

女川原子力発電所2号炉

耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設の 基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価について(補足説明資料)

令和元年 8月 9日
東北電力株式会社

目次

1. 評価断面の選定に関する補足	2
2. 解析用物性値に関する補足	18
3. 安定性評価に関する補足	67
4. 防潮堤の設計方針について	88
5. 地下水位の設定に係る設置許可基準規則への基準適合の考え方 (第752回審査会合(R1.7.30)資料抜粋)	112
6. 液状化影響の検討方針について(第734回審査会合(R1.6.25)資料抜粋)	121

目次

1. 評価断面の選定に関する補足
2. 解析用物性値に関する補足
3. 安定性評価に関する補足
4. 防潮堤の設計方針について
5. 地下水位の設定に係る設置許可基準規則への基準適合の考え方(第752回審査会合(R1.7.30)資料抜粋)
6. 液状化影響の検討方針について(第734回審査会合(R1.6.25)資料抜粋)

1. 評価断面の選定に関する補足

1. 1 対象施設の諸元(O.P.+14.8m盤の直接基礎)

対象施設			施設の重量※1 (MN)	施設の 接地面積 (m ²)	施設の 接地圧 (MN/m ²)
O.P.+14.8m盤の 対象施設	直接 基礎	原子炉建屋	3,415	6,468	0.53
		制御建屋	359	1,845	0.19
		排気筒	608	1,444	0.42
		復水貯蔵タンク基礎	159	868	0.18
		海水ポンプ室	786	2,318	0.34
		取水口	140	991	0.14
		取水路	211	1,846	0.12
		排気筒連絡ダクト	81	1,087	0.07
		補機配管ダクト	15	110	0.14
		軽油タンク室	69	649	0.11
		軽油タンク室(H)	30	182	0.16
		軽油タンク連絡ダクト	13	216	0.06
		取放水路流路縮小工(1号炉取水路)	1	18	0.06
		取放水路流路縮小工(1号炉放水路)	2	36	0.06
		3号炉海水ポンプ室	669	1,766	0.38
		3号炉海水熱交換器建屋	523	1,740	0.30
		3号炉補機冷却海水系放水ピット	23	44	0.52
		逆流防止設備	2	28	0.07
		貫通部止水処置	1	8	0.13
		揚水井戸	2	24	0.08
		防潮堤 (盛土堤防)	セメント改良土	2,289	0.26※2
			置換コンクリート	808	0.40※3
			計	3,097	—

※1:施設の重量は基本設計段階の情報に基づく。

※2:セメント改良土の形状が断面によって異なるため、セメント改良土の重量が大きくなる断面の形状にて算出。

※3:置換コンクリートの設置レベルが断面によって異なるため、設置レベルが深くなり、置換コンクリートの重量が大きくなる断面の形状にて算出。

1. 評価断面の選定に関する補足

1. 1 対象施設の諸元(O.P.+14.8m盤の杭基礎及びO.P.+62m盤の直接基礎)

対象施設				施設の重量※ ¹ (MN)	施設の 接地面積(m ²)	施設の 接地圧(MN/m ²)
O.P.+14.8m盤の 対象施設	杭 基 礎	防潮堤 (鋼管式鉛直壁) 一般部 (1ブロック36m あたり)	鋼管杭 (鋼管杭が支持する鋼 製遮水壁, 止水目地, 頂部はり含む)	23	44	0.52
			背面補強工	62	437	0.14
			置換コンクリート	327※ ²	455	0.72
			計	412※ ²	936	—
		防潮堤 (鋼管式鉛直壁) 岩盤部	鋼管杭 (鋼管杭が支持する鋼 製遮水壁, 止水目地 含む)	2	5	0.40
		防潮壁	2号炉海水ポンプ室※ ³	23	16	1.44
			3号炉海水ポンプ室※ ³	11	9	1.22
			2号炉放水立坑※ ³	2	2	1.00
			3号炉放水立坑※ ³	3	3	1.00

対象施設			施設の重量※ ¹ (MN)	施設の 接地面積(m ²)	施設の 接地圧(MN/m ²)
O.P.+62m盤の 対象施設	直 接 基 礎	緊急時対策建屋	581	2,209	0.26
		緊急用電気品建屋	131	810	0.16
		ガスタービン発電設備軽油タンク室	51	447	0.11

※¹:施設の重量は基本設計段階の情報に基づく。

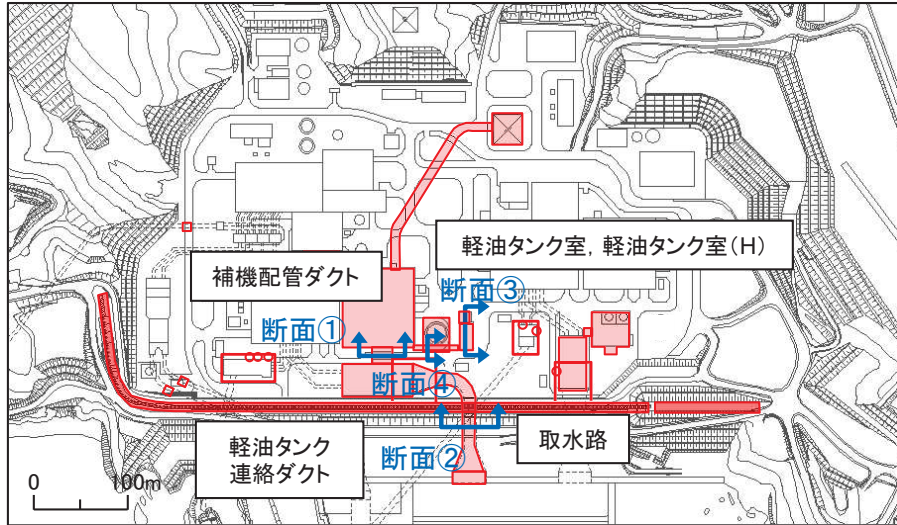
※²:置換コンクリートの設置レベルが断面によって異なるため、設置レベルが深くなり、置換コンクリートの重量が大きくなる断面にて算出。

※³:各防潮壁において、最大重量となるブロックの重量を示す。

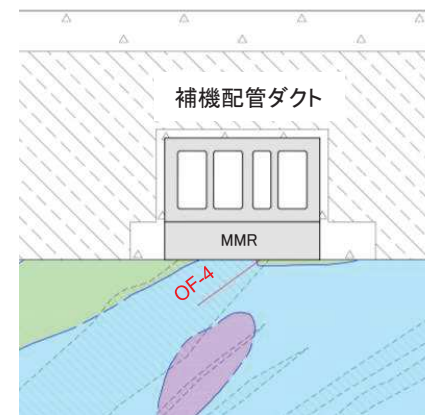
1. 評価断面の選定に関する補足

1.2 補機配管ダクト, 取水路, 軽油タンク室, 軽油タンク室(H), 軽油タンク連絡ダクト

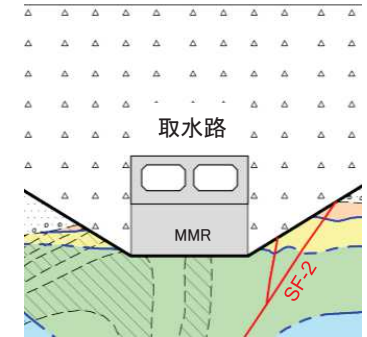
- ・ 地中構造物である補機配管ダクト, 取水路, 軽油タンク室, 軽油タンク室(H)及び軽油タンク連絡ダクトはMMRを介して岩盤に支持されている。
- ・ 軽油タンク室, 軽油タンク室(H)及び各々のMMRは, 独立した構造及び基礎とする方針である。



対象施設配置図

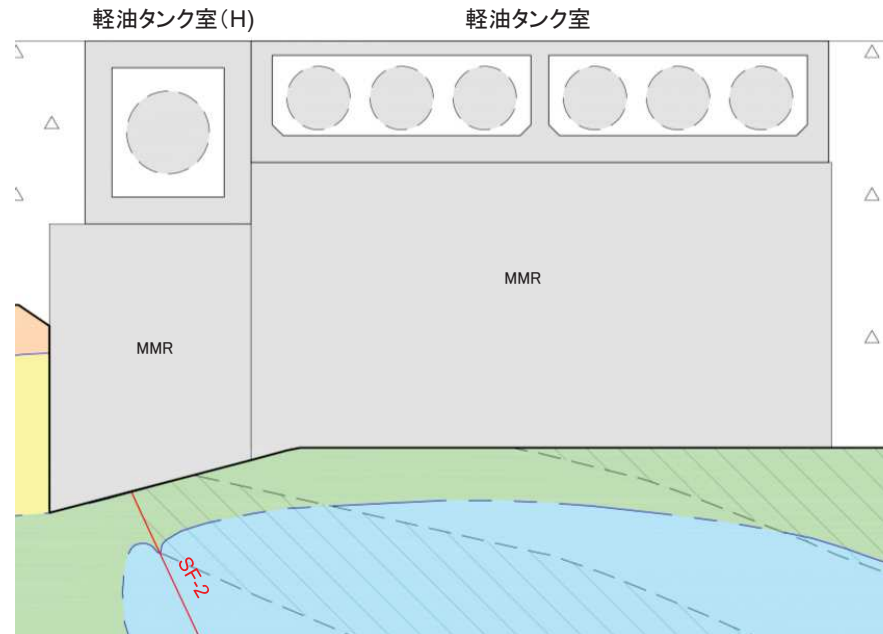


断面①

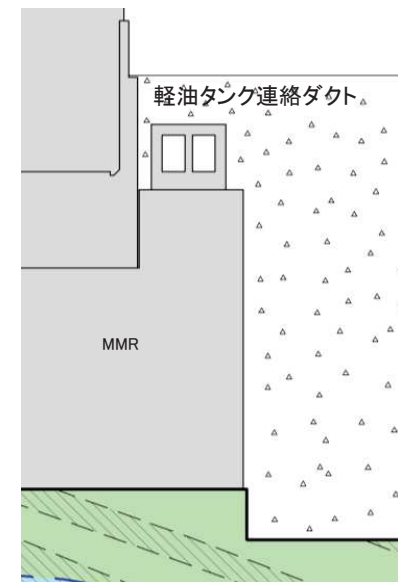


断面②

0 10 20(m)



断面③



断面④

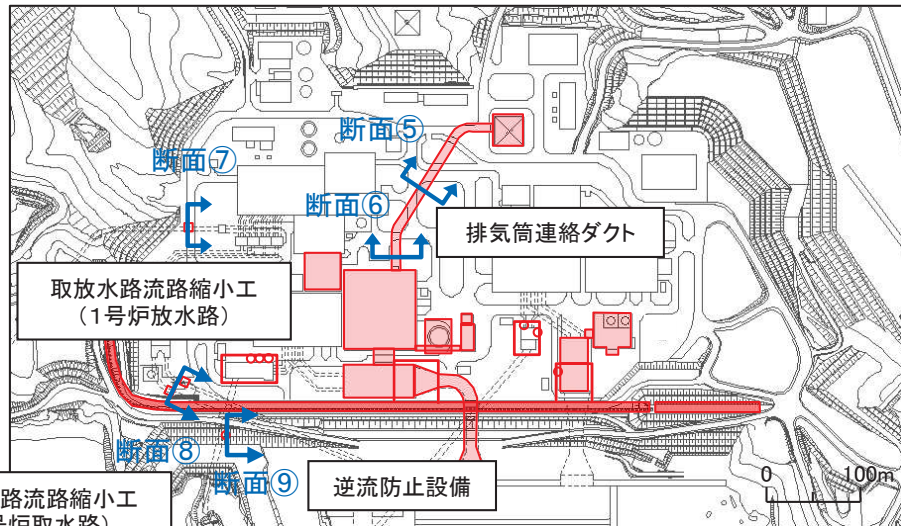
0 5 10(m)

凡 例		[岩盤分類]	
	B 級		盛 土
	CH 級		第四系(砂礫)
	CM 級		砂 岩
	CL 級		頁 岩
	D 級		ひ ん 岩
			改良地盤
	岩盤分類境界		
	地 質 境 界		
	断 層		
	ボ ー リ ン グ		
	掘 削 線		

1. 評価断面の選定に関する補足

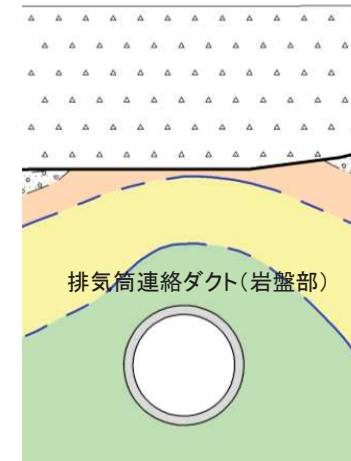
1.2 排気筒連絡ダクト(岩盤部, 土砂部), 取放水路流路縮小工(1号炉放水路, 1号炉取水路), 逆流防止設備

- 地中構造物である排気筒連絡ダクト, 取放水路流路縮小工及び逆流防止設備は, 直接岩盤に支持されている。

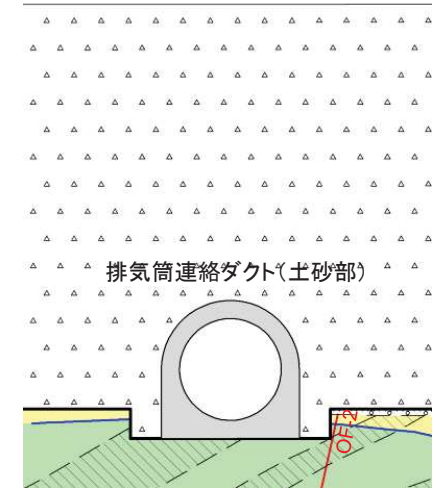


対象施設配置図

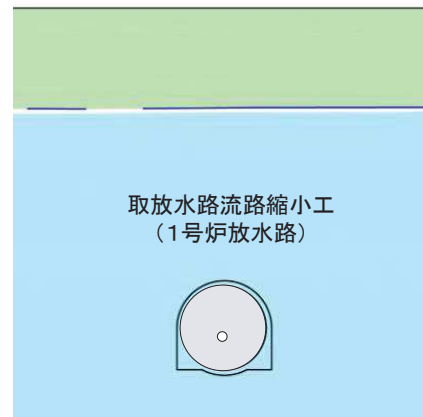
凡 例		[岩盤分類]	
	B 級		盛 土
	CH 級		第四系(砂礫)
	CM 級		砂 岩
	CL 級		頁 岩
	D 級		
	岩盤分類境界		地 質 界 限
	断 層		ボ ー リ ン グ
	掘 削 線		



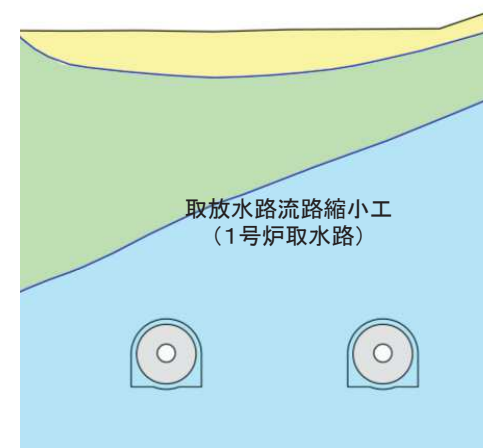
断面⑤



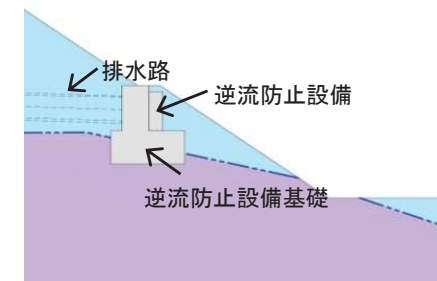
断面⑥



断面⑦



断面⑧



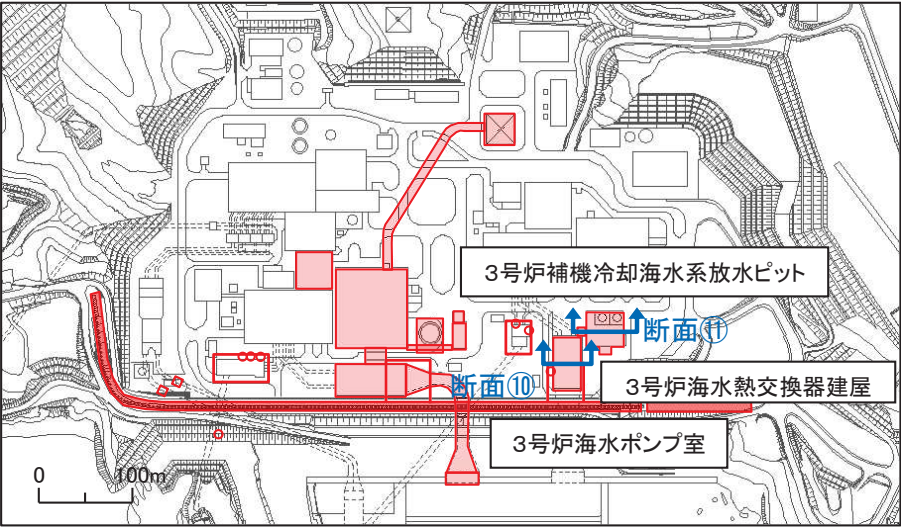
断面⑨

0 5 10(m)

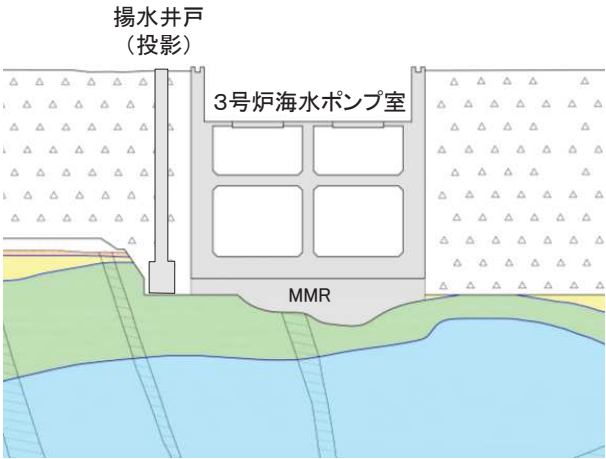
1. 評価断面の選定に関する補足

1. 2 3号炉海水ポンプ室, 揚水井戸, 3号炉海水熱交換器建屋, 3号炉補機冷却海水系放水ピット

- ・ 地中構造物である3号炉海水ポンプ室, 揚水井戸, 3号炉海水熱交換器建屋, 3号炉補機冷却海水系放水ピットは直接又はMMRを介して岩盤に支持されている。
- ・ 3号炉海水熱交換器建屋, 3号炉補機冷却海水系放水ピット及び各々のMMRは, 独立した構造及び基礎とする方針である。

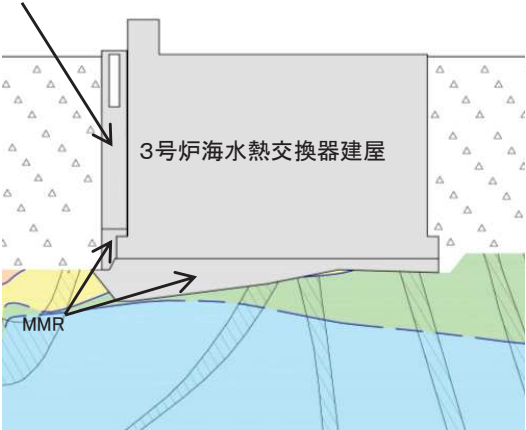


対象施設配置図

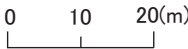


断面⑩

3号炉補機冷却海水系放水ピット



断面⑪

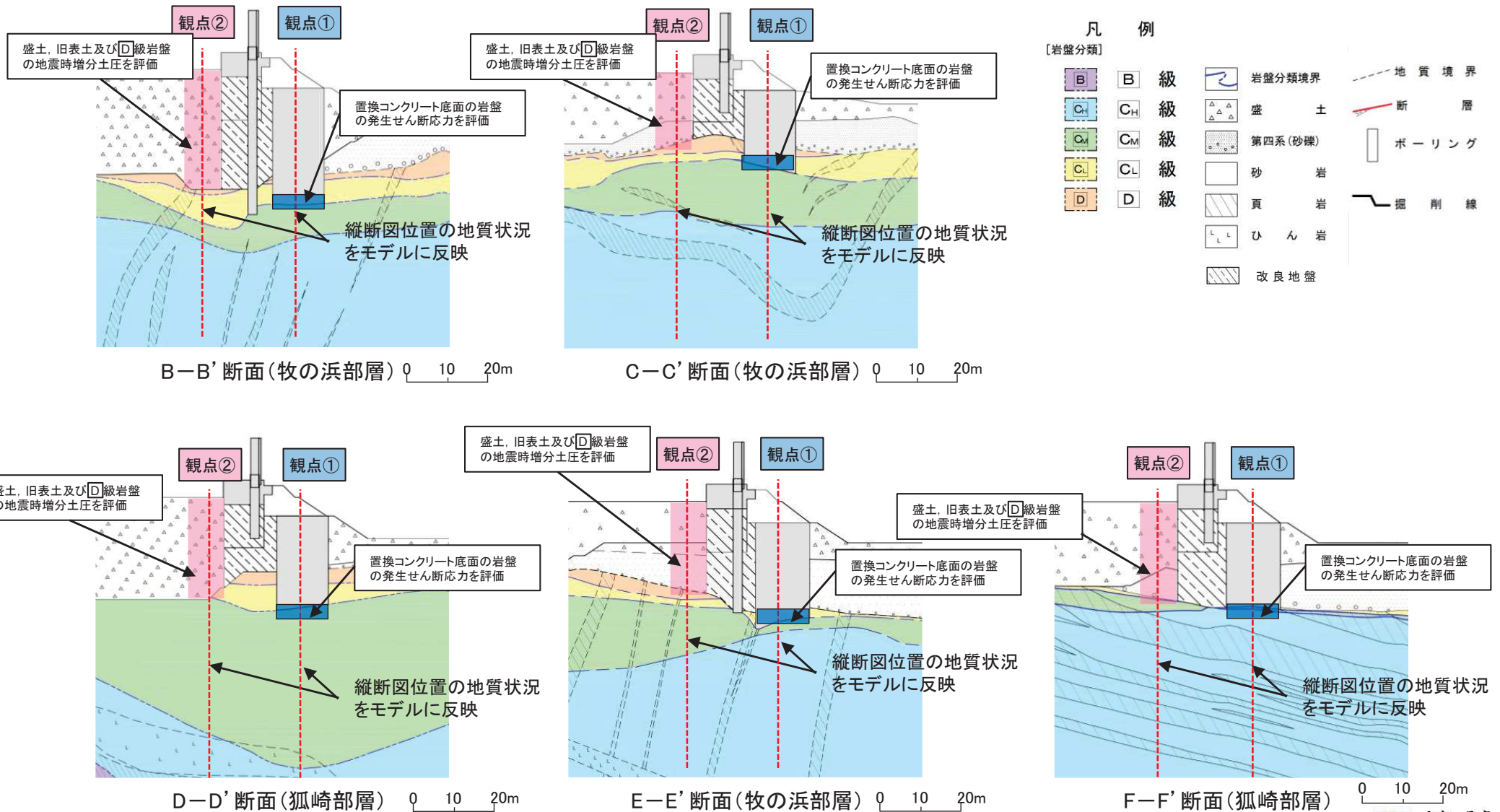


凡 例			
[岩盤分類]			
B	級	岩盤分類境界	地質境界
C _H	級	盛土	断層
C _M	級	第四系(砂礫)	ボーリング
C _L	級	砂岩	掘削線
D	級	頁岩	
		ひん岩	

1. 評価断面の選定に関する補足

1.3 一次元波動論による地震応答解析モデルの補足

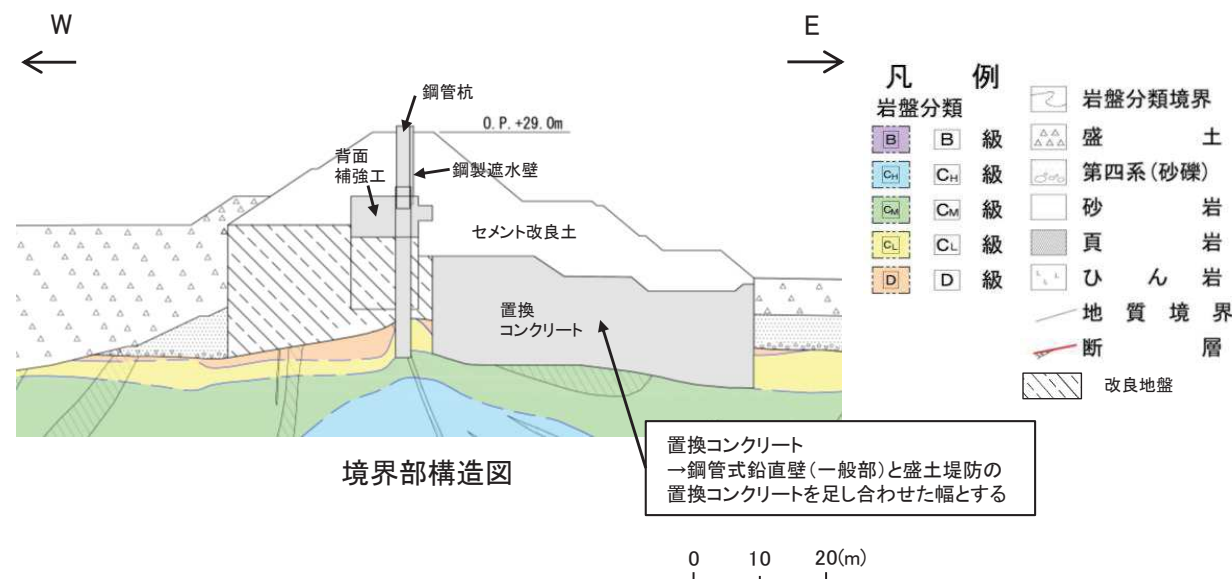
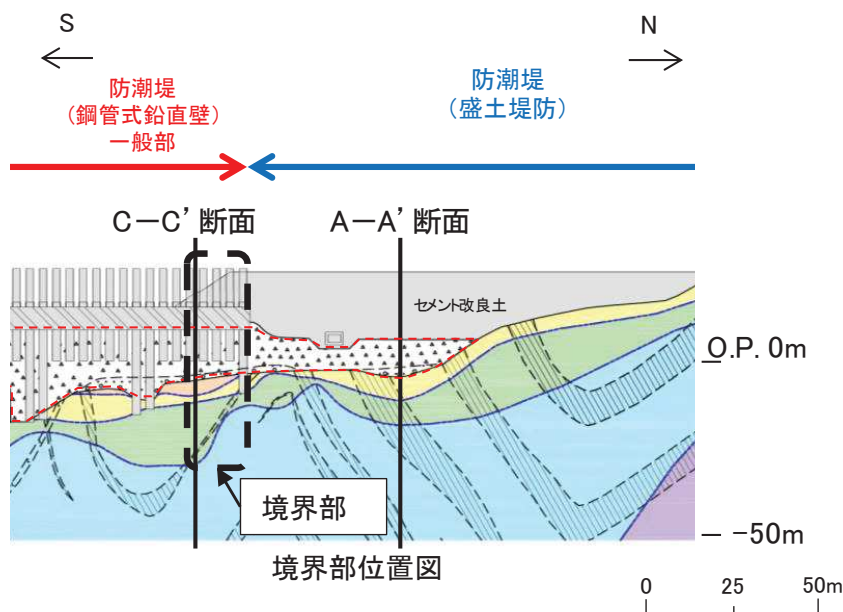
- 一次元波動論による地震応答解析モデルについて、各断面の詳細を以下に示す。



1. 評価断面の選定に関する補足

1.4 防潮堤(鋼管式鉛直壁)一般部と防潮堤(盛土堤防)の境界部について

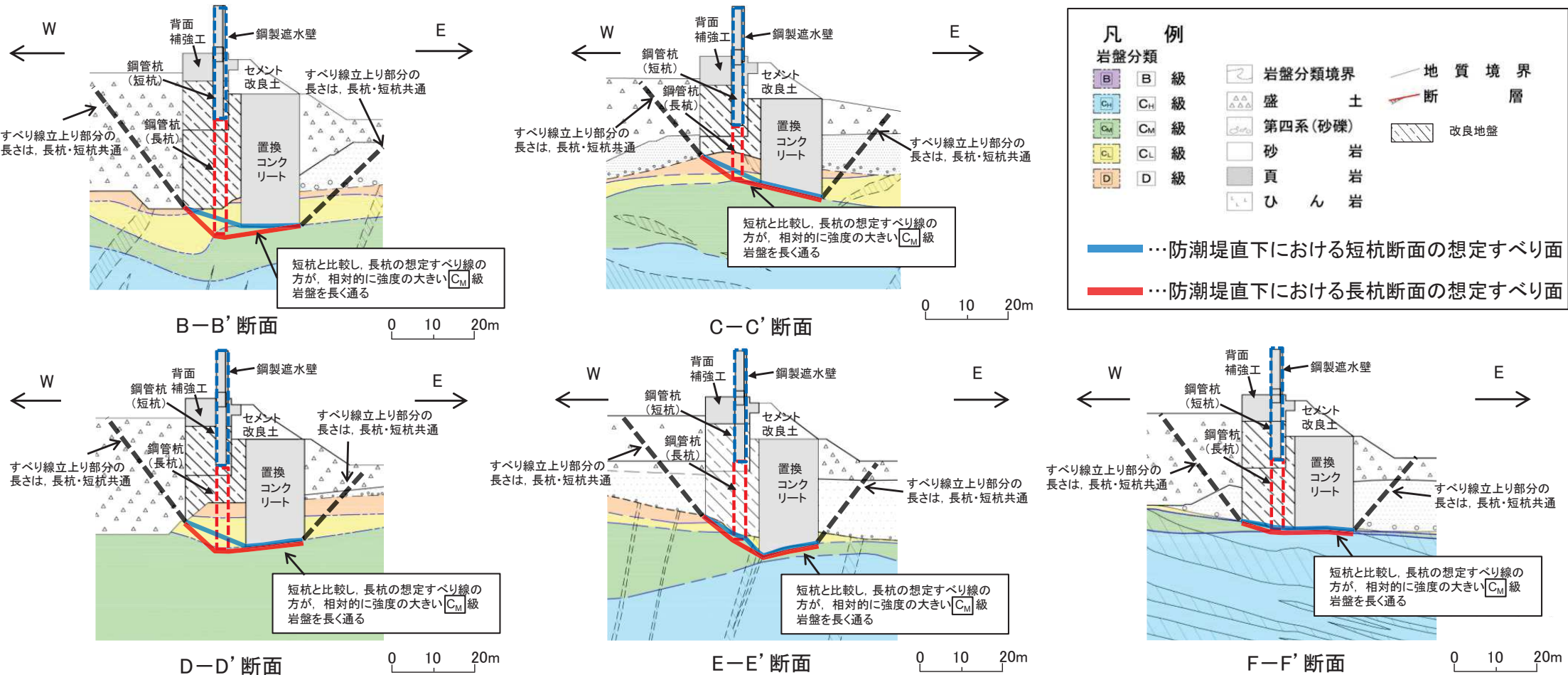
- 防潮堤(鋼管式鉛直壁)一般部及び防潮堤(盛土堤防)の構造が重なる部分(境界部)については、施設重量は防潮堤(盛土堤防)と大きな相違はないが、防潮堤(鋼管式鉛直壁)一般部及び防潮堤(盛土堤防)のそれぞれの置換コンクリート幅を足し合わせた幅とするため、 C_M 級岩盤を通すべり線が長くなり、せん断抵抗力が大きくなることから、評価断面の選定に当たっては、防潮堤(鋼管式鉛直壁)一般部及び防潮堤(盛土堤防)の標準的な構造となる断面から選定した。
- なお、境界部のうちD級岩盤が厚いC-C'断面において、本体資料3. 5. 2. 5に示すとおり一次元波動論による地震応答解析を実施し観点①及び観点②ともに防潮堤(鋼管式鉛直壁)一般部の評価断面(B-B'断面)よりも小さくなることを確認した。



1. 評価断面の選定に関する補足

1.5 長杭と短杭の想定すべり面比較

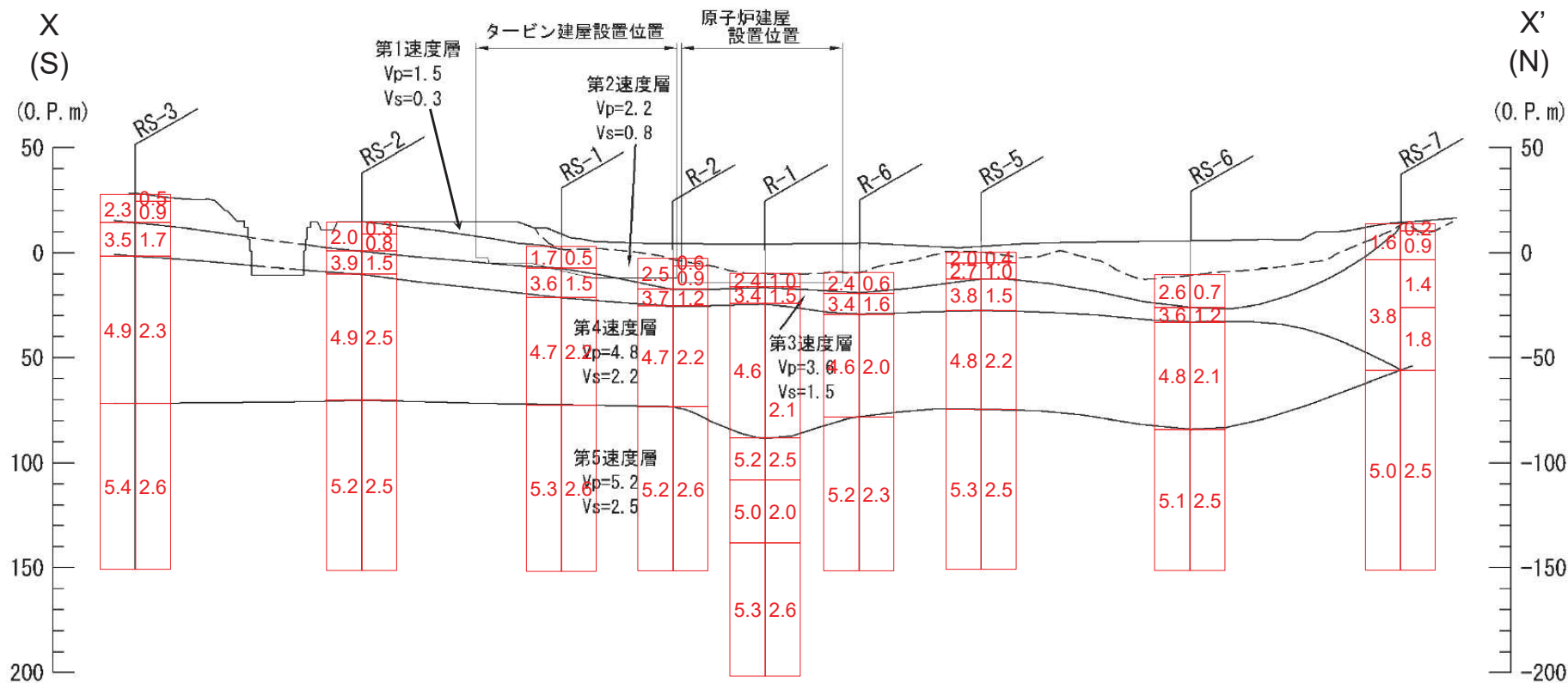
- 防潮堤(鋼管式鉛直壁)一般部の鋼管杭は、長杭と短杭から構成される。基礎地盤の安定性評価においては、選定した評価断面に杭を投影してモデル化の上、評価を実施するが、以下の理由により、短杭を代表して投影することにより、長杭も包含した評価が可能となる。
 - 一鋼管杭、置換コンクリート及び背面補強工は、第4条及び第5条への適合において、施設の健全性を保持するために、おおむね弾性状態に留まることを確認することから、基礎地盤のすべりとしては、施設を貫通するようなすべりは想定しない。そのため、長杭の断面では防潮堤直下の想定すべり面を設定する自由度が限定される。
 - 一防潮堤直下の想定すべり面においては、長杭をモデル化した場合の想定すべり面の方が、短杭をモデル化した場合の想定すべり面よりも長く(深く)なり、相対的にせん断強度の大きい岩盤を通る長さが同等以上となることから、長杭断面のすべり安全率が短杭断面よりも大きく評価されることが想定される。(下図に地質状況の異なるB-B'断面～F-F'断面における、長杭と短杭の想定すべり面の比較を示す。)



1. 評価断面の選定に関する補足

1. 6 速度層構造(原子炉建屋(X-X' 断面)のPS検層)

- 原子炉建屋基礎地盤の速度層構造については、おおむね水平な成層構造をなす5層に区分される。
- 速度層境界については、局所的なゆらぎはあるものの各ボーリング孔の全体的な傾向をみて区分し、各孔の深度をなめらかに結んでいる。



速度層構造図(X-X'断面)

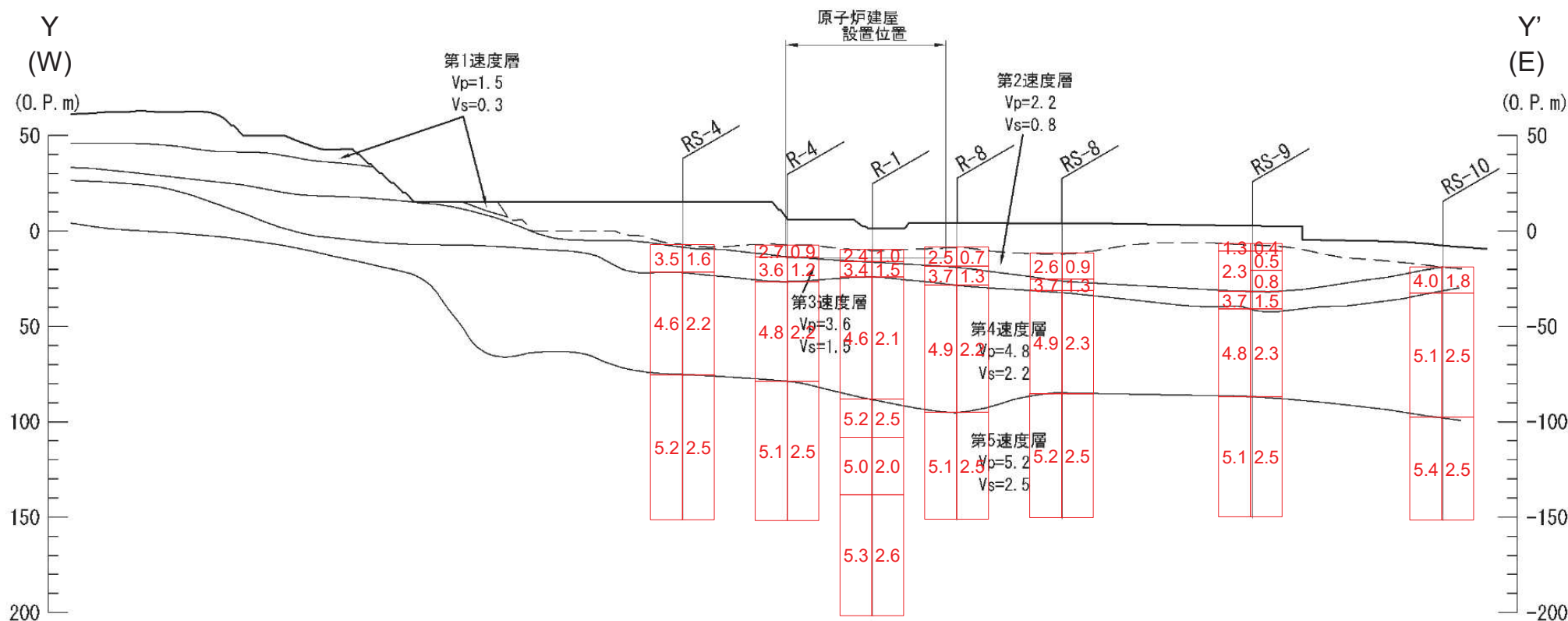
単位 km/sec 0 50m

V_p (km/s)	V_s (km/s)
-----------------	-----------------

1. 評価断面の選定に関する補足

1. 6 速度層構造(原子炉建屋(Y-Y' 断面)のPS検層)

- 原子炉建屋基礎地盤の速度層構造については、おおむね水平な成層構造をなす5層に区分される。
- 速度層境界については、局所的なゆらぎはあるものの各ボーリング孔の全体的な傾向をみて区分し、各孔の深度をなめらかに結んでいる。



速度層構造図(Y-Y'断面)

単位 km/sec

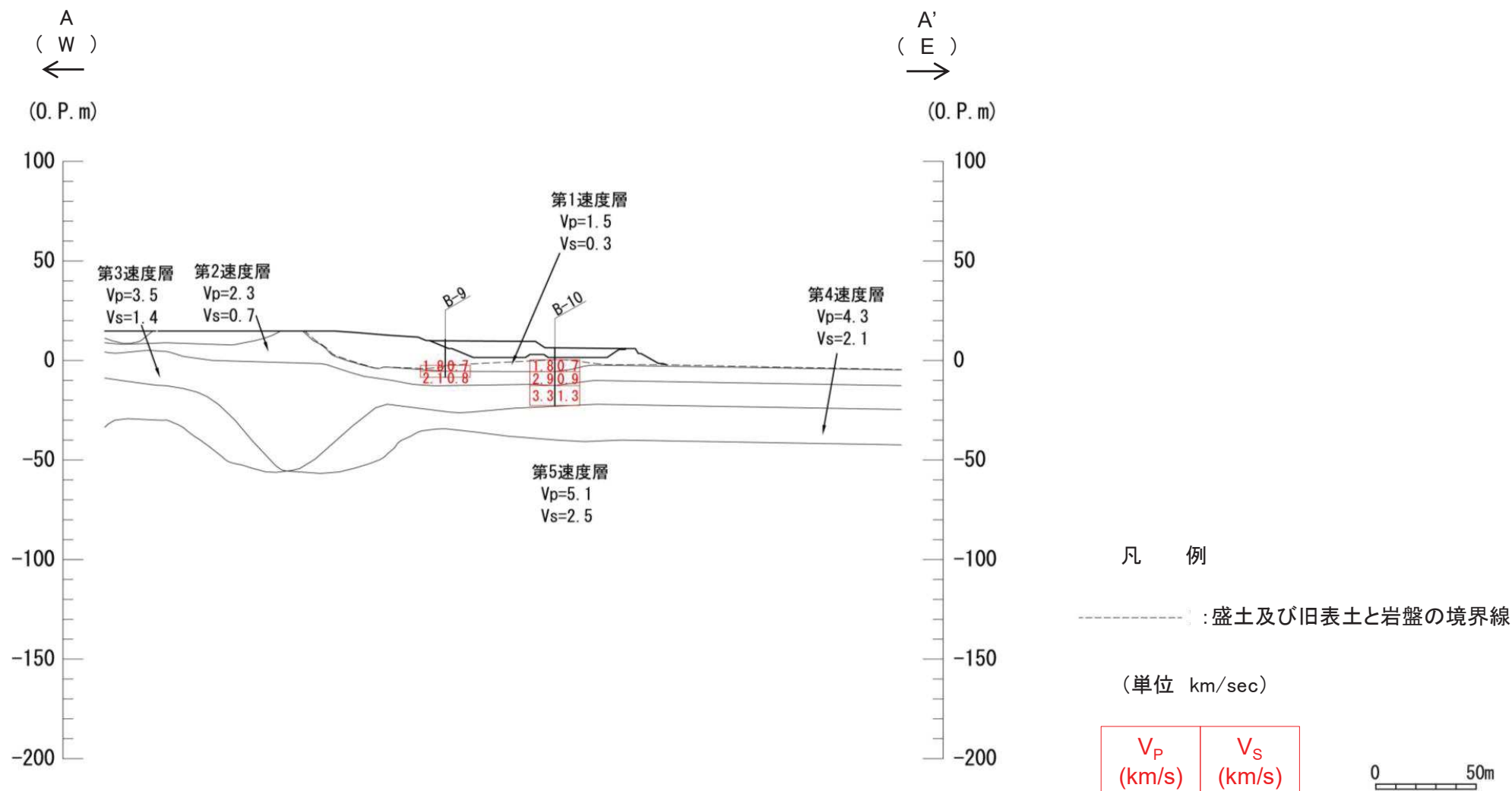
0 50m

V_p (km/s)	V_s (km/s)
-----------------	-----------------

1. 評価断面の選定に関する補足

1. 6 速度層構造(防潮堤(盛土堤防)(A-A' 断面)のPS検層)

- 防潮堤(盛土堤防)基礎地盤の速度層構造については、おおむね水平な成層構造をなす5層に区分される。
- 速度層境界については、局所的なゆらぎはあるものの各ボーリング孔の全体的な傾向をみて区分し、各孔の深度をなめらかに結んでいる。

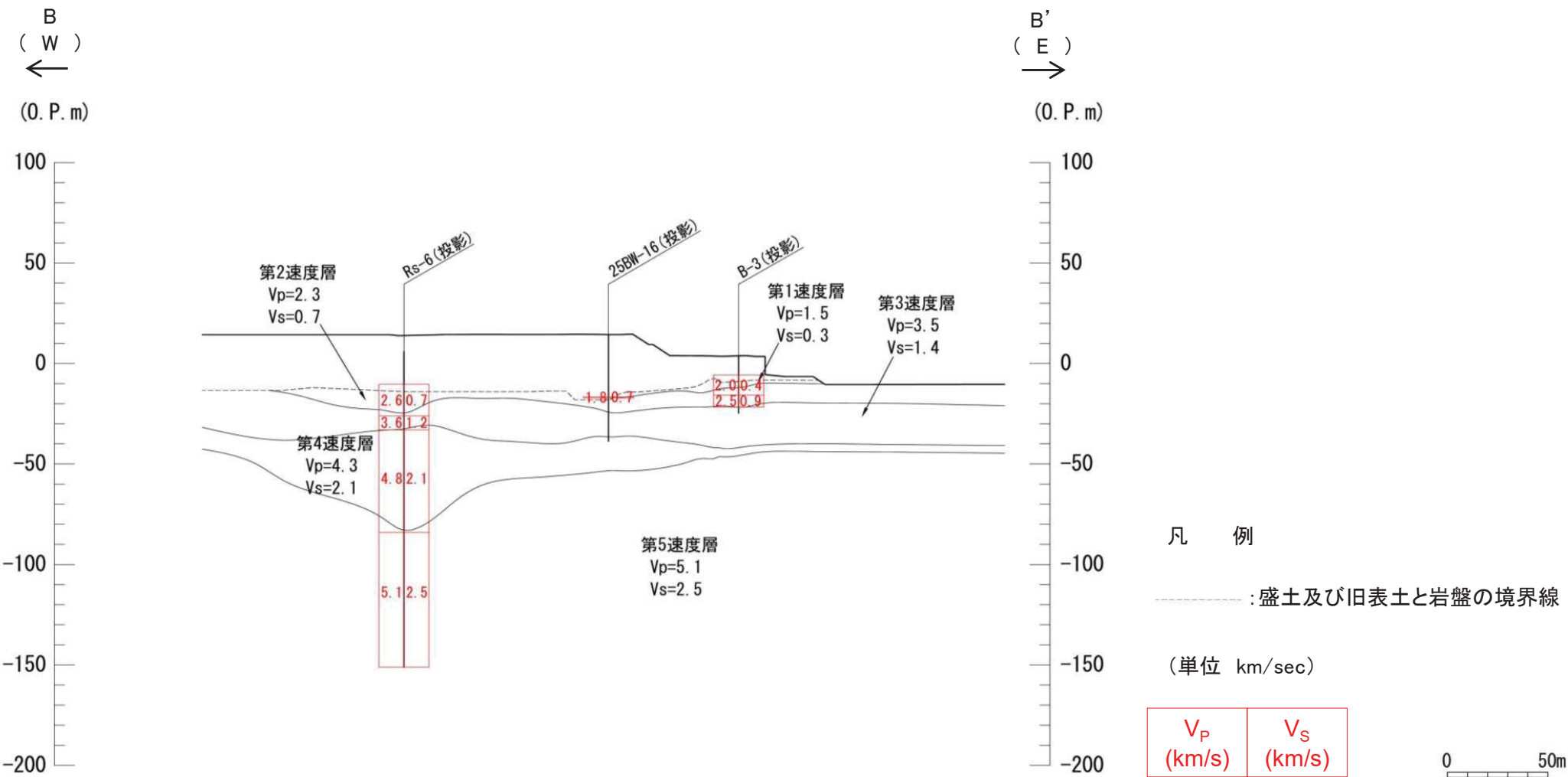


速度層構造図(A-A' 断面)

1. 評価断面の選定に関する補足

1. 6 速度層構造(防潮堤(鋼管式鉛直壁)(B-B' 断面)のPS検層)

- 防潮堤(鋼管式鉛直壁)基礎地盤の速度層構造については、おおむね水平な成層構造をなす5層に区分される。
- 速度層境界については、局所的なゆらぎはあるものの各ボーリング孔の全体的な傾向をみて区分し、各孔の深度をなめらかに結んでいる。

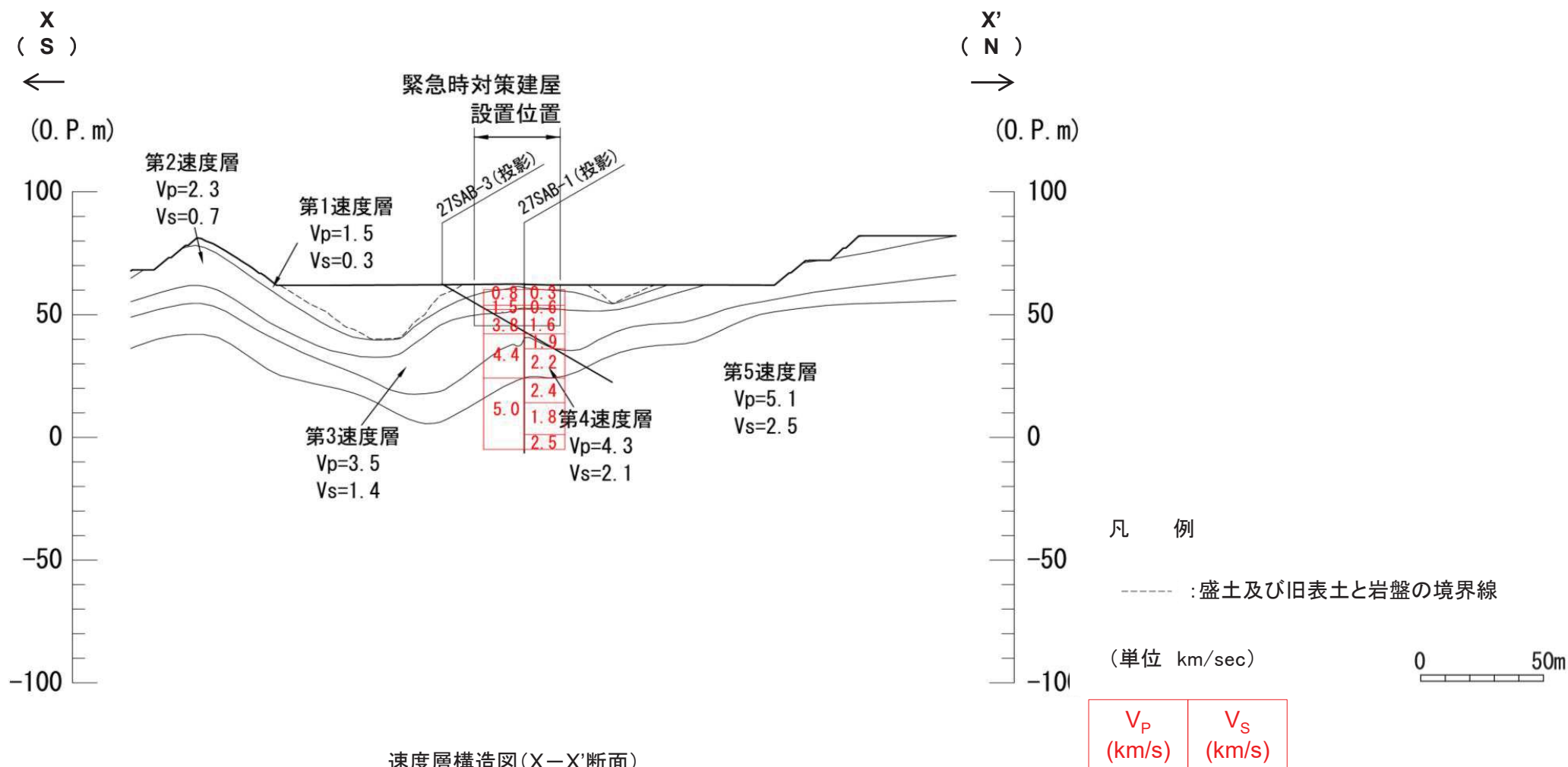


速度層構造図(B-B' 断面)

1. 評価断面の選定に関する補足

1.6 速度層構造(緊急時対策建屋(X-X'断面)のPS検層)

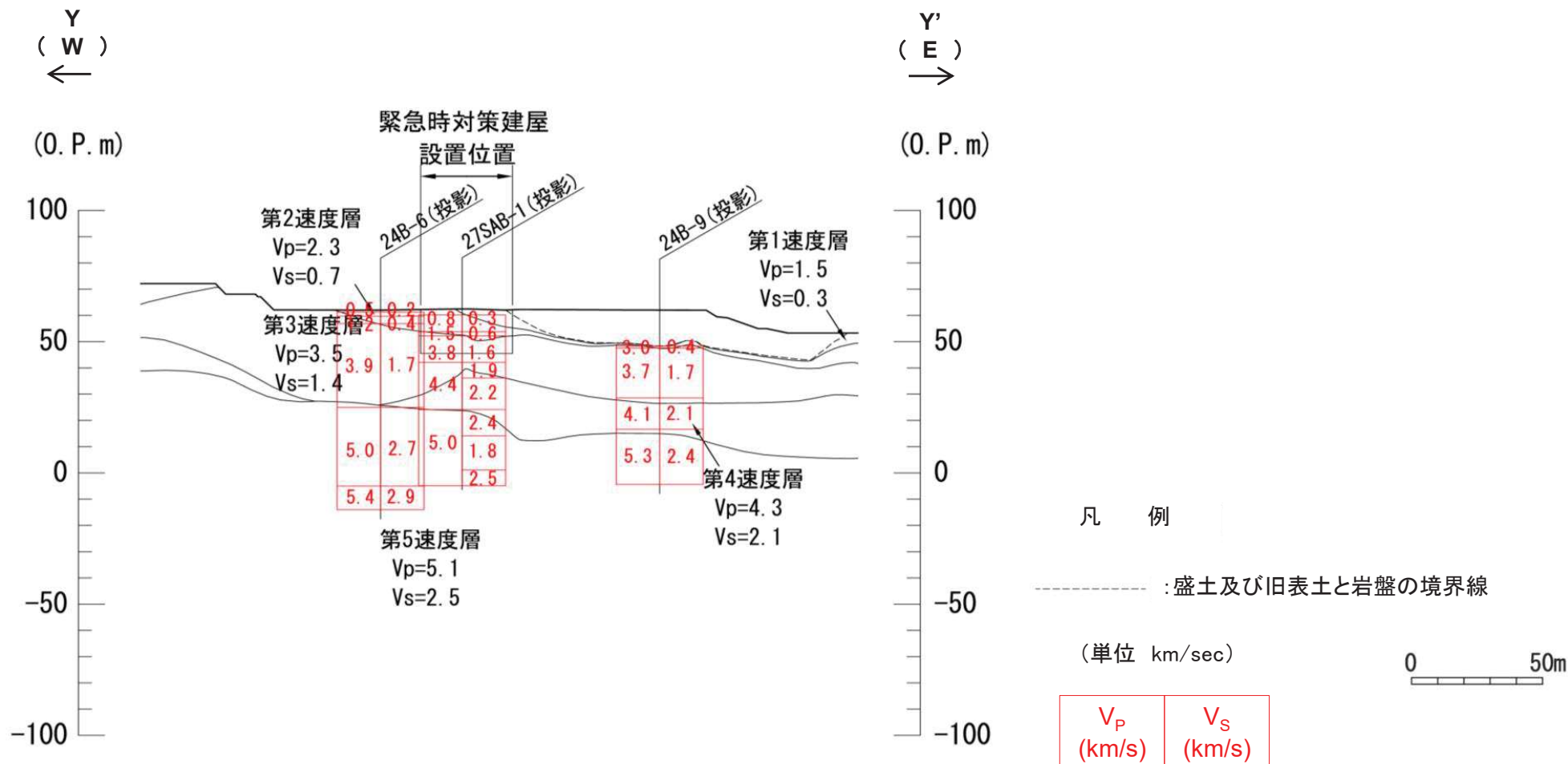
- 緊急時対策建屋基礎地盤の速度層構造については、おおむね水平な成層構造をなす5層に区分される。
- 速度層境界については、局所的なゆらぎはあるものの各ボーリング孔の全体的な傾向をみて区分し、各孔の深度をなめらかに結んでいる。



1. 評価断面の選定に関する補足

1. 6 速度層構造(緊急時対策建屋(Y-Y' 断面)のPS検層)

- 緊急時対策建屋基礎地盤の速度層構造については、おおむね水平な成層構造をなす5層に区分される。
- 速度層境界については、局所的なゆらぎはあるものの各ボーリング孔の全体的な傾向をみて区分し、各孔の深度をなめらかに結んでいる。



速度層構造図(Y-Y'断面)

目次

1. 評価断面の選定に関する補足
- 2. 解析用物性値に関する補足**
3. 安定性評価に関する補足
4. 防潮堤の設計方針について
5. 地下水位の設定に係る設置許可基準規則への基準適合の考え方(第752回審査会合(R1.7.30)資料抜粋)
6. 液状化影響の検討方針について(第734回審査会合(R1.6.25)資料抜粋)

2. 解析用物性値に関する補足

2. 1 岩盤分類(ボーリングコアの岩級区分)

- 女川原子力発電所の地盤は砂岩、頁岩及びひん岩で構成される硬質岩盤であることから、硬質岩盤で一般に用いられている電研式岩盤分類(菊地ほか(1984))を基本とした。
- ボーリングコアについては、構成粒子の変質とハンマの打診に基づく5段階の風化度区分と、コア形状に基づく5段階の形状区分を設定し、岩種ごとにB', C_H', C_M', C_L', D' 級に分類した。

■ コアの風化度区分基準

区分	特徴
1	新鮮
2	かなり新鮮
3	中程度風化
4	かなり風化
5	強風化粘土状

■ コア形状区分基準

区分	特徴	
A	長柱状	20cm以上のコア
B	短柱状	5～20cmのコア
C	岩片状	3～5cmのコア
D	細片状	3cm以下のコア
E	土砂状, 粘土状	

■ コアの岩級区分基準

		コアの風化度区分				
		1	2	3	4	5
コアの 形状 区分	A	B'	C _H '	C _M '	C _L '	D'
	B	C _H '	C _H '	C _M '	C _L '	D'
	C	C _H '	C _H '	C _M '	C _L '	D'
	D	C _M '	C _M '	C _L '	C _L '	D'
	E	—	—	—	C _L '	D'

2. 解析用物性値に関する補足

2. 1 岩盤分類(試掘坑内の岩級区分)

- 試掘坑壁面については、岩盤の風化度区分と割れ目の頻度を分類要素として岩級区分を行った。
- 周辺の岩盤状況を考慮して、岩種ごとにB", C_H", C_M", C_L", D"級に分類した。

