

2. 保管場所及び屋外のアクセスルートの周辺斜面及び敷地下斜面のすべり安定性評価について

2.1 概要

保管場所及びアクセスルートの周辺斜面及び敷地下斜面のすべり安定性評価の詳細について説明する。

2.2 評価フロー

保管場所及びアクセスルート斜面の地震時の安定性評価のフローを図 2.2-1 に示す。

斜面のすべり安定性評価では、設置許可の審査実績を踏まえ、等価線形化法による全応力解析によりすべり安全率を算定し、評価基準値を上回ることを確認する。

すべり安全率の算定に当たっては、液状化の影響を考慮するため、液状化範囲の起動力及び抵抗力を考慮しない方針とする。液状化範囲については、3次元浸透流解析結果の地下水位分布を踏まえて検討する。盛土斜面については、より詳細に検討するため、2次元浸透流解析を実施して検討用地下水位を設定し、地下水位以深の埋戻土の分布を踏まえ、必要に応じて有効応力解析を実施し、液状化範囲を設定する。

すべり安全率の算定において液状化影響を考慮するため、液状化範囲において、すべり面上のせん断力及びせん断抵抗力を考慮せずに算定を行う。

以降の2.3～2.7章では、安全対策工事に伴う掘削を反映しないすべり安定性評価を行い、2.9章において、当該掘削によりすべり安定性の低下が懸念される評価対象斜面に対し、掘削を保守的に反映した評価を行う。

なお、2.8章は、鉄塔が設置されている斜面の安定性評価等であり、安全対策工事に伴う掘削の影響はないことから、図 2.2-1 の評価フローには反映しないこととする。

2.3 保管場所及びアクセスルートに影響するおそれのある斜面の網羅的な抽出

保管場所及びアクセスルートの周辺斜面の中で、すべり方向が保管場所及びアクセスルートに向いており、保管場所及びアクセスルートからの離隔距離がない斜面を尾根線・谷線で区切り、保管場所及びアクセスルートに影響するおそれのある斜面として抽出した。なお、斜面の抽出に当たっては、鉄塔が設置されている斜面を含め、網羅的な抽出を行っている。

保管場所及びアクセスルートに影響するおそれのある斜面を図 2.3-1 に示す。

なお、防災科学技術研究所により地滑り地形②が示される盛土斜面に関しては、地すべり土塊を撤去し、その上に盛土斜面を構築している。当該盛土斜面は、「2.8.2 岩盤斜面と盛土斜面の同時崩壊検討」において、地震時において岩盤斜面と盛土斜面の同時崩壊が発生しないこと、及び盛土斜面内の崩壊が発生しないことを確認しているため、保管場所及びアクセスルートへ影響がない。なお、仮に盛土斜面内の崩壊を想定した場合においても、アクセスルートからの離隔距離が確保できている。

また、保管場所及びアクセスルートに影響するおそれのある斜面について、他の条文の斜面との関連並びに設置許可基準規則及び技術基準規則の該当項目を図 2.3-2 に示す。

保管場所及びアクセスルート周辺斜面が保管場所の敷地下斜面を兼ねることから、以降の評価では、保管場所及びアクセスルート周辺斜面の安定性を確認する。

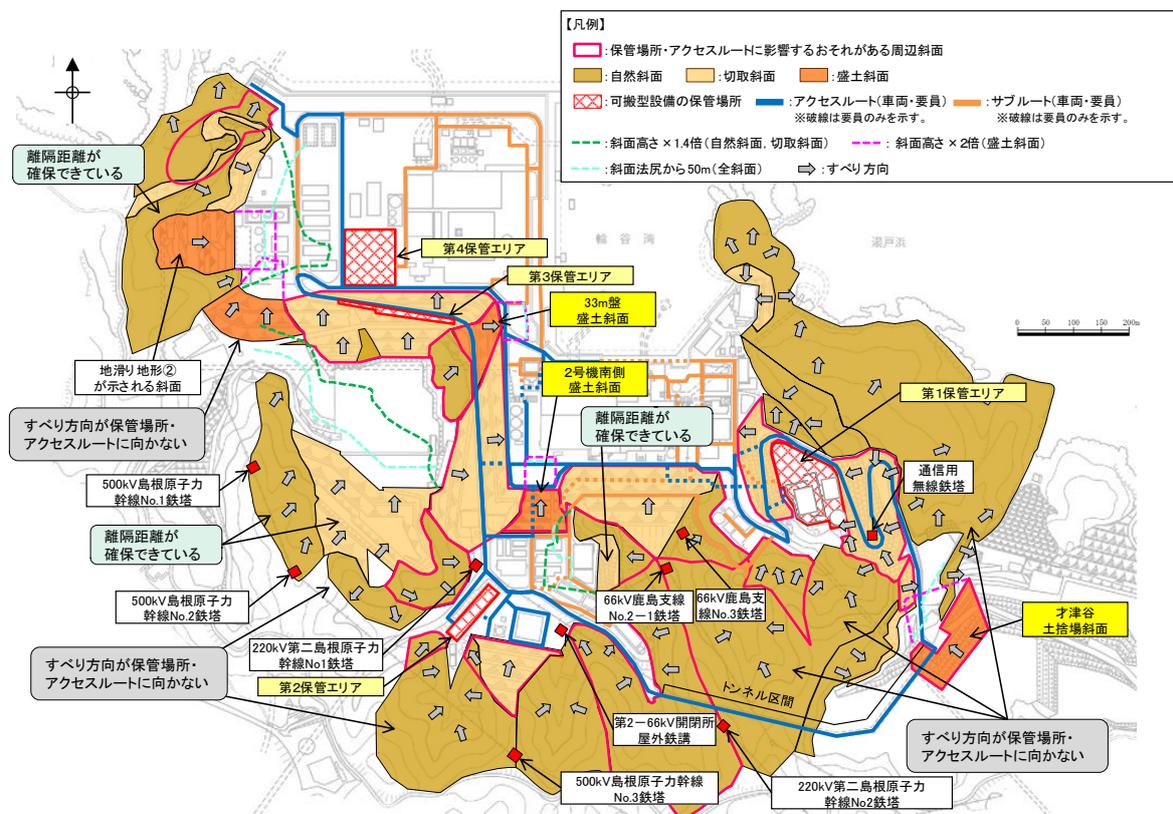
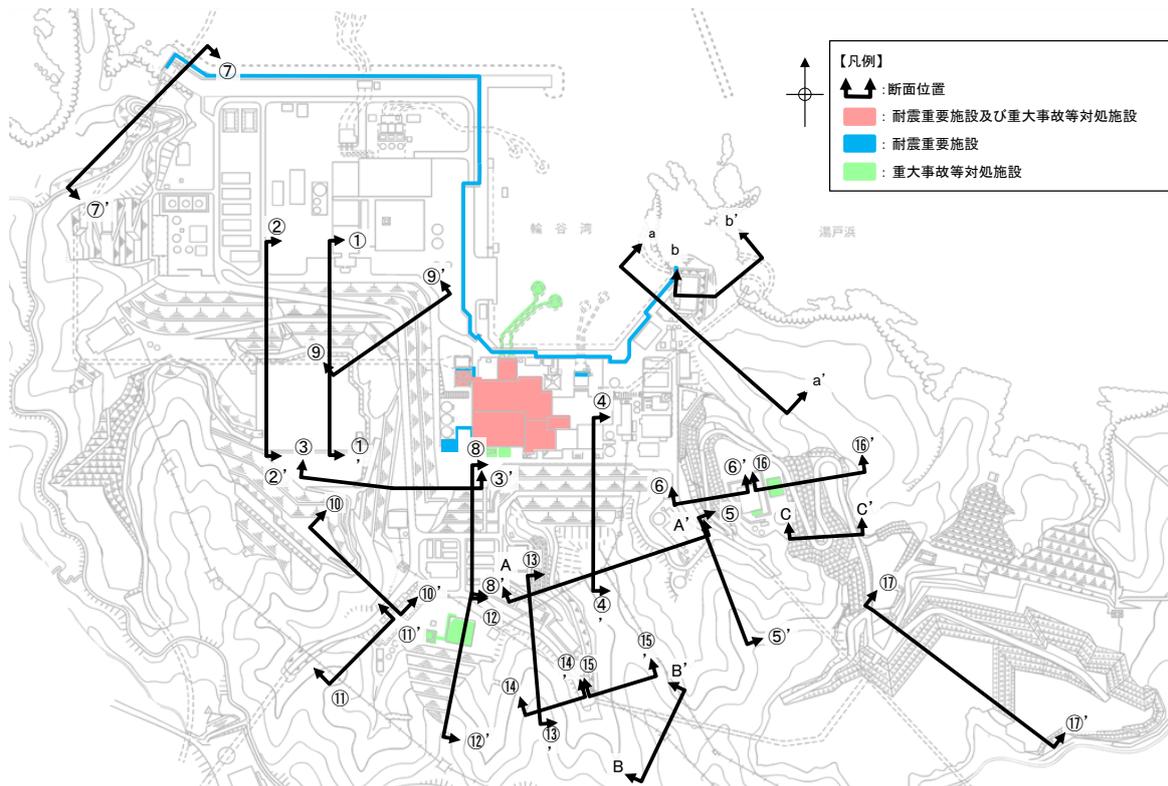


図 2.3-1 保管場所等に影響するおそれのある斜面の平面位置図



斜面番号	規則の該当項目			影響するおそれのある施設 ((2), (3)関連)
	(1)保管場所及びアクセスルートに影響するおそれのある斜面 設置許可基準規則 第43条第3項, 技術基準規則 第54条第3項	(2)耐震重要施設等の周辺斜面* 設置許可基準規則 第4条第4項,第39条第2項	(3)上位クラス施設の周辺斜面* 設置許可基準規則 第4条第4項,第39条第2項	
①-①'	○	—	—	—
②-②'	○	—	—	—
③-③'	○	○	○	2号機原子炉建物等
④-④'	○	○	○	2号機原子炉建物等
⑤-⑤'	○	—	—	—
⑥-⑥'	○	—	—	—
⑦-⑦'	○	○	○	防波壁
⑧-⑧'	○	○	○	第1ベントフィルタ格納槽
⑨-⑨'	○	—	—	—
⑩-⑩'	○	—	—	—
⑪-⑪'	○	—	—	—
⑫-⑫'	○	○	○	ガスタービン発電機建物等
⑬-⑬'	○	—	—	—
⑭-⑭'	○	—	—	—
⑮-⑮'	○	—	—	—
⑯-⑯'	○	○	○	緊急時対策所等
A-A'	鉄塔斜面	—	—	—
B-B'	鉄塔斜面	—	—	—
C-C'	鉄塔斜面	—	—	—
a-a'	—	○	○	防波壁
b-b'	—	○	○	防波壁

注記*：発電用原子炉設置変更許可申請許可（原規規発第2109152号，令和3年9月15日付け）

図 2.3-2 保管場所及びアクセスルートに影響するおそれのある斜面と他の条文の斜面との関連

2.3.1 離隔距離の考え方

離隔距離については、文献調査結果に基づき、岩盤斜面（自然斜面、切取斜面）は、法尻から「斜面高さ×1.4 倍以内」若しくは「50m」、盛土斜面は、法尻から「斜面高さ×2.0 倍以内」若しくは「50m」とした。

離隔距離の設定に用いた、土砂の到達距離に係る各種文献の記載は表 2.3.1-1 のとおり。

表 2.3.1-1 文献調査結果

文献名	記載内容	根拠	到達距離	文献における対象地盤	文献を踏まえた離隔距離
① J E A G 4 6 0 1 - 1987	原子炉建屋周辺斜面として安定性評価の対象とすべき斜面の考え方	実績	約50m以内 or 約 1.4H 以内	岩盤斜面 及び 盛土斜面	50m : 岩盤斜面 及び盛土斜面 1.4H : 岩盤斜面
② 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>、土木学会原子力土木委員会、2009	2004 年新潟県中越地震による斜面崩壊事例からの分析結果		1.4H (斜面高×1.4 倍)		
③ 土質工学ハンドブック、(社)土質工学会、1982	昭和44~49 年の崖崩れの事例収集		1.4H (斜面高×1.4 倍)		
④ 土木工学ハンドブック、(社)土木学会、1989	1972~1982 年に発生した急傾斜地 3500 地区の調査結果		0.57~0.79H (崩壊高×0.57~0.79 倍)		
⑤ 土砂災害防止法令の解説、(一社)全国治水砂防協会、2016	土砂災害警戒区域	警戒区域*	2.0H (斜面高×2.0 倍)	土砂	2.0H : 盛土斜面
⑥ 宅地防災マニュアルの解説、宅地防災研究会、1998	急傾斜地崩壊危険箇所の考え方		2.0H (斜面高×2.0 倍)		

注記*：建築物に損壊が生じ、住民等の生命又は身体に著しい危害が生じるおそれがある区域。危険の周知、警戒避難体制の整備等が図られる。

以下に各文献の詳細および文献調査を踏まえた離隔距離の考え方を示す。

【文献①：J E A G 4 6 0 1 -1987】

当文献では、「原子炉建屋周辺斜面として安定性評価の対象とすべき斜面は、一般的に斜面のり尻と原子炉建屋の離隔距離が約 50m 以内あるいは斜面高さの約 1.4 倍以内の斜面と考えられる。」としている。

4.1.3 安全性評価の基本的な考え方

原子炉建屋基礎地盤、原子炉建屋周辺斜面の安定性評価に当たっては、地盤調査・試験結果をもとに適切な地盤モデルを定め、必要に応じてすべり面法等の慣用法による解析、有限要素法等による静的解析、動的解析を実施する。

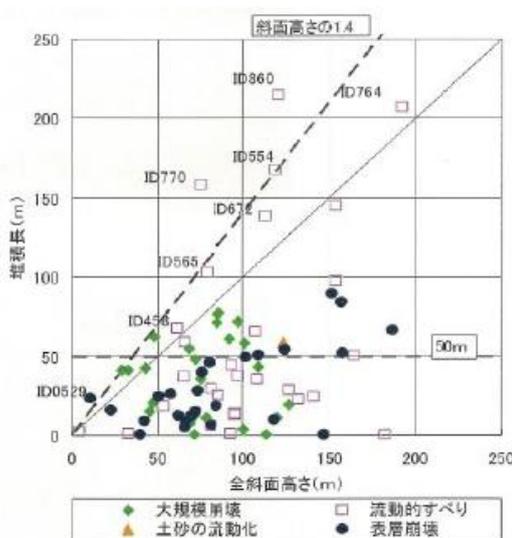
原子炉建屋基礎地盤は、原則として十分に支持力のある安定した地盤に求められるために、一般には安定性が問題となることは少ないが、特に卓越した異方性あるいは顕著な不均質性が認められる場合には、応力的な不均衡が生じる可能性があるため、例えば弱層等に沿った地盤のすべり、支持力、沈下等を詳細に検討することが必要となろう。

一方、周辺斜面の場合には、原子炉建屋との離隔距離、斜面の規模等を考慮して安定性評価の対象とすべき範囲を決めることが、まず必要となってくる。この点については「3.2.3 敷地内調査」で述べたように、既往の斜面崩壊事例の調査結果から、対象とすべき斜面は、一般に斜面のり尻と原子炉建屋の離隔距離が約50 m以内あるいは斜面高さの約1.4倍以内の斜面と考えられる。斜面には岩盤斜面、土質斜面、盛土斜面等があり、安定性評価に際しては、これら構成材料の特性をよく把握して、適切な解析方法を用いることが重要である。

図 2.3.1-1 J E A G 4 6 0 1 -1987 抜粋 (赤線で加筆)

【文献②：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>】

当文献では、全 135 件の崩壊事例をもとに斜面高さと堆積長の関係を整理した上で、「J E A G 4 6 0 1 -1987 に定められる周辺斜面の離隔距離に関する目安値 (約 50m 以内あるいは斜面高さの約 1.4 倍以内) は、崩壊土塊が水の影響を顕著に受ける場合を除いて、十分に保守的なものとなっている。」としている。



崩壊事例 135 件における崩壊土砂の堆積長 (=到達距離) は、50m 以内あるいは斜面高さの 1.4 倍以内となっている*。

注記* : 図中の ID860, ID554 及び ID770 は、斜面上部で発生した崩壊土砂が谷に沿って流動している事例である。

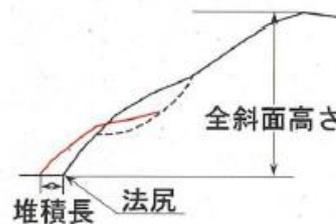
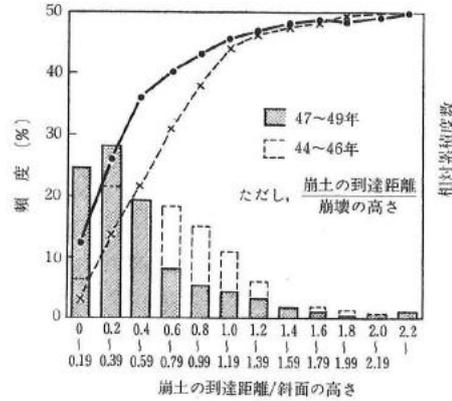


図 2.3.1-2 原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料> 抜粋 (赤字で加筆)

【文献③：土質工学ハンドブック】

当文献は、昭和 44～49 年の崖崩れの事例を収集し、（崩土の到達距離）／（斜面の高さ）を分析したもので、斜面の高さの 1.4 倍までに、全体の 94.2%が含まれるとしている。



⑤（崩土の到達距離）/（斜面の高さ）は、被災の範囲の実態を示す指標として重要なものであるが、図-29.79 に示すように、0.2～0.39 が最頻値で、0.6 以下で全体の 72.5% を占める。更に斜面の高さの 1.4 倍まで考えれば、全体の 94.2% が含まれる。実際問題では、斜面

図 2.3.1-3 土質工学ハンドブック抜粋（赤線で加筆）

【文献④：土木工学ハンドブック】

当文献は、1972～1982 年に発生した急傾斜地 3500 地区の調査結果を分析したもので、（崩土の到達距離）／（崩壊の高さ）は土質により異なり、表土及び崩積土で 0.57～0.79 であるとしている。

表-5.2 斜面構成土質ごとの崩壊規模（平均値）（1978～1982年）^(a)
Magnitude of failures versus material (average: 1978 to 1982)

	崩壊の高さ H (m)	崩壊の幅 W (m)	崩壊の深さ d (m)	崩壊土量 V (m^3)	崩土の到達距離 L (m)	h/H	L/h
表土	14.3	15.5	1.2	287.0	8.1	0.69	0.57
崩積土	16.2	21.2	1.5	667.5	11.3	0.80	0.79
火山碎屑物	14.3	17.6	3.1	321.6	13.8	0.85	0.96
段丘堆積物	13.9	23.8	2.1	333.1	12.2	0.91	0.84
強風化岩	13.9	16.2	1.6	172.0	7.0	0.72	0.55
岩 (I)	13.7	13.9	1.4	249.8	6.0	0.60	0.43
岩 (II)	13.5	15.1	1.3	220.1	6.8	0.56	0.57
全体	14.6	17.0	1.4	361.2	8.8	0.71	0.63

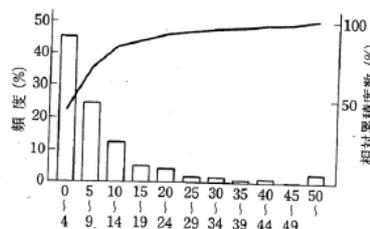


図-5.4 崩土の到達距離 (m) (1972～1982年)^(a)
(Travel distance of failed materials)

図 2.3.1-4 土木工学ハンドブック抜粋（赤線で加筆）

【文献⑤：土砂災害防止法令の解説】

当法令では、急傾斜地の土砂災害警戒区域指定の基準として、急傾斜地の高さの2倍以内という指標が用いられている。

また、急斜面地の下端から水平距離が当該急斜面地の高さに相当する距離の2倍以内の範囲を土砂災害警戒区域としながらも、「50mを超える場合は50m」と記載されており、上限は50mとなっている。

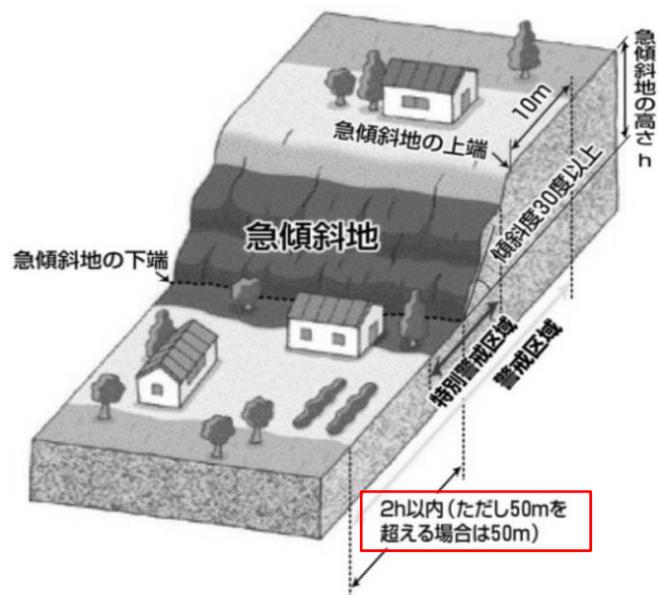


図 2.3.1-5 土砂災害防止法令の解説抜粋 (赤線で加筆)

【文献⑥：宅地防災マニュアルの解説】

当文献では、土砂災害に係る危険箇所のうち、宅地造成に伴う災害に最も関連の深い急傾斜地崩壊危険箇所の考え方が示されており、急傾斜地崩壊危険箇所としての要件を整理する中で設定する「斜面下部」の定義がなされている。

急傾斜地の下端から当該急傾斜地の高さの2倍程度の範囲を斜面下部としながらも、「概ね50mを限度とする。」と記載されており、上限は50mとなっている。

土砂災害に係る危険箇所のうち、宅地造成に伴う災害に最も関連の深い急傾斜地崩壊危険箇所の考え方を以下に示す。

【危険箇所としての要件】

- ① 水平面とのなす角度が30度以上であること。
- ② 斜面の高さが5m以上であること。
- ③ 斜面上部又は下部に人家が5戸以上あること（官公署、学校、病院、旅館等がある場合は5戸未満でも可）。

斜面上部又は下部とは、下図に示すように急傾斜地（傾斜30度以上のがけ）の下端及び上端から当該急傾斜地の高さの、それぞれ2倍及び1倍程度の範囲（概ね50mを限度とする）をいう。

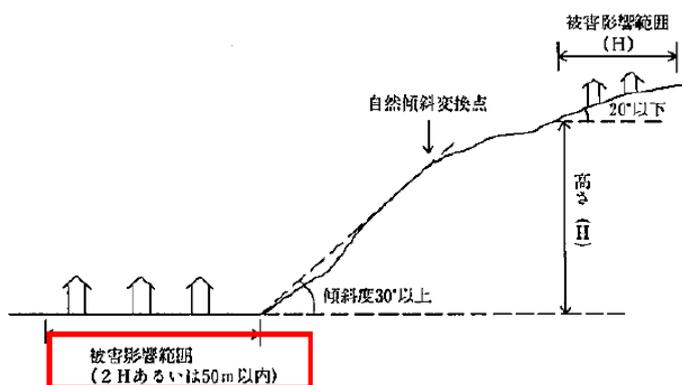


図 X.1 急傾斜地崩壊危険箇所の要件

図 2.3.1-6 宅地防災マニュアルの解説抜粋（赤線で加筆）

【文献①～⑥を踏まえた離隔距離の考え方】

- ・文献⑤及び⑥で示された到達距離 $2.0H$ については、土砂災害の警戒範囲を示したものである。盛土斜面については、土砂を対象とした文献⑤及び⑥を踏まえ、斜面法尻からの離隔として斜面高さの2倍を適用する。
- ・①～④の文献では、岩盤斜面及び盛土斜面のいずれも含んだ崩壊の考え方や実績が整理されており、対象斜面の大部分で到達距離は斜面高さの1.4倍に含まれるとされていることから、岩盤斜面については、斜面法尻からの離隔として斜面高さの1.4倍を適用する。

2.4 液状化範囲の検討

液状化範囲の検討に当たっては、IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づく3次元浸透流解析結果（図2.4-1）の地下水位分布を参照し、保守的に地下水位を設定する。

2号機南側盛土斜面及び33m盤盛土斜面の地下水位は法尻付近までの上昇に留まっているが、2次元浸透流解析により地下水位の分布をより保守的に検討し、液状化範囲を設定する。才津谷土捨場斜面は、近傍のモデル境界の地下水位がEL 28m程度であり、法尻標高（EL 88m）より十分低いですが、念のため2次元浸透流解析により地下水位の分布をより詳細に検討し、液状化範囲を設定する。

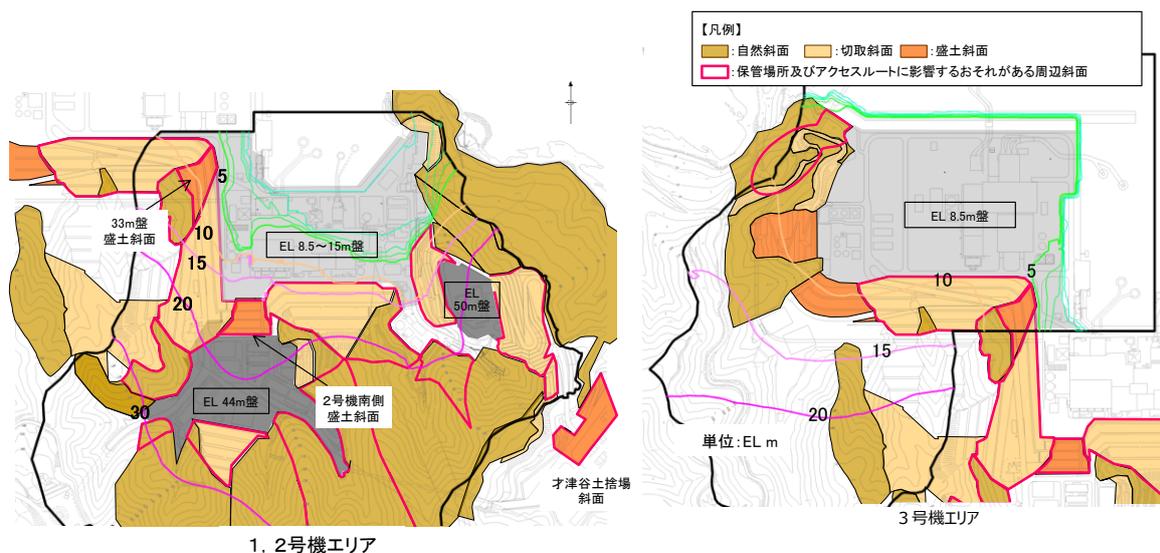


図2.4-1 3次元浸透流解析結果（定常解析）の等水位線図

2.4.1 液状化範囲の検討フロー

液状化範囲の検討フローを図 2.4.1-1 に示す。

盛土斜面の液状化範囲の設定方法は、設置（変更）許可申請書において 2 号機南側盛土斜面を対象に実施した方法と同様とした。

なお、時刻歴非線形解析（有効応力解析，FLIP）による液状化発生の有無の確認を行わない場合は、保守的に検討用地下水位以深の埋戻土を全て液状化範囲として設定する。

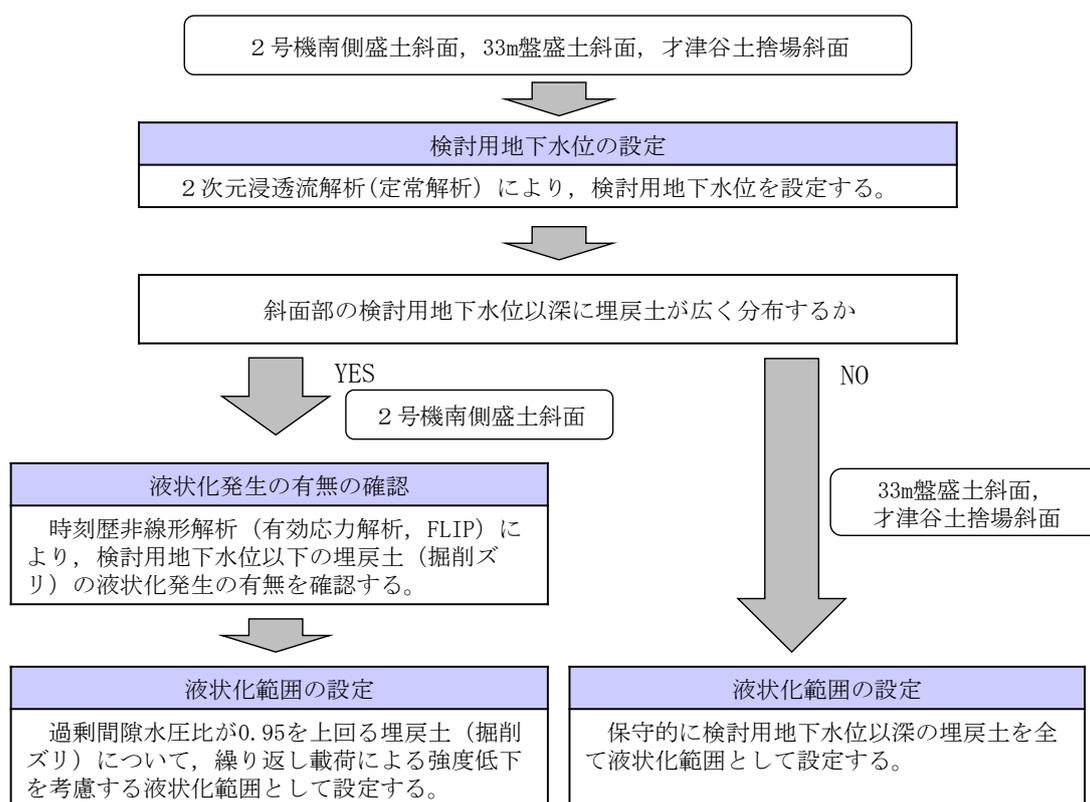


図 2.4.1-1 液状化範囲の検討フロー

2.4.2 液状化範囲の検討方法及び検討結果

2.4.2.1 2号機南側盛土斜面

(1) 2次元浸透流解析の検討方法

2号機南側盛土斜面の液状化影響検討用地下水位を設定するため、2次元浸透流解析（定常解析）を実施する。

解析モデル及び解析条件は、図2.4.2.1-1、図2.4.2.1-2のとおりとし、地下水位低下設備の機能に期待しない場合の地下水位（3次元浸透流解析結果）等を踏まえ、より保守的な条件となるよう、EL 8.5m盤、EL 15m盤及びEL 44m盤の盛土と旧地形の境界部において、地表面に水頭固定境界を設定する。

地表面水頭固定境界に挟まれた検討用地下水位の計算領域は、IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、降雨考慮範囲として、松江地方気象台における年間降水量にばらつきを考慮した値に、今後の気候変動予測による降水量の変化を加味した降雨条件2400mm/年を考慮する。

2次元浸透流解析には、解析コード「AFIMEX」を使用する。なお、解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、参考資料3に示す。



図 2.4.2.1-1 2号南側盛土斜面の断面位置図

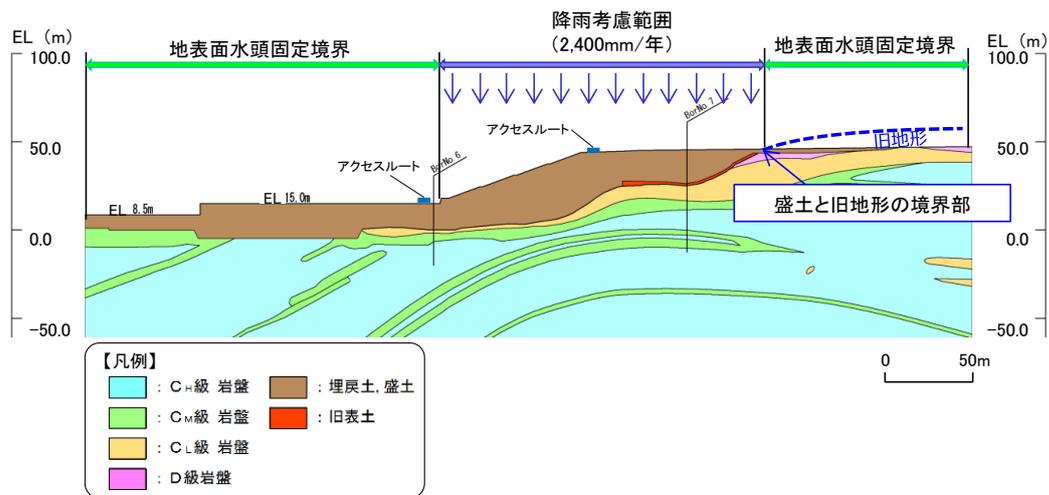


図 2.4.2.1-2 2次元浸透流解析（定常解析）の解析モデル及び解析条件

(2) 2次元浸透流解析の検討結果

2次元浸透流解析による検討用地下水位を図 2.4.2.1-3 に示す。2次元浸透流解析による検討用地下水位は、3次元浸透流解析による地下水位を上回っており、保守的な地下水位となっている。2次元浸透流解析の結果を踏まえ、有効応力解析における検討用地下水位を設定し、液状化発生の有無を検討した。

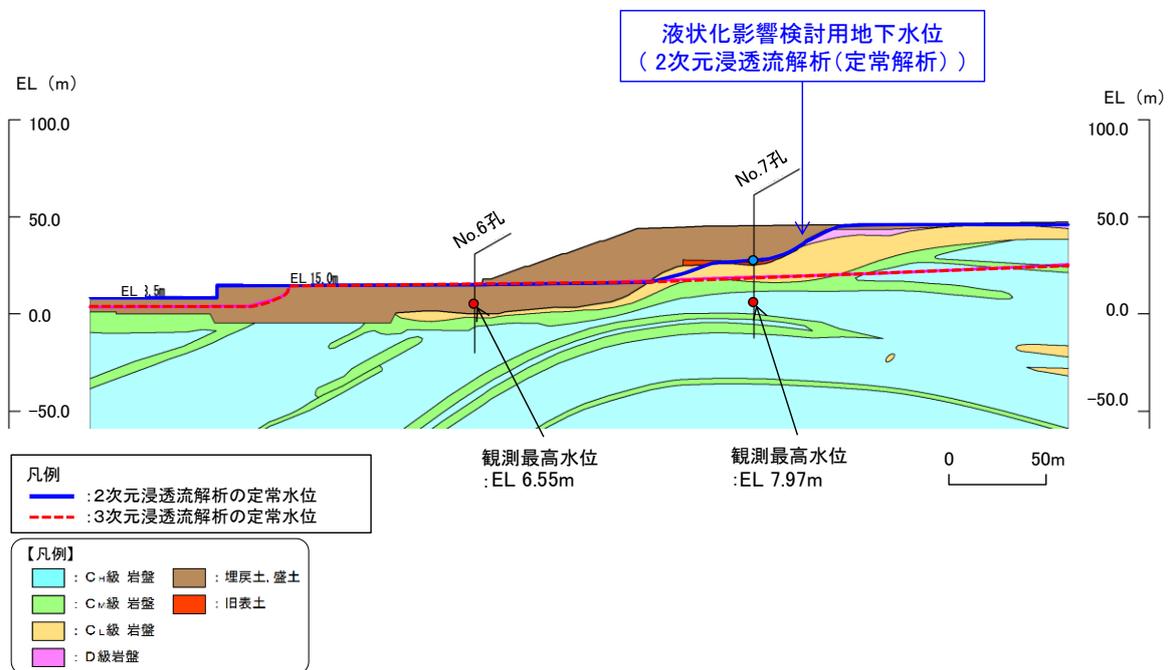


図 2.4.2.1-3 2次元浸透流解析による検討用地下水位

(3) 2次元有効応力解析の検討方法

2号機南側盛土斜面は、常設重大事故等対処施設の周辺斜面であることを踏まえ、有効応力解析による液状化発生の有無の確認を行っている。

検討用地下水位を用いた有効応力解析結果を踏まえ、過剰間隙水圧比が0.95以上となる地盤要素を、繰り返し载荷による強度低下を考慮する液状化範囲として設定する。

有効応力解析には、解析コード「FLIP」を使用する。

検討条件として、有効応力解析の結果、一度でも過剰間隙水圧比が0.95を超えた要素については、繰り返し载荷により強度低下が生じたものとみなし、2次元動的FEM解析においてすべり面上のせん断力及び抵抗力をゼロとする。なお、液状化影響を考慮する範囲については、基準地震動の反転を考慮して実施した有効応力解析結果それぞれにおいて、過剰間隙水圧が0.95を超えた全要素を包絡するように設定する。

2次元有効応力解析モデルを図2.4.2.1-4に示す。解析モデルは、全応力解析（等価線形解析）と同様に、岩級、岩相、埋戻土、旧表土及びシームをモデル化した。ただし、シームについては、ひずみ依存特性を考慮するため、ソリッド要素（平面ひずみ要素）でモデル化した。解析領域についても、全応力解析と同じにした。

常時応力解析時の境界条件については、底面を固定境界とし、自重による鉛直方向の変形を拘束しないよう、側面をローラー境界とする。

地震応答解析時の境界条件については、側方及び底面を粘性境界に設定する。

地震動は、応力レベル及び繰り返し载荷回数に着目し、最大水平加速度が最も大きく、かつ継続時間が最も長いため、液状化評価において最も厳しいと考えられる基準地震動S_s-Dを採用し、水平地震動及び鉛直地震動の位相反転を考慮する。

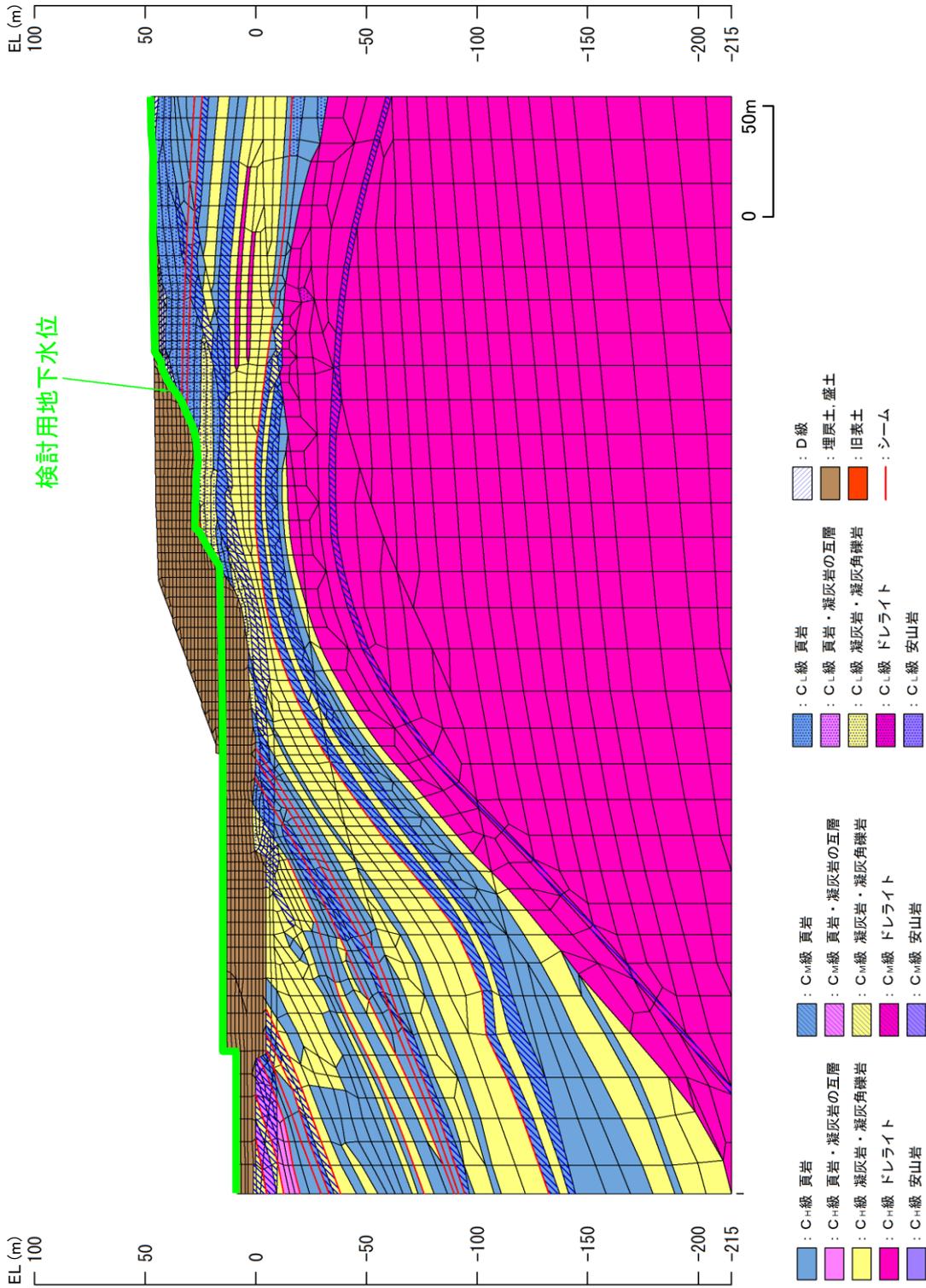


図 2.4.2.1-4 2次元有効応力解析モデル

解析用物性値の一覧を表 2.4.2.1-1 及び表 2.4.2.1-2 に示す。

C_H～C_L級岩盤の解析用物性値は、IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、全応力解析（等価線形解析）の物性値と同値に設定した。

埋戻土、D級岩盤、シーム及び旧表土の解析用物性値は、(a)～(f)のとおり設定した。

表 2.4.2.1-1 解析用物性値一覧表（2次元有効応力解析，埋戻土等）

		埋戻土	D級岩盤	シーム	旧表土
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.11*	2.28	2.23	2.00
	間隙率 n	0.45	0.25	0.27	0.40
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	76,570	47,420	115,900	58,190
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98	98	98	98
	ポアソン比 ν	0.33	0.30	0.40	0.40
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.24	0.15	0.24	0.20
強度特性	粘着力 C' (kN/m ²)	0	0	190	30
	内部摩擦角 ϕ (°)	39.35	17	18	21

注記*：地下水位以深の埋戻土は、常時応力解析時に水の単位体積重量9.8kN/m³を差し引いた水中重量を用いる。

表 2.4.2.1-2 解析用物性値一覧表（2次元有効応力解析，岩盤）

	物理特性	動せん断弾性係数 $G_d (\times 10^3 \text{ N/mm}^2)$						動ポアソン比 ν_d					減衰特性 減衰定数 h		
		第1 速度層	第2 速度層	第3 速度層	第4 速度層	第5 速度層	第6 速度層	第1 速度層	第2 速度層	第3 速度層	第4 速度層	第5 速度層		第6 速度層	
頁岩	C _H 級	2.57	0.16	2.08	6.58	9.77	10.28	14.19							
	C _M 級	2.52	0.16	2.04	6.45	9.58	10.08	13.92							
	C _L 級	2.44	0.15	1.98	6.25	9.28	9.76	13.47							
	C _H 級	2.56	0.16	2.07	6.55	9.73	10.24	14.14							
	C _M 級	2.49	0.16	2.02	6.37	9.47	9.96	13.75							
	C _L 級	2.33	0.15	1.89	5.96	8.86	9.32	12.87							
岩盤 (成相寺層)	C _H 級	2.51	0.16	2.03	6.43	9.54	10.04	13.86							
	C _M 級	2.44	0.15	1.98	6.25	9.28	9.76	13.47	0.45	0.39	0.38	0.34	0.35	0.03	
	C _L 級	2.30	0.14	1.86	5.89	8.75	9.20	12.70							
	C _H 級	2.78	0.17	2.25	7.12	10.57	11.12	15.35							
ドレライト	C _M 級	2.60	0.16	2.11	6.66	9.89	10.40	14.36							
	C _L 級	2.53	0.16	2.05	6.48	9.62	10.12	13.97							
	C _H 級	2.68	0.17	2.17	6.86	10.19	10.72	14.80							
安山岩	C _M 級	2.68	0.17	2.17	6.86	10.19	10.72	14.80							
	C _L 級	2.59	0.16	2.10	6.63	9.85	10.36	14.30							
	C _H 級	2.68	0.17	2.17	6.86	10.19	10.72	14.80							

注記*：地下水位以深の岩盤は，常時応力解析時に水の単位体積重量9.8kN/m³を差し引いた水中重量を用いる。

(a) 密度・ポアソン比

D級岩盤，シーム及び旧表土は，IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき，全応力解析（等価線形解析）の物性値と同値に設定した。

埋戻土は，密度は上記と同様であり，ポアソン比は，「港湾技研資料 No.869 液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法（運輸省港湾技術研究所，1997年）」（以下，港湾技研資料とする）に基づき，式（1）により算定した。

$$\nu = K_0 / (1 + K_0) \quad \dots \dots \dots (1)$$

ν : ポアソン比

K_0 : 静止土圧係数 (=0.5)

(b) 間隙率

埋戻土は，港湾技研資料に基づき，0.45 に設定した。

D級岩盤，シーム及び旧表土の間隙率については，参考資料4に示すとおり，密度試験等により設定した。

(c) 動せん断弾性係数

D級岩盤，シーム及び旧表土は，IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に記載の全応力解析（等価線形解析）の解析用物性値のうち，初期剛性 G_0 を用いて設定した。

埋戻土は，港湾技研資料に基づき，式（2）～（4）のとおり設定した。

$$(N)_{0.66} = (N - 1.828(\sigma_v' - 0.66)) / (0.399(\sigma_v' - 0.66) + 1) \quad \dots \dots (2)$$

$(N)_{0.66}$: 有効上載圧 $\sigma_v' = 0.66$ (kgf/cm²) の時のN値

N : 図2.4.2.1-5に示す敷地に分布する埋戻土を対象とした標準貫入試験によるN値 (N=15)

σ_v' : 有効上載圧 (kgf/cm²)

(図2.4.2.1-6に示す防波壁(多重鋼管杭式擁壁)の有効上載圧 $\sigma_v' = 186.7\text{kN/m}^2 = 1.905\text{kgf/cm}^2$ を採用)

$$N_1 = (N)_{0.66} (0.399(\sigma_v' - 0.66) + 1) + 1.828(\sigma_v' - 0.66) \quad \dots \dots (3)$$

N_1 : 基準拘束圧 $\sigma_{ma}' = 1$ (kgf/cm²) の時のN値

この時， $\sigma_{ma}' = (\sigma_v' + \sigma_h') / 2 = (1 + K_0) \sigma_v' / 2$ ， $K_0 = 0.5$ より，

$\sigma_{ma}' = 1.333$ (kgf/cm²)

$$G_{ma} = 144 N_1^{0.68} \quad \dots \dots \dots (4)$$

G_{ma} : 基準せん断弾性係数 (kgf/cm²)

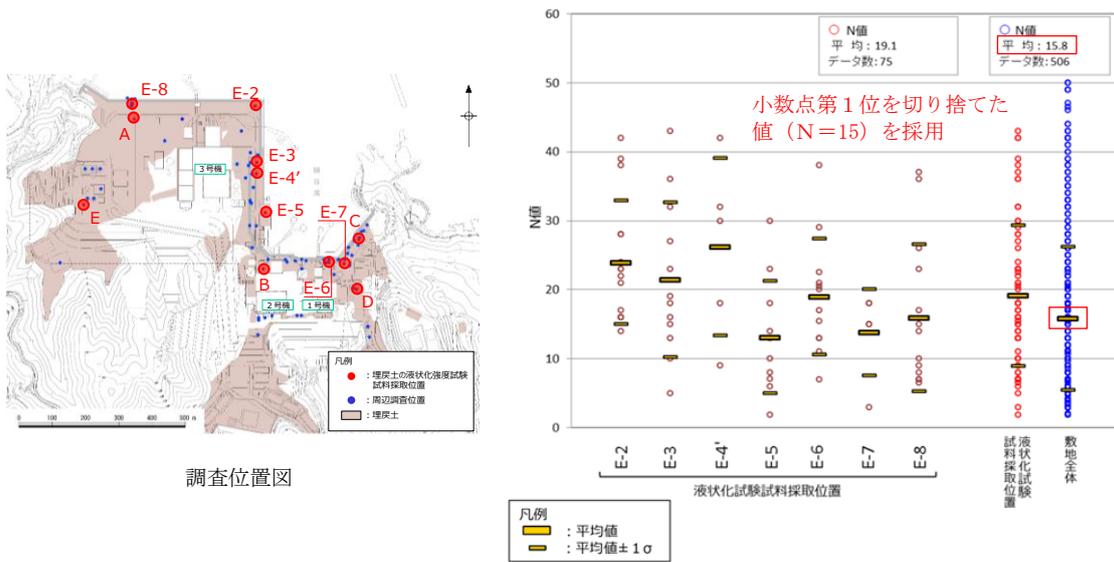


図 2.4.2.1-5 敷地に分布する埋戻土を対象とした標準貫入試験によるN値 (IV-2-1-3 「地盤の支持性能に係る基本方針」に朱記加筆)

