資料1－2－2

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 6月21日
東北電力株式会社

All rights reserved. Copyrights ©2019, Tohoku Electric Power Co., Inc.

東北電力

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 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 15
3．安定性評価に関する補足 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 64
4．防潮堤の設計方針について ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 93
5．地下水位の設定について（第715回審査会合（R1.5.21）資料抜粋） ・・・・ 117
6．液状化影響の検討方針について（第721回審査会合（R1.6.4）資料抜粋） ・・・ 124

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. 地下水位の設定について（第715回審査会合（R1.5.21）資料抜粋）
6. 液状化影響の検討方針について（第721回審査会合（R1.6.4）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（m²）	施設の接地圧（MN/m²）
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
		逆流防止設備		2	28	0.07
		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
		揚水井戸		2	24	0.08
		地下水位低下設備（原子炉建屋周辺）※2		4	425	0.01
		防潮堤（盛土堤防）	セメント改良土	2,289	7,204	0.26※3
			置換コンクリート	808		0.40※4
			計	3,097		－

※1：施設の重量は基本設計段階の情報に基づく。
※2：代表施設である2号原子炉建屋周辺に設置される地下水位低下設備の重量を示す。
※3：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。
※4：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（m²）	施設の接地圧（MN/m²）
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

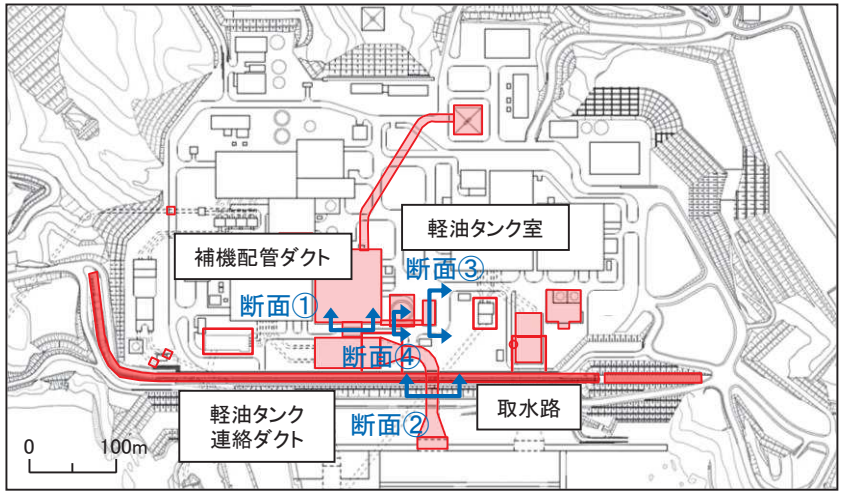
対象施設			施設の重量※1（MN）	施設の接地面積（m²）	施設の接地圧（MN/m²）
O.P.+62m盤の対象施設	直接基礎	緊急時対策建屋	581	2,209	0.26
		緊急用電気品建屋	131	810	0.16
		ガスタービン発電設備軽油タンク室	51	447	0.11

※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。

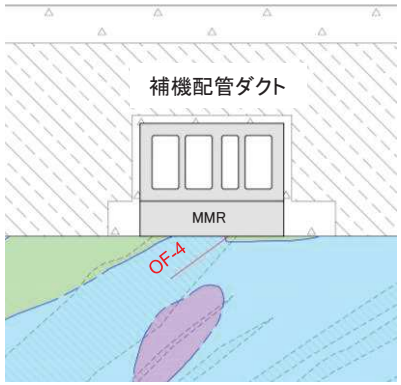
1．評価断面の選定に関する補足

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

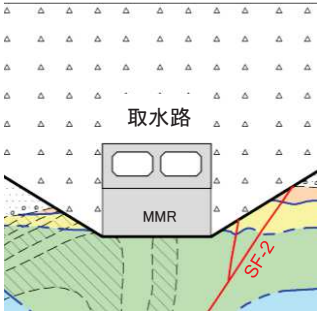
- 地中構造物である補機配管ダクト，取水路，軽油タンク室及び軽油タンク連絡ダクトはMMRを介して岩盤に支持されている。



対象施設配置図

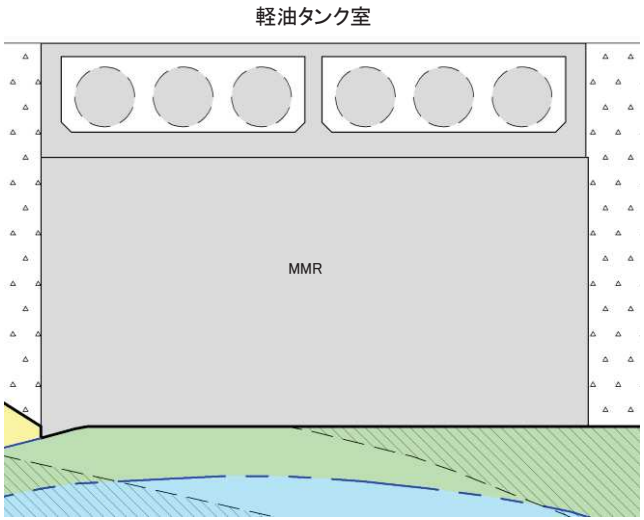


断面①

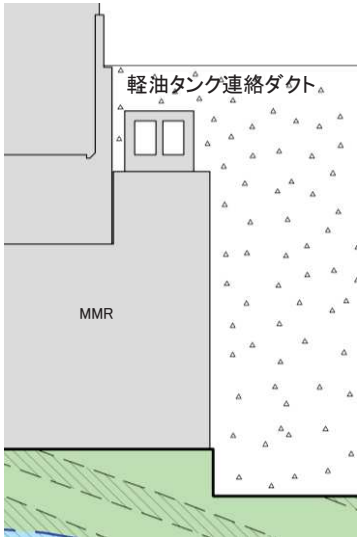


断面②

0 10 20(m)

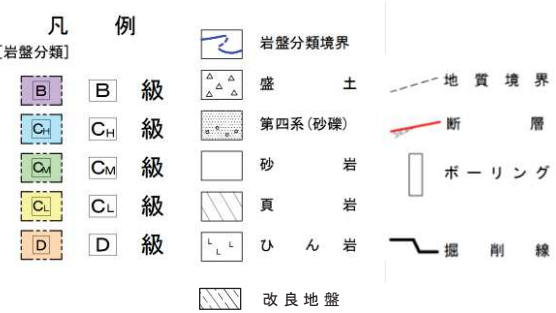


断面③



断面④

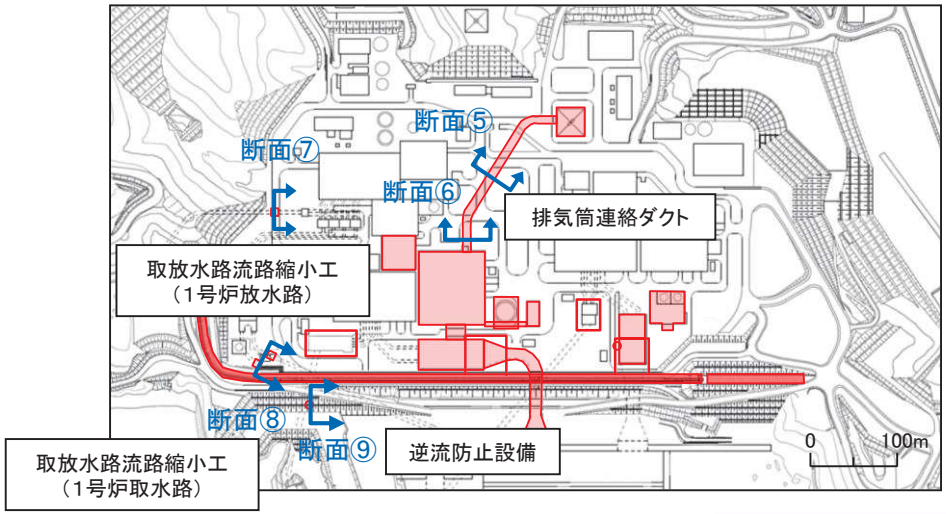
0 5 10(m)



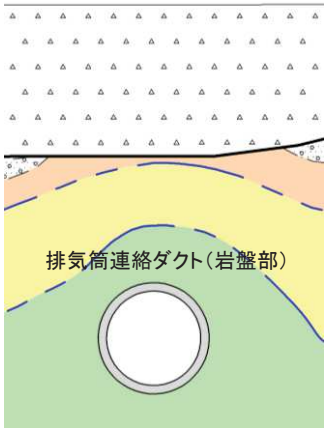
1．評価断面の選定に関する補足

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

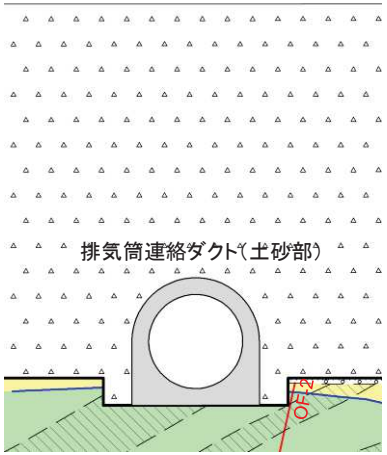
- 地中構造物である排気筒連絡ダクト及び取放水路流路縮小工は，直接岩盤に支持されている。
- 地上構造物である逆流防止設備は直接岩盤に支持されている。



対象施設配置図

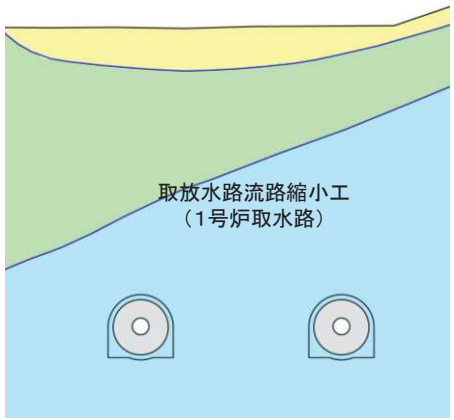


断面⑤

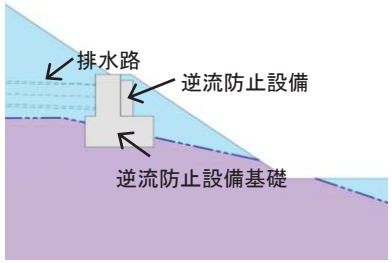


断面⑥

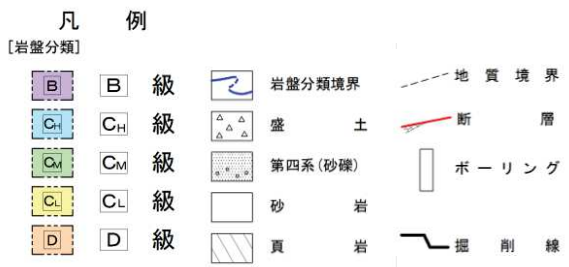
断面⑦



断面⑧



断面⑨

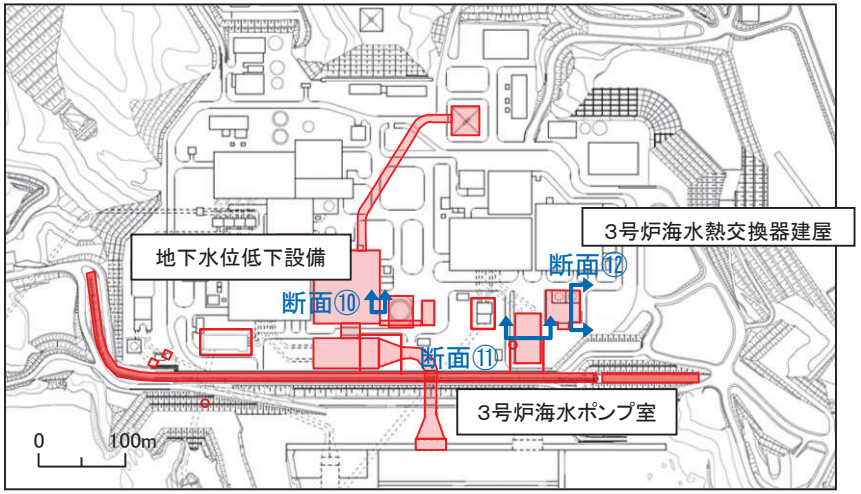


0 5 10(m)

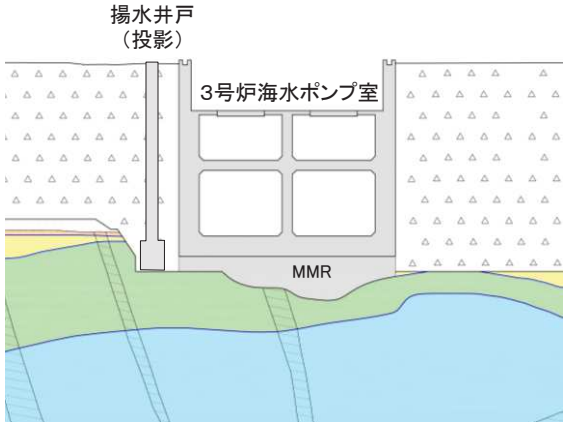
1．評価断面の選定に関する補足

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，地下水位低下設備

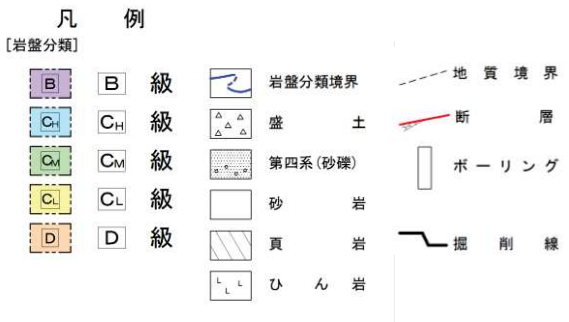
- 地中構造物である3号炉海水ポンプ室，揚水井戸，3号炉海水熱交換器建屋，地下水位低下設備は直接又はMMRを介して岩盤に支持されている。

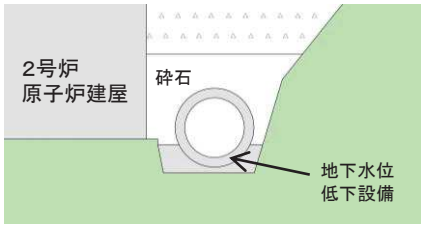


対象施設配置図

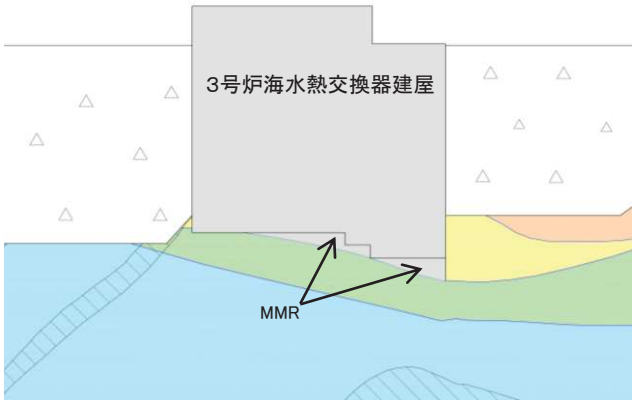


断面⑪





断面⑩ 0 1 2(m)

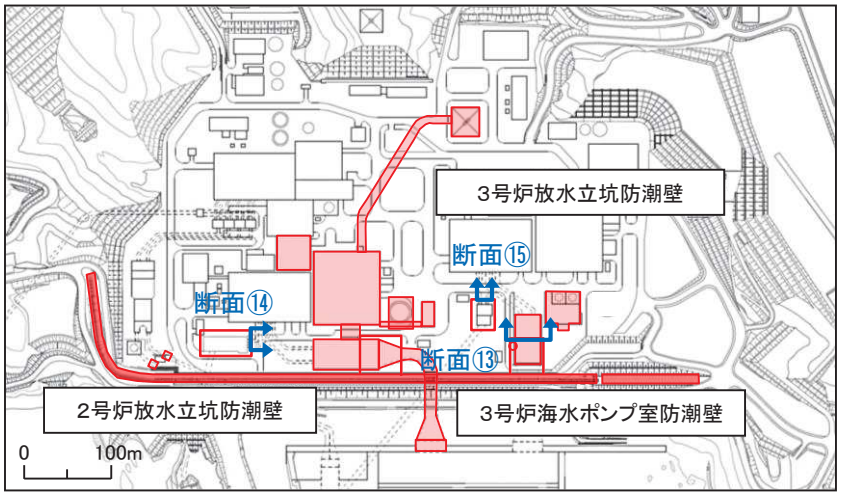


断面⑫ 0 10 20(m)

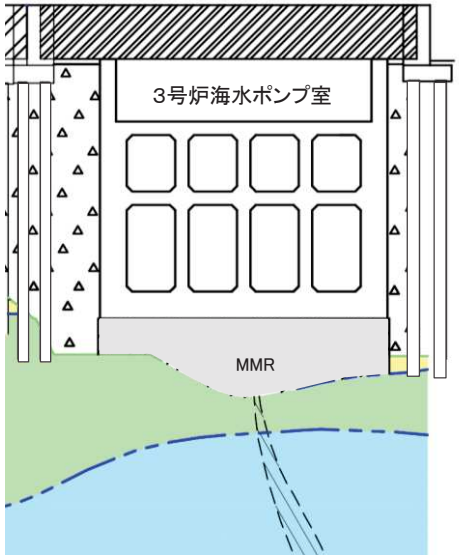
1．評価断面の選定に関する補足

1．2 3号炉海水ポンプ室防潮壁，2号炉放水立坑防潮壁，3号炉放水立坑防潮壁

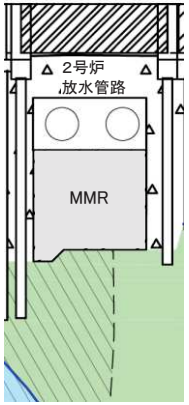
- 杭基礎構造物である3号炉海水ポンプ室防潮壁，2号炉放水立坑防潮壁，3号炉放水立坑防潮壁は岩盤に支持されている。



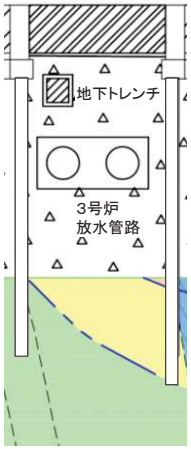
対象施設配置図



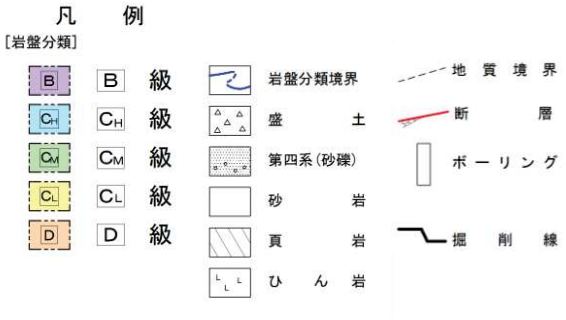
断面⑬

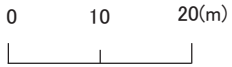


断面⑭



断面⑮



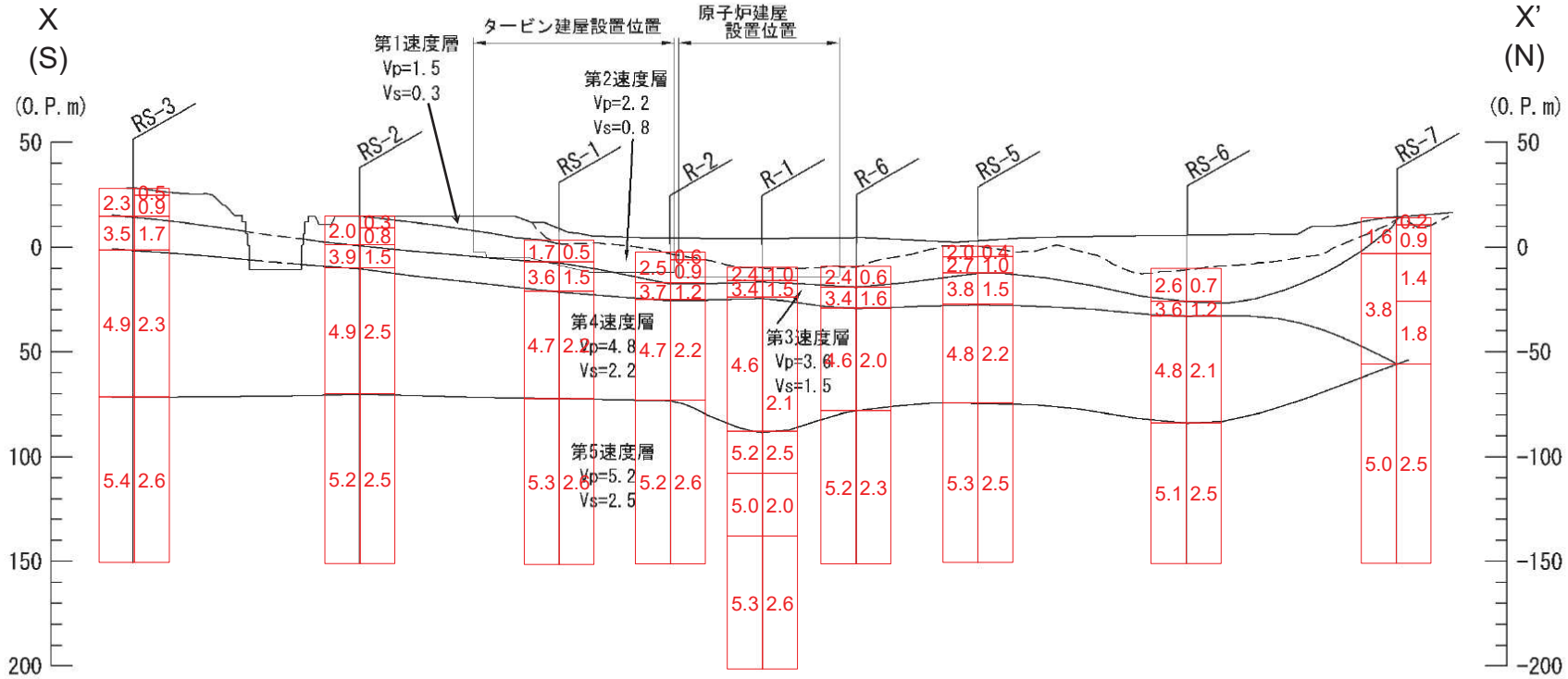


東北電力

1．評価断面の選定に関する補足

1．3 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。



凡　例

－－－－：盛土及び旧表土と岩盤の境界線

速度層構造図(X－X’断面)

単位 km/sec

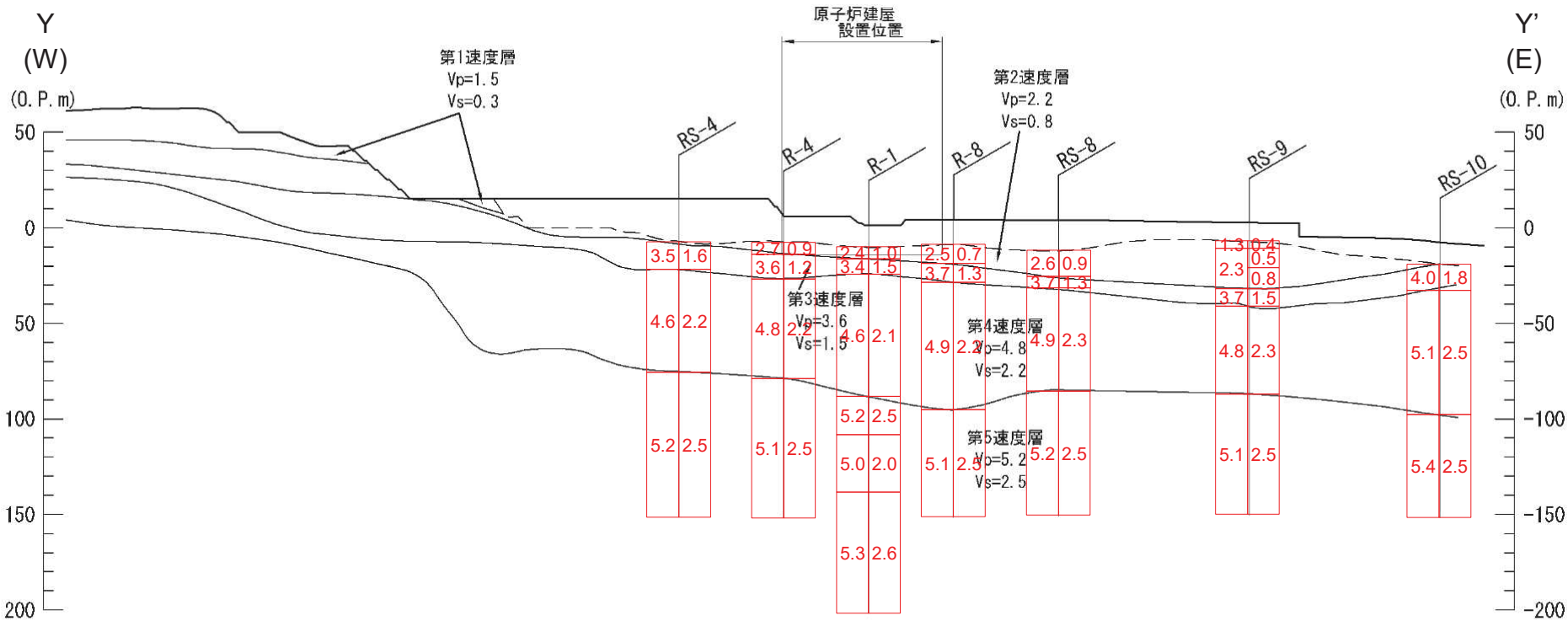
0　50m

V_P (km/s)	V_S (km/s)

1．評価断面の選定に関する補足

1．3 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。



凡　例

－－－－：盛土及び旧表土と岩盤の境界線

速度層構造図(Y－Y’断面)

単位 km/sec

0　50m

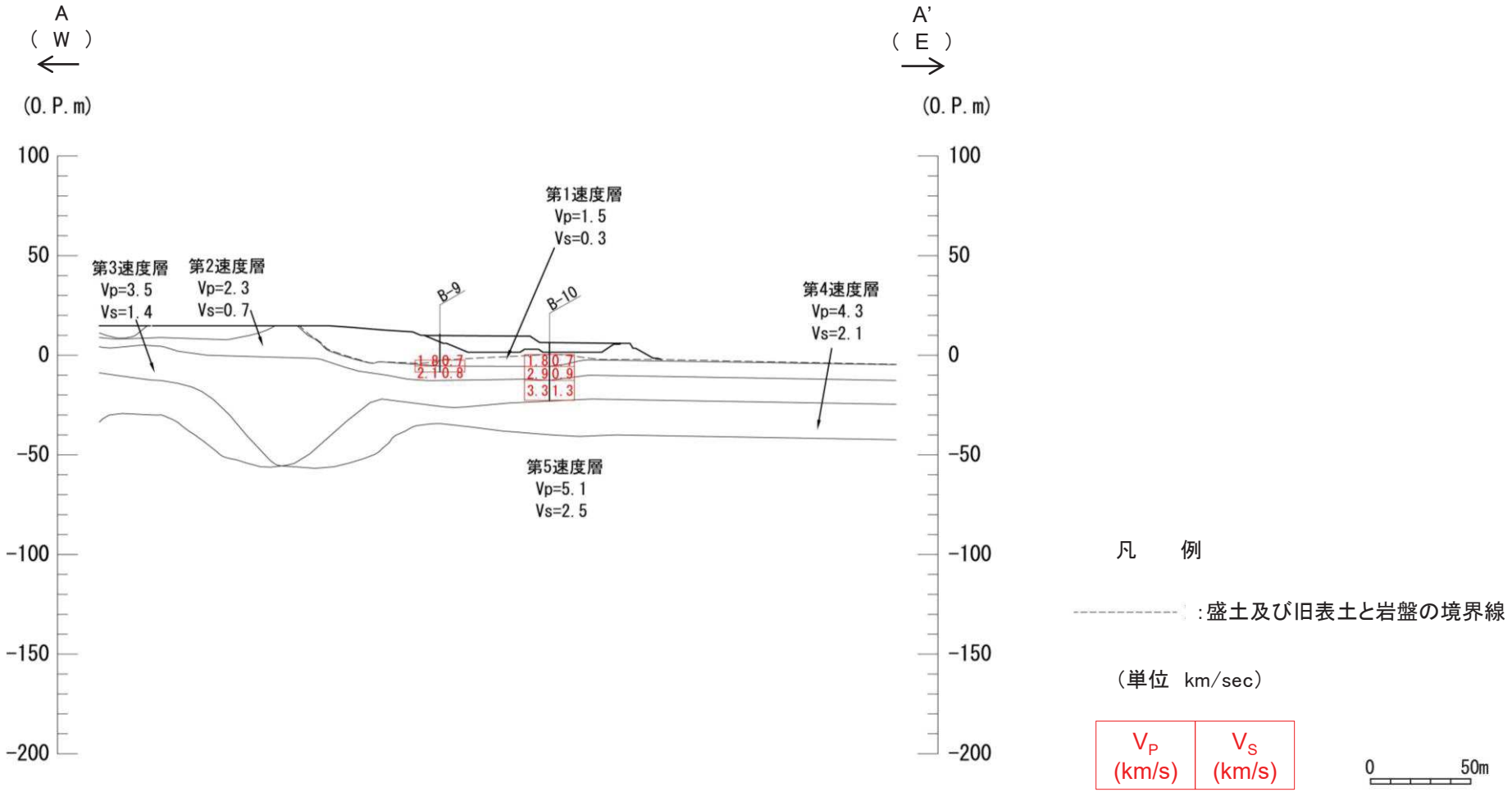
V_P (km/s)	V_S (km/s)

東北電力

1．評価断面の選定に関する補足

1．3 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。

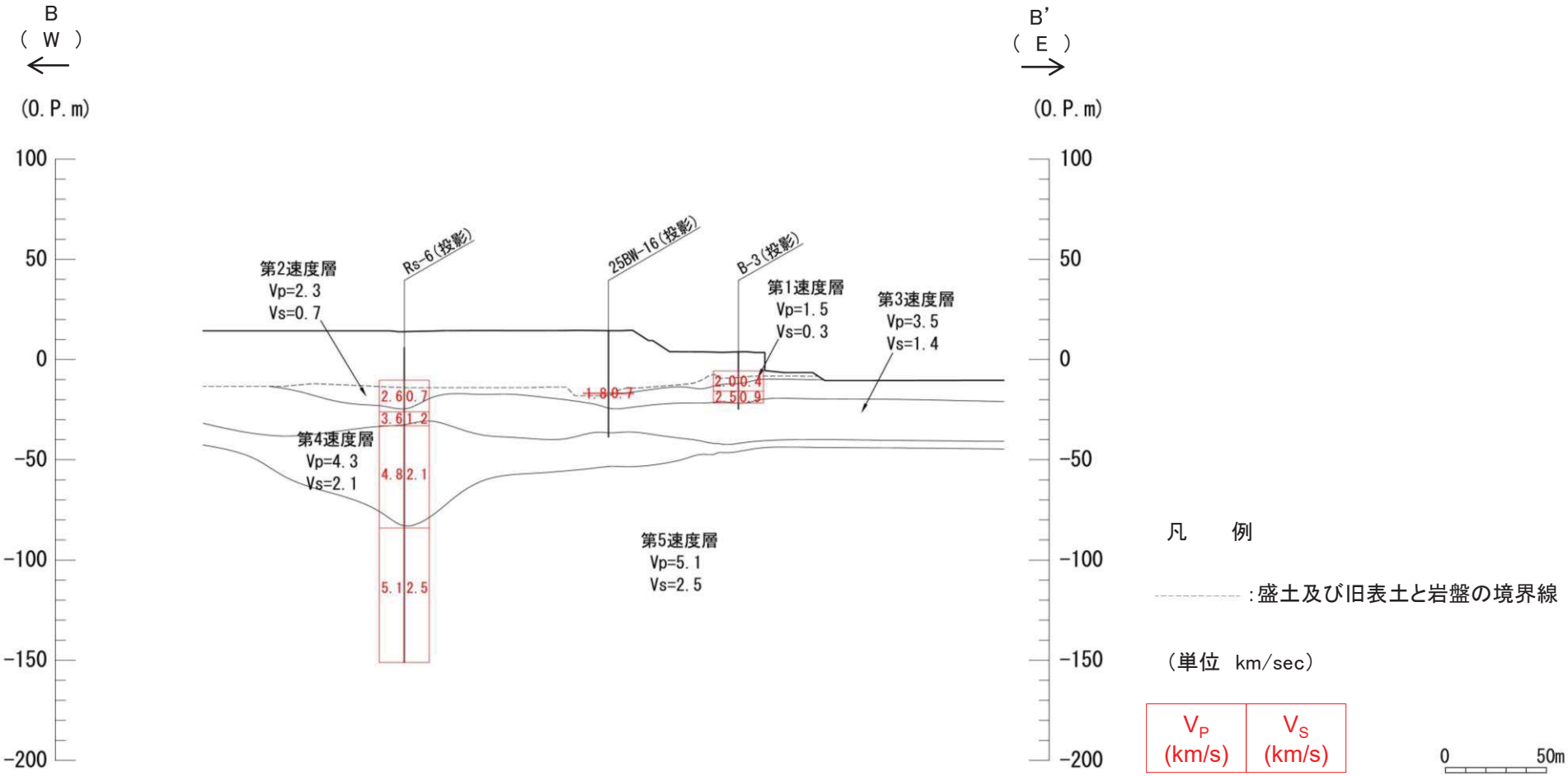


速度層構造図（A-A’断面）

1．評価断面の選定に関する補足

1．3 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。

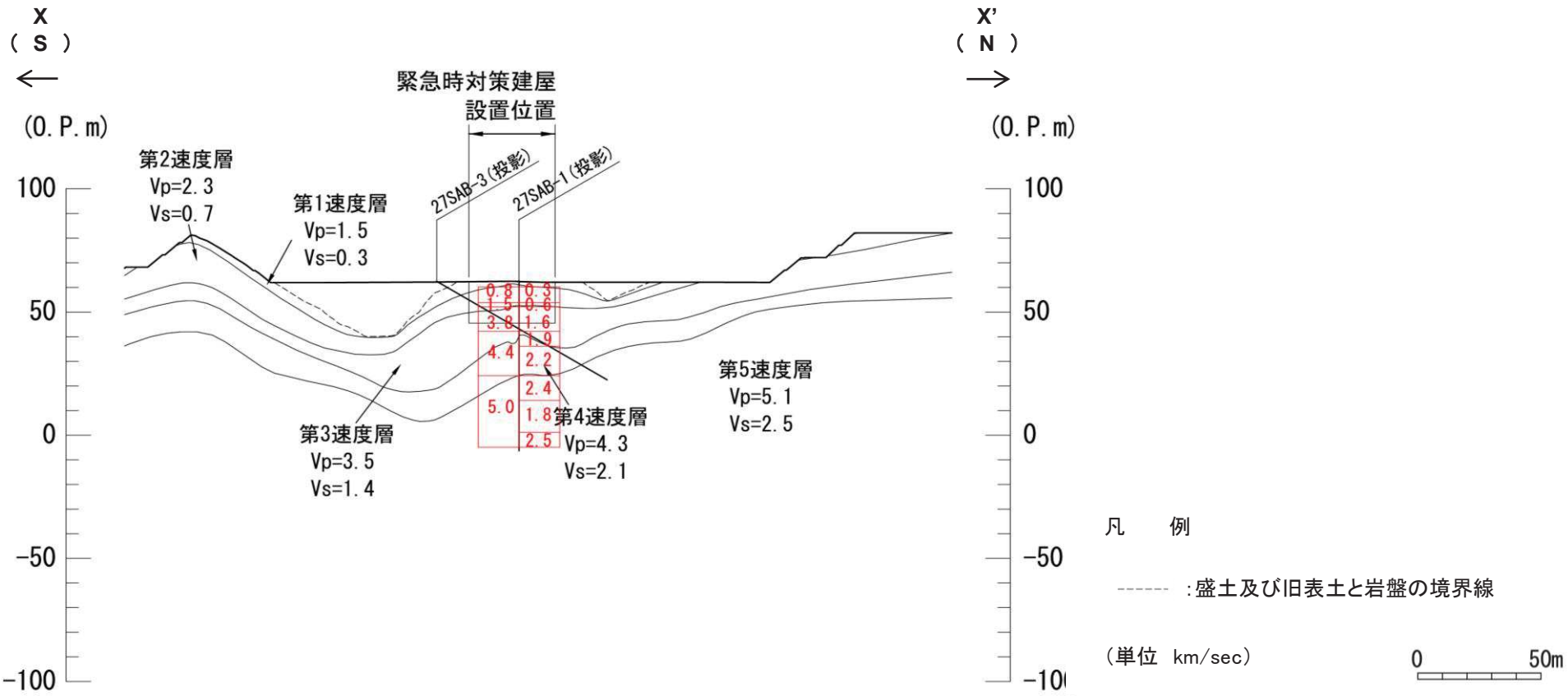


速度層構造図（B-B’断面）

1．評価断面の選定に関する補足

1．3 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。

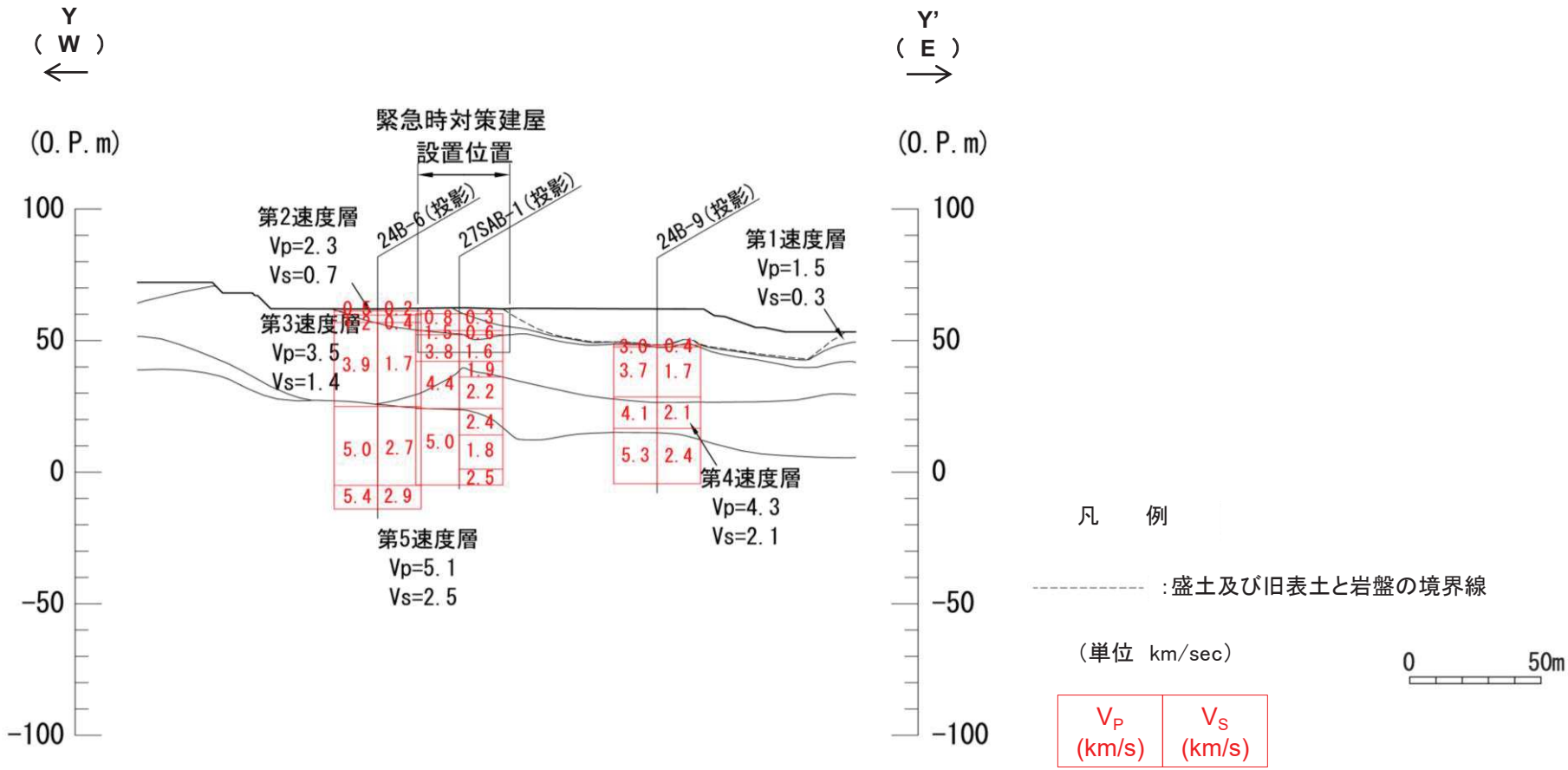


速度層構造図（X－X’断面）

1．評価断面の選定に関する補足

1．3 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. 地下水位の設定について（第715回審査会合（R1.5.21）資料抜粋）
6. 液状化影響の検討方針について（第721回審査会合（R1.6.4）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。

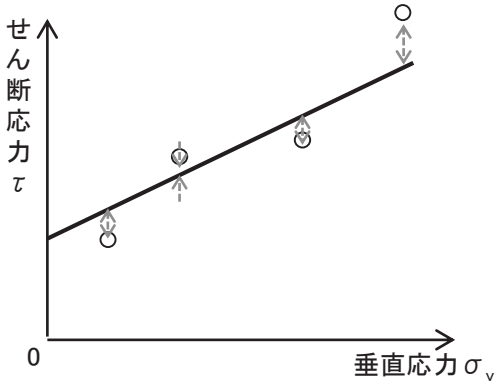
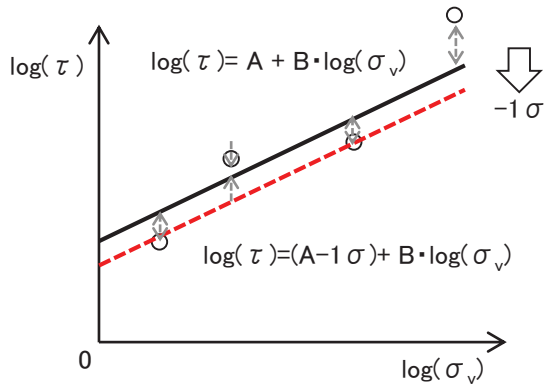
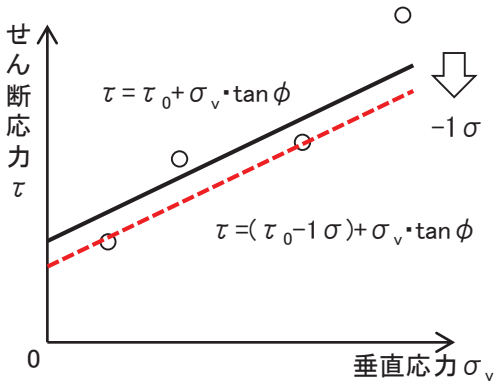
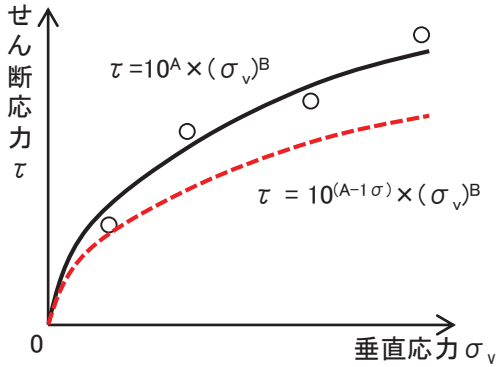
試掘坑壁面の岩級区分基準

	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，又は破砕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，破砕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×標準偏差σ）を設定し，すべり安全率を併せて検討した。

	岩盤のピーク強度	岩盤の残留強度
標準偏差σの算定	回帰式と試験結果の残差の標準偏差σを算定  	両対数軸上で回帰式と試験結果の残差の標準偏差σを求め，1σ低減させた関係を算定 
ばらつきを考慮した強度特性の設定	回帰式を1σ低減させ，ばらつきを考慮した強度特性を設定（内部摩擦角は固定）  	指数関数の係数を低減し，ばらつきを考慮した強度特性を設定（べき級数は固定） 

2. 3. 1　物理特性　（単位体積重量の設定）

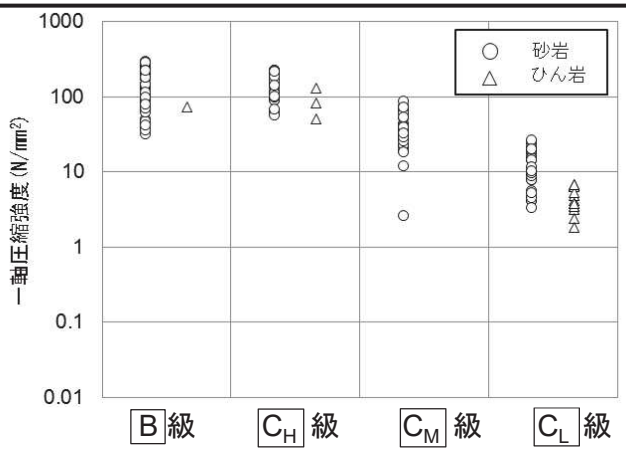
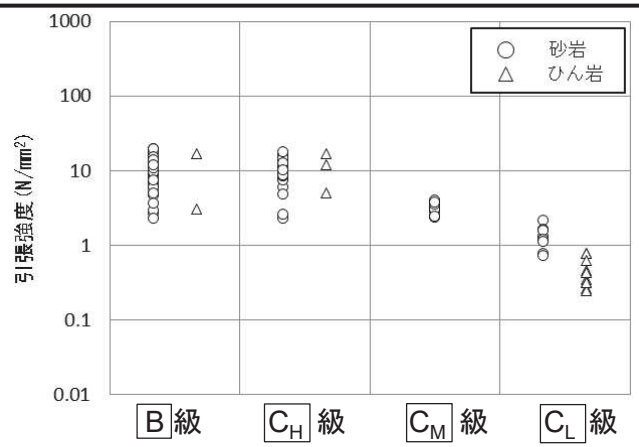
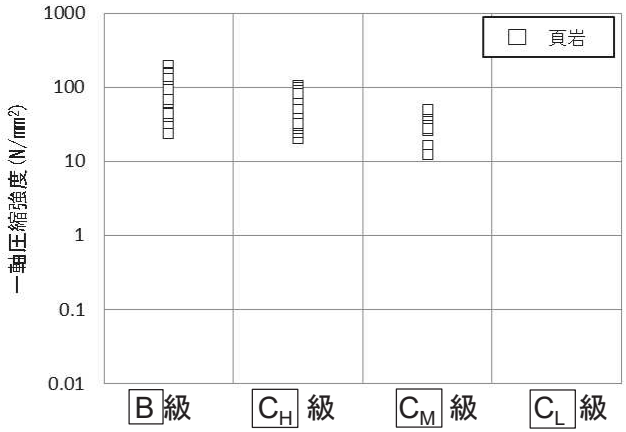
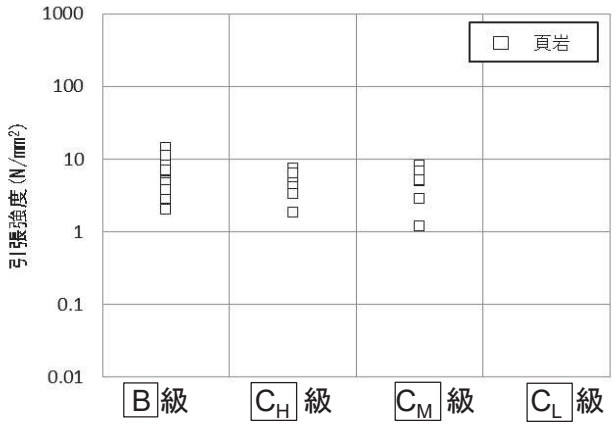
- 地盤の単位体積重量は，ボーリングコアの密度試験や現場密度試験の結果から設定した。
- 分布範囲が小さい等の理由により試験を実施していない岩種岩級は，同じ岩級の砂岩と同じ値で設定した。
- ただし，D級岩盤の物性値は，分布が小さいことや，亀裂や風化により部層の相違による影響が小さいこと等から，狐崎部層と牧の浜部層を同一の物性値としている。（　　部分）

		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. 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。

