータは、液状化検討対象層にのみ設定する。

液状化パラメータは、要素シミュレーションを実施し、これより得られる解析上の液状化抵抗曲線が、c. の液状化強度試験結果に対して、下限値と同等になるように設定することを基本とする（設置変更許可時から変更無し）。また、防潮堤における旧表土の液状化強度特性については、施設近傍に図4.2-7に示すエリア①の4点の試験結果があることを踏まえ、その4点の試験結果に対して下限値と同等になるように設定する（設置変更許可時から変更無し）。なお、図4.2-10及び図4.2-11に示すとおり、エリア①のみで考えた場合でも、粒度分布及び細粒分含有率はおおむね敷地全体の平均的な範囲にあり、N値は敷地全体よりもやや小さい値であって敷地内の旧表土に対する代表性がある。図4.2-32に、液状化パラメータの設定フローを示す。図4.2-33～図4.2-34に、地層ごとに設定した要素シミュレーション上の液状化抵抗曲線を示す。以上のように設定した液状化パラメータを表4.2-15に示す。

表 4.2-14 FLIPにおいて必要となる解析パラメータ

分類	解析パラメータ	
動的変形特性	G_{ma}	動せん断弾性係数 ($\sigma_m' = \sigma_{ma}'$ における値)
	K_{ma}	体積弾性係数 ($\sigma_m' = \sigma_{ma}'$ における値)
	ϕ_f	内部摩擦角
	h_{max}	履歴減衰の上限値
液状化特性	ϕ_p	変相角
	w_1	液状化特性全体を規定するパラメータ
	p_1	液状化特性の前半を規定するパラメータ
	p_2	液状化特性の後半を規定するパラメータ
	c_1	液状化発生の下限值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

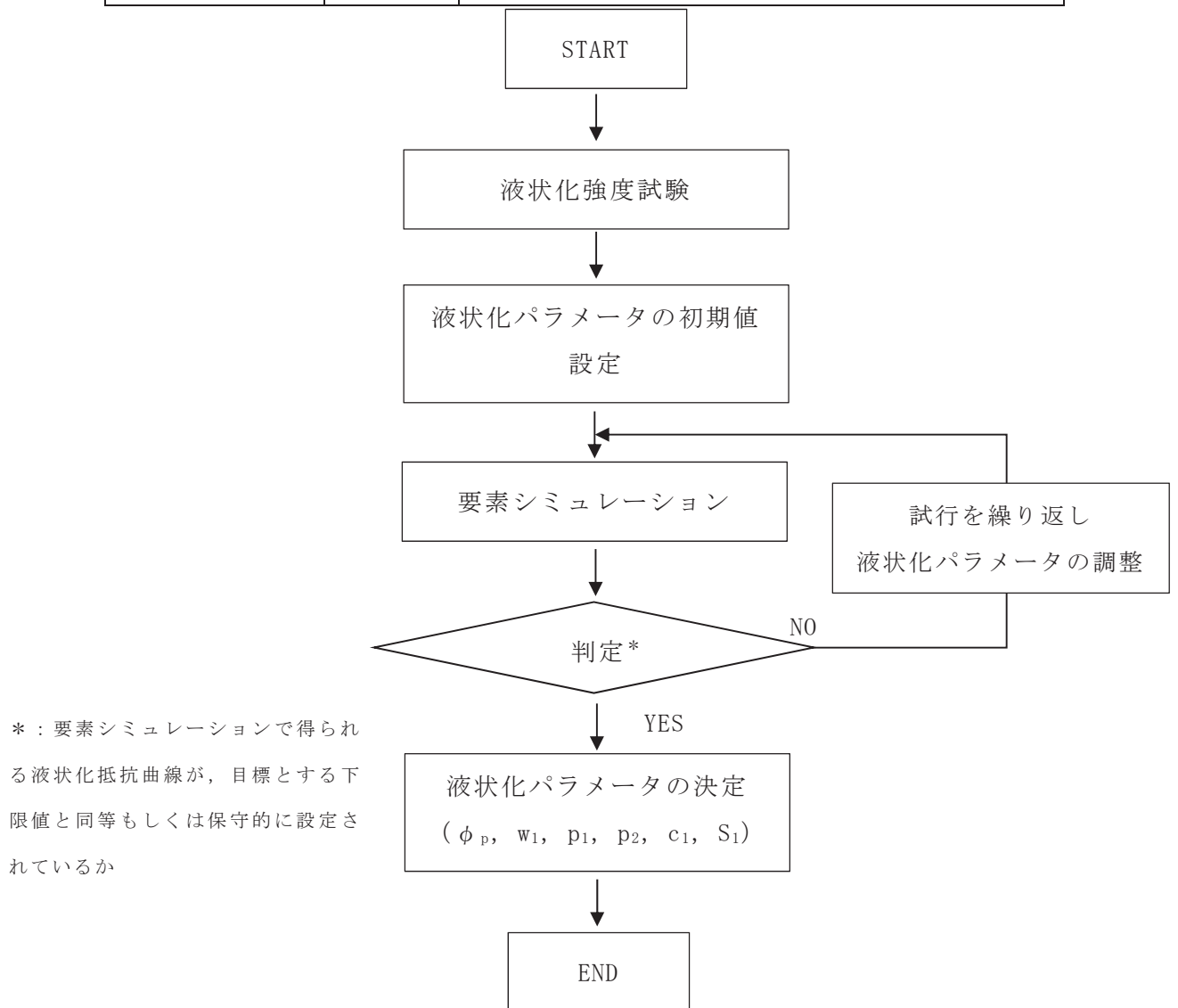
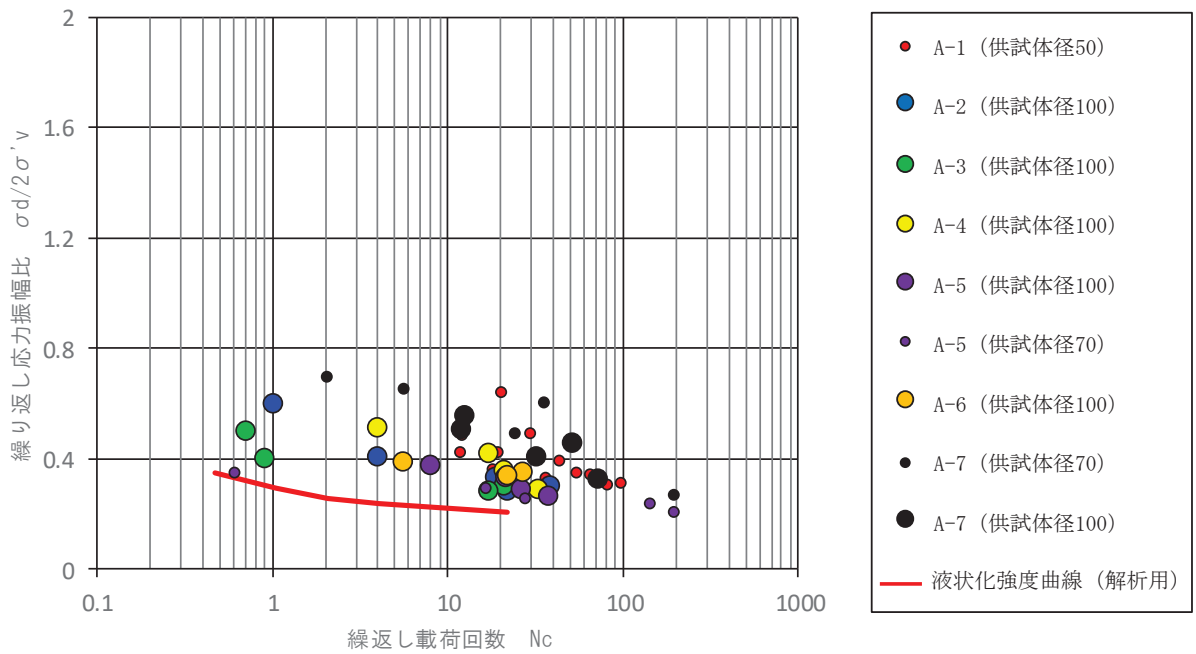
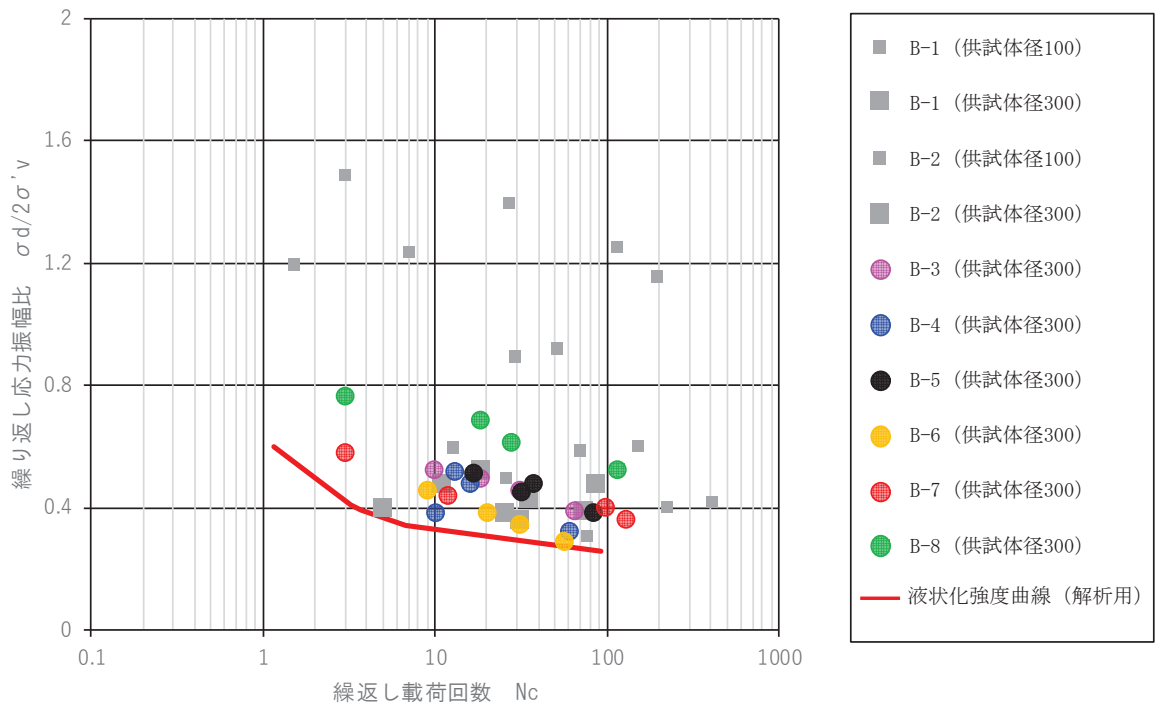


図 4.2-32 有効応力解析コードFLIPにおける液状化パラメータの設定フロー



(旧表土)



(盛土)

図 4.2-33 液状化強度試験結果に基づく旧表土及び盛土の液状化強度曲線
(下限値設定)

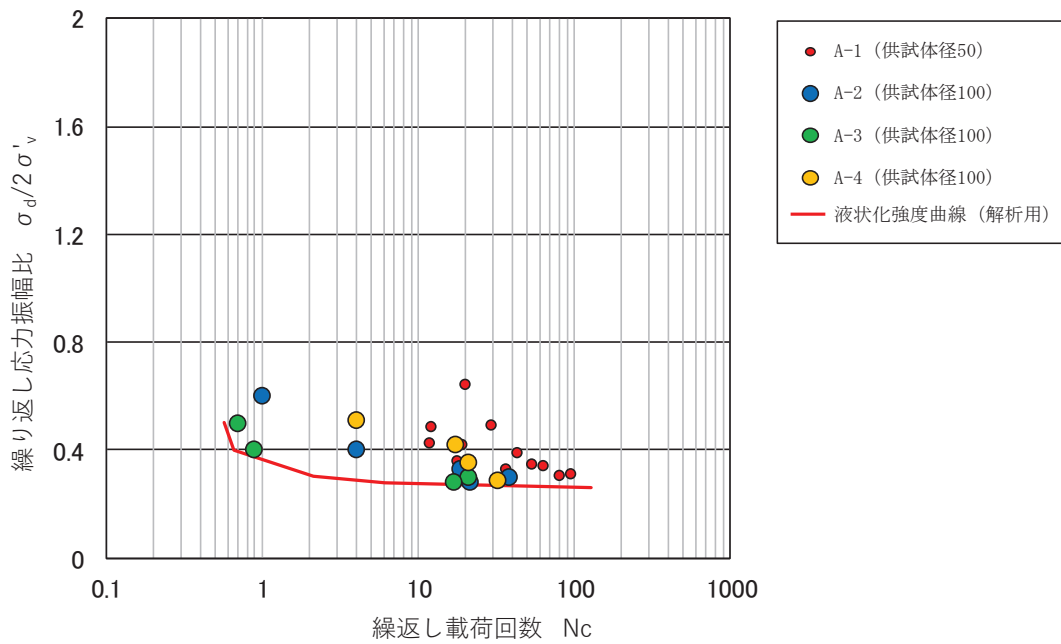


図 4.2-34 液状化強度試験結果に基づく防潮堤近傍の旧表土の液状化強度曲線
(下限値設定)

表 4.2-15 旧表土及び盛土の液状化パラメータ

	ϕ_p ($^{\circ}$)	W1	p1	p2	c1	s1
旧表土	28	1.0	1.4	1.5	2.0	0.005
旧表土 (防潮堤)	28	1.3	1.2	0.8	2.75	0.005
盛土	28	14	1.0	0.6	2.8	0.005

4.2.3 その他の解析用物性値

(1) MMR

MMRについては、表4.2-5及び表4.2-8のとおり解析用物性値を設定する。

4.2.4 地盤の物性のばらつきについて

(1) 土木構造物（津波防護施設等を含む）の地震応答解析に考慮する地盤の物性のばらつき

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。

(2) 建物・構築物の地震応答解析に考慮する地盤の物性のばらつき

建物・構築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

極限支持力は、対象施設の支持岩盤の支持力試験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（狐崎部層・牧の浜部層・改良地盤）の極限支持力

基礎地盤（狐崎部層・牧の浜部層・改良地盤）の極限支持力を表 5.1-1 に示す。

基礎地盤（狐崎部層・牧の浜部層・改良地盤）の極限支持力は、設置変更許可申請書（添付資料六）に示した支持力試験結果を基に設定する。設置許可変更申請書（添付資料六）に示した支持力試験実施位置を図 5.1-1～図 5.1-3，支持力試験結果を図 5.1-4～図 5.1-6 に示す。

表 5.1-1 基礎地盤（狐崎部層・牧の浜部層・改良地盤）の極限支持力

基礎地盤	極限支持力 (N/mm ²)
狐崎部層	13.7
牧の浜部層	11.4
改良地盤	4.4

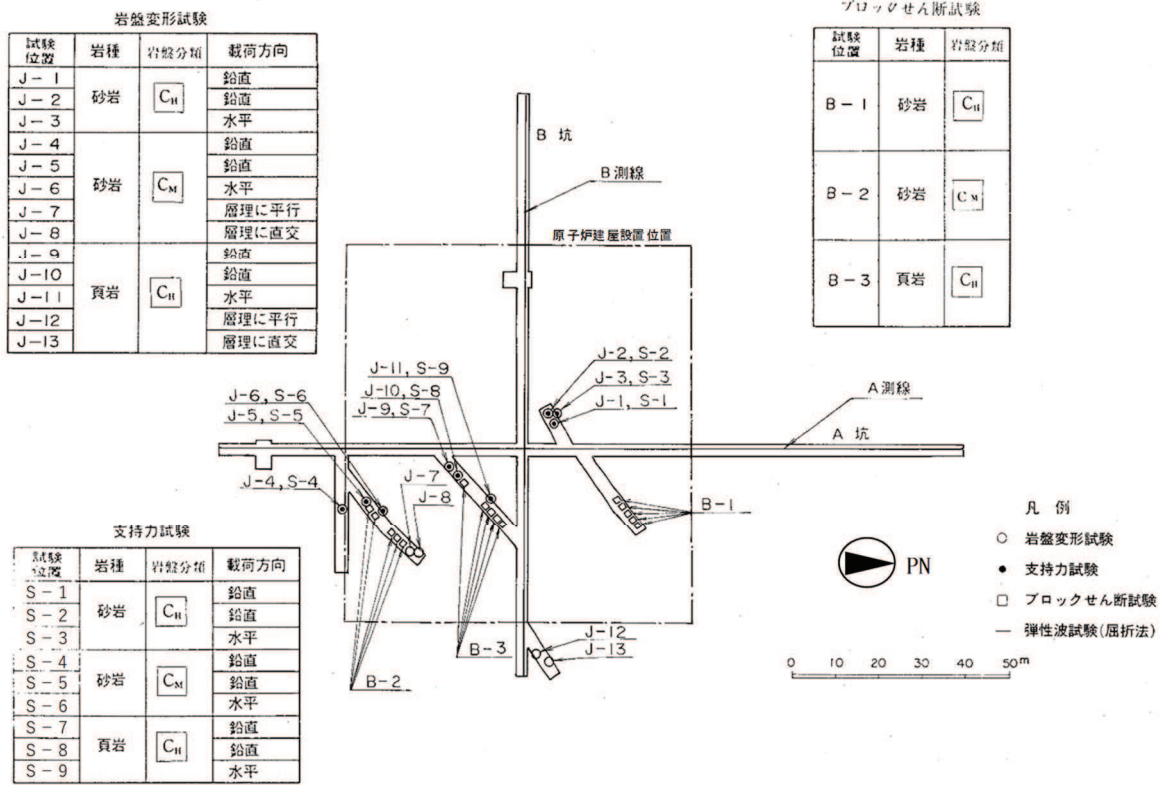


図 5.1-1 支持力試験実施位置(狐崎部層)

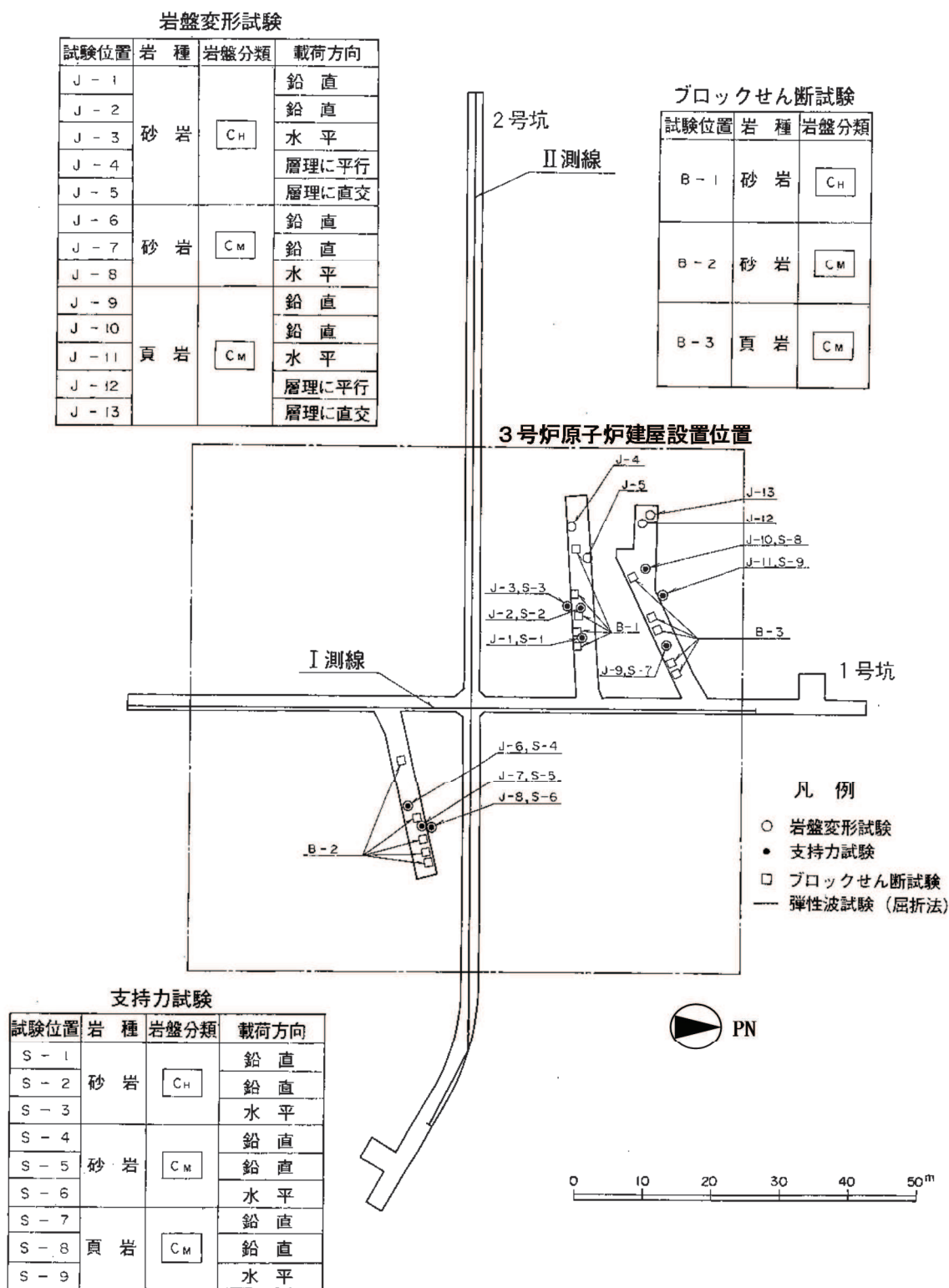


図 5.1-2 支持力試験実施位置 (牧の浜部層)

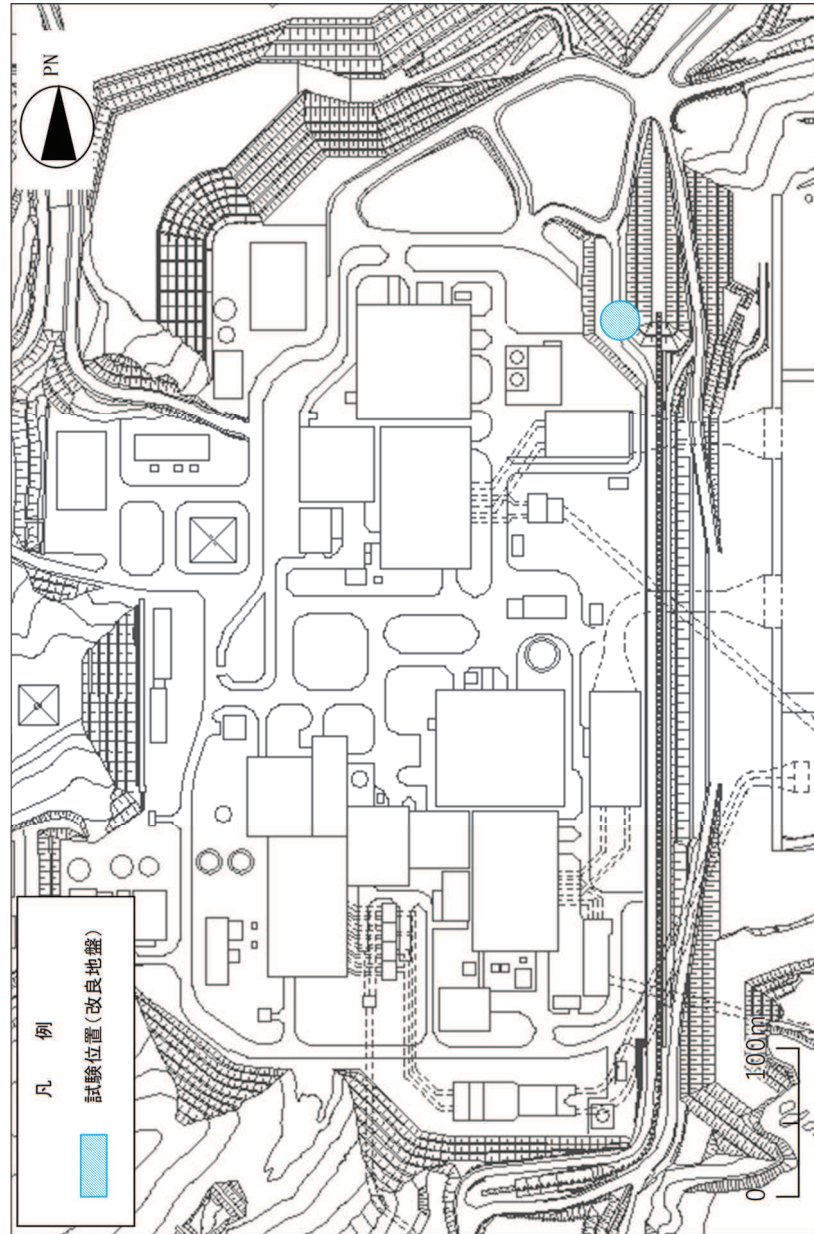


图 5.1-3 支持力試驗實施位置(改良地)

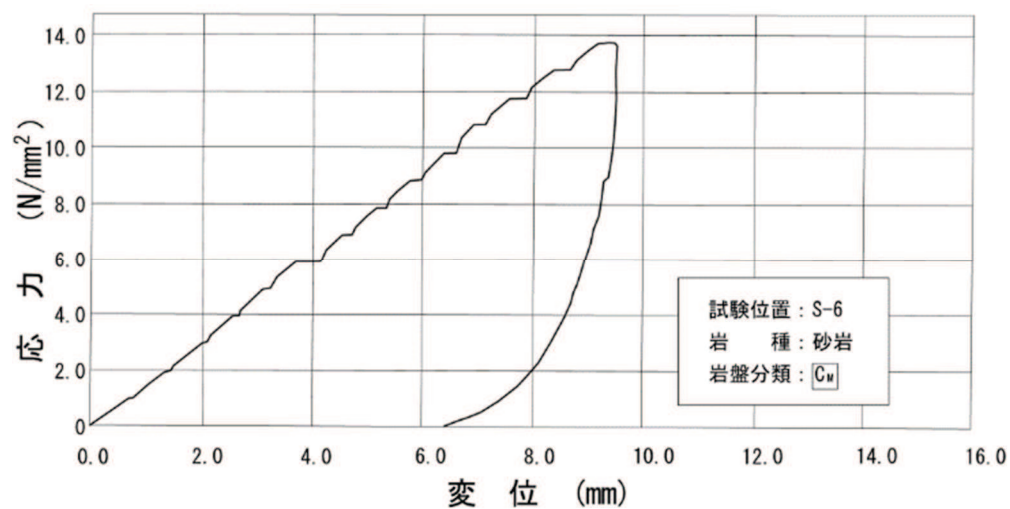
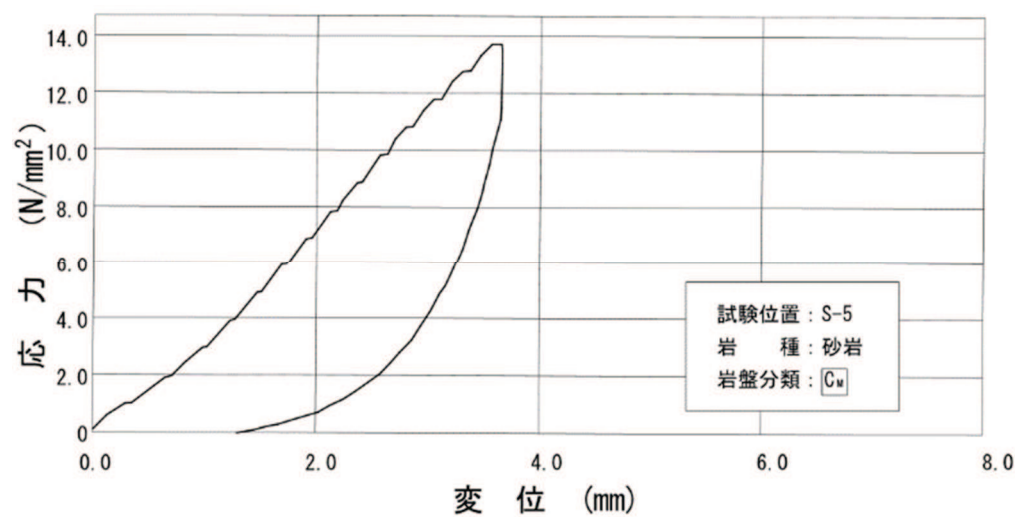
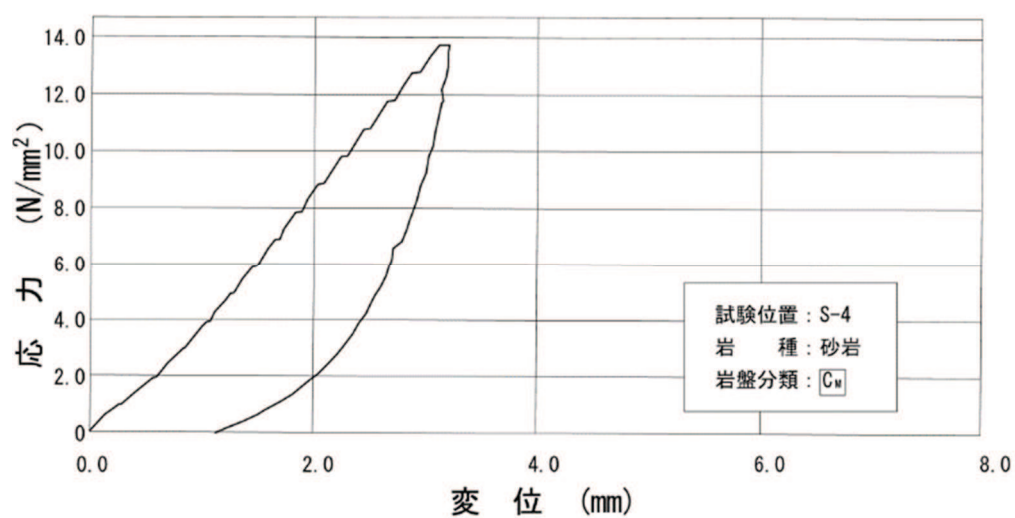


図 5.1-4 支持力試験結果 (狐崎部層)

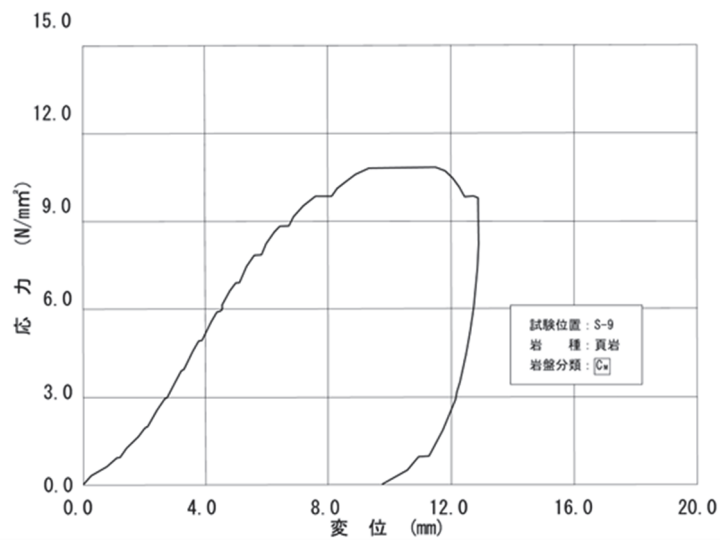
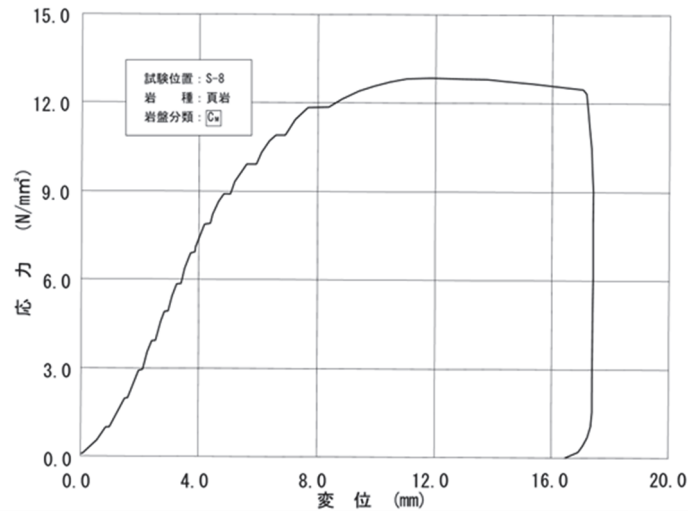
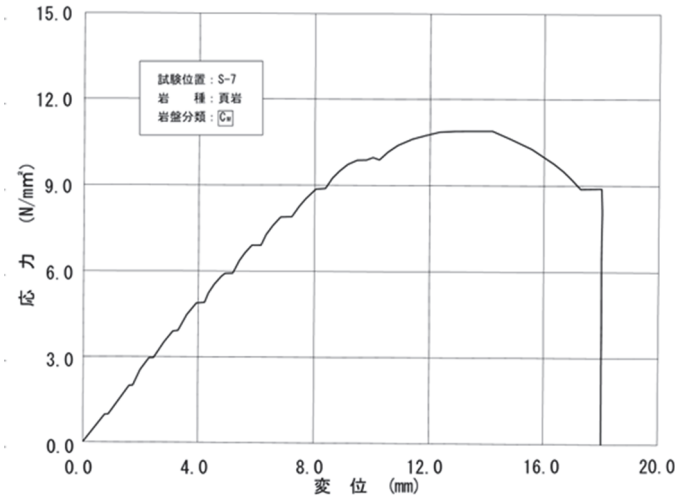