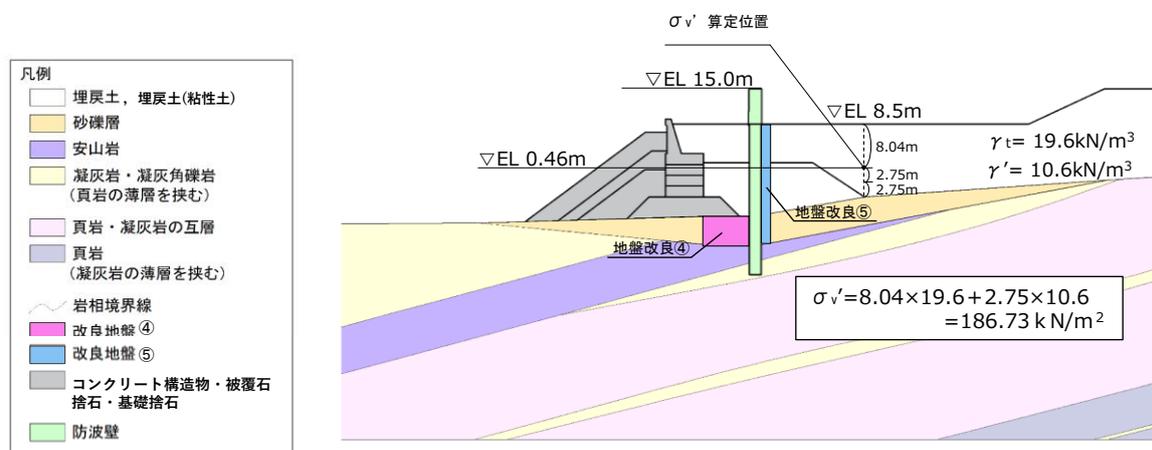
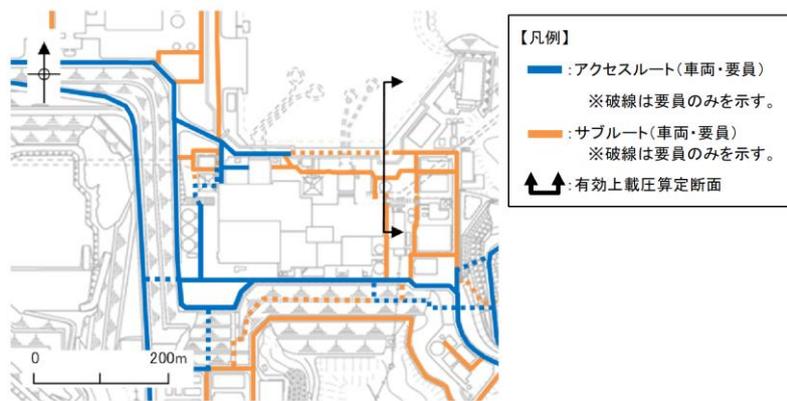


図 2.4.2.1-6 有効上載圧の算定位置

(d) 減衰定数の上限値

D級岩盤，シーム及び旧表土は，図 2.4.2.1-7 に示すとおり，IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に記載の全応力解析のひずみ依存特性 $h \sim \gamma$ 曲線に概ねフィッティングするように H-D モデルにより設定した。

埋戻土は，港湾技研資料に基づいて設定した。

減衰定数は，NS2-補-026-01「屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に基づき，粘性減衰及び履歴減衰を用いて考慮する。

粘性減衰は，質量マトリクス及び剛性マトリクスの線形結合で表される式 (5) の Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与える。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K] \quad \dots \dots \dots (5)$$

[C] : 減衰係数マトリクス

[M] : 質量マトリクス

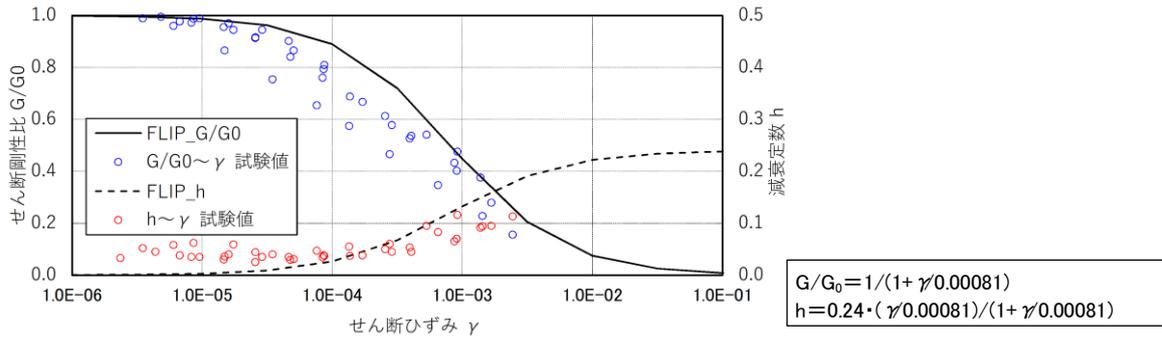
[K] : 剛性マトリクス

α, β : 係数

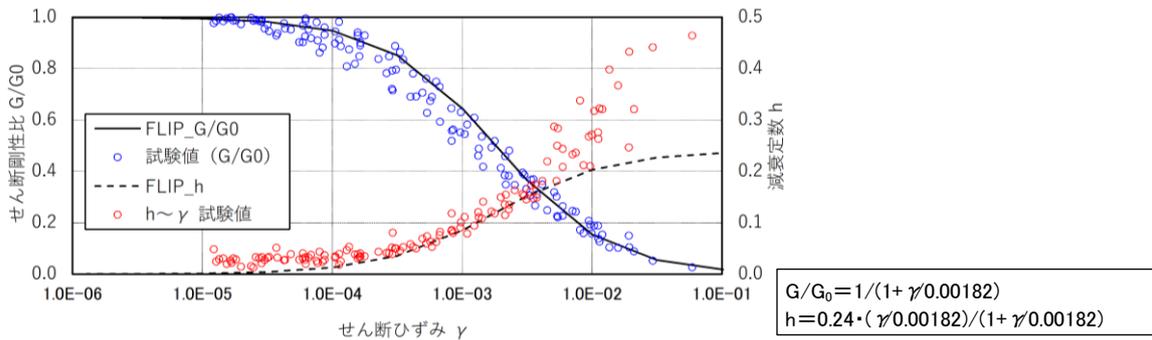
Rayleigh 減衰は，剛性比例型減衰 ($\alpha = 0, \beta = 0.002$) を考慮する。なお，係数 β の設定については，「FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」」を基に設定している。

なお，埋戻土のひずみ依存特性について，せん断ひずみ γ が 0.5% 以上は試験値がなく，曲線が外挿になっていることから，全応力解析における発生ひずみを確認した。

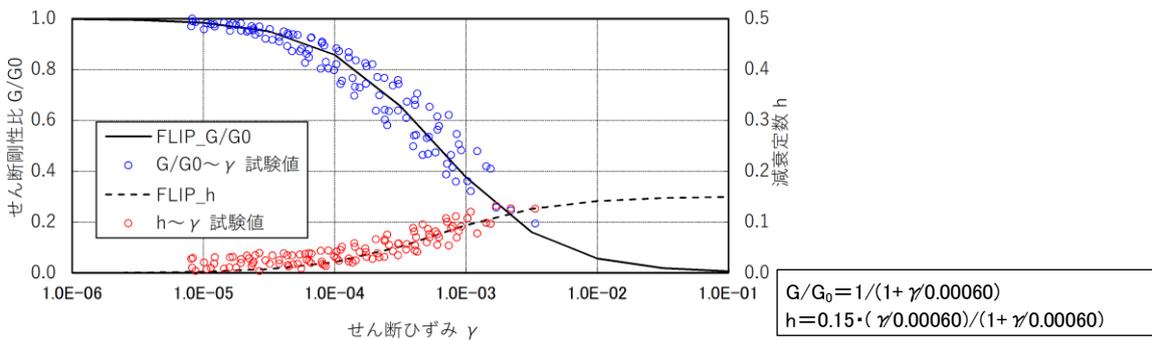
その結果，図 2.4.2.1-8 に示すとおり，局所的に 0.5% 以上のせん断ひずみが出る箇所もあるものの，概ね 0.5% 以下であることから，曲線が外挿であることは，液化化範囲に影響を及ぼさないと評価した。



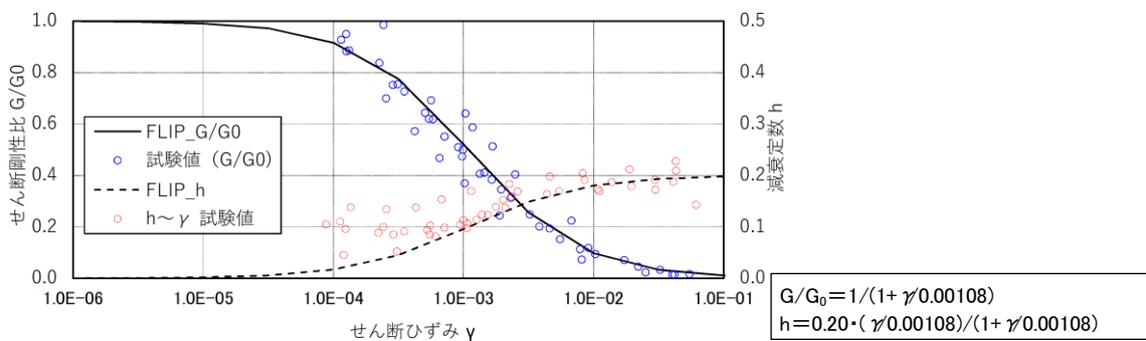
【埋戻土のひずみ依存特性】



【シームのひずみ依存特性】



【D級岩盤のひずみ依存特性】



【旧表土のひずみ依存特性】

図 2.4.2.1-7 有効応力解析 (FLIP) のひずみ依存特性 (埋戻土等)

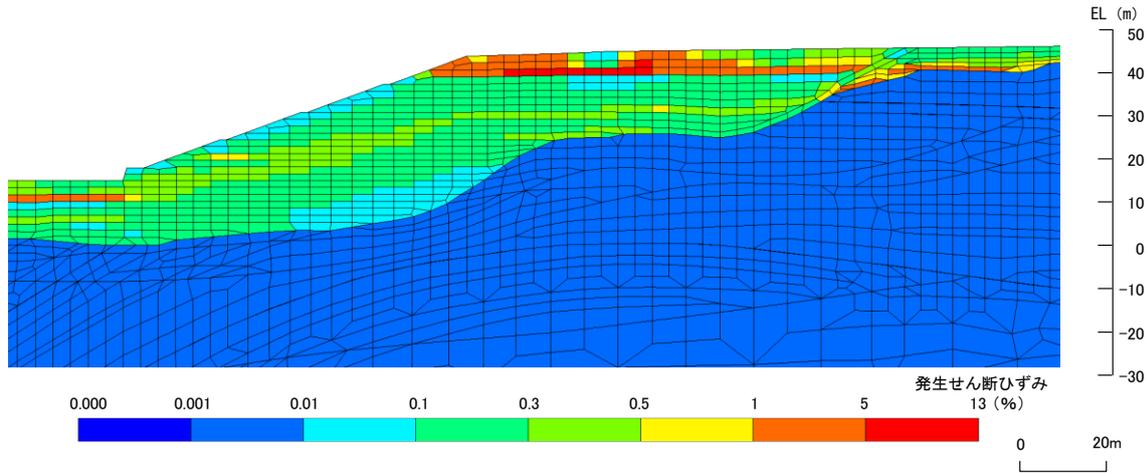


図 2.4.2.1-8 2号機南側盛土斜面における全応力解析の発生せん断ひずみ分布図 (各要素の時刻歴最大)

(e) 液状化パラメータ

埋戻土の液状化特性については、IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、図 2.4.2.1-9 に示す敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえたうえで実施した液状化強度試験結果よりも保守的な簡易設定法により決定される液状化強度を用いて設定した。

シーム及び旧表土については、粘性分に富むことから、非液状化層とした。

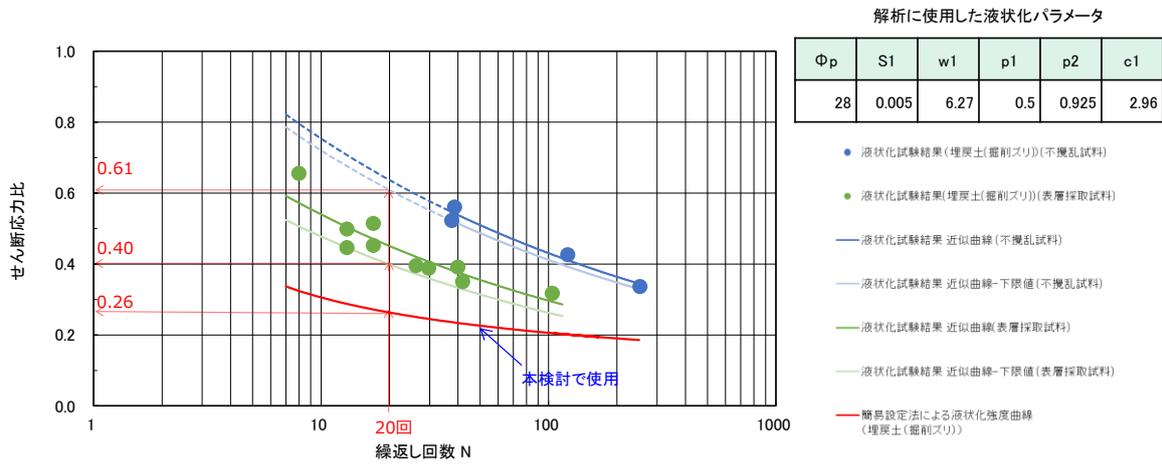


図 2.4.2.1-9 解析に用いた液状化強度曲線 (埋戻土)

(f) 粘着力及び内部摩擦角

D級岩盤，シーム及び旧表土は，IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき，全応力解析の解析用物性値を用いた。

ただし，D級岩盤は，全応力解析において三軸圧縮試験CUにより解析用物性値を設定していることから，有効応力表示とした。

埋戻土は，港湾技研資料に基づき，粘着力Cをゼロとし，内部摩擦角 ϕ_f については，式(6)により相対密度 D_r を算定し，図2.4.2.1-10に示す相対密度と内部摩擦角 ϕ_f の関係から読み取って設定した。

$$D_r = 21 \times \{N_1 / (1.333 + 0.7)\}^{0.5} \dots \dots \dots (6)$$

$$= 21 \times \{12.01 / (1.333 + 0.7)\}^{0.5} = 51\%$$

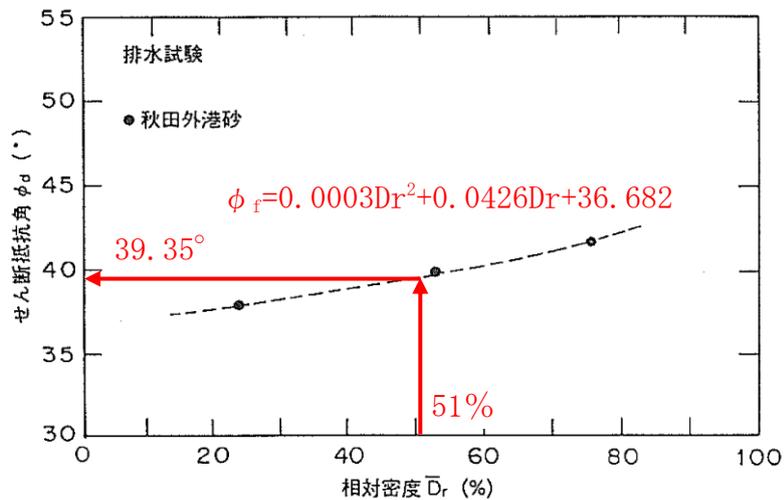


図 2.4.2.1-10 相対密度と内部摩擦角 ϕ_f の関係 (港湾技研資料，赤字で加筆)

(4) 2次元有効応力解析の検討結果

各地震動方向における最大過剰間隙水圧分布図を図 2.4.2.1-11、包絡するよう設定した液状化範囲の分布図を図 2.4.2.1-12 に示す。

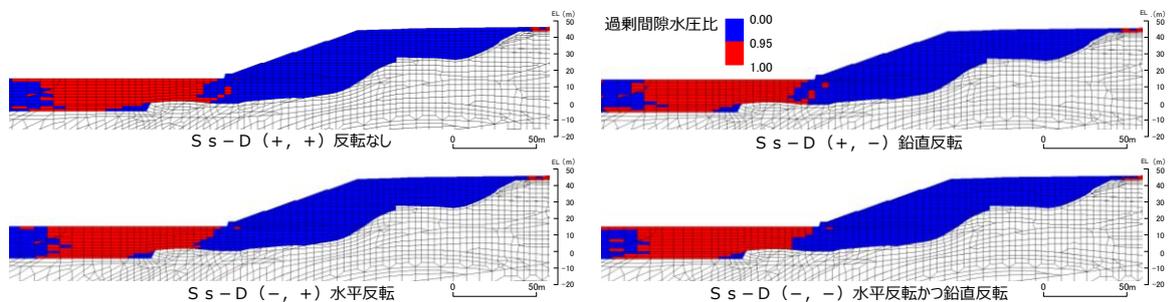


図 2.4.2.1-11 各地震動方向における最大過剰間隙水圧分布図

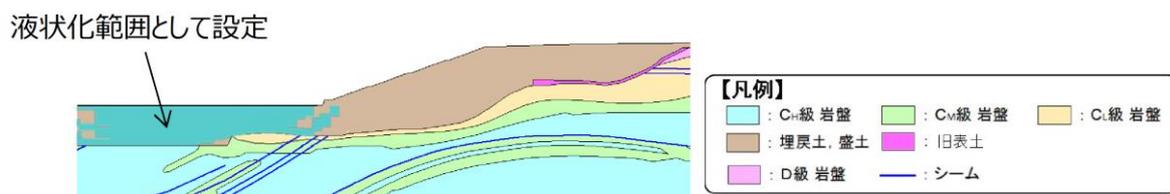


図 2.4.2.1-12 液状化範囲の分布図

(5) 地盤の支持性能に記載の解析用物性値との比較及び液状化範囲に対する影響検討

表 2.4.2.1-1 に記載している、本資料における 2 次元有効応力解析に用いる埋戻土の解析用物性値は、設置許可審査において示したものである。一方で、IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に記載の 2 次元有効応力解析に用いる埋戻土の解析用物性値は、動的三軸圧縮試験結果等を踏まえ、一部を変更している。

そのため、それぞれの解析用物性値及び設定方法の比較を行ったうえで、本資料における 2 次元有効応力解析の目的である「2 号機南側盛土斜面の液状化範囲の設定」において、埋戻土の解析用物性値を設置許可審査と同じ物性値とすることの妥当性を確認する。

a. 2 次元有効応力解析に用いる埋戻土の解析用物性値及び設定方法の比較

2 次元有効応力解析に用いる埋戻土の解析用物性値及び設定方法の比較を表 2.4.2.1-3 に示す。

埋戻土の解析用物性値について、設置許可審査において簡易設定法を基本として設定しており、基準せん断弾性係数 G_{ma} 及び減衰定数の上限値 h_{max} は港湾技研資料に基づいて設定していたが、IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」のとおり、埋戻土の動的三軸試験結果に基づいて変更している。ただし、基準せん断弾性係数 G_{ma} 及び減衰定数の上限値 h_{max} の変更に伴って設置許可審査で設定した液状化強度曲線が変わらないように、 $w1$ 等の液状化パラメータを変更している。

内部摩擦角 ϕ_f の設定方法は同様であるが、地下水位の変更に伴う有効上載圧の変更に伴い、数値を変更している。

表 2.4.2.1-3 埋戻土の解析用物性値及び設定方法の比較

		埋戻土の解析用物性値		設定方法		
		2.3章～2.7章 (設置許可審査 と同じ)	IV-2-1-3「地盤の 支持性能に係る 基本方針」	2.3章～2.7章 (設置許可審査と同じ)	IV-2-1-3「地盤の支持性能に 係る基本方針」	
物理 特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.11 ^{*1}		物理試験		
	間隙率 n	0.45		慣用値 ^{*2}		
変形 特性	基準せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	76.570	154.600	港湾技研資料 ^{*2} に基づき、N値(原位置試験)と基準せん断弾性係数 G_{ma} との関係から設定	動的三軸試験結果によりせん断弾性係数 G_m と平均有効拘束圧 σ'_m の関係式を求め、港湾技研資料 ^{*2} の算定式に基づき基準せん断弾性係数 G_{ma} を設定	
	基準平均有効拘束圧 σ'_{ma} (kN/m ²)	98		慣用値 ^{*2}		
	ポアソン比 ν	0.33		慣用値 ^{*2}		
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.24	0.095	港湾技研資料 ^{*2} で用いられている $h_{max}=0.24$ を採用	動的三軸試験結果に概ね整合するように H-D モデルにより設定	
強度 特性	粘着力 C' (kN/m ²)	0		慣用値 ^{*2}		
	内部摩擦角 ϕ_f (°)	39.35	40.17	港湾技研資料 ^{*2} に基づき、N値と有効上載圧により相対密度 D_r を求め、内部摩擦角 ϕ と相対密度 D_r との関係から設定		
液状 化 特性	液状化パラメータ	ϕ_p (°)	28	28	港湾技研資料 ^{*2} に基づき、簡易設定法により決定される液状化強度を用いて設定	変形特性の変更に伴い、設置許可で設定した液状化強度曲線と合うよう $w1$, $p2$, $c1$ を調整
		S1	0.005	0.005		
		w1	6.27	4.080		
		p1	0.5	0.5		
		p2	0.925	0.990		
		c1	2.96	2.006		

注記 *1: 地下水位が深い埋戻土は、常時応力解析時に水の単位体積重量 9.8kN/m^3 を差し引いた水中重量を用いる。

*2: 液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメータの簡易設定法 (港湾技研資料 No.869, 1997年6月)

表 2.4.2.1-3 に記載している，本資料における埋戻土の解析用物性値の設定方法の詳細は，前述する「2.4.2.1(3) 2次元有効応力解析の検討方法」に記載のとおりである。

IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」における埋戻土の解析用物性値の設定方法の詳細を以下に示す。

(a) 動せん断弾性係数

設置変更許可申請書の添付書類六に記載の埋戻土の動的三軸試験結果（式（a））及び港湾技研資料に基づく式（b）のとおり設定した。

$$G_m = 749 \sigma_m' ^{0.66} \dots \dots \dots (a)$$

G_m : せん断弾性係数 (N/mm²)

σ_m' : 平均有効拘束圧 (N/mm²)

この時， $\sigma_m' = (\sigma_v' + \sigma_h') / 2 = (1+K_0) \sigma_v' / 2$ ， $K_0=0.5$ より，

$$\sigma_m' = 74.07 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(図 2.4.2.1-13 に示す防波壁(多重鋼管杭式擁壁)の埋戻土層における $\sigma_v' = 98.76 \text{ kN/m}^2$ を採用)

$$G_{ma} = G_m \cdot (\sigma_{ma}' / \sigma_m') ^{0.5} \dots \dots \dots (b)$$

G_{ma} : 基準せん断弾性係数 (N/mm²)

σ_{ma}' : 基準平均有効拘束圧 (N/mm²)

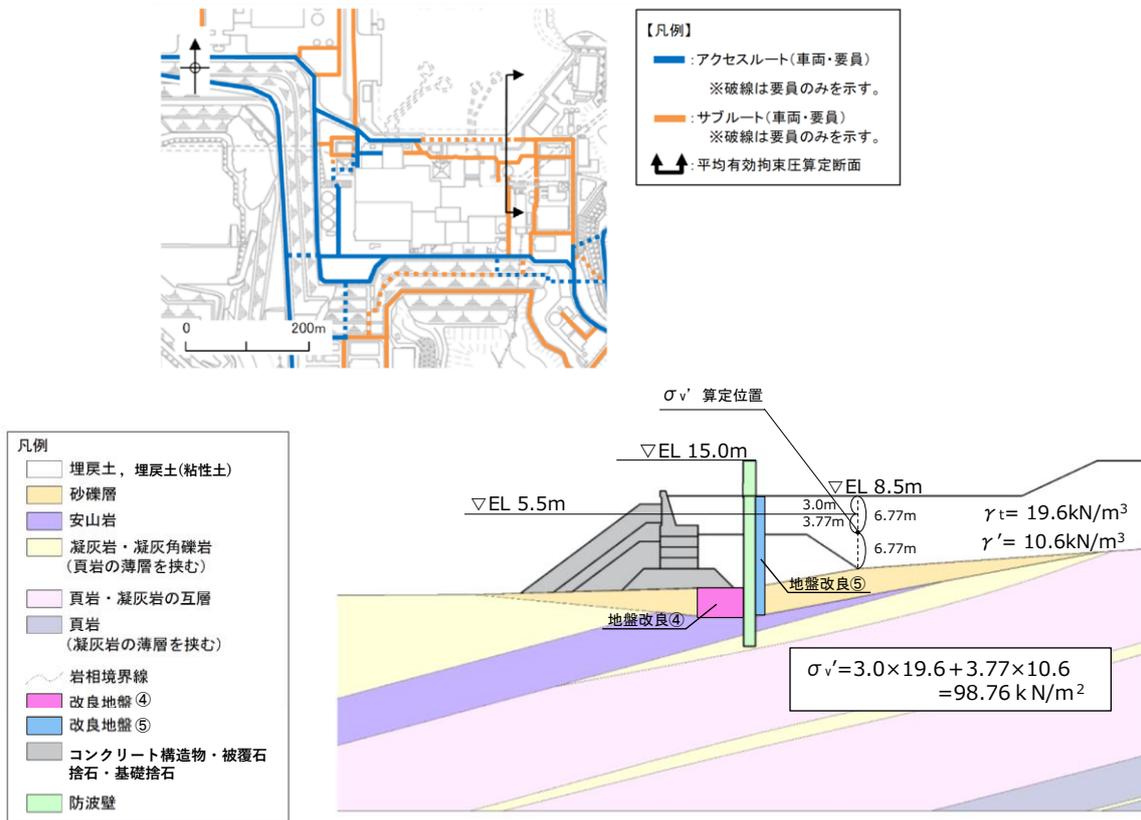


図 2.4.2.1-13 平均有効拘束圧の算定位置 (防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) 改良地盤部)

(b) 減衰定数の上限値

図 2.4.2.1-14 に示すとおり，H-D モデルにより，設置変更許可申請書の添付書類六に記載の埋戻土の動的三軸試験結果のひずみ依存特性 $h \sim \gamma$ 曲線に概ねフィッティングするように設定した。

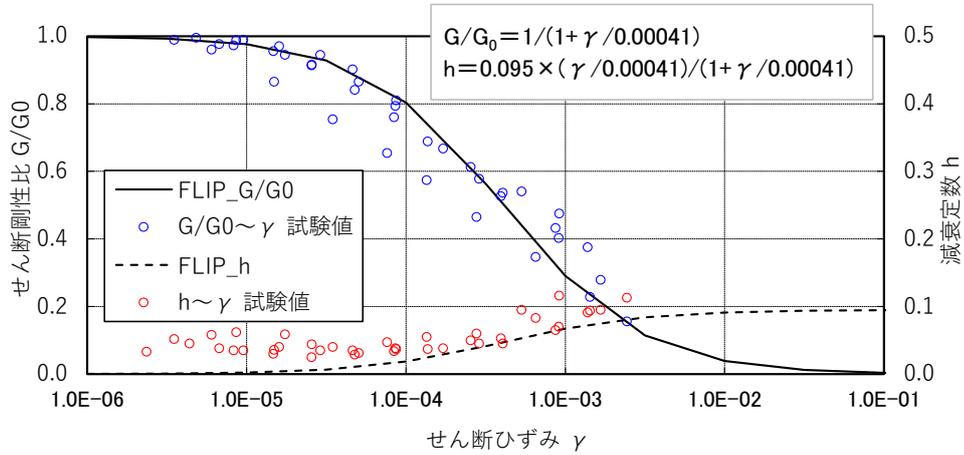


図 2.4.2.1-14 有効応力解析 (FLIP) のひずみ依存特性 (埋戻土)

(c) 液状化パラメータ

動せん断弾性係数 G_{ma} 及び減衰定数の上限値 h_{max} の変更に伴い，図 2.4.2.1-15 に示す設置許可審査の液状化強度曲線を変えないように液状化パラメータを再設定した。

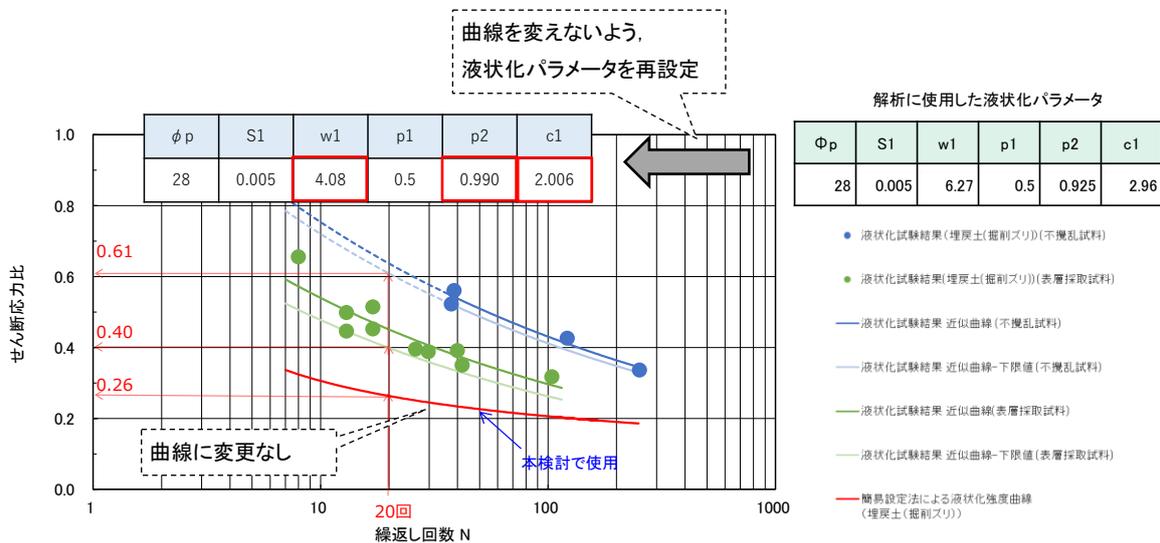


図 2.4.2.1-15 液状化パラメータの再設定

(d) 粘着力及び内部摩擦角

港湾技研資料に基づき、粘着力Cをゼロとし、内部摩擦角 ϕ_f については、図2.4.2.1-13で求めた有効拘束圧 σ_v' を用い、式(2)、式(3)及び式(6)により相対密度 D_r を算定し、図2.4.2.1-16に示す相対密度と内部摩擦角 ϕ_f の関係から読み取って設定した。

$$(N)_{0.66} = (N - 1.828(\sigma_v' - 0.66)) / (0.399(\sigma_v' - 0.66) + 1) \dots (2) \text{ (再掲)}$$

(N)_{0.66} : 有効上載圧 $\sigma_v' = 0.66$ (kgf/cm²)の時のN値

N : 図2.4.2.1-5に示す敷地に分布する埋戻土を対象とした標準貫入試験によるN値 (N=15)

σ_v' : 有効上載圧 (kgf/cm²)

(図2.4.2.1-13に示す防波壁(多重鋼管杭式擁壁)の有効上載圧 $\sigma_v' = 98.76 \text{ kN/m}^2 = 1.008 \text{ kgf/cm}^2$ を採用)

$$N_1 = (N)_{0.66} (0.399(\sigma_v' - 0.66) + 1) + 1.828(\sigma_v' - 0.66) \dots (3) \text{ (再掲)}$$

N₁ : 基準拘束圧 $\sigma_{ma}' = 1$ (kgf/cm²)の時のN値

この時、 $\sigma_{ma}' = (\sigma_v' + \sigma_h') / 2 = (1 + K_0) \sigma_v' / 2$, $K_0 = 0.5$ より、

$$\sigma_{ma}' = 1.333 \text{ (kgf/cm}^2)$$

$$D_r = 21 \times \{N_1 / (1.333 + 0.7)\}^{0.5} \dots (6) \text{ (再掲)}$$

$$= 21 \times \{17.23 / (1.333 + 0.7)\}^{0.5} = 61\%$$

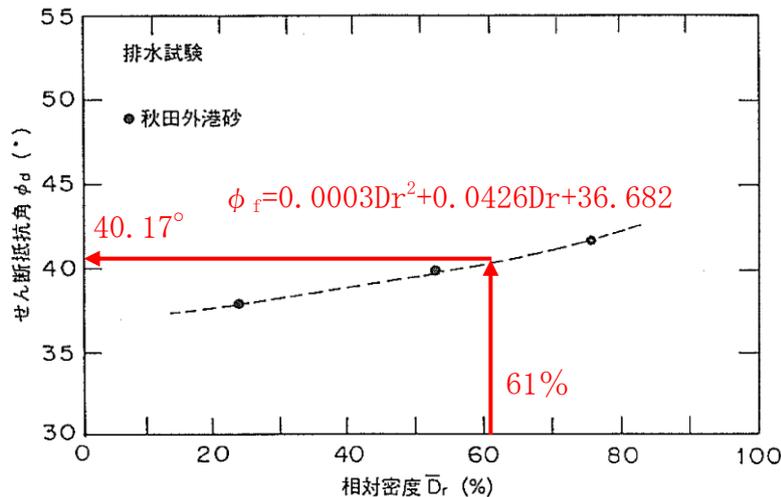


図2.4.2.1-16 相対密度と内部摩擦角 ϕ_f の関係 (港湾技研資料, 赤字で加筆)

b. 2号機南側盛土斜面の液状化範囲に対する影響検討

「a. 2次元有効応力解析に用いる埋戻土の解析用物性値及び設定方法の比較」で前述したように、IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」において2次元有効応力解析に用いる埋戻土の基準せん断弾性係数 G_{ma} 等を変更している。

一方で、液状化範囲に対しての影響が支配的な液状化強度曲線を変更していないことから、液状化範囲への影響は軽微と考えられるが、詳細な検討を行うため、2号機南側盛土斜面の液状化範囲に対する影響検討を行った。

影響検討では、解析用物性値変更後において2次元有効応力解析による液状化範囲の設定を実施し、「2.4.2.1(4) 2次元有効応力解析の検討結果」に示す解析用物性値変更前の液状化範囲との比較を行った。

(a) 解析用物性値 (変更後)

表 2.4.2.1-4 に記載している、IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す埋戻土の解析用物性値を使用する。

表 2.4.2.1-4 埋戻土の解析用物性値及び設定方法の比較

(表 2.4.2.1-3 再掲)

	埋戻土の解析用物性値		設定方法			
	2.3章~2.7章 (設置許可審査 と同じ)	IV-2-1-3「地盤の 支持性能に係る 基本方針」	2.3章~2.7章 (設置許可審査と同じ)	IV-2-1-3「地盤の支持性能に 係る基本方針」		
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.11*1	物理試験			
	間隙率 n	0.45	慣用値*2			
変形特性	基準せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	76.570	154.600	港湾技研資料*2に基づき、N値(原位置試験)と基準せん断弾性係数 G_{ma} との関係式から設定		
	基準平均有効拘束圧 σ'_{ma} (kN/m ²)	98	慣用値*2			
	ポアソン比 ν	0.33	慣用値*2			
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.24	0.095	港湾技研資料*2で用いられている $h_{max}=0.24$ を採用	動的三軸試験結果に概ね整合するようにH-Dモデルにより設定	
強度特性	粘着力 C' (kN/m ²)	0	慣用値*2			
	内部摩擦角 ϕ_r (°)	39.35	40.17	港湾技研資料*2に基づき、N値と有効上載圧により相対密度 D_r を求め、内部摩擦角 ϕ と相対密度 D_r との関係から設定		
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	28	28	港湾技研資料*2に基づき、簡易設定法により決定される液状化強度を用いて設定	変形特性の変更に伴い、設置許可で設定した液状化強度曲線と合うよう w_1 , p_2 , c_1 を調整	
	液状化パラメータ	S_1	0.005			0.005
		w_1	6.27			4.080
		p_1	0.5			0.5
		p_2	0.925			0.990
		c_1	2.96			2.006

注記*1: 地下水位以深の埋戻土は、常時応力解析時に水の単位体積重量 9.8kN/m^3 を差し引いた水中重量を用いる。

*2: 液状化による構造物被害予測プログラムFLIPにおいて必要な各種パラメータの簡易設定法 (港湾技研資料No.869, 1997年6月)

□: 当該影響検討で使用する埋戻土の解析用物性値

なお、地盤支持性能の審査で示した埋戻土の解析用物性値のうち、基準せん断弾性係数 G_{ma} は、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）位置における有効上載圧 σ_v' に基づいて設定しているため、図 2.4.2.1-17 に示すとおり、2号機南側盛土斜面における有効上載圧 σ_v' から基準せん断弾性係数 G_{ma} を求め、両者が同等であることを確認した。

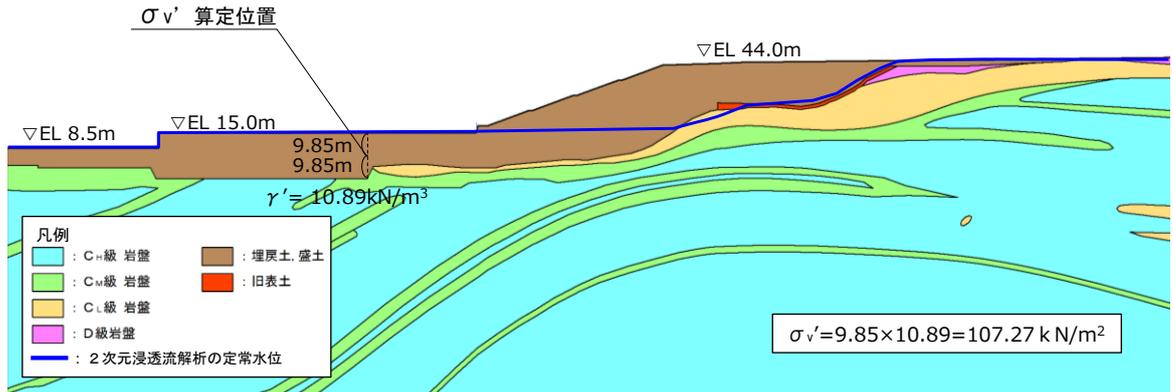


図 2.4.2.1-17 有効上載圧の算定位置

その結果、表 2.4.2.1-5 のとおり、2号機南側盛土斜面の基準せん断弾性係数 G_{ma} は、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）位置における基準せん断弾性係数 G_{ma} と同等であることを確認した。

よって、当該影響検討である液状化範囲の比較においては、IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す埋戻土の解析用物性値を使用して問題ないと考えられる。

表 2.4.2.1-5 基準せん断弾性係数 G_{ma} の算定結果

有効上載圧 σ_v' の算定位置	基準せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m^2)	備考
① 2号機南側盛土斜面	156600	2号機南側盛土斜面における有効上載圧 σ_v' に基づいて算定した G_{ma}
② 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	154600	IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に記載の G_{ma} （防波壁（多重鋼管杭式擁壁）位置における有効上載圧 σ_v' に基づいて算定した G_{ma} ） 両者は同等であることから、②の値で2次元有効応力解析を実施して問題ないと考えられる。

(b) 解析条件

「2.4.2.1(3) 2次元有効応力解析の検討方法」に示す解析条件と同じとする。

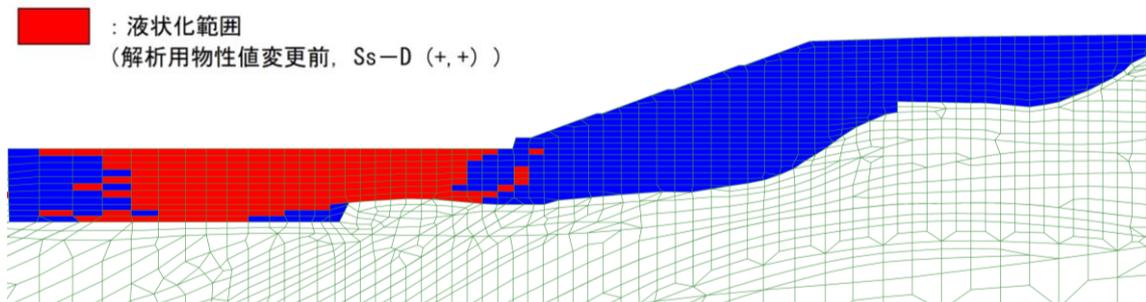
入力地震動は、 $S_s - D (+, +)$ において比較検討を行う。

(c) 影響検討結果

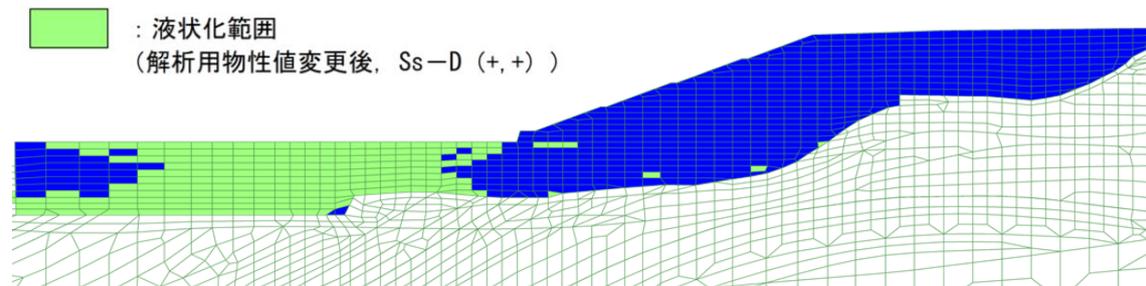
液状化範囲の比較結果を図2.4.2.1-18に示す。

液状化範囲に大きな相違が見られないことから、液状化範囲の設定に与える影響は軽微であると評価した。

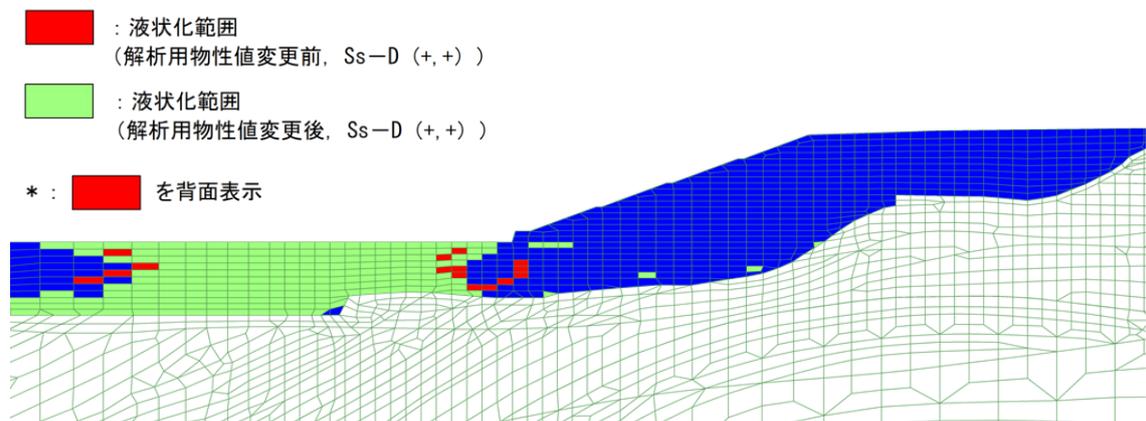
以上より、本資料のうち2.3章～2.7章において、2次元有効応力解析に用いる埋戻土の解析用物性値は、設置許可審査と同じ物性値とする。



(a) 解析用物性値 (変更前) $S_s - D (+, +)$



(b) 解析用物性値 (変更後) $S_s - D (+, +)$



(c) 解析用物性値変更前後の比較 $S_s - D (+, +)$

図2.4.2.1-18 液状化範囲の比較 ($S_s - D (+, +)$)

2.4.2.2 33m盤盛土斜面

33m盤盛土斜面の液状化影響検討用地下水位を設定するため、2次元浸透流解析（定常解析）を実施する。

解析モデル及び解析条件は、図2.4.2.2-1、図2.4.2.2-2のとおりとし、保守的な条件となるよう、EL 8.5m盤及び上流側の盛土と地山の境界部において、地表面に水頭固定境界を設定する。地表面水頭固定境界に挟まれた検討用地下水位の計算領域は、IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、降雨考慮範囲として降雨条件2400mm/年を考慮する。



図2.4.2.2-1 33m盤盛土斜面の断面位置図

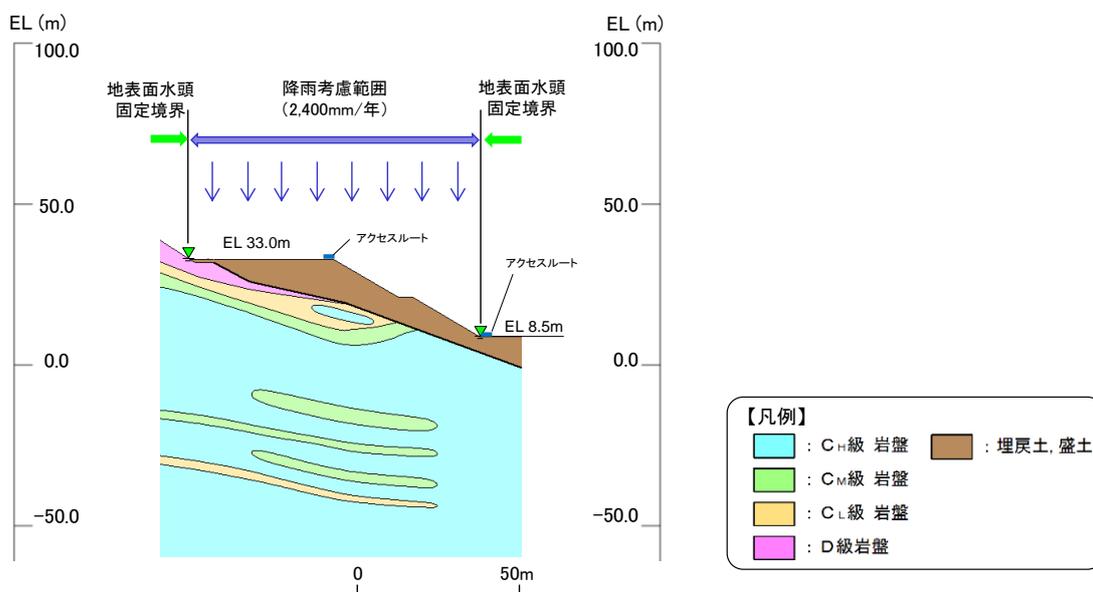


図2.4.2.2-2 2次元浸透流解析（定常解析）の解析モデル及び解析条件

2次元浸透流解析による検討用地下水位を図2.4.2.2-3に示す。2次元浸透流解析による検討用地下水位は、3次元浸透流解析による地下水位を上回っており、保守的な地下水位となっている。2次元浸透流解析の結果、盛土斜面内に地下水位が認められない。液状化範囲の設定に当たっては、地下水位以深の埋戻土を全て液状化範囲として設定する。

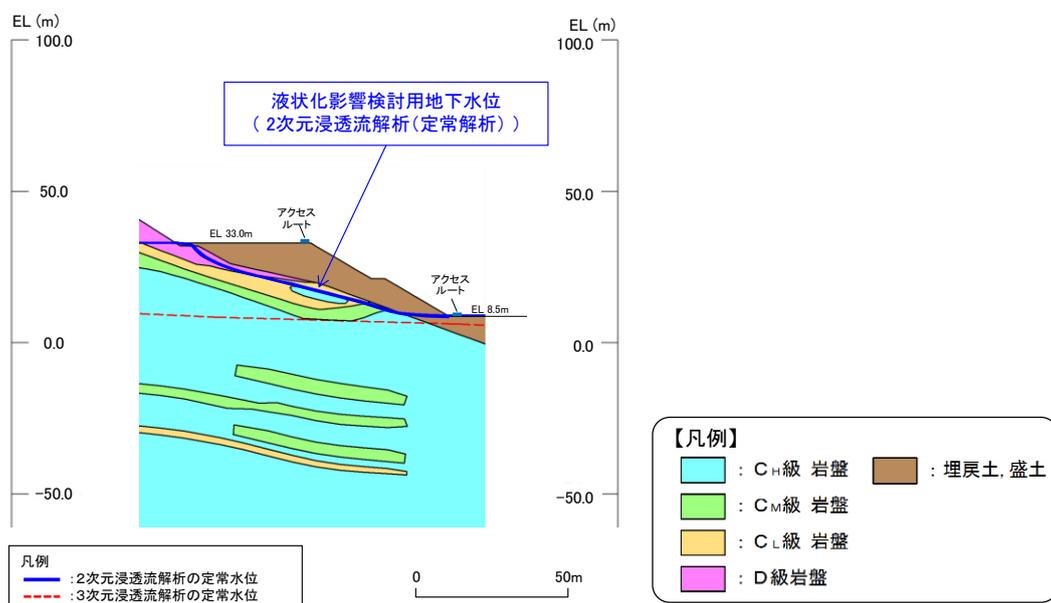


図 2.4.2.2-3 2次元浸透流解析による検討用地下水位

2.4.2.3 才津谷土捨場盛土斜面

才津谷土捨場については、防波壁や地盤改良等、地下水位の流れを遮断する設備がないことから、地下水位が上昇する恐れはないと考えられるが、念のため、土捨場造成前の旧地形より地下水の流下方向を踏まえ、谷方向の断面を対象に2次元浸透流解析（定常解析）を実施し、⑩-⑩'断面における検討用地下水位を設定する。

解析モデルは図2.4.2.3-1～図2.4.2.3-3に示すとおり、保守的な条件となるよう、下流側の法尻部及び上流側の盛土と地山の境界部において、地表面に水頭固定境界を設定する。地表面水頭固定境界に挟まれた検討用地下水位の計算領域は、IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、降雨考慮範囲として降雨条件2400mm/年を考慮する。