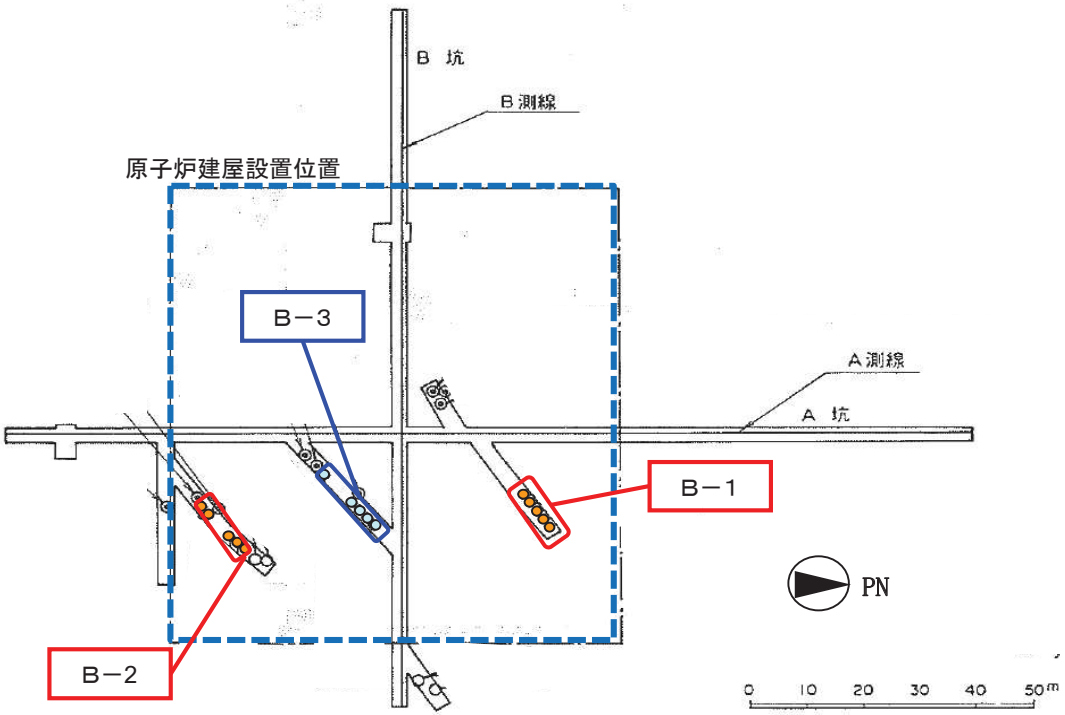
	一軸圧縮試験	引張試験
砂岩及びひん岩		
頁岩		

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. 2 強度特性 （C_H級，C_M級岩盤）①

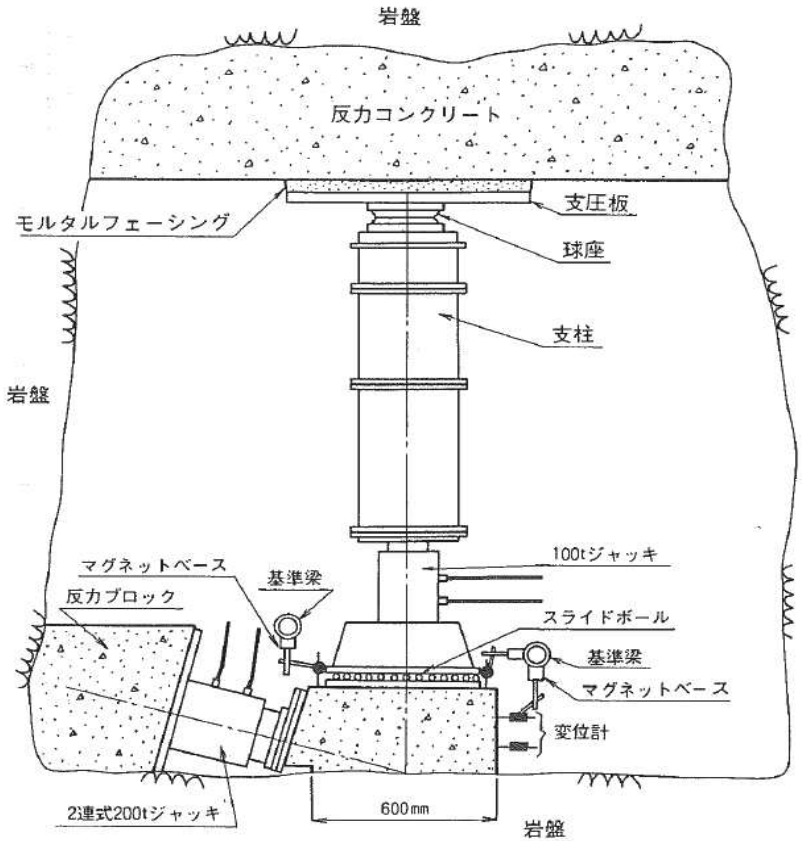
- 砂岩及び頁岩の C_H，C_M 級岩盤の強度特性は，試掘坑内で実施したブロックせん断試験及び摩擦強度試験の結果から設定した。

■ 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

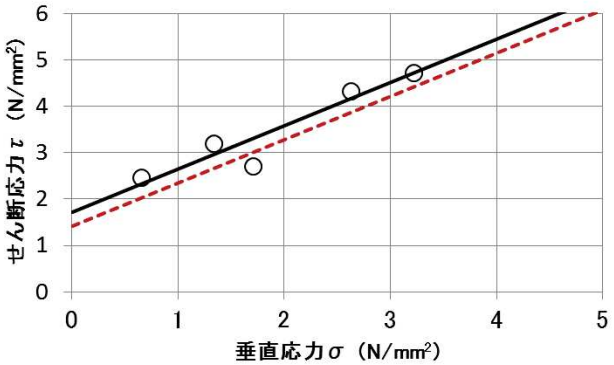
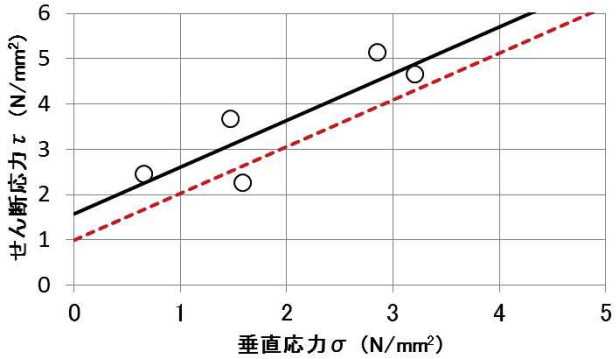
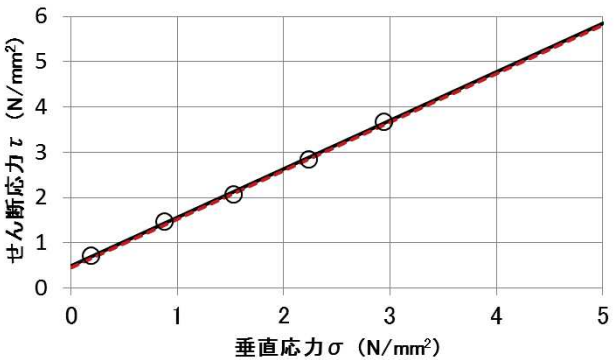
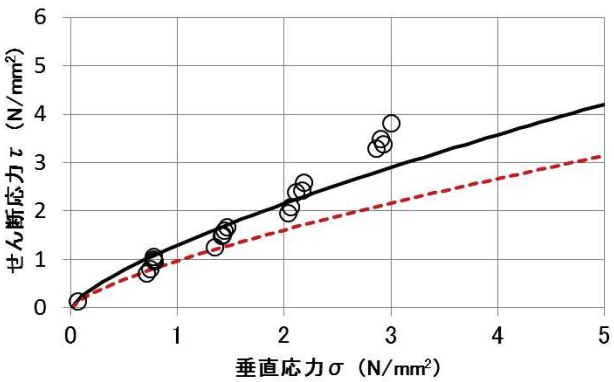
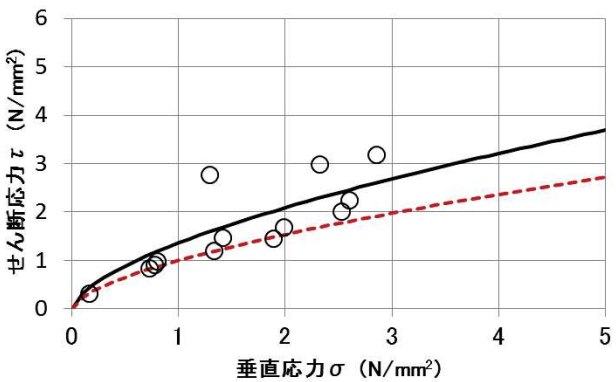
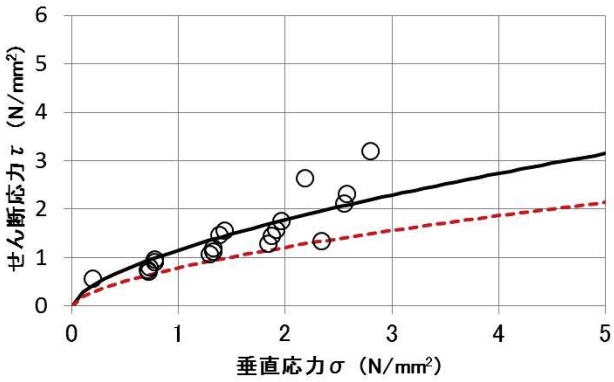
■ 試験概要



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。

	C_H 級砂岩	C_H 級頁岩	C_M 級砂岩
せん断強度	 （平均）τ_0=1.72N/mm² ϕ=43° （−1σ）τ_0=1.41N/mm² ϕ=43°	 （平均）τ_0=1.58N/mm² ϕ=46° （−1σ）τ_0=0.99N/mm² ϕ=46°	 （平均）τ_0=0.49N/mm² ϕ=47° （−1σ）τ_0=0.45N/mm² ϕ=47°
残留強度	 （平均）$\tau=1.30\cdot\sigma^{0.73}$ N/mm² （−1σ）$\tau=0.97\cdot\sigma^{0.73}$ N/mm²	 （平均）$\tau=1.36\cdot\sigma^{0.62}$ N/mm² （−1σ）$\tau=1.00\cdot\sigma^{0.62}$ N/mm²	 （平均）$\tau=1.16\cdot\sigma^{0.62}$ N/mm² （−1σ）$\tau=0.79\cdot\sigma^{0.62}$ N/mm²

せん断応力τ（N/mm²）　垂直応力σ（N/mm²）

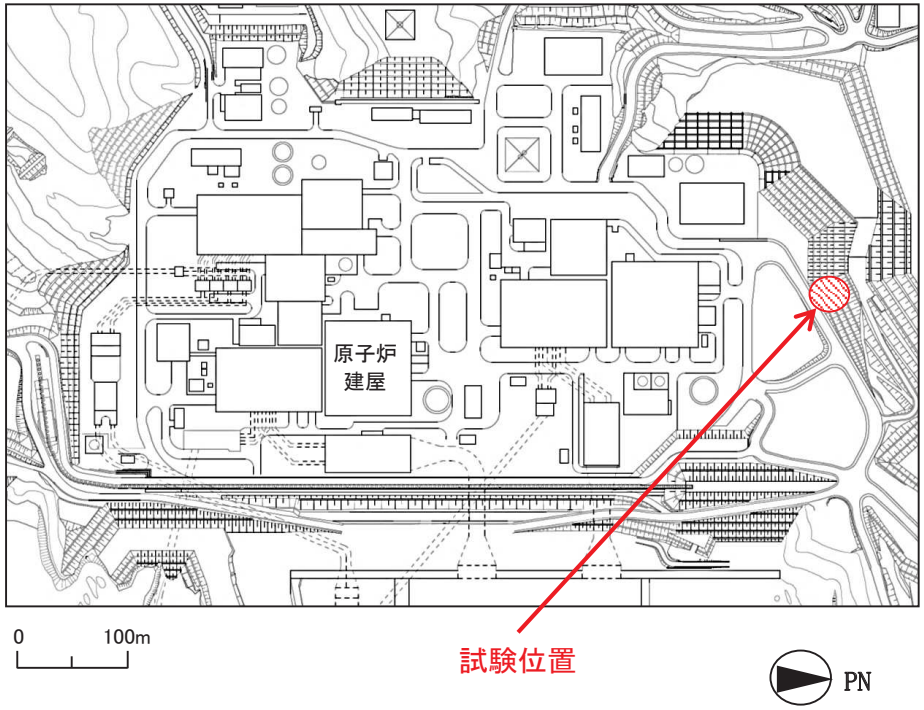
——— 平均強度　- - - - -1σ

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

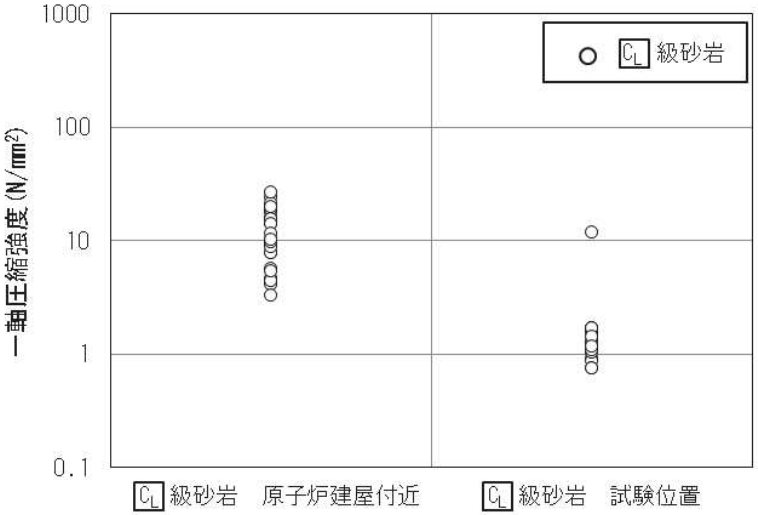
2.3.2 強度特性 （C_L級，D級岩盤）①

- 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



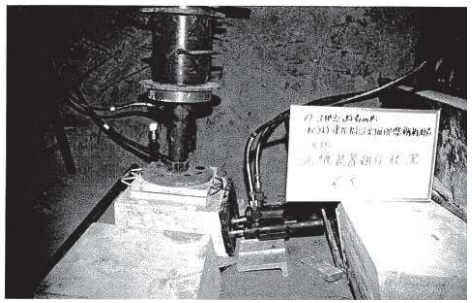
■ 一軸圧縮強度の比較

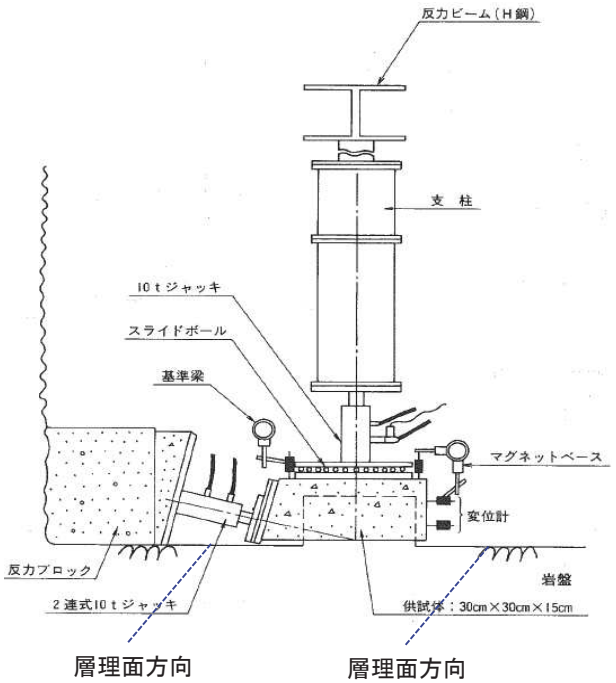


2. 解析用物性値に関する補足 2.3狐崎部層の解析用物性値

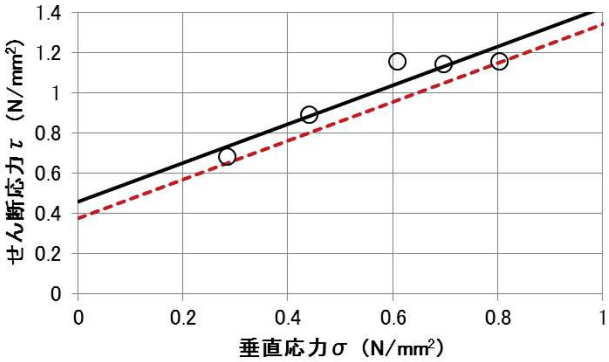
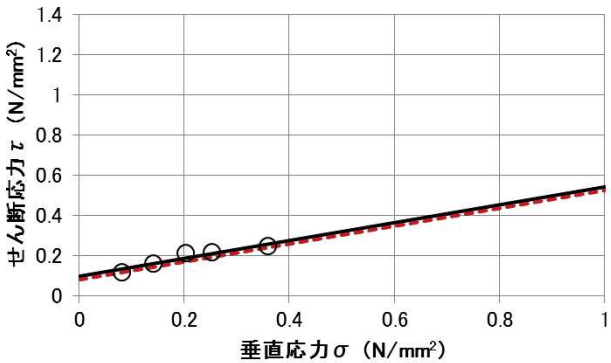
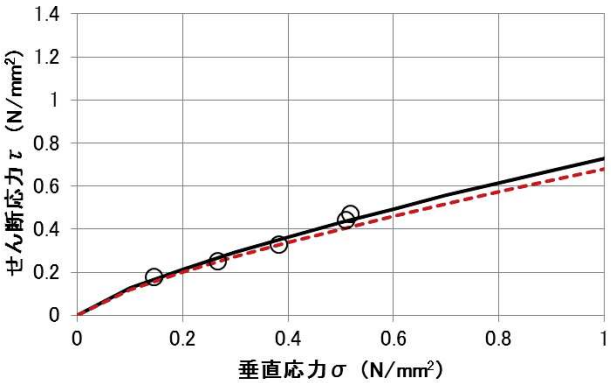
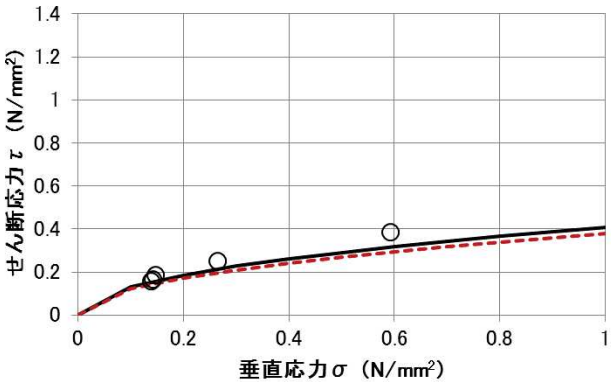
2.3.2 強度特性 （ C_L 級, D 級岩盤）②

■ 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。

	C_L 級砂岩	D 級砂岩
せん断強度	 （平均） τ_0=0.46N/mm² ϕ=44° （−1σ） τ_0=0.38N/mm² ϕ=44°	 （平均） τ_0=0.100N/mm² ϕ=24° （−1σ） τ_0=0.083N/mm² ϕ=24°
残留強度	 （平均） $\tau=0.73\cdot\sigma^{0.76}$ N/mm² （−1σ） $\tau=0.68\cdot\sigma^{0.76}$ N/mm²	 （平均） $\tau=0.41\cdot\sigma^{0.49}$ N/mm² （−1σ） $\tau=0.38\cdot\sigma^{0.49}$ N/mm²

せん断応力τ（N/mm²）　垂直応力σ（N/mm²）

—— 平均強度　- - - -1σ

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。

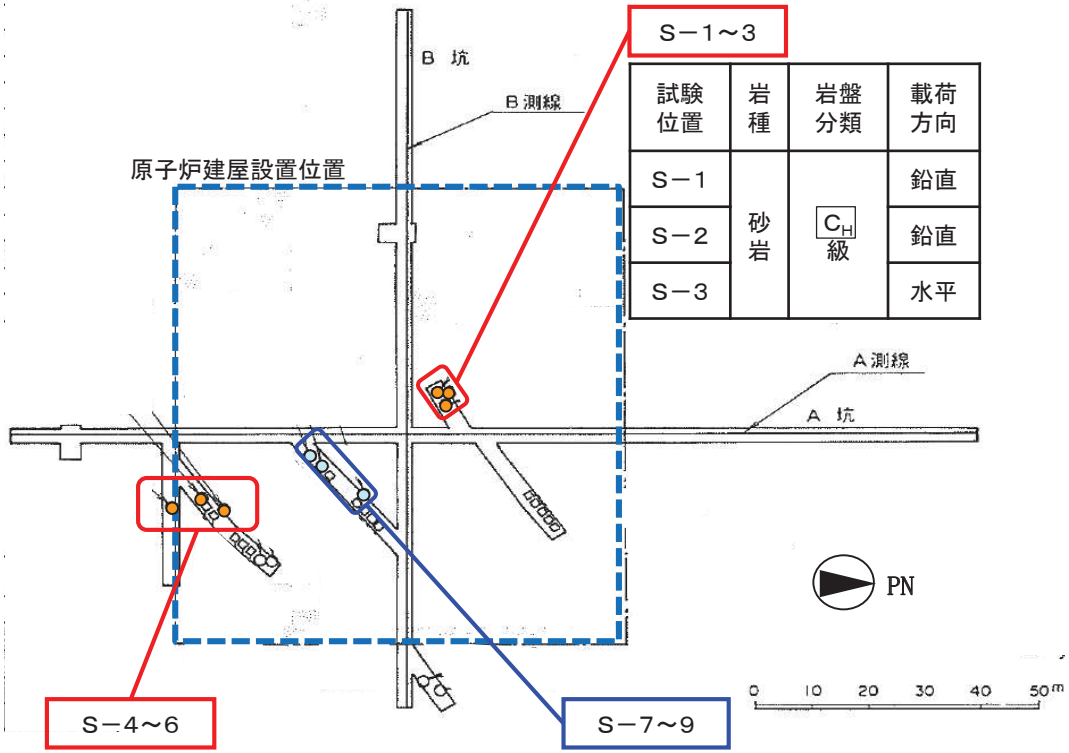
	C_M 級（牧の浜部層）頁岩/砂岩
せん断強度τ_0	$\frac{0.76}{0.78} = 0.97$
内部摩擦角tanϕ	$\frac{\tan 32°}{\tan 50°} = 0.52$

		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 × $\frac{C_M \text{級頁岩の} \tau_0}{C_M \text{級砂岩の} \tau_0}$	0.46 N/mm^2	×0.97	0.44 N/mm^2
	内部摩擦角tanϕ	C_L 級砂岩のtanϕ × $\frac{C_M \text{級頁岩のtan}\phi}{C_M \text{級砂岩のtan}\phi}$	tan44°	×0.52	tan27°

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～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

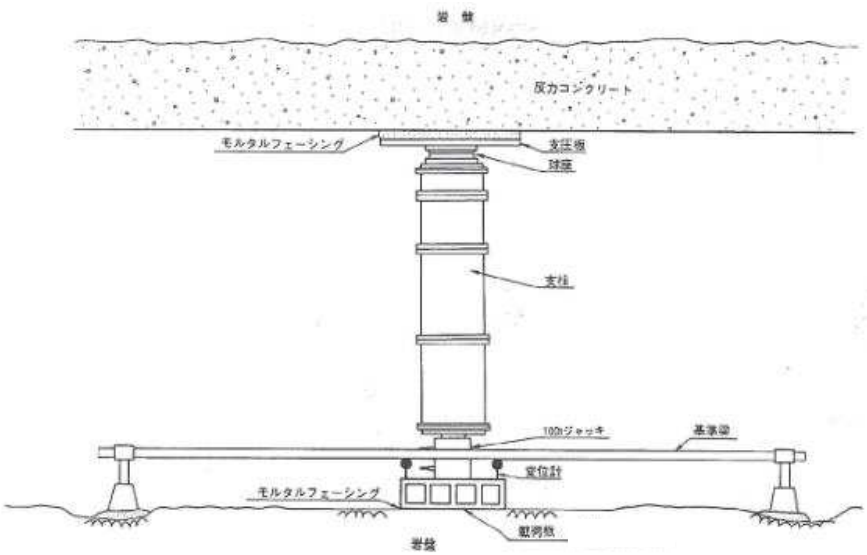


試験位置	岩種	岩盤分類	載荷方向
S－1	砂岩	C_H級	鉛直
S－2			鉛直
S－3			水平

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

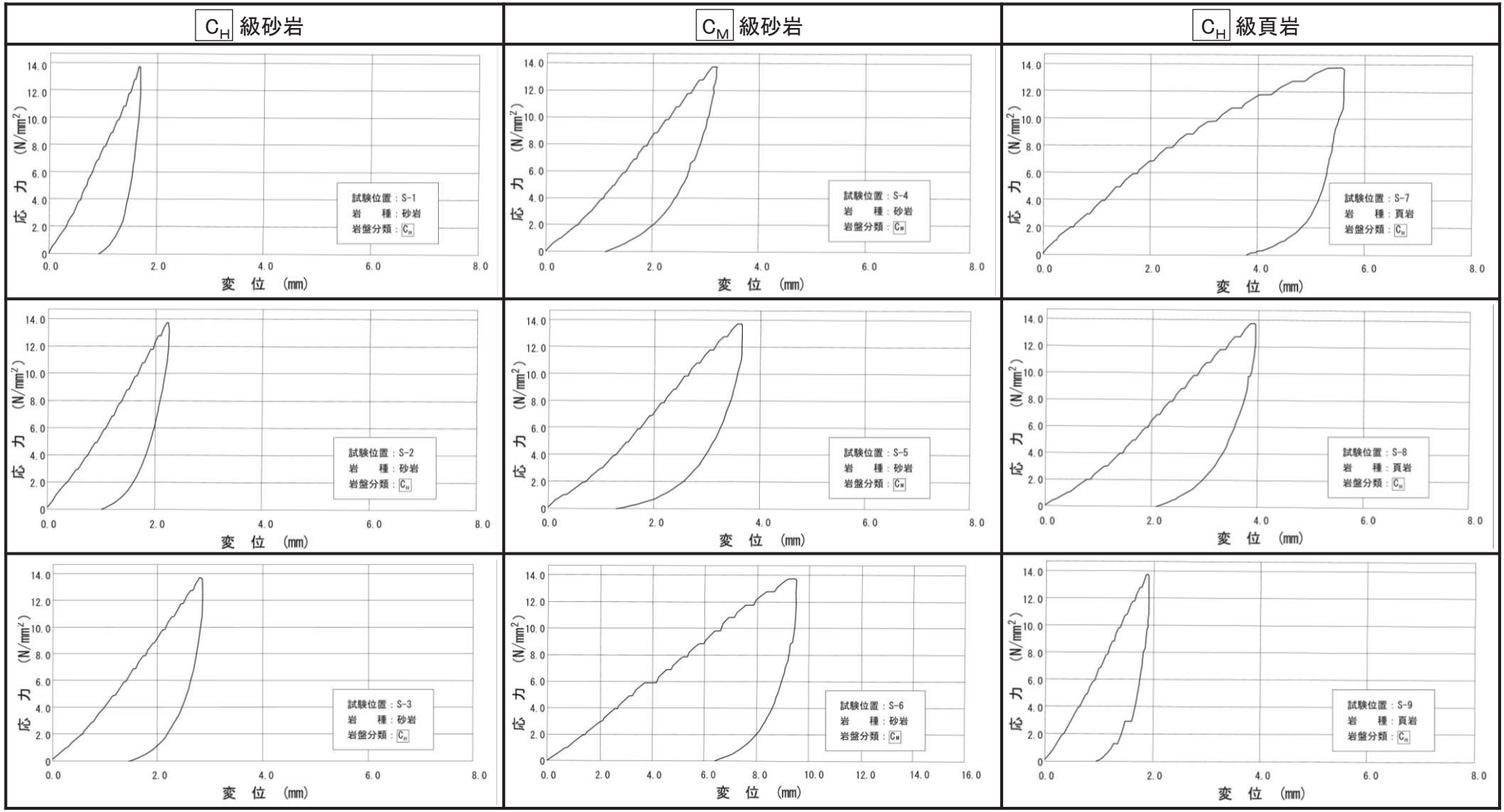
■　試験概要



2. 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)②

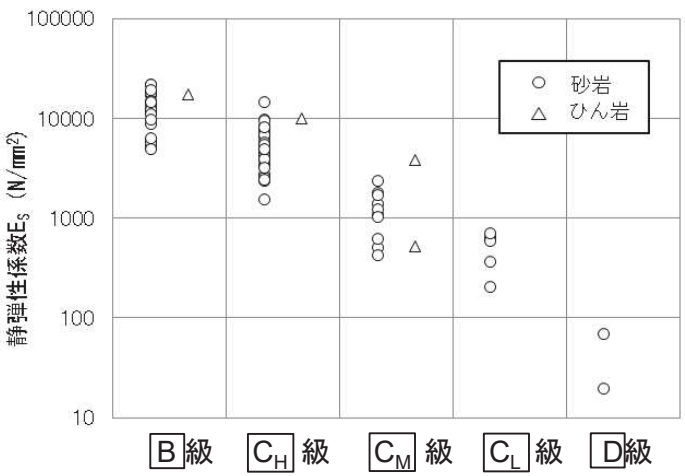
- 支持力試験の結果，ジャッキの限界値である13.7N/mm²でも降伏しなかったことから，岩盤の極限支持力は，13.7N/mm²以上と評価できる。

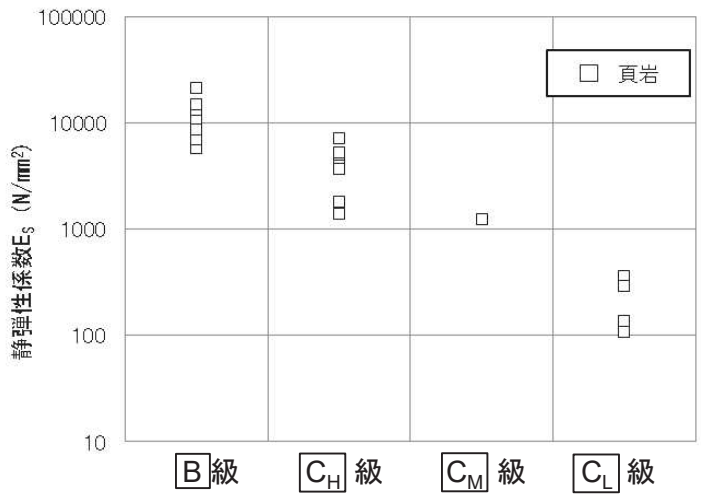


2. 3. 3　静的変形特性

- 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



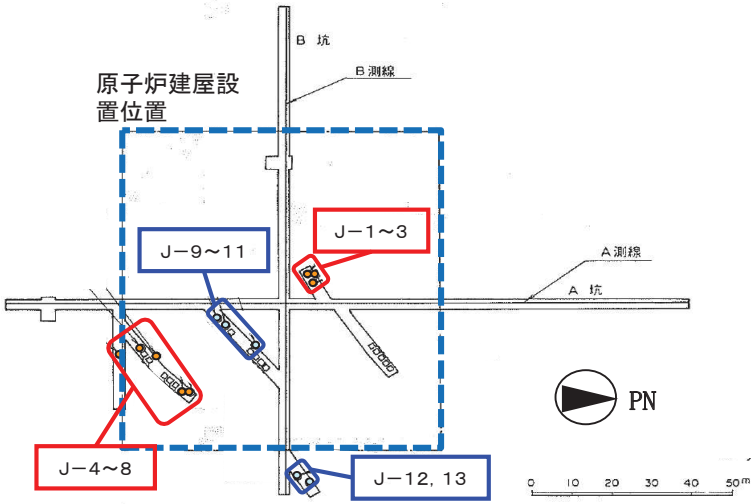


2. 解析用物性値に関する補足 2. 3狐崎部層の解析用物性値

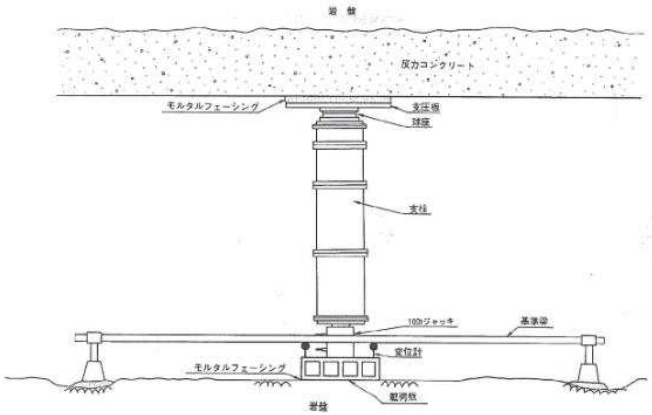
2. 3. 3 静的変形特性（C_H級，C_M級岩盤の静弾性係数）

- 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

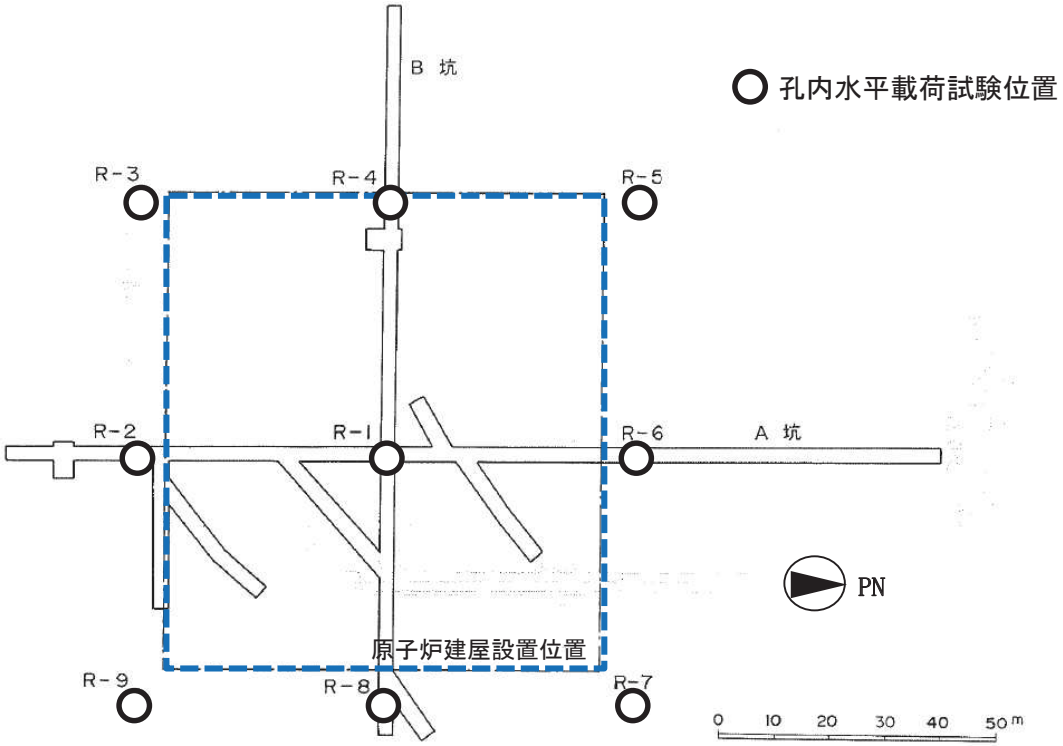
試験位置	岩種	岩盤分類	載荷方向	静弾性係数 E_s（N/mm²）	平均値
J－1	砂岩	C_H級	鉛直	1,860	1,770
J－2			鉛直	1,860	
J－3			水平	1,570	
J－4	砂岩	C_M級	鉛直	920	980
J－5			鉛直	980	
J－6			水平	770	
J－7			層理に平行	1,080	
J－8			層理に直交	1,180	
J－9	頁岩	C_H級	鉛直	920	2,160
J－10			鉛直	1,180	
J－11			水平	3,330	
J－12			層理に平行	2,160	
J－13			層理に直交	3,040	

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＝1,220N/mm^2	E_s＝980N/mm^2
C_L級	E_s＝500N/mm^2	×0.41 【換算】 E_s＝400N/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. 3. 3　静的変形特性　（静ポアソン比）

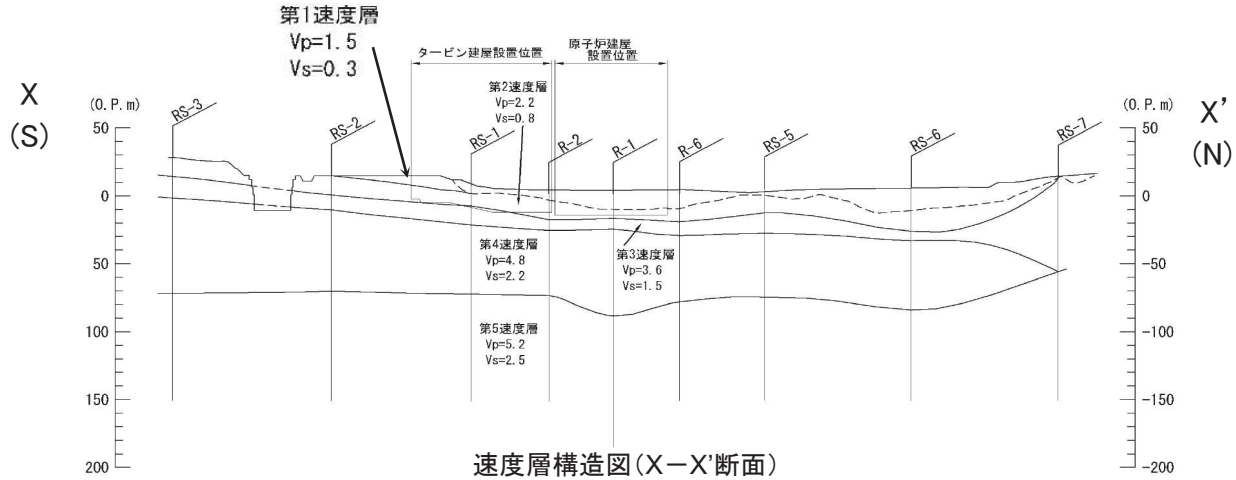
- B～D 級岩盤の静ポアソン比は，一軸圧縮試験結果から設定した。

		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

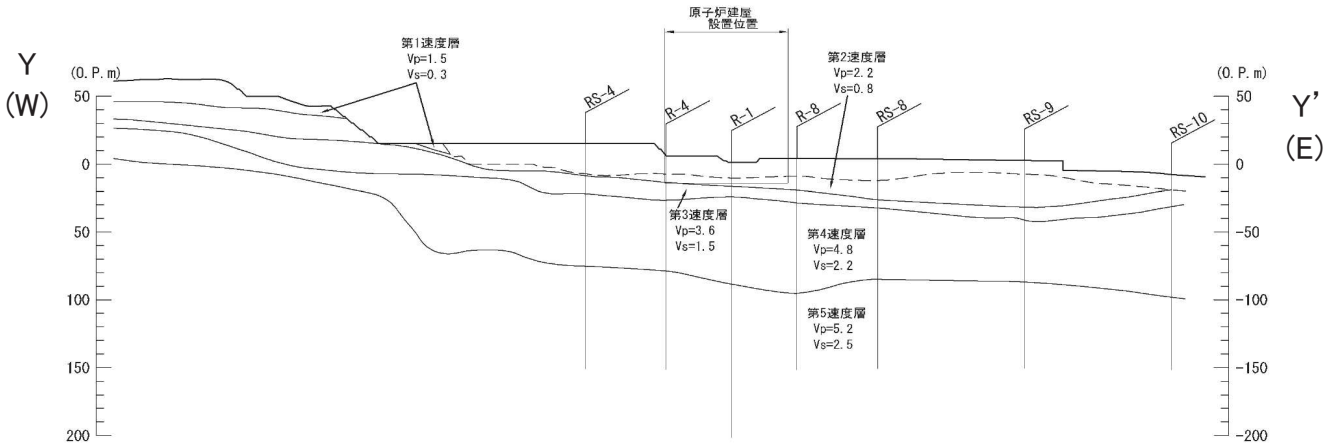
2. 解析用物性値に関する補足 2.3狐崎部層の解析用物性値

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。



速度層構造図（X－X'断面）



凡　例

－－－－：盛土及び旧表土と岩盤の境界線

速度層構造図（Y－Y'断面）　単位 km/sec　0　50m

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

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

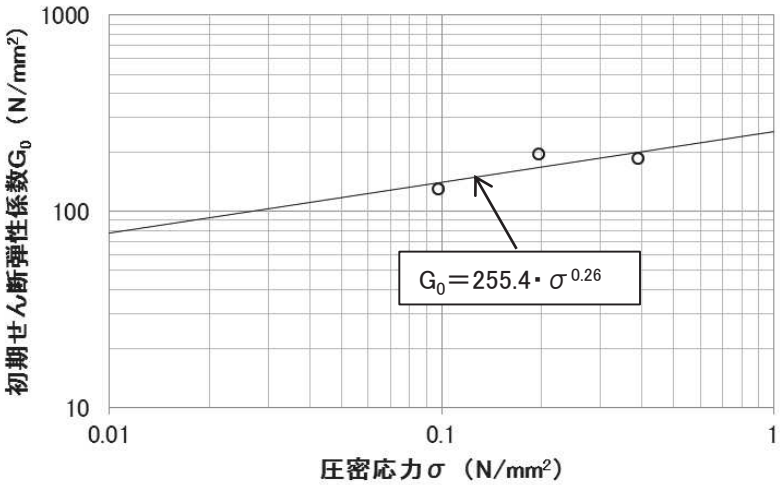
V_p：P波速度

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

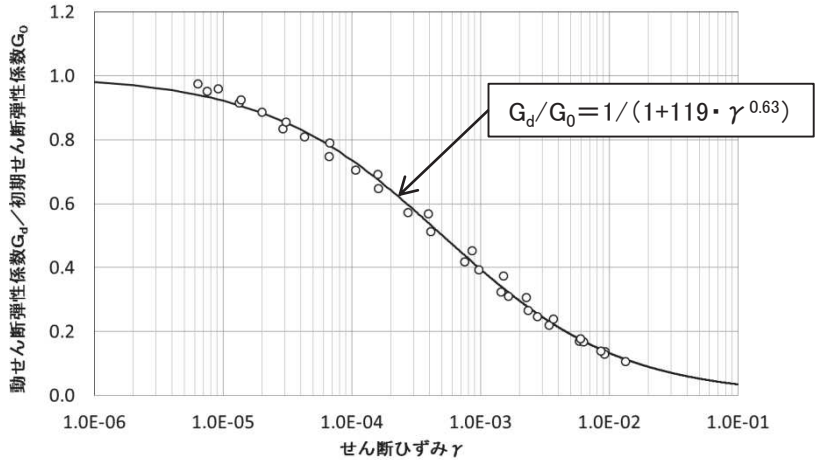
2. 3. 4 動的変形特性（D級岩盤）

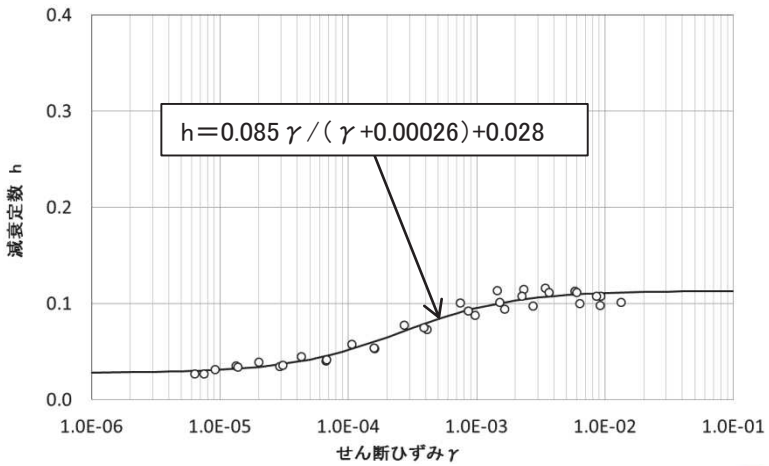
- D級岩盤の動的変形特性は，砂岩の繰返し三軸試験結果から設定し，ひずみ依存性を考慮した。
- コア試料の採取位置は，原位置せん断試験と同じである。
- D級岩盤の動ポアソン比は，PS検層結果から作成した速度層構造をもとに設定した。

■ 初期せん断弾性係数G_0



■ ひずみ依存性





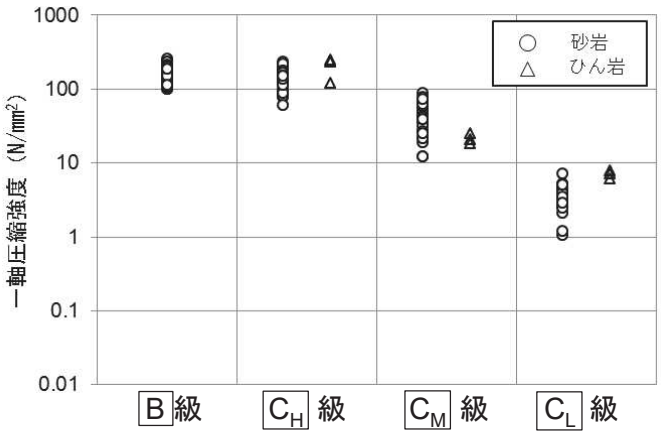
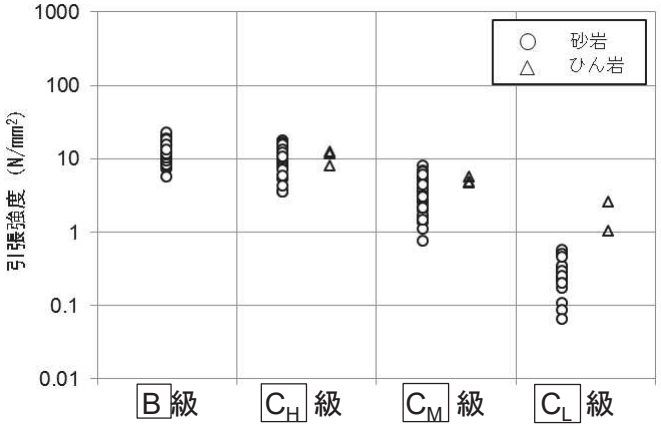
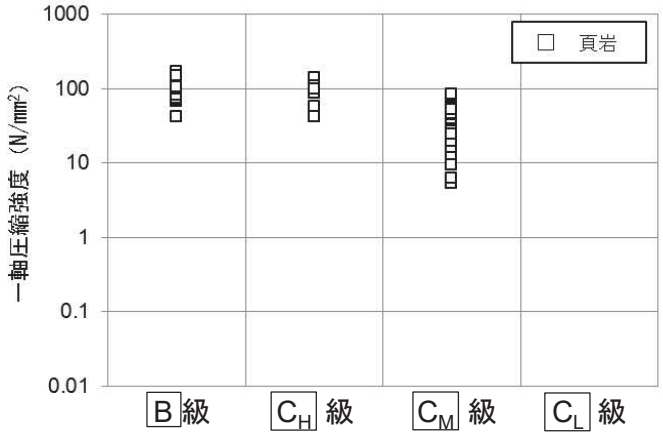
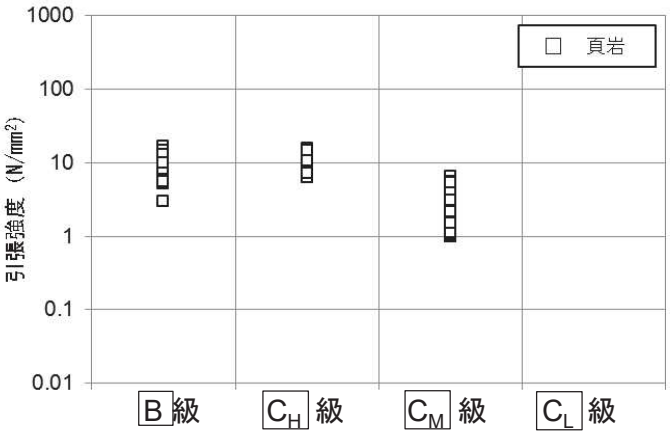
2. 4. 1　物理特性　（単位体積重量の設定）

- 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/m³）	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. 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。