図 5.1-5 支持力試験結果 (牧の浜部層)

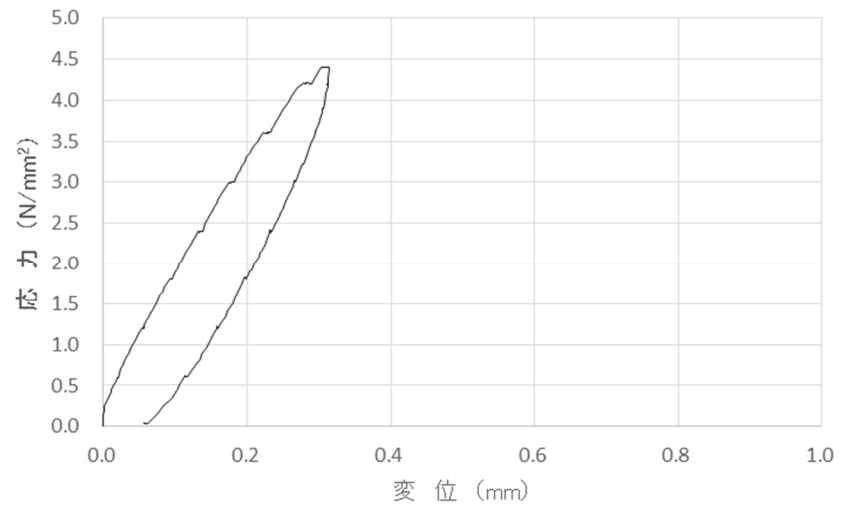


図 5.1-6 支持力試験結果 (改良地盤)

5.2 直接基礎の支持力算定式

道路橋示方書による直接基礎の支持力算定式を以下に示す。

- ・道路橋示方書による極限支持力算定式（直接基礎）

$$Q_u = A_e \{ \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + 1/2 \gamma_1 \beta B_e N_\gamma S_\gamma \}$$

ここで、

Q_u : 荷重の偏心傾斜，支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の
極限支持力 (kN)

c : 地盤の粘着力 (kN/m^2)

q : 上載荷重 (kN/m^2) で， $q = \gamma_2 D_f$

A_e : 有効載荷面積 (m^2)

γ_1, γ_2 : 支持地盤及び根入れ地盤の単位体積重量 (kN/m^3)

ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする。

B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)

$$B_e = B - 2 e_B$$

B : 基礎幅 (m)

e_B : 荷重の偏心量 (m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

α, β : 基礎の形状係数

κ : 根入れ効果に対する割増し係数

N_c, N_q, N_γ : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

S_c, S_q, S_γ : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

5.3 杭基礎の支持力算定式

杭基礎の押し込み力及び引抜き力に対する支持力評価において、液状化検討対象層である地下水位以深の盛土及び旧表土は杭周面摩擦力を支持力として考慮せず、支持力評価を行うことを基本とする。ただし、杭周面地盤に地下水位以浅の盛土及び旧表土、改良地盤、セメント改良土並びに岩盤がある場合は、その杭周面摩擦力を支持力として考慮する。

・道路橋示方書による極限支持力算定式

(杭基礎[中掘り工法])

$$R_u = q_d A + U \sum L_i f_i$$

ここで、

R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

q_d : 杭先端における単位面積あたりの極限支持力度 (kN/m²)

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m²)

A : 杭先端面積 (m²)

U : 杭の周長 (m)

L_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

f_i : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

5.4 杭基礎の支持力算定式に関する補足

杭基礎の支持力算定式については、「5.3 杭基礎の支持力算定式」に示すとおり、道路橋示方書による極限支持力算定式のうち中掘り杭工法を採用しているが、その考え方は以下のとおりである。

5.4.1 道路橋示方書による極限支持力算定式を適用する構造物

杭基礎の極限支持力は、基本的に「5.1 基礎地盤（狐崎部層・牧の浜部層・改良地盤）の極限支持力」に示す、狐崎部層、牧の浜部層及び改良地盤の極限支持力を用いる。

狐崎部層、牧の浜部層の極限支持力は、 C_M 級以上の岩盤を対象とした極限支持力であるが、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち、RC壁部については C_I 級岩盤に設置される。 C_I 級の極限支持力は、設計及び工事計画認可申請において新たに設定するものであり、その極限支持力の設定において、道路橋示方書による極限支持力算定式（中掘り杭工法）を適用する。

5.4.2 道路橋示方書による極限支持力算定式（中掘り杭工法）の適用性について

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうちRC壁部の工法はプレボーリング杭工法に当たる。

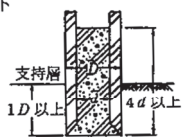
道路橋示方書に記載されている杭基礎の支持力算定式のうちプレボーリング杭工法によ

る極限支持力は、図 5.4-1 に示すとおり、砂層で $150N$ ($\leq 7,500$) kN/m^2 、砂れき層で $200N$ ($\leq 10,000$) kN/m^2 と規定されている。

一方、中掘り杭工法のうち RC 壁部と先端処理方式が類似しているコンクリート打設方式の極限支持力は、場所打ち杭工法を適用することとなっており、砂れき層及び砂層 ($N \geq 30$) : $3,000\text{kN/m}^2$ 、良質な砂れき層 ($N \geq 50$) : $5,000\text{kN/m}^2$ と規定されている。これは、同じ N 値の場合、コンクリート打設方式の方がプレボーリング杭工法よりも保守的な評価となることを示している。

RC 壁部の工法はプレボーリング杭工法に該当するものの、プレボーリング杭工法と中掘り杭工法のコンクリート打設方式を比較した場合、硬質粘性土層 : $3q_u$ (q_u : 一軸圧縮強度) との記載があり C_L 級岩盤の一軸圧縮強度から算定できること、かつプレボーリング杭工法の極限支持力よりも保守的な評価と考えられることから、RC 壁部の極限支持力算定に当たっては、中掘り杭工法のコンクリート打設方式の極限支持力を採用する。

表-解 12.4.2 中掘り杭工法による杭先端の極限支持力 q_d

先端処理方法	杭先端の極限支持力の算定法
最終打撃方式	打込み杭の算定法を適用する。
セメントミルク 噴出攪拌方式	極限支持力度 (kN/m^2) $q_d = \begin{cases} 150N (\leq 7,500) & \text{砂層} \\ 200N (\leq 10,000) & \text{砂れき層} \end{cases}$ ここに、 N : 杭先端地盤の N 値
コンクリート 打設方式 	場所打ち杭の極限支持力度を適用する。

④ プレボーリング杭工法

プレボーリング杭工法による杭先端の極限支持力度は、載荷試験結果に基づき表-解 12.4.3 に示す値とする。

表-解 12.4.3 プレボーリング杭工法による杭先端の極限支持力 q_d

地盤種類	杭先端の極限支持力度 (kN/m^2)
砂層	$150N$ ($\leq 7,500$)
砂れき層	$200N$ ($\leq 10,000$)

ただし、 N は杭先端地盤における標準貫入試験の N 値

図 5.4-1(1) 道路橋示方書による杭基礎の支持力算定式抜粋 (1/2)

表-解 12.4.1 場所打ち杭工法による杭先端の極限支持力 q_d

地盤種類	杭先端の極限支持力度 (kN/m^2)
砂れき層及び砂層 ($N \geq 30$)	3,000
良質な砂れき層 ($N \geq 50$)	5,000
硬質粘性土層	$3q_u$

ただし、 q_u は一軸圧縮強度 (kN/m^2)、 N は標準貫入試験の N 値

図 5.4-1(2) 道路橋示方書による杭基礎の支持力算定式抜粋 (2/2)

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

入力地震動の設定に用いる地下構造モデルについては、解放基盤表面(O.P. -14.1m)から、O.P. -200mまでの岩盤（狐崎部層又は牧の浜部層）をモデル化する。地下構造モデルの概要を表6.1-1に示す。入力地震動算定の概念図を図6.1-1及び図6.1-2に示す。

表 6.1-1 入力地震動の策定に用いる地下構造モデル

地層	狐崎部層		牧の浜部層	
標高	解放基盤表面～O. P. -200m		解放基盤表面～O. P. -200m	
P 波速度 V_p (m/s)	0. P. -14. 1m ～ - 25. 0m	3, 420 4, 700 5, 130	0. P. -14. 1m ～ - 27. 0m	3, 380 4, 380 5, 060
	0. P. -25. 0m ～ - 80. 0m		0. P. -27. 0m ～ - 50. 0m	
	0. P. -80. 0m ～ - 200. 0m		0. P. -50. 0m ～ - 200. 0m	
S 波速度 V_s (m/s)	0. P. -14. 1m ～ - 25. 0m	1, 300 2, 150 2, 440	0. P. -14. 1m ～ - 27. 0m	1, 360 2, 040 2, 520
	0. P. -25. 0m ～ - 80. 0m		0. P. -27. 0m ～ - 50. 0m	
	0. P. -80. 0m ～ - 200. 0m		0. P. -50. 0m ～ - 200. 0m	
動ポアソン比 ν_d	0. P. -14. 1m ～ - 25. 0m	0. 42 0. 37 0. 35	0. P. -14. 1m ～ - 27. 0m	0. 40 0. 36 0. 34
	0. P. -25. 0m ～ - 80. 0m		0. P. -27. 0m ～ - 50. 0m	
	0. P. -80. 0m ～ - 200. 0m		0. P. -50. 0m ～ - 200. 0m	
単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	0. P. -14. 1m ～ - 25. 0m	23. 8 24. 6 25. 0	0. P. -14. 1m ～ - 27. 0m	26. 1 26. 4 26. 5
	0. P. -25. 0m ～ - 80. 0m		0. P. -27. 0m ～ - 50. 0m	
	0. P. -80. 0m ～ - 200. 0m		0. P. -50. 0m ～ - 200. 0m	
減衰定数 h (%)	0. P. -14. 1m ～ - 25. 0m	3	0. P. -14. 1m ～ - 27. 0m	3
	0. P. -25. 0m ～ - 80. 0m		0. P. -27. 0m ～ - 50. 0m	
	0. P. -80. 0m ～ - 200. 0m		0. P. -50. 0m ～ - 200. 0m	

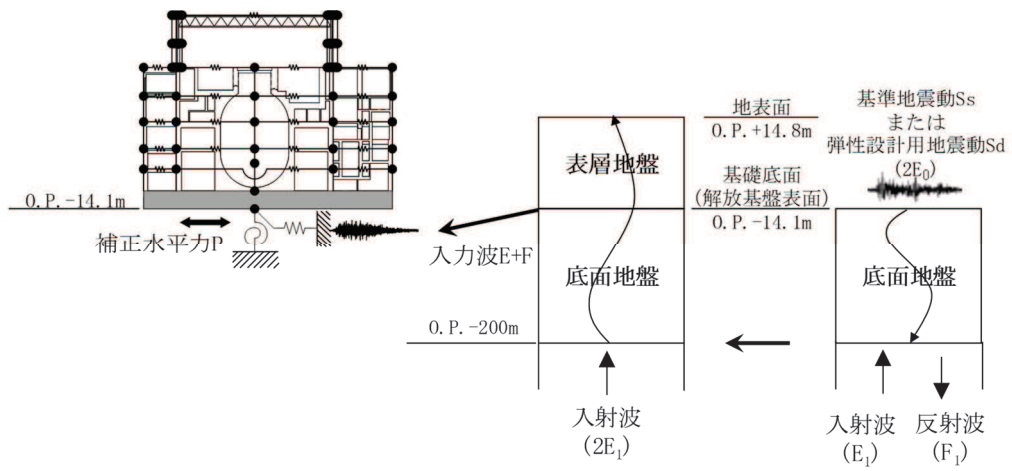


図 6.1-1 入力地震動算定の概念図（建物・構築物）

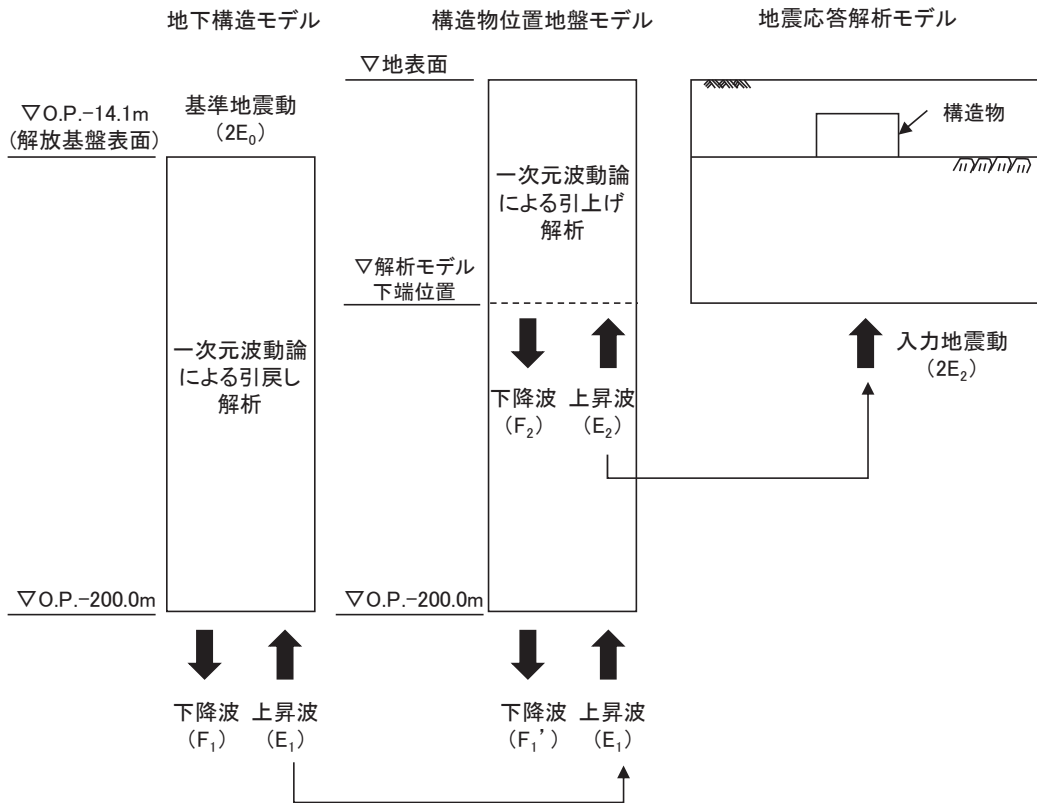


図 6.1-2 入力地震動算定の概念図（土木構築物）

6.2 地震応答解析に用いる地盤の速度構造モデル

原子炉建屋の地震応答解析に用いる地盤モデルは、原子炉建屋の直下における地盤調査結果及び既往の地震観測記録の分析に基づいて設定する。原子炉建屋の地震応答解析に用いる地盤モデルの地盤物性値は「4.2.1 全応力解析に用いる解析用物性値」に示すとおりである。

また、土木構造物の地震応答解析に用いる地盤モデルは、構造物周辺の地盤調査結果に基づいて設定する。土木構造物の地震応答解析に用いる地盤モデルの地盤物性値は、「4.1 設置変更許可申請書に記載された解析用物性値」、「4.2.2 有効応力解析に用いる解析用物性値」及び「4.2.3 その他の解析用物性値」に示すとおりである。

(参考資料4) 浸透流解析に用いる透水係数の設定根拠

1. 概要

本資料では、設計用地下水位の設定や排水能力の設定において参照する浸透流解析に用いる透水係数の設定根拠について示す。

2. 透水試験

本項では、浸透流解析でモデル化する地層区分毎の透水試験の結果を示す。

2.1 盛土・旧表土

(1) 設定方法

盛土は発電所の建設工事で発生した岩砕を主体とする、硬質の岩塊を含む粗粒材料から構成され、敷地の広範囲に分布する。旧表土は主に敷地造成前の海浜砂であり、主に敷地の海側に分布する。

盛土及び旧表土は、物理的性質が敷地内で概ね均一と考えられることから、比較的簡便に透水性を推定可能な粒度試験結果（粒径加積曲線）におけるD20（20%粒径）に基づき推定するクレーガーらの方法を適用して換算値として求める。

クレーガーらの方法におけるD20と透水係数の関係を表4-1に、粒度試験の試料採取位置を図4-1に、クレーガーらの方法により算定した盛土・旧表土の透水係数を表4-2に示す。ここで、試験データは主要施設近傍並びに敷地の全体から取得され、十分な試験データ数を有している。

表 4-1 クレーガーらの方法による D20 と透水係数の関係

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

(換算式)

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

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

ここで、k : 透水係数 (m/s), D₂₀ : 20%粒径 (mm)

(土質工学ハンドブック (土質工学会) より引用)

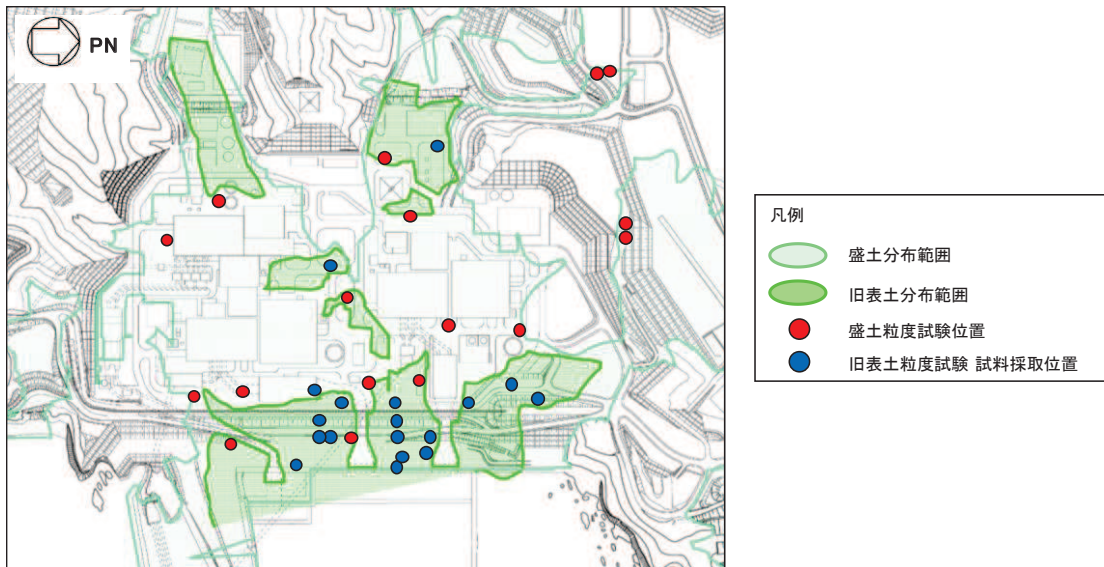


図 4-1 粒度試験試料採取位置図 (盛土・旧表土)

表 4-2 クレーガーらの方法により算定した盛土・旧表土の透水係数

地層	データ数	クレーガーらの方法による換算値		
		試験結果(平均値) (m/s)	平均値 - 1σ (m/s)	平均値+1σ (m/s)
盛土	69	1.0×10 ⁻⁴ * (0.22mm)	0.9×10 ⁻⁷	1.1×10 ⁻³
旧表土	89	6.4×10 ⁻⁶ * (0.07mm)	1.9×10 ⁻⁷	2.2×10 ⁻⁴

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

(2) 推定値の妥当性

(1) に示す粒度試験に基づくクレーガーらの方法に基づき推定した透水係数の妥当性について、文献および原位置試験の結果から整理する。

文献類として、地下水ハンドブック（建設産業調査会）における一般的な未固結堆積物の透水係数を表4-3に示す。粗砂で概ね1.0×10⁻¹~1.0×10⁻⁵ (m/s) 程度、中砂・細砂で概ね1.0×10⁻²~1.0×10⁻⁶ (m/s) 程度となっており、クレーガーの方法により求めた透水係数は概ね中央値となっていることから、概ね妥当な値と判断できる。

表 4-3 未固結堆積物の水理条件

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

(地下水ハンドブック（建設産業調査会）より引用)

また、原位置において別途実施した原位置透水試験の結果を表4-4に、試験位置を図4-2に示す。試験の結果、旧表土についてはクレーガーらの方法に基づく推定値と同オーダーであり、盛土については1オーダー小さい結果となっている。盛土については、石分や礫分の介入程度の違い等によりクレーガーらの方法では若干ばらつきが生じている可能性が考えられる。

なお、クレーガーの算定に用いた粒度試験の平面及び深度分布を補足1に、盛土の石分の影響を補足2に示す。

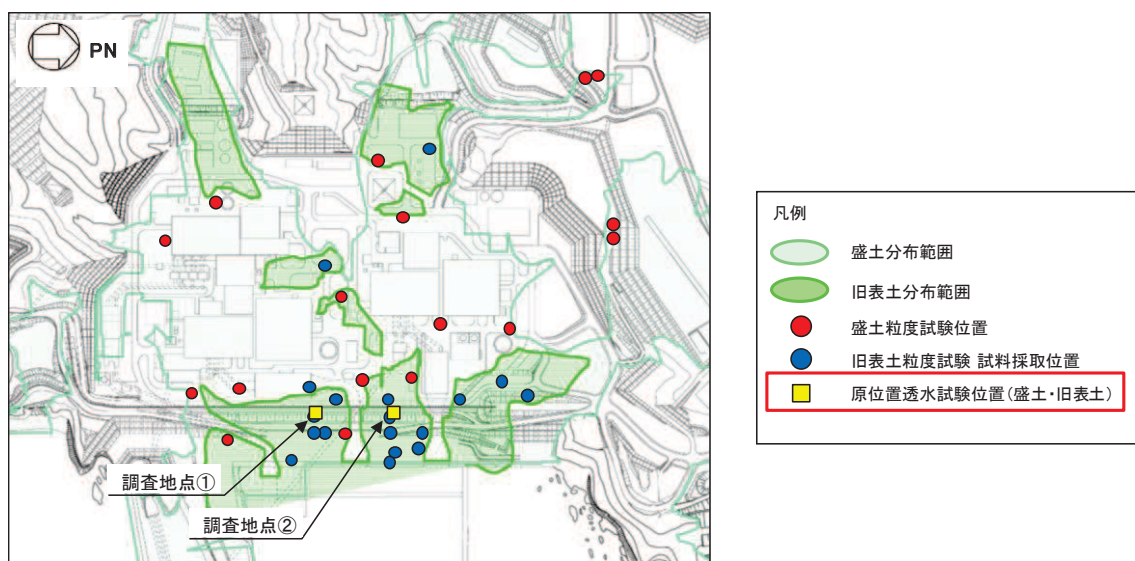


図 4-2 盛土・旧表土の原位置透水試験位置図
(図 4-1 に盛土・旧表土の原位置透水試験位置を追記)

表 4-4(1) 盛土・旧表土の原位置透水試験結果

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

表 4-4(2) 盛土・旧表土の原位置透水試験結果 (試験個所・深度別)

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

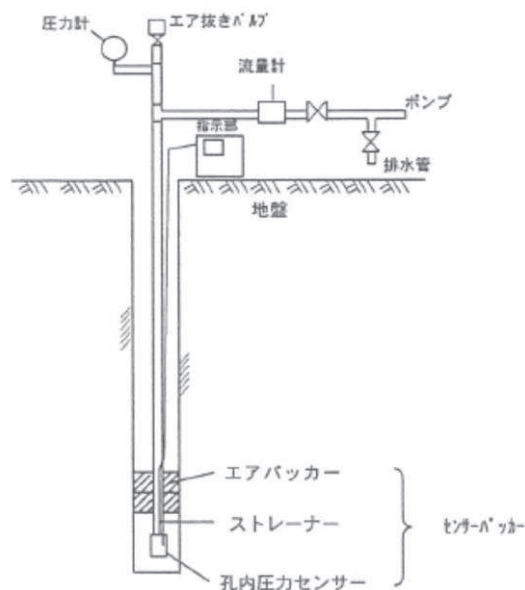
2.2 岩盤

(1) 試験方法

敷地内の岩盤は、中生界ジュラ系の牡鹿層群荻の浜累層の砂岩、頁岩、砂岩頁岩互層が分布し、部分的に白亜系のひん岩が貫入している。第2号機原子炉建屋付近には狐崎砂岩頁岩部層が、第3号機原子炉建屋付近には牧の浜砂岩頁岩部層が分布している。

岩盤の透水係数は、岩種や速度層等の関係性や原位置での分布状況に応じた性質を把握するために、ボーリング孔を利用して透水性を評価する原位置透水試験（ルジオン試験）に基づき算定した。

試験方法の概要を図4-3に、試験位置を図4-4に、表4-5に透水試験結果を示す。



(ルジオンテスト技術指針・同解説 (平成18年7月)

(財団法人 国土技術研究センター) より引用)

図4-3 原位置透水試験（ルジオン試験）の概要

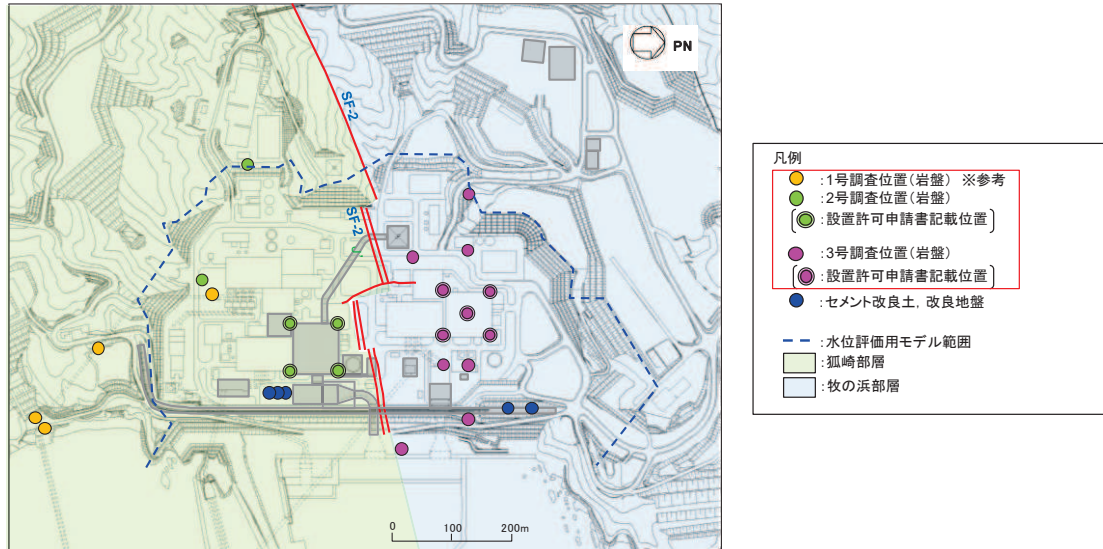


図 4-4 原位置試験位置図

表 4-5 岩盤の原位置透水試験結果

地層	データ数	試験結果(平均値) (m/s)
孤崎部層	70	2.3×10^{-7}
牧の浜部層	127	2.9×10^{-7}

(2) 試験結果の妥当性

文献類として、地下水ハンドブック（建設産業調査会）における一般的な固結堆積物の透水係数を表4-6に示す。細粒砂岩の場合、概ね $1.0 \times 10^{-5} \sim 1.0 \times 10^{-8}$ (m/s) 程度となっている。また、試験データは主要施設近傍並びに敷地の全体から取得されていることから、文献値等に示されている透水係数とも整合的である。

表 4-6 固結堆積物の水理条件

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

(地下水ハンドブック（建設産業調査会）より引用)

2.3 セメント改良土及び改良地盤

(1) 試験結果

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

セメント改良土及び改良地盤の透水係数は、岩盤同様にボーリング孔を利用した原位置透水試験（ルジオン試験）に基づき算定した。試験位置を図4-5に、試験位置での透水試験結果を表4-7に示す。

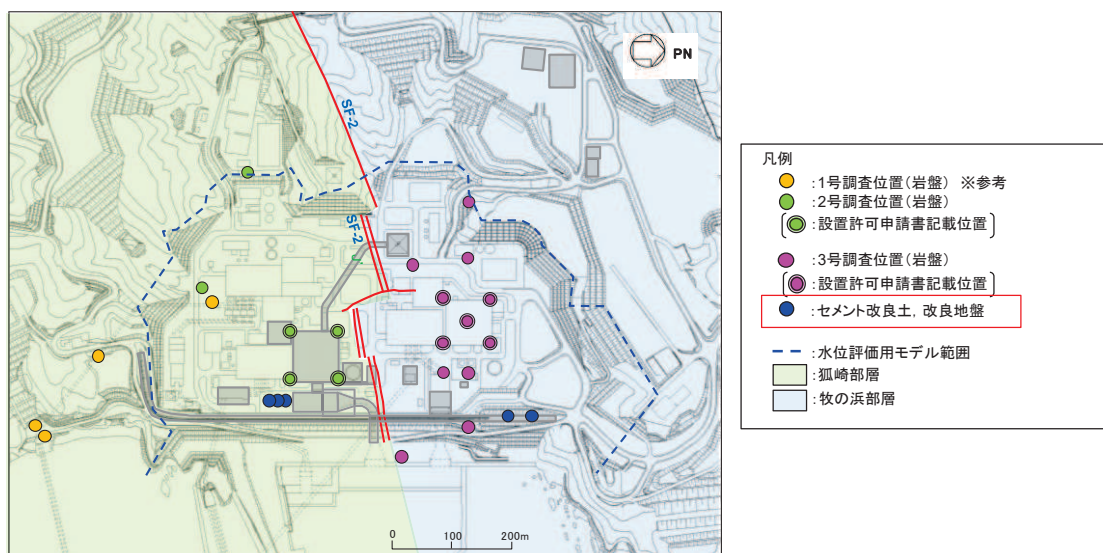


図 4-5 原位置試験位置図
(セメント改良土・改良地盤)

表 4-7 セメント改良土及び改良地盤の原位置透水試験結果

地層	データ数	試験結果(平均値) (m/s)
セメント改良土	5	1.7×10^{-7}
改良地盤	6	2.4×10^{-7}

(2) 試験結果の妥当性

表4-8に示す改良地盤及びセメント改良土の解析用物性値を基準とし、透水試験箇所でも実施したPS検層によるS波速度から初期せん断剛性（概略値）を推定した結果を表4-9に示す。いずれの箇所においても、初期せん断剛性（概略値）が解析用物性値よりも大きな値を得られていることから、試験箇所の代表性があると判断できる。

表 4-8 改良地盤の解析用物性値

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

注記* : $G_0 = \gamma V_s^2$ (N/mm²) ここに、 V_s : S波速度 (m/s)

表 4-9 試験結果に基づく初期せん断剛性（概略値）

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

なお、上記のうち改良地盤について、別途、防潮堤工事において施工した改良地盤に係る追加試験データを表4-10に、試験位置を図4-6に示す。

この結果から、既往試験データと追加試験データは概ね同オーダーであることを確認しており、設定値が妥当であると判断できる。

表 4-10 既往試験と追加試験の比較

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

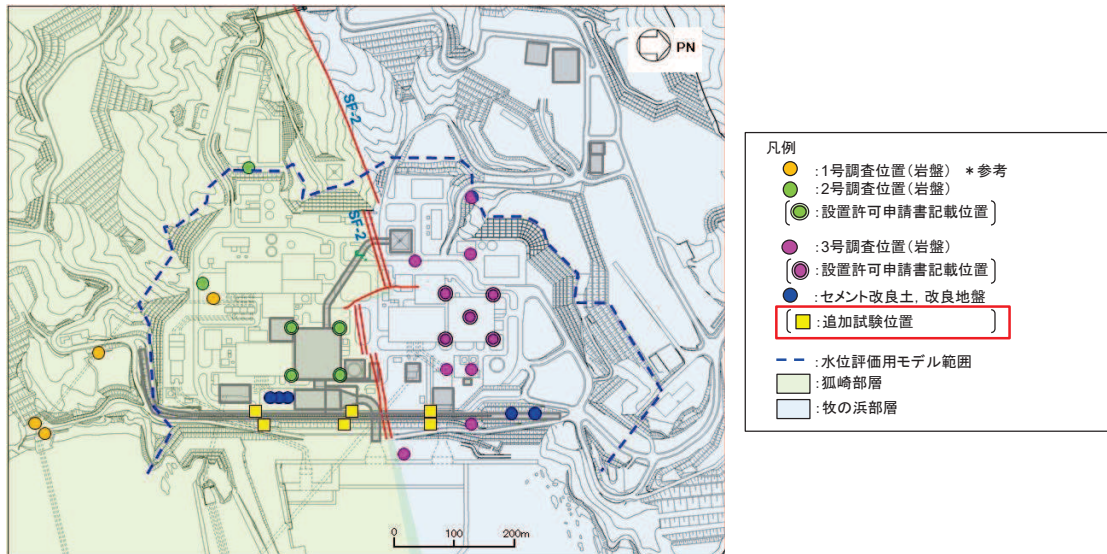


図 4-6 改良地盤の追加透水試験位置図
(図 4-4 に改良地盤の追加透水試験位置を追記)

2.4 透水層 (碎石)