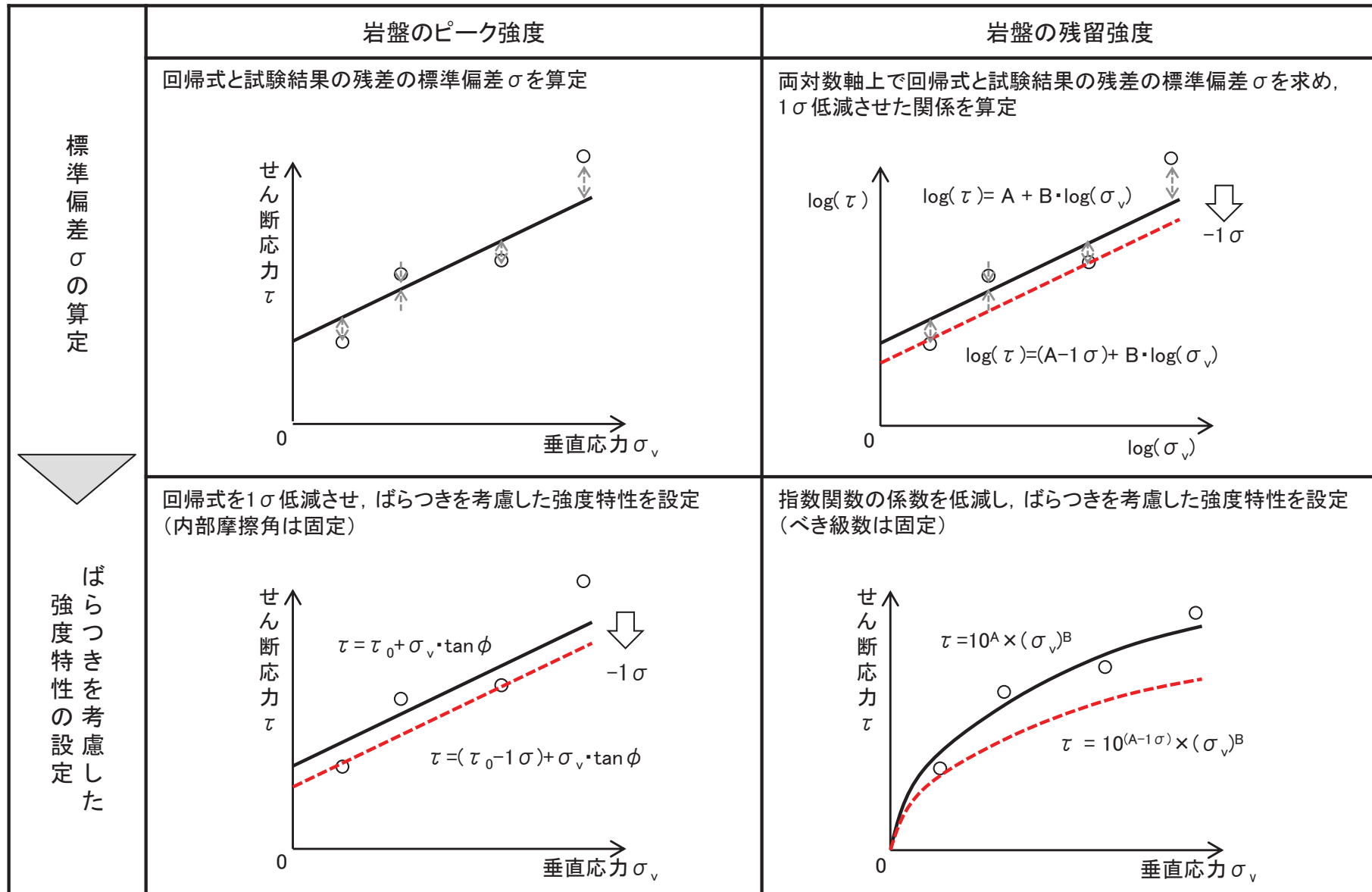
試掘坑壁面の岩級区分基準

	砂岩 及び ひん岩	頁 岩
B"級	- 全体的に新鮮で、暗灰色～暗青灰色を呈する。 - 割れ目間隔20cm程度以上である。 - ハンマーの強打で割れ、澄んだ金属音を発する。	- 全体的に新鮮で、黒～暗灰色を呈する。 - 割れ目間隔20cm程度以上である。 - ハンマーの強打で割れ、澄んだ金属音を発する。
C _H "級	- 全体的にわずかに風化をうけ、暗灰～黄灰褐色を呈する。岩芯が新鮮な青灰色部を含む。長石類が黄褐色に風化汚染されている。 - 割れ目間隔は、主として5～20cm程度である。 - ハンマーの強打で割れ、やや濁った金属音を発する。	- 割れ目沿いにわずかに風化汚染をうけ、黒～暗灰色を呈する。砂質ラミナにわずかに褐色汚染が認められることがある。岩片角はナイフで削れる。 - 割れ目間隔は主として5～20cm程度である。 - ハンマーの強打～中打で割れ、やや濁った金属音を発する。
C _M "級	- 全体的に風化をうけ、淡黄褐～黄褐色を呈する。指先の摩擦で粒子がほとんど分離しないものから、岩片を指圧で割れるものまでである。 - 割れ目間隔は、主として3～10cm程度である。 - ハンマーの中打で割れ、濁った音を発する。	- 風化による脱色化が認められ、割れ目沿いは褐色に風化し暗灰～褐灰色を呈する。岩片はナイフで容易に削れる。 - 割れ目間隔は主として3～10cm程度である。 - ハンマーの中～軽打で割れ目沿いに剥離する。濁った音を発する。
C _L "級	- 全体的に強く風化をうけ、黄褐色～褐色を呈する。強い指圧で岩片をすりつぶすことができる。 - 割れ目間隔は、主として3cm程度以下、又は破碎部沿いに認められる割れ目の密集部。 - ハンマーの軽打で容易に岩片上となり、低い濁った音を発する。	- 全体的に強く風化をうけ、灰褐色、又は、脱色して灰白色を呈する。表面が爪で削れ、強い指圧で岩片状に割ることができる。 - 割れ目間隔は主として3cm程度以下、又は、破碎部沿いに認められる割れ目の密集部。 - ハンマーの軽打で容易に細片状となり、低い濁った音を発する。
D"級	- 全体的に著しく風化し、黄灰色～黄褐色を呈する。指圧で容易に岩片をすりつぶすことができる。 - 割れ目は不鮮明なものが多い。 - ハンマーの軽打でくぼみを生じ、著しく低い濁った音を発する。	- 全体的に著しく風化し、脱色して灰白色を呈する。 - 指圧で岩片をすりつぶすことができる。 - ハンマーの軽打でくぼみを生じ、著しく低い濁った音を発する。

2. 解析用物性値に関する補足

2.2 ばらつきを考慮した強度特性の設定方法

- すべり安全率に対しては強度特性のばらつきが大きく影響することから、ばらつきを考慮した強度特性(代表値 $-1.0 \times$ 標準偏差 σ)を設定し、すべり安全率を併せて検討した。



2. 解析用物性値に関する補足 2.3 狐崎部層の解析用物性値

2.3.1 物理特性（単位体積重量の設定）

- 地盤の単位体積重量は、ボーリングコアの密度試験や現場密度試験の結果から設定した。
- 分布範囲が小さい等の理由により試験を実施していない岩種岩級は、同じ岩級の砂岩と同じ値で設定した。
- ただし、**D**級岩盤の物性値は、分布が小さいことや、亀裂や風化により部層の相違による影響が小さいこと等から、狐崎部層と牧の浜部層を同一の物性値としている。（ 部分）

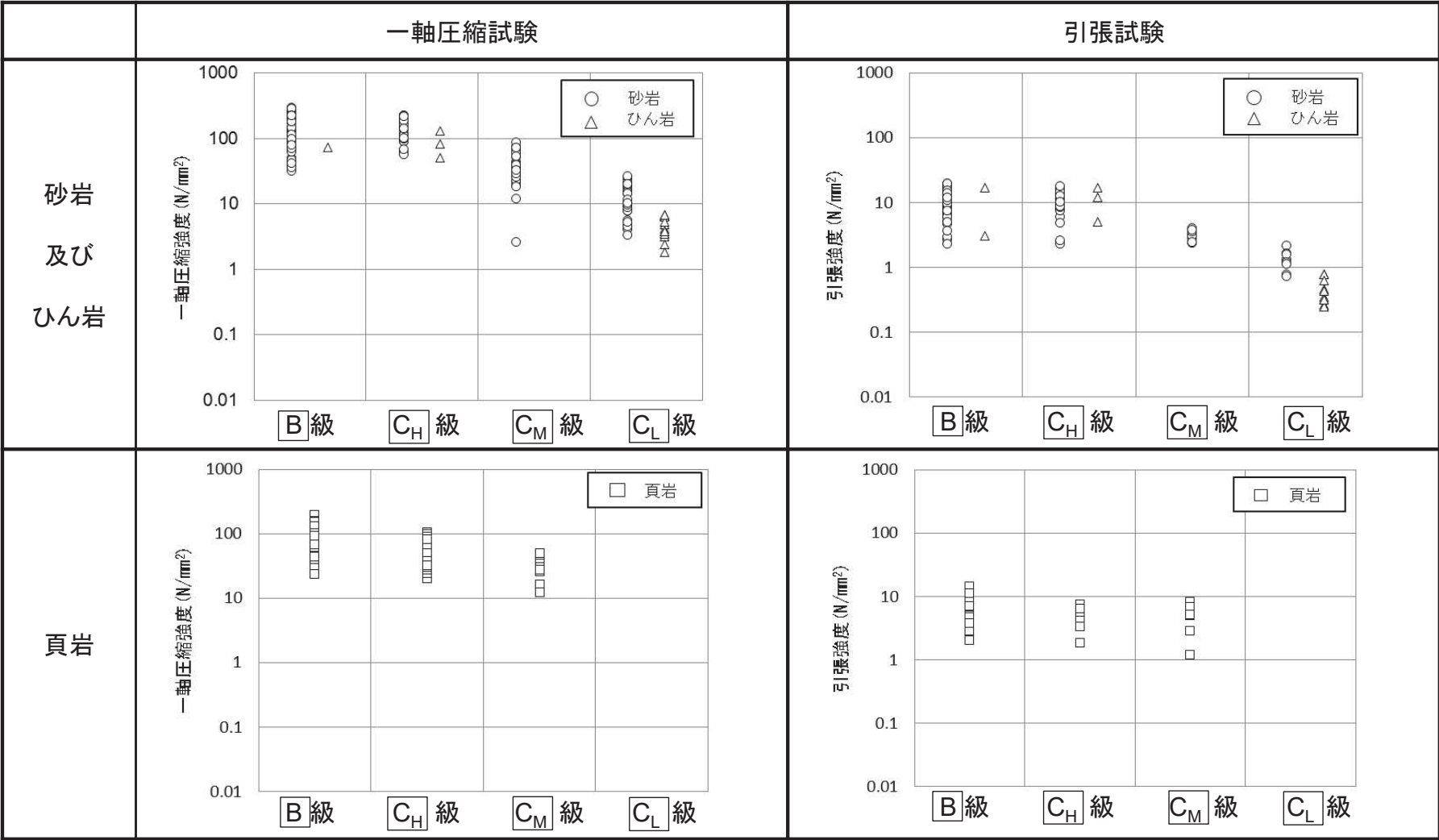
		標本数	単位体積重量(kN/m ³)	備考
B 級	砂 岩	210	26.4	
	頁 岩	95	26.9	
	ひん岩	6	28.7	
C_H 級	砂 岩	39	26.2	
	頁 岩	30	26.6	
	ひん岩	7	28.0	
C_M 級	砂 岩	64	25.2	
	頁 岩	18	25.8	
	ひん岩	—	25.2	砂岩と同じ値
C_L 級	砂 岩	48	24.1	
	頁 岩	—	24.1	砂岩と同じ値
	ひん岩	—	24.1	砂岩と同じ値
D 級	砂 岩	26	20.2	
	頁 岩	—	20.2	換算値※
	ひん岩	—	20.2	砂岩と同じ値

※:換算方法は、「2.4 牧の浜部層の解析用物性値」に示す。

2. 解析用物性値に関する補足 2. 3狐崎部層の解析用物性値

2. 3. 2 強度特性（室内試験）

- ボーリングコア及び試掘坑内で採取したコアを用いて力学試験を実施した。
- ひん岩は分布範囲が局所的かつ小さいことから、全岩級を砂岩と同じ値で設定した。
- B級の砂岩、頁岩の強度は、C_H級の砂岩、頁岩の強度と同等以上と判断できるため、C_H級岩盤と同じ値で設定した。

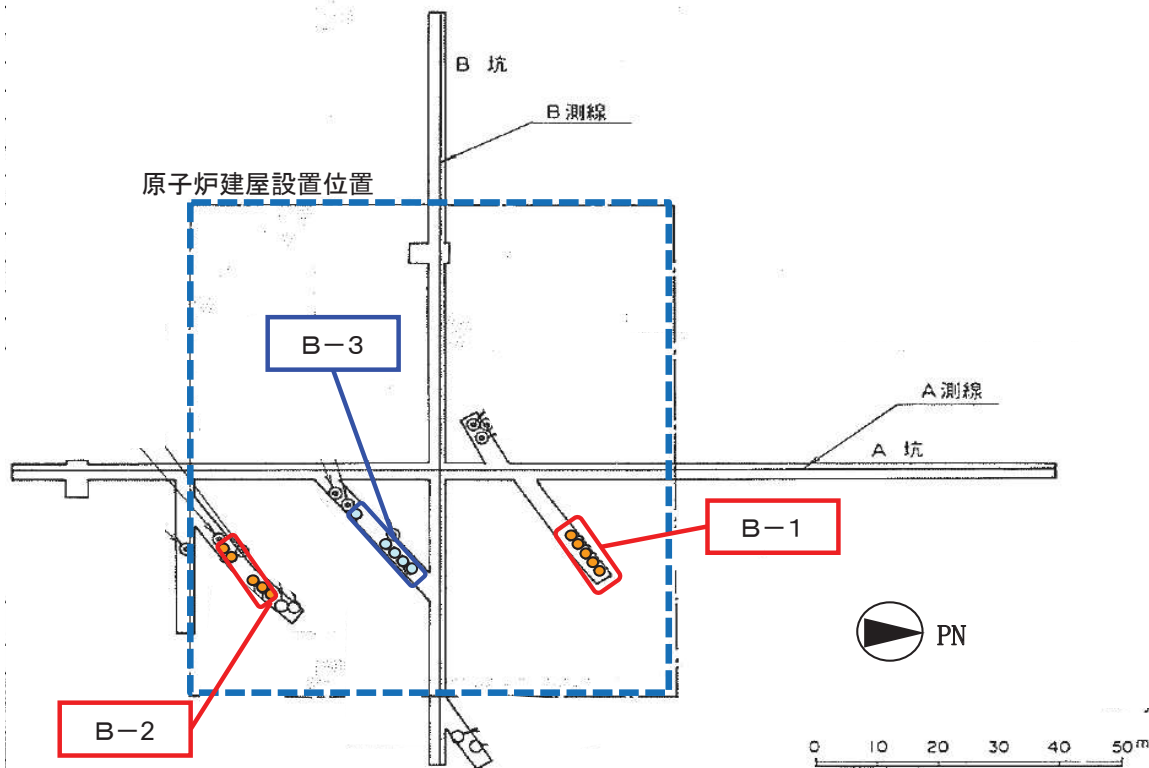


2. 解析用物性値に関する補足 2.3 狐崎部層の解析用物性値

2.3.2 強度特性 (C_H 級, C_M 級岩盤) ①

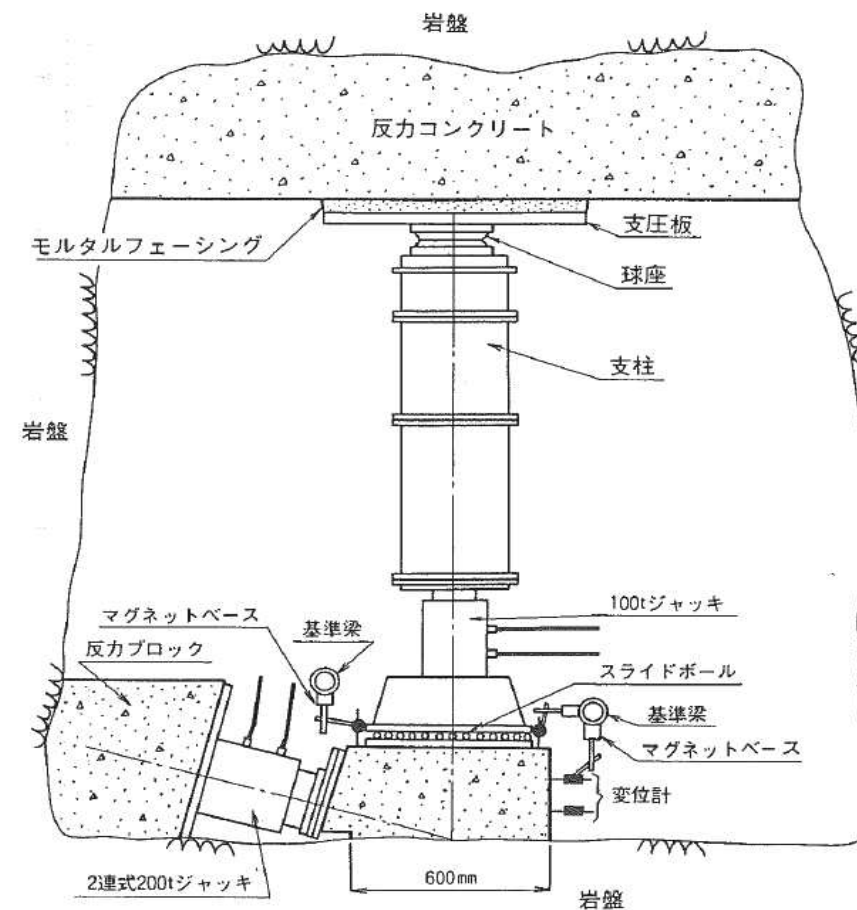
- 砂岩及び頁岩の C_H , C_M 級岩盤の強度特性は、試掘坑内で実施したブロックせん断試験及び摩擦強度試験の結果から設定した。

■ 試験位置



試験位置	岩種	岩盤分類
B-1	砂 岩	C_H 級
B-2	砂 岩	C_M 級
B-3	頁 岩	C_H 級

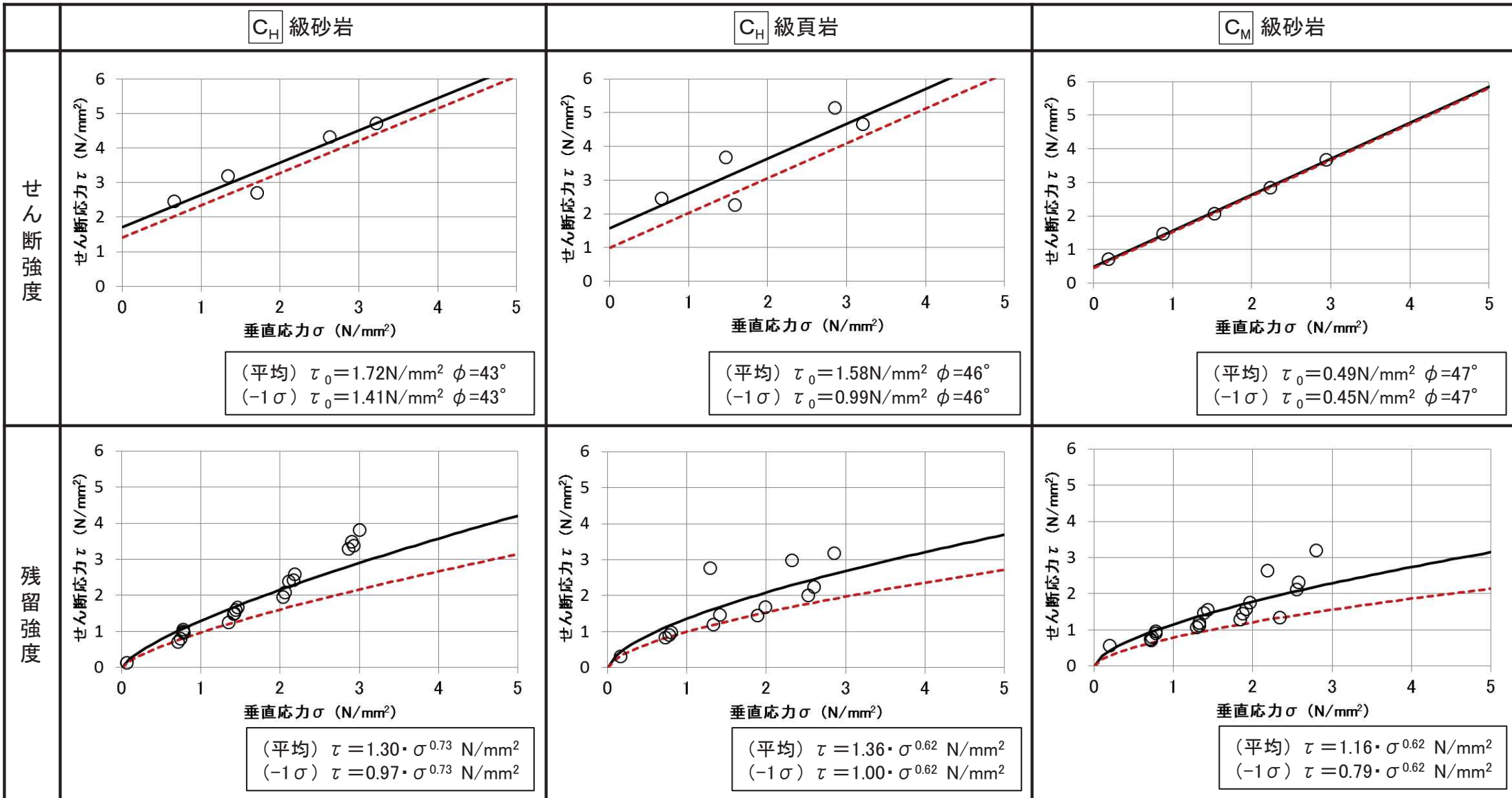
■ 試験概要



2. 解析用物性値に関する補足 2. 3 狐崎部層の解析用物性値

2. 3. 2 強度特性 (C_H 級, C_M 級岩盤) ②

- ブロックせん断試験によりせん断強度及び残留強度を設定した。
- C_M 級頁岩の強度は、室内試験による強度特性が C_M 級砂岩と同等であることから、 C_M 級砂岩と同じとした。



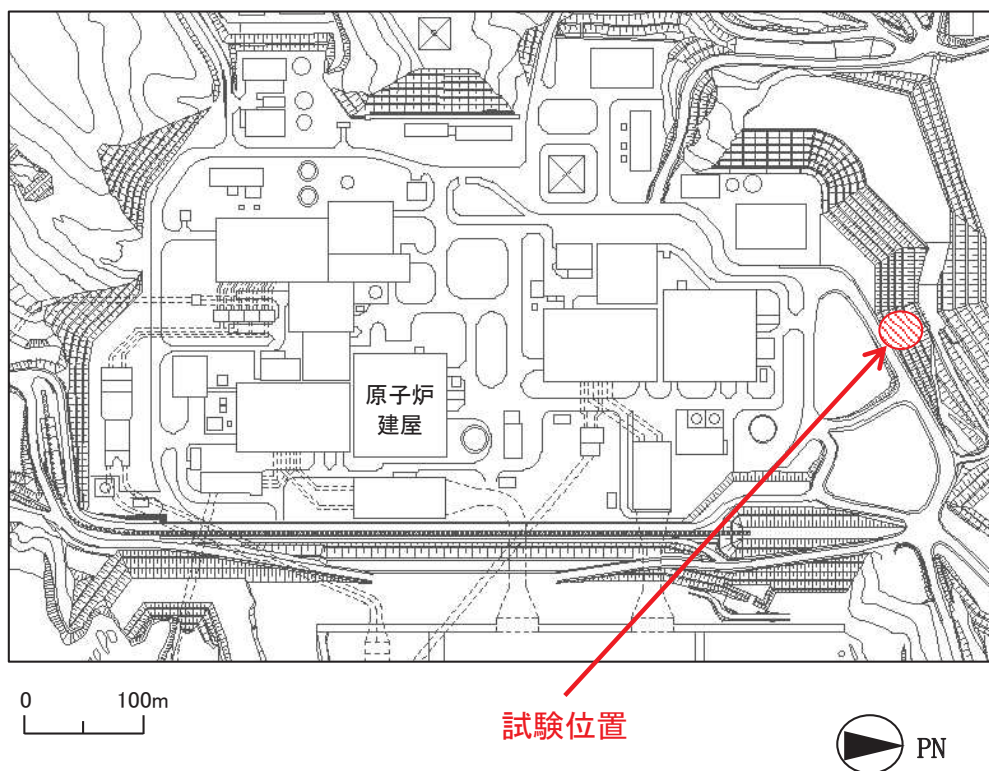
— 平均強度 - - - -1σ

2. 解析用物性値に関する補足 2. 3 狐崎部層の解析用物性値

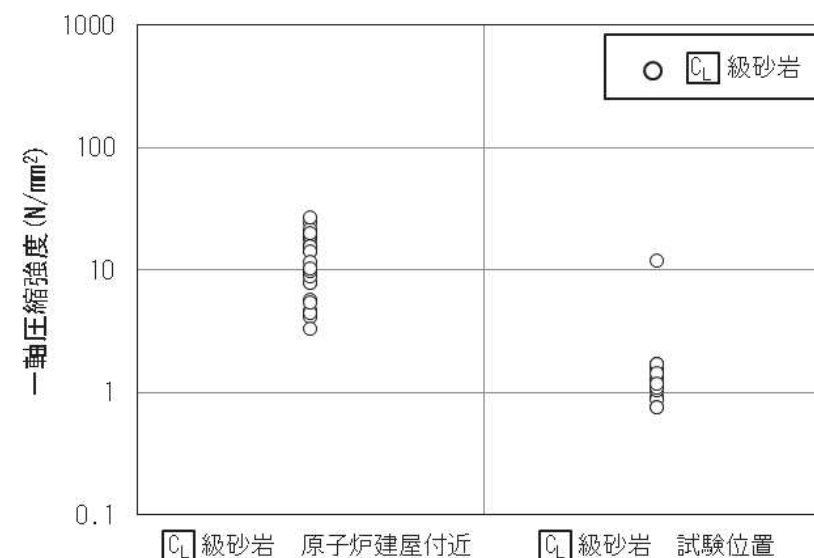
2. 3. 2 強度特性 (C_L 級, D 級岩盤)①

- 2号原子炉建屋を支持する狐崎部層には、C_L 級及びD 級岩盤は局所的に小さく分布するのみであることから、敷地北側の牧の浜部層の試験結果から設定した。
- C_L 級, D 級の砂岩の強度は、ロックせん断試験結果から設定した。
- 試験地点(O.P.+35~40m)で採取したコアの強度は、原子炉建屋付近で採取したコアの強度と同等かやや小さく、強度特性は保守的に設定されていると判断できる。

■ 試験位置



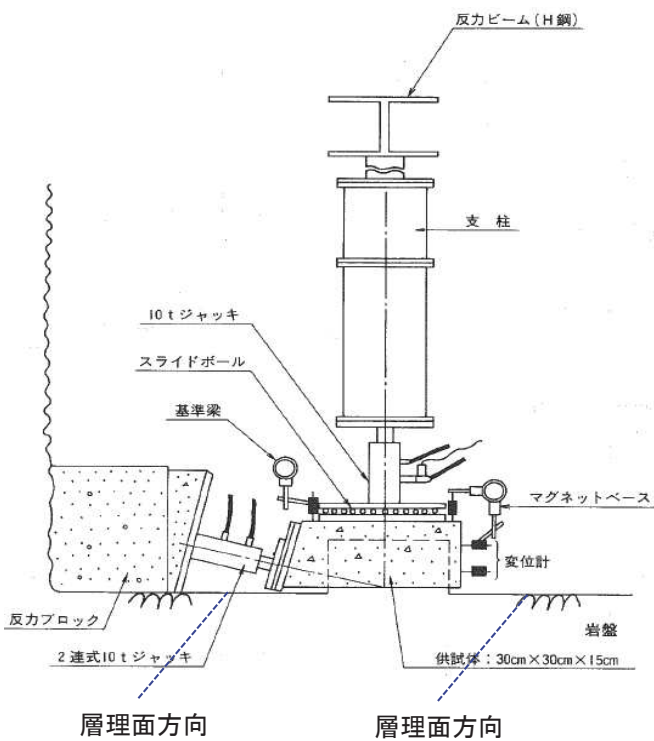
■ 一軸圧縮強度の比較



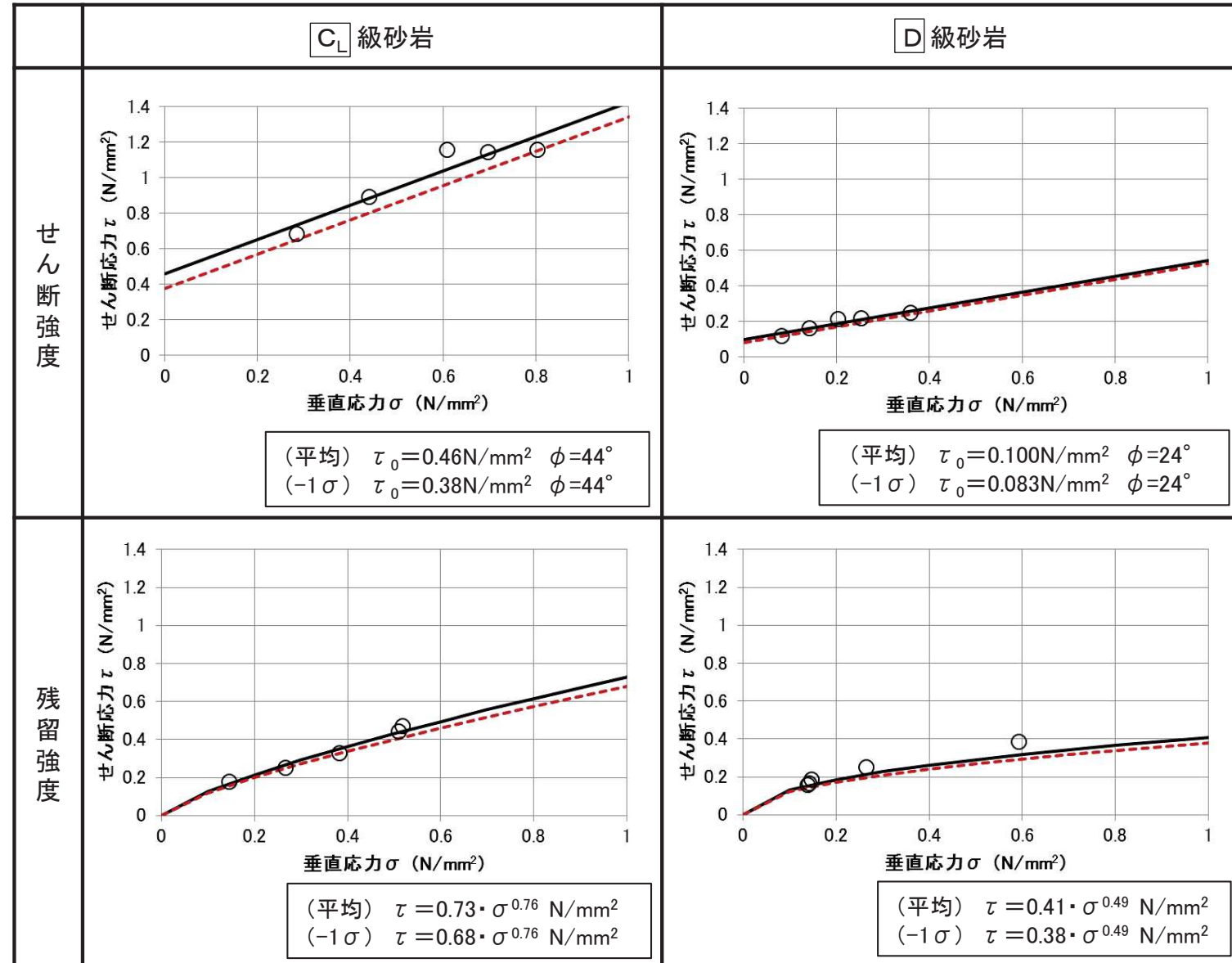
2. 解析用物性値に関する補足 2.3 狐崎部層の解析用物性値

2.3.2 強度特性 (C_L級, D級岩盤)②

■ 試験概要



比較的強度が低いと考えられる岩盤の流れ目方向にせん断を行った。



— 平均強度 - - - -1 σ

2. 解析用物性値に関する補足 2. 3狐崎部層の解析用物性値

2. 3. 2 強度特性 (C_L級, D級岩盤 頁岩)③

- C_L 級頁岩の強度は, C_M 級(牧の浜部層)の砂岩と頁岩の強度比を用いた換算によって設定した。
- D 級頁岩は分布範囲が局所的で小さいことから, 砂岩と同じ強度で設定した。

■ C_L 級頁岩の換算

C_L 級に岩級の近いC_M 級の比率で換算した。

	C _M 級(牧の浜部層)頁岩/砂岩
せん断強度τ ₀	$\frac{0.76}{0.78} = 0.97$
内部摩擦角tan φ	$\frac{\tan 32^{\circ}}{\tan 50^{\circ}} = 0.52$

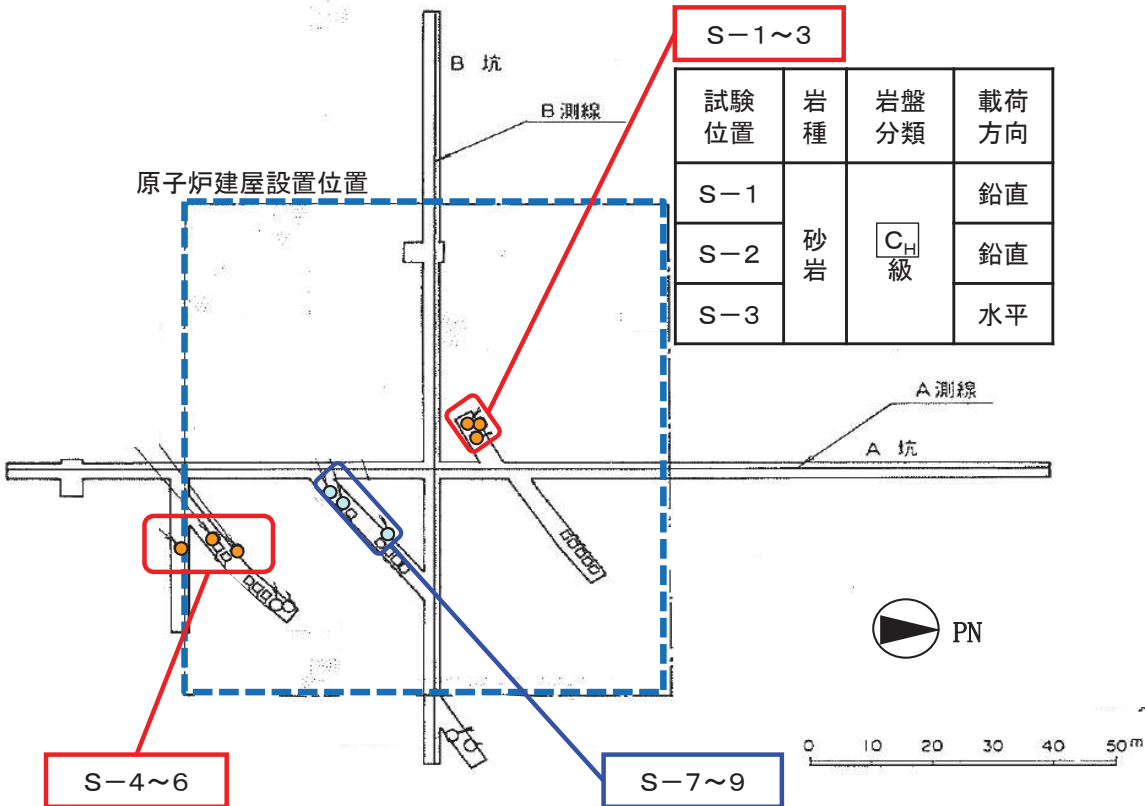
		換算方法	砂岩	頁岩
C _L 級 頁岩	せん断強度 τ ₀	C _L 級砂岩の τ ₀ × $\frac{\text{C}_{\text{M}} \text{ 級頁岩の } \tau_0}{\text{C}_{\text{M}} \text{ 級砂岩の } \tau_0}$	0.46 N/mm ²	0.44 N/mm ²
	内部摩擦角 tan φ	C _L 級砂岩の tan φ × $\frac{\text{C}_{\text{M}} \text{ 級頁岩の } \tan \phi}{\text{C}_{\text{M}} \text{ 級砂岩の } \tan \phi}$	tan44°	tan27°

2. 解析用物性値に関する補足 2. 3 狐崎部層の解析用物性値

2. 3. 2 強度特性（支持力）①

- 原子炉建屋他の耐震重要施設は C_M 級以上の岩盤に設置されていることから、支持力に対する安全性を確認するため、 $C_H \sim C_M$ 級岩盤に対し、試掘坑内において支持力試験を実施した。

■ 試験位置

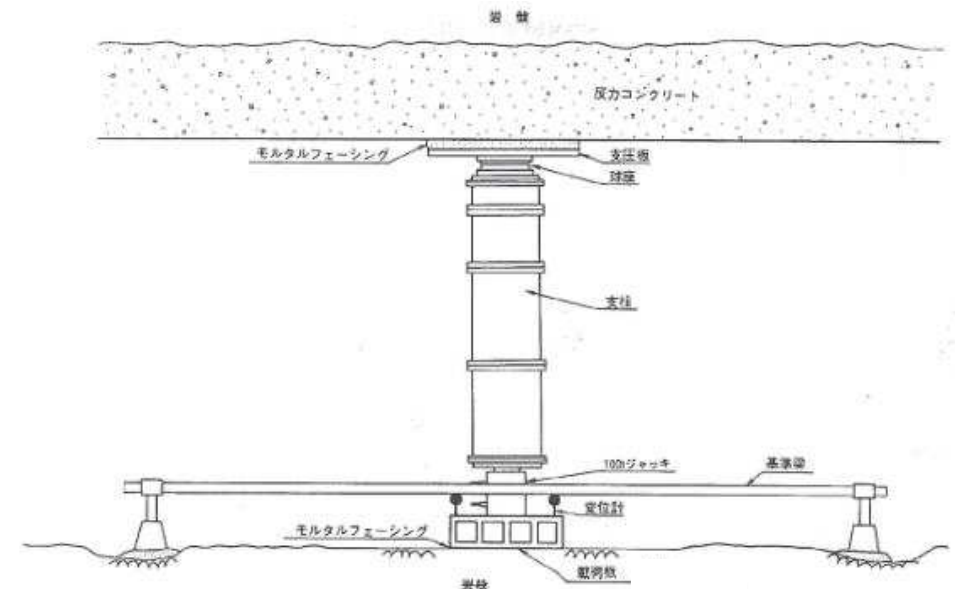


試験位置	岩種	岩盤分類	载荷方向
S-1	砂岩	C_H 級	鉛直
S-2			鉛直
S-3			水平

試験位置	岩種	岩盤分類	载荷方向
S-4	砂岩	C_M 級	鉛直
S-5			鉛直
S-6			水平

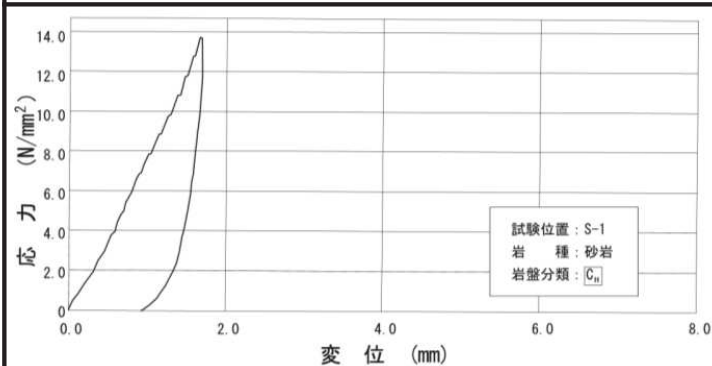
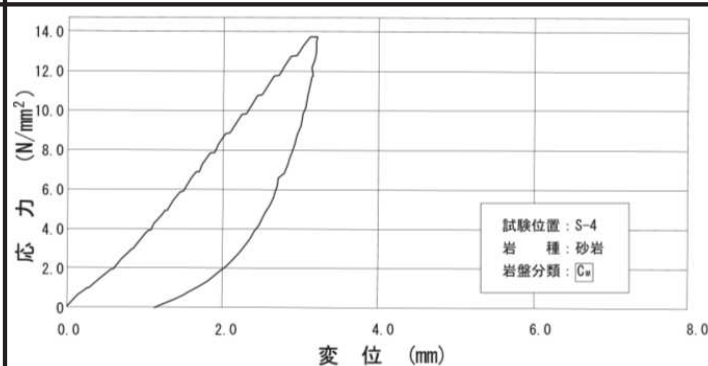
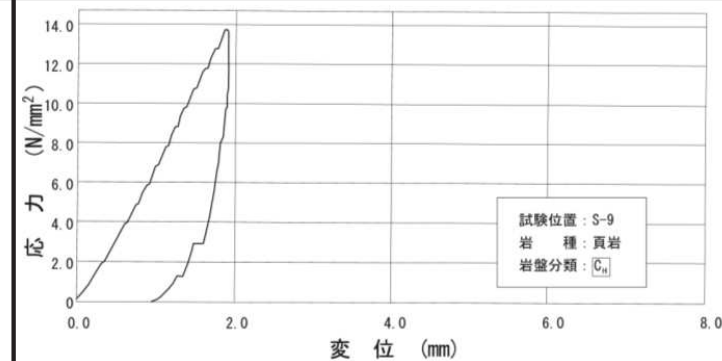
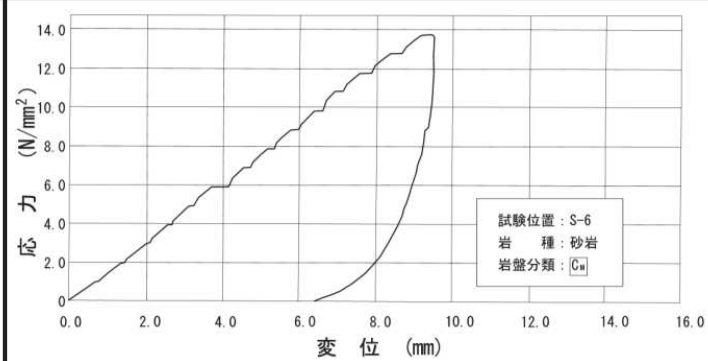
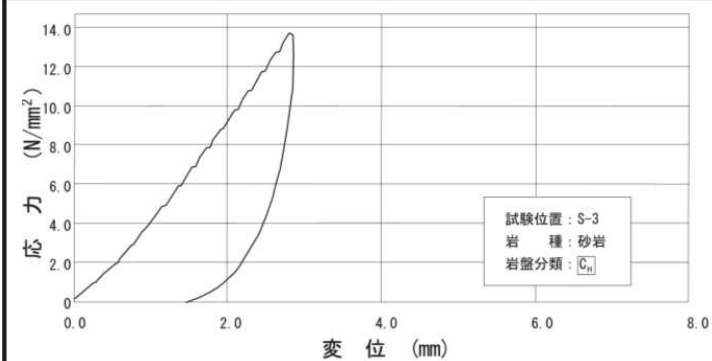
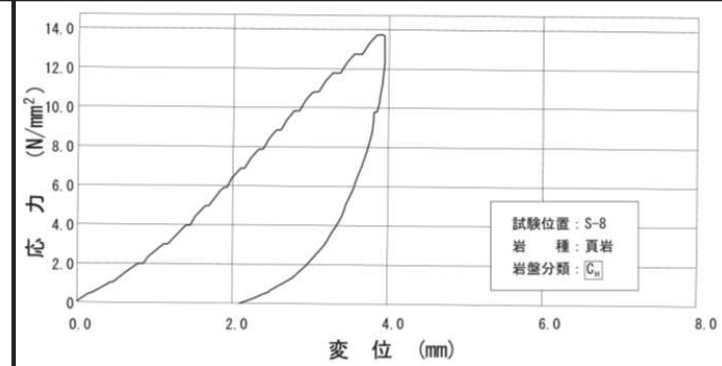
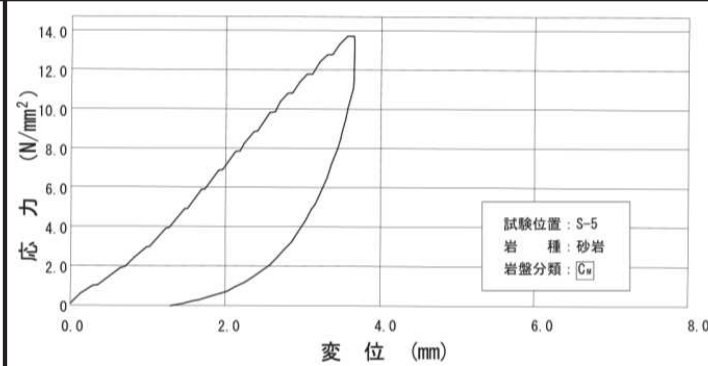
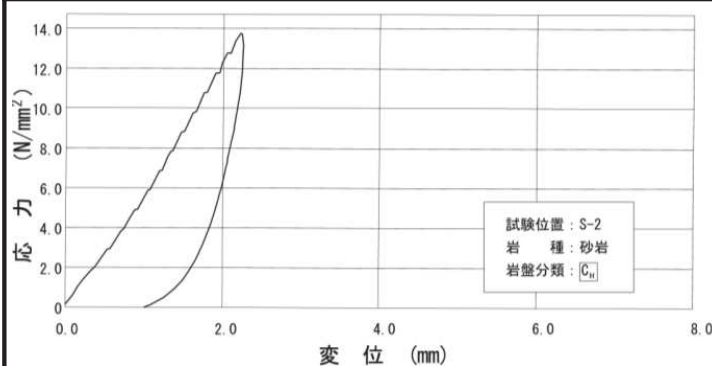
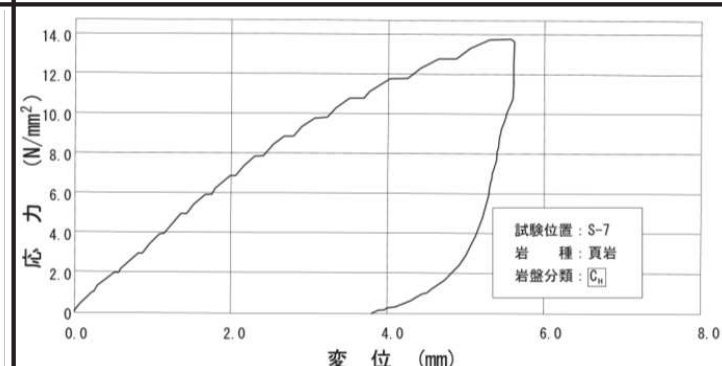
試験位置	岩種	岩盤分類	载荷方向
S-7	頁岩	C_H 級	鉛直
S-8			鉛直
S-9			水平

■ 試験概要



2.3.2 強度特性 (支持力)②

- 支持力試験の結果, ジャッキの限界値である 13.7N/mm^2 でも降伏しなかったことから, 岩盤の極限支持力は, 13.7N/mm^2 以上と評価できる。

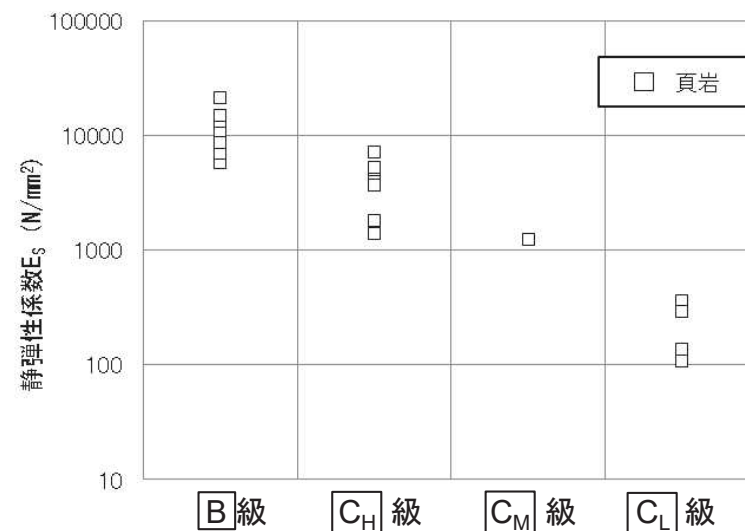
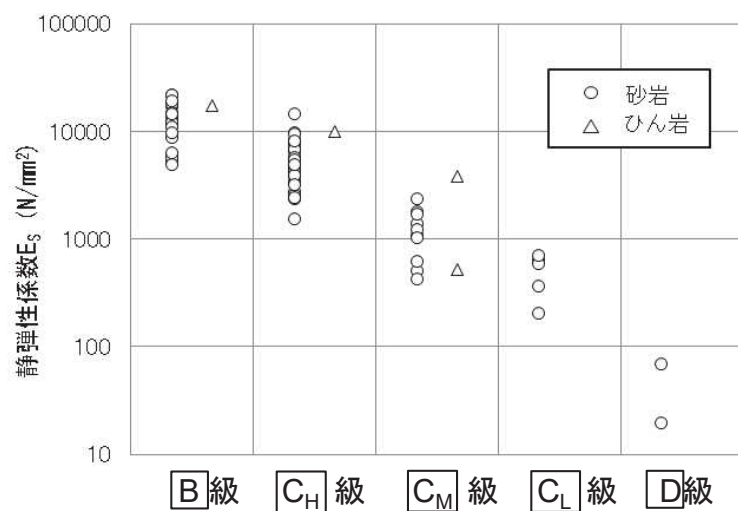
 C_H 級砂岩 C_M 級砂岩 C_H 級頁岩

2. 解析用物性値に関する補足 2.3 狐崎部層の解析用物性値

2.3.3 静的変形特性

- 試掘坑内での分布が小さく試験ができなかった[B]級及び[C_M]級の頁岩並びにひん岩の静的変形特性は、ボーリング孔内水平載荷試験結果等を考慮し、以下のように設定した。
- [B]級の静弾性係数は、[C_H]級と同等かそれより大きいことから、[C_H]級と同じ値で設定した。
- [C_M]級砂岩と頁岩の静弾性係数はおおむね等しいため、[C_M]級頁岩の静弾性係数は、砂岩と同じ値で設定した。
- ひん岩は分布範囲が局所的かつ小さいことから、全岩級を砂岩と同じ値で設定した。

■ 孔内水平載荷試験結果

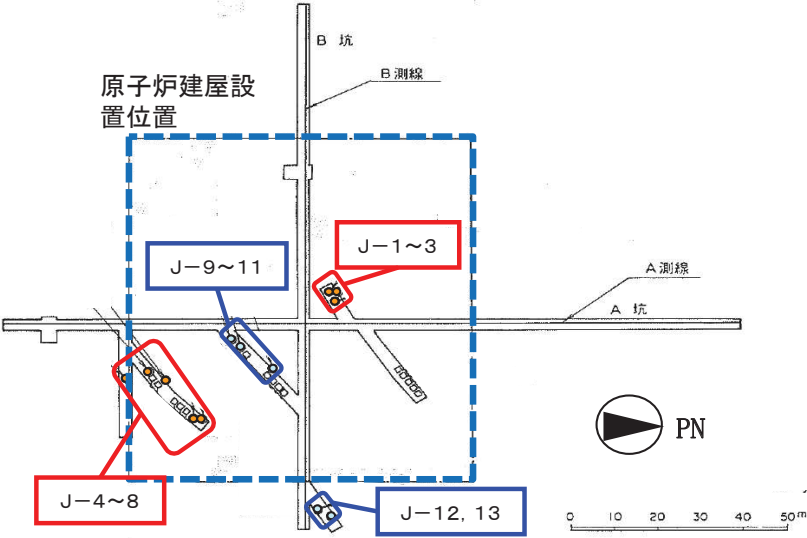


2. 解析用物性値に関する補足 2. 3 狐崎部層の解析用物性値

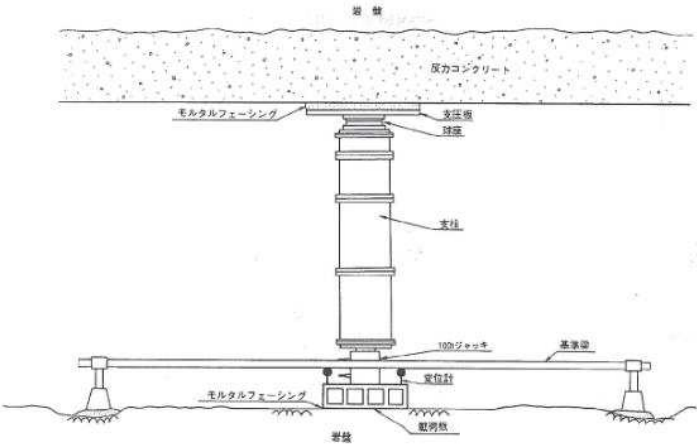
2. 3. 3 静的変形特性（C_H級, C_M級岩盤の静弾性係数）

- C_H級砂岩及び頁岩並びにC_M級砂岩の静弾性係数は、試掘坑内で実施した岩盤変形試験結果から設定した。

■ 試験位置



■ 試験概要



■ 試験結果

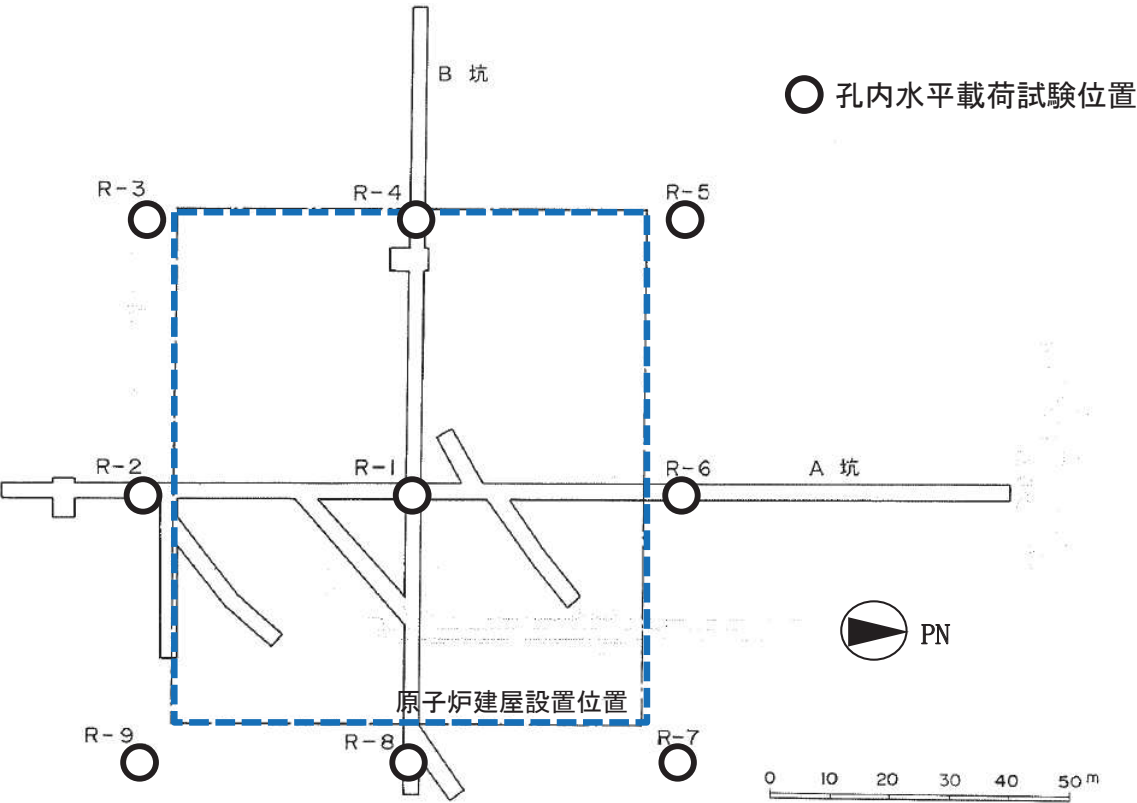
試験位置	岩種	岩盤分類	載荷方向	静弾性係数 E _s (N/mm ²)	平均値
J-1	砂岩	C _H 級	鉛直	1,860	1,770
J-2			鉛直	1,860	
J-3			水平	1,570	
J-4	砂岩	C _M 級	鉛直	920	980
J-5			鉛直	980	
J-6			水平	770	
J-7			層理に平行	1,080	
J-8			層理に直交	1,180	
J-9	頁岩	C _H 級	鉛直	920	2,160
J-10			鉛直	1,180	
J-11			水平	3,330	
J-12			層理に平行	2,160	
J-13			層理に直交	3,040	

2. 解析用物性値に関する補足 2. 3狐崎部層の解析用物性値

2. 3. 3 静的変形特性（C_L級、D級岩盤の静弾性係数）

- 試掘坑内での分布が小さく試験ができなかったC_L級及びD級岩盤の静的変形特性は孔内水平載荷試験結果などを考慮し、他の岩種・岩級の試験結果から換算した。

■ 試験位置



■ 砂岩C_L級の換算例

	孔内水平載荷試験	岩盤変形試験
C _M 級	$E_s = 1,220\text{N/mm}^2$	$E_s = 980\text{N/mm}^2$
C _L 級	$E_s = 500\text{N/mm}^2$	× 0.41 【換算】 $E_s = 400\text{N/mm}^2$

- 岩盤の静的変形特性は、岩盤変形試験結果を基本とする。
- 孔内水平載荷試験の結果から、C_M級とC_L級の静弾性係数の比率を0.41と算定。
- 算定した比率を用い、C_M級の岩盤変形試験結果を換算。

2. 解析用物性値に関する補足 2. 3 狐崎部層の解析用物性値

2. 3. 3 静的変形特性（静ポアソン比）

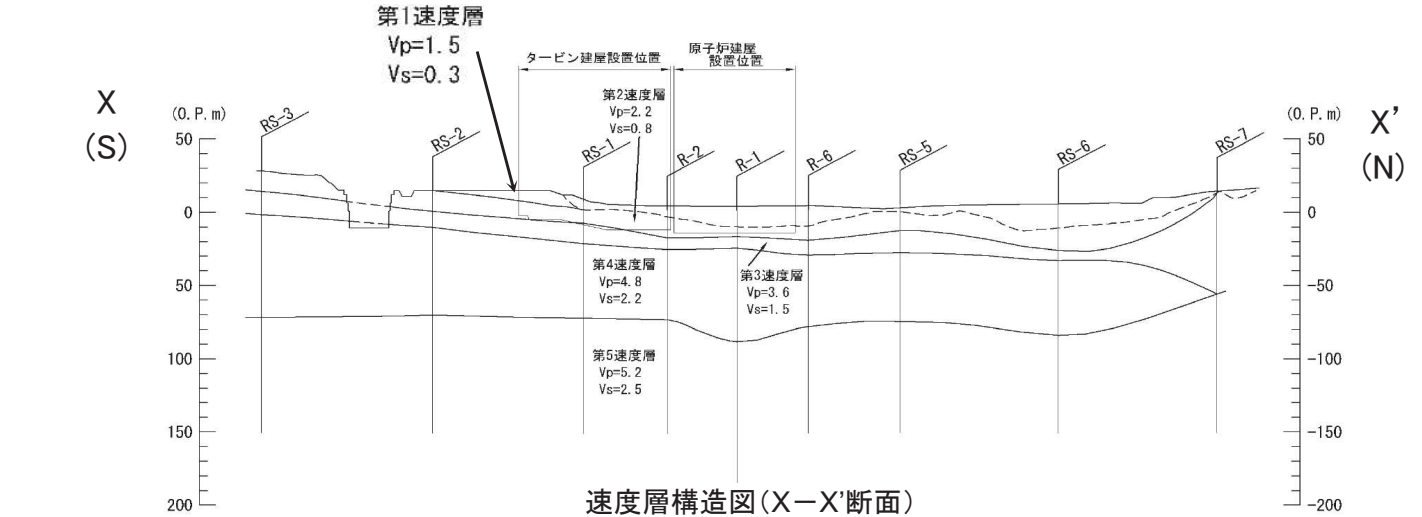
- B～D 級岩盤の静ポアソン比は、一軸圧縮試験結果から設定した。

		標本数	静ポアソン比	備考
B 級	砂 岩	97	0.25	
	頁 岩	39	0.28	
	ひん岩	2	0.31	
C_H 級	砂 岩	20	0.24	
	頁 岩	8	0.25	
	ひん岩	2	0.29	
C_M 級	砂 岩	50	0.26	
	頁 岩	8	0.20	
	ひん岩	—	0.26	砂岩と同じ値
C_L 級	砂 岩	19	0.31	
	頁 岩	—	0.31	砂岩と同じ値
	ひん岩	—	0.31	砂岩と同じ値
D 級	砂 岩	4	0.38	
	頁 岩	—	0.38	砂岩と同じ値
	ひん岩	—	0.38	砂岩と同じ値

2. 解析用物性値に関する補足 2. 3狐崎部層の解析用物性値

2. 3. 4 動的変形特性（B級～C_L級）

- B～C_L級岩盤の動的変形特性は、PS検層結果から作成した弾性波速度の速度層構造をもとに、各層の単位体積重量を用いて設定した。



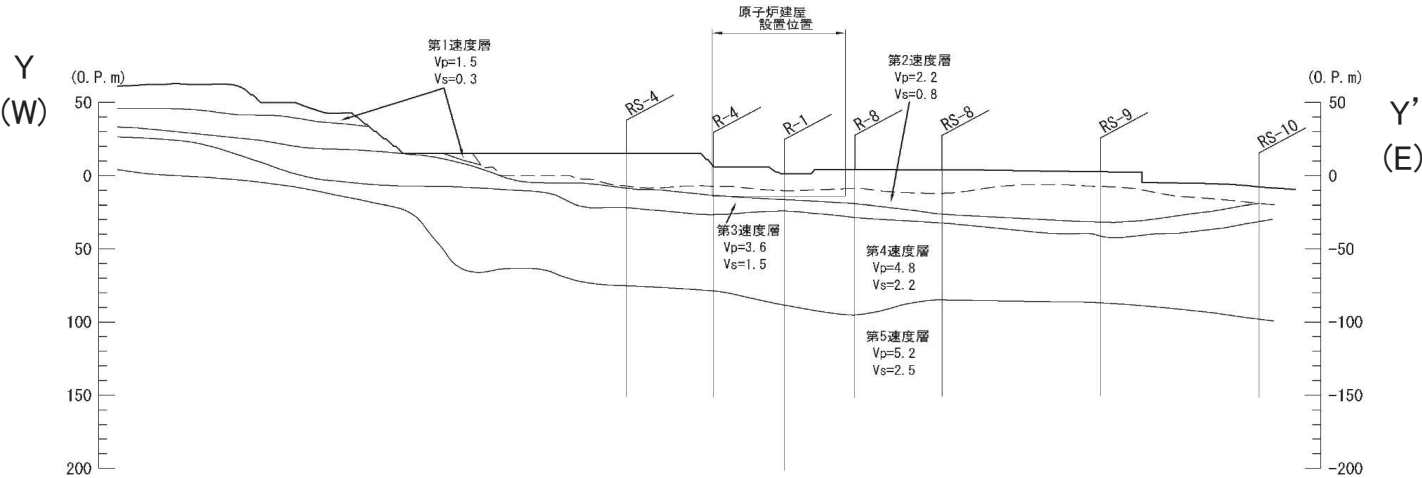
動せん断弾性係数 $G_d = (\gamma / g) \cdot V_s^2$