	一軸圧縮試験	引張試験
砂岩及びひん岩		
頁岩		

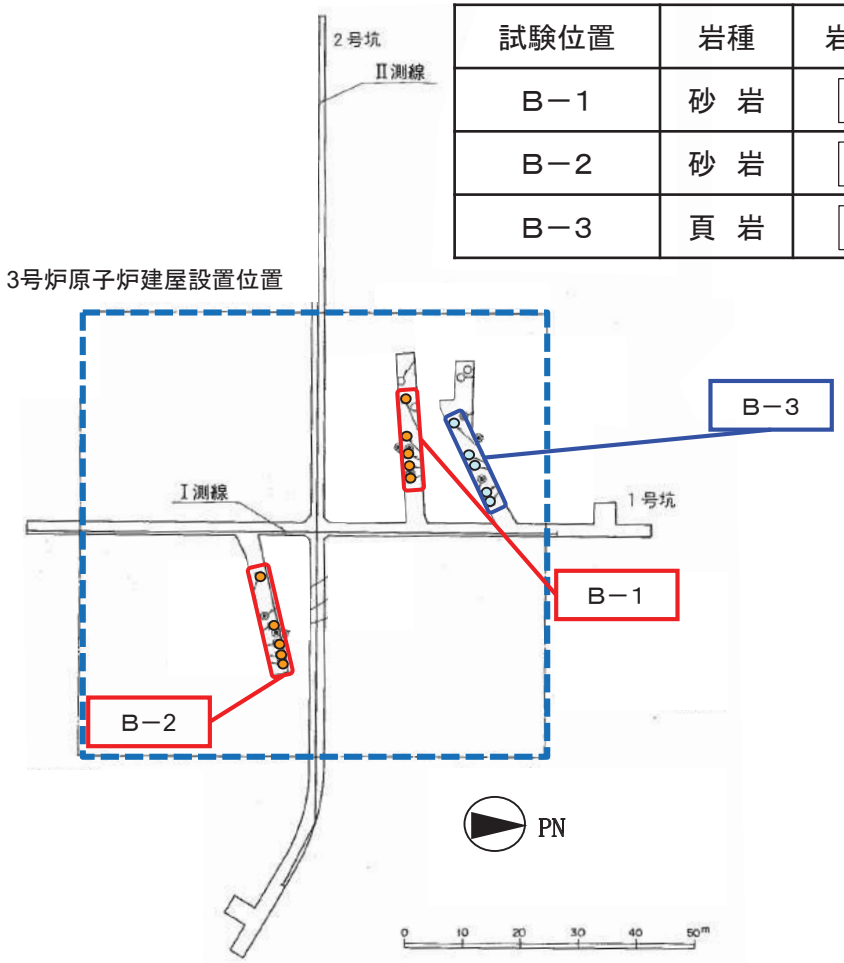
2. 解析用物性値に関する補足 2. 4牧の浜部層の解析用物性値

2. 4. 2 強度特性 （C_H級，C_M級岩盤）①

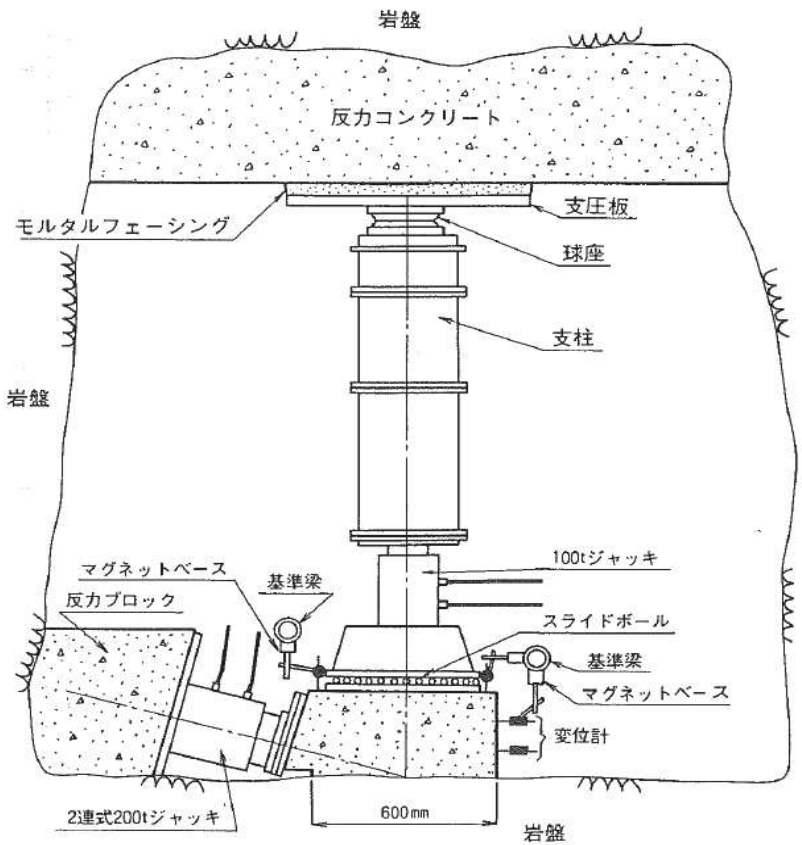
- 砂岩及び頁岩の C_H，C_M 級岩盤の強度特性は，試掘坑内で実施したブロックせん断試験及び摩擦強度試験の結果から設定した。

■ 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_M 級



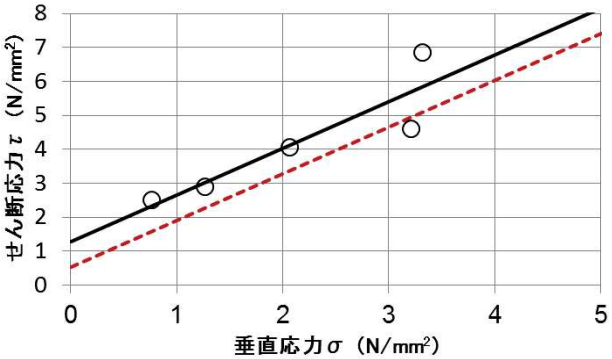
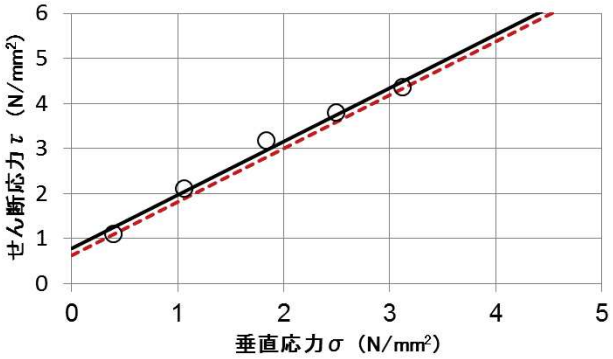
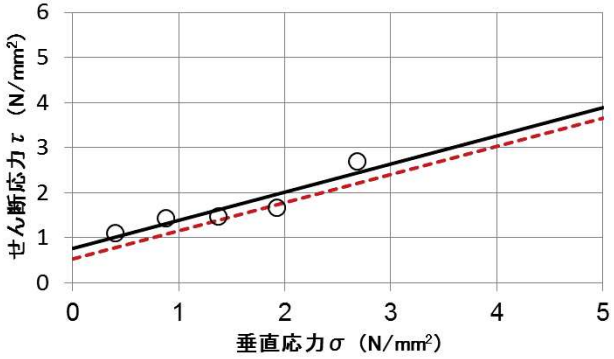
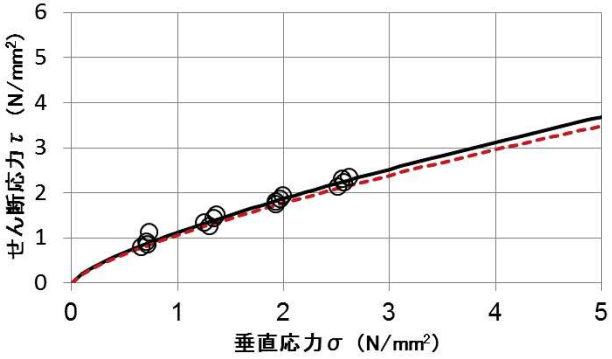
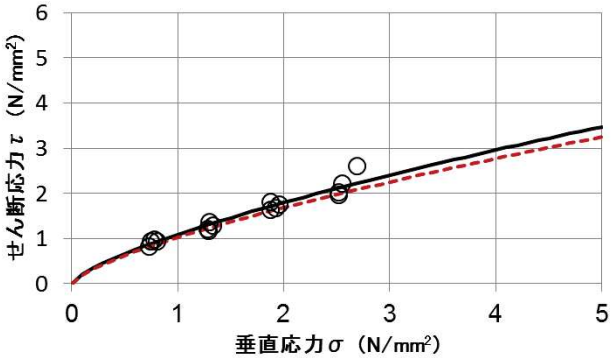
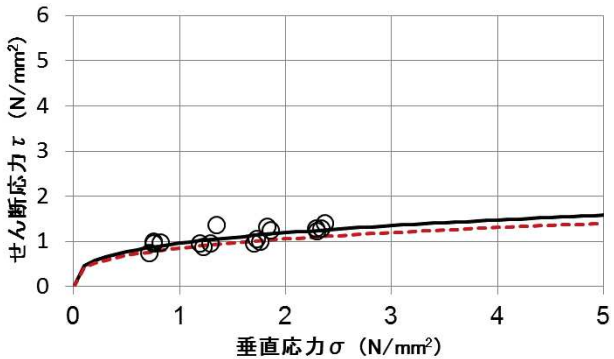
■ 試験概要



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。

	C_H 級砂岩	C_M 級砂岩	C_M 級頁岩
せん断強度	 （平均） τ_0=1.29N/mm² ϕ=54° （−1σ） τ_0=0.54N/mm² ϕ=54°	 （平均） τ_0=0.78N/mm² ϕ=50° （−1σ） τ_0=0.63N/mm² ϕ=50°	 （平均） τ_0=0.76N/mm² ϕ=32° （−1σ） τ_0=0.54N/mm² ϕ=32°
残留強度	 （平均） τ =1.12・$\sigma^{0.74}$ N/mm² （−1σ） τ =1.06・$\sigma^{0.74}$ N/mm²	 （平均） τ =1.09・$\sigma^{0.72}$ N/mm² （−1σ） τ =1.02・$\sigma^{0.72}$ N/mm²	 （平均） τ =0.96・$\sigma^{0.31}$ N/mm² （−1σ） τ =0.85・$\sigma^{0.31}$ N/mm²

せん断応力τ（N/mm²）　垂直応力σ（N/mm²）

——— 平均強度　- - - - -1σ

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 τ_0 × $\frac{C_M\text{級頁岩の}\tau_0}{C_M\text{級砂岩の}\tau_0}$	1.29 N/mm^2 ×0.97	1.25 N/mm^2

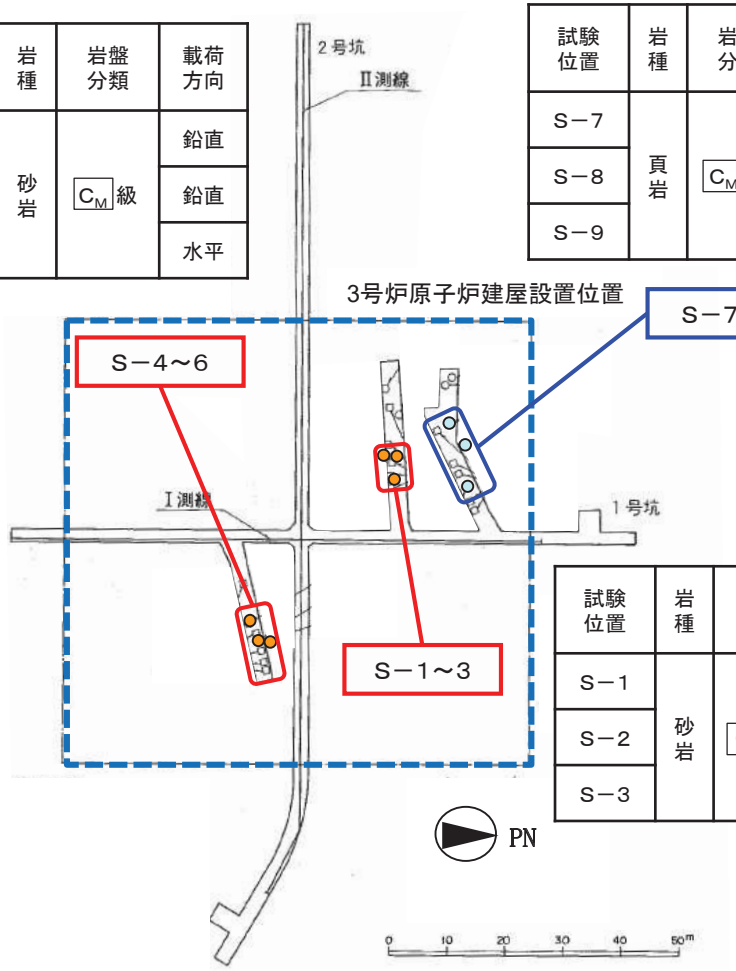
2. 4. 2　強度特性　（支持力）①

- 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～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

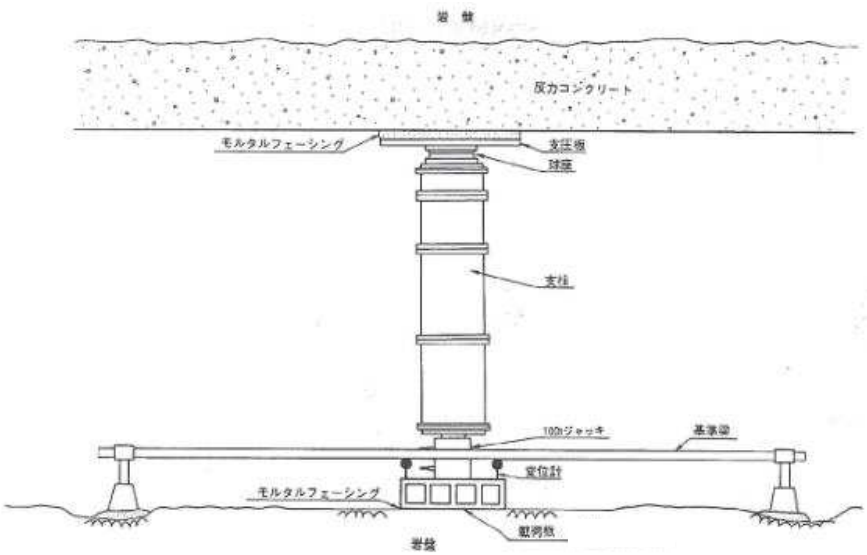
試験位置	岩種	岩盤分類	載荷方向
S－4	砂岩	C_M級	鉛直
S－5			鉛直
S－6			水平

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



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

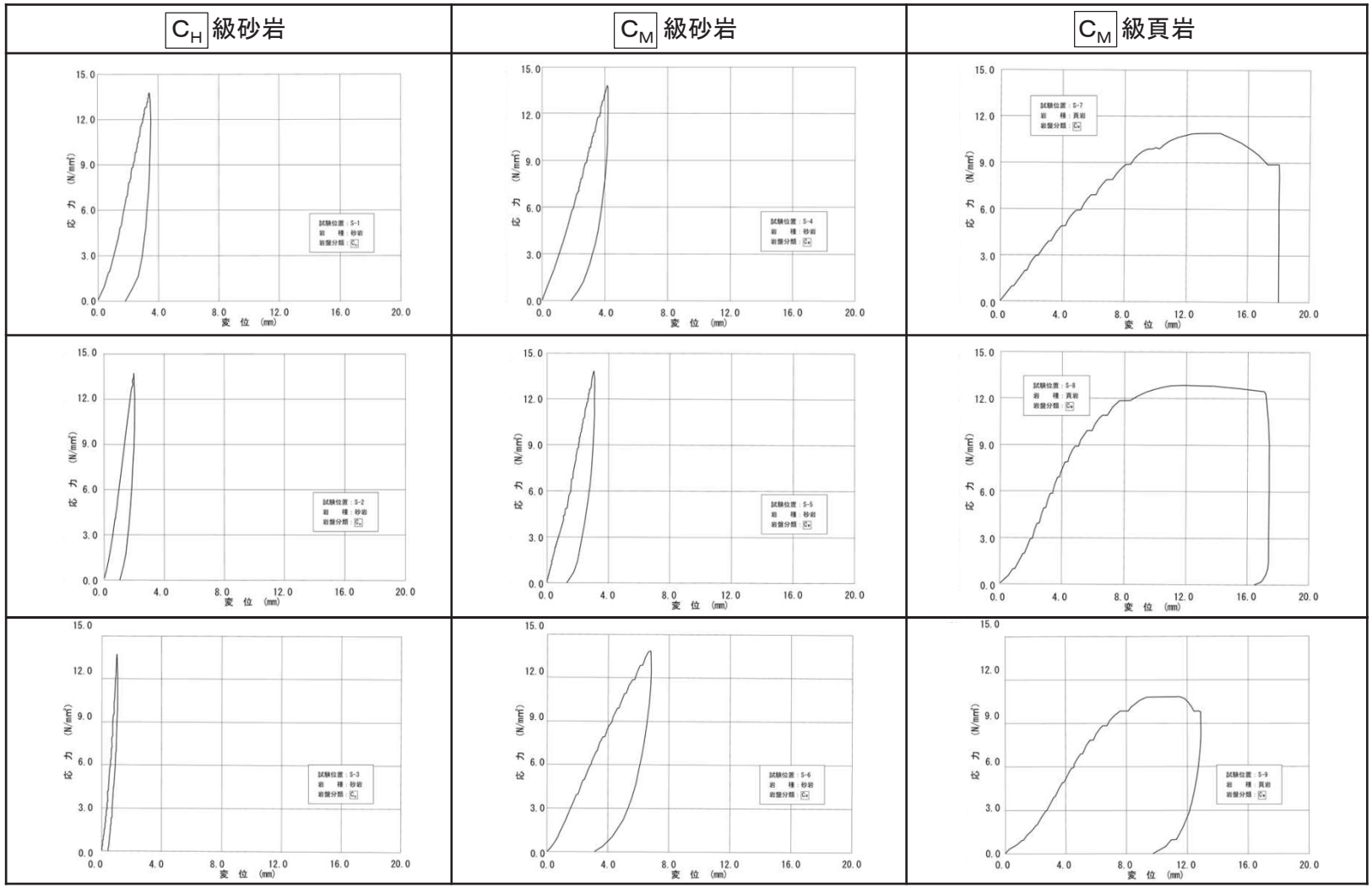
■　試験概要



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 （支持力）②

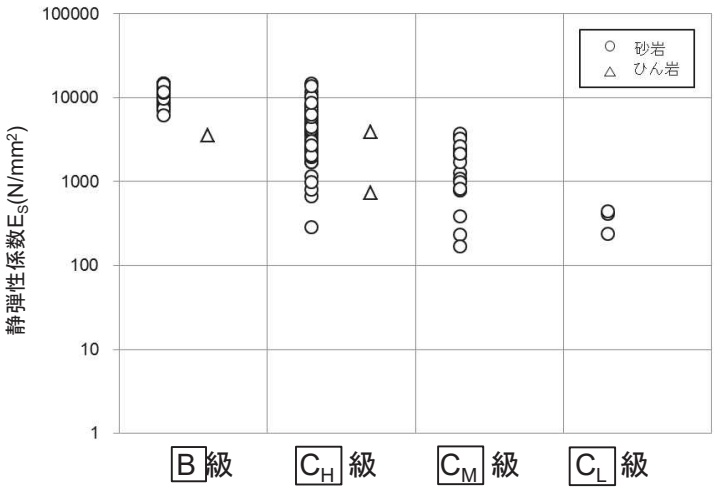
- C_H, C_M 級砂岩ではジャッキの限界値である13.7N/mm²まで載荷したが降伏を確認できなかった。
- C_M 級頁岩で載荷した最大荷重の平均値は，11.4N/mm²であった。
- 以上から，緊急時対策建屋基礎地盤の極限支持力は11.4N/mm²と評価される。

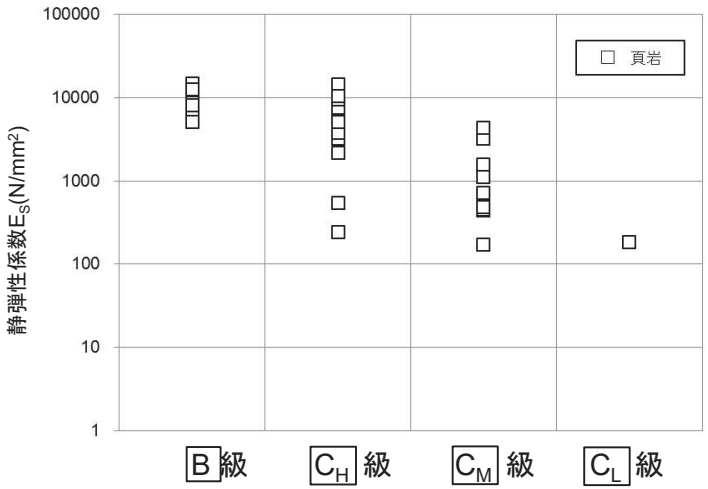


2. 4. 3　静的変形特性

- 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



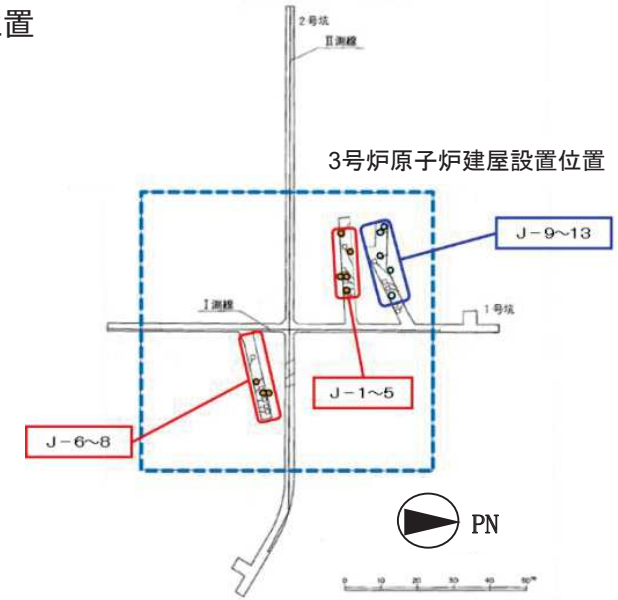


2. 解析用物性値に関する補足 2. 4牧の浜部層の解析用物性値

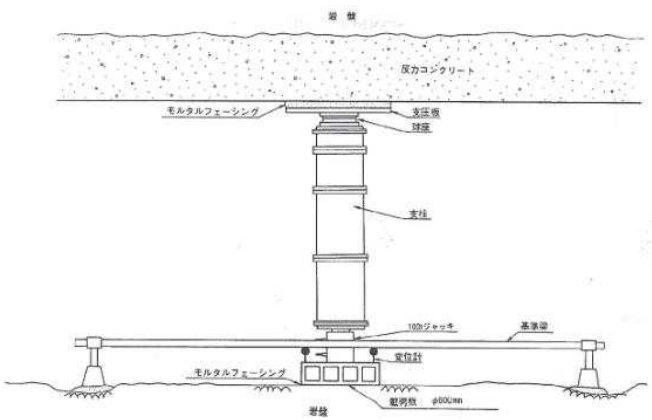
2. 4. 3 静的変形特性（C_H級，C_M級岩盤の静弾性係数）

- 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

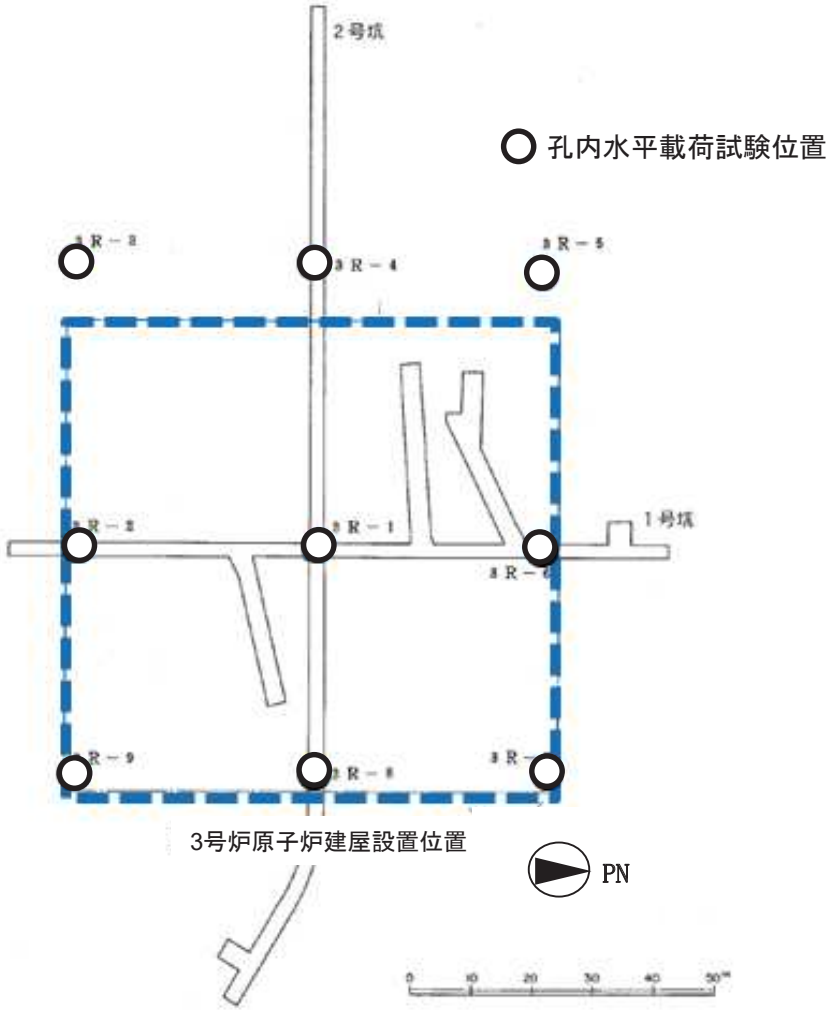
試験位置	岩種	岩盤分類	載荷方向	静弾性係数 E_s（N/mm²）	平均値
J－1	砂岩	C_H級	鉛直	1,100	1,900
J－2			鉛直	1,900	
J－3			水平	2,800	
J－4			層理に平行	1,900	
J－5			層理に直交	1,600	
J－6	砂岩	C_M級	鉛直	1,300	1,200
J－7			鉛直	1,400	
J－8			水平	910	
J－9	頁岩	C_M級	鉛直	960	1,500
J－10			鉛直	1,500	
J－11			水平	1,200	
J－12			層理に平行	1,500	
J－13			層理に直交	2,200	

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＝1,570N/mm^2	E_s＝1,500N/mm^2
C_L級	E_s＝190N/mm^2	×0.12 【換算】 E_s＝180N/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. 4. 3　静的変形特性　（静ポアソン比）

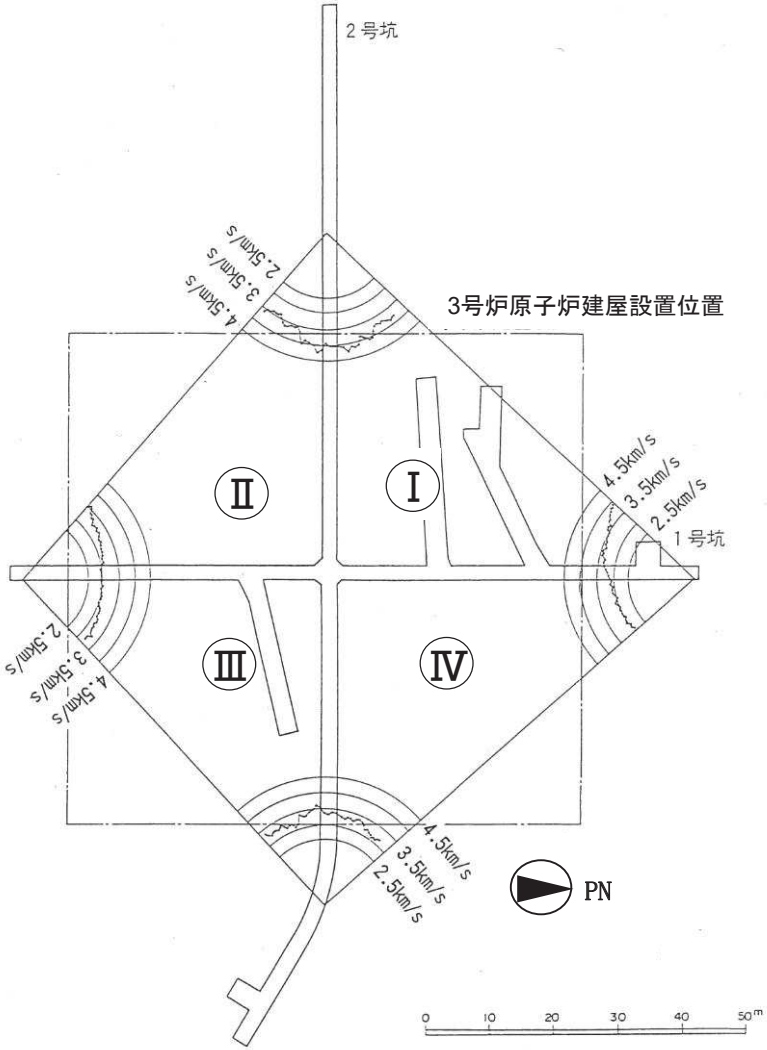
- B～D 級岩盤の静ポアソン比は，一軸圧縮試験結果から設定した。

		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）

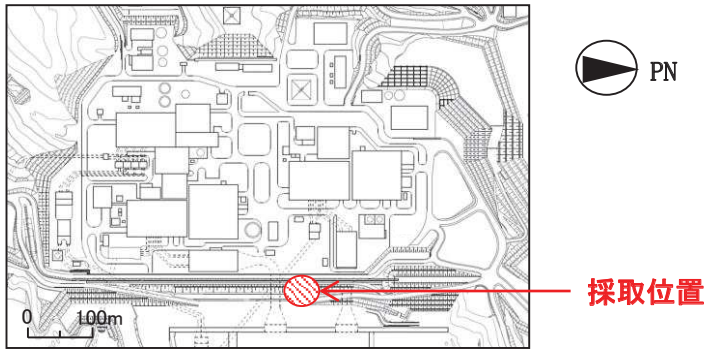
- 地盤の単位体積重量は，ボーリングコアの密度試験や現場密度試験の結果から設定した。

	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	

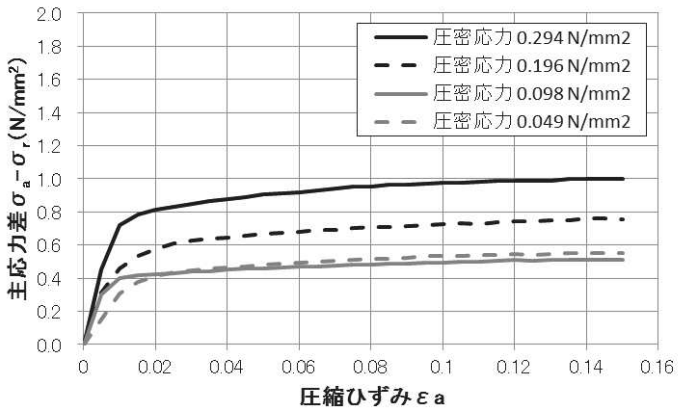
2. 5. 2　強度特性（盛土）

- 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。

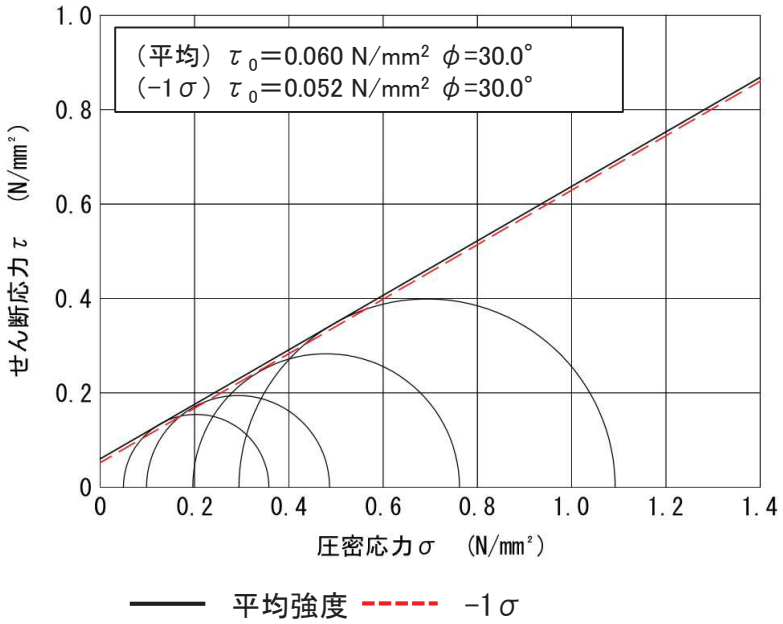
■　試料採取位置



■　応力～ひずみ関係



■　破壊包絡線

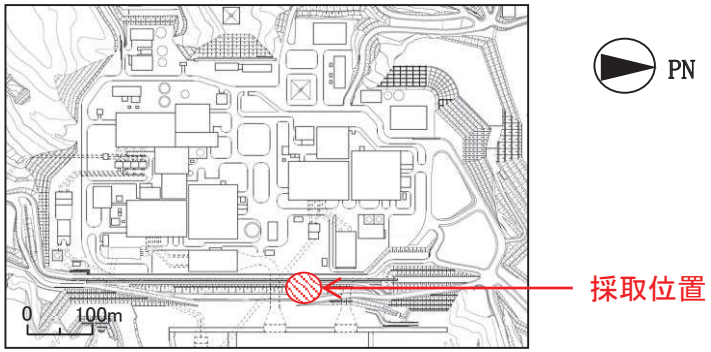


2. 解析用物性値に関する補足 2.5盛土他の解析用物性値

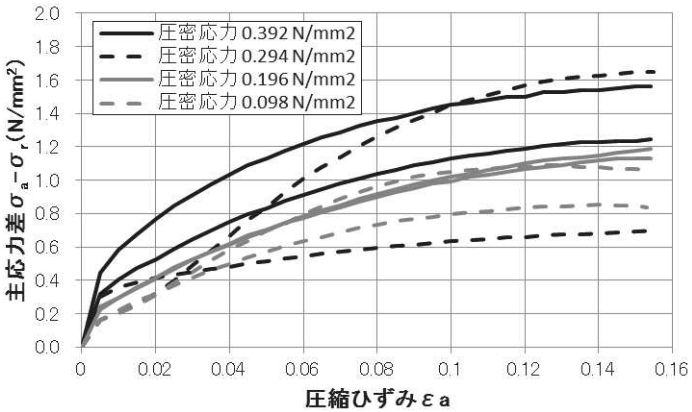
2.5.2 強度特性 （旧表土）

- 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。

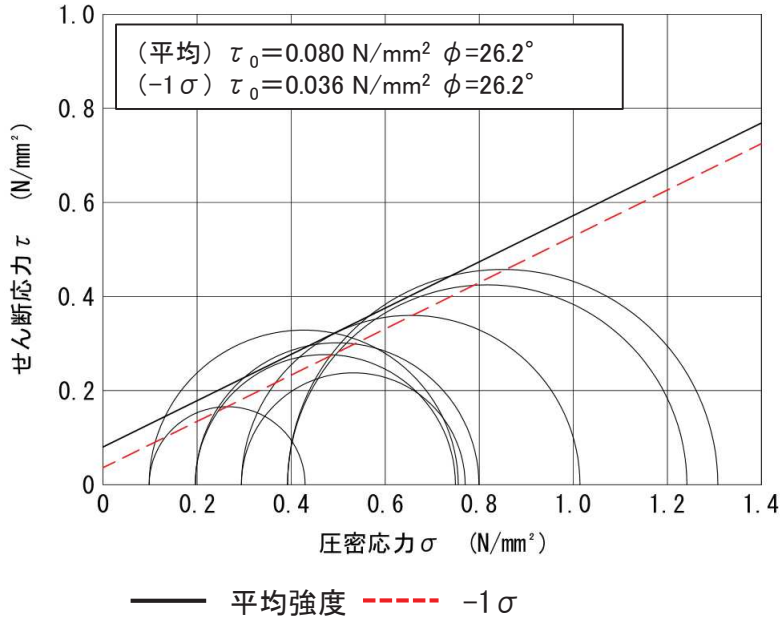
■ 試料採取位置



■ 応力～ひずみ関係



■ 破壊包絡線

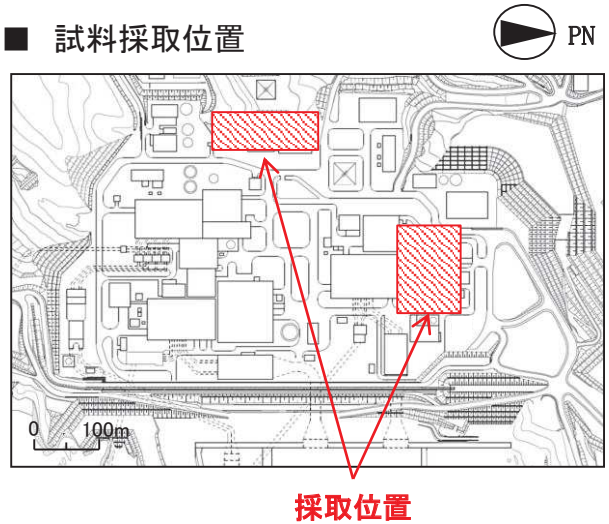


2. 解析用物性値に関する補足 2. 5盛土他の解析用物性値

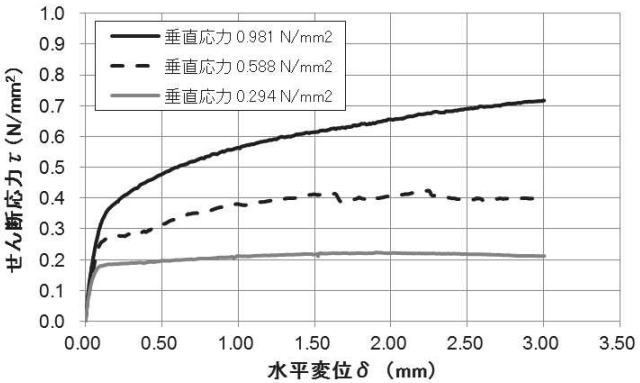
2. 5. 2 強度特性 （断層及びシーム）①

- 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。

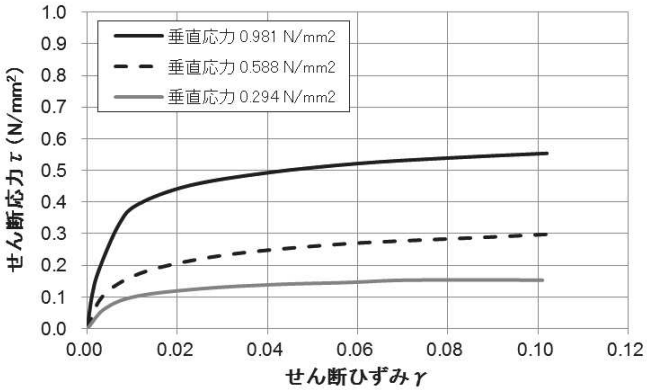
■ 試料採取位置



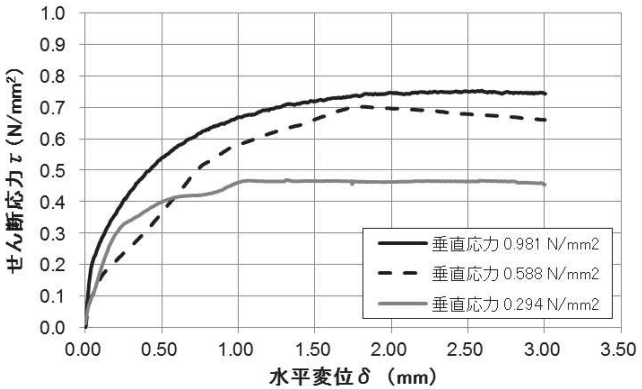
■ 砂状物質



■ 粘土状物質



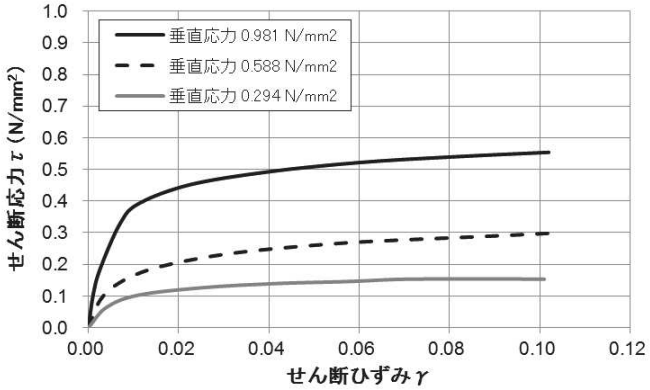
■ 鱗片状物質

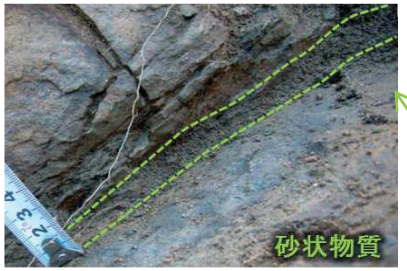


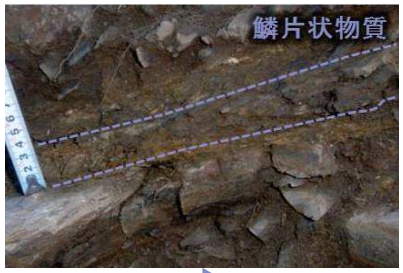
2. 5. 2　強度特性　（断層及びシーム）②

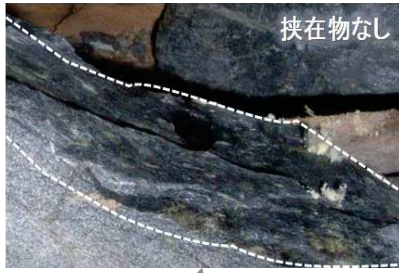
- 断層及びシームの強度特性は，これらの中でも最も強度が小さい粘土状物質の単純せん断試験結果で設定した。
- 残留強度は，応力～ひずみ関係において，ひずみ軟化傾向が認められないことから，せん断強度と同じ値で設定した。

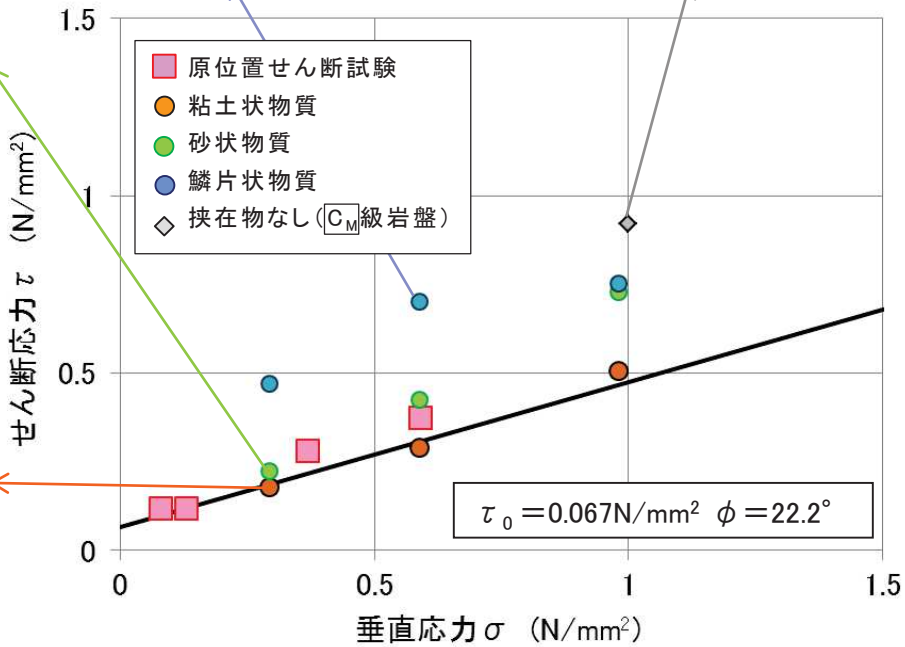
■　応力～ひずみ関係









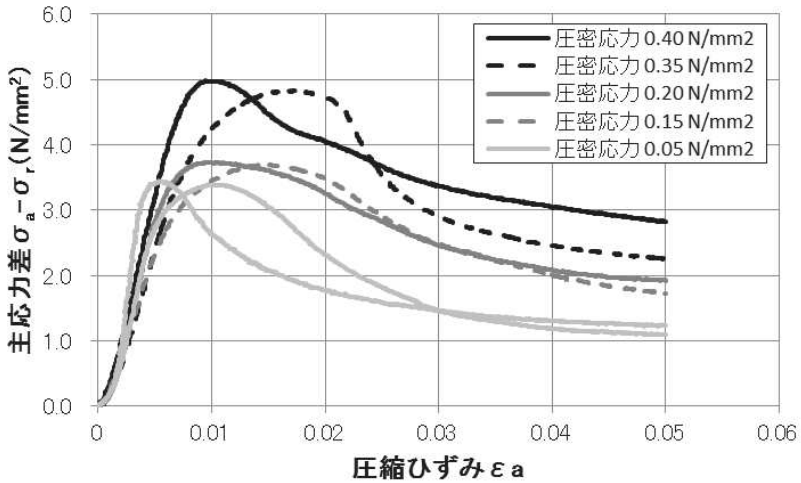


2. 解析用物性値に関する補足 2. 5盛土他の解析用物性値

2. 5. 2 強度特性 （セメント改良土）

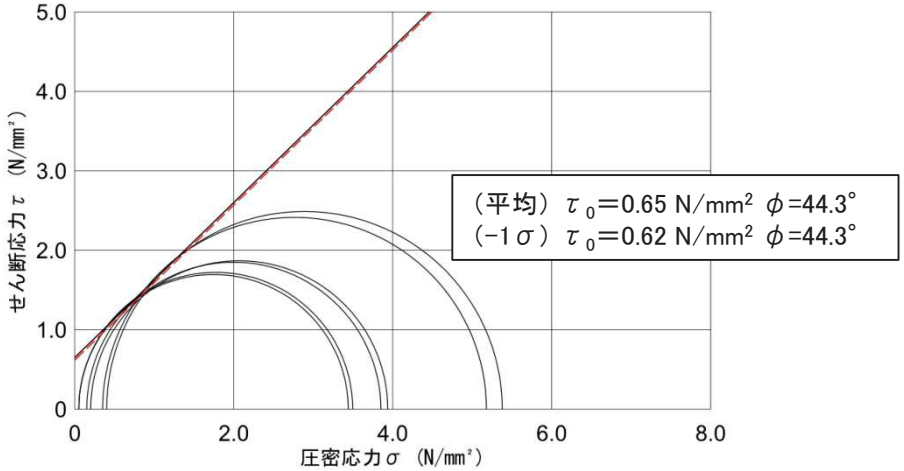
- セメント改良土は発電所構内で採取した掘削土にセメントを混合して製造した。
- セメント改良土の強度特性は，試験盛土などから採取したコアの三軸圧縮試験結果から設定した。

