

島根原子力発電所第2号機 審査資料	
資料番号	NS2-補-020 改 09
提出年月日	2022年5月9日

工事計画に係る補足説明資料
(安全設備及び重大事故等対処設備が使用される条件の
下における健全性に関する説明書)

2022年5月

中国電力株式会社

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料
 添付書類の記載内容を補足するための資料を以下に示す。

資料 No.	添付説明資料名	補足説明資料（内容）	備考
1	安全設備及び重大事故等対 処設備が使用される条件の 下における健全性に関する 説明書		
2	可搬型重大事故等対処設 備の保管場所及びアクセ スルート	<ol style="list-style-type: none"> 1. 送電鉄塔他の影響評価について 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すべり安定性評価 について <ol style="list-style-type: none"> 2.1 概要 2.2 評価フロー 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 <ol style="list-style-type: none"> 2.3.1 離隔距離の考え方 2.4 液状化範囲の検討 <ol style="list-style-type: none"> 2.4.1 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 2.5 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 2.6 評価対象斜面の選定及び評価 <ol style="list-style-type: none"> 2.6.1 評価フロー（詳細） 2.6.2 選定方針及び評価方法 2.6.3 評価対象斜面の選定及び評価結果 2.7 対策工（抑止杭）に関する詳細検討 <ol style="list-style-type: none"> 2.7.1 基本方針 2.7.2 抑止杭の設計 2.7.3 抑止杭の耐震評価 2.7.4 抑止杭を設置した斜面の安定性評価 2.7.5 構造等に関する先行炉との比較 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 2.8 その他の検討 <ol style="list-style-type: none"> 2.8.1 鉄塔が設置されている斜面の安定性 評価 2.8.2 岩盤斜面と盛土斜面の同時崩壊検討 2.8.3 応力状態を考慮した検討 (参考資料 1) 各断面の比較検討結果及び評価 対象斜面の選定根拠 (参考資料 2) すべり安定性評価の基準値の設 定について (参考資料 3) 斜面のすべり安定性評価に用い た解析コードの適用性について (参考資料 4) D 級岩盤等の間隙率の設定につ いて 3. 液状化及び揺すり込みによる沈下量及び 傾斜の算定方法について 	今回提出 範囲

資料 No.	添付説明資料名	補足説明資料（内容）	備考
2	可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルート	<p>4. 保管場所における液状化及び揺すり込みによる不等沈下・傾斜，液状化に伴う浮き上がりによる影響評価について</p> <p>5. 保管場所における地盤支持力評価について</p> <p>6. 保管場所及び屋外のアクセスルート近傍の障害となり得る構造物と影響評価について</p> <p>7. 保管場所及び屋外のアクセスルート周辺構造物の耐震性評価について</p> <p>7.1 他資料において耐震性を確認している周辺構造物</p> <p>7.2 建物・構築物の耐震性評価</p> <p>7.2.1 免震重要棟の耐震性評価</p> <p>7.2.2 1号機原子炉建物の外装材の耐震性評価</p> <p>7.2.3 建物の外装材以外の部材の耐震性評価</p> <p>7.2.4 2号機開閉所防護壁の耐震性評価</p> <p>7.2.5 補助消火水槽の耐震性評価</p> <p>7.2.6 第二輪谷トンネルの耐震性評価</p> <p>7.2.7 連絡通路の耐震性評価</p> <p>7.2.8 防火壁の耐震性評価</p> <p>7.2.9 重油タンク（No. 1, 2, 3）の溢水防止壁の耐震性評価</p> <p>7.3 機器・配管の耐震性評価</p> <p>7.3.1 第2予備変圧器の耐震性評価</p> <p>7.3.2 重油移送配管（防波壁乗り越え箇所）の耐震性評価</p> <p>7.3.3 送電鉄塔他の耐震性評価</p> <p>8. 屋外のアクセスルートの段差緩和対策について</p> <p>9. 屋外のアクセスルートの側方流動評価について</p> <p>10. 屋内のアクセスルートの設定について</p> <p>11. 屋内のアクセスルート確保のための対策について</p> <p>12. 可搬型重大事故等対処設備の保管場所について</p> <p>13. 森林火災時における屋外のアクセスルートへの影響について</p> <p>14. 土石流による影響評価について</p> <p>15. 主要変圧器の火災発生防止対策について</p> <p>16. 屋外タンク等からの溢水影響評価について</p>	今回提出範囲

資料 No.	添付説明資料名	補足説明資料（内容）	備考
2	可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルート	17. 第4保管エリアの変更に伴う影響について 18. 重油移送配管の経路変更に伴う影響について	今回提出 範囲
3	発電用原子炉施設への人の不法な侵入等の防止について		
4	ブローアウトパネル関連設備の設計方針		

可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルート

目 次

1. 送電鉄塔他の影響評価について	
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すべり安定 性評価について	1
3. 液状化及び揺すり込みによる沈下量及び傾斜の算定方法について	
4. 保管場所における液状化及び揺すり込みによる不等沈下・傾斜，液状化に 伴う浮き上がりによる影響評価について	
5. 保管場所における地盤支持力評価について	
6. 保管場所及び屋外のアクセスルート近傍の障害となり得る構造物と影響評 価について	
7. 保管場所及び屋外のアクセスルート周辺構造物の耐震性評価について	
8. 屋外のアクセスルートの段差緩和対策について	
9. 屋外のアクセスルートの側方流動評価について	
10. 屋内のアクセスルートの設定について	
11. 屋内のアクセスルート確保のための対策について	
12. 可搬型重大事故等対処設備の保管場所について	
13. 森林火災時における屋外のアクセスルートへの影響について	
14. 土石流による影響評価について	
15. 主要変圧器の火災発生防止対策について	
16. 屋外タンク等からの溢水影響評価について	
17. 第4保管エリアの変更に伴う影響について	
18. 重油移送配管の経路変更に伴う影響について	

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。

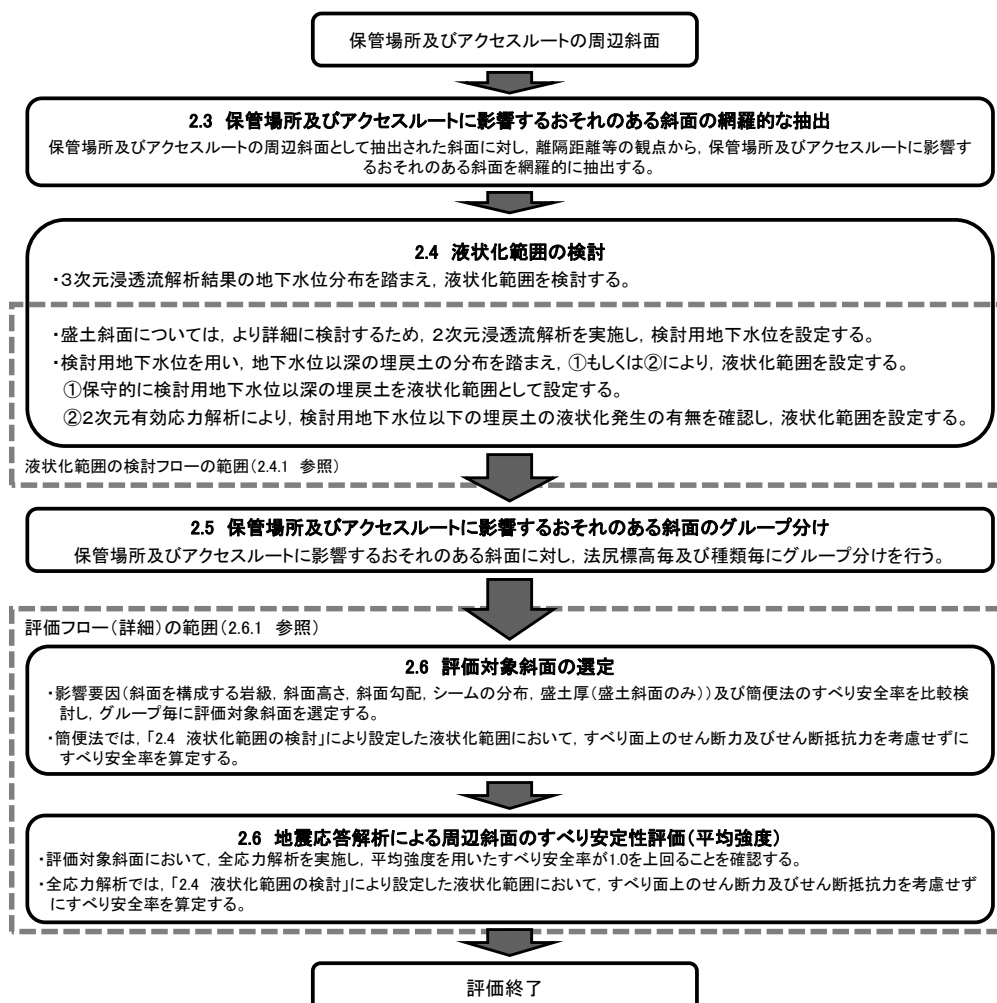


図 2.2-1 評価フロー (全体概要)

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、斜面の抽出にあたっては、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。

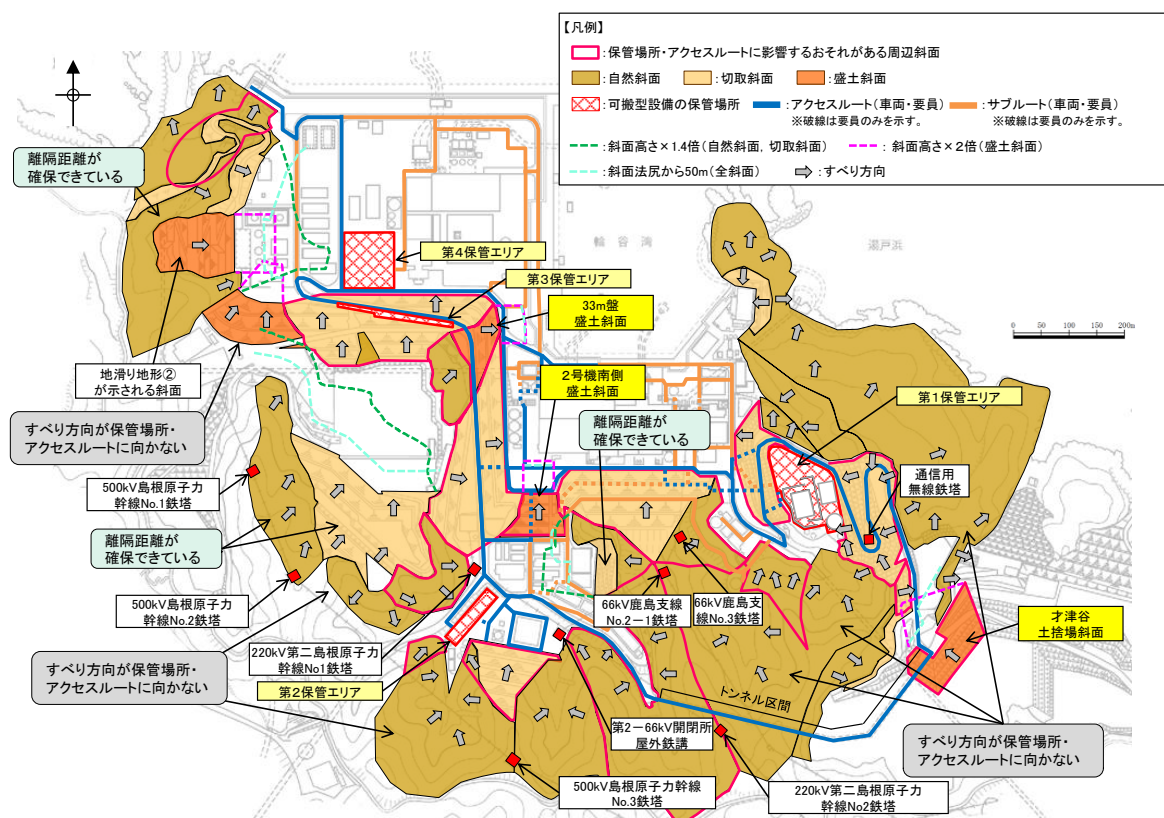
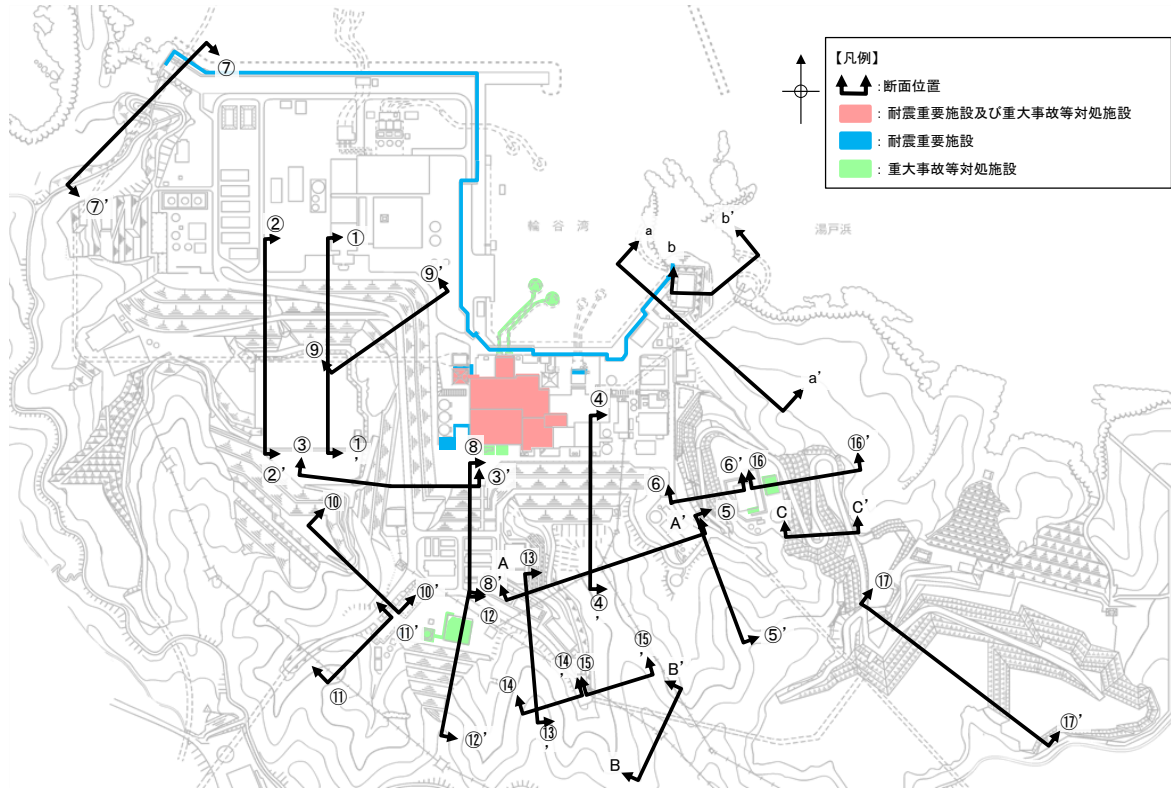


図 2.3-1 保管場所等に影響するおそれのある斜面の平面位置図



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	対象斜面
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	自然斜面
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)	
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。

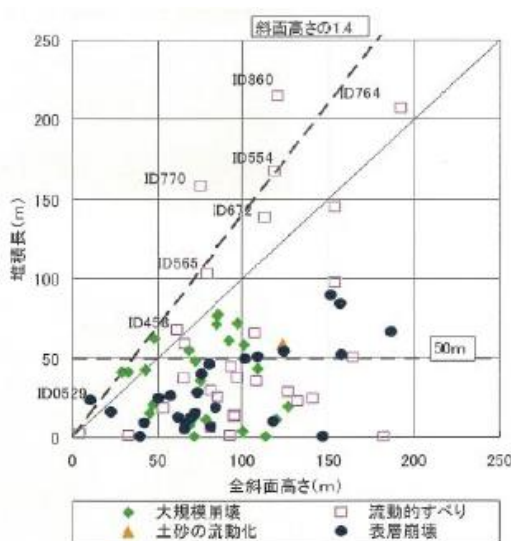
原子炉建屋基礎地盤は，原則として十分に支持力のある安定した地盤に求められるために，一般には安定性が問題となることは少ないが，特に卓越した異方性あるいは顕著な不均質性が認められる場合には，応力的な不均衡が生じる可能性があるため，例えば弱層等に沿った地盤のすべり，支持力，沈下等を詳細に検討することが必要となろう。

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。

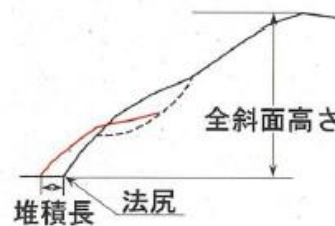
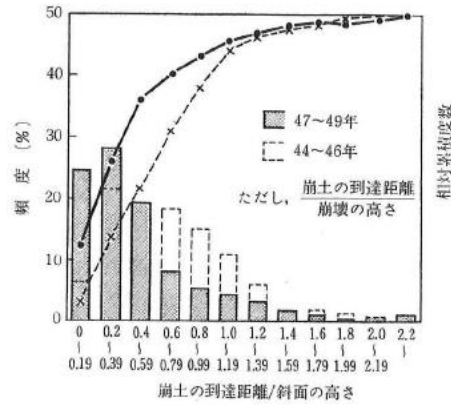


図 2.3.1-2 原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料> 抜粋 (赤字で加筆)

【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)⁽¹⁰⁾
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

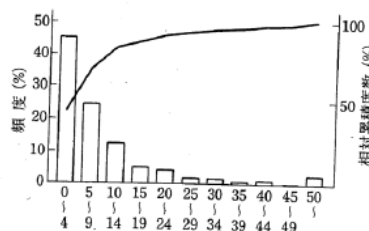


図-5.4 崩土の到達距離 (m) (1972～1982年)⁽¹⁰⁾
(Travel distance of failed materials)

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。

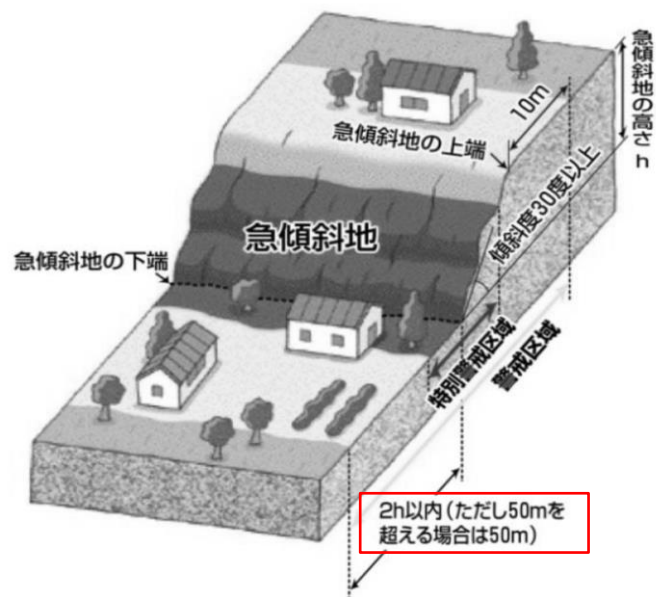


図 2.3.1-5 土砂災害防止法令の解説抜粋 (赤線で加筆)

【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。

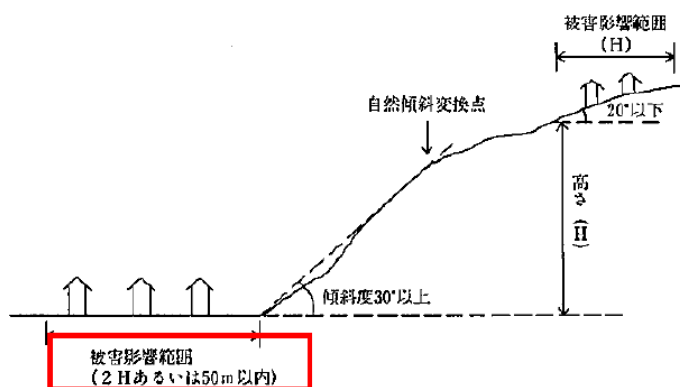


図 X.1 急傾斜地崩壊危険箇所の要件

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。

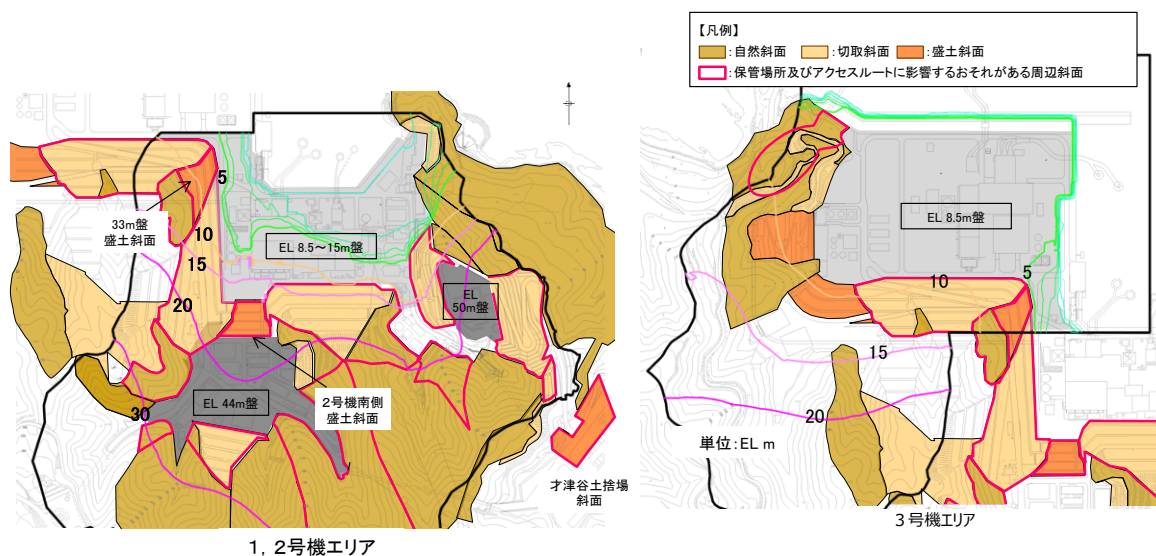


図 2.4-1 3次元浸透流解析結果（定常解析）の等水位線図

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。

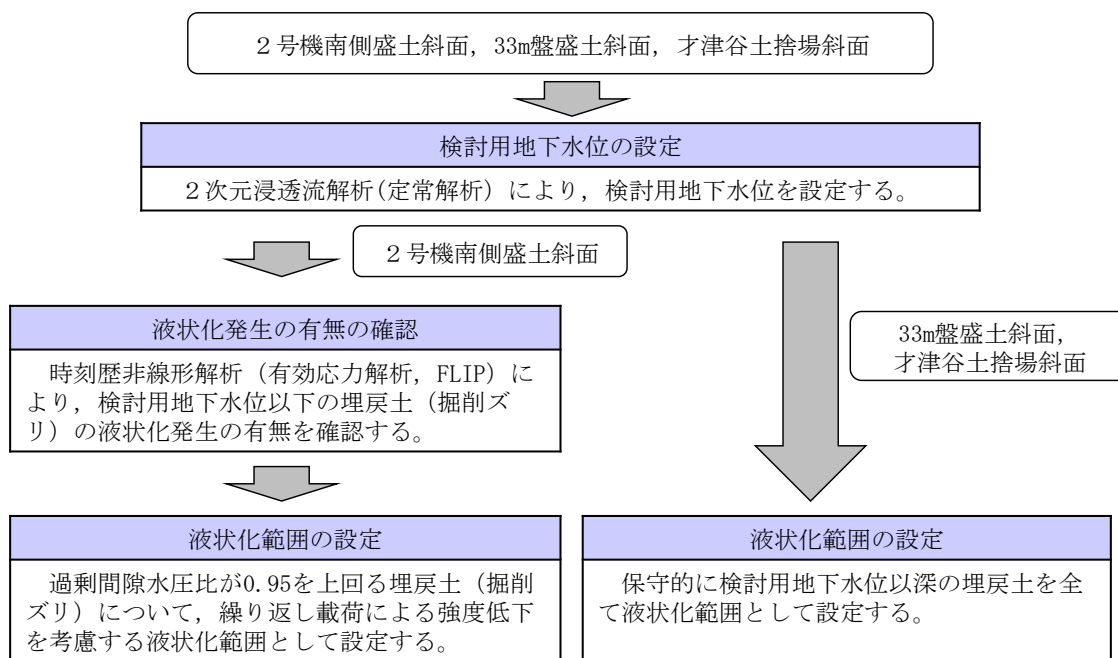


図 2.4.1-1 液状化範囲の検討フロー

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、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。