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

ヒューム管周辺のフィルター材設置状況を図4-7に、試験方法の概要を図4-8に、透水層の試験結果を表4-11に示す。

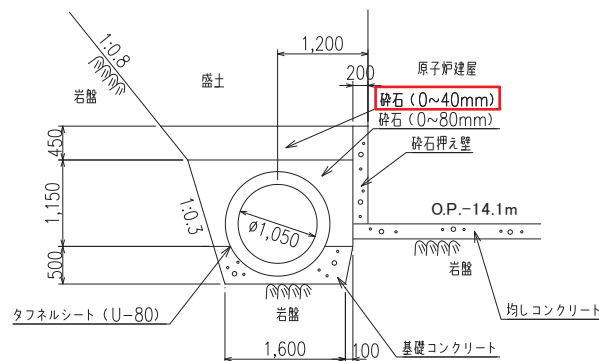


図 4-7 ヒューム管周辺のフィルター材設置状況
($\phi 1050$ mmヒューム管の例)

(参考) 4-10

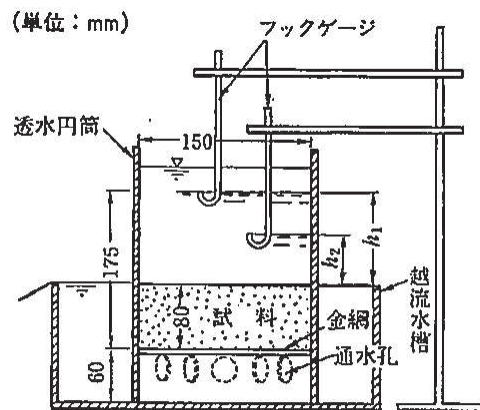


図-6.5.4 低動水勾配の変水位透水試験（大口徑のスタンドパイプを用いる方法）Yemington[®]に加筆修正

（土質試験の方法と解説（地盤工学会）より引用）

図 4-8 室内透水試験方法の概要

表 4-11 透水層（碎石）の室内透水試験結果

地層	データ数	試験結果(平均値) (m/s)
透水層 (碎石)	10	1.2×10^{-2}

3. 解析に用いる透水係数の設定

3.1 設定方針

試験結果を踏まえ、浸透流解析の各解析モデルに用いる透水係数は、試験結果等のデータに基づく変動幅の範囲で、解析目的に応じた設定を行う。

以下に、各解析モデルにおける透水係数の設定方針を示す。

(広域モデル)

- ・ 広域モデルを用いた浸透流解析の目的は、観測等により得られた実測値*¹と解析のアウトプットとの比較によるモデルの妥当性確認であることから、地下水流動場の平均的な水理特性に対応する条件（初期値）として、試験結果等の平均値にて設定する。

実測値との比較における再現状況に応じて、透水係数の見直し*²を行う。

注記*1：観測等により得られた実測値として、水位評価においては連続観測水位データ、地下水流入量評価においては既設の揚水ポンプ稼働実績から推定される地下水流入量実績を参照する。

注記*2：水位評価においては透水係数を試験結果等の平均値（初期値）、地下水流入量の評価においては初期値より盛土の透水係数を大きく（+1 σ ）設定することにより、モデルの妥当性を確認している。

(水位評価モデル)

- ・ 水位評価モデルを用いた浸透流解析の目的は、設計用地下水位の設定において参照する揚圧力・地下水位を高めに出算することであるため、広域モデルで妥当性を確認した透水係数に対し、解析の再現性（観測水位への追従性）が確保される範囲で更に小さく（水位が高めに評価されるよう）設定する。
- ・ 具体的には、建設時工事計画認可時の保守性に関するパラメータスタディを踏まえ、揚圧力評価における保守性の確保として、岩盤 I の試験結果（平均値）に標準偏差（-1 σ ）のばらつきを考慮する（建設時工事計画認可時の浸透流解析における設定を踏襲）。建設時工事計画認可時のパラメータスタディの結果は補足 3 に示す。

(地下水流入量評価モデル)

- ・ 水位評価モデルを用いた浸透流解析の目的は、ポンプ等の排水機能に係る設計用流入量を設定することであるため、広域モデルで妥当性を確認した透水係数に対し、地下水位低下設備（ドレーン）への地下水流入量を多めに評価するよう、透水係数を更に大きく（モデル化する全ての地層を全ての試験結果（平均値）に標準偏差（ $+1\sigma$ ））設定する。

なお、盛土・旧表土及び岩盤については、以下に示すとおり、建設時工事計画認可時において実施した浸透流解析における設定を踏襲しモデル化する。

(盛土・旧表土)

- ・ 盛土・旧表土は、物理的・力学的性質は異なるものの、旧表土の主要施設近傍の分布範囲は図 4-1 のとおり限定的であり、旧表土の透水性の影響が岩盤以浅の地下水流況へ与える影響は小さいと考えられることから、盛土と旧表土は透水性能としては区別せず、1層でモデル化する。
- ・ なお、前述のとおり、別途実施した原位置透水試験の結果を考慮すると、盛土・旧表土間で有意な透水性の違いは見られないこと、1層にモデル化した場合の盛土・旧表土の透水係数の設定値は、原位置透水試験の結果と同オーダーとなっている。

(岩盤)

- ・ 岩盤は、狐崎部層と牧の浜部層における岩盤の透水試験の深度方向の分布から多少のばらつきは見られるものの、深度方向に対して透水性が低くなる傾向が確認されることを踏まえ、深度方向に浅部（岩盤Ⅰ）と深部（岩盤Ⅱ）の2層に分類する（補足4参照）。
- ・ また、断層・シームについては、透水試験の結果から母岩と水理特性上の有意な差がないことからモデル化しない（補足5参照）。

3.2 設定内容

透水係数の設定に用いる透水試験結果の一覧を表 4-12 に、広域モデルに用いる透水係数を表 4-13 に、水位評価モデルに用いる透水係数を表 4-14 に、地下水流入量評価モデルに用いる透水係数を表 4-15 に示す。

なお、地下水位評価モデルの設定の妥当性に係るパラメータスタディの結果について補足 6 に示す。

表 4-12 透水試験結果一覧

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

表 4-13 透水係数の設定値と設定根拠（広域モデル）

地層	設定値 (m/s)	試験値等	設定根拠	備考	
盛土・旧表土	3.0×10^{-5}	2.1×10^{-5}	粒度試験に基づくクレ ーガーらの方法により 求めた値の平均値に基 づき設定	* 1	
狐崎 部層	岩盤 I	2.0×10^{-6}	1.6×10^{-6}	試験結果の平均値に基 づき設定	* 2
	岩盤 II	5.0×10^{-7}	1.3×10^{-7}	試験結果の平均値に基 づき設定	* 1
牧の浜 部層	岩盤 I	1.0×10^{-6}	1.1×10^{-6}	試験結果の平均値に基 づき設定	* 2
	岩盤 II	1.0×10^{-7}	0.6×10^{-7}	試験結果の平均値に基 づき設定	* 1
セメント改良 土・改良地盤	— (設定なし)	—	—		
透水層（碎石）	— (設定なし)	—	—		
コンクリート 構造物 (MMR 含む)	— (不透水)	—	—	* 3	

注記* 1：建設時工事計画認可時と同値

* 2：建設時工事計画認可時の検討においては、解析の保守性を示す目的から岩盤 I を平均値 - 1σ に設定していたが、広域モデルの解析目的を踏まえ、試験結果の平均値に設定

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

表 4-14 透水係数の設定値と設定根拠（水位評価モデル）

地層		設定値 (m/s)	試験値等	設定根拠	備考	
盛土・旧表土		3.0×10^{-5}	$2.1 \times 10^{-5} * 2$ (0.11mm)	粒度試験に基づくクレ ーガーらの方法による 平均値に基づき設定	* 1	
狐崎 部層	岩盤 I	7.0×10^{-7}	7.2×10^{-7}	透水試験結果の平均値- 1σに基づき設定		
	岩盤 II	5.0×10^{-7}	2.0×10^{-8}	透水試験結果の平均値 に基づき設定		
牧の浜 部層	岩盤 I	2.0×10^{-7}	2.3×10^{-7}	透水試験結果の平均値- 1σに基づき設定		
	岩盤 II	1.0×10^{-7}	1.0×10^{-8}	透水試験結果の平均値 に基づき設定		
セメント改良 土・改良地盤		2.0×10^{-7}	2.1×10^{-7}	透水試験結果の平均値 に基づき設定		* 2
透水層（碎石）		1.0×10^{-2}	1.2×10^{-2}	透水試験結果の平均値 に基づき設定		
コンクリート 構造物 (MMR 含む)		— (不透水)	—	—	* 3	

注記* 1：建設時工事計画認可時と同値。

注記* 2：建設時工事計画認可時は設定なし。

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

表 4-15 透水係数の設定値と設定根拠（地下水流入量評価モデル）

地層		設定値 (m/s)	試験値等	設定根拠	備考
盛土・旧表土		6.0×10^{-4}	6.2×10^{-4}	粒度試験に基づくクレ ーガーらの方法による 平均値+1 σ に基づき設 定	
狐崎 部層	岩盤 I	4.0×10^{-6}	3.7×10^{-6}	透水試験結果の平均値 +1 σ に基づき設定	
	岩盤 II	1.0×10^{-6}	0.8×10^{-6}	透水試験結果の平均値 +1 σ に基づき設定	
牧の浜 部層	岩盤 I	6.0×10^{-6}	5.3×10^{-6}	透水試験結果の平均値 +1 σ に基づき設定	
	岩盤 II	3.0×10^{-7}	3.0×10^{-7}	透水試験結果の平均値 +1 σ に基づき設定	
セメント改良 土・改良地盤		2.0×10^{-6}	1.6×10^{-6}	透水試験結果の平均値 +1 σ に基づき設定	
透水層（砕石）		—	—	—	* 1
コンクリート 構造物 (MMR 含む)		— (不透水)	—	—	* 2

注記* 1：地下水流入量の評価においては、透水層（砕石）として扱うドレーンを含めて、既設・新設全てのドレーンを有効としたモデル化を行う。

注記* 2：建設時工事計画認可時においては透水係数を設定（コンクリート工学ハンドブックに基づき 1.0×10^{-11} (m/s)）していたが、岩盤と比べても十分に小さな値であり、影響は小さいと考えられるため不透水として扱う。

(補足1) 盛土・旧表土の粒度分布について

(1) 盛土

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

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

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

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

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

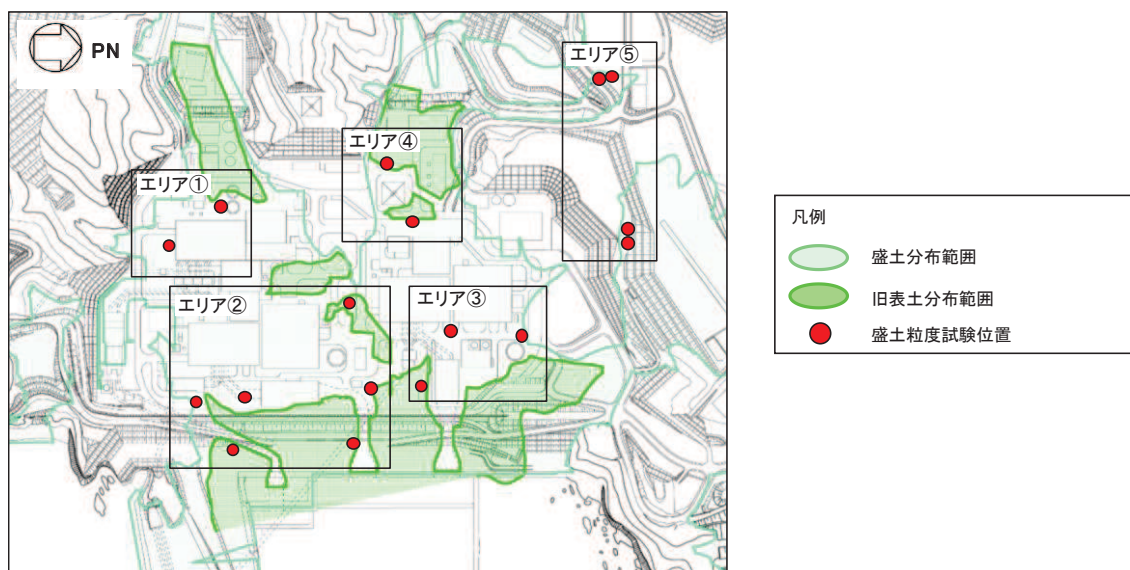


図4-9 盛土の平面分布のエリア分類

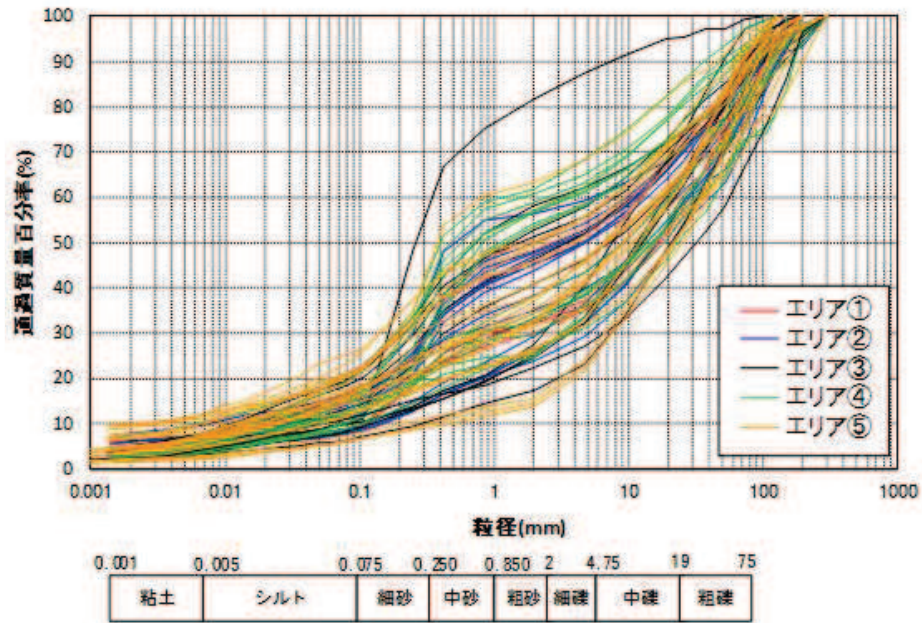


図 4-10(1) 盛土の粒径加積曲線 (全エリア)

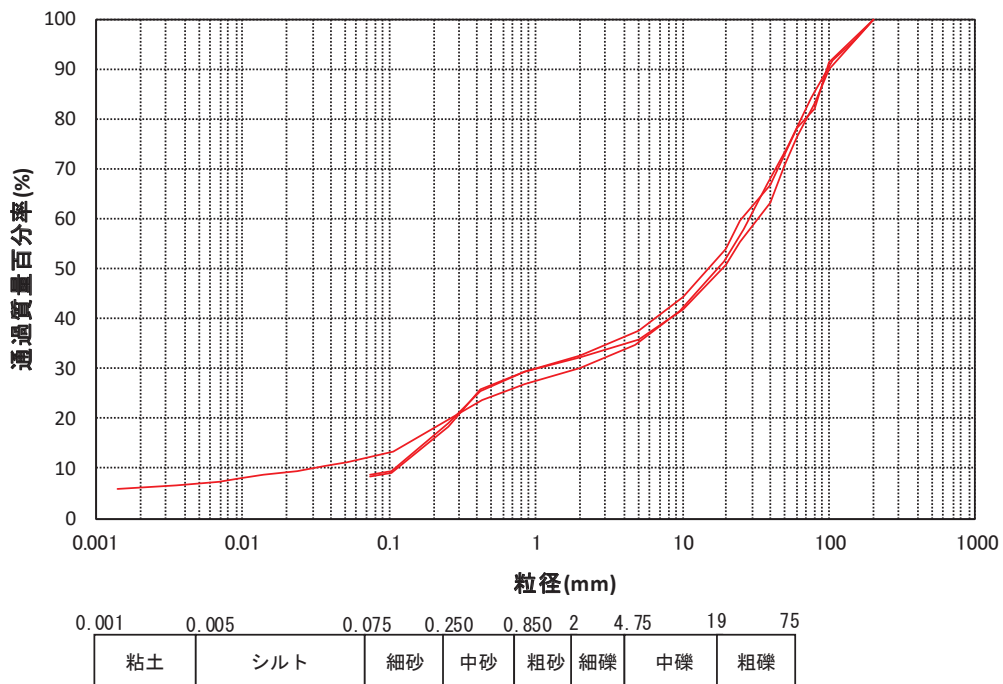


図 4-10(2) 盛土の粒径加積曲線 (エリア①)

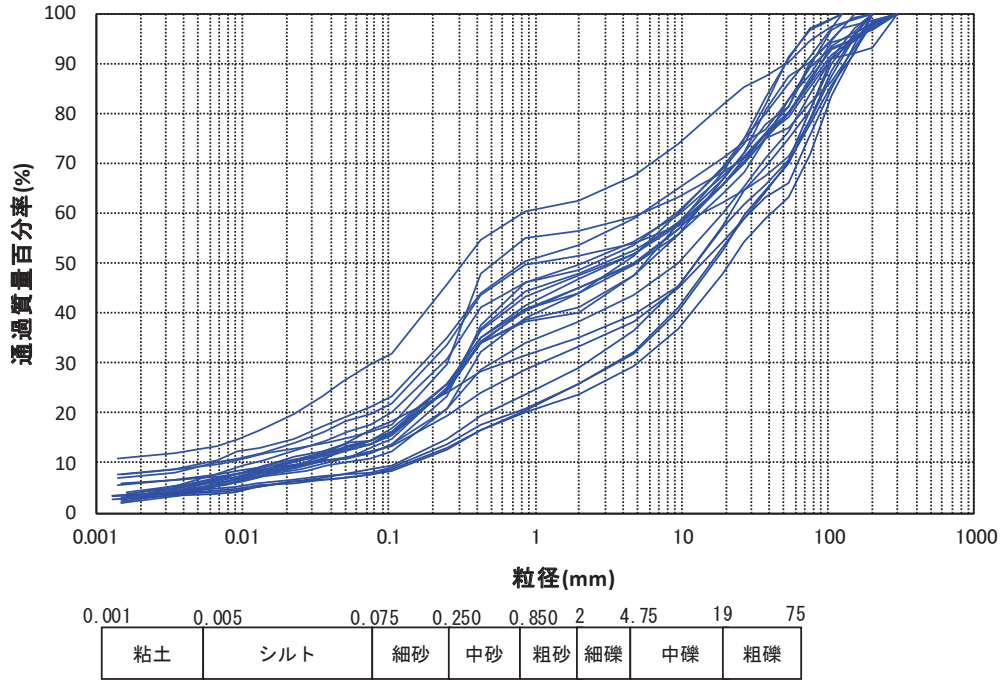


図 4-10(3) 盛土の粒径加積曲線 (エリア②)

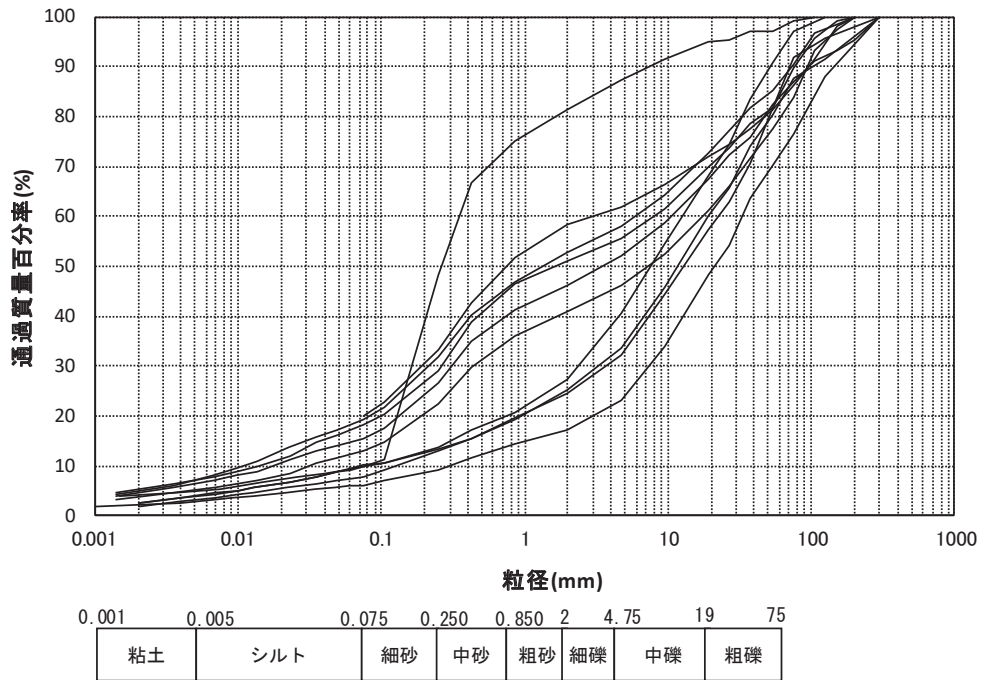


図 4-10(4) 盛土の粒径加積曲線 (エリア③)

(参考) 4-20

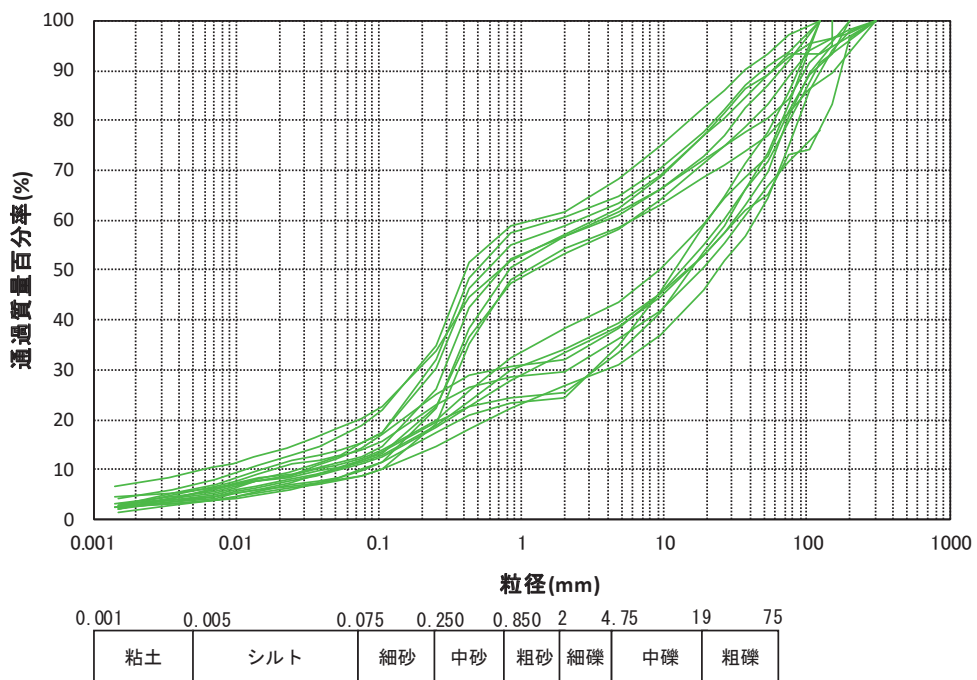


図 4-10(5) 盛土の粒径加積曲線 (エリア④)

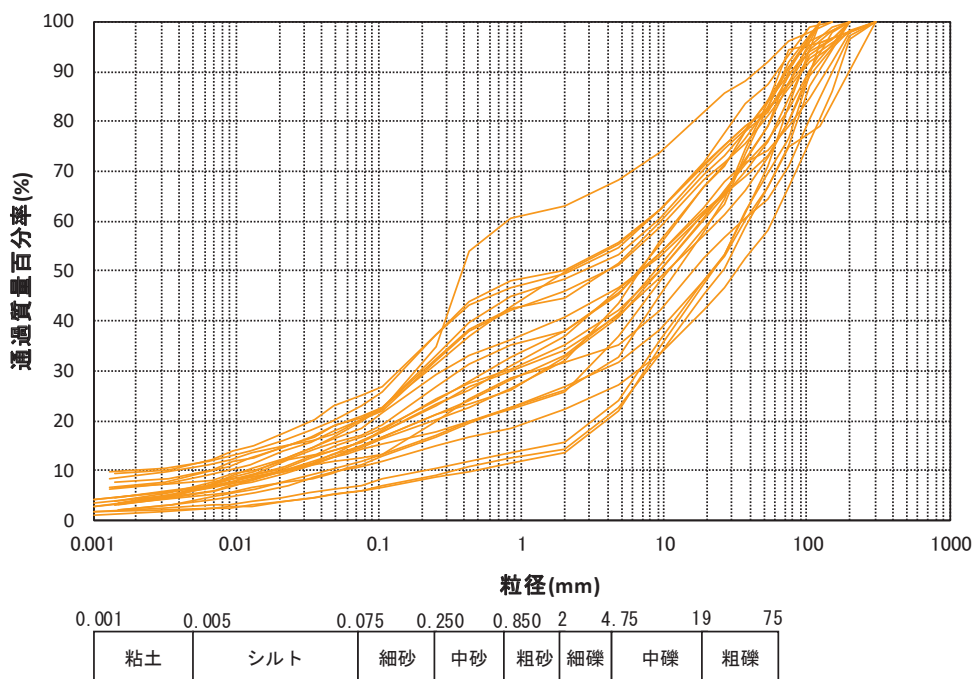


図 4-10(6) 盛土の粒径加積曲線 (エリア⑤)

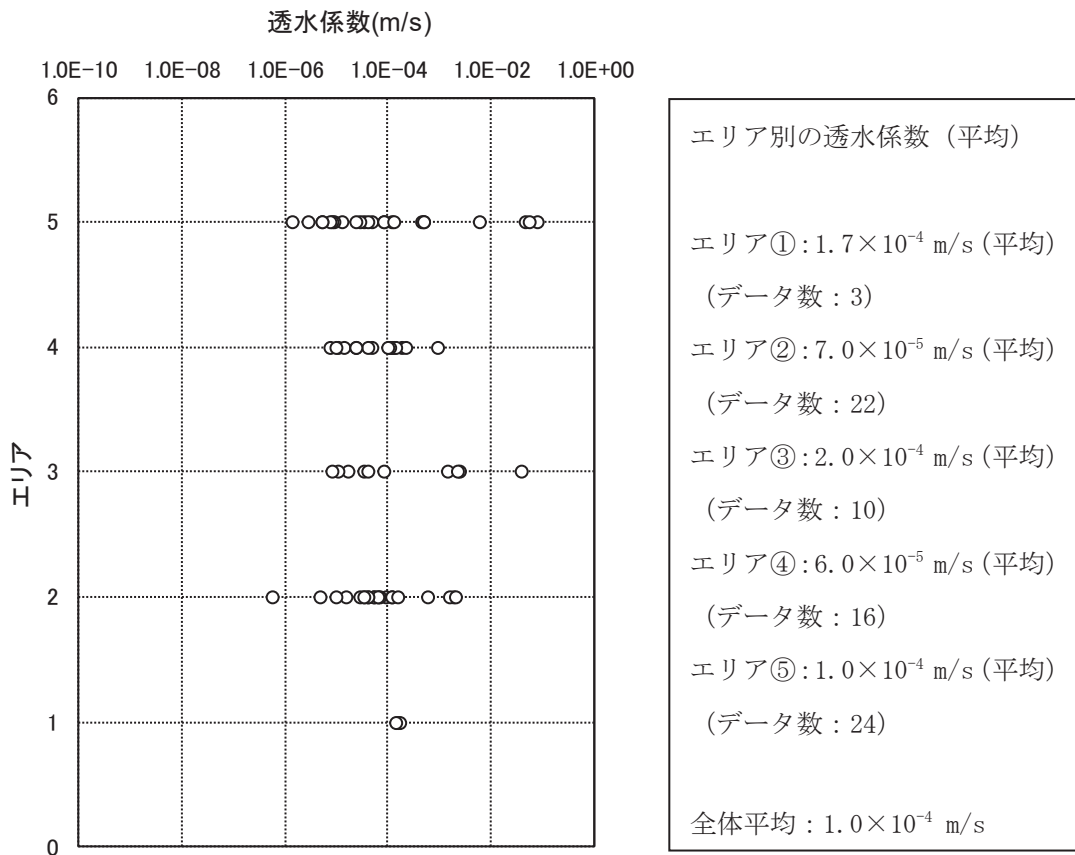


図 4-11 盛土のエリア別の透水係数 (クレーガーらの方法) の分布

(2) 旧表土

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

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

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

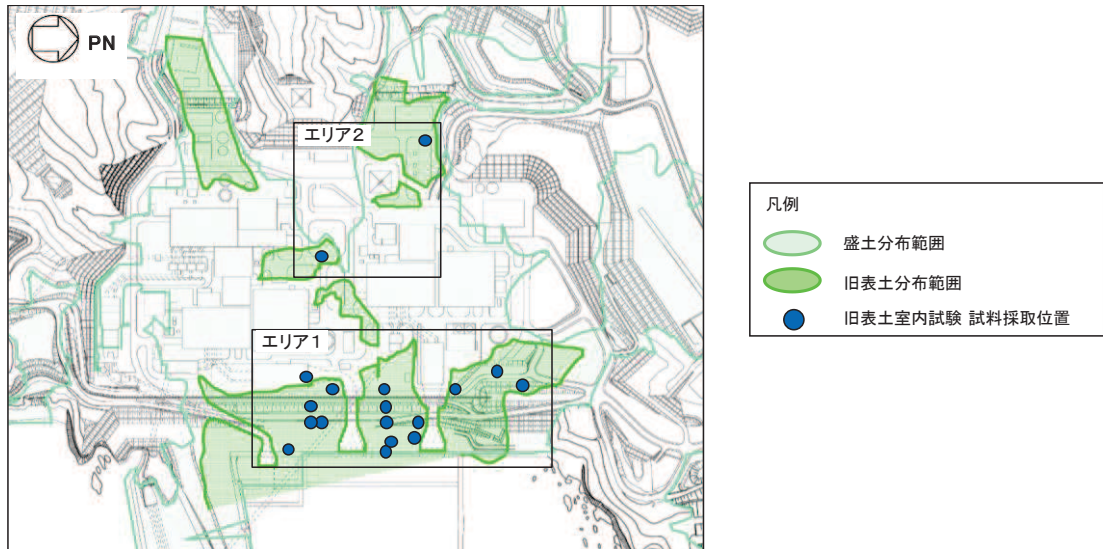


図 4-12 旧表土の平面分布のエリア分類

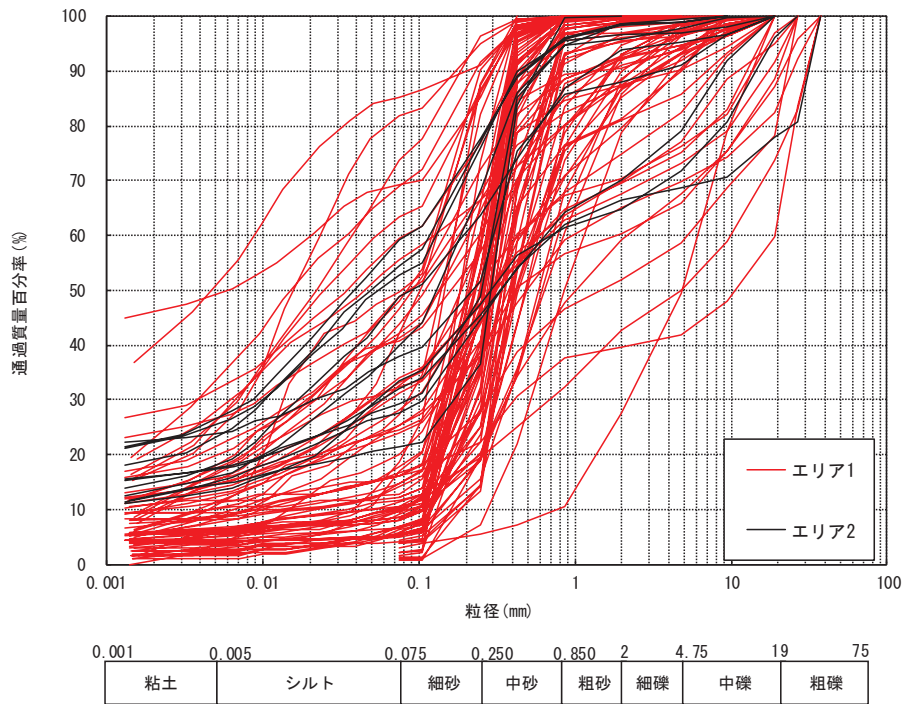


図 4-13(1) 旧表土のエリア別の粒径加積曲線 (全エリア)