γ : 単位体積重量,
 g : 重力加速度,
 V_s : S波速度

動ポアソン比

$$\nu_d = 1/2 \times \{(V_p/V_s)^2 - 2\} / \{(V_p/V_s)^2 - 1\}$$

V_p : P波速度



凡 例

-----: 盛土及び旧表土と岩盤の境界線

単位 km/sec

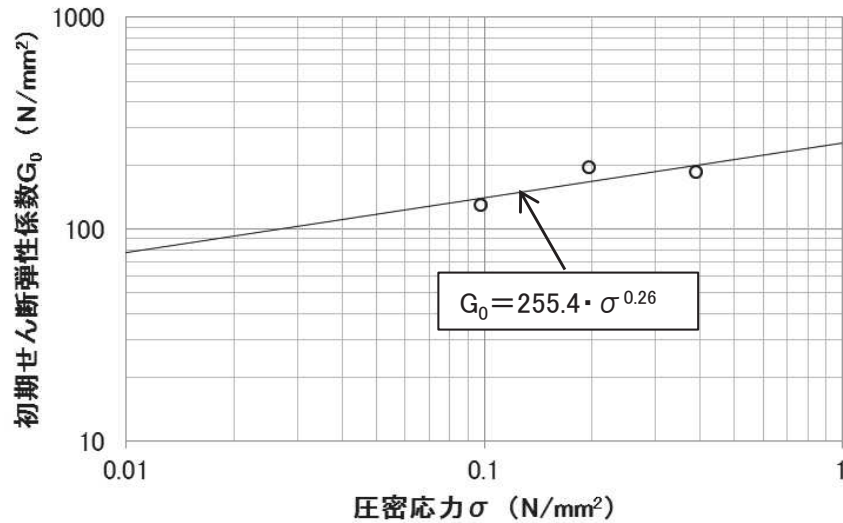
0 50m

2. 解析用物性値に関する補足 2. 3 狐崎部層の解析用物性値

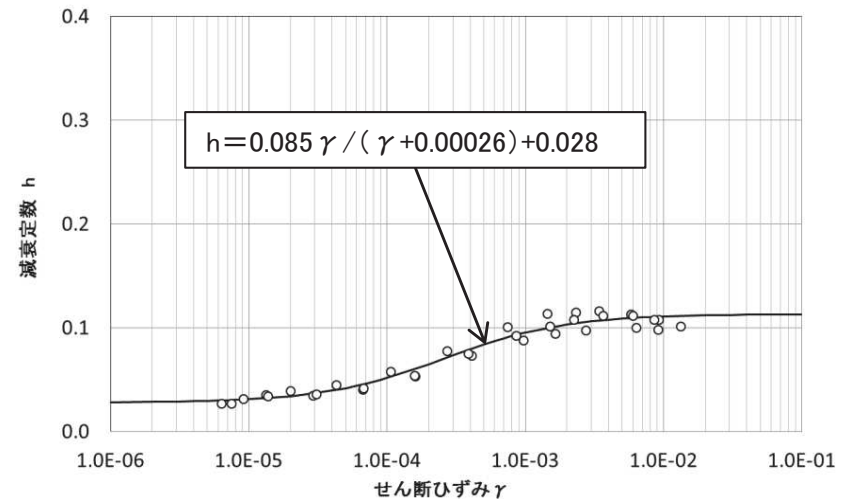
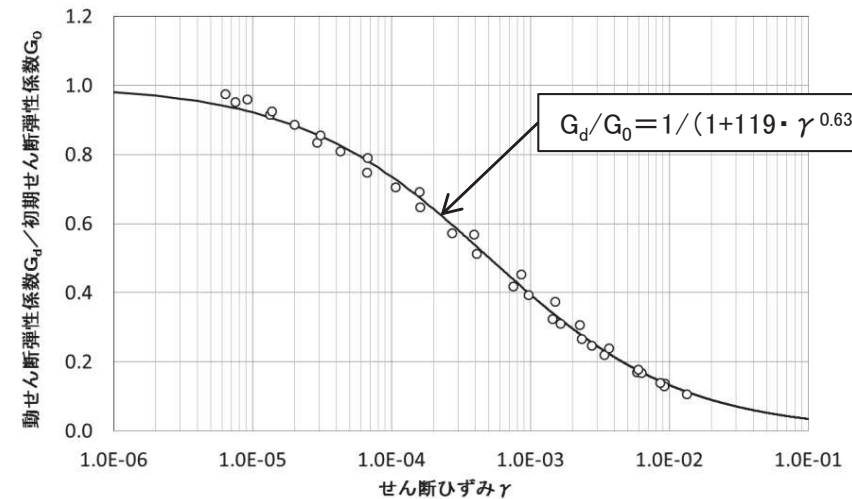
2. 3. 4 動的変形特性 (D級岩盤)

- D級岩盤の動的変形特性は、砂岩の繰返し三軸試験結果から設定し、ひずみ依存性を考慮した。
- コア試料の採取位置は、原位置せん断試験と同じである。
- D級岩盤の動ポアソン比は、PS検層結果から作成した速度層構造をもとに設定した。

■ 初期せん断弾性係数 G_0



■ ひずみ依存性



2. 解析用物性値に関する補足 2. 4 牧の浜部層の解析用物性値

2. 4. 1 物理特性（単位体積重量の設定）

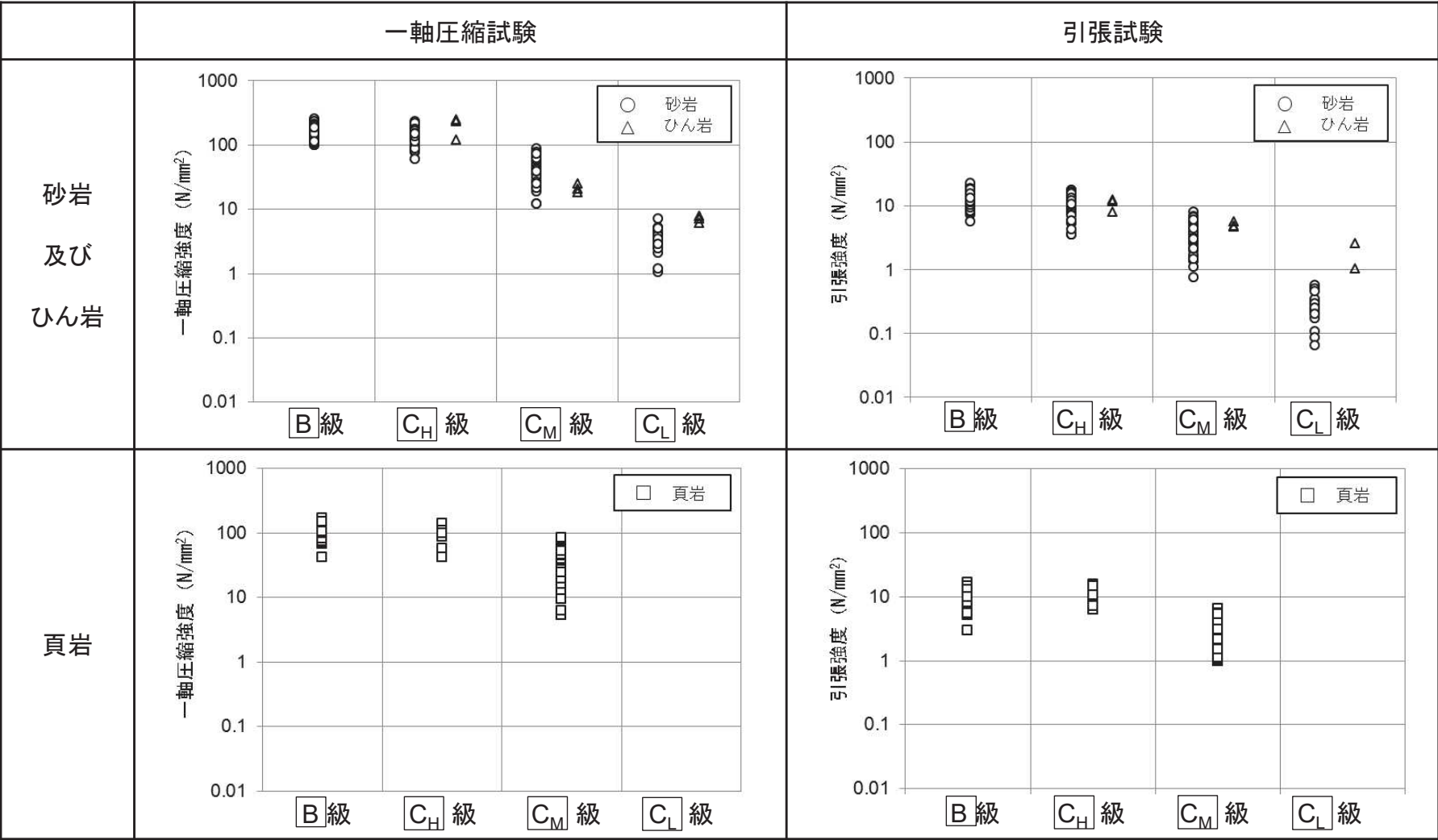
- 地盤の単位体積重量は、ボーリングコアの密度試験や現場密度試験の結果から設定した。
- 分布範囲が小さい等の理由により試験を実施していない岩種岩級は、同じ岩級の砂岩と同じ値で設定した。
- ただし、**D**級岩盤の物性値は、分布が小さいことや、亀裂や風化により部層の相違による影響が小さいこと等から、狐崎部層と牧の浜部層を同一の物性値としている。（ 部分）

		標本数	単位体積重量 (kN/m ³)	備考
B 級	砂 岩	230	26.4	
	頁 岩	101	27.1	
	ひん岩	—	27.9	C_H 級ひん岩と同じ値
C_H 級	砂 岩	105	26.2	
	頁 岩	26	27.1	
	ひん岩	2	27.9	
C_M 級	砂 岩	125	25.5	
	頁 岩	133	25.4	
	ひん岩	—	25.5	砂岩と同じ値
C_L 級	砂 岩	49	23.1	
	頁 岩	5	23.1	
	ひん岩	—	23.1	砂岩と同じ値
D 級	砂 岩	26	20.2	
	頁 岩	—	20.2	D 級砂岩の値を、 C_L 級砂岩と C_L 級頁岩の比率で換算
	ひん岩	—	20.2	砂岩と同じ値

2. 解析用物性値に関する補足 2. 4牧の浜部層の解析用物性値

2. 4. 2 強度特性（室内試験）

- ボーリングコア及び試掘坑内で採取したコアを用いて力学試験を実施した。
- ひん岩は分布範囲が局所的かつ小さいことから、全岩級を砂岩と同じ値で設定した。
- B級の砂岩、頁岩の強度は、C_H級の砂岩、頁岩の強度と同等以上と判断できるため、C_H級岩盤と同じ値で設定した。

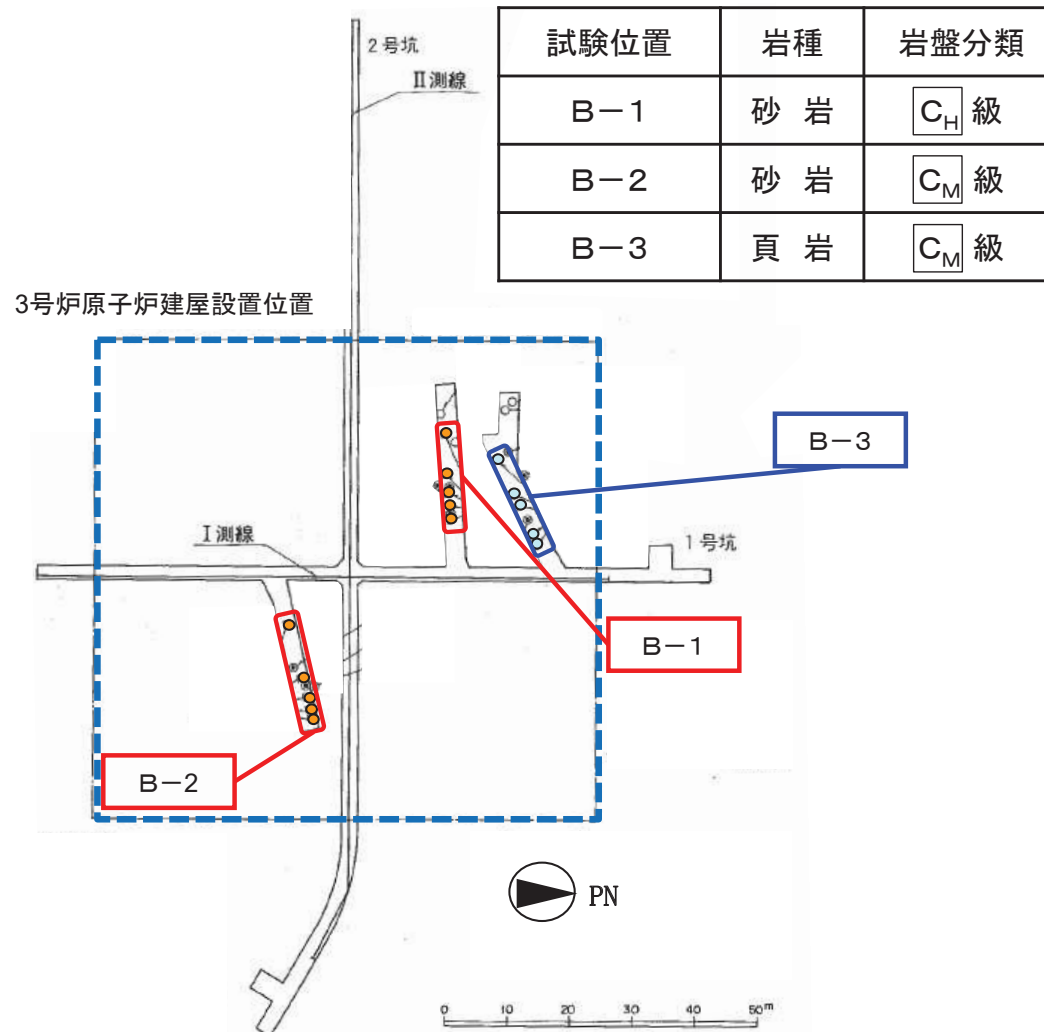


2. 解析用物性値に関する補足 2. 4 牧の浜部層の解析用物性値

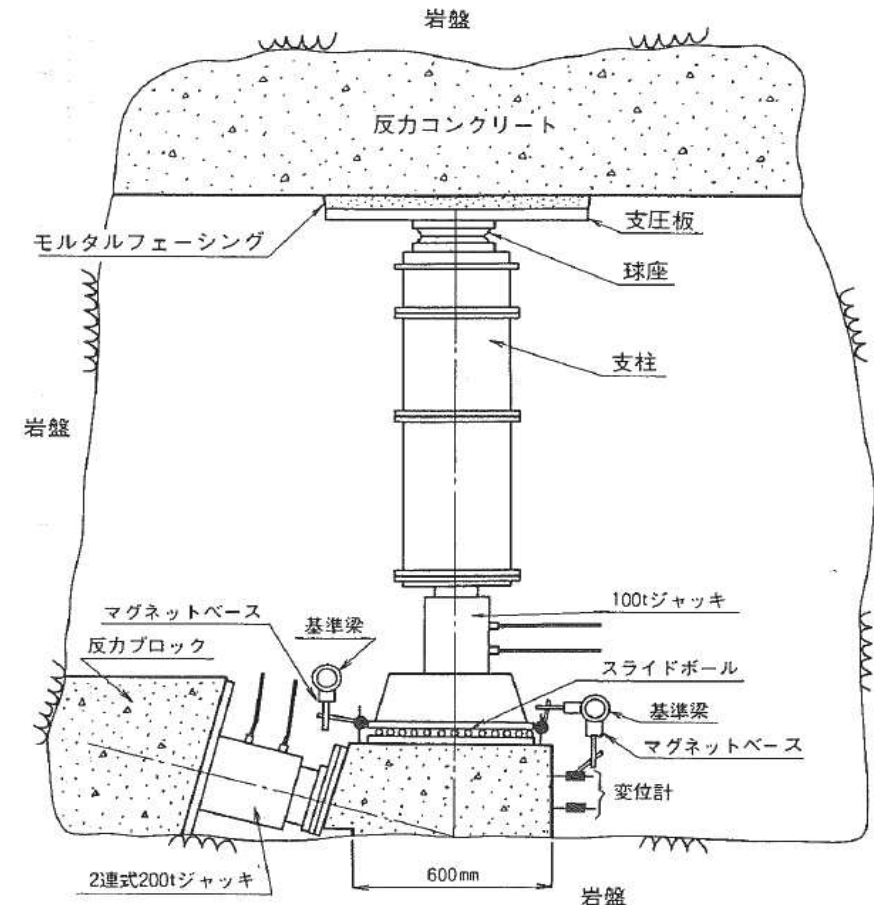
2. 4. 2 強度特性 (C_H 級, C_M 級岩盤) ①

- 砂岩及び頁岩の C_H , C_M 級岩盤の強度特性は、試掘坑内で実施したブロックせん断試験及び摩擦強度試験の結果から設定した。

■ 試験位置



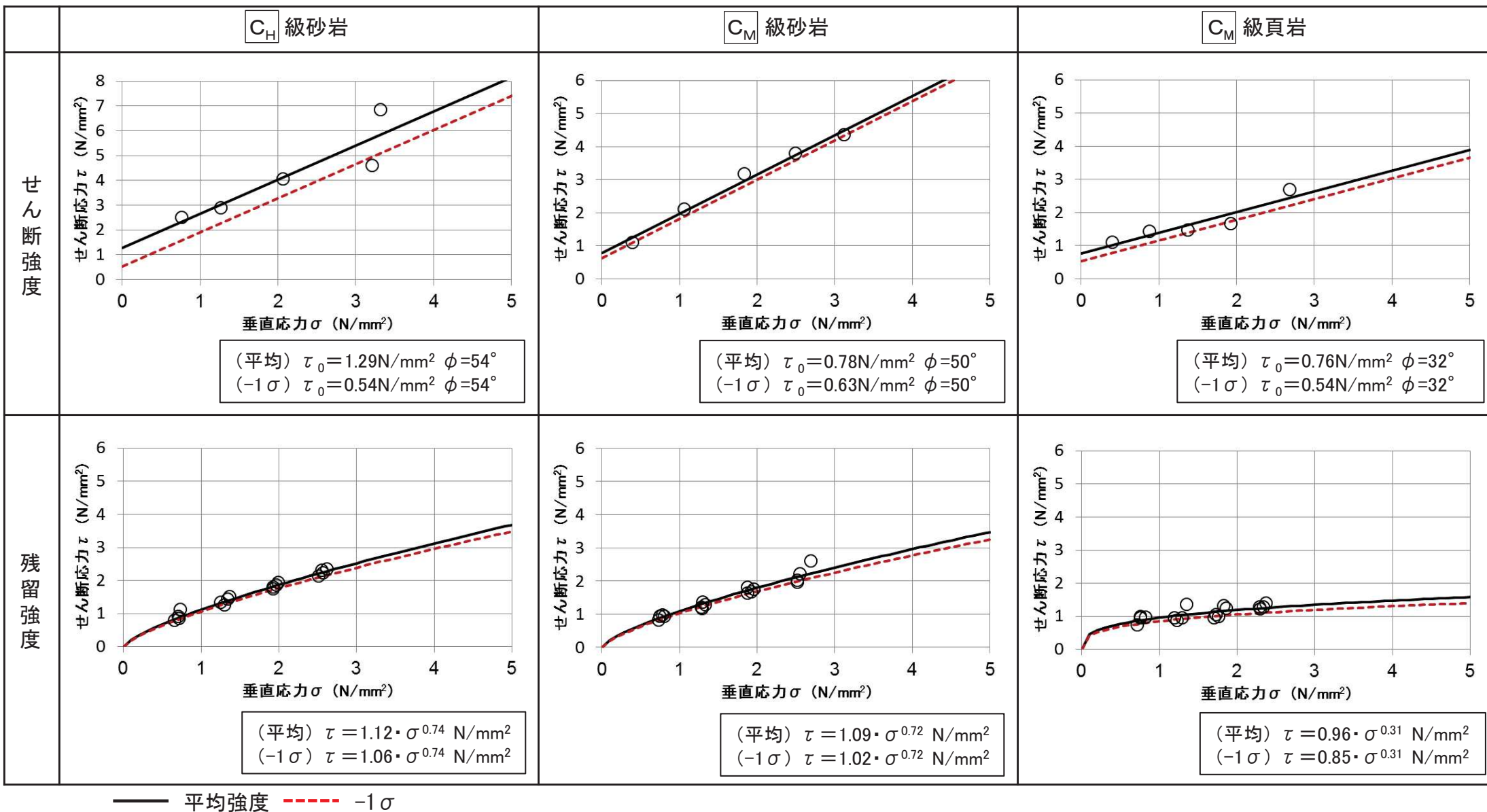
■ 試験概要



2. 解析用物性値に関する補足 2. 4 牧の浜部層の解析用物性値

2. 4. 2 強度特性 (C_H 級, C_M 級岩盤) ②

- ブロックせん断試験によりせん断強度及び残留強度を設定した。



2. 解析用物性値に関する補足 2. 4 牧の浜部層の解析用物性値

2. 4. 2 強度特性 (C_H 級, C_M 級岩盤)③

- C_H 級頁岩の強度は、せん断強度については、 C_H 級砂岩のせん断強度を C_M 級の砂岩と頁岩の強度比で換算し、内部摩擦角については、 C_M 級頁岩と同じ値とした。

■ C_H 級頁岩の換算

ブロックせん断試験結果から定めた C_M 級の比率で換算した。

	C_M 級 (牧の浜部層) 頁岩/砂岩
せん断強度 τ_0	$\frac{0.76}{0.78} = 0.97$

		換算方法	砂岩	頁岩
C_H 級 頁岩	せん断強度 τ_0	C_H 級砂岩の $\tau_0 \times \frac{C_M \text{ 級頁岩の } \tau_0}{C_M \text{ 級砂岩の } \tau_0}$	1.29 N/mm ²	× 0.97 1.25 N/mm ²

2. 解析用物性値に関する補足 2. 4 牧の浜部層の解析用物性値

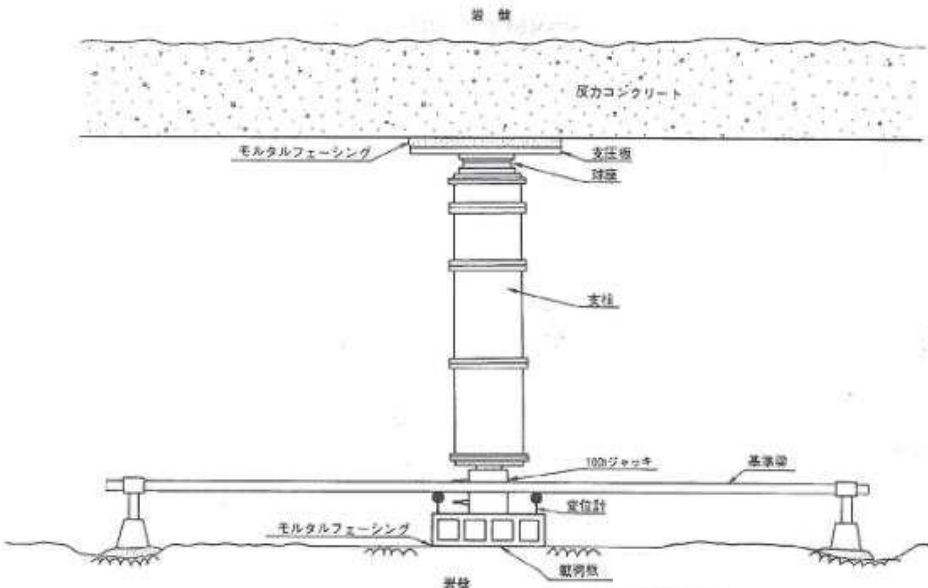
2. 4. 2 強度特性（支持力）①

- 原子炉建屋他の耐震重要施設は C_M 級以上の岩盤に設置されていることから、支持力に対する安全性を確認するため、 $C_H \sim C_M$ 級岩盤に対し、試掘坑内において支持力試験を実施した。

■ 試験位置



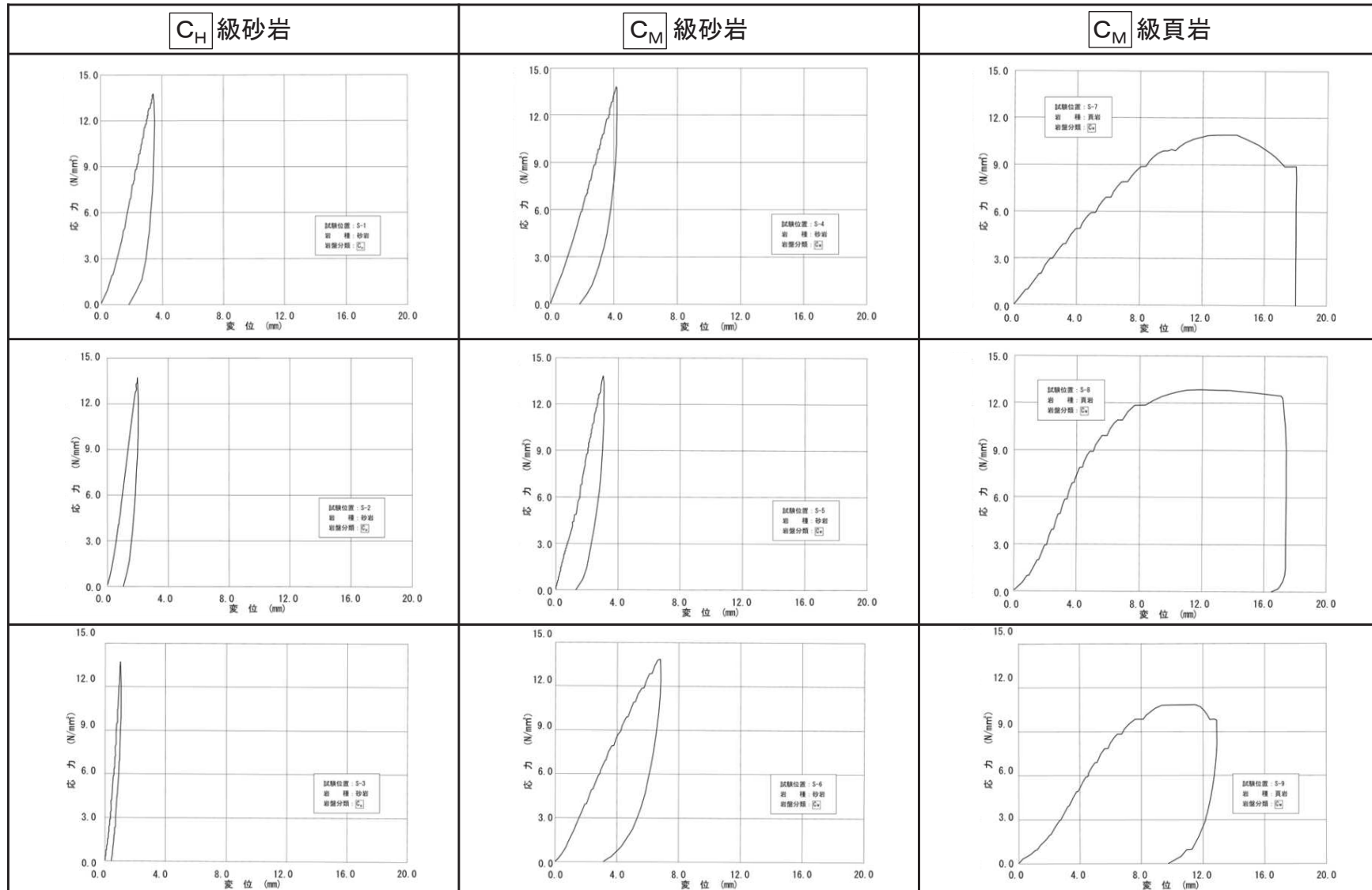
■ 試験概要



2. 解析用物性値に関する補足 2. 4枚の浜部層の解析用物性値

2. 4. 2 強度特性（支持力）②

- C_H , C_M 級砂岩ではジャッキの限界値である13.7N/mm²まで载荷したが降伏を確認できなかった。
- C_M 級頁岩で载荷した最大荷重の平均値は, 11.4N/mm²であった。
- 以上から, 緊急時対策建屋基礎地盤の極限支持力は11.4N/mm²と評価される。

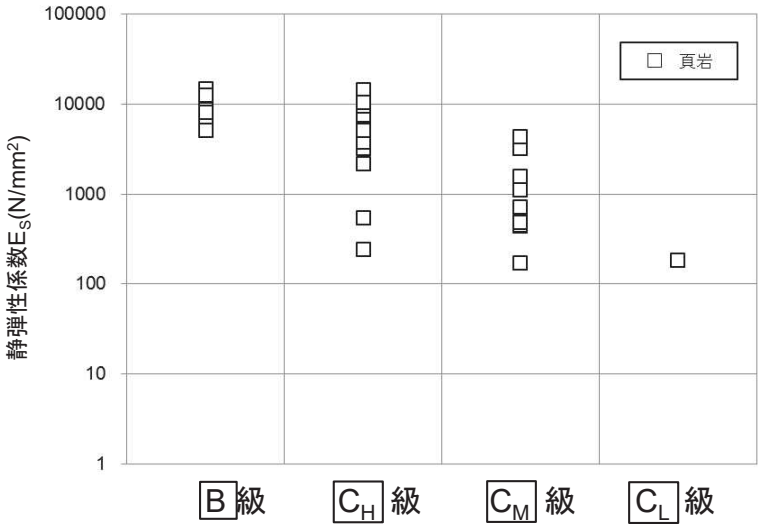
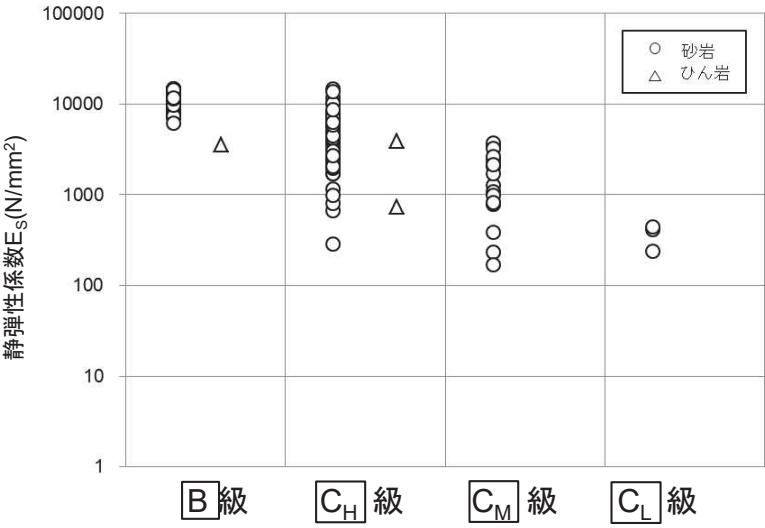


2. 解析用物性値に関する補足 2. 4 牧の浜部層の解析用物性値

2. 4. 3 静的変形特性

- 試掘坑内での分布が小さく試験ができなかった[B]級, [C_L] 級及び[D] 級岩盤の静的変形特性は, 孔内水平載荷試験結果などを考慮し, 他の岩種・岩級の試験結果から換算した。

■ 孔内水平載荷試験結果

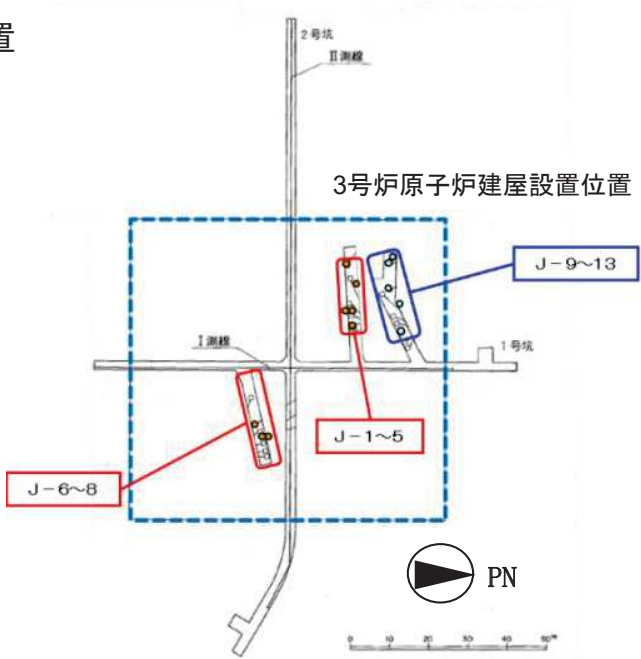


2. 解析用物性値に関する補足 2. 4枚の浜部層の解析用物性値

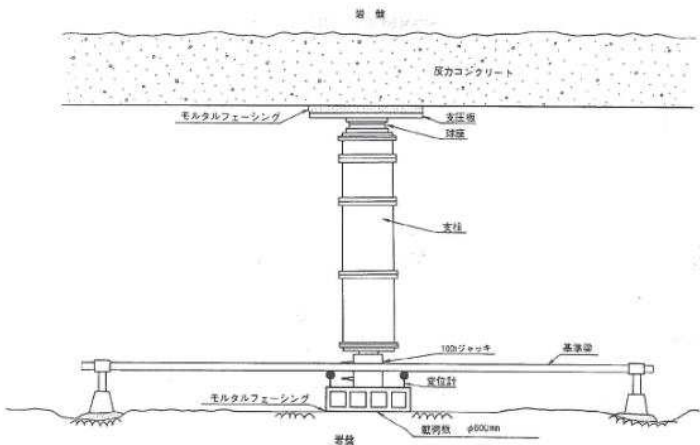
2. 4. 3 静的変形特性（C_H級,C_M級岩盤の静弾性係数）

- C_H級砂岩並びにC_M級砂岩及び頁岩の静弾性係数は、試掘坑内で実施した岩盤変形試験結果から設定した。

■ 試験位置



■ 試験概要



■ 試験結果

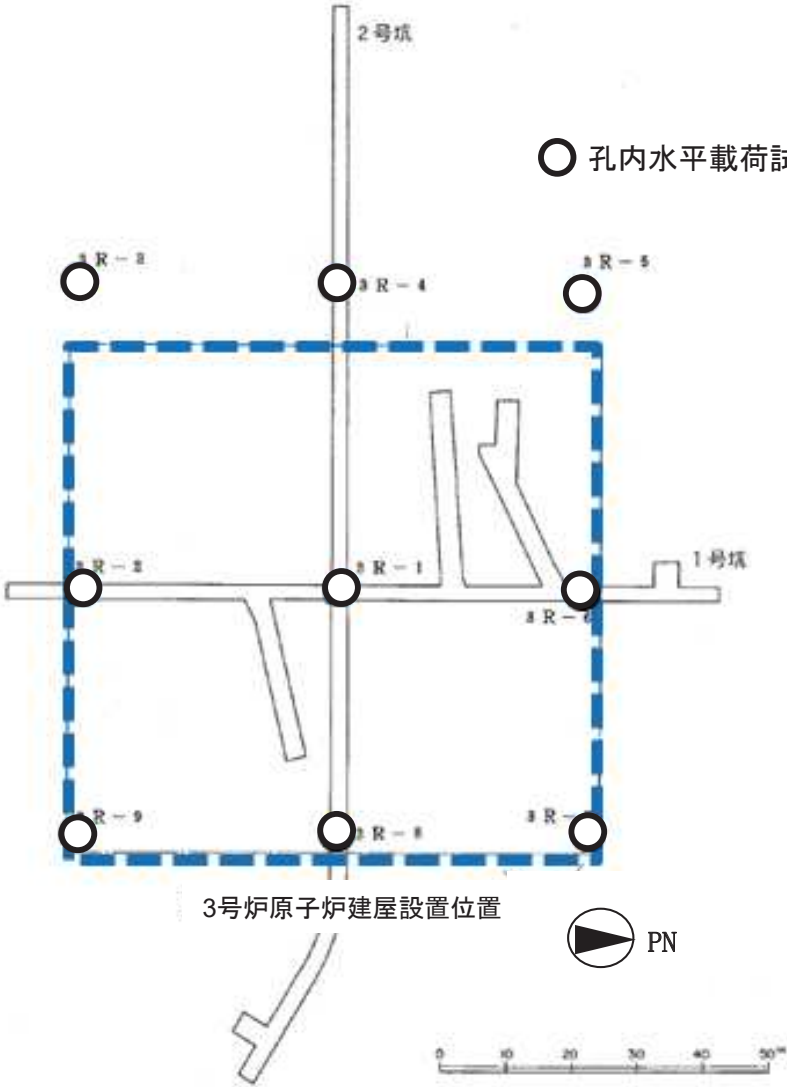
試験位置	岩種	岩盤分類	载荷方向	静弾性係数 E _s (N/mm ²)	平均値
J-1	砂岩	C_H 級	鉛直	1,100	1,900
J-2			鉛直	1,900	
J-3			水平	2,800	
J-4			層理に平行	1,900	
J-5			層理に直交	1,600	
J-6	砂岩	C_M 級	鉛直	1,300	1,200
J-7			鉛直	1,400	
J-8			水平	910	
J-9	頁岩	C_M 級	鉛直	960	1,500
J-10			鉛直	1,500	
J-11			水平	1,200	
J-12			層理に平行	1,500	
J-13			層理に直交	2,200	

2. 解析用物性値に関する補足 2. 4 牧の浜部層の解析用物性値

2. 4. 3 静的変形特性（C_L級、D級岩盤の静弾性係数）

- 試掘坑内での分布が小さく試験ができなかったC_L級及びD級岩盤の静的変形特性は、孔内水平載荷試験結果などを考慮し、他の岩種・岩級の試験結果から換算した。

■ 試験位置



■ C_L級頁岩の換算例

	孔内水平載荷試験	岩盤変形試験
C_M 級	$E_s = 1,570\text{N/mm}^2$	$E_s = 1,500\text{N/mm}^2$
C_L 級	$E_s = 190\text{N/mm}^2$	× 0.12 【換算】 $E_s = 180\text{N/mm}^2$

- 岩盤の静的変形特性は、岩盤変形試験結果を基本とする。
- 孔内水平載荷試験の結果から、C_M級とC_L級の静弾性係数の比率を0.12と算定。
- 算定した比率を用い、C_M級の岩盤変形試験結果を換算。

2. 解析用物性値に関する補足 2. 4 牧の浜部層の解析用物性値

2. 4. 3 静的変形特性（静ポアソン比）

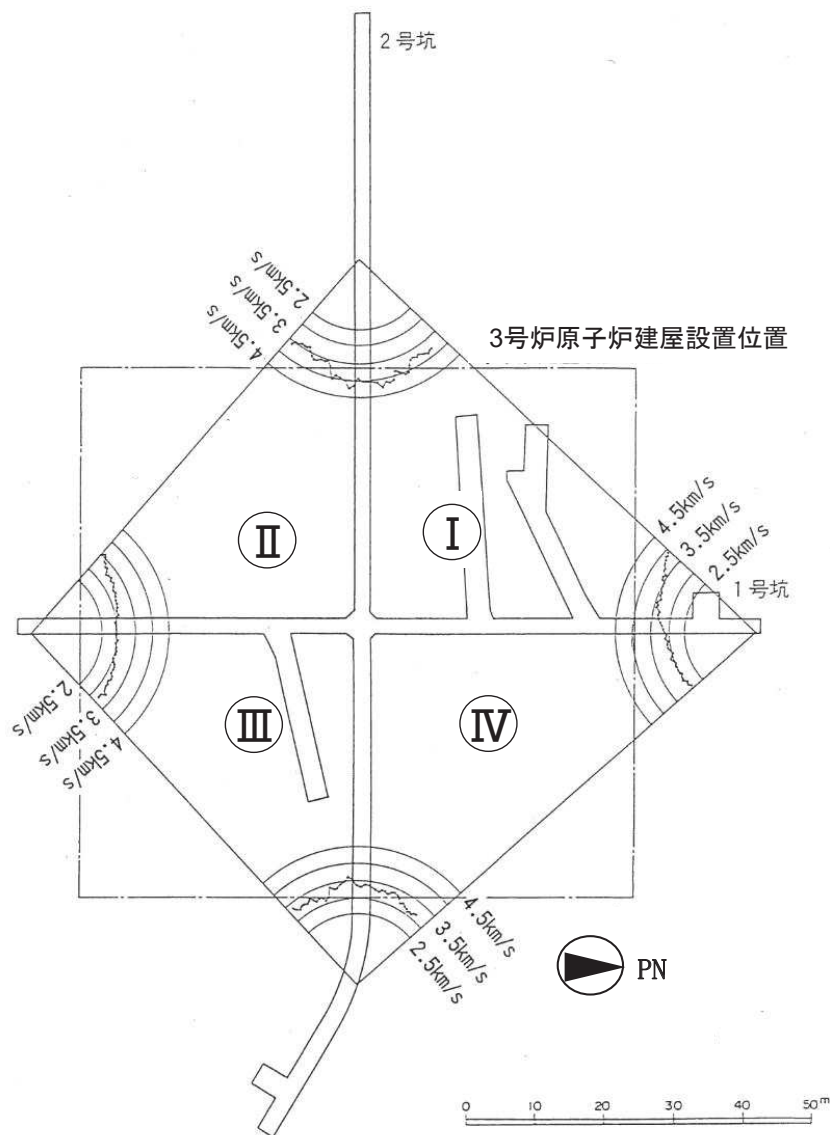
- B～D 級岩盤の静ポアソン比は、一軸圧縮試験結果から設定した。

		標本数	静ポアソン比	備考
B 級	砂 岩	82	0.21	
	頁 岩	23	0.23	
	ひん岩	—	0.18	C_H 級ひん岩と同じ値
C_H 級	砂 岩	36	0.19	
	頁 岩	10	0.22	
	ひん岩	1	0.18	
C_M 級	砂 岩	40	0.24	
	頁 岩	42	0.21	
	ひん岩	—	0.24	砂岩と同じ値
C_L 級	砂 岩	19	0.26	
	頁 岩	—	0.26	砂岩と同じ値
	ひん岩	—	0.26	砂岩と同じ値
D 級	砂 岩	4	0.38	
	頁 岩	—	0.38	砂岩と同じ値
	ひん岩	—	0.38	砂岩と同じ値

2. 解析用物性値に関する補足 2. 4 牧の浜部層の解析用物性値

2. 4. 4 動的変形特性 (B ~ C_L 級岩盤 異方性)

- 牧の浜部層を代表して3号炉原子炉建屋の試掘坑内において行った弾性波(P波)速度の測定結果により, P波速度は2.9~4.3km/s, 平均値3.4km/s, 変動係数10.1%であり, 方向の違いによる弾性波速度の大きな差は認められないことから, 顕著な異方性が無いことを確認した。



領域	測線数 (本)	P波速度 (km/s)	平均値 (km/s)	変動係数 (%)
Ⅰ	48	3.2~4.3	3.7	7.4
Ⅱ	49	2.9~4.3	3.5	10.0
Ⅲ	44	2.9~3.6	3.2	5.5
Ⅳ	45	3.0~3.4	3.1	4.2
全測線	186	2.9~4.3	3.4	10.1

2. 解析用物性値に関する補足 2. 5盛土他の解析用物性値

2. 5. 1 物理特性（単位体積重量の設定）

- 地盤の単位体積重量は、ボーリングコアの密度試験や現場密度試験の結果から設定した。

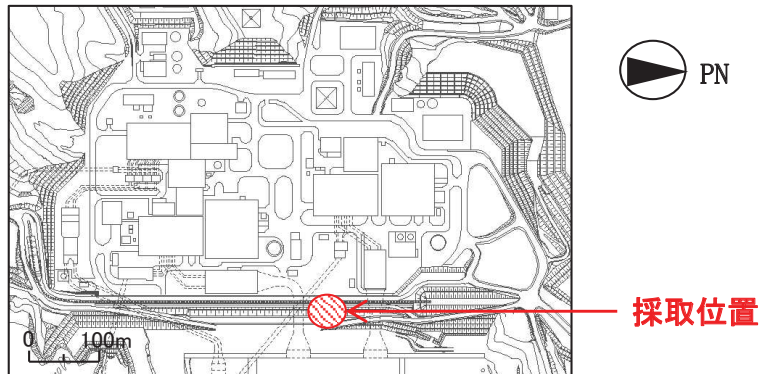
	標本数	単位体積重量(kN/m ³)	備考
盛 土	3	20.6	
旧表土	8	19.0	
断層及びシーム	11	18.6	
セメント改良土	9	21.6	
改良地盤	31	20.6	

2. 解析用物性値に関する補足 2. 5盛土他の解析用物性値

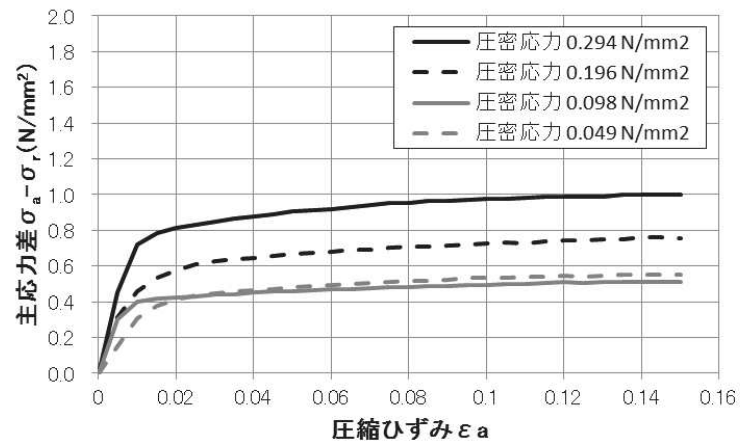
2. 5. 2 強度特性（盛土）

- 盛土は発電所の建設工事で発生した岩砕で、硬質の岩塊を含む粗粒材料から構成されている。
- 盛土の強度特性は、現地で採取した盛土材の三軸圧縮試験結果から設定した。
- 残留強度は、応力～ひずみ関係において、ひずみ軟化傾向が認められないことから、せん断強度と同じ値で設定した。

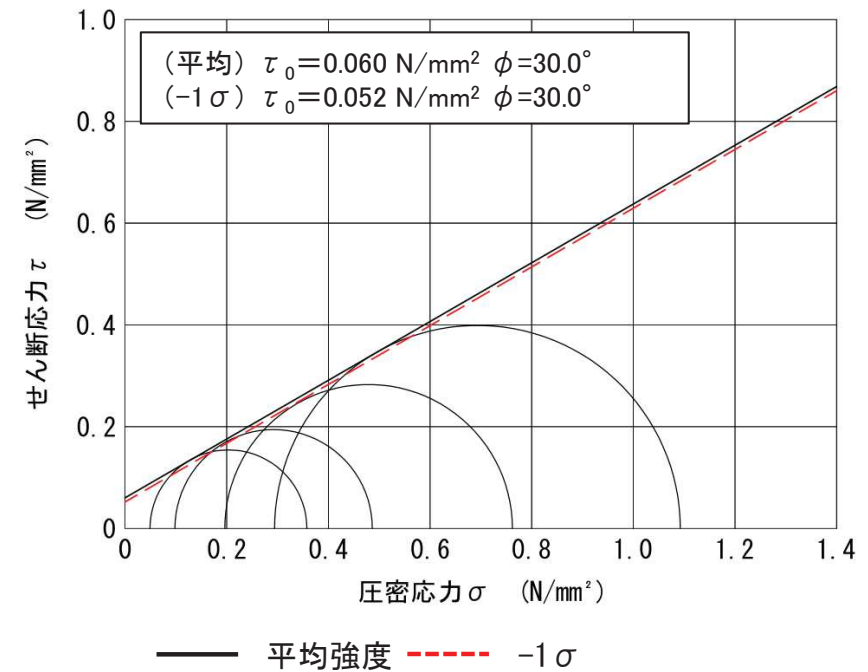
■ 試料採取位置



■ 応力～ひずみ関係



■ 破壊包絡線

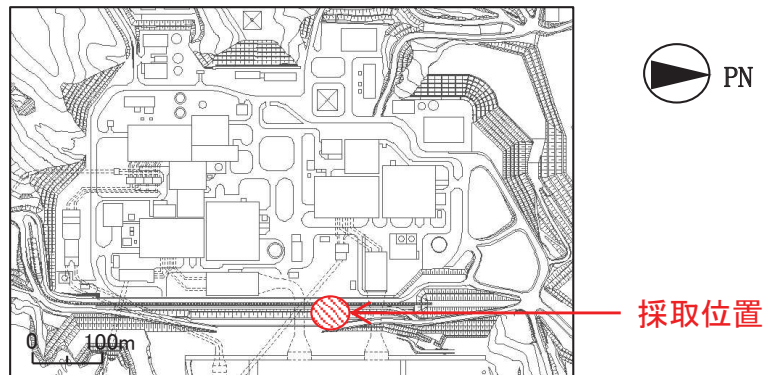


2. 解析用物性値に関する補足 2. 5盛土他の解析用物性値

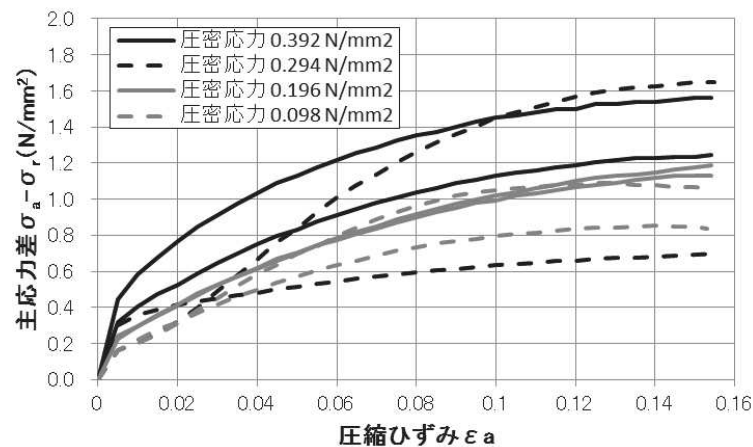
2. 5. 2 強度特性（旧表土）

- 旧表土は主に敷地造成前の海浜砂である。
- 旧表土の強度特性は、敷地内で採取したコア試料の三軸圧縮試験結果から設定した。
- 残留強度は、応力～ひずみ関係において、ひずみ軟化傾向が認められないことから、せん断強度と同じ値で設定した。

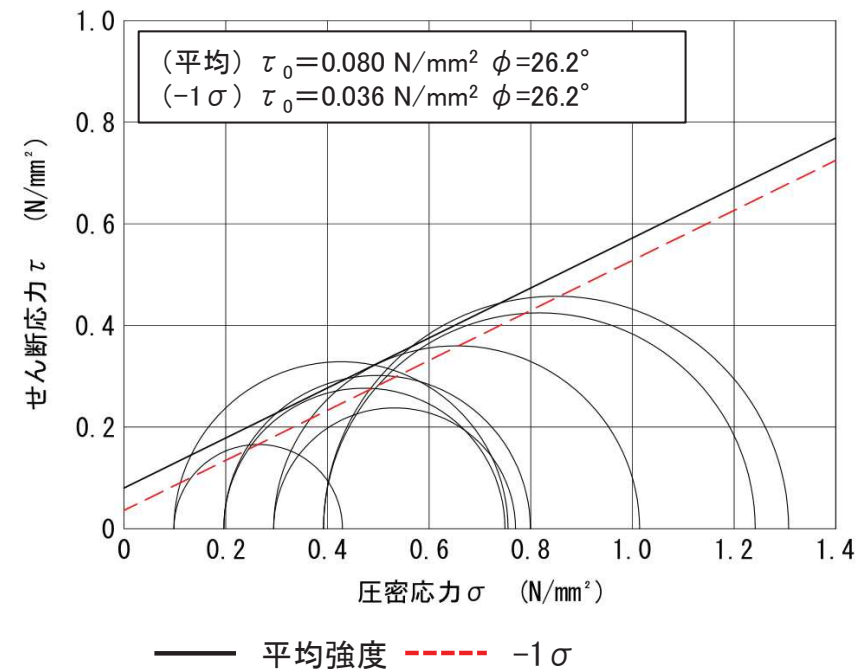
■ 試料採取位置



■ 応力～ひずみ関係



■ 破壊包絡線

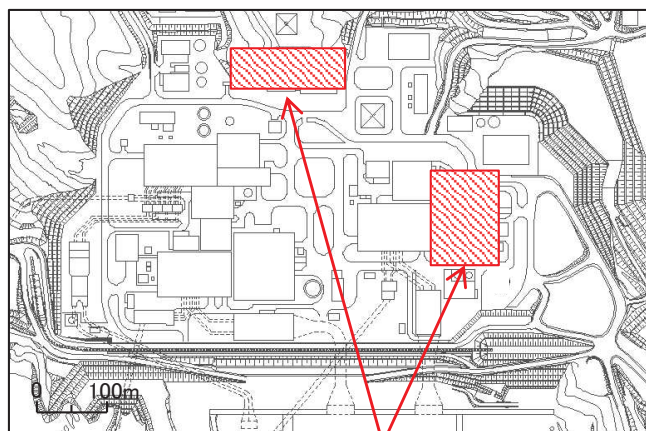


2. 解析用物性値に関する補足 2. 5盛土他の解析用物性値

2. 5. 2 強度特性（断層及びシーム）①

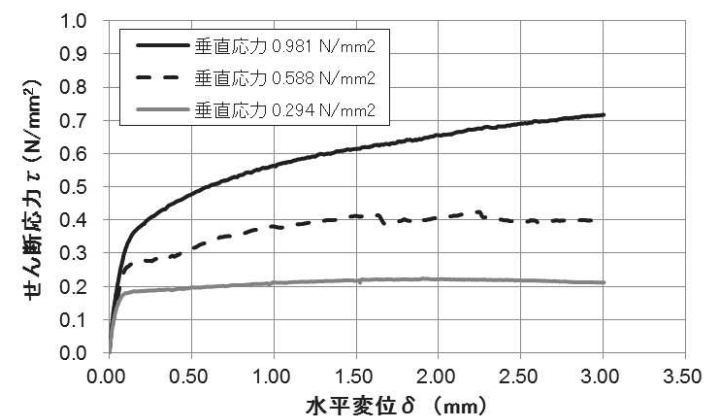
- 断層及びシームの挟在物は、「粘土状」、「砂状」、「鱗片状」等の性状が確認されている。

■ 試料採取位置

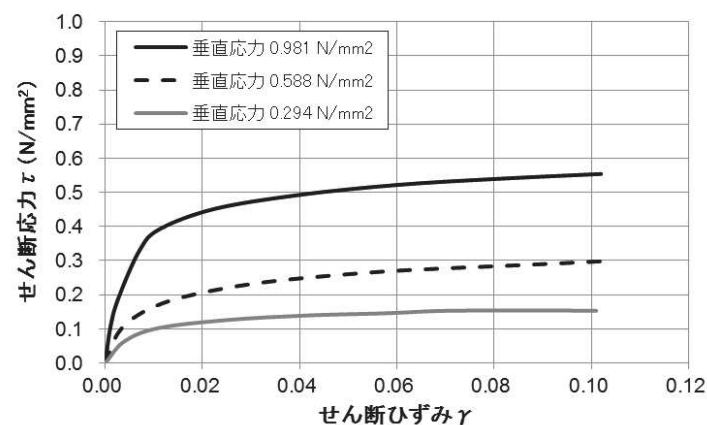


採取位置

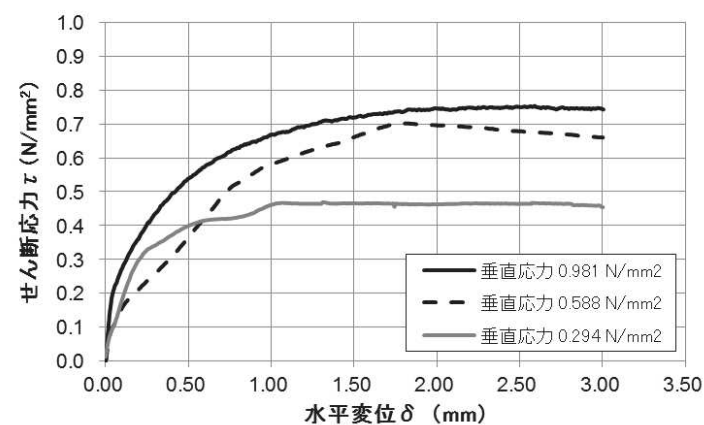
■ 砂状物質



■ 粘土状物質



■ 鱗片状物質

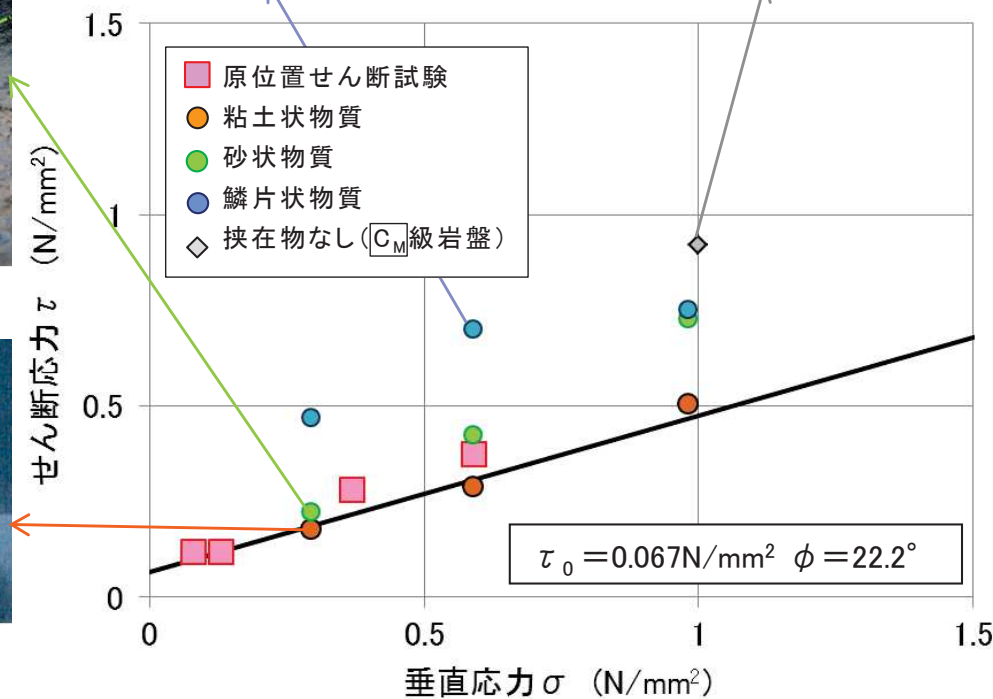
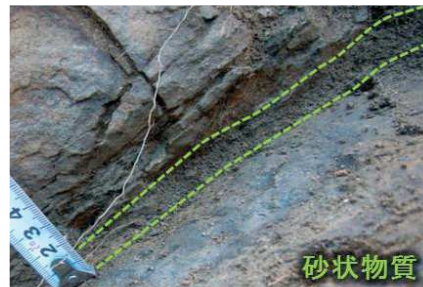
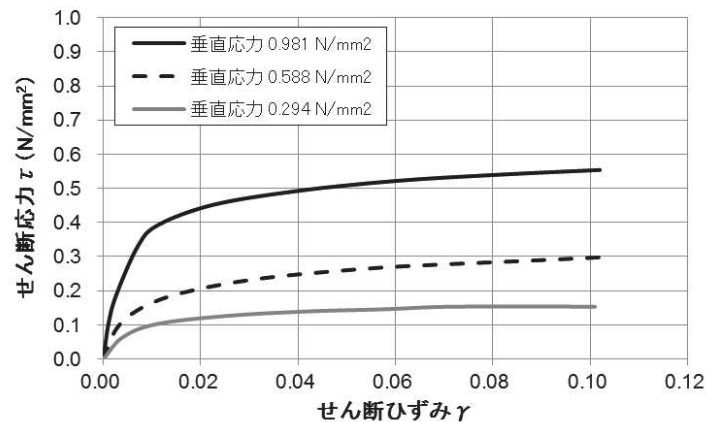


2. 解析用物性値に関する補足 2. 5盛土他の解析用物性値

2. 5. 2 強度特性（断層及びシーム）②

- 断層及びシームの強度特性は、これらの中でも最も強度が小さい粘土状物質の単純せん断試験結果で設定した。
- 残留強度は、応力～ひずみ関係において、ひずみ軟化傾向が認められないことから、せん断強度と同じ値で設定した。

■ 応力～ひずみ関係

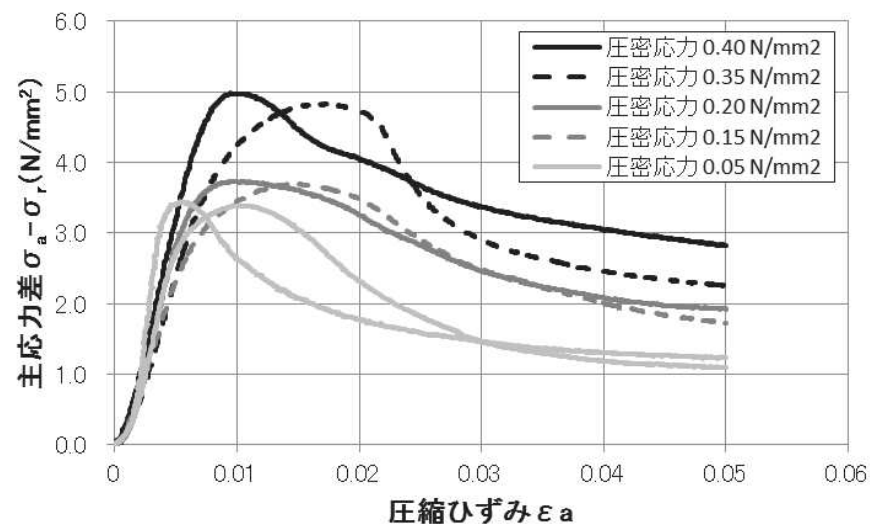


2. 解析用物性値に関する補足 2. 5盛土他の解析用物性値

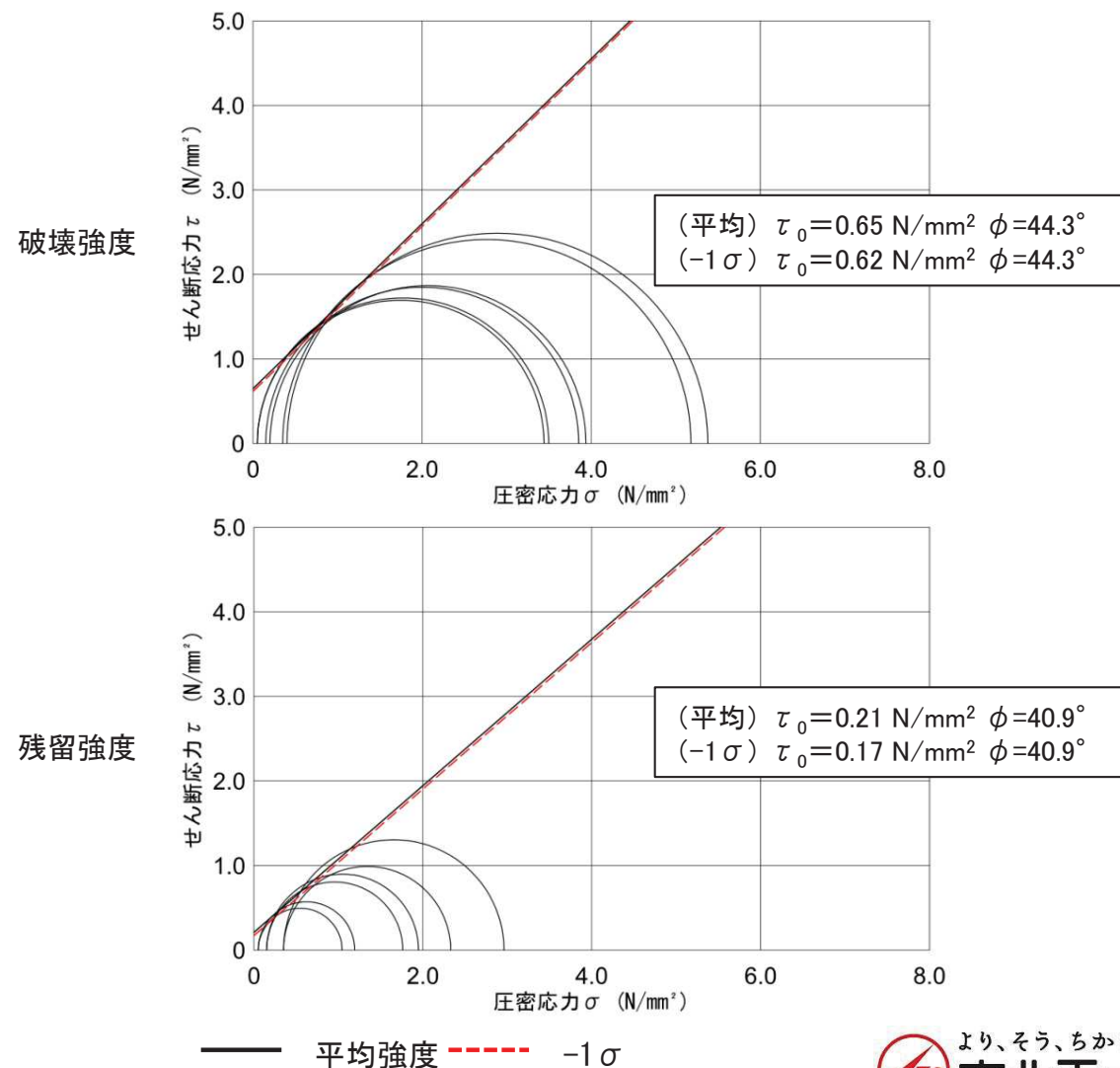
2. 5. 2 強度特性（セメント改良土）

- 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。
- セメント改良土の強度特性は、試験盛土などから採取したコアの三軸圧縮試験結果から設定した。