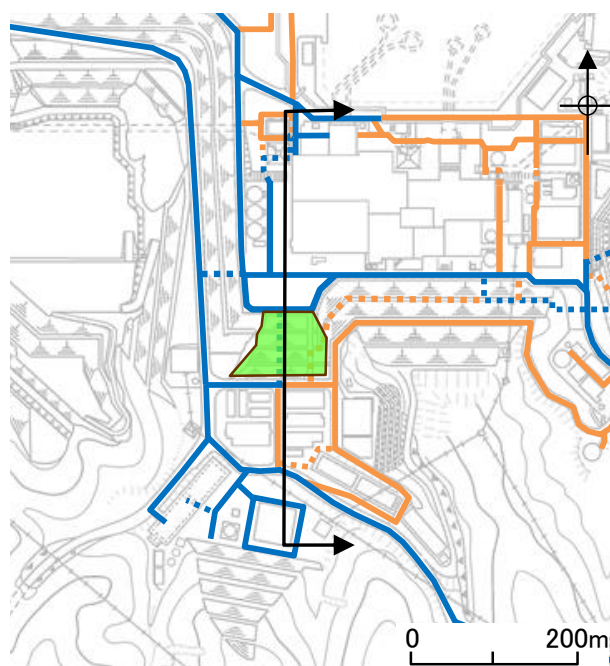


図2.4.2.1-1 2号南側盛土斜面の断面位置図

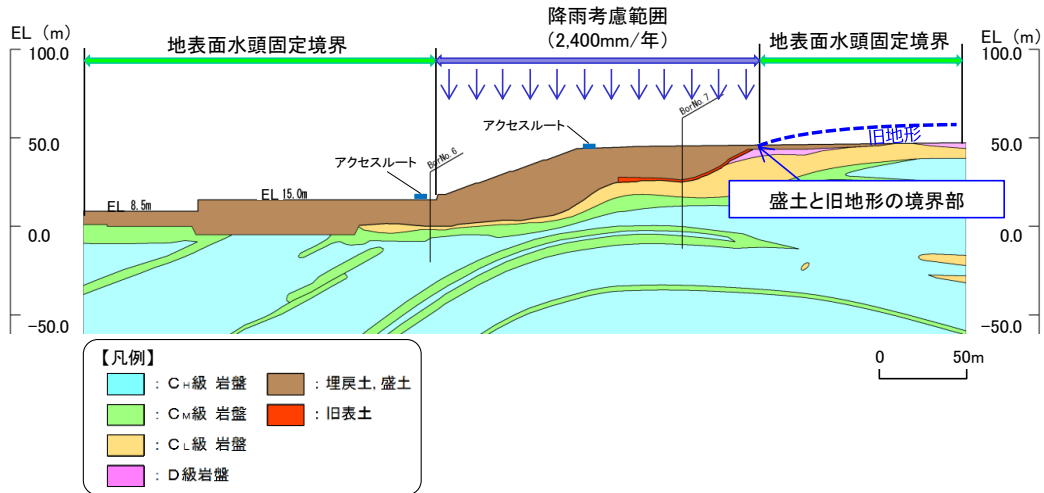


図 2. 4. 2. 1-2 2次元浸透流解析（定常解析）の解析モデル及び解析条件

(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。

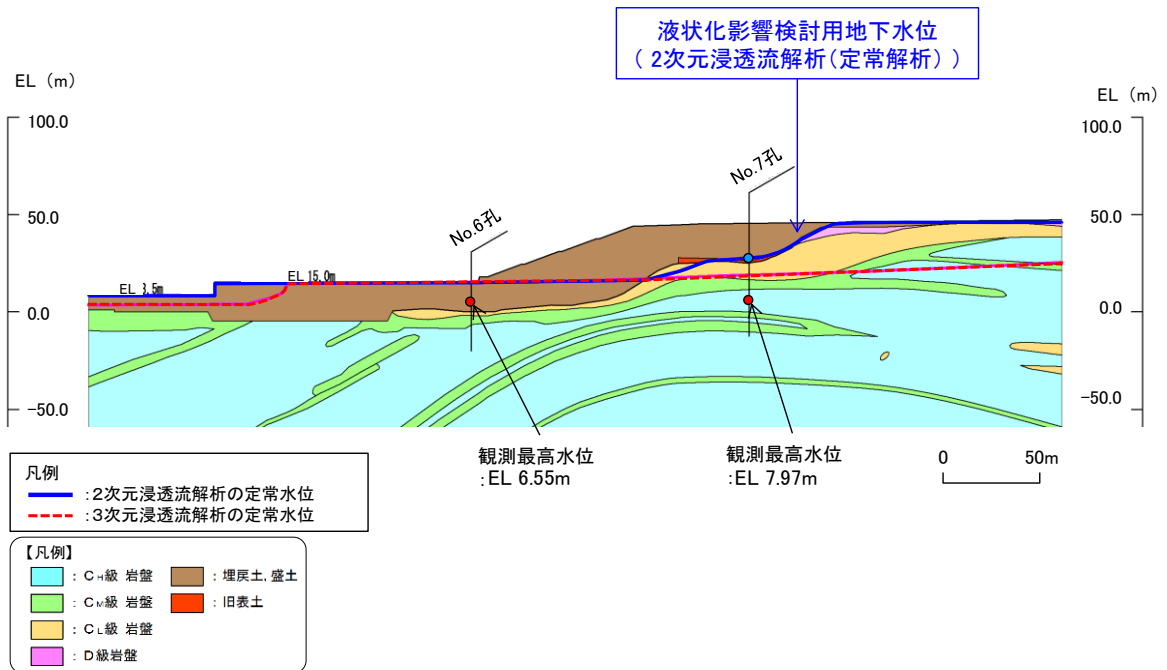


図 2. 4. 2. 1-3 2次元浸透流解析による検討用地下水位

(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、継続時間が最も長い基準地震動S s -Dとし、水平地震動及び鉛直地震動の位相反転を考慮する。

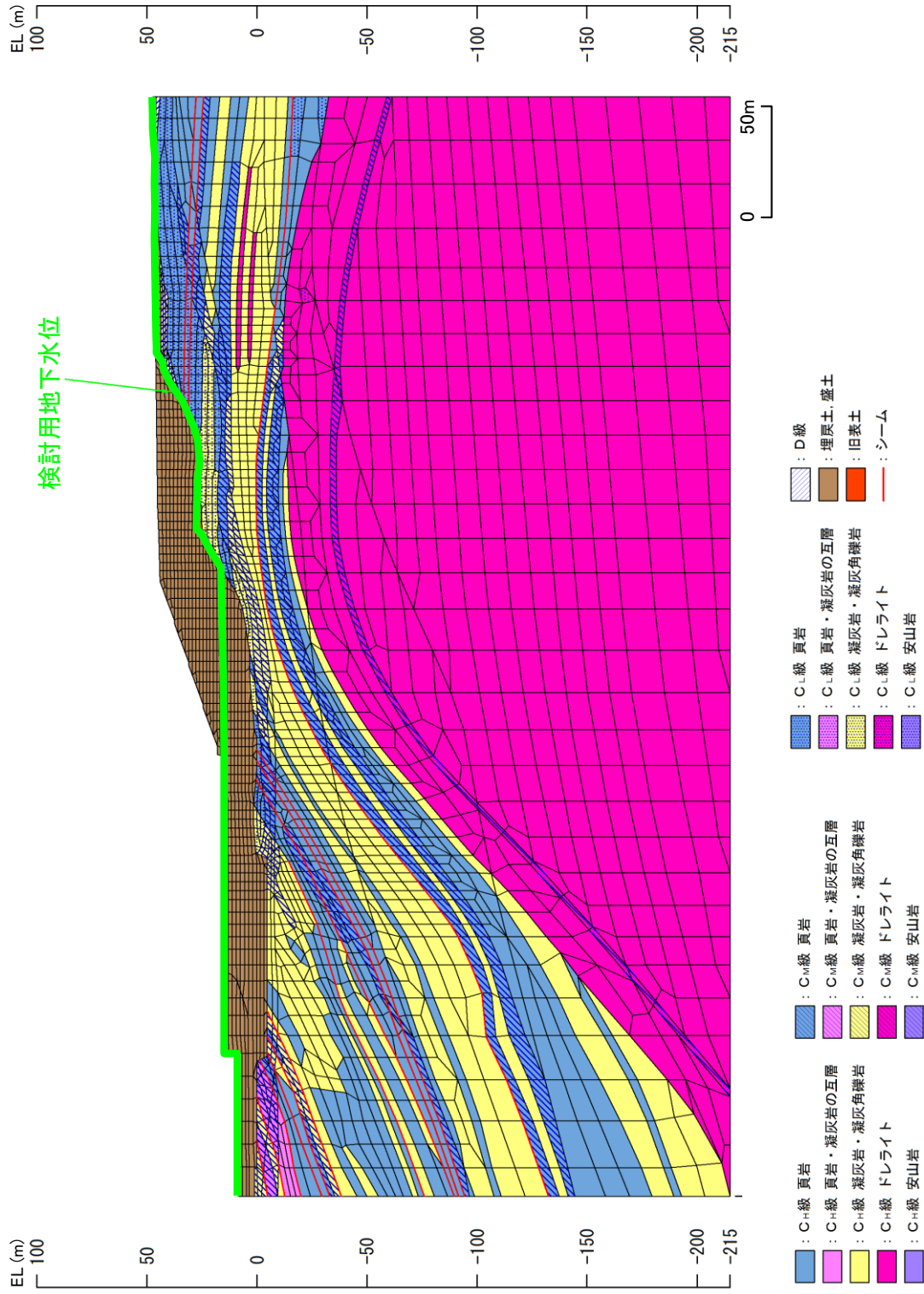


図 2.4.2.1-4 2次元有効応力解析モデル

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	
		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	2.08	6.58	9.77	10.28	14.19								
	C _M 級	2.52	2.04	6.45	9.58	10.08	13.92								
	C _L 級	2.44	1.98	6.25	9.28	9.76	13.47								
岩盤 (成相寺層)	C _H 級	2.56	2.07	6.55	9.73	10.24	14.14								
	C _M 級	2.49	2.02	6.37	9.47	9.96	13.75								
	C _L 級	2.33	1.89	5.96	8.86	9.32	12.87								
凝灰岩・ 凝灰角礫岩	C _H 級	2.51	2.03	6.43	9.54	10.04	13.86								
	C _M 級	2.44	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	1.86	5.89	8.75	9.20	12.70								
ドレライト	C _H 級	2.78	2.25	7.12	10.57	11.12	15.35								
	C _M 級	2.60	2.11	6.66	9.89	10.40	14.36								
	C _L 級	2.53	2.05	6.48	9.62	10.12	13.97								
岩盤 (貫入岩)	C _H 級	2.68	2.17	6.86	10.19	10.72	14.80								
	C _M 級	2.68	2.17	6.86	10.19	10.72	14.80								
	C _L 級	2.59	2.10	6.63	9.85	10.36	14.30								

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/m^3 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 液化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)

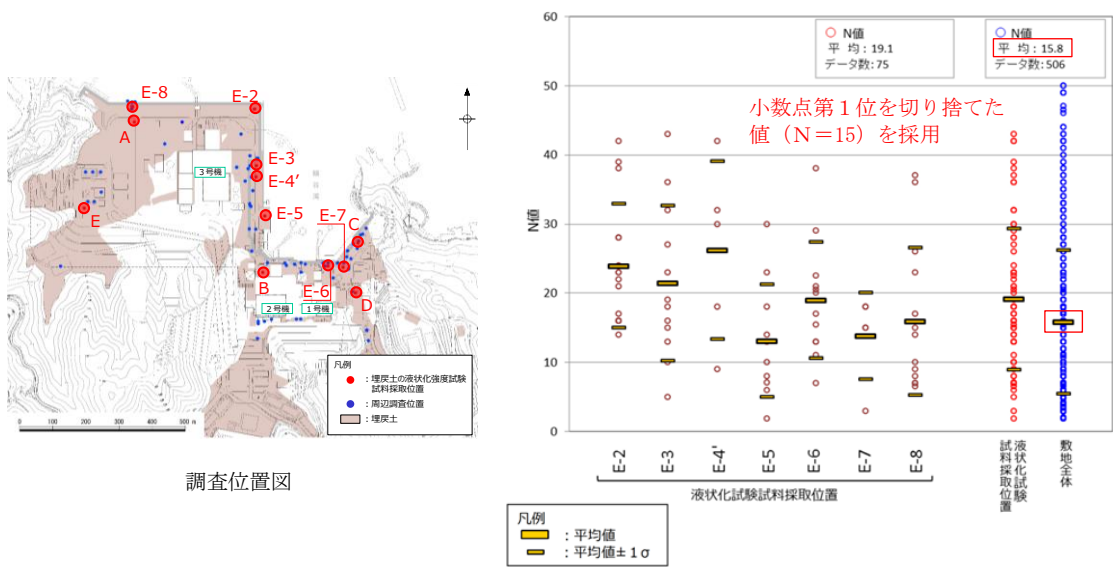


図 2.4.2.1-5 敷地に分布する埋戻土を対象とした標準貫入試験によるN値 (IV-2-1-3 「地盤の支持性能に係る基本方針」に朱記加筆)

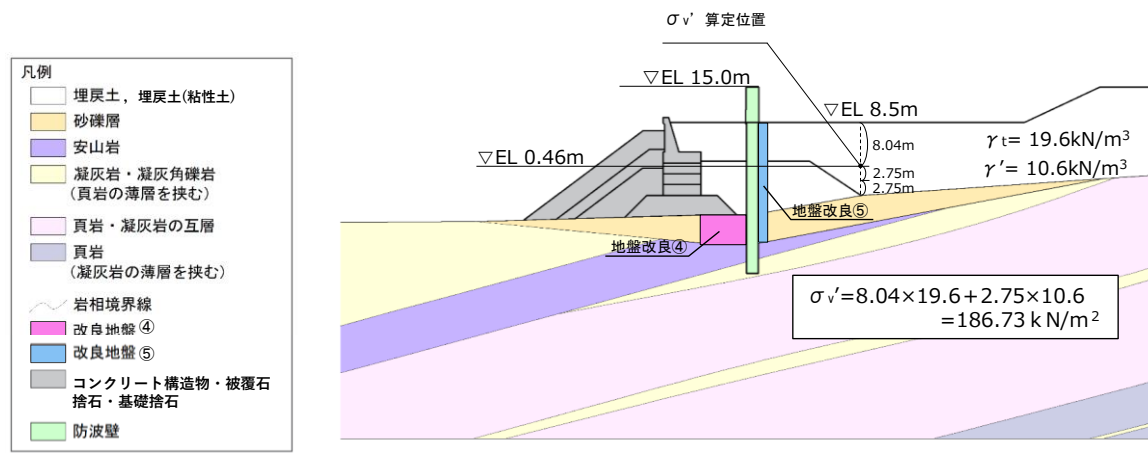
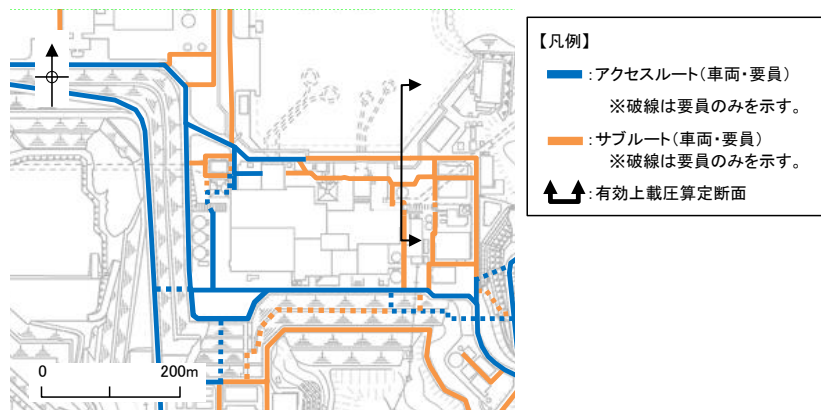


図 2.4.2.1-6 有効上載圧の算定位置

(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

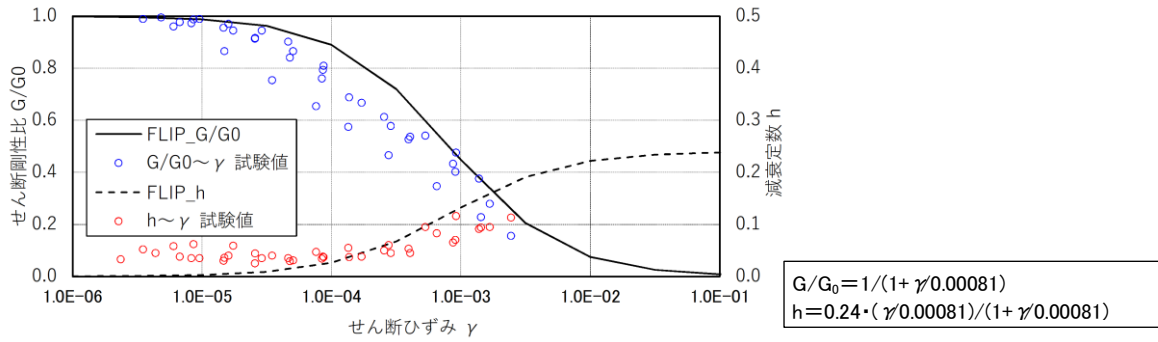
[K] : 剛性マトリクス

α, β : 係数

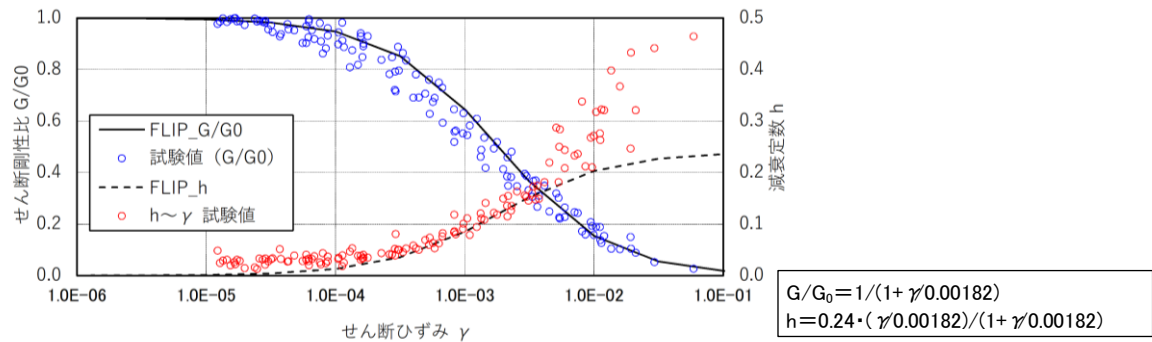
Rayleigh 減衰は，剛性比例型減衰 ($\alpha = 0, \beta = 0.002$) を考慮する。なお，係数 β の設定については，「FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」」を基に設定している。

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。

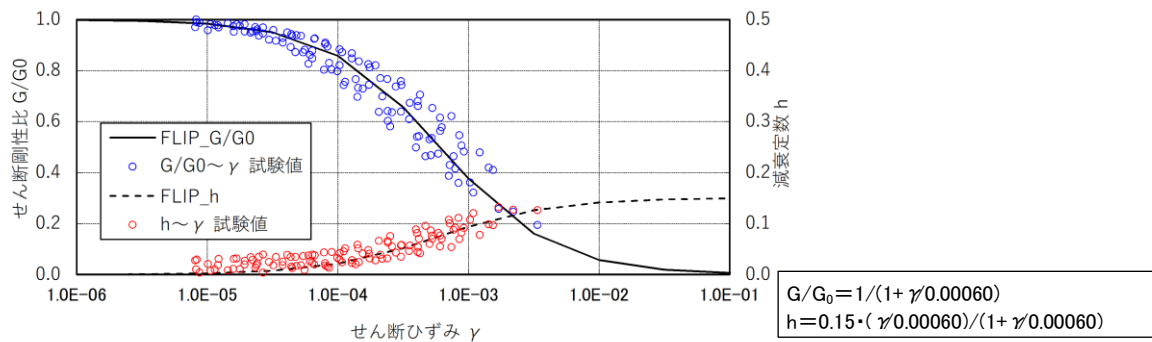
その結果，図 2.4.2.1-8 に示すとおり，局所的に 0.5% 以上のせん断ひずみが出る箇所もあるものの，概ね 0.5% 以下であることから，曲線が外挿であることは，液化範囲に影響を及ぼさないと評価した。



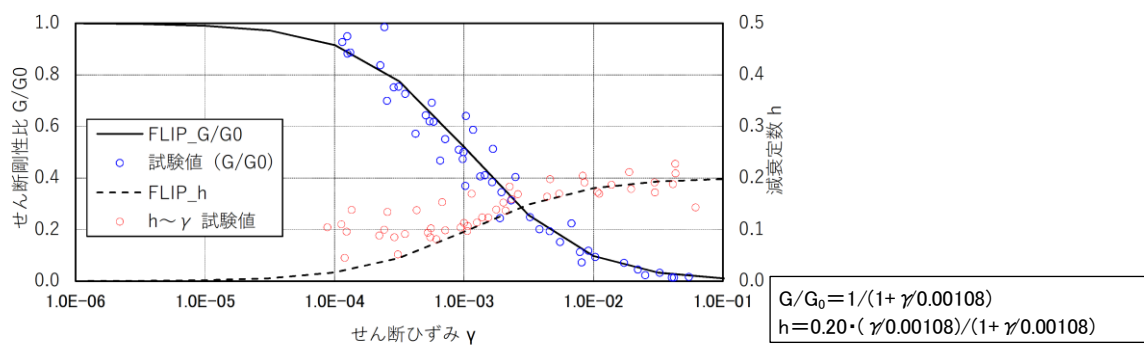
【埋戻土のひずみ依存特性】



【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)