■ 応力～ひずみ関係

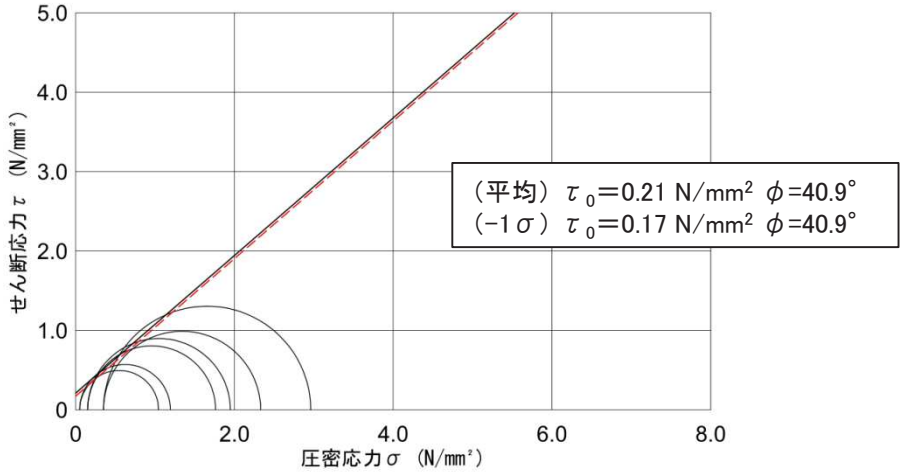


■ 破壊包絡線

破壊強度



残留強度



平均強度 ------ −1σ

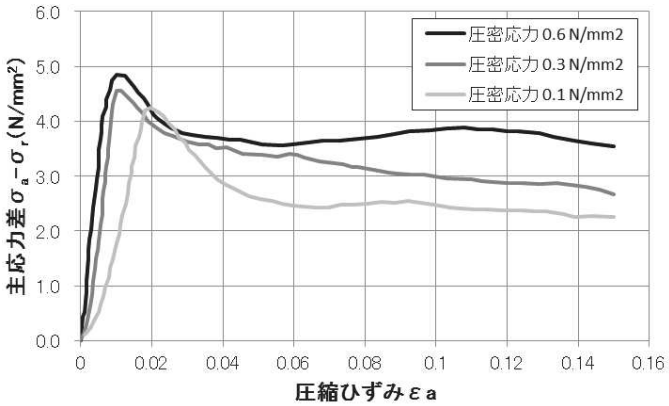
東北電力

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）

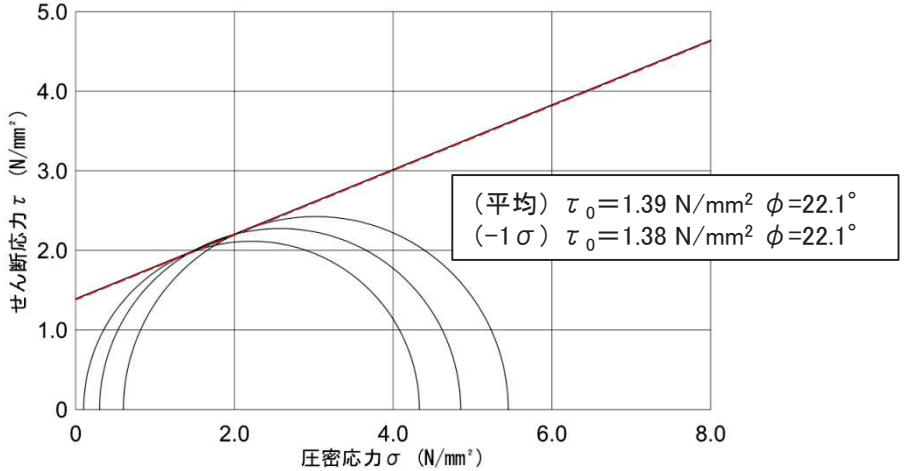
- 改良地盤は，高圧噴射攪拌工法によって，発電所内の盛土，旧表土とセメントミルクを混合して造成した。
- 改良地盤の強度特性は，三軸圧縮試験から設定した。

■ 応力～ひずみ関係

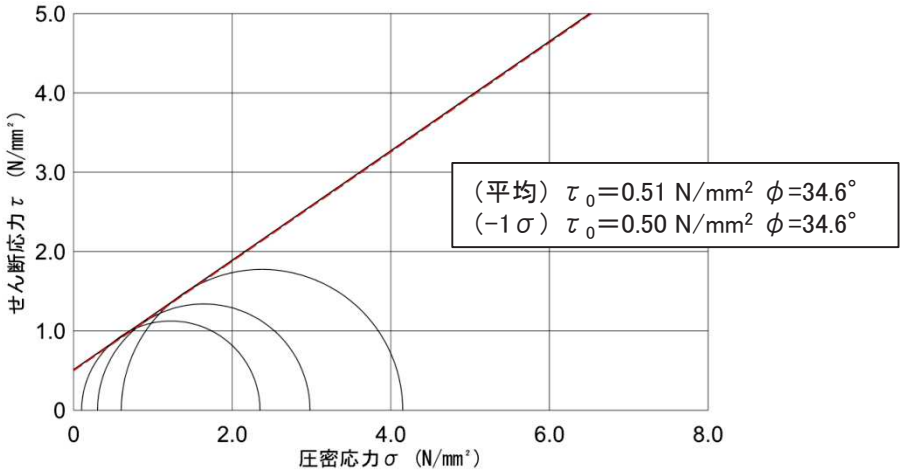


■ 破壊包絡線

破壊強度



残留強度



平均強度 ------ −1σ

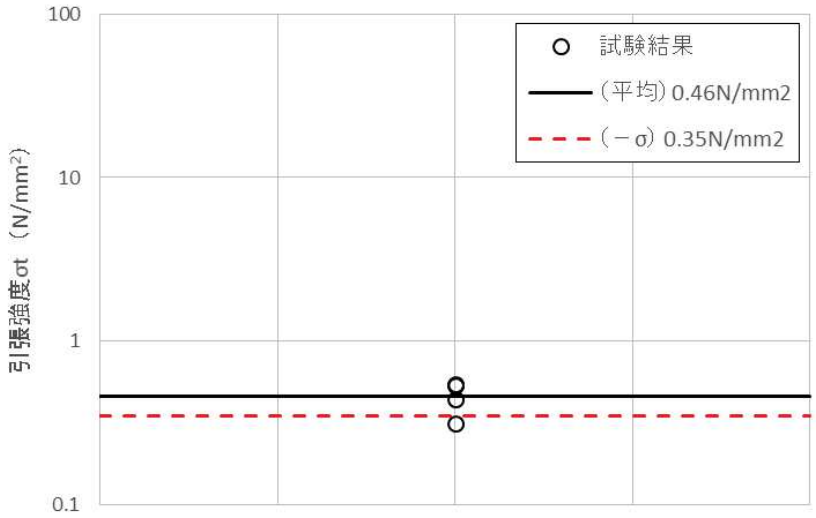
東北電力

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

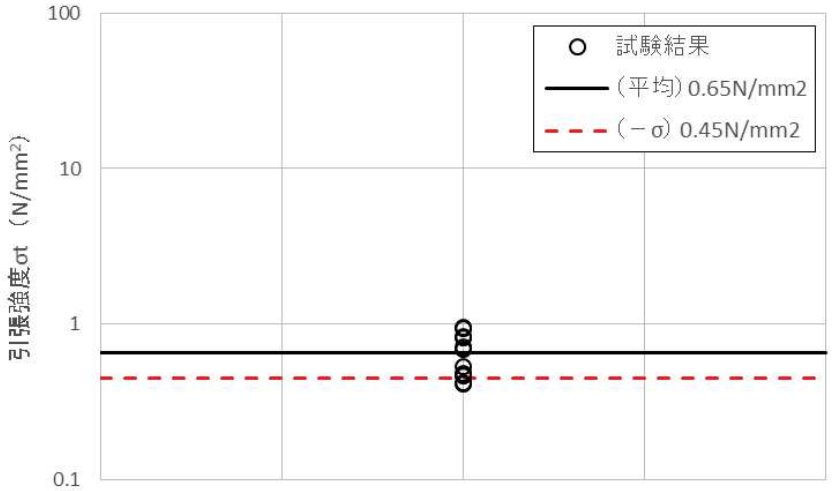
2. 5. 2 強度特性 （セメント改良土・改良地盤（引張強度））

- 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

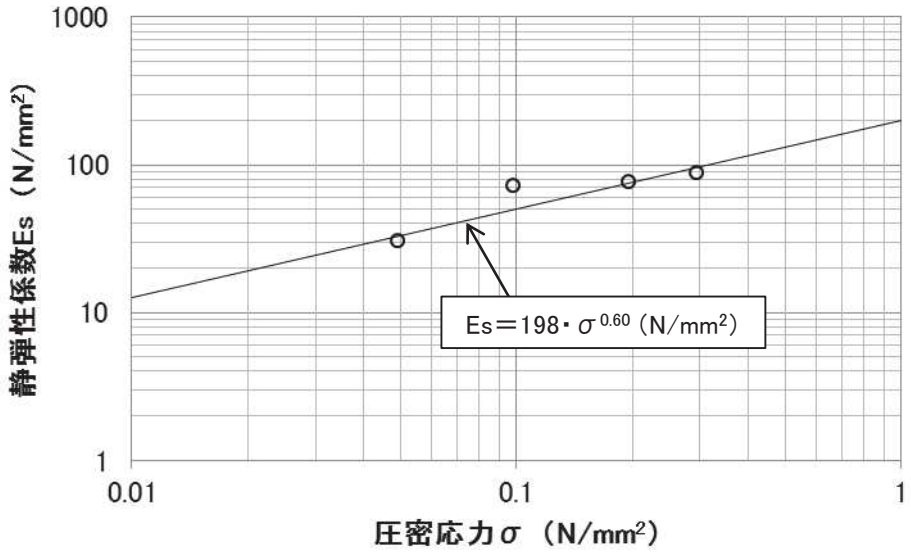


2. 解析用物性値に関する補足 2. 5盛土他の解析用物性値

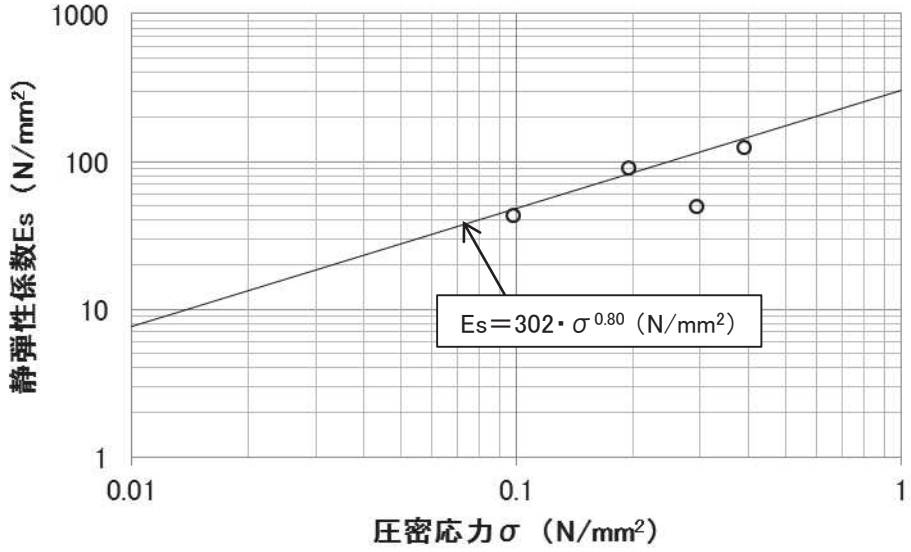
2. 5. 3 静的変形特性 （盛土及び旧表土）

- 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）

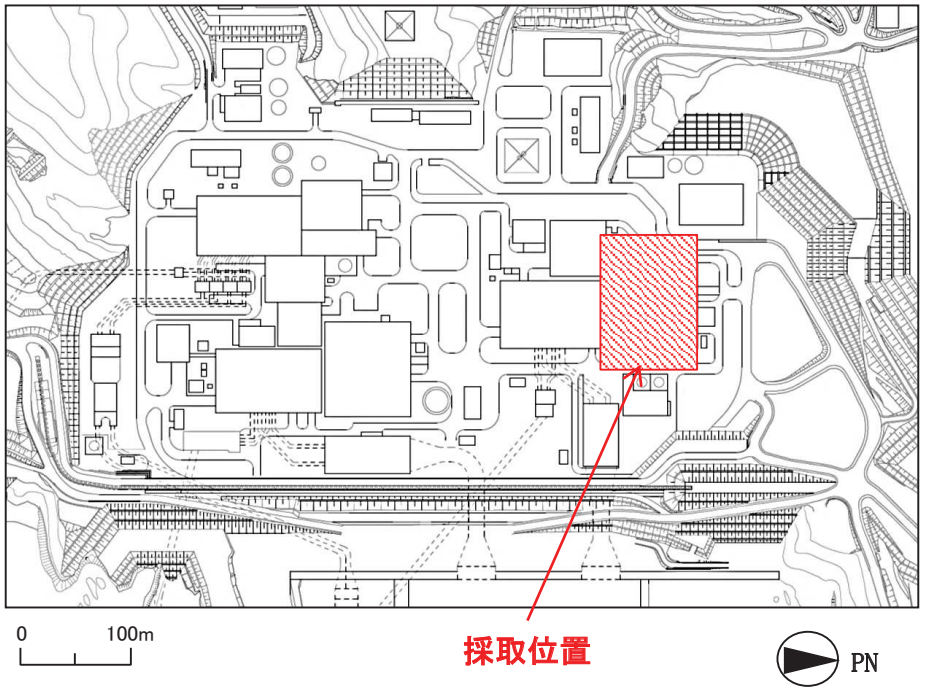


2. 解析用物性値に関する補足 2. 5盛土他の解析用物性値

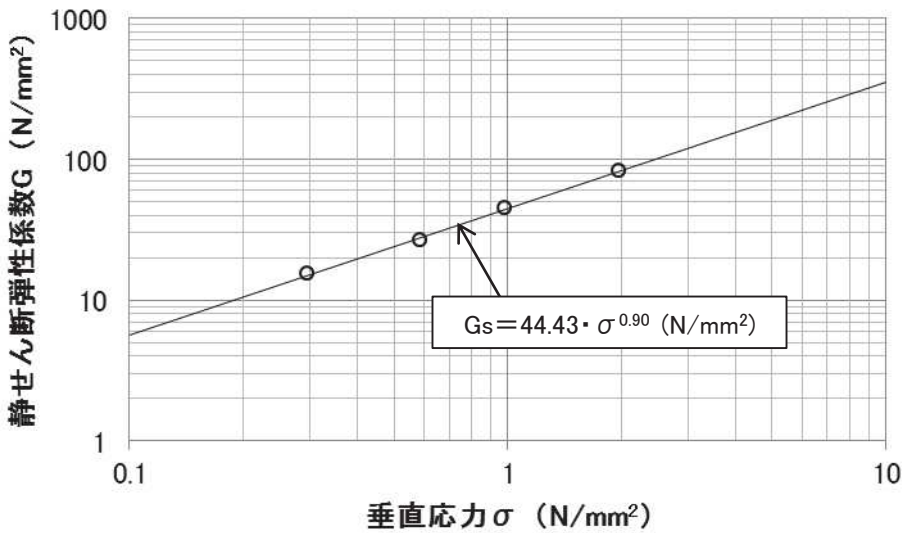
2. 5. 3 静的変形特性 （断層及びシーム）

- 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）



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

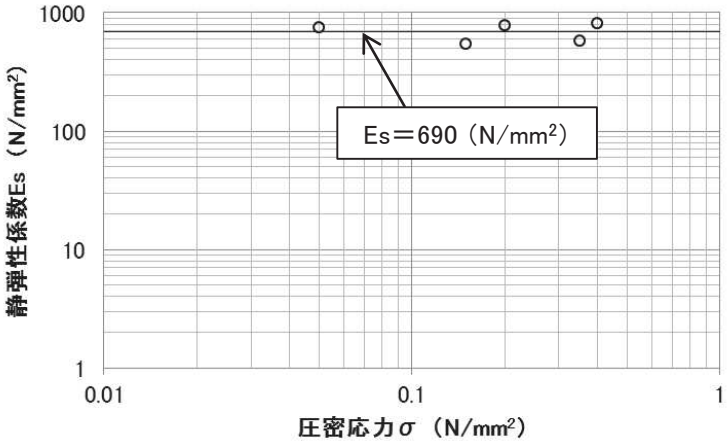
ν_s :静ポアソン比（＝0.40）

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Es（N/mm²）	平均値（N/mm²）
H-1	6,380	4,480
H-2	3,830	
H-3	3,550	
H-4	3,640	
H-5	4,980	

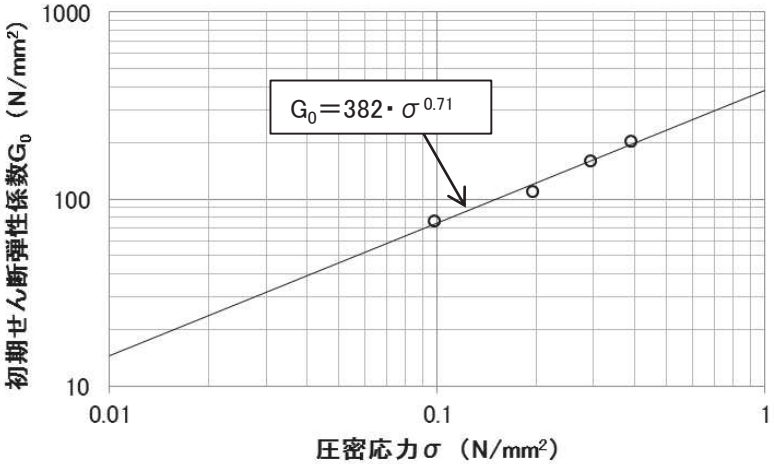
■ 静ポアソン比

	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

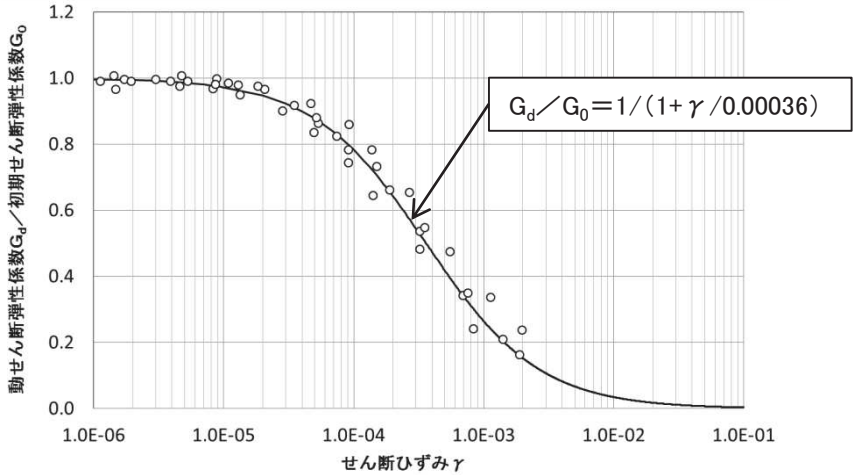
2. 5. 4　動的変形特性　（盛土）

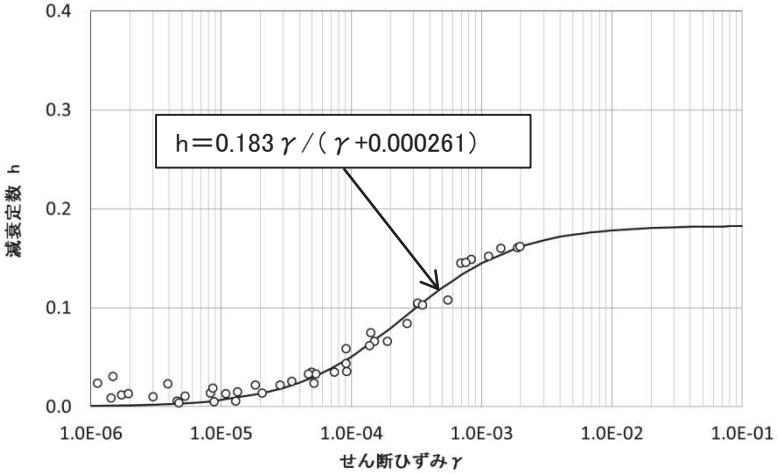
- 盛土の動的変形特性は，敷地内で採取した試料を用いた繰返し三軸試験結果から設定した。
- 動ポアソン比は，慣用値（0.48）で設定した。

■　初期せん断弾性係数G_0



■　ひずみ依存性

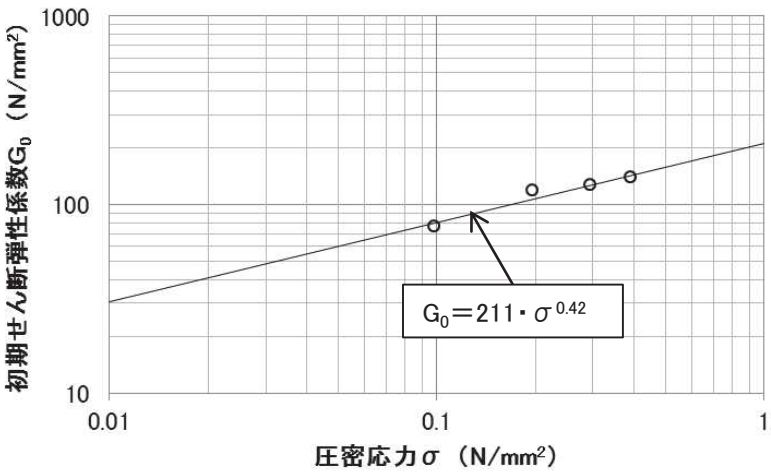




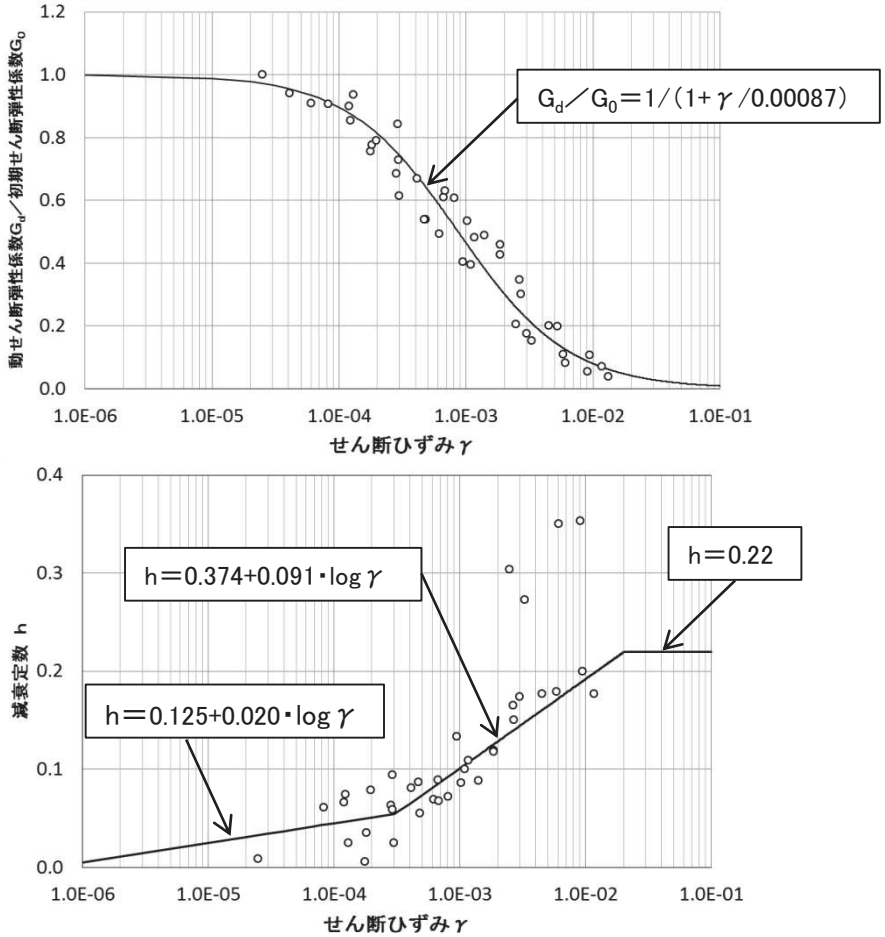
2. 5. 4　動的変形特性　（旧表土）

- 旧表土の動的変形特性は，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（=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



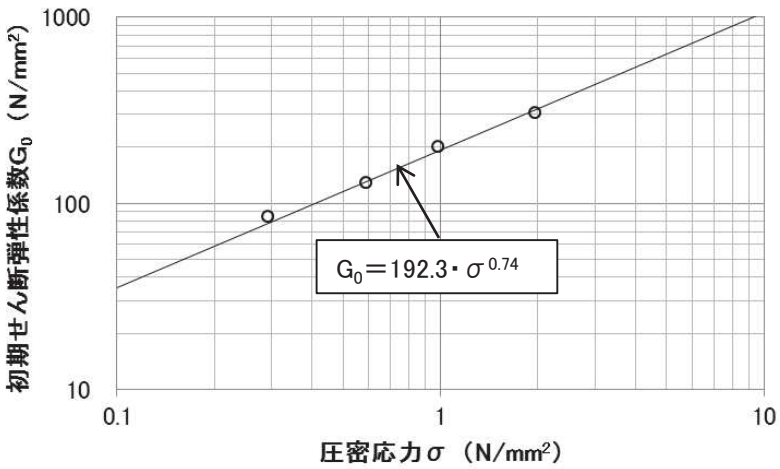
■　ひずみ依存性



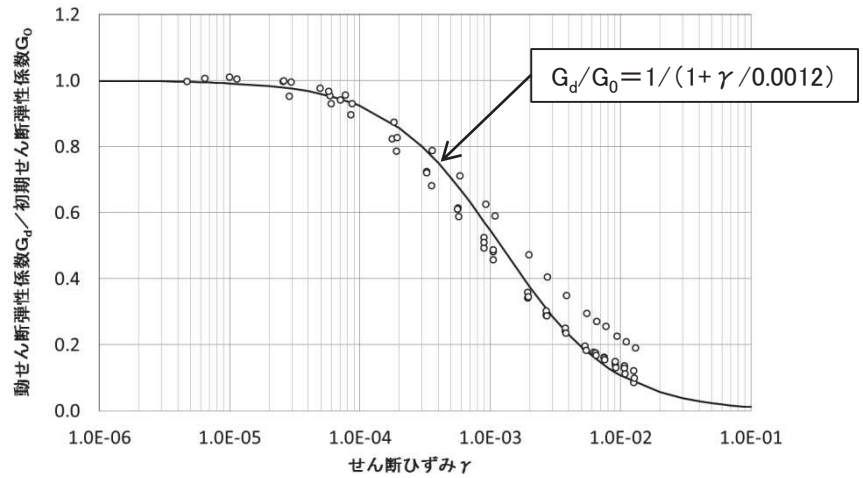
2. 5. 4　動的変形特性（断層及びシーム）

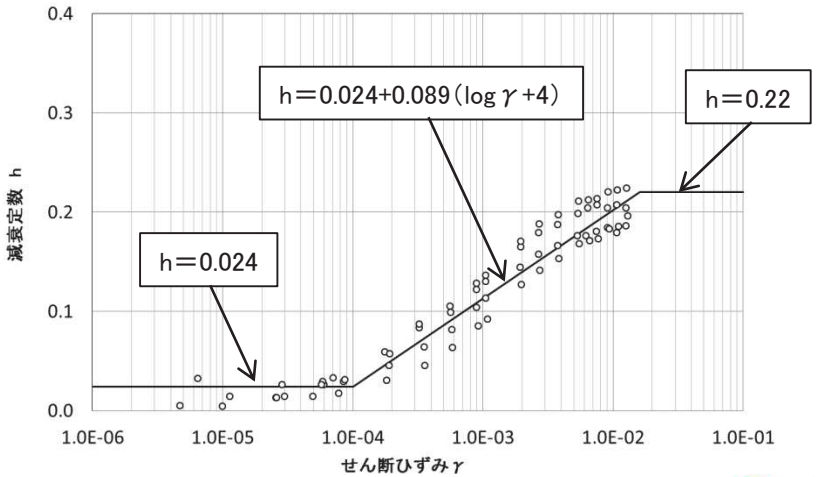
- 断層及びシームの動的変形特性は，粘土状物質の繰返し単純せん断試験結果から設定した。
- 試料採取位置は，強度特性の単純せん断試験のコア採取位置と同じである。
- 動ポアソン比は旧表土の値と同じ値で設定した。

■　初期せん断弾性係数G_0



■　ひずみ依存性





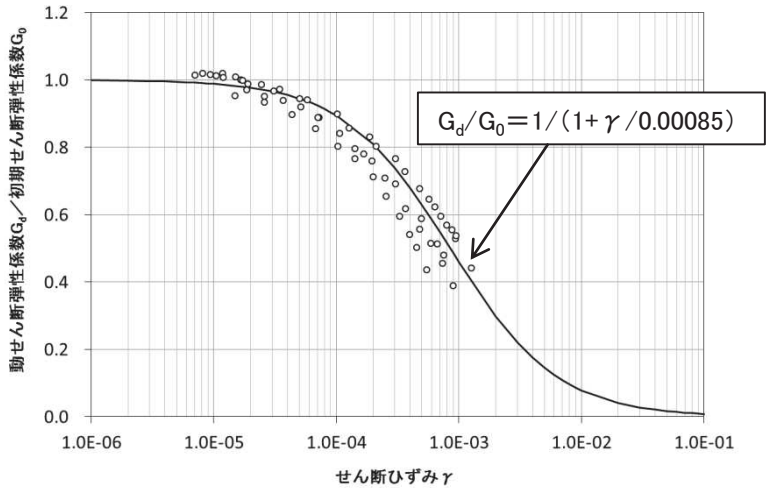
2. 5. 4　動的変形特性　（セメント改良土）

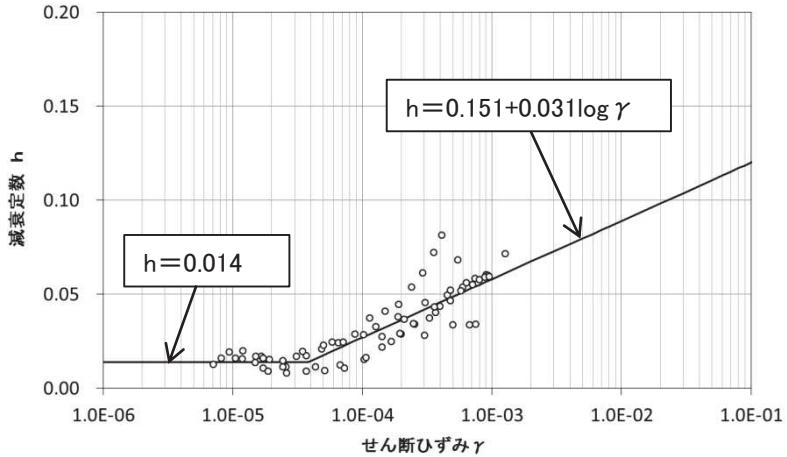
- セメント改良土の動的変形特性のうち，初期動せん断剛性G_0，動ポアソン比ν_d(0.36)は，PS検層の結果から設定した。
- セメント改良土の動的変形特性のうち，ひずみ依存性に関しては，繰返し三軸試験結果 から設定した。

■　初期せん断弾性係数G_0

Vs(平均)=　870(m/s)
$G_0=\rho \cdot Vs^2$　=1,670(N/mm^2)

■　ひずみ依存性





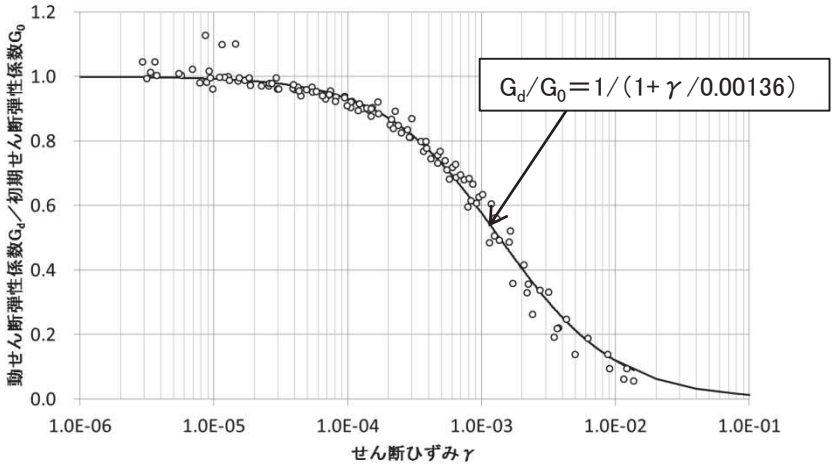
2. 5. 4　動的変形特性（改良地盤）

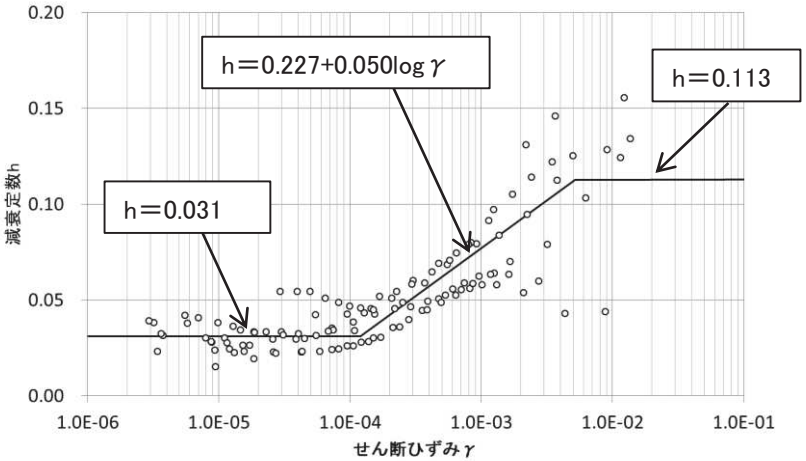
- 改良地盤の動的変形特性のうち，初期動せん断剛性G_0，動ポアソン比ν_d(0.36)は，PS検層の結果から設定した。
- 改良地盤の動的変形特性のうち，ひずみ依存性に関しては，繰返し三軸試験結果から設定した。

■　初期せん断弾性係数G_0

Vs(平均)=　960(m/s)
$G_0=\rho \cdot Vs^2$　=1,940(N/mm^2)

■　ひずみ依存性



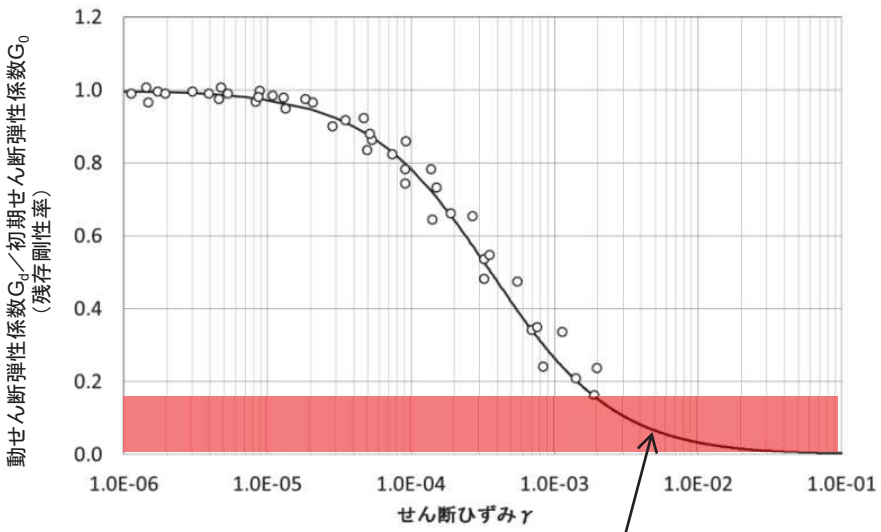


2. 解析用物性値に関する補足 2.5盛土他の解析用物性値

2.5.4 動的変形特性 （残存剛性率が小さい領域の補間）

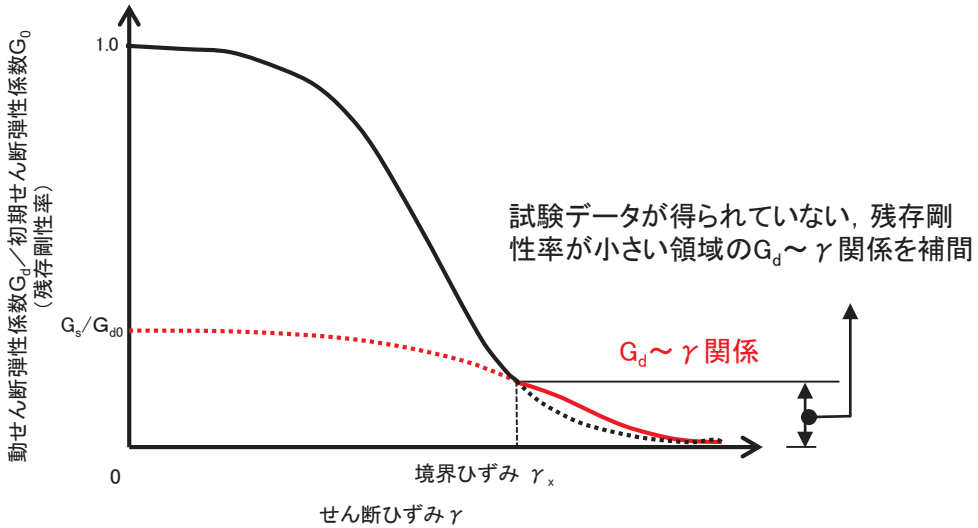
- 動的変形特性の設定に用いる繰返し三軸試験等の試験範囲は，せん断ひずみで10^{-3}～10^{-2}程度が限界。
- 断層及びシーム，盛土では，残存剛性率が小さい範囲のデータが得られていないため，骨格曲線（応力～ひずみ関係）が三軸圧縮試験等から算定される静的強度に漸近するように補間した。

■ 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



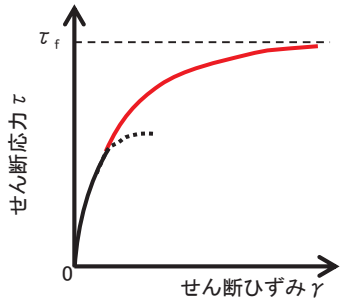
【G_d～γ関係の補間方法】

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。

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

ここで，

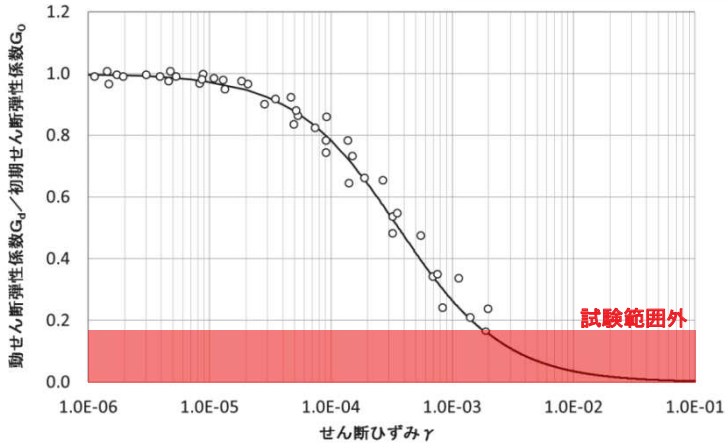
τ_f ： せん断強度
Es ： 静弾性係数
ν_s ： 静ポアソン比



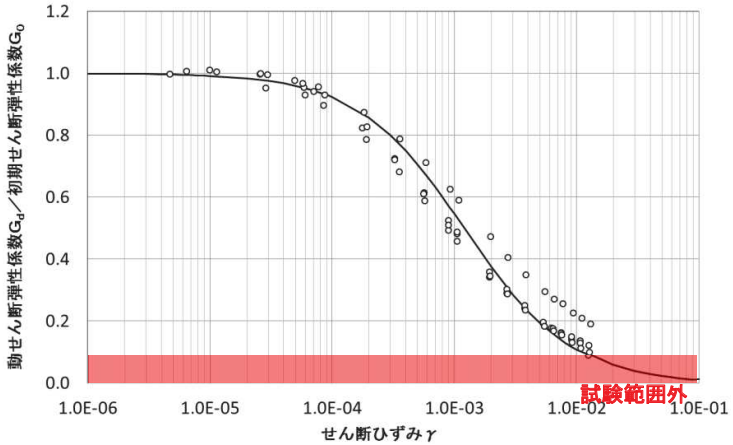
2. 5. 4　動的変形特性　（旧表土の動的変形特性を補間しない理由）

- 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。

■ 盛土の動的変形特性

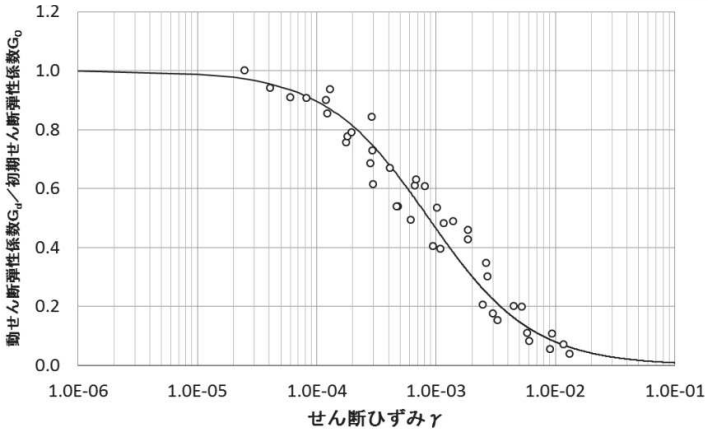


■ 断層及びシームの動的変形特性



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。

■ 旧表土の動的変形特性



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。

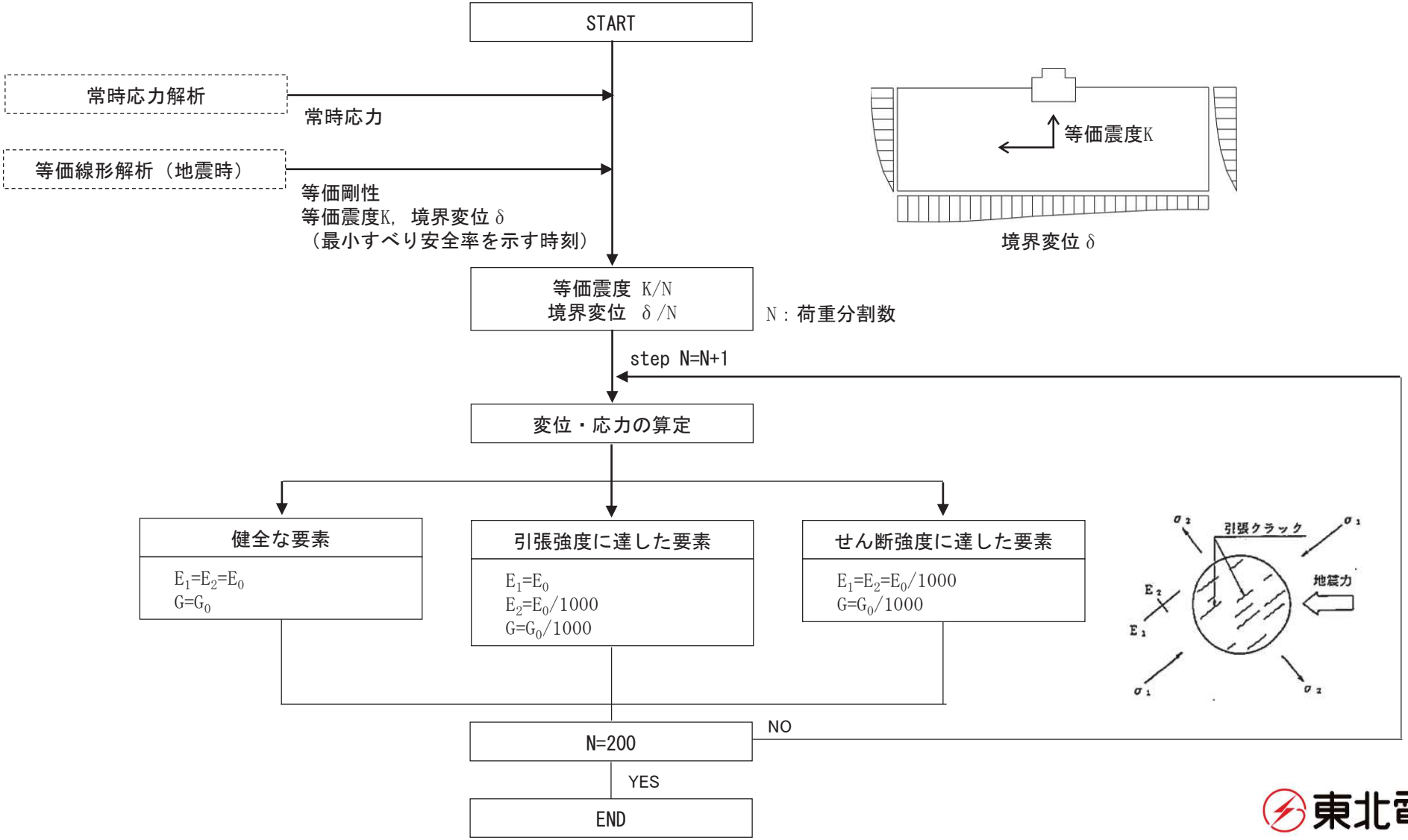
目次

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. 地下水位の設定について（第715回審査会合（R1.5.21）資料抜粋）
6. 液状化影響の検討方針について（第721回審査会合（R1.6.4）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

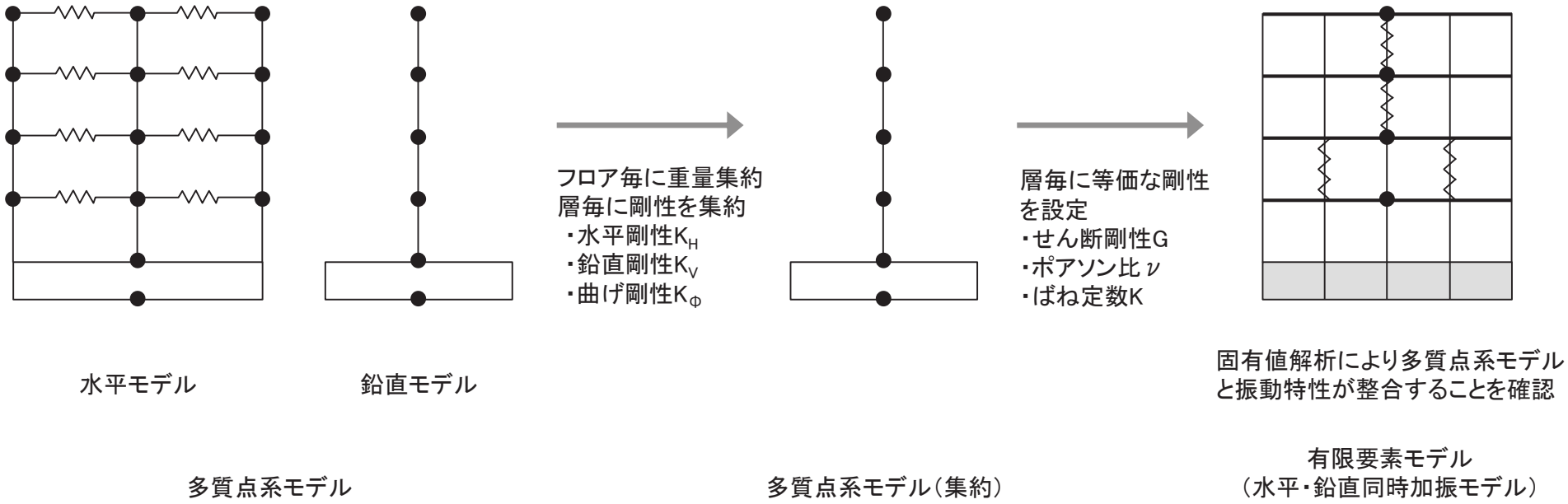
- 静的非線形解析は，荷重増分法により実施し，各荷重段階で，引張強度に達した要素及びせん断強度に達した要素の弾性係数・せん断弾性係数を低下させ，全荷重段階まで増加させることにより，最終的な応力状態を求める。