■ 応力～ひずみ関係



■ 破壊包絡線

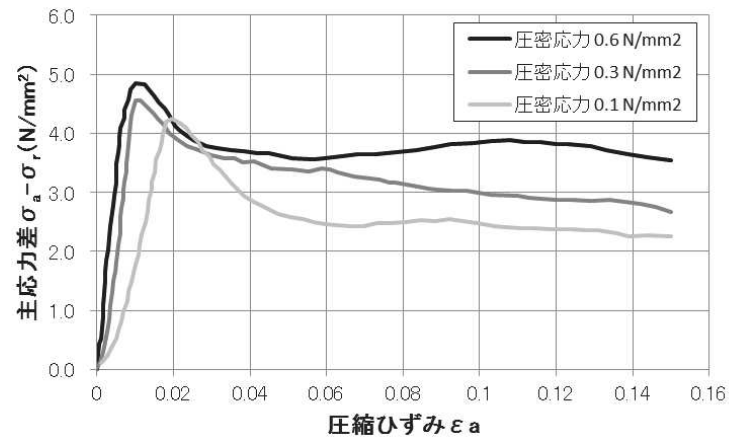


2. 解析用物性値に関する補足 2. 5盛土他の解析用物性値

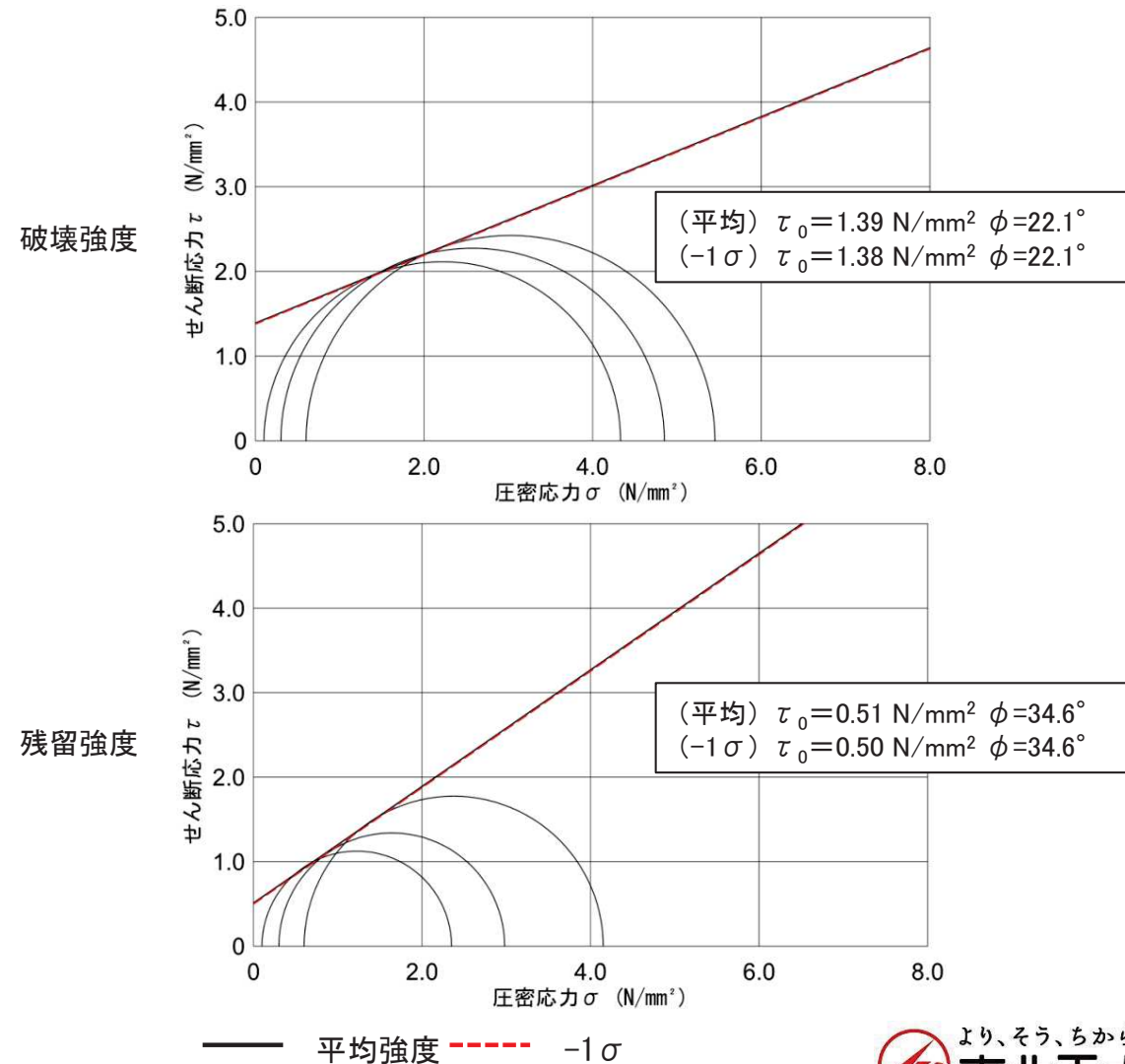
2. 5. 2 強度特性（改良地盤）

- 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。
- 改良地盤の強度特性は、三軸圧縮試験から設定した。

■ 応力～ひずみ関係



■ 破壊包絡線

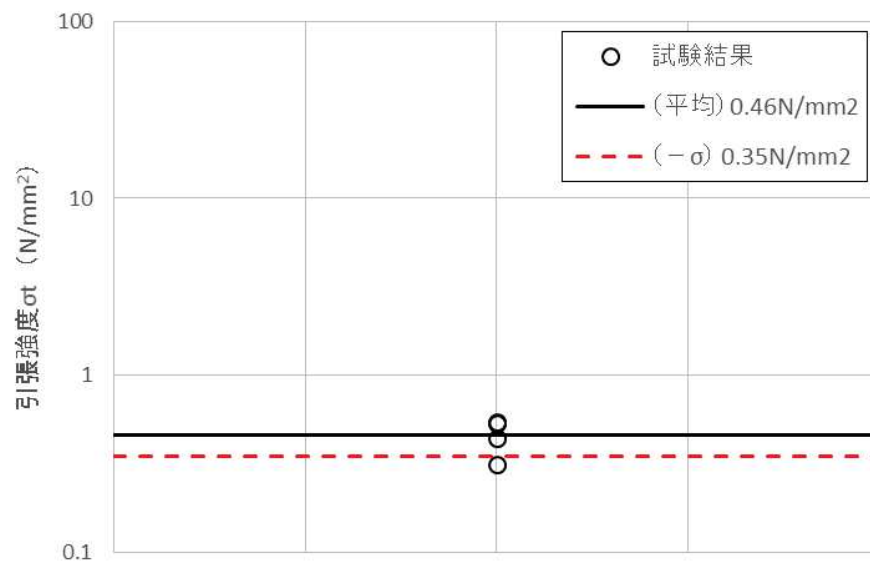


2. 解析用物性値に関する補足 2. 5盛土他の解析用物性値

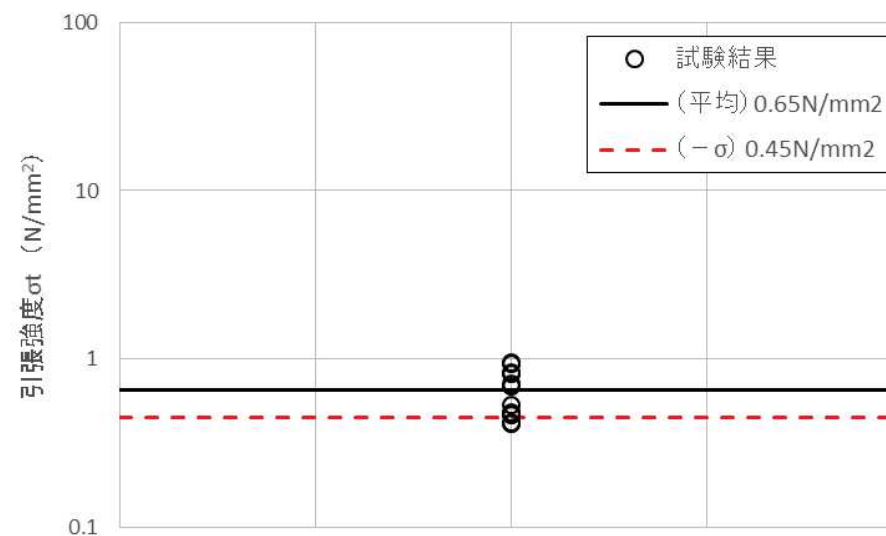
2. 5. 2 強度特性 (セメント改良土・改良地盤(引張強度))

- セメント改良土の引張強度は、室内で作製した試料(材齢28日、養生温度20℃)の引張強さ試験結果から設定した。
- 改良地盤の引張強度は、試験改良体のボーリングコア試料の引張強さ試験結果から設定した。

■ セメント改良土



■ 改良地盤

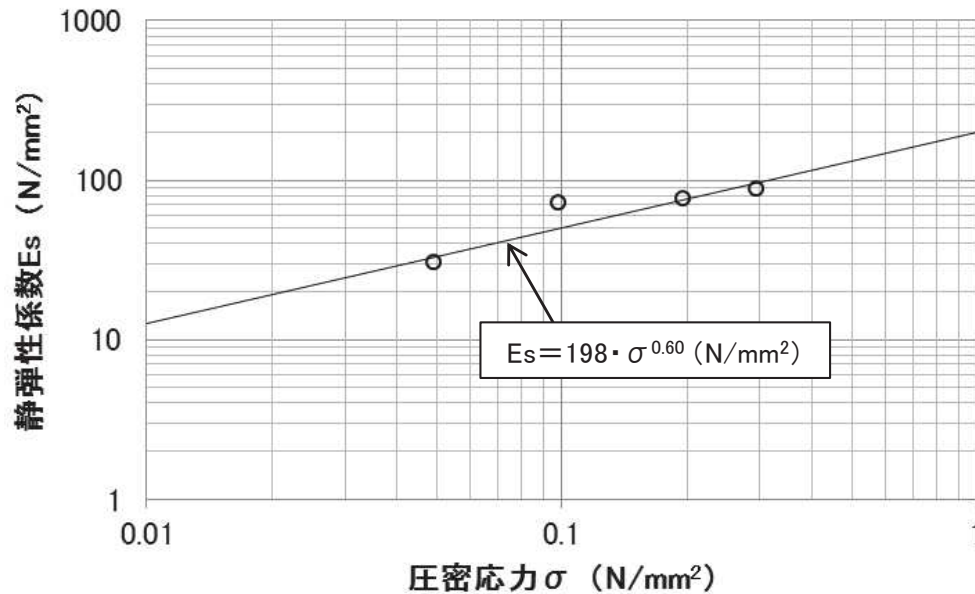


2. 解析用物性値に関する補足 2. 5盛土他の解析用物性値

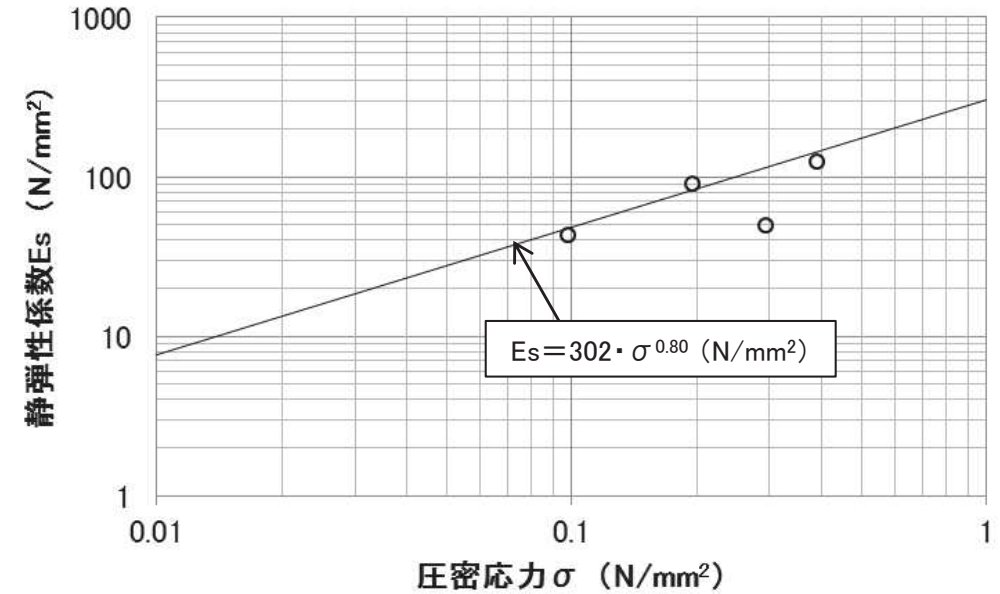
2. 5. 3 静的変形特性（盛土及び旧表土）

- 盛土及び旧表土の静的変形特性は、三軸圧縮試験結果をもとに設定した。
- 盛土及び旧表土の静ポアソン比は、慣用値(0.40)で設定した。

■ 静弾性係数 E_s (盛土)



■ 静弾性係数 E_s (旧表土)

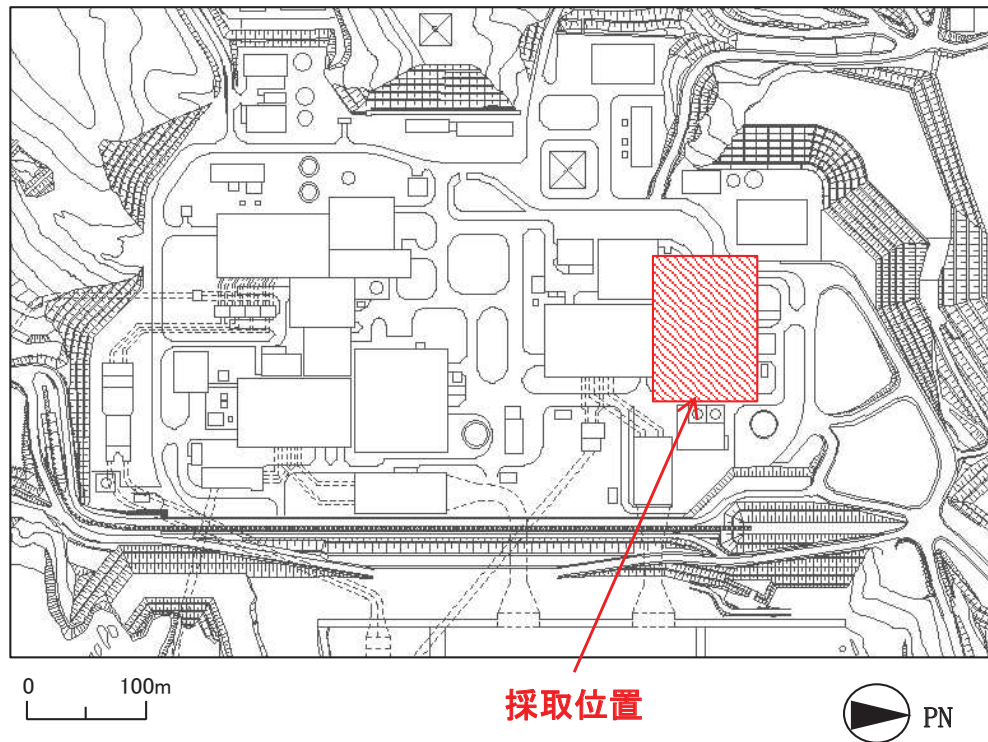


2. 解析用物性値に関する補足 2. 5盛土他の解析用物性値

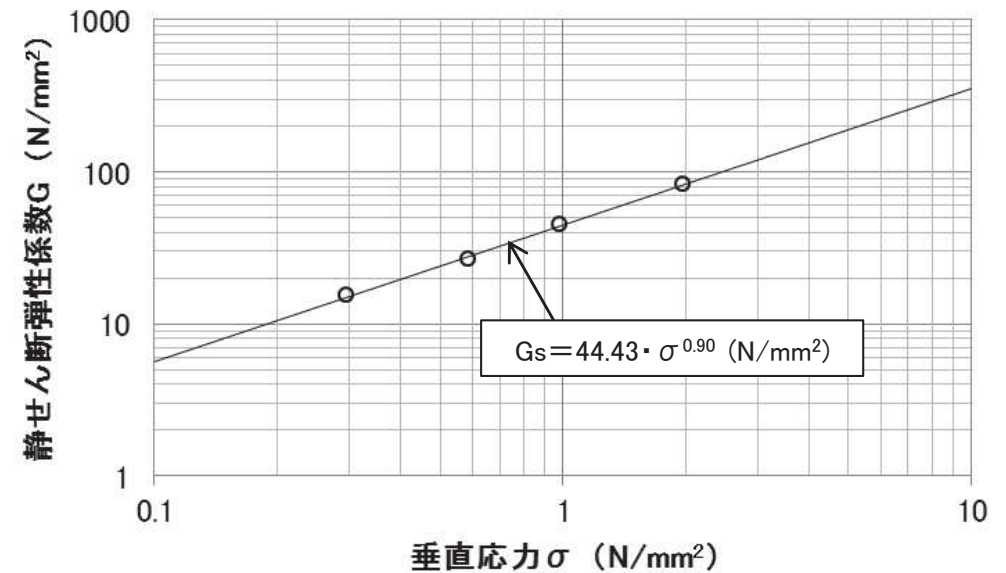
2. 5. 3 静的変形特性（断層及びシーム）

- 断層及びシームの静的変形特性は、粘土状物質の単純せん断試験結果で設定した。
- 静ポアソン比は、慣用値(0.40)で設定した。

■ 試料採取位置



■ 静せん断弾性係数G(断層及びシーム)



$$E_s = 2 \times G_s (1 + \nu_s) = 124.5 \cdot \sigma^{0.90} (\text{N/mm}^2)$$

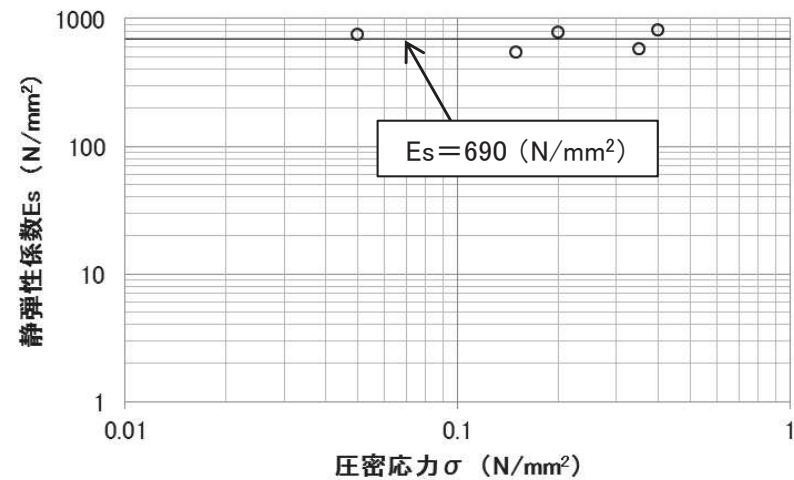
ν_s : 静ポアソン比 (=0.40)

2. 解析用物性値に関する補足 2. 5盛土他の解析用物性値

2. 5. 3 静的変形特性（セメント改良土及び改良地盤）

- セメント改良土の静的変形特性は、三軸圧縮試験をもとに設定した。
- 改良地盤の静的変形特性は、平板載荷試験の結果をもとに設定した。
- セメント改良土及び改良地盤の静ポアソン比は、一軸圧縮試験結果をもとに設定した。

■ 静弾性係数 E_s （セメント改良土）



■ 静弾性係数 E_s （改良地盤）

試験 ケース	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	平均値 (N/mm ²)
H-1	6,380	4,480
H-2	3,830	
H-3	3,550	
H-4	3,640	
H-5	4,980	

■ 静ポアソン比

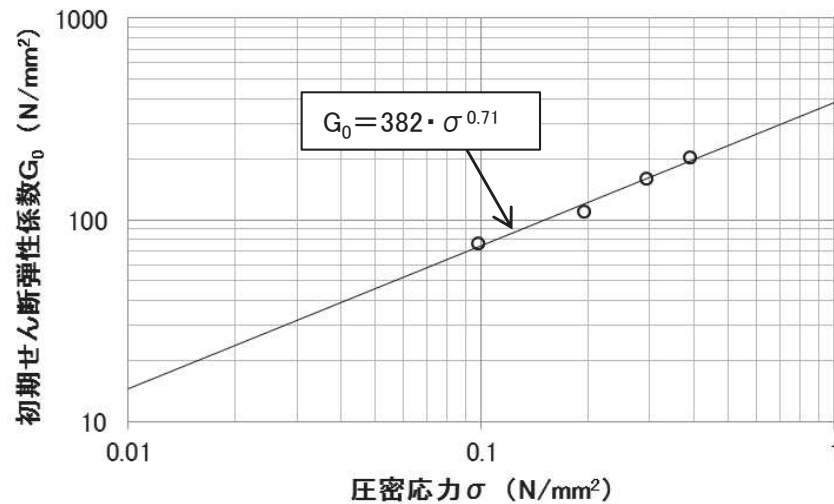
	標本数	静ポアソン比
セメント改良土	6	0.26
改良地盤	18	0.19

2. 解析用物性値に関する補足 2. 5盛土他の解析用物性値

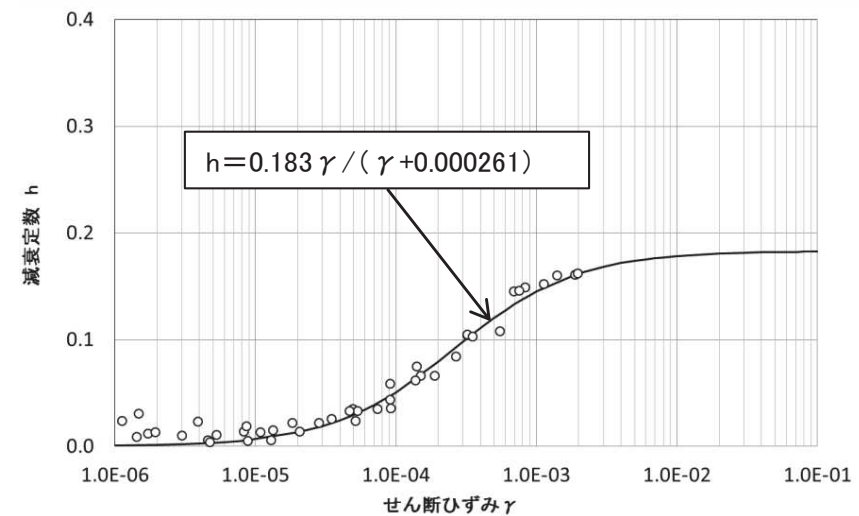
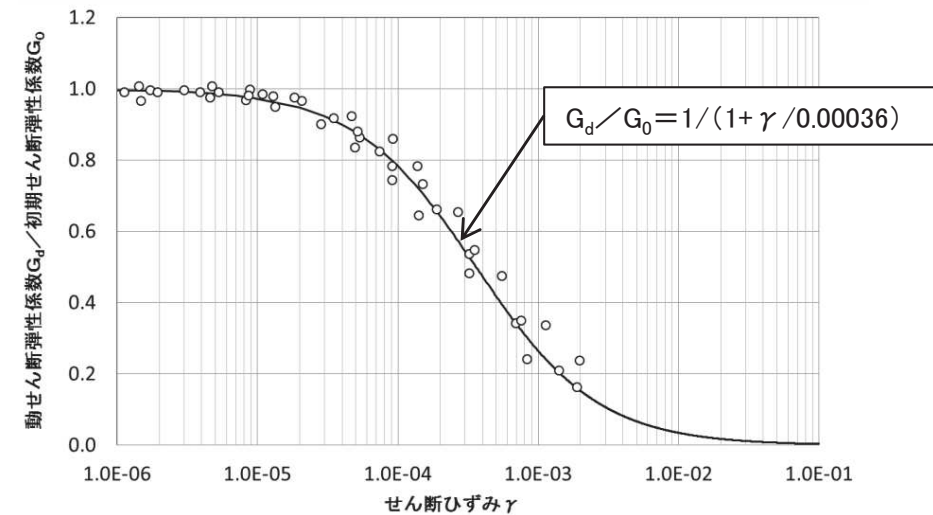
2. 5. 4 動の変形特性（盛土）

- 盛土の動の変形特性は、敷地内で採取した試料を用いた繰返し三軸試験結果から設定した。
- 動ポアソン比は、慣用値(0.48)で設定した。

■ 初期せん断弾性係数 G_0



■ ひずみ依存性

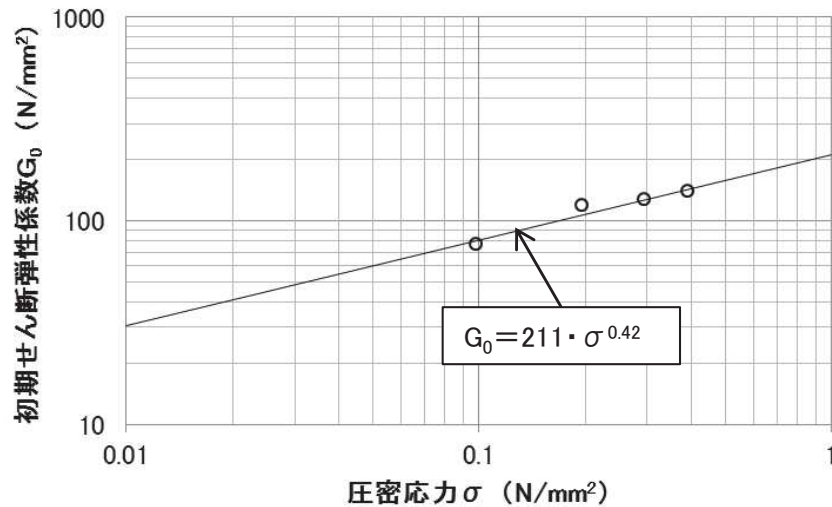


2. 解析用物性値に関する補足 2. 5盛土他の解析用物性値

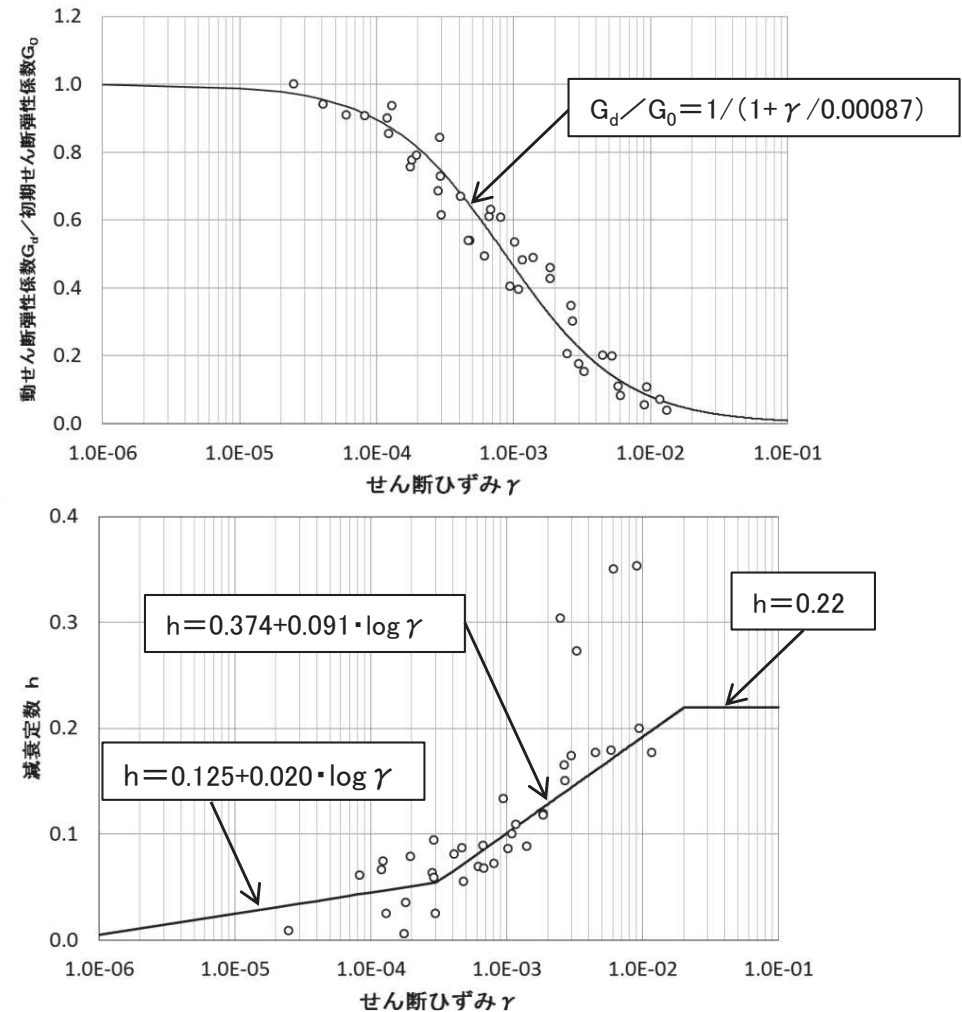
2. 5. 4 動の変形特性（旧表土）

- 旧表土の動の変形特性は、繰返し三軸試験結果から設定した。
- 試料採取位置は、強度特性の三軸圧縮試験と同じである。
- 旧表土の動ポアソン比($\nu=0.46$)は、PS検層及び地表面弾性波探査の結果から設定した。

■ 初期せん断弾性係数 G_0



■ ひずみ依存性

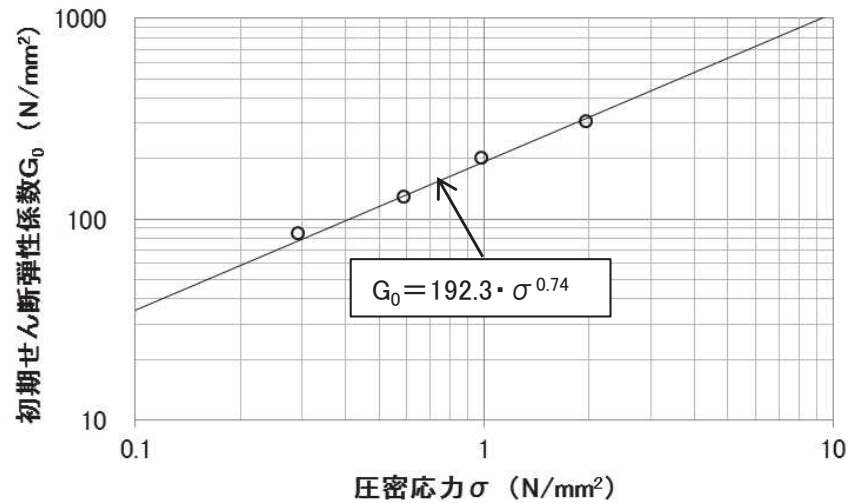


2. 解析用物性値に関する補足 2. 5盛土他の解析用物性値

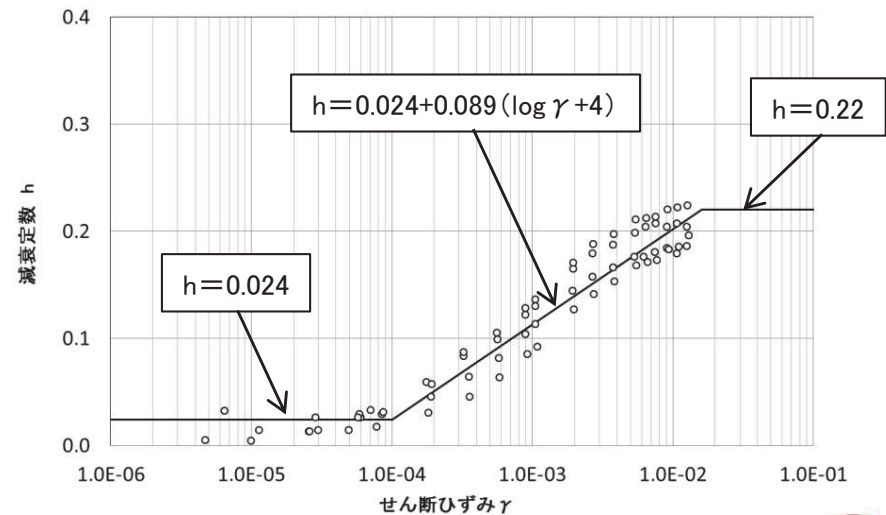
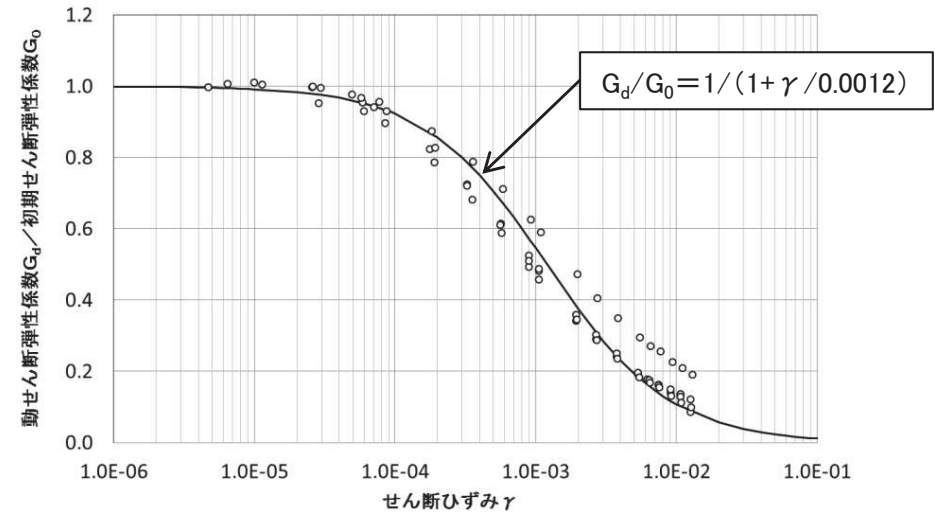
2. 5. 4 動の変形特性（断層及びシーム）

- 断層及びシームの動の変形特性は、粘土状物質の繰返し単純せん断試験結果から設定した。
- 試料採取位置は、強度特性の単純せん断試験のコア採取位置と同じである。
- 動ポアソン比は旧表土の値と同じ値で設定した。

■ 初期せん断弾性係数 G_0



■ ひずみ依存性



2. 解析用物性値に関する補足 2. 5盛土他の解析用物性値

2. 5. 4 動的変形特性（セメント改良土）

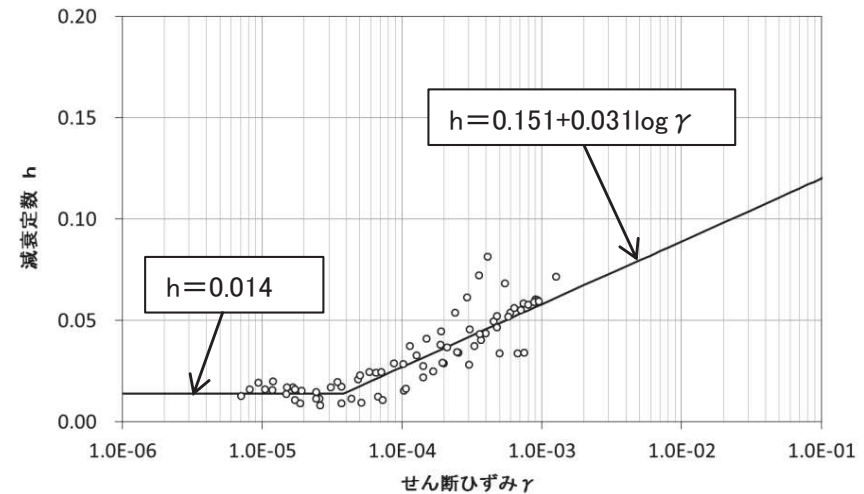
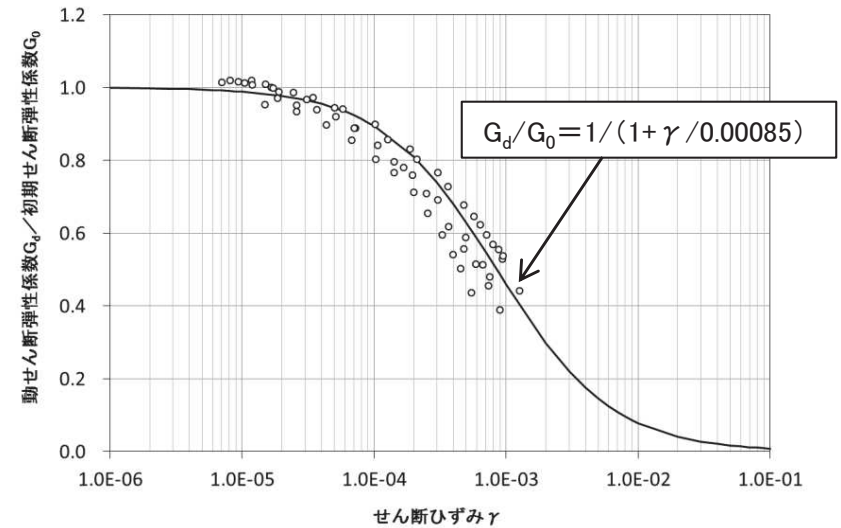
- セメント改良土の動的変形特性のうち，初期動せん断剛性 G_0 ，動ポアソン比 ν_d (0.36)は，PS検層の結果から設定した。
- セメント改良土の動的変形特性のうち，ひずみ依存性に関しては，繰返し三軸試験結果 から設定した。

■ 初期せん断弾性係数 G_0

$$V_s(\text{平均}) = 870(\text{m/s})$$

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 = 1,670(\text{N/mm}^2)$$

■ ひずみ依存性



2. 解析用物性値に関する補足 2. 5盛土他の解析用物性値

2. 5. 4 動的変形特性（改良地盤）

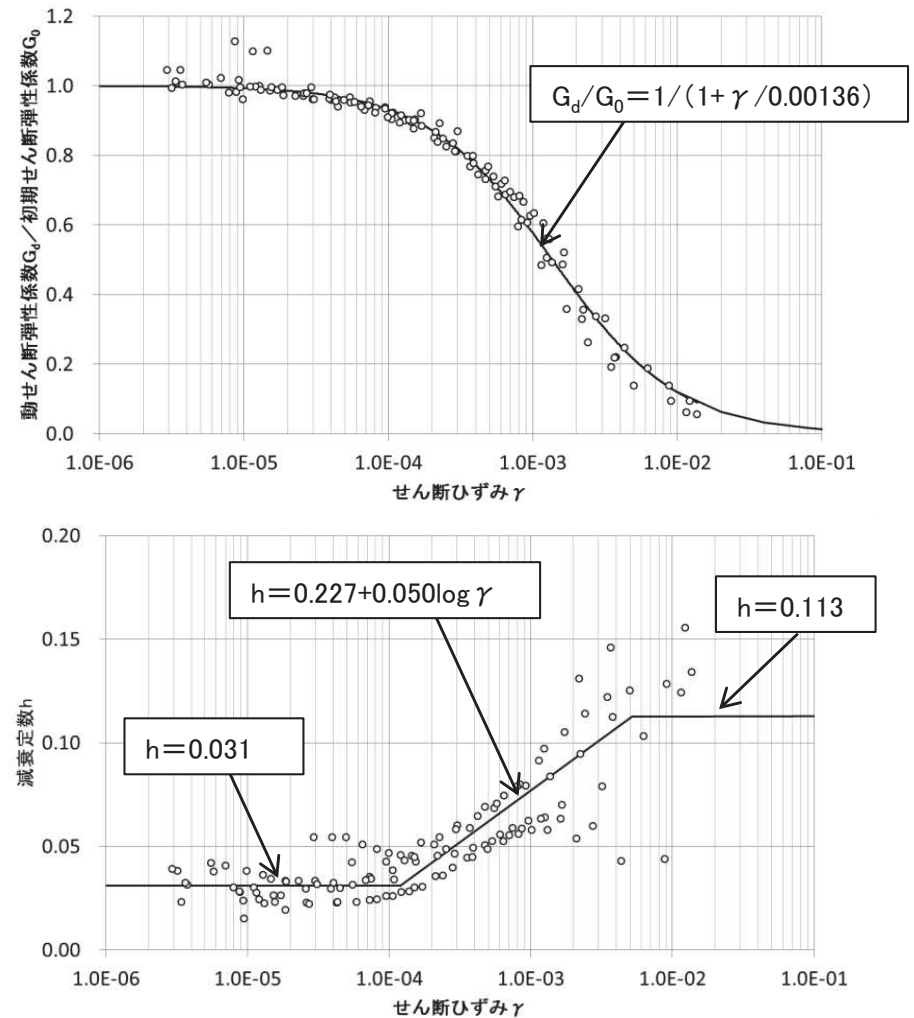
- 改良地盤の動的変形特性のうち、初期動せん断剛性 G_0 、動ポアソン比 ν_d (0.36)は、PS検層の結果から設定した。
- 改良地盤の動的変形特性のうち、ひずみ依存性に関しては、繰返し三軸試験結果から設定した。

■ 初期せん断弾性係数 G_0

$$V_s(\text{平均}) = 960 (\text{m/s})$$

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 = 1,940 (\text{N/mm}^2)$$

■ ひずみ依存性

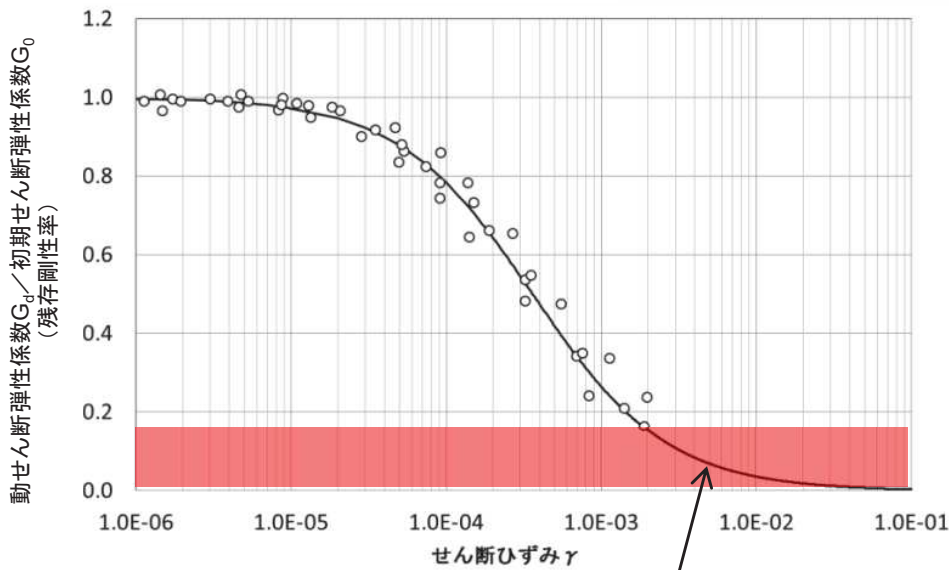


2. 解析用物性値に関する補足 2. 5盛土他の解析用物性値

2. 5. 4 動的変形特性（残存剛性率が小さい領域の補間）

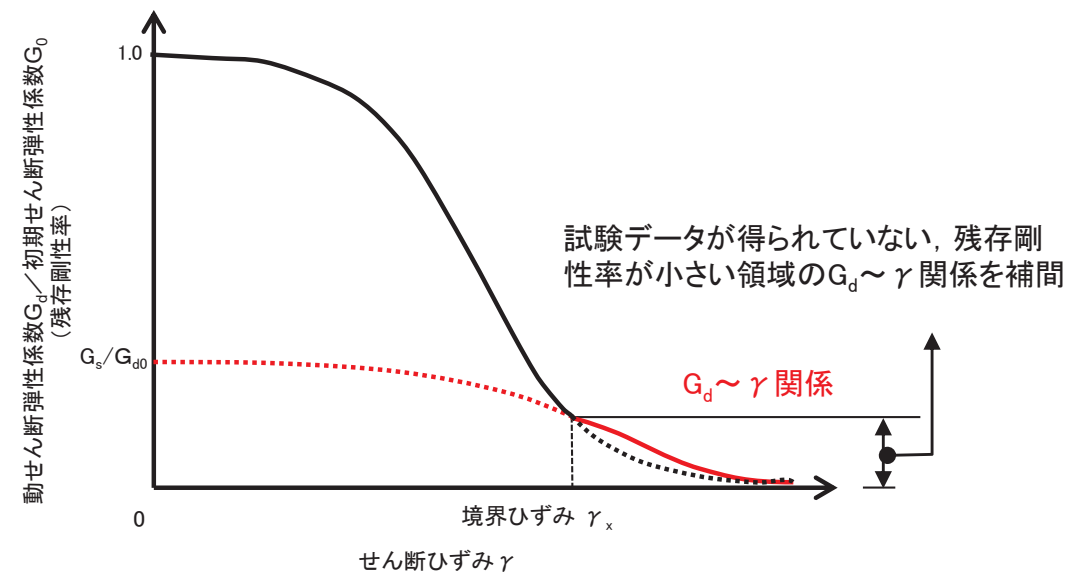
- 動的変形特性の設定に用いる繰返し三軸試験等の試験範囲は、せん断ひずみで $10^{-3} \sim 10^{-2}$ 程度が限界。
- 断層及びシーム、盛土では、残存剛性率が小さい範囲のデータが得られていないため、骨格曲線（応力～ひずみ関係）が三軸圧縮試験等から算定される静的強度に漸近するように補間した。

■ 盛土の動的変形特性



残存剛性率(G_d/G_0)約20%未満は
試験データが得られていない

■ 補間の考え方



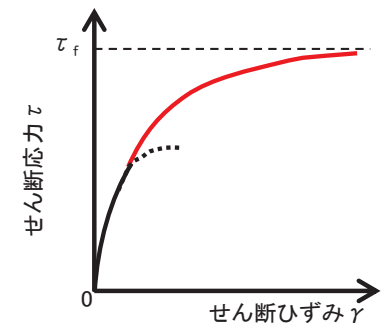
【 $G_d \sim \gamma$ 関係の補間方法】

骨格曲線（応力～ひずみ関係）が、三軸圧縮試験等から得られたせん断強度 τ_f に漸近するように、双曲線形式で次式により設定。

$$\begin{aligned} G_d/G_0 &= 1/(1+\gamma/\gamma_m) \\ \gamma_m &= \tau_f/G_0 \\ G_0 &= E_s/2(1+\nu_s) \end{aligned}$$

ここで、

τ_f : せん断強度
 E_s : 静弾性係数
 ν_s : 静ポアソン比

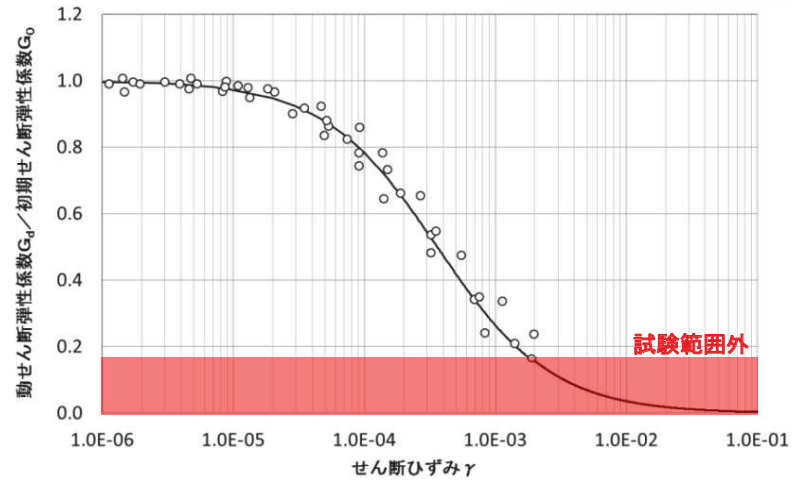


2. 解析用物性値に関する補足 2. 5盛土他の解析用物性値

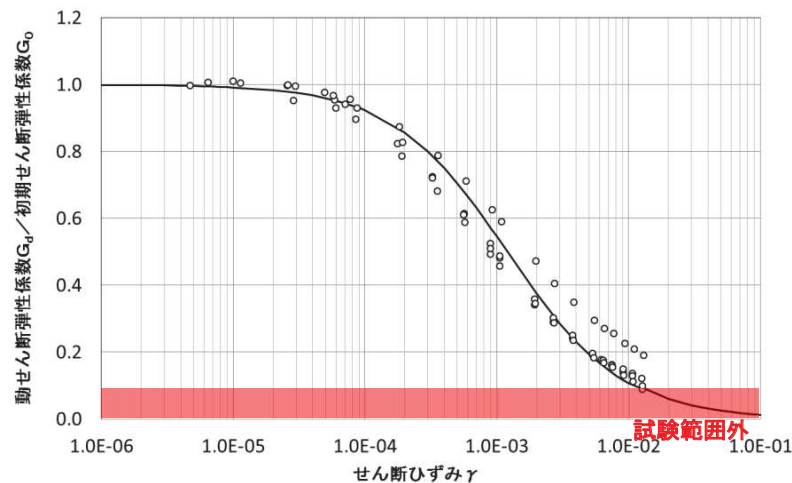
2. 5. 4 動の変形特性（旧表土の動の変形特性を補間しない理由）

- 旧表土は残存剛性が十分小さくなるまで試験データが得られており、補間の必要はない。

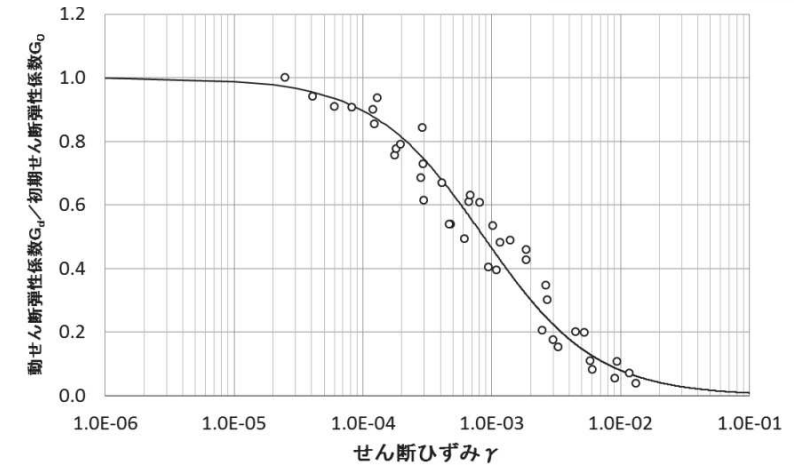
■ 盛土の動の変形特性



■ 断層及びシームの動の変形特性



■ 旧表土の動の変形特性



旧表土は、残存剛性率の小さい範囲まで試験できており、補間する必要はない。

残存剛性率が小さい範囲は、試験データが得られておらず、適切な補間が必要。

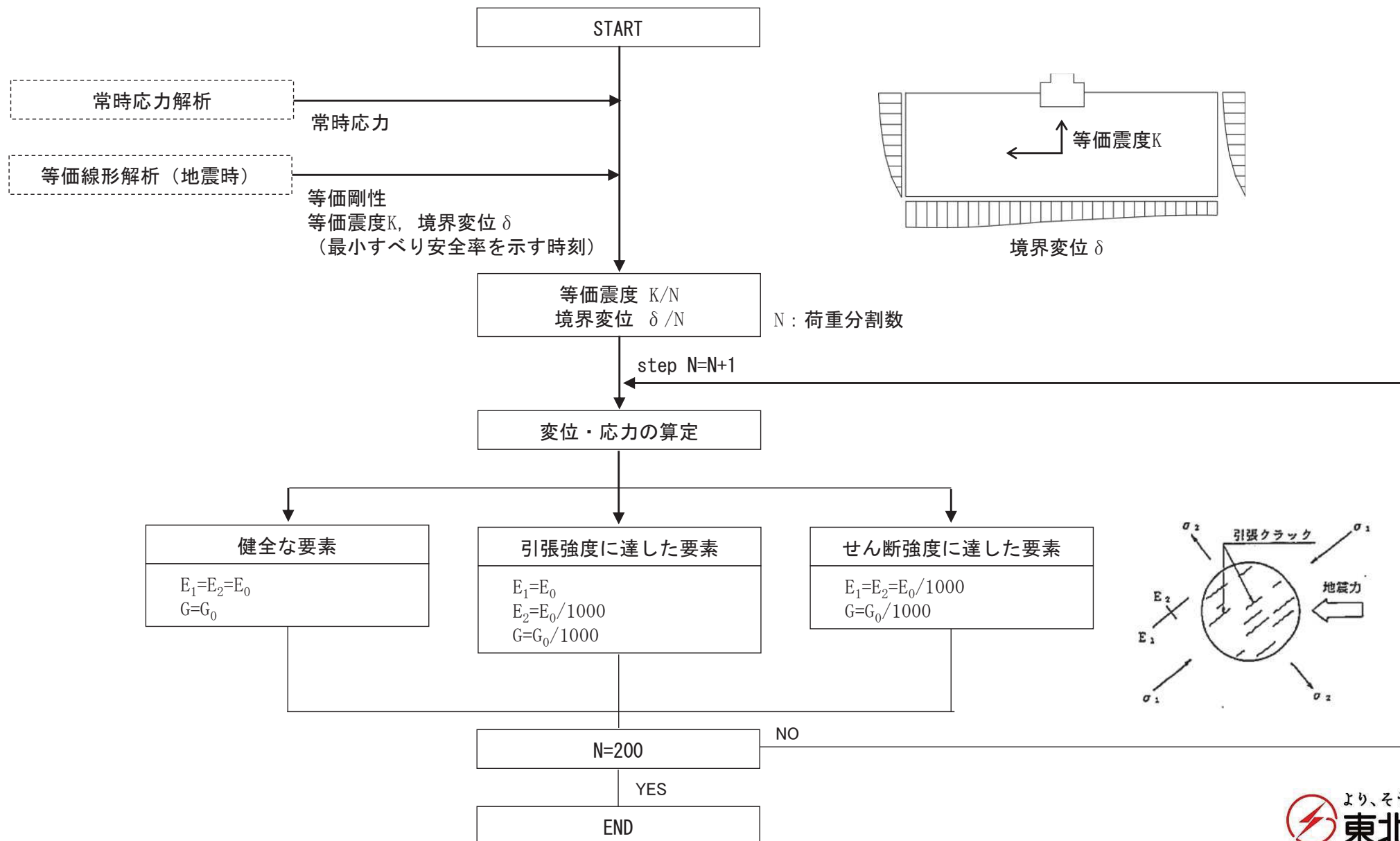
目次

1. 評価断面の選定に関する補足
2. 解析用物性値に関する補足
- 3. 安定性評価に関する補足**
4. 防潮堤の設計方針について
5. 地下水位の設定に係る設置許可基準規則への基準適合の考え方(第752回審査会合(R1.7.30)資料抜粋)
6. 液状化影響の検討方針について(第734回審査会合(R1.6.25)資料抜粋)

3. 安定性評価に関する補足

3. 1 静的非線形解析のフロー

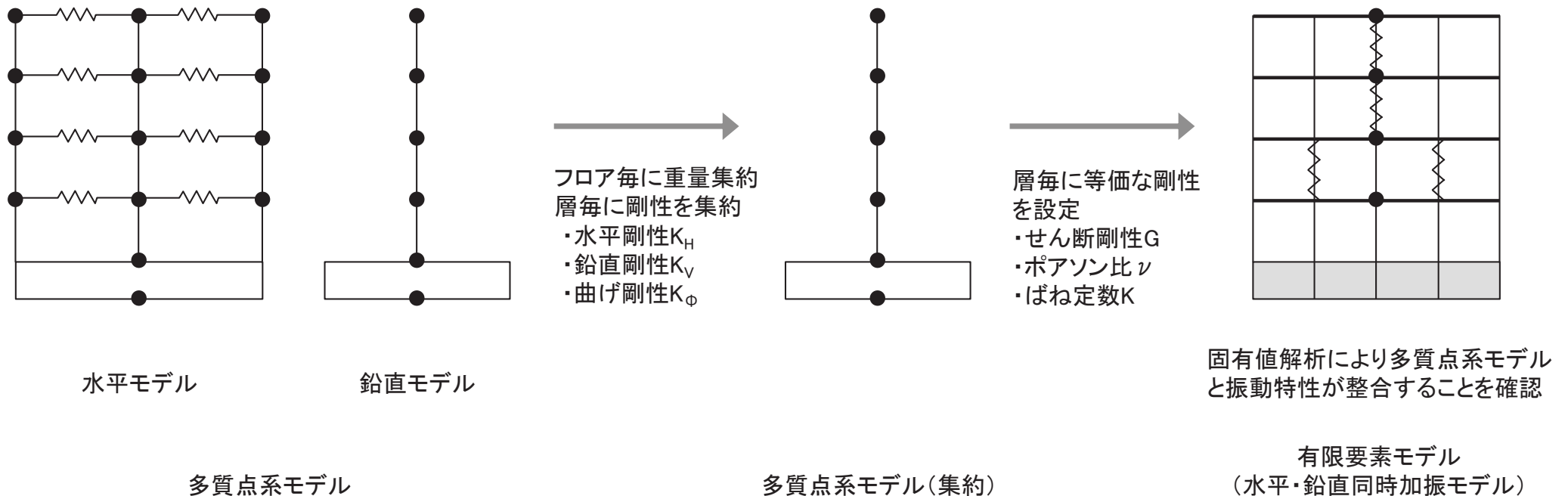
- 静的非線形解析は、荷重増分法により実施し、各荷重段階で、引張強度に達した要素及びせん断強度に達した要素の弾性係数・せん断弾性係数を低下させ、全荷重段階まで増加させることにより、最終的な応力状態を求める。



3. 安定性評価に関する補足 3. 2建屋のモデル化方法

3. 2. 1 建屋モデル化の流れ

- 基礎地盤の安定性評価に用いる建屋モデルについて、水平及び鉛直動の同時入力に対応したモデル化を行う。
- モデル化にあたっては「原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術＜技術資料＞」(土木学会, 2009)を参考に、多質点系建屋モデルから建屋各層の水平剛性 K_H 、鉛直剛性 K_V 及び曲げ剛性 K_ϕ を用いて、せん断剛性 G 、ばね定数 K 、ポアソン比 ν を求め等価な有限要素モデルを作成する。
- 多質点系モデル及び作成した有限要素モデルについて、固有値解析を実施し、両モデルの振動特性が整合することを確認する。

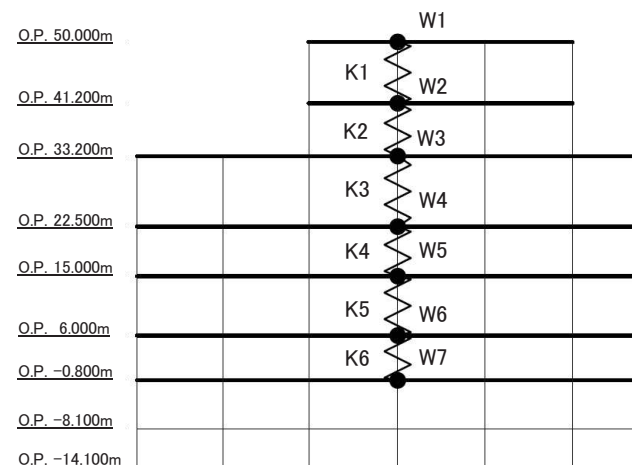


3. 安定性評価に関する補足 3. 2建屋のモデル化方法

3.2.2 原子炉建屋X-X' 断面

- 原子炉建屋(X-X'断面)について、多質点系モデルと等価な有限要素モデル(水平・鉛直同時加振モデル)を作成した。
- 多質点系モデル※1及び有限要素モデルについて、固有値解析の結果を「3. 2. 5固有値解析による検証」に示す。

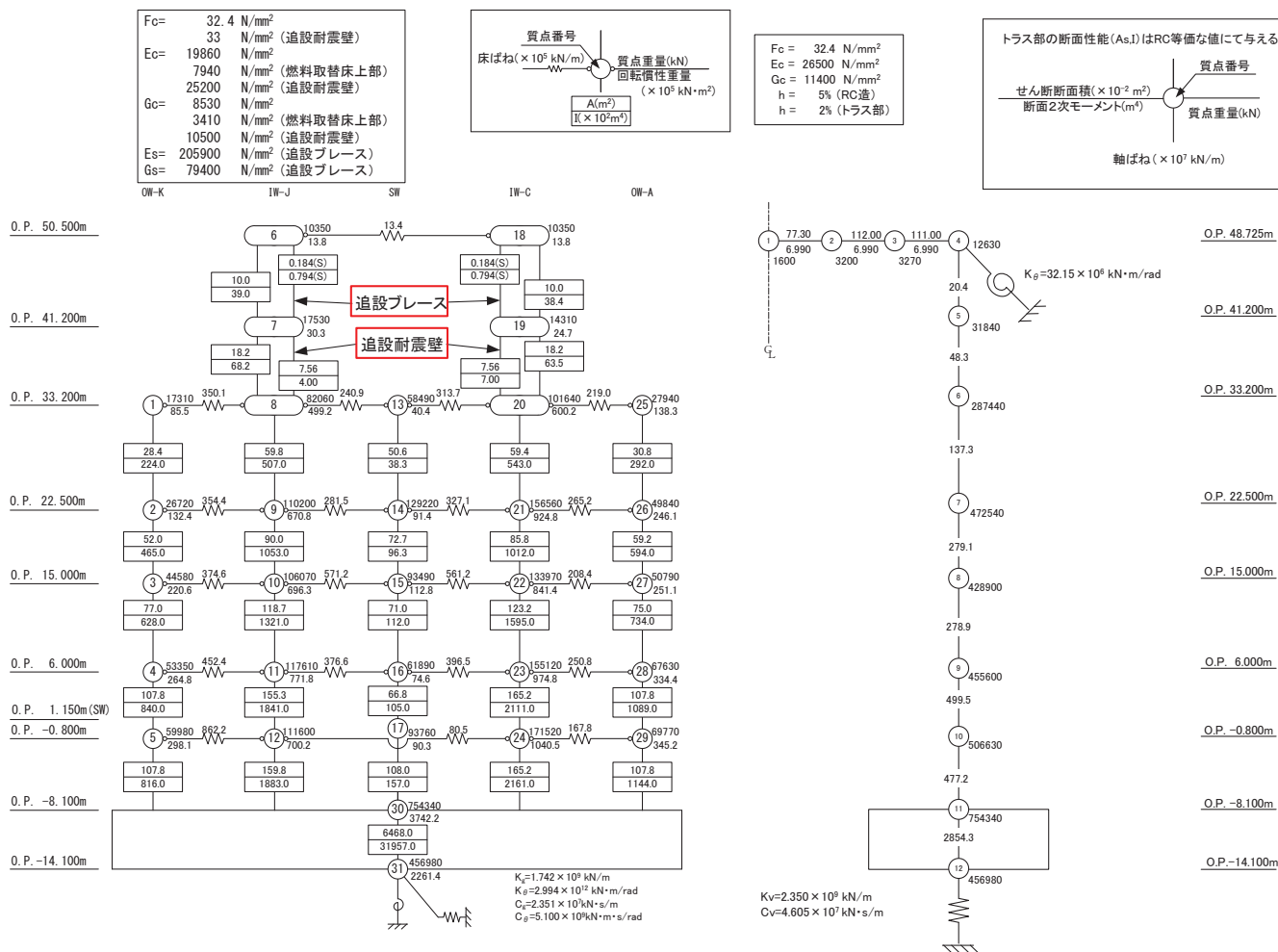
● : 質点重量, — : 水平剛ビーム,  : 鉛直バネ
基礎版部分は平面ひずみ要素にコンクリートの物性を考慮