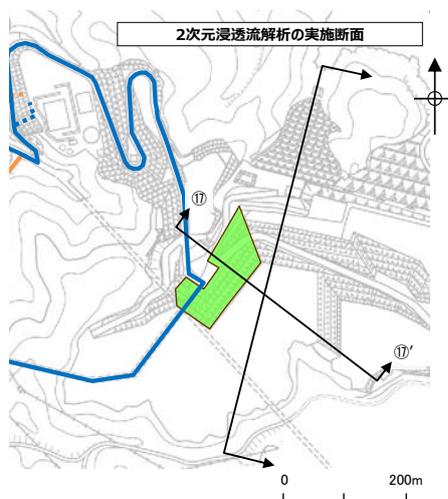


図2.4.2.3-1 才津谷土捨場断面位置図

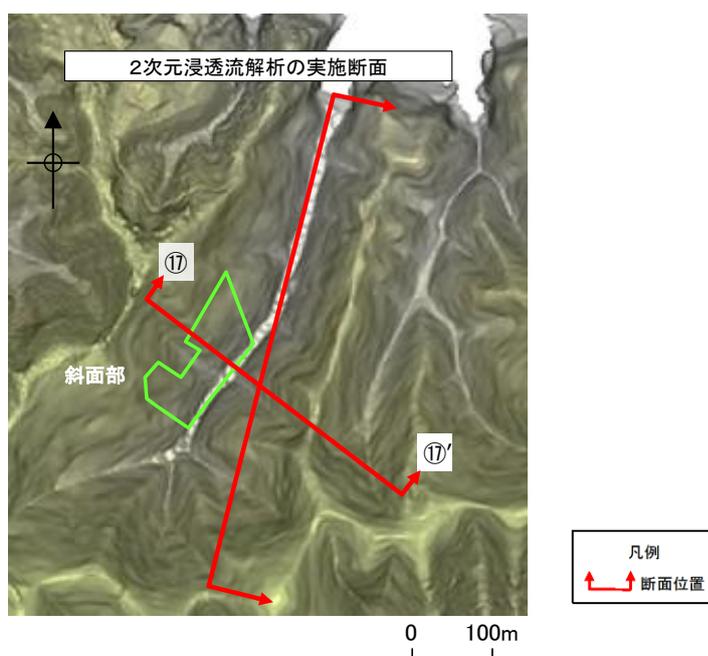


図2.4.2.3-2 土捨場造成前の地形立体図*

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

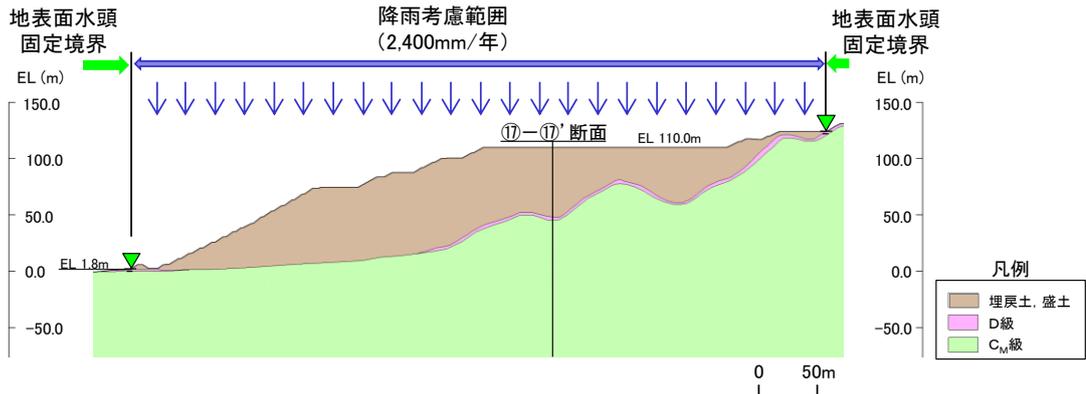


図 2. 4. 2. 3-3 2次元浸透流解析（定常解析）の解析モデル及び解析条件

2次元浸透流解析による検討用地下水位を図 2. 4. 2. 3-4 に示す。2次元浸透流解析による検討用地下水位は、3次元浸透流解析による地下水位を上回っており、保守的な地下水位となっている。2次元浸透流解析の結果、すべり安定性評価対象断面位置における地下水位は、EL 42mとなり、法尻部の標高（EL 88m）よりも十分低いことを確認した。当該斜面の安定性評価においては、液状化によるせん断強度の低下は考慮しない。

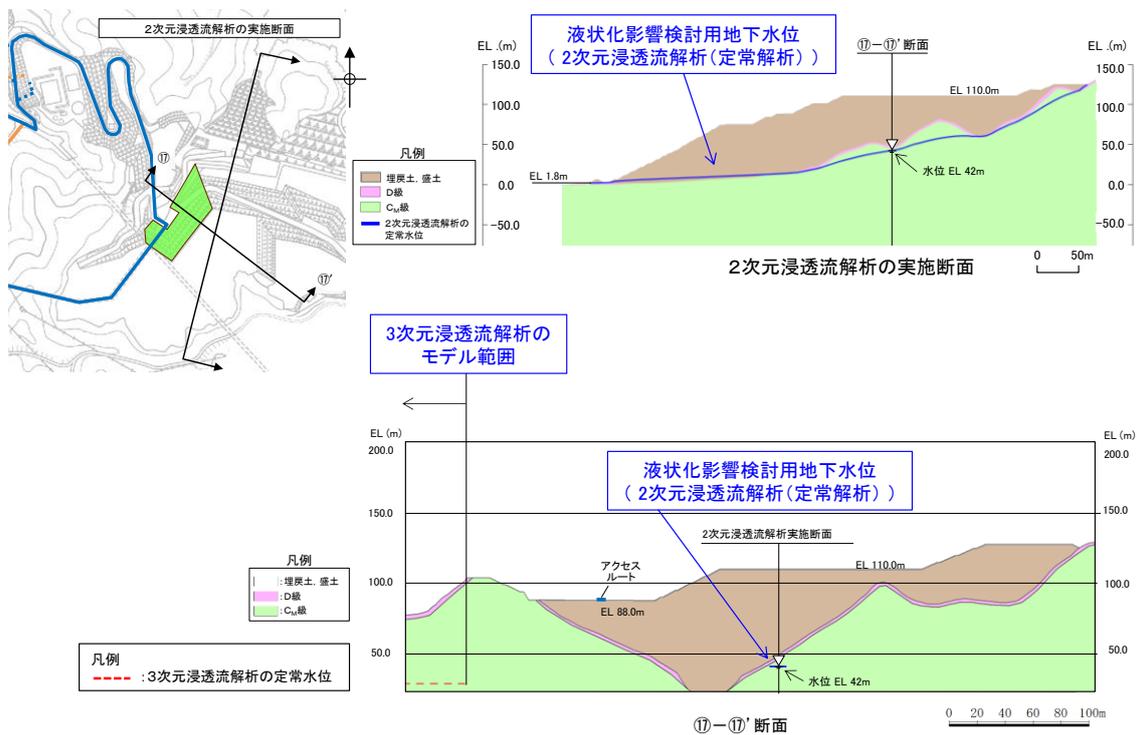


図 2. 4. 2. 3-4 2次元浸透流解析による検討用地下水位
 (上図：2次元浸透流解析の実施断面，下図：⑩-⑩'断面)

2.5 保管場所及びアクセスルートに影響するおそれのある斜面のグループ分け

保管場所及びアクセスルートに影響するおそれのある斜面のグループ分けは、以下の観点から分類する。

- ①地盤の種類が異なることから、岩盤斜面と盛土斜面に区分する。
- ②地質や地震増幅特性が異なることから、法尻標高 EL 15m 以下、EL 33～50m、EL 88m の3つに区分する。

上記に従いグループ分けを行った結果、斜面の法尻標高及び種類毎にグループ A（岩盤斜面，法尻標高 EL 15m 以下），グループ B（盛土斜面，法尻標高 EL 15m 以下），グループ C（岩盤斜面，法尻標高 EL 33～50m）及びグループ D（盛土斜面，法尻標高 EL 88m）の4つのグループに分類した。分類結果を図 2.5-1 に示す。

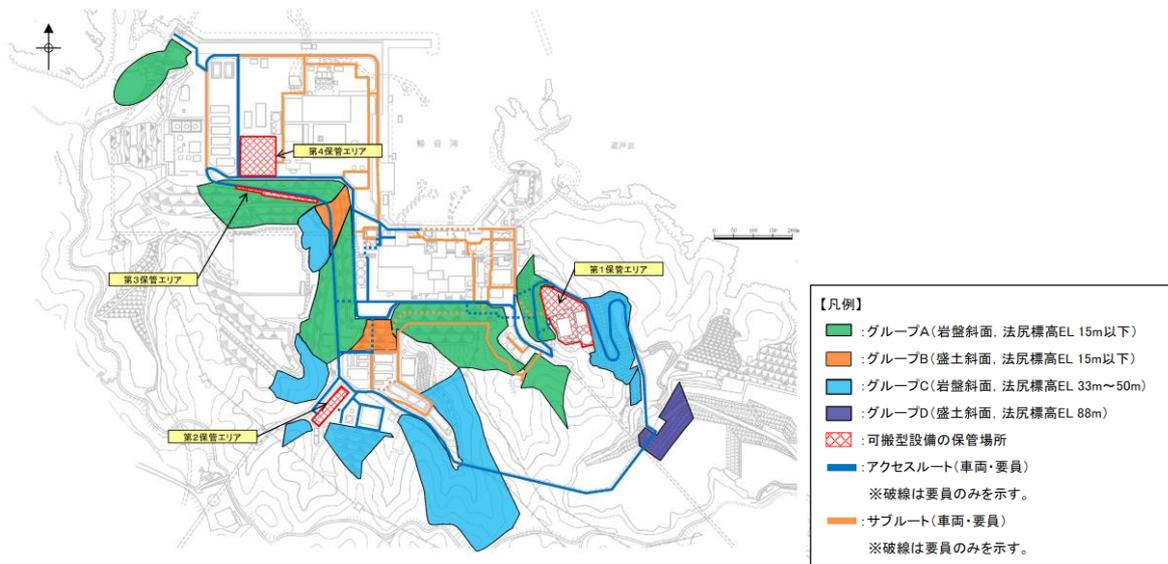


図 2.5-1 グループ A～D の平面位置図

2.6 評価対象斜面の選定及び評価

2.6.1 評価フロー（詳細）

保管場所及びアクセスルート周辺斜面の地震時安定性評価は、設置（変更）許可申請書における地盤安定性評価と同様に、図 2.6.1-1 に示すフローに基づき行う。（断面位置は、「2.6.3 評価対象斜面の選定及び評価結果」を参照）

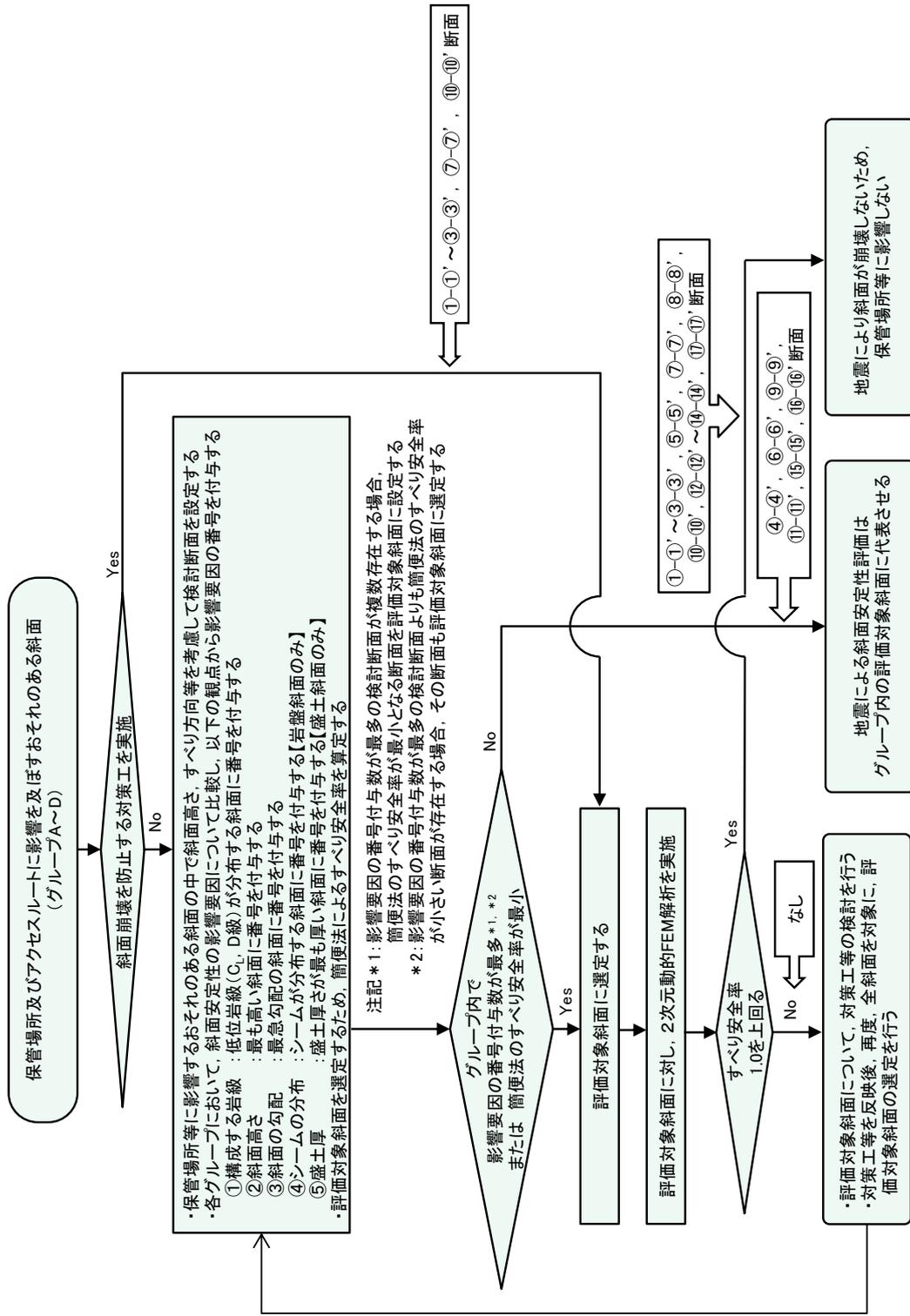


図 2.6.1-1 保管場所等の評価対象斜面のすべりに対する安定性評価のフロー

2.6.2 選定方針及び評価方法

評価対象斜面については、「2.5 保管場所及びアクセスルートに影響するおそれのある斜面のグループ分け」で分類したグループ毎に、すべり安全率が厳しくなると考えられる「影響要因」（①構成する岩級，②斜面高さ，③斜面の勾配，④シームの分布の有無，⑤盛土厚）の観点から比較を行い、影響要因の番号を付与した。影響要因の番号付与数及び簡便法のすべり安全率により定量的に比較検討し、評価対象斜面を選定した。簡便法は、JEAG4601-2015に基づき、静的震度 $K_H=0.3$ 、 $K_V=0.15$ を用いた。

選定結果を「2.6.3 評価対象斜面の選定及び評価結果」に示す。

影響要因の検討においては、図 2.6.2-1 に示す位置における既往の地質調査結果を踏まえて実施した。

2.6.2.1 基準地震動 S_s による 2次元動的 FEM 解析

評価対象斜面に選定された保管場所及びアクセスルートの周辺斜面について、基準地震動 S_s によるすべり安定性評価を実施する。

2.6.2.2 地震応答解析手法

評価対象斜面の解析断面について、基準地震動 S_s に対する地震応答解析を 2次元動的有限要素法により行う。地震応答解析は周波数応答解析手法を用い、等価線形化法により土質材料のせん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性を考慮する。

地震時の応力は、静的解析による常時応力と地震応答解析による地震時増分応力を重ね合わせるにより算出する。常時応力は地盤の自重計算により求まる初期応力を考慮し、動的応力は水平地震動及び鉛直地震動による応答の同時性を考慮して求める。

地震応答解析に用いたコードを表 2.6.2.2-1 に示す。なお、解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、参考資料 3 に示す。

表 2.6.2.2-1 斜面の地震応答解析に用いたコード

	解析コード
静的解析	S-STAN Ver. 20_SI
地震応答解析	ADVANF Ver. 4.0

調査数量一覧表

調査項目	1・2号機調査他 1968～1982年度 2006～2008年度	3号機調査 1995～2002年度	その他調査 1995年度 2007～2008年度 2011～2015年度 2019年度	合計
弾性波 探査	5,600m (24測線)	2,520m (6測線)	3,320m (9測線)	11,440m (39測線)
	8,120m (30測線)			
ボーリング 調査	155孔 (延9,230m)	113孔 (延12,295m)	49孔 (延4,963m)	317孔 (延26,486m)
	268孔 (延21,523m)			
	840m	930m	-	1,770m
試験坑 調査		1,770m		

凡 例

- 1・2号機調査他ボーリング位置
 - 3号機調査ボーリング位置
 - その他調査ボーリング位置
 - 1・2号機調査他弾性波探査測線
 - 3号機調査弾性波探査測線
 - その他調査弾性波探査測線
 - 1・2号機調査試験坑・試験坑
 - 3号機調査試験坑・試験坑
 - 原子炉建物設置位置
 - 大深度ボーリング孔位置
 - オフセットVSP探査起振点
 - 反射法探査測線
- ※調査数量一覧には含まれない。

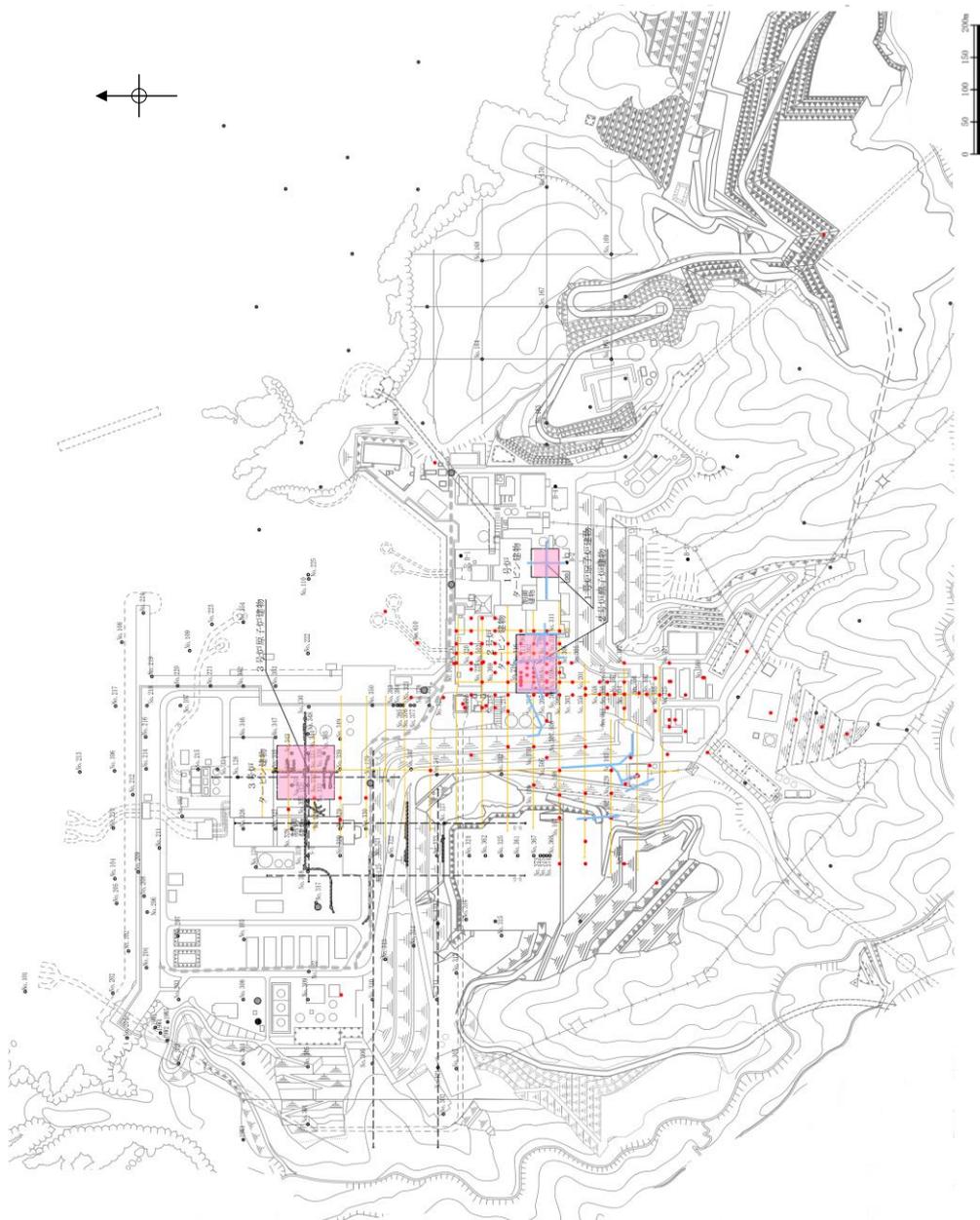


図 2.6.2-1 既往の地質調査位置図

2.6.2.3 解析用物性値

解析用物性値は、添付書類「IV-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づいて設定する。

すべり安定性評価に用いる解析用物性値を表 2.6.2.3-1～表 2.6.2.3-3、解析用物性値の設定根拠を表 2.6.2.3-4 及び表 2.6.2.3-5 に示す。

また、斜面の解析用物性値設定フローを図 2.6.2.3-1 に示す。

保管場所及びアクセスルートの周辺斜面のうち、設置（変更）許可申請書で示した耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設の周辺斜面を兼ねる周辺斜面については、精緻に評価を行う観点から、岩盤を岩相・岩級毎に区分してモデル化し、表 2.6.2.3-1～表 2.6.2.3-3 に示す岩相・岩級毎の解析用物性値を使用する。

また、抑止杭を施工した斜面についても、抑止杭の設計を精緻に行う観点から、同様に岩盤を岩相・岩級毎に区分してモデル化し、岩相・岩級毎の解析用物性値を使用する。

それ以外の周辺斜面は、岩盤（成相寺層）は同岩級で比較すると物性に大きな差がないことから、岩盤を岩級のみ区分してモデル化し、これらの周辺斜面の主要な岩相として、C_H級は「頁岩」、C_M級～C_L級は「凝灰岩・凝灰角礫岩」の解析用物性値を用いる。

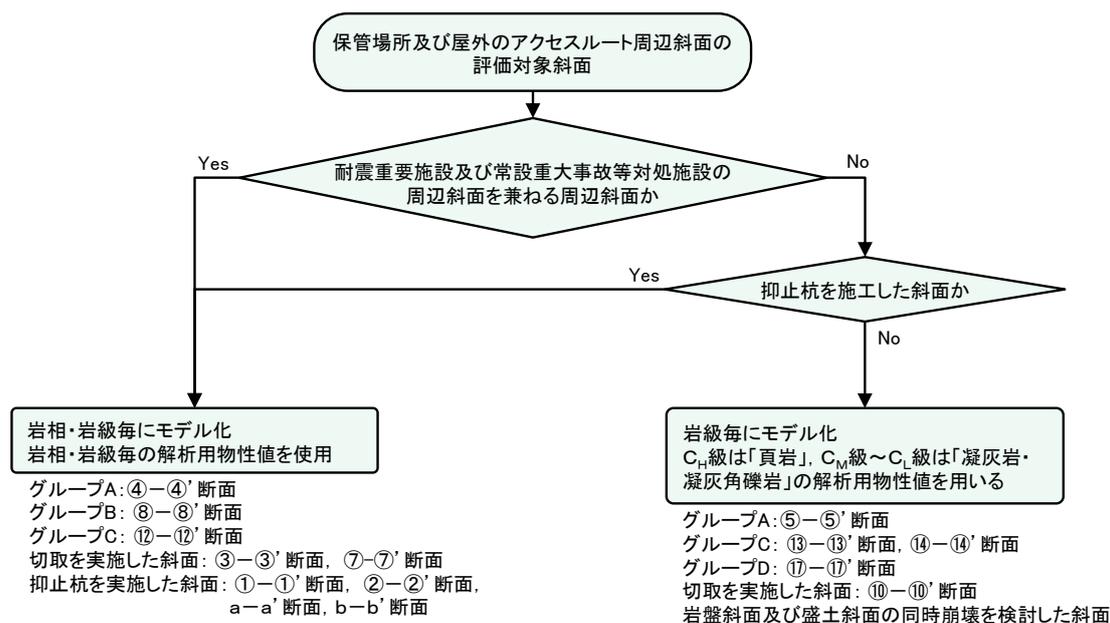


図 2.6.2.3-1 斜面の解析用物性値設定フロー

表 2.6.2.3-1 解析用物性値一覧表 (岩盤①)

	物理特性	強度特性			静的変形特性		動的変形特性		減衰特性
		せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E ($\times 10^3$ N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d ($\times 10^3$ N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	
頁岩	C _H 級	2.57	1.14	54	1.48 $\sigma^{0.72}$	3.74	0.19	表 2.6.2.3-2 参照	0.03
	C _M 級	2.52	0.92	54	0.34 $\sigma^{0.54}$	1.95	0.20		
	C _L 級	2.44	0.28	45	0.34 $\sigma^{0.54}$	0.54	0.20		
岩盤 (成相寺層) 頁岩と凝灰岩 の互層	C _H 級	2.56	1.14	54	1.28 $\sigma^{0.72}$	3.74	0.19		
	C _M 級	2.49	0.92	54	0.34 $\sigma^{0.54}$	1.95	0.20		
	C _L 級	2.33	0.28	28	0.34 $\sigma^{0.54}$	0.43	0.20		
凝灰岩・ 凝灰角礫岩	C _H 級	2.51	1.54	55	1.28 $\sigma^{0.72}$	7.78	0.19		
	C _M 級	2.44	1.14	47	0.34 $\sigma^{0.54}$	1.47	0.20		
	C _L 級	2.30	0.60	28	0.34 $\sigma^{0.54}$	0.43	0.25		
ドレライト	C _H 級	2.78	2.14	52	1.56 $\sigma^{0.72}$	7.78	0.22		
	C _M 級	2.60	1.58	52	0.36 $\sigma^{0.54}$	1.47	0.25		
	C _L 級	2.53	0.83	43	0.36 $\sigma^{0.54}$	0.43	0.25		
岩盤 (貫入岩) 安山岩	C _H 級	2.68	2.14	52	1.56 $\sigma^{0.72}$	7.78	0.25		
	C _M 級	2.68	1.58	52	0.36 $\sigma^{0.54}$	1.47	0.25		
	C _L 級	2.59	0.83	43	0.36 $\sigma^{0.54}$	0.43	0.25		

表 2.6.2.3-2 解析用物性値一覧表 (岩盤②)

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

表 2.6.2.3-3 解析用物性値一覧表 (土質材料)

	物理特性		強度特性			静的変形特性		動的変形特性		減衰特性
	密度 ρ_s (g/cm ³)	せん断 強度 τ_0 (N/mm ²)	内部 摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E (N/mm ²)	静ポアソン 比 ν_s	動せん断 弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン 比 ν_d	減衰定数 h	
D 級岩盤	2.28	0.11	6	$0.11 + \sigma \tan 6^\circ$	$141 \sigma^{0.39}$	0.30	$G_0 = 148 \sigma^{0.49}$ (N/mm ²) $G/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00062)$	0.45	$\gamma \leq 1 \times 10^{-4}$: $h=0.023$ $\gamma > 1 \times 10^{-4}$: $h=0.023 + 0.071 \cdot \log(\gamma/0.0001)$	
シーム	2.23	0.19	18	$0.19 + \sigma \tan 18^\circ$	$G_{0.5} = 44 \sigma^{0.34}$	0.40	$G_0 = 225 \sigma^{0.31}$ (N/mm ²) $G/G_0 = 1/[1 + (\gamma/0.00149)^{0.849}]$	0.45	$h = \gamma / (2.14 \gamma + 0.017) + 0.031$	
埋戻土, 盛土	2.11	0.22	22	$0.22 + \sigma \tan 22^\circ$	$E_{0.5} = 115 \sigma^{0.61}$	0.40	$G_0 = 749 \sigma^{0.66}$ (N/mm ²) $G/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00027)$	0.45	$h = 0.0958 \gamma / (\gamma + 0.00020)$	
埋戻土 (購入土)	2.01	0.04	21	$0.04 + \sigma \tan 21^\circ$	$E_{0.5} = 227 \sigma^{0.75}$	0.40	$G_0 = 275 \sigma^{0.61}$ (N/mm ²) $G/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00048)$	0.45	$h = 0.2179 \gamma / (\gamma + 0.00085)$	
旧表土	2.00	0.03	21	$0.03 + \sigma \tan 21^\circ$	$E_{0.5} = 37 \sigma^{0.79}$	0.40	$G_0 = 240 \sigma^{0.61}$ (N/mm ²) $G/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.0011)$	0.45	$h = 0.20 \gamma / (\gamma + 0.000413)$	
MMR	2.35	—	—	—	23,500	0.20	9,792	0.20	0.05	

表 2.6.2.3-4 解析用物性値の設定根拠 (岩盤)

岩種	岩級	物理特性		強度特性		変形特性			減衰特性
		ピーク強度	残留強度	静的特性	動的特性	減衰特性	減衰定数		
				静弾性係数	静ポアソン比	動せん断弾性係数	動ポアソン比		
岩盤 (成相寺層)	頁岩	C _H 級	ブロック せん断試験	平板載荷試験	一軸圧縮試験	PS検層	慣用値*		
		C _M 級							
		C _L 級							
	頁岩と凝灰岩の互層	C _H 級							
		C _M 級							
		C _L 級							
岩盤 (貫入岩)	ドレライト	C _H 級	密度試験 (飽和)	換算値	換算値	換算値			
		C _M 級							
		C _L 級							
	安山岩	C _H 級							
		C _M 級							
		C _L 級							

注記* : 社団法人日本電気協会「原子力発電所耐震設計技術指針」(JEAG4601-2015)を参考に設定

表 2.6.2.3-5 解析用物性値の設定根拠（土質材料）

	物理特性	強度特性		変形特性				減衰特性
		ピーク強度	残留強度	静的特性		動的特性		
				静弾性係数	静ポアソン比	動せん断弾性係数	動ポアソン比	
D 級岩盤		中型三軸圧縮試験		中型三軸圧縮試験		動的中型三軸圧縮試験	慣用値*2	動的中型三軸圧縮試験
シーム		単純せん断試験		単純せん断試験		動的単純せん断試験		動的単純せん断試験
埋戻土、盛土	密度試験 (飽和)	大型三軸圧縮試験	ピーク 強度と 同じ値	大型三軸圧縮試験	慣用値*2	動的大型三軸圧縮試験	慣用値*3	動的大型三軸圧縮試験
埋戻土（購入土）		三軸圧縮試験				繰返し中空ねじり せん断試験		繰返し中空ねじり せん断試験
旧表土		三軸圧縮試験		三軸圧縮試験		動的三軸圧縮試験		動的三軸圧縮試験
MMR	慣用値*1	—	—	慣用値*1	慣用値*1	慣用値*1	慣用値*1	慣用値*1

注記*1：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（社団法人土木学会，1992年・2005年）を参考に設定

*2：設計用地盤定数の決め方—岩盤編—（社団法人地盤工学会・2007年）を参考に設定

*3：原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術（技術資料）（社団法人土木学会，2009年）を参考に設定

2.6.2.4 解析モデルの設定

解析モデルは設置（変更）許可申請書における地盤安定性評価と同様，以下のとおり設定した。

a. 地盤のモデル化

地盤は平面ひずみ要素でモデル化する。シームはジョイント要素でモデル化する。

b. 地下水位

解析用地下水位は，保守的に地表面に設定する。

2.6.2.5 評価基準値及び想定すべり面の設定

すべり安定性評価では，水平動・鉛直動を同時に考慮した基準地震動 S_s に対する動的解析により，評価対象斜面の最小すべり安全率が評価基準値 1.0 を上回ることを確認する。（評価基準値を 1.0 とした根拠は参考資料 2 を参照）

すべり安全率は，想定したすべり面上の応力状態をもとに，すべり面上のせん断抵抗力の和をすべり面上のせん断力の和で除して求める。

引張応力が発生した要素については，すべり面に対して直応力が引張応力の場合には強度を 0 とし，圧縮応力の場合は残留強度を用いる。また，せん断強度に達した要素では残留強度を用いる。

評価対象斜面の選定における簡便法及び地震応答解析による周辺斜面のすべり安定性評価においては，図 2.6.2.5-1 に示すとおり，「2.4 液状化範囲の検討」により設定した液状化範囲において，すべり面上のせん断力及びせん断抵抗力を考慮せずにすべり安全率を算定する。

すべり安全率の算定には，解析コード「CPOSTSK Ver. 19.1」を使用する。なお，解析コードの検証，妥当性確認等の概要については，参考資料 3 に示す。

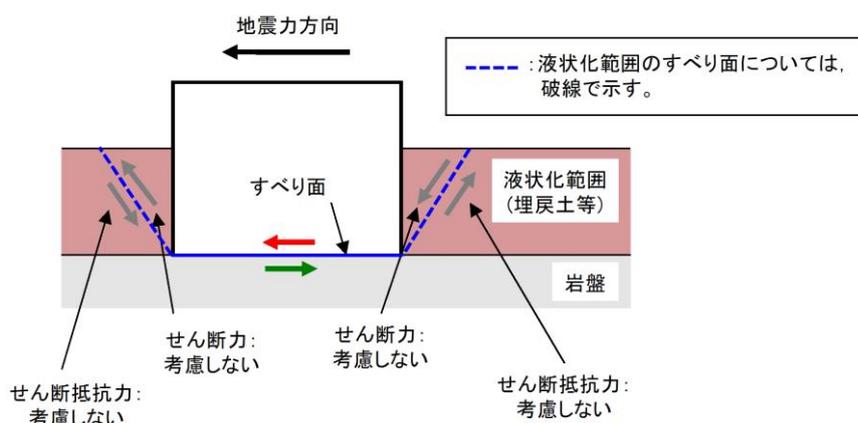


図 2.6.2.5-1 液状化影響を考慮したすべり安全率の算定方法（動的解析，簡便法）

想定すべり面は，設置（変更）許可申請書における地盤安定性評価と同様，図 2.6.2.5-2 に示すとおり，簡便法によるすべり面及びシーム等の弱層を通るすべり面を設定し，応力状態を踏まえて必要に応じてすべり面を追加設定する。

シーム等の弱層を通るすべり面は，基礎地盤で設定したものと同様に角度をパラメトリックに設定する。

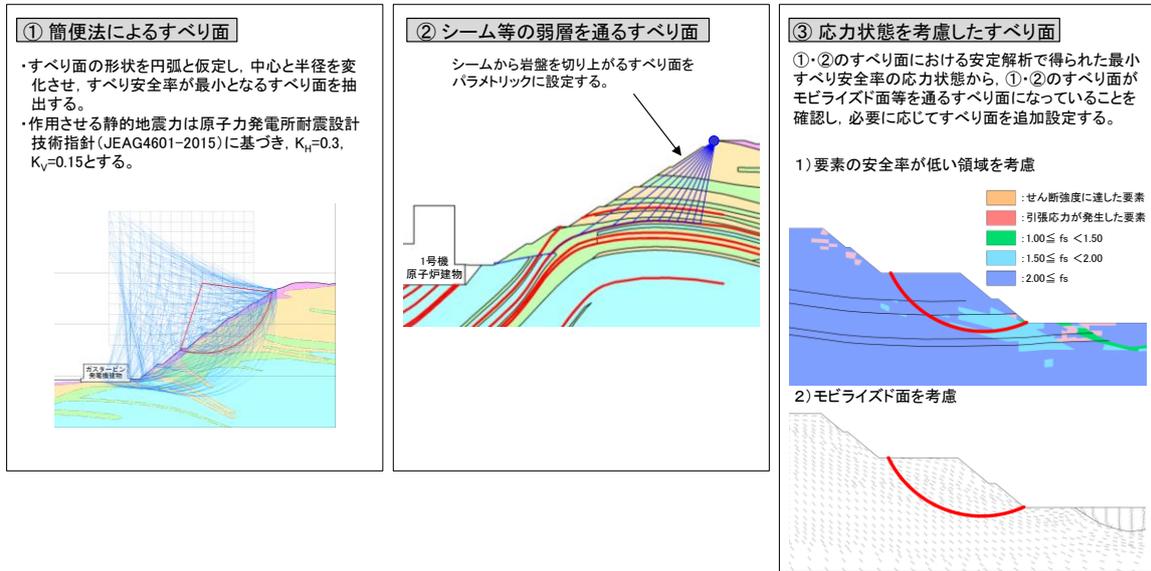


図 2.6.2.5-2 想定すべり面の設定方法

2.6.2.6 入力地震動の策定

入力地震動は、解放基盤面で定義される基準地震動 S_s を1次元波動論によって、地震応答解析モデルの入力位置で評価したものをを用いる。入力地震動は水平地震動及び鉛直地震動を同時に作用させるものとする。

応答スペクトル手法による基準地震動については、水平地震動及び鉛直地震動の位相反転を考慮する。また、震源を特定せず策定する地震動による基準地震動については、観測波であることから、鉛直地震動の位相反転を行わないが、観測点に対する起震断層の方位の不確実性を考慮し、水平地震動の位相反転を考慮する。

なお、敷地ごとに震源を特定して策定する地震動による基準地震動 $S_s - F1$ 及び $S_s - F2$ については、応答スペクトル手法による基準地震動 $S_s - D$ に包絡されるため、検討対象外とする。

表 2.6.2.6-1 に入力地震動の一覧を示す。

入力地震動策定の概念図を図 2.6.2.6-1 に、基準地震動 S_s の加速度応答スペクトルと時刻歴波形を図 2.6.2.6-2～図 2.6.2.6-5 に示す。

なお、入力地震動の策定には、解析コード「SHAKE Ver.2.0」を使用する。

表 2.6.2.6-1 入力地震動の一覧

基準地震動	地震動の策定方法	検討ケース*	備考
$S_s - D$	応答スペクトル手法による地震動	(+, +), (-, +) (+, -), (-, -)	水平地震動及び鉛直地震動の位相反転を考慮する。
$S_s - N1$	震源を特定せず策定する地震動 (2004年 北海道留萌支庁南部地震)	(+, +), (-, +)	観測波であるため、鉛直地震動の位相反転を行わないが、観測点に対する起震断層の方位の不確実性を考慮し、水平地震動の位相反転を考慮する。
$S_s - N2$	震源を特定せず策定する地震動 (2000年 鳥取県西部地震)	(+, +), (-, +)	観測波であるため、鉛直地震動の位相反転を行わないが、観測点に対する起震断層の方位の不確実性を考慮し、水平地震動の位相反転を考慮する。
$S_s - F1$	敷地ごとに震源を特定して策定する地震動 (宍道断層)	—	応答スペクトル手法による基準地震動 $S_s - D$ に包絡されるため、検討対象外とする。
$S_s - F2$	敷地ごとに震源を特定して策定する地震動 (宍道断層)	—	応答スペクトル手法による基準地震動 $S_s - D$ に包絡されるため、検討対象外とする。

注記* : 基準地震動の(+, +)は位相反転なし, (-, +)は水平反転, (+, -)は鉛直反転, (-, -)は水平反転かつ鉛直反転を示す。

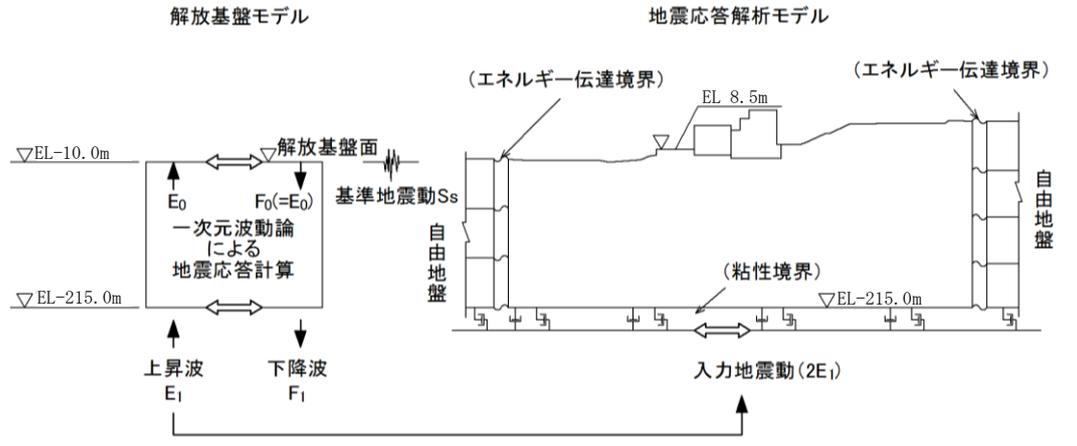


図 2.6.2.6-1 入力地震動策定の概念図

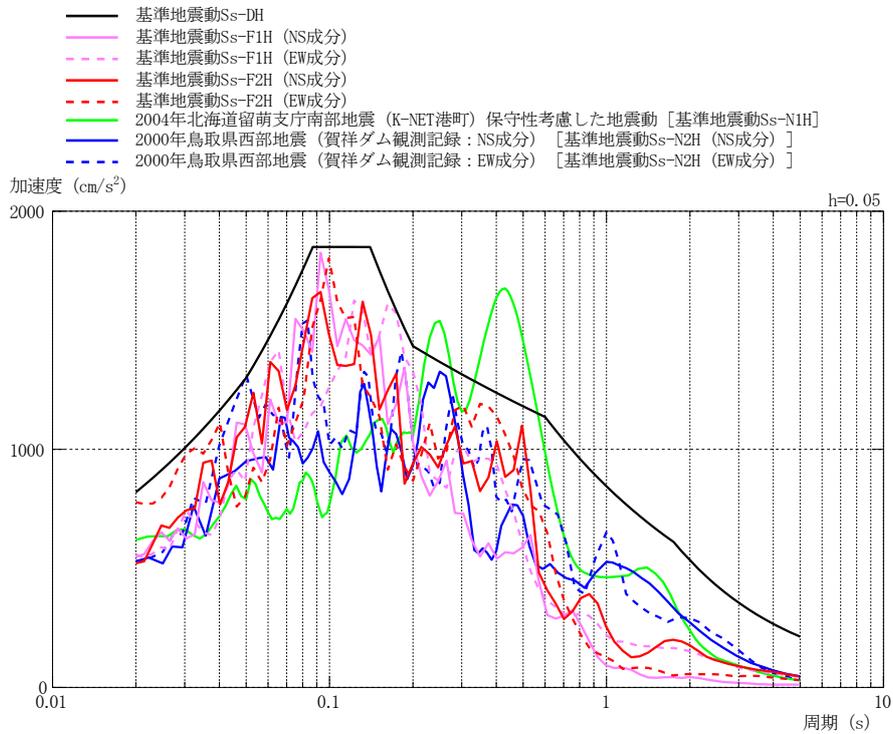
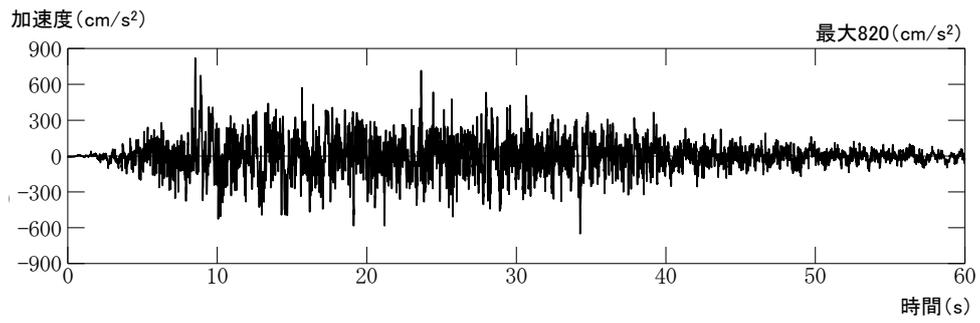
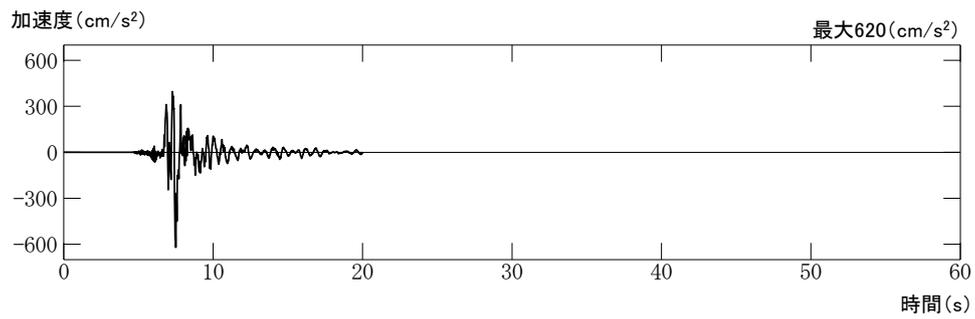


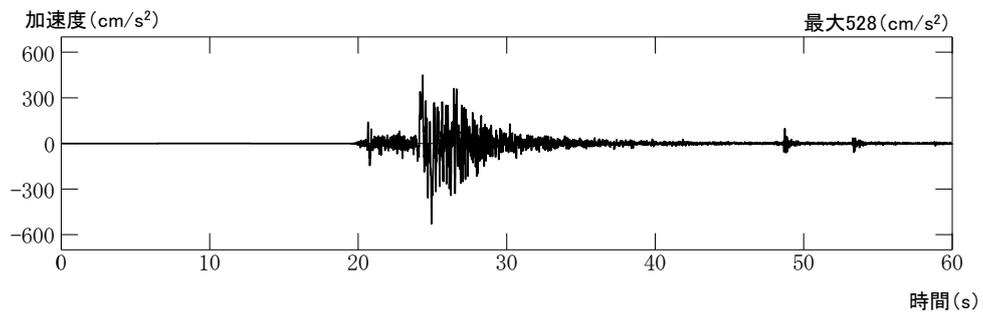
図 2.6.2.6-2 基準地震動 S_s の加速度応答スペクトル (水平方向)



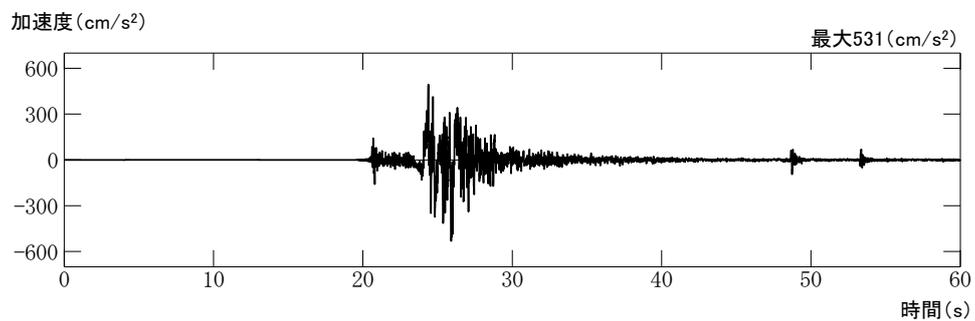
S s - D



S s - N1



S s - N2 (Ns 成分)



S s - N2 (EW 成分)

図 2.6.2.6-3 基準地震動 S s の加速度時刻歴波形 (水平方向)

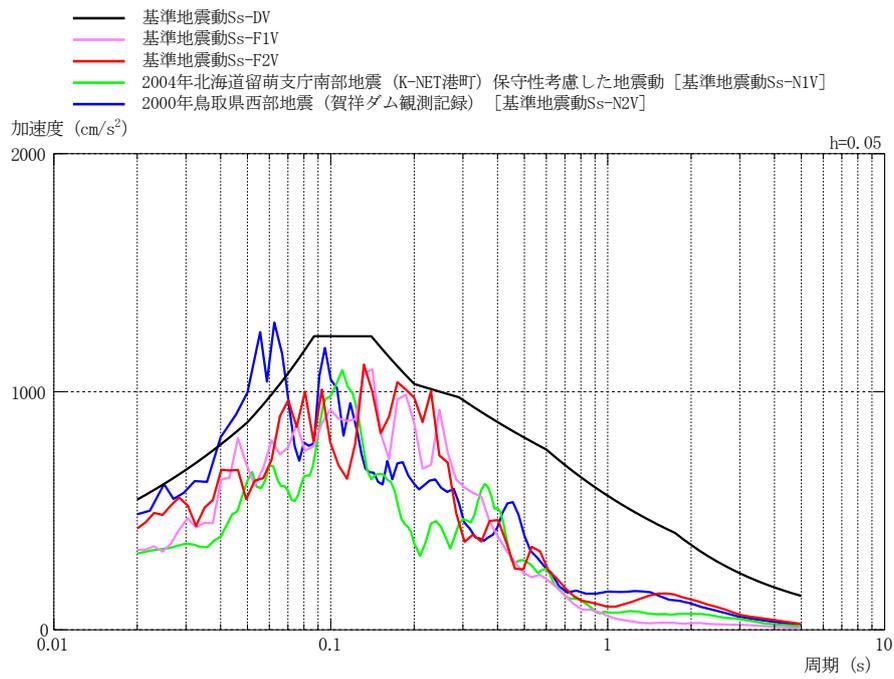
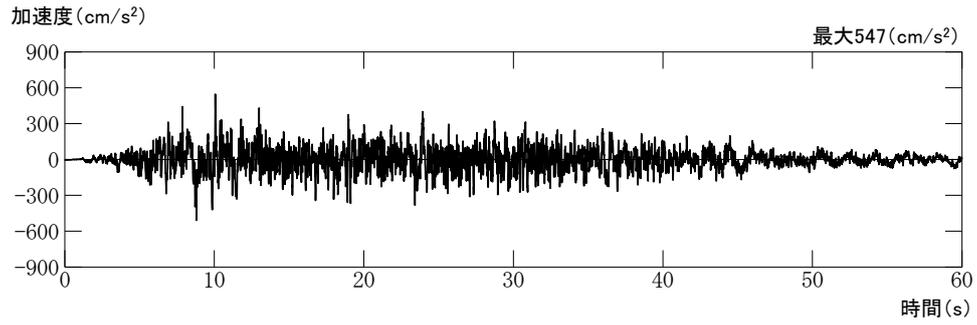
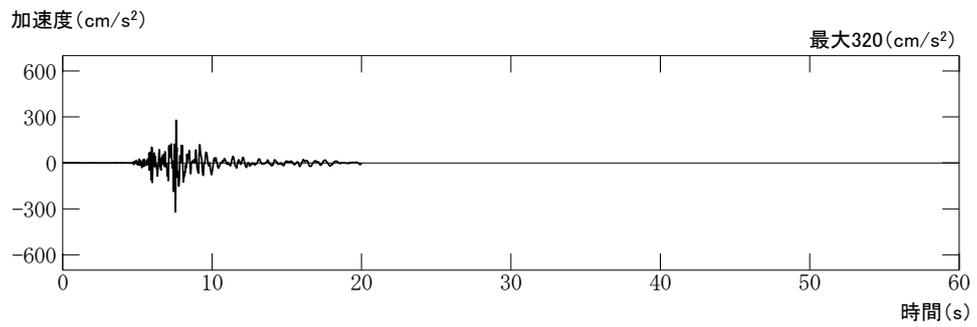