コメントS178

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。

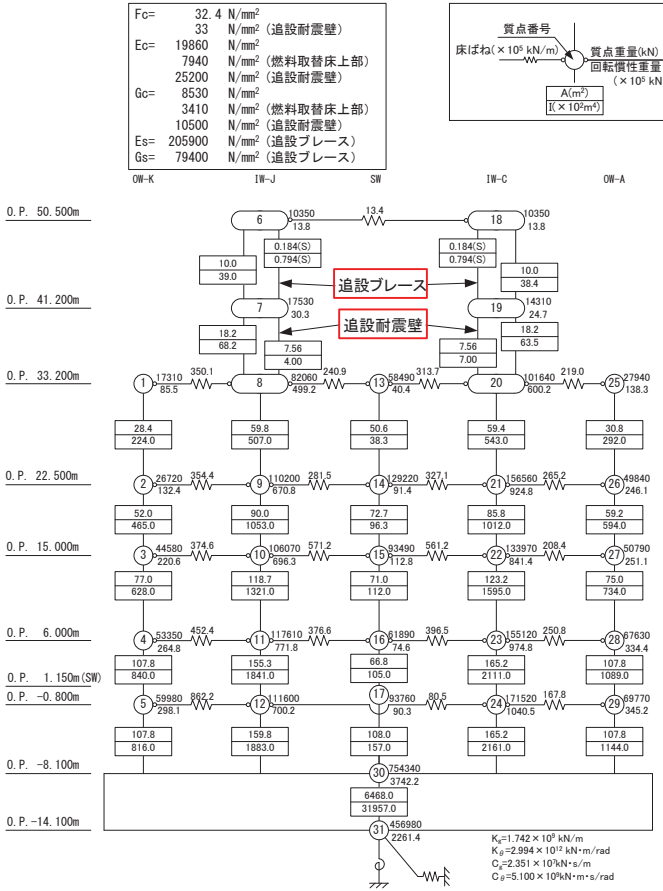


コメントS178

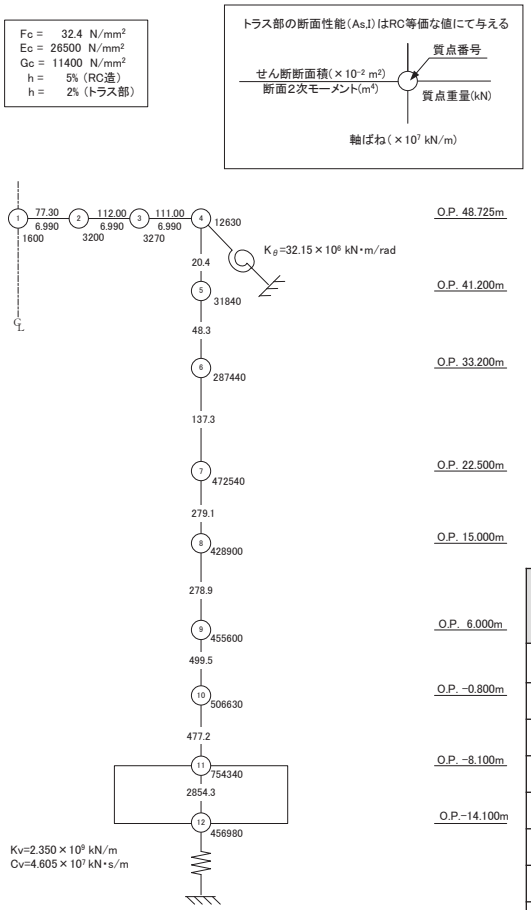
3. 安定性評価に関する補足　3. 2建屋のモデル化方法

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。

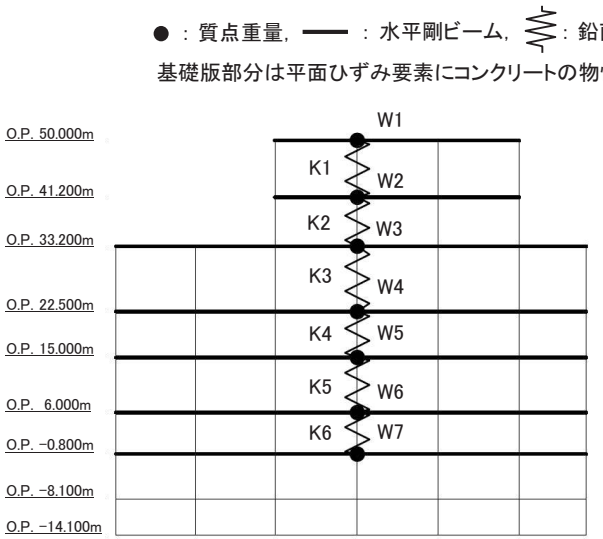


水平モデル（NS方向）



鉛直モデル

多質点系モデル※2



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 (×10²kN/m)	材料番号	単位体積重量 (kN/m³)	等価せん断剛性 Gf (×10⁵kN/m²)	等価ポアソン比 νf	鉛直バネ Kf (×10⁵kN/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	-

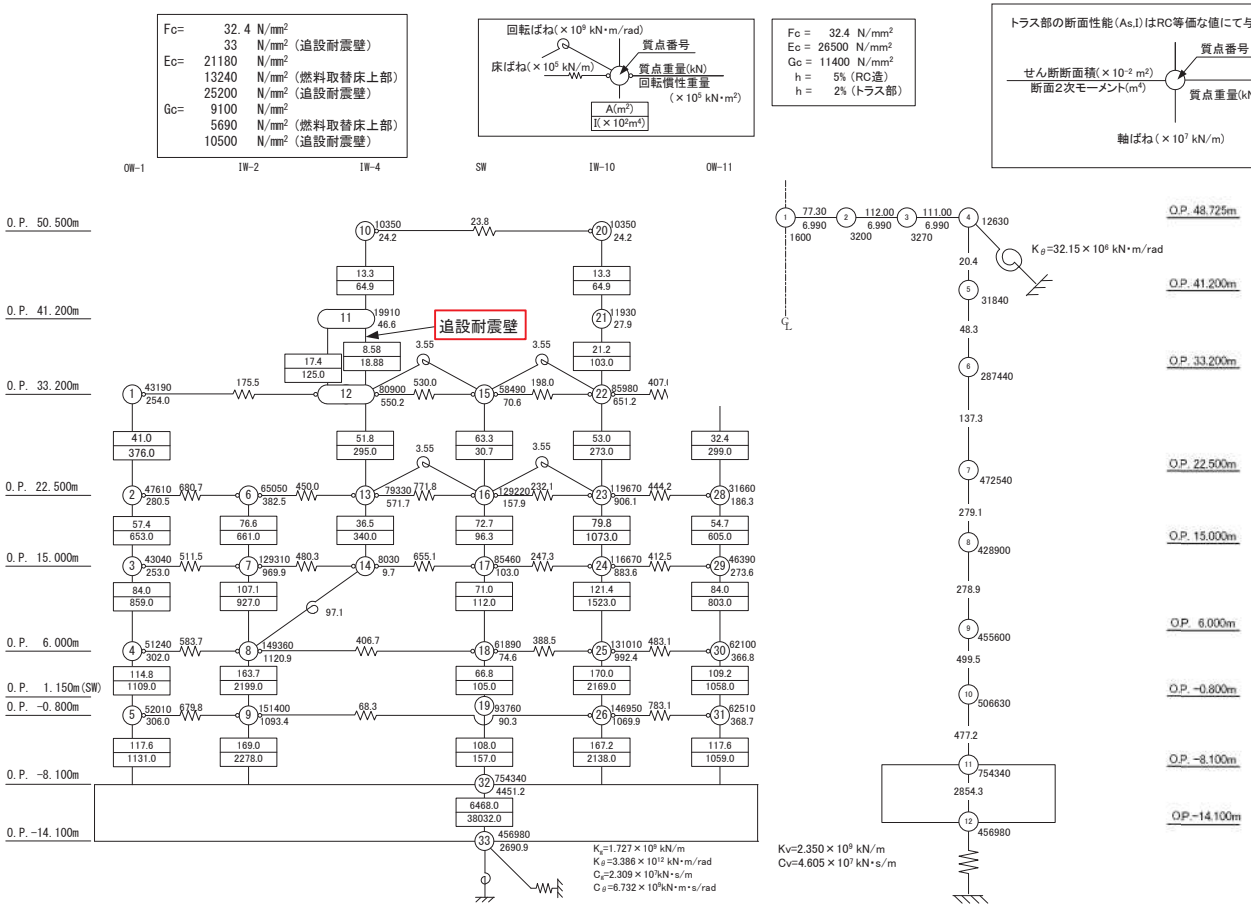
※1：多質点系モデルの詳細は第618回審査会合資料1-1-3参照。
※2：コンクリート壁の初期剛性の設計値に対する補正係数は，水平モデルのオペフロ階・クレーン階で0.3倍，地下3階～2階で0.75倍，鉛直モデルで1.0倍。

コメントS178

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. 3　原子炉建屋Y-Y’断面

・原子炉建屋（Y-Y’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。

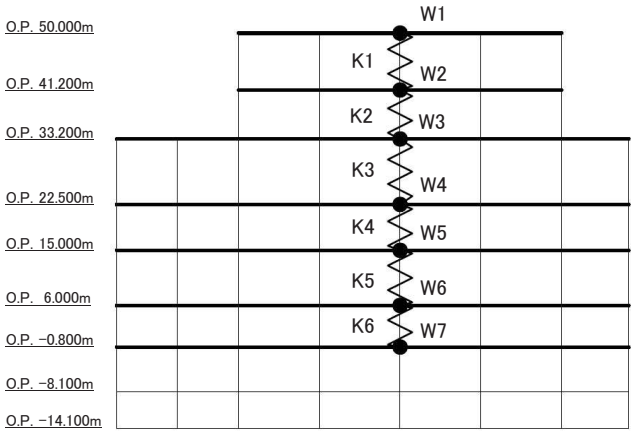


水平モデル（EW方向）　　鉛直モデル

多質点系モデル※2

●：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

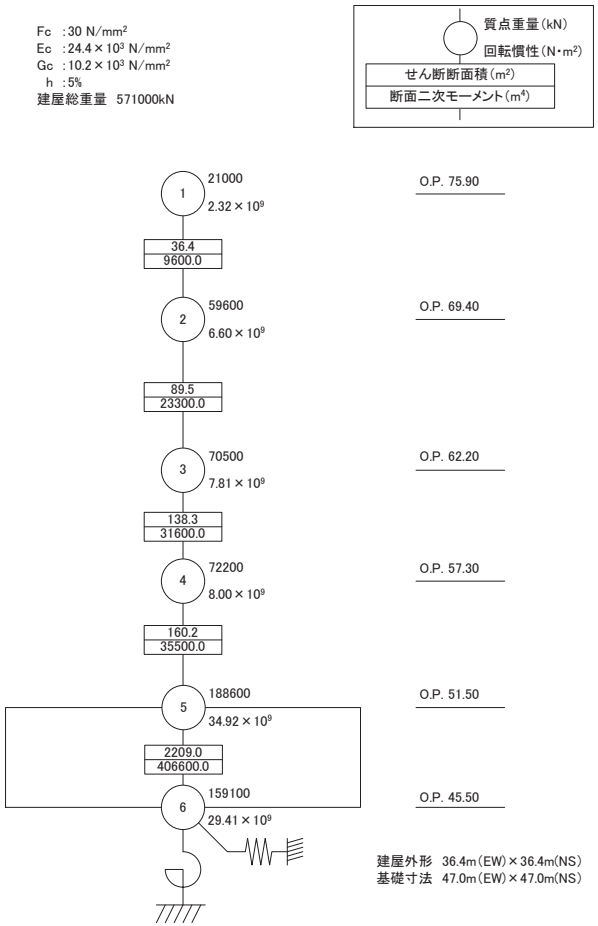
標高 (m)	節点重量 (×10²kN/m)	材料番号	単位体積重量 (kN/m³)	等価せん断剛性 Gf (×10⁵kN/m²)	等価ポアソン比 νf	鉛直バネ Kf (×10⁵kN/m/m)
50.50	W1=2.7					
41.20	W2=4.1	1	-	0.31	0.39	K1=18.3
33.20	W3=37.3	2	-	0.63	0.39	K2=43.3
22.50	W4=61.4	3	-	2.82	0.13	K3=135.6
15.00	W5=55.7	4	-	4.41	0.33	K4=182.2
6.00	W6=62.7	5	-	5.46	0.33	K5=176.6
-0.80	W7=62.3	6	-	7.43	0.36	K6=256.2
-8.10	-	7	6.3	7.94	0.42	-
-14.10	-	8	23.6	91.01	0.16	-

※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0.5倍，地下3階～2階で0.8倍，鉛直モデルで1.0倍。

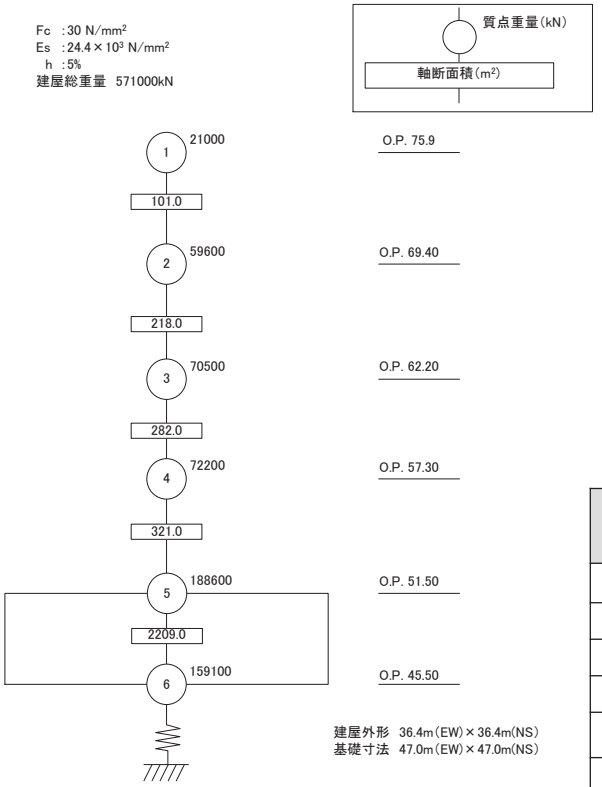
コメントS178

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。

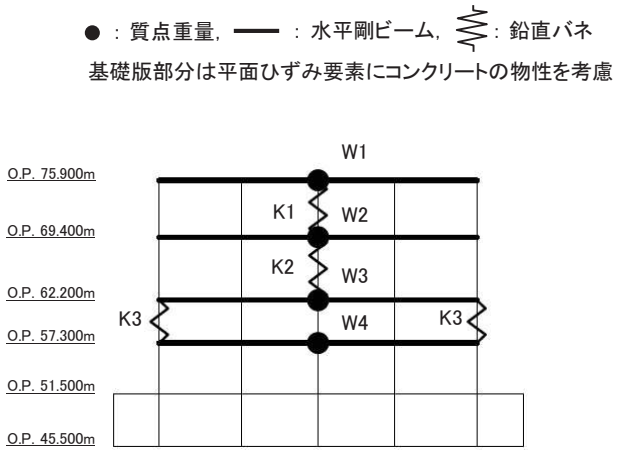


水平モデル（NS・EW方向共通）



鉛直モデル

多質点系モデル※



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 (×10²kN/m)	材料番号	単位体積重量 (kN/m³)	等価せん断剛性 Gf (×10⁵kN/m²)	等価ポアソン比 νf	鉛直バネ Kf (×10⁵kN/m/m)
75.90	W1=4.4					
69.40	W2=12.6	1	－	2.17	0.40	K1=11.6
62.20	W3=15.0	2	－	5.34	0.40	K2=5.2
57.30	W4=15.4	3	－	8.25	0.38	K3=1.2
51.50	－	4	3.0	9.55	0.37	－
45.50	－	5	24.0	102.0	0.20	－

※建屋モデルは基本設計段階の情報に基づく。

コメントS178

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。

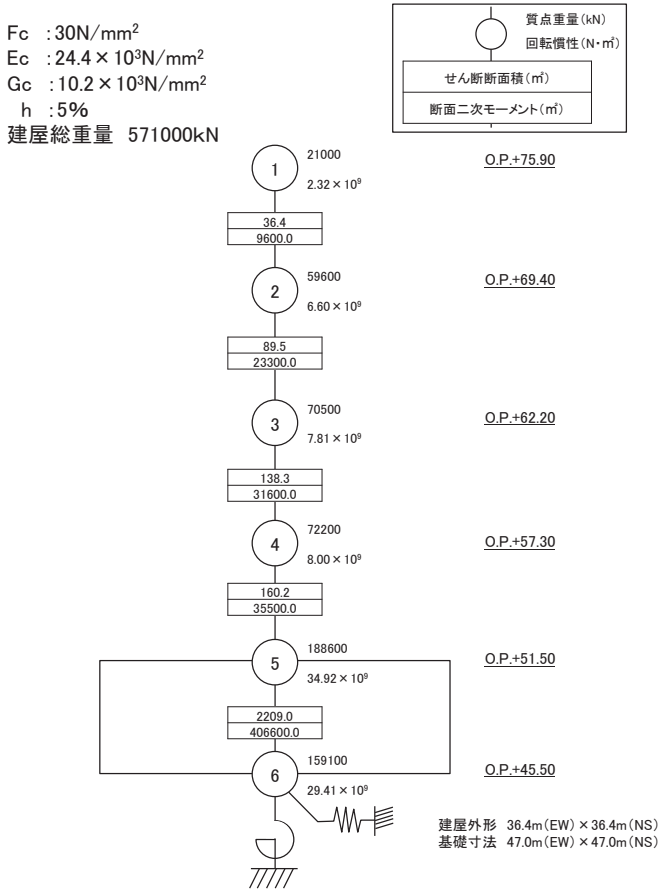
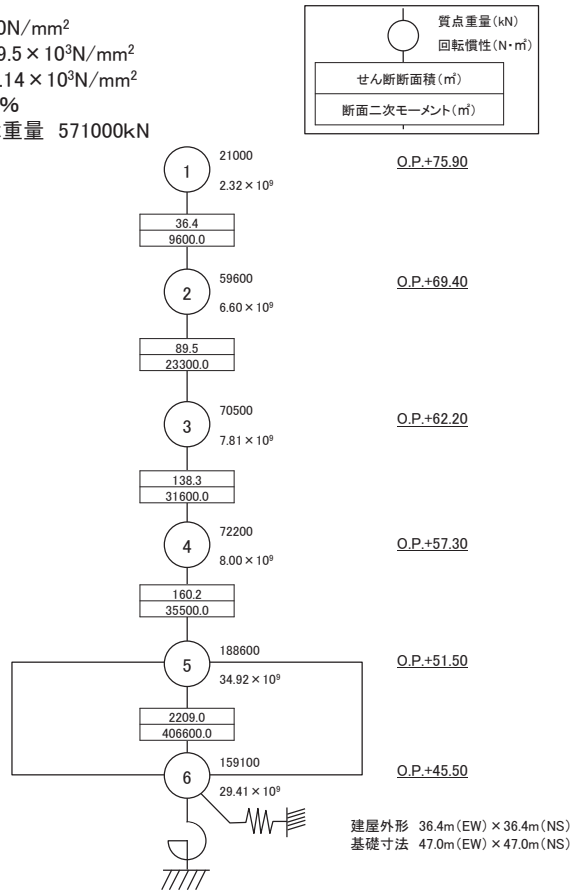
原子炉建屋X-X’ 断面		多質点系モデル		有限要素モデル	
		固有周期(s)	刺激係数	固有周期(s)	刺激係数
水平	1次	0.22	2.2	0.22	2.3
	2次	0.12	1.9	0.12	2.4
	3次	0.091	1.8	0.086	1.3
鉛直	1次	0.076	1.6	0.076	1.7
	2次	0.032	1.6	0.033	1.7
	3次	0.025	1.7	0.025	1.7

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

3．3 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）		

※建屋モデルは基本設計段階の情報に基づく。

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。

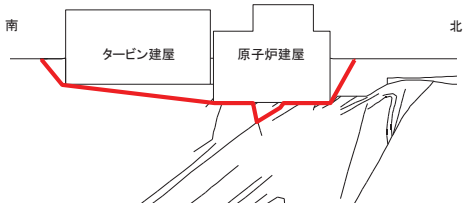
	設計剛性モデル	初期剛性低下モデル
最大転倒モーメント（×10^3kN・m）	6762	6831
基礎底面のせん断応力度（N/mm^2）	0.27	0.28

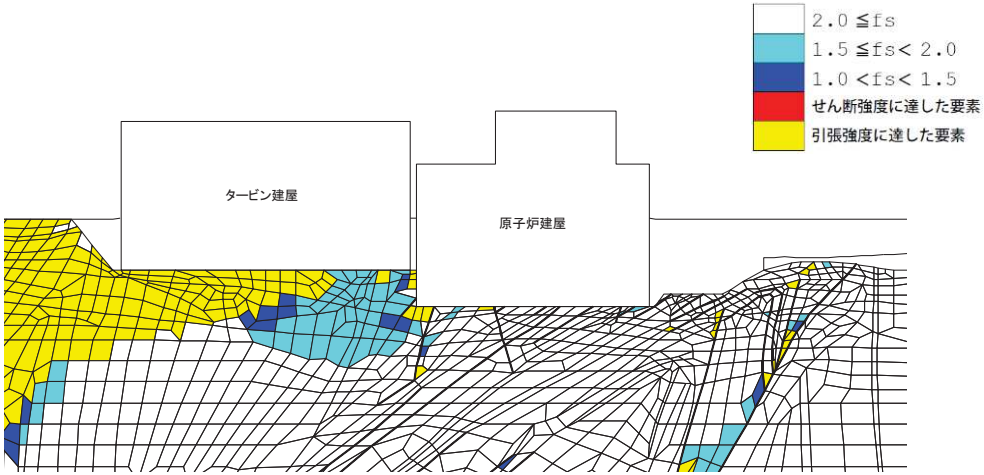
3. 安定性評価に関する補足 3. 4要素ごとの局所安全係数

3. 4. 1 原子炉建屋 X-X’断面

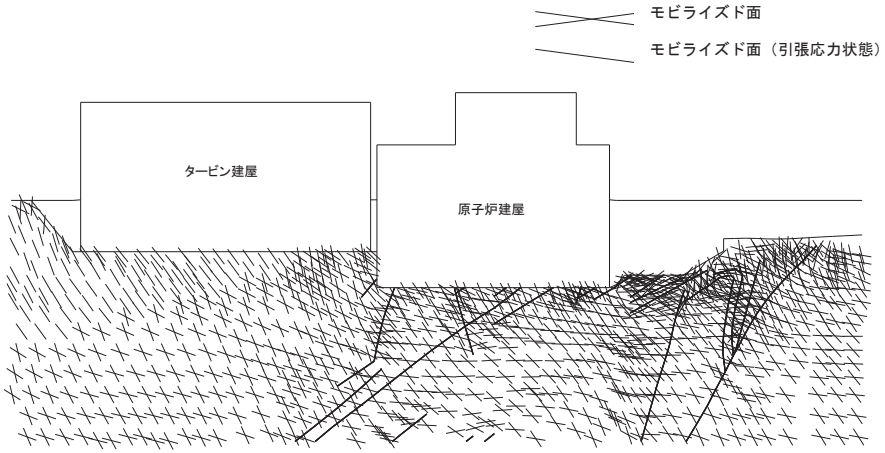
■ 原子炉建屋（X－X’断面）

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

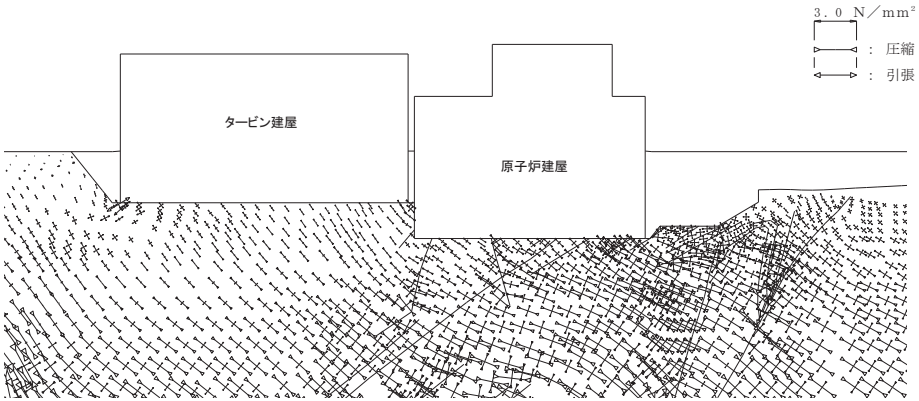




局所安全係数



モビライズド面図

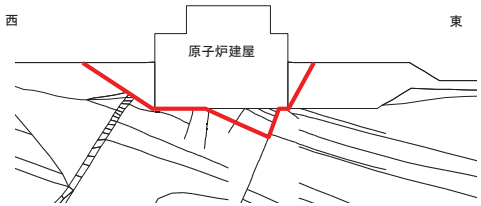


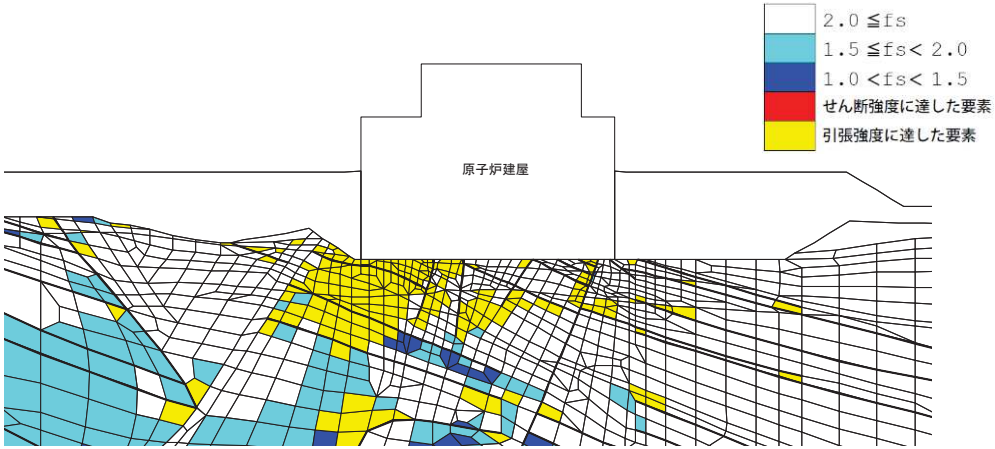
主応力図

3. 4. 2　原子炉建屋　Y-Y’断面

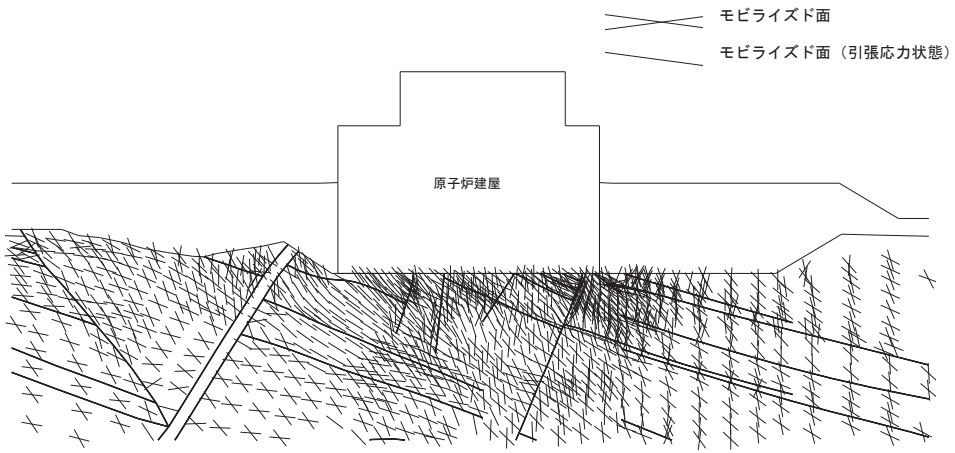
■　原子炉建屋（Y－Y’断面）

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

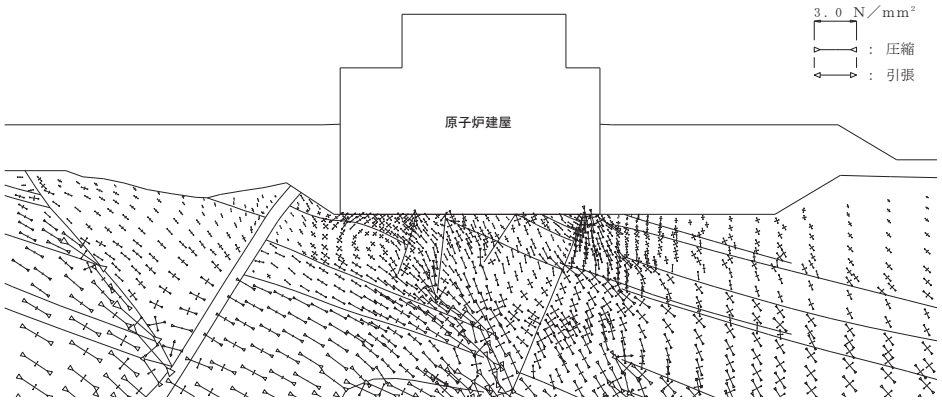




局所安全係数



モビライズド面図

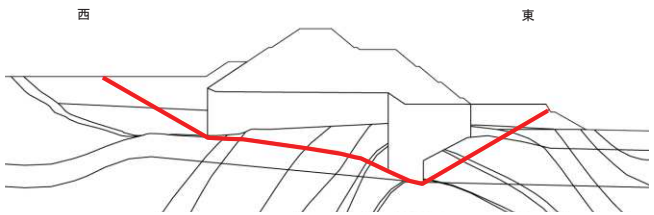


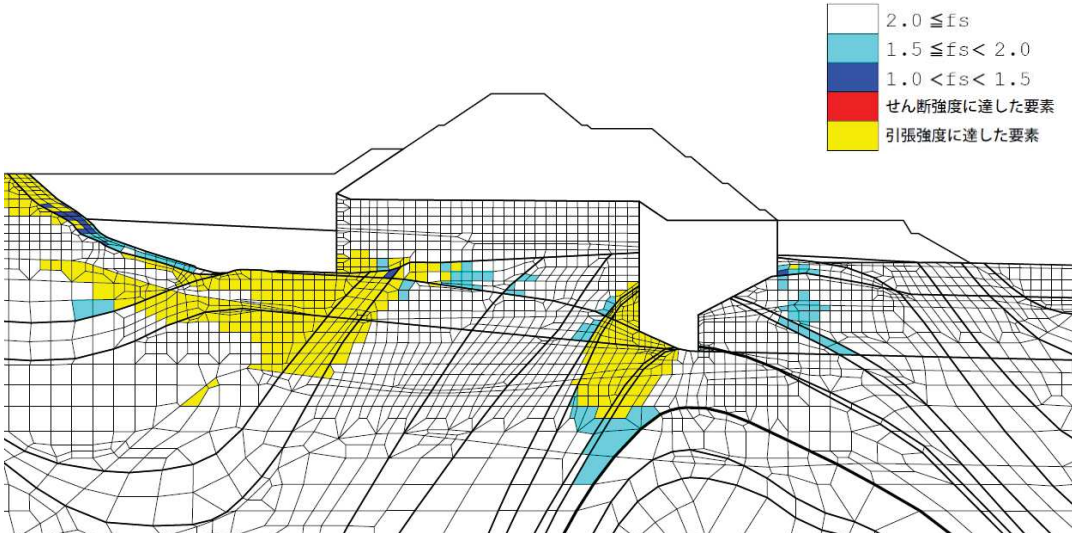
主応力図

3. 4. 3 防潮堤(盛土堤防) A-A' 断面

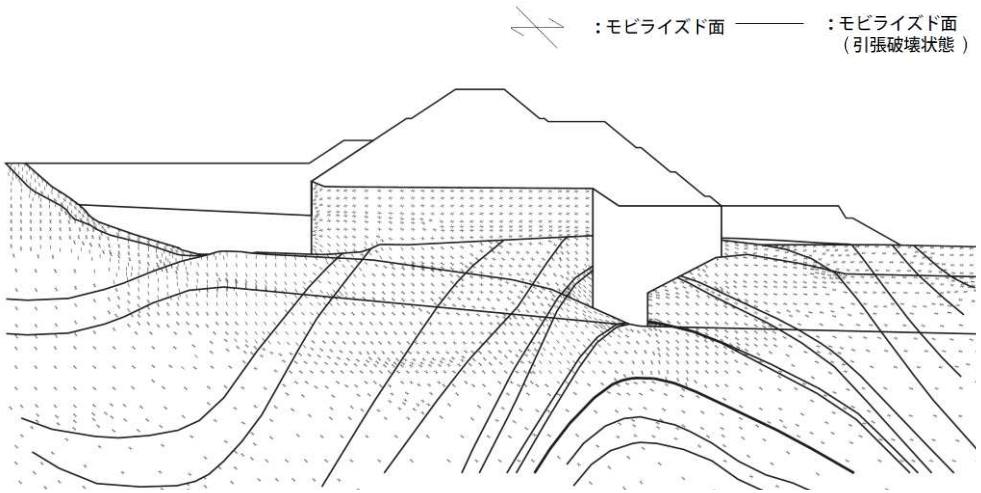
■ 防潮堤(盛土堤防)

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

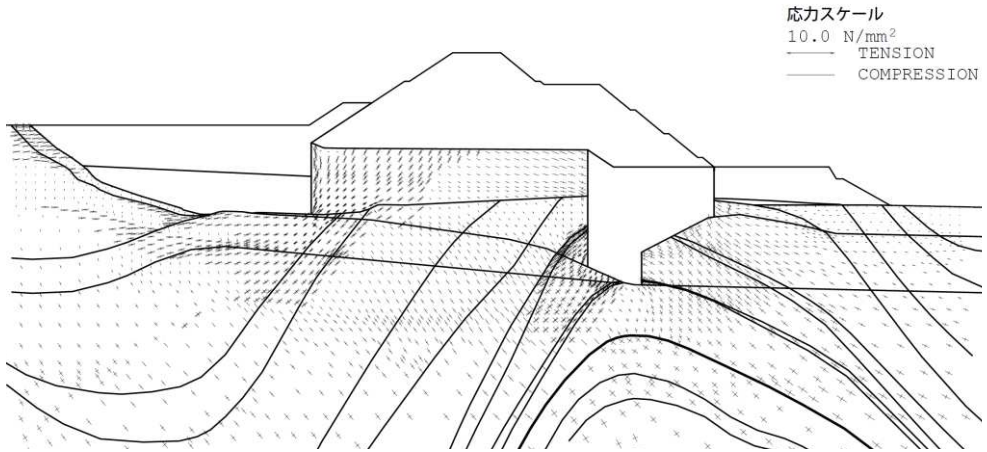




局所安全係数



モビライズド面図

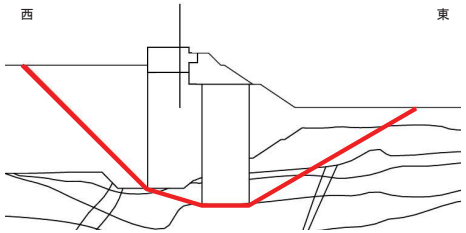


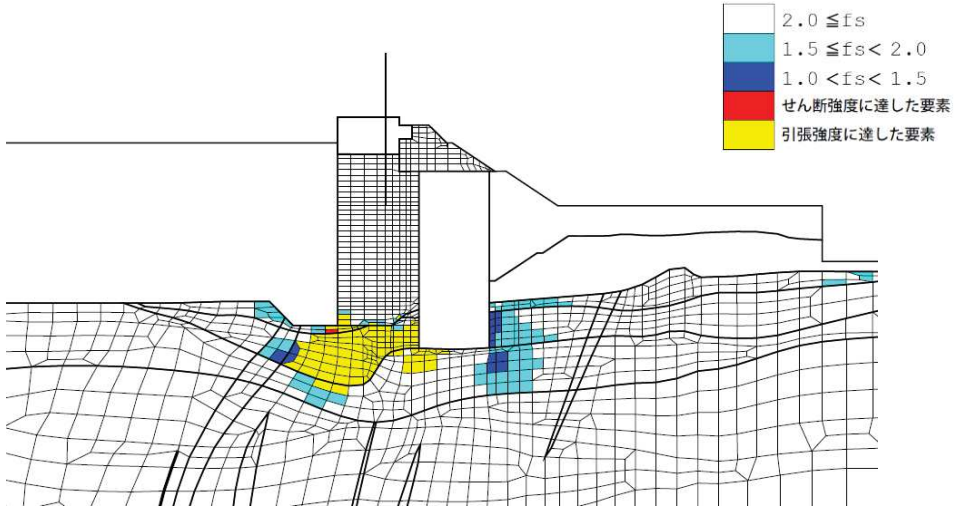
主応力図

3. 4. 4 防潮堤(鋼管式鉛直壁) B-B' 断面

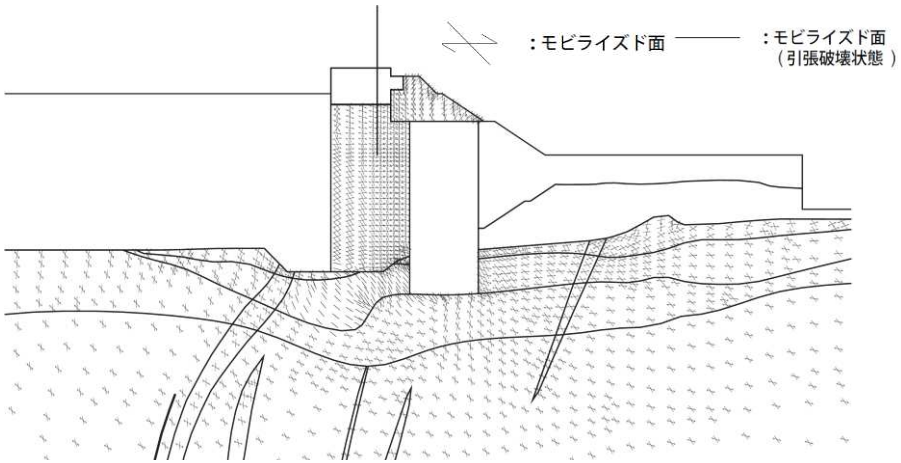
■ 防潮堤(鋼管式鉛直壁)

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

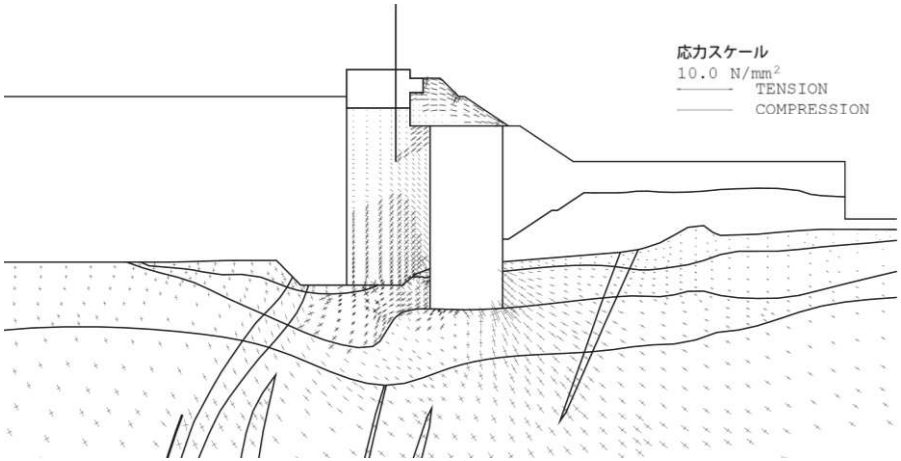




局所安全係数



モビライズド面図

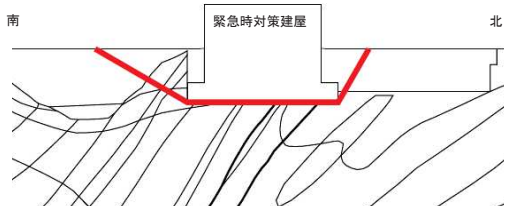


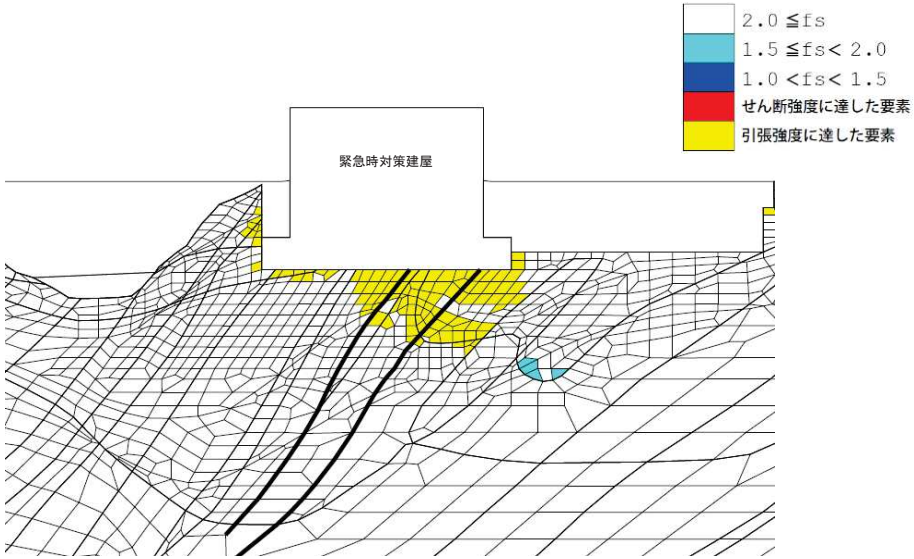
主応力図

3. 4. 5 緊急時対策建屋　X-X’断面

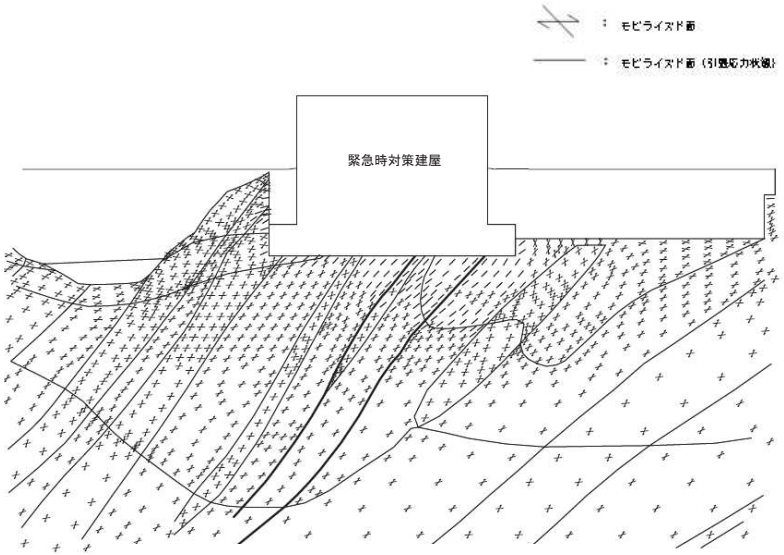
■　緊急時対策建屋（X－X’断面）

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

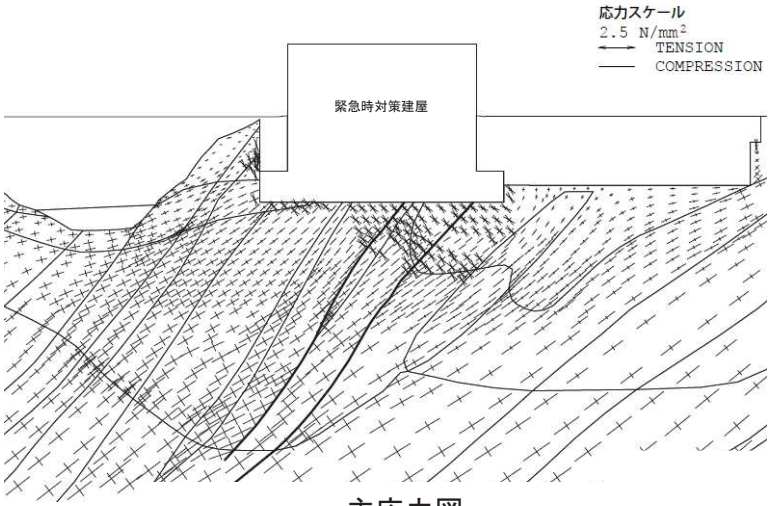




局所安全係数



モビライズド面図

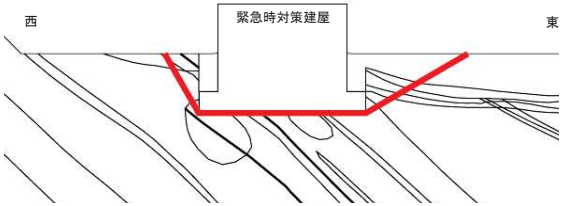


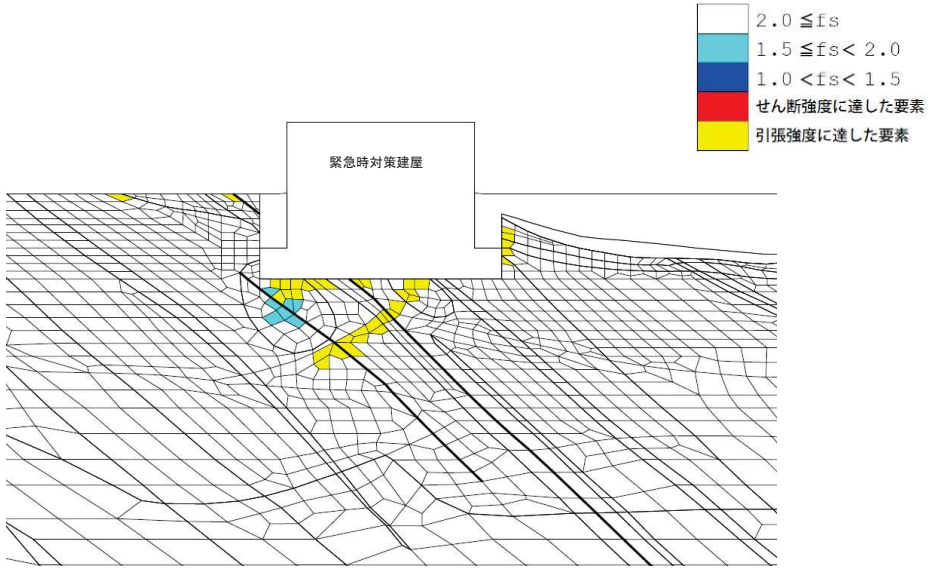
主応力図

3. 4. 6 緊急時対策建屋 Y-Y' 断面

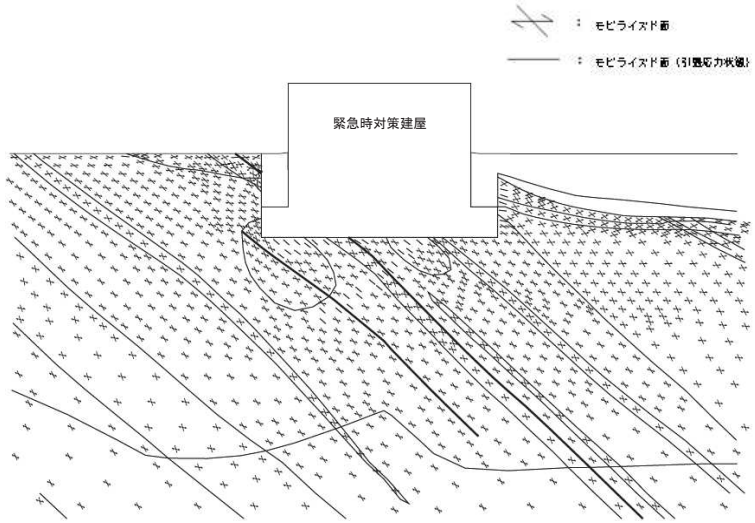
■ 緊急時対策建屋(Y－Y' 断面)

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

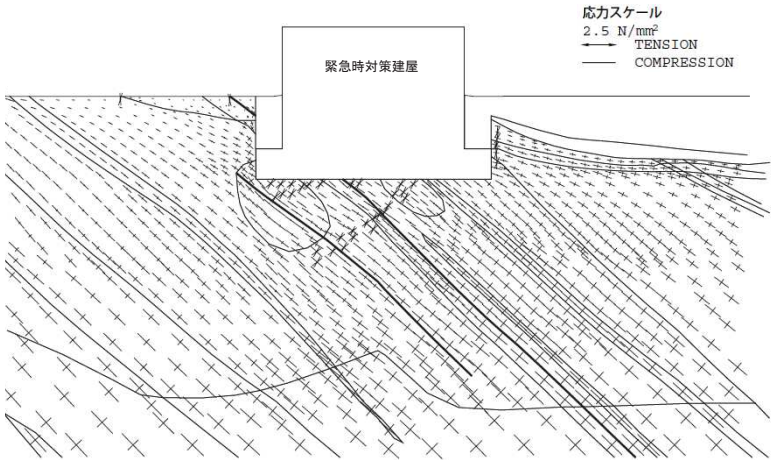




局所安全係数



モビライズド面図

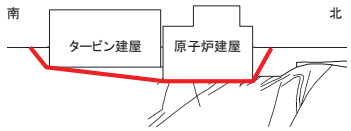
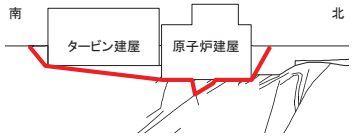
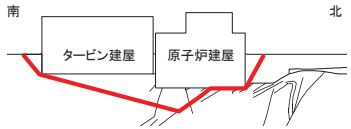
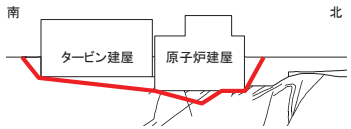
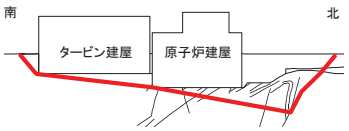