有限要素モデル(水平・鉛直同時加振モデル)

有限要素モデル物性値

標高 (m)	節点重量 ($\times 10^2 \text{ kN/m}$)	材料 番号	単位体積重量 (kN/m^3)	等価せん断剛性 Gf ($\times 10^9 \text{ kN/m}^2$)	等価 ボアソン比 ν_f	鉛直バネ Kf ($\times 10^6 \text{ kN/m/m}$)
50.50	W1=2.5					
41.20	W2=3.8	1	-	0.25	0.43	K1=16.6
33.20	W3=34.2	2	-	0.73	0.32	K2=45.6
22.50	W4=56.3	3	-	2.63	0.31	K3=101.4
15.00	W5=51.1	4	-	4.13	0.36	K4=149.3
6.00	W6=57.4	5	-	5.33	0.37	K5=122.4
-0.80	W7=57.1	6	-	7.04	0.38	K6=215.2
-8.10	-	7	6.3	7.44	0.42	-
-14.10	-	8	23.6	85.32	0.16	-



水平モデル(NS方向)

鉛直モデル

多質点系モデル※2

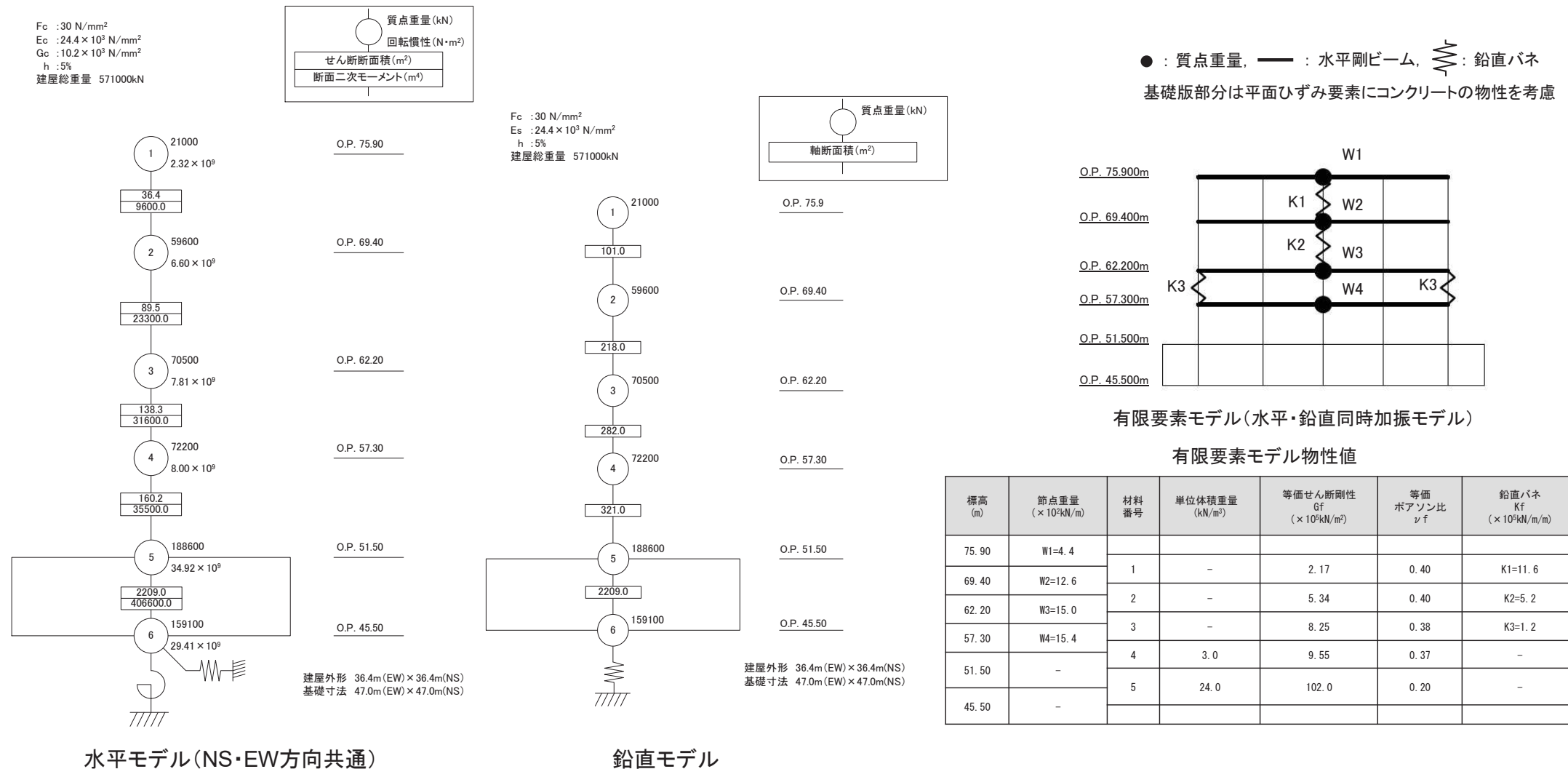
※1:多質点系モデルの詳細は第618回審査会合資料1-1-3参照。

※2:コンクリート壁の初期剛性の設計値に対する補正係数は、水平モデルのオペフロ階・クレーン階で0.3倍、地下3階～2階で0.75倍、鉛直モデルで1.0倍。

3. 安定性評価に関する補足 3. 2建屋のモデル化方法

3. 2. 4 緊急時対策建屋

- 緊急時対策建屋(X-X' 及びY-Y' 断面共通)について、多質点系モデルと等価な有限要素モデル(水平・鉛直同時加振モデル)を作成した。
- 多質点系モデル及び有限要素モデルについて、固有値解析の結果を「3. 2. 5固有値解析による検証」に示す。



※建屋モデルは基本設計段階の情報に基づく。

3. 安定性評価に関する補足 3. 2建屋のモデル化方法

3. 2. 5 固有値解析による検証

- 多質点系モデル及び有限要素モデルについて、固有値解析を実施した結果、水平方向・鉛直方向ともに固有周期はおおむね一致し、作成した有限要素モデルが妥当であることを確認した。

原子炉建屋X-X' 断面		多質点系モデル		有限要素モデル	
		固有周期 (s)	刺激係数	固有周期 (s)	刺激係数
水平	1次	0.22	2.2	0.22	2.3
	2次	0.12	1.9	0.12	2.4
	3次	0.091	1.8	0.086	1.3
鉛直	1次	0.076	1.6	0.076	1.7
	2次	0.032	1.6	0.033	1.7
	3次	0.025	1.7	0.025	1.7

原子炉建屋Y-Y' 断面		多質点系モデル		有限要素モデル	
		固有周期 (s)	刺激係数	固有周期 (s)	刺激係数
水平	1次	0.21	2.2	0.21	2.2
	2次	0.12	1.6	0.11	2.3
	3次	0.084	1.4	0.081	1.5
鉛直	1次	0.076	1.6	0.076	1.6
	2次	0.032	1.6	0.033	1.5
	3次	0.025	1.7	0.025	1.6

緊急時対策建屋		多質点系モデル		有限要素モデル	
		固有周期 (s)	刺激係数	固有周期 (s)	刺激係数
水平	1次	0.092	1.6	0.092	1.6
	2次	0.042	0.86	0.043	0.87
	3次	0.032	0.054	0.032	0.056
鉛直	1次	0.037	1.5	0.037	1.5
	2次	0.016	0.91	0.017	0.83
	3次	0.012	0.53	0.012	0.38

3. 安定性評価に関する補足

3.3 緊急時対策建屋における初期剛性低下の影響①

- ・ 緊急時対策建屋の地盤安定解析用のモデルは、耐震評価用の基本モデルである設計剛性に基づく多質点系モデルに基づき作成している。
- ・ 第680回審査会合(平成31年2月14日)「女川原子力発電所2号炉 鉄筋コンクリート躯体の乾燥収縮及び地震影響を踏まえた要求機能に対する各条文の機能維持の方針の整理」の通り、緊急時対策建屋の初期剛性低下を考慮した多質点系モデルにより基礎地盤に与える影響を確認することとしており、確認結果を以下に示す。
- ・ なお、原子炉建屋の地盤安定解析用のモデルは、耐震評価用の基本モデルが初期剛性低下を考慮した多質点系モデルであり、これに基づき作成している。

	設計剛性モデル	初期剛性低下モデル (設計剛性モデルの初期剛性を80%とした)
水平方向 建屋モデル図※ (弾性モデル)	$F_c : 30\text{N/mm}^2$ $E_c : 24.4 \times 10^3\text{N/mm}^2$ $G_c : 10.2 \times 10^3\text{N/mm}^2$ $h : 5\%$ 建屋総重量 571000kN 質点重量 (kN) 回転慣性 (N・m) せん断断面積 (㎡) 断面二次モーメント (㎡) 1 21000 2.32 × 10⁹ 36.4 9600.0 2 59600 6.60 × 10⁹ 89.5 23300.0 3 70500 7.81 × 10⁹ 138.3 31600.0 4 72200 8.00 × 10⁹ 160.2 35500.0 5 188600 34.92 × 10⁹ 2209.0 406600.0 6 159100 29.41 × 10⁹ Q.P.+75.90 Q.P.+69.40 Q.P.+62.20 Q.P.+57.30 Q.P.+51.50 Q.P.+45.50 建屋外形 36.4m(EW) × 36.4m (NS) 基礎寸法 47.0m(EW) × 47.0m (NS)	$F_c : 30\text{N/mm}^2$ $E_c : 19.5 \times 10^3\text{N/mm}^2$ $G_c : 8.14 \times 10^3\text{N/mm}^2$ $h : 5\%$ 建屋総重量 571000kN 質点重量 (kN) 回転慣性 (N・m) せん断断面積 (㎡) 断面二次モーメント (㎡) 1 21000 2.32 × 10⁹ 36.4 9600.0 2 59600 6.60 × 10⁹ 89.5 23300.0 3 70500 7.81 × 10⁹ 138.3 31600.0 4 72200 8.00 × 10⁹ 160.2 35500.0 5 188600 34.92 × 10⁹ 2209.0 406600.0 6 159100 29.41 × 10⁹ Q.P.+75.90 Q.P.+69.40 Q.P.+62.20 Q.P.+57.30 Q.P.+51.50 Q.P.+45.50 建屋外形 36.4m(EW) × 36.4m (NS) 基礎寸法 47.0m(EW) × 47.0m (NS)

※建屋モデルは基本設計段階の情報に基づく。

3. 安定性評価に関する補足

3. 3 緊急時対策建屋における初期剛性低下の影響②

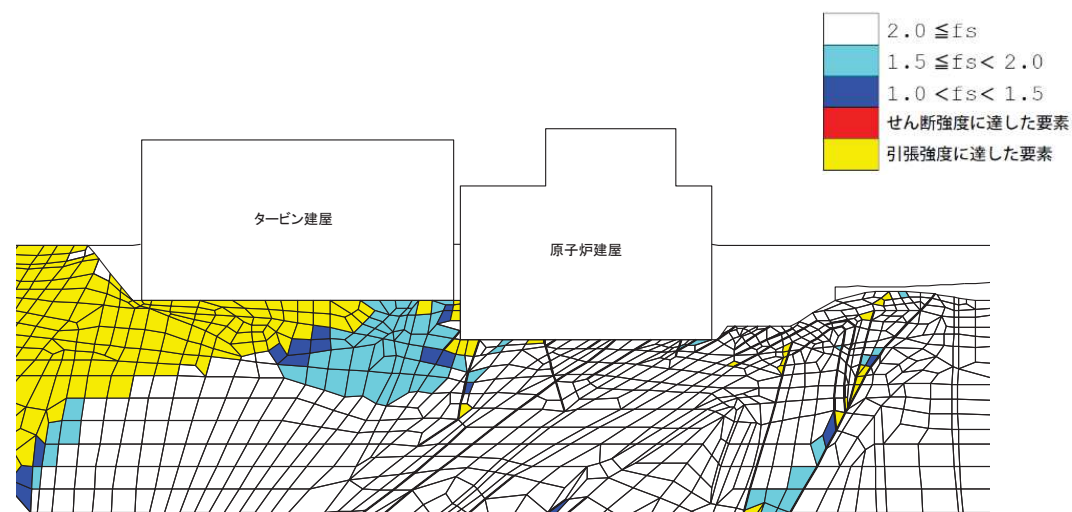
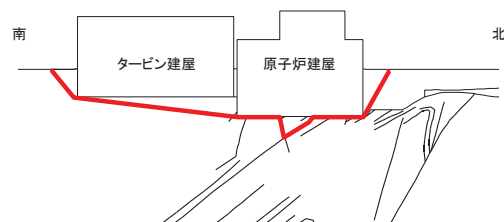
- 基礎地盤への伝達力(最大転倒モーメント及び基礎底面のせん断応力度)の比較を行った結果, 初期剛性低下の影響は, 地盤安定性評価にほぼ影響がないことを確認した。
- なお, 地盤安定解析用の建屋モデルは弾性としてモデル化しており, 大加速度地震時に基礎地盤への伝達力が大きくなるよう保守的にモデル化していること, 及び緊急時対策建屋の最小すべり安全率は, X-X' 断面における2.1(Ss-F3)であり, 1.5に対して裕度があることから十分な安全性を有していると評価した。

	設計剛性モデル	初期剛性低下モデル
最大転倒モーメント(×10 ³ kN・m)	6762	6831
基礎底面のせん断応力度(N/mm ²)	0.27	0.28

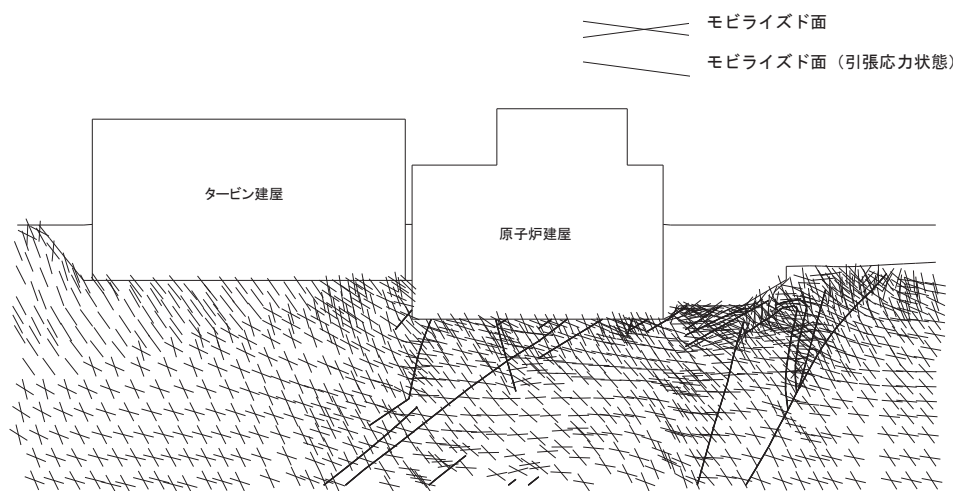
3. 4. 1 原子炉建屋 X-X' 断面

■ 原子炉建屋 (X-X' 断面)

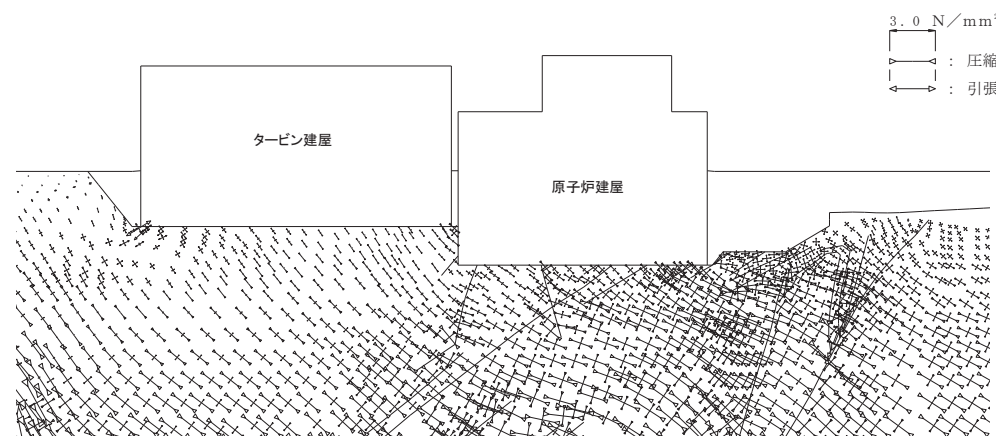
- ・最小すべり安全率 : 2.0
- ・基準地震動 : Ss-N1(+,+)
- ・発生時刻 : 7.52秒



局所安全係数



モビライズド面図

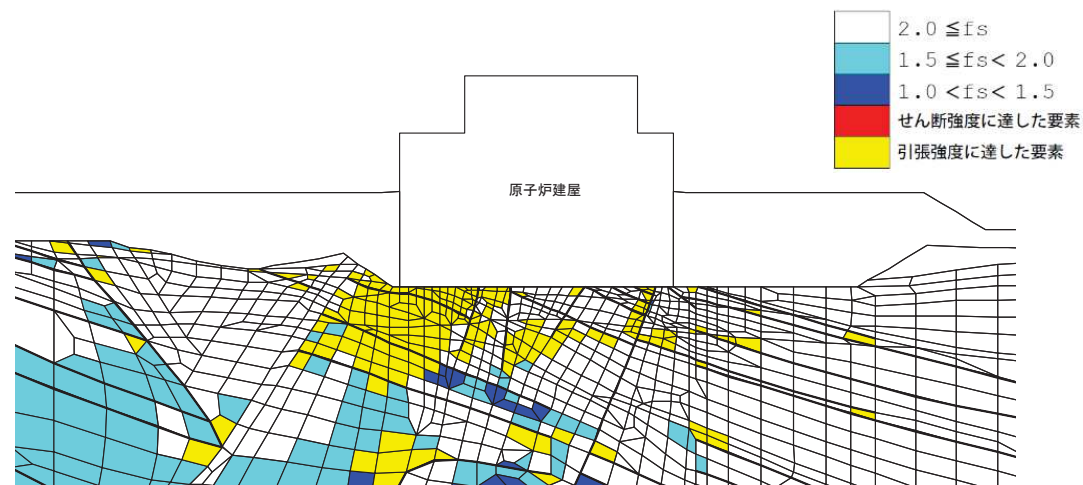
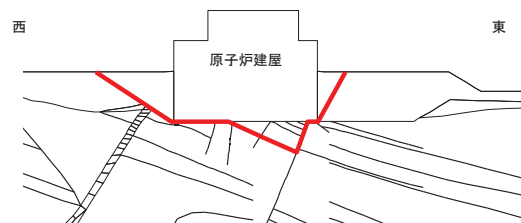


主応力図

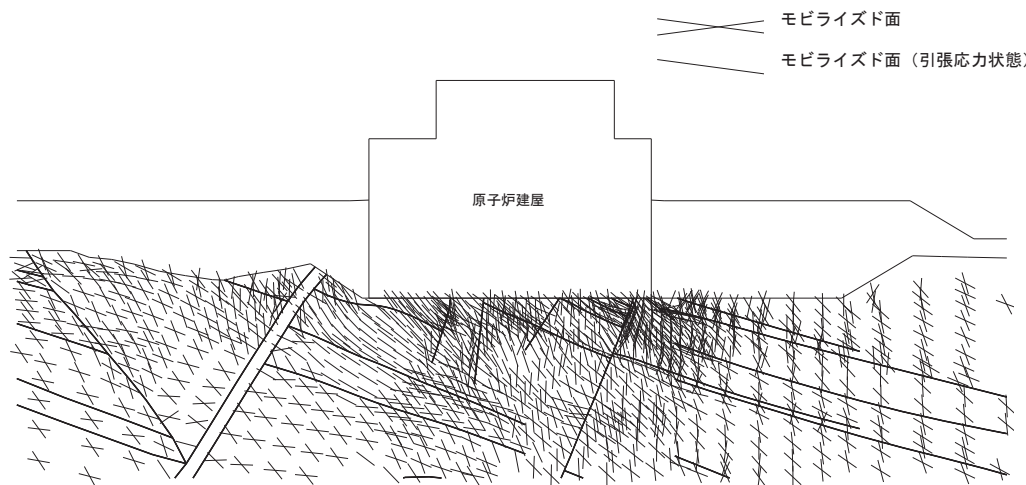
3. 4. 2 原子炉建屋 Y-Y' 断面

■ 原子炉建屋(Y-Y' 断面)

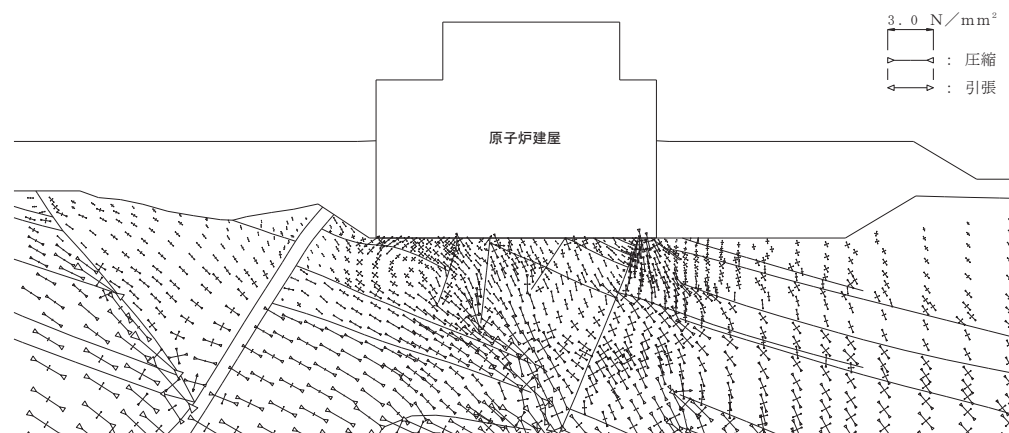
- ・最小すべり安全率 : 1.6
- ・基準地震動 : Ss-N1(+,+)
- ・発生時刻 : 7.57秒



局所安全係数



モビライズド面図

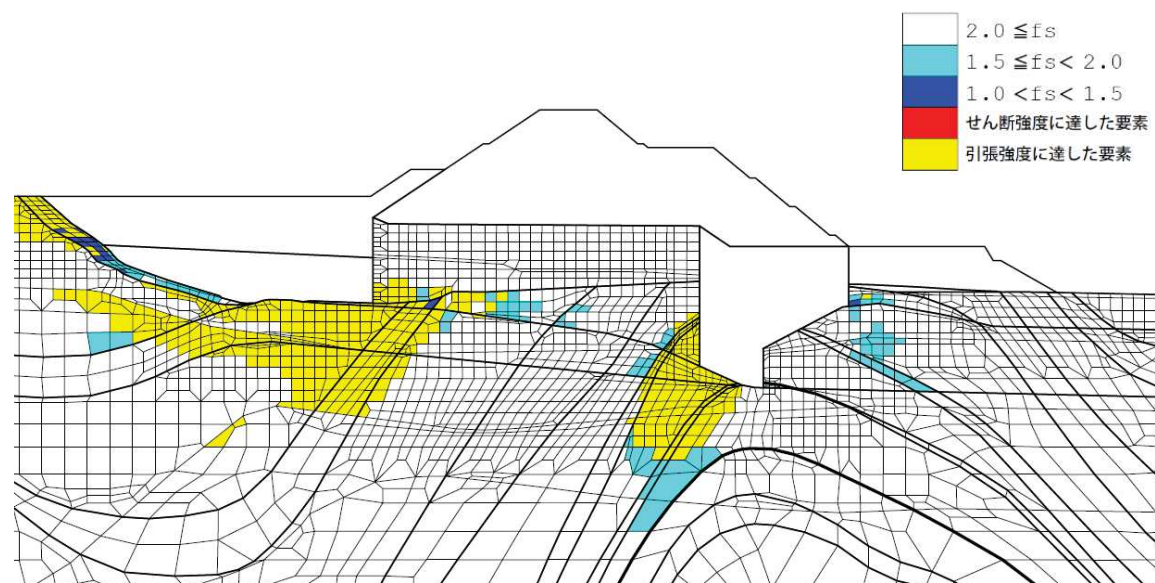
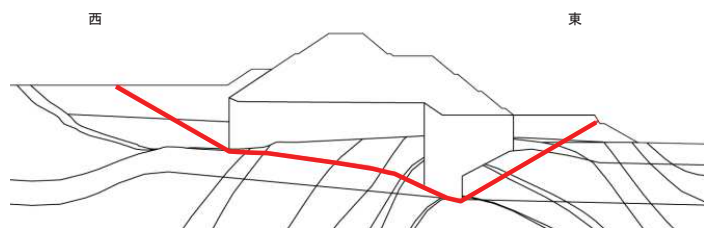


主応力図

3. 4. 3 防潮堤(盛土堤防) A-A' 断面

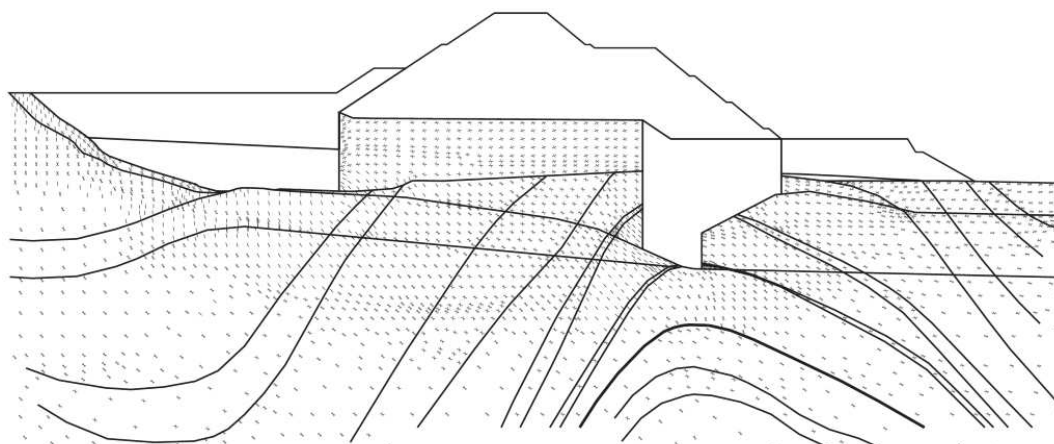
■ 防潮堤(盛土堤防)

- ・最小すべり安全率 : 3.3
- ・基準地震動 : Ss-D2(+,-)
- ・発生時刻 : 13.53秒

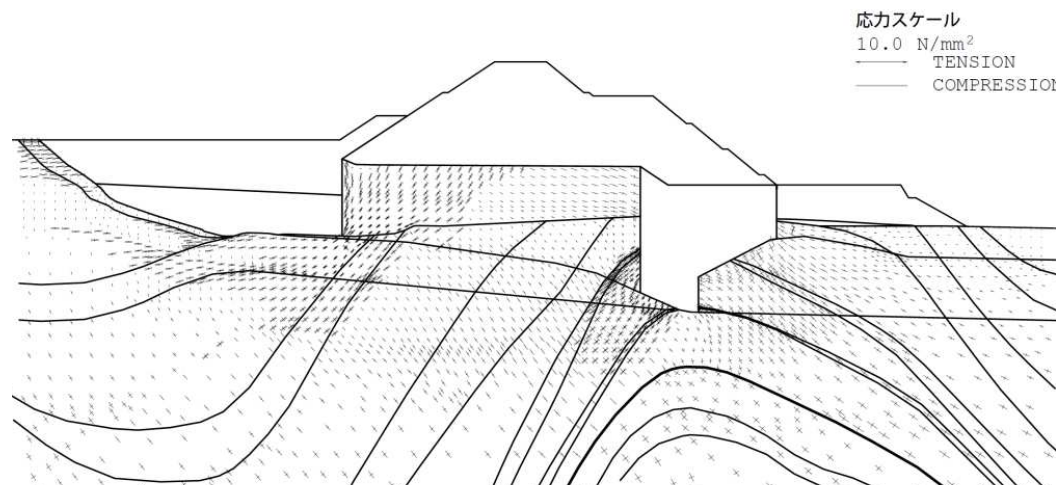


局所安全係数

↗ : モビライズド面 ——— : モビライズド面 (引張破壊状態)



モビライズド面図

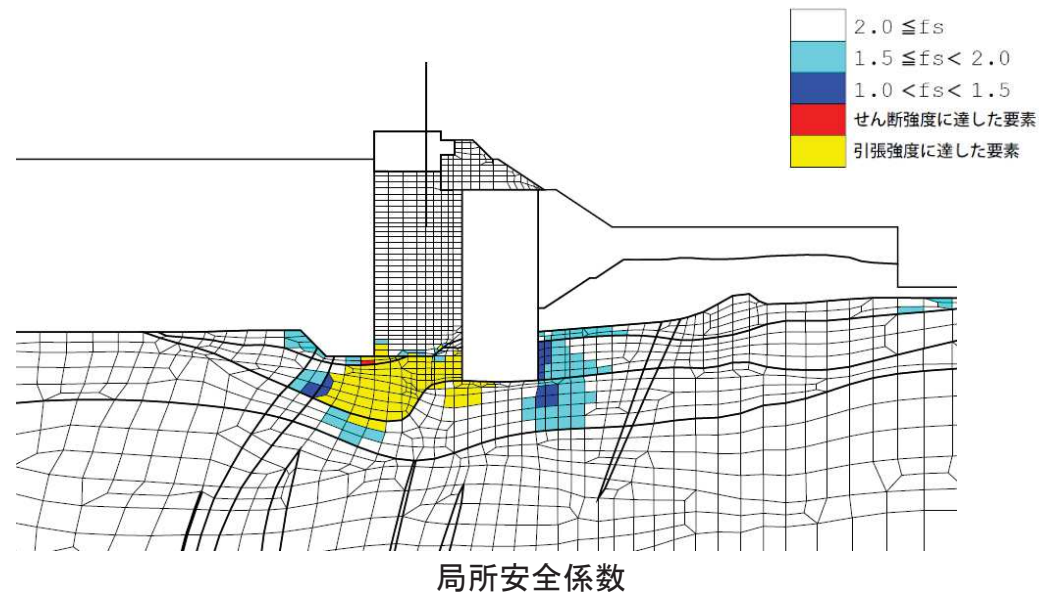
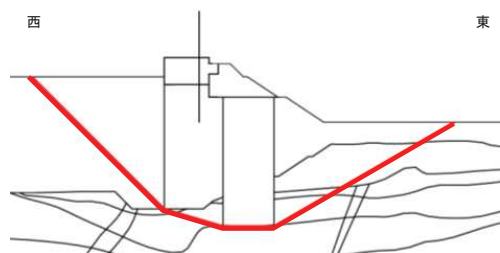


主応力図

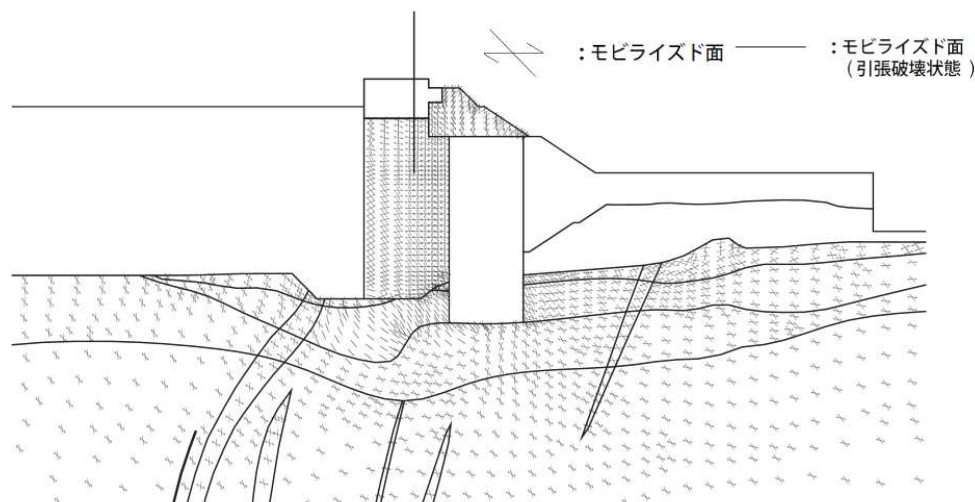
3. 4. 4 防潮堤(鋼管式鉛直壁) B-B' 断面

■ 防潮堤(鋼管式鉛直壁)

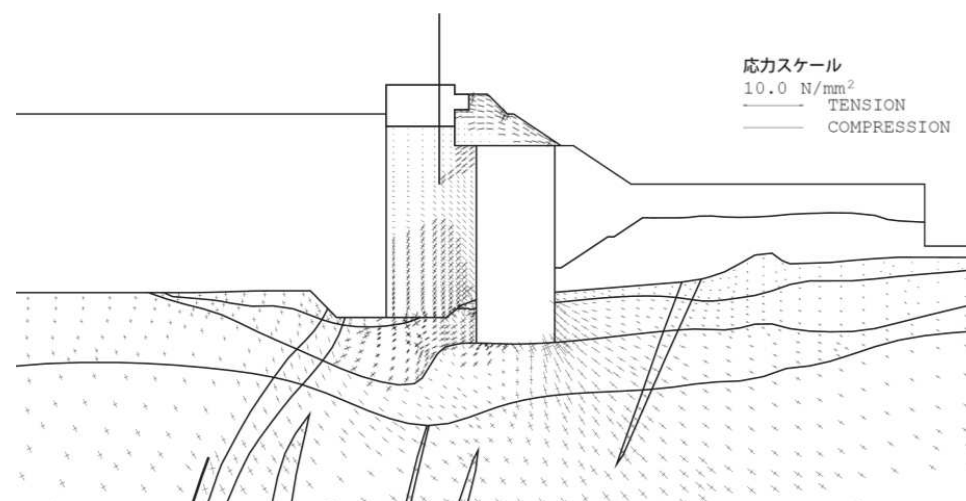
- ・最小すべり安全率 : 2.9
- ・基準地震動 : Ss-D1(+, -)
- ・発生時刻 : 25.47秒



局所安全係数



モビライズド面図

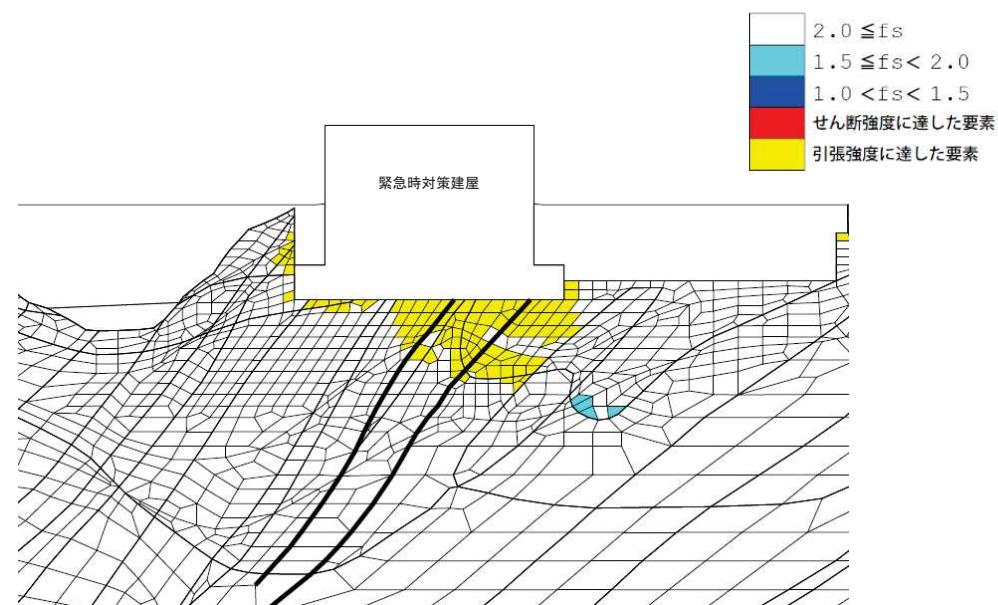
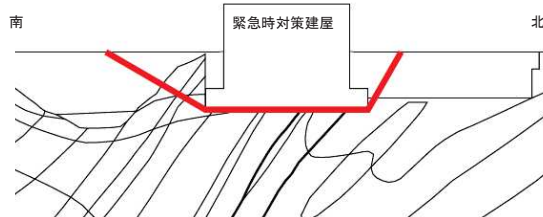


主応力図

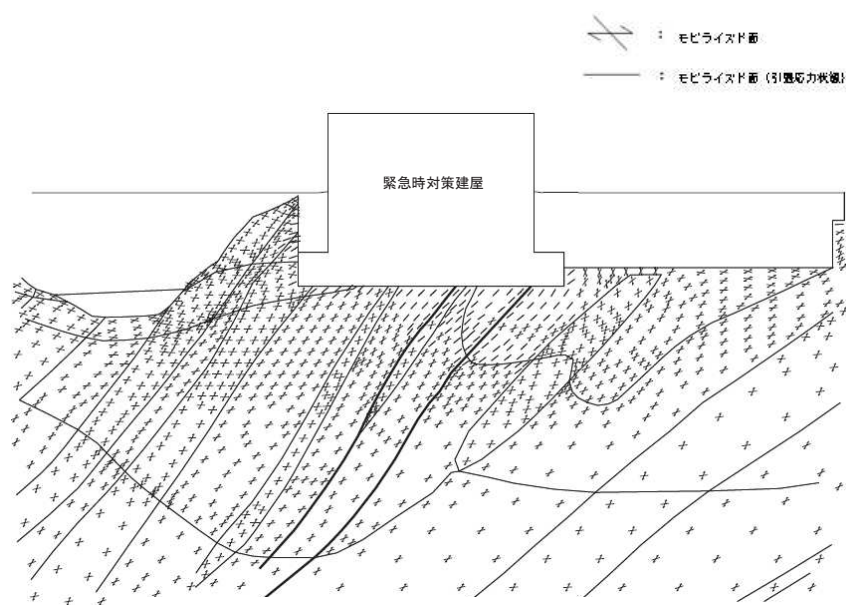
3. 4. 5 緊急時対策建屋 X-X' 断面

■ 緊急時対策建屋(X-X' 断面)

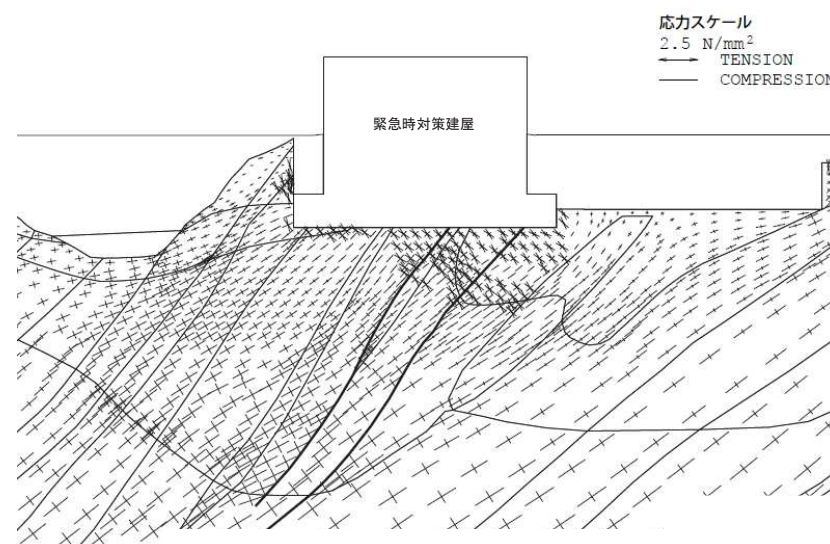
- ・最小すべり安全率 : 2.1
- ・基準地震動 : Ss-F3(+,+)
- ・発生時刻 : 27.67秒



局所安全係数



モビライズド面図

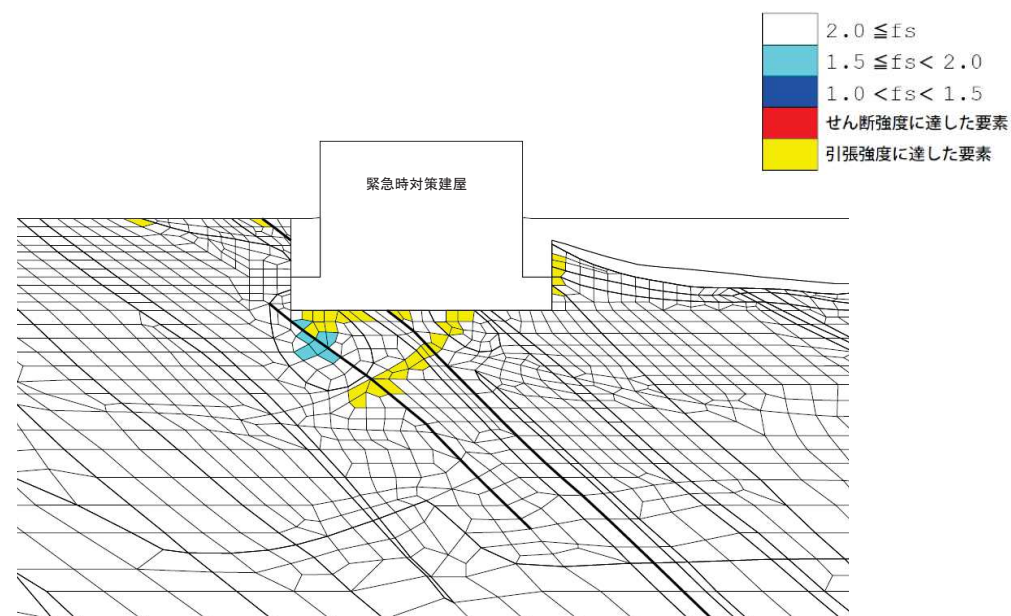
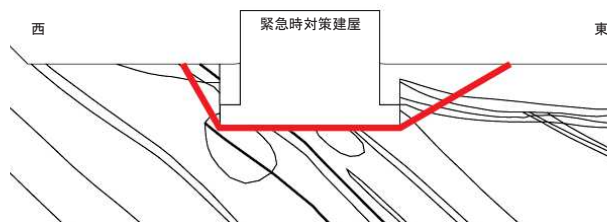


主応力図

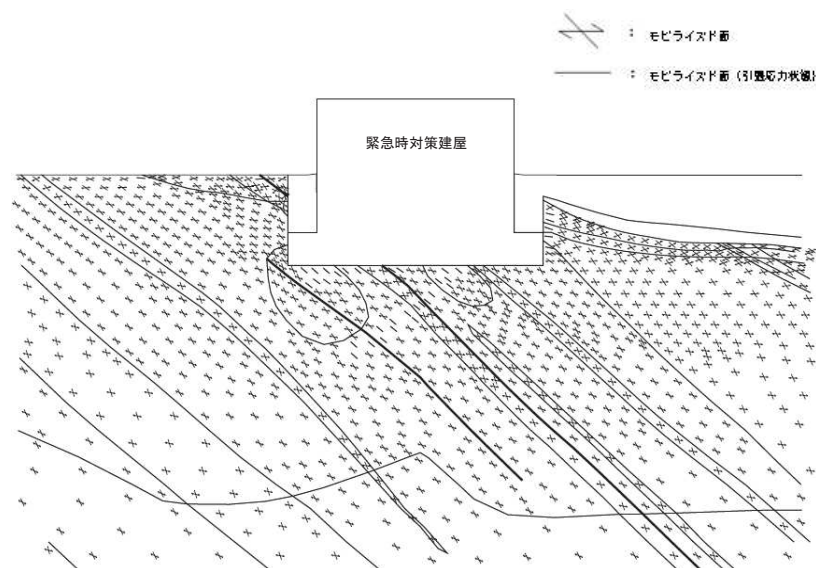
3. 4. 6 緊急時対策建屋 Y-Y' 断面

■ 緊急時対策建屋(Y-Y' 断面)

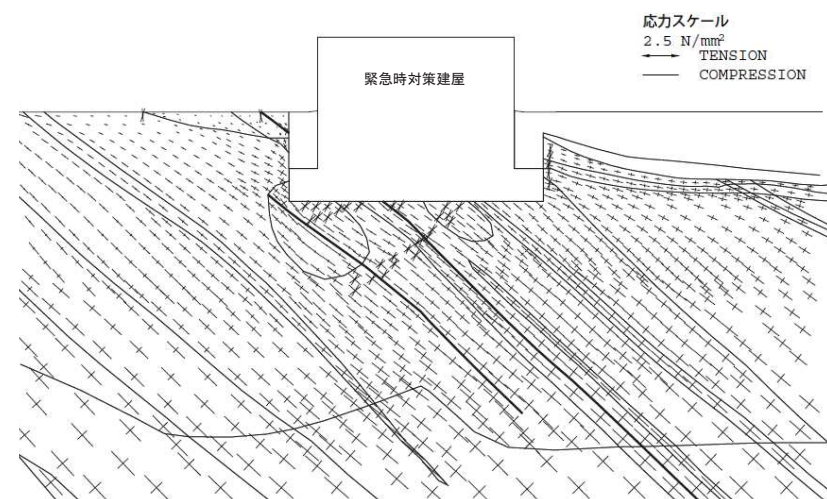
- ・最小すべり安全率 : 5.6
- ・基準地震動 : Ss-D2(-,+)
- ・発生時刻 : 6.83秒



局所安全係数



モビライズ面図



主応力図

3. 安定性評価に関する補足 3. 5すべり安全率一覧表

3. 5. 1 原子炉建屋 X-X’ 断面

原子炉建屋(X-X’ 断面)のすべり安全率一覧を以下に示す。

すべり面形状		基準地震動						
		Ss-D1	Ss-D2	Ss-D3	Ss-F1	Ss-F2	Ss-F3	Ss-N1
1	南 タービン建屋 原子炉建屋 北 建屋底面のすべり	3.1 (-, -) [25.20]	2.6 (+, -) [13.54]	3.4 (-, +) [15.53]	5.1 (+, +) [21.07]	3.2 (-, +) [28.35]	2.3 (+, +) [27.66]	2.3 (+, +) [7.52]
2	南 タービン建屋 原子炉建屋 北 建屋底面+断層・シームのすべり	2.9 (-, -) [25.20]	2.3 (+, -) [13.54]	3.2 (-, +) [15.53]	4.8 (+, +) [21.07]	2.9 (-, +) [28.35]	2.5 (-, +) [27.66]	2.0 (+, +) [7.52]
3	南 タービン建屋 原子炉建屋 北 建屋底面+断層・シームのすべり	3.3 (-, +) [45.38]	2.6 (+, -) [13.53]	3.8 (-, +) [15.52]	4.9 (+, +) [22.41]	3.1 (-, +) [28.35]	2.8 (-, +) [27.65]	2.3 (+, +) [7.51]
4	南 タービン建屋 原子炉建屋 北 建屋底面+断層・シームのすべり	3.0 (-, -) [25.20]	2.5 (+, -) [13.53]	3.3 (-, +) [15.53]	5.0 (+, +) [21.07]	2.9 (-, +) [28.35]	2.6 (-, +) [27.66]	2.2 (+, +) [7.52]
5	南 タービン建屋 原子炉建屋 北 断層のすべり	5.1 (-, -) [25.19]	4.4 (-, -) [13.53]	5.5 (-, +) [15.52]	7.4 (-, +) [21.07]	4.7 (-, +) [28.35]	4.2 (+, +) [27.66]	3.3 (-, +) [7.53]

— :すべり面

— :断層・シーム

○ は最小すべり安全率

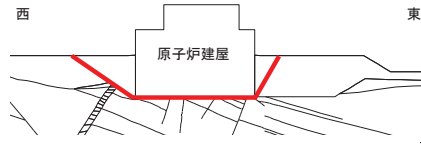
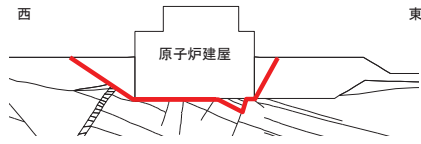
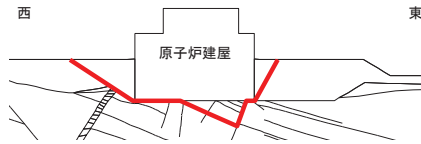
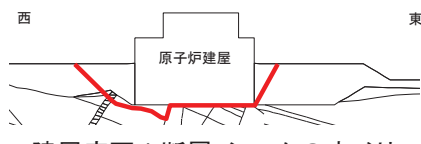
()は基準地震動の位相で, (+,+)は正位相, (-,+)は水平反転, (+,-)は鉛直反転, (-,-)は水平反転かつ鉛直反転を示す

[]は発生時刻(秒)

3. 安定性評価に関する補足 3. 5すべり安全率一覧表

3. 5. 2 原子炉建屋 Y-Y' 断面

- 原子炉建屋(Y-Y' 断面)のすべり安全率一覧を以下に示す。

すべり面形状		基準地震動						
		Ss-D1	Ss-D2	Ss-D3	Ss-F1	Ss-F2	Ss-F3	Ss-N1
1	 建屋底面のすべり	3.2 (-,+) [25.32]	3.0 (+,+) [25.29]	4.3 (-,+) [15.62]	4.6 (+,+) [20.12]	3.5 (-,+) [28.43]	3.1 (-,+) [26.87]	2.5 (+,+) [7.56]
2	 建屋底面+断層・シームのすべり	2.9 (-,+) [29.16]	2.6 (+,+) [25.29]	3.5 (-,+) [15.62]	3.8 (+,+) [20.12]	2.8 (-,+) [28.42]	2.6 (-,+) [26.87]	2.0 (+,+) [7.56]
3	 建屋底面+断層・シームのすべり	2.2 (-,+) [29.16]	1.9 (+,+) [25.29]	2.7 (-,+) [15.62]	2.9 (-,+) [15.94]	1.9 (-,+) [28.43]	2.0 (-,+) [26.87]	1.6 (+,+) [7.57]
4	 建屋底面+断層・シームのすべり	3.3 (-,+) [25.32]	3.4 (-,+) [25.30]	4.6 (+,+) [15.63]	4.8 (-,+) [17.24]	3.5 (+,+) [28.47]	3.6 (-,+) [26.87]	3.2 (-,+) [7.55]
5	 断層・シームのすべり	5.2 (-,+) [25.32]	4.6 (+,-) [25.27]	5.3 (+,-) [7.57]	6.3 (+,+) [18.94]	3.2 (-,+) [28.44]	5.3 (-,+) [26.88]	2.5 (+,+) [7.73]

— :すべり面 — :断層・シーム ○ は最小すべり安全率
 ()は基準地震動の位相で, (+,+)は正位相, (-,+)は水平反転, (+,-)は鉛直反転, (-,-)は水平反転かつ鉛直反転を示す
 []は発生時刻(秒)

3. 安定性評価に関する補足 3. 5すべり安全率一覧表

3. 5. 3 防潮堤(盛土堤防) A-A' 断面

・ 防潮堤(盛土堤防)(A-A' 断面)のすべり安全率一覧を以下に示す。

すべり面形状		基準地震動						
		Ss-D1	Ss-D2	Ss-D3	Ss-F1	Ss-F2	Ss-F3	Ss-N1
1	西東 改良地盤を通るすべり	6.2 (-, -) [25.22]	5.5 (+, -) [13.53]	7.1 (-, -) [15.56]	8.3 (+, +) [22.41]	6.8 (-, +) [28.38]	6.9 (+, +) [28.61]	6.1 (+, +) [7.52]
2	西東 改良地盤底面の岩盤を通るすべり	5.0 (-, -) [25.22]	4.3 (+, -) [13.53]	5.6 (-, +) [20.92]	6.8 (+, +) [22.41]	5.4 (-, +) [28.40]	5.5 (+, +) [28.61]	5.0 (+, +) [7.52]
3	西東 岩盤を通るすべり	3.8 (-, -) [25.21]	3.3 (+, -) [13.53]	4.3 (-, +) [20.91]	5.2 (+, +) [22.41]	4.0 (-, +) [28.40]	4.3 (+, +) [28.61]	3.6 (+, +) [7.52]

— :すべり面

— :断層・シーム

○ は最小すべり安全率

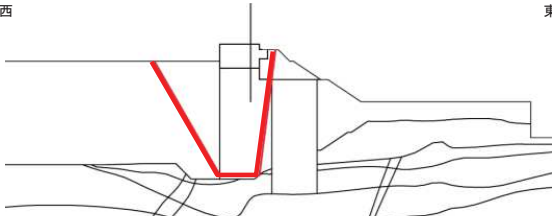
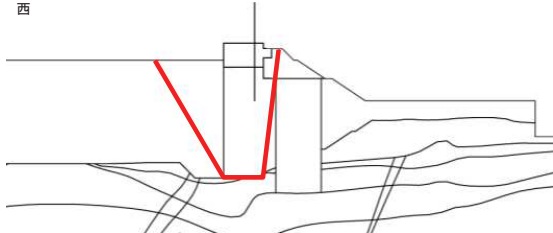
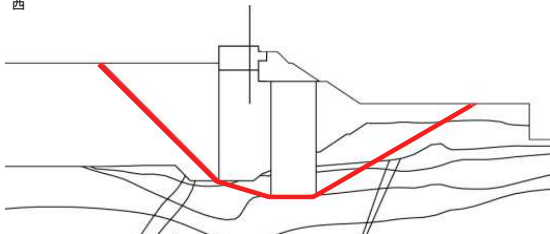
()は基準地震動の位相で, (+, +)は正位相, (-, +)は水平反転, (+, -)は鉛直反転, (-, -)は水平反転かつ鉛直反転を示す

[]は発生時刻(秒)

3. 安定性評価に関する補足
3. 5すべり安全率一覧表

3. 5. 4 防潮堤(鋼管式鉛直壁) B-B' 断面

防潮堤(鋼管式鉛直壁)(B-B' 断面)のすべり安全率一覧を以下に示す。

すべり面形状		基準地震動						
		Ss-D1	Ss-D2	Ss-D3	Ss-F1	Ss-F2	Ss-F3	Ss-N1
1	西東  改良地盤を通るすべり	4.9 (-, -) [32.34]	4.8 (+, +) [25.31]	7.3 (+, -) [8.85]	6.4 (-, +) [15.96]	4.6 (-, +) [28.45]	5.4 (-, +) [26.88]	3.5 (+, +) [7.60]
2	西東  改良地盤底面の岩盤を通るすべり	4.2 (-, -) [32.34]	4.2 (+, +) [25.31]	5.4 (-, -) [15.63]	5.4 (-, +) [15.97]	3.9 (-, +) [28.46]	4.6 (-, +) [26.88]	3.0 (+, +) [7.59]
3	西東  岩盤を通るすべり	2.9 (+, -) [25.47]	3.0 (+, -) [12.89]	3.2 (+, +) [7.58]	3.4 (+, +) [20.10]	3.2 (-, +) [28.43]	3.0 (-, +) [27.66]	3.4 (+, +) [7.55]

— :すべり面
— :断層・シーム
○ は最小すべり安全率

()は基準地震動の位相で, (+,+)は正位相, (-,+)は水平反転, (+,-)は鉛直反転, (-,-)は水平反転かつ鉛直反転を示す

[]は発生時刻(秒)

3. 安定性評価に関する補足
3. 5すべり安全率一覧表

3. 5. 5 緊急時対策建屋 X-X' 断面

緊急時対策建屋(X-X' 断面)のすべり安全率一覧を以下に示す。

すべり面形状		基準地震動						
		Ss-D1	Ss-D2	Ss-D3	Ss-F1	Ss-F2	Ss-F3	Ss-N1
1	南 緊急時対策建屋 北 建屋底面のすべり	3.9 (+,+) [25.33]	3.7 (-, -) [8.55]	4.5 (+, -) [28.44]	5.5 (+,+) [22.23]	4.7 (+,+) [28.47]	2.1 (+,+) [27.67]	6.8 (-,+) [7.53]
2	南 緊急時対策建屋 北 建屋底面+シームのすべり	4.9 (+,+) [25.33]	4.6 (-, -) [8.55]	5.4 (+, -) [28.44]	6.6 (+,+) [22.24]	5.7 (+,+) [28.47]	3.0 (+,+) [27.67]	7.7 (-,+) [7.53]
3	南 緊急時対策建屋 北 建屋底面+シームのすべり	5.4 (+,+) [25.33]	5.2 (-, -) [8.55]	5.7 (+, -) [28.44]	7.1 (+,+) [19.45]	6.2 (+,+) [28.47]	3.1 (+,+) [27.67]	7.2 (-,+) [7.53]

— :すべり面
— :断層・シーム
○ は最小すべり安全率

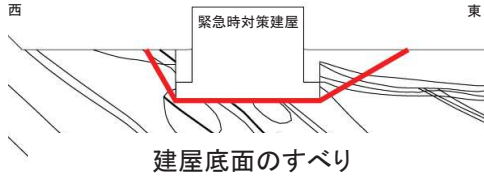
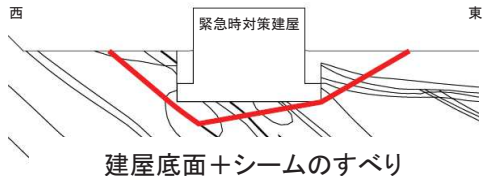
()は基準地震動の位相で, (+,+)は正位相, (-,+)は水平反転, (+,-)は鉛直反転, (-,-)は水平反転かつ鉛直反転を示す

[]は発生時刻(秒)

3. 安定性評価に関する補足
3. 5すべり安全率一覧表

3. 5. 6 緊急時対策建屋 Y-Y’ 断面

- 緊急時対策建屋 (Y-Y’ 断面) のすべり安全率一覧を以下に示す。

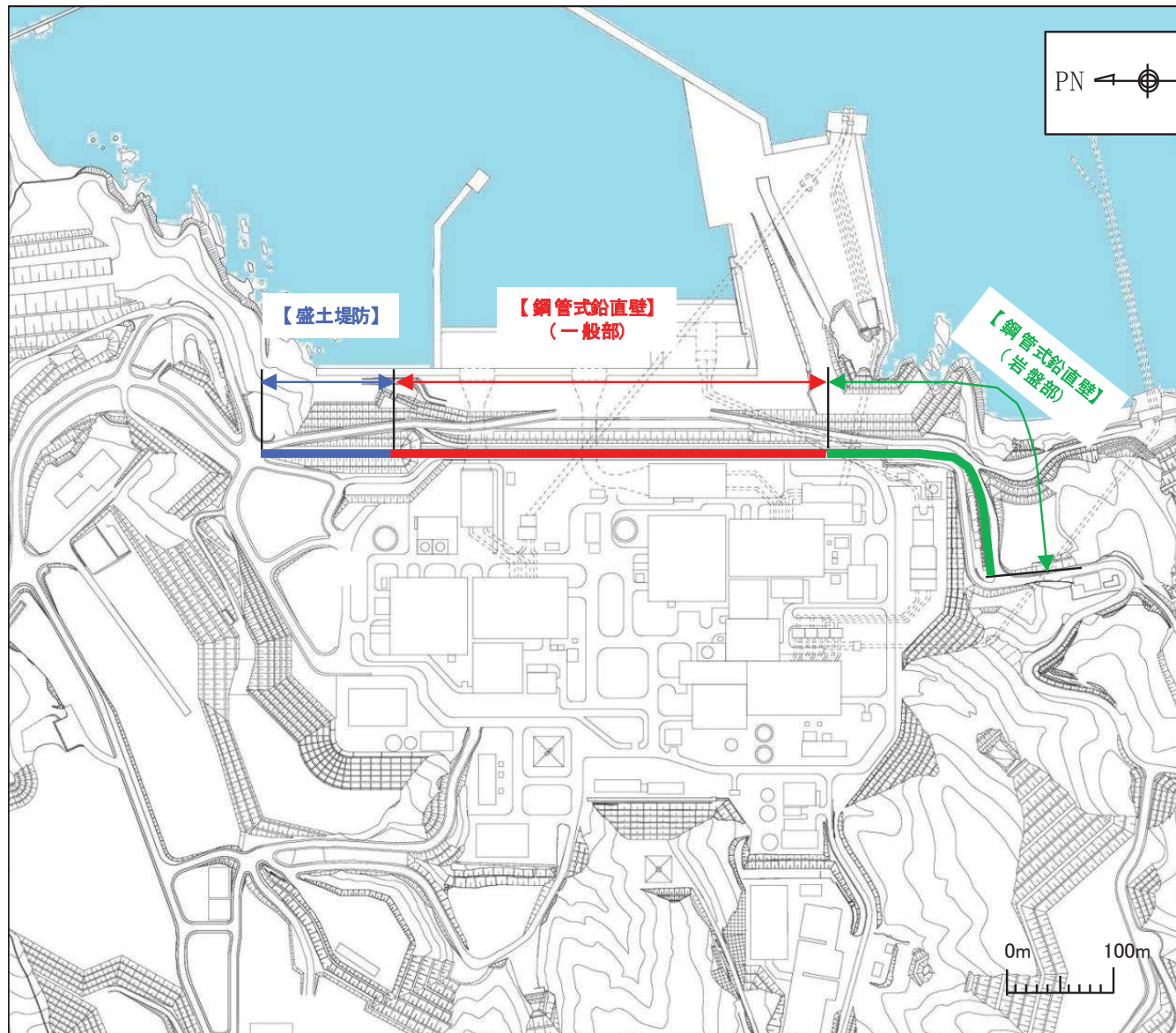
すべり面形状		基準地震動						
		Ss-D1	Ss-D2	Ss-D3	Ss-F1	Ss-F2	Ss-F3	Ss-N1
1		7.8 (-, -) [36.90]	5.6 (-, +) [6.83]	6.9 (-, +) [15.54]	9.7 (+, +) [18.86]	6.8 (+, +) [28.47]	5.7 (-, +) [27.67]	9.3 (+, +) [7.54]
2		8.3 (-, -) [36.90]	6.2 (-, +) [6.83]	7.4 (-, +) [15.54]	10.2 (+, +) [18.86]	7.4 (+, +) [28.47]	6.2 (+, +) [27.67]	9.8 (+, +) [7.54]
3		7.8 (-, -) [36.90]	6.4 (-, +) [6.83]	7.0 (-, +) [15.54]	9.1 (+, +) [18.86]	7.2 (-, +) [28.47]	5.8 (-, +) [27.67]	9.1 (+, +) [7.49]