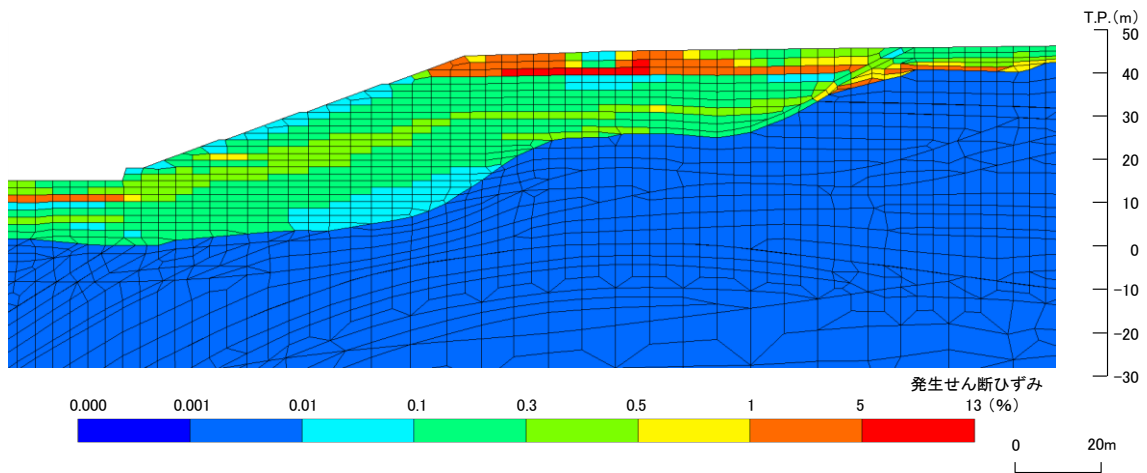


図 2. 4. 2. 1-8 2号機南側盛土斜面における全応力解析の発生せん断ひずみ分布図 (各要素の時刻歴最大)

(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。

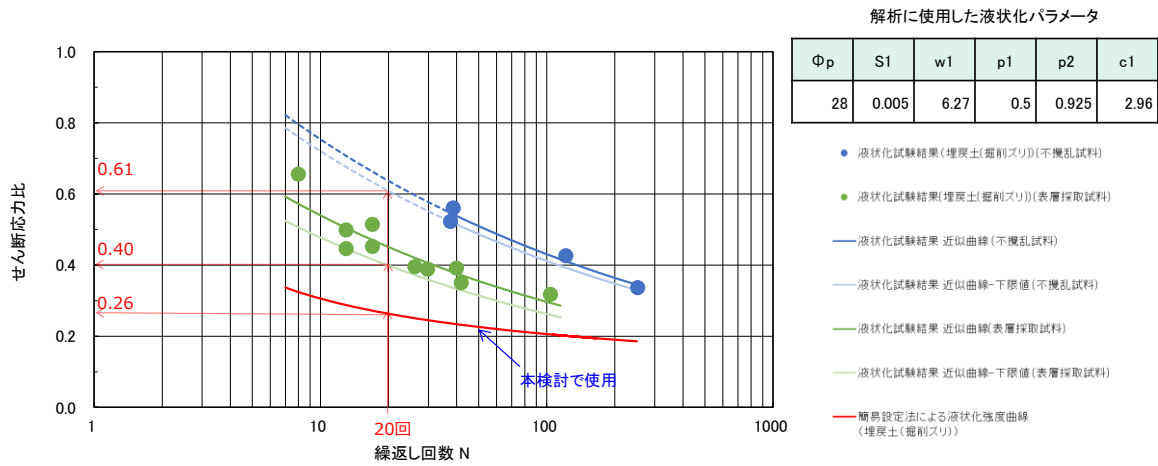


図 2. 4. 2. 1-9 解析に用いた液状化強度曲線 (埋戻土)

(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。

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

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

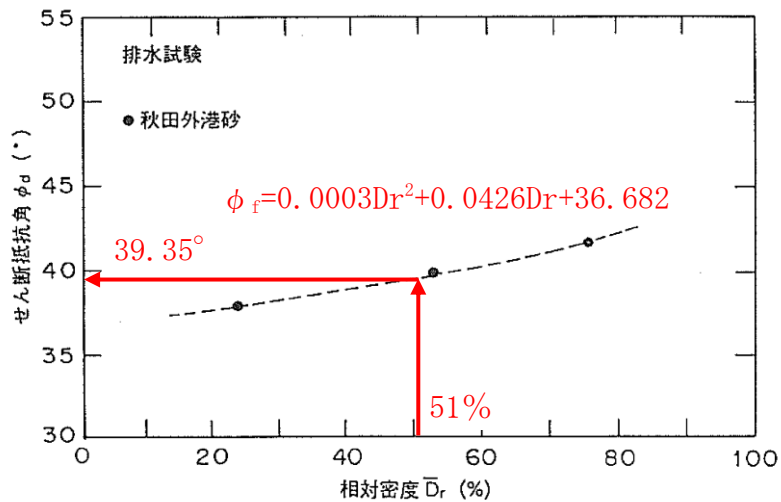


図 2.4.2.1-10 相対密度と内部摩擦角 ϕ_f の関係 (港湾技研資料，赤字で加筆)

(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。

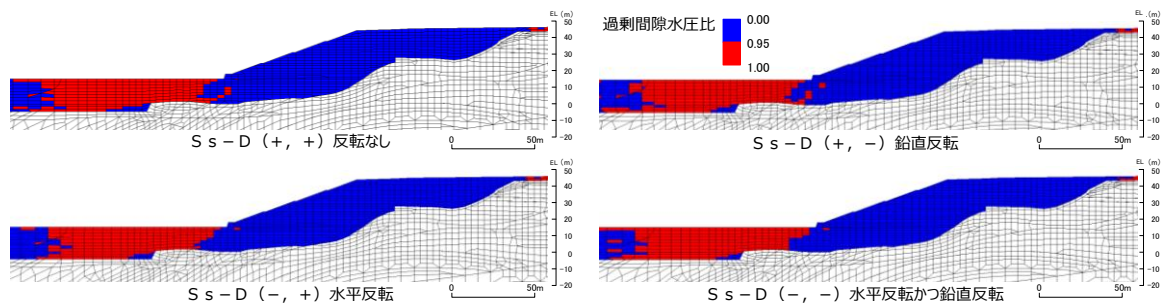


図 2. 4. 2. 1-11 各地震動方向における最大過剰間隙水圧分布図

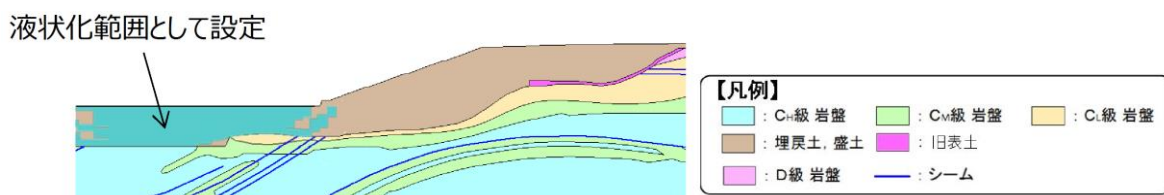


図 2. 4. 2. 1-12 液状化範囲の分布図

(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 2.4.2.1-2 に記載している，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り，IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」において，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」に対する影響検討を行った。

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，設置許可審査では簡易設定法を基本として設定していたが，地盤支持性能の審査において，基準せん断弾性係数 G_{ma} 及び減衰定数の上限値 h_{max} を動的三軸試験結果に基づいて変更している。

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。

また，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。

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		
	本資料 (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」	本資料 (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		動的三軸試験結果によりせん断弾性係数 G_{ma} と平均有効拘束圧 σ_{ma}' 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	
	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	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 $w1$ ， $p2$ ， $c1$ を調整	
	液状化パラメータ	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)

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

$$\sigma_v' = 98.76 \text{ kN/m}^2 \text{ を採用）}$$

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

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)

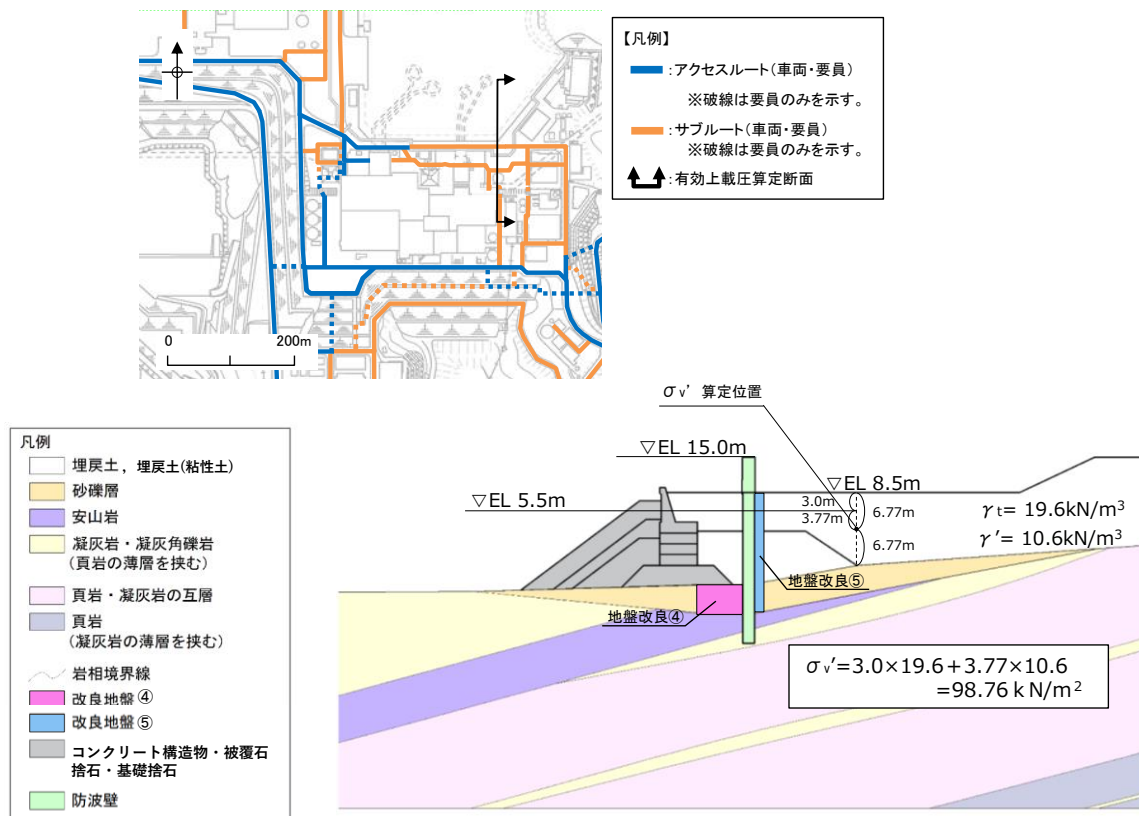


図 2.4.2.1-13 平均有効拘束圧の算定位置（防波壁（多重鋼管杭式擁壁）改良地盤部）

(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。

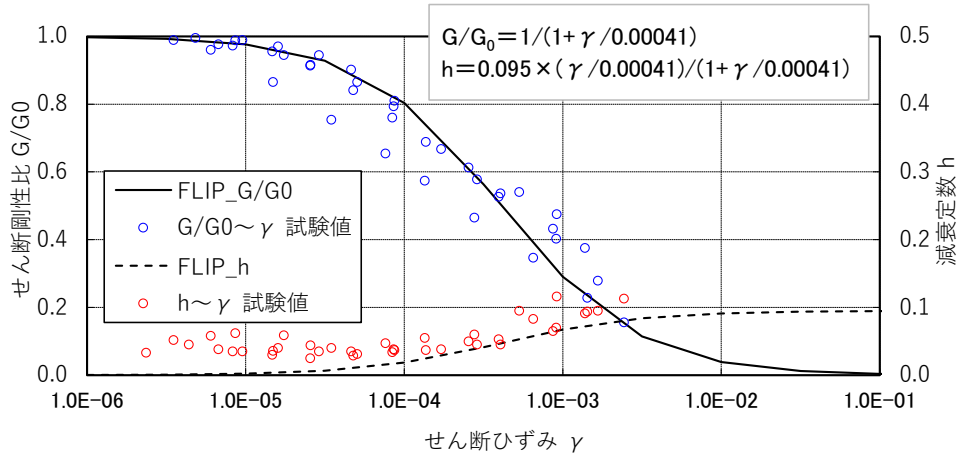


図 2.4.2.1-14 有効応力解析 (FLIP) のひずみ依存特性 (埋戻土)

(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。

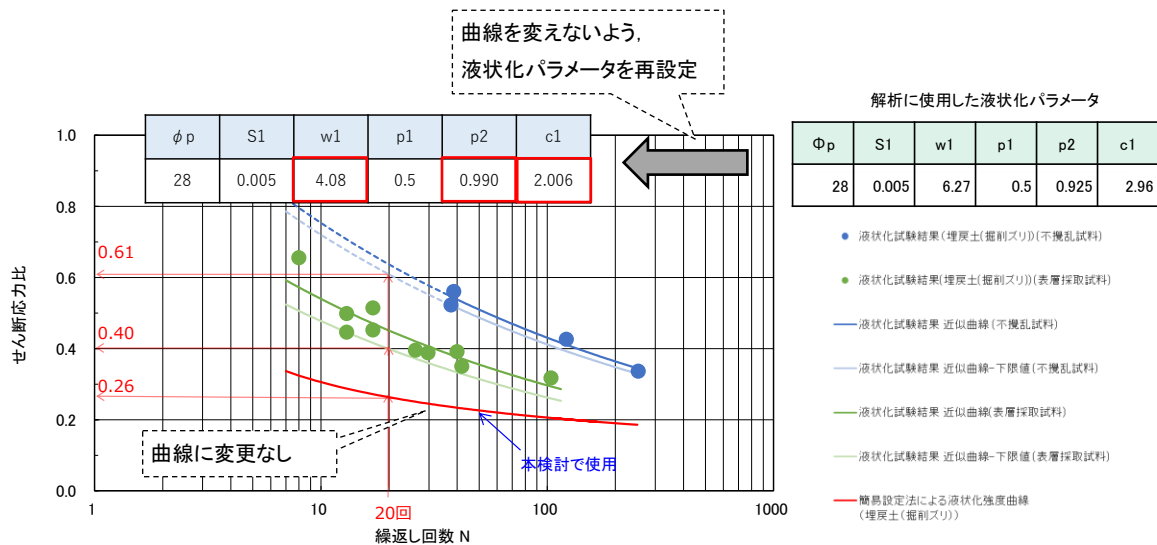


図 2.4.2.1-15 液状化パラメータの再設定

(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2.4.2.1-11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)

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

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)

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

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

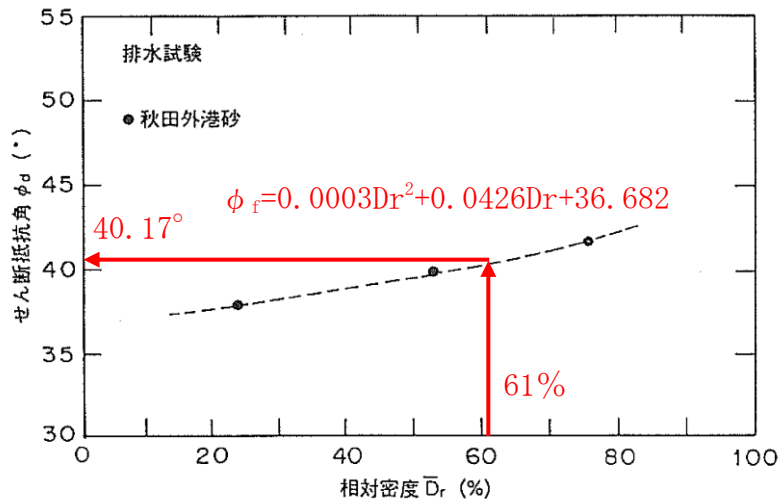


図2.4.2.1-16 相対密度と内部摩擦角 ϕ_f の関係 (港湾技研資料, 赤字で加筆)

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2.4.2.1-3に記載している、地盤支持性能の審査で示した埋戻土の解析用物性値を使用する。

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、比較検討した。

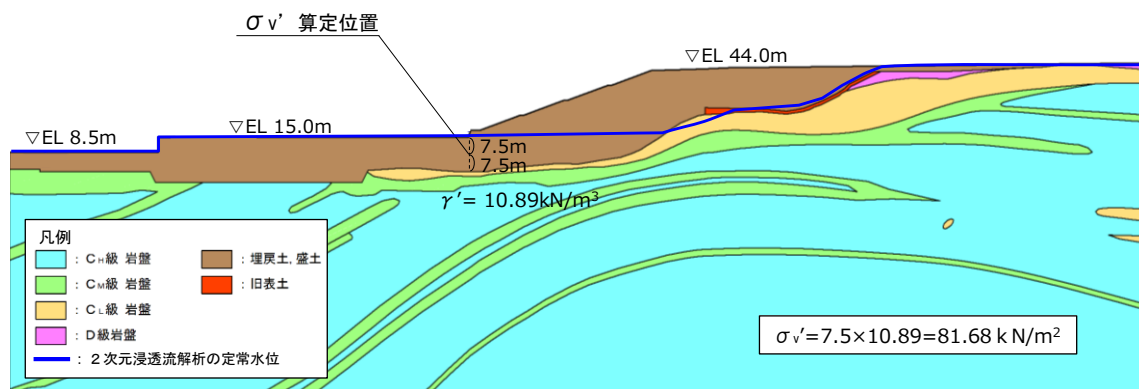


図 2.4.2.1-17 有効上載圧の算定位置

その結果、表 2.4.2.1-4 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、当該影響検討においては、地盤支持性能の審査で示した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 2.4.2.1-4 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 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	154600	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

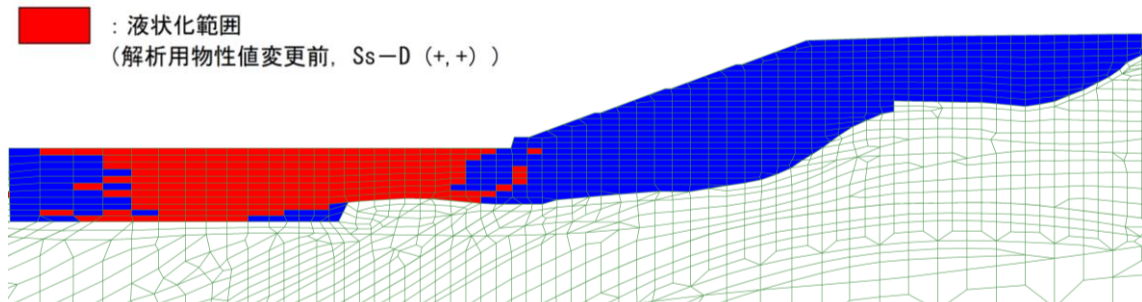
「2.4.2.1(3) 2次元有効応力解析の検討方法」に示す解析条件と同じとする。

入力地震動は、 $S_s - D (+, +)$ において比較検討を行う。

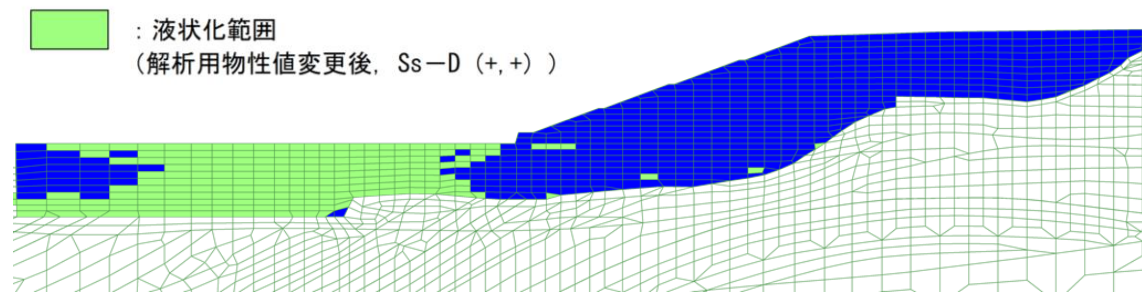
(c) 影響検討結果

液状化範囲の比較結果を図 2.4.2.1-18 に示す。

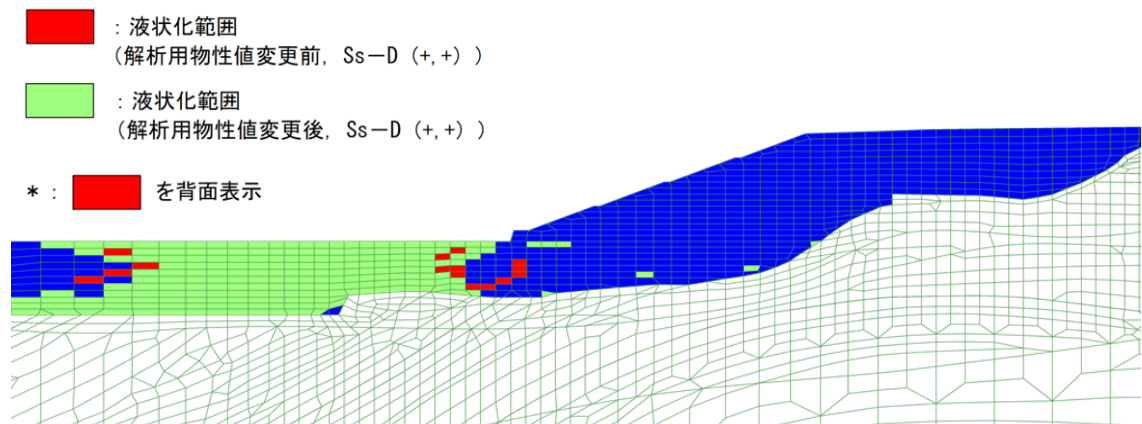
液状化範囲に大きな相違が見られないことから、液状化範囲の設定に与える影響は軽微であると評価した。



(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、降雨考慮範囲として降雨条件2400mm/年を考慮する。