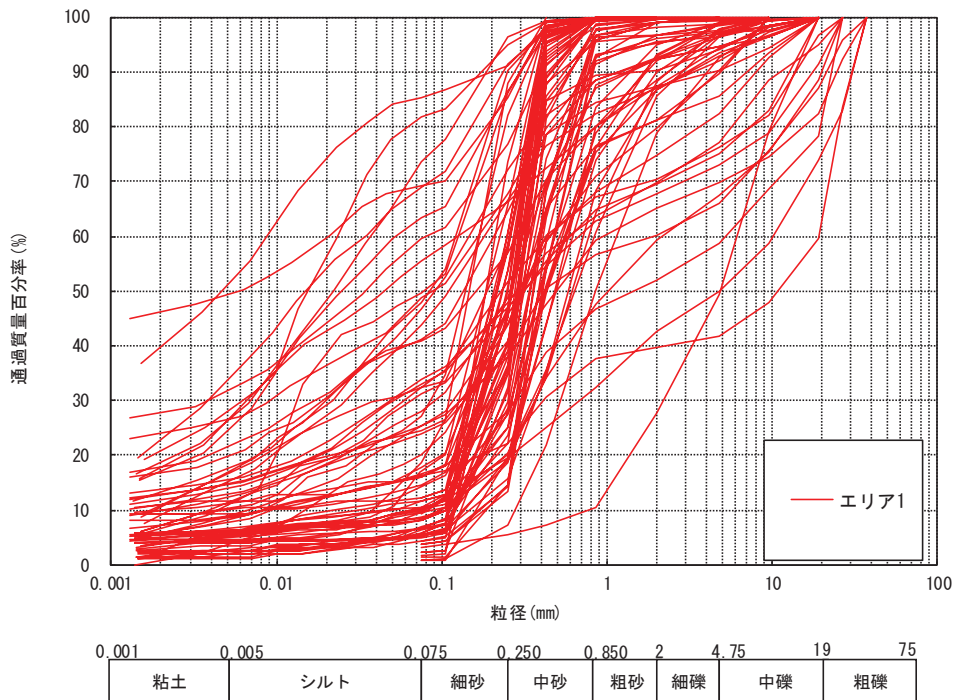


図 4-13(2) 旧表土のエリア別の粒径加積曲線 (エリア 1)

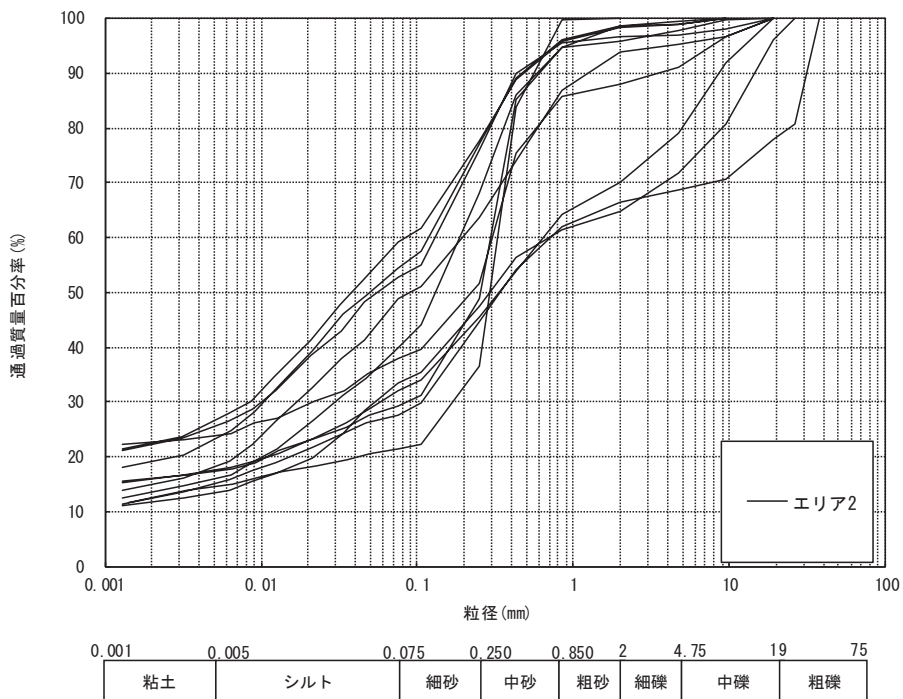


図 4-13(3) 旧表土のエリア別の粒径加積曲線 (エリア 2)

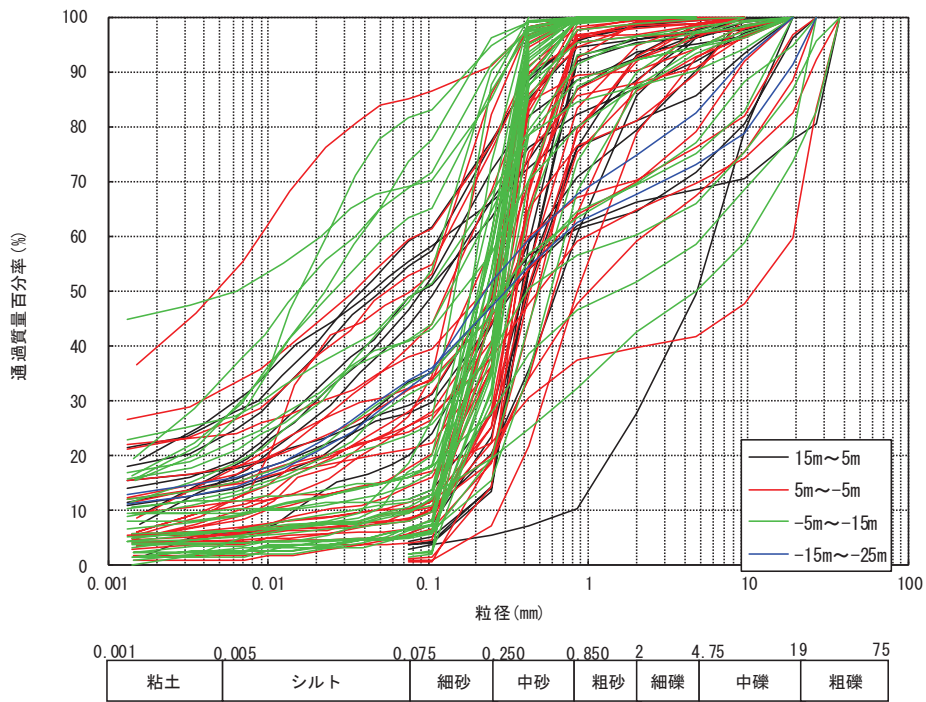


図 4-13(4) 旧表土の深度別の粒径加積曲線 (全深度)

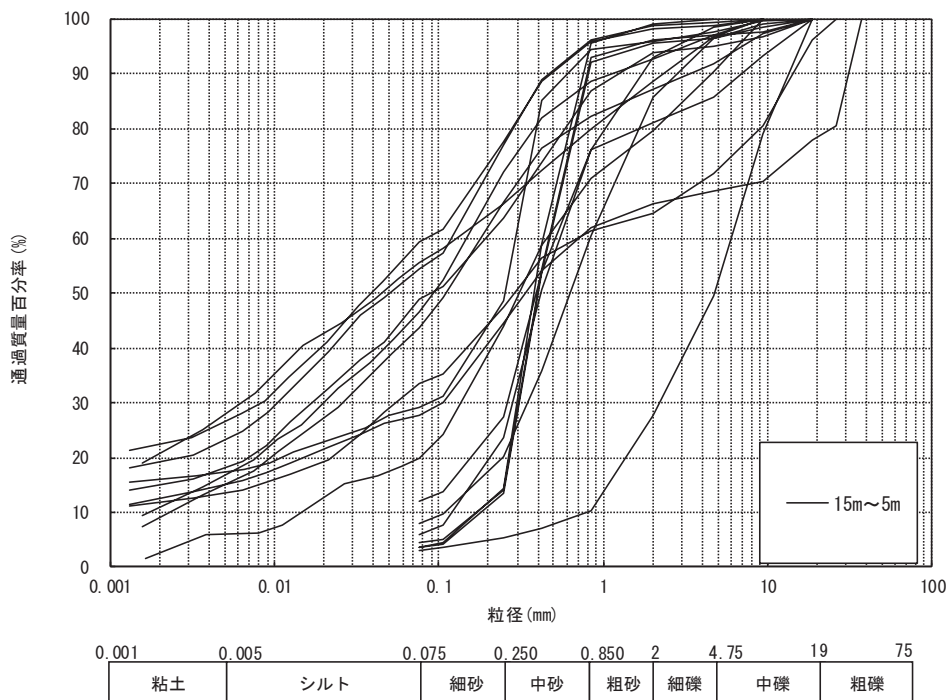


図 4-13(5) 旧表土の深度別の粒径加積曲線 (0.P. +15m~0.P. +5m)

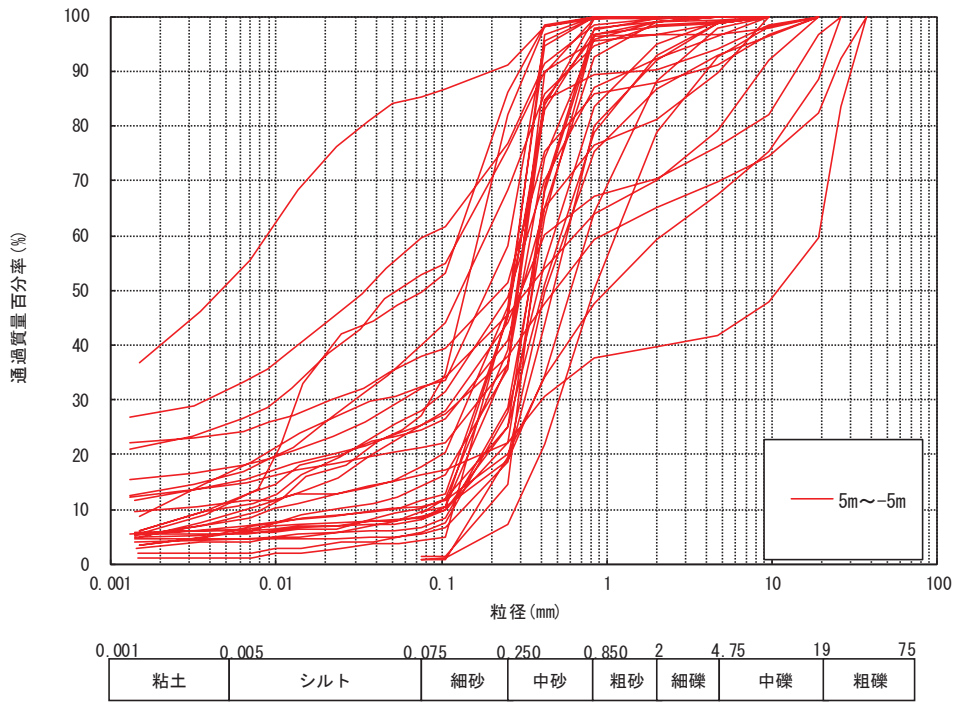


図 4-13(6) 旧表土の深度別の粒径加積曲線 (0. P. +5m~0. P. -5m)

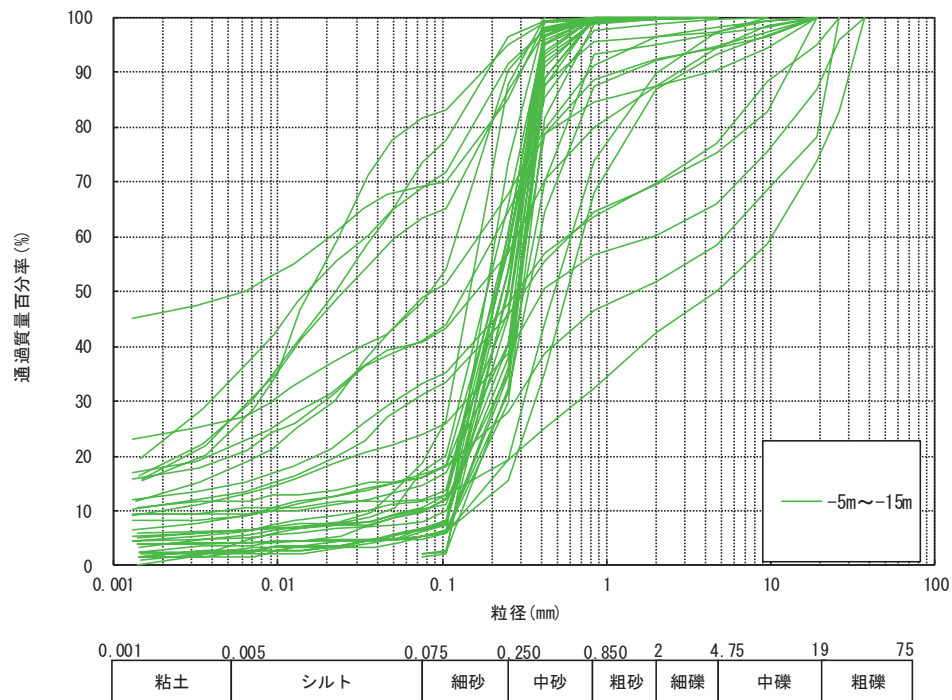


図 4-13(7) 旧表土の深度別の粒径加積曲線 (0. P. -5m~0. P. -15m)

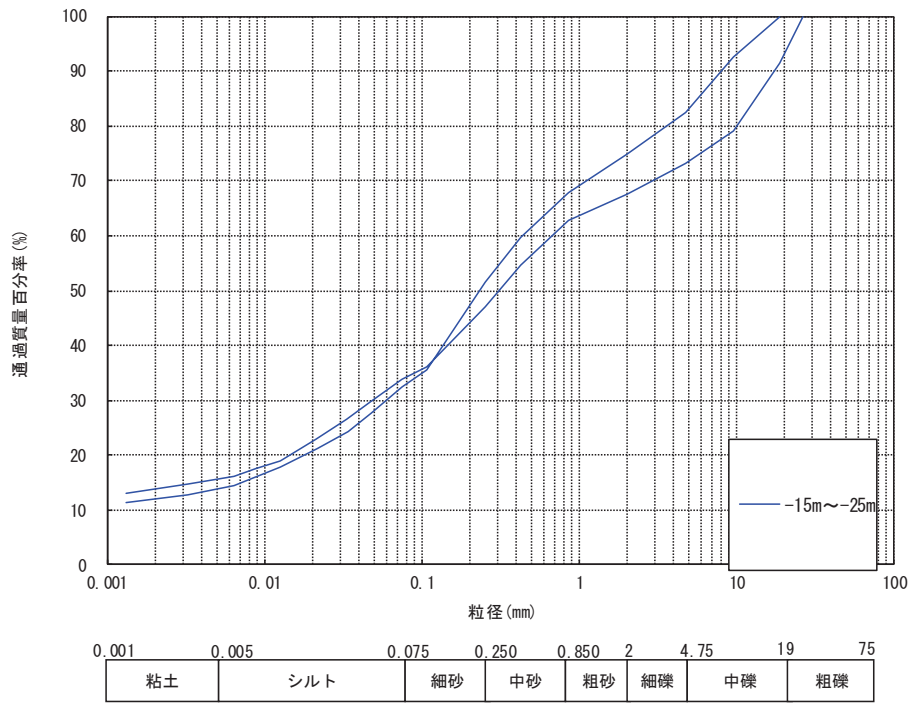


図 4-13(8) 旧表土の深度別の粒径加積曲線 (0. P. -15m~0. P. -25m)

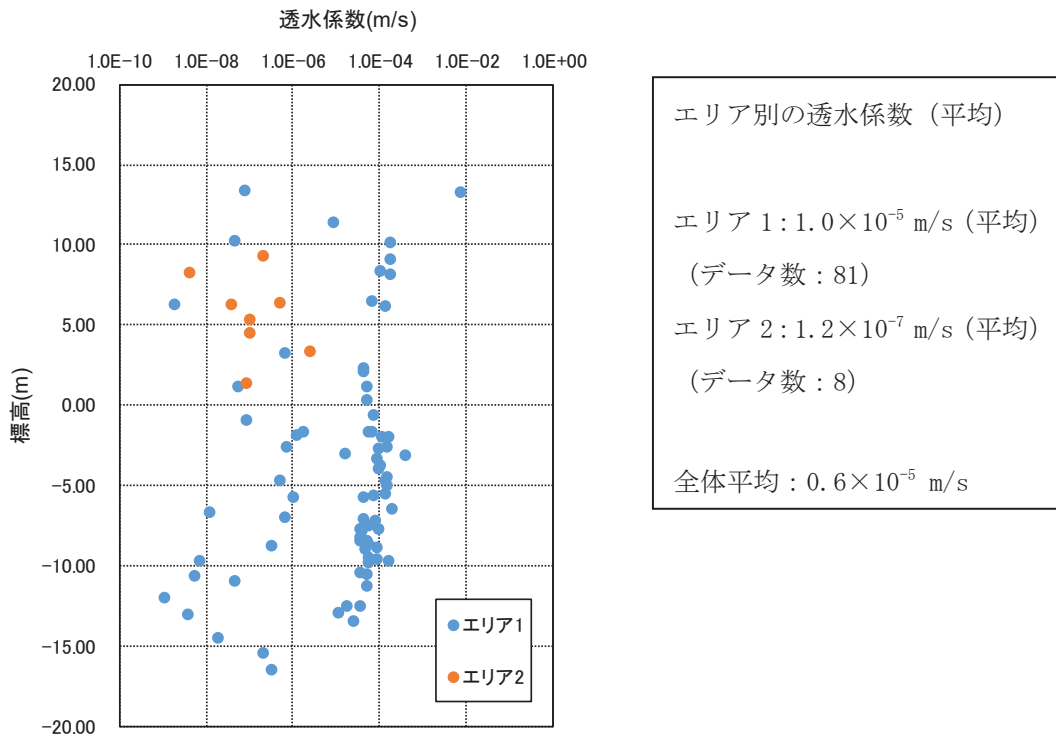


図 4-14 旧表土のエリア別の透水係数 (クレーガーらの方法) の分布

(補足 2) 盛土の石分の影響について

本章では、盛土が建設時の岩砕を母材とし、石分を含むことから、その影響が透水性に与える影響について示す。

(1) 石分の含有率について

粒度試験に基づき推定した、盛土の石分含有率（粒径 75mm 以上の体積比）を表 4-16 に示す。

石分の含有率の推定は、粒度試験（JGS「石分を多く含む地盤材料の粒度試験方法」）による質量百分率及び現場密度試験並びに粗骨材の密度吸水率試験の結果を用いた。

表 4-16 盛土の石分含有率

項目	エリア①	エリア②	エリア③	エリア④	エリア⑤	全体
最大	21%	23%	16%	22%	24%	24%
平均		15%	10%	14%	12%	13%
最小		4%	2%	6%	3%	2%
データ数*	1	12	3	2	10	28

注記*：現場密度試験や粗骨材の密度吸水率試験の実施状況により、粒度試験のデータ数とは異なる。

(2) 透水性への影響

大粒径の石分の含有が透水性へ与える影響については、まず、クレーガーの算定自体に JGS「石分を多く含む地盤材料の粒度試験方法」により石分を含めて算出した D20 の値を用いている。

未固結堆積物においては、地下水ハンドブック（表 4-3）に示されているとおり、礫等の粗粒分が多いほど透水性は大きくなる傾向となっており、石や礫等の割合が多いほど D20 の値が大きくなるため、クレーガーらの方法による推定式上も透水係数は大きくなるため、整合的である。

石分の含有が極端に多い場合には、D20 が大きくなる一方で、粒度の分布によっては間隙率が小さくなる可能性も否定できず、クレーガーらの方法で算定した透水係数が大きめに評価される場合も考えられる。

しかしながら、表 4-16 に示すとおり石分の割合は 2%～24%（平均 13%）程度であり、極

端なばらつきも無く、粒度の分布状況から極端な偏りも見られないことから、マクロ的な観点で考えれば平均的な透水性に影響を及ぼす程ではないと判断できる。

(補足 3) 建設時工事計画認可時の透水係数の設定根拠とその妥当性について

水位評価に用いる透水係数の設定は、建設時工事計画認可時の保守性に関するパラメータスタディを踏まえ、揚圧力評価における保守性の確保として、岩盤 I の試験結果(平均値)に標準偏差 (-1σ) のばらつきを考慮している。

本書では、その設定根拠と建物・構築物および土木構造物周辺の地下水位分布への影響として盛土・旧表土の物性値のばらつきを確認した結果を説明する。

(1) 建設時工事計画認可時のパラメータスタディ

建設時工事計画認可時において、浸透流解析に用いる透水係数のパラメータスタディによる保守性の検討を実施している。

パラメータスタディの概要と結果を図 4-15 及び図 4-16 に示す。

検討の結果より、建設時工事計画認可時において、最も保守的な設定として岩盤 I の透水係数を試験値の平均値 -1σ の設定としている。

(パラメータスタディ①)

- ・ 盛土・旧表土の透水係数のみを変化させた CASE T3 と CASE T4 (CASE T3 に対して、盛土・旧表土の透水係数を 1/10 倍) の結果より、盛土・旧表土の透水係数の影響は、原子炉建屋の揚圧力としては 4%程度の変化であり、設計上の影響は無視し得るほど小さいことが確認されている。

(パラメータスタディ②)

- ・ 基本ケースである CASE1 と岩盤 I・II の透水係数を変化させた CASE T5 (CASE 1 に対して、岩盤 I・II の透水係数を 1/10 倍) の結果より、岩盤 I・II ともに透水係数を小さくした場合、揚圧力に変化はみられていない。
- ・ 一方で、CASE1 と岩盤 I の透水係数のみを変化させた CASE T7 (CASE 1 に対して、岩盤 I・II の透水係数を 1/10 倍) の結果では、揚圧力に与える影響がみられており、CASE T5 の結果も踏まえると、透水係数の絶対値自体の大小が与える影響は軽微であり、岩盤 I・II の比率が小さいほど、揚圧力に与える影響が大きくなると考えられる。

表-4.1 解析ケース及び透水係数 — タービン建屋 — (単位: cm/sec)

ケース	地層 表層土等	岩盤		MMR	備考
		I層	II層		
CASE T1	3.0×10^{-2}	5.57×10^{-5}	2.39×10^{-6}	1.0×10^{-6}	岩盤I、II層の透水係数を最小値に設定。
CASE T2	3.0×10^{-2}	5.57×10^{-5}	2.39×10^{-6}	1.0×10^{-8}	岩盤I、II層の透水係数を最小値に設定。MMRは前回CASE1より2桁小さく設定。
CASE T3	3.0×10^{-3}	2.0×10^{-5}	5.0×10^{-6}	1.0×10^{-8}	岩盤I、II層の透水係数を前回CASE1より1桁小さく設定。MMRは前回CASE1より2桁小さく設定。
CASE T4	3.0×10^{-3}	2.0×10^{-5}	5.0×10^{-6}	1.0×10^{-8}	表層土等、岩盤I、II層の透水係数を前回CASE1より1桁小さく設定。MMRは前回CASE1より2桁小さく設定。
(前回CASE1)	3.0×10^{-2}	2.0×10^{-4}	5.0×10^{-5}	1.0×10^{-6}	

盛土・旧表土の
透水係数を 1/10

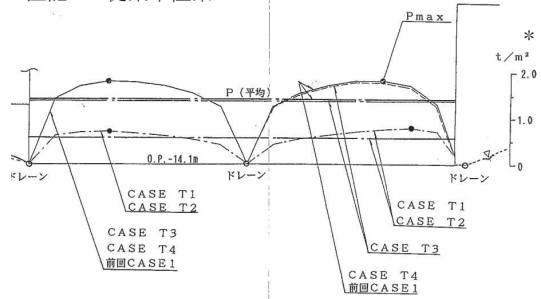
原子炉建屋

(単位: t/m²)

ケース	揚圧力	Pmax左	Pmax右	P(平均)
CASE T1		0.71	0.79	0.57
CASE T2		0.71	0.79	0.57
CASE T3		1.75	1.72	1.37
CASE T4		1.78	1.81	1.42
(前回CASE1)		1.78	1.81	1.42

(原子炉建屋の揚圧力)

注記*: 従来単位系



(揚圧力分布)

図 4-15 パラメータスタディ①の結果

表-4.2 解析ケース及び透水係数 — タービン建屋 —

(単位: cm/sec)

ケース	地層	表層土等	岩 盤		MMR	備 考
			I層	II層		
CASE T5		3.0×10^{-3}	2.0×10^{-5}	5.0×10^{-6}	1.0×10^{-8}	南端ドレーンを50cm下げ、 O.P.-2.7m に設定。岩盤 I、II層の透水係数は前 回CASE1より1桁小 さく設定。
CASE T6		3.0×10^{-3}	2.0×10^{-5}	5.0×10^{-6}	1.0×10^{-9}	サブドレーンをO.P.-6.0 m に追加。岩盤I、II層 の透水係数は前回CAS E1より1桁小さく設定。
CASE T7		3.0×10^{-3}	7.0×10^{-5}	5.0×10^{-5}	1.0×10^{-9}	サブドレーンをO.P.-6.0 m に追加。岩盤I層の透 水係数は前回CASE1 より1σ小さく設定。
(前回CASE1)		3.0×10^{-3}	2.0×10^{-4}	5.0×10^{-4}	1.0×10^{-4}	

岩盤 I・II 共に
透水係数を 1/10

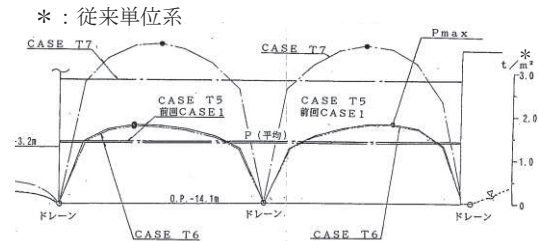
岩盤 I のみ
透水係数を -1σ

原子炉建屋

(単位: t/m²)*

ケース	揚圧力	Pmax左	Pmax右	P(平均)
CASE T5		1.75	1.80	1.41
CASE T6		1.73	1.80	1.39
CASE T7		3.68	3.63	2.86
(前回CASE1)		1.78	1.81	1.42

(原子炉建屋の揚圧力)



(揚圧力分布)

図 4-16 パラメータスタディ②の結果

(補足 4) 岩盤の透水係数の分類方法について

岩盤については、建設時工事計画認可段階の方針に基づき狐崎部層と牧の浜部層に分け、さらに深度方向にて岩盤Ⅰ・Ⅱの2層に分類してモデル化している。本章ではその考え方について説明する。

(基本的な考え方)

- ・ 狐崎部層と牧の浜部層における、岩盤の透水試験の深度方向の分布を図 4-17 に示す。多少のばらつきは見られるものの、深度方向に対して透水性が低くなる傾向が確認されることを踏まえ、深度方向に浅部（岩盤Ⅰ）と深部（岩盤Ⅱ）の2層に分類する。
- ・ 2層のモデル化の目安を把握するため、まず、平均値を境界に、浅部は平均値以上、深部は平均値以下として分類し、試験結果を整理する。
- ・ その上で、深度方向に透水性が低くなることから、概ね岩級や速度層等との一定の関係性を有するものと考えられるため、岩級や速度層境界毎に試験結果を整理し、概ね平均値を境界に整理した浅部と深部に分類した区分と対応する境界を設定する。
- ・ 設定した境界を、解析モデル上の浅部（岩盤Ⅰ）、深部（岩盤Ⅱ）の境界とし、モデル化する。

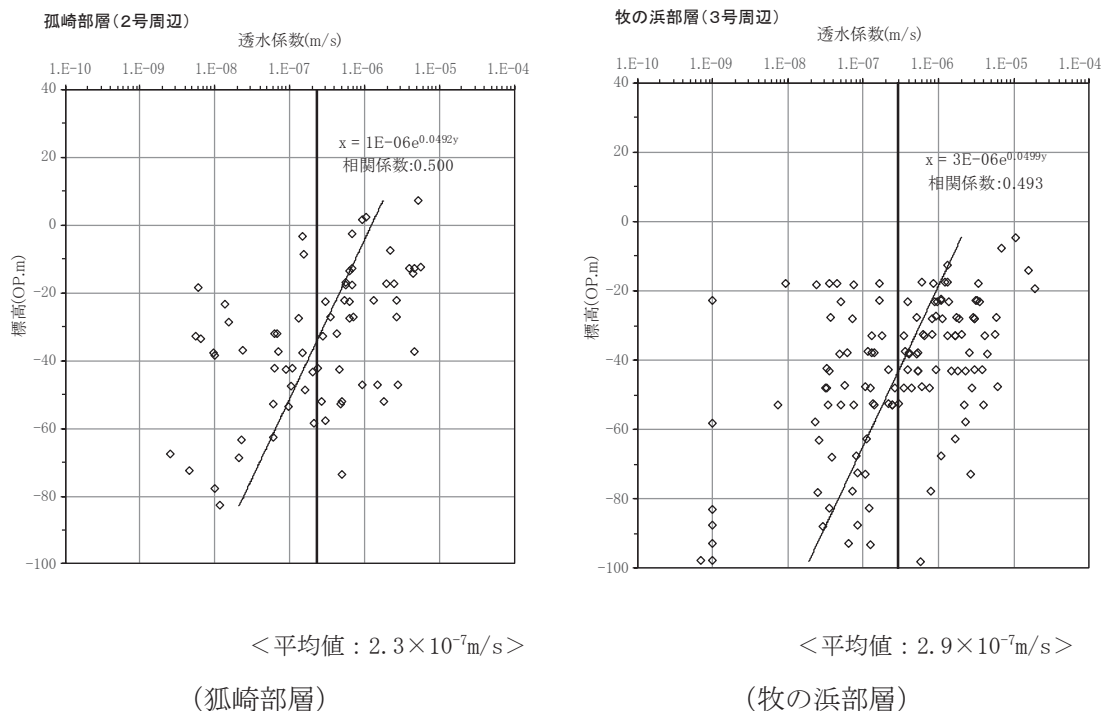


図 4-17 岩盤透水試験の深度分布

(参考) 4-34

(1) 狐崎部層

① 透水性による区分

岩盤の透水試験の累積頻度分布を図 4-18 に示す。多少のばらつきは見られるものの、概ね対数正規分布を呈することから、深度方向の分布状況も踏まえ、平均値を閾値に 2 層に分類する。

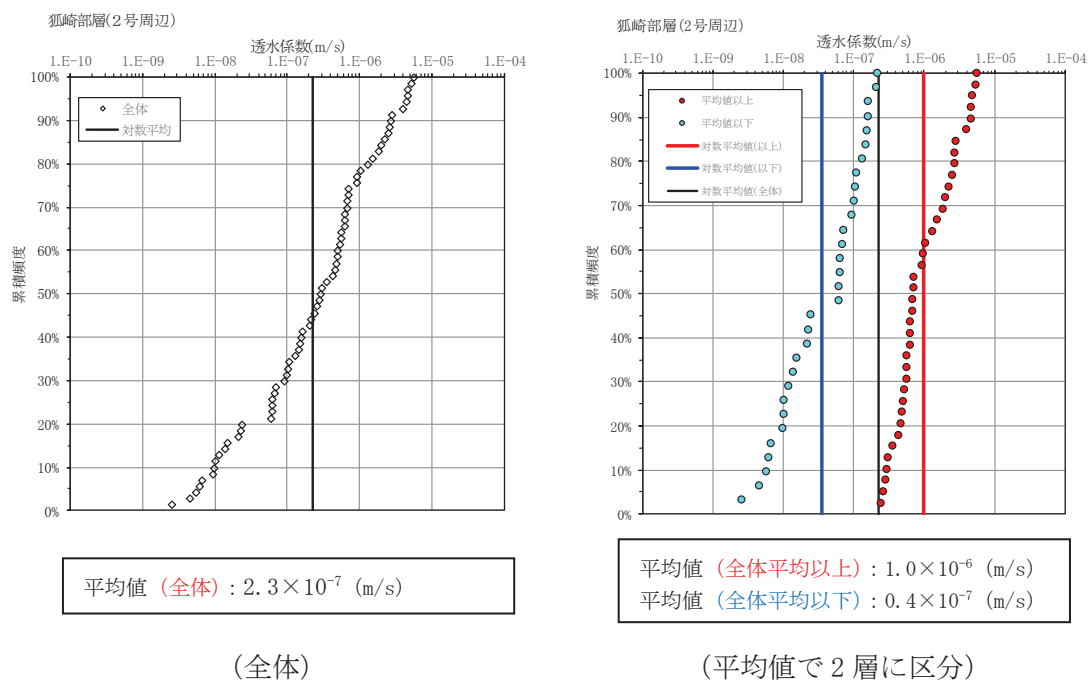


図 4-18 透水性区分における透水試験結果の整理 (狐崎部層)