— :すべり面 — :断層・シーム ○ は最小すべり安全率
()は基準地震動の位相で, (+,+)は正位相, (-,+))は水平反転, (+,-))は鉛直反転, (-,-))は水平反転かつ鉛直反転を示す
[]は発生時刻(秒)

目次

1. 評価断面の選定に関する補足
2. 解析用物性値に関する補足
3. 安定性評価に関する補足
- 4. 防潮堤の設計方針について**
5. 地下水位の設定に係る設置許可基準規則への基準適合の考え方(第752回審査会合(R1.7.30)資料抜粋)
6. 液状化影響の検討方針について(第734回審査会合(R1.6.25)資料抜粋)

- 防潮堤の構造形式は、鋼管式鉛直壁と盛土堤防の2つに分類され、鋼管式鉛直壁は、更に一般部と岩盤部に分類される。



4. 防潮堤の設計方針について

4.2 防潮堤の設計変更の目的・理由と期待される効果(鋼管式鉛直壁)

第732回審査会合(R1. 6. 21)
資料1-2-2 p95 再掲

90

【現状】

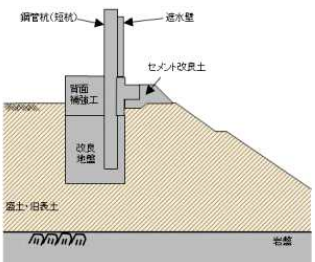
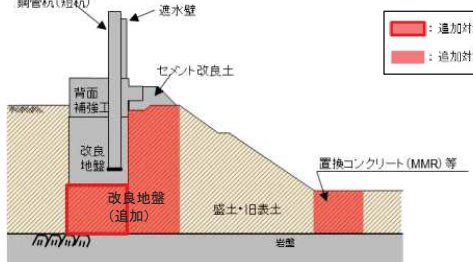
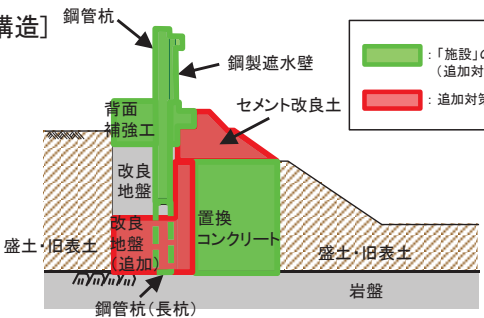
- 女川の防潮堤は、敷地の高さや津波高さ等のサイト特性並びに取水路を跨ぐ等の制約条件、また盛土の耐震性等を総合的に勘案し、地震等に伴う沈下を考慮した構造とすることで設計上の配慮を行った上で、建設中である。

【設計変更の目的・理由】

- 津波の影響が比較的大きいサイト特性も踏まえ、現状の構造形式(従来の設計)による防潮堤の構造成立性をより高め、地震・津波に対する耐性をより強固なものとするために、防潮堤の設計変更(沈下対策、安定性向上対策)を行うこととした。

【期待される効果】

- 対策実施により、沈下に伴う損傷モードが無くなるとともに、地震に対する安定性が向上し、安全に対する信頼性や説明性が高まる。

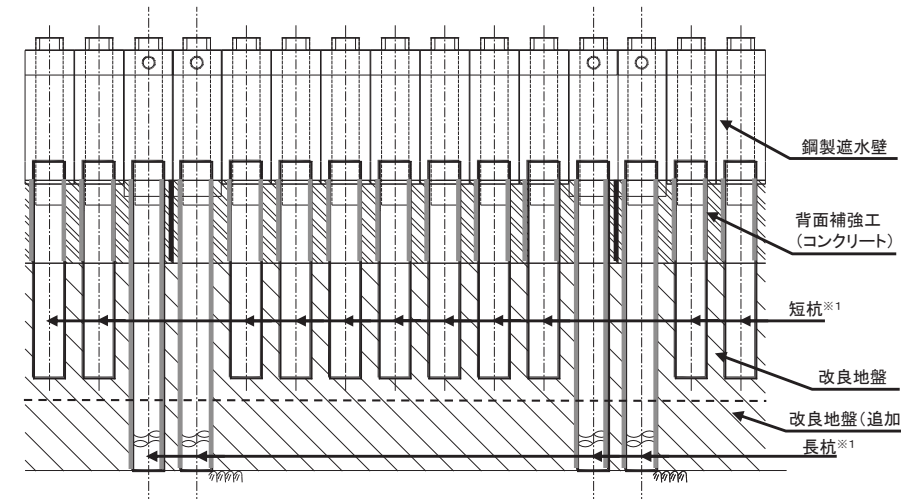
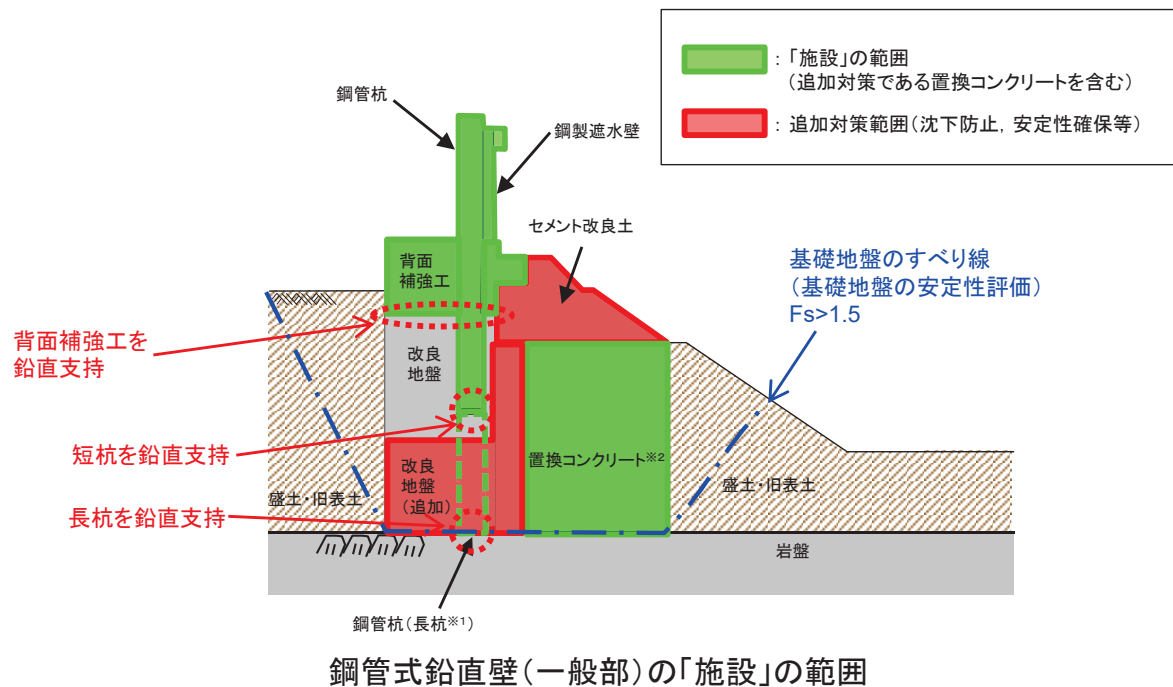
	従来の設計	設計の変更(H30.2)	設計の変更(H30.6)
安全確保の考え方	[敷地高さの確保] 想定される津波高さよりも敷地高さを盛土で十分に高く造成することにより津波に対する耐性を確保する。 (このことにより3.11地震においても重大事故を回避)		⇒防潮堤の高さを可能な限り高く
	[地盤の変形への対応性] - 変位に追従することにより遮水性能を保持しやすい盛土構造を基本とした。 (狭隘な敷地の条件等から、鋼管式鉛直壁と盛土構造の組合せ) - 盛土堤防及び鋼管式鉛直壁(短杭)の直下に盛土・旧表土が存在し、沈下を許容する設計とした。	[地盤の変形への対応性] 短杭の盛土・旧表土を地盤改良し、沈下しない構造とする。	[地盤の変形への対応性] - 短杭の盛土・旧表土を地盤改良し、沈下しない構造とする。 - 防潮堤の前面を置換コンクリートで改良することで、地震に対するすべり安定性を向上させる。
構造と損傷モード	[構造]  鋼管式鉛直壁(一般部, 短杭例) [考慮すべき主な損傷モード] - 複雑な挙動(不等沈下に起因するねじれ等の三次元的な挙動) - 沈下に追従するNFシート挙動の不確実性 - 盛土・旧表土層の圧縮沈下による浸水経路形成 - 盛土堤防の挙動による鋼管式鉛直壁への影響	[構造]  鋼管式鉛直壁(一般部, 短杭例) [構造変更の効果と損傷モードの変更点] - 沈下しない構造 →損傷モードが限定的となる(評価の確実性が向上)。 - 変位の抑制(周辺地盤の流動の抑制) →鋼管式鉛直壁(一般部)に発生する相対変位が小さくなる。 →長杭の応答がおおむね弾性範囲に留まる。 - 止水性の向上	[構造]  鋼管式鉛直壁(一般部, 短杭例) [構造変更の効果と損傷モードの変更点] - 沈下しない構造 →損傷モードが限定的となる(評価の確実性が向上)。 - 変位の抑制(周辺地盤の流動の抑制) →鋼管式鉛直壁(一般部)に発生する相対変位が小さくなる。 →長杭の応答がおおむね弾性範囲に留まる。 - 止水性の向上 - 置換コンクリート設置により、地震に対するすべり安定性が向上

4.3 条文に対する検討要旨(鋼管式鉛直壁(一般部))①

- 新規制基準への適合性において、防潮堤直下の盛土・旧表土は沈下対策として地盤改良を行うことを踏まえ、鋼管式鉛直壁における設置許可基準規則の各条文に対する検討要旨を下表の通り整理した。

鋼管式鉛直壁における検討要旨

規 則	検 討 要 旨
第3条(設計基準対象施設の地盤)	施設(鋼管杭、鋼製遮水壁、背面補強工及び置換コンクリート)を支持する地盤を対象とし、地盤内にすべり線を想定し、安定性を確認する。
第4条(地震による損傷の防止)	施設と地盤との動的相互作用や液状化検討対象層の地震時の挙動を考慮した上で、施設の耐震安全性を確認する。
第5条(津波による損傷の防止)	- 地震(本震及び余震)による影響を考慮した上で、機能を保持できることを確認する。 - 液状化検討対象層の地震時の挙動の考慮を含む。



※1:「長杭」,「短杭」は、鋼管式鉛直壁(一般部)を構成する2種類の長さの鋼管杭に対して設計図書の中で付けた名称。

※2: C_m 級以上の岩盤に設置。

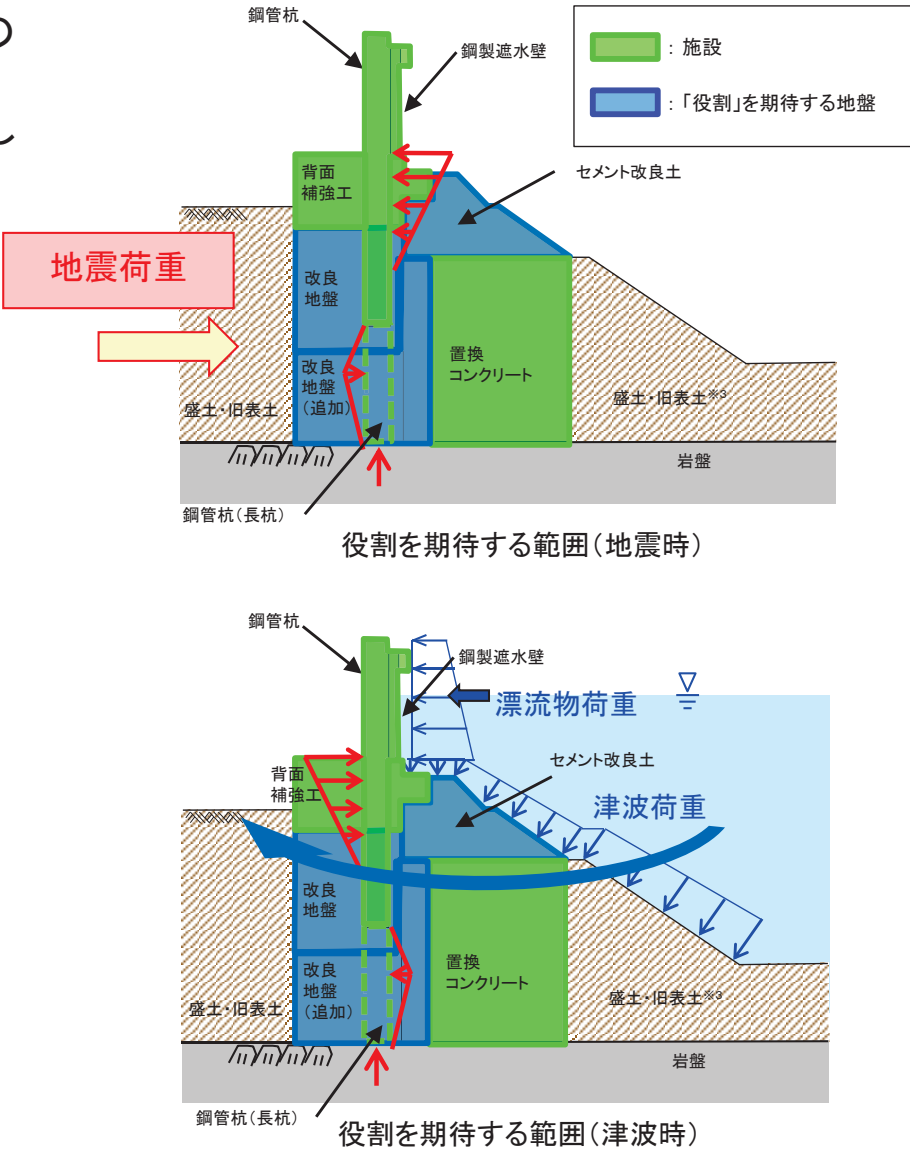
4. 防潮堤の設計方針について

4.3 条文に対する検討要旨(鋼管式鉛直壁(一般部))②

- 鋼管式鉛直壁(一般部)における条文に対応する各部位の役割を以下のとおり整理した。
- なお、以下では、津波を遮断する役割を『遮水性』, 材料として津波を通しにくい役割を『難透水性』とし、これらを総称して『止水性』と整理する。

鋼管式鉛直壁(一般部)の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割※1	津波時の役割※1
施設	鋼管杭(長杭)	鋼製遮水壁及び頂部はりを支持する。	鋼製遮水壁及び頂部はりを支持する。
	鋼管杭(短杭)	鋼製遮水壁を支持する。	鋼製遮水壁を支持する。
	鋼製遮水壁	止水目地を支持する。	止水目地を支持するとともに、遮水性を保持する。
	止水目地	鋼製遮水壁間の変位に追従する。	鋼製遮水壁間の変位に追従し、遮水性を保持する。
	背面補強工	長杭・短杭の変形を抑制する。	遮水性を保持する。 長杭・短杭の変形を抑制する。
	置換コンクリート	コンクリート強度を考慮して基礎地盤のすべり安定性を確保する。 長杭・短杭の変形を抑制する(斜面形状による海側への変形が卓越)。	長杭・短杭の変形を抑制する。 地盤中からの回り込みによる浸水を防止する(難透水性を保持する)。
	頂部はり※2	—	—
地盤	セメント改良土	長杭・短杭の変形を抑制する(斜面形状による海側への変形が卓越)。	長杭・短杭の変形を抑制する。 地盤中からの回り込みによる浸水を防止する(難透水性を保持する)。 津波荷重を置換コンクリート等を介して岩盤に伝達する。
	改良地盤	短杭及び背面補強工を鉛直支持する(下方の岩盤に荷重を伝達する)。 基礎地盤のすべり安定性に寄与する。 長杭・短杭の変形を抑制する(斜面形状による海側への変形が卓越)。	短杭及び背面補強工を鉛直支持する(下方の岩盤に荷重を伝達する)。 長杭・短杭の変形を抑制する。 地盤中からの回り込みによる浸水を防止する(難透水性を保持する)。
	岩盤	長杭・短杭、背面補強工及び置換コンクリートを(改良地盤を介して)鉛直支持する。 基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	長杭・短杭、背面補強工及び置換コンクリートを(改良地盤を介して)鉛直支持する。



※1: 津波+余震時は地震時及び津波時の両方の役割を参照する。

※2: 沈下時に機能を期待していたが、沈下しない設計に変更したため、役割を期待しない。

※3: 海側の盛土・旧表土の斜面部は、斜面形状により津波荷重の一部を岩盤に分散させるが、液状化に伴う流動により斜面形状が変化し、荷重伝達経路や津波波圧に影響する可能性が考えられることから、これらの影響の程度を詳細設計時(工認段階)に検討することとし、本表の整理から除外する。

4. 3 条文に対する検討要旨(鋼管式鉛直壁(一般部))③

- ・ 照査項目と許容限界を以下のとおり整理した。
- ・ 液状化の影響については有効応力解析により考慮し、盛土・旧表土の変状に伴う施設評価への影響を検討する。
- ・ また、液状化に伴う海側の盛土・旧表土斜面部の変状により斜面形状が変化し、荷重伝達経路や津波波圧に影響する可能性があることから、詳細設計時(工認段階)に影響の程度を検討する。
- ・ なお、施設及び地盤の各部位の役割や性能目標を長期的に維持していくために必要な保守管理方法を今後検討していく。

各部位の照査項目と許容限界(上段:照査項目, 下段:許容限界)

部位		照査項目と許容限界			
		鉛直支持 (第3条)	すべり安定性 (第3条)	健全性 (鋼管杭の変形抑制) (第4条)	止水性※ ¹ (遮水性, 難透水性) (第5条)
施設	鋼管杭	—	—	曲げ, せん断 (短期許容応力度以下)	
	鋼製遮水壁			曲げ, せん断 (短期許容応力度以下)	
				止水目地	変形 (許容変形量以下)
	背面補強工			すべり安全率※ ^{4, 5} (1.2以上)	
			置換コンクリート	—※ ²	すべり安全率※ ^{4, 5} (1.2以上)
	地盤				セメント改良土
改良地盤		支持力 (極限支持力以下)	すべり安全率※ ⁴ (1.2以上)		
		岩盤	支持力 (極限支持力以下)	(1.5以上)	—

※1: 施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、置換コンクリート、改良地盤及びセメント改良土の透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを確認する。

※2: 置換コンクリートがすべり破壊しないことを第4・5条で確認するため、第3条においては、岩盤及び改良地盤を通るすべり線のすべり安全率を確認する。

※3: 第3条のすべり安全率は施設の外的安定の確認を目的としており、「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価に係る審査ガイド」に基づいて1.5以上を許容限界とする。

※4: 第4条・第5条のすべり安全率は各部位の内的安定の確認を目的としており、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用して1.2以上を許容限界とする。

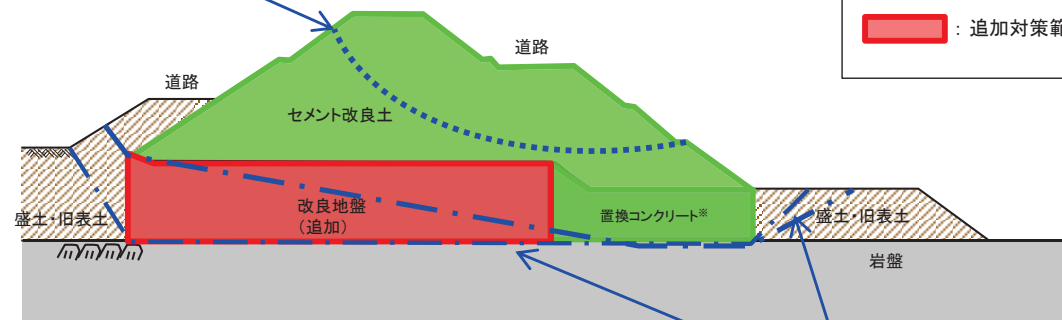
※5: 地盤と施設を連成した2次元FEM解析により、各要素の破壊状況についても確認し、必要に応じて破壊の進展を考慮した検討(非線形解析等)を行う。

- 新規制基準への適合性において、防潮堤直下の盛土・旧表土は沈下対策として地盤改良を行うことを踏まえ、盛土堤防における設置許可基準規則の各条文に対する検討要旨を下表の通り整理した。

盛土堤防における検討要旨

規 則	検 討 要 旨
第3条(設計基準対象施設の地盤)	施設(セメント改良土及び置換コンクリート)を支持する地盤を対象とし、地盤内にすべり線を想定し、安定性を確認する。
第4条(地震による損傷の防止)	施設と地盤との動的相互作用や液状化検討対象層の地震時の挙動を考慮した上で、施設の耐震安全性を確認する。
第5条(津波による損傷の防止)	- 地震(本震及び余震)による影響を考慮した上で、機能を保持できることを確認する。 - 液状化検討対象層の地震時の挙動の考慮を含む。

防潮堤本体のすべり線
(耐津波設計に係る工認審査ガイドに
基づく安定性評価)
 $F_s > 1.2$



緑色 : 「施設」の範囲
(追加対策である置換コンクリートを含む)
赤色 : 追加対策範囲(沈下防止, 安定性確保等)

基礎地盤のすべり線
(基礎地盤の安定性評価)
 $F_s > 1.5$

【参考】耐津波設計に係る工認審査ガイドの記載

4.4 許容限界

- 盛土による防潮堤や河川堤防等の盛土・地山斜面については、「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価に係る審査ガイド」に準じ、周辺斜面の評価に用いるすべり安全率による評価基準値を許容限界値としていることを確認する。

盛土堤防の「施設」の範囲

※: CM 級以上の岩盤に設置。

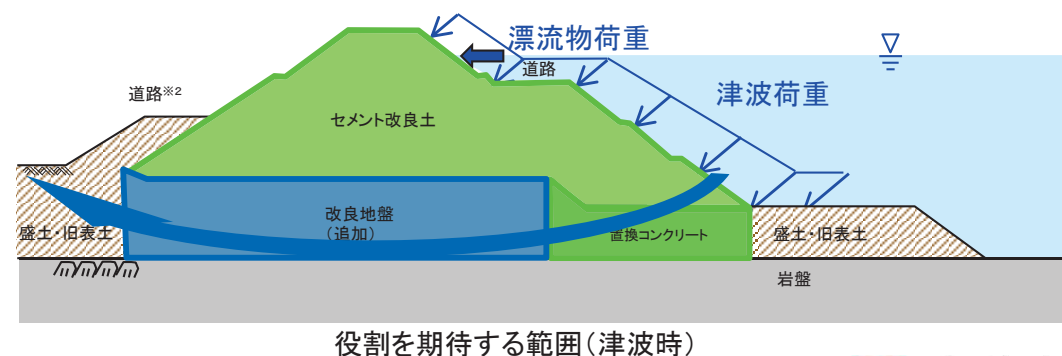
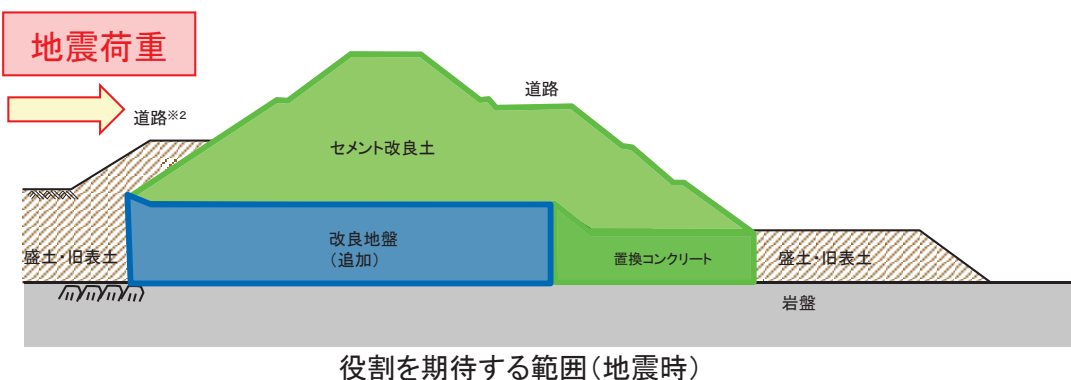
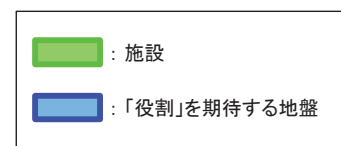
- 盛土堤防における条文に対応する各部位の役割を以下のとおり整理した。
- セメント改良土については、堤体として本体部分と海側の道路部分を一体的に構築しており、津波荷重も全体で受けることから、海側の道路部分も含めたセメント改良土全体を施設として評価する。

盛土堤防の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割※1	津波時の役割※1
施設	セメント改良土	・ 入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。	・ 入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。 ・ 難透水性を有し、堤体により止水性を維持する。
	置換コンクリート	・ コンクリート強度を考慮して基礎地盤のすべり安定性を確保する。	・ 地盤中からの回り込みによる浸水を防止する(難透水性を保持する)。
地盤	改良地盤	・ セメント改良土を鉛直支持する(下方の岩盤に荷重を伝達する)。 ・ 基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・ セメント改良土を鉛直支持する(下方の岩盤に荷重を伝達する)。 ・ 地盤中からの回り込みによる浸水を防止する(難透水性を保持する)。
	岩盤	・ セメント改良土及び置換コンクリートを鉛直支持する。 ・ 基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・ セメント改良土及び置換コンクリートを鉛直支持する。

※1: 津波+余震時は地震時及び津波時の両方の役割を参照する。

※2: セメント改良土の陸側の道路部分(盛土・旧表土)は、セメント改良土とは異種材料で別々に構築し、構造的にも一体化していない。
荷重に対する抵抗力等の具体的な役割は期待していないが、適切にモデル化して施設への影響を評価する。



- ・ 照査項目と許容限界を以下のとおり整理した。
- ・ 液状化の影響については有効応力解析により考慮し、盛土・旧表土の変状に伴う施設評価への影響を検討する。
- ・ また、セメント改良土の陸側の盛土・旧表土(道路)については、荷重に対する抵抗力として期待せず、適切にモデル化して施設への影響を評価する。
- ・ なお、施設及び地盤の各部位の役割や性能目標を長期的に維持していくために必要な保守管理方法を今後検討していく。

各部位の照査項目と許容限界(上段:照査項目, 下段:許容限界)

部位		照査項目と許容限界			
		鉛直支持 (第3条)	すべり安定性 (第3条)	健全性 (第4条)	止水性※1 (難透水性) (第5条)
施設	セメント改良土	—	—	すべり安全率※4, 5	
				(1.2以上)	
	置換コンクリート		—※2	すべり安全率※4, 5	
				(1.2以上)	
地盤	改良地盤	支持力	すべり安全率※3 (基礎地盤)	すべり安全率※4	
		(極限支持力以下)		(1.2以上)	
	岩盤	支持力	(1.5以上)	—	—
		(極限支持力以下)			

※1:施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、置換コンクリート及び改良地盤の透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを確認する。

※2:置換コンクリートがすべり破壊しないことを第4・5条で確認するため、第3条においては、岩盤及び改良地盤を通るすべり線のすべり安全率を確認する。

※3:第3条のすべり安全率は施設の外的安定の確認を目的としており、「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価に係る審査ガイド」に基づいて1.5以上を許容限界とする。

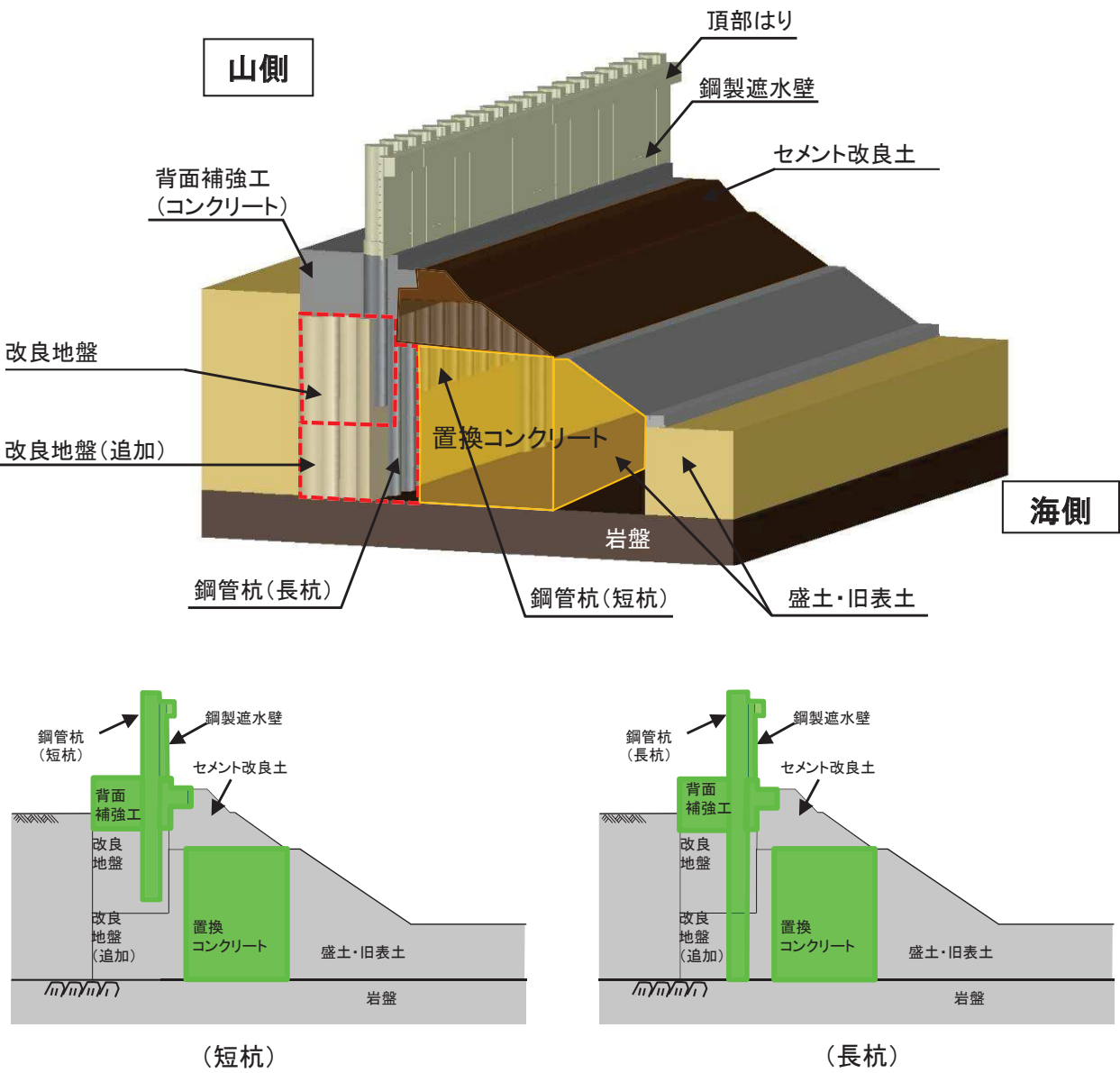
※4:第4条・第5条のすべり安全率は各部位の内的安定の確認を目的としており、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用して1.2以上を許容限界とする。

※5:地盤と施設を連成した2次元FEM解析により、各要素の破壊状況についても確認し、必要に応じて破壊の進展を考慮した検討(非線形解析等)を行う。

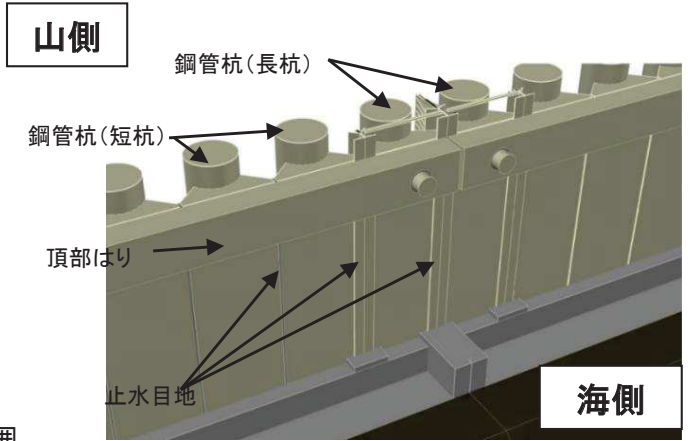
4. 防潮堤の設計方針について

4.4 鋼管式鉛直壁(一般部)構造の概要

- 鋼管式鉛直壁(一般部)の構造, 評価対象部位と主な役割並びに施設の範囲を示す。



鋼管式鉛直壁(一般部)における施設と地盤の区分

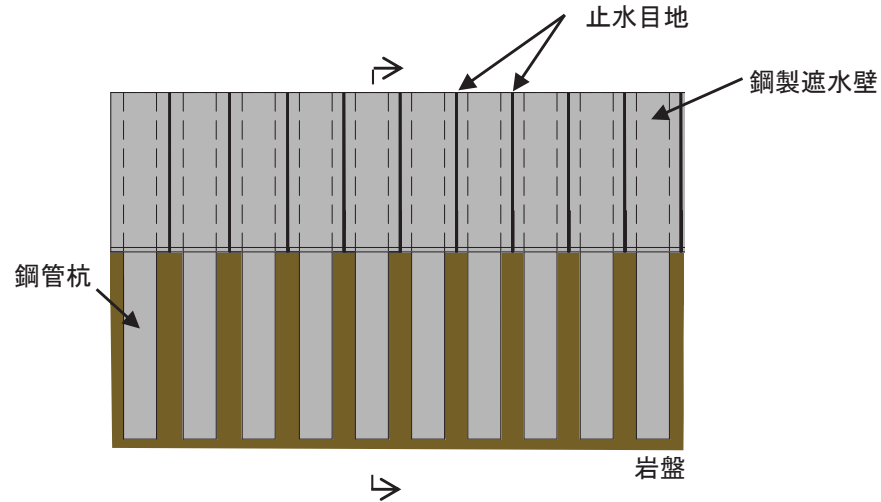


評価対象部位		主な役割
鋼管杭	長杭	鋼製遮水壁及び頂部はりを支持
	短杭	鋼製遮水壁を支持
鋼製遮水壁		止水目地を支持, 遮水性の保持
止水目地		鋼製遮水壁間の遮水性の保持
背面補強工		遮水性の保持, 長杭・短杭の変形抑制
置換コンクリート		基礎地盤のすべり安定性の確保, 長杭・短杭の変形抑制, 難透水性の保持
頂部はり		—※

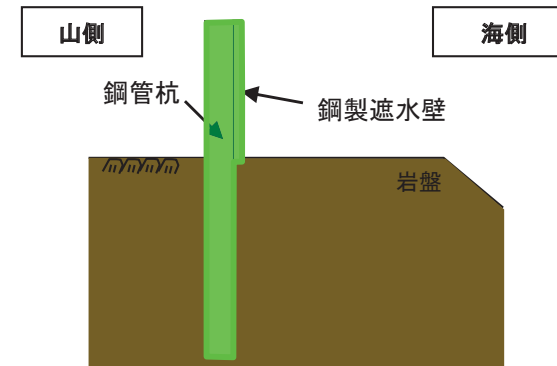
【地盤】 ※: 沈下時に機能を期待していたが, 沈下しない設計に変更したため, 役割を期待しない。

岩盤	長杭・短杭, 背面補強工及び置換コンクリートの鉛直支持, 基礎地盤のすべり安定性に寄与
改良地盤	短杭及び背面補強工の鉛直支持(下方の岩盤に荷重を伝達), 基礎地盤のすべり安定性に寄与, 長杭・短杭の変形抑制, 難透水性の保持
セメント改良土	長杭・短杭の変形抑制, 難透水性の保持, 津波荷重の伝達
盛土・旧表土	—

- 鋼管式鉛直壁(岩盤部)の構造, 評価対象部位と主な役割並びに施設の範囲を以下に示す。



鋼管式鉛直壁(岩盤部)正面図



断面図

■ 施設の範囲

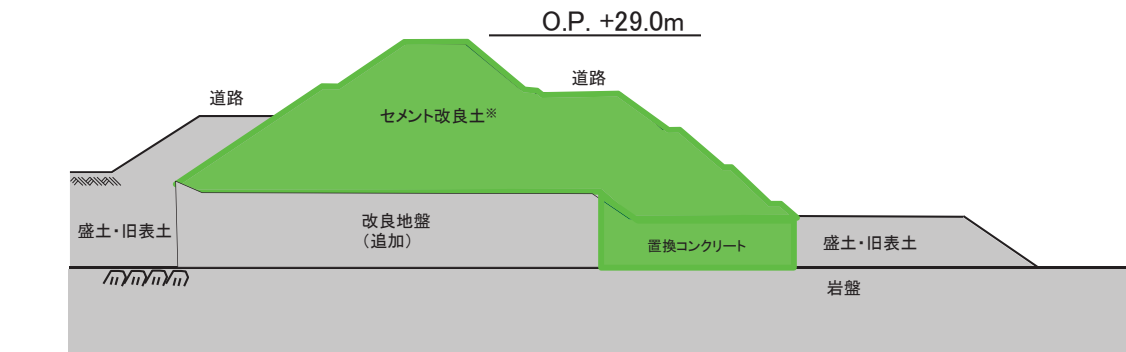
評価対象部位	主な役割
鋼管杭	鋼製遮水壁を支持
鋼製遮水壁	止水目地を支持 遮水性の保持
RC遮水壁	
止水目地	鋼製遮水壁間の遮水性の保持

【地盤】

岩盤	鋼管杭の鉛直支持 基礎地盤のすべり安定性に寄与 鋼管杭の変形抑制
----	--

4. 6 盛土堤防構造の概要

- 盛土堤防の構造, 評価対象部位と主な役割並びに施設の範囲を以下に示す。



盛土堤防における施設と地盤の区分

施設の範囲

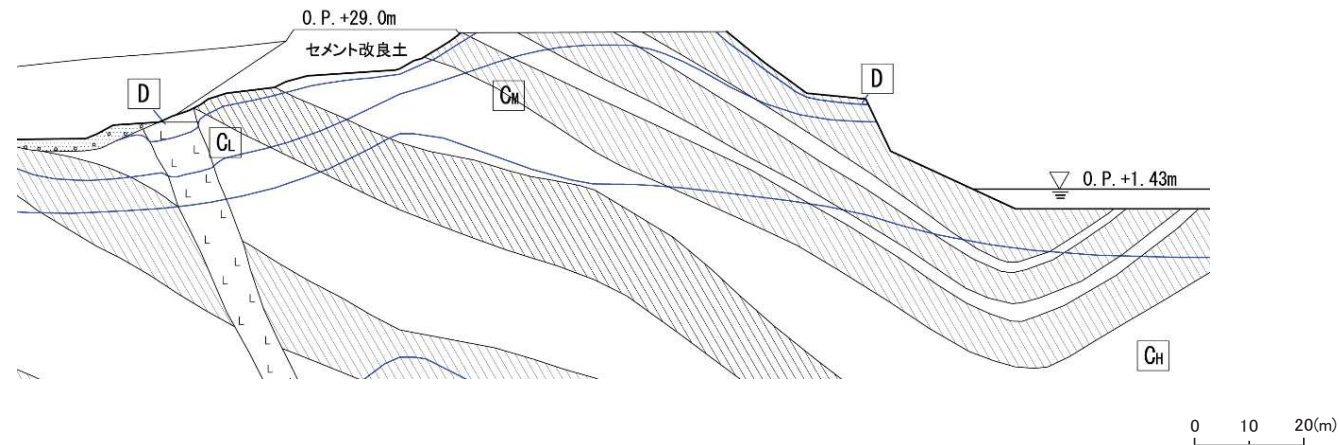
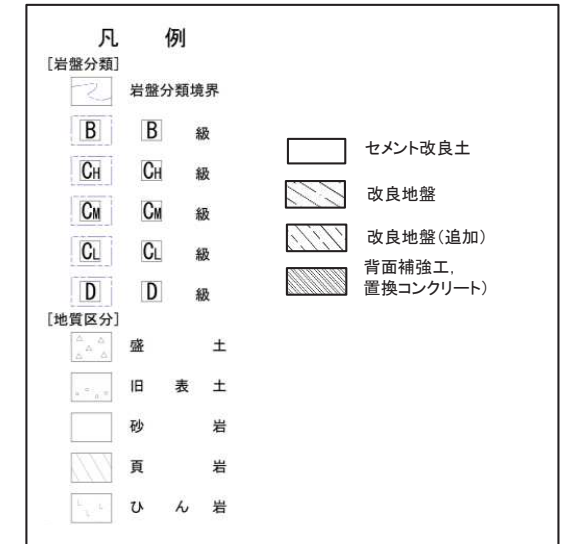
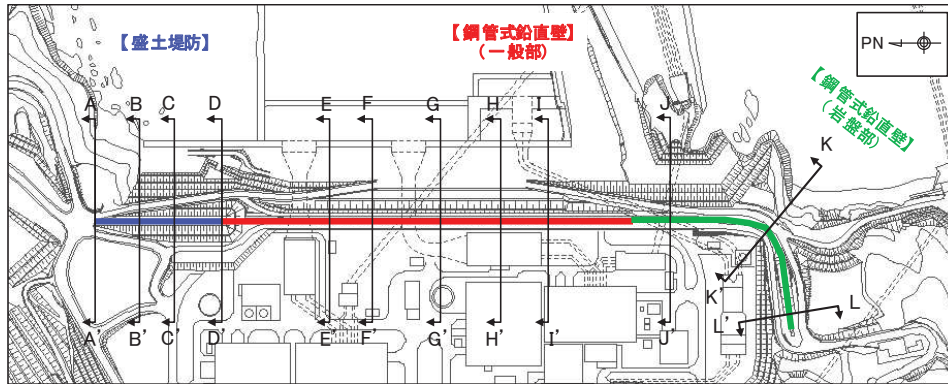
評価対象部位	主な役割
セメント改良土	堤体高さの維持 難透水性を有し, 堤体による止水性の維持
置換コンクリート	基礎地盤のすべり安定性の確保, 難透水性の保持

【地盤】

岩盤	セメント改良土及び置換コンクリートの鉛直支持, 基礎地盤のすべり安定性に寄与
改良地盤	セメント改良土の鉛直支持(下方の岩盤に荷重を伝達), 基礎地盤のすべり安定性に寄与, 難透水性の保持
盛土・旧表土	—

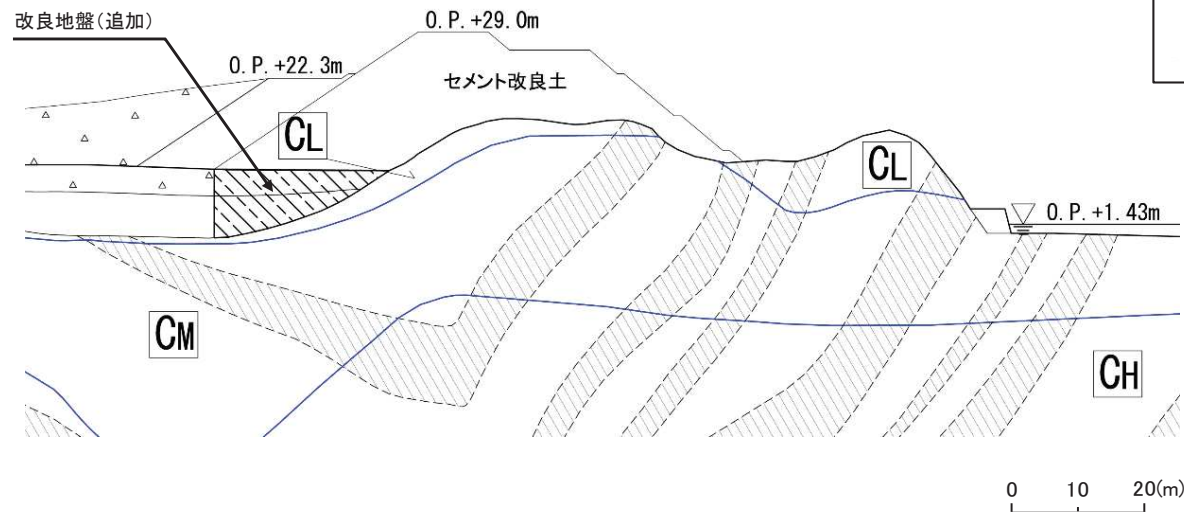
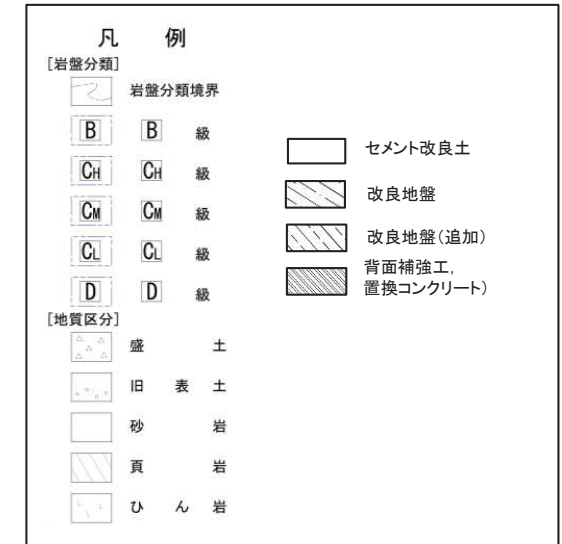
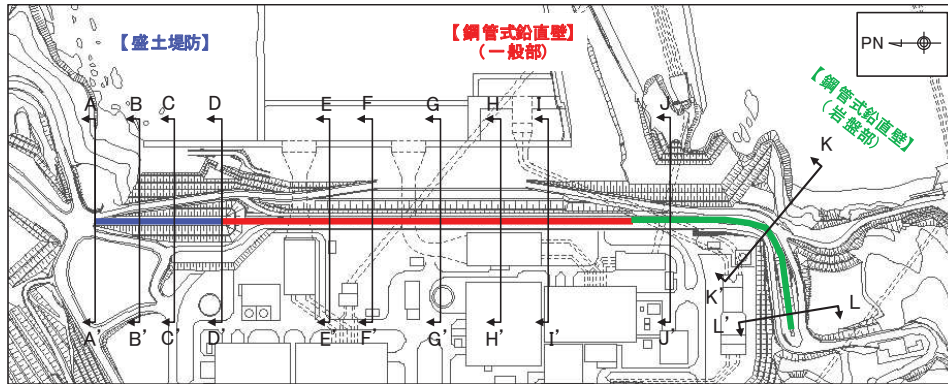
※:セメント改良土について, 堤体として本体部分と海側の道路部分を一体的に構築しており, 津波荷重も全体で受けることから, 海側の道路部分も含めたセメント改良土全体を施設として評価する。

- 盛土堤防A-A'断面の地質断面図を以下に示す。



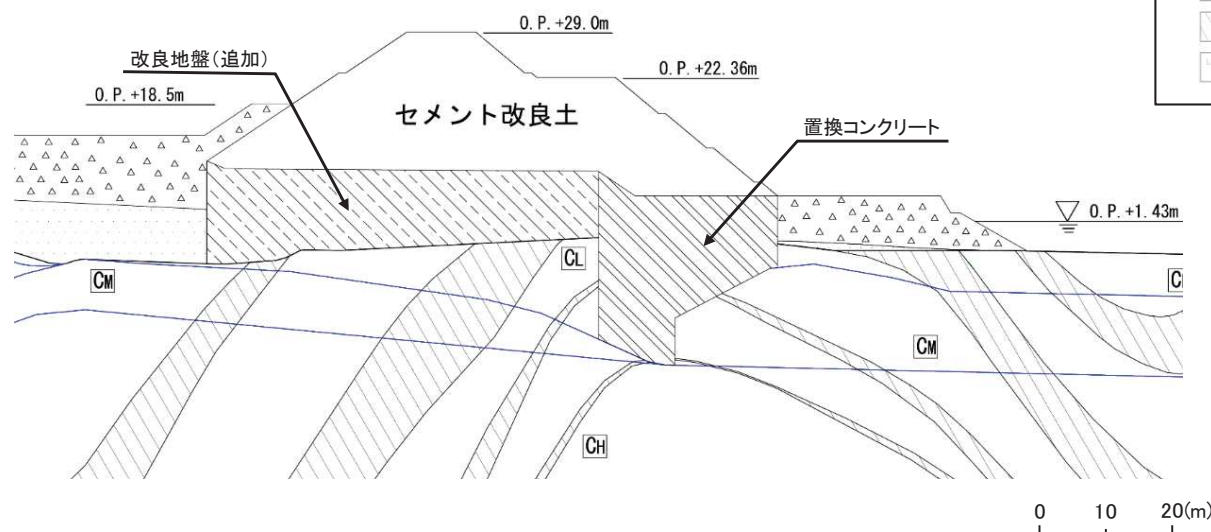
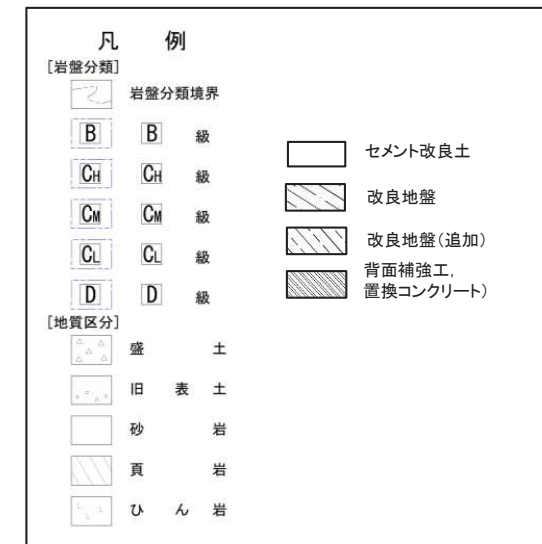
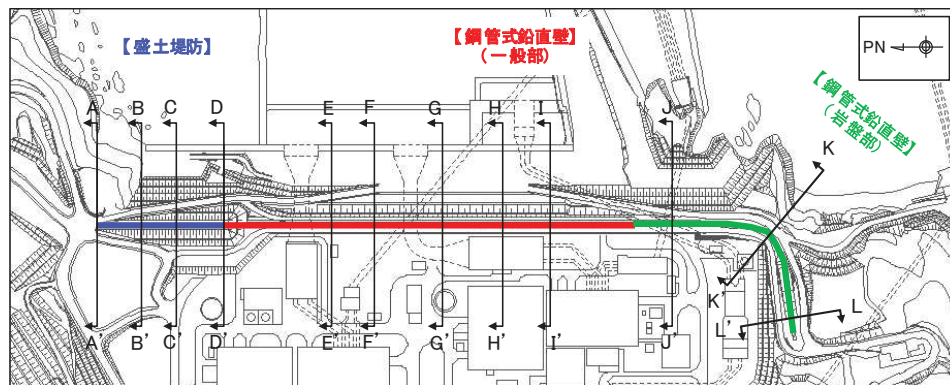
防潮堤 盛土堤防 横断図(A-A')

- 盛土堤防B-B'断面の地質断面図を以下に示す。



防潮堤 盛土堤防 横断面図(B-B')

- 盛土堤防C-C' 断面の地質断面図を以下に示す。

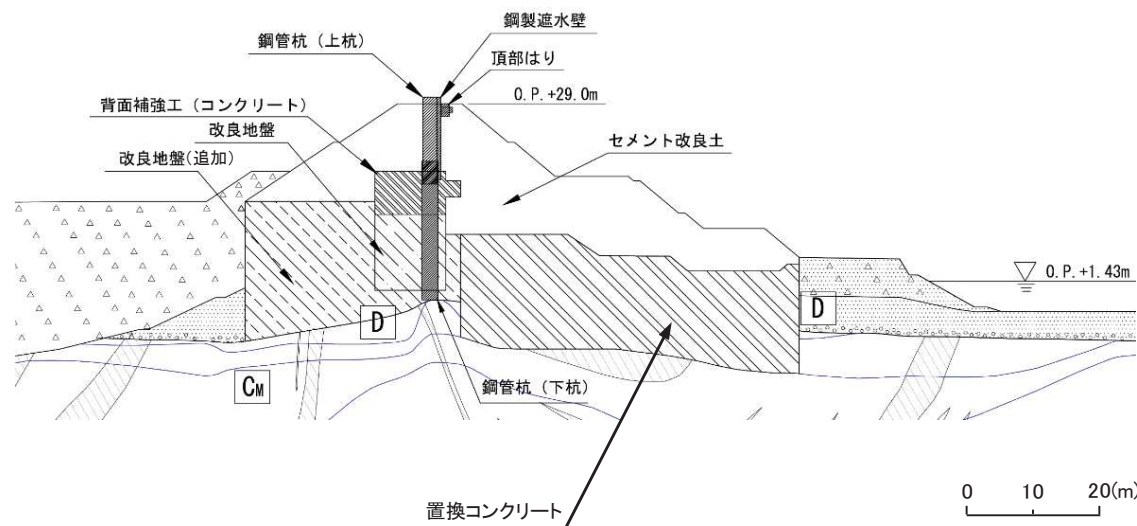
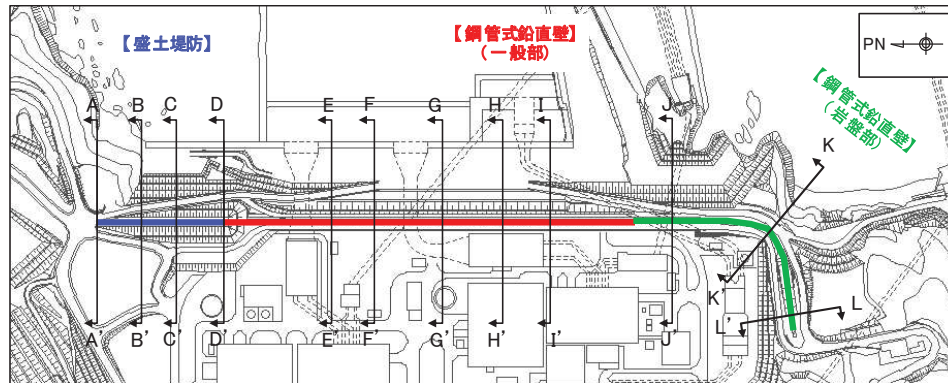


防潮堤 盛土堤防 横断面図(C-C')

4. 防潮堤の設計方針について

4. 7 防潮堤設置位置の地質構造(4/12)

- 盛土堤防及び鋼管式鉛直壁(一般部)の境界部D-D'断面の地質断面図を以下に示す。



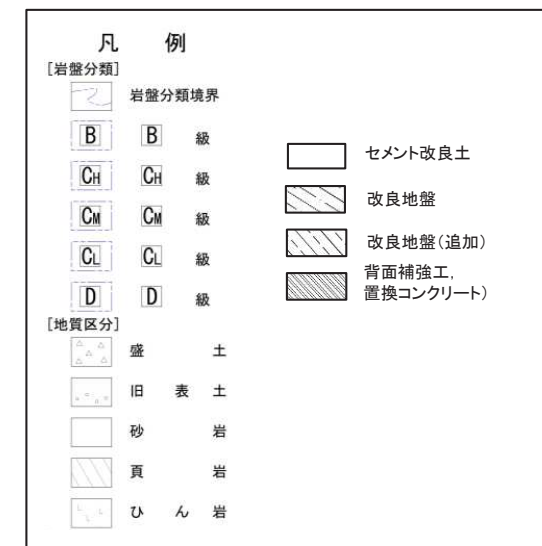
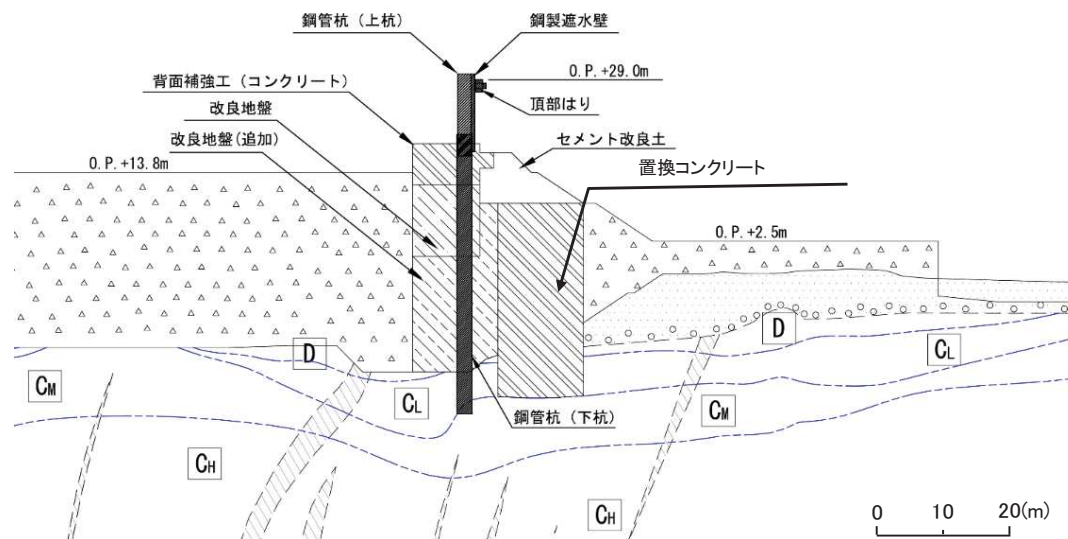
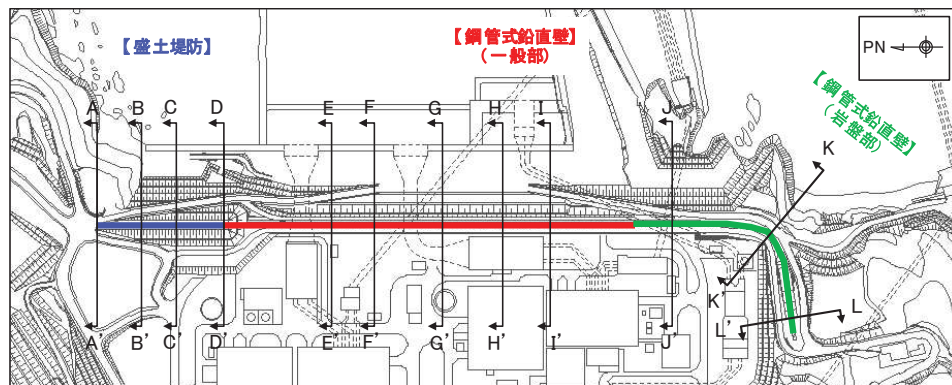
凡 例	
[岩盤分類]	
	岩盤分類境界
	B 級
	CH 級
	CM 級
	CL 級
	D 級
[地質区分]	
	盛 土
	旧 表 土
	砂
	頁 岩
	ひ ん 岩
	セメント改良土
	改良地盤
	改良地盤(追加)
	背面補強工、置換コンクリート

防潮堤 盛土堤防及び鋼管式鉛直壁 横断面図(D-D')

4. 防潮堤の設計方針について

4.7 防潮堤設置位置の地質構造(5/12)

- 鋼管式鉛直壁(一般部)E-E'断面の地質断面図を以下に示す。

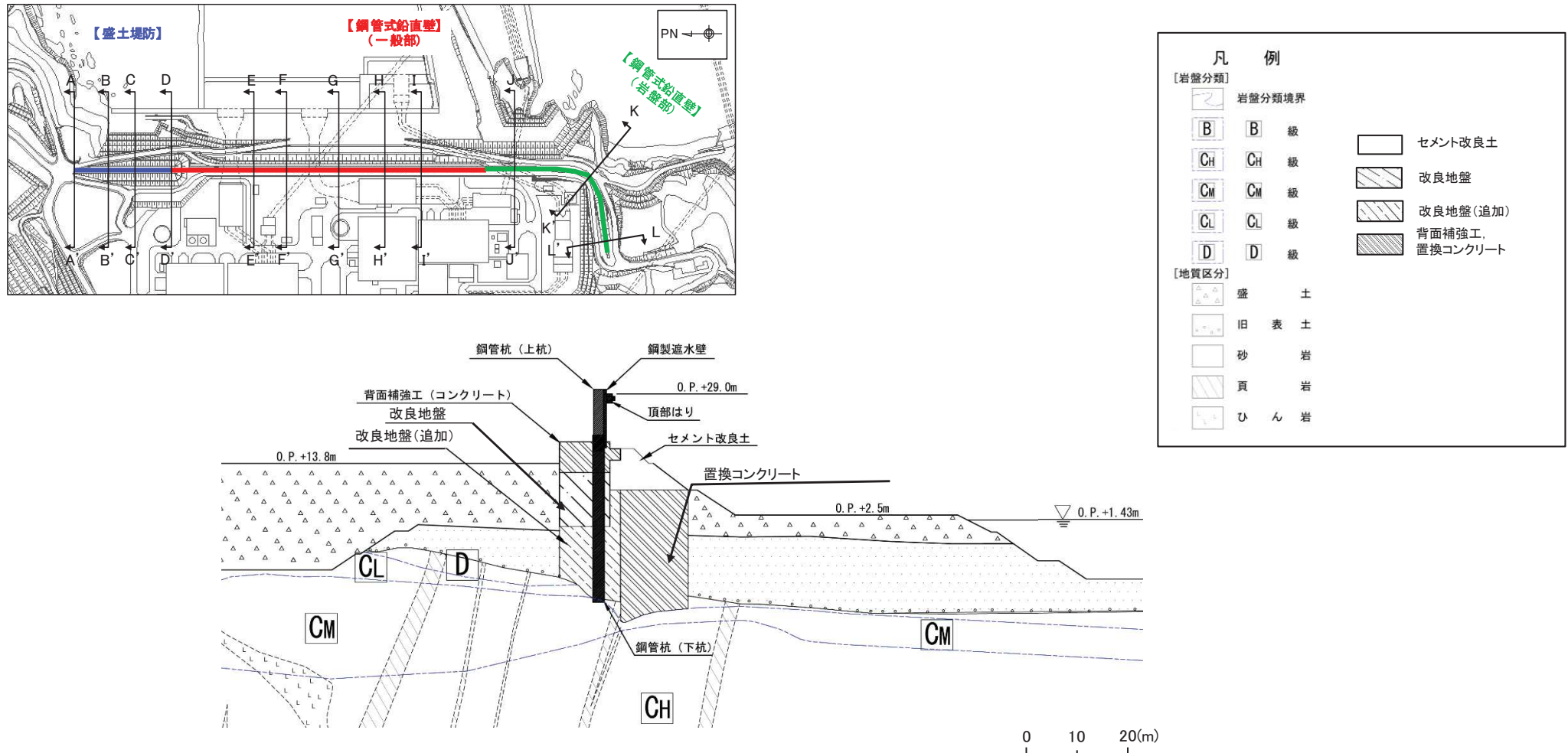


防潮堤 鋼管式鉛直壁 横断図(E-E')