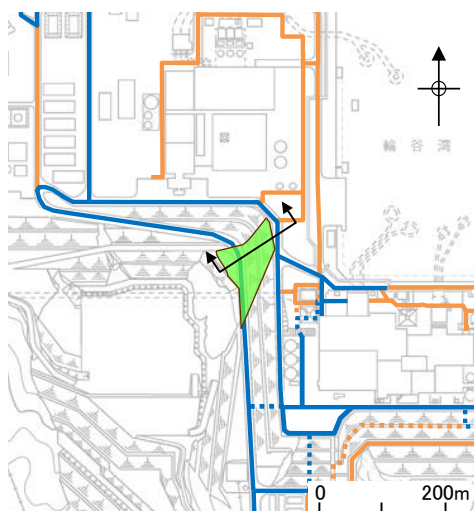


図 2.4.2.2-1 33m盤盛土斜面の断面位置図

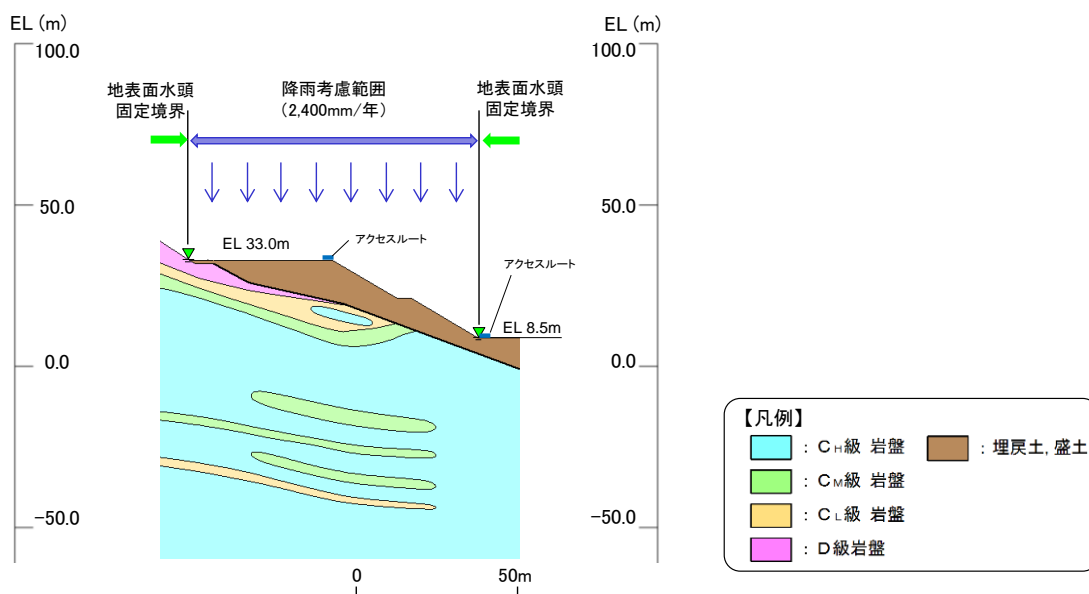


図 2.4.2.2-2 2次元浸透流解析（定常解析）の解析モデル及び解析条件

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。

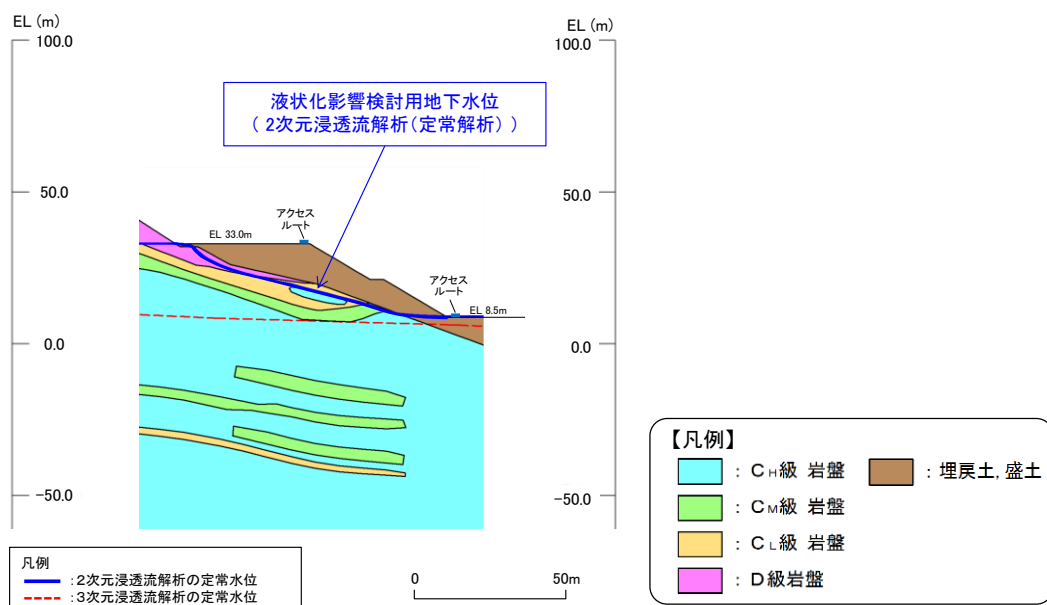


図 2.4.2.2-3 2次元浸透流解析による検討用地下水位

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、降雨考慮範囲として降雨条件2400mm/年を考慮する。

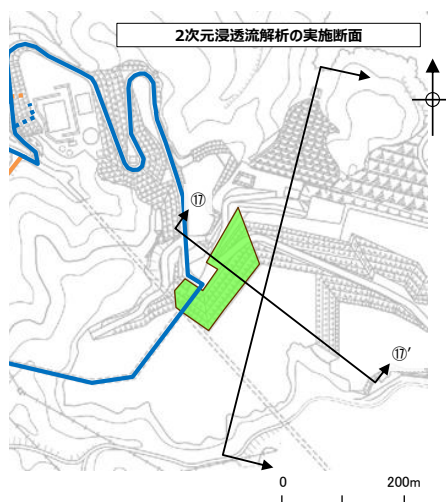


図 2.4.2.3-1 才津谷土捨場断面位置図

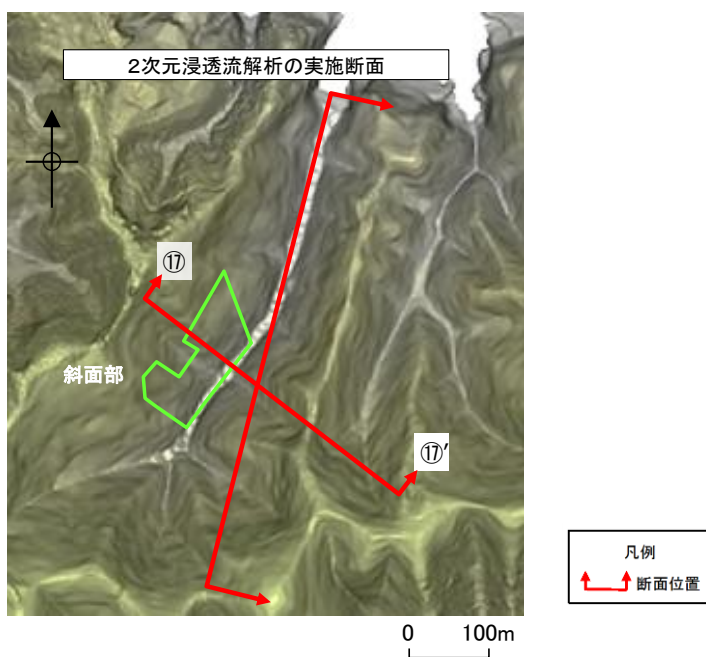


図 2.4.2.3-2 土捨場造成前の地形立体図*

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。

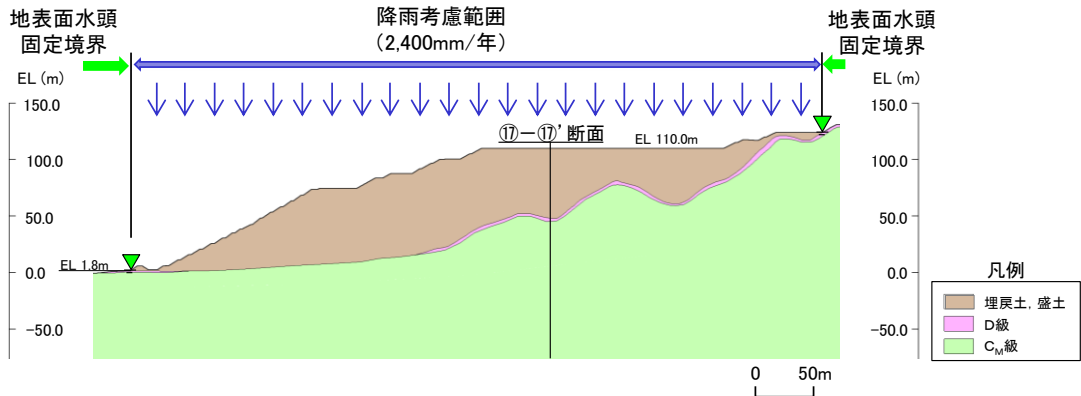


図 2.4.2.3-3 2次元浸透流解析（定常解析）の解析モデル及び解析条件

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。

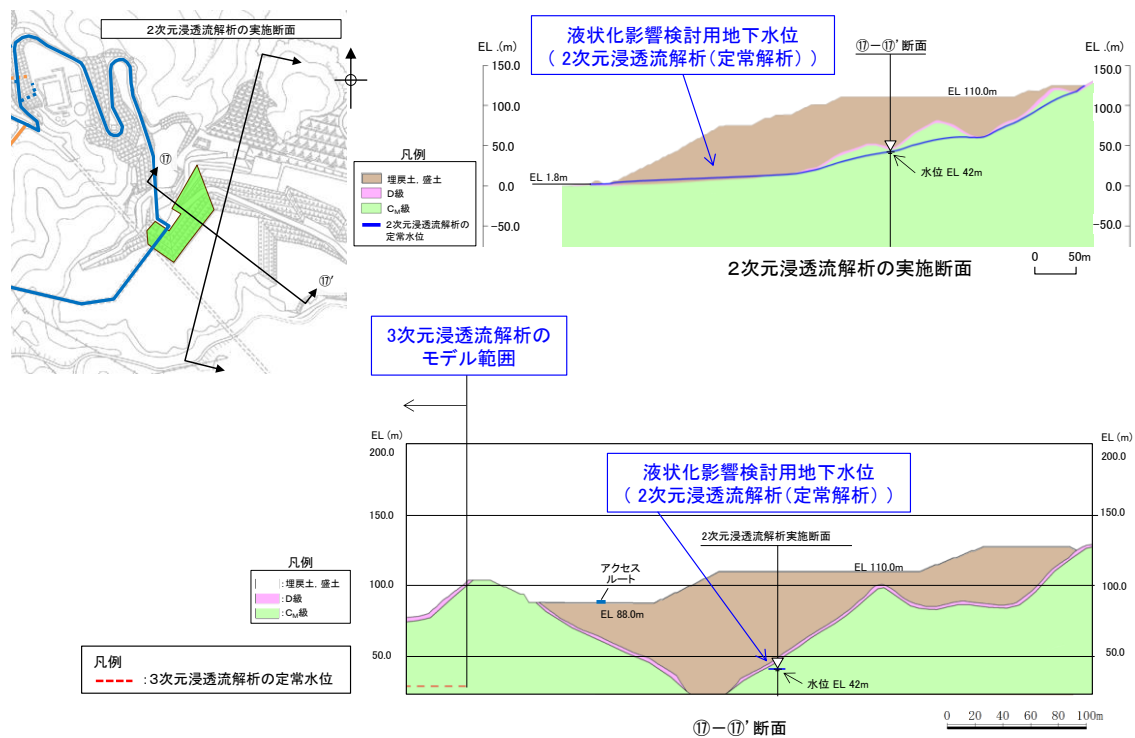


図 2.4.2.3-4 2次元浸透流解析による検討用地下水位
 (上図：2次元浸透流解析の実施断面，下図：⑩-⑩'断面)

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。

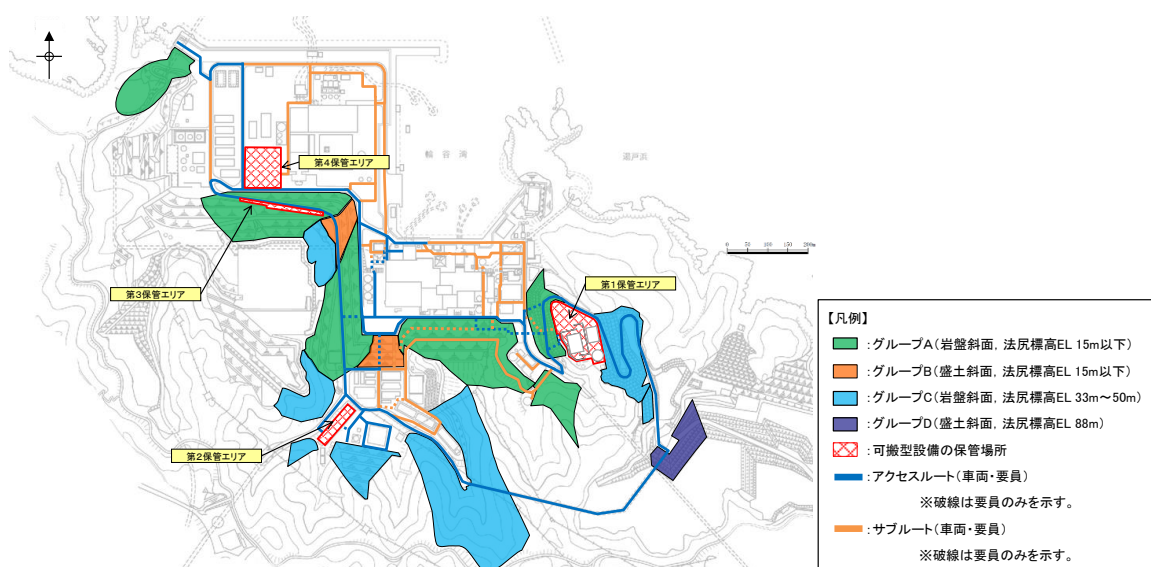


図 2.5-1 グループ A～D の平面位置図

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）

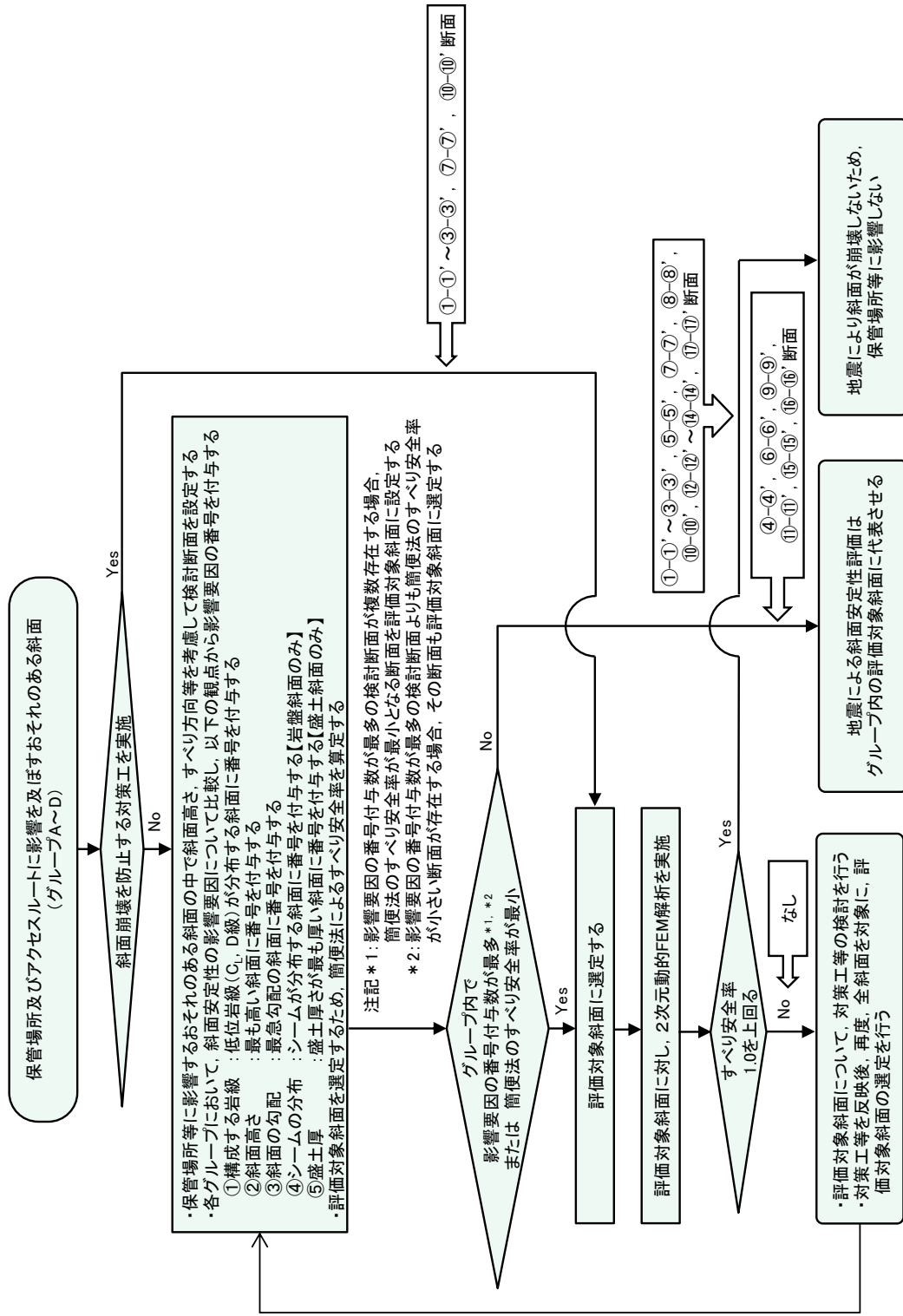


図 2.6.1-1 保管場所等の評価対象斜面のすべりに対する安定性評価のフロー

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。

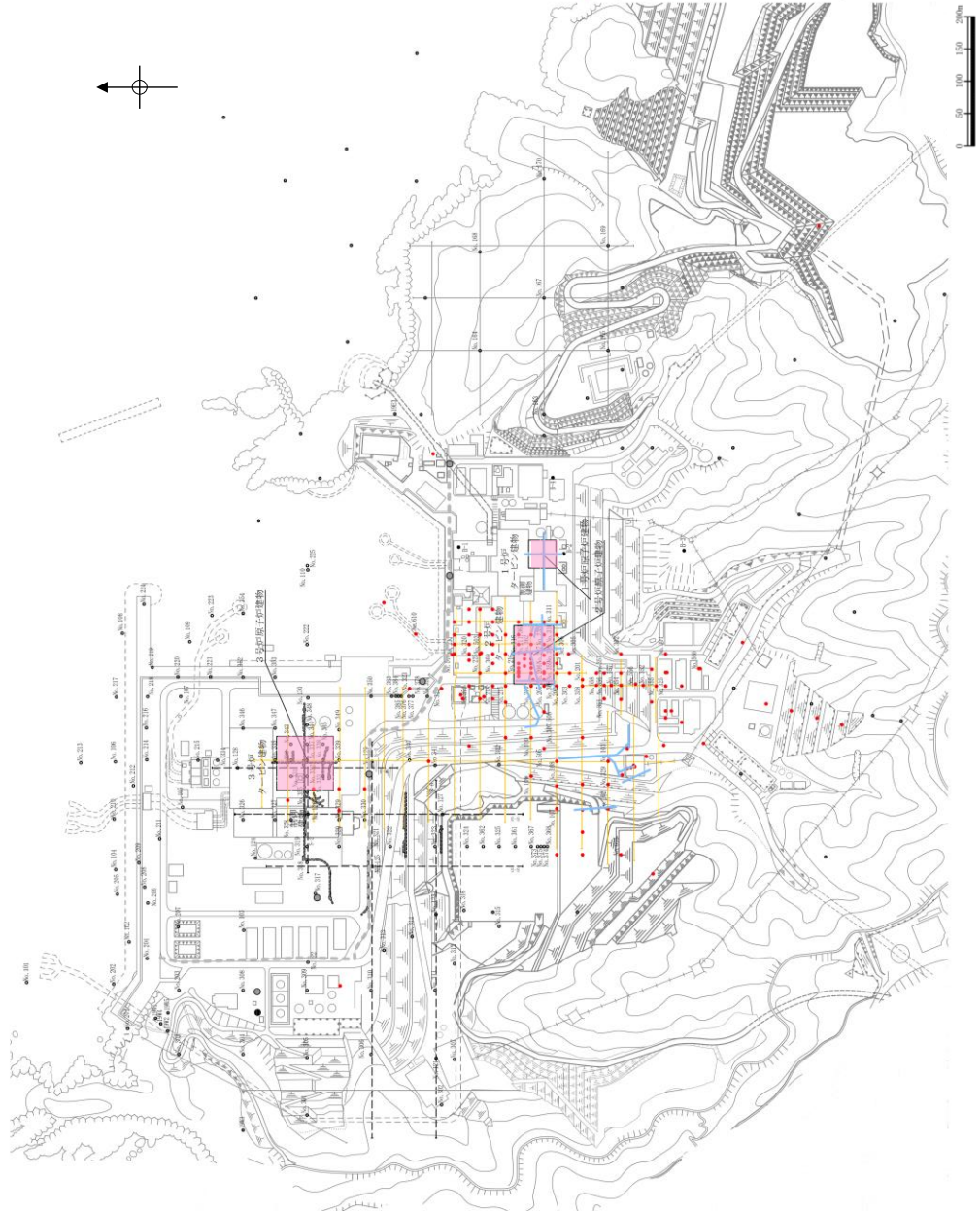


図 2.6.2-1 既往の地質調査位置図

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。

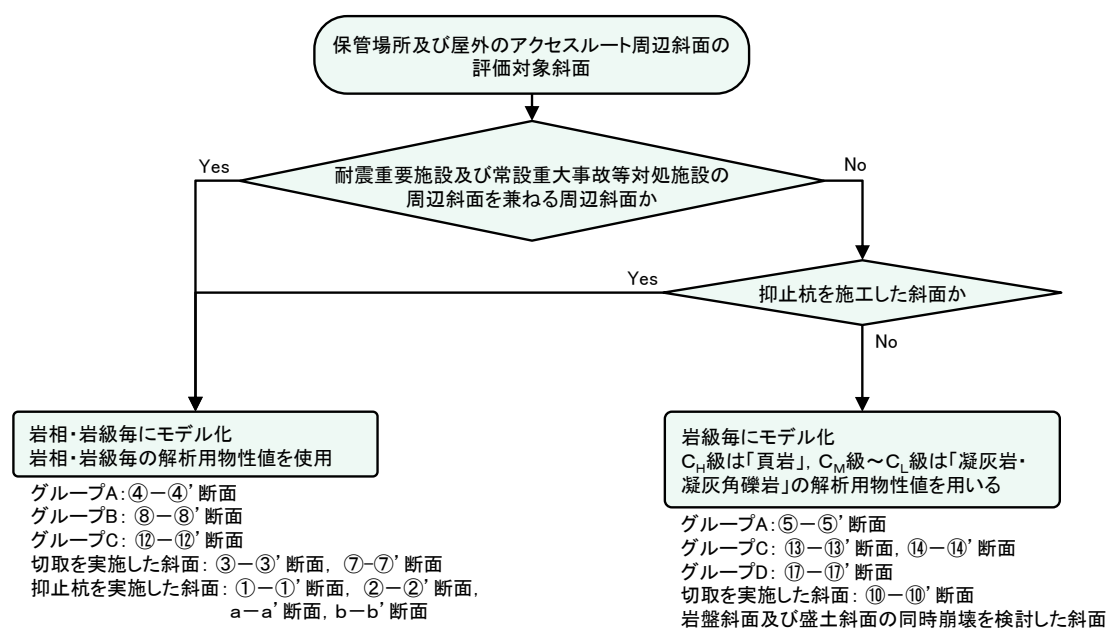


図 2.6.2.3-1 斜面の解析用物性値設定フロー

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					
安山岩	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					
岩盤 (貫入岩)												