主応力図

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。

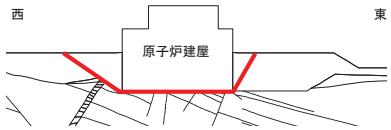
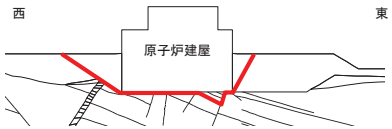
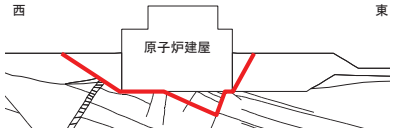
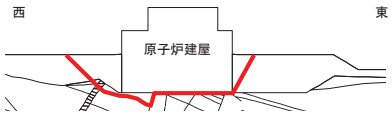
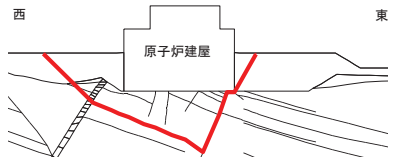
すべり面形状		基準地震動						
		Ss-D1	Ss-D2	Ss-D3	Ss-F1	Ss-F2	Ss-F3	Ss-N1
1	 建屋底面のすべり	3.1 (−,−) [25.20]	2.6 (+,−) [13.54]	3.4 (−,+) [15.53]	5.1 (+,+) [21.07]	3.2 (−,+) [28.35]	2.3 (+,+) [27.66]	2.3 (+,+) [7.52]
2	 建屋底面＋断層・シームのすべり	2.9 (−,−) [25.20]	2.3 (+,−) [13.54]	3.2 (−,+) [15.53]	4.8 (+,+) [21.07]	2.9 (−,+) [28.35]	2.5 (−,+) [27.66]	2.0 (+,+) [7.52]
3	 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	 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	 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。

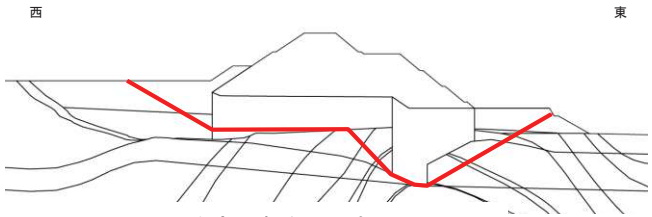
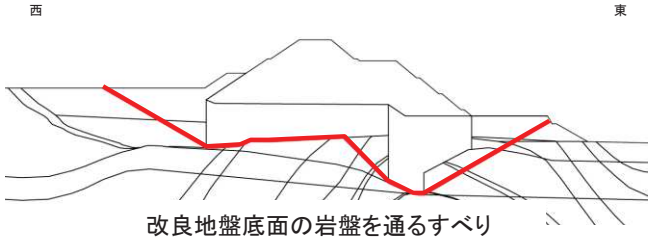
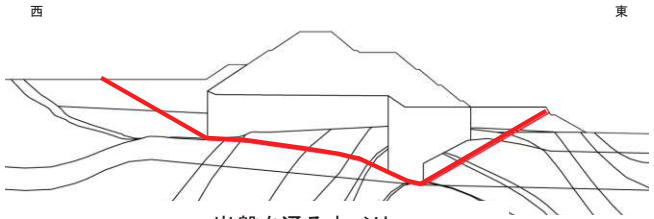
すべり面形状		基準地震動						
		Ss-D1	Ss-D2	Ss-D3	Ss-F1	Ss-F2	Ss-F3	Ss-N1
1	 建屋底面のすべり	3.2 (−,+) [25.32]	3.0 (+,+) [25.29]	4.3 (−,+) [15.62]	4.6 (+,+) [20.12]	3.5 (−,+) [28.43]	3.1 (−,+) [26.87]	2.5 (+,+) [7.56]
2	 建屋底面＋断層・シームのすべり	2.9 (−,+) [29.16]	2.6 (+,+) [25.29]	3.5 (−,+) [15.62]	3.8 (+,+) [20.12]	2.8 (−,+) [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。

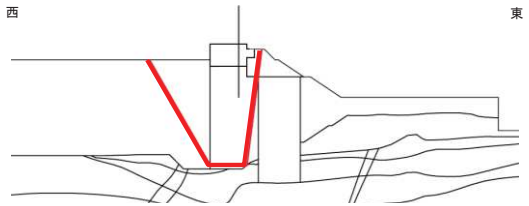
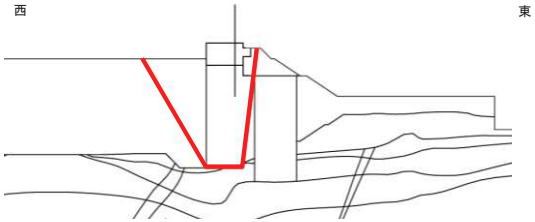
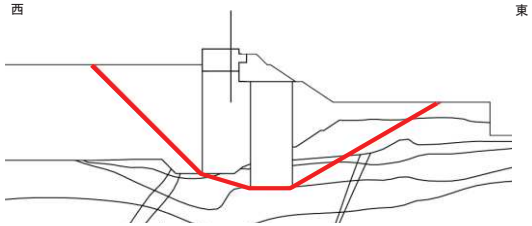
すべり面形状		基準地震動						
		Ss-D1	Ss-D2	Ss-D3	Ss-F1	Ss-F2	Ss-F3	Ss-N1
1	 改良地盤を通るすべり	6.2 (−,−) [25.22]	5.5 (+,−) [13.53]	7.1 (−,−) [15.56]	8.3 (+,+) [22.41]	6.8 (−,+) [28.38]	6.9 (+,+) [28.61]	6.1 (+,+) [7.52]
2	 改良地盤底面の岩盤を通るすべり	5.0 (−,−) [25.22]	4.3 (+,−) [13.53]	5.6 (−,+) [20.92]	6.8 (+,+) [22.41]	5.4 (−,+)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

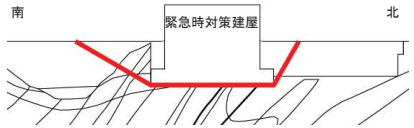
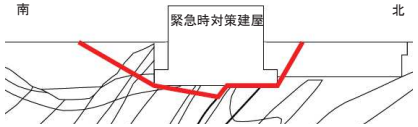
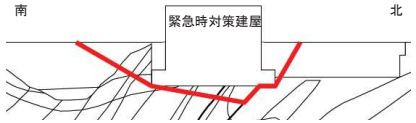
すべり面形状		基準地震動						
		Ss-D1	Ss-D2	Ss-D3	Ss-F1	Ss-F2	Ss-F3	Ss-N1
1	 改良地盤を通るすべり	4.9 (−,−) [32.34]	4.8 (+,+) [25.31]	7.3 (+,−) [8.85]	6.4 (−,+) [15.96]	4.6 (−,+) [28.45]	5.4 (−,+) [26.88]	3.5 (+,+) [7.60]
2	 改良地盤底面の岩盤を通るすべり	4.2 (−,−) [32.34]	4.2 (+,+) [25.31]	5.4 (−,−) [15.63]	5.4 (−,+) [15.97]	3.9 (−,+)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

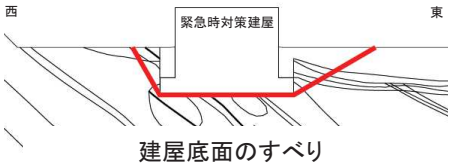
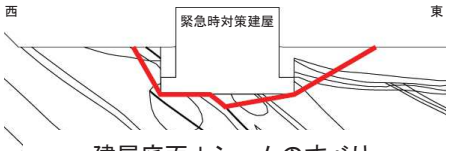
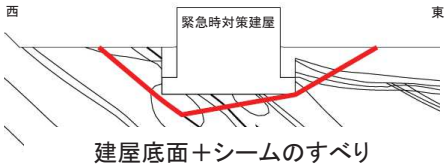
すべり面形状		基準地震動						
		Ss-D1	Ss-D2	Ss-D3	Ss-F1	Ss-F2	Ss-F3	Ss-N1
1	 建屋底面のすべり	3.9 (+,+) [25.33]	3.7 (−,−) [8.55]	4.5 (+,−) [28.44]	5.5 (+,+) [22.23]	4.7 (+,+) [28.47]	2.1 (+,+) [27.67]	6.8 (−,+) [7.53]
2	 建屋底面＋シームのすべり	4.9 (+,+) [25.33]	4.6 (−,−) [8.55]	5.4 (+,−) [28.44]	6.6 (+,+) [22.24]	5.7 (+,+) [28.47]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

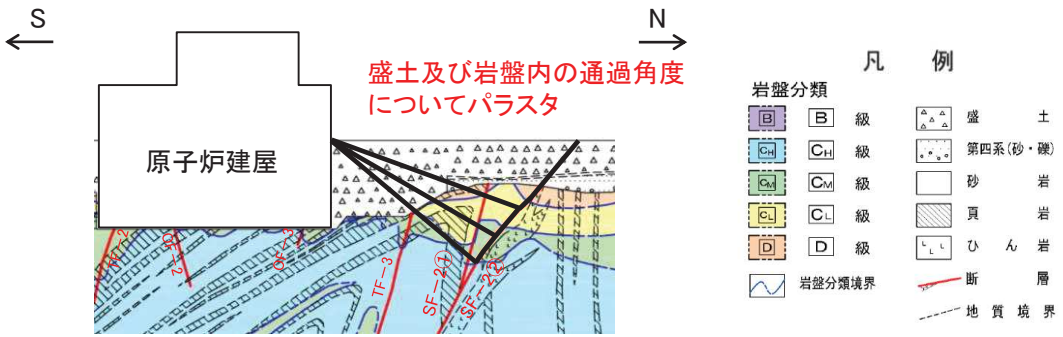
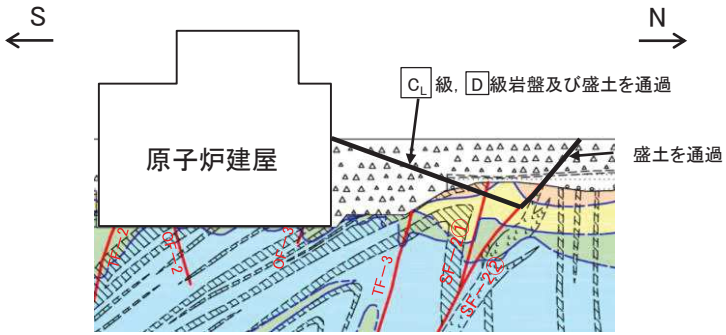
：すべり面　　：断層・シーム　　◯ は最小すべり安全率
（ ）は基準地震動の位相で，(+,+)は正位相，(-,+)は水平反転，(+,-)は鉛直反転，(-,-)は水平反転かつ鉛直反転を示す
[ ]は発生時刻（秒）

コメントS179

3. 6. 1　SF-2断層交差部の影響検討①

■防潮堤縦断方向（南北方向）に対するSF-2断層の影響

- 防潮堤縦断方向（南北方向）におけるSF-2断層のすべりについて，防潮堤縦断方向には強度が大きい背面補強工及び置換コンクリートを連続して設置していることから，防潮堤位置ではすべりにくい。
- そのため，SF-2断層が万が一防潮堤縦断方向（南北方向）にすべる場合の検討として，防潮堤縦断方向と同様の分布形状で現れ，かつすべり線が 背面補強工及び置換コンクリートよりも強度が小さいC_L級岩盤，D級岩盤及び盛土を通過することで，防潮堤位置よりもすべり安全率が小さくなることが想定される，原子炉建屋X-X’断面においてSF-2断層と地盤の組合わせによるすべり安定性を評価した。
- 原子炉建屋 X-X’断面において，SF-2断層と岩盤及び盛土から成るすべり面に対し，すべり安全率照査を行った結果，最小すべり安全率は2.9であり，1.5以上を十分満足することを確認した。

	原子炉建屋：X－X’断面	基準地震動（位相）	発生時刻（秒）	最小すべり安全率
検討すべり面				
最小すべり面		Ss-D1 (－,+)	20.42	2.9

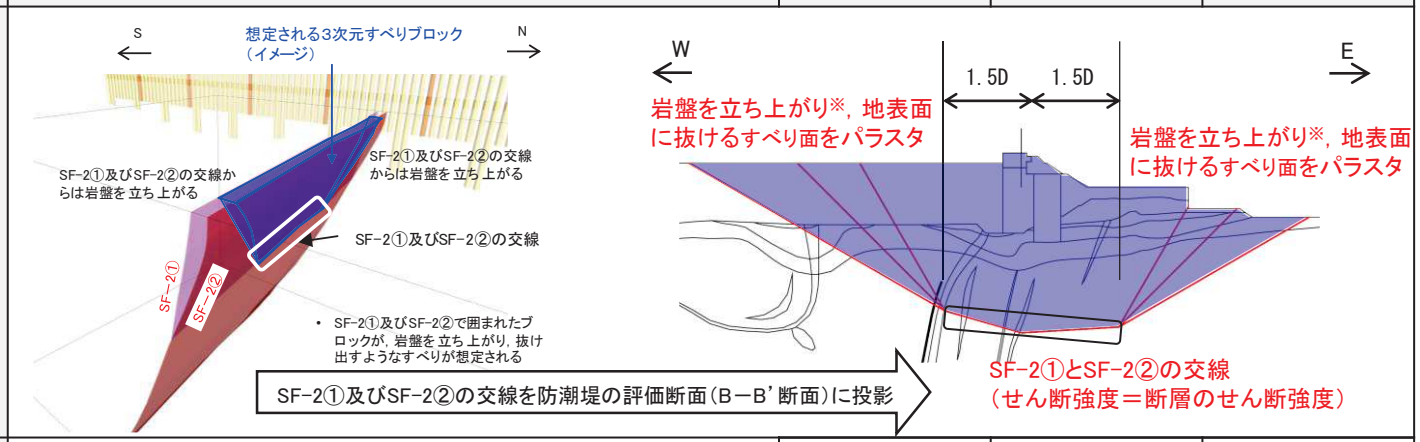
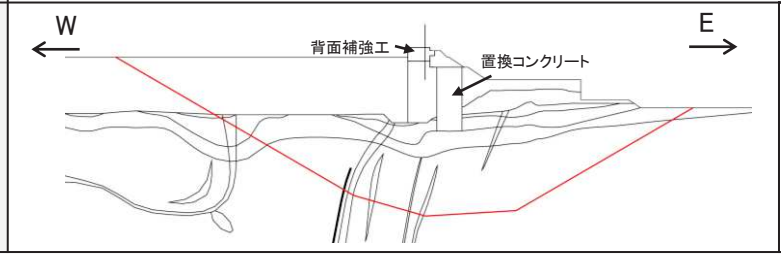
コメントS179

3. 安定性評価に関する補足　3. 6防潮堤の影響検討

3. 6. 1　SF-2断層交差部の影響検討②

■ 防潮堤横断方向(東西方向)に対するSF-2断層の影響

- SF-2断層が万が一すべる場合，防潮堤横断方向(東西方向)については，SF-2①及びSF-2②で囲まれたブロックが，岩盤を立ち上がり，抜け出すようなすべりが想定されることから，SF-2①及びSF-2②の交線を，防潮堤横断方向の二次元断面に投影し，岩盤を立ち上がるようなすべり線を評価した。
- 投影する断面は，防潮堤基礎地盤に発生するせん断応力が大きくなることが想定され，防潮堤(鋼管式鉛直壁)一般部の評価断面として選定したB－B’断面とした。
- 解析に用いる地震動は，防潮堤基礎地盤のすべり安全率が小さくなるSs-D1，Ss-D2，Ss-N1とした。
- また，SF-2断層部分については，せん断強度を断層のせん断強度とし，岩盤の発生せん断応力(発生せん断応力大)を用いて，すべり安全率評価を行った。
- その結果，SF-2①及びSF-2②に囲まれたブロックの最小すべり安全率は4.3であり，1.5以上であることを満足している。

	防潮堤(鋼管式鉛直壁)：B－B’断面	基準地震動 (位相)	発生時刻 (秒)	最小すべり 安全率
検討すべり面	 S N 想定される3次元すべりブロック (イメージ) SF-2①及びSF-2②の交線から岩盤を立ち上がる SF-2①及びSF-2②の交線からは岩盤を立ち上がる SF-2①及びSF-2②の交線 SF-2① SF-2② ・SF-2①及びSF-2②で囲まれたブロックが，岩盤を立ち上がり，抜け出すようなすべりが想定される SF-2①及びSF-2②の交線を防潮堤の評価断面(B－B’断面)に投影 W E 1.5D 1.5D 岩盤を立ち上がり※，地表面に抜けるすべり面をパラスタ 岩盤を立ち上がり※，地表面に抜けるすべり面をパラスタ SF-2①とSF-2②の交線 (せん断強度＝断層のせん断強度)			
最小すべり面		Ss-N1 (+,+)	7.56	4.3

※：岩盤の立ち上り位置については，補足説明資料3.4.4で示した地盤の局所安全係数が相対的に厳しくなる範囲(fs＜2.0)を踏まえ，ここでは防潮堤の周囲“施設幅×1.5”の範囲までを考慮する。

コメントS179

3. 6. 2　評価断面選定に関する補足（部層の相違に対する影響検討①）

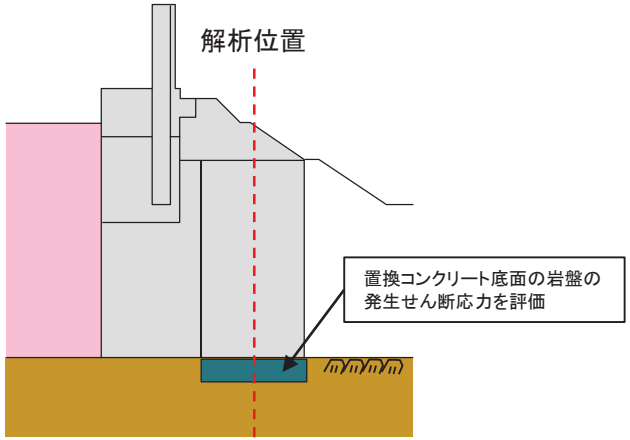
■ 部層の相違による発生せん断応力への影響について

- 敷地には，中生界ジュラ系の牡鹿層群荻の浜累層が分布するが，防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部は狐崎部層（D－D’断面）及び牧の浜部層（B－B’断面，C－C’断面，E－E’断面）に跨って設置されている。
- 部層の相違による防潮堤基礎地盤の発生せん断応力を比較することを目的として，評価断面であるB－B’断面の地質構造を用いて，解析用物性値に狐崎部層と牧の浜部層をそれぞれ適用し，一次元波動論による地震応答解析を行った。
- 解析位置は，評価断面選定における観点①（置換コンクリート底面のせん断力）での検討同様，置換コンクリート中央位置とし，地震動は防潮堤基礎地盤のすべり安全率が小さくなるSs-D1，Ss-D2，Ss-N1とした。
- その結果，下表に示すとおり，牧の浜部層における置換コンクリート底面の発生せん断応力は，狐崎部層における置換コンクリート底面の発生せん断応力と同等であり，部層の相違が発生せん断応力に及ぼす影響は小さいことを確認した。

部層の相違による発生せん断応力の比較

（単位：kN/m^2）

	解析用物性値	置換コンクリート底面の最大せん断応力		
		Ss-D1	Ss-D2	Ss-N1
B－B’断面	狐崎部層	5.4×10^2	5.5×10^2	5.1×10^2
	牧の浜部層（B－B’断面に分布）	5.8×10^2	5.5×10^2	5.5×10^2



解析位置及び評価位置

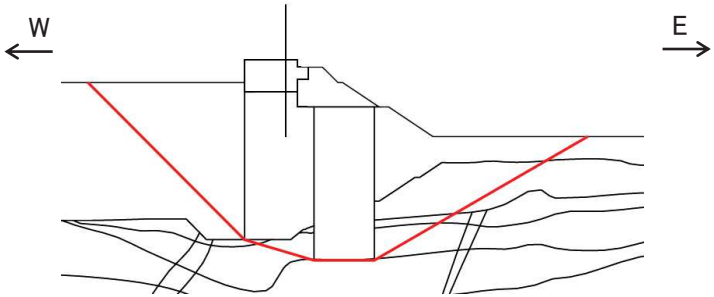
コメントS179

3. 6. 2　評価断面選定に関する補足（部層の相違に対する影響検討②）

■ 部層の相違によるすべり安全率への影響について

- 評価断面であるB－B’断面（牧の浜部層に該当）の部層について，仮に狐崎部層であった場合を想定し，岩盤のせん断強度に狐崎部層の強度を適用した検討を行うことで，部層の相違によるすべり安全率評価への影響を評価した。
- なお，B－B’断面に発生するせん断応力を用いることは，以下の理由により防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部を網羅する保守的な条件となる。
  - 前頁の結果のとおり，牧の浜部層における置換コンクリート底面の発生せん断応力は，狐崎部層における置換コンクリート底面の発生せん断応力と同等であり，部層の相違が発生せん断応力に及ぼす影響は小さい。
  - 本体資料3. 5. 2. 4のとおり，B－B’断面は，防潮堤の評価断面選定の観点①（置換コンクリート底面のせん断力）及び観点②（防潮堤背面の土圧）ともに，狐崎部層も含めた防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部の中で最も大きい。
- その結果，下表に示すとおり，最小すべり安全率は牧の浜部層の場合の2.9に対し，狐崎部層の場合は2.7であり，部層の相違がすべり安全率に及ぼす影響は小さいこと，また，防潮堤（鋼管式鉛直壁（一般部）を網羅する保守的な条件を仮定しても最小すべり安全率は1.5以上を十分満足することを確認した。

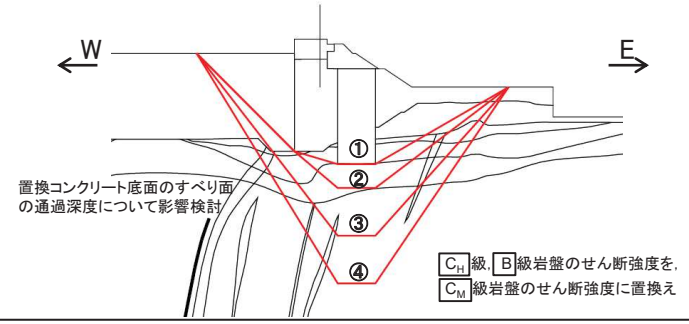
部層の相違によるすべり安全率の比較

	防潮堤（鋼管式鉛直壁）：B－B’断面	基準地震動（位相）	発生時刻（秒）	最小すべり安全率（牧の浜部層）	最小すべり安全率（狐崎部層）
最小すべり面		Ss-D1 (+,-)	25.47	2.9	2.7

コメントS179

3. 6. 2　評価断面選定に関する補足（置換コンクリート底面の発生せん断力に着目する妥当性①）

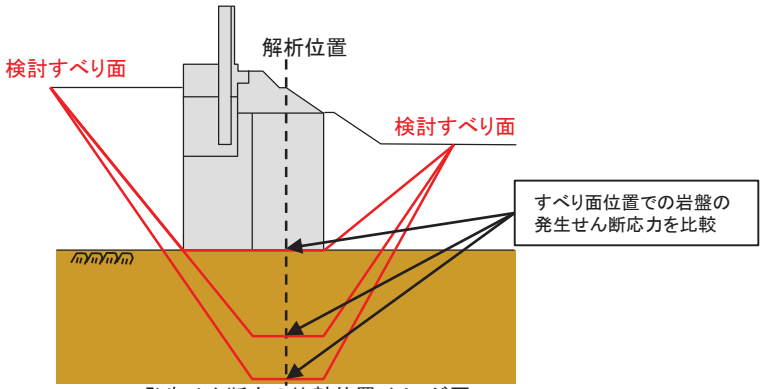
- 置換コンクリート底面を通るすべりは，深いすべりと比較して岩盤を通過する長さが短く，すべり安全率が小さくなることから，評価断面選定に当たっては，置換コンクリート底面の発生せん断力に着目している。
- 置換コンクリート底面の発生せん断力に着目する妥当性を確認するため，評価断面として選定したB－B’断面において，すべり面の深さ方向の検討を行った。
- なお，検討すべり面については，C_M級岩盤がB－B’断面より深くまで分布するD－D’断面でのC_M級岩盤下端の深さを考慮し，岩盤のせん断強度については，C_M級以深の岩盤（C_H級及びB級岩盤）のせん断強度に，C_M級岩盤のせん断強度を適用した。
- その際，部層が相違した場合においても発生せん断力への影響は小さいことを確認するため，B－B’断面及びD－D’断面において一次元波動論による地震応答解析を実施し，検討すべり面位置での発生せん断応力を比較した。
- 解析位置は，評価断面選定における観点①（置換コンクリート底面のせん断力）での検討同様，置換コンクリート中央位置とし，地震動は防潮堤基礎地盤のすべり安全率が小さくなるSs-D1，Ss-D2，Ss-N1とした。
- その結果，B－B’断面とD－D’断面の各すべり面位置における発生せん断応力に大きな相違がないことから，B－B’断面を代表としたすべり面の深さ方向の検討結果を次頁に示す。

	防潮堤（鋼管式鉛直壁）：B－B’断面	すべり面位置	すべり面設定の考え方
検討すべり面		①	B－B’断面の置換コンクリート底面のすべり （B－B’断面の最小すべり安全率となるすべり面）
		②	B－B’断面のC_M級岩盤下端位置のすべり
		③	②と④の中間深さのすべり
		④	D－D’断面のC_M級岩盤下端位置のすべり

B－B’断面とD－D’断面における発生せん断応力の比較

（単位：kN/m^2）

	すべり面位置における岩盤の最大せん断応力					
	Ss-D1		Ss-D2		Ss-N1	
すべり面位置	B－B’断面	D－D’断面	B－B’断面	D－D’断面	B－B’断面	D－D’断面
①	5.8×10^2	5.7×10^2	5.5×10^2	5.3×10^2	5.5×10^2	5.4×10^2
②	6.6×10^2	6.5×10^2	6.0×10^2	5.9×10^2	6.5×10^2	6.4×10^2
③	8.1×10^2	8.0×10^2	7.2×10^2	7.0×10^2	9.0×10^2	8.8×10^2
④	9.1×10^2	8.8×10^2	8.6×10^2	8.7×10^2	11.3×10^2	11.0×10^2

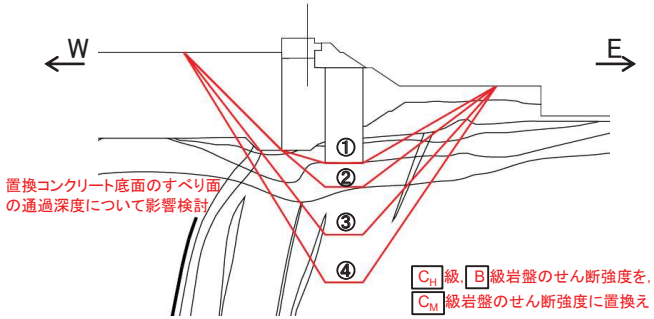
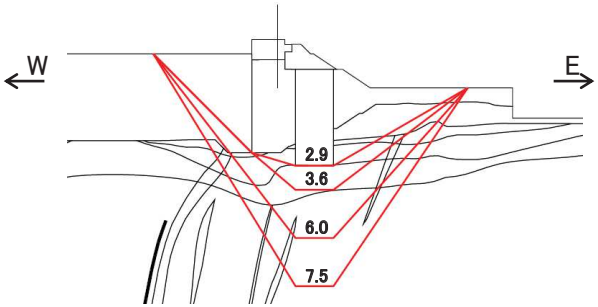


発生せん断力の比較位置イメージ図

コメントS179

3. 6. 2　評価断面選定に関する補足（置換コンクリート底面の発生せん断力に着目する妥当性②）

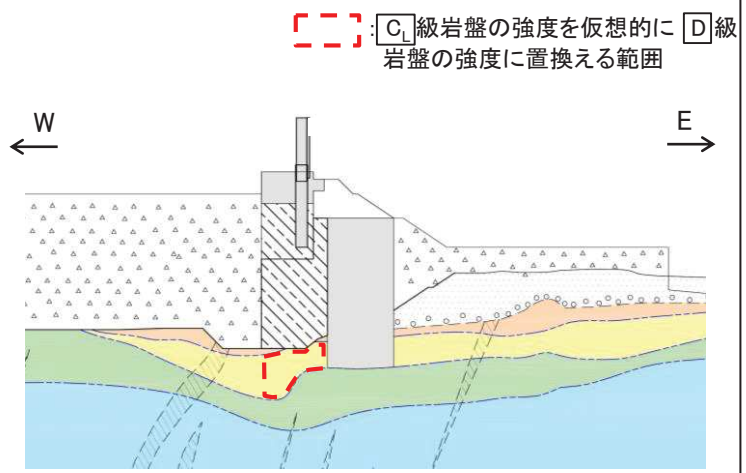
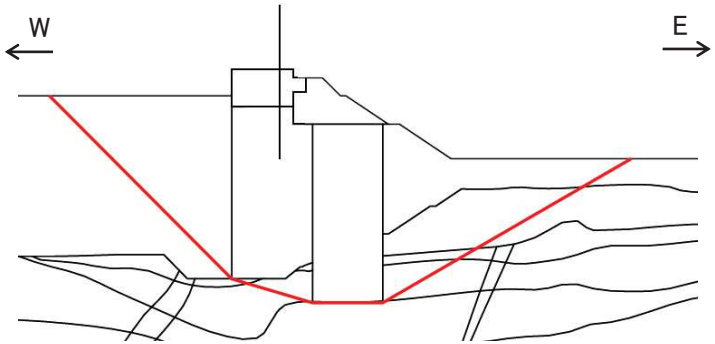
- B-B’断面を用いてすべり面の深さ方向の検討を行った結果，C_M 級岩盤内のすべり面が浅くなるほどすべり安全率が小さくなる傾向であり，置換コンクリート底面のすべり安全率が最も小さくなることから，置換コンクリート底面の発生せん断力に着目することは妥当であることを確認した。

	防潮堤（鋼管式鉛直壁）：B－B’断面	すべり面位置	すべり面設定の考え方		
検討すべり面		①	B－B’断面の置換コンクリート底面のすべり （B－B’断面の最小すべり安全率となるすべり面）		
		②	B－B’断面の C_M 級岩盤下端位置のすべり		
		③	②と④の中間深さのすべり		
		④	D－D’断面の C_M 級岩盤下端位置のすべり		
検討結果		すべり面位置	基準地震動	発生時刻	最小すべり安全率
		①	Ss-D1 (+,-)	25.47	2.9
		②	Ss-D2 (+,-)	13.48	3.6
		③	Ss-N1 (-,+)	7.55	6.0
		④	Ss-N1 (-,+)	7.56	7.5

コメントS179

3. 6. 2　評価断面選定に関する補足（D級岩盤の分布に対する影響検討）

- 防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部のうちC－C’断面～E－E’断面においては，防潮堤の直下や前背面にD級岩盤が分布している。
- 防潮堤前背面のD級岩盤の分布影響は，評価断面であるB－B’断面においても防潮堤前背面にD級岩盤が広く分布しており，その影響を確認できるが，改良地盤直下のD級岩盤はC－C’断面及びD－D’断面の方が厚く分布していることから，改良地盤直下のD級岩盤の分布がせん断抵抗力に及ぼす影響を確認するため，評価断面であるB－B’断面において，改良地盤直下のC_L級岩盤の強度を仮想的にD級岩盤の強度に置換えてすべり安全率照査を行った。
- 置換え前後のすべり安全率はいずれも2.9であり，改良地盤直下にD級岩盤が分布した場合でも，岩盤がせん断抵抗力に及ぼす影響が小さいことを確認した。

	防潮堤（鋼管式鉛直壁）：B－B’断面	基準地震動（位相）	発生時刻（秒）	最小すべり安全率※
置換え範囲				
最小すべり面		Ss-D1 (+,-)	25.47	2.9 (2.9)

※：（　）はD級岩盤強度に置換える前のすべり安全率

コメントS179

3. 6. 2　評価断面選定に関する補足（まとめ）

■ 評価断面選定に関する補足検討のまとめ

- 部層の相違による影響（p87, 88）
  - －D－D’断面は，評価断面であるB－B’断面（牧の浜部層）と異なる部層（狐崎部層）に設置されることを踏まえ，部層の相違による影響検討として，一次元波動論による地震応答解析を行い，部層の相違が発生せん断応力に及ぼす影響は小さいことを確認した。
  - －また，発生せん断応力が最も大きいB－B’断面のすべり安全率評価により，部層の相違がすべり安全率に及ぼす影響は小さく，防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部を網羅する保守的な条件を仮定しても最小すべり安全率は1.5以上を十分満足することを確認した。
- 置換コンクリート底面の発生せん断力に着目する妥当性（p89, 90）
  - －置換コンクリート底面のせん断力に着目する妥当性として，評価断面であるB－B’断面において，C_M 級岩盤がB－B’断面より深くまで分布するD－D’断面での C_M 級岩盤下端の深さを考慮したすべり面検討により，C_M 岩盤内のすべり面が浅くなるほどすべり安全率が小さくなる傾向であり，置換コンクリート底面のすべり安全率が最も小さくなることを確認した。
- D級岩盤の分布に対する影響（p91）
  - －C－C’断面及びD－D’断面は，評価断面であるB－B’断面よりも改良地盤直下にD級岩盤が厚く分布していることを踏まえ，改良地盤直下のD級岩盤の分布に対する影響として，評価断面であるB－B’断面において改良地盤直下の C_L 級岩盤を仮想的にD級岩盤に置換えた検討により，改良地盤直下のD級岩盤の分布がせん断抵抗力に及ぼす影響が小さいことを確認した。

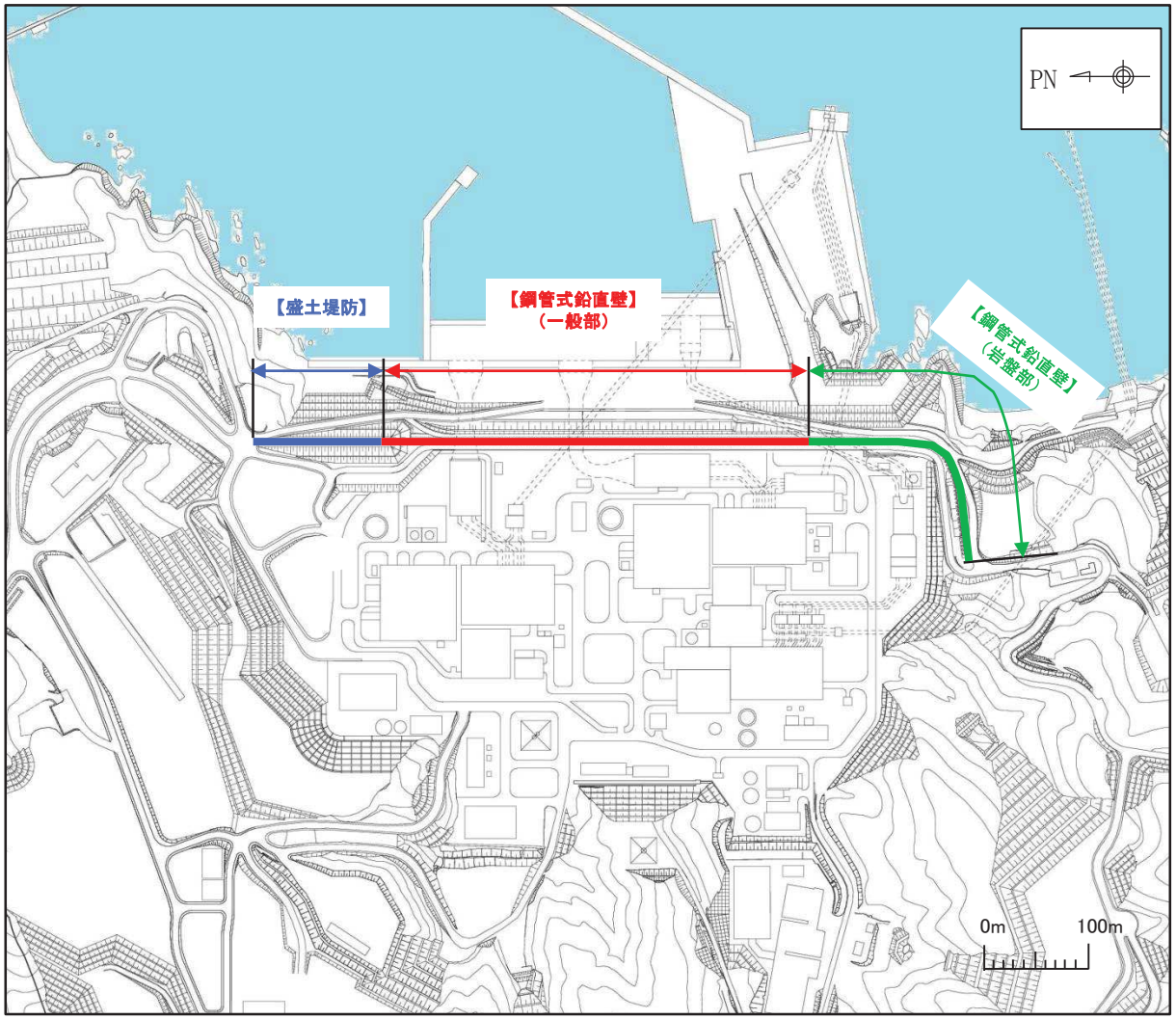
以上の評価断面選定に関する補足検討結果より，B－B’断面以外の評価断面候補の地質的特徴を踏まえても，B－B’断面による評価により防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部の評価を網羅できていることを確認した。

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. 地下水位の設定について（第715回審査会合（R1.5.21）資料抜粋）
6. 液状化影響の検討方針について（第721回審査会合（R1.6.4）資料抜粋）

4．1　防潮堤の構造形式

- 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。

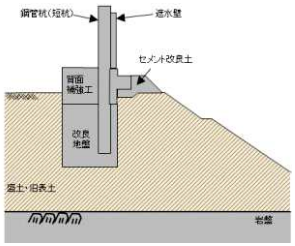
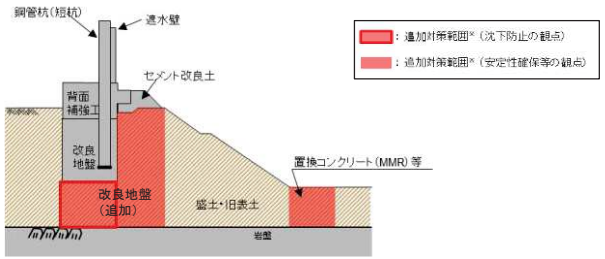
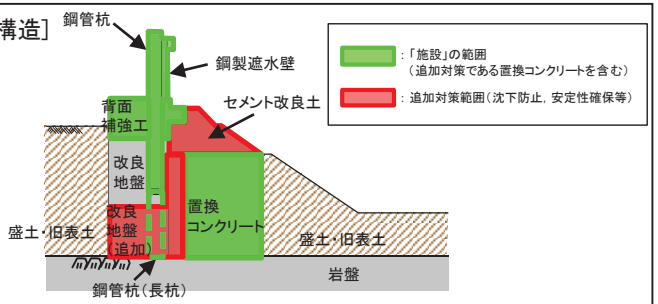


4．2　防潮堤の設計変更の目的・理由と期待される効果（鋼管式鉛直壁）

【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。

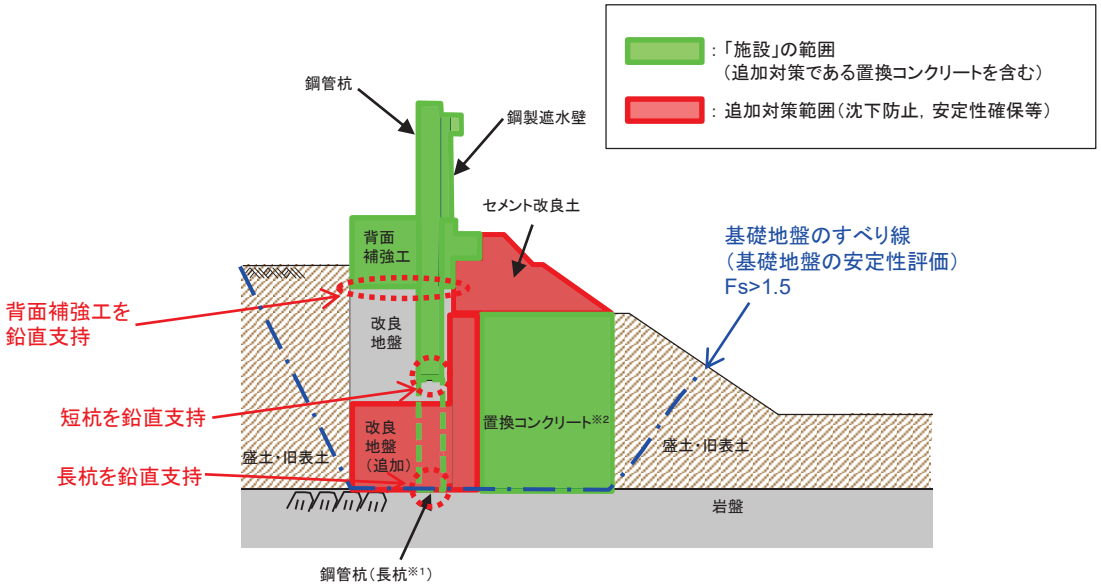
	従来の設計	設計の変更（H30.2）	設計の変更（H30.6）
安全確保の考え方	[敷地高さの確保] • 想定される津波高さよりも敷地高さを盛土で十分に高く造成することにより津波に対する耐性を確保する。 （このことにより3.11地震においても重大事故を回避） **⇒防潮堤の高さを可能な限り高く**		
	[地盤の変形への対応性] • 変位に追従することにより遮水性能を保持しやすい盛土構造を基本とした。 （狭隘な敷地の条件等から，鋼管式鉛直壁と盛土構造の組合せ） • 盛土堤防及び鋼管式鉛直壁（短杭）の直下に盛土・旧表土が存在し，沈下を許容する設計とした。	[地盤の変形への対応性] • 短杭の盛土・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]  [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

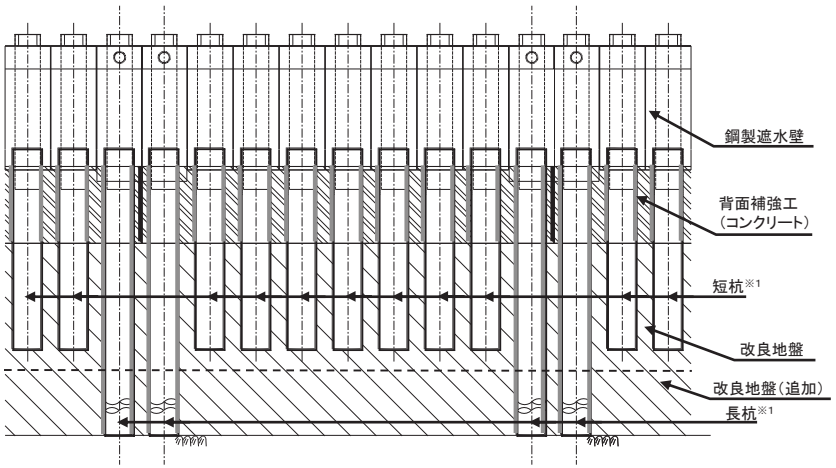
- 新規制基準への適合性において，防潮堤直下の盛土・旧表土は沈下対策として地盤改良を行うことを踏まえ，鋼管式鉛直壁における設置許可基準規則の各条文に対する検討要旨を下表の通り整理した。

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。



鋼管式鉛直壁（一般部）の「施設」の範囲



鋼管式鉛直壁（一般部）正面図

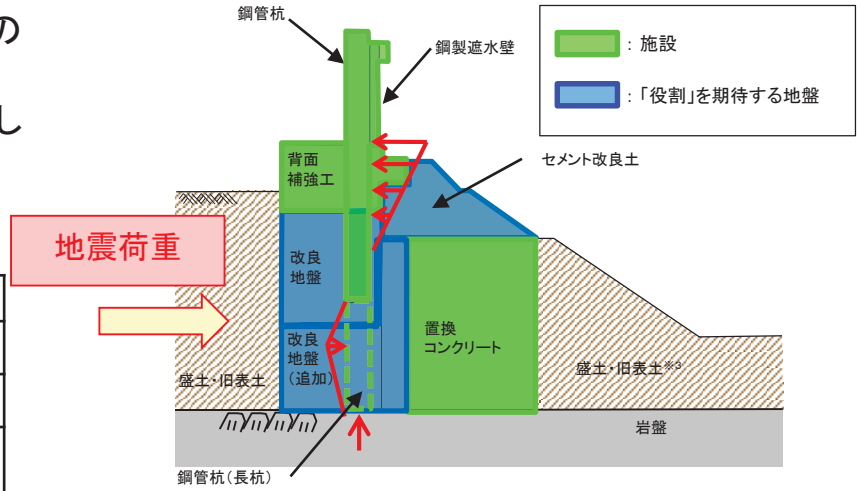
※1：「長杭」，「短杭」は，鋼管式鉛直壁（一般部）を構成する2種類の長さの鋼管杭に対して設計図書の中で付けた名称。
※2：CM級以上の岩盤に設置。

4．3　条文に対する検討要旨（鋼管式鉛直壁（一般部））②

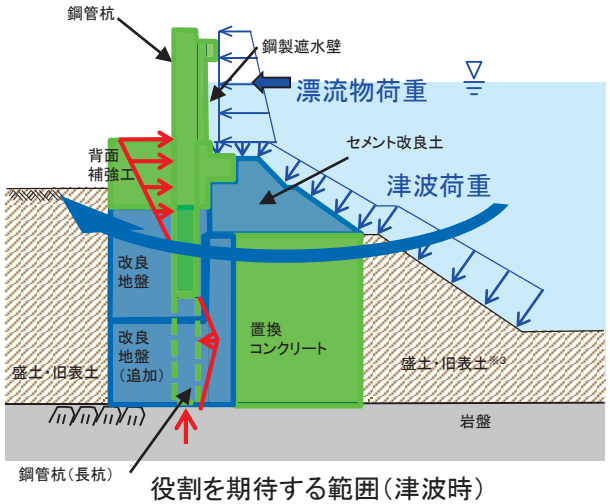
- 鋼管式鉛直壁（一般部）における条文に対応する各部位の役割を以下のとおり整理した。
- なお，以下では，津波を遮断する役割を『遮水性』，材料として津波を通しにくい役割を『難透水性』とし，これらを総称して『止水性』と整理する。

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。



役割を期待する範囲（地震時）



役割を期待する範囲（津波時）

※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（詳細は8.3参照）。

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）

<table>
<tr><th colspan="2" rowspan="2">部位</th><th colspan="4">照査項目と許容限界</th></tr>
<tr><th>鉛直支持
（第3条）</th><th>すべり安定性
（第3条）</th><th>健全性
（鋼管杭の変形抑制）
（第4条）</th><th>止水性※1
（遮水性，難透水性）
（第5条）</th></tr>
<tr><td rowspan="12">施設</td><td rowspan="2">鋼管杭</td><td rowspan="12">－</td><td rowspan="10">－</td><td colspan="2">曲げ，せん断</td></tr>
<tr><td colspan="2">（短期許容応力度以下）</td></tr>
<tr><td rowspan="2">鋼製遮水壁</td><td colspan="2">曲げ，せん断</td></tr>
<tr><td colspan="2">（短期許容応力度以下）</td></tr>
<tr><td rowspan="2">止水目地</td><td>変形</td><td>変形・水圧</td></tr>
<tr><td>（許容変形量以下）</td><td>（許容変形量・許容水圧以下）</td></tr>
<tr><td rowspan="2">背面補強工</td><td colspan="2">すべり安全率※4，5</td></tr>
<tr><td colspan="2">（1.2以上）</td></tr>
<tr><td rowspan="2">置換コンクリート</td><td rowspan="2">－※2</td><td colspan="2">すべり安全率※4，5</td></tr>
<tr><td colspan="2">（1.2以上）</td></tr>
<tr><td rowspan="6">地盤</td><td rowspan="2">セメント改良土</td><td rowspan="2">－</td><td rowspan="4">すべり安全率※3
（基礎地盤）</td><td colspan="2">すべり安全率※4</td></tr>
<tr><td colspan="2">（1.2以上）</td></tr>
<tr><td rowspan="2">改良地盤</td><td>支持力</td><td colspan="2">すべり安全率※4</td></tr>
<tr><td>（極限支持力以下）</td><td rowspan="4">（1.5以上）</td><td colspan="2">（1.2以上）</td></tr>
<tr><td rowspan="2">岩盤</td><td>支持力</td><td rowspan="2">－</td><td rowspan="2">－</td></tr>
<tr><td>（極限支持力以下）</td></tr>
</table>