4. 防潮堤の設計方針について

4.7 防潮堤設置位置の地質構造(6/12)

- 鋼管式鉛直壁(一般部)F-F'断面の地質断面図を以下に示す。

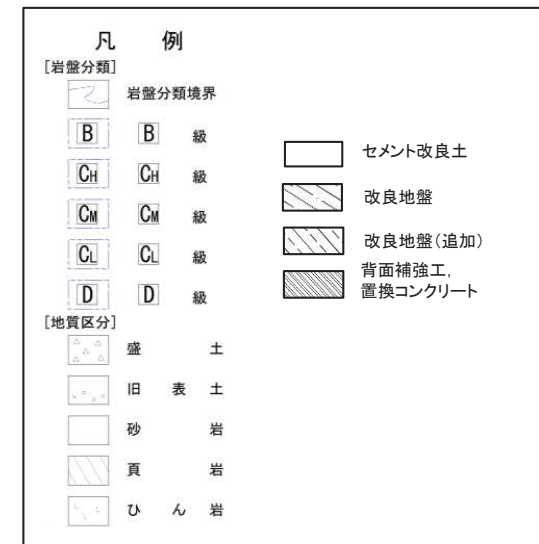
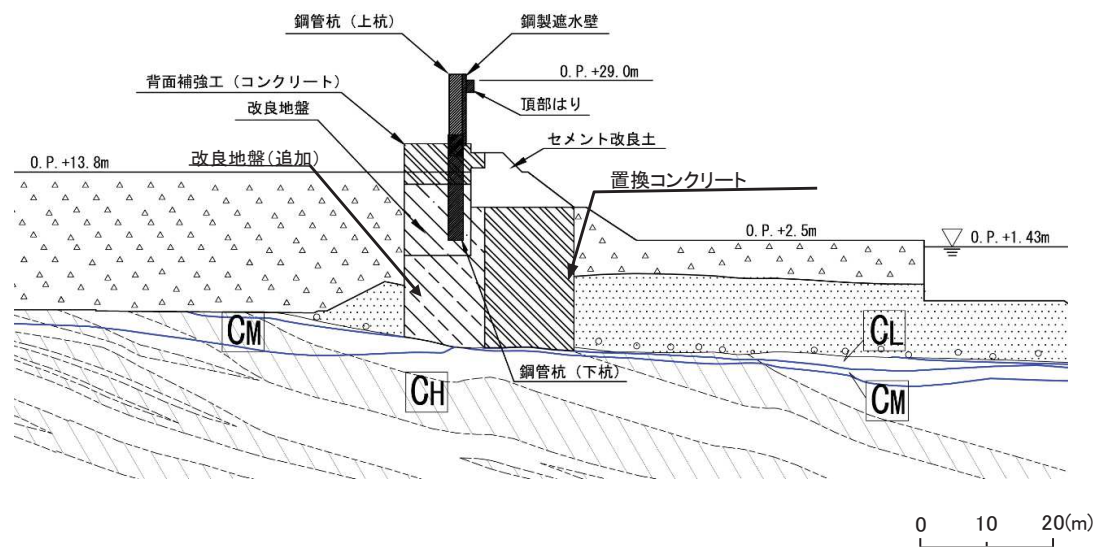
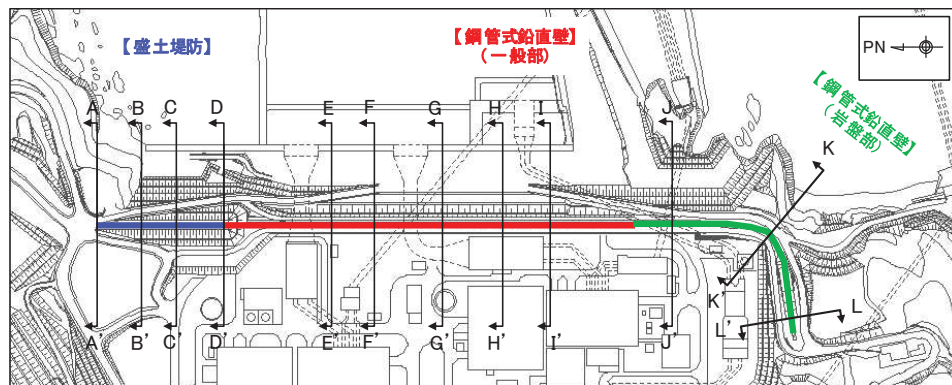


防潮堤 鋼管式鉛直壁 横断図(F-F')

4. 防潮堤の設計方針について

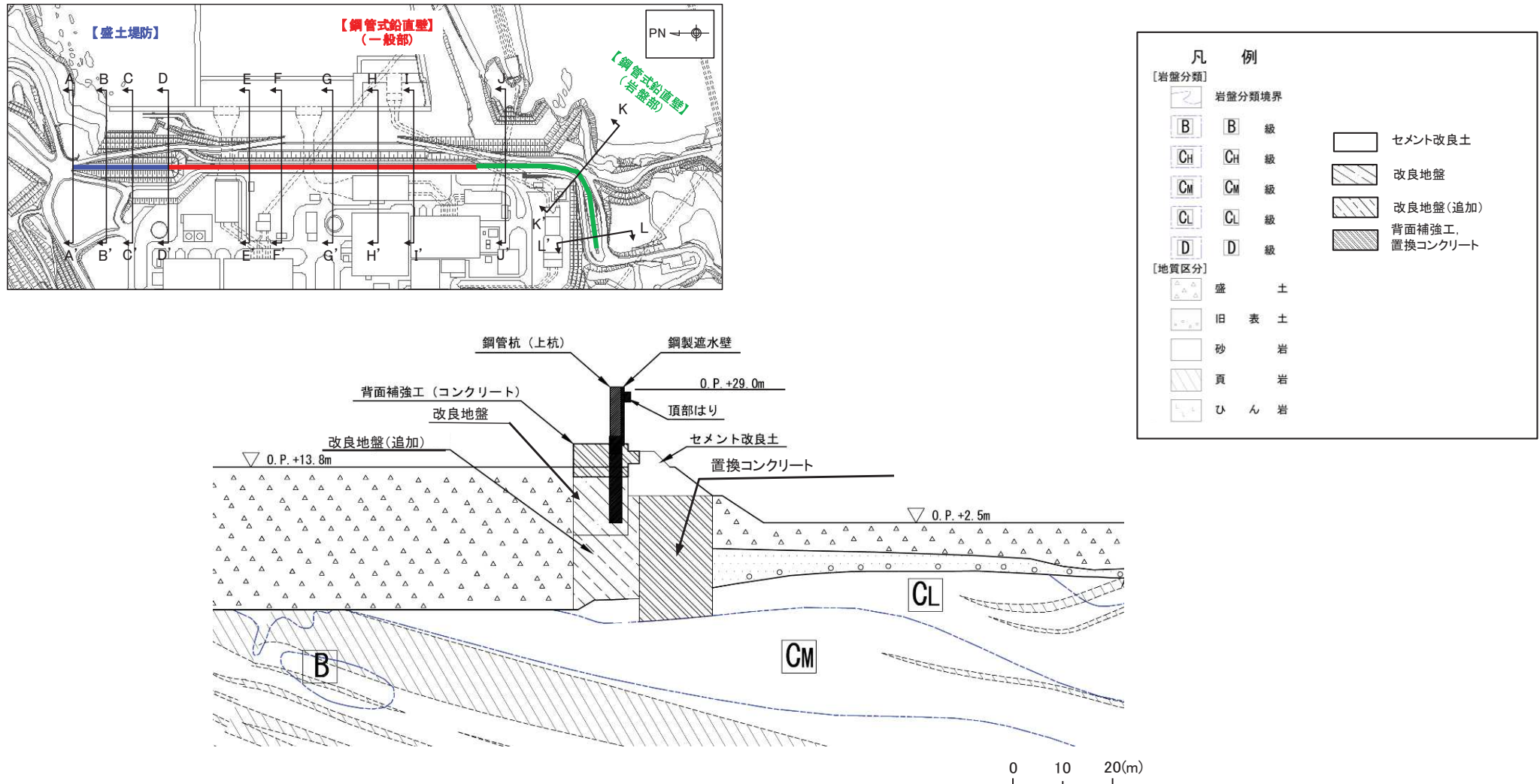
4. 7 防潮堤設置位置の地質構造(7/12)

- 鋼管式鉛直壁(一般部)G-G' 断面の地質断面図を以下に示す。



防潮堤 鋼管式鉛直壁 横断面図(G-G')

- 鋼管式鉛直壁(一般部)H-H' 断面の地質断面図を以下に示す。

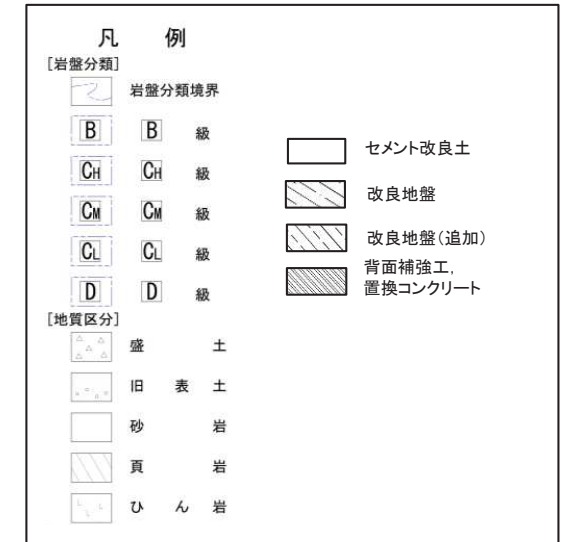
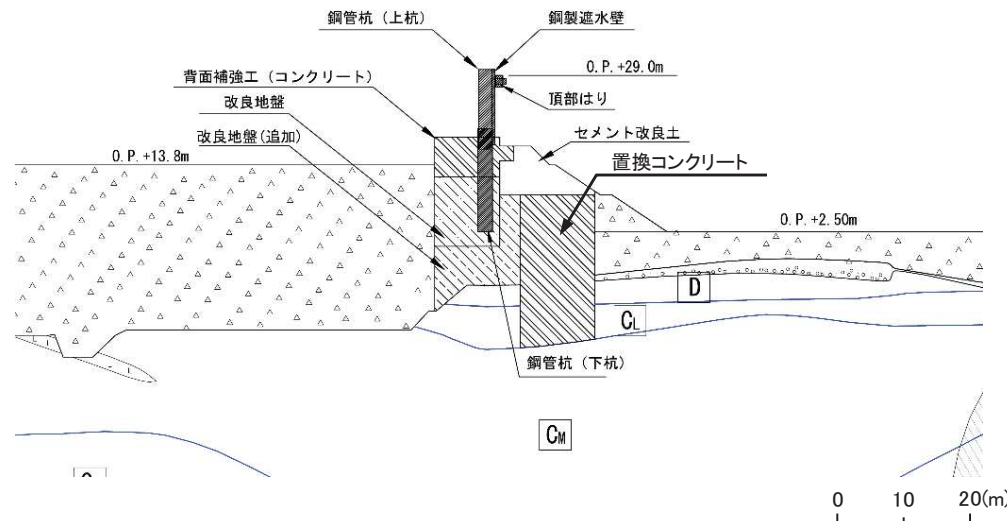
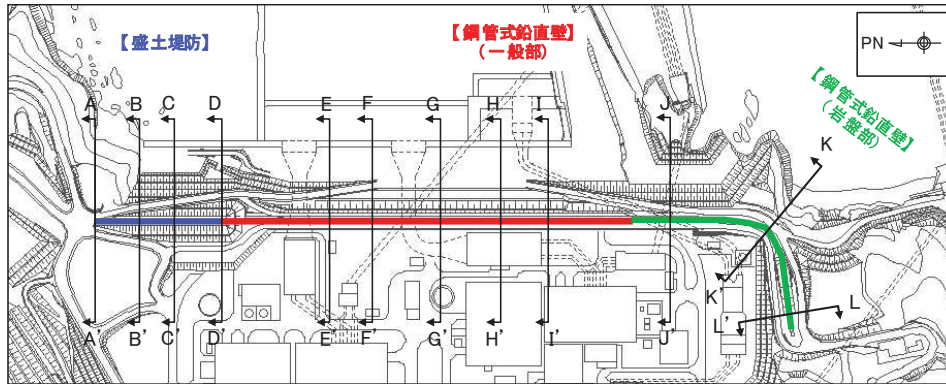


防潮堤 鋼管式鉛直壁 横断面図(H-H')

4. 防潮堤の設計方針について

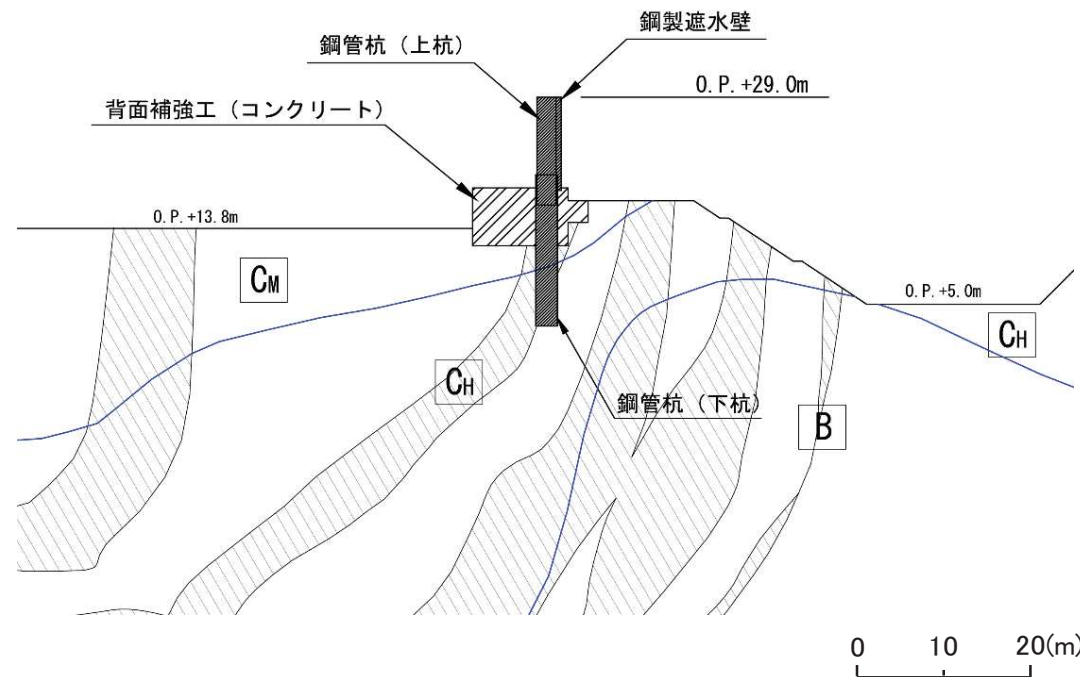
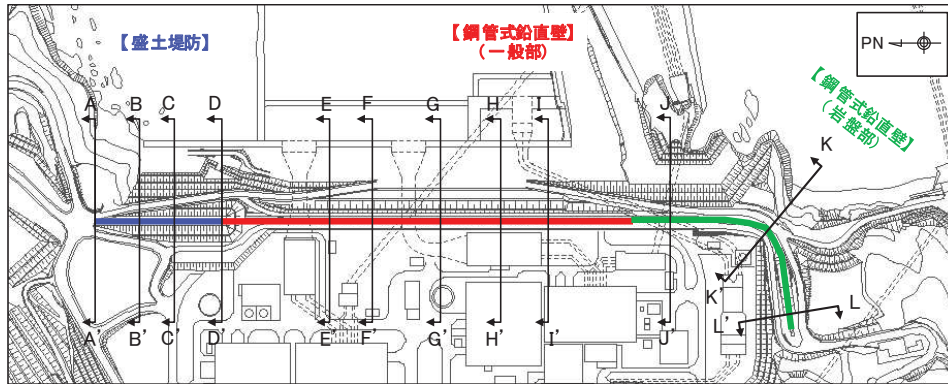
4. 7 防潮堤設置位置の地質構造(9/12)

- 鋼管式鉛直壁(一般部)I-I' 断面の地質断面図を以下に示す。



防潮堤 鋼管式鉛直壁 横断面図(I-I')

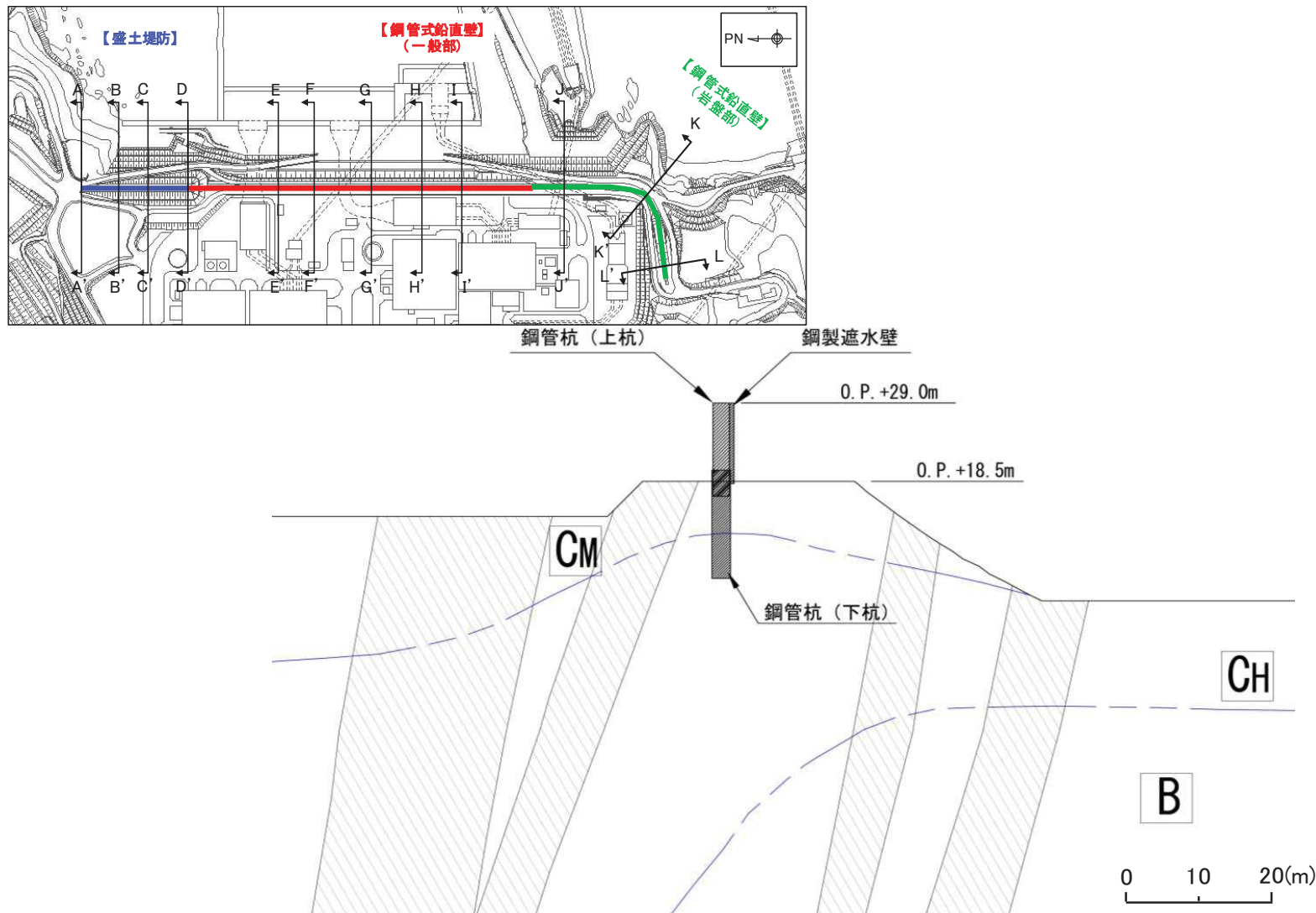
- 鋼管式鉛直壁(岩盤部)J-J' 断面の地質断面図を以下に示す。



防潮堤 鋼管式鉛直壁 横断面図(J-J')

凡 例	
[岩盤分類]	
	岩盤分類境界
	B 級
	CH 級
	CM 級
	CL 級
	D 級
[地質区分]	
	盛 土
	旧 表 土
	砂 岩
	頁 岩
	ひ ん 岩
	背面補強工

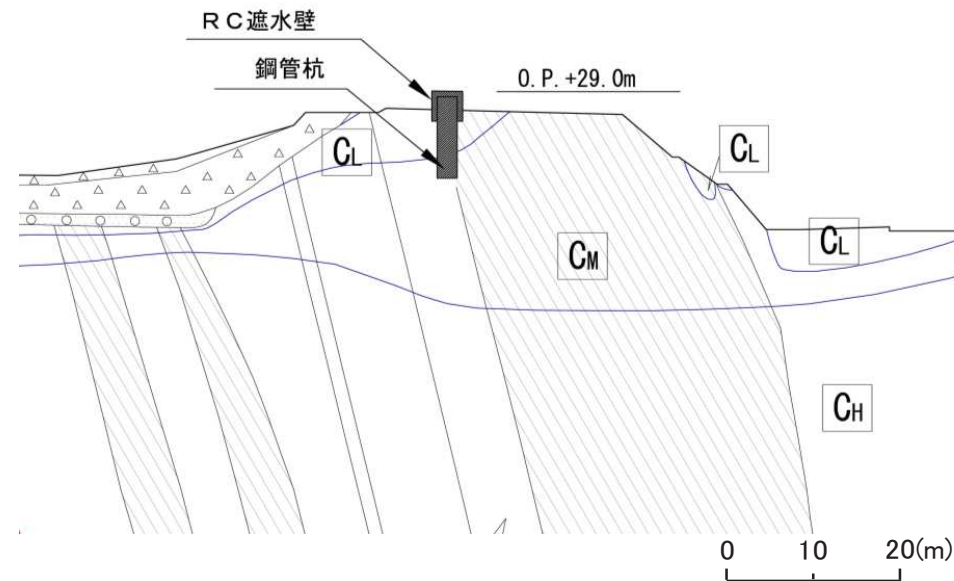
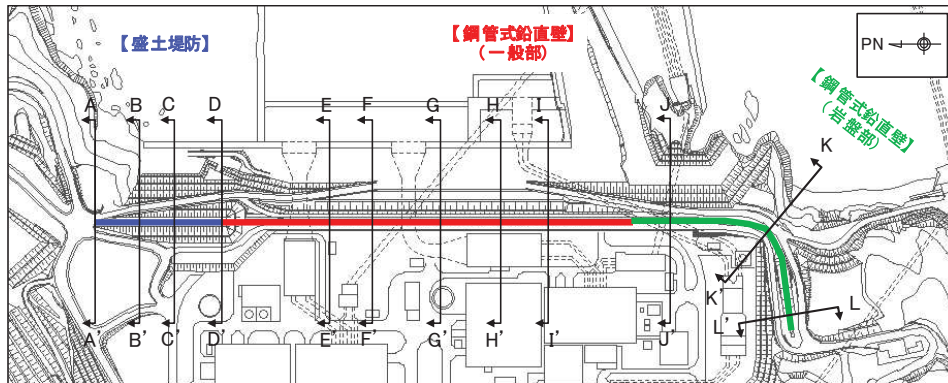
- 鋼管式鉛直壁(岩盤部)K-K' 断面の地質断面図を以下に示す。



凡 例	
[岩盤分類]	
	B 級
	CH 級
	CM 級
	CL 級
	D 級
[地質区分]	
	盛 土
	旧 表 土
	砂 岩
	頁 岩
	ひ ん 岩

防潮堤 鋼管式鉛直壁 横断面図(K-K')

- 鋼管式鉛直壁(岩盤部)L-L' 断面の地質断面図を以下に示す。



凡 例	
[岩盤分類]	
	岩盤分類境界
	B 級
	C _H 級
	C _M 級
	C _L 級
	D 級
[地質区分]	
	盛 土
	旧 表 土
	砂 岩
	頁 岩
	ひ ん 岩

防潮堤 鋼管式鉛直壁 横断面図(L-L')

目次

1. 評価断面の選定に関する補足
2. 解析用物性値に関する補足
3. 安定性評価に関する補足
4. 防潮堤の設計方針について
5. 地下水位の設定に係る設置許可基準規則への基準適合の考え方(第752回審査会合(R1.7.30)資料抜粋)
6. 液状化影響の検討方針について(第734回審査会合(R1.6.25)資料抜粋)

5. 地下水位の設定に係る設置許可基準規則への基準適合の考え方

5.1 液状化影響の評価に係る基準適合の考え方①

- 女川における以下のサイト特性とこれを踏まえた地下水位低下設備の信頼性確保の方針・液状化影響の評価方針に基づき、設置許可基準規則の関連条文(第三条第2項・第三十八条第2項並びに第四条・第三十九条)への適合にあたり、考え方を以下のとおり整理した。
 - 耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設については、揚圧力が作用した場合において、当該施設の機能が損なわれるおそれがないように設計する。あわせて、液状化、揺すり込み沈下等の周辺地盤の変状を考慮した場合においても、当該施設の機能が損なわれるおそれがないように設計する。
 - 耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設の設計においては、防潮堤の下方を地盤改良するために地下水の流れが遮断され地下水位が上昇するおそれがあるという女川サイト固有の状況を踏まえ、地下水位を一定の範囲に保持する地下水位低下設備の機能を考慮した水位、自然水位※¹より保守的に設定した水位又は地表面にて設計用地下水位を設定する。
 - 耐震設計において、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮する場合には、有効応力解析等を実施する。有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定する。

【女川のサイト特性】

- 女川サイトでは、地下水位を一定の範囲に保持する地下水位低下設備の機能を考慮した地下水位に基づき、施設の耐震設計を行ってきた。
- 適合性審査対応において、津波防護施設として敷地海側に設置する防潮堤の沈下対策(下方の地盤改良)を行うこととした。
- これにより、地下水の流れが遮断され流動場が変化することから、地下水位低下設備の機能に期待できない場合、地下水位は沈下対策前より上昇し、施設の安全性へ影響が生じる可能性がある。

【地下水位低下設備の信頼性確保の方針】

- 地下水位低下設備は、施設の耐震設計の前提条件となる地下水位を一定の範囲に保持する機能を有し、供用期間中の全ての状態においてその機能を維持する必要があることから、設計基準対象施設として位置付けるとともに、重要安全施設への影響に鑑み、安全機能の重要度分類におけるクラス1相当の配慮として、多重性及び独立性を確保した設計とする。また、耐震重要度はCクラス(Ss機能維持)に分類する。
- 信頼性向上の観点からの対策を行ってもなお、地下水位低下設備が機能喪失する状態も考え、地下水位低下設備が機能喪失した場合に復旧作業等を行うため、必要な資機材として、可搬型設備及び予備品を確保する。

【液状化影響の評価方針※²】

- 液状化※³による施設への影響評価においては、施設周辺の地下水位や地盤等の状況を踏まえて、液状化検討対象施設を抽出。
- 抽出した液状化検討対象施設に対し、液状化※³による影響が及ぶおそれがある場合は、有効応力解析又は全応力解析を行い、保守的な解析手法を選定。
- 液状化を考慮する場合の評価は、地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮した評価(有効応力解析等)によるものとし、有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定する。

- 次ページ以降に各条文への適合の考え方と、参考として申請書の記載例を提示する。

※¹ 地下水位低下設備の効果が及ばない範囲の地下水位

※² 設計基準対象施設について(4条 地震による損傷の防止) 別紙17 液状化影響の検討方針 を参照。

※³ 液状化又は繰り返し軟化

5. 地下水位の設定に係る設置許可基準規則への基準適合の考え方

5. 1 液状化影響の評価に係る基準適合の考え方②

- 設置許可基準規則第三条（設計基準対象施設の地盤）への適合の考え方を下表に整理した。

設置許可基準規則第三条に対する基準適合の考え方

設置許可基準規則	設置許可基準規則の解釈	基準適合の考え方		設置変更許可申請書への反映箇所	詳細設計段階における提示内容
		考え方	必要な設備等		
第三条 （設計基準対象施設の地盤）	設計基準対象施設は、次条第二項の規定により算定する地震力（設計基準対象施設のうち、地震の発生によって生ずるおそれがあるその安全機能の喪失に起因する放射線による公衆への影響の程度が特に大きいもの（以下「耐震重要施設」という。）及び兼用キャスクにあっては、同条第三項に規定する基準地震動による地震力を含む。）が作用した場合においても当該設計基準対象施設を十分に支持することができる地盤に設けなければならない。ただし、兼用キャスクにあっては、地盤により十分に支持されなくてもその安全機能が損なわれない方法により設けることができるときは、この限りでない。	（以下、主要箇所抜粋） 第3条第1項に規定する「 <u>設計基準対象施設を十分に支持することができる</u> 」とは、 <u>設計基準対象施設について、自重及び運転時の荷重等に加え、耐震重要度分類の各クラスに応じて算定する地震力が作用した場合においても、接地圧に対する十分な支持力を有する設計であることをいう。</u> <u>耐震重要施設については、基準地震動による地震力が作用することによって弱面上のずれ等が発生しないことを含め、基準地震動による地震力に対する支持性能が確保されていることを確認する。</u>	耐震重要施設の基礎地盤 ・基礎地盤の安定性評価の条件として地下水位の設定方法を記載 （基準適合はこの条件を用いた安定性評価により確認）	—	添付書類六 -地盤 -地震力に対する基礎地盤の安定性評価（地下水位） — （設置許可段階で説明） （地下水位低下設備の耐震性に関する説明書において地盤の支持性能に係る確認結果を記載）
	2 耐震重要施設及び兼用キャスクは、変形した場合においてもその安全機能が損なわれるおそれがない地盤に設けなければならない。	（以下、主要箇所抜粋） 「 <u>変形</u> 」とは、地震発生に伴う地殻変動によって生じる支持地盤の傾斜及び撓み並びに地震発生に伴う建物・構造物間の不等沈下、液状化及び揺すり込み沈下等の周辺地盤の変状をいう。	耐震重要施設の周辺地盤 ・耐震重要施設については、 <u>液状化、揺すり込み沈下等の周辺地盤の変状を考慮した場合においても、当該施設の安全機能が損なわれるおそれがないように設計する。</u> ・耐震重要施設の設計においては、防潮堤の下方を地盤改良するために地下水の流れが遮断され地下水位が上昇するおそれがあるという女川サイト固有の状況を踏まえ地下水位を一定の範囲に保持する地下水位低下設備の機能を考慮した水位、自然水位より保守的に設定した水位又は地表面にて設計用地下水位を設定する。 ・耐震設計において、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮する場合には、有効応力解析等を実施する。有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定する。	・常設の地下水位低下設備 （機能喪失への対応として、可搬型設備及び予備品を確保）	添付書類六 -地盤 -周辺地盤の変状による施設への影響評価 関連 添付書類八 -安全設計/耐震設計 -耐震重要施設 ・耐震性に関する説明書（第四条の審査において確認）
	3 耐震重要施設及び兼用キャスクは、変位が生ずるおそれがない地盤に設けなければならない。ただし、兼用キャスクにあっては、地盤に変位が生じてその安全機能が損なわれない方法により設けることができるときは、この限りでない。	（記載を省略）	— （地下水位設定とは関連しない）	—	—

5. 地下水位の設定に係る設置許可基準規則への基準適合の考え方

5. 1 液状化影響の評価に係る基準適合の考え方③

- 設置許可基準規則第三十八条(重大事故等対処施設の地盤)への適合の考え方を下表に整理した。

設置許可基準規則第三十八条に対する基準適合の考え方

設置許可基準規則		設置許可基準規則 の解釈	基準適合の考え方		設置変更許可申 請書への 反映箇所	詳細設計段階 における提示内容
			考え方	必要な 設備等		
第三十八 条 (重大事故 等対処施設 の地盤)	重大事故等対処施設は、次に掲げる施設の区分に応じ、それぞれ次に定める地盤に設けなければならない。 一 重大事故防止設備のうち常設のもの(以下「常設重大事故防止設備」という。)であって、耐震重要施設に属する設計基準事故対処設備が有する機能を代替するもの(以下「常設耐震重要重大事故防止設備」という。)が設置される重大事故等対処施設(特定重大事故等対処施設を除く。) <u>基準地震動による地震力が作用した場合においても当該重大事故等対処施設を十分に支持することができる地盤</u> 二 常設耐震重要重大事故防止設備以外の常設重大事故防止設備が設置される重大事故等対処施設(特定重大事故等対処施設を除く。) 第四条第二項の規定により算定する地震力が作用した場合においても当該重大事故等対処施設を十分に支持することができる地盤 三 重大事故緩和設備のうち常設のもの(以下「常設重大事故緩和設備」という。)が設置される重大事故等対処施設(特定重大事故等対処施設を除く。) <u>基準地震動による地震力が作用した場合においても当該重大事故等対処施設を十分に支持することができる地盤</u>	1 <u>第38条の適用に当たっては、本規程別記1に準ずるものとする。 ※別記1:第3条(設計基準対象施設の地盤)</u> 2 第1 項第2号に規定する「第4条第2項の規定により算定する地震力」とは、本規程別記2第4条第2項から第4項までにおいて、代替する機能を有する設計基準事故対処設備が属する耐震重要度分類のクラスに適用される地震力と同等のものとする。 3 第1 項第4号に規定する「第4条第2項の規定により算定する地震力」とは、本規程別記2第4条第2項第1号の耐震重要度分類のSクラスに適用される地震力と同等のものとする。	<u>常設重大事故等対処施設の基礎地盤</u> 基礎地盤の安定性評価の条件として地下水位の設定方法を記載 (基準適合はこの条件を用いた安定性評価により確認)	—	添付書類六 -地盤 -地震力に対する基礎地盤の安定性評価 (地下水位)	— (設置許可段階で第三条と併せて説明)
	2 <u>重大事故等対処施設(前項第二号の重大事故等対処施設を除く。次項及び次条第二項において同じ。)は、変形した場合においても重大事故等に対処するために必要な機能が損なわれるおそれがない地盤に設けなければならない。</u>		<u>常設重大事故等対処施設の周辺地盤</u> - 常設重大事故等対処施設については、<u>液状化、揺すり込み沈下等の周辺地盤の変状を考慮した場合においても、当該施設の機能が損なわれるおそれがないように設計する。</u> - 常設重大事故等対処施設の設計においては、防潮堤の下方を地盤改良するために海側への地下水の流れが遮断され地下水位が上昇するおそれがあるという女川サイト固有の状況を踏まえ<u>地下水位を一定の範囲に保持する地下水位低下設備の機能を考慮した水位</u>、自然水位より保守的に設定した水位又は地表面にて設計用地下水位を設定する。 - 耐震設計において、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮する場合には、有効応力解析等を実施する。有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定する。	常設の地下水位低下設備 機能喪失への対応として、可搬型設備及び予備品を確保	添付書類六 -地盤 -周辺地盤の変状による施設への影響評価	耐震性に関する説明書 (第三十九条の審査において確認)
	3 重大事故等対処施設は、変位が生ずるおそれがない地盤に設けなければならない。		— (地下水位設定とは関連しない)	—	—	—

- 地下水位の設定の考え方並びに地下水位低下設備の位置付け等について、各条文へ適合させるための設置変更許可段階及び工事計画認可段階における提示内容を整理した。

設置変更許可段階

地下水位低下設備

- 地下水位低下設備の位置付け
 - 地下水位を一定の範囲に保持する機能を有する地下水位低下設備を、設計基準対象施設として位置付ける。
- 信頼性確保の方針
 - 地下水位低下設備は、地下水位を一定の範囲に保持する機能を維持するため、基準地震動に対して機能維持する設計とする。
 - 重要安全施設への影響に鑑み、原子炉施設の安全機能の重要度分類を踏まえて多重性及び独立性を確保した設計とする。
 - 外部電源喪失に配慮し、非常用交流電源設備及び常設代替交流電源設備から供給可能な設計とする。
 - 地下水位低下設備が機能喪失した場合に復旧作業等を行うため、必要な資機材として、可搬型設備及び予備品を確保する。(外部事象の影響を受けない場所に保管)

各施設等

- 設計用地下水位の設定方針
 - 各施設等の設置許可基準規則における条文適合※1に当たり、設計においては地下水位低下設備の機能を考慮した水位、自然水位より保守的に設定した水位又は地表面にて設計用地下水位を設定する。
- 液状化影響の評価方針
 - 耐震設計において、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮する場合には、有効応力解析を実施する。有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定する。
- アクセスルート機能維持の方針と評価結果※2
 - p.3～p.6参照

※1 建物・構築物等の各施設は第3条、第4条、第5条、第38条、第39条、第40条が該当し、第4条(・第39条)の評価にて代表。アクセスルートは第43条が該当。

※2 設置変更許可段階においては、設計用地下水位を地下水位低下設備の効果を考慮したO.P.+5.0mとして、地震時の液状化による地下構造物の浮き上がり評価を実施。

工事計画認可段階

地下水位低下設備

- 基本設計方針
- 耐震性に関する説明書
 - 技術基準規則※3第5条及び第50条※4への適合に当たり、設置変更許可段階で示す基本方針に基づき、地下水位低下設備の基準適合性を示す耐震計算書を提示
 - 耐震設計の条件の一つとして、地下水位の設定に係る説明※5を提示
 - 揚水井戸・ドレーンについては、設置許可基準規則3条に対応した地盤の支持性能に係る確認結果を併せて記載
- 設備別記載事項の設定根拠に関する説明書 等

※3 実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則

※4 設置許可基準規則第4条・第39条に対応。技術基準規則第4条・49条(地盤)への適合性については、第5条・第50条(耐震)にて確認する。

※5 浸透流解析におけるドレーン等の範囲設定の考え方、地盤として取扱うドレーンの耐震性の説明を含む。

各施設等

- 設計用地下水位の設定
- 耐震性に関する説明書(対策を行う場合はその説明を含む)
 - 技術基準規則第4条、第5条、第6条、第49条、第50条、第51条及び第54条への適合に当たっては、設置許可段階で示す基本方針に基づき、地下水位低下設備の機能を考慮して設定した設計用地下水位を用い基準適合性を示す耐震計算書を添付する。
- アクセスルート機能維持に係る再評価結果※6(対策を行う場合はその説明を含む)

※6 工認段階において設計用地下水位を改めて設定した上で、地震時の液状化による地下構造物の浮き上がりを再評価する。なお、評価に当たっては、地下水位低下設備の機能喪失を想定して、機能喪失に伴う地下水位の上昇程度を考慮する。

5. 地下水位の設定に係る設置許可基準規則への基準適合の考え方 (参考) 発電用原子炉設置変更許可申請書の記載例①

第732回審査会合(R1. 6. 21)
資料1-2-2 p121 一部修正

117

コメントS186

本文

五. 発電用原子炉及びその附属施設の位置, 構造及び設備

□ 発電用原子炉施設の一般構造

耐震構造／設計基準対象施設及び重大事故等対処施設の耐震設計

- 設計基準対象施設及び重大事故等対処施設は, 防潮堤により地下水が遮断され敷地内の地下水位が上昇するおそれがあることを踏まえ, 地下水位を一定の範囲に保持する地下水位低下設備の機能を考慮した水位, 自然水位より保守的に設定した水位又は地表面にて設計用地下水位を設定し, 地震力に対して当該施設の機能が保持できるように設計する。

添付書類六

地盤

原子炉施設設置位置付近の地盤の安定性評価

耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設の基礎地盤※の安定性評価

地震力に対する基礎地盤の安定性評価(解析条件／地下水位)

- 解析用地下水位は, 原子炉建屋においては基礎版中央とし, 原子炉建屋以外(周辺地盤を含む)においては地表面に設定する。

周辺地盤の変状による施設への影響評価

- 耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設については, 液状化, 揺すり込み沈下等の周辺地盤の変状を考慮した場合においても, 当該施設の機能が損なわれるおそれがないように設計する。
- 耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設の設計においては, 地下水位低下設備の機能を考慮した水位, 自然水位より保守的に設定した水位又は地表面にて設計用地下水位を設定する。
- 耐震設計において, 地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮する場合には, 有効応力解析等を実施する。有効応力解析に用いる液状化強度特性は, 敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定する。

※ 周辺斜面については, 耐震重要施設・常設重大事故等対処施設いずれも該当する周辺斜面が存在しないため記載不要。

5. 地下水位の設定に係る設置許可基準規則への基準適合の考え方 (参考) 発電用原子炉設置変更許可申請書の記載例②

第732回審査会合(R1. 6. 21)
資料1-2-2 p122 一部修正

118

コメントS186

添付書類八

安全設計

耐震設計

設計基準対象施設の耐震設計

基本方針

- ・ 設計基準対象施設は、地震力に十分耐えられるように設計する。
- ・ 設計基準対象施設の設計においては、地下水位低下設備の機能を考慮した水位、自然水位より保守的に設定した水位又は地表面にて設計用地下水位を設定する。

耐震重要施設

- ・ 耐震重要施設については、揚圧力が作用した場合において、当該施設の安全機能が損なわれるおそれがないように設計する。あわせて、液状化、揺すり込み沈下等の周辺地盤の変状を考慮した場合においても、当該施設の安全機能が損なわれるおそれがないように設計する。
- ・ 耐震重要施設の設計においては、地下水位低下設備の機能を考慮した水位、自然水位より保守的に設定した水位又は地表面にて設計用地下水位を設定する。
- ・ 耐震設計において、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮する場合には、有効応力解析等を実施する。有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定する。

耐震重要度分類

- ・ クラス分類表に地下水位低下設備を記載(Cクラス(Ss機能維持する設計))

設置許可基準規則への適合

第三十九条 (地震による損傷の防止)ノ適合のための設計方針

- ・ 常設重大事故等対処施設については、揚圧力が作用した場合において、当該施設の機能が損なわれるおそれがないように設計する。あわせて、液状化、揺すり込み沈下等の周辺地盤の変状を考慮した場合においても、当該施設の機能が損なわれるおそれがないように設計する。
- ・ 常設重大事故等対処施設の設計においては、地下水位低下設備の機能を考慮した水位、自然水位より保守的に設定した水位又は地表面にて設計用地下水位を設定する。
- ・ 耐震設計において、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮する場合には、有効応力解析等を実施する。有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定する。

第四十三条 (重大事故等対処設備)ノ適合のための設計方針

- ・ 可搬型重大事故等対処設備による重大事故等への対応に必要なアクセスルートについては、重大事故等の状態でもアクセスルートの通行性を確保する設計とする。

(次頁へ続く)

5. 地下水位の設定に係る設置許可基準規則への基準適合の考え方 (参考) 発電用原子炉設置変更許可申請書の記載例③

第732回審査会合(R1. 6. 21)
資料1-2-2 p122 一部修正

119

コメントS186

添付書類八 (続き)

安全設計

その他発電用原子炉の附属施設

地下水位低下設備

- ・ 発電用原子炉施設周辺の地下水位を一定の範囲に保持する機能を有する地下水位低下設備を設置する。
- ・ 地下水位低下設備は、ドレーン、揚水井戸、揚水ポンプ等で構成され、基準地震動に対して機能維持する設計とする。
- ・ 地下水位低下設備は、重要安全施設への影響に鑑み、原子炉施設の安全機能の重要度分類を踏まえて多重性及び独立性を確保した設計とする。
- ・ 電源は、外部電源の喪失に配慮し、非常用交流電源設備及び常設代替交流電源設備からの供給が可能な設計とする。
- ・ 地下水位低下設備の機能喪失への対応として、復旧のための予備品の確保及び可搬型設備を用いた機動的な措置について手順等を整備するとともに、地下水位を一定の範囲に保持できないと判断した場合にはプラントを停止する手順等を整備し、的確に実施することを運転管理上の方針として保安規定に定めて、管理していく。

添付書類十

重大事故の発生及び拡大の防止に必要な措置を実施するために必要な技術的能力

重大事故等対策

復旧作業に係る事項

予備品等の確保

- ・ 地下水位低下設備が機能喪失した場合に復旧作業等を行うため、必要な資機材として、可搬型設備及び予備品を確保する。

保管場所

- ・ 地下水位低下設備の可搬型設備及び予備品は外部事象の影響を受けない場所に保管する。

アクセスルートの確保

- ・ 地下水位低下設備の機能喪失を想定しても、地震時の液状化に伴う地下構造物の浮き上がりに対してアクセスルートの通行性を外部からの支援が可能となるまでの一定期間を確保する設計とする。

手順書の整備、教育及び訓練の実施並びに体制の整備

- ・ 地下水位低下設備の復旧作業に的確かつ柔軟に対処できるように、手順書及び必要な体制を整備するとともに、教育及び訓練を実施する。
- ・ 地下水位低下設備の機能喪失が外部からの支援が可能となるまでの一定期間を超え長期に及ぶ場合を想定し、外部支援等によりアクセスルートの通行性の確保を図る手順と体制の整備を行う。

5.3 地下水位低下設備の耐震重要度分類における取扱い

- 地下水位低下設備の耐震重要度分類における取扱いについて、以下のとおり整理した。
 - 設計基準対象施設の耐震重要度は、設置許可基準規則上、その重要度に応じたクラス分類(S, B, C)、また、それらに該当する施設が示されており、地下水位低下設備は、Sクラス設備及びBクラス設備のいずれにも該当しないため、Cクラスに分類できる。
 - 第4章に示した機能喪失時の影響確認の結果を踏まえ、原子炉建屋の基礎や土木構造物などの間接支持構造物の耐震性を確保する観点から、地下水位低下設備の耐震性については、間接支持構造物に要求される耐震性(Ss機能維持)を考慮する。
 - 以上を踏まえ、地下水位低下設備の耐震重要度分類については、Cクラスに分類し、基準地震動Ssに対して機能維持させる設計とする。

地下水位低下設備に対する耐震重要度分類における取扱い

耐震クラス	定義	対象とする施設の例	該当
S	地震により発生するおそれがある事象に対して、原子炉を停止し、炉心を冷却するために必要な機能を持つ施設、自ら放射性物質を内蔵している施設、当該施設に直接関係しておりその機能喪失により放射性物質を外部に拡散する可能性のある施設、これらの施設の機能喪失により事故に至った場合の影響を緩和し、放射線による公衆への影響を軽減するために必要な機能を持つ施設及びこれらの重要な安全機能を支援するために必要となる施設、並びに地震に伴って発生するおそれがある津波による安全機能の喪失を防止するために必要となる施設であって、その影響が大きいもの	- 原子炉冷却材圧力バウンダリを構成する機器・配管系 - 使用済燃料を貯蔵するための施設 - 原子炉の緊急停止のために急激に負の反応度を付加するための施設、及び原子炉の停止状態を維持するための施設 - 原子炉停止後、炉心から崩壊熱を除去するための施設 等	×
B	安全機能を有する施設のうち、機能喪失した場合の影響がSクラス施設と比べ小さい施設	- 原子炉冷却材圧力バウンダリに直接接続されていて、一次冷却材を内蔵しているか又は内蔵し得る施設 - 放射性廃棄物を内蔵している施設(ただし、内蔵量が少ない又は貯蔵方式により、その破損により公衆に与える放射線の影響が実用発電用原子炉の設置、運転等に関する規則(昭和53年通商産業省令第77号)第2条第2項第6号に規定する「周辺監視区域」外における年間の線量限度に比べ十分小さいものは除く。)等	×
C	Sクラスに属する施設及びBクラスに属する施設以外の一般産業施設又は公共施設と同等の安全性が要求される施設	—	○

目次

1. 評価断面の選定に関する補足
2. 解析用物性値に関する補足
3. 安定性評価に関する補足
4. 防潮堤の設計方針について
5. 地下水位の設定に係る設置許可基準規則への基準適合の考え方(第752回審査会合(R1.7.30)資料抜粋)
6. 液状化影響の検討方針について(第734回審査会合(R1.6.25)資料抜粋)

1. 液状化影響評価の基本方針

1.1 設置許可基準規則第三条第1項、第2項及び第三十八条第1項、第2項に対する条文適合方針

女川原子力発電所における耐震重要施設及び重大事故等対処施設は、直接又は杭を介して十分な支持性能を有する岩盤又は改良地盤で支持する（第三条及び第三十八条第1項適合）。

耐震重要施設及び重大事故等対処施設のうち杭基礎構造物においては、液状化影響を考慮した場合においても、支持機能及び杭本体の構造が成立するよう設計する。また、耐震重要施設及び重大事故等対処施設においては、液状化による地盤変状を考慮した場合においても、その安全機能が損なわれないうよう、適切な対策を講ずる設計とする（第三条及び第三十八条第1項及び第2項適合）。

1.2 液状化影響評価の基本方針

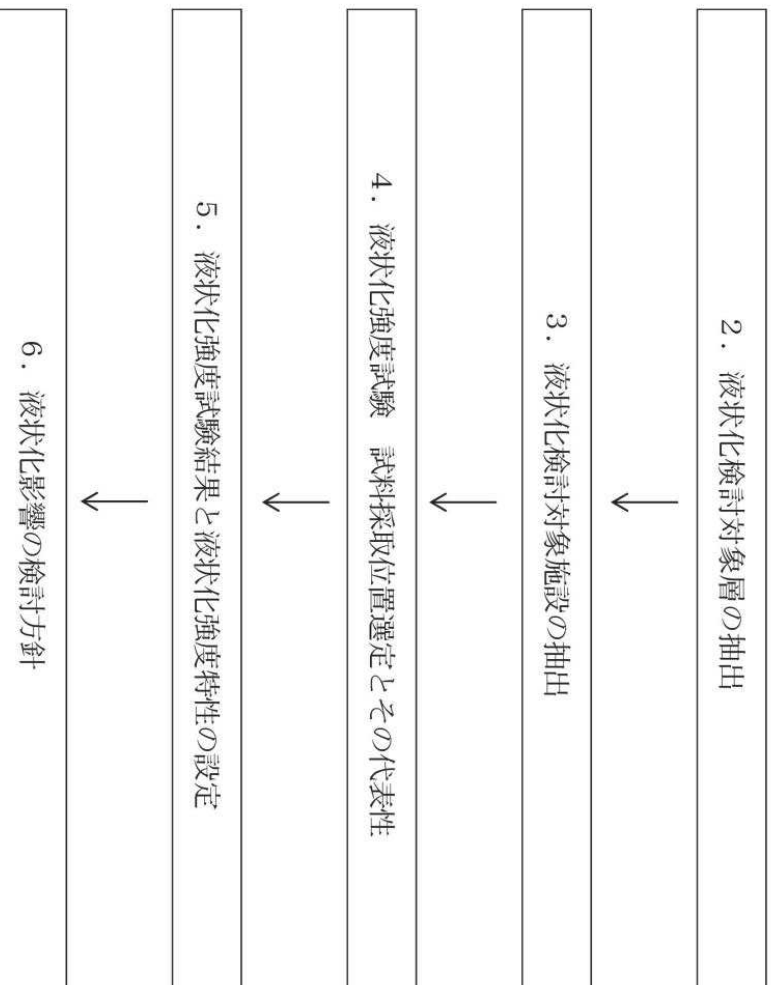
本資料では、1.1に示す条文適合方針に基づき、耐震設計における液状化影響の検討方針を示す。

液状化影響については、建物・構築物の揚圧力影響低減のために設置する地下水位低下設備により一定の範囲に保持される地下水位を前提として設計用地下水位を適切に設定の上、地震発生に伴い液状化等の地盤変状が生じた場合においても安全機能が損なわれないうことを確認するとともに、安全機能が影響が及ぶ場合は適切な対策を講ずる設計とする。また、地下水位低下設備の機能に期待しない場合は、施設の配置位置や地盤条件等を踏まえ設計用地下水位を地表面等に設定の上、地震発生に伴い液状化等の地盤変状が生じた場合においても安全機能が損なわれないうことを確認するとともに、安全機能が及ぶ場合は適切な対策を講ずる設計とする。なお、設計用地下水位の設定の考え方は「3. 液状化検討対象施設の抽出」に示し、各施設の設計用地下水位は工認段階において設定するものとする。

女川原子力発電所における液状化影響評価のフローを第1.1.1図に示す。

- ・ 液状化評価については、道路橋示方書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）。
- ・ 屋外の設計基準対象施設（建物・構築物、屋外重要土木構造物、津波防護施設等）、重大事故等対処施設、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を対象に、液状化検討対象施設の抽出及び解析手法選定の方針を示す（3. 液状化検討対象施設の抽出）。
- ・ 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（4. 液状化強度試験 試料採取位置選定とその代表性）。

- ・ 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。また、累積損傷度理論
を適用し、基準地震動 S_s 相当の地盤の状態を模擬して液状化強度試
験が実施できていることを確認する（5. 液状化強度試験結果と液
状化強度特性の設定）。
- ・ 抽出した液状化検討対象施設のうち、過剰間隙水圧の上昇に伴う地
盤の剛性低下を考慮した変形量等の評価を行う必要のある施設につ
いては、保守的に設定した液状化強度特性を用いて有効応力解析を
行い、基準地震動 S_s に対する影響を確認する。なお、解析手法は液
状化考慮と液状化非考慮で耐震安全性評価上どちらが保守的な評価
になるかを確認した上で選定する（6. 液状化影響の検討方針）。



第 1.1.1 図 液状化影響評価フロー

2. 液状化検討対象層の抽出
2.1 敷地の地質概況

敷地の地質層序表を第 2.1.1 表に示す。敷地の地質は、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、牡鹿層群月の浦果層及び荻の浜果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幅広い特徴を有する。

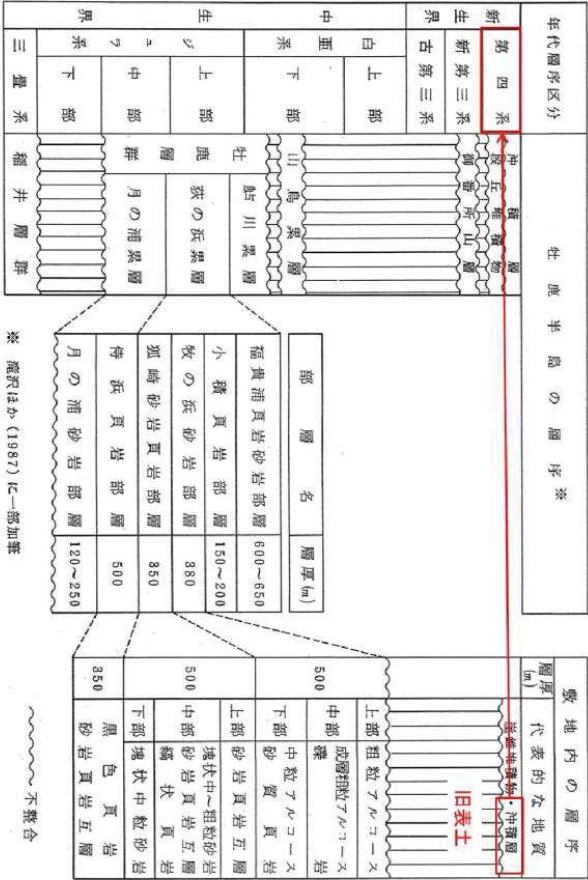
旧表土は、敷地のほぼ全域にわたり牡鹿層群を覆って分布する。旧表土は、地層の連続性からみて同時代に堆積したものと考えられ、かつては敷地のほぼ全域に分布していたが、発電所設置の際の掘削により、その多くが取り除かれている。

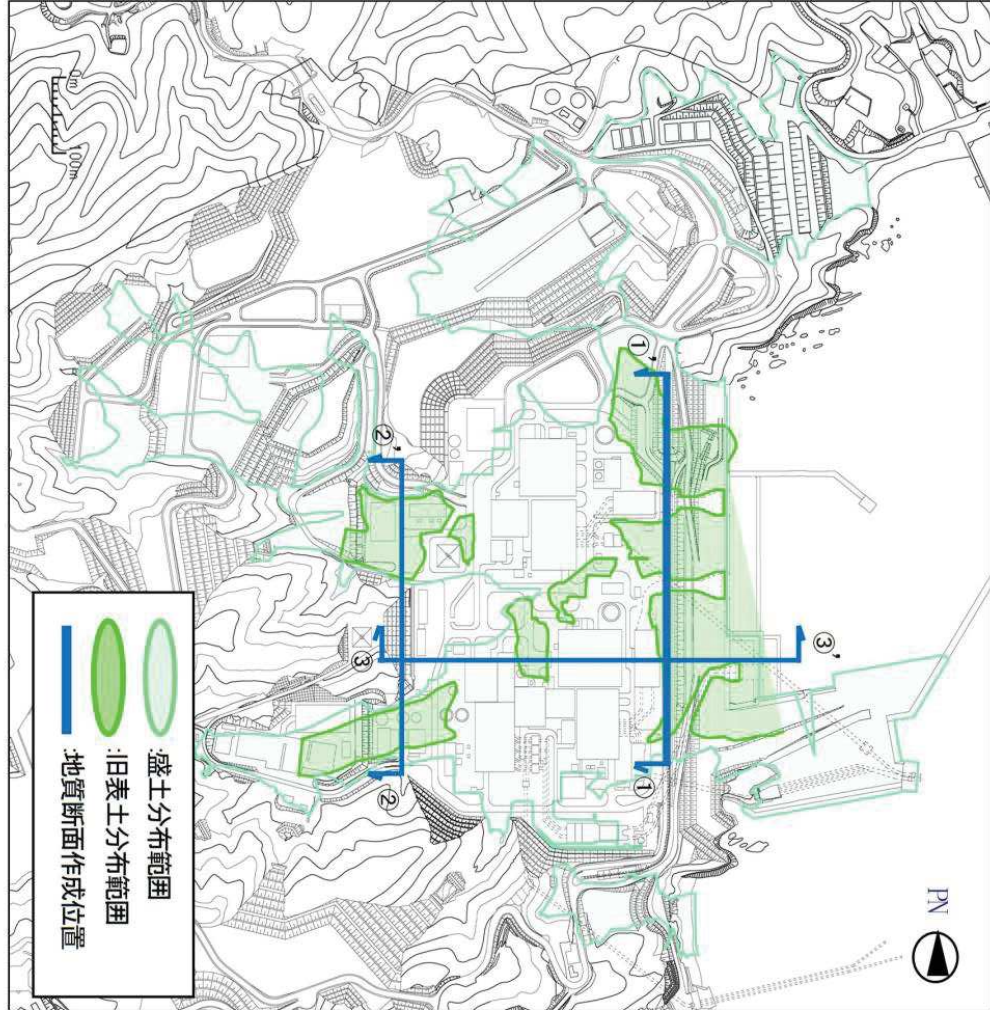
盛土は建設時に発生した岩砕を締固め管理※した人工地盤であり、敷地のほぼ全域の整地地盤に分布している。

盛土及び旧表土の分布状況について、平面図を第 2.1.1 図、地質断面図を第 2.1.2 図に示す。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を参考資料 1 に示す。

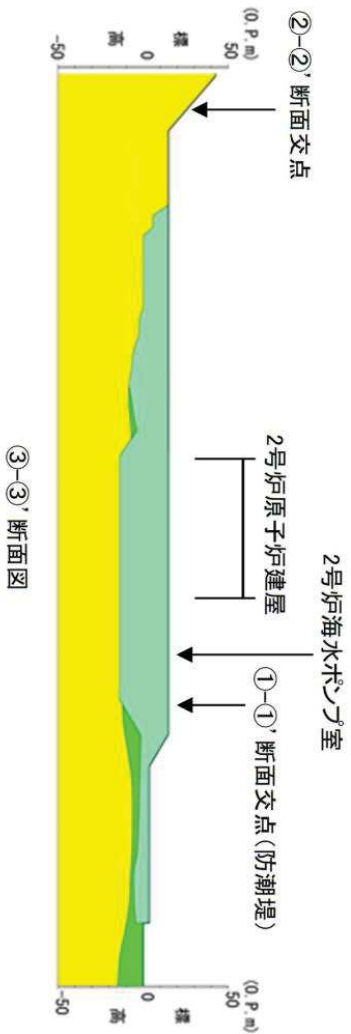
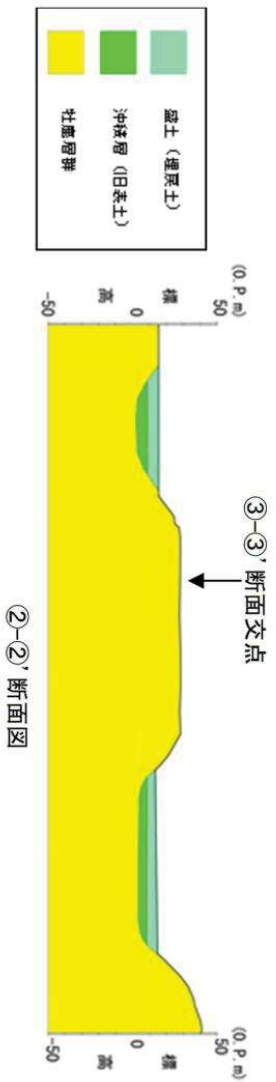
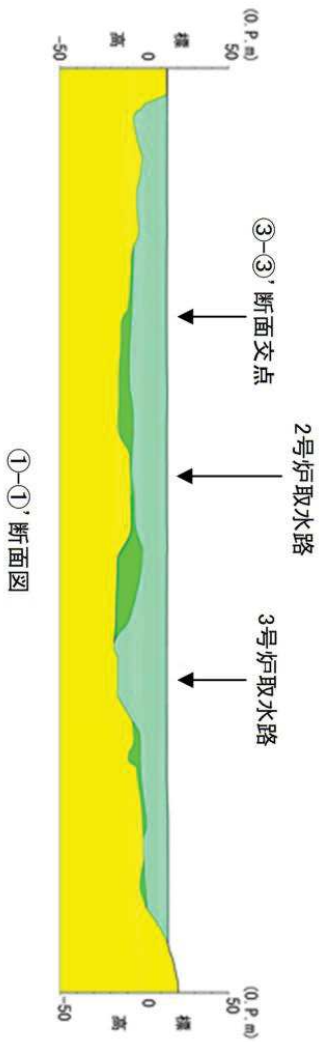
※撤き出し厚 30cm とし、振動ローラー等で締固めを実施。施工後、現場密度試験を行い、室内試験（突固め試験）結果と比較して十分締固められていることを確認した。

第 2.1.1 表 敷地の地質層序表





第2.1.1 図 盛土及び旧表土の分布範囲並びに地質断面位置図



第 2.1.2 図 地質断面図

2.2 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。2号炉取水路と3号炉取水路の中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。

2.3 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2に示す)。

2.4 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・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」という) 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, かいつ 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 以下の土層
- ③ 平均粒径が 10mm 以下で, かいつ 10% 粒径が 1mm 以下である土層

上記の条件は指針類(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))でほぼ共通している。

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
- ・ 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。