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							
	凝灰岩・凝灰角礫岩	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。

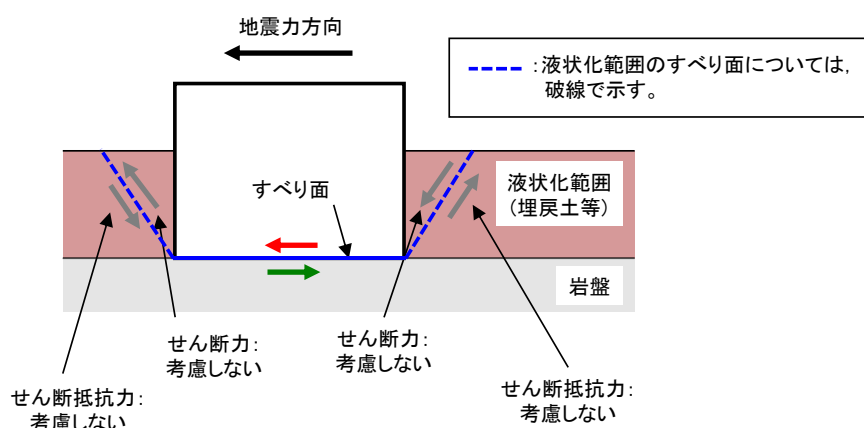


図 2.6.2.5-1 液状化影響を考慮したすべり安全率の算定方法（動的解析，簡便法）

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。

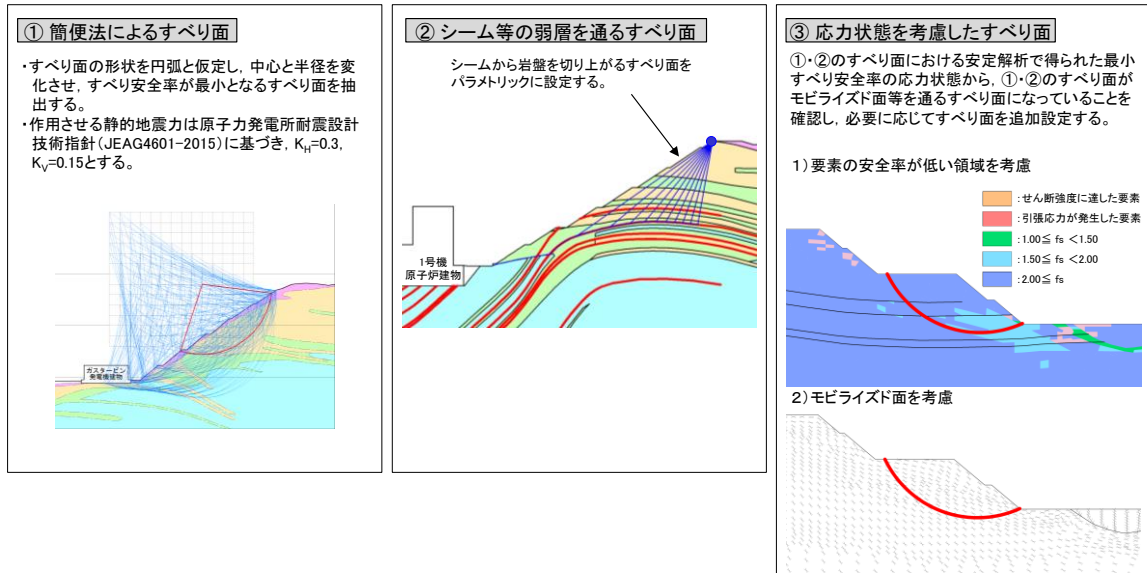


図 2.6.2.5-2 想定すべり面の設定方法

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。

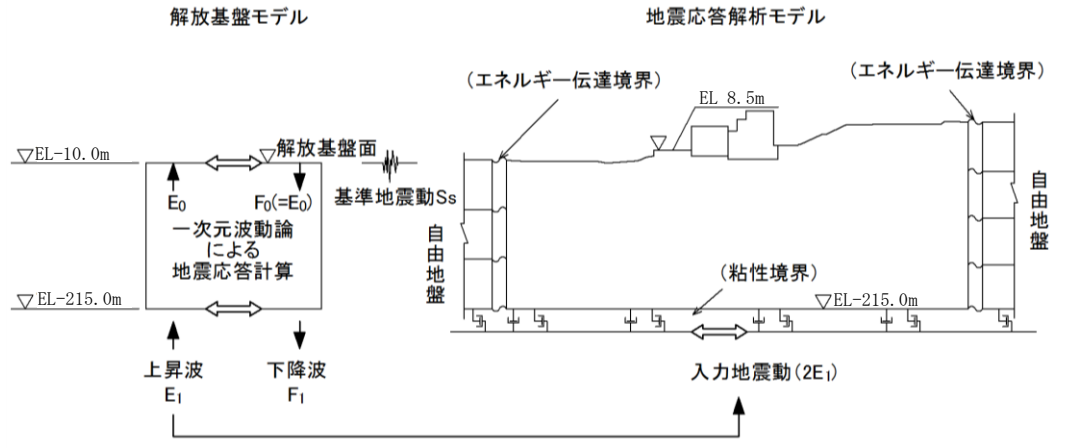


図 2.6.2.6-1 入力地震動策定の概念図

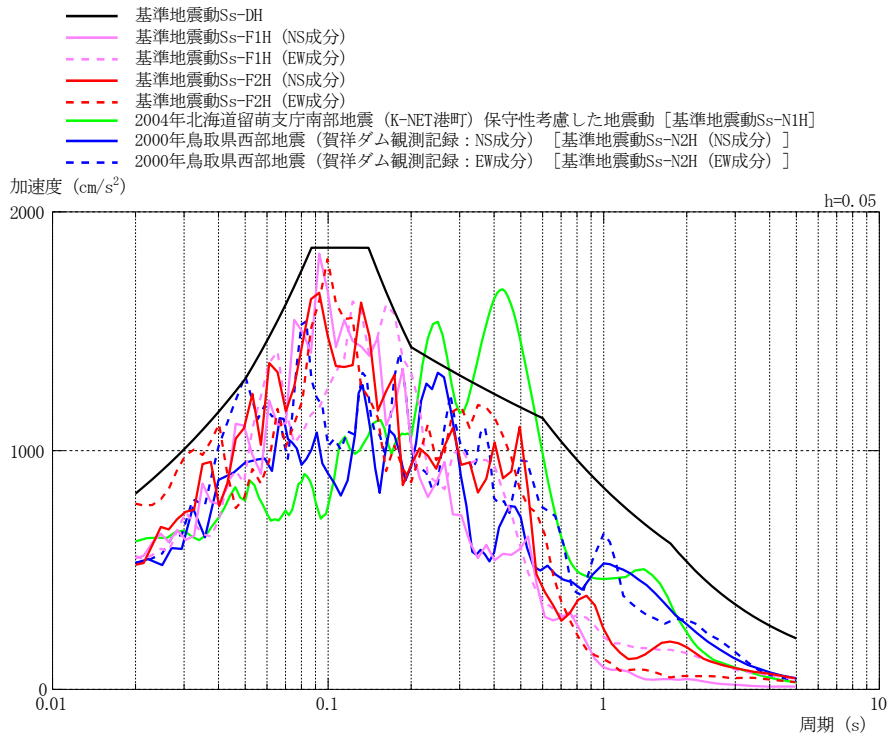
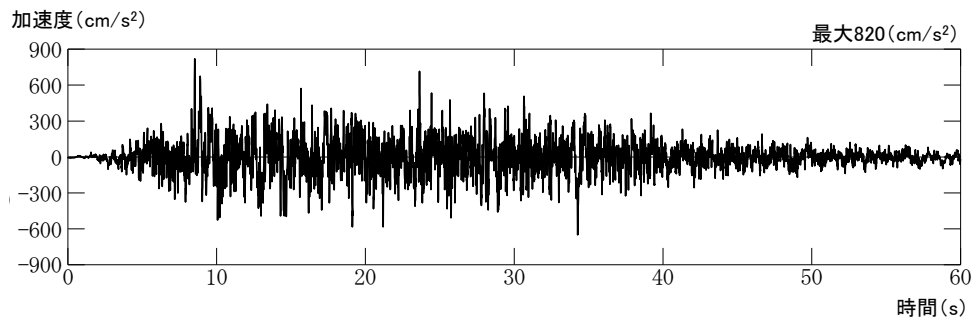
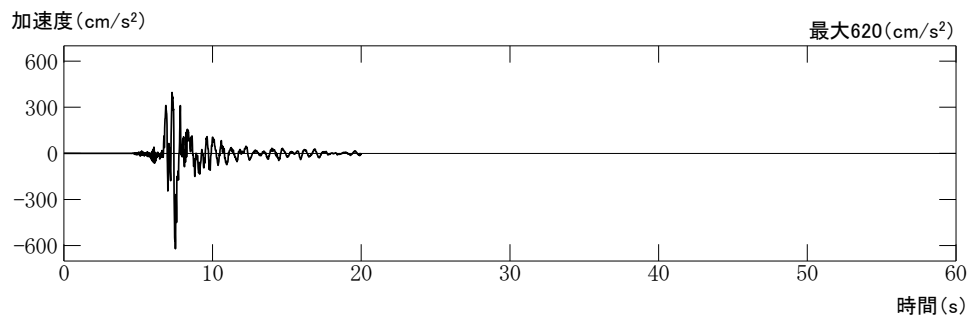


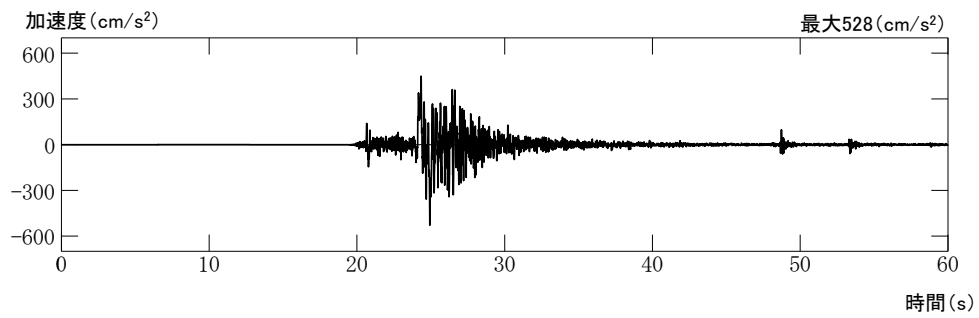
図 2.6.2.6-2 基準地震動 S_s の加速度応答スペクトル (水平方向)



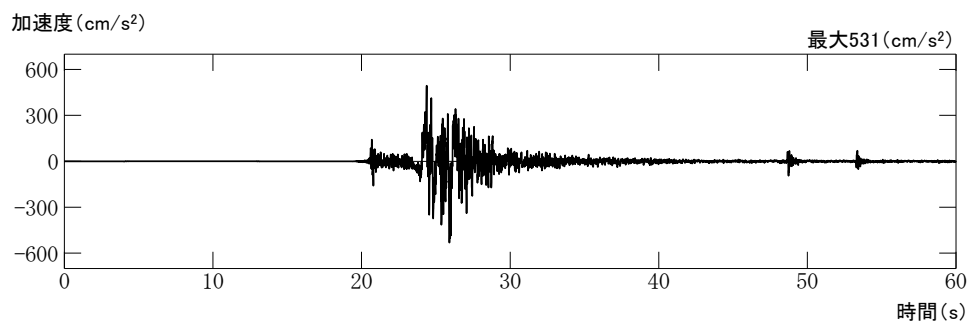
S s - D



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)

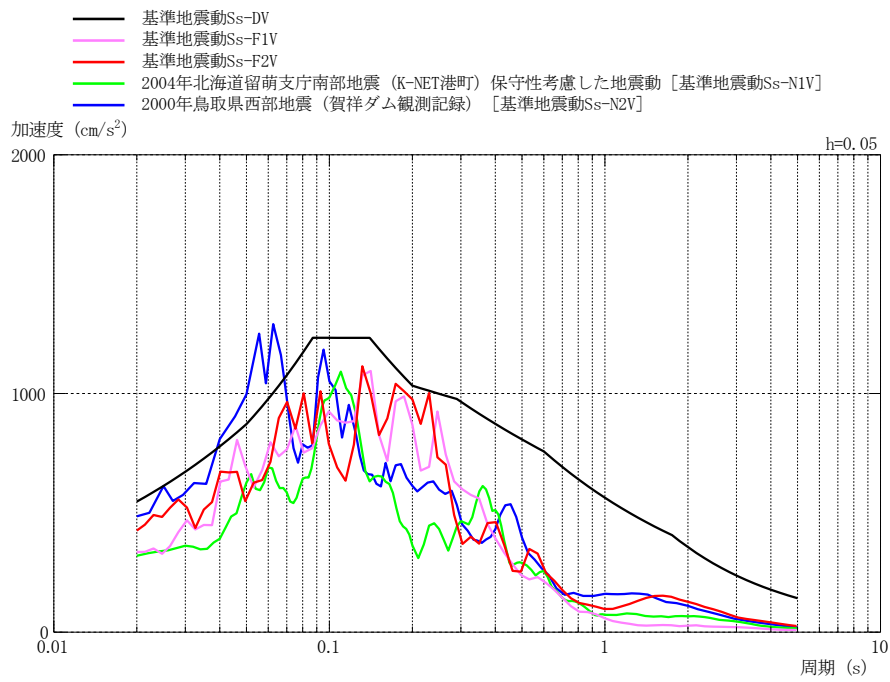
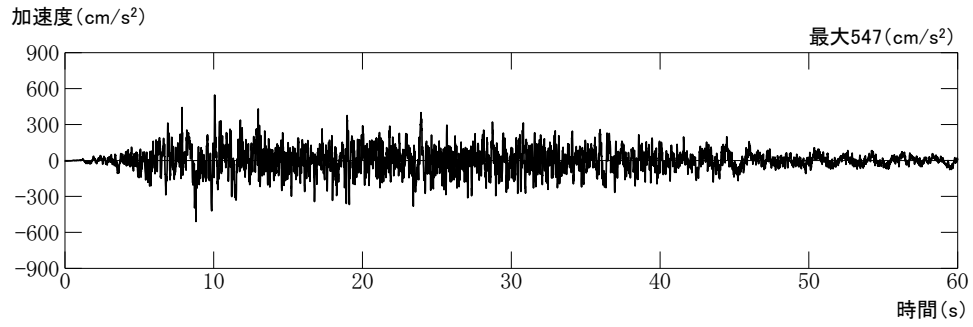
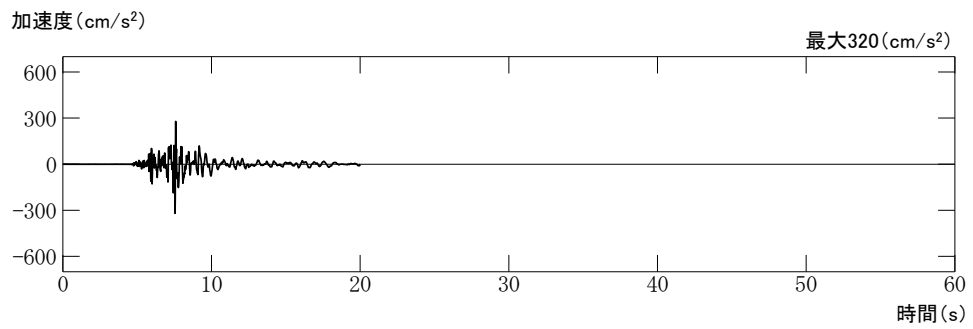


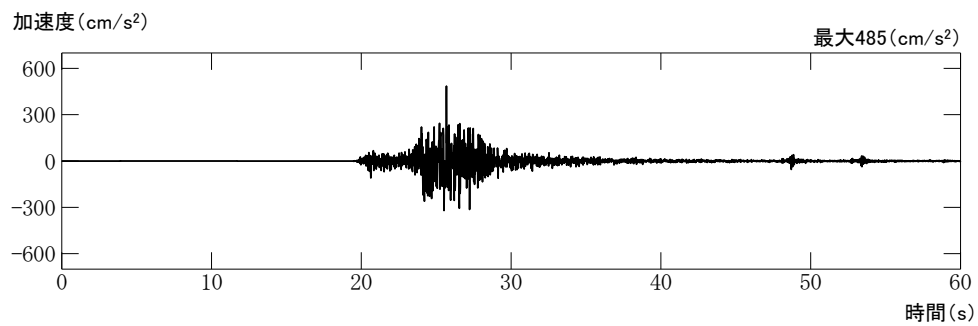
図 2.6.2.6-4 基準地震動 S s の加速度応答スペクトル（鉛直方向）



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。

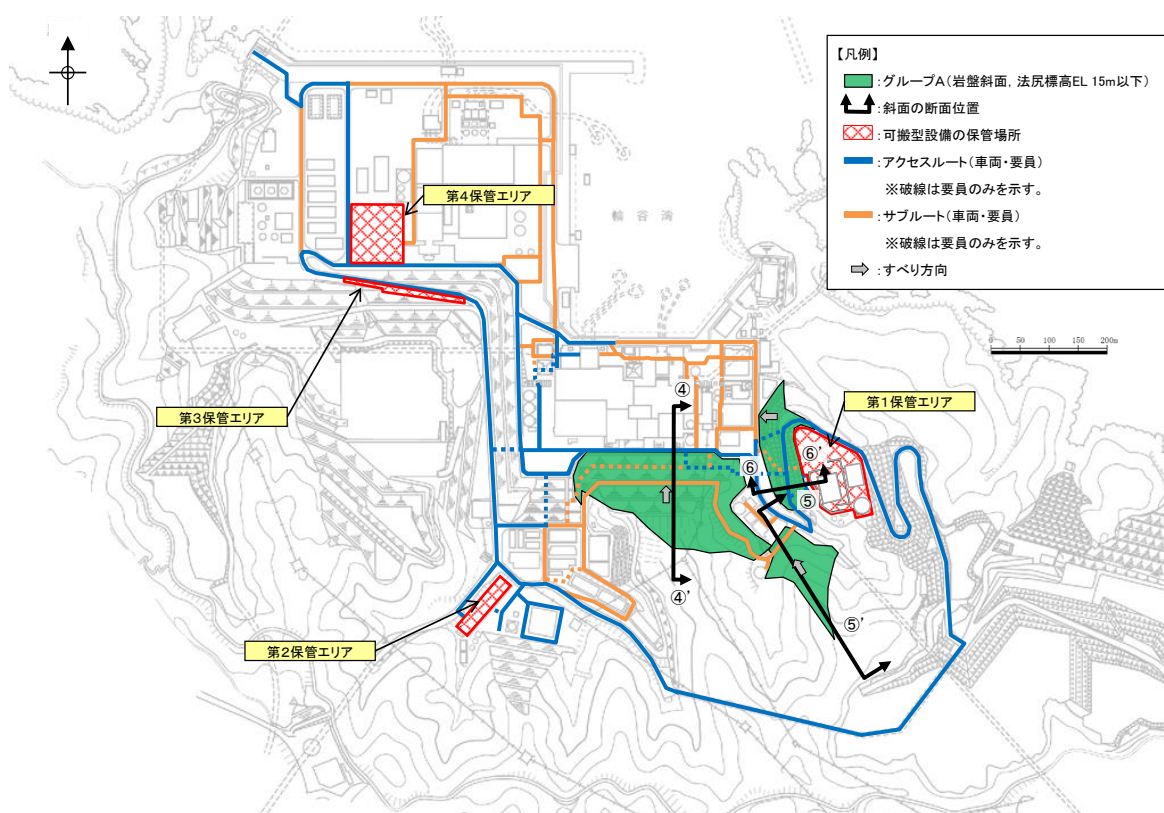


図 2.6.3.1-1 グループ A（岩盤斜面，法尻標高 EL 15m 以下）の斜面の断面位置図

図 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	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、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)

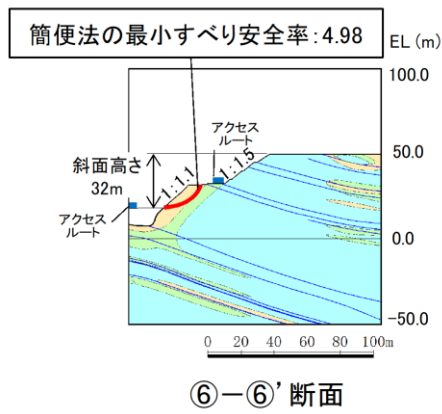
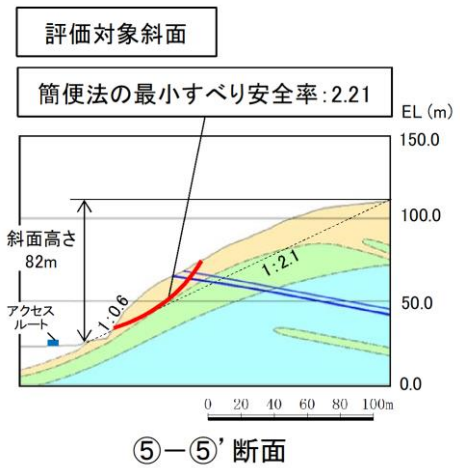
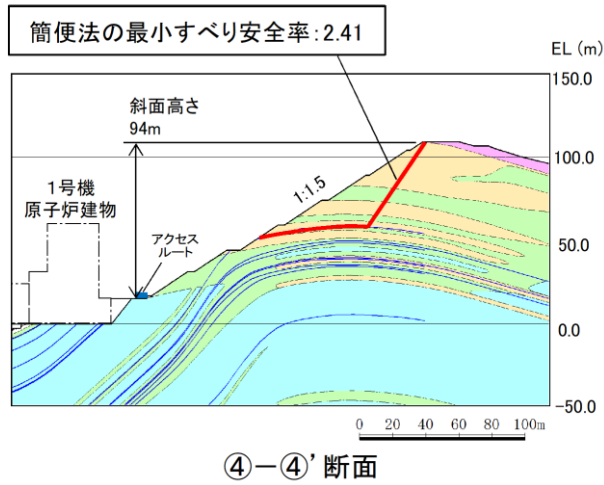