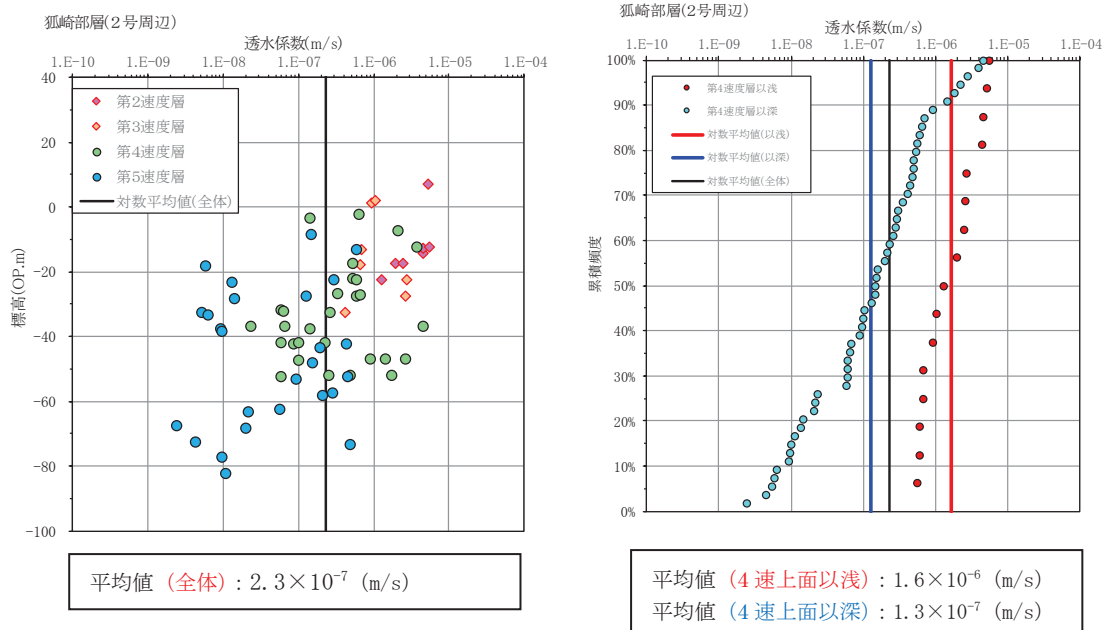
② 岩級・速度層区分による整理

①で整理した透水性による区分に対して、岩盤透水試験の結果を岩級・速度層区分にて整理した結果を表 4-17 に示す。なお、狐崎部層においては図 4-19 に示すとおり、概ね第 3 速度層までは平均値以上、第 4 速度層以深は平均値以下となっていることから第 4 速度層上面を境界とした。

透水性により区分した値と概ね対応していることから、狐崎部層においては第 4 速度層上面を境界に岩盤 I・II に分類しモデル化する。

表 4-17 透水性区分と岩級・速度層区分における透水係数の比較（狐崎部層）

地層	透水係数（平均値） (m/s)		備考
	岩盤 I	岩盤 II	
透水性での区分	1.0×10^{-6}	0.4×10^{-7}	概ね試験平均値である、 2.3×10^{-7} (m/s) 以上を岩盤 I，以下を岩盤 II に分類
岩級・速度層での区分 (=解析モデル)	1.6×10^{-6}	1.3×10^{-7}	第 4 速度層上面以浅を岩盤 I，以深を岩盤 II に分類



(速度層別の分布)

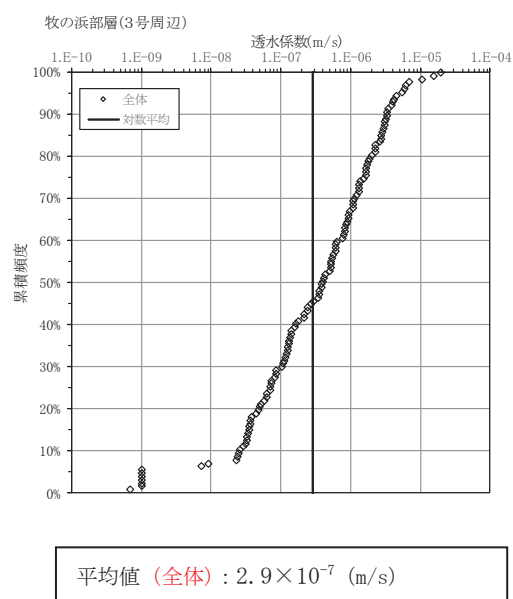
(累積頻度分布)

図 4-19 速度層区分における透水試験結果の整理（狐崎部層）

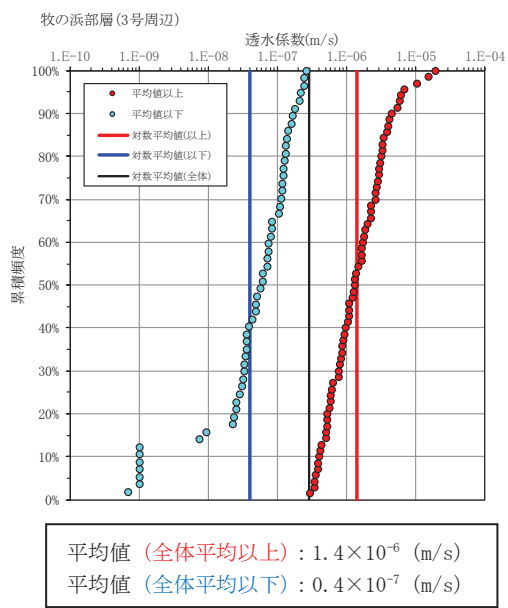
(2) 牧の浜部層

① 透水性による区分

岩盤の透水試験の累積頻度分布を図 4-20 に示す。多少のばらつきは見られるものの、概ね対数正規分布を呈することから、深度方向の分布状況も踏まえ、平均値を閾値に 2 層に分類する。



(全体)



(平均値で2層に区分)

図 4-20 透水性区分における透水試験結果の整理 (牧の浜部層)

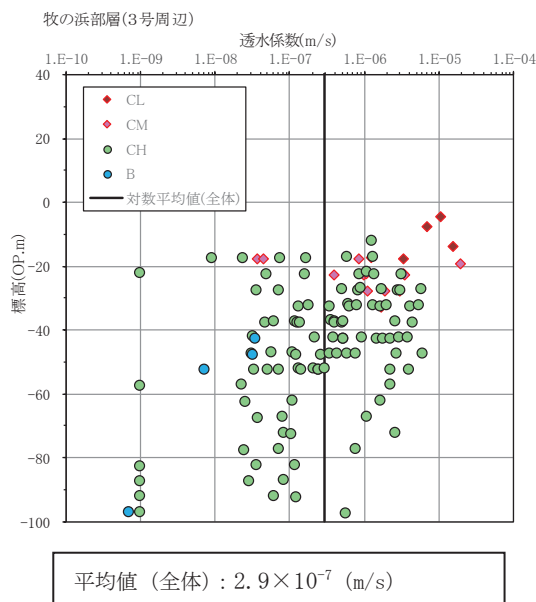
② 岩級・速度層区分による整理

①で整理した透水性による区分に対して、岩盤透水試験の結果を岩級・速度層区分にて整理した結果を表 4-18 に示す。なお、牧の浜部層においては、図 4-21 に示すとおり C_M 級以浅は概ね平均値以上であるが、 C_H 級については C_H 級上面-30m を境界とすることで、概ね平均値以上・以下に分類されるため、 C_H 級上面-30m を境界に整理した。

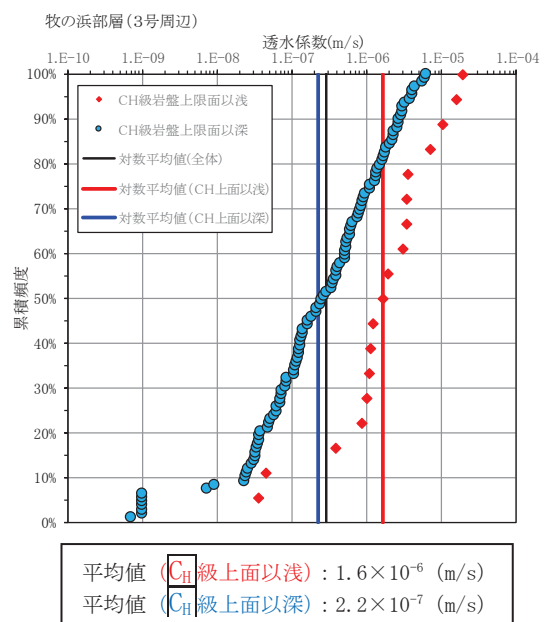
透水性により区分した値と概ね対応していることから、牧の浜部層においては CH 級岩盤上面-30m を境界に岩盤 I・II に分類しモデル化する。

表 4-18 水理地質区分と岩級・速度層区分における透水係数の比較（牧の浜部層）

地層	透水係数（平均値） (m/s)		備考
	岩盤 I	岩盤 II	
透水性での区分	1.4×10^{-6}	0.4×10^{-7}	概ね試験平均値である、 2.9×10^{-7} (m/s) 以上を岩盤 I，以下を岩盤 II に分類
岩級・速度層での区分 (=解析モデル)	1.1×10^{-6}	0.6×10^{-7}	C_H 級岩盤上面-30m 以浅を岩盤 I，以深を岩盤 II に分類

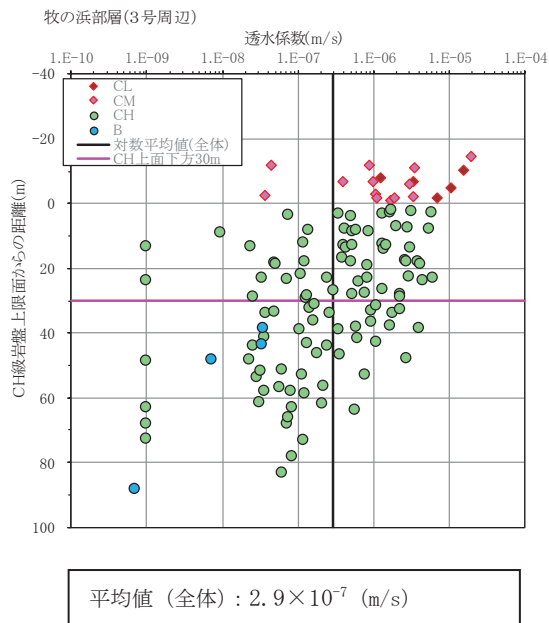


(深度分布)

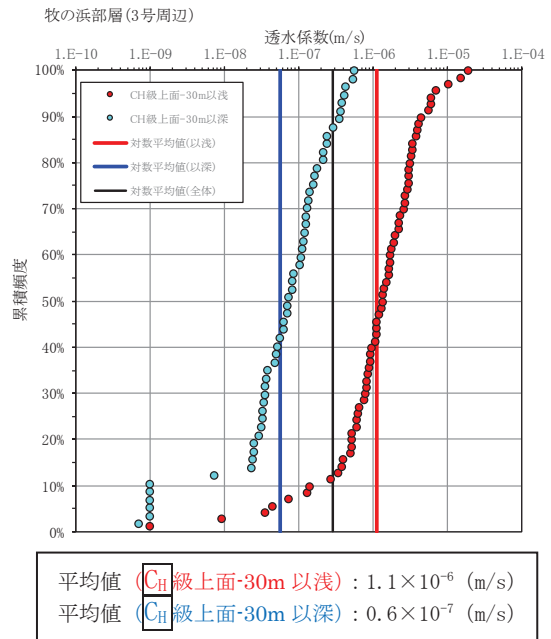


(累積頻度分布)

図 4-21(1) 岩級区分における透水試験結果の整理（牧の浜部層）



(深度分布)



(累積頻度分布)

図 4-21 (2) 岩級区分における透水試験結果の整理 (牧の浜部層)

(CH 級上面-30m を境界に再整理)

(補足5) 破碎部の透水性について

本章では、岩盤の透水試験において確認した断層・シーム等の破碎部を含む区間における透水性と浸透流解析上モデル化していないことの妥当性について説明する。

(1) 破碎部の透水性について

岩盤の透水試験は、図4-22に示す調査位置において、深度方向に概ね5m区間毎に実施している。その試験結果を、破碎部* (断層・シーム等) を含む試験区間とそれ以外の試験区間で分類した結果を表4-19及び図4-23に示す。

この結果から、狐崎部層、牧の浜部層のいずれにおいても、破碎部を含む試験区間と含まない試験区間で有意な違いが見られていない。よって、破碎部とその周辺の母岩部で有意な透水性の違いが無いと考えられることから、破碎部・母岩部の双方の試験データを考慮し透水係数を設定している。

注記*：図4-22に示す設置許可申請書に記載されたボーリング孔(◎)および主要断層のうちTF-1断層を確認したボーリング孔において確認されている破碎部。

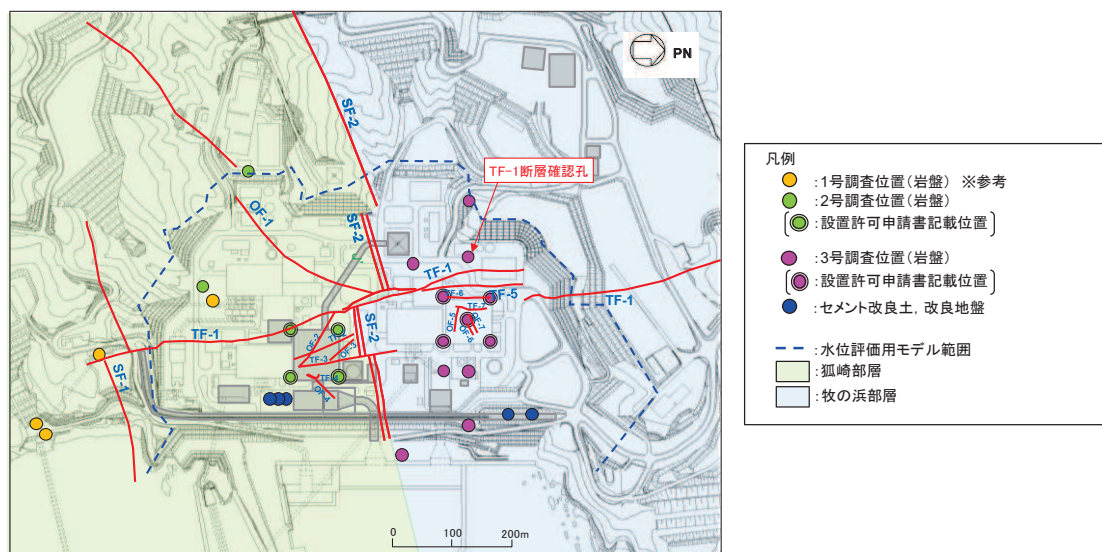


図4-22 岩盤の原位置透水試験位置図

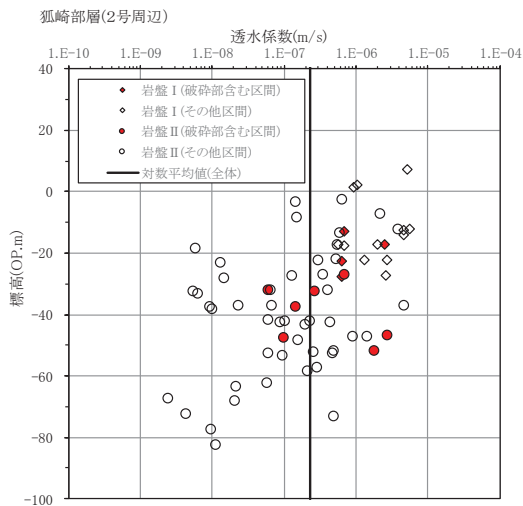
(図4-4に地表および基礎掘削での主要断層位置を追記)

表 4-19(1) 破砕部を含む区間とその他の区間における透水係数（狐崎部層）

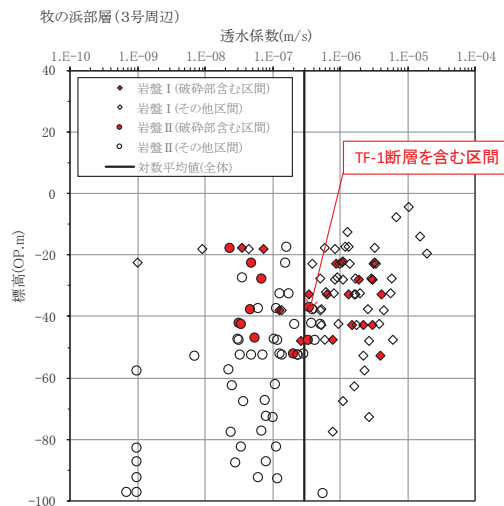
地層	透水係数（平均値） (m/s)		備考
	岩盤 I	岩盤 II	
破砕部を含む区間	0.9×10^{-6}	3.7×10^{-7}	岩盤透水試験結果（狐崎部層）のうち，破砕部を含む区間のデータについて，第 4 速度層上面以浅を岩盤 I，以深を岩盤 II に分類
その他の区間	2.0×10^{-6}	1.1×10^{-7}	上記以外のデータについて，第 4 速度層上面以浅を岩盤 I，以深を岩盤 II に分類
全ての区間	1.6×10^{-6}	1.3×10^{-7}	

表 4-19(2) 破砕部を含む区間とその他の区間における透水係数（牧の浜部層）

地層	透水係数（平均値） (m/s)		備考
	岩盤 I	岩盤 II	
破砕部を含む区間	0.9×10^{-6}	0.8×10^{-7}	岩盤透水試験結果（牧の浜部層）のうち，破砕部を含む区間のデータについて， C_H 級岩盤上面-30m 以浅を岩盤 I，以深を岩盤 II に分類
その他の区間	1.2×10^{-6}	0.5×10^{-7}	上記以外のデータについて， C_H 級岩盤上面-30m 以浅を岩盤 I，以深を岩盤 II に分類
全ての区間	1.1×10^{-6}	0.6×10^{-7}	



(狐崎部層)



(牧の浜部層)

図 4-23 破砕部有無における透水試験結果の整理

(2) 浸透流解析における破碎部の扱い

浸透流解析における岩盤については、破碎部等の不連続面と考えられる地質構造についてはモデル化せずに、表 4-20 に示す透水係数を与えた一様な多孔質媒体としてモデル化している。

これは、前述のとおり、透水試験結果から有意な透水性への影響が無いことに加え、揚圧力や地下水位分布の評価においては、モデル化しない方が、地下水位が保守的に（水位を高め）に評価されるものと考えられるためである。

揚水ポンプ等の排水能力の設計をする場合においても、透水試験結果から有意な透水性への影響が無いことに加え、試験結果（平均値）に標準偏差（ $+1\sigma$ ）のばらつきを考慮しており、破碎部を含む区間の試験結果に比べても大きな透水性を与えており、保守的に（湧水量が多めに）評価されていると考えられる。

よって、破碎部を含めて多孔質媒体でモデル化することは、評価の目的に照らして妥当である。

表 4-20(1) 破碎部を有する区間の試験結果と地下水流入量評価に用いる
透水係数の比較（狐崎部層）

区分	透水係数（平均値） (m/s)		備考
	岩盤 I	岩盤 II	
破碎部を含む区間の 試験結果	0.9×10^{-6}	3.7×10^{-7}	
排水能力設定用の 設定値	4.0×10^{-6}	1.0×10^{-6}	岩盤 I：試験平均値 $+1\sigma$ 相当，岩盤 II：試験平均値 $+1\sigma$ 相当

表 4-20(2) 破碎部を有する区間の試験結果と地下水流入量評価に用いる
透水係数の比較（牧の浜部層）

区分	透水係数（平均値） (m/s)		備考
	岩盤 I	岩盤 II	
破碎部を含む区間の 試験結果	0.9×10^{-6}	0.8×10^{-7}	
排水能力設定用の 設定値	6.0×10^{-6}	3.0×10^{-7}	岩盤 I：試験平均値 $+1\sigma$ 相当，岩盤 II：試験平均値 $+1\sigma$ 相当

(補足6) 水位評価モデルの設定値の妥当性について

地下水位評価モデルの透水係数は、補足3に示す建設時工事計画認可時の検討結果を踏まえ、建屋へ作用する揚圧力を大きく算出する観点から設定（岩盤Ⅰを -1σ ）している。

本資料では、揚圧力影響の観点で不確かさを考慮した上記の透水係数の設定が、液状化への影響の観点からも保守的となっていることを確認するために、透水係数の設定による建物・構築物及び土木構造物周辺の地下水位分布に着目した影響について確認する。

なお、透水係数の設定値の妥当性については、本文「3.3.2 (4)」及び「3.3.2 (5).d」において広域モデルを用いて観測水位と解析水位の比較により確認しており、本検討は予測解析（水位評価モデル）における保守性の確保の観点での検討（感度解析）である。

確認は、水位評価モデルを用い、盛土・旧表土の試験結果（平均値）に標準偏差（ -1σ ）のばらつきを考慮した予測解析を実施し、その影響を確認する。確認は、盛土が0.P. +14.8m盤に広範囲に分布する状況を踏まえ、解析領域内の地下水位に与える影響を概観するため、2号機周辺エリアは2号機海水ポンプ室、3号機周辺エリアは3号機海水ポンプ室、0.P. +14.8m盤の山側エリアは排気筒連絡ダクトを代表施設として影響を確認する。

解析ケース毎の透水係数の設定を表4-21に、解析結果として、地下水位分布の比較を図4-24に示す。

確認の結果、地下水位分布へ与える盛土・旧表土の物性値のばらつきが与える影響は、岩盤Ⅰに比べ相対的に小さいことを確認した。

なお、上記結果から、盛土・旧表土の透水係数のばらつきが地下水位分布へ与える感度が相対的に小さいことが示されており、前述のクレーガーらの方法で設定した盛土・旧表土の透水係数と原位置透水試験の違いや盛土と旧表土の透水係数の違い等についても設計用地下水位に対して及ぼす影響は小さいと考えられる。

以上より、各エリアの代表とした3施設において、岩盤Ⅰの透水係数のばらつきを考慮した解析水位（CASE1=水位評価モデル）は、盛土・旧表土の透水係数のばらつきを考慮した解析水位（CASE2）に比べて保守的な（高めの）解析水位となることを確認した。

表 4-21 影響確認ケースの条件 (透水係数)

ケース名	透水係数 (m/s)			概要	
	盛土・ 旧表土	岩盤*			改良地盤・ セメント改良土
		岩盤 I	岩盤 II		
CASE1	3.0×10^{-5} (平均値)	狐： 7.0×10^{-7} 牧： 2.0×10^{-7} (平均値-1 σ)	狐： 5.0×10^{-7} 牧： 1.0×10^{-7} (平均値)	2.0×10^{-7} (平均値)	予測解析 (水位評価モデル) に用いている設定値
CASE2	2.0×10^{-6} (平均値-1 σ)	狐： 2.0×10^{-6} 牧： 1.0×10^{-6} (平均値)	狐： 5.0×10^{-7} 牧： 1.0×10^{-7} (平均値)	2.0×10^{-7} (平均値)	影響確認ケース

注記*：狐：狐崎部層，牧：牧の浜部層を指す。

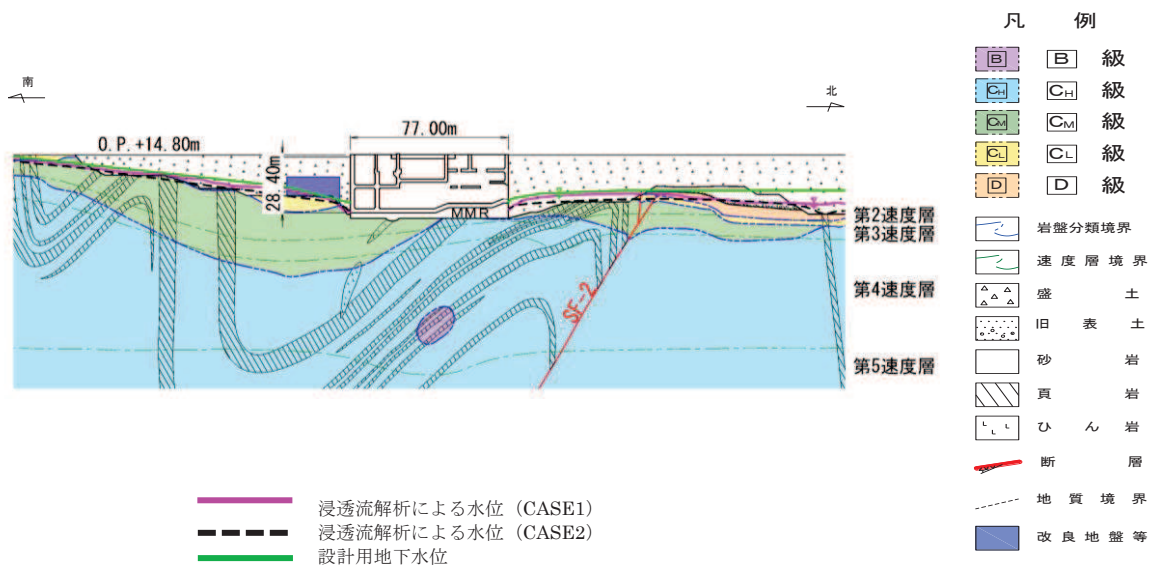


図 4-24(1) 2号機海水ポンプ室 (南北断面) における
設計用地下水位と浸透流解析水位 (CASE1, 2) の比較

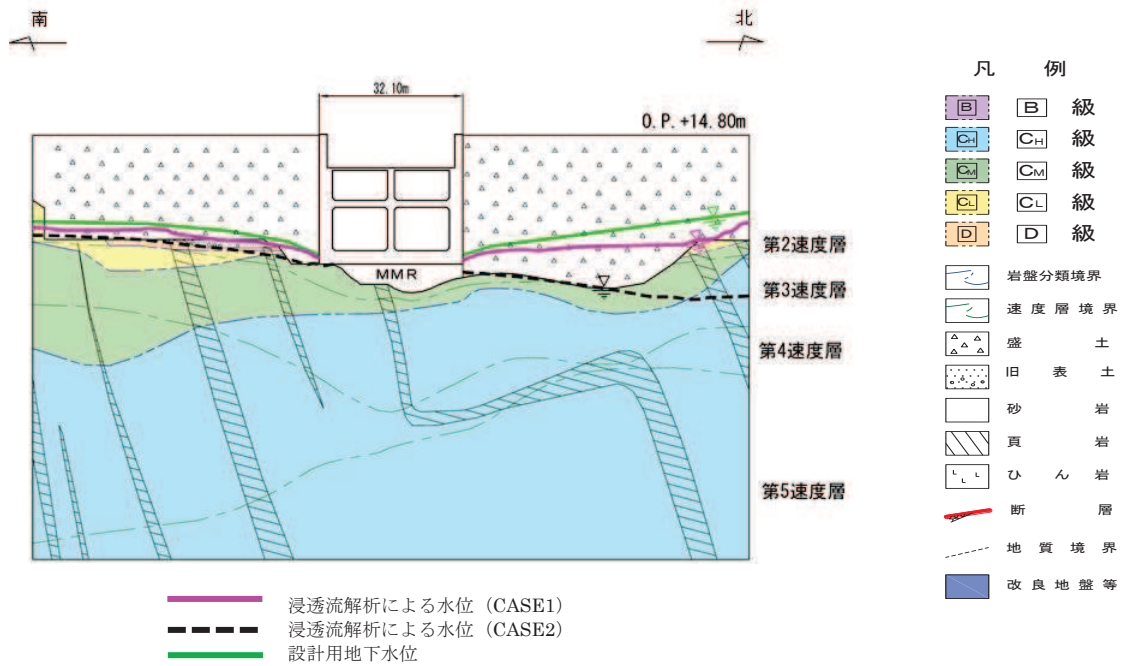


図 4-24(2) 3号機海水ポンプ室 (南北断面) における
設計用地下水位と浸透流解析水位 (CASE1, 2) の比較

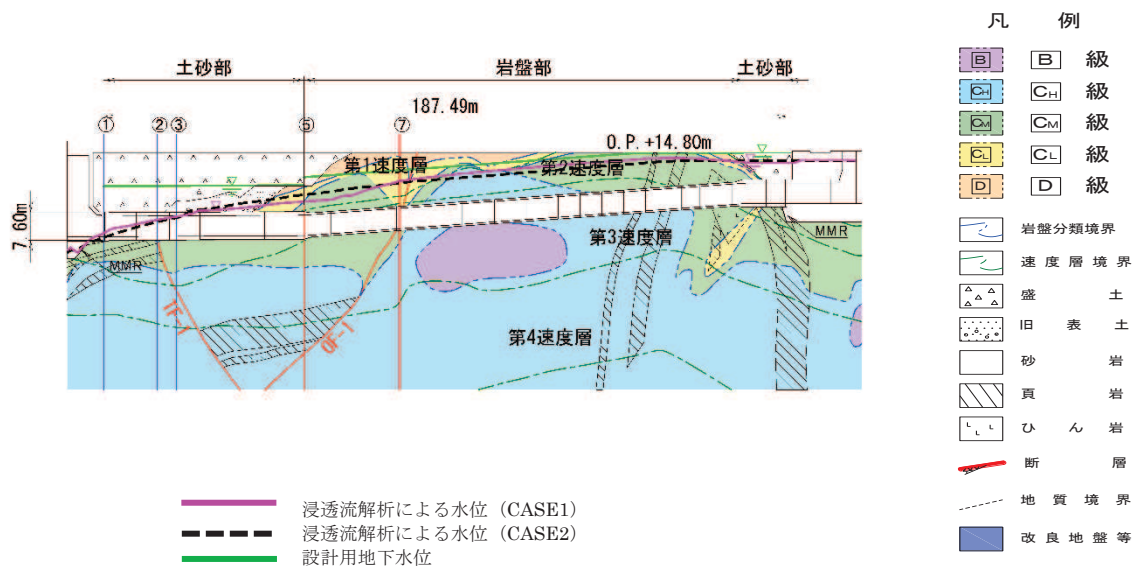


図 4-24(3) 排気筒連絡ダクト (縦断面) における
設計用地下水位と浸透流解析水位 (CASE1, 2) の比較

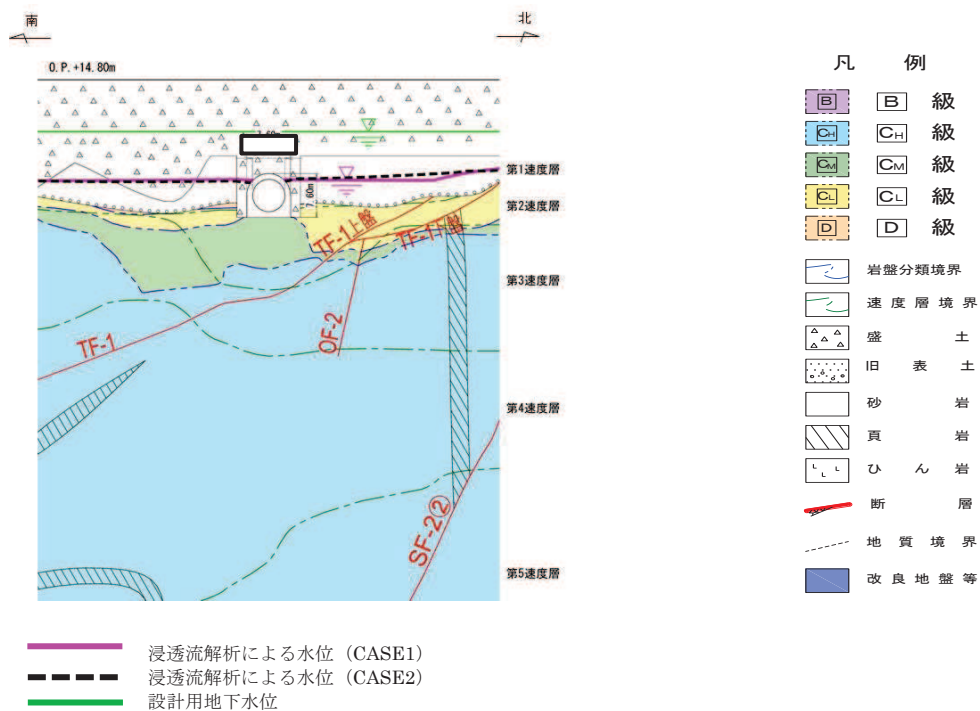


図 4-24(4) 排気筒連絡ダクト (横断 ((断面③))) における
設計用地下水位と浸透流解析水位 (CASE1, 2) の比較

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

(参考資料 2 4) 盛土の物性値における礫分の影響について

1. 概要

盛土は岩盤を掘削した岩砕を用いて造成されており、最大粒径 300 mm で調整して施工している。

そのため、各物性値の設定の根拠となる三軸圧縮試験や繰返し三軸試験等の結果に対して、最大粒径 300mm の礫分の影響について整理し、各物性値の設定の妥当性を検討した。

2. 盛土の粒度分布

盛土の粒度分布について、図 2-1 のように区分したエリア別の粒形加積曲線を図 2-2 に示す。

盛土は岩盤を掘削した材料 (300mm 以下の岩砕) を用いていることから、この粒径加積曲線は JGS 「石分を多く含む地盤材料の粒度試験方法」に基づき実施した現場粒度試験によるものである。