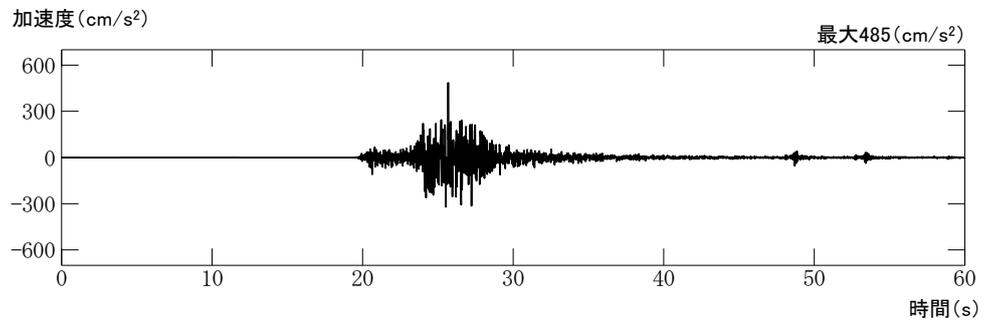
図 2.6.2.6-4 基準地震動 S s の加速度応答スペクトル (鉛直方向)



S s - D



S s - N1



S s - N2

図 2.6.2.6-5 基準地震動 S s の加速度時刻歴波形 (鉛直方向)

2.6.3 評価対象斜面の選定及び評価結果

グループ A～D の評価対象斜面の評価結果を 2.6.3.1～2.6.3.4 に、対策工（切取）を実施した斜面の評価結果を 2.6.3.5 に示す。

対策工（抑止杭）を実施した斜面の評価結果は、2.7 に示す。

2.6.3.1 グループ A（岩盤斜面，法尻標高 EL 15m 以下）

図 2.6.3.1-1 に示すとおり，各斜面の代表断面として④-④' 断面～⑥-⑥' 断面の 3 断面を作成し，この中から評価対象斜面を選定した。

④-④' 断面～⑥-⑥' 断面は，各斜面において，最も斜面高さが高くなり，最急勾配方向となるように断面位置を設定した。なお，自然斜面の断面位置は，風化層が厚くなる尾根部を通るようにした。

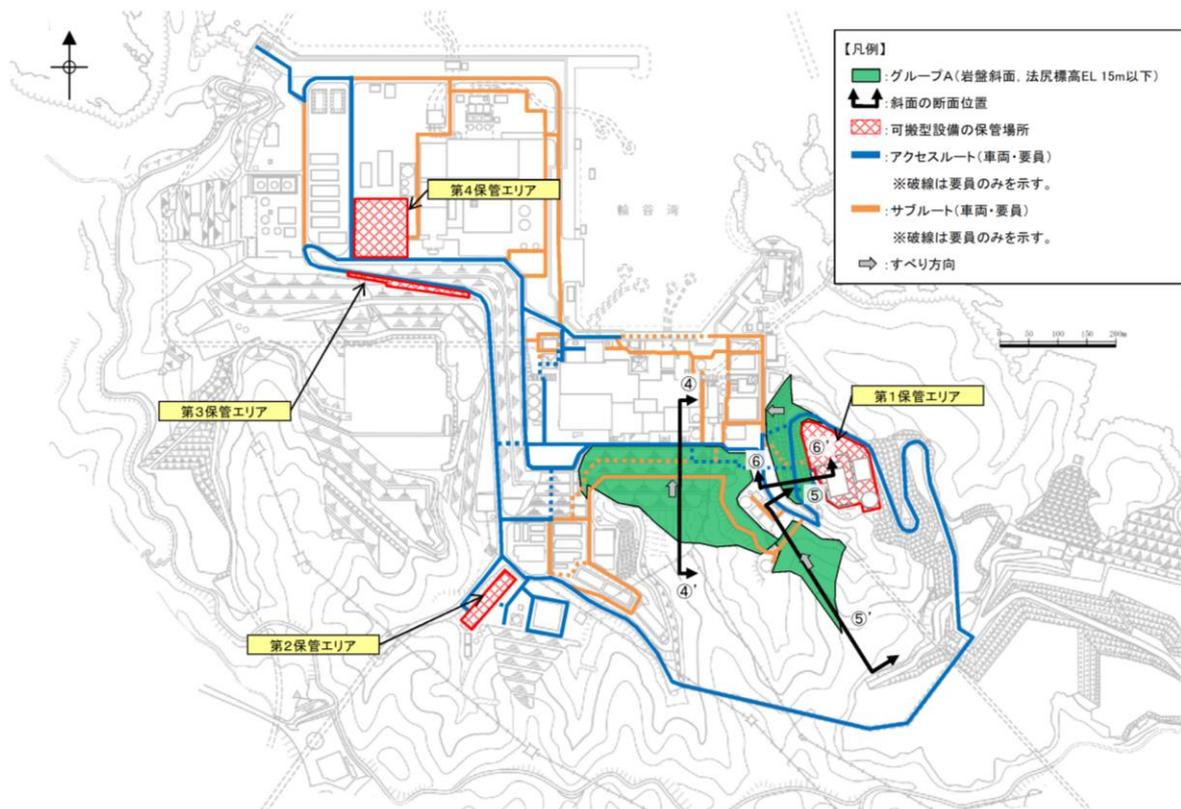


図 2.6.3.1-1 グループ A（岩盤斜面，法尻標高 EL 15m 以下）の斜面の断面位置図

表 2.6.3.1-1 に示すとおり、図 2.6.3.1-2 に示す岩盤で構成される斜面の④-④' 断面～⑥-⑥' 断面について比較検討した結果、⑤-⑤' 断面の影響要因の番号付与数が多いこと、及び簡便法の最小すべり安全率が小さいことから、当該斜面を評価対象斜面に選定した。各断面の比較検討結果及び評価対象斜面の選定根拠の詳細は参考資料 1 に示す。

対策工を実施した①-①' 断面～③-③' 断面及び⑦-⑦' 断面は、評価フローに基づき、安定解析により対策後のすべり安定性を確認する。

また、④-④' 断面は、評価対象斜面と比較し、該当する影響要因の付与数が同数であること、及び簡便法の最小すべり安全率が同程度であることから、耐震重要施設等の周辺斜面における評価結果を示す。

④-④' 断面、⑤-⑤' 断面の解析モデル図を図 2.6.3.1-3、図 2.6.3.1-4 に示す。

基準地震動 S_s による 2 次元動的 FEM 解析結果を図 2.6.3.1-5 に示す。全ての評価対象斜面において、最小すべり安全率（平均強度）が評価基準値 1.0 を上回っており、安定性を有することを確認した。

表 2.6.3.1-1 グループ A（岩盤斜面，法尻標高 EL 15m 以下）の評価対象斜面の選定結果

保管場所・アクセスルートに影響するおそれのある斜面	影響要因				該当する影響要因	簡便法の最小すべり安全率	選定理由	耐震重要施設等の周辺斜面における検討断面*	
	【影響要因①】構成する岩級	【影響要因②】斜面高さ	【影響要因③】斜面の勾配	【影響要因④】シームの分布の有無					
④-④'	C _{Hr} , C _{Mr} , C _L 級	94m	1 : 1.5	あり : 7条	①, ②, ④	2.41	⑤-⑤'断面に比べ、斜面高さが高いが、勾配が緩いこと、及び簡便法の最小すべり安全率が大きいことから、⑤-⑤'断面の評価に代表させる。	○	
評価対象斜面に選定	⑤-⑤'	C _{Hr} , C _{Mr} , C _L 級	82m	1 : 2.1 (一部、C _L 級で 1 : 0.6の急勾配部あり)	あり : 3条	①, ③, ④	2.21	C _L 級岩盤が分布すること、一部 1 : 0.6の急勾配部があること、シームが分布すること、及び簡便法の最小すべり安全率が小さいことから、評価対象斜面に選定する。	-
⑥-⑥'	C _{Hr} , C _{Mr} , C _L 級	32m	1 : 1.1, 1 : 1.5	あり : 4条	①, ③, ④	4.98	⑤-⑤'断面に比べ、斜面高さが高いこと、及び簡便法の最小すべり安全率が大きいことから、⑤-⑤'断面の評価に代表させる。	-	

■ : 番号を付与する影響要因 ■ : 影響要因の番号付与数が多い(簡便法のすべり安全率が小さい) ■ : 選定した評価対象斜面

注記 * : 発電用原子炉設置変更許可申請許可(原規発第2109152号, 令和3年9月15日付け)

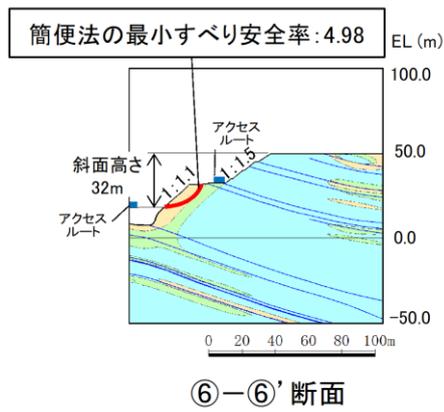
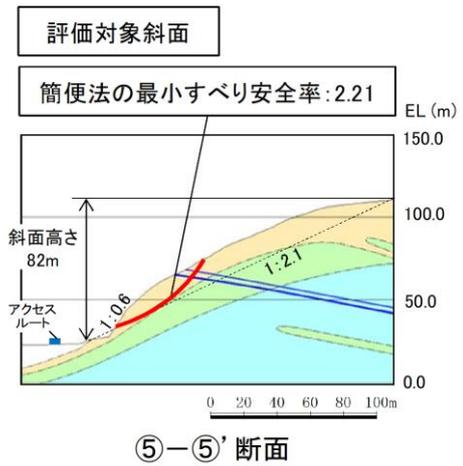
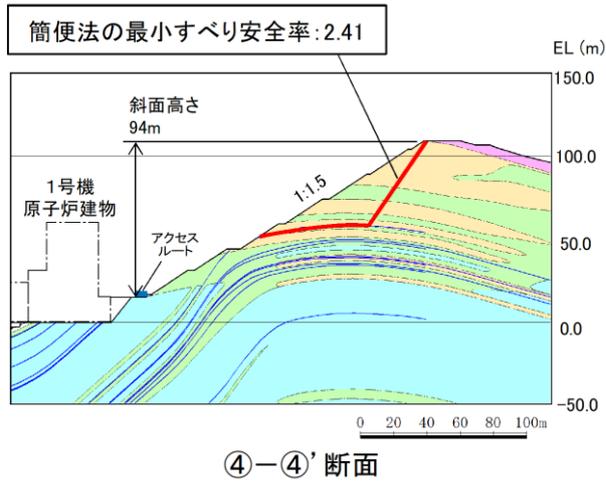


図 2.6.3.1-2 グループ A (岩盤斜面, 法尻標高 EL 15m 以下) の斜面の地質断面図

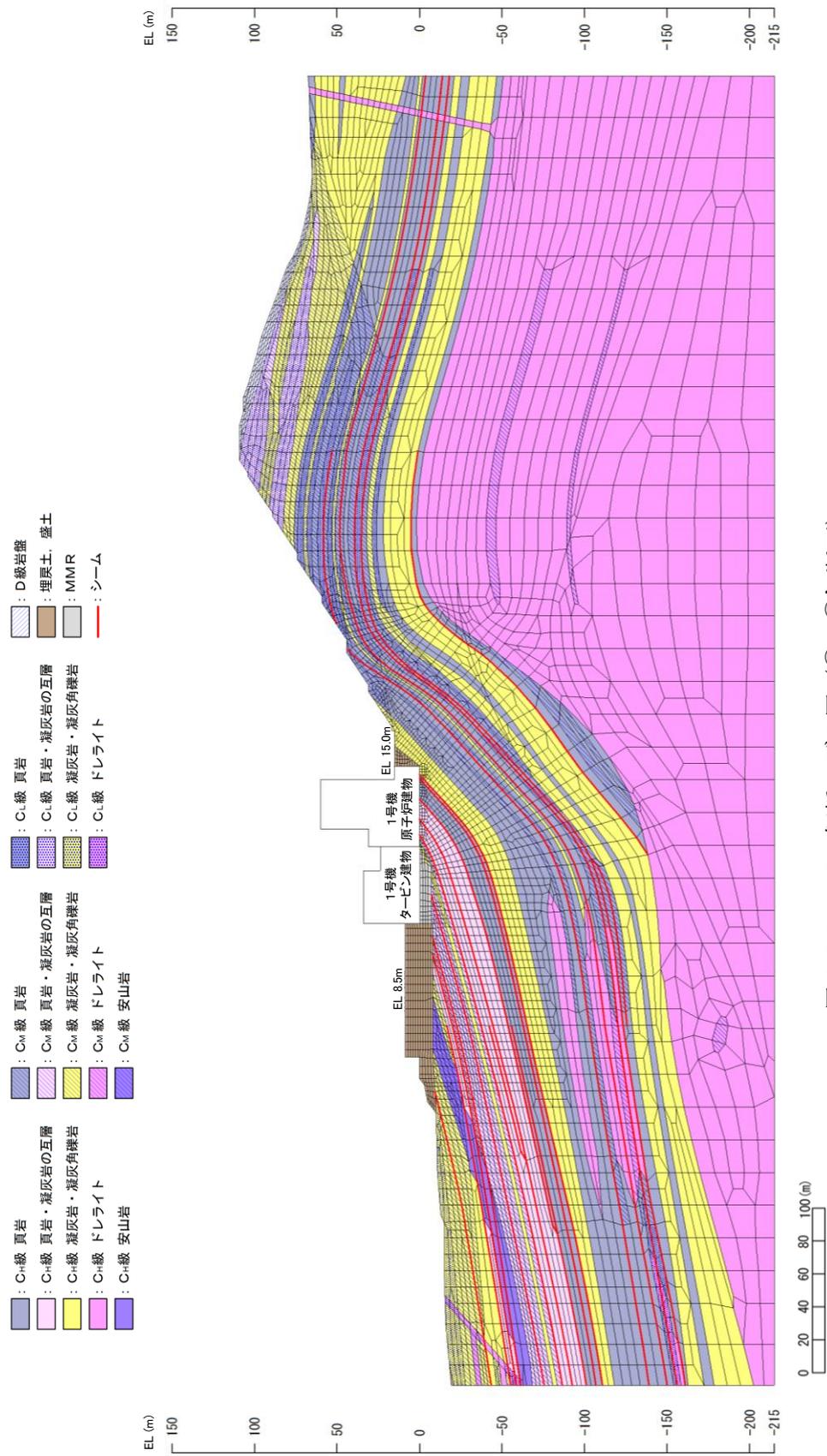


図 2.6.3.1-3 解析モデル図 (④-④' 断面)

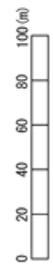
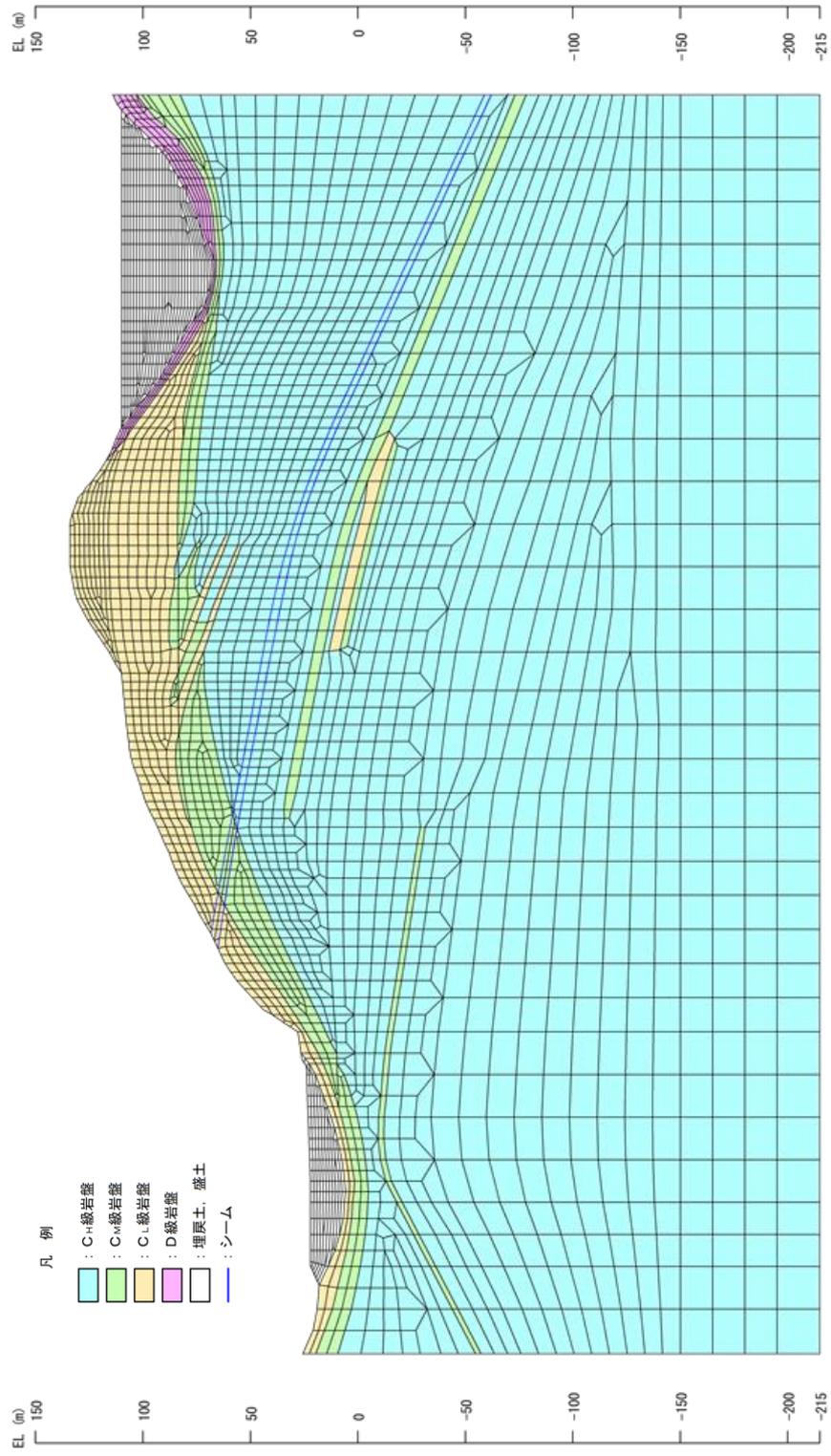
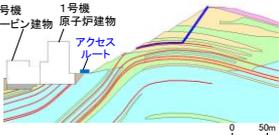
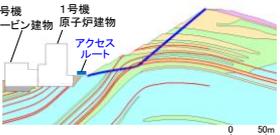
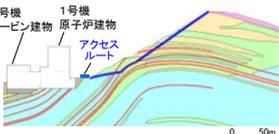
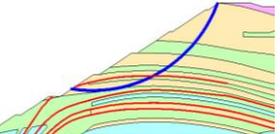


図 2.6.3.1-4 解析モデル図 (⑤-⑤' 断面)

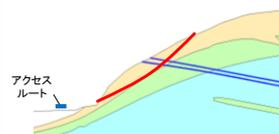
・④-④' 断面 平均強度でのすべり安全率

	すべり面形状	基準地震動 ^{*1}	最小すべり安全率 ^{*2}		すべり面形状	基準地震動 ^{*1}	最小すべり安全率 ^{*2}
1	 <p>シーム沿いのすべり面(法肩からシームを通過して斜面中腹に抜けるすべり面)</p>	Ss-D (+,-)	1.62 [14.63]	3	 <p>シーム沿いのすべり面(法肩からシームを通過して、法尻のC₂級とC₃級の岩級境界付近のC₂級岩盤内を通過して法尻に抜けるすべり面)</p>	Ss-N1 (-,+)	1.56 [7.45]
2	 <p>シーム沿いのすべり面(法肩からシームを通過して、法尻のC₂級とC₃級の岩級境界付近のC₂級岩盤内を通過して法尻に抜けるすべり面)</p>	Ss-N1 (-,+)	1.66 [7.45]	4	 <p>簡便法により設定したすべり面</p>	Ss-D (-,+)	1.57 [19.15]

注記*1: 基準地震動(+,+)は反転なし, (-,+)は水平反転, (+,-)は鉛直反転, (-,-)は水平反転かつ鉛直反転を示す。
*2: []は、発生時刻(秒)を示す。

【凡例】


・⑤-⑤' 断面 平均強度でのすべり安全率

	すべり面形状	基準地震動 ^{*1}	最小すべり安全率 ^{*2}		すべり面形状	基準地震動 ^{*1}	最小すべり安全率 ^{*2}
1	 <p>シーム沿いのすべり面(C₂級岩盤内及びシームを通過して斜面中腹に抜けるすべり面)</p>	Ss-N1 (+,+)	3.37 [7.46]	2	 <p>簡便法で設定したすべり面</p>	Ss-D (+,+)	2.48 [8.55]

注記*1: 基準地震動(+,+)は反転なし, (-,+)は水平反転, (+,-)は鉛直反転, (-,-)は水平反転かつ鉛直反転を示す。
*2: []は、発生時刻(秒)を示す。

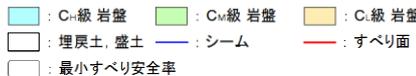
【凡例】


図 2.6.3.1-5 グループ A (岩盤斜面, 法尻標高 EL 15m 以下) のすべり安定性評価結果

2.6.3.2 グループB（盛土斜面，法尻標高EL 15m以下）

図2.6.3.2-1に示すとおり，各斜面の代表断面として⑧-⑧'断面，⑨-⑨'断面の2断面を作成し，この中から評価対象斜面を選定した。

⑧-⑧'断面，⑨-⑨'断面は，各斜面において，最も斜面高さが高くなり，最急勾配方向となるように断面位置を設定した。

各断面の比較検討結果及び評価対象斜面の選定根拠の詳細は参考資料1に示す。

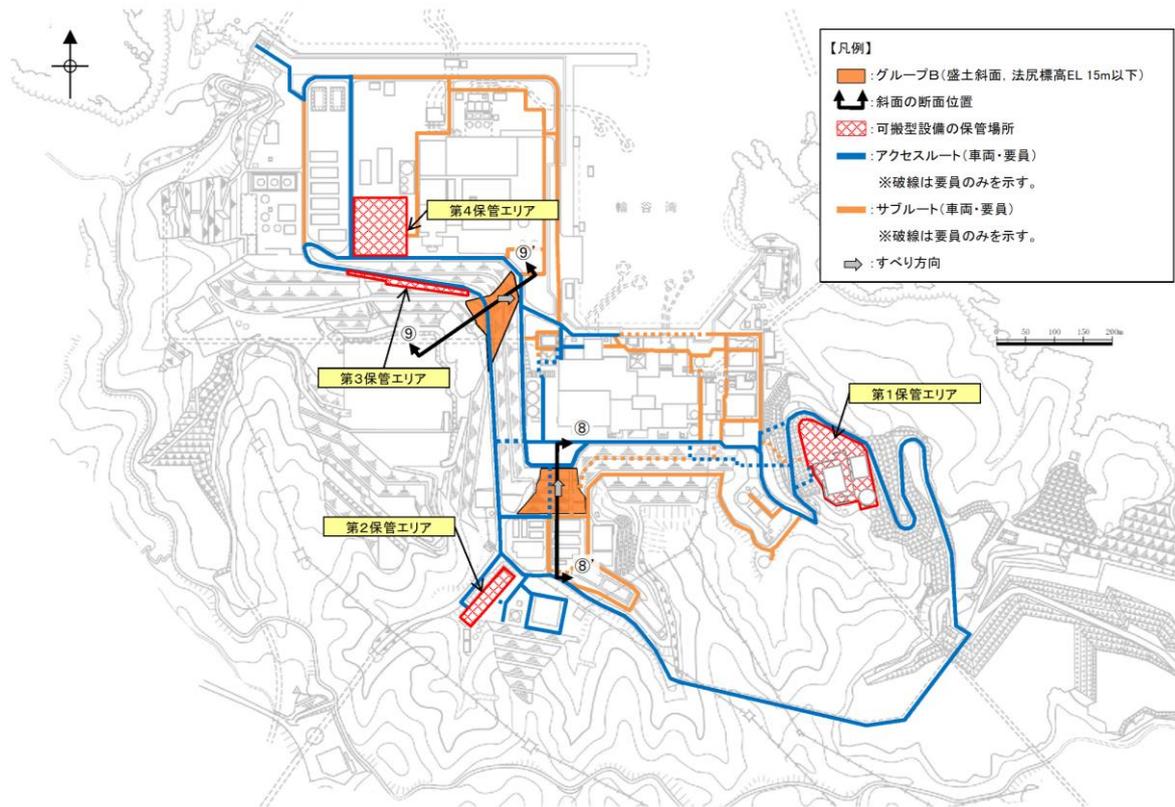


図 2.6.3.2-1 グループ B（盛土斜面，法尻標高 EL 15m 以下）の斜面の断面位置図

表 2.6.3.2-1 に示すとおり、図 2.6.3.2-2 に示す盛土で構成される斜面の⑧-⑧' 断面及び⑨-⑨' 断面について比較検討した結果、⑧-⑧' 断面の影響要因の番号付与数が多いこと、及び簡便法の最小すべり安全率が小さいことから、当該斜面を評価対象斜面に選定した。

⑧-⑧' 断面の解析モデル図を図 2.6.3.2-3 に示す。

基準地震動 S_s による 2 次元動的 FEM 解析結果を図 2.6.3.2-4 に示す。全ての評価対象斜面において、最小すべり安全率（平均強度）が評価基準値 1.0 を上回っており、安定性を有することを確認した。

表 2.6.3.2-1 グループ B（盛土斜面，法尻標高 EL 15m 以下）の評価対象斜面の選定結果

保管場所・アクセスルートに影響するおそれのある斜面	影響要因			該当する影響要因	簡便法の最小すべり安全率	選定理由	耐震重要施設等の周辺斜面における検討断面*
	【影響要因②】斜面高さ	【影響要因③】斜面の勾配	【影響要因⑤】盛土厚				
評価対象斜面に選定 ⑧-⑧'	29m	1 : 2.7	100m	②, ⑤	1.65	⑨-⑨'断面に比べ、盛土厚が厚いこと、斜面高さが高いこと、及び簡便法の最小すべり安全率が小さいことから、評価対象斜面に選定する。	○
⑨-⑨'	25m	1 : 1.7	40m	③	2.28	⑧-⑧'断面に比べ、勾配が急であるが、盛土厚が薄いこと、斜面高さが低いこと、及び簡便法の最小すべり安全率が大いことから、⑧-⑧'断面の評価に代表させる。	-

■ : 番号を付与する影響要因 ■ : 影響要因の番号付与数が多い(簡便法のすべり安全率が小さい) ■ : 選定した評価対象斜面

注記* : 発電用原子炉設置変更許可申請許可(原規規発第2109152号, 令和3年9月15日付け)

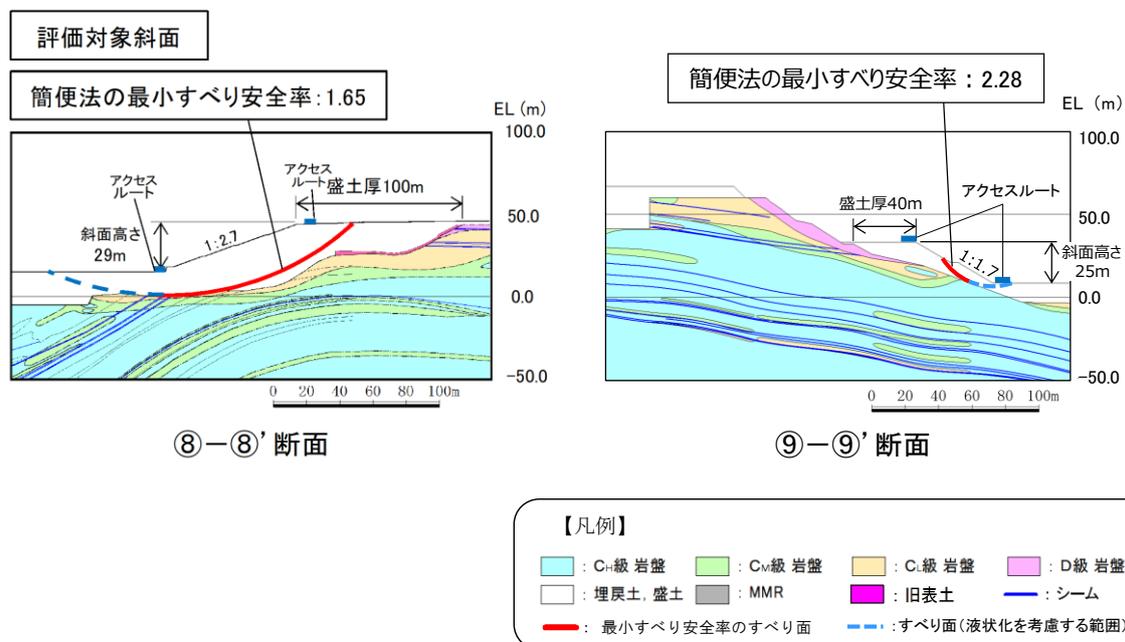


図 2.6.3.2-2 グループ B（盛土斜面，法尻標高 EL 15m 以下）の斜面の地質断面図

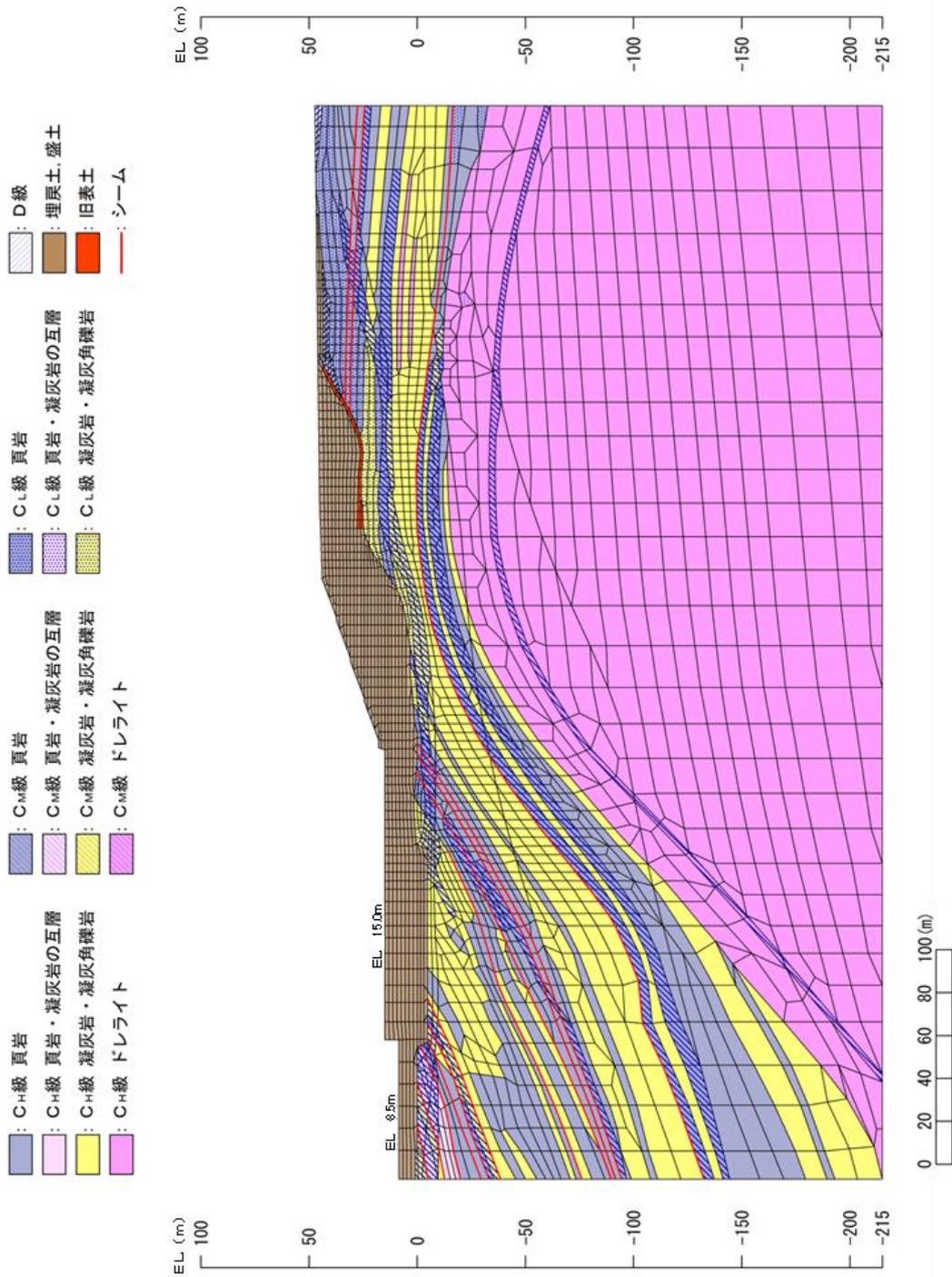
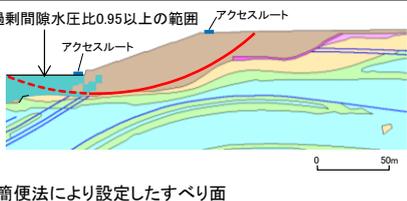
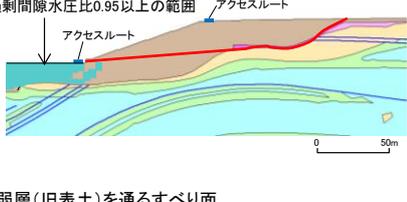


図 2.6.3.2-3 解析モデル図 (⑧-⑧' 断面)

・⑧—⑧' 断面 平均強度でのすべり安全率

	すべり面形状	基準地震動 ^{*1}	すべり安全率【平均強度】 ^{*2}
1	 <p>過剰間隙水圧比0.95以上の範囲 アクセラレート アクセラレート 簡便法により設定したすべり面</p>	Ss-D (-,+)	1.61 [13.15]
2	 <p>過剰間隙水圧比0.95以上の範囲 アクセラレート アクセラレート 弱層(旧表土)を通るすべり面</p>	Ss-N2 (NS) (+,+)	1.94 [24.43]

注記 * 1: 基準地震動(-,+)は水平反転を示す。
* 2: []は、発生時刻(秒)を示す。

【凡例】					
	C ₊ 級岩盤		C ₀ 級岩盤		C ₋ 級岩盤
	埋戻土、盛土		旧表土		シーム
	すべり面				

図 2.6.3.2-4 グループ B (盛土斜面, 法尻標高 EL 15m 以下) のすべり安定性評価結果

2.6.3.3 グループC (岩盤斜面, 法尻標高 EL 33~50m)

図 2.6.3.3-1 に示すとおり, 各斜面の代表断面として⑨-⑨' 断面, ⑪-⑪' 断面~⑬-⑬' 断面, ⑮-⑮' 断面~⑯-⑯' 断面の 7 断面を作成し, この中から評価対象斜面を選定した。⑨-⑨' 断面, ⑪-⑪' 断面~⑬-⑬' 断面は, 各斜面において, 最も斜面高さが高くなり, 最急勾配方向となるように断面位置を設定した。なお, 自然斜面の断面位置は, 風化層が厚くなる尾根部を通るようにした。

各断面の比較検討結果及び評価対象斜面の選定根拠の詳細は参考資料 1 に示す。

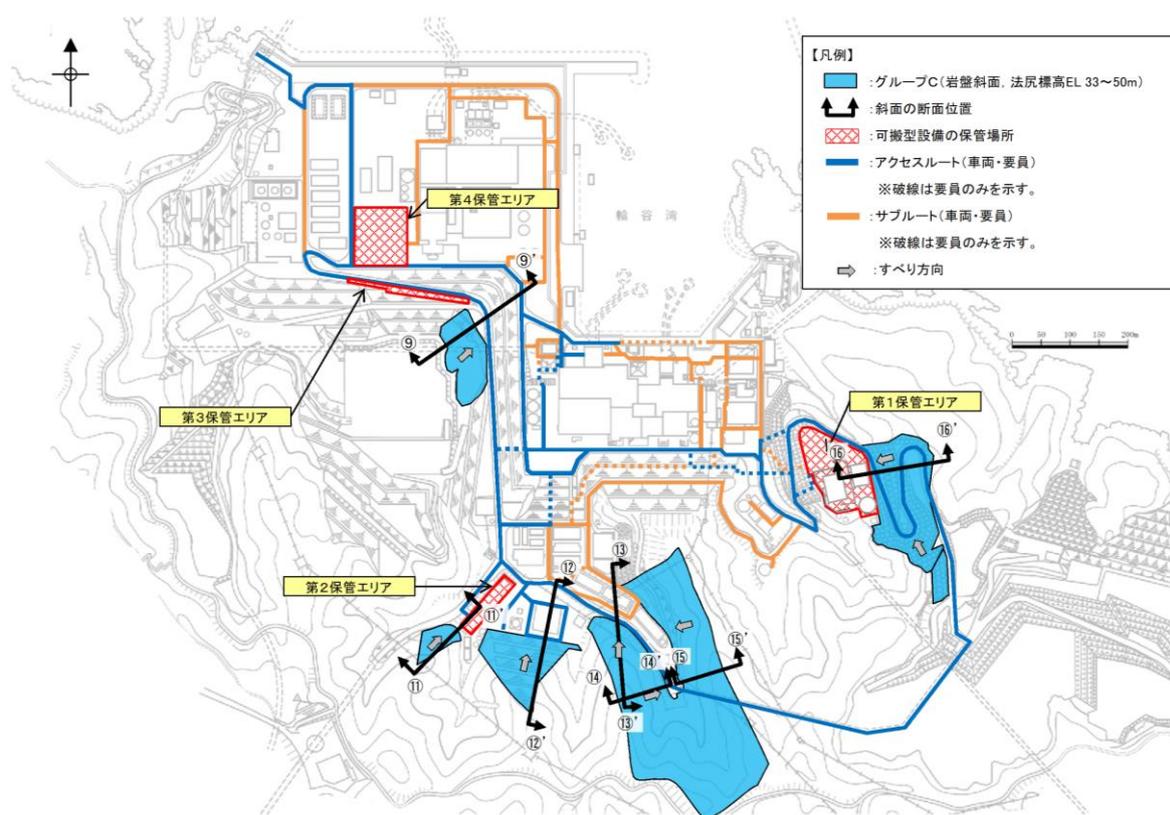


図 2.6.3.3-1 グループC (岩盤斜面, 法尻標高 EL 33~50m) の斜面の断面位置図

表 2.6.3.3-1 に示すとおり、図 2.6.3.3-2 に示す⑨-⑨' 断面、⑪-⑪' 断面～⑬-⑬' 断面について比較検討した結果、⑫-⑫' 断面～⑭-⑭' 断面の影響要因の番号付与数が多いこと、及び簡便法の最小すべり安全率が小さいことから、当該斜面を評価対象斜面に選定した(各断面の比較検討結果及び評価対象斜面の選定根拠の詳細は参考資料 1 を参照)。

対策工を実施した⑩-⑩' 断面は、評価フローに基づき、安定解析により対策後のすべり安定性を確認する。

⑫-⑫' 断面～⑭-⑭' 断面の解析モデル図を図 2.6.3.3-3～図 2.6.3.3-5 に示す。

基準地震動 S_s による 2 次元動的 FEM 解析結果を図 2.6.3.3-6 に示す。全ての評価対象斜面において、最小すべり安全率(平均強度)が評価基準値 1.0 を上回っており、安定性を有することを確認した。

表 2.6.3.3-1 グループ C (岩盤斜面、法尻標高 EL 33～50m) の評価対象斜面の選定結果

保管場所・アクセスルートに影響するおそれのある斜面	影響要因				該当する影響要因	簡便法の最小すべり安全率	選定理由	耐震重要施設等の周辺斜面における検討断面*
	【影響要因①】構成する岩級	【影響要因②】斜面高さ	【影響要因③】斜面の勾配	【影響要因④】シームの分布の有無				
⑨-⑨'	C _H , C _M , C _L , D 級	27m	1:1.3, 1:1.5	あり:4条	①, ④	1.61	⑪-⑫' 断面に比べ、斜面高さが低いこと、斜面の勾配が緩いこと、及び簡便法の最小すべり安全率が大きいことから、⑪-⑫' 断面の評価に代表させる。	-
⑪-⑪'	C _M , C _L 級	54m	1:1.5 (一部、C _L 級で 1:0.4 及び 1:0.7 の急勾配部あり)	あり:2条	①, ③, ④	3.01	⑫-⑬' 断面に比べ、斜面高さが低いこと、及び簡便法の最小すべり安全率が大きいことから、⑫-⑬' 断面の評価に代表させる。	-
評価対象斜面に選定 ⑫-⑫'	C _H , C _M , C _L , D 級	94m	1:1.2, 1:1.5	あり:3条	①, ②, ③, ④	1.51	D 級岩盤及び C _L 級岩盤が分布すること、斜面高さが最も高いこと、1:1.2 の急勾配部があること、シームが分布すること、及び簡便法の最小すべり安全率が小さいことから、評価対象斜面に選定する。	○
⑬-⑬'	C _H , C _M , C _L , D 級	78m	1:2.0 (一部、C _L 級で 1:0.7 の急勾配部あり)	あり:4条	①, ③, ④	1.45	D 級岩盤及び C _L 級岩盤が分布すること、一部 1:0.7 の急勾配部があること、シームが分布すること、及び⑪-⑫' 断面に比べ簡便法の最小すべり安全率が小さいことから、評価対象斜面に選定する。	-
⑭-⑭'	C _M , C _L , D 級	66m	1:1.3	あり:4条	①, ④	1.32	D 級岩盤及び C _L 級岩盤が分布すること、シームが分布すること、及び⑪-⑫' 断面に比べ簡便法の最小すべり安全率が小さいことから、評価対象斜面に選定する。	-
⑮-⑮'	C _M , C _L , D 級	48m	1:1.5	あり:2条	①, ④	2.40	⑪-⑫' 断面に比べ、斜面高さが低いこと、平均勾配が緩いこと、及び簡便法の最小すべり安全率が大きいことから、⑪-⑫' 断面の評価に代表させる。	-
⑯-⑯'	C _M , C _L 級	25m	1:1.5	なし	①	2.90	⑪-⑫' 断面に比べ、斜面高さが低いこと、平均勾配が緩いこと、シームが分布しないこと、及び簡便法の最小すべり安全率が大きいことから、⑪-⑫' 断面の評価に代表させる。	○

□ : 番号を付与する影響要因 □ : 影響要因の番号付与数が多い(簡便法のすべり安全率が小さい) □ : 選定した評価対象斜面

注記* : 発電用原子炉設置変更許可申請許可(原規規発第2109152号, 令和3年9月15日付け)

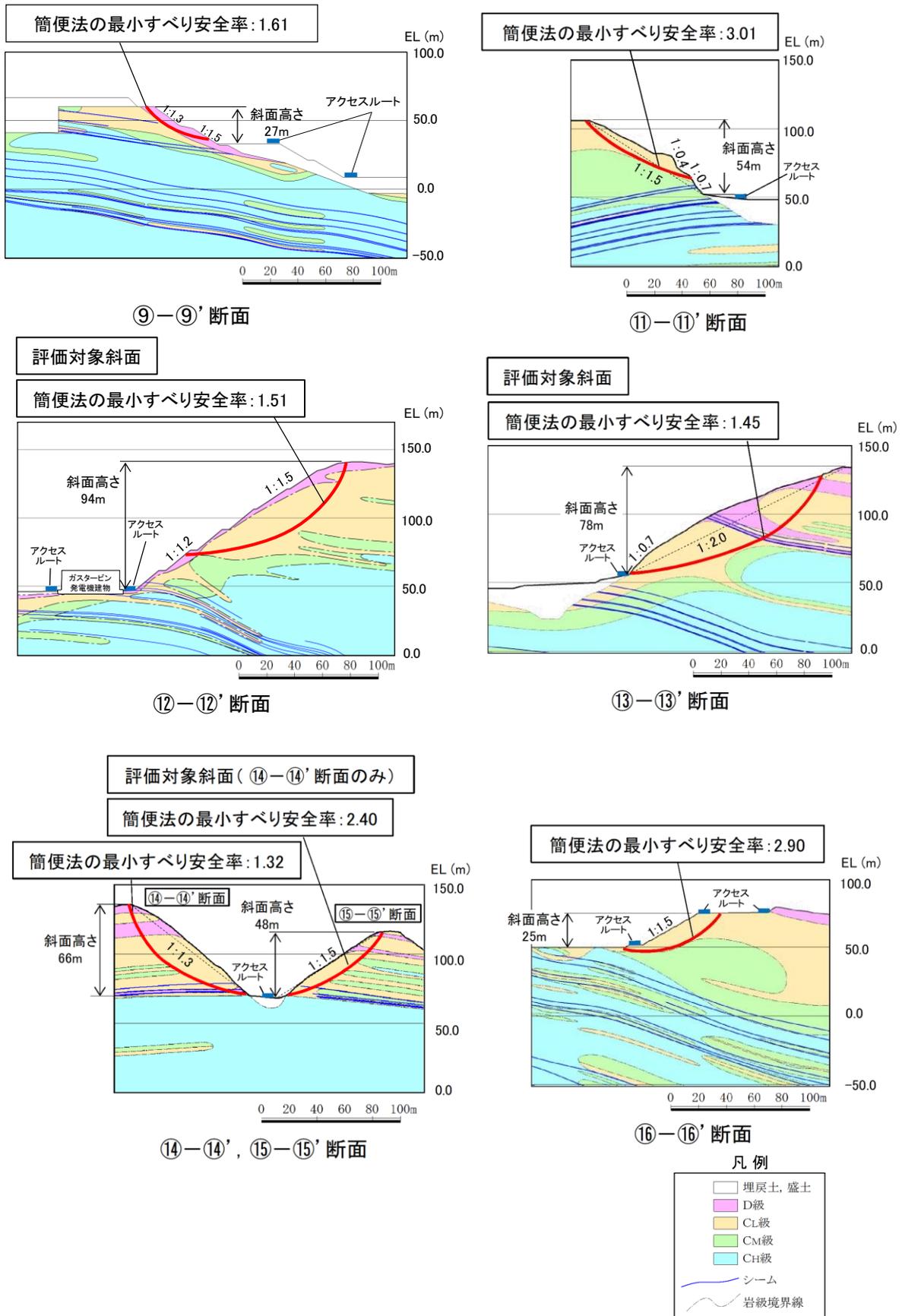


図 2.6.3.3-2 グループ C (岩盤斜面, 法尻標高 EL 33~50m) の斜面の地質断面図

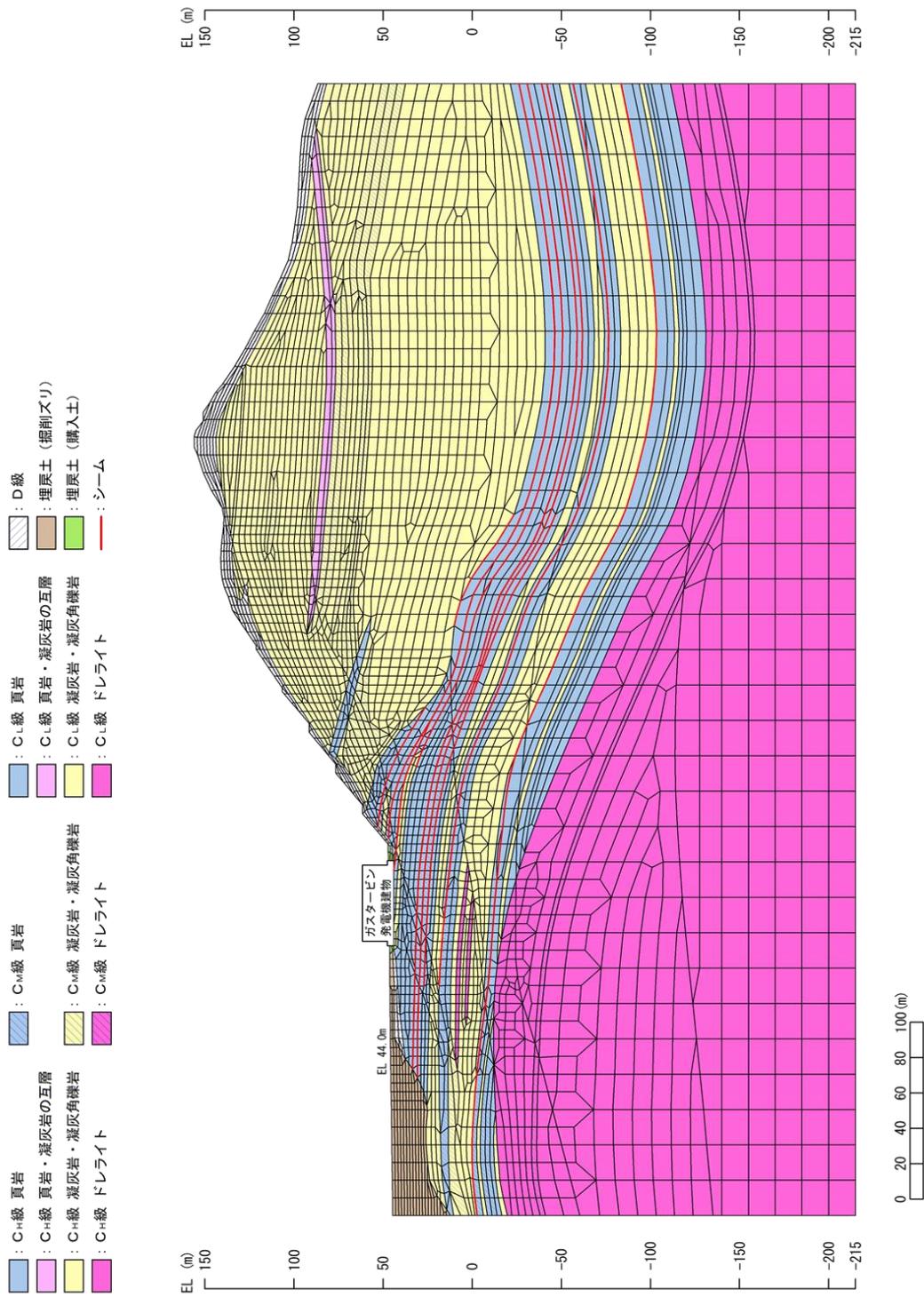


図 2.6.3.3-3 解析モデル図 (⑫-⑫' 断面)