図 2.6.3.1-2 グループ A (岩盤斜面, 法尻標高 EL 15m 以下) の斜面の地質断面図

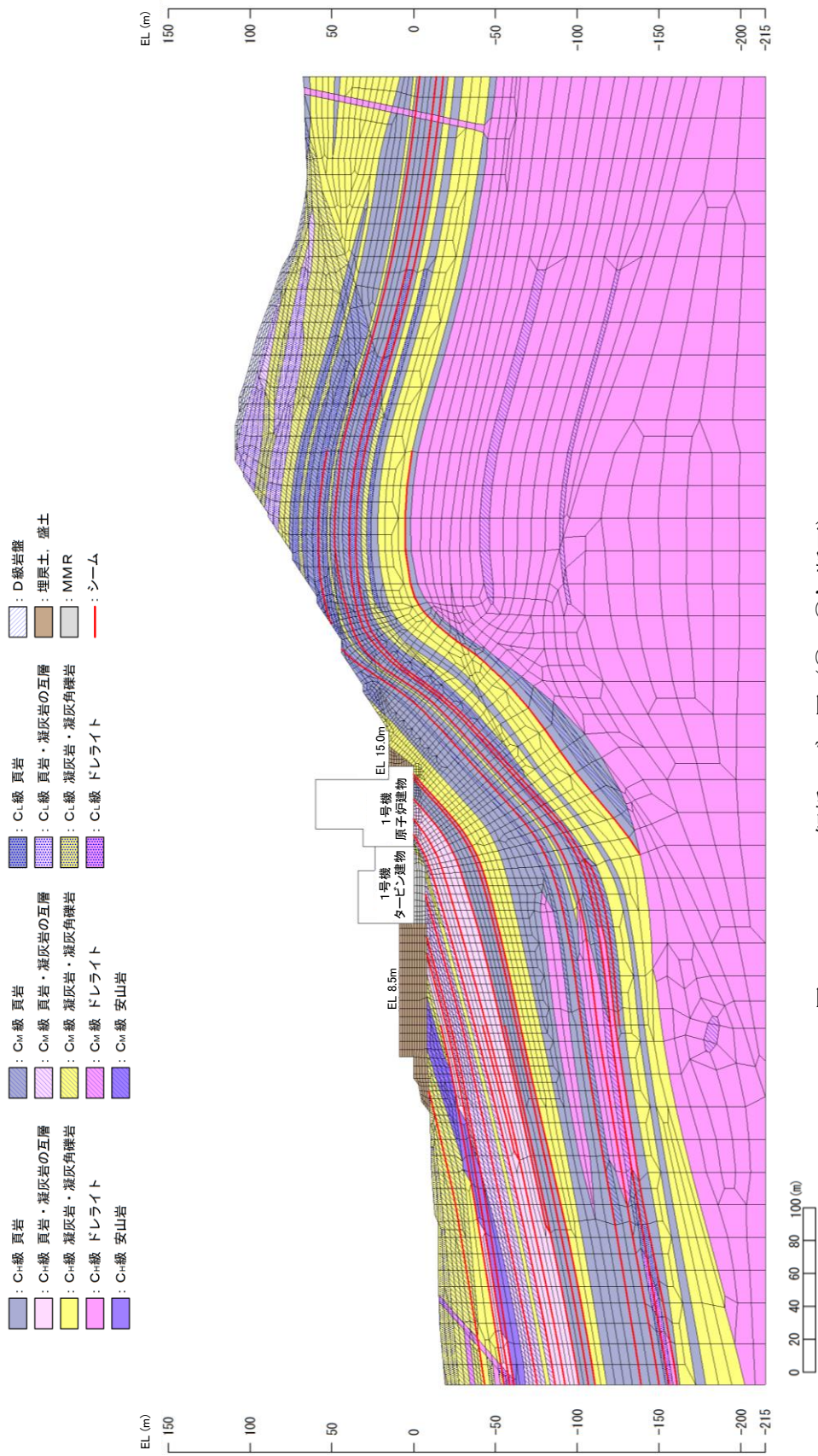


図 2.6.3.1-3 解析モデル図 (④-④' 断面)

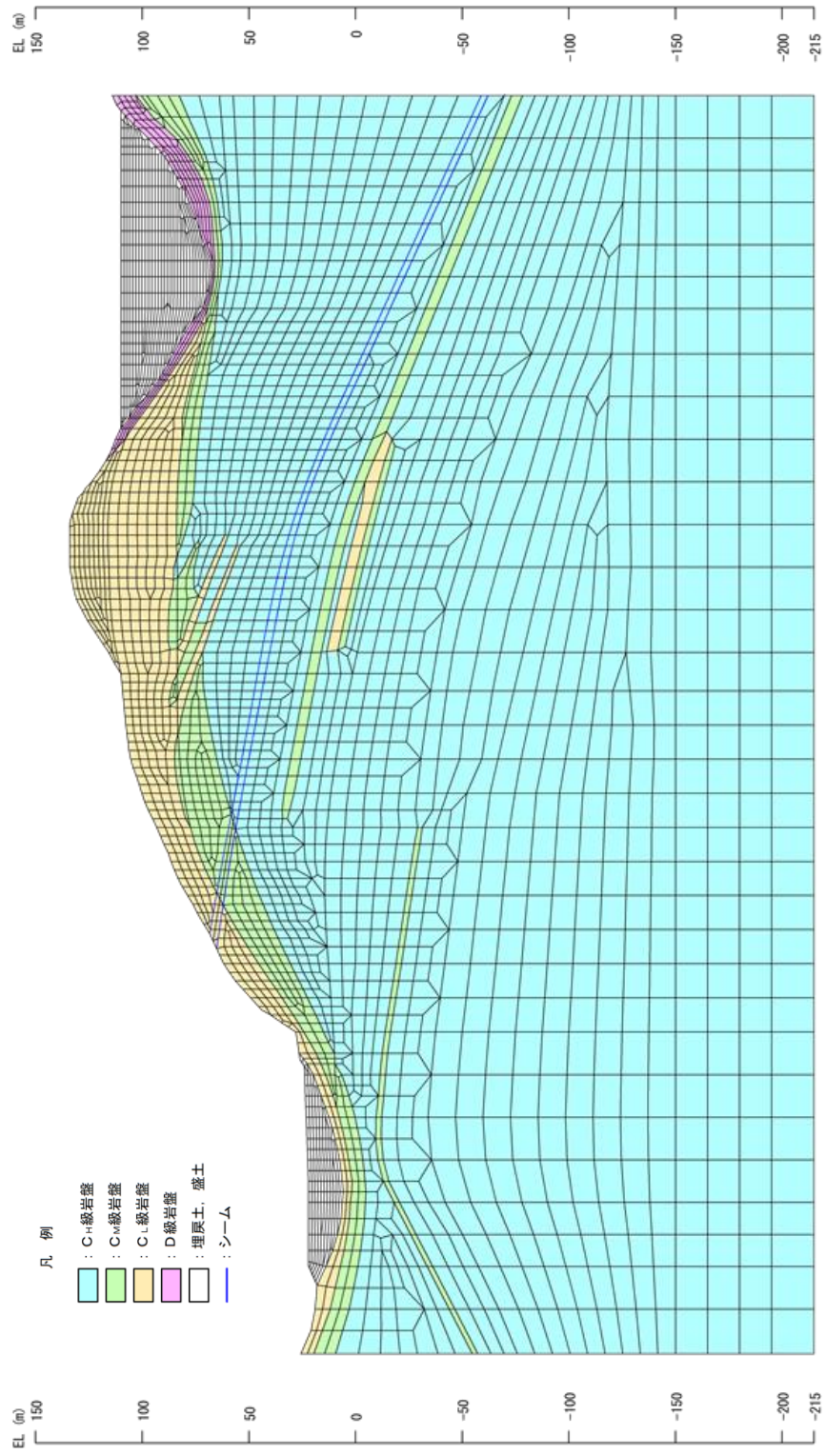
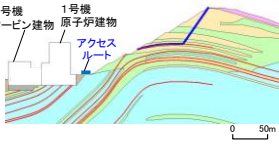
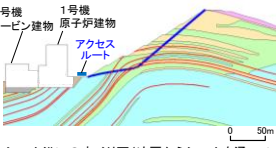
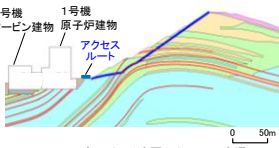
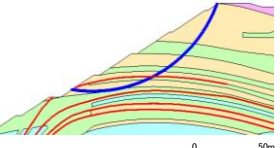



図 2.6.3.1-4 解析モデル図 (⑤-⑤' 断面)

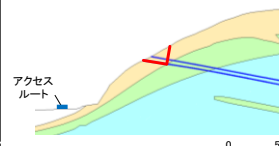
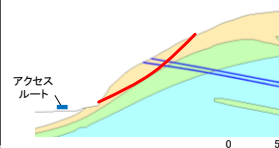
・④-④' 断面 平均強度でのすべり安全率

	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C₁級とC₂級の岩級境界付近のC₁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C₁級とC₂級の岩級境界付近のC₁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(C₁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。

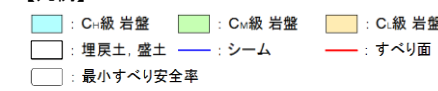
【凡例】


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。

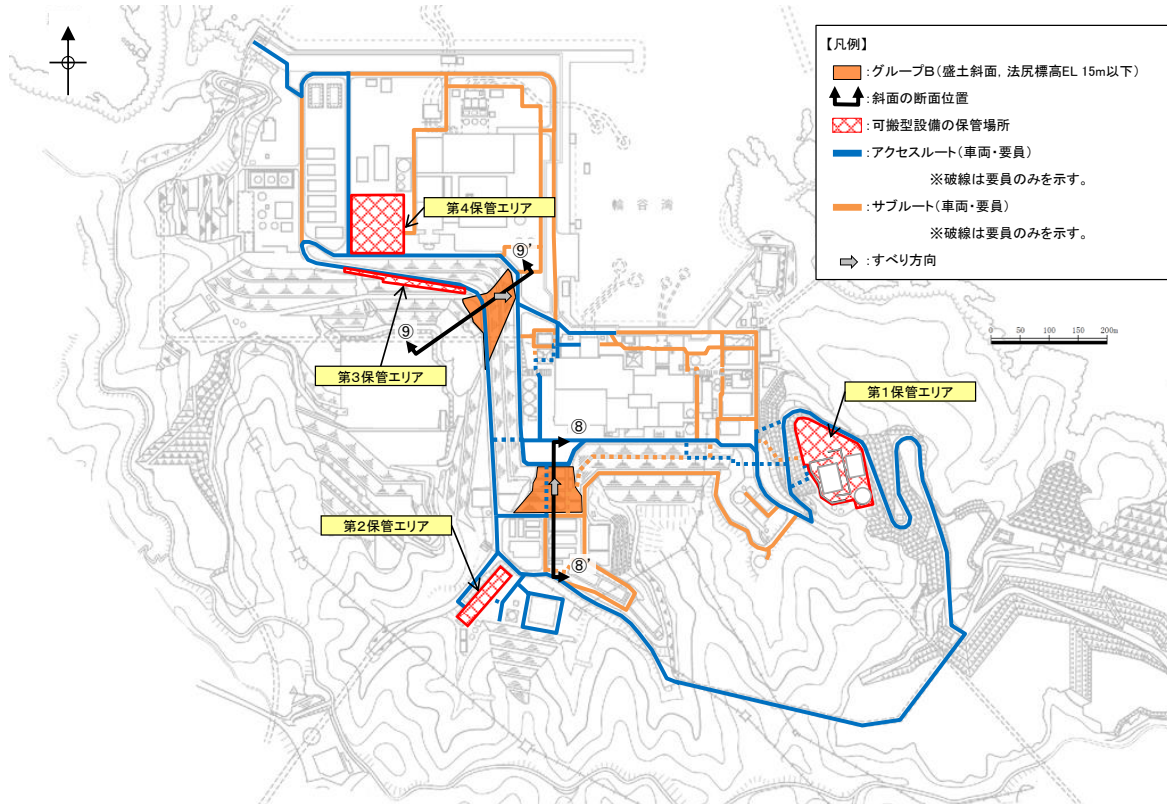


図 2.6.3.2-1 グループB（盛土斜面，法尻標高EL 15m以下）の斜面の断面位置図

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)

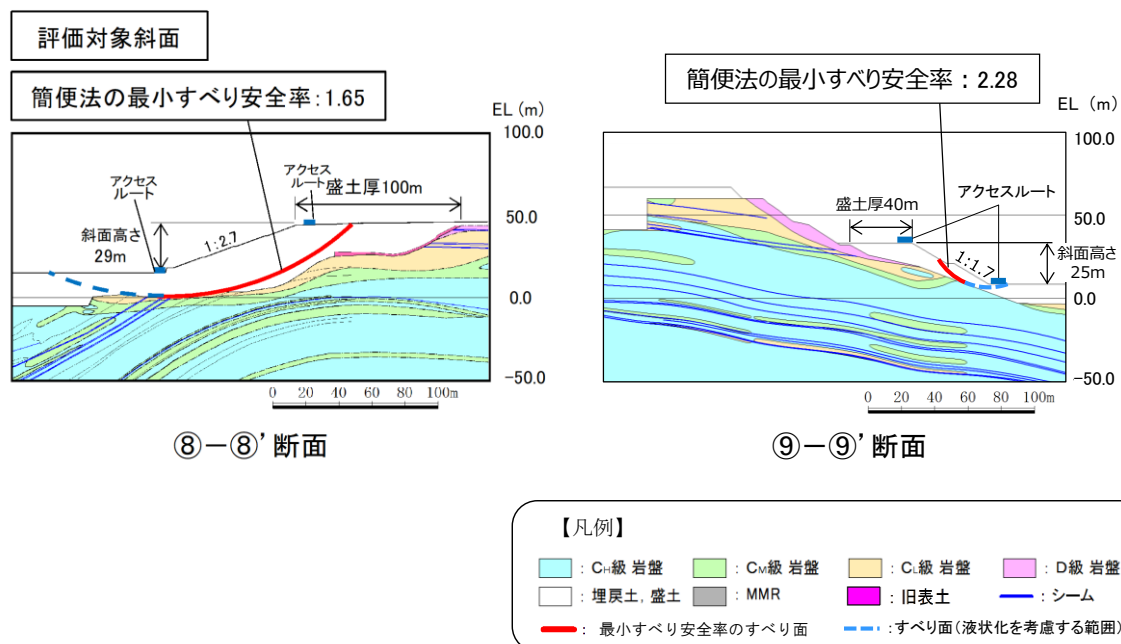


図 2.6.3.2-2 グループ B（盛土斜面，法尻標高 EL 15m 以下）の斜面の地質断面図

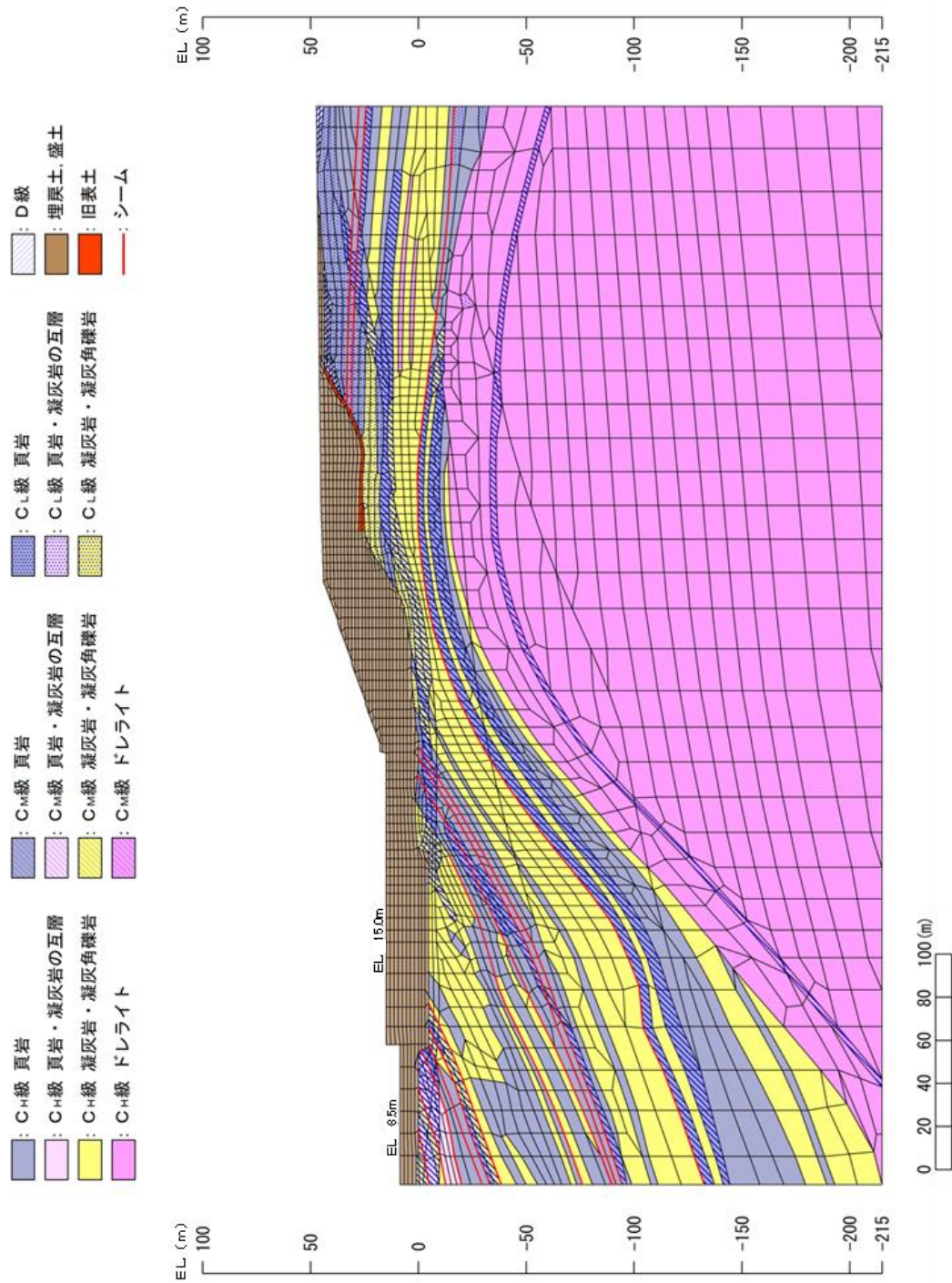


図 2.6.3.2-3 解析モデル図 (⑧-⑧' 断面)

・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 _w 級岩盤
	: C ₂ 級岩盤		: D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。

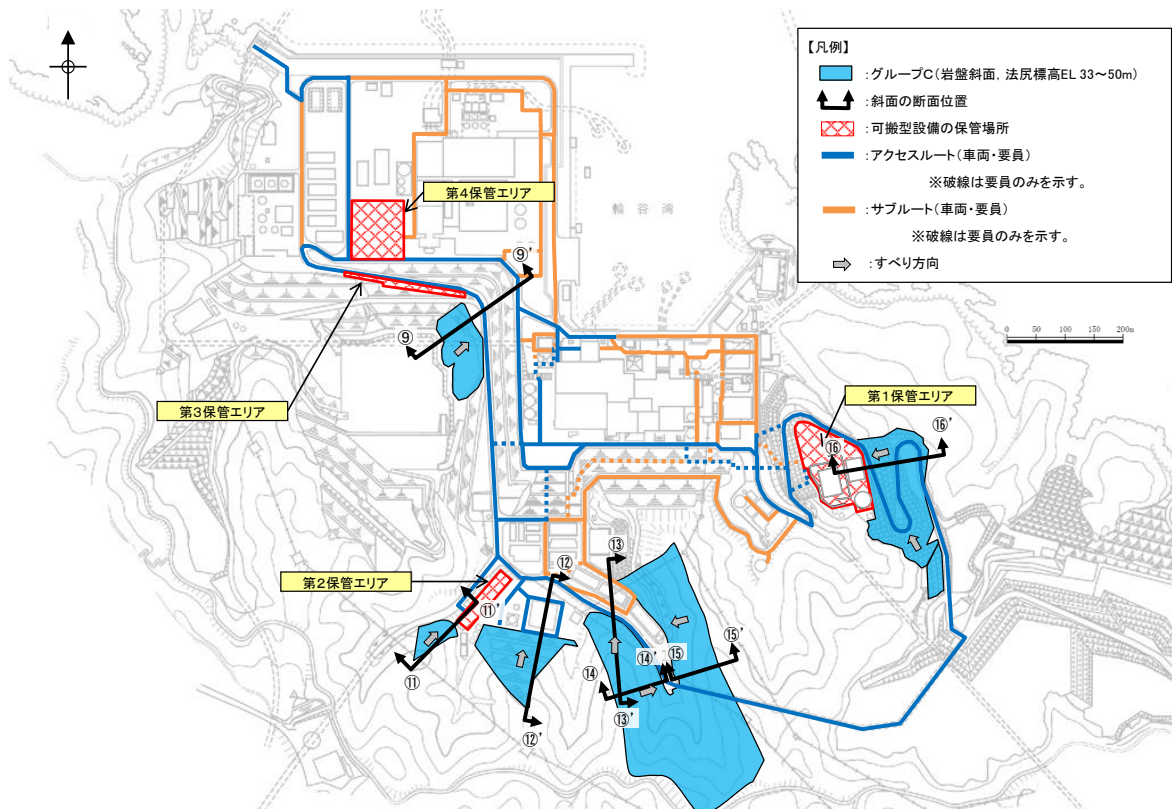


図 2.6.3.3-1 グループC (岩盤斜面, 法尻標高 EL 33~50m) の斜面の断面位置図

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と数が多いこと、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第 2.6.3.3-3 図～第 2.6.3.3-5 図に示す。

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	⑩-⑩' 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、⑩-⑩' 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	⑩-⑩' 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、⑩-⑩' 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⑩-⑩' 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⑩-⑩' 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	⑩-⑩' 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、⑩-⑩' 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	⑩-⑩' 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、⑩-⑩' 断面の評価に代表させる。	○

□ : 番号を付与する影響要因 □ : 影響要因の番号付と数が多い(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)