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

また、礫分も含まれるものの全体としてはなだらかな曲線となっており、均等係数が大きく粒度が良い (締固めがしやすい) 性質であると言える。

盛土の室内試験は 63.5 mm 又は 51 mm 以下の粒度のものを用いており、盛土の粒度の大半を占めている。

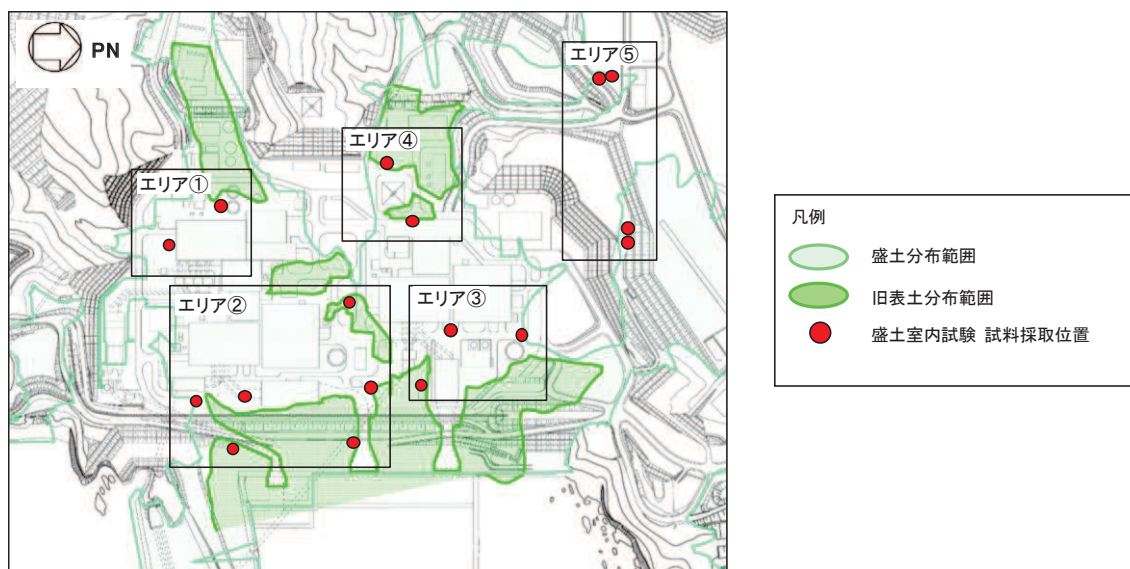


図 2-1 盛土のエリア分類

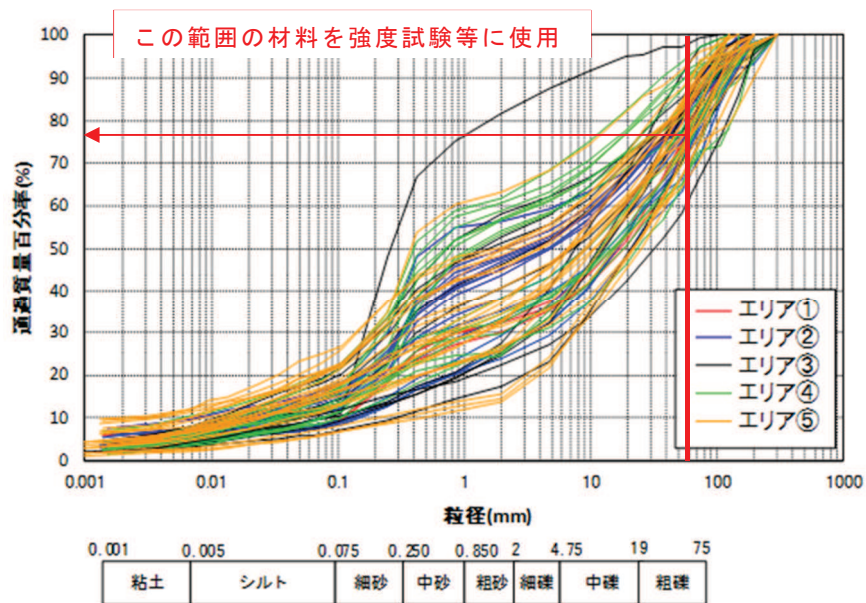


図 2-2 盛土の粒径加積曲線

3. 各物性値設定の根拠

(1) 三軸圧縮試験

【用途】

- 強度特性及び静的変形特性の設定に使用。

【試験方法】

- 大型三軸試験（ ϕ 300 mm）を実施。
- 試料の最大粒径は、供試体の約 1/5 である 50.8 mm としたせん頭粒度で粒度調整。
- 供試体の密度は、現場密度試験のうち礫分の影響が少ないと考えられる結果から設定し、締固め試験結果を踏まえ締固めエネルギー 1.0Ec を付与して作成。

【礫分の影響に対する考え】

- 供試体の密度については、現場密度試験のうち礫分の影響が少ないと考えられる結果から設定しており、妥当な試験結果が得られていると判断。
- 礫分が入ることにより、現場強度は室内試験結果と同等以上となると判断。また、礫分の比率はそれほど大きくないため、強度及び静的変形特性に与える影響は大きくないと判断。

(2) 繰返し三軸試験

【用途】

- 動的変形特性の設定に使用。

【試験方法】

- 大型繰返し三軸試験（ $\phi 300$ mm）を実施。
- 試料の最大粒径は，供試体の約 1/5 である 63.5 mmとしたせん頭粒度で粒度調整。
- 供試体の密度は，現場密度試験のうち礫分の影響が少ないと考えられる結果から設定。

【大径岩砕の影響に対する考え】

- 供試体の密度は，現場密度試験のうち礫分の影響が少ないと考えられる結果から設定しており，妥当な試験結果が得られていると判断。
- 現場では礫分が入るが，礫分の比率はそれほど大きくないため，動的変形特性に与える影響は大きくないと判断。

(3) 液状化強度試験（繰返し三軸試験）

【用途】

- 液状化強度特性の設定に使用。

【試験方法】

- 浅部については大型繰返し三軸試験（ $\phi 300$ mm）を実施。深部についてはボーリングコアを使用するため，繰返し三軸試験（ $\phi 100$ mm）を実施。
- 乱さない試料を基本として試験を実施したため，礫分が混入した試験体もあれば，礫分があまり混入していない試験体も存在。

【礫分の影響に対する考え】

- 礫の影響について，図 3-1 に示すとおり， $\phi 100$ mmの試験結果はばらつきが大きく，礫の入り方のばらつきによる影響が試験結果に出ている可能性がある。一方， $\phi 300$ mmの試験結果はばらつきが小さくなっており，礫の入り方のばらつきによる影響が $\phi 300$ mmの試験では抑えられていると考えられる。これらを踏まえて試験結果の下限値と同等になるように液状化強度特性を設定していることから，強度特性の設定は妥当と判断。

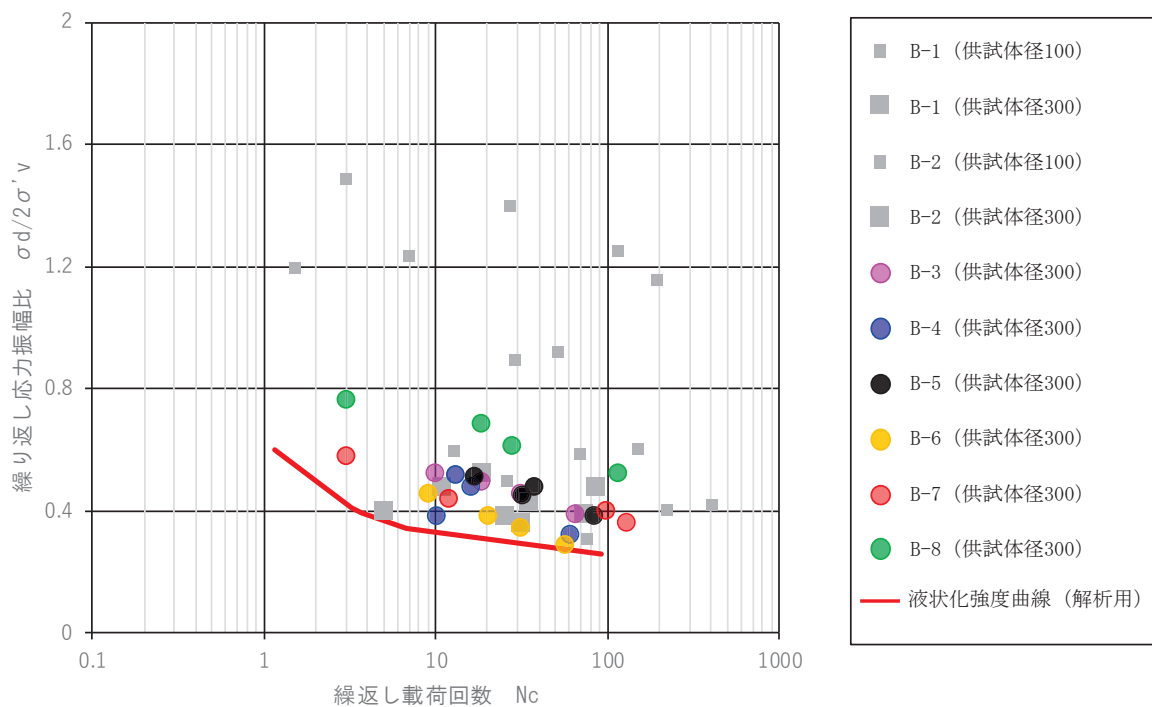


図 3-1 盛土の液状化強度試験結果と解析用液状化強度特性

(4) 透水係数

【設定方法】

- 粒度試験結果における D20（20%粒径）により推定するクレーガーらの方法を適用して設定。

【粒度試験の試験方法】

- 礫分を含む現場粒度。

【礫分の影響に対する考え】

- 現場粒度により算定しており，礫分の影響は考慮済み。
- 原位置透水試験により妥当性を確認。

(5) 相対密度

【用途】

- Ishihara ほかの方法による地震時の盛土沈下量の算出に使用。

【試験方法】

- JGS1612（水置換法による土の密度試験方法）で測定した盛土の現場密度と JGS0162（礫の最小密度・最大密度試験方法）から求めた盛土の最小・最大密度から相対密度を算出。
- 現場密度試験における水置換孔の掘削径は $\phi 300$ mm と $\phi 1000$ mm で，100 mm 以上の礫分を含む試験もある。

- 最小密度・最大密度試験は JGS0162 に準拠しており、試料の最大粒径を 53 mm としたせん頭粒度で粒度調整

【礫分の影響に対する考え】

- 100 mm以上の礫分を含む試験結果と含まない試験結果で相対密度に大きな違いは無く、設定値は妥当と判断。
- 最小密度・最大密度試験において、53 mmを超える礫分については除外しているが、図 2-2 に示すとおり礫分の比率はそれほど大きくないことから、最小密度及び最大密度に与える影響は大きくないと判断。

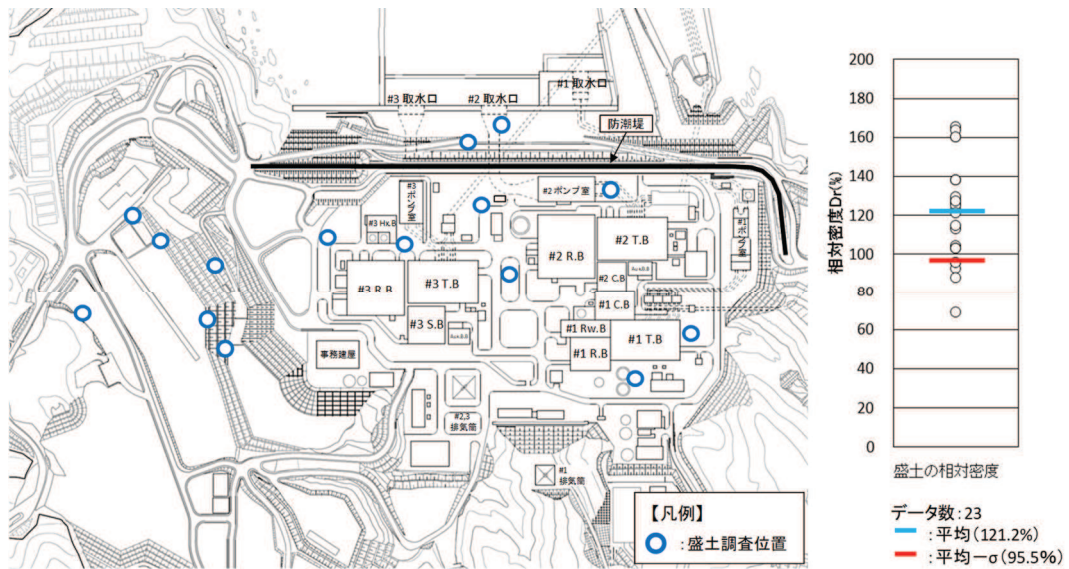


図 3-2 盛土の相対密度調査位置図及び調査結果

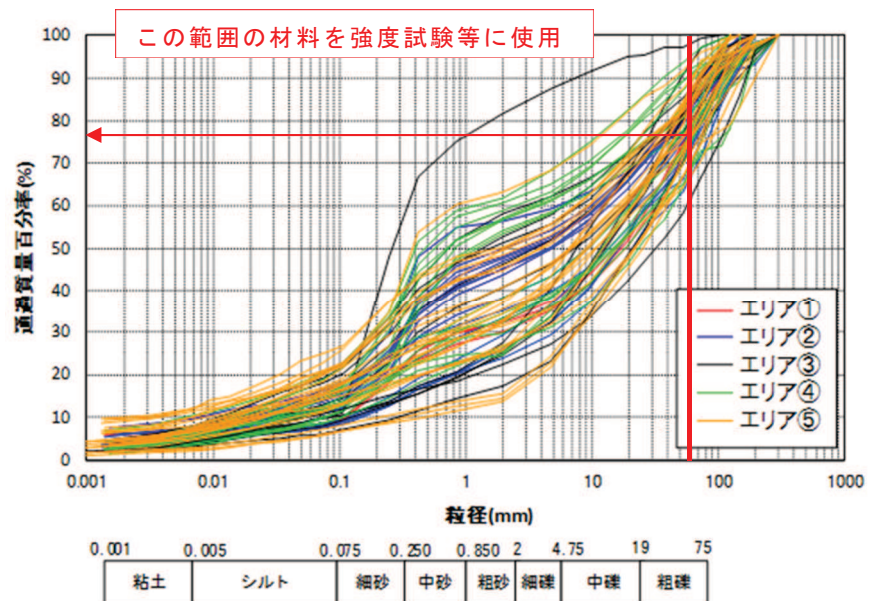


図 2-2 (再掲) 盛土の粒径加積曲線

(6)まとめ

各物性値の設定の根拠となる三軸圧縮試験や繰返し三軸試験の結果に対して、最大粒径 300mm の礫の取り扱いについて表 3-1 のとおり整理した。

最大粒径 300mm の礫の影響については適切に考慮していることから、各物性値の設定は妥当であると考ええる。

表 3-1 最大粒径 300mm の礫の影響

	最大粒径 300mm の礫の影響	備考
三軸圧縮試験	考慮しない	強度及び静的変形特性への影響は大きくない。
繰返し三軸試験	考慮しない	動的変形特性への影響は大きくない。
液状化強度試験	考慮する	φ 300 mm の試験結果はばらつきが小さい。
透水係数	考慮する	原位置透水試験より妥当性を確認。
相対密度	考慮する	試験結果から礫の有無による違いはあまりない。
(参考)粒度分布	考慮する	特性確認のため、最大粒径に合わせる必要あり。

【参考文献】

(1) 砂礫盛土材の締固め特性および変形・強度特性に及ぼす粒度特性の影響

(上本ほか, 地盤工学ジャーナル Vol.6, No.2, 181-190, 2011)

- (概要) 砂れき盛土材等について, 原粒度並びにせん頭粒度, 相似粒度及び礫粒度補正の3通りの方法で粒度調整した試料を用いた三軸圧縮試験を実施し, 締固め特性及びせん断時の変形・強度特性に及ぼす粒度特性の影響を確認したもの。
- 角レキとして用いた試料は表1に示すとおりである。

表1 試料の物理特性 (甲山)

試料	甲山試料(角礫)			
土粒子密度・母岩・形状	$\rho_s = 2.629\text{g/cm}^3$ 形状: 花崗岩・角レキ			
粒度	原粒度(現場)	せん頭	相似	礫補正
最大粒径 D_{max} (mm)	75(300)	19.0	19.0	19.0
平均粒径 D_{50} (mm)	7.2(17.3)	4.1	1.3	9.2
均等係数 U	83.7(75.9)	19.3	75.9	22.4

- 試験条件は表2に示すとおりであり, 最大粒径は供試体直径の約1/5になるようにされている。

表2 試験条件 (甲山試料)

供試体サイズ	$\phi 100\text{mm} \times h 200\text{mm}$	$\phi 500\text{mm} \times h 600\text{mm}$
粒度調整法	せん頭粒度, 相似粒度, 礫粒度補正	原粒度
目標締固め度(%)	85, 90, 95, 100	
有効拘束圧(kPa)	50, 100, 150	50, 100, 200

- 図 1 は実験結果から締固め度と内部摩擦角の関係を示したものである。締固め度が同じ供試体を比較すると、せん頭粒度を試験粒度とした三軸圧縮試験から求まる強度定数が原粒度の結果に近いといえるとしている。また、せん頭粒度試料では、礫の含有割合が相対的に小さくなるため、粒子径効果により原粒度試料の強度定数を若干過少評価しているが粒度調整試料の中では最も原粒度に近い結果を示しているとしている。

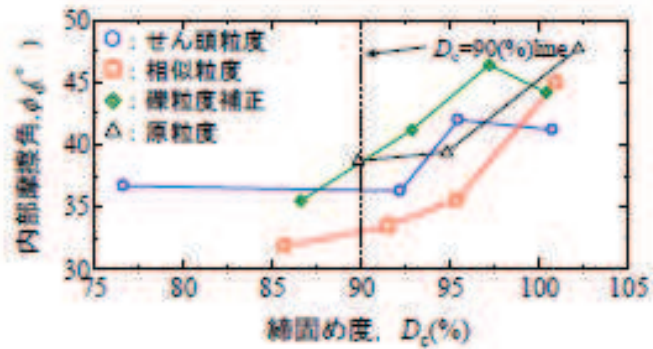


図 1 締固め度と内部摩擦角の関係

- 図 2 は平均粒径 (D_{50}) と内部摩擦角 ($\phi_{d(c=0)}$) の関係を示したものである。
 $\phi_{d(c=0)} \sim D_{50}$ 関係は締固め度に依存すると同時に、平均粒径が大きくなるにつれ
 $\phi_{d(c=0)}$ が大きくなることが示されている。

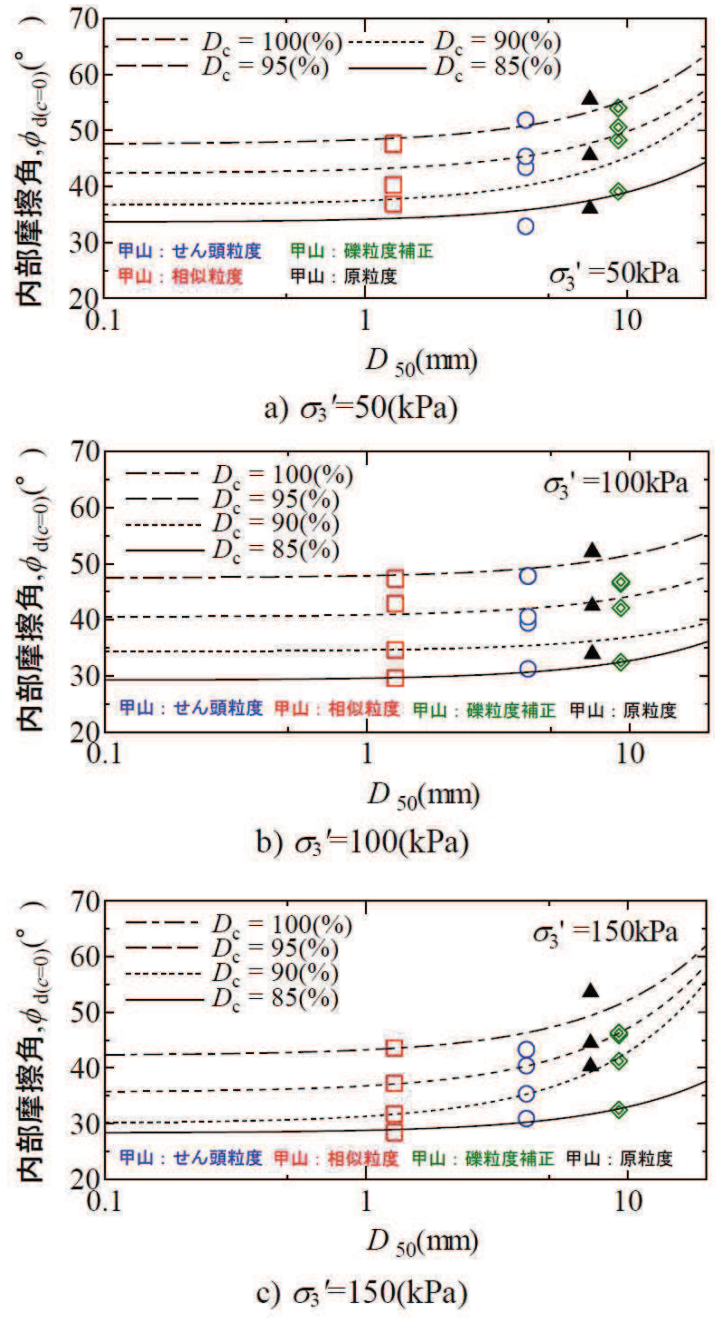


図 2 平均粒径 (D_{50}) と内部摩擦角の関係

(2)粗粒材料の現場締固め（土質工学会，1990）

- せん断試験結果を見ると，最大粒径が大きい方が強度，変形特性とも優れるとする報告例がある（図3，4）。ただし，これは供試体を同一締固めエネルギーで作製して比較したものであり，密度はそれぞれの粒度で異なっている。したがって，一概に最大粒径の大きい方がせん断特性が優れるとはいえないが，せん断頭粒度では室内と現場とを締固めエネルギーで対応させるという考え方に立てば，これらの結果は現場に十分適用可能であるとしている。

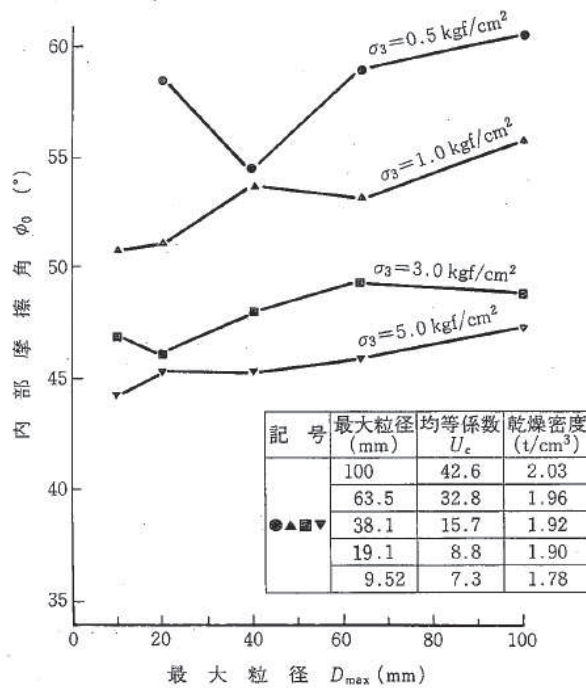


図3 せん断頭粒度による内部摩擦角と最大粒径の関係（高瀬ダムの例）

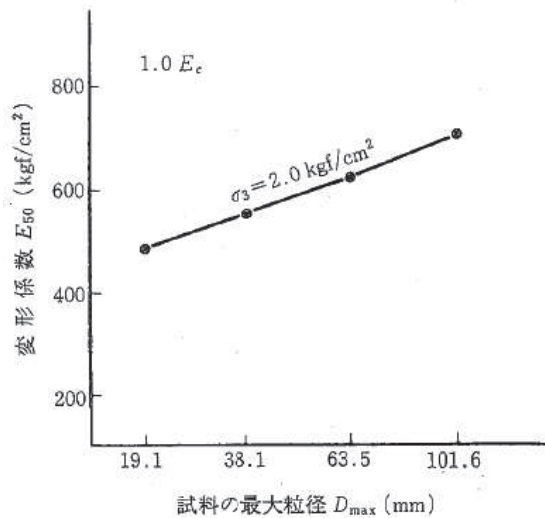


図4 せん断頭粒度による変形係数と最大粒径の関係（天山ダムの例）

(3)その他

- 岩砕を含む盛土材について，粒度調整を行った試料によって室内試験に基づいて解析用物性値を設定することはフィルダムを始めとする多くの構造物の設計で実績がある。

(参考資料 2 6) 盛土の骨格設定に関する解析上の取扱いについて

1. 概要

盛土の骨格設定に関する解析上の取扱いについて、図 1-1 に示す整理項目を確認する。

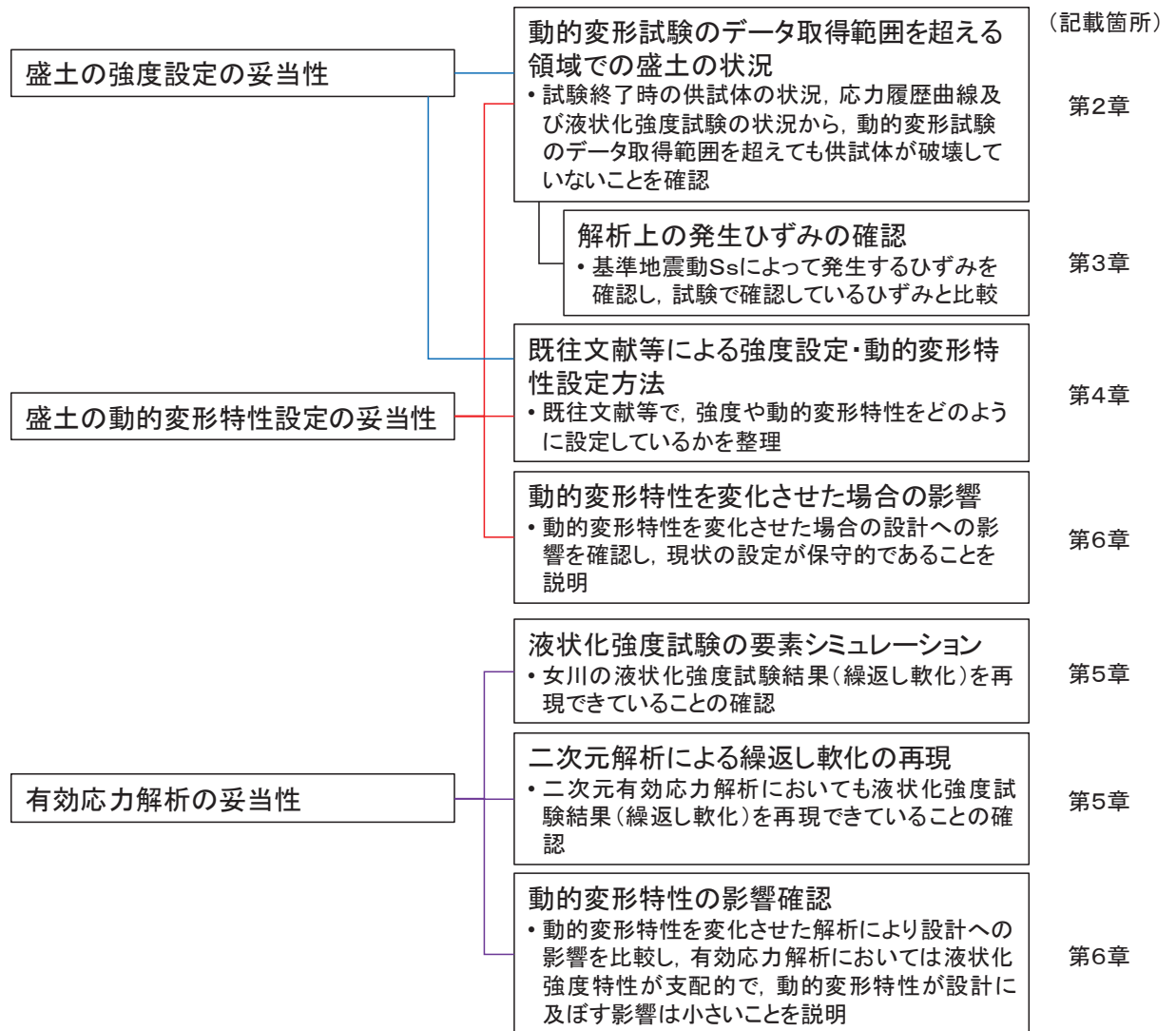


図 1-1 盛土の骨格設定に関する整理項目と記載箇所

2. 動的変形試験のデータ取得範囲を超える領域での盛土の状況

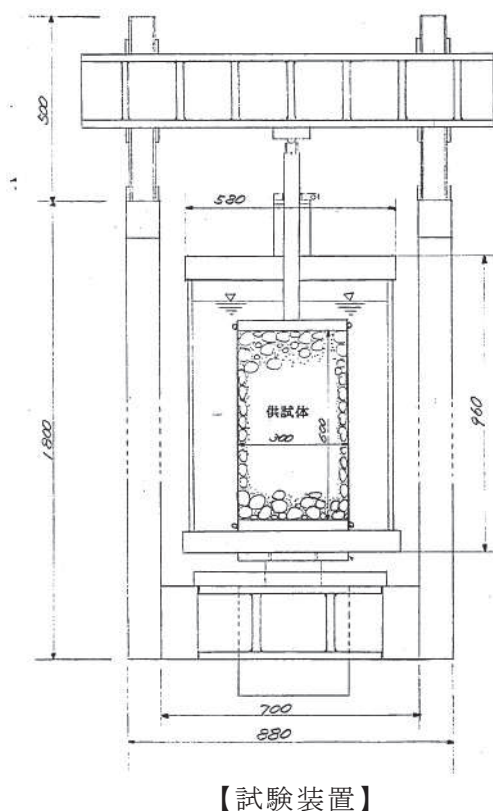
動的変形試験のデータ取得範囲を超える領域における設定の妥当性の確認のため、前提としてデータ取得範囲を超えても盛土が破壊していないことを確認する。

2.1 動的変形試験の概要

盛土の動的変形試験は大型三軸試験を使用しており、データの取得範囲に制限がある。そのため、データ取得範囲を超える領域における盛土の状況について整理する。動的変形試験の試験概要を図 2-1 に示す。

試験は地盤工学会基準「地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験方法」(JGS0542-2000) に準じた方法とし、供試体の寸法は、直径 30cm、高さ 60cm とした。

試験条件として、拘束圧は $1\sim 4\text{kgf/cm}^2$ の 4 拘束圧、ひずみレベルは $10^{-5}\sim 10^{-3}$ とし、正弦波として載荷する。載荷周期は、上記基準で標準としている $0.05\sim 1\text{Hz}$ のうち、盛土供試体の追従性を考慮して 0.1Hz とした。追従性の考慮とデータ取得範囲の制限については 2.3 に示す。



【試験条件】

項	目	条	件
供 試 体	寸法	直径	30cm
		高さ	60cm
	最大粒径	50.8mm	
	飽和条件	B係数 0.9以上	
試 験 条 件	密度	$\rho_t = 2.0(\text{t/m}^3)$ で調整	
	排水条件	CU (ステップ終了毎に排水)	
	拘束圧	1, 2, 3, 4 kgf/cm ²	
	ひずみレベル	$10^{-5}\sim 10^{-3}$ に入るように10段階に分けて載荷	
波 形	波	正弦波	
	周波数	0.1 Hz	

【測定方法】

(a) 荷重	ロードセル	歪ゲージ型	500 kgf 1 ton 2 ton
(b) 変位	変位計	磁気抵抗型	100 mm 200 mm
	Gap Sensor	渦電流型	0 - 8 mm
	Gap Sensor	渦電流型	0 - 3 mm
(c) 間隙水圧	圧力変換器	歪ゲージ型	0 - 10 kgf/cm ²
(d) 側圧	圧力変換器	歪ゲージ型	0 - 10 kgf/cm ²
(e) 体積変化	差圧計	歪ゲージ型	0 - 0.1 kgf/cm ²

図 2-1 盛土の動的変形試験の試験概要

2.2 データ取得範囲を超える領域での盛土の状況

2.2.1 試験終了時の供試体の状況

動的変形試験終了時の供試体の状況を図 2-2 に示す。供試体は自立しており、破壊までは至っていない。

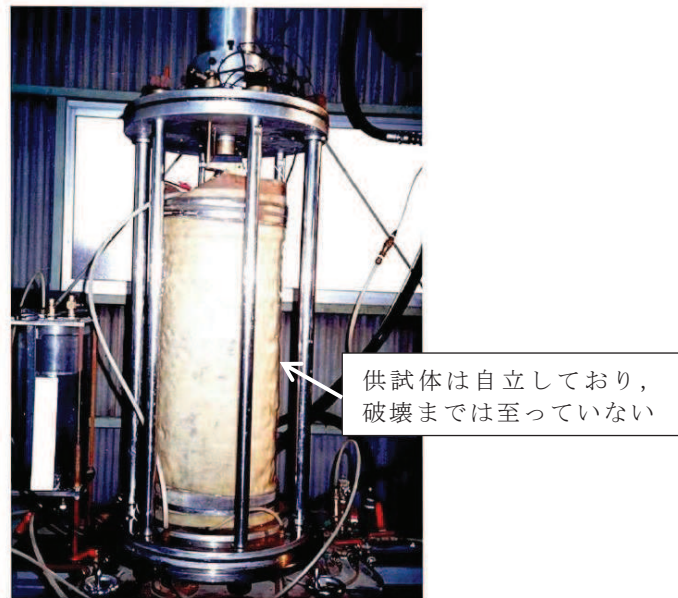


図 2-2 動的変形試験終了後の供試体

2.2.2 応力履歴曲線

動的変形試験について、各拘束圧における最終ステップでの応力履歴曲線を図 2-3 に示す。試験終了時（せん断ひずみ γ : 約 8.0×10^{-4} ~ 約 2.0×10^{-3} ）では非線形的な挙動を示すものの、この程度のひずみレベルでは破壊には至らない。