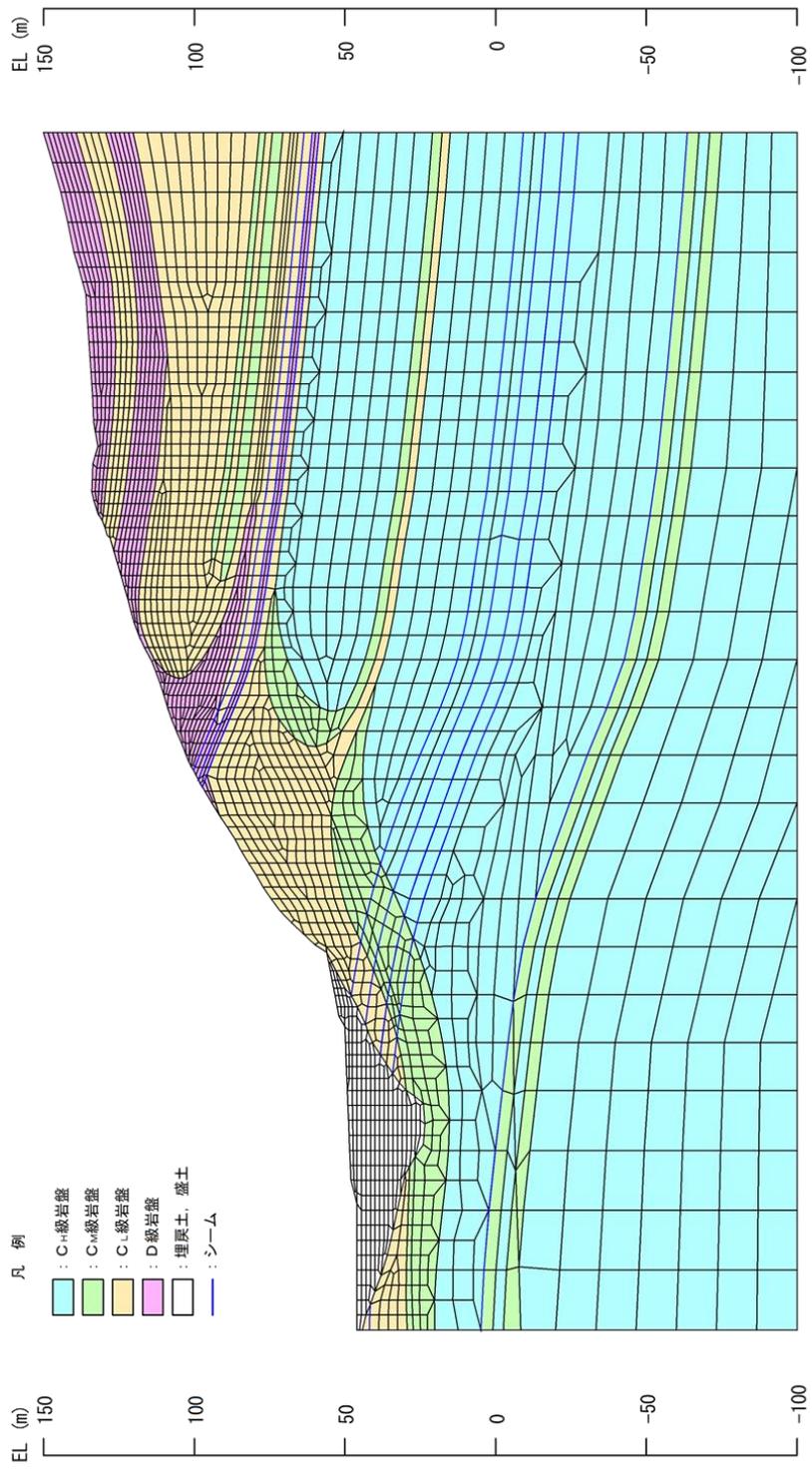


図 2.6.3.3-4 解析モデル図 (13-13' 断面)

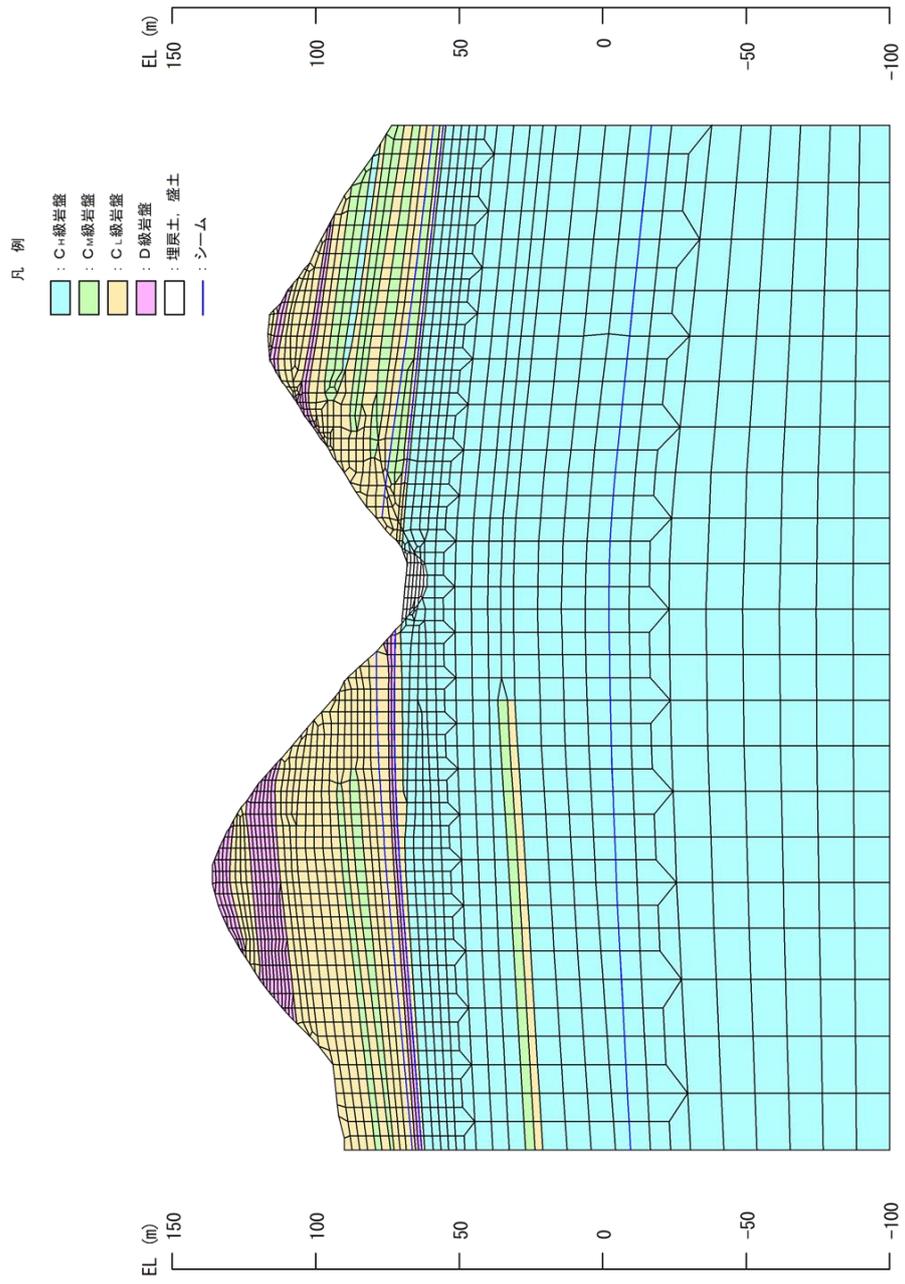


図 2.6.3.3-5 解析モデル図 (14)-(14)' 断面)

・⑫-⑫' 断面 平均強度でのすべり安全率

	すべり面形状	基準地震動 ^{*1}	最小すべり安全率 ^{*2}
1	<p>シーム沿いのすべり面(斜面中腹あるいは斜面上方からシームを通り斜面法尻付近へ抜けるすべり面)</p>	Ss-N1 (+,+)	2.07 [7.59]
2	<p>簡便法で設定したすべり面</p>	Ss-N1 (-,+)	2.25 [7.58]

【凡例】

- C₁級岩盤
- C₂級岩盤
- C₃級岩盤
- D級岩盤
- 埋戻土、盛土
- シーム
- すべり面
- 最小すべり安全率

注記*1: 基準地震動(+,+)は反転なし, (-,+)は水平反転, (+,-)は鉛直反転, (-,-)は水平反転かつ鉛直反転を示す。
*2: []は、発生時刻(秒)を示す。

・⑬-⑬' 断面 平均強度でのすべり安全率

	すべり面形状	基準地震動 ^{*1}	最小すべり安全率 ^{*2}
1	<p>シーム沿いのすべり面(D級岩盤及びシームを 通って斜面中腹に抜けるすべり面)</p>	Ss-N1 (-,+)	3.64 [7.80]
2	<p>簡便法で設定したすべり面</p>	Ss-N1 (-,+)	1.47 [7.56]

【凡例】

- C₁級岩盤
- C₂級岩盤
- C₃級岩盤
- D級岩盤
- 埋戻土、盛土
- シーム
- すべり面
- 最小すべり安全率

注記*1: 基準地震動(+,+)は反転なし, (-,+)は水平反転, (+,-)は鉛直反転, (-,-)は水平反転かつ鉛直反転を示す。
*2: []は、発生時刻(秒)を示す。

・⑭-⑭' 断面 平均強度でのすべり安全率

	すべり面形状	基準地震動 ^{*1}	最小すべり安全率 ^{*2}
1	<p>シーム沿いのすべり面(斜面頂部からシーム及び D級岩盤内を通過して法尻付近に抜けるすべり面)</p>	Ss-D (-, -)	2.18 [9.20]
2	<p>簡便法で設定したすべり面</p>	Ss-D (-, -)	1.53 [9.20]

【凡例】

- C₁級岩盤
- C₂級岩盤
- C₃級岩盤
- D級岩盤
- 埋戻土、盛土
- シーム
- すべり面
- 最小すべり安全率

注記*1: 基準地震動(+,+)は反転なし, (-,+)は水平反転, (+,-)は鉛直反転, (-,-)は水平反転かつ鉛直反転を示す。
*2: []は、発生時刻(秒)を示す。

図 2.6.3.3-6 グループC (岩盤斜面, 法尻標高 EL 33~50m) のすべり安定性評価結果

2.6.3.4 グループD（盛土斜面，法尻標高 EL 88m）

グループDの斜面は、法尻標高 EL 88m 付近の盛土斜面が1箇所のみであるため、図2.6.3.4-1に示すとおり、斜面高さが最も高く、最急勾配方向となるすべり方向に⑩-⑩'断面を作成し、評価対象斜面に選定した。地質断面図及び解析モデル図を図2.6.3.4-2及び図2.6.3.4-3に示す。

基準地震動S_sによる2次元動的FEM解析結果を図2.6.3.4-4に示す。全ての評価対象斜面において、最小すべり安全率（平均強度）が評価基準値1.0を上回っており、安定性を有することを確認した。

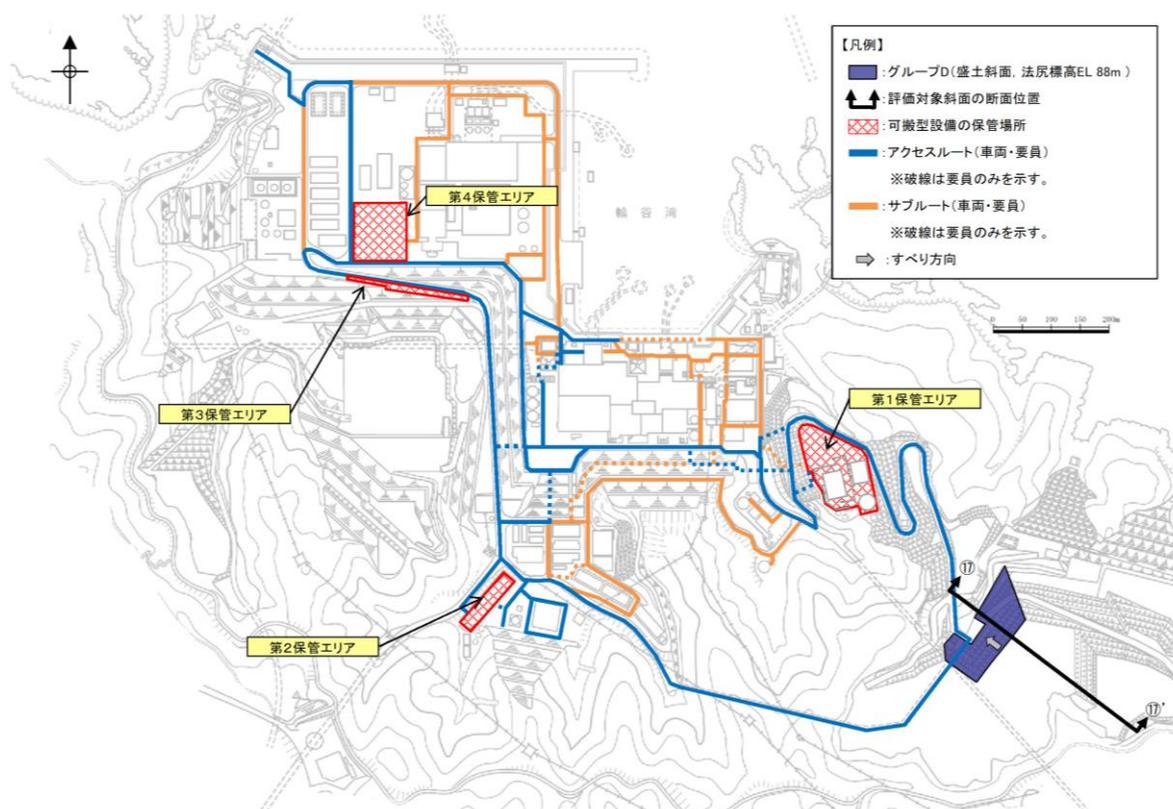


図 2.6.3.4-1 グループD（盛土斜面，法尻標高 EL 88m）の斜面の断面位置図

表 2.6.3.4-1 グループD（盛土斜面，法尻標高 EL 88m）の評価対象斜面の選定結果

保管場所・アクセスルートに影響するおそれのある斜面	影響要因			該当する影響要因	簡便法の最小すべり安全率	選定理由	耐震重要施設等の周辺斜面*における検討断面
	【影響要因②】斜面高さ	【影響要因③】斜面の勾配	【影響要因⑤】盛土厚				
⑩-⑩'	22m	1:1.8	145m	-	2.69	グループDの斜面については、斜面が⑩-⑩'断面のみのため、当該斜面を評価対象斜面に選定する。	-

注記*：発電用原子炉設置変更許可申請許可（原規規発第2109152号、令和3年9月15日付け）

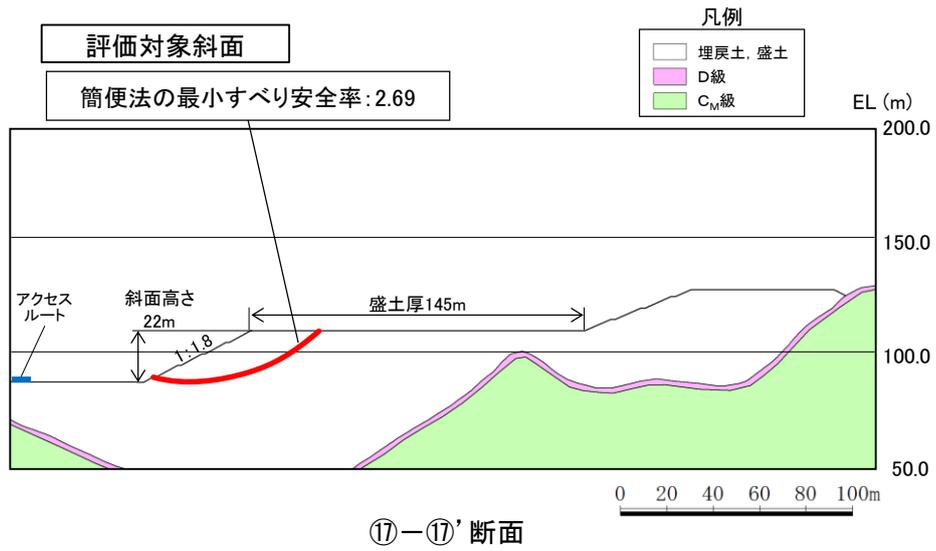


図 2.6.3.4-2 グループ D (盛土斜面, 法尻標高 EL 88m) の評価対象斜面の地質断面図

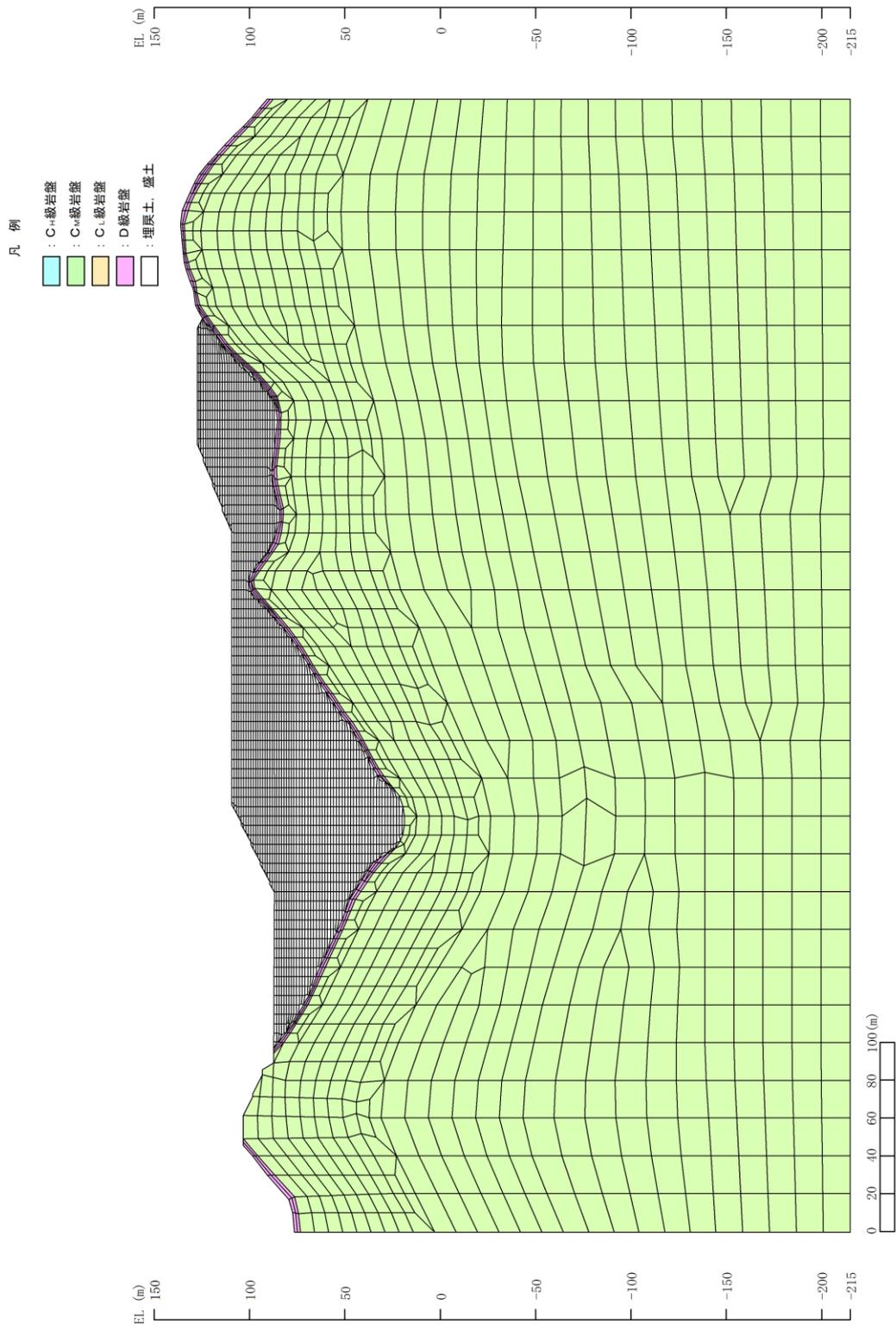
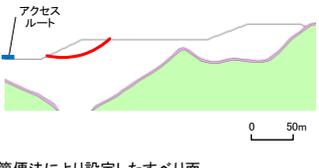


図 2.6.3.4-3 解析モデル図 (17-17' 断面)

・⑰-⑰' 断面 平均強度でのすべり安全率

	すべり面形状	基準 ^{*1} 地震動	最小すべり 安全率 ^{*2}
1		Ss-N2 (EW) (+,+)	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block;"> 2.17 [26.87] </div>

【凡例】

- : C_v級 岩盤
- : D級 岩盤
- : すべり面
- : 埋戻土, 盛土
- : 最小すべり安全率

注記*1: 基準地震動(+,+)は反転なし, (-,+)は水平反転, (+,-)は鉛直反転, (-,-)は水平反転かつ鉛直反転を示す。
 *2: []は, 発生時刻(秒)を示す。

図 2.6.3.4-4 グループD (盛土斜面, 法尻標高 EL 88m) のすべり安定性評価結果

2.6.3.5 対策工（切取）を実施した斜面の評価結果

敷地造成工事に伴って頂部の切取を行った斜面について、切取後の斜面で安定性評価を実施した。対策工（切取）を実施した斜面の断面位置、地質断面図及び解析モデル図を図2.6.3.5-1～図2.6.3.5-5に示す。

基準地震動 S_s による2次元動的FEM解析結果を図2.6.3.5-6に示す。全ての評価対象斜面において、最小すべり安全率（平均強度）が評価基準値1.0を上回っており、安定性を有することを確認した。

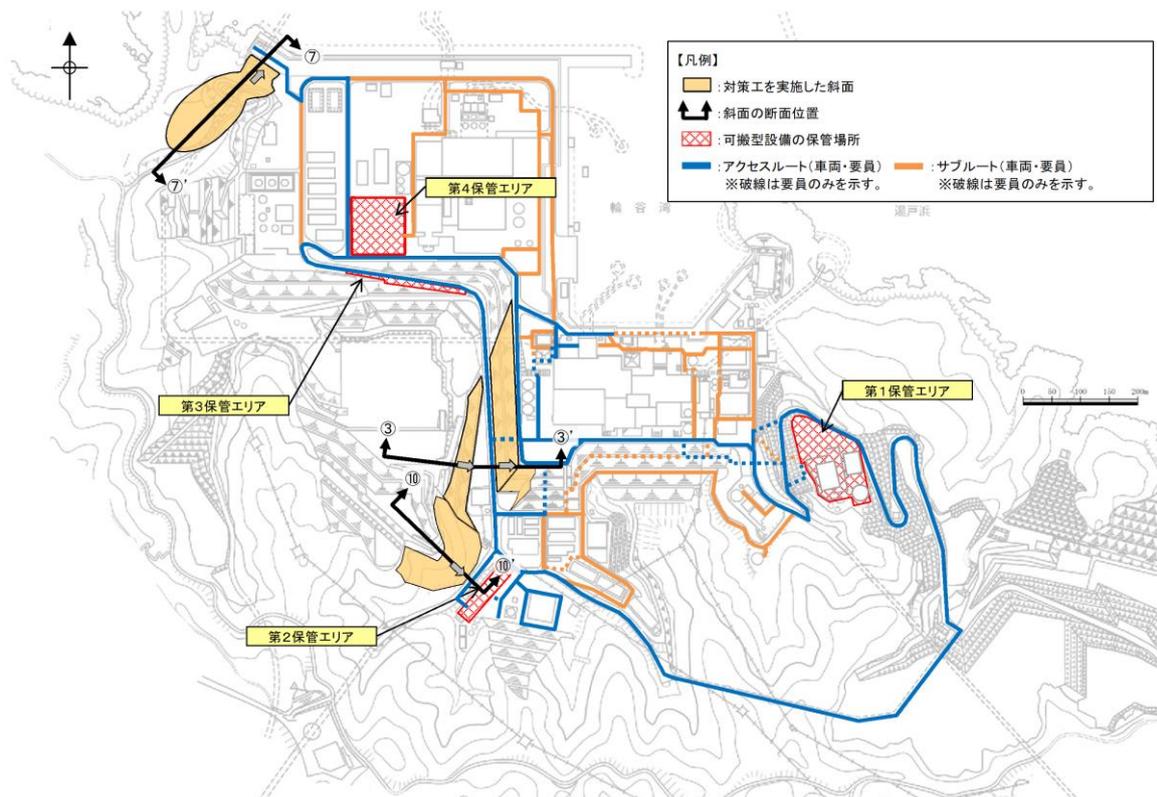
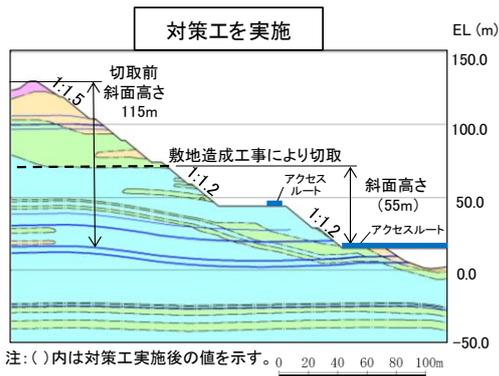
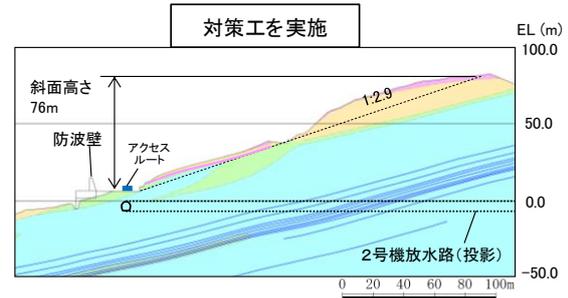


図 2.6.3.5-1 対策工（切取）を実施した斜面の断面位置図

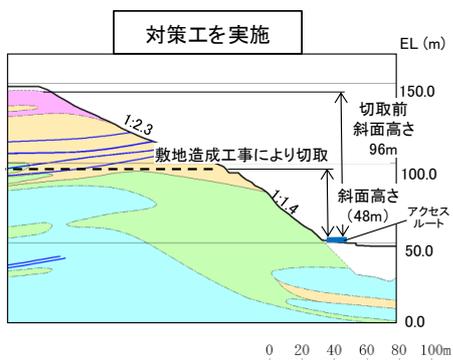


③-③' 断面



注:「防波壁及び1号放水連絡通路防波扉の周辺斜面の安定性評価」
(令和2年2月28日審査会合)で説明した礫質土・粘性土の切取を反映済

⑦-⑦' 断面



⑩-⑩' 断面

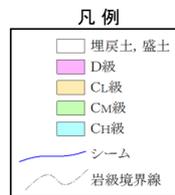


図 2.6.3.5-2 対策工(切取)を実施した斜面の地質断面図

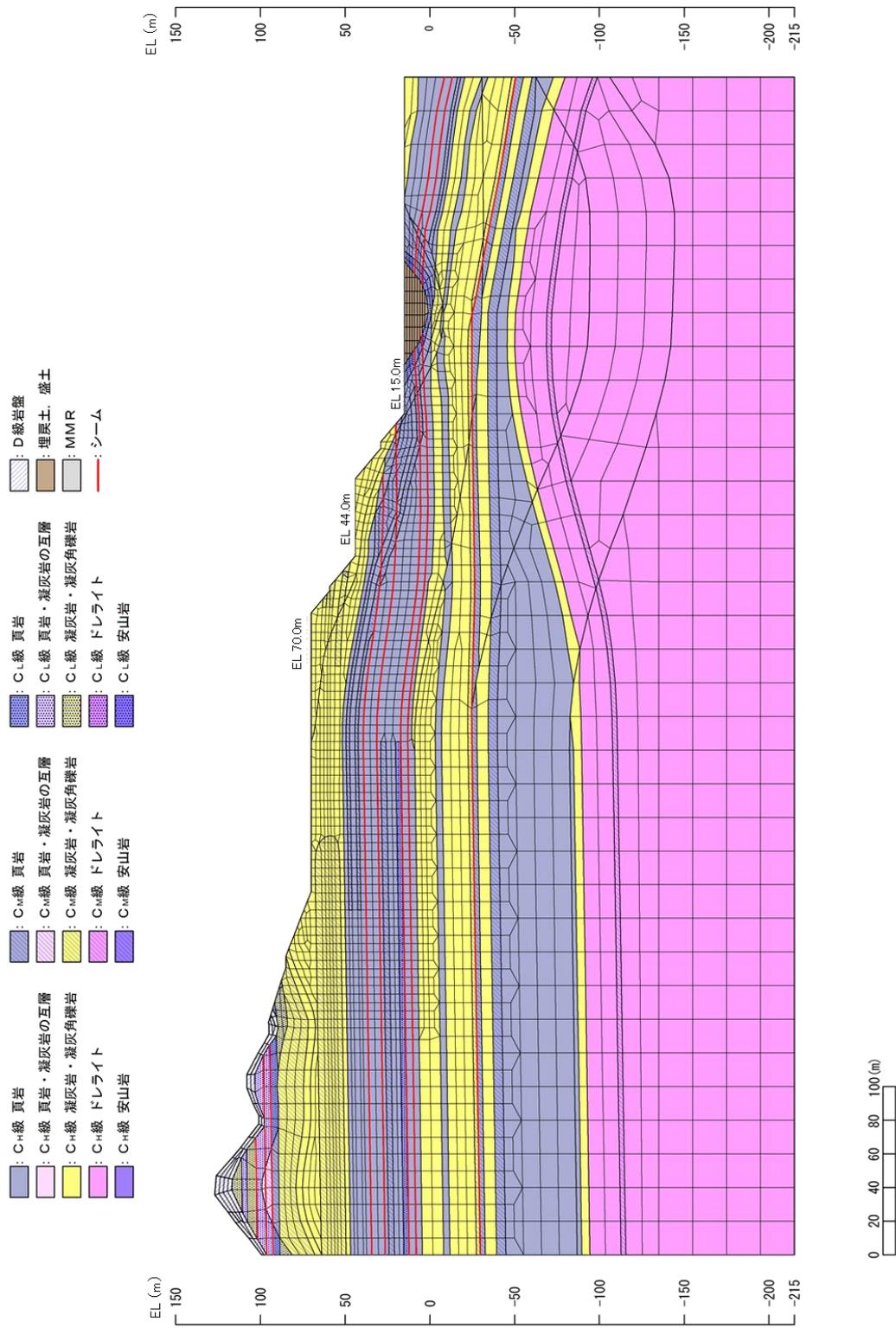


図 2.6.3.5-3 解析モデル図 (③-③' 断面)

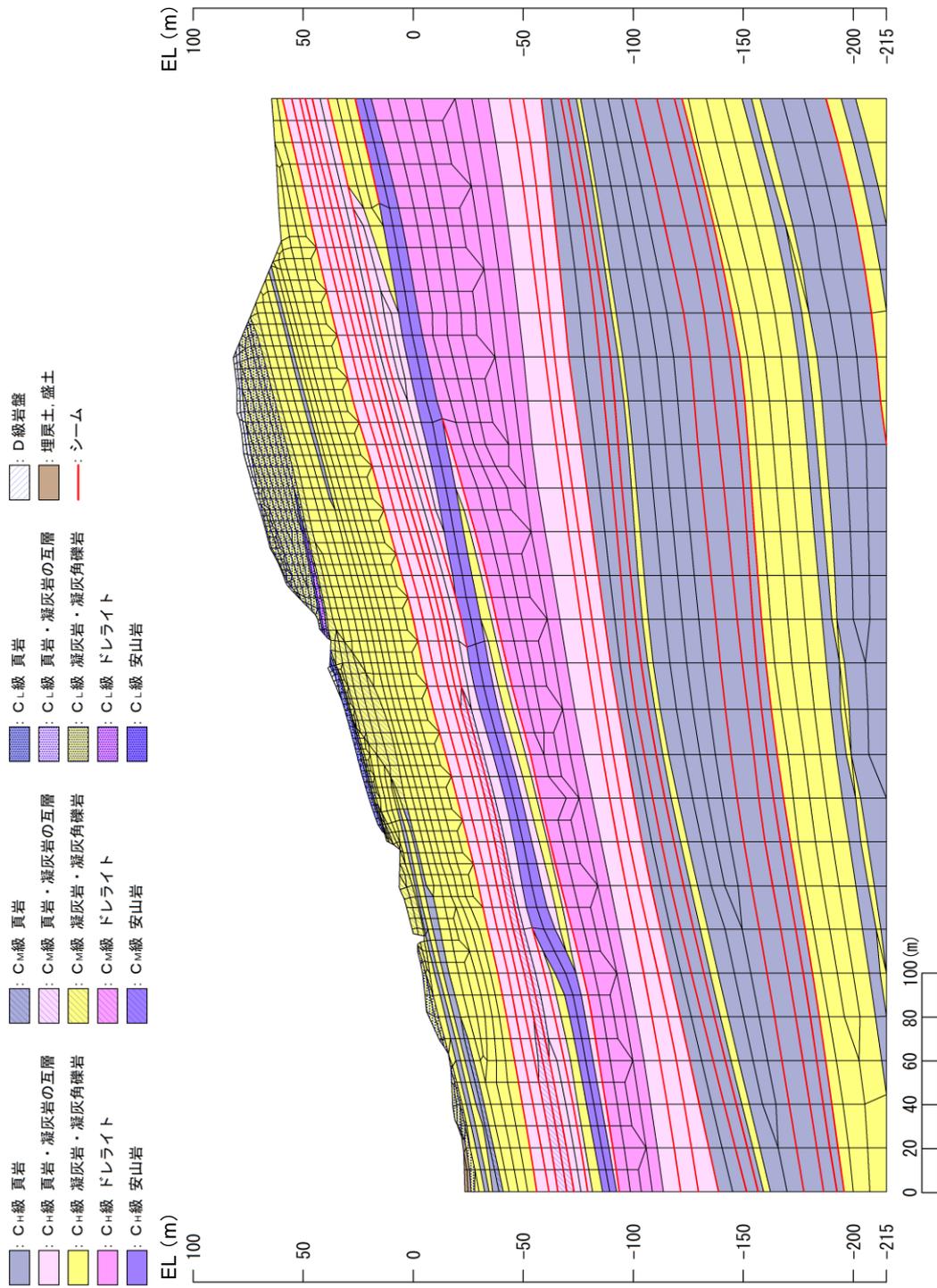


図 2.6.3.5-4 解析モデル図 (⑦-⑦' 断面)

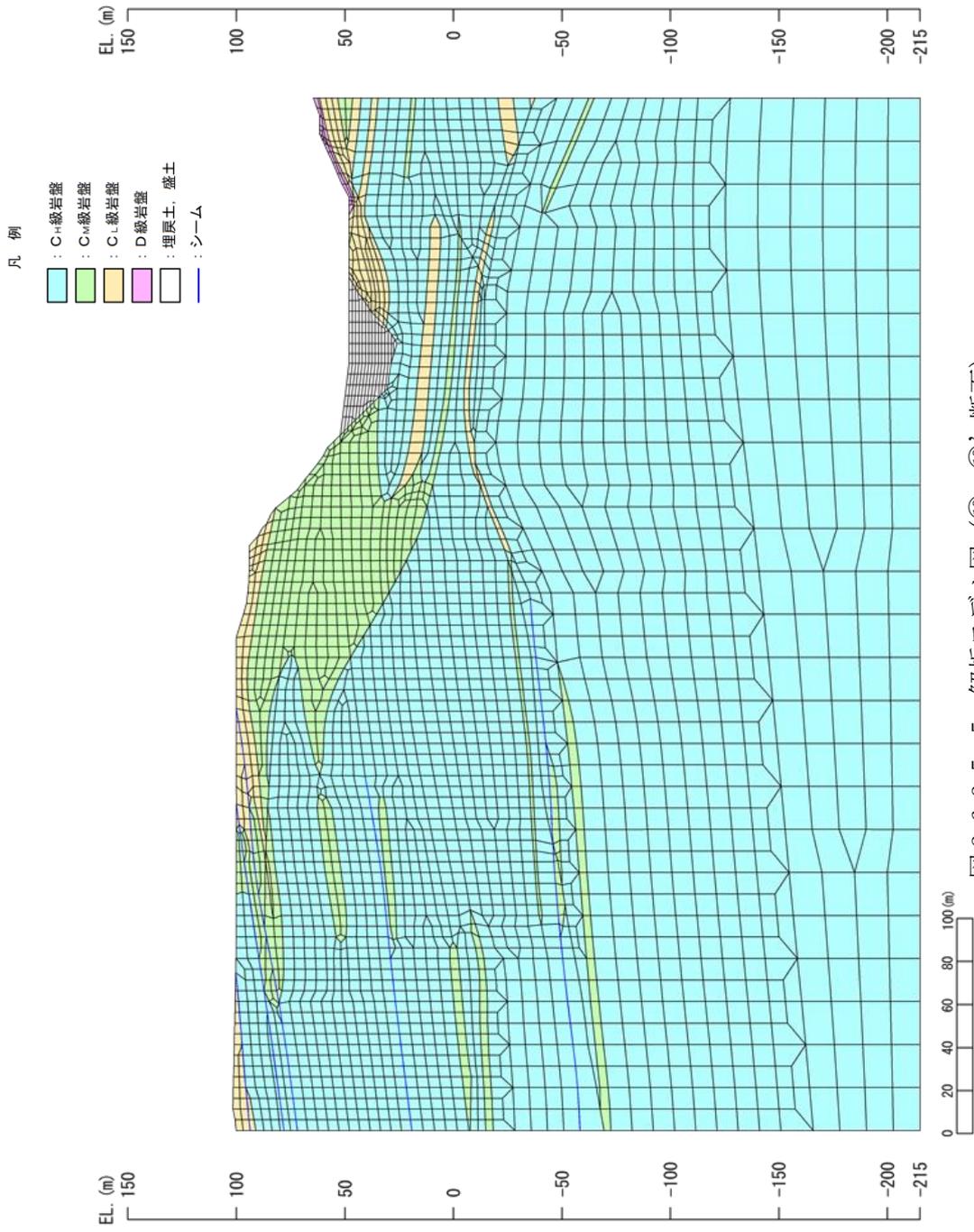
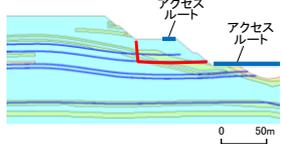
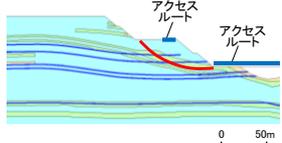


図 2.6.3.5-5 解析モデル図 (⑩-⑩' 断面)

・③-③' 断面 平均強度でのすべり安全率

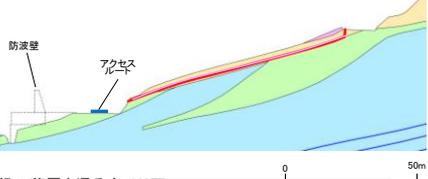
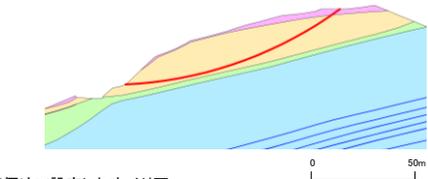
	すべり面形状	基準地震動 ^{*1}	最小すべり安全率 ^{*2}
1	 <p>シーム沿いのすべり面(44m盤背後の斜面法尻からシームを通り斜面へ抜けるすべり面)</p>	Ss-N1 (-,+)	2.53 [7.41]
2	 <p>簡便法で設定したすべり面</p>	Ss-D (-,+)	5.89 [8.55]

【凡例】

	: C+級岩盤		: C _M 級岩盤		: C級岩盤
	: 埋戻土、盛土		: シーム		: すべり面
	: 最小すべり安全率				

注記*1: 基準地震動(+,+)は反転なし, (-,+)は水平反転, (+,-)は鉛直反転, (-,-)は水平反転かつ鉛直反転を示す。
*2: []は、発生時刻(秒)を示す。

・⑦-⑦' 断面 平均強度でのすべり安全率

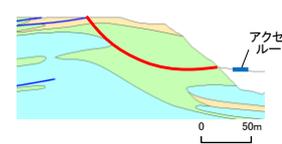
	すべり面形状	基準地震動 ^{*1}	最小すべり安全率 ^{*2}
1	 <p>D級の薄層を通るすべり面</p>	Ss-D (+,-)	2.31 [8.95]
2	 <p>簡便法で設定したすべり面</p>	Ss-D (+,-)	2.93 [8.61]

【凡例】

	: C+級岩盤		: C _M 級岩盤		: C級岩盤
	: D級岩盤		: 最小すべり安全率		: シーム
	: すべり面				

注記*1: 基準地震動(+,+)は反転なし, (-,+)は水平反転, (+,-)は鉛直反転, (-,-)は水平反転かつ鉛直反転を示す。
*2: []は、発生時刻(秒)を示す。

・⑩-⑩' 断面 平均強度でのすべり安全率

	すべり面形状	基準地震動 ^{*1}	最小すべり安全率 ^{*2}
1	 <p>簡便法により設定したすべり面</p>	Ss-D (-,+)	3.83 [8.94]

【凡例】

	: C+級岩盤		: C _M 級岩盤		: C級岩盤
	: 埋戻土、盛土		: シーム		: すべり面
	: 最小すべり安全率				

注記*1: 基準地震動(+,+)は反転なし, (-,+)は水平反転, (+,-)は鉛直反転, (-,-)は水平反転かつ鉛直反転を示す。
*2: []は、発生時刻(秒)を示す。

図 2.6.3.5-6 対策工(切取)を実施した斜面のすべり安定性評価結果

2.7 対策工（抑止杭）に関する詳細検討

2.7.1 基本方針

対象斜面は、基準地震動 S_s による地震力に対して、抑止杭を設置することで斜面の崩壊を防止できる設計とする。

抑止杭について、代表断面における抑止杭の耐震評価及び斜面の安定性評価を実施する。

抑止杭を施工する対象斜面（図 2.7.1-2 参照）は、敷地造成工事に伴って頂部の切り取りを行っており、表 2.7.1-1 に示すとおり、代表断面（①-①'，②-②' 断面）において平均強度により、すべり安全率 1.0 を上回ることを確認している。

①-①' 断面において、地盤物性のばらつき（平均強度 $-1.0 \times$ 標準偏差 (σ) ）を考慮したすべり安全率が 0.90 と評価基準値を下回ること、及び②-②' 断面において、地盤物性のばらつきを考慮したすべり安全率が 1.06 と裕度が小さいことから、地震による斜面崩壊の防止措置を講ずるため、抑止杭を設置することとした。

表 2.7.1-1 抑止杭を施工する対象斜面のすべり安全率（抑止杭なし）

基準地震動 S_s	すべり安全率（平均強度）	
	（ ）内はばらつきを考慮した強度のすべり安全率 【】内はすべり安全率（平均強度）算定時のすべりの起動力	
	①-①' 断面	②-②' 断面
S_s-D	1.08 (0.90) 【54,360 kN/m】	1.24 (1.06) 【47,020 kN/m】
S_s-N_1	1.25	1.58
S_s-N_2	1.32	1.57

抑止杭の設計については 2.7.2 で説明する。

また、抑止杭の耐震評価については 2.7.3 で説明し、抑止杭を反映した地震時の斜面の安定性評価については 2.7.4 で説明する。

対策工（抑止杭）を実施した斜面の安定性評価フローを図 2.7.1-1 に示す。必要抑止力の算定に用いる目標安全率は、評価基準値であるすべり安全率 1.0 に対し、一定程度の裕度を見込んで 1.2 を目標とする。

また、「最新斜面・土留め技術総覧（最新斜面・土留め技術総覧編集委員会，1991 年）」によると、代表的な抑止杭として、鋼管杭，PHC 杭，深礎杭等があり，それぞれ以下の特徴があるとされている。

- ・鋼管杭：比較的小口径で取り扱いやすい。鋼管単独での耐力が十分でない場合，鋼管の中に H 型鋼，鋼管等を挿入し，中をモルタル，コンクリート等で充填する合成杭が用いられる例も多い。
- ・PHC 杭：曲げ耐力が小さく，小規模な抑止工に適している。
- ・深礎杭：比較的大口径で，抑止力が大きい。滑動推力が大きく，鋼管杭では計画安全率の確保が難しい場合や，地盤条件の関係で大口径ボーリングによる掘削が困難な場合に用いられる。

これらの特徴及び当該斜面の地質状況を踏まえ，以下の理由から，抑止杭のうち『深礎杭』を採用することとした。

- ・表 2.7.1-1 において評価基準値を下回るすべり等は，すべり土塊が大きいため，せん断力（起動力）が大きい。よって，抑止力の大きな工法を選定する必要がある。
- ・大口径であることから，孔壁観察によりシームを直接観察することが可能であり，確実な施工ができる。

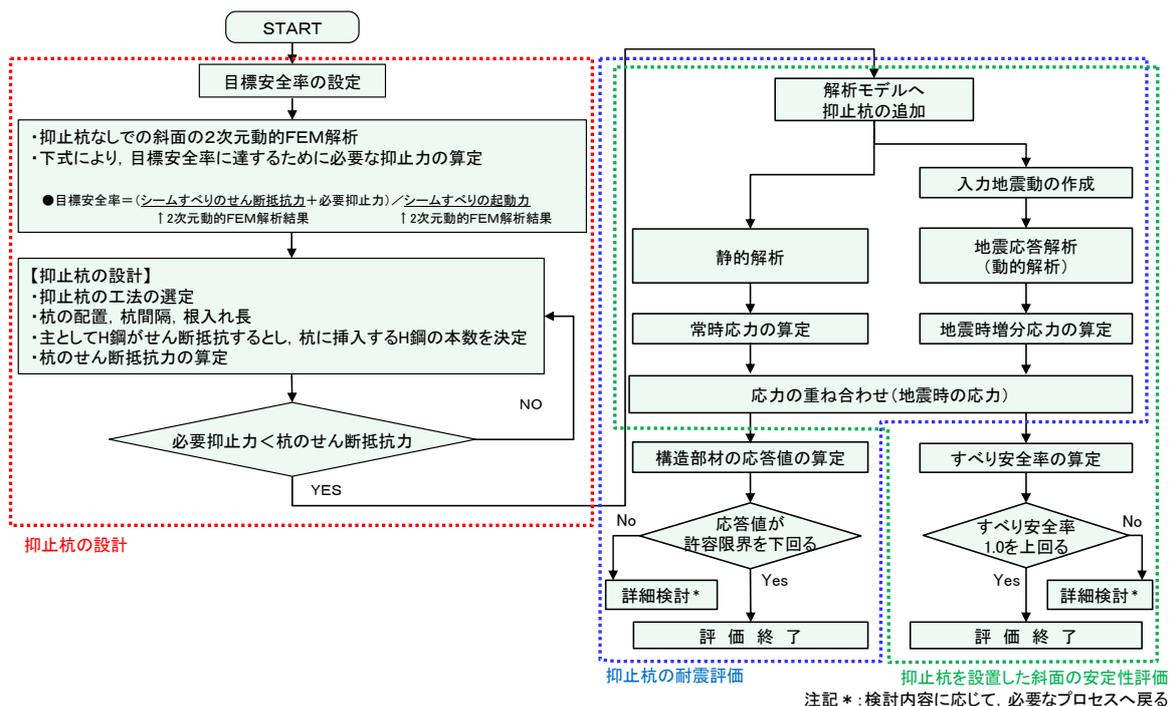


図 2.7.1-1 対策工（抑止杭）を実施した斜面の安定性評価フロー

抑止杭を設置した斜面の位置図を図 2.7.1-2 に示す。

抑止杭は、深礎杭の中に H 鋼を建込んでおり、シームのすべりを抑止するため、シームのすべり方向（シームの最急勾配方向は北傾斜のため北方向となる）に対して直交するように縦列に配置している。（シームの分布は図 2.7.2-2 参照）

抑止杭の構造概要図を図 2.7.1-3 に示す。抑止杭は H 鋼、コンクリート、帯鉄筋及び軸方向鉄筋で構成され、シームを通るすべりに伴うせん断力に対して、H 鋼、コンクリート及び帯鉄筋が負担し、曲げモーメントにより生じる圧縮力及び引張力に対して、それぞれコンクリート及び軸方向鉄筋が負担する設計とする。

区間 I については、設置（変更）許可審査において、斜面高さが相対的に高い（安定性が低い）範囲に集中的に 7 本の抑止杭を配置していたが、区間 I 両端における杭がない範囲のすべりを抑止すること、及び更に余裕を持った設計とすることを目的に、抑止杭を 5 本追加配置した。