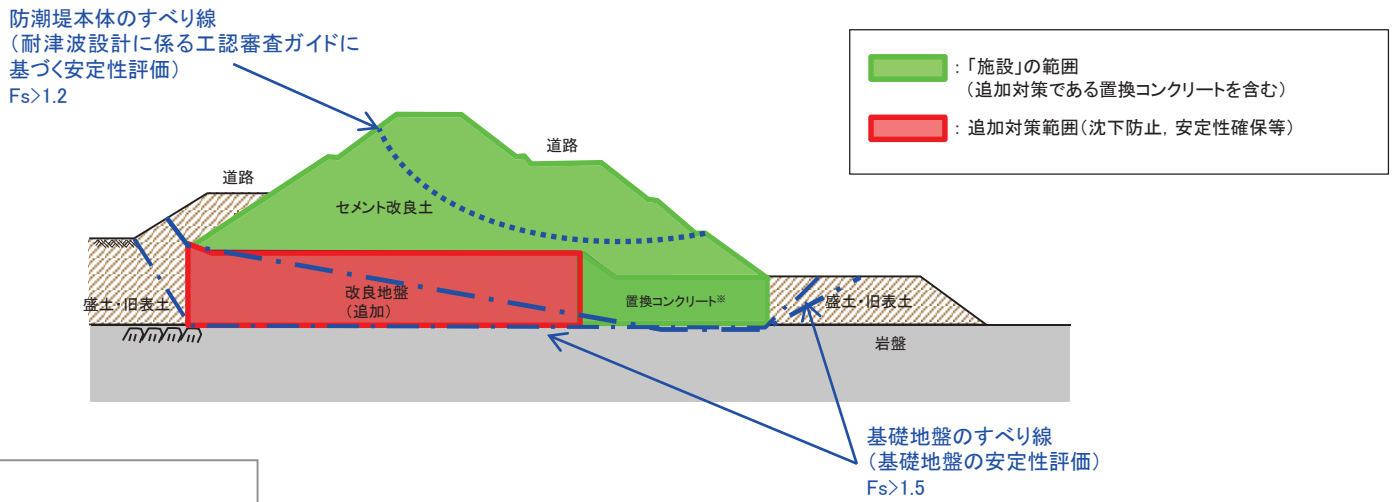
※1：施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により，置換コンクリート，改良地盤及びセメント改良土の透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを確認する。
※2：置換コンクリートがすべり破壊しないことを第4・5条で確認するため，第3条においては，岩盤及び改良地盤を通るすべり線のすべり安全率を確認する。
※3：第3条のすべり安全率は施設の外的安定の確認を目的としており，「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価に係る審査ガイド」に基づいて1.5以上を許容限界とする。
※4：第4条・第5条のすべり安全率は各部位の内的安定の確認を目的としており，「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用して1.2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。

4．3　条文に対する検討要旨（盛土堤防）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，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。



盛土堤防の「施設」の範囲　　※：CM級以上の岩盤に設置。

[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。

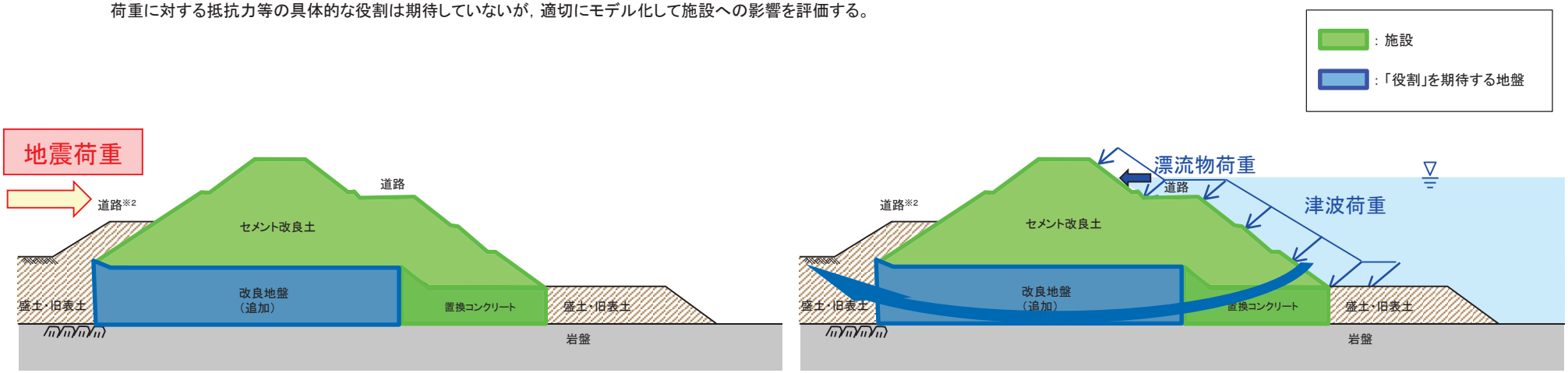
4．3　条文に対する検討要旨（盛土堤防）②

- 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。



役割を期待する範囲（地震時）　　役割を期待する範囲（津波時）

4．3　条文に対する検討要旨（盛土堤防）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，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。

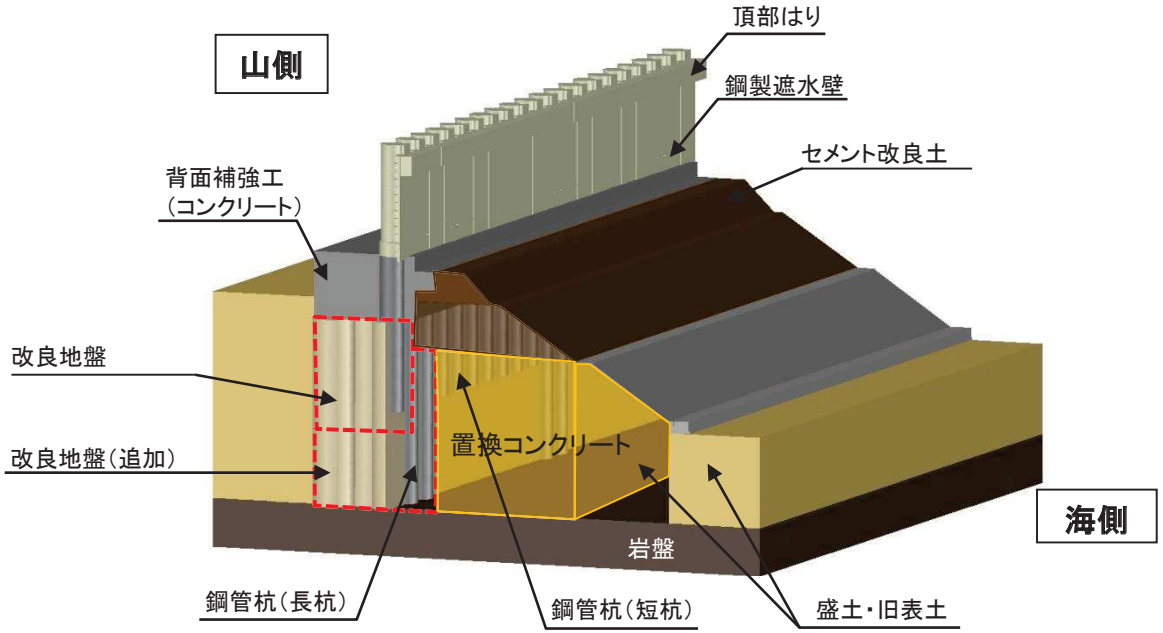
各部位の照査項目と許容限界（上段：照査項目，下段：許容限界）

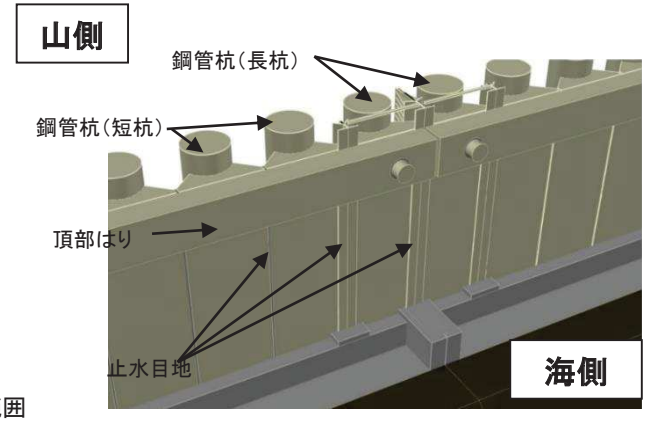
<table>
<tr><th colspan="2" rowspan="2">部位</th><th colspan="4">照査項目と許容限界</th></tr>
<tr><th>鉛直支持
（第3条）</th><th>すべり安定性
（第3条）</th><th>健全性
（第4条）</th><th>止水性※1
（難透水性）
（第5条）</th></tr>
<tr><td rowspan="2">施設</td><td>セメント改良土</td><td rowspan="4">－</td><td rowspan="2">－</td><td colspan="2">すべり安全率※4，5</td></tr>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

※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。

4．4　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。



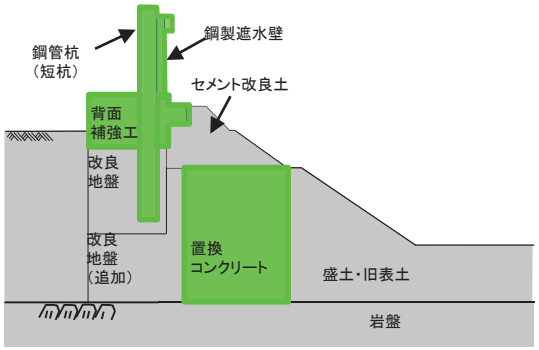


施設の範囲

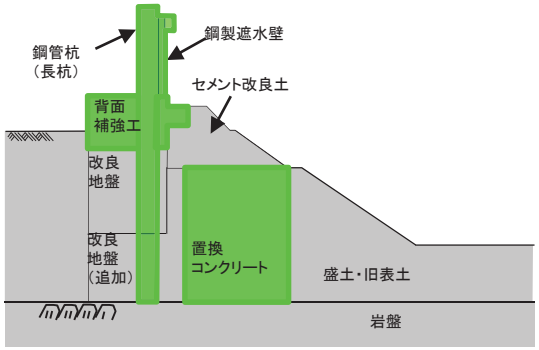
評価対象部位		主な役割
鋼管杭	長杭	鋼製遮水壁及び頂部はりを支持
	短杭	鋼製遮水壁を支持
鋼製遮水壁		止水目地を支持，遮水性の保持
止水目地		鋼製遮水壁間の遮水性の保持
背面補強工		遮水性の保持，長杭・短杭の変形抑制
置換コンクリート		基礎地盤のすべり安定性の確保，長杭・短杭の変形抑制，難透水性の保持
頂部はり		—※

【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	—



（短杭）

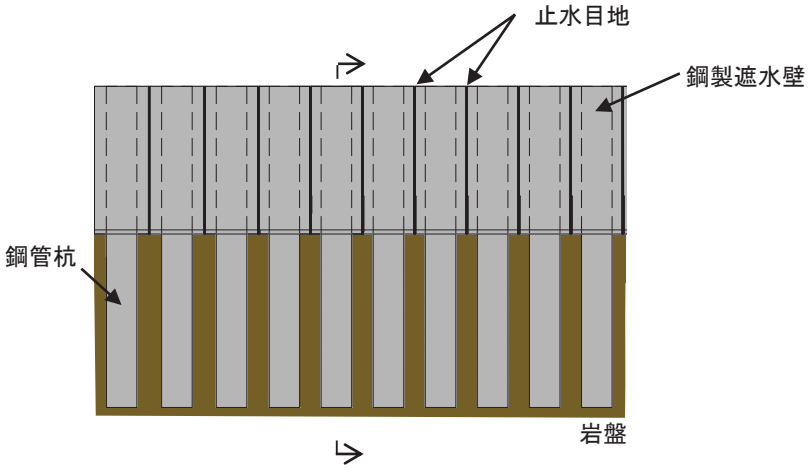


（長杭）

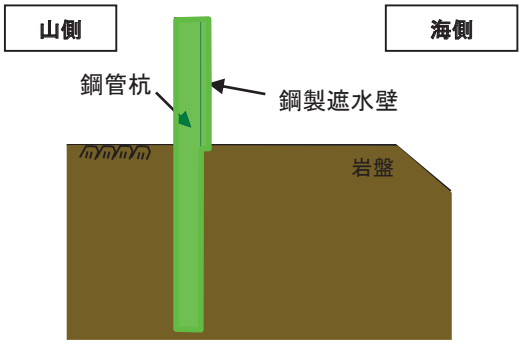
鋼管式鉛直壁（一般部）における施設と地盤の区分

4．5　鋼管式鉛直壁（岩盤部）構造の概要

- 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

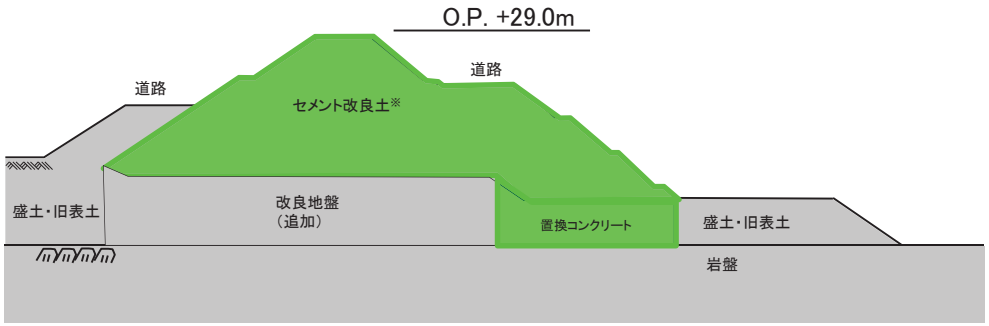
評価対象部位	主な役割
鋼管杭	鋼製遮水壁を支持
鋼製遮水壁	止水目地を支持 遮水性の保持
RC遮水壁	
止水目地	鋼製遮水壁間の遮水性の保持

【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

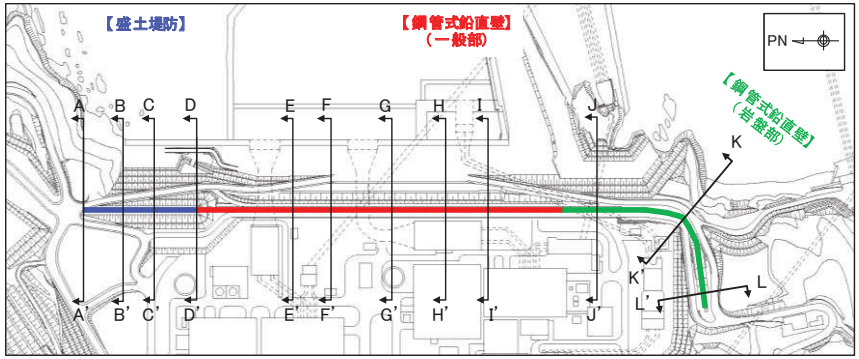
【地盤】

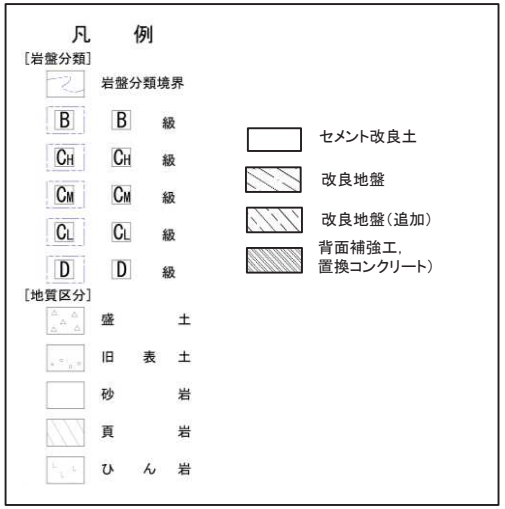
岩盤	セメント改良土及び置換コンクリートの鉛直支持，基礎地盤のすべり安定性に寄与
改良地盤	セメント改良土の鉛直支持（下方の岩盤に荷重を伝達），基礎地盤のすべり安定性に寄与，難透水性の保持
盛土・旧表土	―

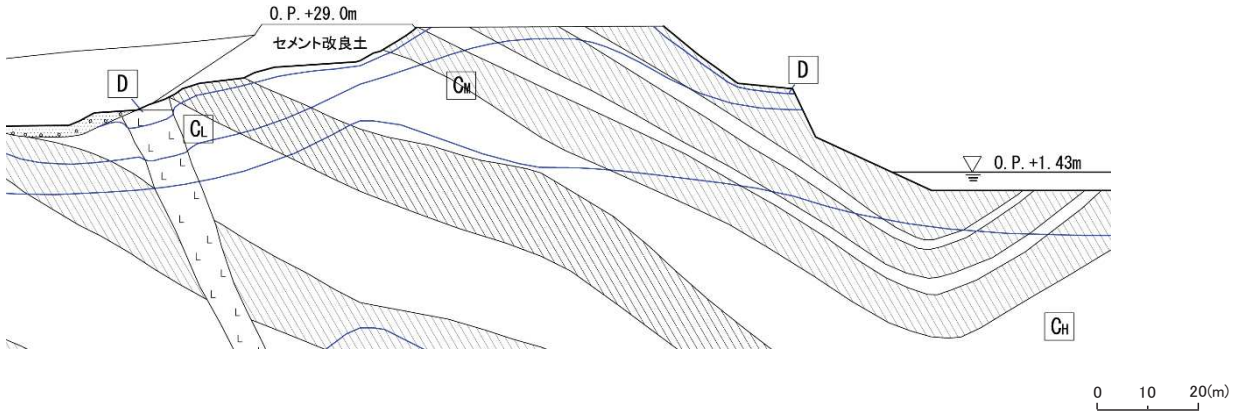
※：セメント改良土について，堤体として本体部分と海側の道路部分を一体的に構築しており，津波荷重も全体で受けることから，海側の道路部分も含めたセメント改良土全体を施設として評価する。

4．7　防潮堤設置位置の地質構造(1/12)

- 盛土堤防A-A’断面の地質断面図を以下に示す。



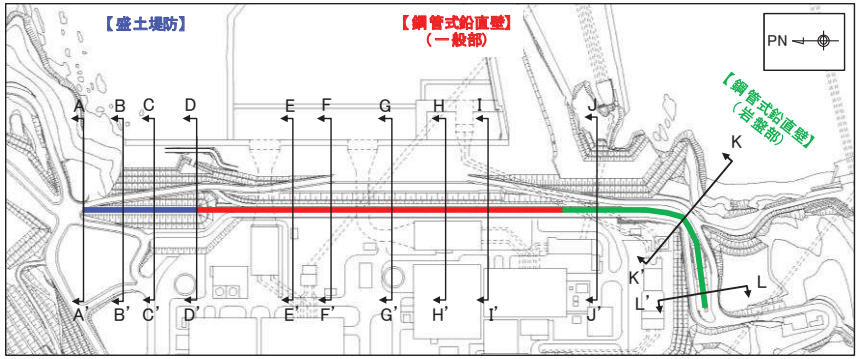


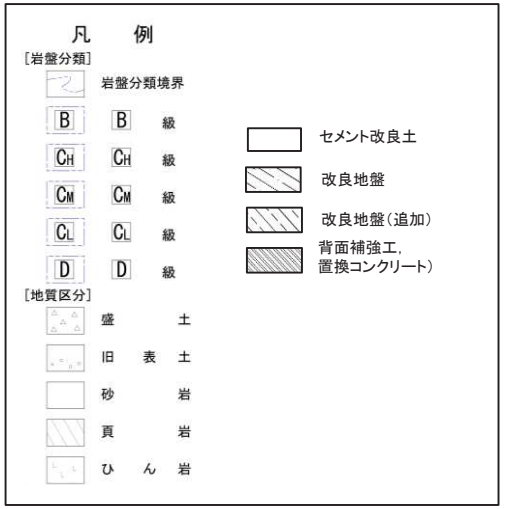


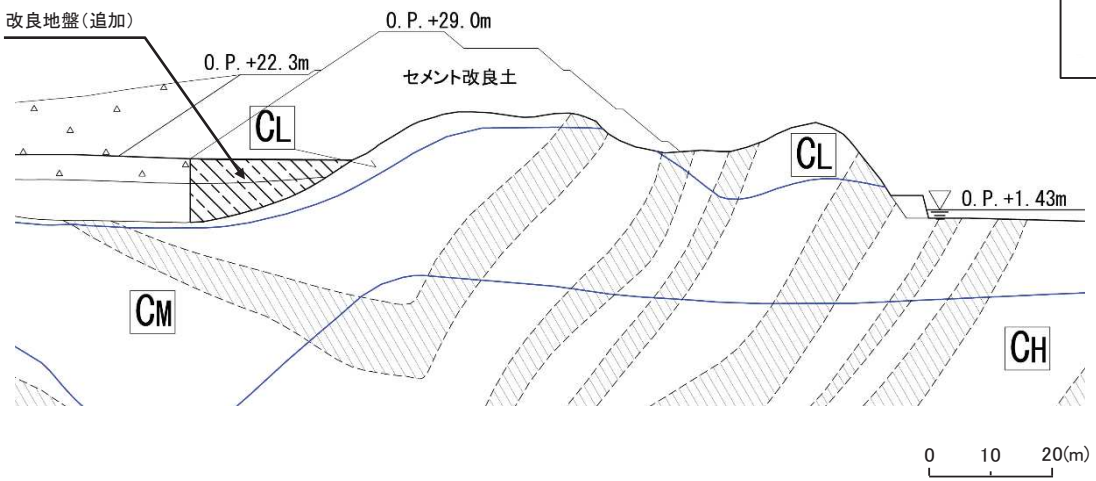
防潮堤　盛土堤防　横断図(A-A’)

4．7　防潮堤設置位置の地質構造(2/12)

- 盛土堤防B-B’断面の地質断面図を以下に示す。



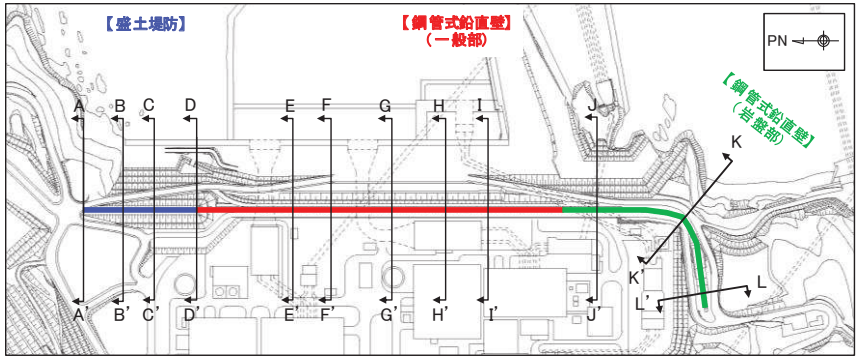


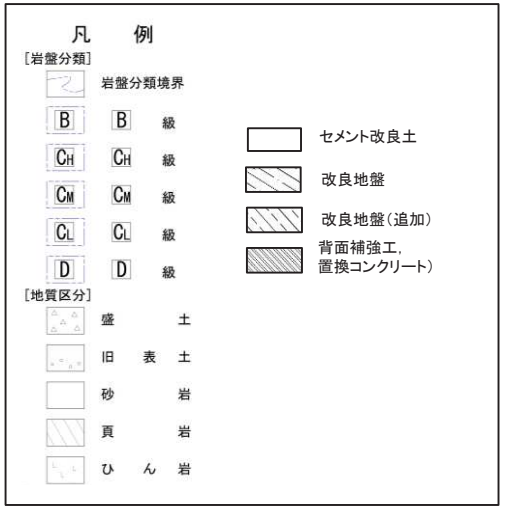


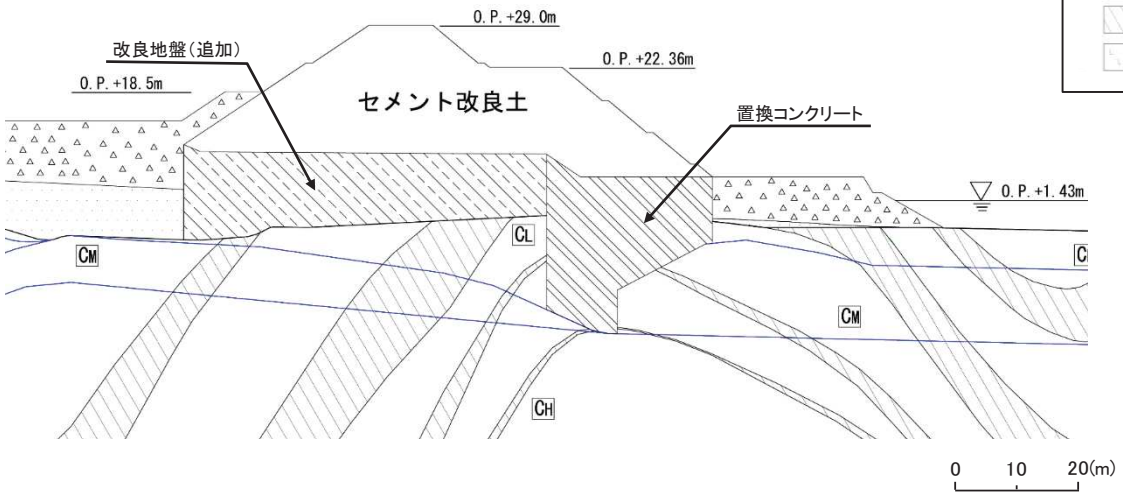
防潮堤　盛土堤防　横断図(B-B’)

4．7　防潮堤設置位置の地質構造(3/12)

- 盛土堤防C-C’断面の地質断面図を以下に示す。



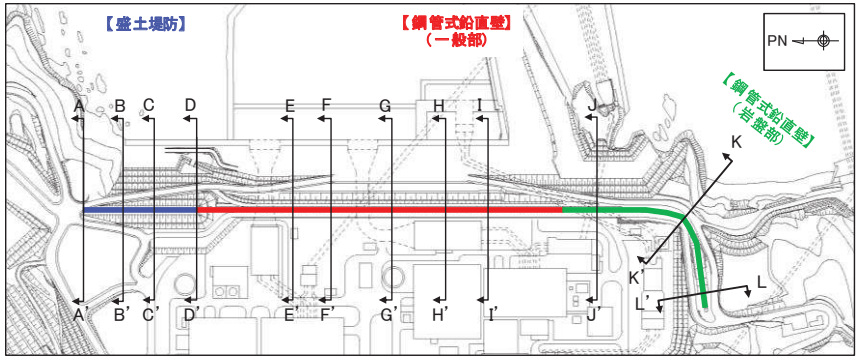


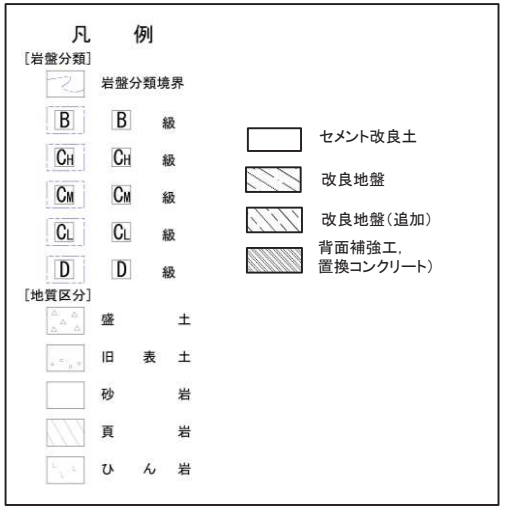


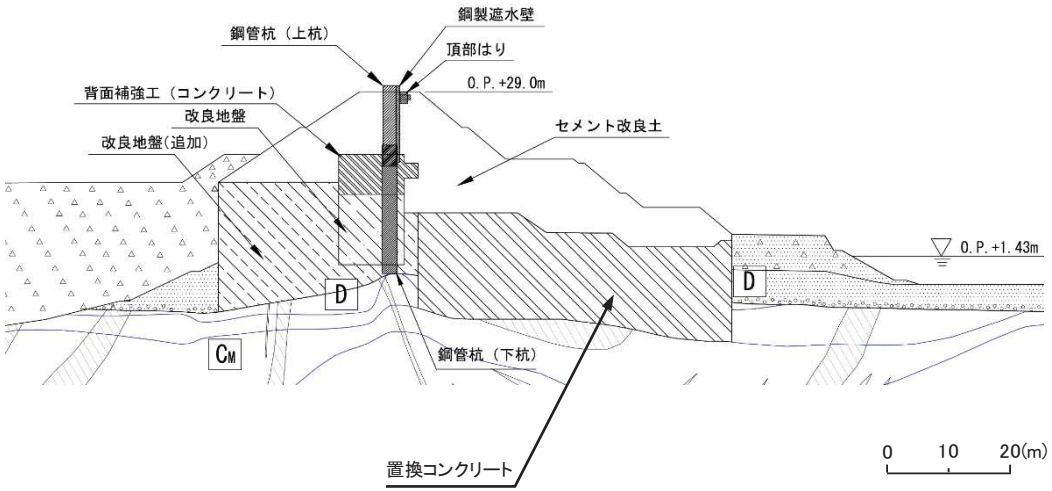
防潮堤　盛土堤防　横断図(C-C’)

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。



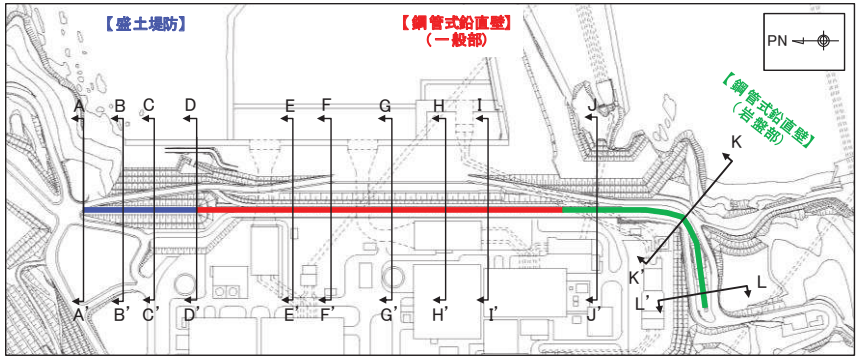


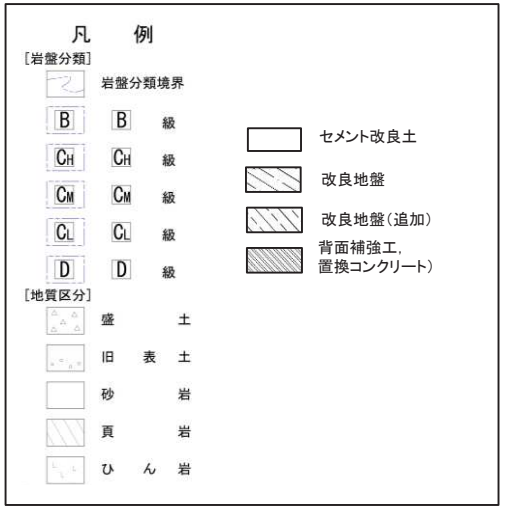


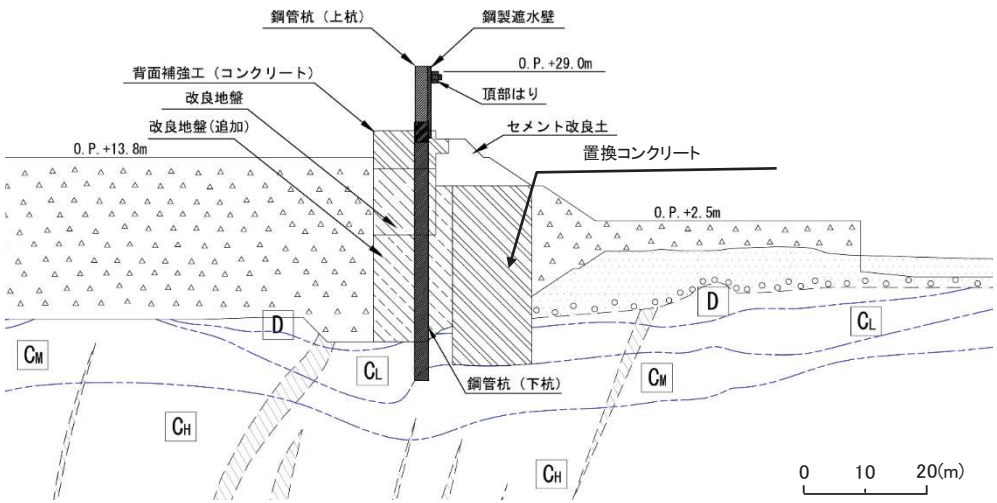
防潮堤　盛土堤防及び鋼管式鉛直壁　横断図(D-D’)

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。



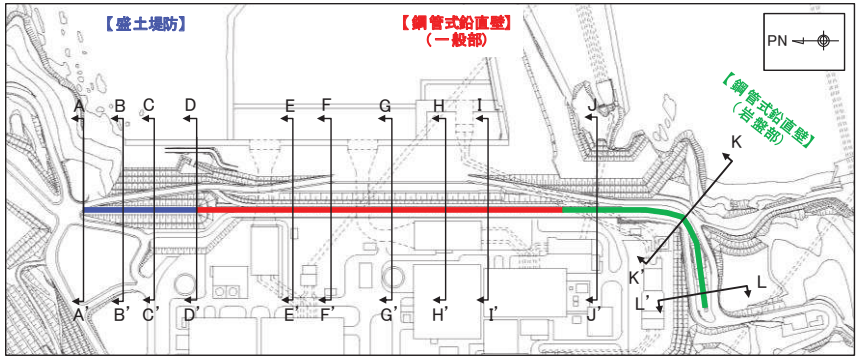


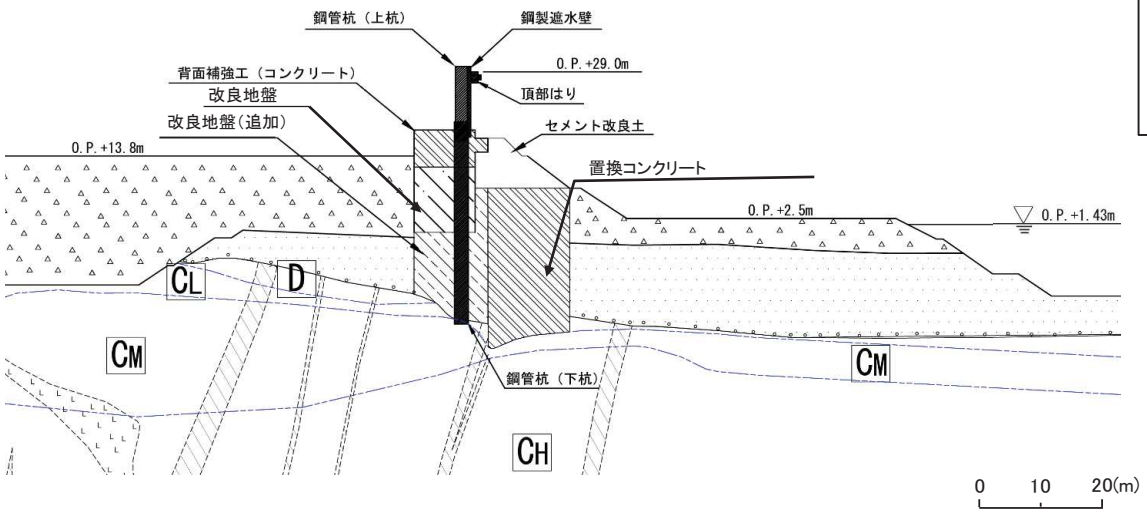


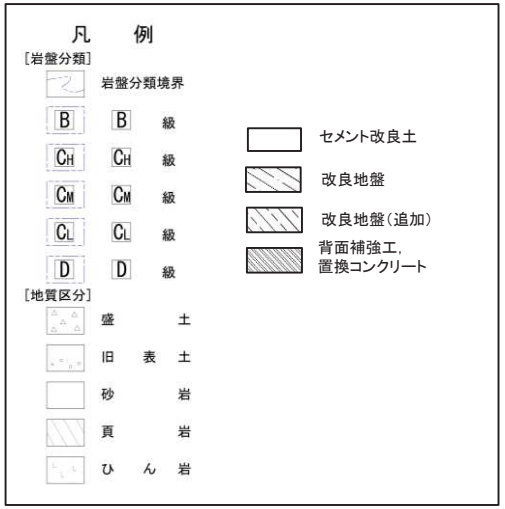
防潮堤　鋼管式鉛直壁　横断図(E-E’)

4．7　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。



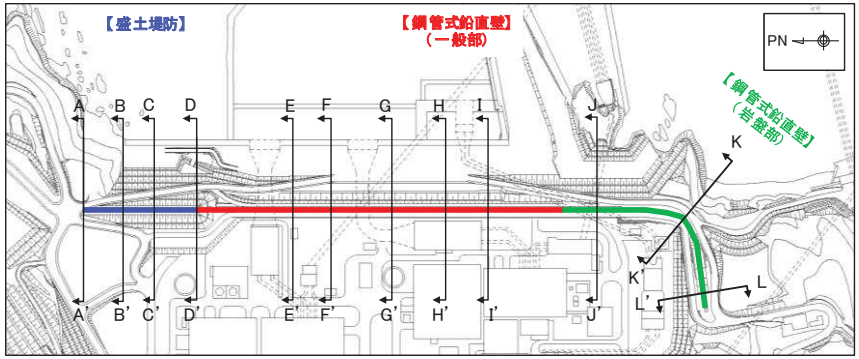


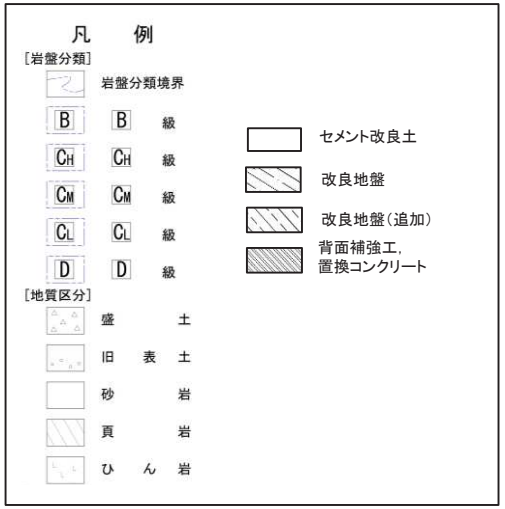


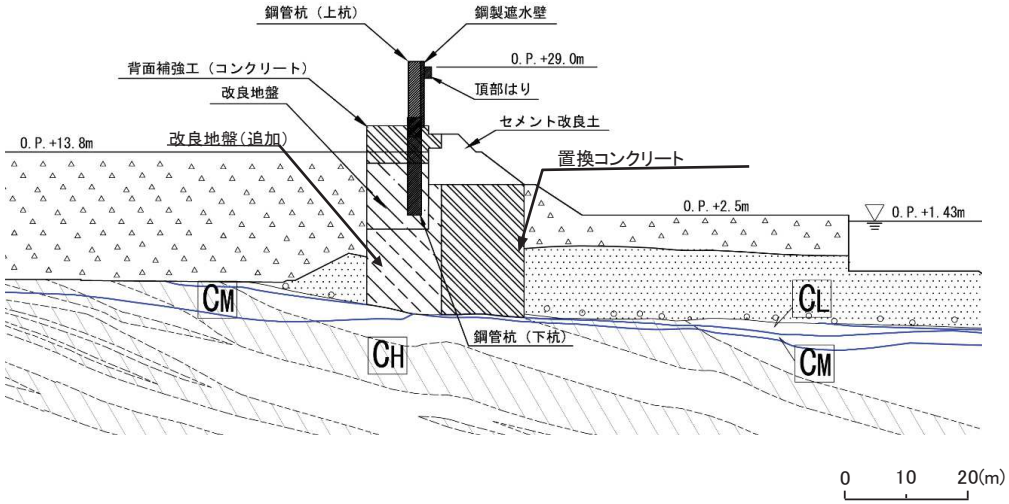
防潮堤　鋼管式鉛直壁　横断図(F-F’)

4．7　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。



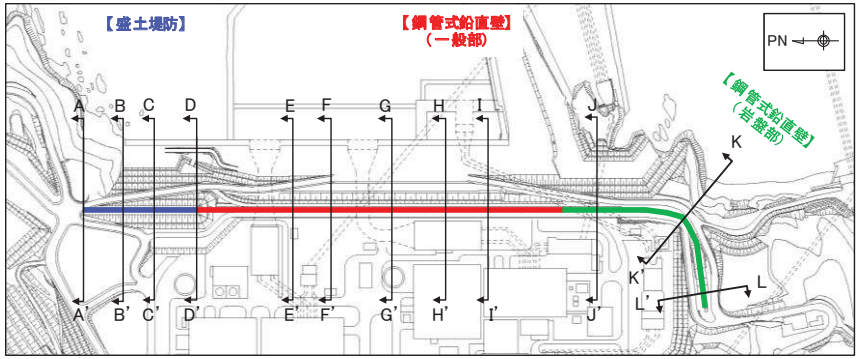


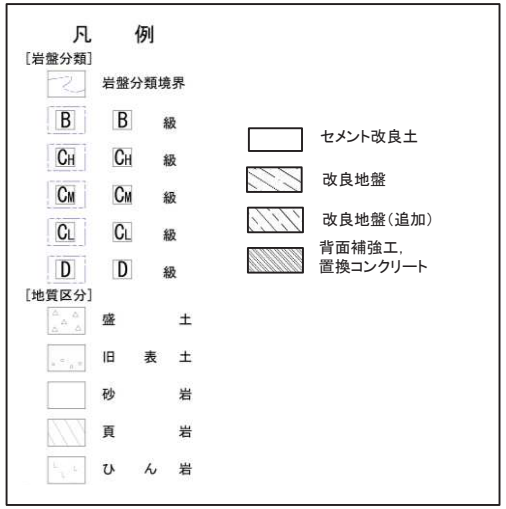


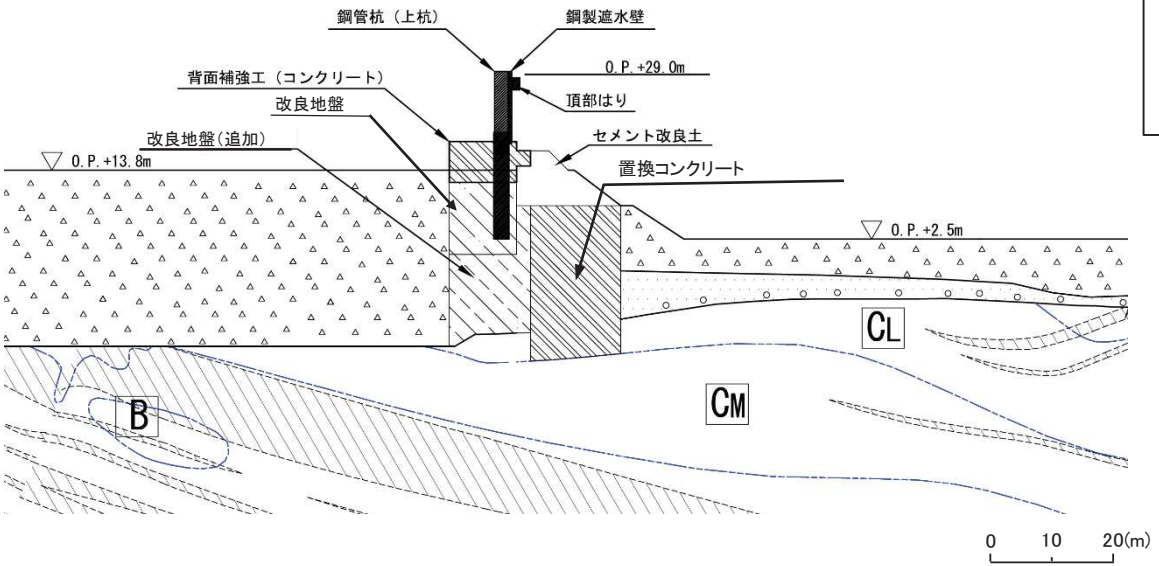
防潮堤　鋼管式鉛直壁　横断図(G-G’)

4．7　防潮堤設置位置の地質構造(8/12)

- 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。



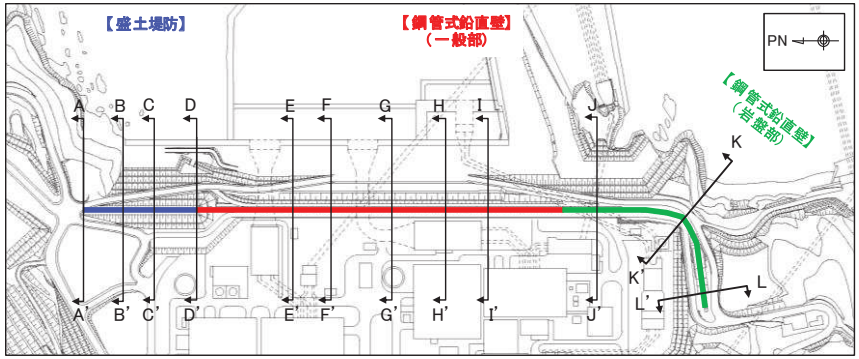


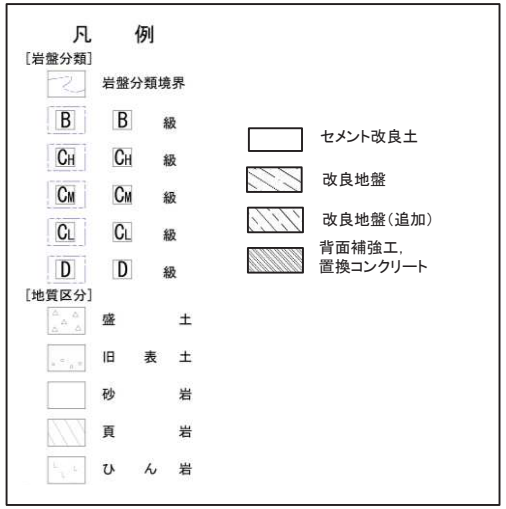


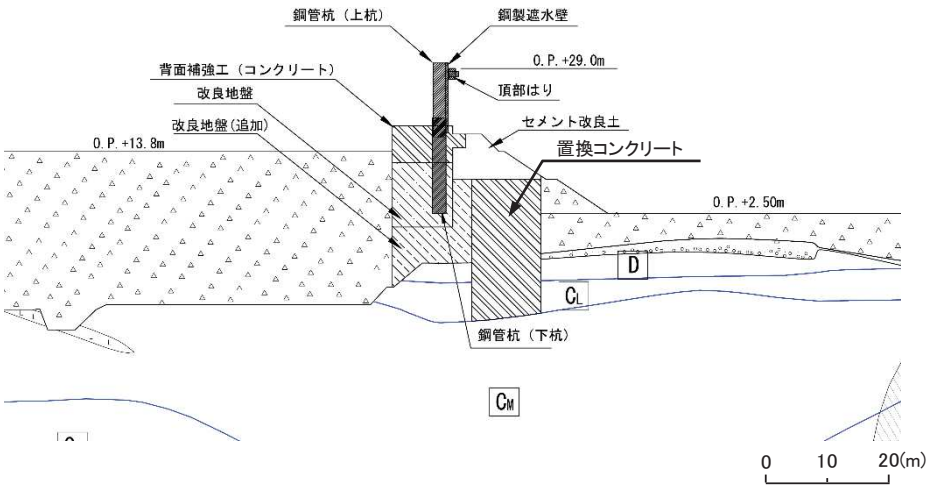
防潮堤　鋼管式鉛直壁　横断図(H-H’)