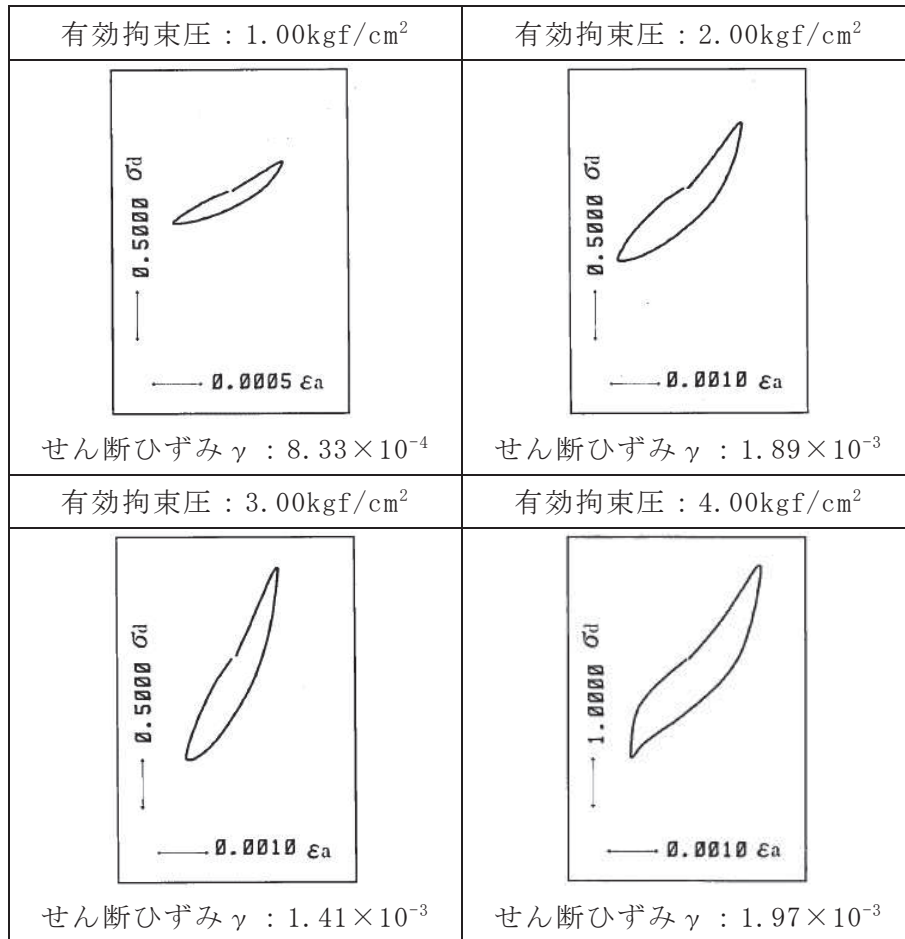


図 2-3 各拘束圧における最終ステップでの応力履歴曲線

2.2.3 液状化強度試験における状況

液状化強度試験は、圧密非排水で行う繰返し三軸試験であり、動的変形試験が0.001%程度以下の片振幅ひずみを与えるように制御及び測定可能な条件を具備する必要があることを除けば、試験装置は基本的に同じである。したがって、同程度のひずみレベルにおける供試体の状況について、液状化強度試験の結果を参考にできる。

盛土の液状化強度試験結果の抜粋（B-1-2 試料，供試体 No. 1）を図 2-4 に示す。液状化強度試験においては、両振幅軸ひずみ DA=10%程度まで試験をしているが、ひずみは急増せず、脆性的な破壊は生じていない。また、両振幅軸ひずみ 10%（せん断ひずみ両振幅 15%に相当）のひずみを付与しても、試験後の供試体は自立可能な程度の強度を有していたことを確認した。この DA=10%程度までの結果は、48 個の供試体のうち 34 個で確認している。なお、残り 14 個のうち 11 個は試験範囲内で DA=10%に達しなかったものであり、3 個はせん断破壊したものである。せん断破壊した 3 個はいずれも径 100 mm の供試体であり、供試体への礫の入り方が影響したものと推測される（液状化強度試験の詳細は参考資料 14 に示す。）。

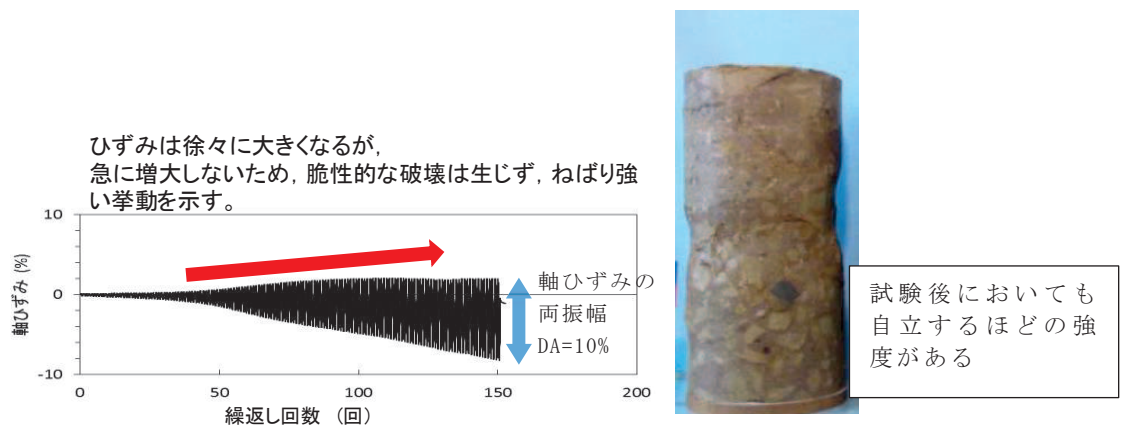


図 2-4 盛土の液状化強度試験結果（B-1-2 試料，供試体 No. 1）

2.3 データ取得範囲の制限について

盛土は岩盤を掘削した岩砕を用いて造成されており、礫が混じっているため、動的変形試験は大型三軸試験を使用している。

大型三軸試験においては、「地盤材料試験の方法と解説（地盤工学会）」で標準としている荷重周期 0.05～1Hz を参照して正弦波（周波数 0.1Hz）で荷重している。対象とするひずみレベルを大きくする場合、荷重装置の変位速度を大きくする必要があるが、荷重装置の変位速度を大きくすると、供試体が追従できなくなる。また、荷重装置の能力も不足する。

加えて、ひずみが大きい領域では、除荷過程において荷重盤と供試体が離れる（供試体が復元しなくなる）ため、精度の良い応力～ひずみ関係が得られなくなる。

以上のことから、ひずみが大きい領域では、データの取得範囲に制限がある。

2.4 まとめ

2.2.1 及び 2.2.2 に示すとおり、動的変形試験終了時に盛土の供試体が破壊していないことを確認した。また、2.2.3 に示すとおり、動的変形試験終了時のせん断ひずみレベル（約 2.0×10^{-3} ）を大きく超えても盛土の供試体は壊れないことを確認した。

3. 解析上の発生ひずみの確認

盛土については、2. に示すとおり大ひずみ領域において動的変形試験データの取得ができていない範囲があることから、解析上発生するひずみについて確認する。

対象施設は、防潮堤、アクセスルート、排気筒連絡ダクト（土砂部）とし、各施設において、評価が厳しくなる地震動について最大せん断ひずみを整理する。

各施設における地質断面図及び最大せん断ひずみを図 3-1～図 3-4 に示す。

図のひずみレンジから読み取れるように、防潮堤、アクセスルート及び排気筒連絡ダクトのいずれの施設においても動的変形試験で得られたせん断ひずみレベル（約 0.002）以上のせん断ひずみが発生しており、その領域については 1. で示したとおり静的強度試験に基づく骨格を設定している。

なお、平成 23 年東北地方太平洋沖地震の際、発電所構内の斜面については、一部で肌落ちや亀裂が認められる状況もあったが、大規模な事象はなかった。

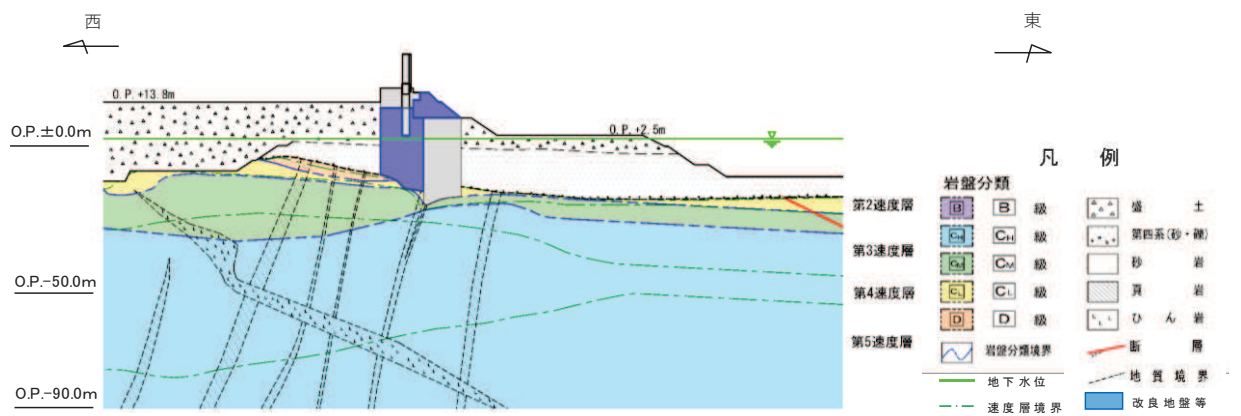
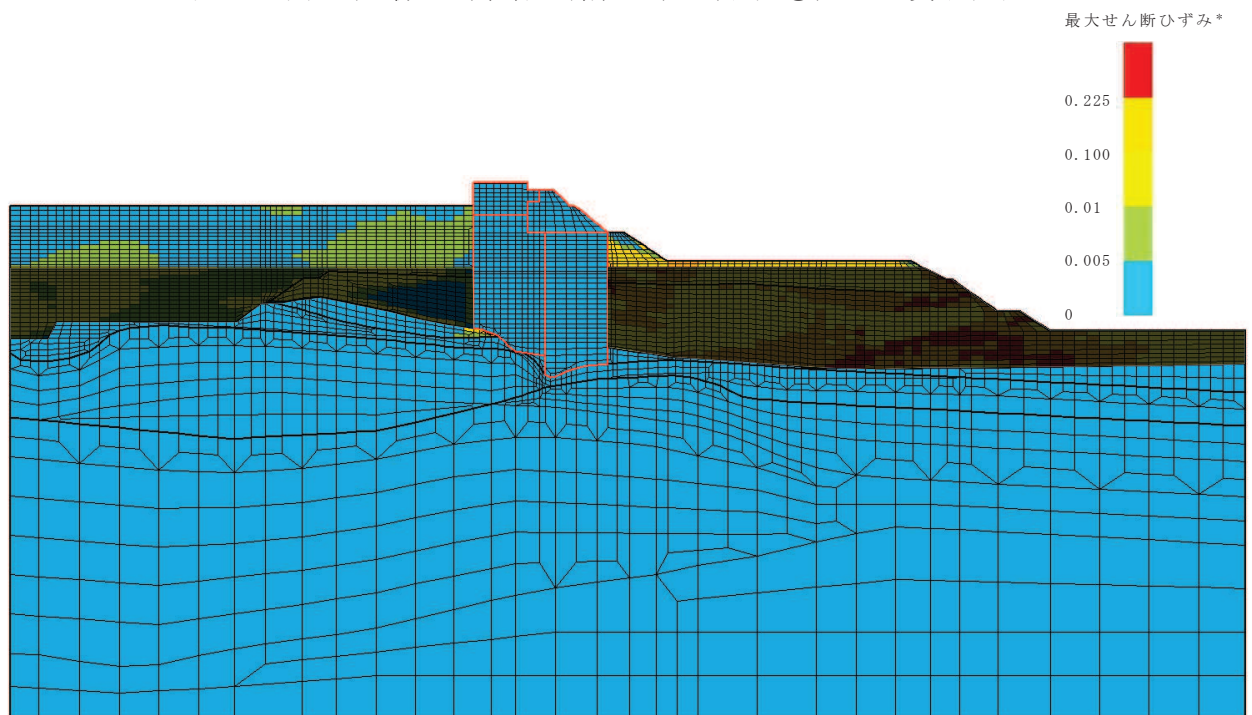
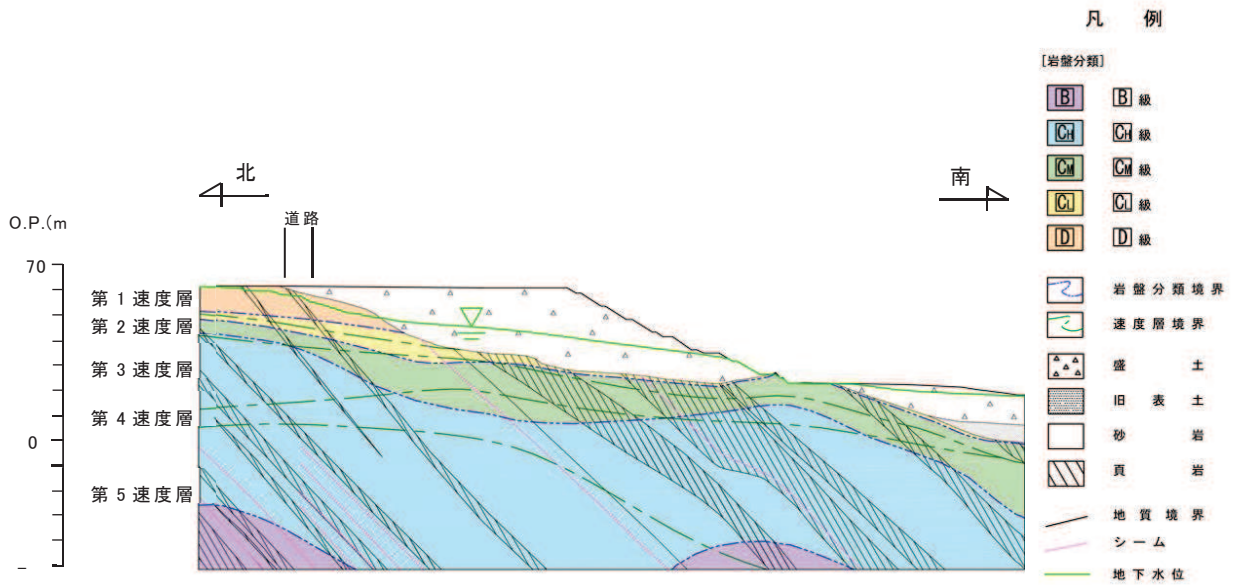


図 3-1(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）（断面②）の地質断面図



注記* : ■部分は地下水位以深の盛土・旧表土であり、有効応力解析では、液状化特性を液状化パラメータによりフィッティングするため、本検討の対象外としている。

図 3-1(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）（断面②）における最大せん断ひずみ
（有効応力解析， $S_s - D_2 (-+)$ ）



50

図 3-2(1) アクセスルート (斜面 B) における地質断面図

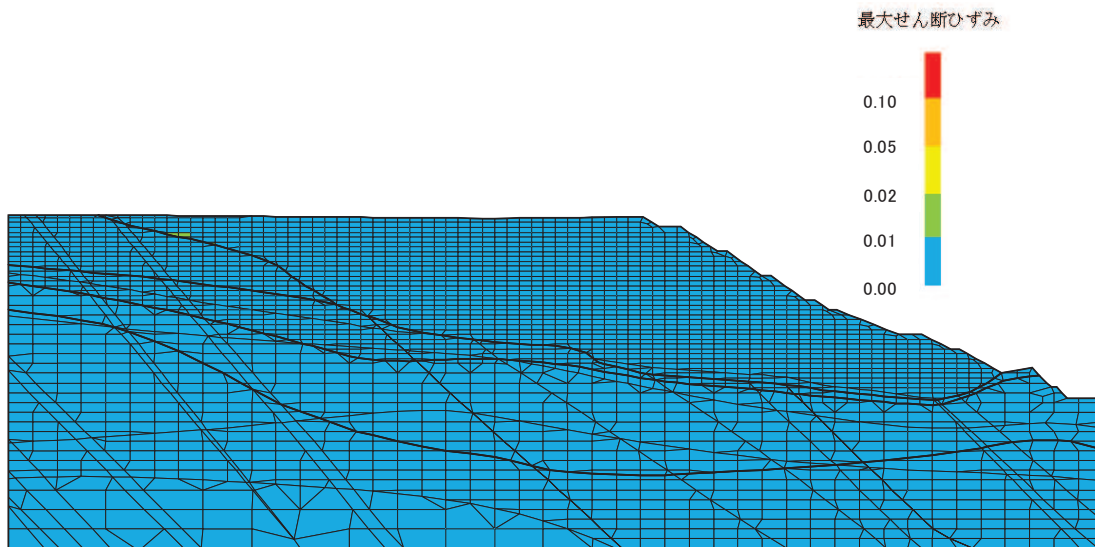


図 3-2(2) アクセスルート (斜面 B) における最大せん断ひずみ分布図
(全応力解析, S s - D 1)

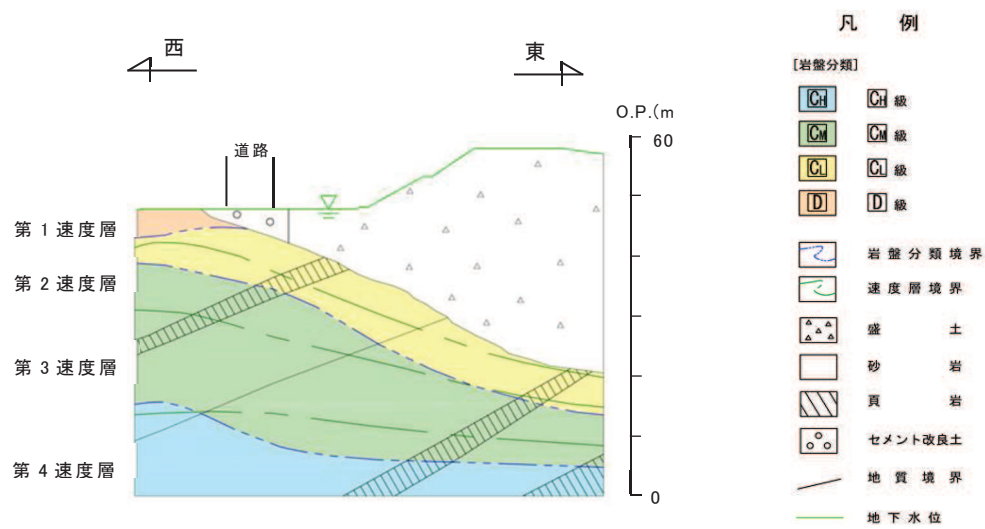


図 3-3(1) アクセスルート（斜面 C）における地質断面図

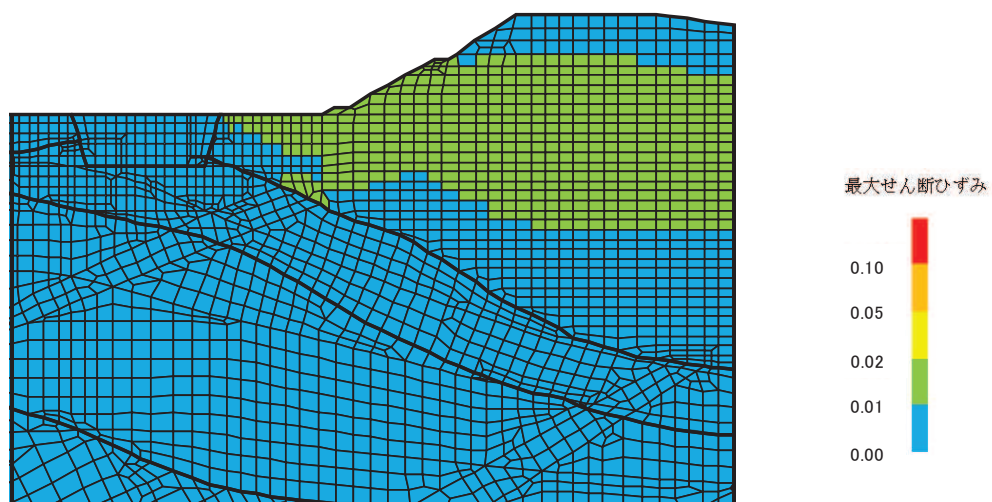


図 3-3(2) アクセスルート（斜面 C）における最大せん断ひずみ分布図
（全応力解析， $S_s - N1$ ）

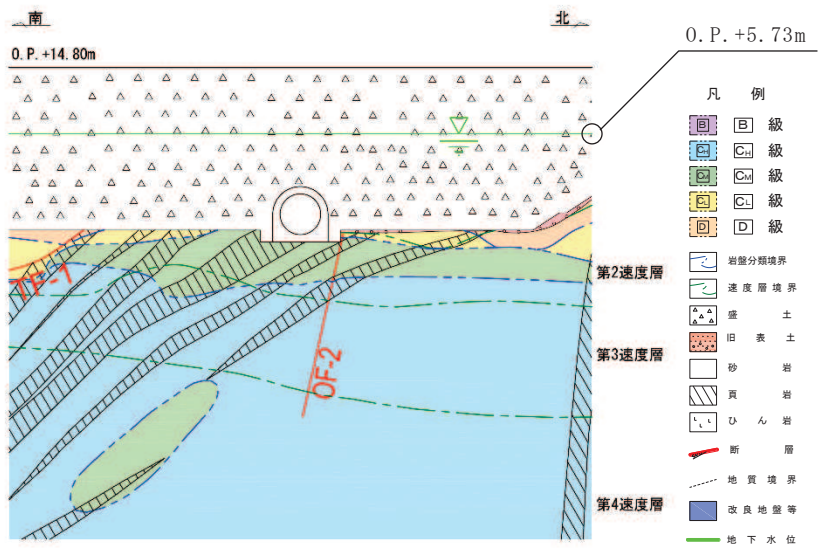


図 3-4(1) 排気筒連絡ダクト土砂部 (断面①) における地質断面図

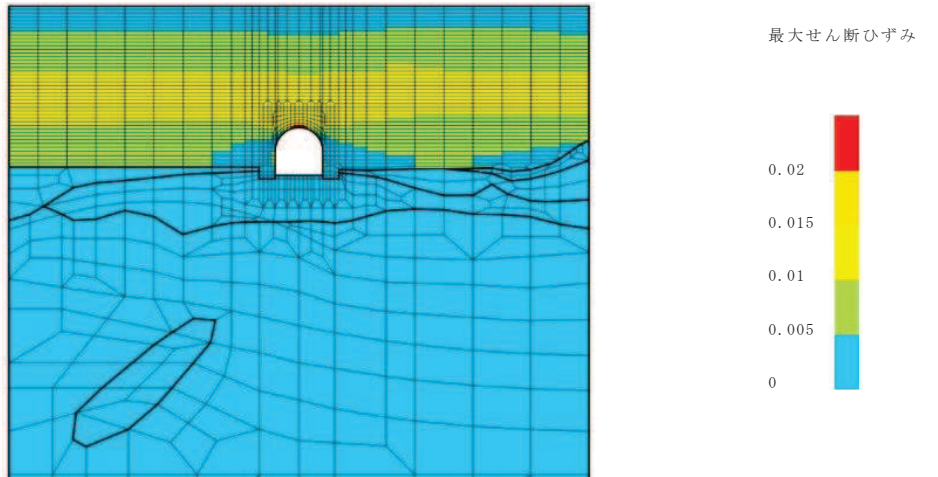


図 3-4(2) 排気筒連絡ダクト土砂部 (断面①) における最大せん断ひずみ分布図
(全応力解析, $S_s - N1$ (++))

4. 既往文献等による強度及び動的変形特性の設定

4.1 動的強度と静的強度の関係

既往文献*では、土の動的強度が繰返し回数によってどのように変わるのかを調査したところ、締め固めた不飽和土では繰返し回数 100 回程度までは動的強度が静的強度を下回らないとした報告がある。この特性は土によってその程度が異なるとされているが、女川の盛土は十分締め固めたものであり、参考にできるものと判断する。女川の基準地震動 S_s による繰返し荷重を踏まえ、動的強度は静的強度を下回っていないと考える。

また、既往の地盤安定解析等の検討においては、静的強度試験により求めたせん断強度を用いているのが通例である。

注記 *：石原：土質動力学の基礎，鹿島出版会

4.2 修正 GHE モデルの概要

盛土の非線形性モデルとして、全応力解析では修正 GHE モデルを用いており、その適用性について確認する。

修正 GHE モデル*¹は、動的変形試験に基づくせん断骨格及び減衰のひずみ依存特性、静的強度試験に基づくせん断強度を考慮することで、微小ひずみから大ひずみ（せん断強度）に至るまで広いひずみ領域において、実験値にフィッティング可能な GHE モデル*²に、履歴法則として改良した Masing 則を適用した双曲線型の非線形モデルである。

盛土では、大ひずみ領域を含めて実験値にフィッティング可能な GHE モデルを用いる。

注記 * 1：西村・室野：GHE モデルと簡易な履歴則を用いた土の非線形モデルの提案と実験的検証，第 25 回地震工学研究発表会講演論文集，1999 年 7 月

* 2：龍岡・澁谷：地盤材料の広い範囲のひずみでの応力・ひずみ関係式について，第 26 回土質工学研究発表会，平成 3 年 7 月

4.2.1 修正 GHE モデルにおける骨格曲線

骨格曲線には、龍岡・澁谷が提案した GHE モデルを用いる。

$$\frac{\tau}{\tau_f} = \frac{\frac{\gamma}{\gamma_r}}{\frac{1}{c_1} + \frac{1}{c_2} \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)} \quad , \quad \text{または} \quad y = \frac{x}{\frac{1}{c_1} + \frac{x}{c_2}} \quad \dots (1)$$

ここに、

x : 正規化ひずみ ($= \gamma / \gamma_r$)

γ_r : 基準ひずみ ($= \tau_f / G_{max}$)

x , y は正規化ひずみ, 正規化せん断応力で, $x = \gamma / \gamma_r$, $y = \tau / \tau_f$ である。 γ_r は規
準ひずみで, モール・クーロンの破壊規準によるせん断強度 τ_f を初期せん断係数
 G_{max} で除した値 ($\gamma_r = \tau / G_{max}$) であり, せん断強度に漸近する骨格が設定される。

なお, $C_1(x)$, $C_2(x)$ は補正係数で, 繰り返し載荷試験から得られた $G/G_{max} \sim \gamma$ 関係
にフィッティングするよう決定する。図 4-1 及び図 4-2 に適用例を示す。

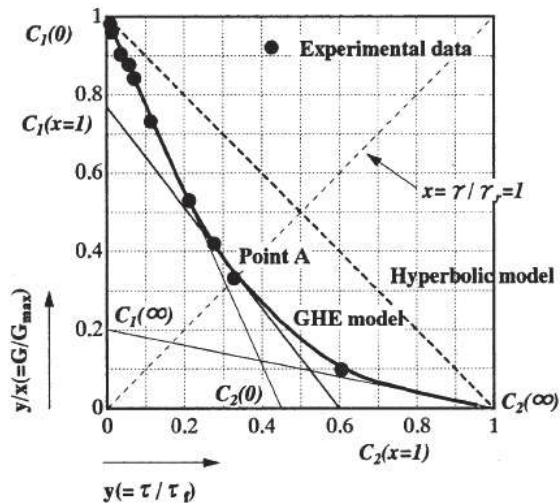


図 4-1 GHE モデルのパラメータ決定例 (y - y/x 関係図)

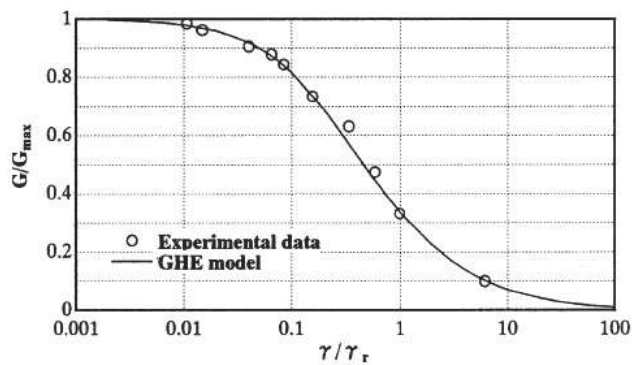
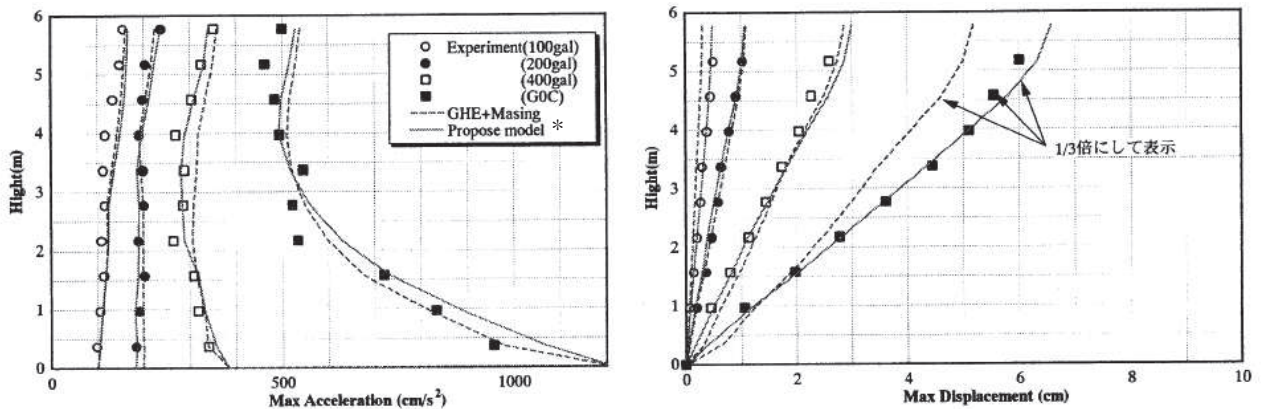


図 4-2 GHE モデルによる $G/G_{max} \sim \gamma$ のフィッティング例

4.2.2 振動実験との比較

西村・室野は、大型せん断土槽を用いた振動実験のシミュレーションにより、修正 GHE モデルの検証を行っている。実験には大型振動台 (12×12m) を用い、その上に深さ 6m、長さ 12m、幅 3.5m の大型せん断土槽を設置した。入力波は、振幅レベルが 100, 200, 400Gal の振幅漸増型の正弦波、L2 地震を対象とした耐震設計用の GOC 波である。

図 4-3 に実験と解析結果の比較を示す。修正 GHE モデルによる解析は、いずれの入力レベルにおいても、最大加速度、最大変位とも実験値を再現性良くシミュレーションできており、修正 GHE モデルの有効性が確認されている。



注記 * : Propose model : 修正 GHE モデル

図 4-3 振動実験と修正 GHE モデルの比較

4.3 まとめ

4.1 により、女川の盛土の動的強度は静的強度を下回らないと考える。また、4.2 により、盛土に適用している修正 GHE モデルは大ひずみ領域での骨格を静的強度試験に基づき設定する方法がとられており、実験によっても有効性が確認されている。

5. 有効応力解析における盛土の液状化強度特性の設定について

5.1 解析コード FLIP による要素シミュレーション

盛土の液状化強度試験結果は、非液状化又は繰返し軟化を示すものであり、解析コード FLIP が繰返し軟化を再現できていることを確認する。

対象試験として B-1-2 の供試体 No. 1 (図 5-1) について、要素シミュレーションを行う。

液状化強度試験と要素シミュレーションを比較した結果を表 5-1 に示す。

要素シミュレーションでは、液状化強度試験と同様、繰返し荷重によりひずみは漸増するものの急に増大することはなく、せん断応力作用時には過剰間隙水圧は低下し、有効応力が回復しており、繰返し軟化を再現できることを確認した。