なお、追加配置する東側の 2 本の抑止杭については、既設構造物（ダクトトンネル）との干渉を避けるため、杭中心間隔 17.5m で設置する。

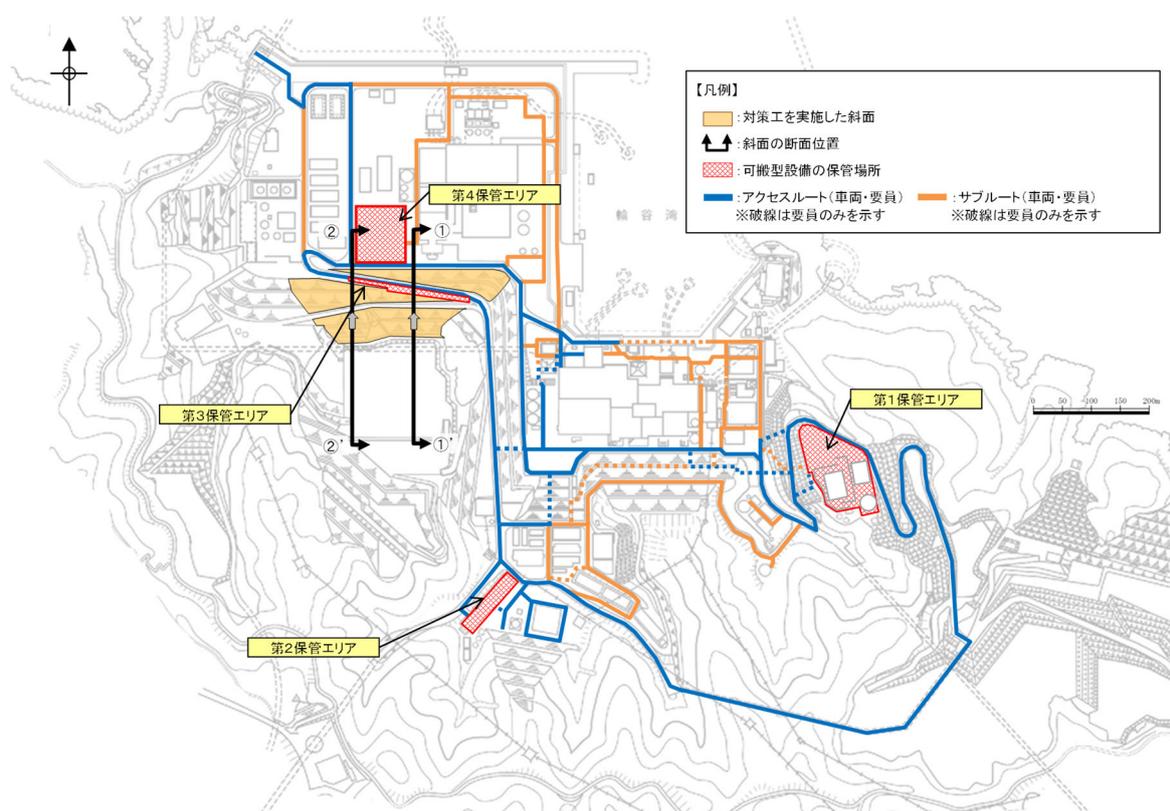
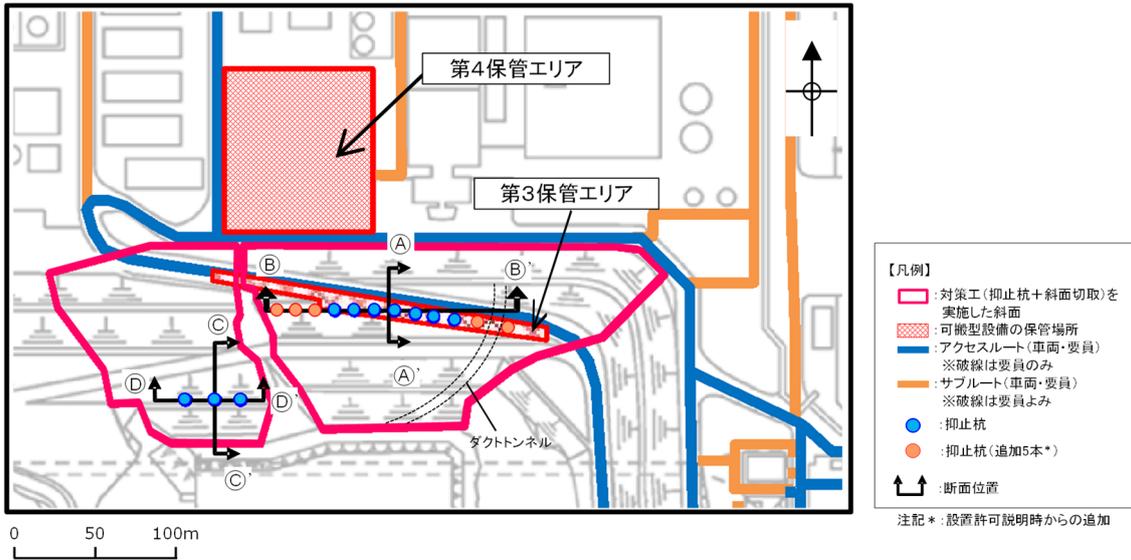
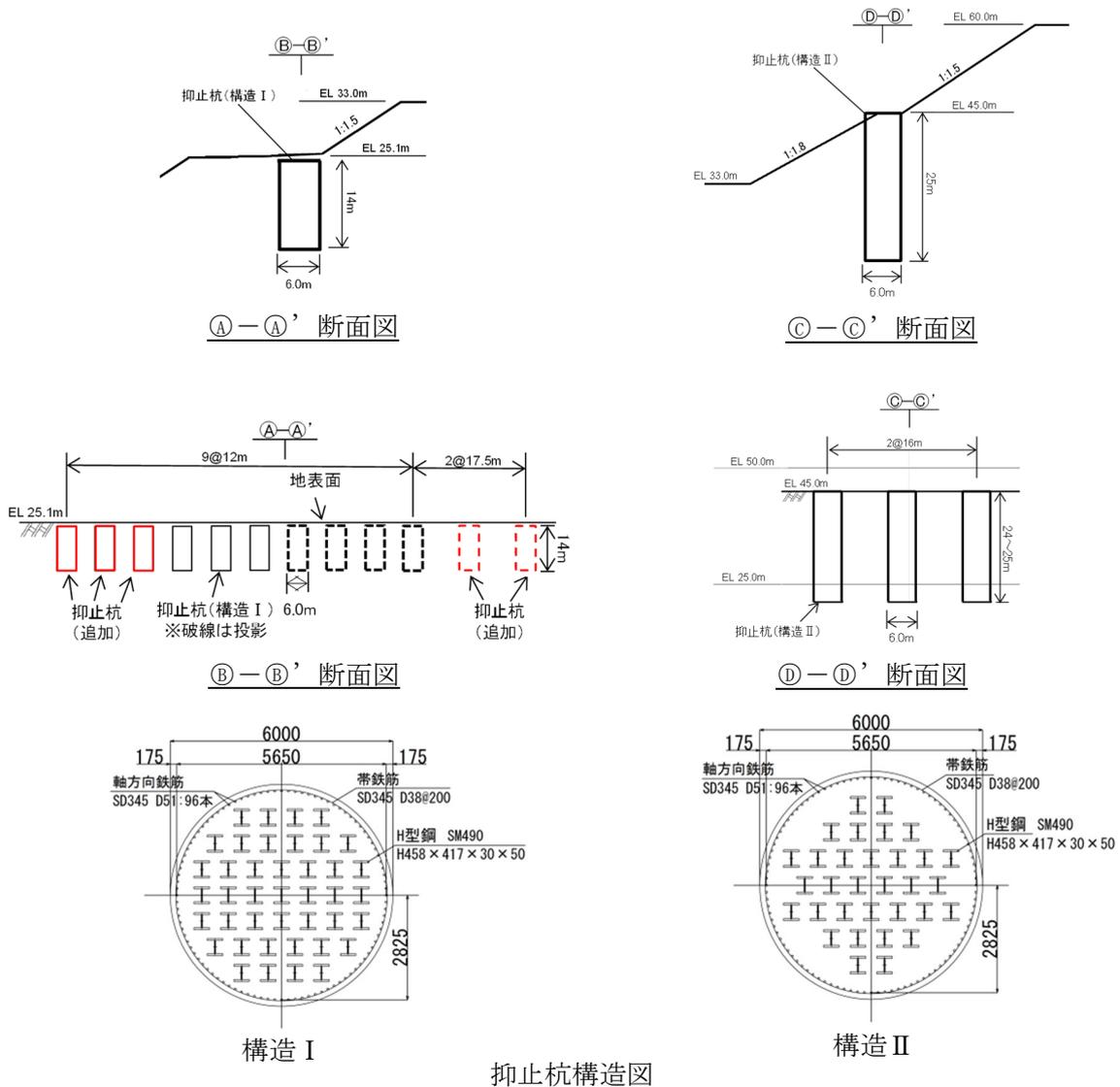


図 2.7.1-2 対策工（抑止杭）を実施した対象斜面位置図



抑止杭配置平面図



抑止杭構造図

図 2.7.1-3 抑止杭概要図

2.7.2 抑止杭の設計

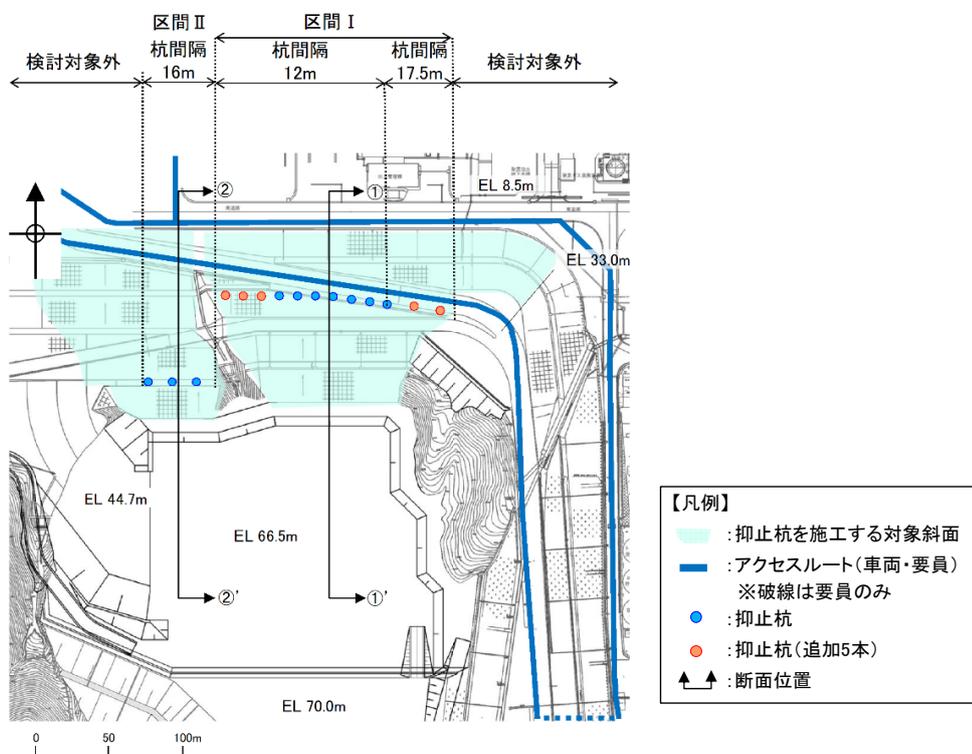
(1) 評価対象斜面の選定

【評価対象斜面の選定】

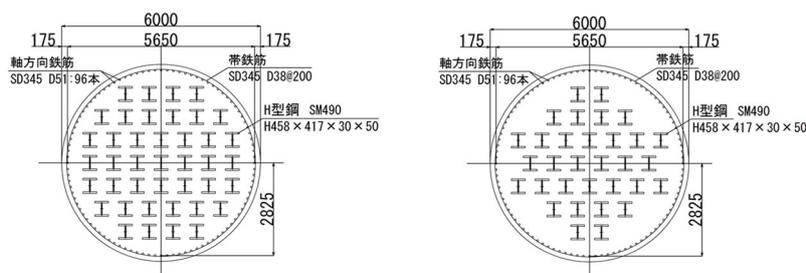
評価対象斜面について、構造物の配置、地形及び地質・地質構造を考慮し、構造物の耐震評価上、最も厳しくなると考えられる位置を選定する。

まず、構造物の配置の観点から、図 2.7.2-1 に示すとおり、対象斜面は以下の2つの区間に分けられる。それぞれの区間は、抑止杭の効果を期待する範囲とし、それ以外は斜面高さが低いことから除外している。

- ・ 区間Ⅰ：抑止杭の構造Ⅰが12本配置されている山体。12本のうち西側から10本は12m間隔、東側の2本は17.5m間隔で配置されている。
- ・ 区間Ⅱ：抑止杭の構造Ⅱが16m間隔で3本配置されている山体。



平面図



抑止杭構造図（構造Ⅰ）

抑止杭構造図（構造Ⅱ）

図 2.7.2-1 抑止杭の配置パターン図

次に、地形及び地質・地質構造の観点から、区間Ⅰ及び区間Ⅱにおける岩級・シーム鉛直断面図を図2.7.2-2に、当該断面図を用いてそれぞれの地形及び地質・地質構造を比較した結果を表2.7.2-1に示す。

比較検討の結果、各区間において地形及び地質・地質構造が異なるため、両者を評価対象斜面に選定した。

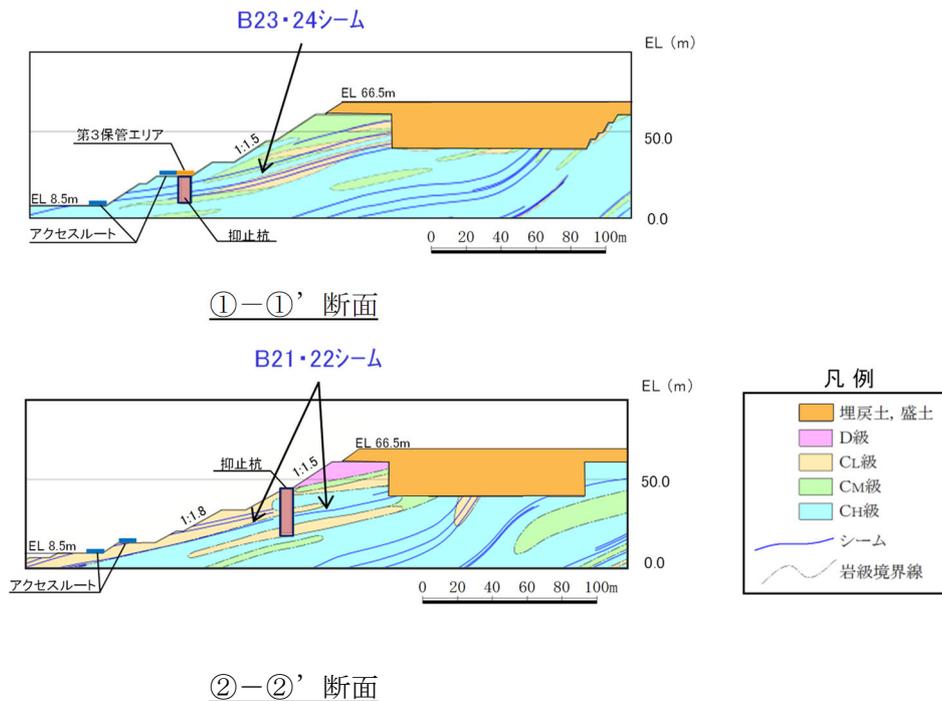


図 2.7.2-2 区間Ⅰ及び区間Ⅱにおける岩級・シーム鉛直断面図

表 2.7.2-1 各区間における地形及び地質・地質構造の比較結果

区間	地形		地質・地質構造	
	斜面高さ (m)	切取勾配	岩級	シームの分布
区間Ⅰ (①-①' 断面)	58	1:1.5	C _M ~C _H 級主体	B23・24シーム等が連続して分布。
区間Ⅱ (②-②' 断面)	58	1:1.5 下部は 1:1.8	C _M ~C _H 級主体, 頂部に D 級が分布	B21・22シーム等が連続して分布。

【評価断面の設定】

評価対象斜面に選定した区間Ⅰ及び区間Ⅱにおいて、地形及び地質・地質構造を考慮し、構造物の耐震評価上、最も厳しくなると考えられる断面位置を評価断面に設定する。

区間Ⅰ及び区間Ⅱの断面位置平面図を図2.7.2-3に、地質鉛直断面図を図2.7.2-4に、シーム分布図を図2.7.2-5に示す。

抑止杭の評価断面については、各区間において地質が東西方向に概ね一様であることを踏まえ、斜面高さが高くなる各区間の中央位置において、最急勾配となる方向に①-①'断面及び②-②'断面を設定した。

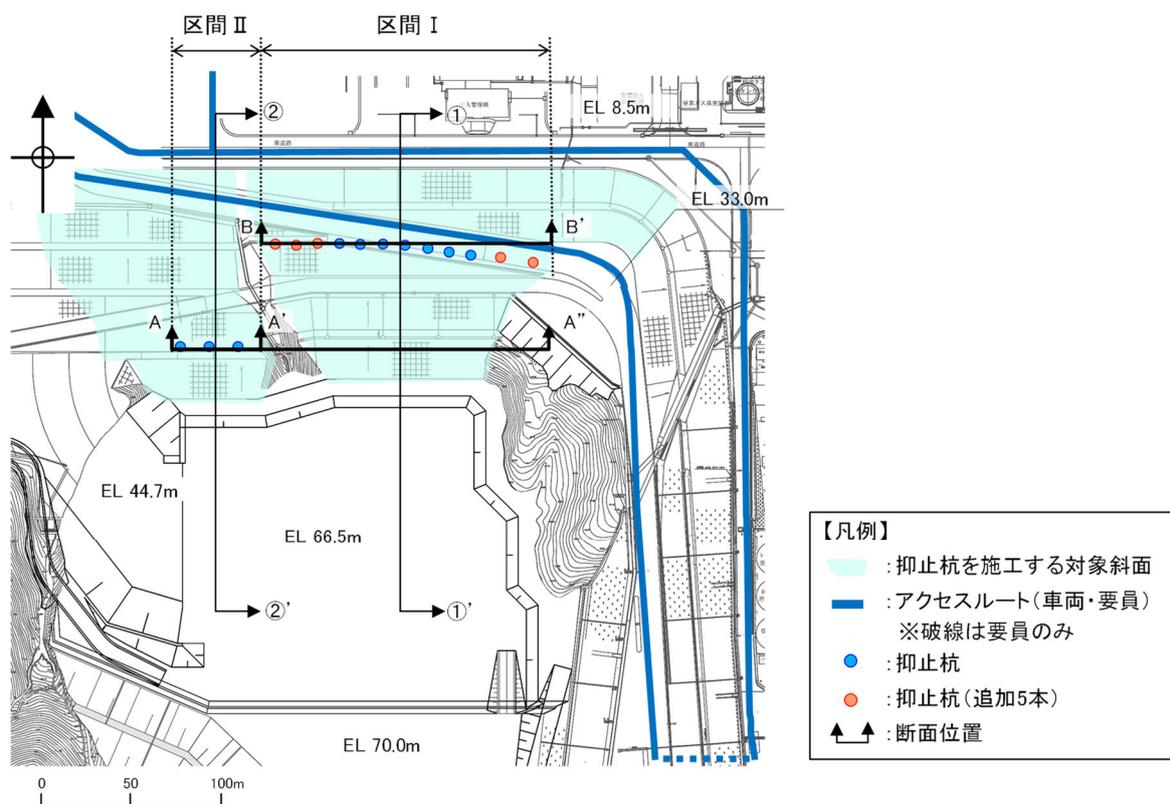
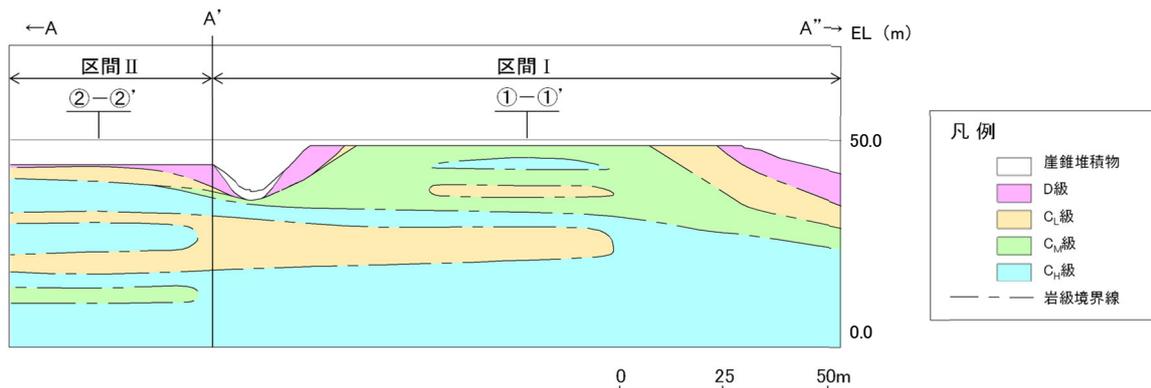
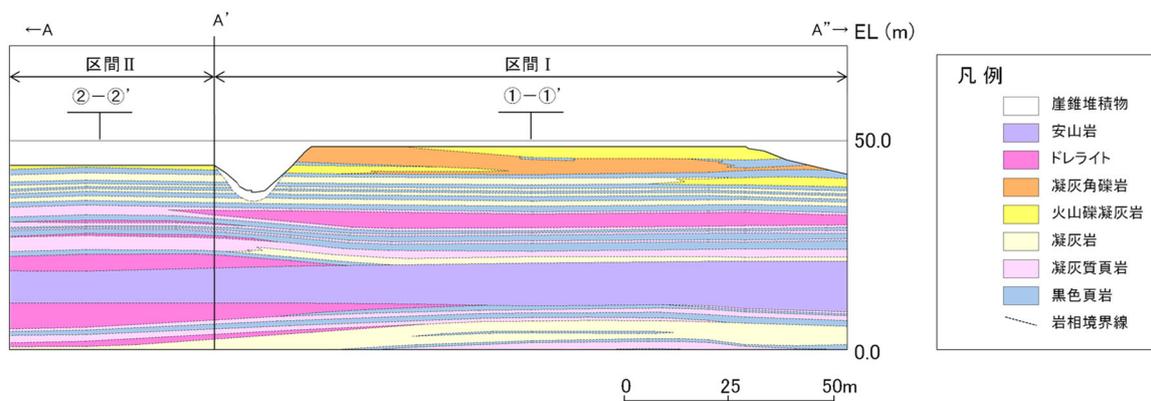


図 2.7.2-3 区間Ⅰ及び区間Ⅱの断面位置平面図



岩級鉛直断面図



岩相鉛直断面図

図 2.7.2-4 区間 I 及び区間 II の地質鉛直断面図

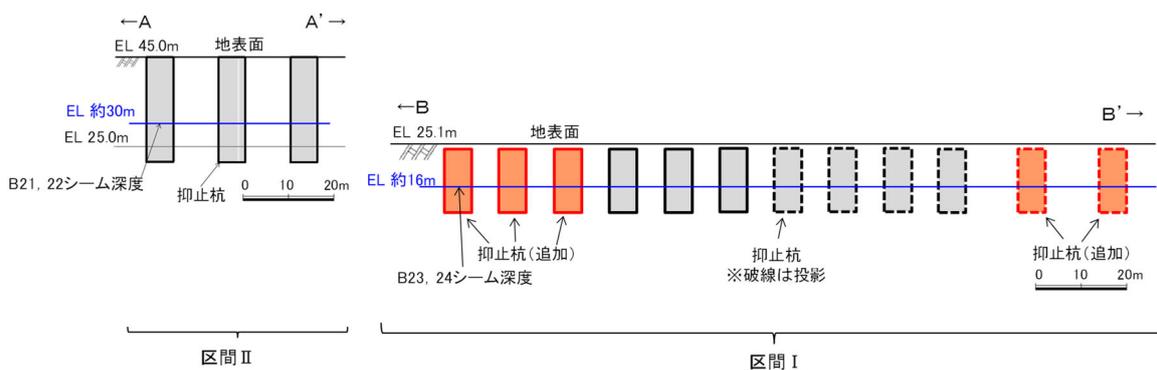


図 2.7.2-5 区間 I 及び区間 II のシーム分布図

(2) 抑止杭の平面配置の考え方

抑止杭配置平面図を図 2.7.2-6 に示す。

抑止杭の平面配置の考え方は、移動層が $C_M \sim C_H$ 級の堅硬な岩盤であることから、図 2.7.2-7 に示すとおり、シームすべりを 3 次元的な剛体のすべり土塊の移動と捉え、安定性が確保されない範囲を検討対象のすべり土塊に設定し、すべり土塊全体を必要本数の杭で抑止するというものであり、すべり方向に対し直交方向に単列配置する。

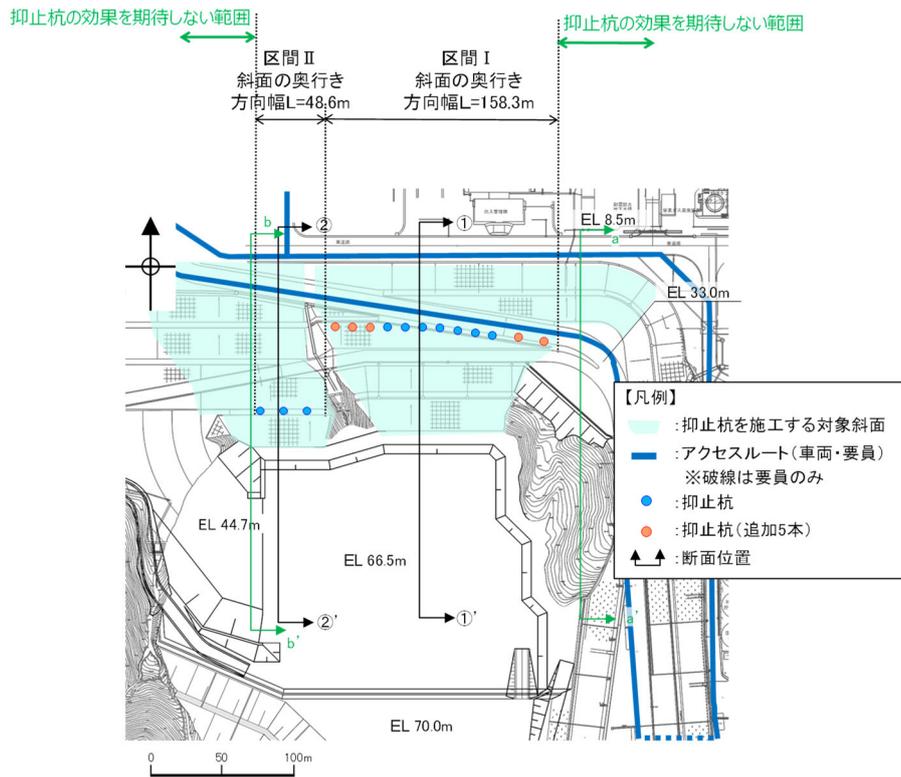


図 2.7.2-6 抑止杭配置平面図

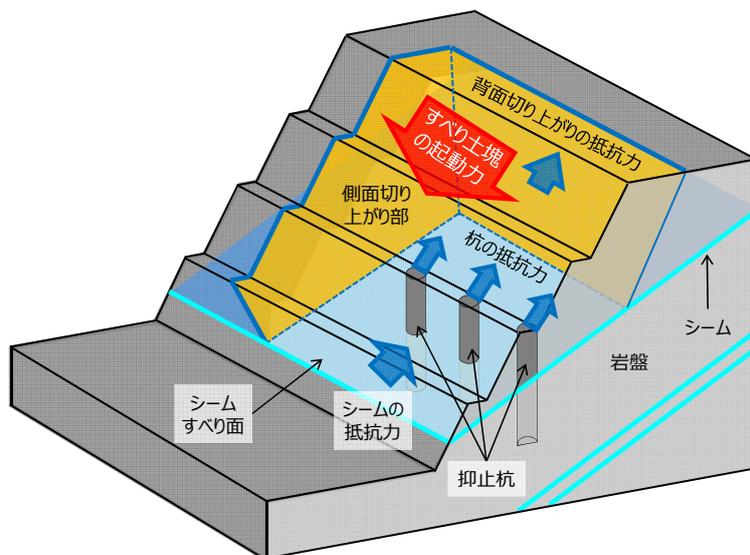


図 2.7.2-7 シームすべり土塊全体を杭で抑止するイメージ図

区間Ⅰ及び区間Ⅱは、それぞれ異なる配置で杭の平面配置を設定していることから、区間Ⅰ及び区間Ⅱの杭配置を重複させる必要性の有無を検討した。

【区間Ⅰ及び区間Ⅱの杭配置を重複させる必要性】

敷地造成工事による切取前の空中写真と現地形との比較を図2.7.2-8に示す。

区間Ⅰ及び区間Ⅱは谷で分かれており、異なる山体であったことが確認できる。このことから、区間Ⅰ及び区間Ⅱは「2.7.2(4)根入れ深さの考え方」にあるように、異なるすべり形態となっている。

現状の杭配置で、すべり形態の異なるそれぞれのすべりの安定性が確保されるように配置していることから、区間Ⅰ及び区間Ⅱの杭配置を重複させる必要性はないと評価した。

なお、区間Ⅰ及び区間Ⅱの杭配置が異なる理由は以下のとおりである。

- ・ 図2.7.2-8及び図2.7.2-9に示すとおり、区間Ⅰの山体は区間Ⅱの山体よりも北側にせり出た山体であり、区間Ⅰは区間Ⅱに比べて切取量が多く、D級及びC_L級岩盤が切り取られている。
- ・ 上記の点から、区間Ⅰ及び区間Ⅱにおいて切取後の岩級分布が異なっており、区間ⅠはC_M級及びC_H級で構成されるのに対し、区間Ⅱは表層にD級及びC_L級が分布するようになっている。
- ・ 区間Ⅱは、図2.7.2-10に示す表層のC_L級を切り上げるすべりを抑止するため、区間Ⅰより上方に抑止杭を配置している。

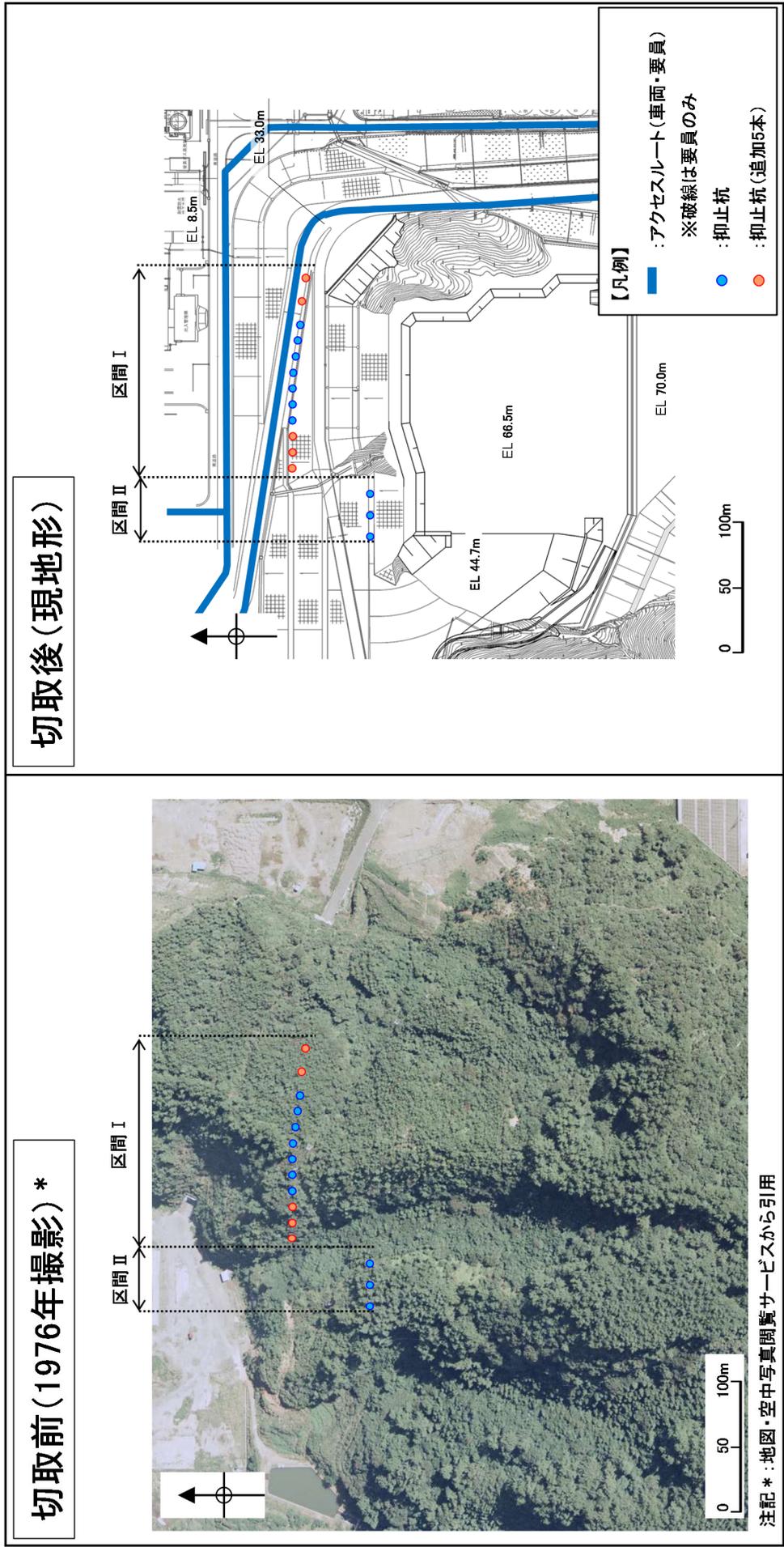
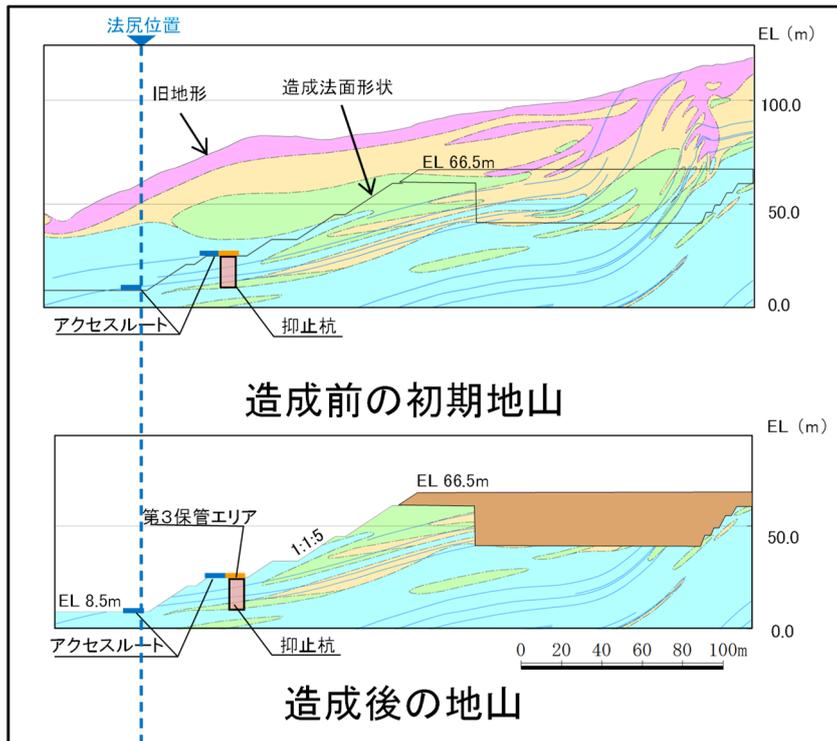
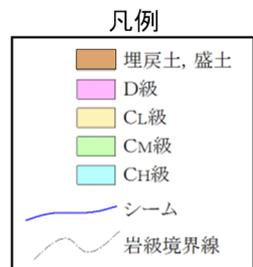
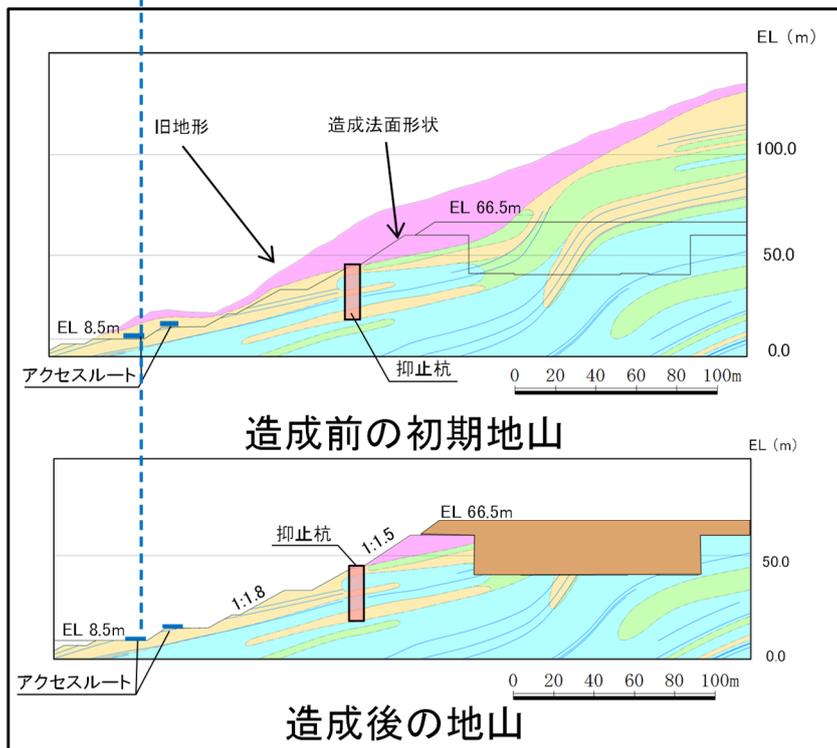


図 2.7.2-8 空中写真と現地形との比較

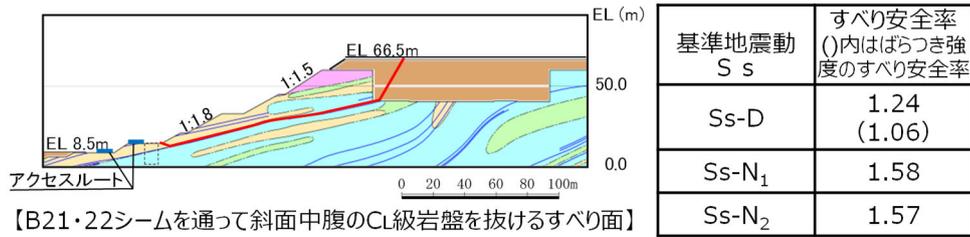


①-①' 断面(区間 I)



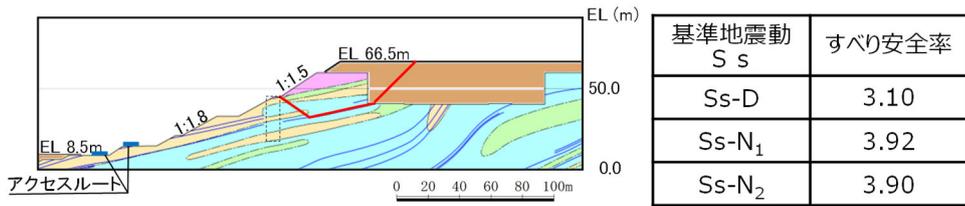
②-②' 断面(区間 II)

図 2.7.2-9 初期地山を含む地質断面図



【B21・22シームを通過して斜面中腹のC_L級岩盤を抜けるすべり面】

⇒当該すべりに対する裕度が小さいため、区間Ⅰと同様のアクセスルート沿いへの杭配置は不可。



【B21・22シームを通過して斜面上流のC_H級岩盤を抜けるすべり面】

⇒当該すべりに対する裕度が大きいため、斜面小段に杭を配置した。

【凡例】

: C _H 級岩盤	: C _M 級岩盤	: C _L 級岩盤	: D級岩盤
: 埋戻土、盛土	: シーム	: すべり面	

図 2.7.2-10 表層のC_L級を切り上げるすべり (区間Ⅱ)

【抑止杭の効果を期待しない範囲の安定性確認】

「抑止杭の効果を期待しない範囲」の安定性を確認するため、「抑止杭の効果を期待しない範囲」のうち、区間Ⅰより東側において、風化帯が最も厚くなる尾根部を通り、シーム及び切取斜面の最急勾配となるすべり方向に a - a' 断面を、区間Ⅱより西側において、斜面高さが高くなり、シーム及び切取斜面の最急勾配となるすべり方向に b - b' 断面を設定した。

a - a' 断面及び b - b' 断面は、図 2.7.2-11 に示すとおり、斜面高さが区間Ⅰ及びⅡ（①-①' 断面及び②-②' 断面）に比べて相対的に低く、シームすべりの土塊量が有意に小さいことから、安定性が高いと考えられる。

a - a' 断面及び b - b' 断面において、図 2.7.2-12 のとおり解析モデル図を作成し、2次元動的 FEM 解析を実施した結果、図 2.7.2-13 のとおり、評価基準値 1.0 に対し余裕を有することから、抑止杭は不要とした。

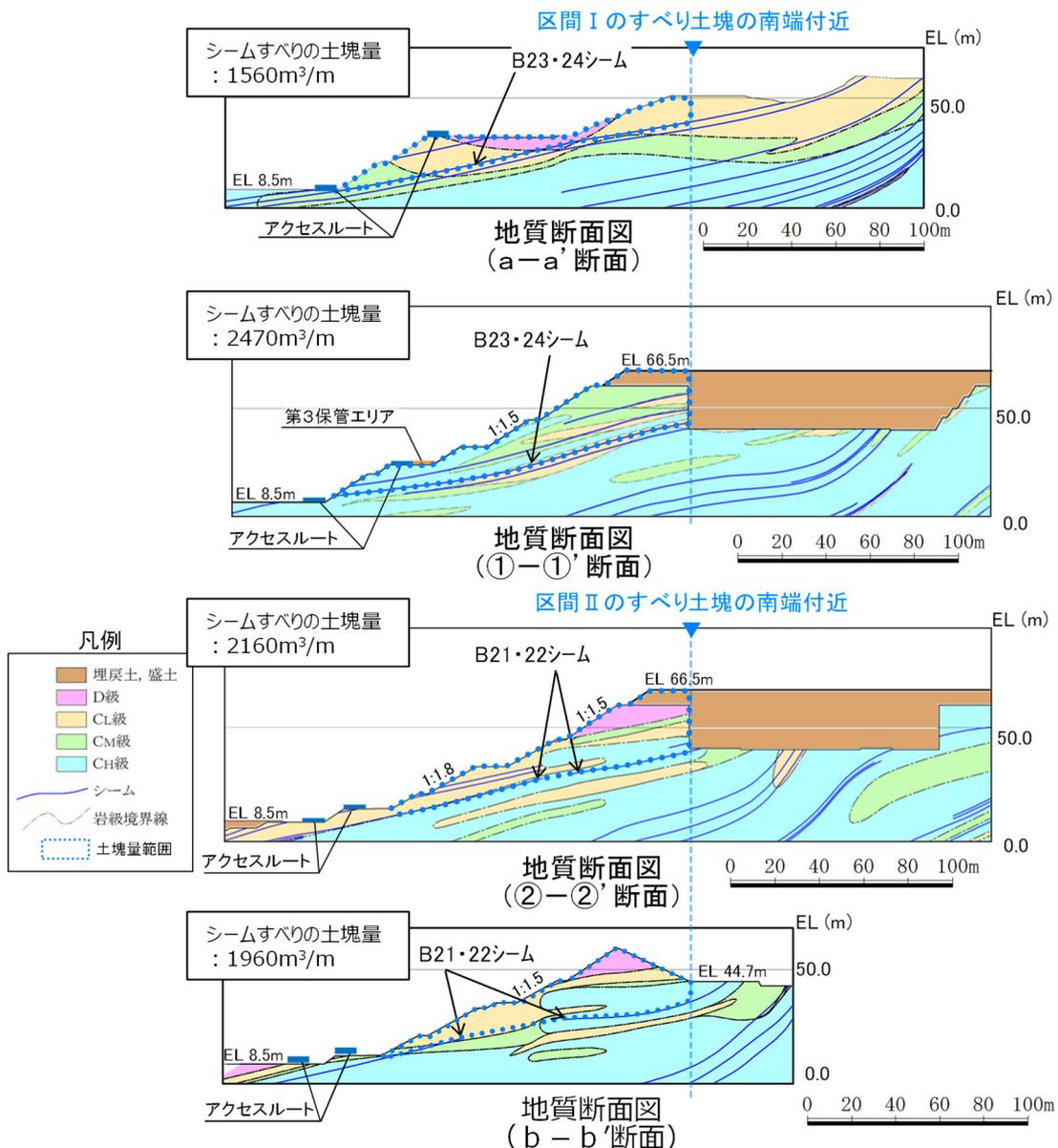


図 2.7.2-11 すべり土塊量の比較

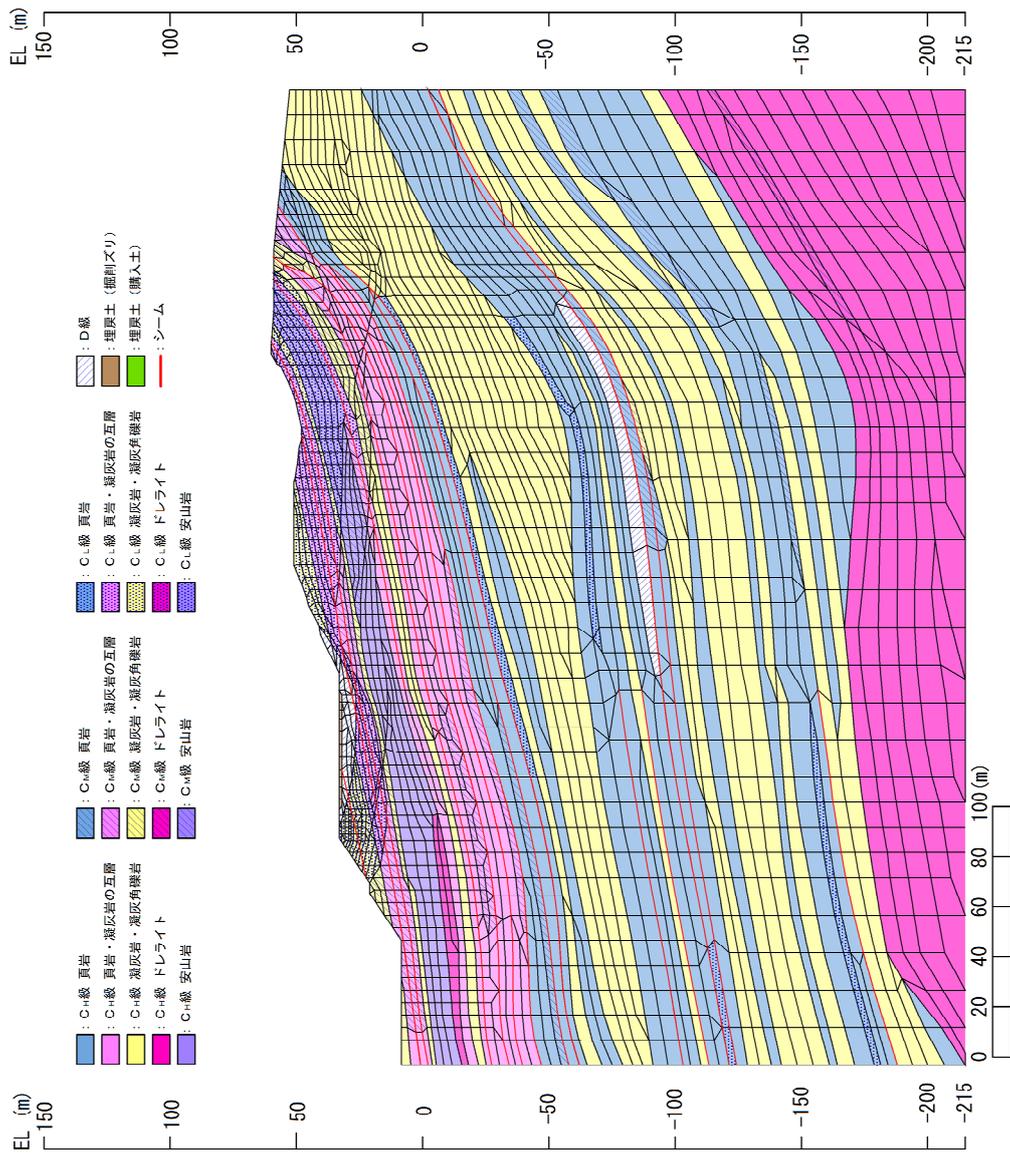


図 2.7.2-12(1) 解析モデル図 (a-a' 断面)