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。



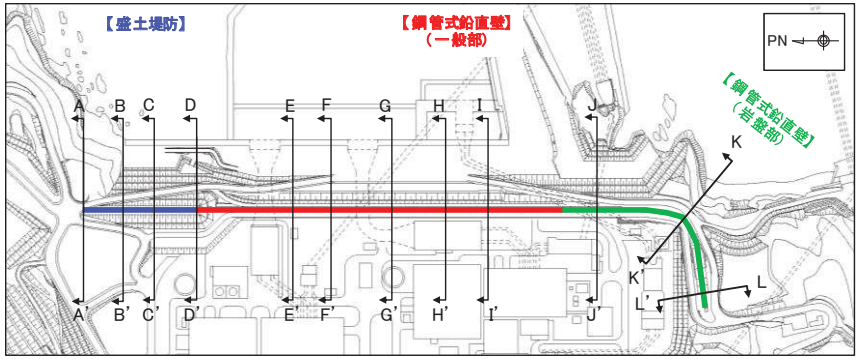


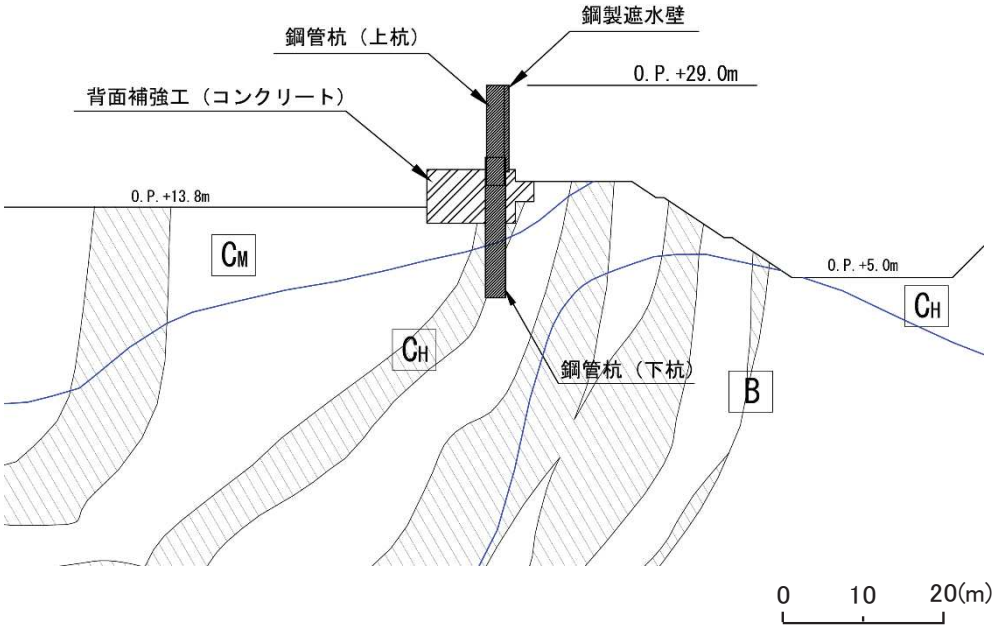


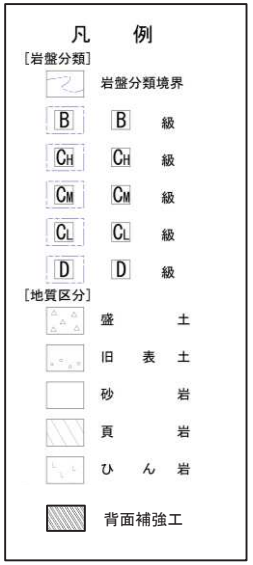
防潮堤　鋼管式鉛直壁　横断図(I-I’)

4. 7 防潮堤設置位置の地質構造(10/12)

- 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。



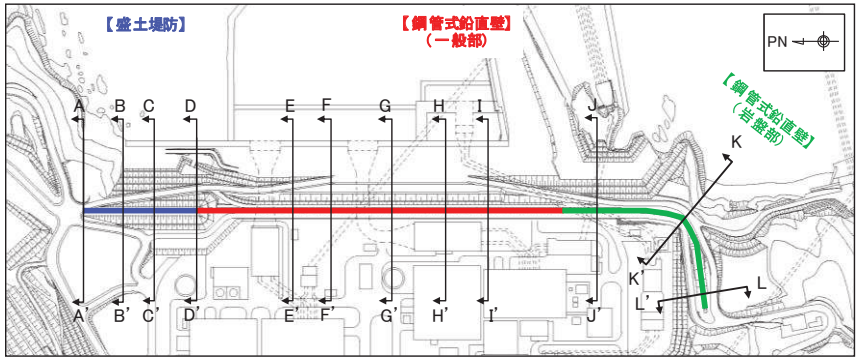


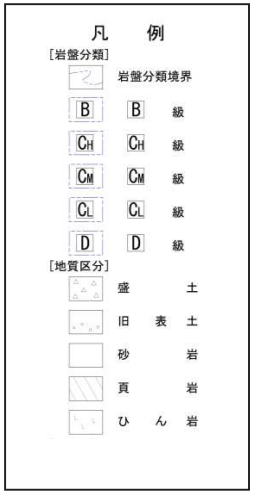


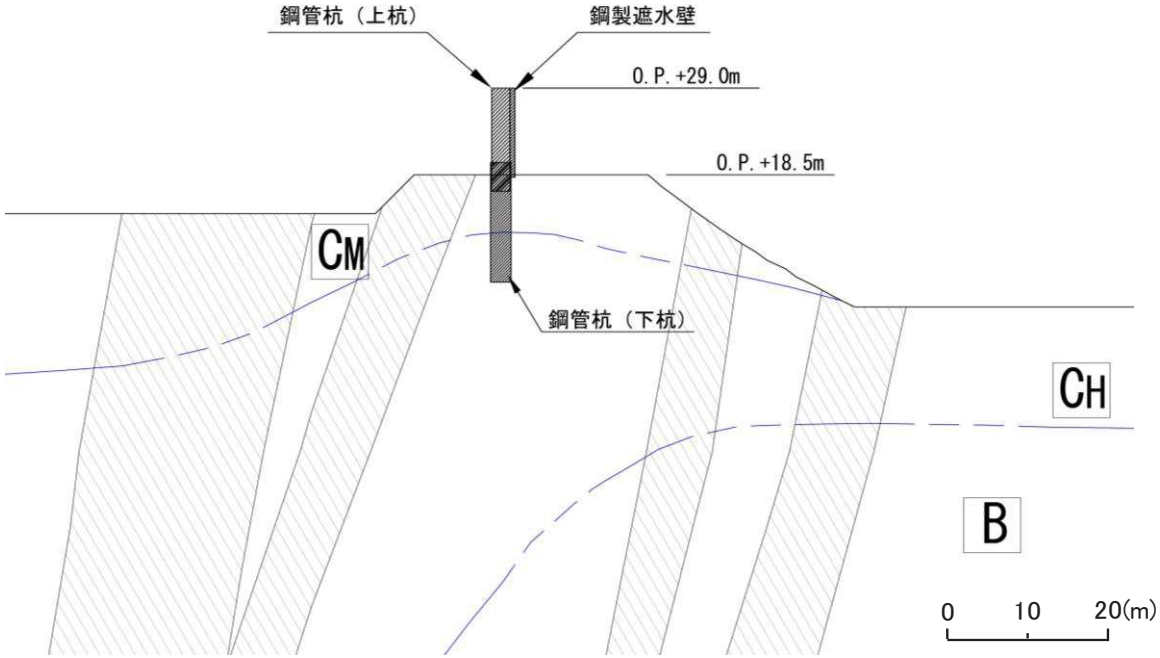
防潮堤　鋼管式鉛直壁　横断図(J-J’)

4．7　防潮堤設置位置の地質構造(11/12)

- 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。



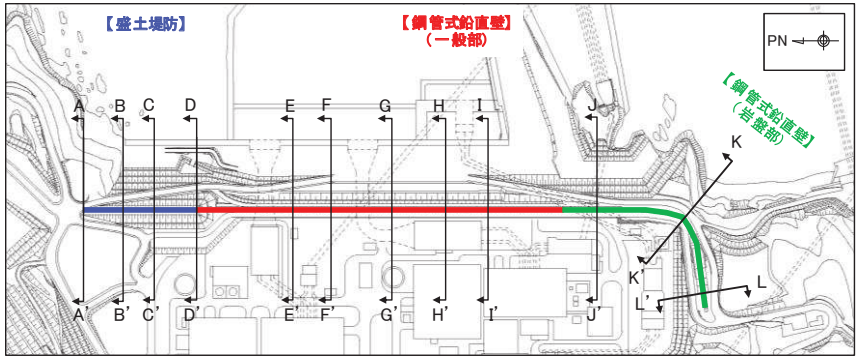


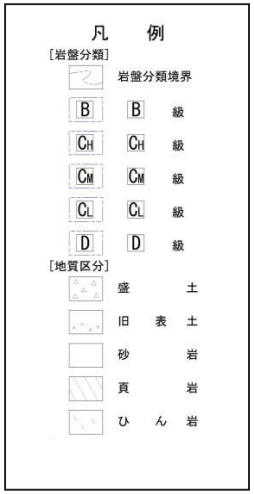


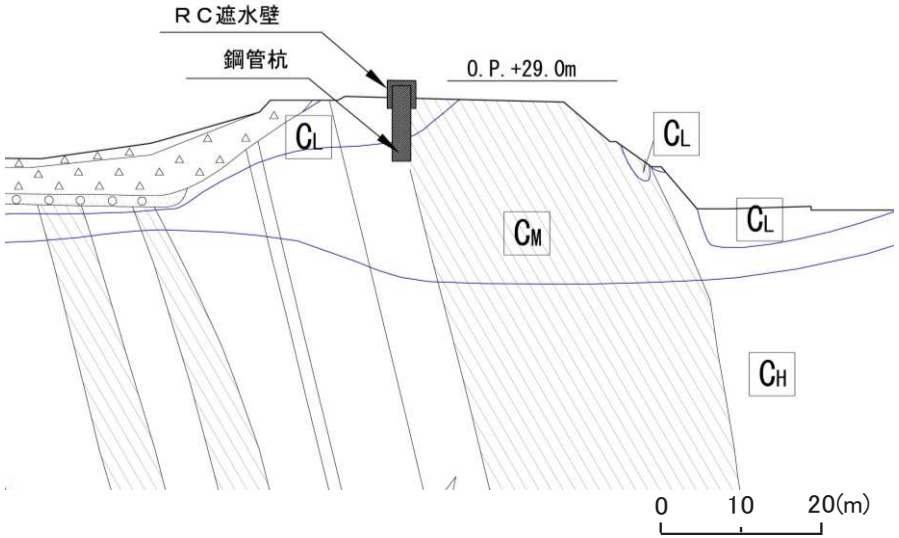
防潮堤　鋼管式鉛直壁　横断図(K-K’)

4．7　防潮堤設置位置の地質構造(12/12)

- 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。







防潮堤　鋼管式鉛直壁　横断図(L-L’)

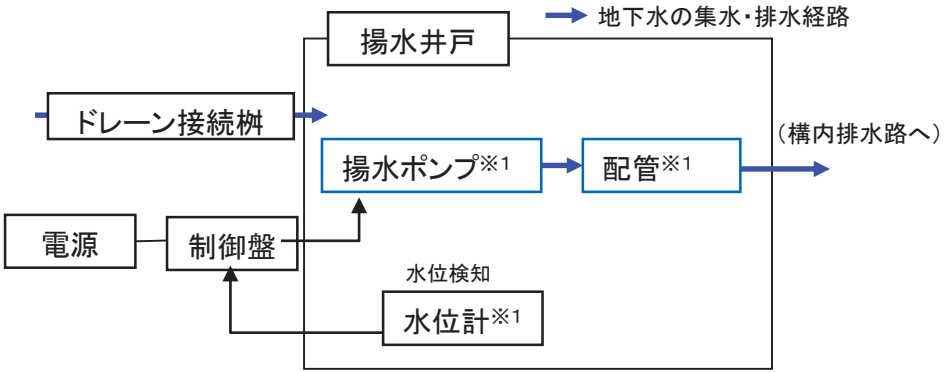
目次

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. 地下水位の設定について（第715回審査会合（R1.5.21）資料抜粋）※
6. 液状化影響の検討方針について（第721回審査会合（R1.6.4）資料抜粋）

※:「地下水位の設定について」は，現在審議中であることから，記載内容が今後変更となる可能性がある。

5．1．1　全体構成

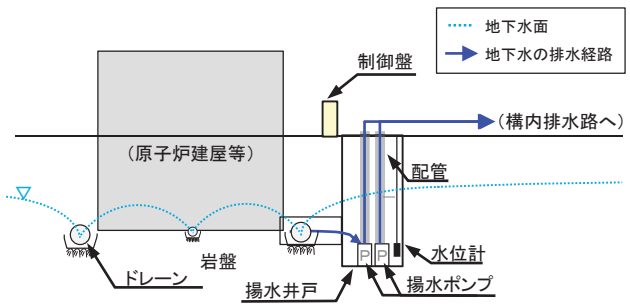
- 既設の地下水位低下設備は，原子炉建屋，制御建屋，タービン建屋，排気筒，及び海水ポンプ室等の各号炉の主要施設下部周辺に設置しており，地下水はドレーンによって集水し，揚水井戸内に設置した揚水ポンプ・配管により構内排水路へ排水される。なお，建設時工認（女川2号炉，3号炉工認）では地下水位低下設備の機能を考慮した二次元浸透流解析を参照し，周辺施設（屋外重要土木構造物等）の設計用地下水位の設定，揚水ポンプ容量等の設定を行っている。
- 地下水位低下設備は，下図に示す部位により構成され，各構成部位が地下水の集・排水機能，支持・閉塞防止機能並びに地下水位の監視機能他を維持することにより，地下水位は一定の範囲に保持される。
- 女川原子力発電所の地下水位低下設備は，各号炉の建設時に設置され，その後，保守管理を行いながらその機能を維持している。なお，平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震後に実施した主要な設備の目視確認の範囲においては，ドレーン及び揚水井戸の集・排水機能に異常は確認されなかった。



※1　支持金物を含む

地下水位低下設備（既設）の基本構成

機能	構成部位	設備構成のイメージ
集水機能	ドレーン・接続桝	
支持・閉塞防止機能	揚水井戸	
排水機能	揚水ポンプ	
	配管※3	
監視・制御※2機能	水位計※3	
	制御盤	
電源機能	電源	

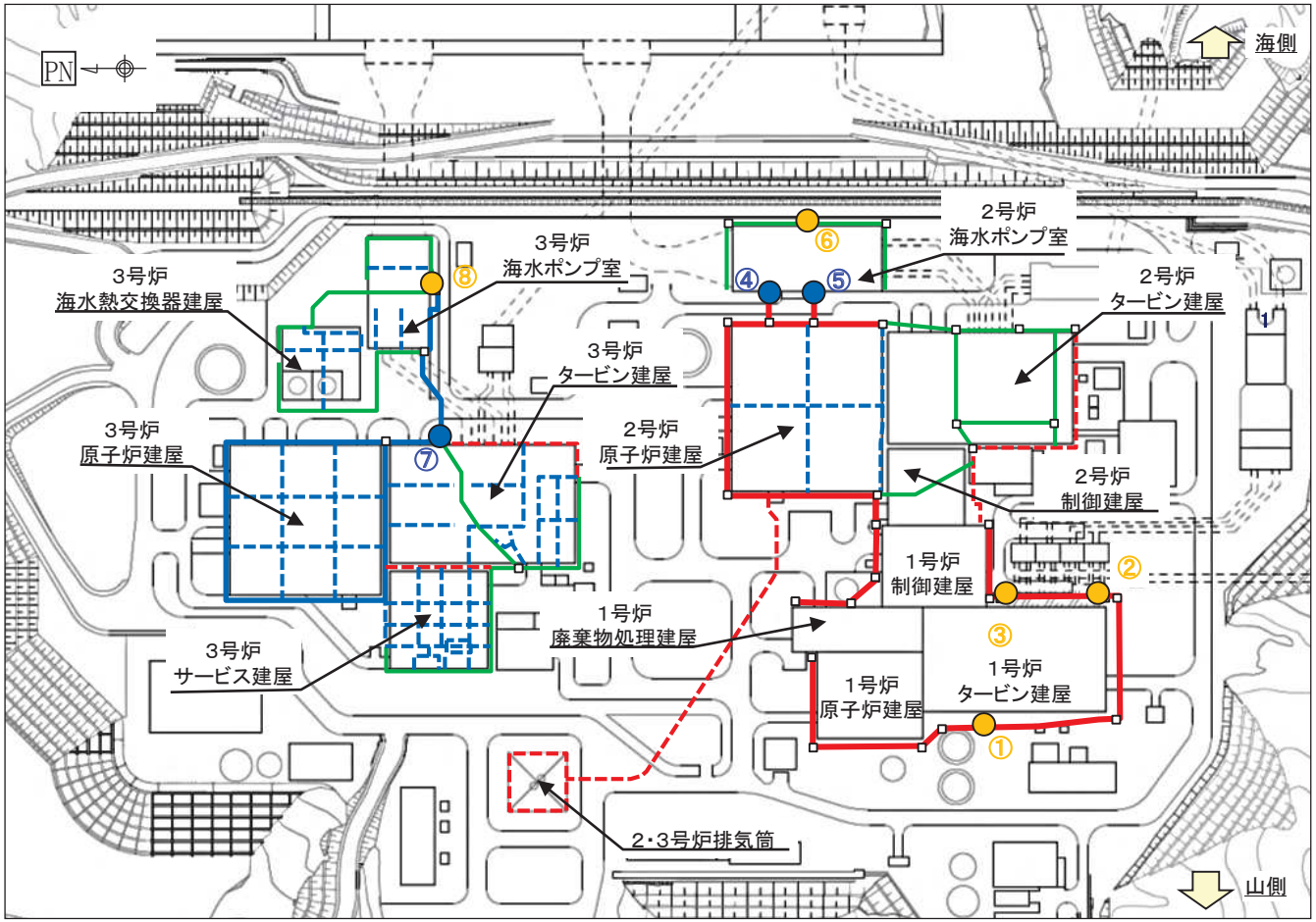


地下水位低下設備（既設）の機能と構成部位

※2　伝送機能を含む　　※3　支持金物を含む

5. 1. 2　既設の設備構成　揚水井戸・ドレーン設置状況

- 地下水位低下設備のうちドレーン・揚水井戸の配置を示す。
- 各施設周囲の岩盤上に設置された有孔塩ビ管（φ100mm，200mmの2種類）及び有孔ヒューム管（φ500mm，800mm，1,050mmの3種類）により地下水を揚水井戸に集水し，揚水ポンプ（2台／1箇所）・配管を介して構内排水路へ排水する構造となっている。ドレーンの分岐部，曲がり部は鉄筋コンクリート造の接続桝が設置されている箇所もある。
- 女川原子力発電所においては，異常時等において点検を行う場合を考慮し，原子炉建屋周辺等において一部大口径のドレーン（φ800mm，φ1,050mmの有孔ヒューム管）を採用している。



地下水位低下設備　（既設）　のドレーン・揚水井戸区分

凡　例

ドレーン
- :有孔ヒューム管φ1,050mm
- :有孔ヒューム管φ800mm
- :有孔ヒューム管φ500mm
- :有孔塩ビ管φ200mm
- :有孔塩ビ管φ100mm
- □ :接続桝

- :揚水井戸（常用電源）
- :揚水井戸（非常用電源）

揚水井戸の電源区分

	非常用電源	常用電源
1号炉	―	①，②，③
2号炉	④，⑤	⑥
3号炉	⑦	⑧

5．2　各審査段階における提示内容

- 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について，設置許可段階及び工認段階における提示内容を整理した。

－設置変更許可段階では，設計条件としての地下水位を保持する方針とし，地下水位を保持するために地下水位低下設備を設計基準対象施設として位置付け，その機能を考慮することを説明する。また，地下水位低下設備の機能を保持するために設計上の配慮を行う方針を説明する。記載方針を次頁に示す。

－工事計画認可段階では，設計基準対象施設と位置付けた地下水位低下設備の基準適合性を説明する。

設置許可及び工事計画認可段階における提示概要

設置変更許可段階

地下水位低下設備※1

・設計条件としての地下水位を保持し，設置許可基準規則第3条，第4条，第5条，第38条，第39条，第40条，及び第43条へ適合するため，設計基準対象施設として位置付け，この機能を考慮する。

・設計上の配慮を行う。（Ss機能維持，非常用電源接続，多重化等）

※1　本文，添付書類六（地盤）及び添付書類八（耐震設計，その他発電用原子炉の附属施設）に記載

工事計画認可段階

地下水位低下設備

・基本設計方針（技術基準規則※2第4条，第5条※3，第6条，第49条，第50条※3，第51条，及び第54条）に設計上の配慮を位置付け，基準適合性を示す耐震計算書※4 を添付（地下水位の設定方法を含む）

※2　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
※3　技術基準規則第4条（地盤）への適合性について，第5条・第50条（耐震）にて確認
※4　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

5．3　発電用原子炉設置変更許可申請書の記載方針①

- 発電用原子炉設置変更許可申請書本文及び添付書類における記載方針を示す。

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
　ロ　発電用原子炉施設の一般構造
　　その他の主要な構造
　　「発電用原子炉施設の機能の保持にあたり，発電用原子炉施設周辺の地下水位を一定範囲に保持し揚圧力影響を低減するために，地下水位低下設備を設置する」旨を記載

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
　　耐震重要施設の基礎地盤※1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構造物基礎版中央とし，原子炉建屋以外においては地表面に設定する」旨を記載

　　周辺地盤の変状による施設への影響評価
　　「液状化影響の検討に当っては，設計用地下水位の設定において，発電用原子炉施設周辺の地下水位を一定範囲に保持し揚圧力影響を低減するために設置する地下水位低下設備の機能を考慮する方針とする」とともに，「耐震重要施設は，周辺地盤の液状化による地盤変状を考慮した場合でも，その機能が損なわれないよう，所要の対策を講じる方針とする」旨を記載。

　　常設重大事故等対処施設の基礎地盤※1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）
　　「解析用地下水位は地表面に設定する」旨を記載

　　周辺地盤の変状による施設への影響評価
　　（耐震重要施設と同様とする。）

※1　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。

5．3　発電用原子炉設置変更許可申請書の記載方針②

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，発電用原子炉施設周辺の地下水位を一定範囲に保持し揚圧力影響を低減するために設置する地下水位低下設備の機能を考慮して，設計を行う」旨を記載
また，「液状化影響の検討に当っては，発電用原子炉施設周辺の地下水位を一定範囲に保持し揚圧力影響を低減するために設置する地下水位低下設備の機能を考慮した設計用地下水位を設定する」とともに，「耐震重要施設は，周辺地盤の液状化による地盤変状を考慮した場合でも，その機能が損なわれないよう，所要の対策を講じる」旨を記載

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）／適合のための設計方針
「重大事故等対処施設は，発電用原子炉施設周辺の地下水位を一定範囲に保持し揚圧力影響を低減するために設置する地下水位低下設備の機能を考慮して，設計を行う」旨を記載
また，「液状化影響の検討に当っては，発電用原子炉施設周辺の地下水位を一定範囲に保持し揚圧力影響を低減するために設置する地下水位低下設備の機能を考慮した設計用地下水位を設定する」とともに，「重大事故等対処施設は，周辺地盤の液状化による地盤変状を考慮した場合でも，その機能が損なわれないよう，所要の対策を講じる」旨を記載
なお，「高台エリア（O.P.+62.0m盤周辺）に設置する重大事故等対処施設は，発電用原子炉施設周辺の地下水位を一定範囲に保持し揚圧力影響を低減するために設置する地下水位低下設備の機能に期待せず，観測記録に基づく水位または地表面に地下水位を設定する」旨を記載

第四十三条　（重大事故等対処設備）／適合のための設計方針
「屋外アクセスルートの地震による影響の想定においては，発電用原子炉施設周辺の地下水位を一定範囲に保持し揚圧力影響を低減するために設置する地下水位低下設備の機能を考慮する」旨を記載

その他発電用原子炉の附属施設
地下水位低下設備
「地下水位低下設備は，ドレーン，揚水井戸及び揚水ポンプ等で構成され，発電用原子炉施設周辺の地下水位を一定範囲に保持し揚圧力影響を低減するために設置する」旨を記載。
なお，「地下水位低下設備は，基準地震動に対して機能維持する設計とし，重要安全施設相当の配慮として，多重性又は多様性及び独立性を確保する」こと，並びに「電源については，外部電源の喪失に配慮し，非常用電源からの供給が可能な設計とする。また，全交流動力電源の喪失に配慮し，常設代替交流電源からの供給が可能な設計とする。」，「予備品を用いた補修又は可搬型設備を用いた機動的な復旧対応が可能となるよう，資機材の配備及び手順の整備を行う」旨を記載。

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／アクセスルートの確保
「屋外アクセスルートの地震による影響の想定においては，発電用原子炉施設周辺の地下水位を一定範囲に保持し揚圧力影響を低減するために設置する地下水位低下設備の機能を考慮する」旨を記載

5．4　設置許可基準規則における耐震重要度分類

地下水位低下設備に対する耐震重要度分類について，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。

設置許可基準規則における耐震重要度分類の考え方

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. 地下水位の設定について（第715回審査会合（R1.5.21）資料抜粋）
6. 液状化影響の検討方針について（第721回審査会合（R1.6.4）資料抜粋）※

※:「液状化影響の検討方針について」は，現在審議中であることから，記載内容が今後変更となる可能性がある。

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1項適合）。

耐震重要施設等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よう，適切な対策を講ずる設計とする（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。

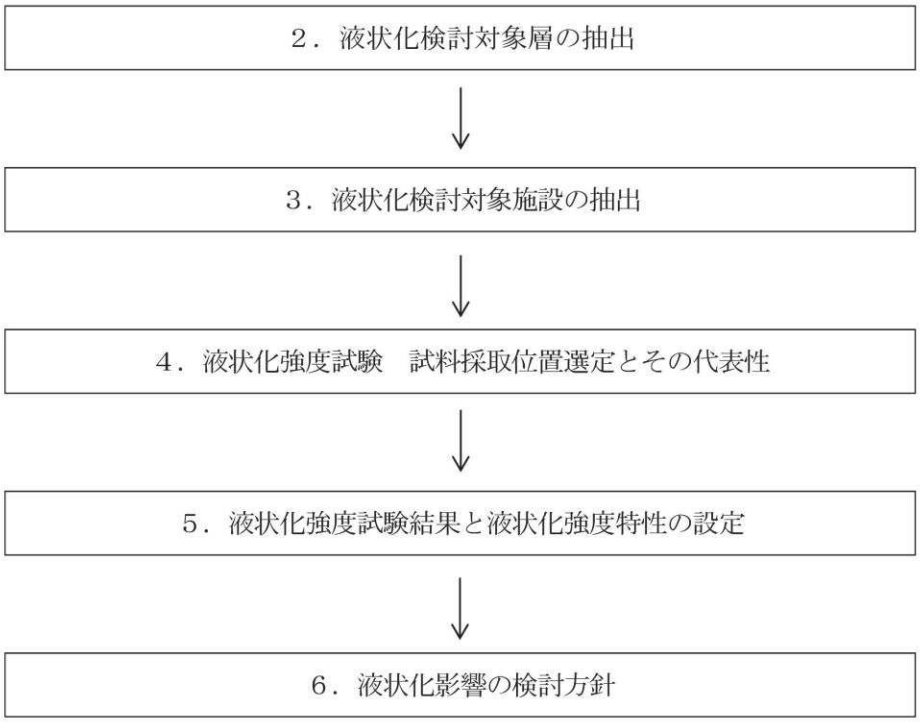
液状化影響については，発電用原子炉施設周辺の地下水位を一定範囲に保持し建物・構築物の揚圧力影響を低減するために設置する地下水位低下設備の機能を考慮した設計用地下水位を用い評価を行う。また，耐震重要施設等は，周辺地盤の液状化による地盤変状を考慮した場合でも，当該施設の機能が損なわれないよう設計する。なお，設計用地下水位の設定の考え方は「3．液状化検討対象施設の抽出」に示し，各施設の設計用地下水位は工認段階において設定するものとする。

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Ss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 Ss 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，牡鹿層群月の浦累層及び荻の浜累層に区分される砂岩，頁岩及び砂岩頁岩互層の堆積岩類であり，敷地に広く分布し，部分的にこれらを貫いてひん岩が分布する。また，第四系として，一部海岸付近及び低地周辺に，未固結～半固結の堆積物が分布する。

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

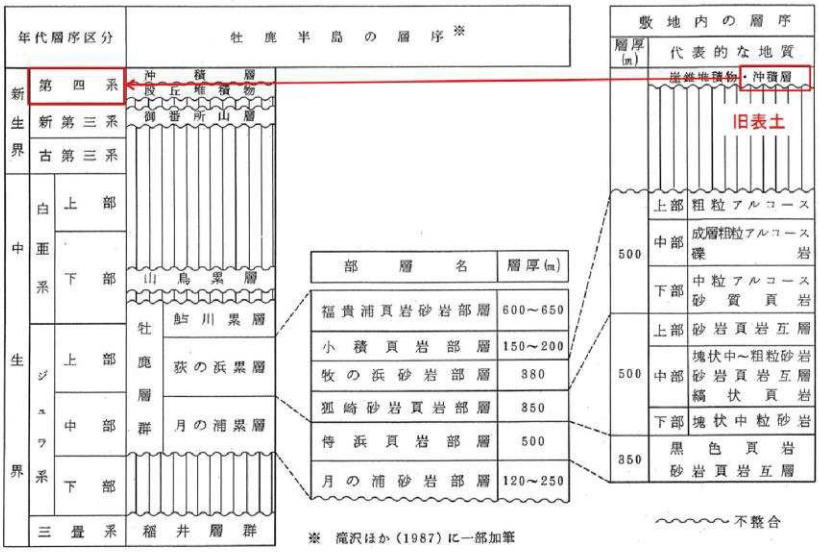
旧表土は，敷地のほぼ全域にわたり牡鹿層群を覆って分布する。旧表土は，地層の連続性からみて同時代に堆積したものと考えられ，かつては敷地のほぼ全域に分布していたが，発電所設置の際の掘削により，その多くが取り除かれている。

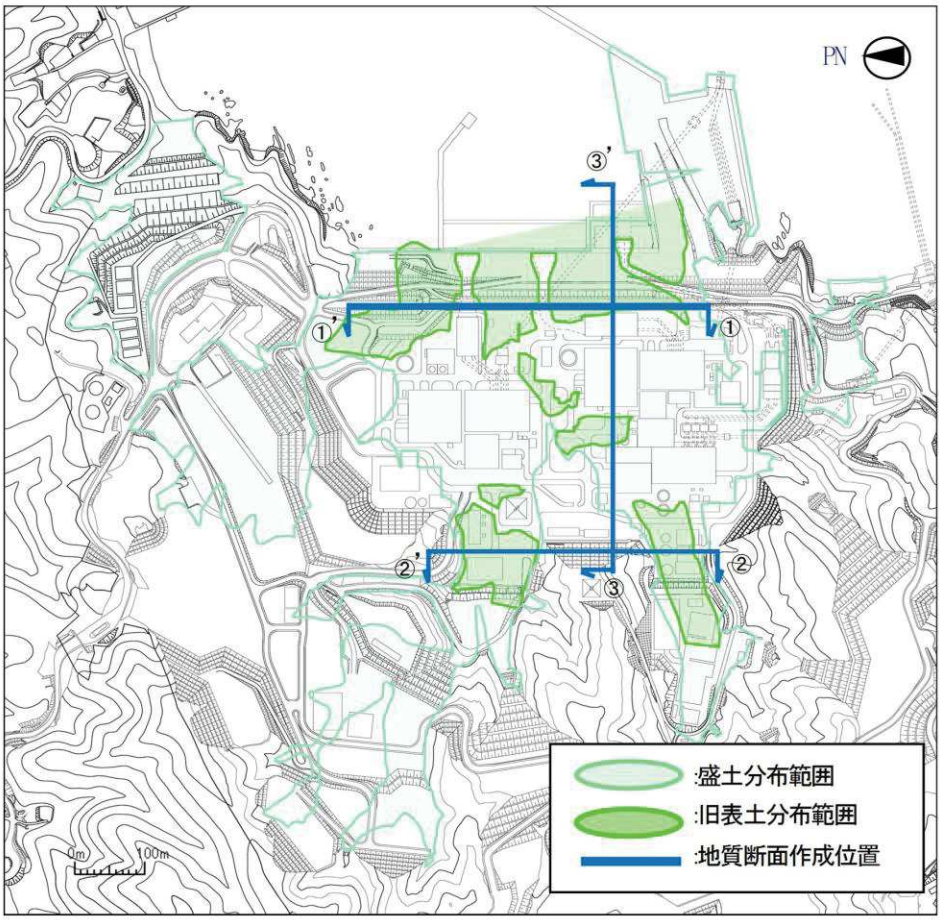
盛土は建設時に発生した岩砕を締固め管理※した人工地盤であり，敷地のほぼ全域の整地地盤に分布している。

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。

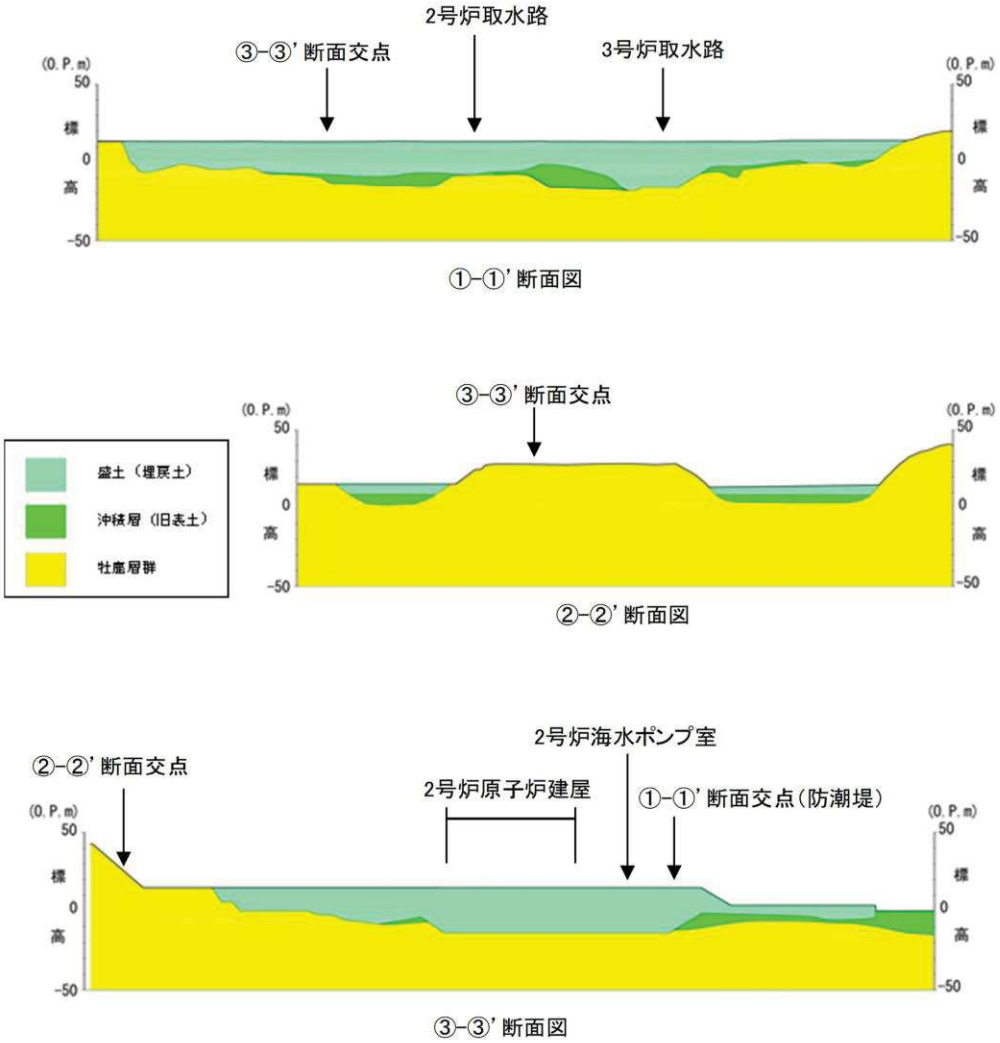
※撒き出し厚 30cm とし，振動ローラー等で締固めを実施。施工後，現場密度試験を行い，室内試験（突固め試験）結果と比較して十分締固められていることを確認した。

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


2号炉取水路
③-③' 断面交点
3号炉取水路
(O.P.m)
50
標
0
高
-50
①-①' 断面図
③-③' 断面交点
盛土（埋戻土）
沖積層（旧表土）
牡鹿層群
②-②' 断面図
2号炉海水ポンプ室
②-②' 断面交点
2号炉原子炉建屋
①-①' 断面交点(防潮堤)
③-③' 断面図

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固め管理して施工されており，盛土材料は建設時に発生した岩砕（最大粒径 300mm)が主体となっている(盛土の均一性については,参考資料２に示す)。

2.4 液状化検討対象層

基準地震動 Ss 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及び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。

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。

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，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。

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：施設から離れた位置を含めて，施設底盤より地下水位が低い。

(2) 液状化検討対象施設の解析手法の選定

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が有り，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有るか判断する。

③ 施設周辺に改良地盤が有り，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有るか

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。

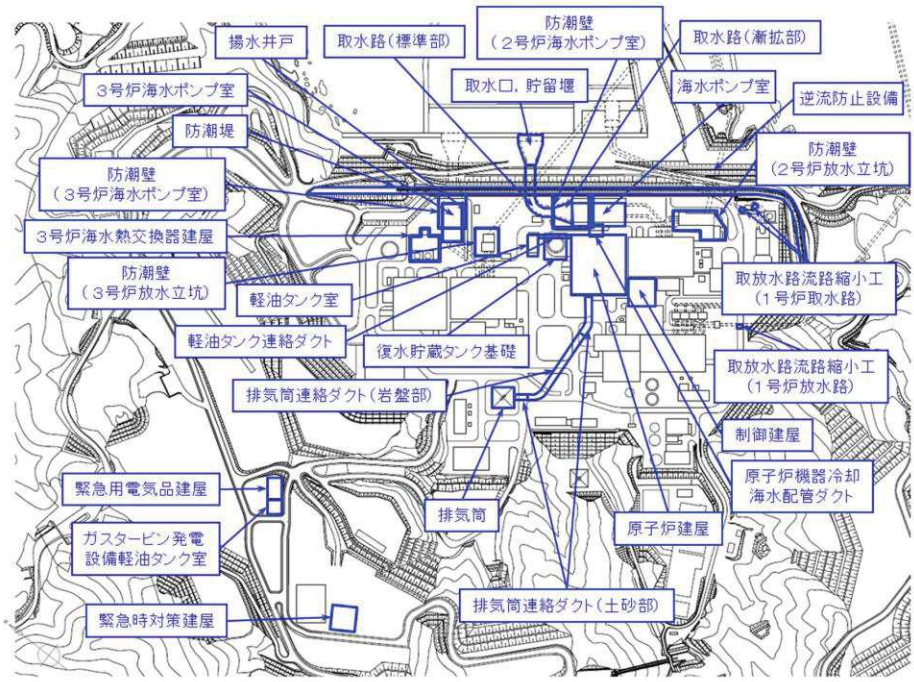
また，対象施設が耐震重要施設の間接支持構造物である場合は，床応答

の観点も考慮して解析手法を選定するものとする。

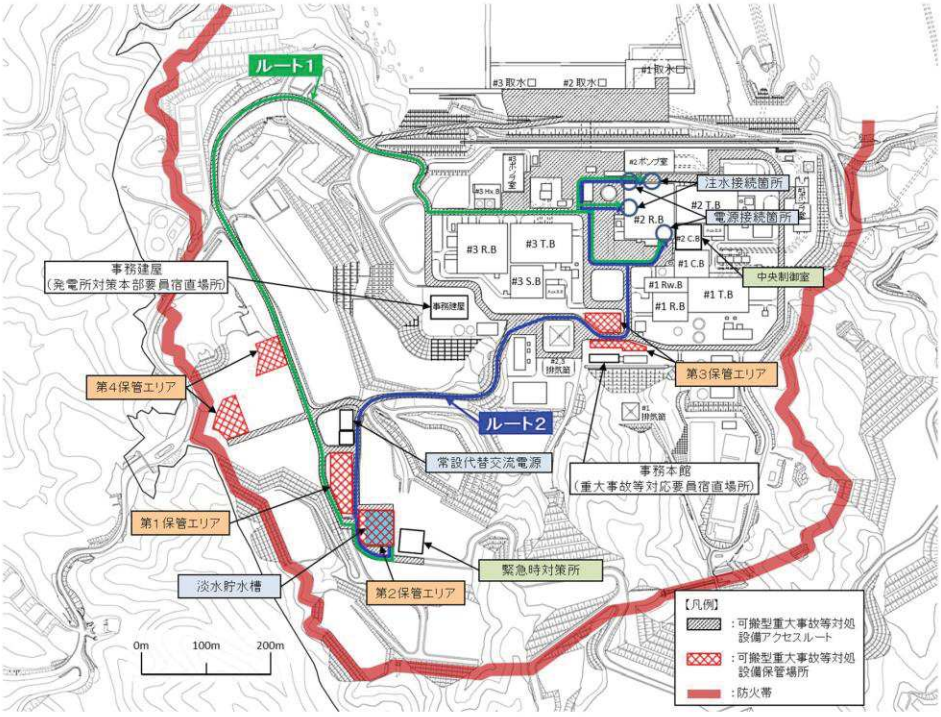
以上を踏まえ，屋外重要土木構造物や津波防護施設を例に，液状化検討対象施設を抽出した結果（例）を第3.1.1表に，抽出した液状化検討対象施設（例）の解析手法について検討した結果（例）を第3.1.2表に，各施設の断面図と設計用地下水位（例）を第3.1.5図～第3.1.31図に示す。工認段階においては，屋外の設計基準対象施設（建物・構築物，屋外重要土木構造物，津波防護施設等）及び重大事故等対処施設等を対象に，確定した地下水位を踏まえ，改めて網羅的に液状化検討対象施設を抽出し，その上で解析手法を選定する。

なお，施設の周囲に地下水位以下の旧表土や盛土が分布する取水口，取水路等を対象に，旧表土や盛土の間隙水圧の上昇により浮上がりの恐れが有る場合には，浮上がりに対する安全性を確認する。

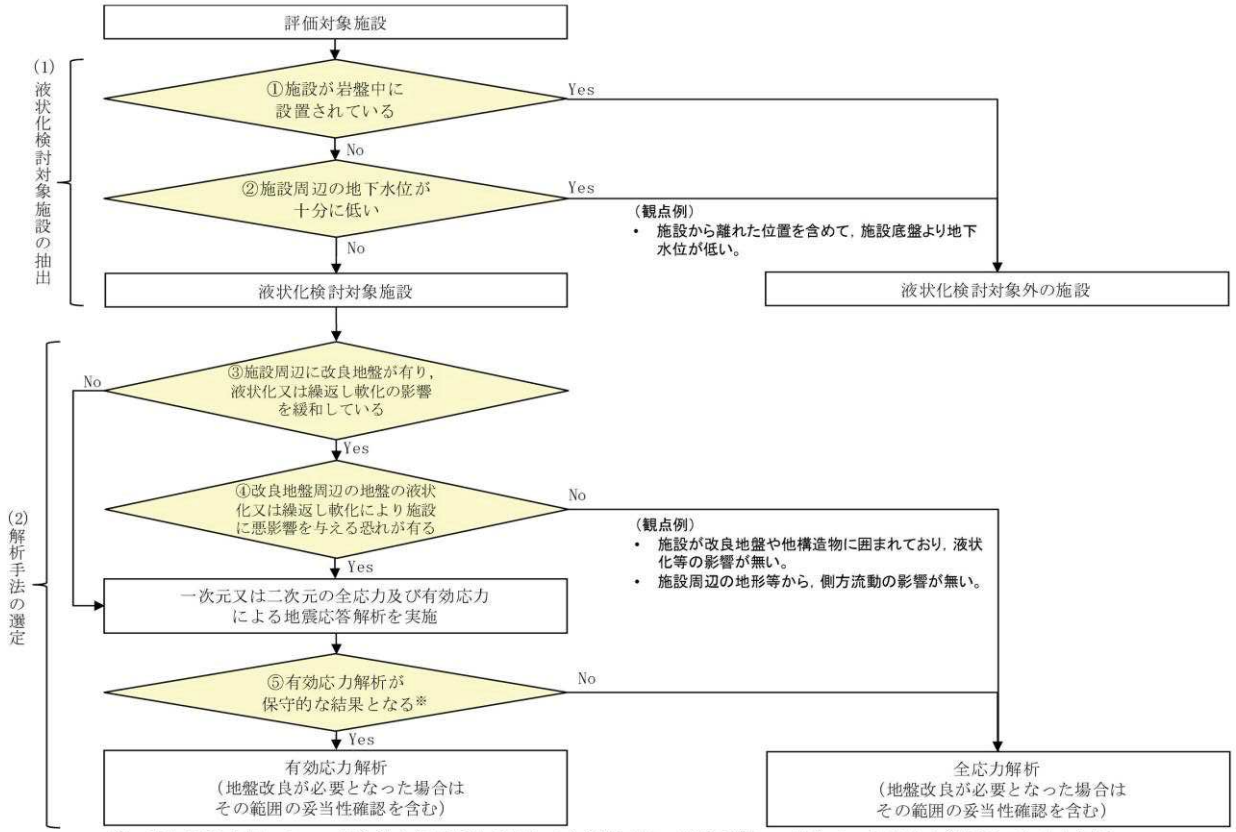
また，波及的影響評価において抽出される屋外下位クラス施設に対する検討方針は本資料に基づき整理を行う。



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



※：評価対象部位によって保守的な解析方法が異なるなど保守性の判断が難しい場合は，有効応力解析及び全応力解析双方の結果を踏まえて設計する。
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する。

第3.1.3図　液状化検討対象施設の抽出及び解析手法選定フロー

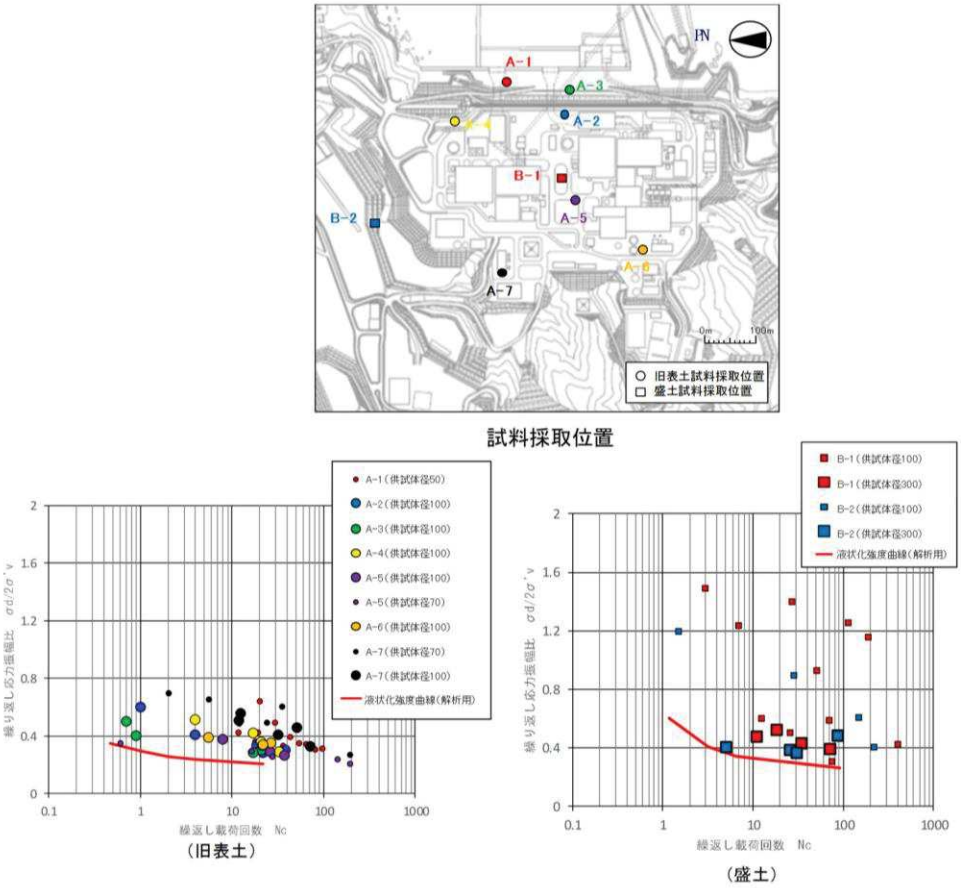
5.5 液状化強度特性の設定

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。



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 (°)	W1	p1	p2	c1	s1
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.　液状化影響の検討方針

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

耐震重要施設等は，発電用原子炉施設周辺の地下水位を一定範囲に保持し建物・構築物の揚圧力影響を低減するために設置する地下水位低下設備の機能を考慮した設計用地下水位を用い設計する。

また，液状化影響によって当該施設の機能が損なわれないよう設計する。

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＞