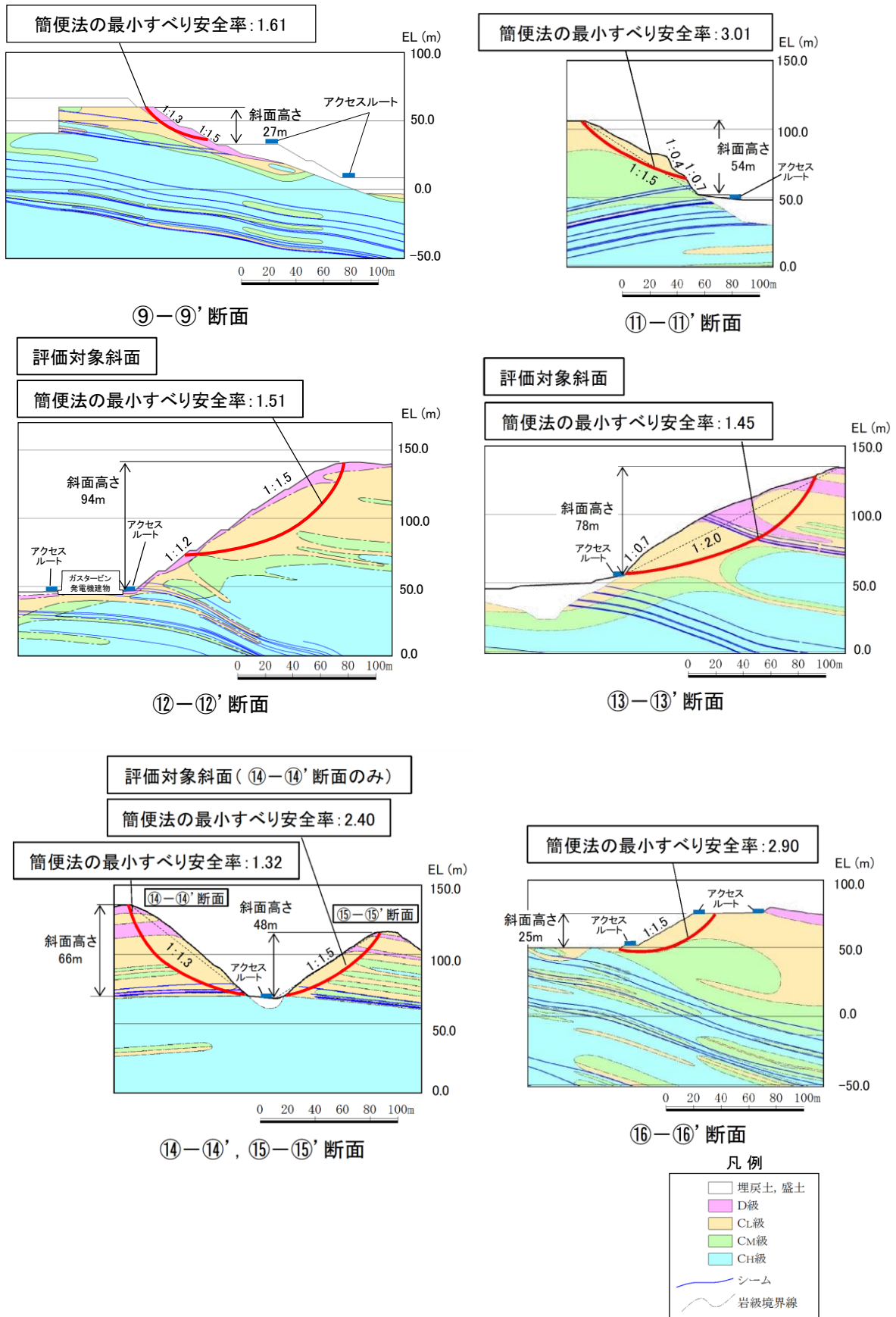


図 2.6.3.3-2 グループ C (岩盤斜面, 法尻標高 EL 33~50m) の斜面の地質断面図

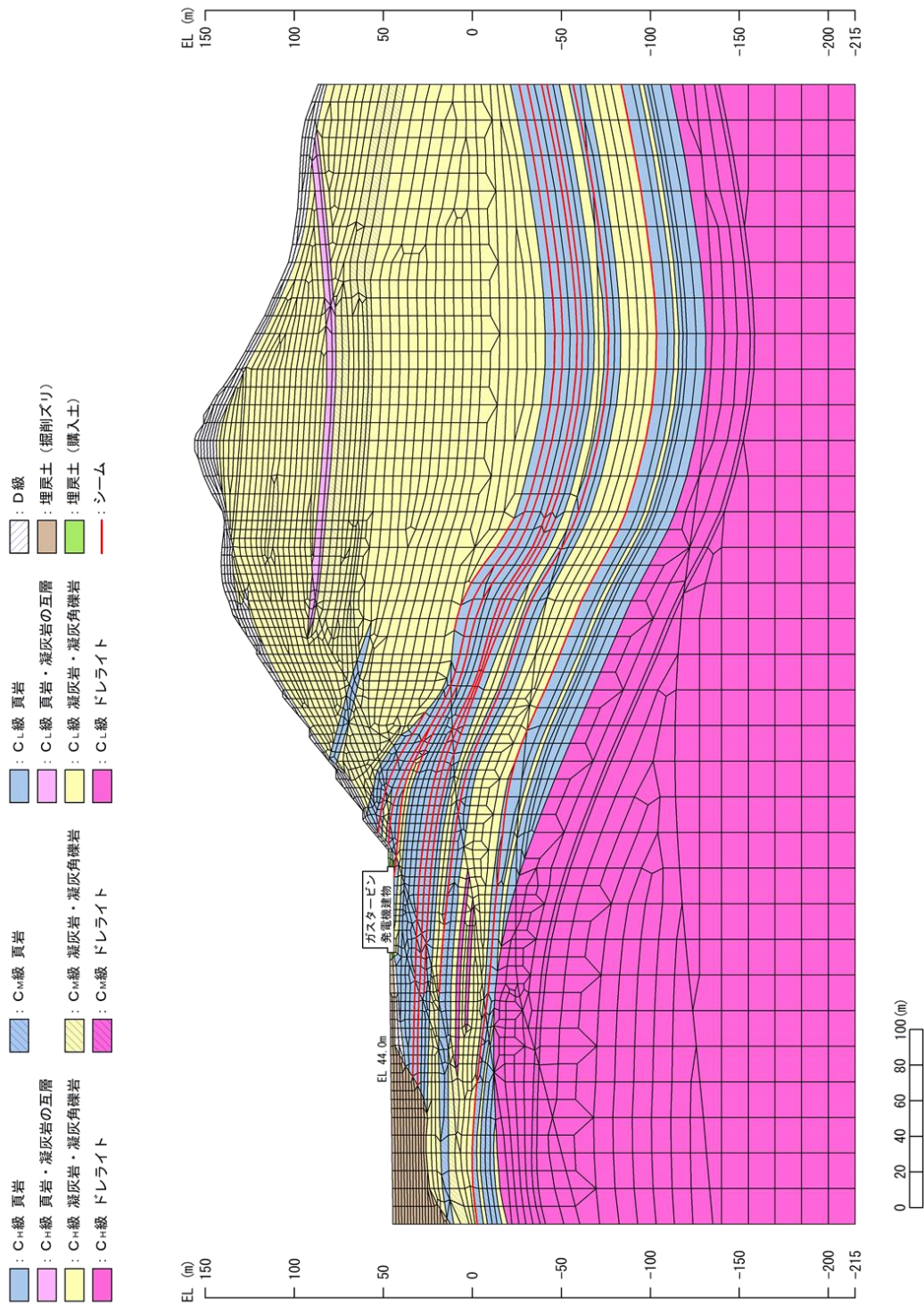


図 2.6.3.3-3 解析モデル図 (⑫-⑫' 断面)

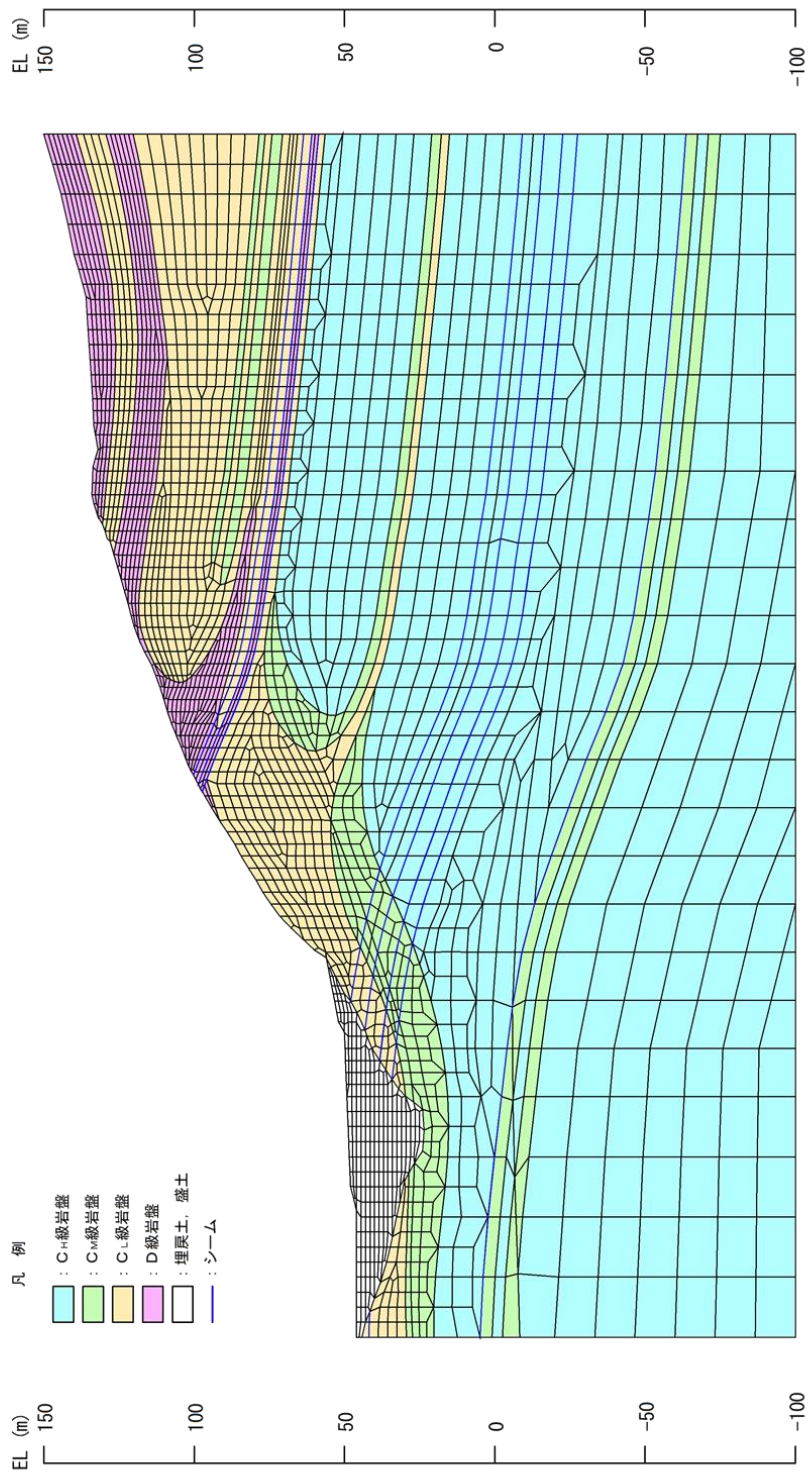


図 2.6.3.3-4 解析モデル図 (13-13' 断面)

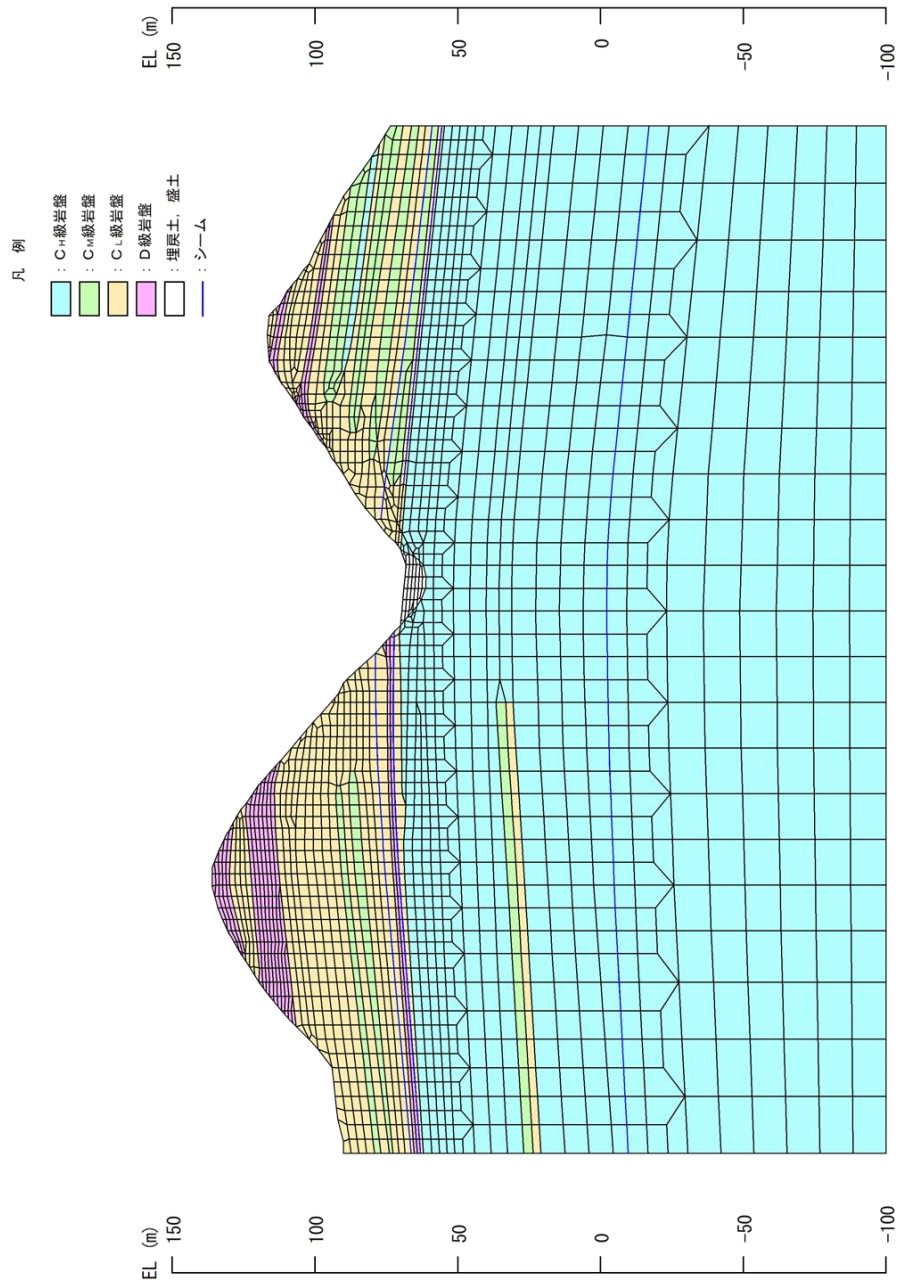


図 2.6.3.3-5 解析モデル図 (⑭-⑭', 断面)

・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 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 2.6.3.4-3 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。

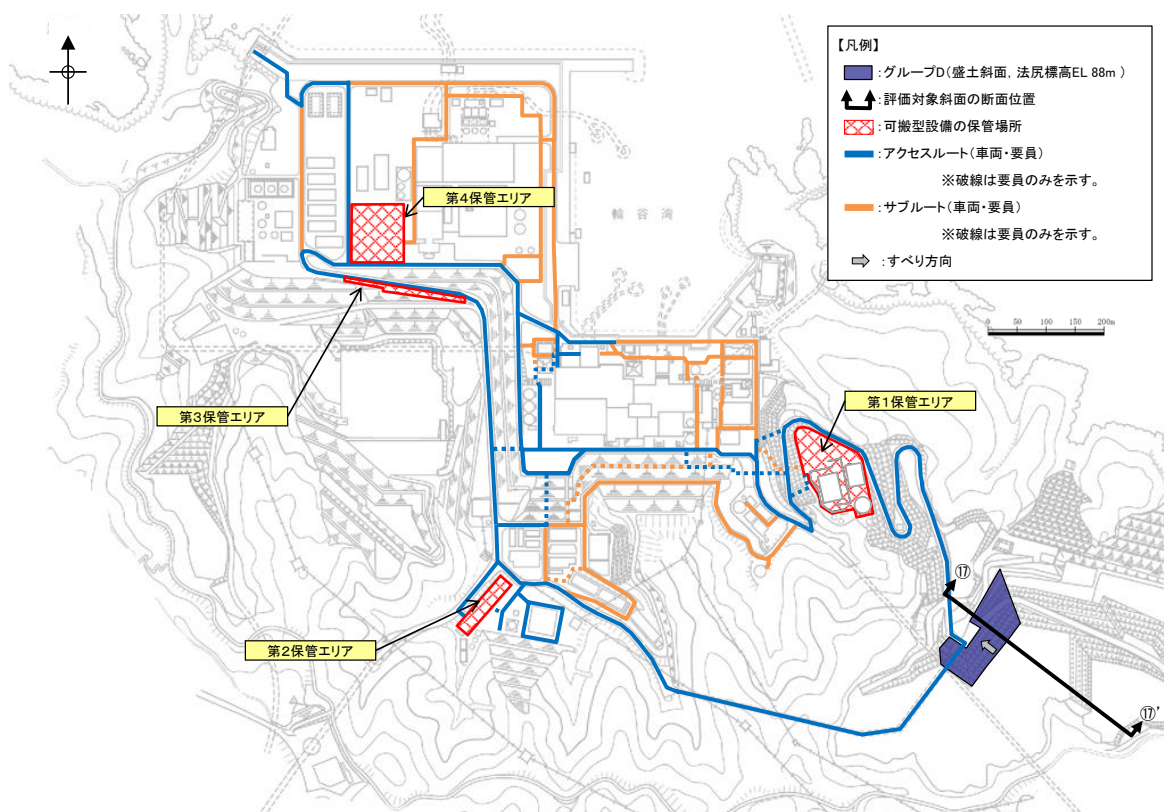


図 2.6.3.4-1 グループD（盛土斜面，法尻標高 EL 88m）の斜面の断面位置図

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）

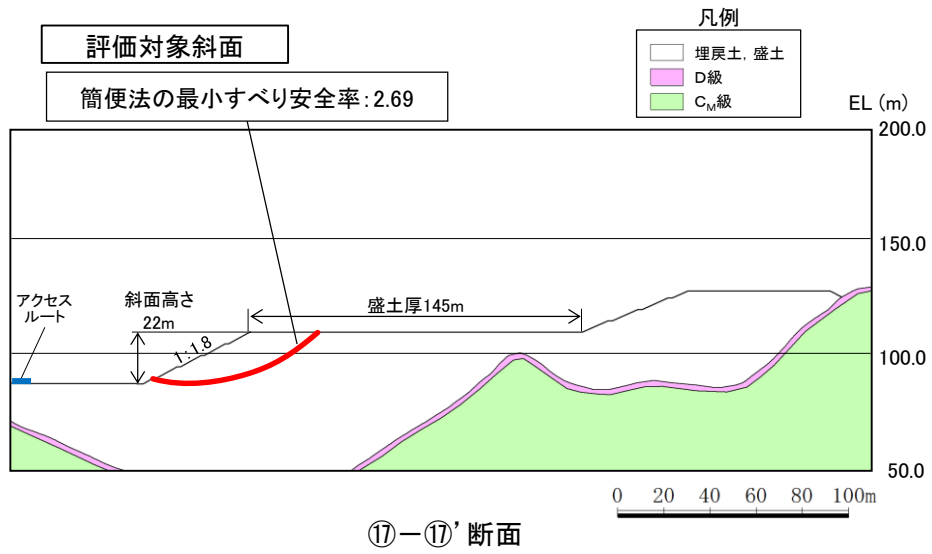


図 2.6.3.4-2 グループ D (盛土斜面, 法尻標高 EL 88m) の評価対象斜面の地質断面図

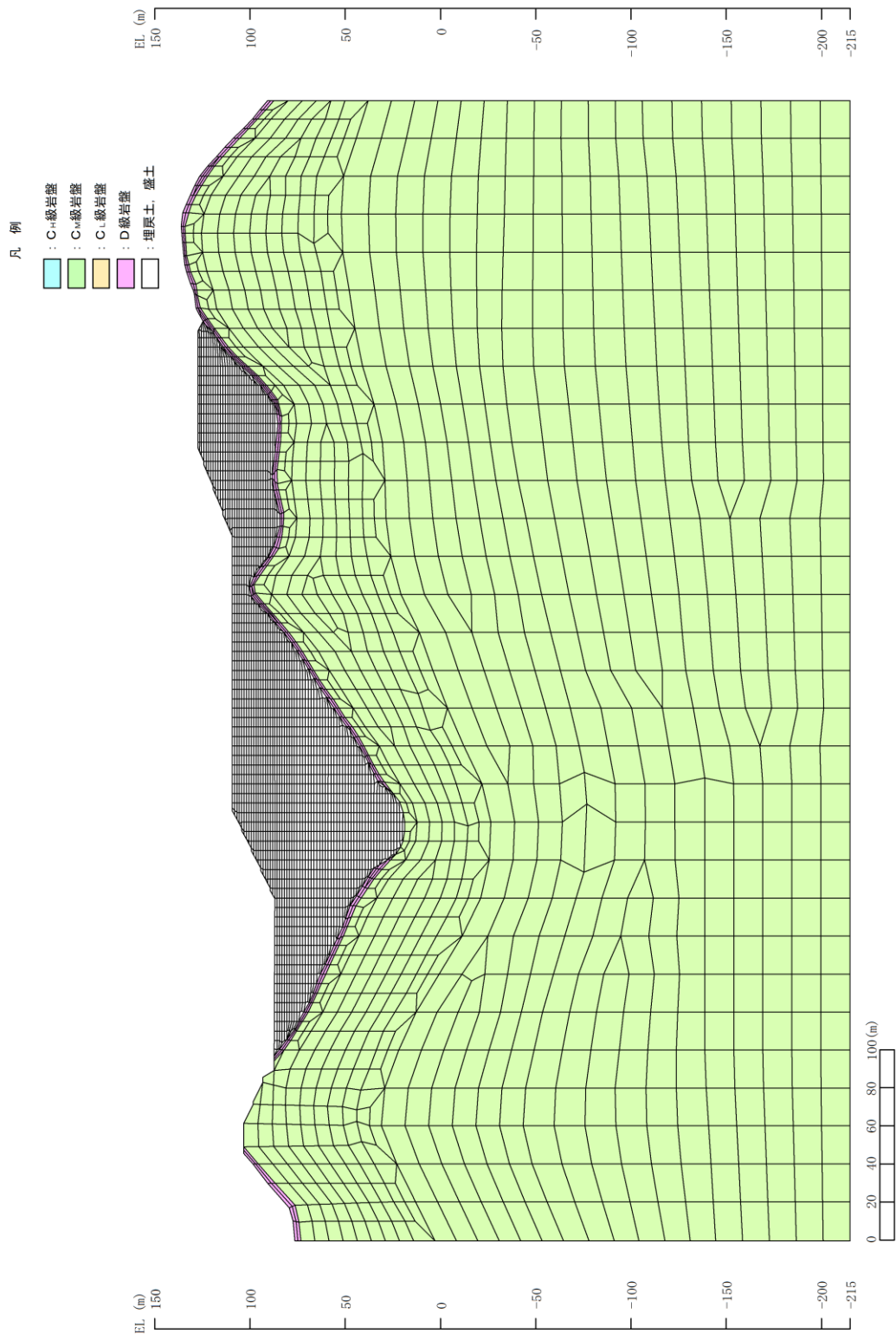
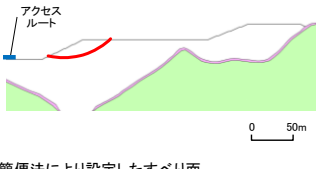


図 2.6.3.4-3 解析モデル図 (17-17' 断面)