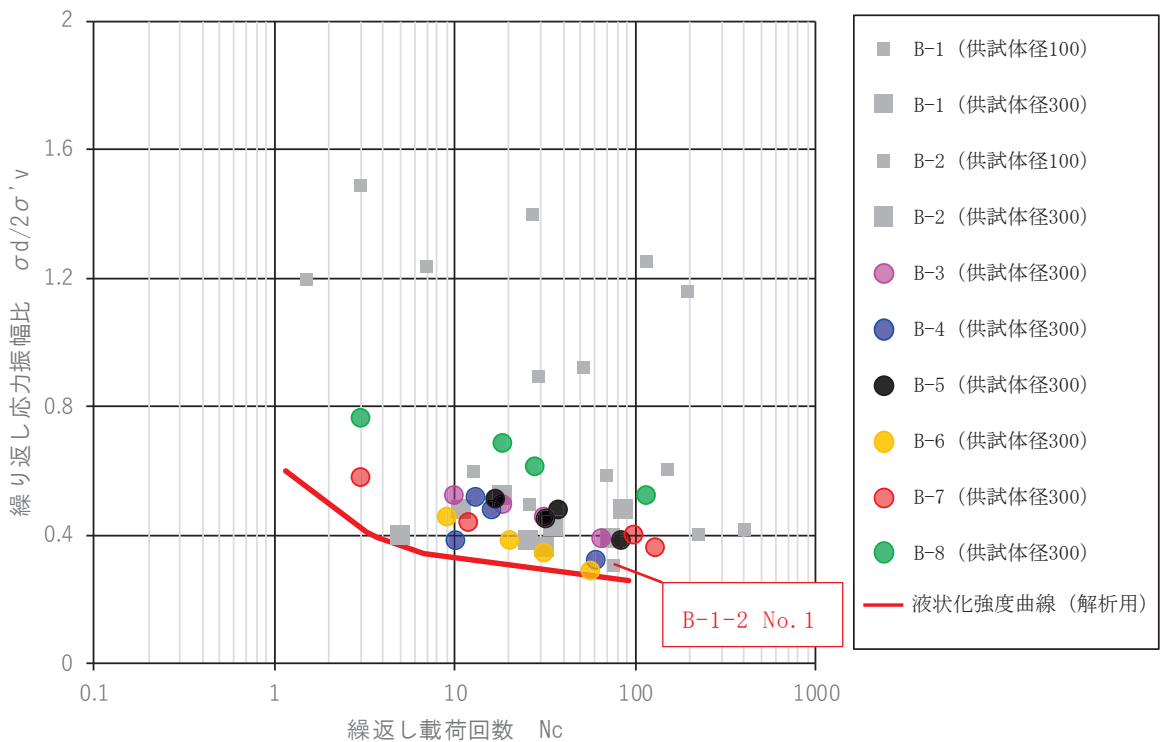
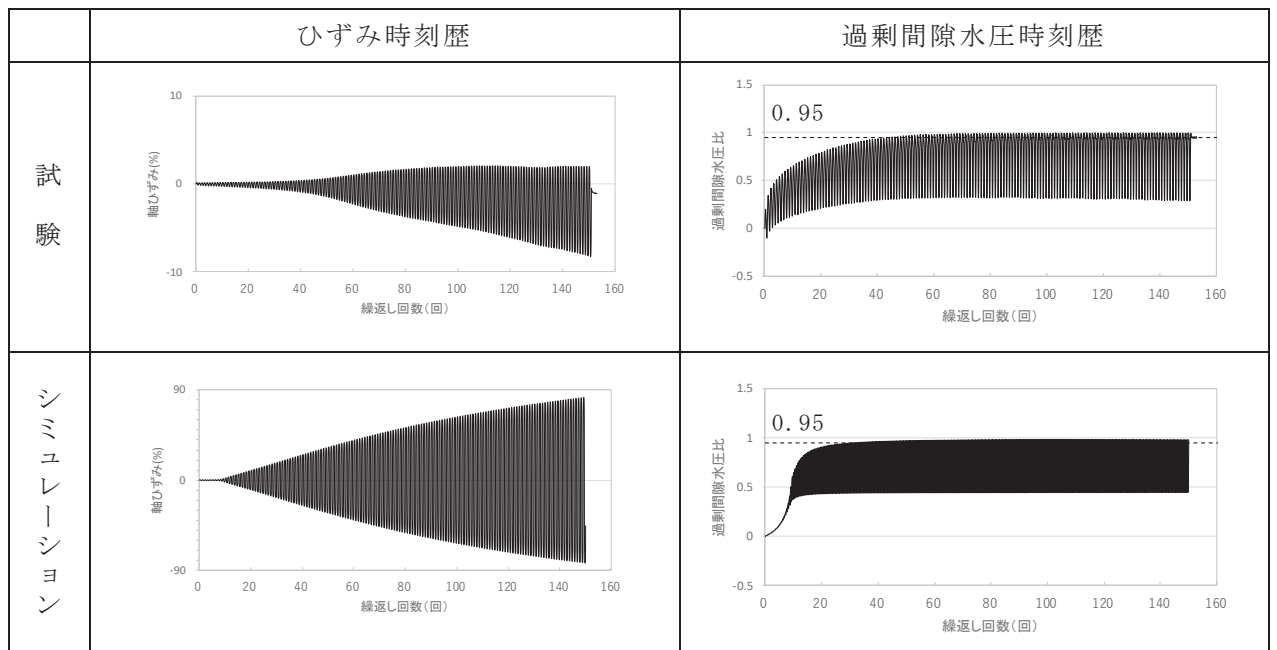
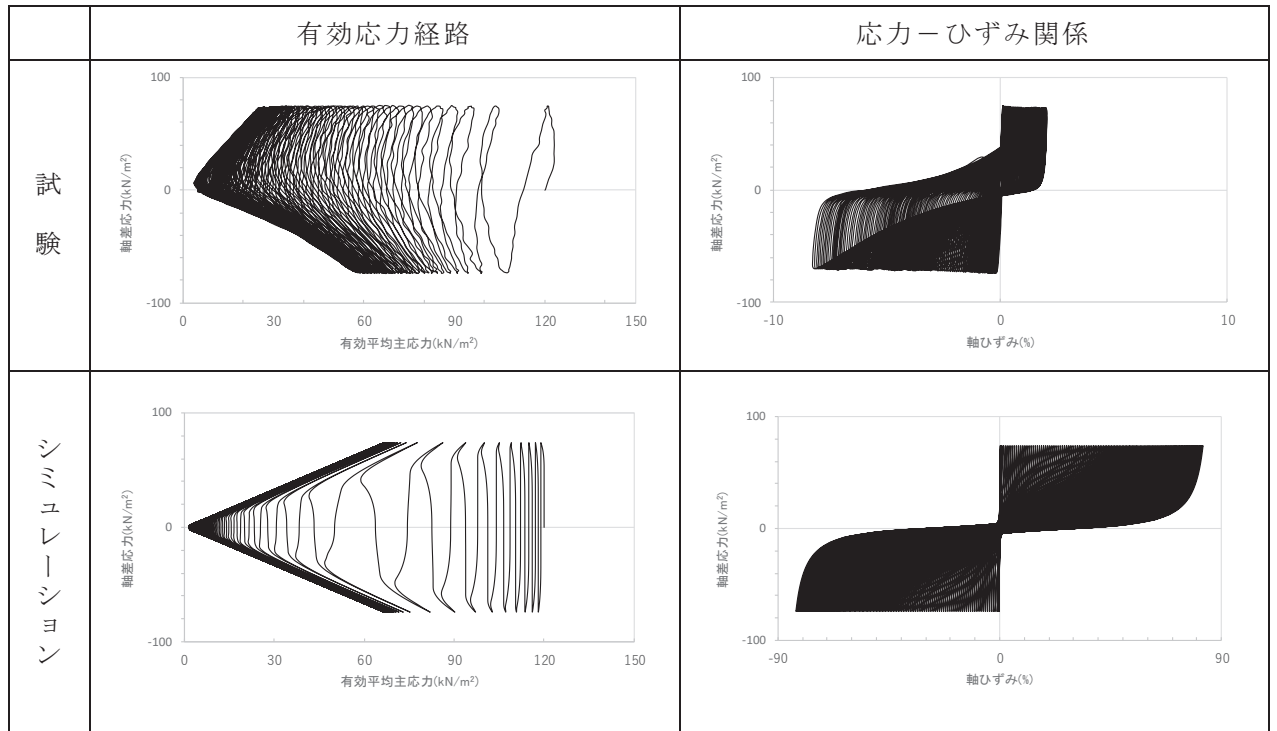


図 5-1 盛土の液状化強度試験結果

表 5-1 液状化強度試験と要素シミュレーションの比較



5.2 有効応力解析による地震応答解析結果

二次元有効応力解析において液状化強度試験の挙動を表現できていることを確認するため、有効応力解析における地震応答解析結果を確認した。

対象断面は、代表断面の中で盛土が比較的広く分布する鋼管式鉛直壁の断面①とした。また、地震動は、継続時間が長く液状化に影響が大きい $S_s - D1$ とした。

断面①のモデルの拡大図と地震応答の抽出点を図 5-2 に示す。なお、抽出点は海側の地下水位以深の盛土の中央位置付近とした。

盛土の基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果を確認した結果、ひずみは徐々に大きくなるが急に増大しないこと、また、平均有効主応力が 0 にならず、軸差応力の増加に伴い有効応力が回復しており、液状化強度試験の挙動を適切に表現できていることを確認した。

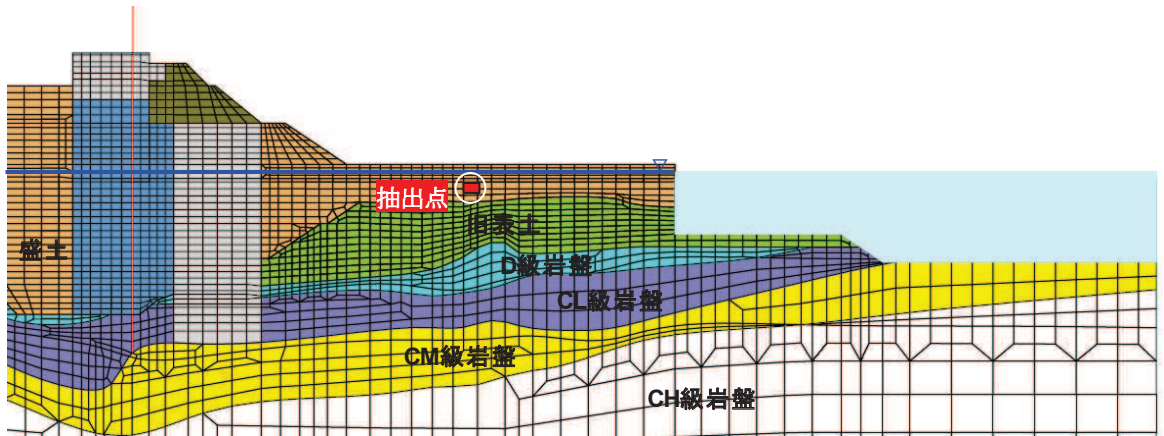


図 5-2 断面①の解析モデル（拡大図）と地震応答の抽出点

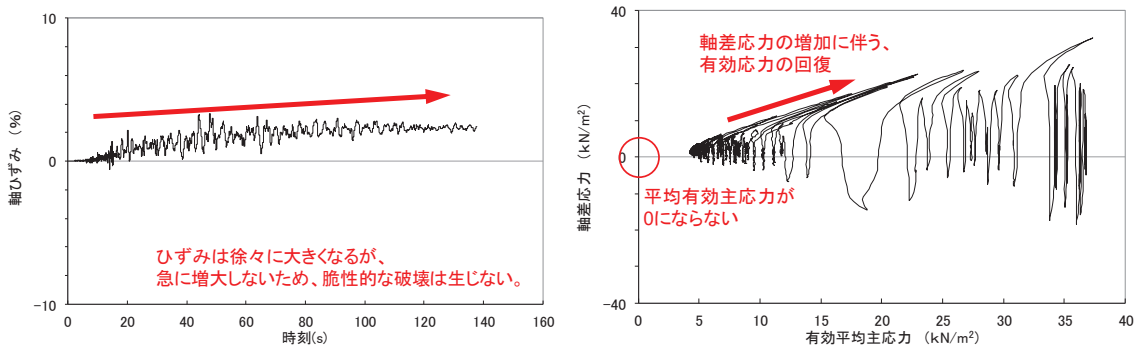


図 5-3 抽出点におけるひずみの時系列変化及び有効応力経路

5.3 まとめ

5.1 及び 5.2 により，盛土における液状化強度特性の設定は，要素シミュレーションにより繰返し軟化を再現できており，また，二次元有効応力解析においても液状化強度試験の挙動を適切に表現できていることを確認した。

6. 動的変形特性を変化させた場合の影響

各解析において、仮に動的変形特性を変化させた場合に耐震設計に及ぼす影響を整理する。

6.1 地盤安定解析（等価線形解析）において動的変形特性を変化させた場合の影響

地盤安定解析（等価線形解析）における動的変形特性は、図 6-1 の B のとおりせん断強度に漸近するよう補間して設定している。これを図 6-1 の A のとおり動的変形試験に基づくせん断応力に変化させると、等価剛性が小さく評価されるため、発生せん断応力が過少評価され、すべり安全率が大きく評価される。

動的変形特性を変化させた場合の影響は、別途解析を行って確認する。

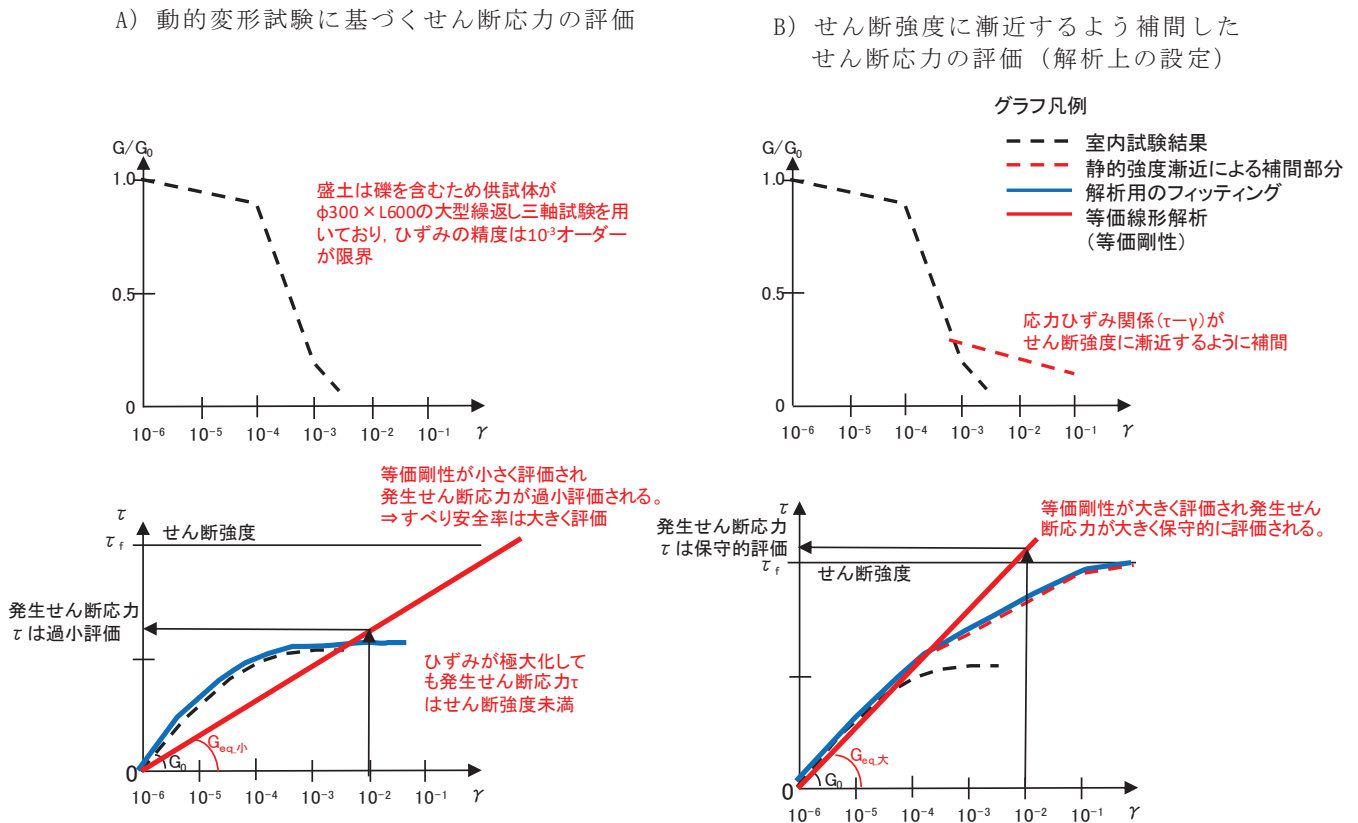


図 6-1 地盤安定解析における動的変形特性の設定

6.2 全応力解析において動的変形特性を変化させた場合の影響

全応力解析のうち逐次非線形解析の場合でも、発生せん断応力は図 6-1 に示すとおり、A)動的変形試験に基づくせん断応力の方が B) せん断強度に漸近するよう補間したせん断応力より小さくなる。発生せん断応力が小さいと土圧も小さくなるが、土木構造物に作用する荷重は土圧が支配的であり、耐震設計の照査値が小さく評価される。

動的変形特性を変化させた場合の影響は、別途解析を行って確認する。

6.3 有効応力解析において動的変形特性を変化させた場合の影響

解析コード F L I P においては、動的変形特性の設定が H-D モデルに限定されており、盛土の動的変形特性の設定に当たっては、大ひずみ領域の骨格にフィッティングしている。そのため、小ひずみ領域の設定の影響が設計に及ぼす影響を確認するため、動的変形特性を変化させた場合の影響を防潮堤（鋼管式鉛直壁）の地震時並びに津波及び余震の重畳時において確認した。

対象断面は、代表断面の中で盛土が比較的広く分布する鋼管式鉛直壁の断面①とした。また、地震動は、断面①の平均物性の検討において照査値が最も厳しくなるものを選定し、地震時は基準地震動 $S_s - D2$ (—)，津波及び余震の重畳時は $S_d - D2$ (—+) とした。解析モデルを図 6-2 に示す。

基本ケースにおける動的変形特性（大ひずみ領域にフィッティング）と、比較するために変化させた動的変形特性（小ひずみ領域にフィッティング）を図 6-3 に示す。

照査結果を表 6-1 に、鋼管杭の断面力の比較を表 6-2 に、背面補強工、置換コンクリート、改良地盤及びセメント改良土の局所安全係数の比較を表 6-3 に示す。

鋼管杭の断面力照査は動的変形特性を変化させた場合の方（小ひずみ領域にフィッティング）が若干照査値が小さくなっているほかは、照査結果は大きく変化しておらず、有効応力解析において地下水位以浅の盛土の動的変形特性が耐震設計に及ぼす影響は小さいことを確認できた。

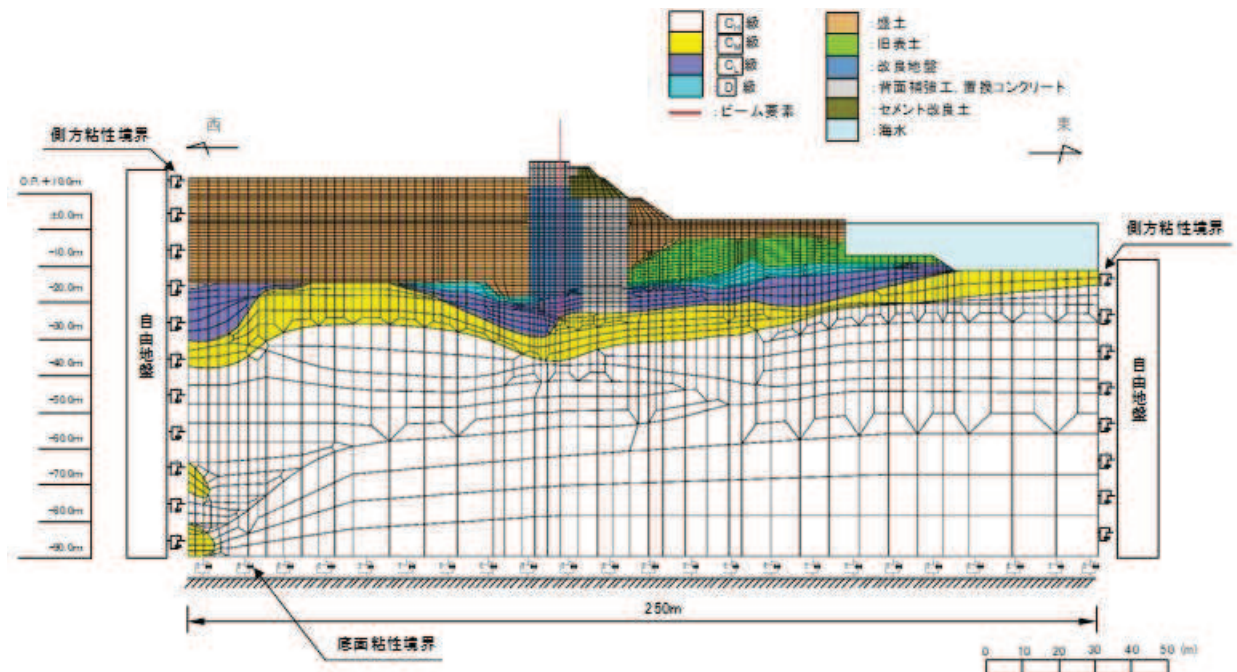


図 6-2 解析モデル（防潮堤（鋼管式鉛直壁），断面①）

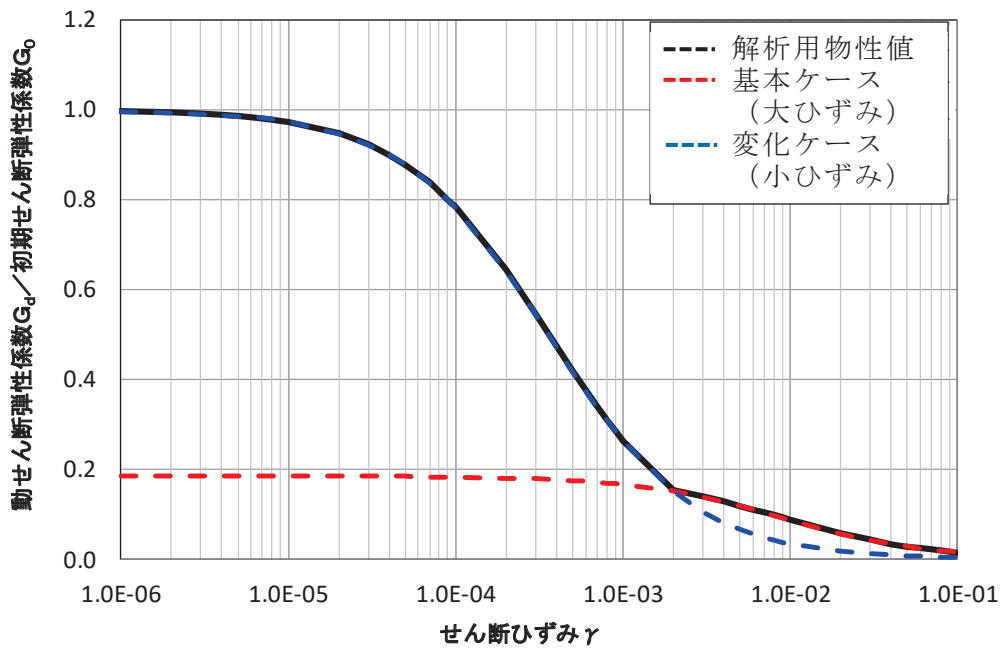


図 6-3 検討に使用した動的変形特性

表 6-1(1) 盛土の動的変形特性を変化させた場合の照査値の変化

事象	地震動 位相	検討 ケース	鋼管杭断面力照査				
			曲げ圧縮照査			せん断照査	
			モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	照査値	せん断力 (kN)	照査値
地震時	S _s -D2 (--)	基本ケース (大ひずみ)	8663	503	0.42	6589	0.24
		変化ケース (小ひずみ)	7802	321	0.37	5913	0.21
津波・ 余震 重畳時	S _d -D2 (-+)	基本ケース (大ひずみ)	44972	1316	0.76	13526	0.48
		変化ケース (小ひずみ)	41355	1309	0.70	12421	0.44

表 6-1(2) 盛土の動的変形特性を変化させた場合の照査値の変化

事象	地震動 位相	検討 ケース	すべり安全率				接地圧照査値		
			背面 補強工	置換 コンクリ ート	改良 地盤	セメント 改良土	鋼管杭	背面 補強工	置換 コンクリ ート
地震時	S _s -D2 (--)	基本ケース (大ひずみ)	24.7	4.9	3.1	3.9	0.15	0.21	0.36
		変化ケース (小ひずみ)	25.2	4.7	2.9	3.6	0.13	0.19	0.37
津波・ 余震 重畳時	S _d -D2 (-+)	基本ケース (大ひずみ)	11.0	15.1	2.6	48.2	0.24	0.25	0.15
		変化ケース (小ひずみ)	11.7	13.6	2.6	52.6	0.24	0.25	0.16

表 6-2 鋼管杭断面力の比較

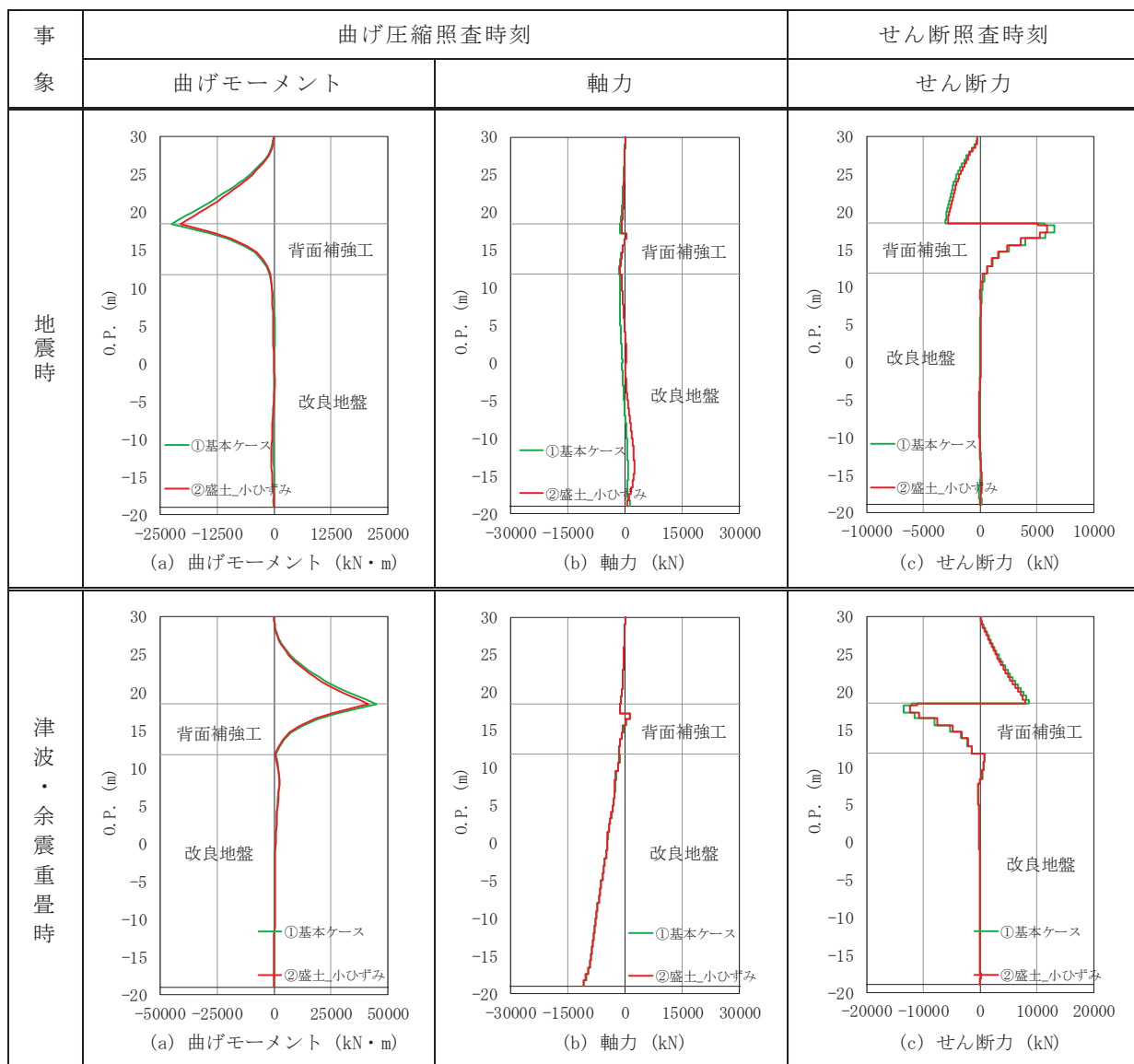
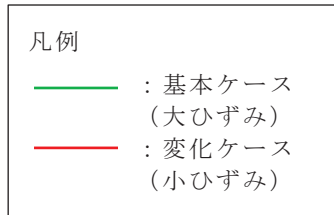
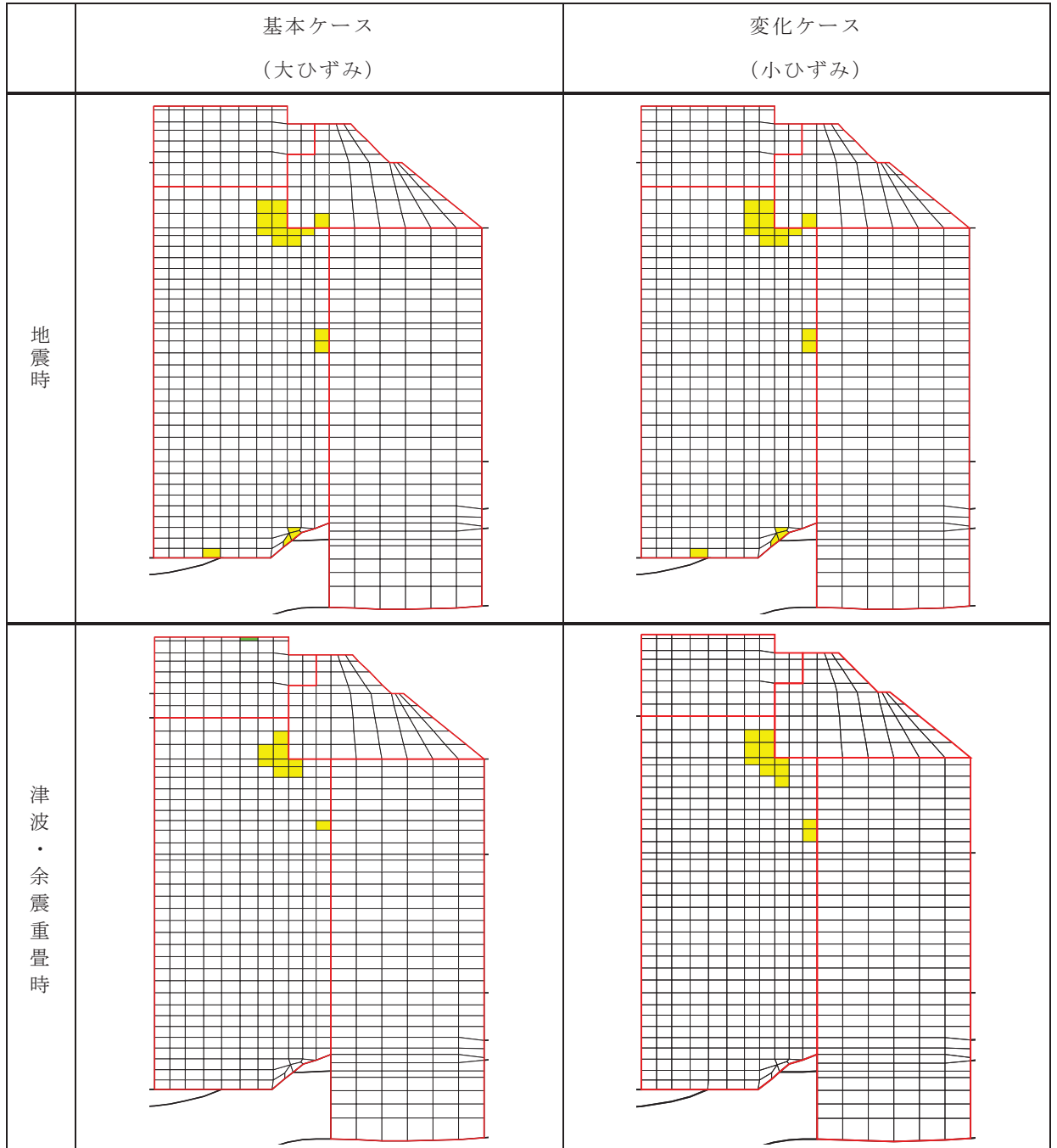
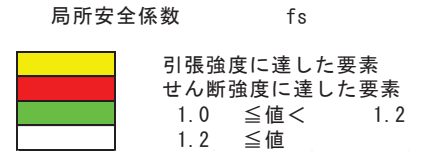


表 6-3 局所安全係数の比較



7. まとめ

盛土の骨格設定の解析上の取扱いについて、その妥当性の確認を行った。

- 盛土が礫を含んでいるため、動的変形試験は大型繰返し三軸試験を適用しており、ひずみデータの取得範囲に制限があるが、試験終了時に供試体が破壊に至っていないことを確認した。また、液状化強度試験の状況を踏まえると、ひずみデータの取得範囲を超える領域でもすぐに破壊には至らない。
- 解析上の発生ひずみは、部分的には動的変形試験のデータ取得範囲である約 2.0×10^{-3} を超える箇所がある。
- 修正 GHE モデルにおいて、大ひずみ領域での骨格を静的強度試験に基づき設定することは、実験によっても有効性が確認されている。
- 地盤安定解析（等価線形解析）及び逐次非線形解析を含む全応力解析において、大ひずみ領域での骨格を静的強度試験に基づき設定することは、耐震設計上、保守的な評価を与える。
- 有効応力解析に用いる解析コード F L I P では、大ひずみ領域にフィッティングさせた動的変形特性を設定しているが、地下水位以浅の盛土の動的変形特性が耐震設計に及ぼす影響は小さいことを確認した。

以上から、盛土の骨格設定に関する解析上の取扱いは、耐震設計上妥当である。