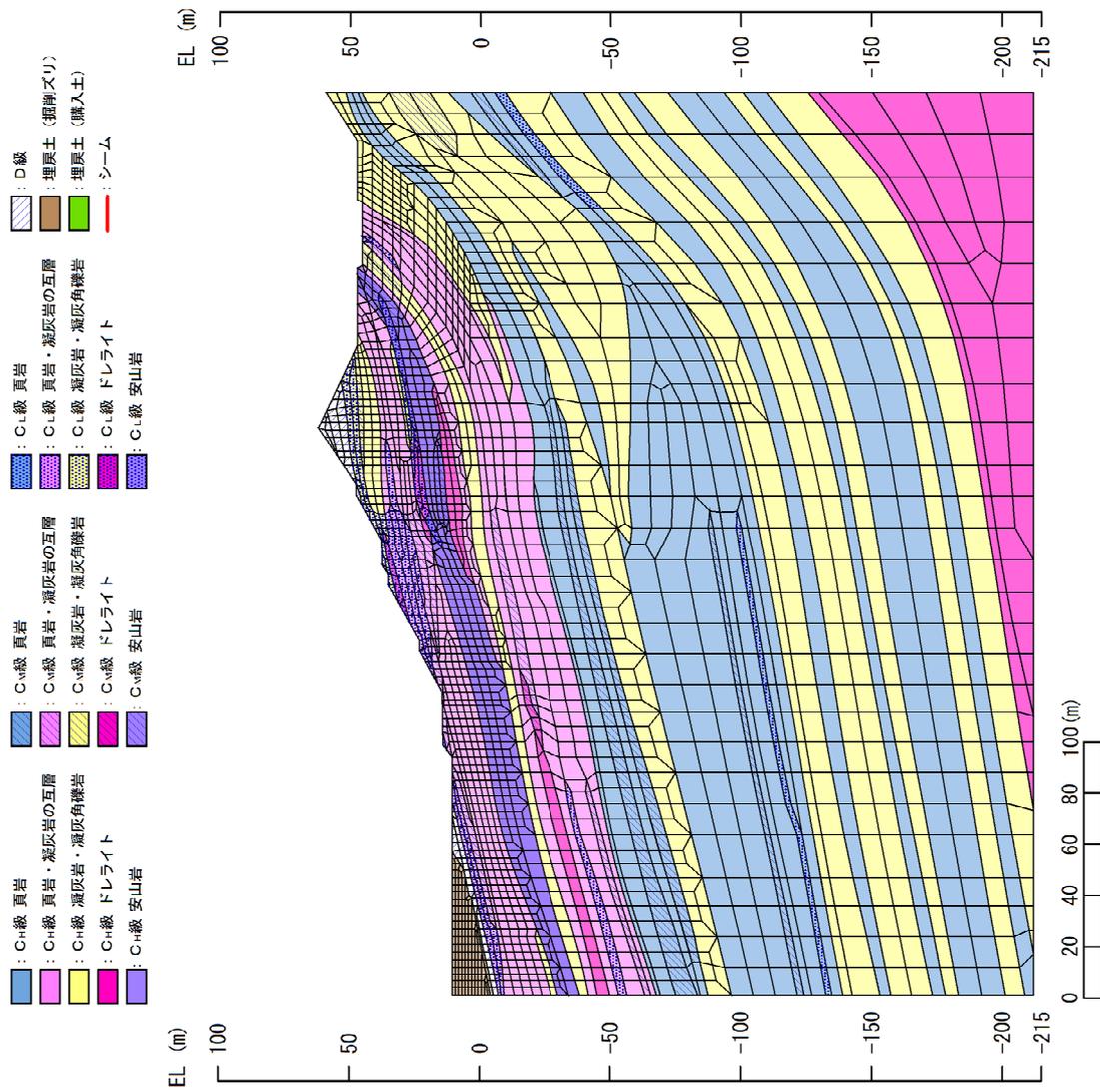
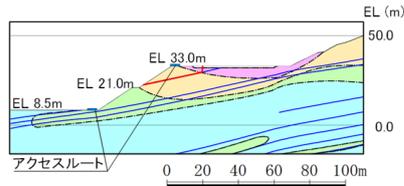
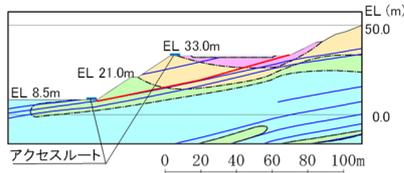


図 2.7.2-12(2) 解析モデル図 (b-b' 断面)



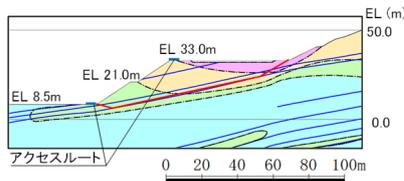
【D級岩盤及びB28シームを通過して斜面中腹に抜けるすべり面】

基準地震動 S s	すべり安全率
Ss-D	2.27
Ss-N ₁	2.06
Ss-N ₂	2.63



【D級岩盤及びB23・24シームを通過して斜面法尻に抜けるすべり面】

基準地震動 S s	すべり安全率
Ss-D	2.09
Ss-N ₁	1.81 (1.49)
Ss-N ₂	2.23



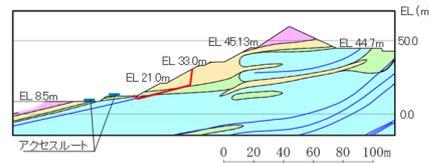
【D級岩盤及びB21シームを通過して斜面法尻に抜けるすべり面】

基準地震動 S s	すべり安全率
Ss-D	2.34
Ss-N ₁	2.11
Ss-N ₂	2.53

【凡例】

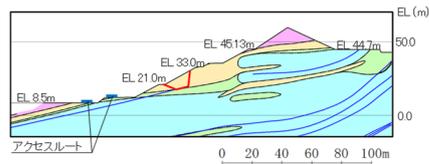
- C+級 岩盤
- Cv級 岩盤
- C級 岩盤
- D級 岩盤
- 埋戻土、盛土
- シーム
- すべり面

図 2.7.2-13(1) 評価結果 (a-a' 断面)



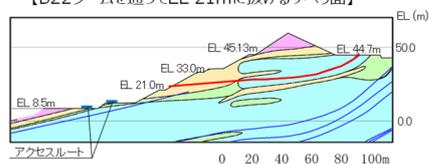
【B22シームを通過してアクセスルートに抜けるすべり面】

基準地震動 S s	すべり安全率
Ss-D	3.92
Ss-N ₁	4.19
Ss-N ₂	4.60



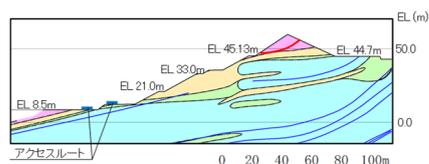
【B22シームを通過してEL 21mに抜けるすべり面】

基準地震動 S s	すべり安全率
Ss-D	3.73
Ss-N ₁	4.40
Ss-N ₂	4.52



【B21シームを通過して斜面中腹に抜けるすべり面】

基準地震動 S s	すべり安全率 (内はばらつき強度のすべり安全率)
Ss-D	1.47 (1.34)
Ss-N ₁	1.87
Ss-N ₂	2.22



【簡便法で設定したD級岩盤を通るすべり線】

【凡例】

- C+級 岩盤
- Cv級 岩盤
- C級 岩盤
- D級 岩盤
- シーム
- すべり面

図 2.7.2-13(2) 評価結果 (b-b' 断面)

(3) 抑止杭の断面配置の考え方

杭の断面配置は、表 2.7.2-2 に示す文献を参考に、以下を満足する位置に設定した。

- ① すべり面の勾配が緩やかな位置
- ② 杭より下流の移動層のすべりが発生しない位置
- ③ 移動層の厚さの比較的厚く、受働破壊が発生しない位置

②、③に係る杭の断面配置の妥当性確認結果は「2.7.4 抑止杭を設置した斜面の安定性評価」の中で示す。

表 2.7.2-2 抑止杭の断面配置の考え方に係る文献調査結果

設計項目	参考文献		参考文献の記載内容を踏まえた抑止杭の配置の考え方
	記載内容	文献	
杭の断面配置	杭の設置位置は、原則として、すべり面の勾配が緩やかなところで、杭より下流の移動層の有効抵抗力が十分期待できる位置とし、かつ移動層の厚さの比較的厚く、受働破壊が起こらないところとする。	最新斜面・土留め技術総覧 (最新斜面・土留め技術総覧編集委員会、1991年)	・杭の断面配置は、以下を満足する位置とする。 ①すべり面の勾配が緩やかな位置 ②杭より下流の移動層のすべりが発生しない位置 ⇒動的解析により確認する。 ③移動層の厚さの比較的厚く、受働破壊が発生しない位置 ⇒動的解析により確認する。

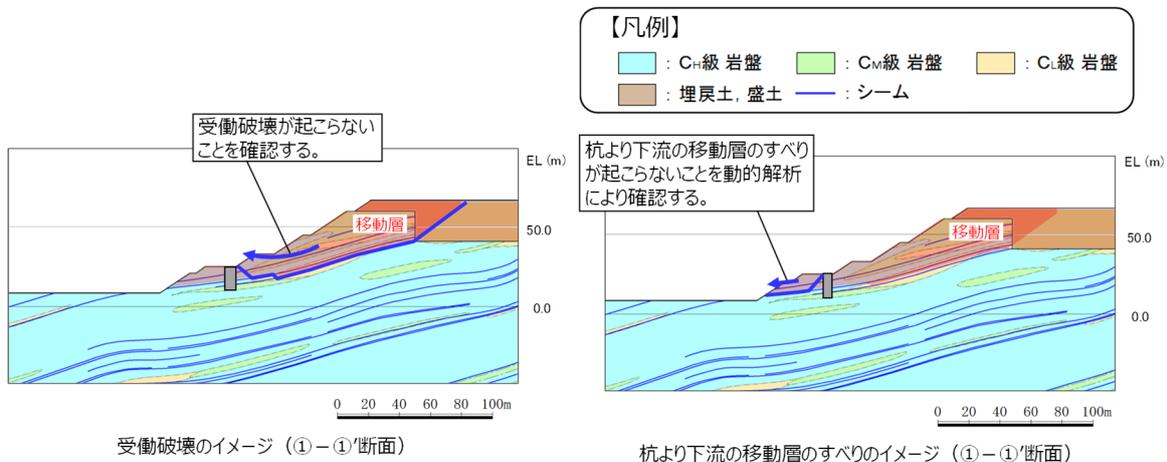


図 2.7.2-14 受働破壊及び杭より下流の移動層のすべりのイメージ

(4) 根入れ深さの考え方

杭の根入れを検討するにあたり、抑止杭設置前の斜面において、すべり安定性評価を実施し、移動層・不動層を特定する。

すべり安定性評価の結果を踏まえ、評価基準値であるすべり安全率 1.0 を下回るすべり面が形成するすべり土塊のうち、最大となる土塊を移動層とし、それより下層を不動層とする。

①-①' 断面における各すべり面のすべり安全率を図 2.7.2-15 に示す。

抑止杭設置前の斜面において、①-①' 断面のすべり安定性評価を実施した結果、すべり安全率 1.0 を下回るすべり面は以下のとおり。

(a) B23・24 シームを通過して法尻に抜けるすべり面

(b) B21・22シームを通過して法尻近傍のC₁級岩盤内でB23・B24シームに飛び移り法尻に抜けるすべり面

上記の (a) 及び (b) のすべり面のうち、すべり土塊が最大となる土塊を移動層、それより下層を不動層とした。(図 2.7.2-16 参照)

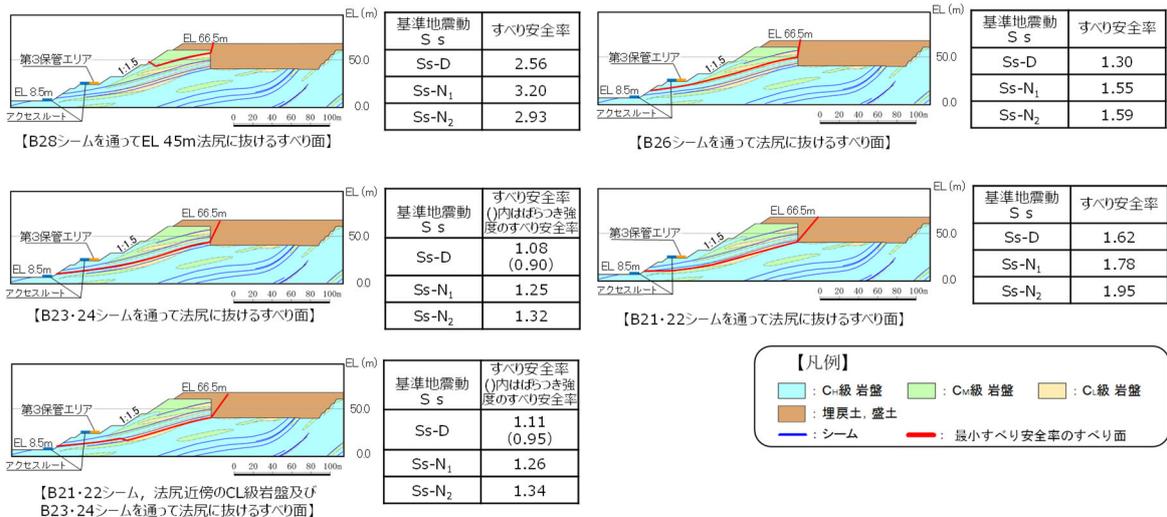


図 2.7.2-15 ①-①' 断面の評価結果

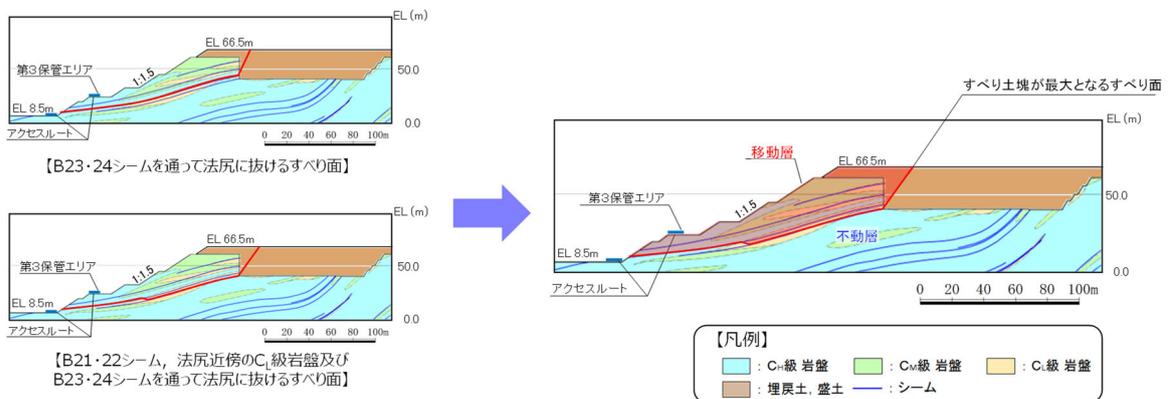


図 2.7.2-16 ①-①' 断面の移動層・不動層

②-②' 断面における各すべり面のすべり安全率を図 2.7.2-17 に示す。

抑止杭設置前の斜面において、②-②' 断面のすべり安定性評価を実施した結果、いずれのすべり面も評価基準値であるすべり安全率 1.0 を上回ることを確認したものの、

「B21・22 シームを通過して斜面中腹に抜けるすべり面」は裕度が小さいことから、当該すべり面が形成するすべり土塊を移動層、それより下層を不動層とした。(図 2.7.2-18 参照)

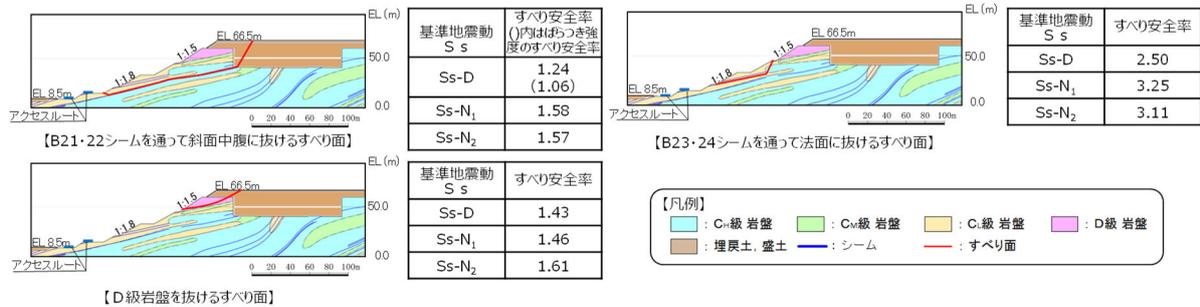


図 2.7.2-17 ②-②' 断面の評価結果

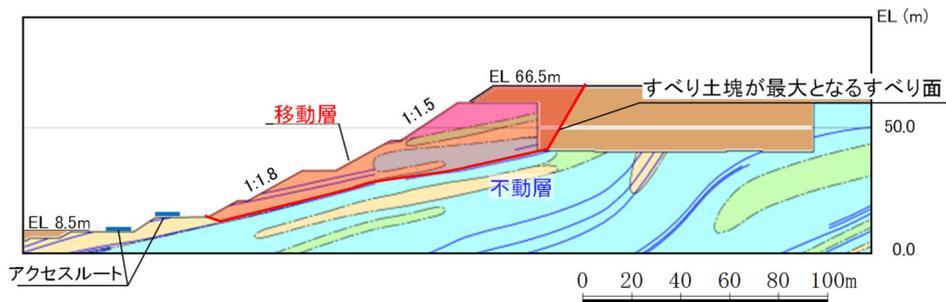


図 2.7.2-18 ②-②' 断面の移動層・不動層

杭の根入れ深さは、特定された不動層に十分根入れされるよう、表 2.7.2-3 に示す文献を参考に設定した。根入れ部が新第三紀中新世の頁岩・凝灰岩主体の岩盤であるため、図 2.7.2-19 のとおり全長の 1/3 以上、根入れを行う。動的解析の応力状態により、不動層における杭周辺の岩盤が健全であることを「2.7.4 (11) 抑止杭周辺地盤の健全性照査結果」において確認する。

表 2.7.2-3 杭の根入れ深さの考え方に係る文献調査結果

設計項目	参考文献		参考文献の記載内容を踏まえた抑止杭の配置の考え方
	記載内容	文献	
杭の根入れ深さ	<p>・根入れ部が結晶片岩、砂岩、花崗岩、安山岩等で堅硬な岩盤の場合には杭の全長の 1/4 程度、第三紀の泥岩や凝灰岩の場合には杭の全長の 1/3 程度、根入れ部の不動層のN値が50以上のときは杭の全長の 1/3 以上とする。</p>	<p>最新斜面・土留め技術総覧 (最新斜面・土留め技術総覧編集委員会、1991年)</p>	<p>根入れ部が新第三紀中新世の頁岩・凝灰岩主体の岩盤であるため、全長の 1/3 以上、根入れを行う。 ⇒動的解析の応力状態により、不動層における杭周辺の岩盤が健全であることを確認する。</p>

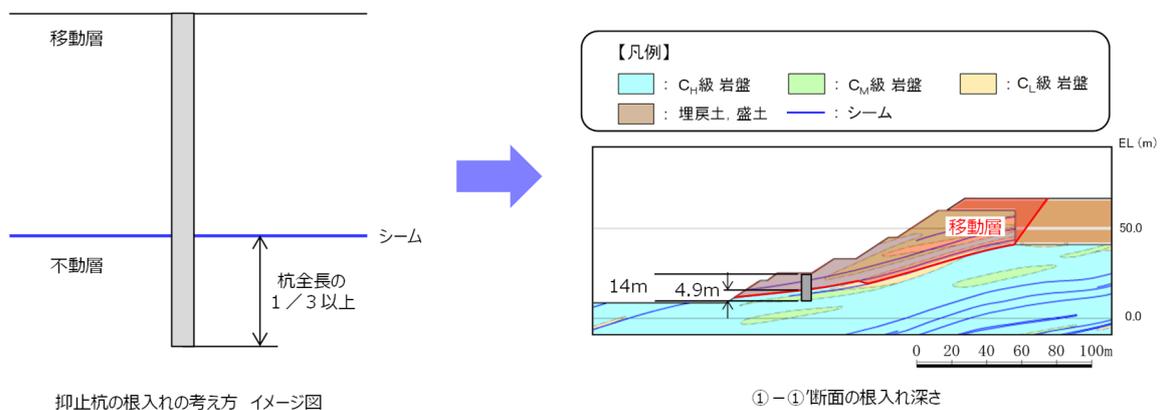


図 2.7.2-19 根入れ深さの考え方

(5) 杭間隔の考え方

杭の間隔については、表 2.7.2-4 に示す文献調査を踏まえ、杭間が岩盤であることから、文献①～④及び岩盤中の深礎杭に係る一般産業施設の施工事例を参考に、必要抑止力を満足するよう、図 2.7.2-20 のとおり杭直径の 2D 程度に設定した。文献②、文献③及び文献④の概要を図 2.7.2-21～図 2.7.2-23 にそれぞれ示す。

抑止杭周辺地盤は C_M ～ C_H 級主体の堅硬な岩盤であるため、シームすべりの側面抵抗が十分に期待できることから、杭間を抜けるすべりは発生しないと考えられるが、掘削による緩みに起因する杭間を抜けるすべりを防止するため、杭間の岩盤を緩ませないよう対策を行っている。（「2.7.2(6) 【杭間の岩盤の緩みに対する施工時の配慮】」参照）

また、以下の検討を行い、杭間隔の妥当性を確認した。

一般産業施設の施工事例について、杭間隔及び S_s 規模の地震による被災事例に着目して確認した結果、 S_s 規模の事例がないことから、文献①～④を踏まえ、杭間隔の妥当性を確認するため、杭間及び杭周辺をモデル化できる 3次元 FEM 解析を実施した。

（「2.7.6 対策工（抑止杭）を設置した斜面の抑止杭間の岩盤の健全性」参照）

また、中抜け現象の発生に係る判定基準について、文献④を踏まえて整理し、2次元 FEM 解析及び 3次元 FEM 解析において判定を行った。

その結果、区間Ⅰ、区間Ⅱともに、判定基準を満足しており、中抜け現象は起こらないと評価する。（2.7.6(6)参照）

表 2.7.2-4 杭間隔の考え方に係る文献調査結果

設計項目	参考文献			参考文献の記載内容を踏まえた杭間隔の考え方
	記載内容	対象	文献	
杭の間隔	<ul style="list-style-type: none"> 杭間隔が基礎径の2倍程度未満となると、支持地盤が掘削時の影響により隣接基礎の周面を緩め、地盤抵抗の減少や斜面の不安定化のおそれがあるため、最小中心間隔は基礎径の2倍程度とするのがよいとしている。 	岩盤（支持層）の深礎基礎	文献①：斜面上の深礎基礎設計施工便覧（公益社団法人日本道路協会，2012年）	杭間隔を杭直径の2D程度とする。杭間隔の妥当性を確認するため、杭間の岩盤の中抜けを想定した3次元FEM解析を実施する。中抜け現象の発生に係る判定基準（（6）参照）に基づき、中抜け現象の発生の有無を評価する。
	<ul style="list-style-type: none"> 標準杭間隔として、移動層の厚さ20m以上では杭の間隔は4m以下を目安とする。 上記の数値の他に杭の直径の8倍以内を杭間隔の一応の目安とすることができる。 	土質もしくは岩石で構成される移動層中の杭工	文献②：最新斜面・土留め技術総覧（最新斜面・土留め技術総覧編集委員会，1991年）	
	<ul style="list-style-type: none"> 風化まさ土地帯の抑止杭を対象とし、大型一面せん断機による模型実験により、杭間隔と中抜け現象及び杭の負担荷重の相関性について考察した。 杭間隔を変えて実験を行った結果、8D以上になると中抜けしやすくなることが分かったため、適切な杭間隔として8D以下が一つの目安になることが分かった。 中抜け現象は、移動層と不動層の層境の移動層底部の土塊が杭間をトコロテン状にすべり抜け、地表面付近の土塊も一体にすべり抜けようとし、手前にせり出す際の亀裂の発生により、崩壊している現象と考えられる。 	土質で構成される移動層中の杭	文献③：斜面崩壊抑止杭に関する模型実験（技術研究所報 No. 19, 佐藤工業（株），1993年）	
	<ul style="list-style-type: none"> 砂質地盤の斜面に設置された抑止杭を対象とした模型実験により、地盤の移動状態、アーチ効果と杭配置との関係を検討している。 一般に、並列杭前面にはアーチ効果が期待でき、上流側からの作用応力が杭体に集中し、杭間における作用応力が小さくなる。 引張領域に配置された抑止杭でも、杭間隔が8D未満であれば、中抜け現象に対する抑止になることが分かった。 	砂地盤の斜面に設置された杭	文献④：室内模型実験による地すべり抑止杭の抑止機構に関する考察（足立ほか，1988年）	

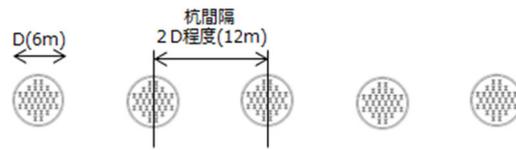


図 2.7.2-20 ①-①' 断面の杭間隔等（イメージ図）

6.2.17 標準杭間隔³³⁾

標準杭間隔として次の数値を目安とする。

移動層の厚さ (m)	杭の間隔 (m)
～ 1.0	2.0 以下
1.0 ～ 2.0	3.0 以下
2.0 以上	4.0 以下

杭の間隔は単列、千鳥配列共に地すべりの上流又は下流から見た投影間隔を意味し、その距離は杭の芯間距離とする (図34 参照)。

上記の数値の他に杭の直径の8倍以内を杭間隔の一応の目安とすることができる。

これらの数値は経験や実験結果にもとづいて定められたものであり、削孔による地盤のゆるみや乱れの影響が重複せず、したがって土塊の中抜けを起こさず、杭に所定の地すべり力が作用するための条件の目安として用いることができる。

なお、杭の施工上孔壁間の距離は約1m以上を確保する必要があるので杭間隔の決定にあたってはこの点を考慮する必要がある。設計計算上孔壁間の距離が約1m未満となる場合には杭配列を千鳥配列とする。

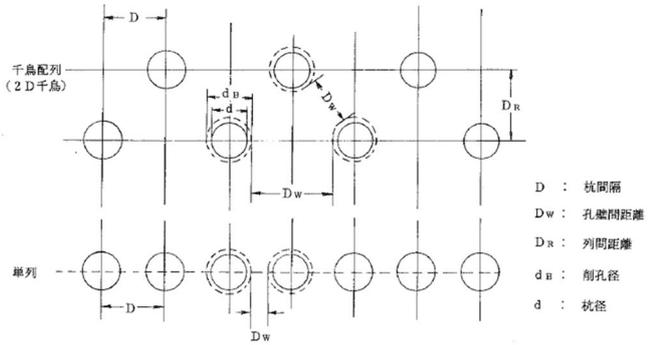
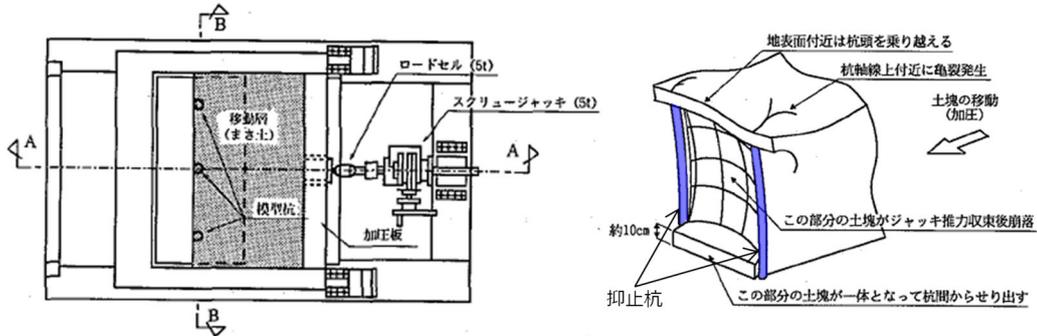


図34 杭間隔および杭の配列³³⁾

文献②を抜粋，加筆

図 2.7.2-21 文献②の概要



平面図
実験装置概要
(文献③より抜粋)

実験結果イメージ図 (杭間からの土の中抜け状況)
(文献③より抜粋，一部加筆)

図 2.7.2-22 文献③の概要

(6) 中抜け現象の発生に係る判定基準の設定

【文献④の詳細内容】

文献④で実施された実験は図 2.7.2-23 に示すとおり、抑止杭を設置した砂質地盤を想定した地盤模型を約 90° 回転させ、模型の底部が一様に降下する降下床によって流動を表現し、地すべり抑止杭の抑止機構を実験的に調べたものである。

杭間隔、杭形等を変化させ、地盤の流動を観察することにより以下のような知見を得た。

・杭周辺の地盤の移動

図 2.7.2-24 に実験装置の杭と標点の位置関係、図 2.7.2-25 に実験結果の一例を示す。 $\Delta x / \Delta \delta$ が 0.6 以下である点は、杭体及び杭間のアーチ効果によって流動を阻止されている点であるとされており、標点番号 9, 15 の動きに着目すると、この標点あたりが遷移領域と考えられることから、図 2.7.2-24 のようなアーチの位置が推定できるとされている。

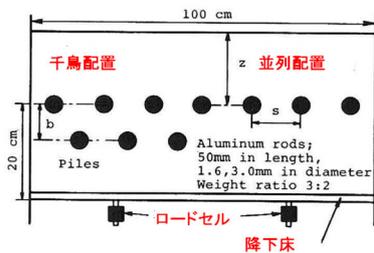


図 2.7.2-23 実験装置概要

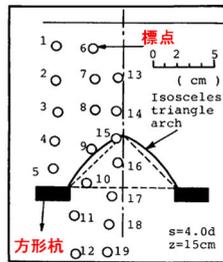


図 2.7.2-24 実験装置の杭と標点の位置関係

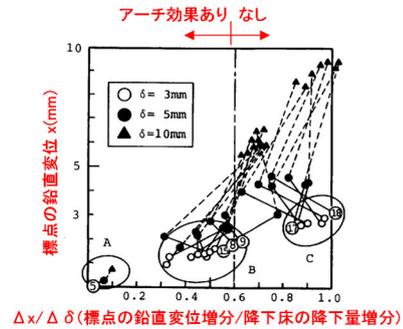


図 2.7.2-25 実験結果の一例 (標点の鉛直変位と降下床の降下量の関係)

・中抜け現象に対するアーチ効果が発揮されるメカニズム

上記の整理結果も含め、図 2.7.2-26 のとおりアーチ効果のメカニズムについて考察されている。杭間の粒子 A, B, C, D に着目すると、降下床の降下とともに粒子 D は降下床と同様の降下をし、粒子 B, C も D に引きずられ下方に移動するが、粒子 A は、ある程度降下するとアーチ状の粒子の列が杭の存在によって結びつき、斜線で示した部分の荷重が杭体に作用するとされている。

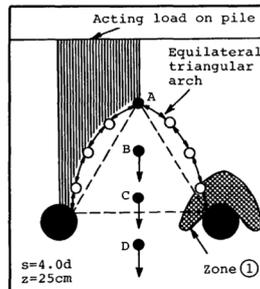


Fig. 6 アーチ効果

図 2.7.2-26 アーチ効果のメカニズム

円形杭と方形杭を比較すると、一般に円形杭は形状からアーチ効果の支持点となる足場になる場所（図 2.7.2-27 の領域C）が不安定であるため、アーチ効果は発揮されにくい
が、円形杭であっても、杭周辺の変形を止めればアーチ効果による抑止効果は大きくなる
とされている。

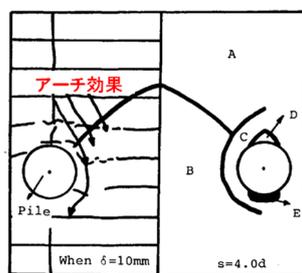


Fig.7 並列円形杭周辺における地盤の移動と分割領域

図 2.7.2-27 並列円形杭周辺における地盤の移動

・杭間隔のアーチ効果への影響

図 2.7.2-28 の並列杭の中心の杭に作用する荷重Hと降下床の降下量 δ の関係から以下のことが読み取れるとされている。

- (a) Hは $\delta=3\sim 5\text{mm}$ 時に最大荷重を取り、以後徐々に減少することから、始めはアーチ効果により荷重による作用応力が杭帯に集中するが、降下量が5mmを超えるとアーチは徐々に切れ始め、杭体に作用する荷重は減少することが分かる。
- (b) δ が 10mm を超えると単杭と $s=8D$ の挙動は同じになる。これより、杭間隔が8D以上になるとアーチ効果が発揮されないことが分かる。

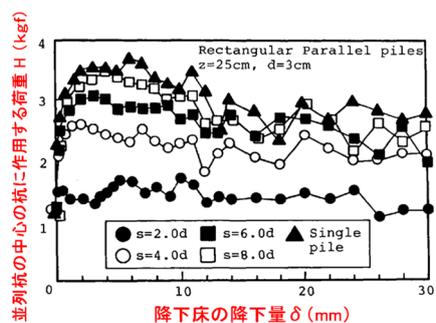


Fig.9 並列杭の中心に作用する荷重と降下床の降下量との関係

図 2.7.2-28 杭に作用する荷重と降下床の降下量の関係

【中抜け現象の発生に係る判定基準】

中抜け現象に係る岩盤の評価に当たっては、文献④のを参考に、杭間及び杭背後の岩盤部の健全性に着目し、岩盤の応力が集中する範囲の安定性に係る判定基準を設定した。表2.7.2-5に文献④を踏まえた中抜け現象の発生に係る判定基準を示す。

表 2.7.2-5 文献④を踏まえた中抜け現象の発生に係る判定基準

文献④の内容	判定基準
<ul style="list-style-type: none"> • 一般に、並列杭にはアーチ効果が期待でき、上流側からの作用応力が杭体に集中し、杭間における作用応力が小さくなる。 • アーチ効果の有無は降下床の降下量により変化する。ある程度の降下量まではアーチ効果を発現するが、それ以上ではアーチは徐々に切れ始め、中抜け現象が発生する。 • アーチ効果の支持部が不安定な場合、アーチ効果は発揮されにくい。 • 杭周辺の流動領域の変形を止めれば、抑止効果は大きくなる。 	<ul style="list-style-type: none"> • 杭背後の岩盤が杭間から中抜けしないことを確認するため、杭背後の岩盤において、局所安全係数分布図によりせん断強度及び引張強度に達した要素がないことを確認する。 • 杭背後では、隣同士の杭を結ぶようにアーチ状に応力が集中すると考えられ、当該範囲の応力状態が厳しいと考えられることから、当該範囲に着目して確認を行う。 • 杭間の岩盤が中抜けしないことを確認するため、杭間の岩盤において、同様の確認を行う。

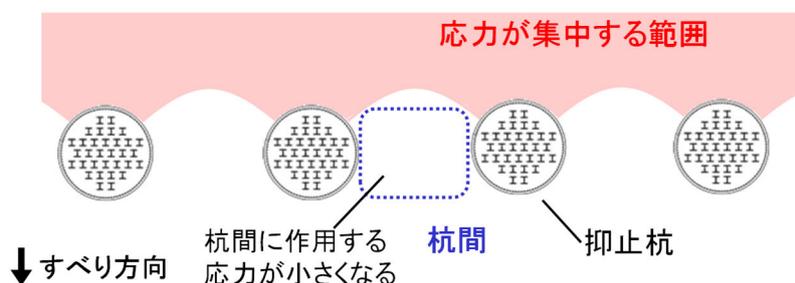


図 2.7.2-29 岩盤の局所安全係数分布図において確認する範囲

【杭間の岩盤の緩みに対する施工時の配慮】

「道路橋示方書(I 共通編・IV 下部構造編)(社)日本道路協会, 2002年3月)」及び「斜面上の深礎基礎設計施工便覧(社)日本道路協会, 2012年3月)」によると、深礎基礎の施工時には、発破作業を原則として避けることとされている。

また、「斜面上の深礎基礎設計施工便覧(社)日本道路協会, 2012年3月)」によると、発破掘削は岩盤を効率よく掘削することができる反面、地山を緩めやすく、機械掘削は地山の緩みが小さいとされている。

これらを踏まえ、島根サイトの深礎杭の掘削では、 $C_M \sim C_H$ 級の堅硬な岩盤に対し、地山を緩めやすい発破掘削を避け、緩みの小さい『機械掘削』を採用している。図2.7.2-30～図2.7.2-32に島根サイトの深礎杭の掘削面及び掘削状況の写真を示す。



図 2.7.2-30 島根サイトの深礎杭 掘削面の写真 (南側)



図 2.7.2-31 掘削状況写真



図 2.7.2-32 掘削面の近接写真

2.7.3 抑止杭の耐震評価

(1) 評価方針

基準地震動 S_s が作用した場合に、抑止杭の機能が維持されていることを確認するため、耐震評価を実施する。耐震評価においては、地震応答解析結果における照査用応答値が許容限界値を下回ることを確認する。

(2) 適用規格

適用する規格、基準等を以下に示す。

- ・最新斜面・土留め技術総覧(最新斜面・土留め技術総覧編集委員会, 1991年)
- ・斜面上の深礎基礎設計施工便覧((社)日本道路協会, 2012年3月)
- ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕((社)土木学会, 2002年3月)
- ・道路橋示方書・同解説(I 共通編・II 鋼橋編)((社)日本道路協会, 2002年3月)
- ・道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV 下部構造編)((社)日本道路協会, 2002年3月)

(3) 解析用物性値(地盤)

地盤の解析用物性値については、「2.6.2.3 解析用物性値」に記載のとおりとする。

(4) 解析用物性値(抑止杭, 物理特性・変形特性)

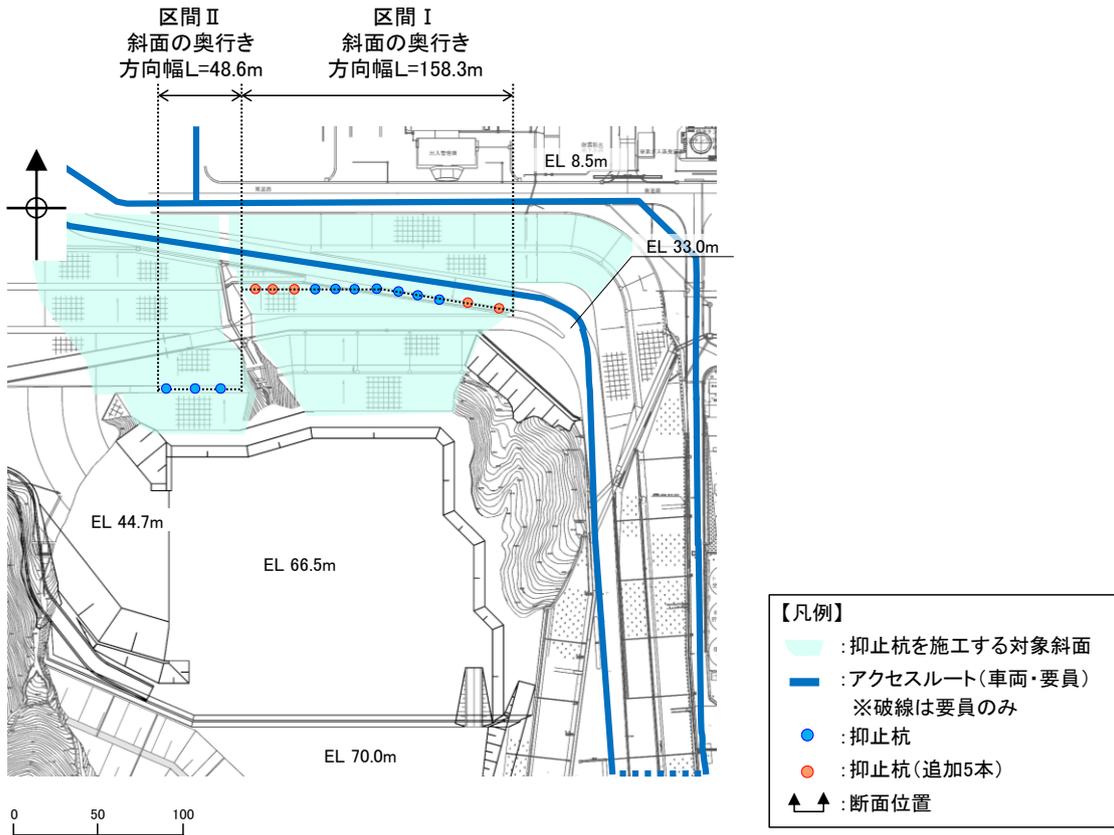
耐震評価に用いる材料定数は、設計図書及び文献等を基に設定する。抑止杭の使用材料を表2.7.3-1に示す。

表 2.7.3-1 抑止杭の使用材料

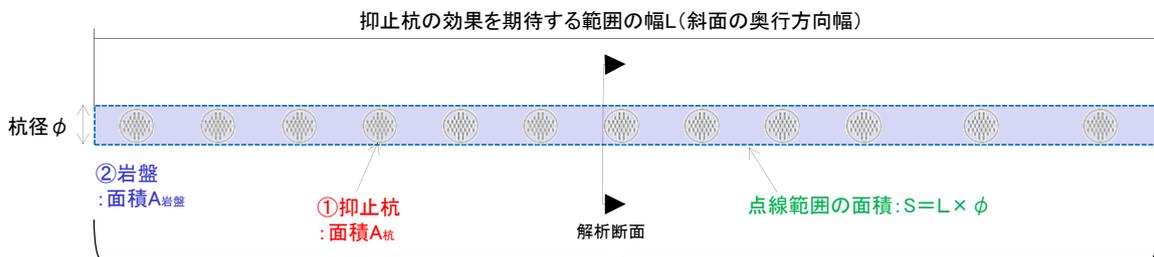
材 料		諸 元
抑止杭	コンクリート	設計基準強度 $F_c=24\text{N/mm}^2$
	鉄筋	SD345 D38, D51
	H鋼	SM490 H458×417×30×50

抑止杭の解析用物性値の設定概要図を図 2.7.3-1 に示す。

抑止杭の杭間には岩盤が存在することから、抑止杭の単位奥行当たりの解析用物性値については、抑止杭と岩盤を合成した物性値を設定する。合成する物性値は、単位体積重量、静弾性係数及び動せん断弾性係数とし、ポアソン比及び減衰定数については、抑止杭の構造主体である鉄筋コンクリートの一般値を用いる。合成方法は、各区間において抑止杭及び岩盤の断面積を算定して両者の断面積比に物性値を乗じて足し合わせる。



平面図



$$\text{合成した抑止杭の単位奥行当たりの物性値} = \text{物性値(杭)} \times \frac{\text{面積}A_{杭}}{\text{面積}S} + \text{物性値(岩盤)} \times \frac{\text{面積}A_{岩盤}}{\text{面積}S}$$

設定概要図(例: 区間 I)

図 2.7.3-1 抑止杭の解析用物性値の設定概要図

抑止杭及び岩盤の物性値を表 2.7.3-2 に示す。

抑止杭及び岩盤の断面積の算定式を式 (1) ~ (3) に、算定した岩盤等の断面積及び全断面積に対する岩盤等の断面積比を表 2.7.3-3 に示す。

合成した抑止杭の単位奥行当たりの解析用物性値の算定式を式 (4) ~ (6) に、算定結果を表 2.7.3-4 に示す。

【断面積】

H 鋼 : $A_H = A_{H1} \times n_H$ (1)

A_H : 杭 1 本当たりの H 鋼の断面積 (m²)

A_{H1} : H 鋼 1 本当たりの断面積 (=52860×10⁻⁶ m²)

n_H : 杭 1 本当たりの H 鋼本数 (区間 I : 41 本, 区間 II : 32 本)

鉄筋コンクリート : $A_{con} = \pi (R/2)^2 - A_H$ (2)

A_{con} : 杭 1 本当たりの鉄筋コンクリートの断面積 (m²)

R : 杭直径 (=6m)

岩 盤 : $A_R = R \times L / n_K$ (3)

A_R : 杭 1 本当たりが分担する岩盤の断面積 (m²)

L : 抑止杭の効果を期待する範囲の幅

(区間 I : 158.3m, 区間 II : 48.6m)

n_K : 杭本数 (区間 I : 12 本, 区間 II : 3 本)

【断面積比により合成した抑止杭及び岩盤の物性値】

単位体積重量 : $\gamma = \gamma_{con} \times \eta_{con} + \gamma_H \times \eta_H + \gamma_R \times \eta_R$ (4)

$\gamma_{con}, \gamma_H, \gamma_R$: コンクリート, H 鋼及び岩盤の単位体積重量 (表 2.7.3-2 参照)

$\eta_{con}, \eta_H, \eta_R$: コンクリート, H 鋼及び岩盤の断面積比 (表 2.7.3-3 参照)

静弾性係数 : $E = E_{con} \times \eta_{con} + E_H \times \eta_H + E_R \times \eta_R$ (5)

E_{con}, E_H, E_R : コンクリート, H 鋼及び岩盤の静弾性係数 (表 2.7.3-2 参照)

$\eta_{con}, \eta_H, \eta_R$: コンクリート, H 鋼及び岩盤の断面積比 (表 2.7.3-3 参照)

動せん断弾性係数 : $G = G_{con} \times \eta_{con} + G_H \times \eta_H + G_R \times \eta_R$ (6)

G_{con}, G_H, G_R : コンクリート, H 鋼及び岩盤の動せん断弾性係数 (表 2.7.3-2 参照)

$\eta_{con}, \eta_H, \eta_R$: コンクリート, H 鋼及び岩盤の断面積比 (表 2.7.3-3 参照)

表 2.7.3-2 抑止杭及び岩盤の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m ³)	静弾性係数E (×10 ³ N/mm ²)	動せん断弾性係数G (×10 ³ N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 (%)
抑止杭	鉄筋コンクリート	24.5* ¹	25.00* ¹	10.42* ²	0.20* ¹	5* ¹
	H鋼	77.0* ¹	200.00* ⁴	77.00* ⁴	0.30* ⁴	2* ³
岩盤	①-①'	25.1* ⁵	3.74* ⁵	6.55* ⁵	0.19* ⁵	3* ³
	②-②'			2.07* ⁵		

注記*1：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（(社)土木学会，2002年）に基づき設定

*2： $G = E/2(1 + \nu)$ により算定

*3：JEAG4601-1987に基づき設定

*4：道路橋示方書・同解説 I 共通編（(社)日本道路協会，2002年）に基づき設定

*5：斜面の抑止杭近傍岩盤の物性値として，以下の物性値を用いる

①-①'：C_H級頁岩・凝灰岩の互層，第③速度層

②-②'：C_H級頁岩・凝灰岩の互層，第②速度層

表 2.7.3-3 算定に用いた抑止杭及び岩盤の断面積比

材料		断面積 (m ²) *		断面積比	
		①-①'	②-②'	①-①'	②-②'
抑止杭	鉄筋コンクリート	26.11	26.58	0.33	0.27
	H鋼	2.17	1.69	0.03	0.02
岩盤		50.86	68.96	0.64	0.71
合計		79.14	97.24	1.00	1.00

注記*：抑止杭の効果を期待する範囲における各材料の断面積を杭本数で除した，杭1本当たりの断面積を記載

表 2.7.3-4 合成した抑止杭の単位奥行当たりの解析用物性値

対象斜面	断面積比により合成して設定			鉄筋コンクリートの物性値を設定	
	単位体積重量 (kN/m ³)	静弾性係数 (×10 ³ N/mm ²)	動せん断弾性係数 (×10 ³ N/mm ²)	ポアソン比	減衰 (%)
①-①'	26.3	16.13	9.76	0.20	5
②-②'	25.8	12.97	5.66	0.20	5

(5) 地震応答解析手法

解析手法は「2.6.2.2 地震応答解析手法」と同じものを用いる。

地震時の応力は、静的解析による常時応力と、地震応答解析による地震時増分応力を重ね合わせるにより求める。

常時応力は、建設過程を考慮し、図 2.7.3-2 に示すとおり、3 ステップに分けて解析を実施する。

常時応力解析時の境界条件は、底面を固定境界とし、自重による鉛直方向の変形を拘束しないよう、側面をローラー境界とする。

- ・ステップ1：地盤の自重計算により初期応力を求める。
- ・ステップ2：敷地造成工事による切取に伴う開放力を反映する。
- ・ステップ3：抑止杭の掘削に伴う開放力及び建込みに伴う荷重を反映する。
敷地造成工事による埋戻土の荷重を反映する。

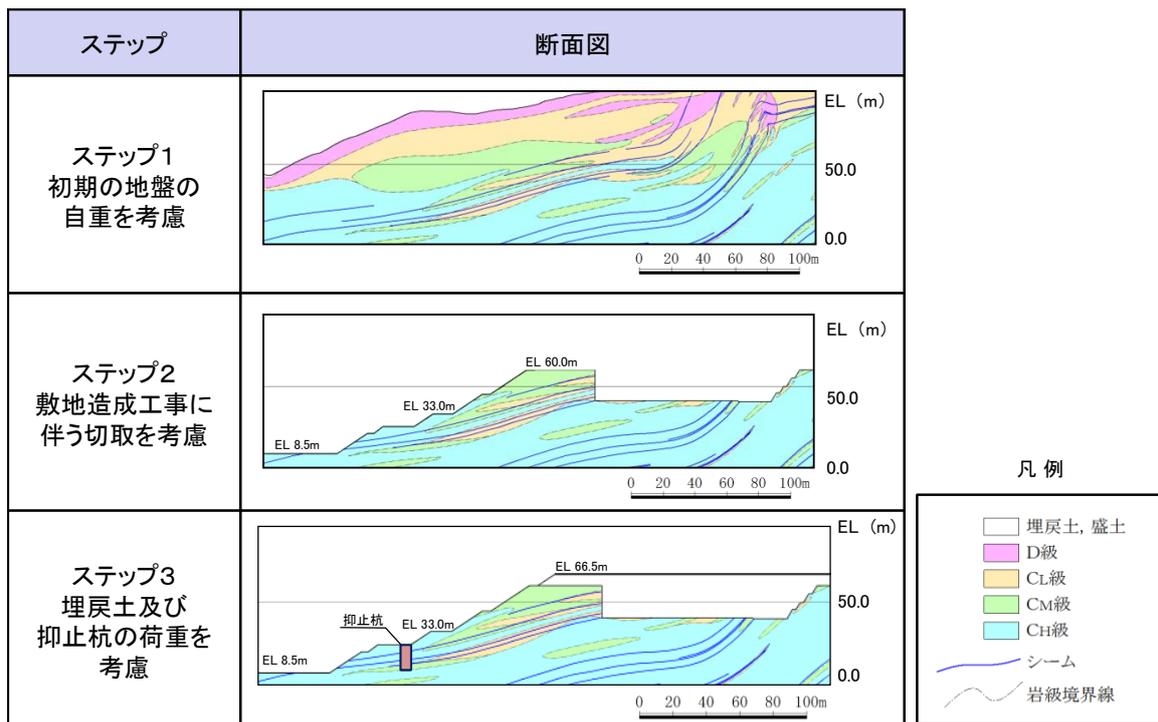


図 2.7.3-2 常時応力解析ステップ図 (例：①-①' 断面)