3. 液状化検討対象施設の抽出

屋外の設計基準対象施設、重大事故等対処施設等の設置状況及び地下水位を考慮し、液状化の影響を検討する必要がある液状化検討対象施設を抽出する。抽出に当たっては、すべての屋外の設計基準対象施設(建物・構築物、屋外重要土木構造物、津波防護施設等)、重大事故等対処施設等を対象に、網羅的に検討する。

屋外の設計基準対象施設及び重大事故等対処施設の配置図を第 3.1.1 図に、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の配置図を第 3.1.2 図に示す。また、屋外の設計基準対象施設(建物・構築物、屋外重要土木構造物、津波防護施設等)、重大事故等対処施設等について、液状化検討対象施設の抽出及び解析手法選定フローを第 3.1.3 図に、設計用地下水位の設定の考え方を第 3.1.4 図に示す。

なお、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においては、地下水位以深の液状化検討対象層が液状化すると想定した不等沈下・傾斜評価、及び岩盤中に設置されておらず施設底盤よりも地下水位が高い施設を対象とした浮き上がりによる段差評価を実施することとし、アクセスルートの通行性に支障がある場合等は必要に応じて対策を実施する。

ここでは、液状化検討対象施設の抽出の考え方を示し、工認段階において、改めて設定した設計用地下水位に基づき液状化検討対象施設の抽出を行う。

3.1 液状化検討対象施設の抽出及び解析手法選定の観点

液状化検討対象施設の抽出及び解析手法選定における観点を以下に示す。

(1) 液状化検討対象施設の抽出

液状化検討対象施設は以下の項目で抽出する。

- ① 施設が岩盤中に設置されているか
- ② 施設周辺の地下水位が十分に低いか

観点例：周辺地盤における地下水位が施設底盤より低い。

(2) 液状化検討対象施設の解析手法の選定

a. 屋外の設計基準対象施設、重大事故等対処施設等(建物・構築物を除く)

上記 (1) にて抽出された施設について、施設周辺に改良地盤、セメント改良土、置換コンクリート、マシマイドロック(MMR)及び他構造物(以下、「改良地盤等」という。)があり、液状化又は繰返し軟化*の影響を緩和している場合、その改良地盤等周辺の地盤の液状化又は繰返し軟化により施設に悪影響を与える恐れがあるか判断する。

- ③ 施設周辺に改良地盤等があり、液状化又は繰返し軟化の影響を緩和しているか
- ④ 改良地盤等周辺の地盤の液状化又は繰返し軟化により施設に悪影響を与える恐れがあるか

観点例：施設が改良地盤や他構造物に囲まれており、液状化等の影

響が無い。

施設周辺の地形等から、側方流動の影響が無い。

③で施設周辺に改良地盤等が無い場合又は④で悪影響を与える恐れがある場合は、液状化考慮と液状化非考慮で耐震安全性評価上どちらが保守的になるかを確認するため、一次元又は二次元の全応力及び有効応力による地震応答解析を実施した上で、全応力解析と有効応力解析それぞれの結果から構造物上下端の層間変位を比較するなどして、保守的となる解析手法を選定する(⑤)。

なお、地盤改良が必要となった場合は、上記で選定した解析手法により、その範囲の妥当性を確認する。

また、対象施設が耐震重要施設の間接支持構造物である場合は、床応答の観点も考慮して解析手法を選定するものとする。

b. 屋外の設計基準対象施設、重大事故等対処施設等(建物・構築物)

上記(1)にて抽出された施設について、液状化等により施設に悪影響を与える恐れがある場合は、地盤の液状化等の影響を考慮した評価を行う(③)。

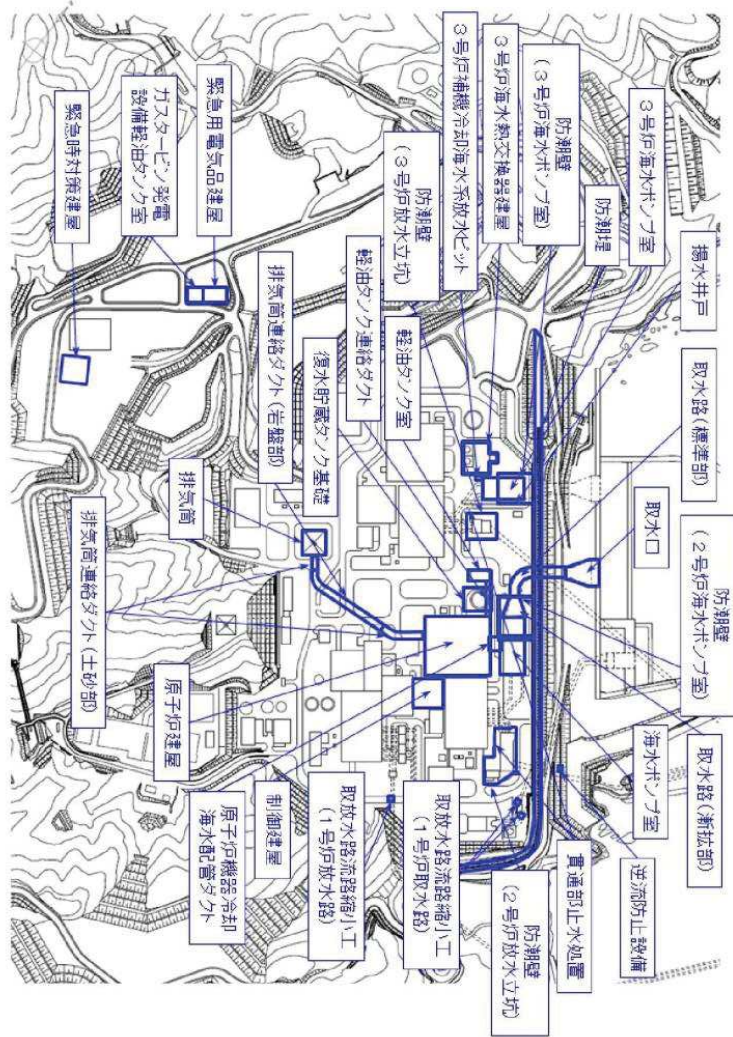
また、対象施設が耐震重要施設の間接支持構造物である場合は、床応答の観点も考慮して解析手法を選定するものとする。

以上を踏まえ、工認段階で設定する設計用地下水位に対する液状化検討対象施設の抽出及び解析手法選定の考え方を確認する目的で、液状化検討対象施設を抽出した結果(例)を第3.1.1表に、抽出した液状化検討対象施設(例)の解析手法について検討した結果(例)を第3.1.2表に、各施設の断面図と設計用地下水位(例)を第3.1.5図～第3.1.39図に示す。工認段階においては、すべての屋外の設計基準対象施設(建物・構築物、屋外重要土木構造物、津波防護施設等)、重大事故等対処施設等を対象に、確定した地下水位を踏まえ、改めて網羅的に液状化検討対象施設を抽出し、その上で解析手法を選定する。

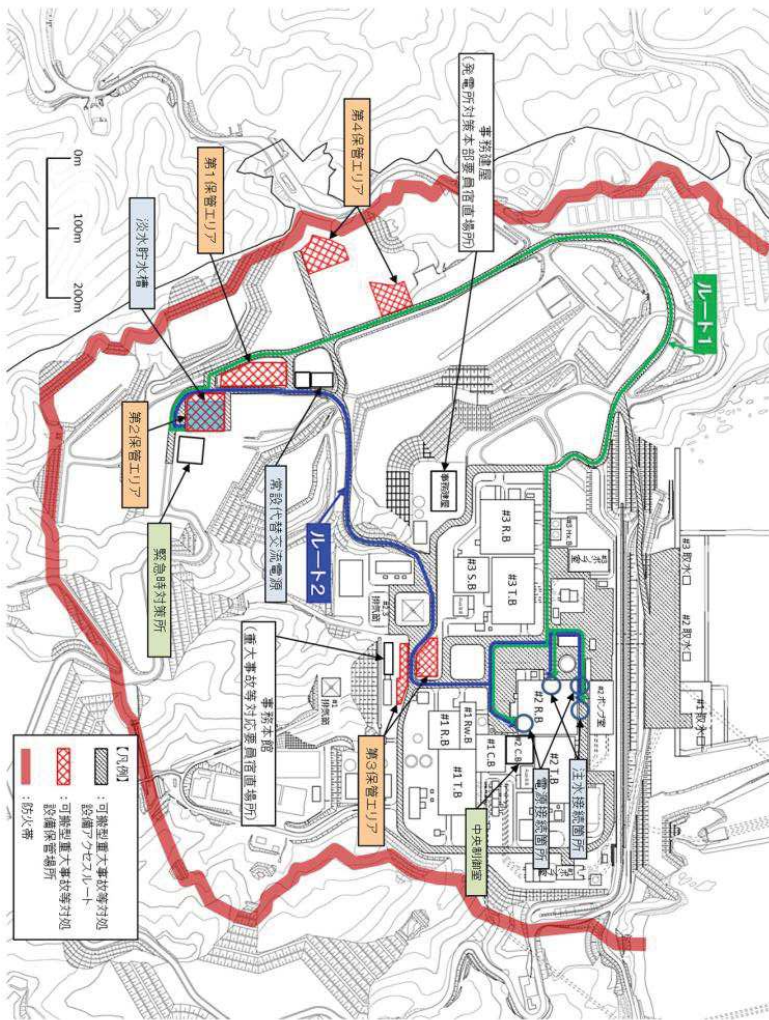
なお、第3.1.3図のフローにより抽出した液状化検討対象施設のうち、地下水位が施設底盤より高く施設と地下水が接する場合は、間隙水圧の上昇により浮き上がりの恐れがあることから、浮き上がりに対する安全性を確認する。

また、波及的影響評価において抽出される屋外下位クラス施設に対する検討方針は本資料に基づき整理を行う。

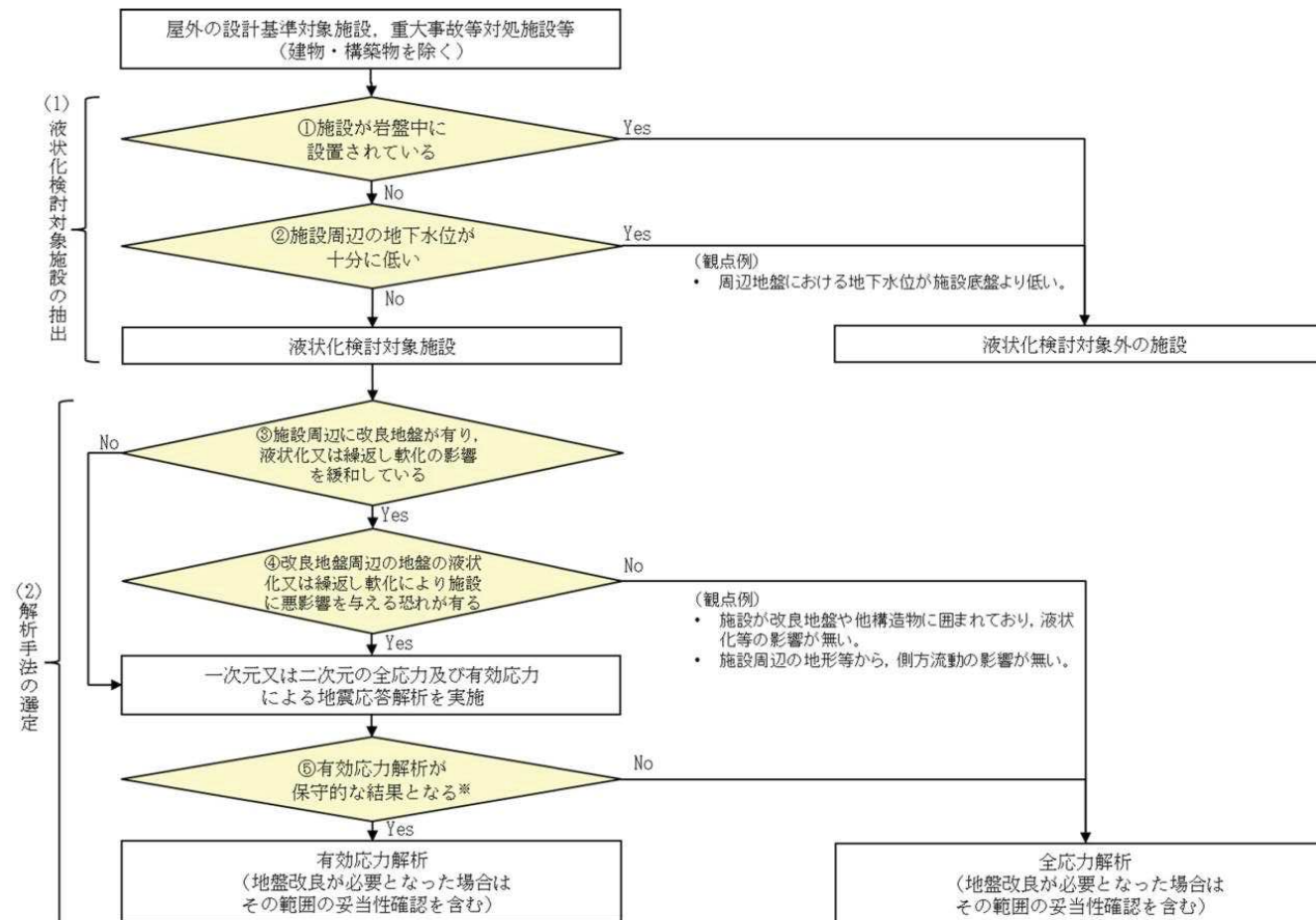
※：液状化と繰返し軟化の区分については「5. 液状化強度試験結果と液状化強度特性の設定」にて後述する。



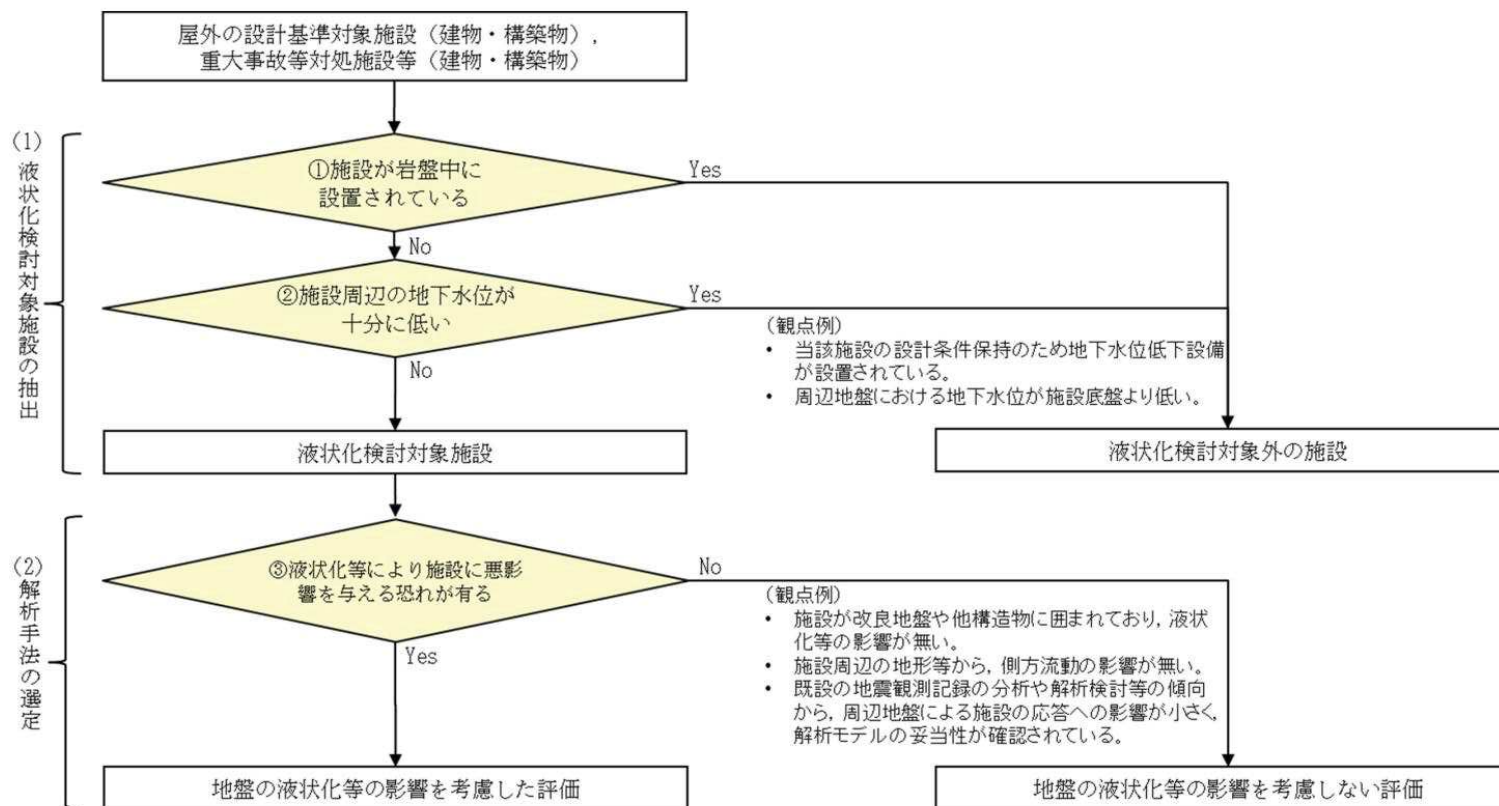
第 3.1.1 図 屋外の設計基準対象施設及び重大事故等対処施設配置図



第 3.1.2 図 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配置図



第 3. 1. 3 図(1) 液状化検討対象施設の抽出及び解析手法選定フロー
(建物・構築物を除く)



第 3. 1. 3 図(2) 液状化検討対象施設の抽出及び解析手法選定フロー
(建物・構築物)

5. 液状化強度試験結果と液状化強度特性の設定

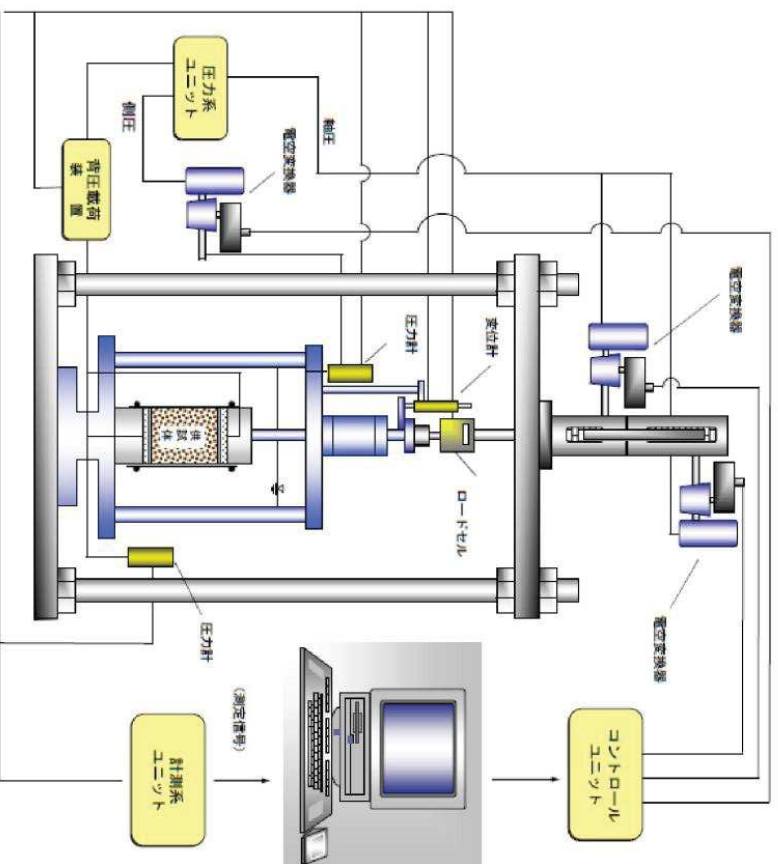
5.1 液状化強度試験方法

旧表土及び盛土に対し，地盤工学会が定める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。試験採取は，原位位置の地盤を乱さないよう，凍結サンプリングやゲルブ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第 5.1.1 図に示す。

【試験条件】

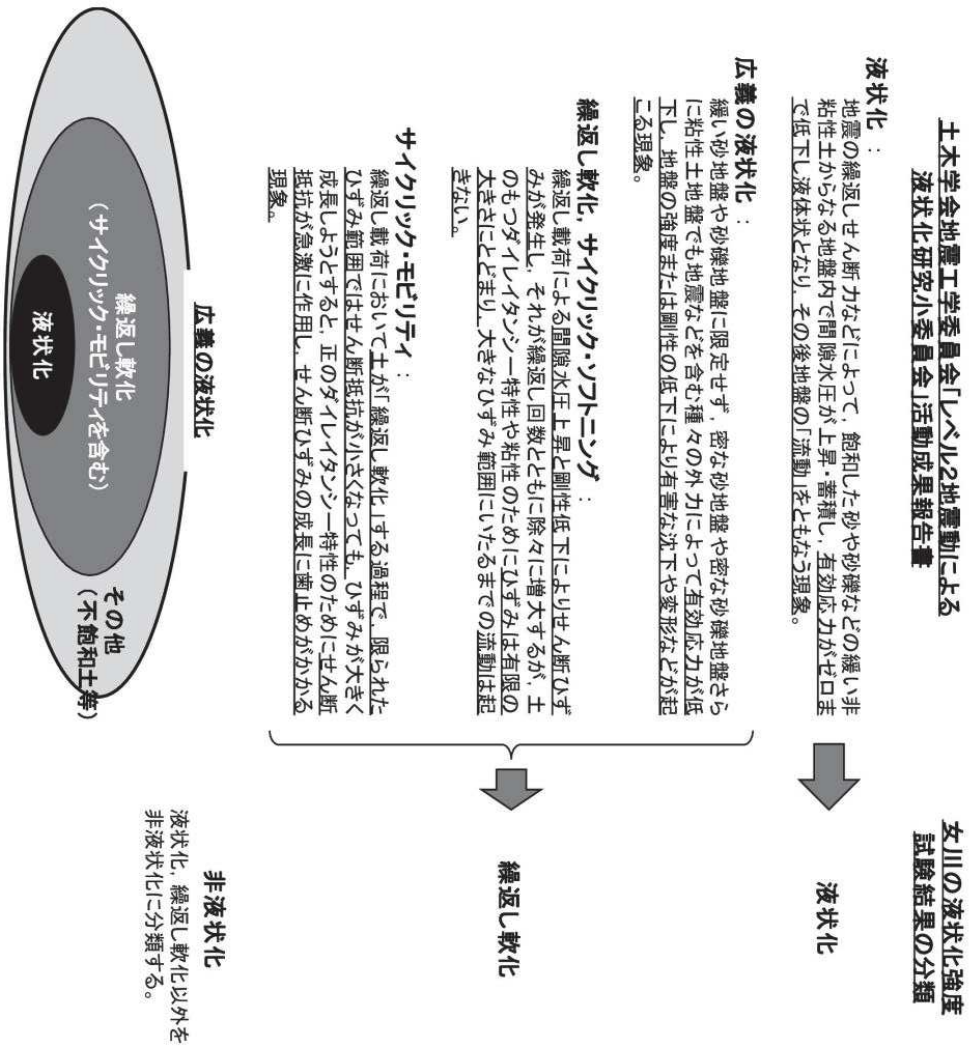
- ・供試体寸法（旧表土）：外径 50mm・高さ 100mm，外径 70mm・高さ 140mm
- ・供試体寸法（盛土・旧表土）：外径 100mm・高さ 200mm
- ・供試体寸法（盛土）：外径 300mm・高さ 600mm
- ・載荷波形：正弦波（0.1～0.2Hz）
- ・拘束圧：供試体平均深度の有効土被り圧を考慮して設定
- ・軸ひずみ 10%に達するまで試験を実施
- ・所定の軸ひずみ（1%，2%，5%，10%）及び過剰間隙水圧比 0.95 の繰返し回数を評価



第 5.1.1 図 繰返し非排水三軸試験装置の概要

5.2 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、第5.2.1図に示すとおり、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。



第5.2.1図 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、第5.2.1表に示すとおり、「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。

第 5.2.1 表 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。)	○	×	×	×
正のダイレイタンスー特性 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、「ー」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、その後には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 σ'_v 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ので、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。

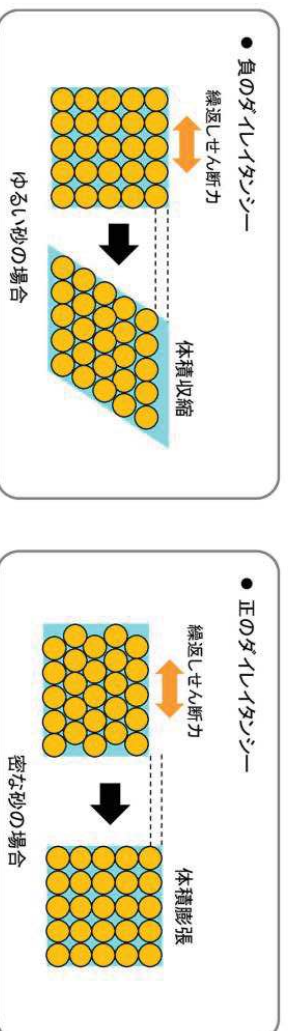
【吉見 (1991)】

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ー) 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に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ー特性の概要を図 5.2.2 図に示す。



第 5.2.2 図 地盤のダイレイタンスー特性の概要

液状化となる試験結果の例を第 5.2.3 図に、繰返し軟化となる試験結果の例を図 5.2.4 図に示す。

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'_e (kN/m ²)	160	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_e$	0.229	
試験結果		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する(95%)	○	液状化
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)	×	

液状化後、排水、
再堆積させた試料

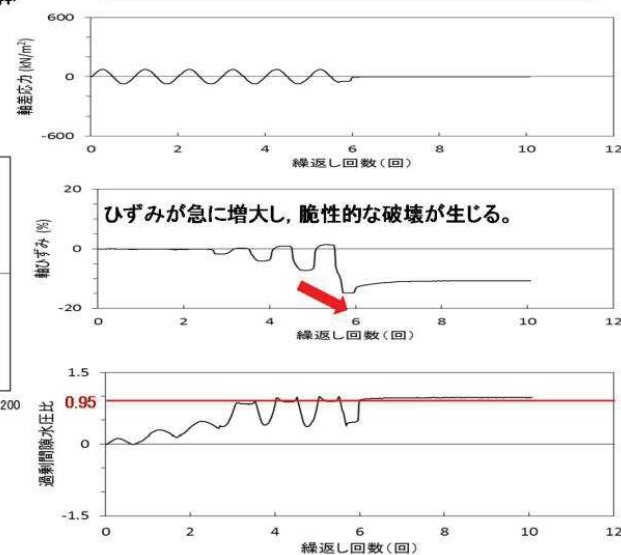
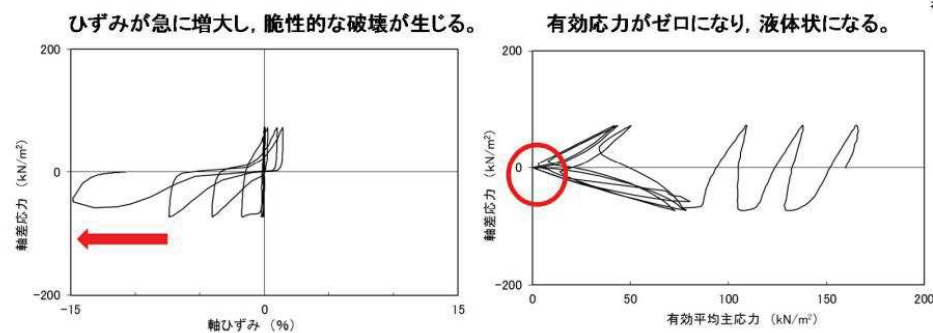


試験後の供試体

【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.

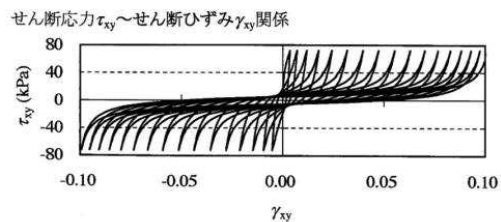
第 5.2.3 図 液状化試験の例(液状化の場合)

液状化強度試験の例（繰返し軟化の場合）

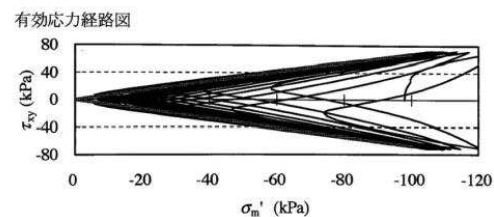
試験条件		
供試体	他事例※1	
圧密圧力 σ'_c (kN/m ²)		
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$		
試験結果		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する(95%)	○	繰返し軟化
有効応力がゼロまで低下する	○	
液体状となり流動する(ひずみ急増)	×	
ダイレイタンシー特性によりせん断抵抗が作用する(有効応力回復)	○	

※1 井合ほか(2008): 砂の繰返し载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シー関係, 京都大学防災研究所年報第51号

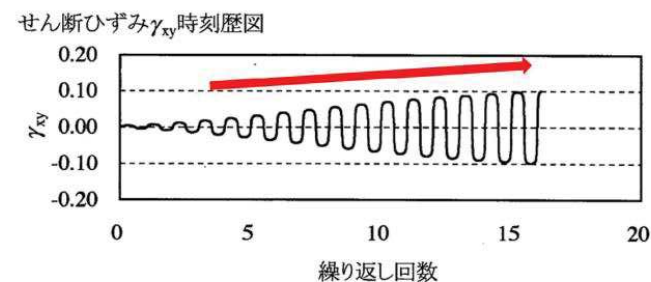
ひずみは徐々に大きくなるが、急に増大しないため、脆性的な破壊は生じない。



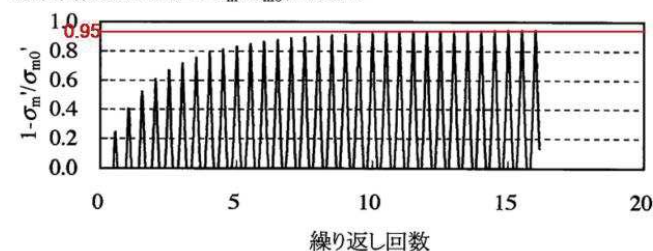
有効応力がゼロまで低下するものの、ダイレイタンシー特性により有効応力が回復する。



ひずみは徐々に大きくなるが、急に増大しないため、脆性的な破壊は生じない。

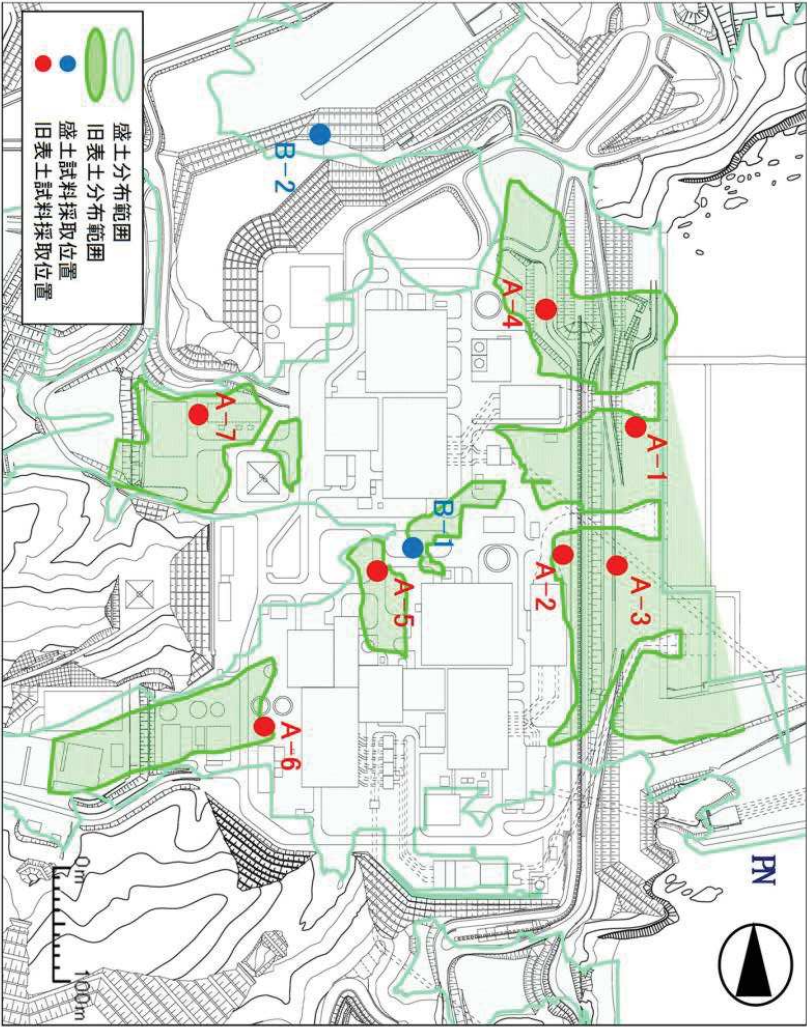


過剰間隙水圧比(=1- σ_m'/σ_{m0}')時刻歴



第 5.2.4 図 液状化試験の例（繰返し軟化の場合）

5.3 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第 5.3.1 図に示す。



第 5.3.1 図 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

(1) 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第 5.3.1 表に示す。なお、各試験ケースの個別データについては、参考資料 1. 液状化強度試験結果データ集に示す。

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、繰返し載荷に伴い、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。繰返し載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 (第 5.2.3 図) 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、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 の試験結果を第 5.3.2 図、第 5.3.3 図にそれぞれ示す。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く、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の效果により、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く、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の效果により、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。

ねばり強い挙動の定量的評価の試みとして、有効応力の低下が収まった状態における軸ひずみ増分の平均値を算定した結果、繰返しせん断応力比がおおむね 0.4 以下では、1 回当りの平均軸ひずみの増分はわずかに約 0.3% 以下であり、旧表土に対する液状化強度試験で見られた、ねばり強い挙動と同様の傾向を定量的に確認した (第 5.3.4 図)。

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 (第 5.3.5 図)。

第5.3.1表 液状化強度試験結果 (旧表土)

試料番号		A-1-1					A-1-2					A-1-3				
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 D 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 載荷回数	軸ひずみの 両振幅	DA=1%	0.347	0.391	0.491	0.641	0.333	0.363	0.425	0.313	0.304	0.342	0.423	0.485		
		DA=2%	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=5%	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=10%	53.6	43.0	29.5	20.1	36.1	18.0	11.7	95.7	81.0	64.0	19.1	12.0		
過剰間隙水圧比95% N_{95}		41	32	24	17	34	18	13	84	75	59	19	13			
試料番号		A-2					A-3									
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 D 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 $\sigma_a/2\sigma'_{\text{c}}$		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_{95}		—	—	49	14	18	9	—	1	12	—					
試料番号		A-4					A-5-1									
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 D 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 $\sigma_a/2\sigma'_{\text{c}}$		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_{95}		22	6	11	23	6	11	14	—	16						
試料番号		A-5-2					A-6※									
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 D 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 $\sigma_a/2\sigma'_{\text{c}}$		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_{95}		1	24	18	124	177	8	—	19	—						
試料番号		A-7-1					A-7-2									
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 D 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 $\sigma_a/2\sigma'_{\text{c}}$		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_{95}		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。

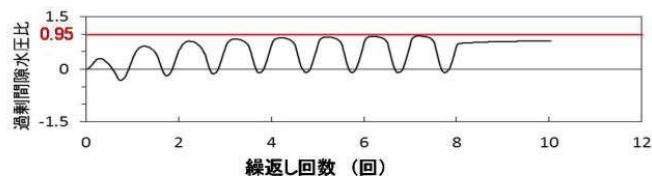
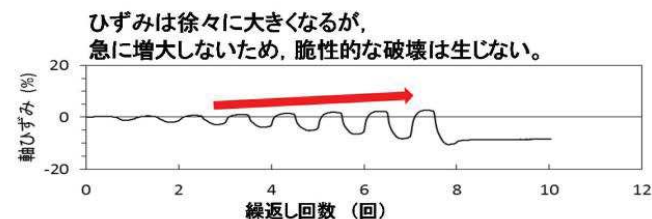
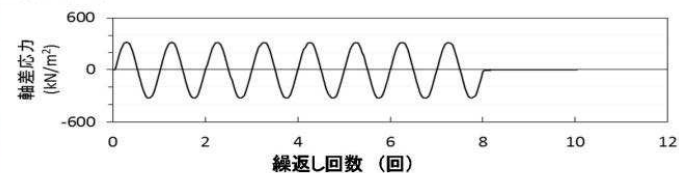
液状化強度試験結果(旧表土の非液状化の例)

試験条件		
供試体	A-2試料(No.2)	
圧密圧力 σ'_c (kN/m ²)	400	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$	0.403	
試験結果		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する(95%)	×	非液状化
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)	○	

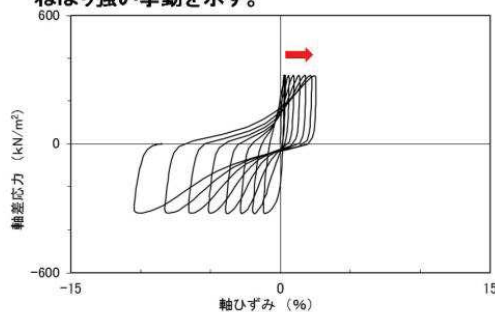
供試体が試験前後とも自立するほどの強度がある。



試験後の供試体

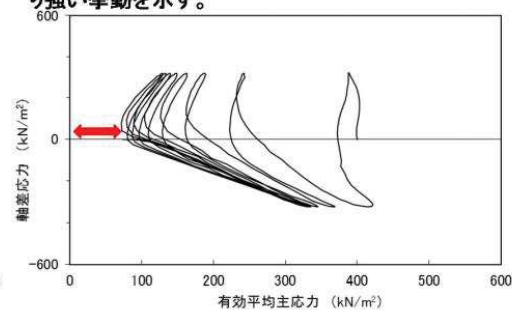


ひずみは徐々に大きくなるが、急に増大しないため、脆性的な破壊は生じず、ねばり強い挙動を示す。



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。



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。

液状化強度試験結果(繰返し回数)

第 5.3.2 図 旧表土の液状化強度試験結果 (A-2 試料, 供試体 No. 2)

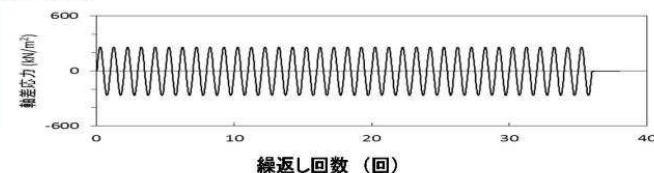
液状化強度試験結果(旧表土の繰返し軟化の例)

試験条件		
供試体	A-2試料(No.4)	
圧密圧力 σ'_c (kN/m ²)	400	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$	0.329	
試験結果		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する(95%)	○	繰返し軟化
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)	○	

供試体が試験前後とも自立するほどの強度がある。



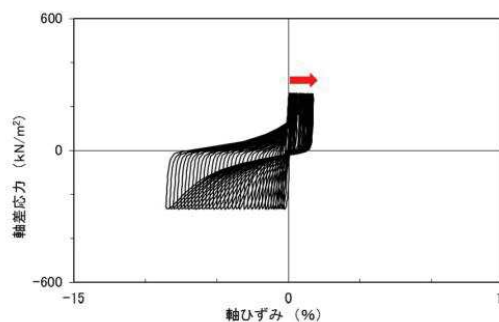
試験後の供試体



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。

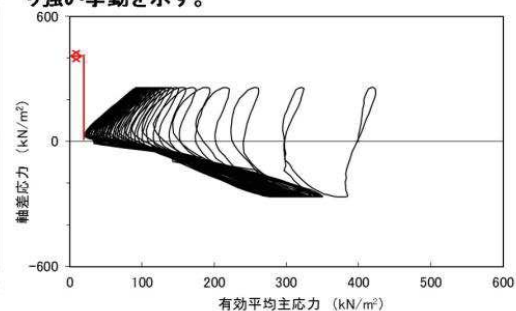


ひずみは徐々に大きくなるが、急に増大しないため、脆性的な破壊は生じず、ねばり強い挙動を示す。

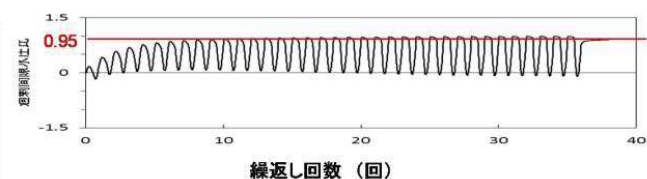


液状化強度試験結果(軸ひずみ)

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。



液状化強度試験結果(有効平均主応力)

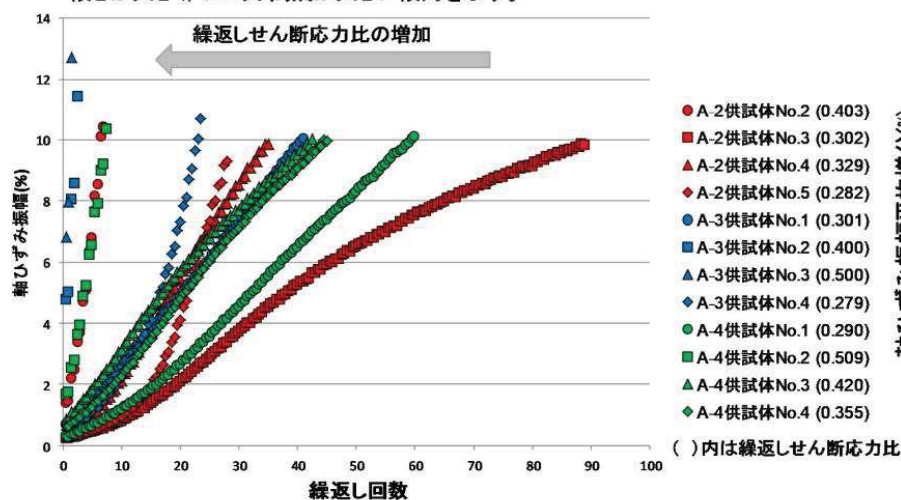


過剰間隙水圧比は95%を超過するものの、頭打ちとなり、100%にはならない。せん断応力作用時には、正のダイレイタンシー効果により、過剰間隙水圧は低下し(さらに負になる。), 有効応力が回復する。

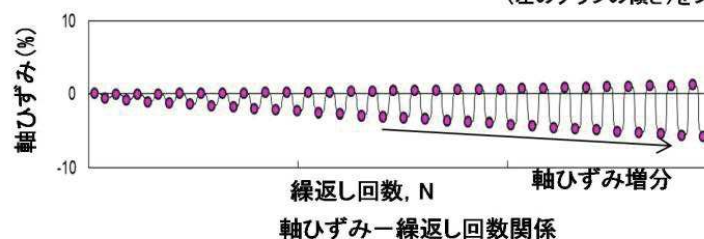
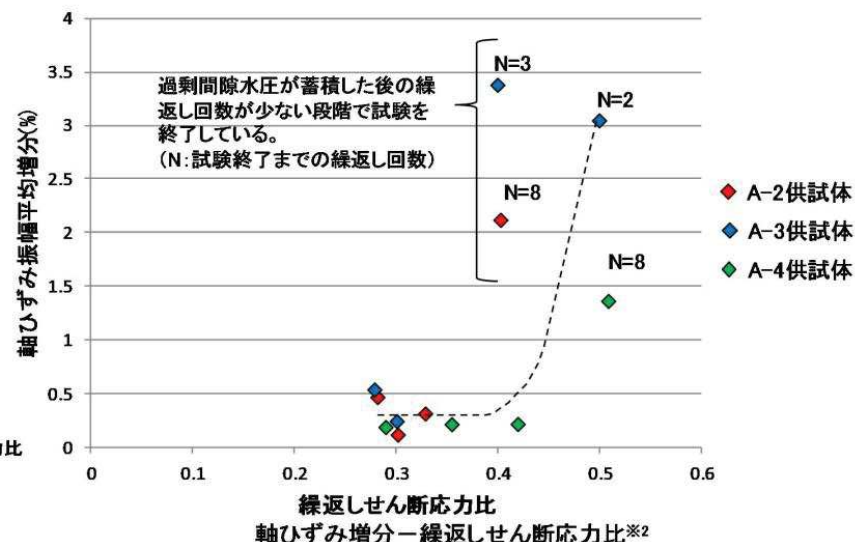
液状化強度試験結果(繰返し回数)

第 5.3.3 図 旧表土の液状化強度試験結果 (A-2 試料, 供試体 No. 4)

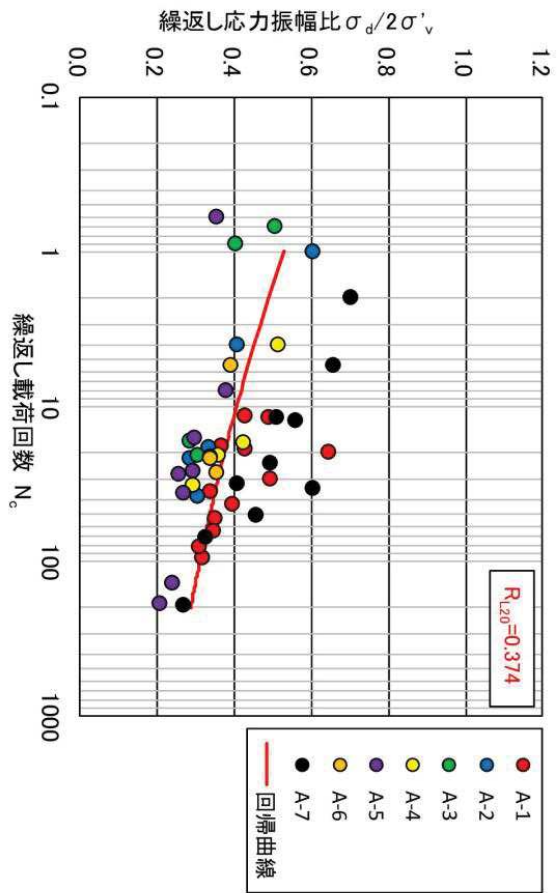
繰返し载荷に対し、繰返しせん断応力比が大きいほど軸ひずみ振幅の傾きが大きく、プロット間隔が大きい傾向を示す。



繰返し载荷に対し過剰間隙水圧が蓄積した状態におけるひずみ増分の平均値は、概ね同様の傾向を示す。



第 5.3.4 図 旧表土の変形特性の整理 (ねばり強い挙動に対する定量評価)



第 5. 3. 5 図 旧表土の液状化強度試験結果及び R_{120}

(2) 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第 5.3.2 表に示す。なお、各試験ケースの個別データについては、参考資料 1．液状化強度試験結果データ集に示す。

盛土の液状化強度試験の結果は、全ての試験ケース（24 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、繰返し載荷に伴い、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。繰返し載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（第 5.2.3 図）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、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、0. P. +14m 盤で採取した B-1-2 試験の供試体 No. 1 の試験結果を第 5.3.6 図に示す。

B-1-2 試験の 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く、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。ねばり強い挙動の定量的評価の試みとして、有効応力の低下が収まった状態における軸ひずみ増分の平均値を算定した結果、繰返しせん断応力比がおおむね 1.0 以下では、1 回当りの平均軸ひずみの増分はわずかに約 0.2%以下であり、盛土に対する液状化強度試験で見られた、ねばり強い挙動と同様の傾向を定量的に確認した（第 5.3.7 図）。

盛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_{20} を算出すると、 $R_{20}=0.673$ である（第 5.3.8 図）。

なお、2011 年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 6 に示す。

第 5. 3. 2 表 液状化強度試験結果 (盛土)

B-1-1																B-1-2																B-1-3																											
試料番号																																																											
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 $\rho_s(\text{kg/cm}^3)$				2.693								2.693								2.693								2.712								2.712								1800															
圧密圧力 $\sigma'_c(\text{kg/cm}^2)$				500								1200								1200								1800								1800								1800															
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				1.160				1.402				1.257				1.489											
繰返し 載荷回数				軸ひすみの 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_{95}				55				77				25				4				44				13				14				58				-				-				-				147				4							
試料番号				B-1-4																																																							
深度GL-(m)				1.50-2.50																																																							
土質材料				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 $\rho_s(\text{kg/cm}^3)$				2.705																																																							
圧密圧力 $\sigma'_c(\text{kg/cm}^2)$				500																																																							
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 載荷回数				軸ひすみの 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_{95}				-				53				-				28				-				167				26				14				5				22				40				90											

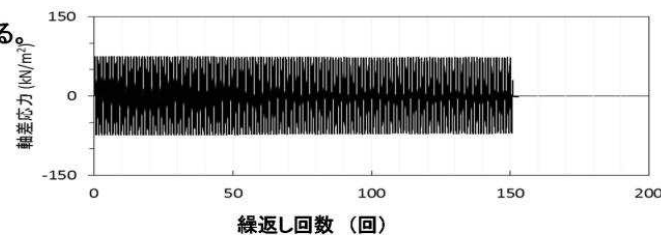
液状化強度試験結果(盛土の繰返し軟化の例)

供試体が試験前後とも自立するほどの強度がある。

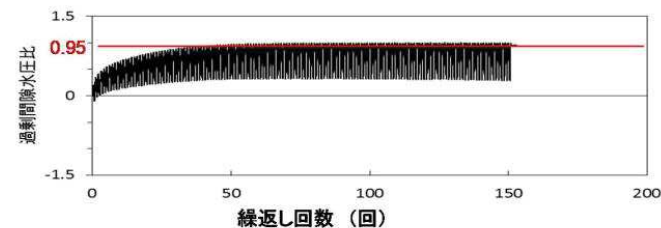
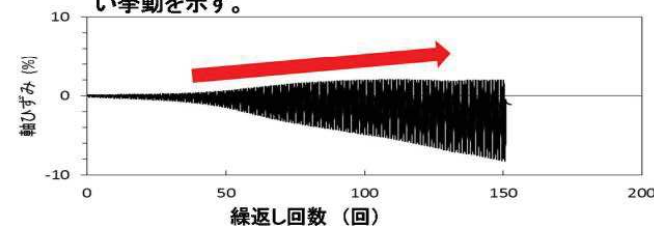
試験条件		
供試体	B-1-2試料(No.1)	
圧密圧力 σ'_v (kN/m ²)	120	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_v$	0.309	
試験結果		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する(95%)	○	繰返し軟化
有効応力がゼロまで低下する	×	
液体状となり流動する(ひずみ急増)	×	
ダイレイタンシー特性によりせん断抵抗が作用する(有効応力回復)	○	



試験後の供試体



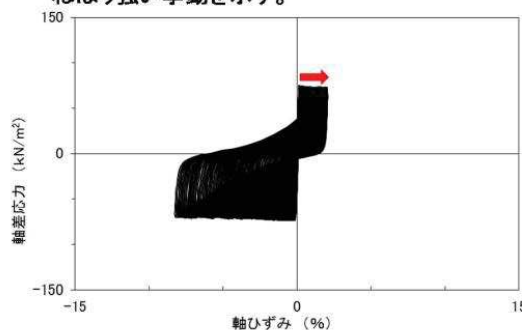
ひずみは徐々に大きくなるが、急に増大しないため、脆性的な破壊は生じず、ねばり強い挙動を示す。



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。

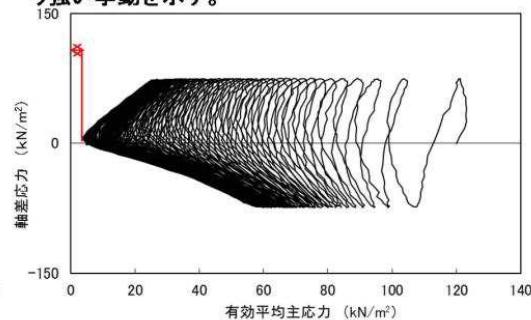
液状化強度試験結果(繰返し回数)

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)

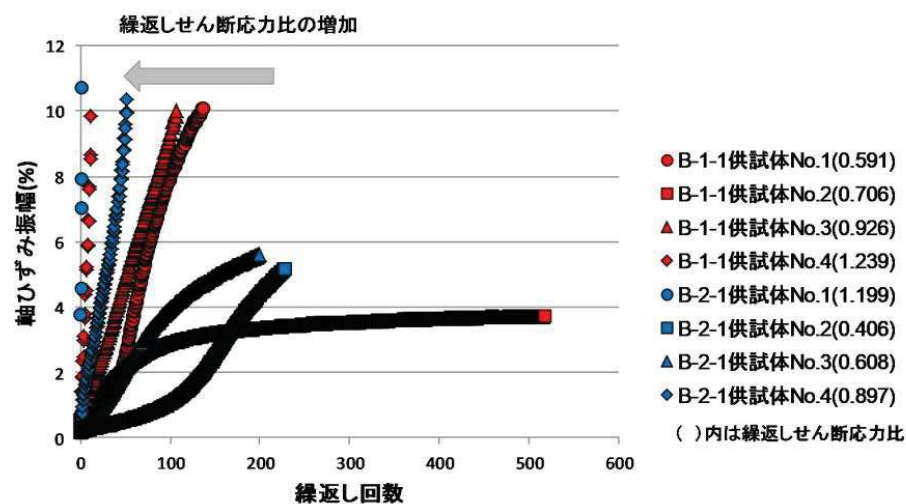
繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになることはなく、液体状になることはない。また、せん断応力(軸差応力)作用時に、有効応力は回復し、ねばり強い挙動を示す。



液状化強度試験結果(有効平均主応力)

第5.3.6図 盛土の液状化強度試験結果(B-1-2試料, 供試体No.1)

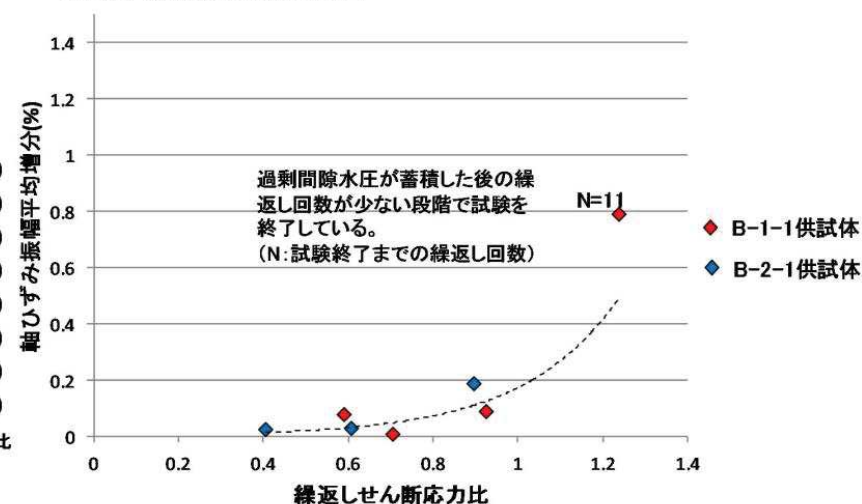
繰返し载荷に対し、繰返しせん断応力比が大きいほど軸ひずみ振幅の傾きが大きく、プロット間隔が大きい傾向を示す。



軸ひずみ—繰返し回数関係※1

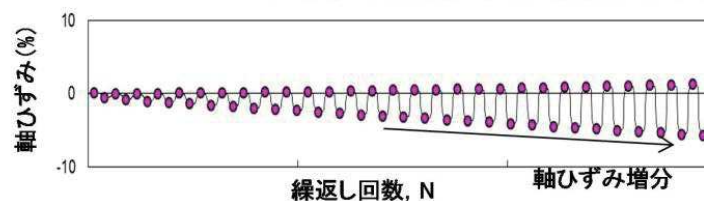
※1: 液状化強度試験において、繰返し载荷に対する軸ひずみ振幅をプロットした図であり、軸ひずみの発生度合いを示す。

繰返し载荷に対し過剰間隙水圧が蓄積した状態におけるひずみ増分の平均値は、概ね同様の傾向を示す。

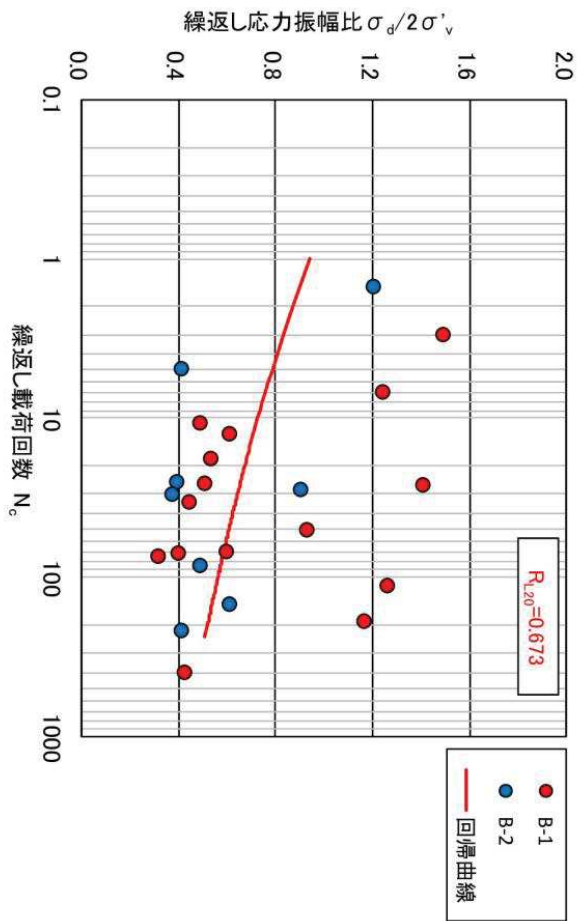


軸ひずみ増分—繰返しせん断応力比※2

※2: 液状化強度試験において、繰返しせん断応力比に対し、軸ひずみの平均増分(左のグラフの傾き)をプロットし、1波あたりのひずみ増分を示す。



第 5.3.7 図 盛土の変形特性の整理 (ねばり強い挙動に対する定量評価)



第 5.3.8 図 盛土の液状化強度試験結果及び R_{20}

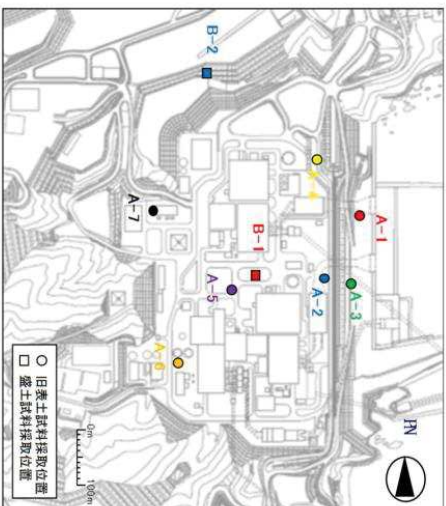
5.5 液状化強度特性の設定

液状化強度特性の設定にあたっては、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設定することを基本とし、各施設近傍に試験結果がある場合には、その試験結果から液状化強度特性を保守的に下限値設定する。

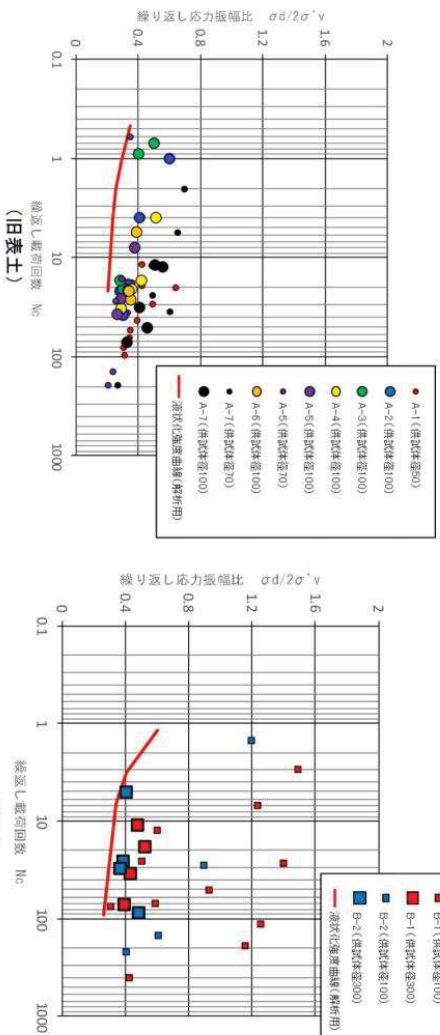
敷地全体の液状化強度試験結果から設定した旧表土及び盛土の液状化強度特性（下限値設定）を第 5.5.1 図に、液状化パラメータを第 5.5.1 表に示す。

ここで、液状化強度特性を下限値とした液状化パラメータについては、旧表土及び盛土のすべての液状化試験結果を下回るように FLIP の要素シミュレーションを繰返し実施して設定した。

なお、今後、盛土の液状化強度試験を追加する計画であることから、工認段階で改めて試験結果を確認し、必要に応じて液状化強度特性の設定に反映する。



試料採取位置



第5.5.1 図 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)

第5.5.1 表 旧表土及び盛土の液状化パラメータ						
	ϕ_p (°)	wI	pI	p2	cI	sI
旧表土	28	1.0	1.4	1.5	2.0	0.005
盛土	28	14	1.0	0.6	2.8	0.005

6. 1 液状化影響の検討方針

女川原子力発電所における液状化影響評価については、道路橋示方書の評価方法を参考に、道路橋示方書においては液状化評価の対象外とされている 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、全ての盛土、旧表土を液状化検討対象層とすることで保守的な構造物の評価を実施する。

また、施設ごとに、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、検討の必要性を判断する。液状化を考慮する場合は、構造物と地盤の動的相互作用を考慮できる有効応力解析を用いて地震時の応答を算定する。

有効応力解析に用いる液状化強度特性については、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設定（下限値）することを基本とし、各施設近傍に試験結果がある場合には、その試験結果から液状化強度特性を保守的に設定（下限値）する。

なお、液状化考慮と液状化非考慮で耐震安全性評価上どちらが保守的な評価となるかを確認するため、全応力解析と有効応力解析の結果を比較して、解析手法を選定する。

有効応力解析においては、解析コード「FLIP」を用いることとし、解析に用いる液状化パラメータは保守的に設定した液状化強度を満足するように設定する。

6. 3 有効応力解析に用いる地下水位設定について

設計基準対象施設等は、建物・構築物の揚圧力影響低減のために設置する地下水位低下設備により一定の範囲に保持される地下水位を前提として設計用地下水位を適切に設定する。地下水位低下設備の機能に期待しない場合は、施設の配置位置や地盤条件等を踏まえ設計用地下水位を地表面等に設定する。

参考文献

1. 菊地宏吉, 藤枝誠, 岡信彦, 小林隆志(1984):ダム基礎岩盤の耐荷性に関する地質工学的総合評価, 応用地質特別号 岩盤分類, pp.103-118.
2. 社団法人土木学会原子力土木委員会(2009):原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料>