(6) 解析モデルの設定

①-①' 断面及び②-②' 断面の解析モデル図を図 2.7.3-3～図 2.7.3-6 に示す。
解析モデルには、地盤及び抑止杭をモデル化した。

【解析領域】

側面境界及び底面境界は、斜面頂部や法尻からの距離が十分確保できる位置に設定した。

【境界条件】

エネルギーの逸散効果を評価するため、側面はエネルギー伝達境界、底面は粘性境界とした。

【地盤のモデル化】

平面ひずみ要素でモデル化する。シームはジョイント要素でモデル化する。

【抑止杭のモデル化】

平面ひずみ要素でモデル化する。

【地下水位の設定】

保守的に地表面に設定する。

【減衰特性】

J E A G 4 6 0 1-2015 に基づき、岩盤の減衰を 3% に設定する。抑止杭の減衰は、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年）に基づき，5% に設定する。

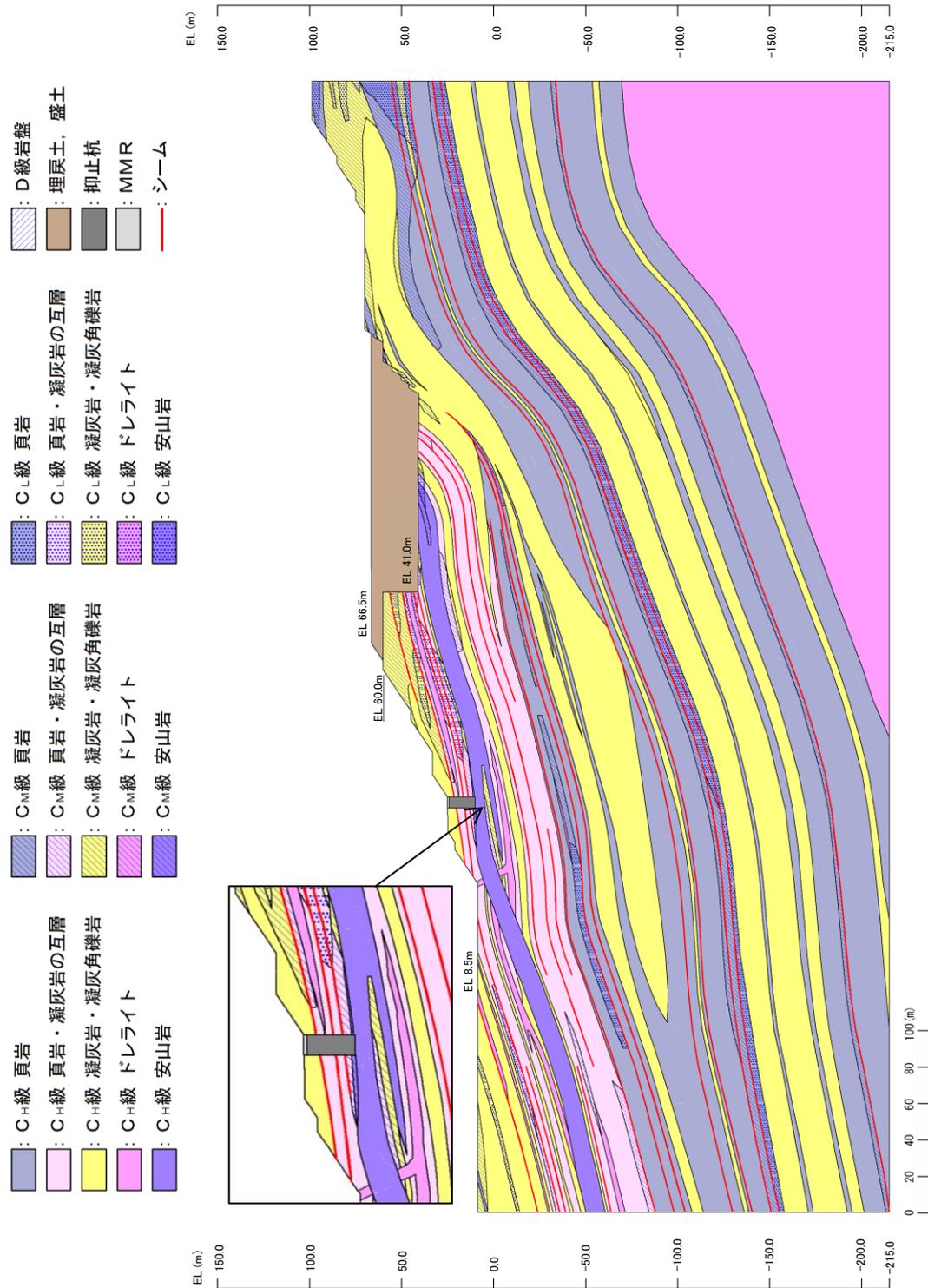


図 2.7.3-3 ①-①' 断面 解析用岩盤分類図

- | | | | |
|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|-------------|
| ■ : C _H 級 頁岩 | ■ : C _M 級 頁岩 | ■ : C _L 級 頁岩 | ■ : D級岩盤 |
| ■ : C _H 級 頁岩・凝灰岩の互層 | ■ : C _M 級 頁岩・凝灰岩の互層 | ■ : C _L 級 頁岩・凝灰岩の互層 | ■ : 埋戻土, 盛土 |
| ■ : C _H 級 凝灰岩・凝灰角礫岩 | ■ : C _M 級 凝灰岩・凝灰角礫岩 | ■ : C _L 級 凝灰岩・凝灰角礫岩 | ■ : 抑止杭 |
| ■ : C _H 級 ドレライト | ■ : C _M 級 ドレライト | ■ : C _L 級 ドレライト | ■ : MMR |
| ■ : C _H 級 安山岩 | ■ : C _M 級 安山岩 | ■ : C _L 級 安山岩 | — : シーム |

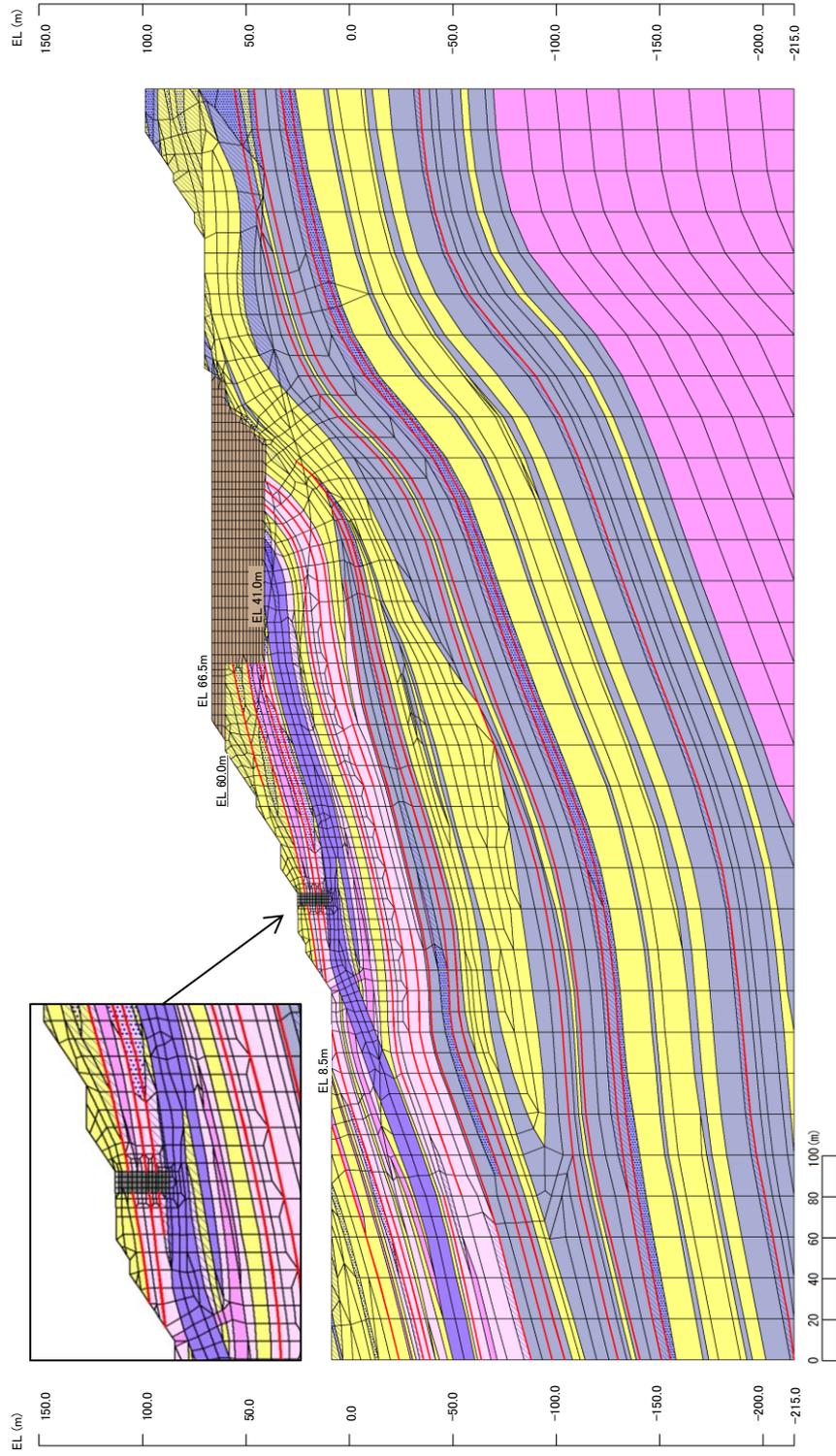


図 2.7.3-4 ①-①' 断面 解析用要素分割図

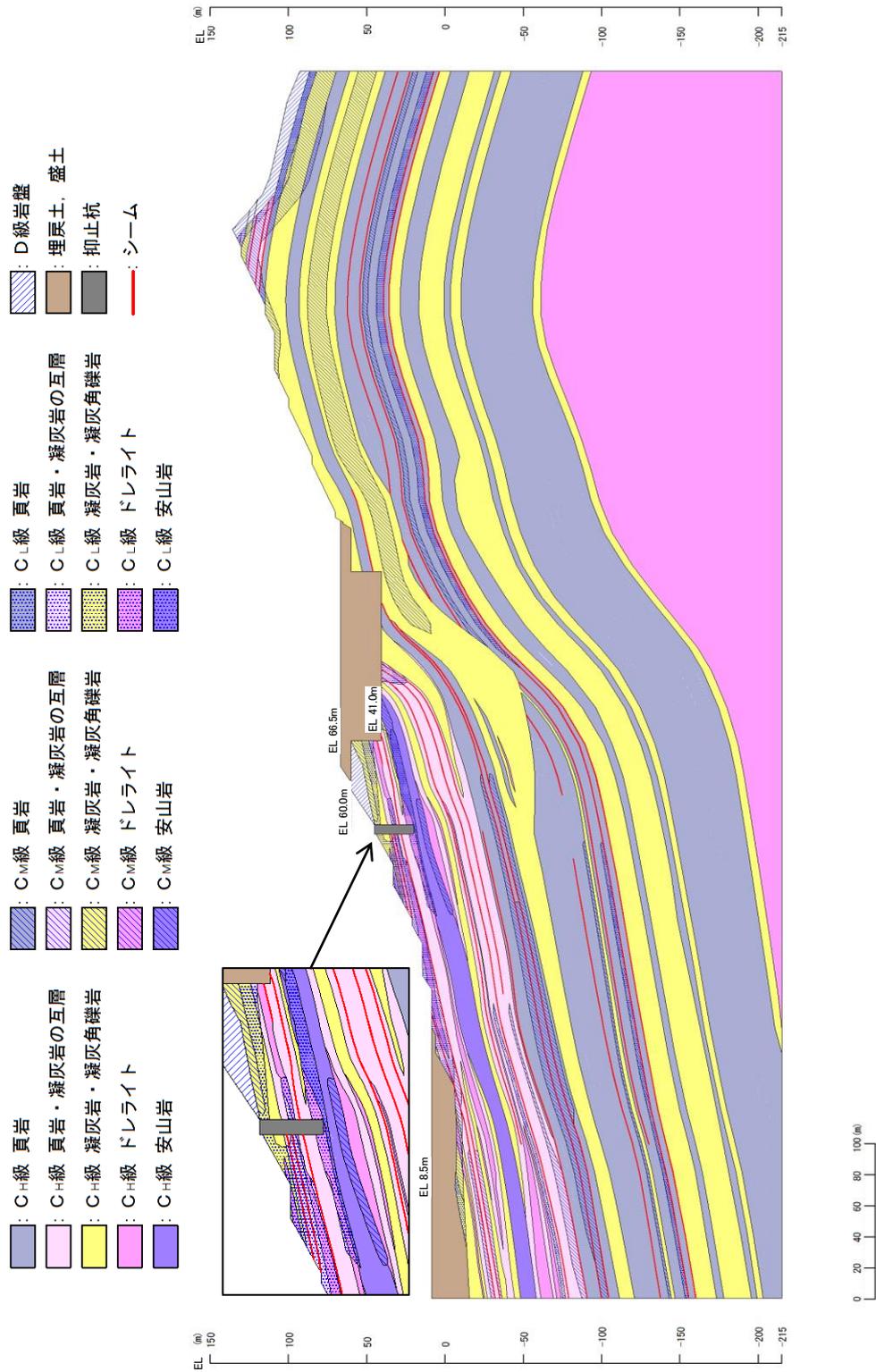


図 2.7.3-5 ②-②' 断面 解析用岩盤分類図

- | | | | |
|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|-------------|
| ■ : C _H 級 頁岩 | ■ : C _M 級 頁岩 | ■ : C _L 級 頁岩 | ■ : D級岩盤 |
| ■ : C _H 級 頁岩・凝灰岩の互層 | ■ : C _M 級 頁岩・凝灰岩の互層 | ■ : C _L 級 頁岩・凝灰岩の互層 | ■ : 埋戻土, 盛土 |
| ■ : C _H 級 凝灰岩・凝灰角礫岩 | ■ : C _M 級 凝灰岩・凝灰角礫岩 | ■ : C _L 級 凝灰岩・凝灰角礫岩 | ■ : 抑止杭 |
| ■ : C _H 級 ドレライト | ■ : C _M 級 ドレライト | ■ : C _L 級 ドレライト | ■ : シーム |
| ■ : C _H 級 安山岩 | ■ : C _M 級 安山岩 | ■ : C _L 級 安山岩 | |

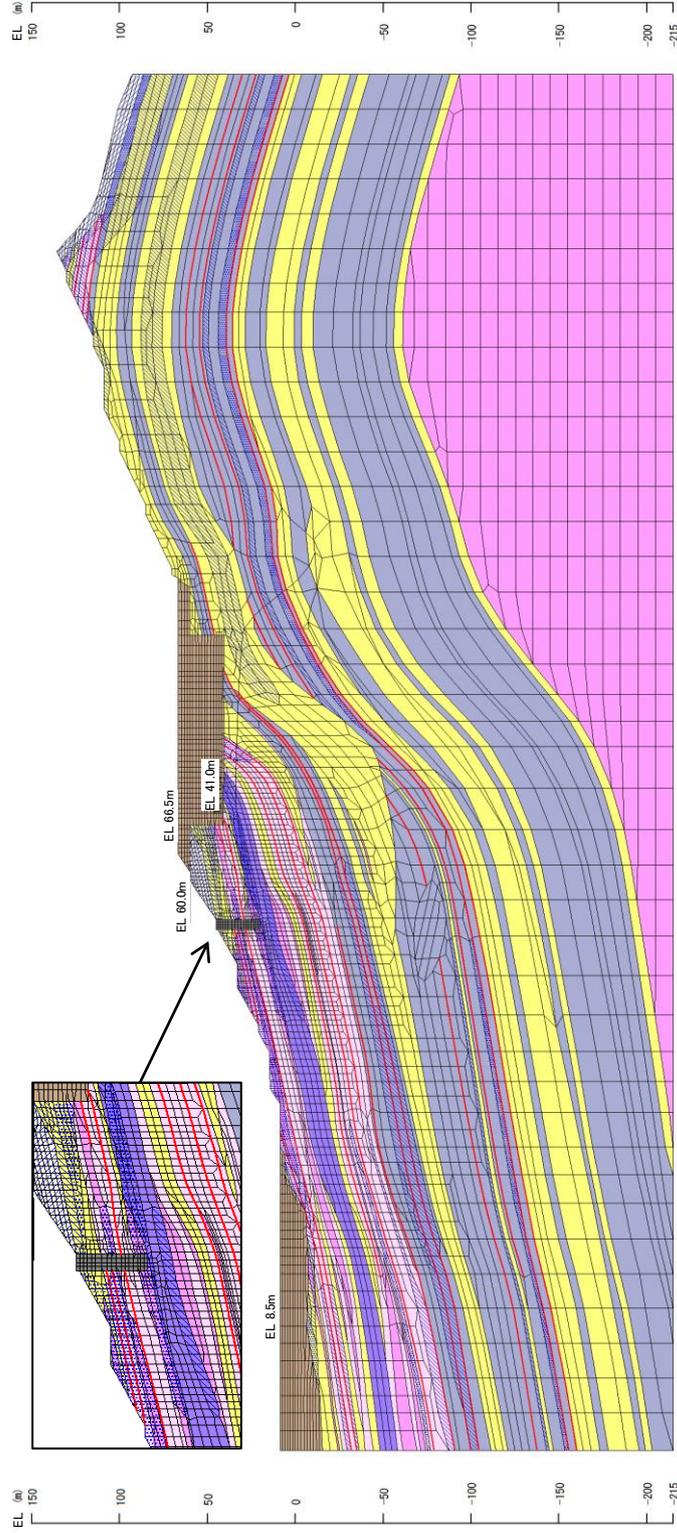


図 2.7.3-6 ②-②' 断面 解析用要素分割図

(7) 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、以下のとおり設定する。

【耐震計価上考慮する状態】

抑止杭の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(a) 運転時の状態

発電用原子炉施設が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(b) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(c) 設計用自然条件

常時荷重に対して極めて小さいため、積雪の影響は考慮しない。

大部分が地中に埋設された構造物であり、地上部分が少なく風の影響をほとんど受けないため、風の影響は考慮しない。

(d) 重大事故等時の状態

重大事故等時の影響を受けないことから考慮しない。

【荷重】

抑止杭の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(a) 固定荷重 (G)

固定荷重として、自重を考慮する。

(b) 積載荷重 (P)

積雪等の影響を考慮しないことから、組合せに考慮しない。

(c) 地震荷重 (S_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

【荷重の組合せ】

荷重の組合せを表 2.7.3-5 に示す。

表 2.7.3-5 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S _s)	G + S _s

G : 固定荷重

S_s : 地震荷重 (基準地震動 S_s)

(8) 許容限界

【断面力の算定】

抑止杭に発生する断面力は、地震時応答解析から求まる抑止杭の各要素に生じる応力から、抑止杭に作用する断面力（軸力、曲げモーメント及びせん断力）を算定する。断面力算定の概念図を図 2.7.3-7 に示す。

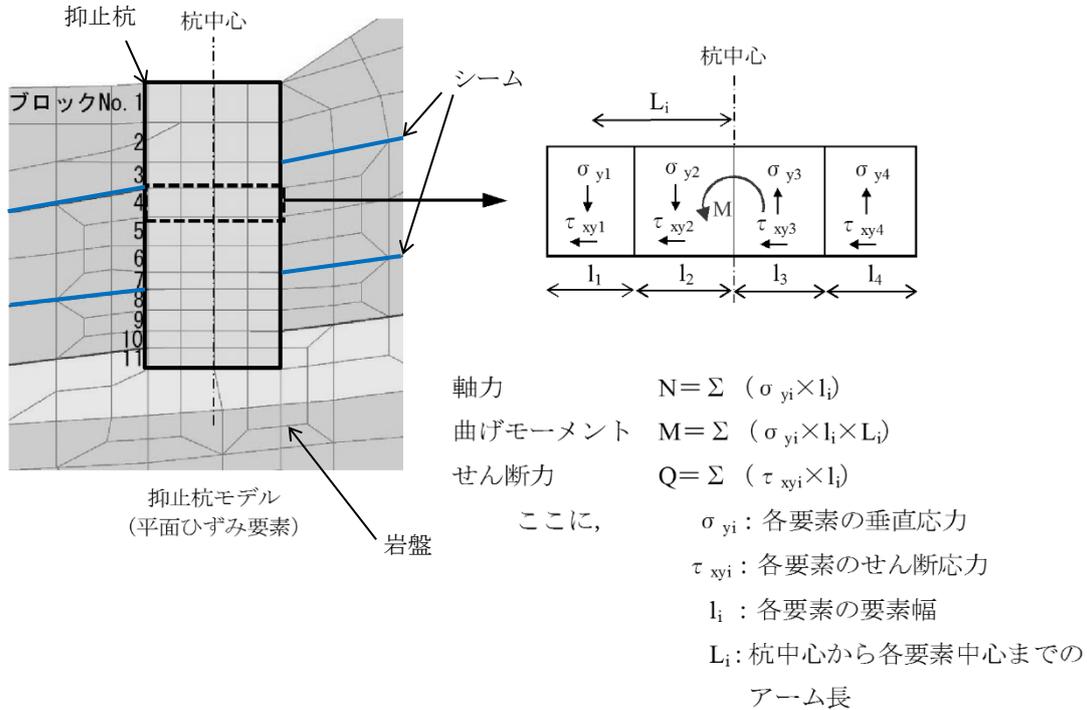


図 2.7.3-7 断面力算定の概念図

【照査方法】

斜面上の深礎基礎設計施工便覧((社)日本道路協会, 2012年3月)に基づき、せん断破壊に対する照査及び曲げ破壊に対する照査を実施する。

せん断破壊に対する照査は、発生する最大せん断力が抑止杭の許容せん断抵抗力（短期）を下回ることを確認する。

曲げ破壊に対する照査は、最大曲げモーメント発生時の軸力及び曲げモーメントから算定されるコンクリートの曲げ圧縮応力度及び鉄筋の引張応力度が、コンクリート及び鉄筋の許容応力度（短期）を下回ることを確認する。

【抑止杭に作用するせん断力の算定】

抑止杭に作用するせん断力は図 2.7.3-7 により算定する。

【曲げ応力度の算定】

曲げ応力度の算定式は以下のとおり。

$$\sigma_c = \frac{M + N \times r}{r^3} C$$

$$C = \frac{1 - \cos\phi}{\frac{2\sin\phi}{3} \times \phi \times \cos\phi + \sin\phi \times \cos^2\phi + \frac{\phi}{4} - \frac{\sin\phi \cos\phi}{4} - \frac{\sin^3\phi \cos\phi}{6} + \pi np \left[\frac{\alpha^2}{2} - \cos\phi \right]}$$

$$np = n \times \frac{As}{\pi r^3}$$

- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度
- M : 曲げモーメント
- N : 軸力
- r : 抑止杭半径
- ϕ : 中立軸の位置を示す中心角
- α : 軸方向鉄筋中心までの半径 r_s /抑止杭半径 r
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比
- As : 軸方向鉄筋の断面積

$$\sigma_s = \frac{M + N \times r}{r^3} Sn$$

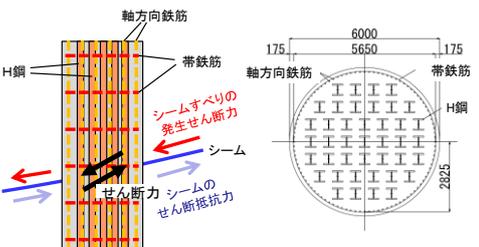
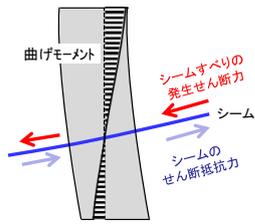
$$S = C \times \frac{\alpha + \cos\phi}{1 - \cos\phi}$$

- σ_s : 鉄筋の引張応力度

【抑止杭に期待する効果等】

島根原子力発電所の抑止杭に期待する効果及び効果を発揮するためのメカニズムを表 2.7.3-6 に示す。

表 2.7.3-6 抑止杭に期待する効果等

期待する効果	効果を発揮するためのメカニズム	部位(材質)	イメージ図
シームを通るすべりによる発生せん断力に抵抗する。	<ul style="list-style-type: none"> シームを通るすべりが発生した際に生じるせん断力に対して、H鋼、コンクリート及び帯鉄筋が負担する。 	H鋼, コンクリート, 帯鉄筋	
シームを通るすべりによる発生曲げモーメントに抵抗する。	<ul style="list-style-type: none"> シームを通るすべりが発生した際に生じる曲げモーメントに対して、コンクリートが圧縮力を負担する。 シームを通るすべりが発生した際に生じる曲げモーメントに対して、軸方向鉄筋が引張力を負担する。 	コンクリート(圧縮) 軸方向鉄筋(引張)	

【許容値の設定】

・抑止杭の許容せん断抵抗力

杭の1本当たりの許容せん断抵抗力は、最新斜面・土留め技術総覧(最新斜面・土留め技術総覧編集委員会，1991年)に基づき，下式により算定した。

$$S_a = \gamma_p \cdot A_p / \alpha + \gamma_H \cdot A_H$$

ここで，

S_a ：杭材の許容せん断力 (N/mm²)

γ_p ：杭材（コンクリート及び帯鉄筋）の許容せん断応力度 (N/mm²)

A_p ：杭材（コンクリート及び帯鉄筋）の断面積 (mm²)

γ_H ：せん断補強材（H鋼）の許容せん断応力度 (N/mm²)

A_H ：せん断補強材（H鋼）の断面積 (mm²)

α ：最大応力度／平均応力度

抑止杭（鉄筋コンクリート+H鋼）の許容せん断抵抗力のうち，鉄筋コンクリート部については，コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年）の許容応力度法に基づいて設定する。

また，H鋼部については，道路橋示方書・同解説（I 共通編・II 鋼橋編）（（社）日本道路協会，2002年）に基づいて設定する。

なお，杭のせん断抵抗力の算定では，H鋼がコンクリートに拘束されていることを考慮し，H鋼の全断面を考慮して算定を行う。

抑止杭の許容せん断抵抗力 R_K は，表 2.7.3-7 の杭の1本当たりの許容せん断抵抗力を各区間の杭本数（区間Ⅰ：12本，区間Ⅱ：3本）で乗じ，各区間の抑止杭の効果を期待する範囲の幅（斜面の奥行方向幅）で除して単位奥行当たりのせん断抵抗力として算出する。

算出した抑止杭の単位奥行当たりの許容せん断抵抗力について，表 2.7.3-8 に示す。

$$R_K = \frac{n \times S_K + S_G}{\cos \theta} \times \frac{1}{L}$$

ここで，

R_K ：抑止杭の単位奥行き当たりの許容せん断抵抗力

n ：杭本数（区間Ⅰ：12本，区間Ⅱ：3本）

S_K ：杭1本の許容せん断抵抗力

S_G ：杭間及び周辺岩盤のせん断抵抗力

（照査位置に関わらず，シームであるとして保守的にゼロとする）

θ ：すべり面角度（保守的に $\cos 0^\circ = 1$ とする）

L ：各区間の抑止杭の効果を期待する範囲の幅

（斜面の奥行方向幅。区間Ⅰ：158.3m，区間Ⅱ：48.6m）

表 2.7.3-7 抑止杭 1 本当たりの許容せん断抵抗力 S_k

材料	許容せん断応力度 (N/mm ²)	断面積 A (mm ²)		許容せん断抵抗力 (kN)	
		①-①' 断面	②-②' 断面	①-①' 断面	②-②' 断面
コンクリート	0.90* ¹	2.51 × 10 ⁷	2.56 × 10 ⁷	14256* ⁴	14526* ⁴
帯鉄筋	323* ²	1.14 × 10 ³		16585* ⁵	16585* ⁵
H鋼	150* ³	2.167 × 10 ⁶ (41 本)	1.692 × 10 ⁶ (32 本)	325089	253728
抑止杭 (合計)				355930	284839

抑止杭 1 本当たりの許容せん断抵抗力 S_k

注記*1: コンクリート標準示方書[構造性能照査編] (社)土木学会, 2002年)に基づき, コンクリート ($f_c=24\text{N/mm}^2$) の許容せん断応力度: 0.45 N/mm^2 の2倍の強度割増し (一時的な荷重又は極めてまれな荷重) を行う。

*2: コンクリート標準示方書[構造性能照査編] (社)土木学会, 2002年)に基づき, 鉄筋 (SD345) の許容引張応力度: 196 N/mm^2 の1.65倍の強度割増し (一時的な荷重又は極めてまれな荷重) を行う。

*3: 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II鋼橋編 (社)日本道路協会, 2002年)に基づき, H鋼の許容せん断応力度: 100 N/mm^2 の1.5倍の強度割増し (地震荷重) を行う。

*4: 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV下部構造編 (社)日本道路協会, 2002年)に基づき下式により設定

$$S_c = \tau_{ca} \times 0.6 \times 1.06 \times A$$

ここで, S_c : コンクリートの許容せん断抵抗力, τ_{ca} : コンクリートの許容せん断応力度,

A : コンクリートの断面積

*5: 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV下部構造編 (社)日本道路協会, 2002年)に基づき下式により設定

$$S_s = A_s \times \sigma_{sa} \times d (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ) / (1.15 \times s)$$

ここで, S_s : 帯鉄筋の許容せん断抵抗力, σ_{sa} : 帯鉄筋の許容引張応力度,

A_s : 鉄筋の断面積, d : 部材断面の有効高 (=5180mm), s : 帯鉄筋の部材軸方向の間隔 (=200mm)

表 2.7.3-8 抑止杭の単位奥行当たりの許容せん断抵抗力 R_k

断面	1 本当たりの許容せん断抵抗力 S_k (kN)	杭本数 n (本)	斜面の奥行方向幅 L (m)	単位奥行当たりの許容せん断抵抗力 (kN/m)
①-①' 断面	355930	12	158.27	26986
②-②' 断面	284839	3	48.62	17576

・コンクリートの許容曲げ圧縮応力度及び鉄筋の許容引張応力度

コンクリートの許容曲げ圧縮応力度及び鉄筋の許容引張応力度は、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年）の許容応力度法に基づいて設定する。

コンクリートの許容曲げ圧縮応力度及び鉄筋の許容引張応力度について、表 2.7.3-9 のとおり設定する。

表 2.7.3-9 コンクリートの許容曲げ圧縮応力度・鉄筋の許容引張応力度

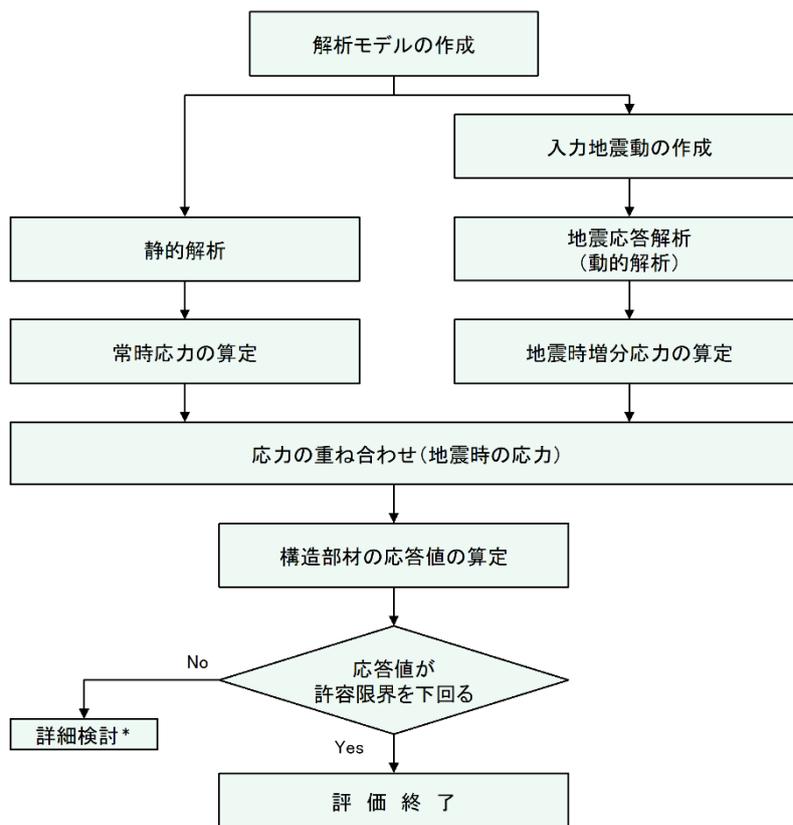
項目	許容値 (N/mm ²)
コンクリートの許容曲げ圧縮応力度* ¹	18
軸方向鉄筋の許容引張応力度* ²	323

注記*1：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年）に基づき、コンクリート ($f_c=24\text{N/mm}^2$) の許容曲げ圧縮応力度： 9 N/mm^2 の2倍の強度割増し（一時的な荷重又は極めてまれな荷重）を行う。

*2：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年）に基づき、鉄筋 (SD345) の許容引張応力度： 196 N/mm^2 の1.65倍の強度割増し（一時的な荷重又は極めてまれな荷重）を行う。

(9) 評価手順

抑止杭の耐震評価フローを図 2.7.3-8 に示す。



注記* : 検討内容に応じて、必要なプロセスへ戻る

図 2.7.3-8 抑止杭の耐震評価フロー

(10) 入力地震動の策定

入力地震動については、「2.6.2.6 入力地震動の策定」に記載のとおりとする。

(11) 評価結果

表 2.7.3-10～表 2.7.3-12 に、コンクリートの曲げ圧縮応力度、鉄筋の引張応力度及び抑止杭のせん断力に対する照査結果を示す。コンクリートの発生曲げ応力度、鉄筋の引張応力度、抑止杭のせん断力はいずれも許容値を下回っていることを確認した。

表 2.7.3-10 コンクリートの曲げ圧縮応力度の照査結果

対象斜面	基準地震動	最大曲げモーメント発生時の コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	許容値 (N/mm ²)	照査値	判定
①-①'	Ss-D (+, -)	1.2	18	0.067	OK
	Ss-D (+, +)	0.9	18	0.050	OK
	Ss-D (-, -)	0.9	18	0.050	OK
	Ss-D (-, +)	0.9	18	0.050	OK
	Ss-N1 (+, +)	0.9	18	0.050	OK
	Ss-N1 (-, +)	0.9	18	0.050	OK
	Ss-N2 (NS) (+, +)	0.9	18	0.050	OK
	Ss-N2 (NS) (-, +)	0.6	18	0.034	OK
	Ss-N2 (EW) (+, +)	1.0	18	0.056	OK
	Ss-N2 (EW) (-, +)	0.9	18	0.050	OK
②-②'	Ss-D (+, -)	2.4	18	0.134	OK
	Ss-D (+, +)	2.6	18	0.145	OK
	Ss-D (-, -)	2.6	18	0.145	OK
	Ss-D (-, +)	2.7	18	0.150	OK
	Ss-N1 (+, +)	2.0	18	0.112	OK
	Ss-N1 (-, +)	1.8	18	0.100	OK
	Ss-N2 (NS) (+, +)	2.0	18	0.112	OK
	Ss-N2 (NS) (-, +)	2.2	18	0.123	OK
	Ss-N2 (EW) (+, +)	1.9	18	0.106	OK
	Ss-N2 (EW) (-, +)	1.8	18	0.100	OK

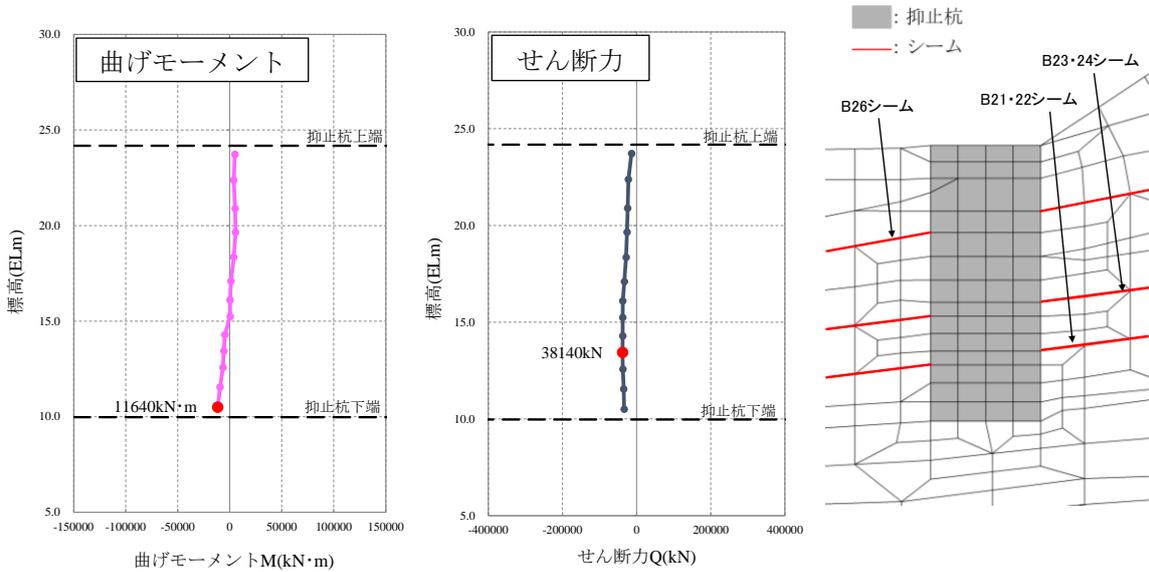
表 2.7.3-11 鉄筋の引張応力度の照査結果

対象斜面	基準地震動	最大曲げモーメント発生時の 鉄筋の最大引張応力度 (N/mm ²)	許容値 (N/mm ²)	照査値	判定
①-①'	Ss-D (+, -)	0.0 (全圧縮)	323	0.000	OK
	Ss-D (+, +)	0.2	323	0.001	OK
	Ss-D (-, -)	0.0 (全圧縮)	323	0.000	OK
	Ss-D (-, +)	0.0 (全圧縮)	323	0.000	OK
	Ss-N1 (+, +)	0.0 (全圧縮)	323	0.000	OK
	Ss-N1 (-, +)	0.0 (全圧縮)	323	0.000	OK
	Ss-N2 (NS) (+, +)	0.0 (全圧縮)	323	0.000	OK
	Ss-N2 (NS) (-, +)	0.0 (全圧縮)	323	0.000	OK
	Ss-N2 (EW) (+, +)	0.0 (全圧縮)	323	0.000	OK
	Ss-N2 (EW) (-, +)	0.0 (全圧縮)	323	0.000	OK
②-②'	Ss-D (+, -)	0.8	323	0.003	OK
	Ss-D (+, +)	0.0 (全圧縮)	323	0.000	OK
	Ss-D (-, -)	64.8	323	0.201	OK
	Ss-D (-, +)	70.5	323	0.219	OK
	Ss-N1 (+, +)	30.5	323	0.095	OK
	Ss-N1 (-, +)	15.5	323	0.048	OK
	Ss-N2 (NS) (+, +)	36.8	323	0.114	OK
	Ss-N2 (NS) (-, +)	50.0	323	0.155	OK
	Ss-N2 (EW) (+, +)	5.9	323	0.019	OK
	Ss-N2 (EW) (-, +)	11.0	323	0.035	OK

表 2.7.3-12 抑止杭のせん断力の照査結果

対象斜面	基準地震動	発生最大 せん断力 (kN)	許容値 (kN)	照査値	判定
①-①'	Ss-D (+, -)	38140	355930	0.108	OK
	Ss-D (+, +)	36328	355930	0.103	OK
	Ss-D (-, -)	35723	355930	0.101	OK
	Ss-D (-, +)	37536	355930	0.106	OK
	Ss-N1 (+, +)	27779	355930	0.079	OK
	Ss-N1 (-, +)	25639	355930	0.073	OK
	Ss-N2(NS) (+, +)	31374	355930	0.089	OK
	Ss-N2(NS) (-, +)	30934	355930	0.087	OK
	Ss-N2(EW) (+, +)	25511	355930	0.072	OK
	Ss-N2(EW) (-, +)	27373	355930	0.077	OK
②-②'	Ss-D (+, -)	48425	284839	0.171	OK
	Ss-D (+, +)	47003	284839	0.166	OK
	Ss-D (-, -)	44208	284839	0.156	OK
	Ss-D (-, +)	44975	284839	0.158	OK
	Ss-N1 (+, +)	33828	284839	0.119	OK
	Ss-N1 (-, +)	38359	284839	0.135	OK
	Ss-N2(NS) (+, +)	41158	284839	0.145	OK
	Ss-N2(NS) (-, +)	37567	284839	0.132	OK
	Ss-N2(EW) (+, +)	39543	284839	0.139	OK
	Ss-N2(EW) (-, +)	35639	284839	0.126	OK

図 2.7.3-9～図 2.7.3-12 に、最大せん断力発生時における抑止杭の断面力図及び変形図を示す。

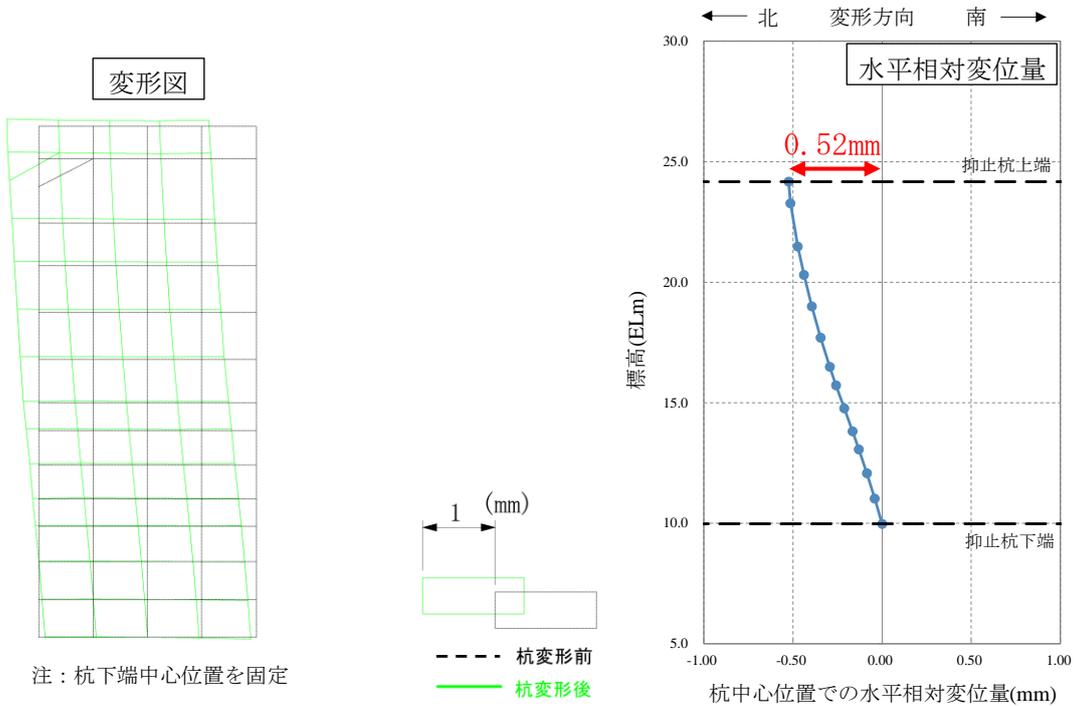


注 1：モーメントは時計回りを正とする。

2：●は、絶対値の最大位置を示す。

図 2.7.3-9 抑止杭 1 本あたりに発生する断面力図 (①-①' 断面)
(Ss-D(+, -)・8.95 秒, 抑止杭に最大せん断力が発生する地震動及び時刻*)

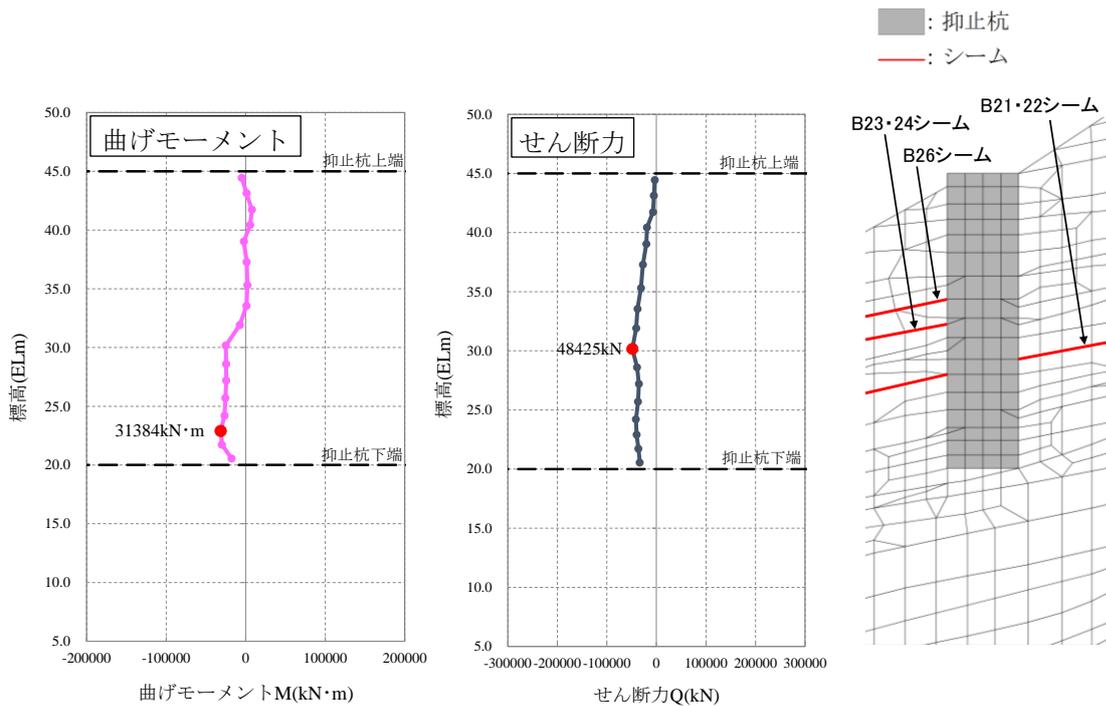
注記*：抑止杭に最大曲げモーメントが発生する時刻と同一



注：杭下端中心位置を固定

図 2.7.3-10 抑止杭変形図 (①-①' 断面)

(Ss-D(+, -)・8.95 秒, 抑止杭に最大せん断力が発生する地震動及び時刻)

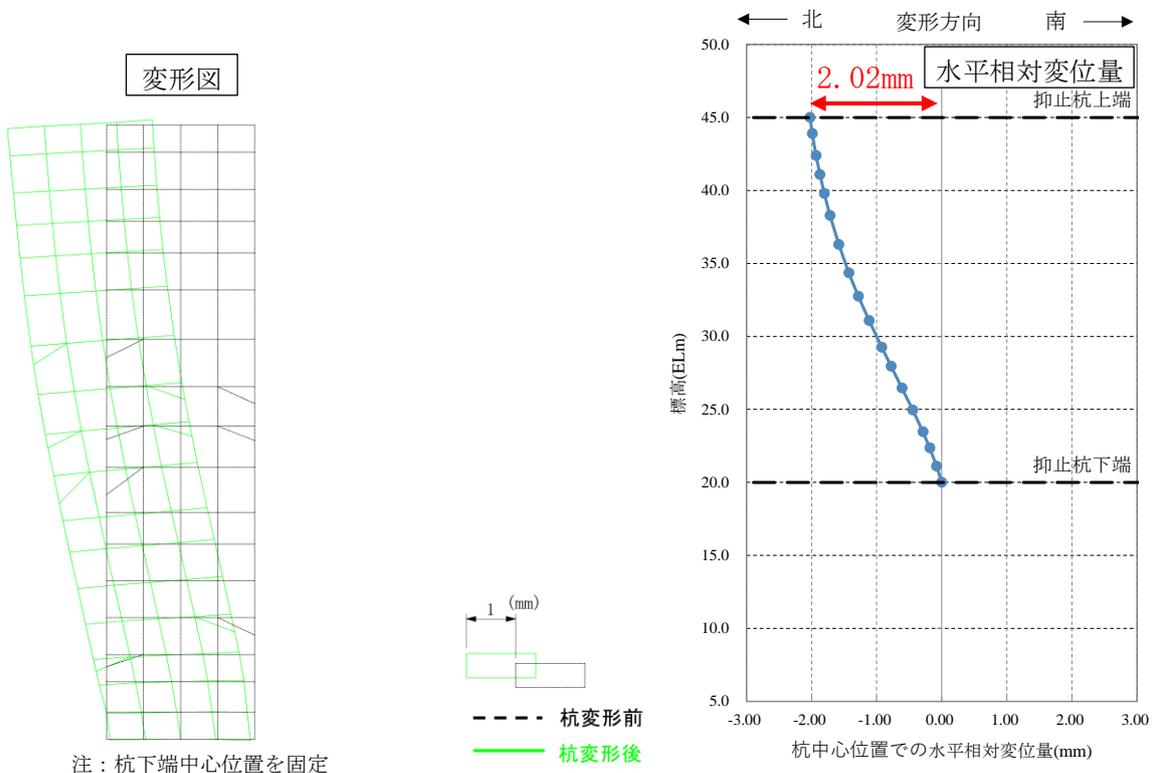


注1：モーメントは時計回りを正とする。

2：●は、絶対値の最大位置を示す。

図 2.7.3-11 抑止杭 1 本あたりに発生する断面力図 (②-②' 断面)
(Ss-D(+, -)・8.96 秒, 抑止杭に最大せん断力が発生する地震動及び時刻*)

注記*：抑止杭に最大曲げモーメントが発生する時刻と異なる。(最大曲げモーメントが発生する時刻は Ss-D(-, +)・8.95 秒)



注：杭下端中心位置を固定

図 2.7.3-12 抑止杭変形図 (②-②' 断面)

(Ss-D(+, -)・8.96 秒, 抑止杭に最大せん断力が発生する地震動及び時刻)