・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。

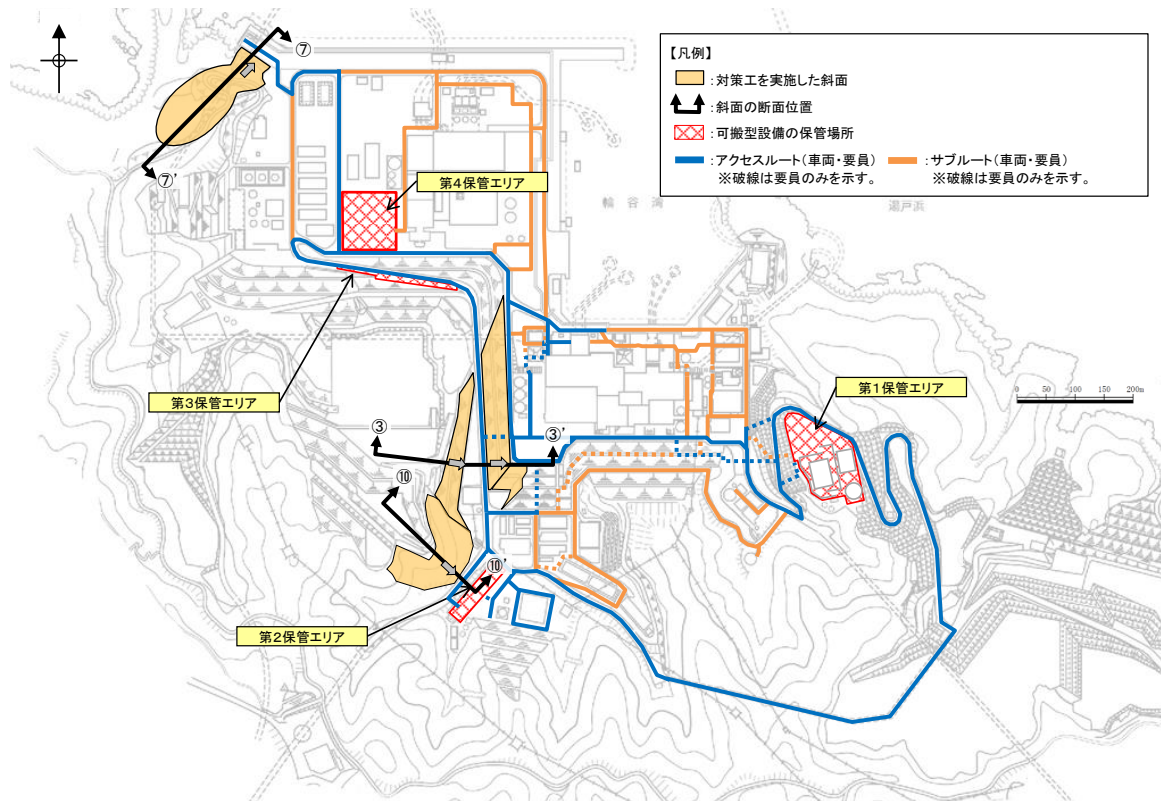
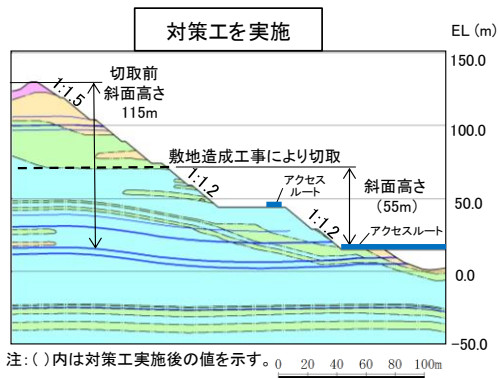
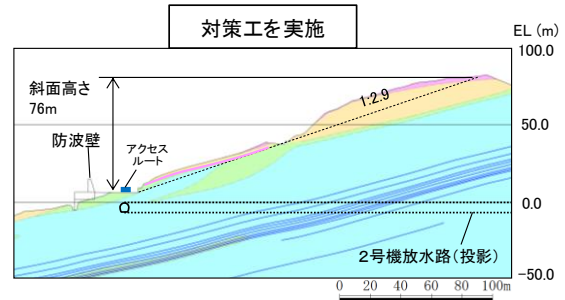


図 2.6.3.5-1 対策工（切取）を実施した斜面の断面位置図

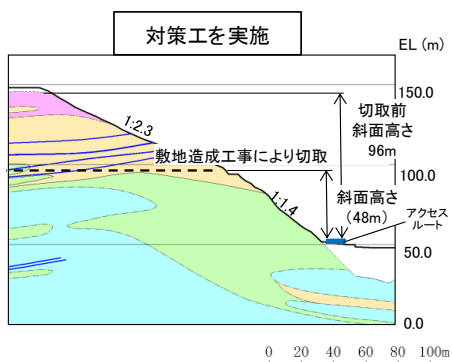


③-③' 断面



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

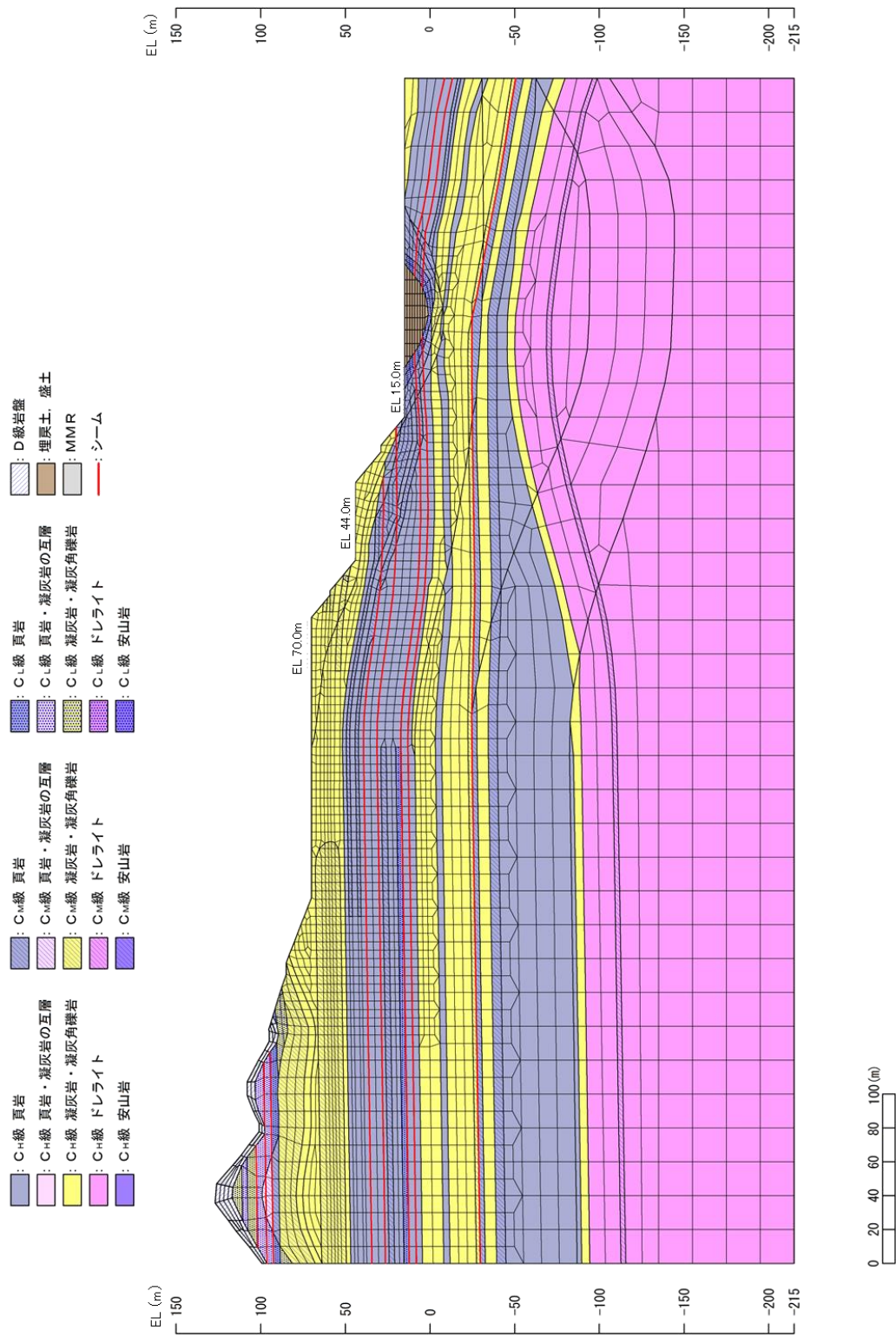


図 2.6.3.5-3 解析モデル図 (③-③' 断面)

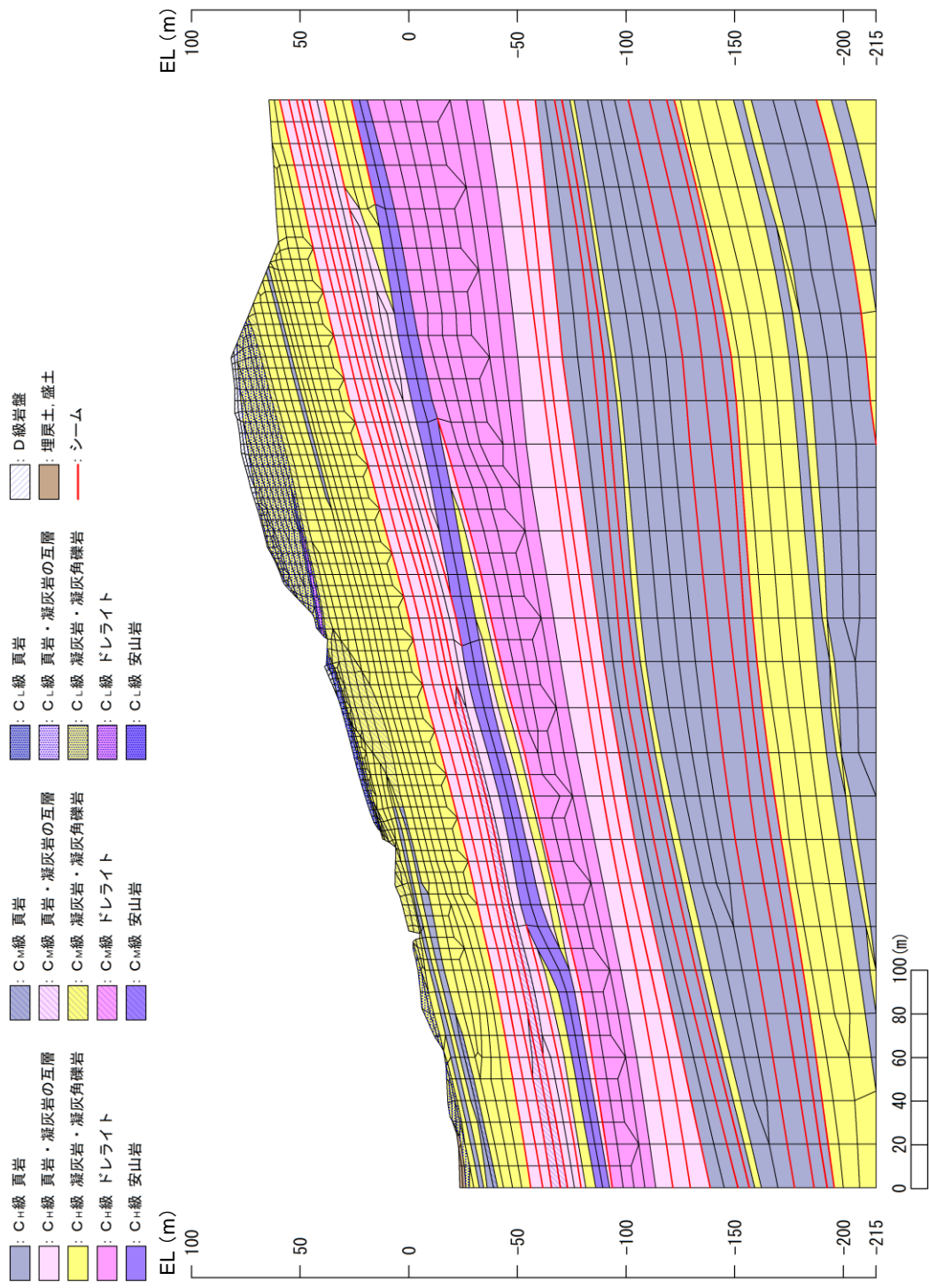


図 2.6.3.5-4 解析モデル図 (⑦-⑦' 断面)

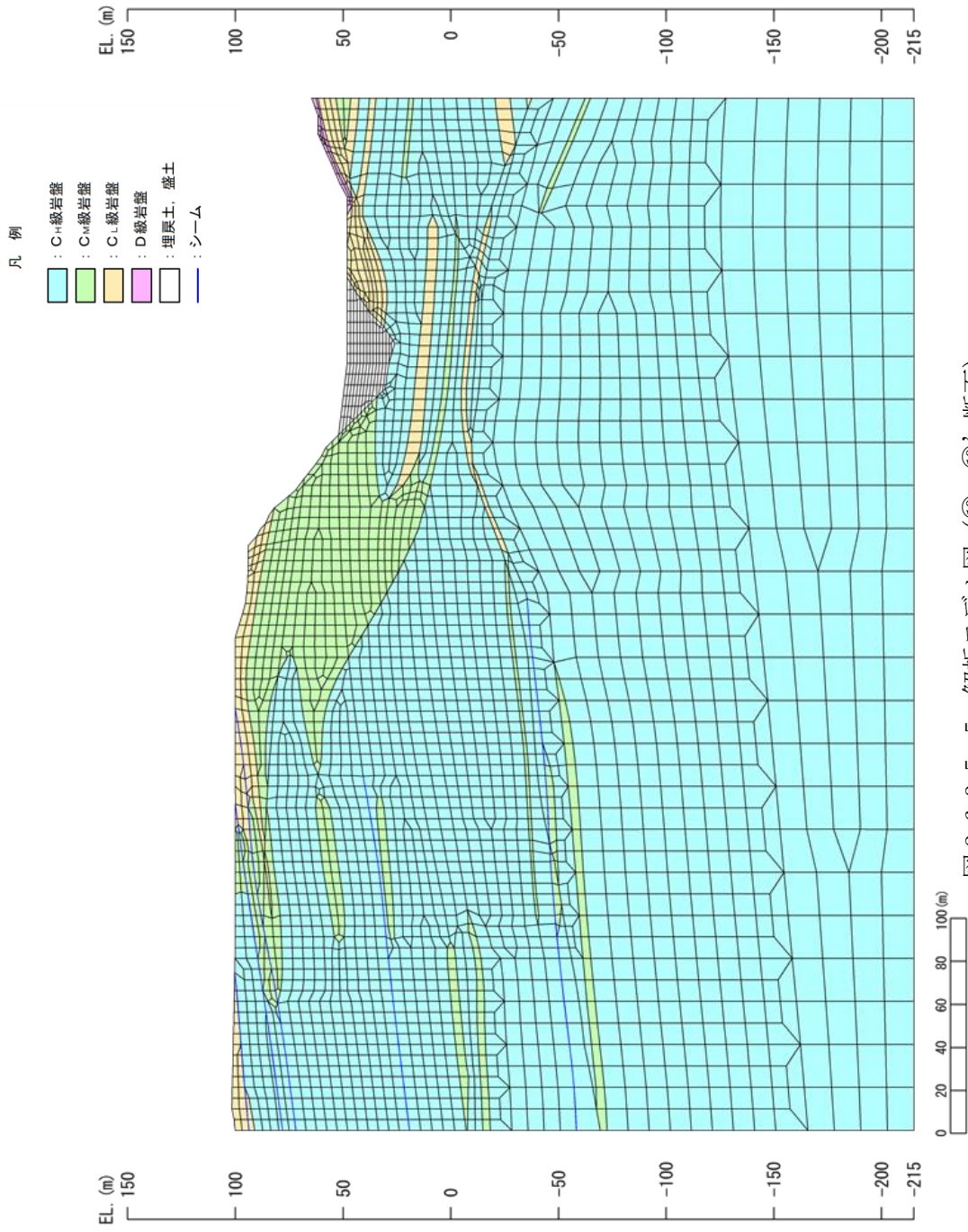
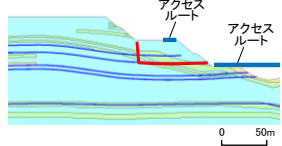
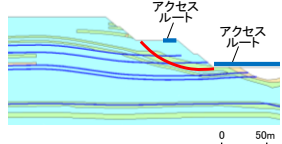


図 2.6.3.5-5 解析モデル図 (⑩-⑩' 断面)

・③-③' 断面 平均強度でのすべり安全率

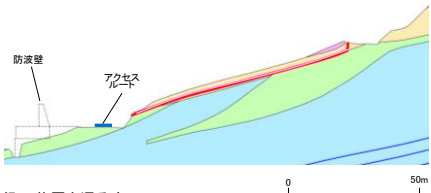
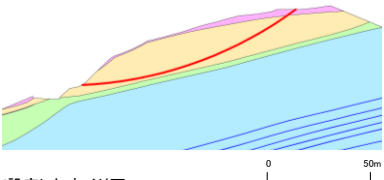
	すべり面形状	基準地震動 ^{*1}	最小すべり安全率 ^{*2}
1	 <p>シーム沿いのすべり面(44m盤背後の斜面法尻からシームを通り斜面へ抜けるすべり面)</p>	Ss-N1 (-,+)	2.53 [7.41]
2	 <p>簡便法で設定したすべり面</p>	Ss-D (-,+)	5.89 [8.55]

【凡例】

- : C₁級岩盤
- : C_M級岩盤
- : C₂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

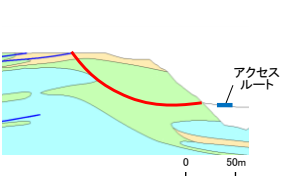
	すべり面形状	基準地震動 ^{*1}	最小すべり安全率 ^{*2}
1	 <p>D級の薄層を通るすべり面</p>	Ss-D (+,-)	2.31 [8.95]
2	 <p>簡便法で設定したすべり面</p>	Ss-D (+,-)	2.93 [8.61]

【凡例】

- : C₁級岩盤
- : C_M級岩盤
- : C₂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】

- : C₁級岩盤
- : C_M級岩盤
- : C₂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型钢，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：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。
- ・対象斜面は概ねC_M～C_H級の良好な岩盤で構成されており，大口径ボーリング等による掘削が困難である。
- ・大口径の掘削を行うため，孔壁観察により，すべり抑止となるシームを直接観察することができ，確実な施工ができる。

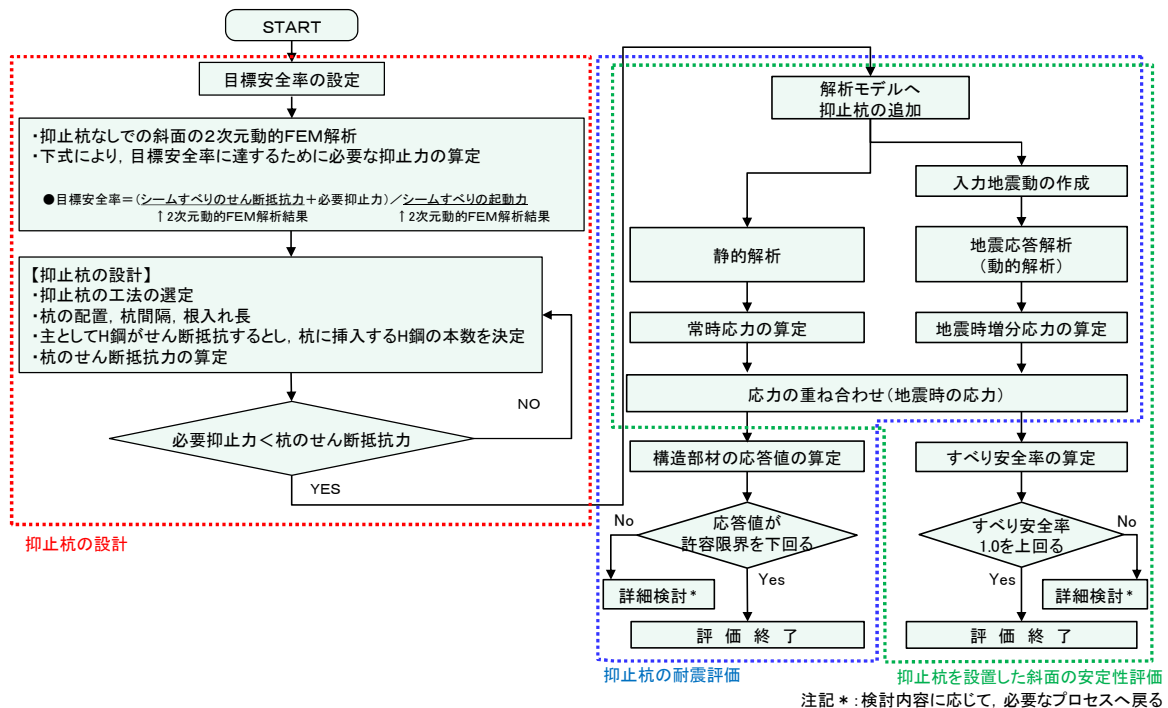


図 2.7.1-1 対策工（抑止杭）を実施した斜面の安定性評価フロー

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。

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。

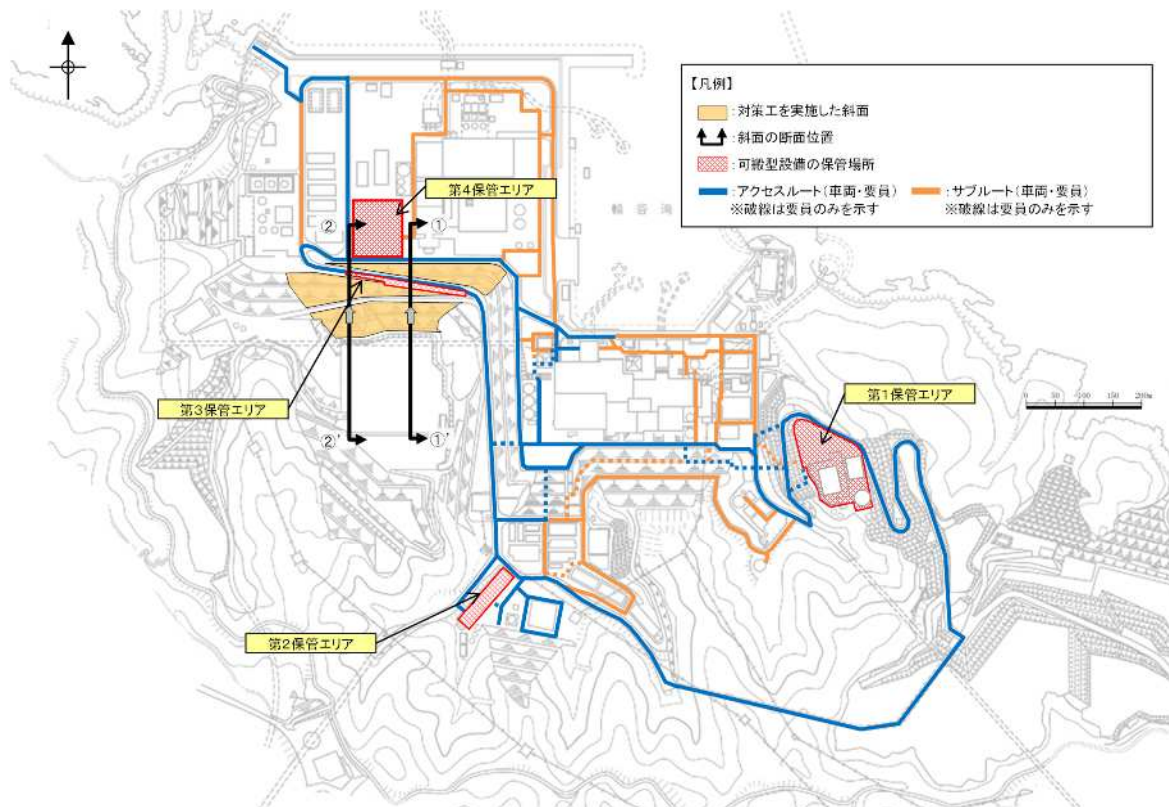
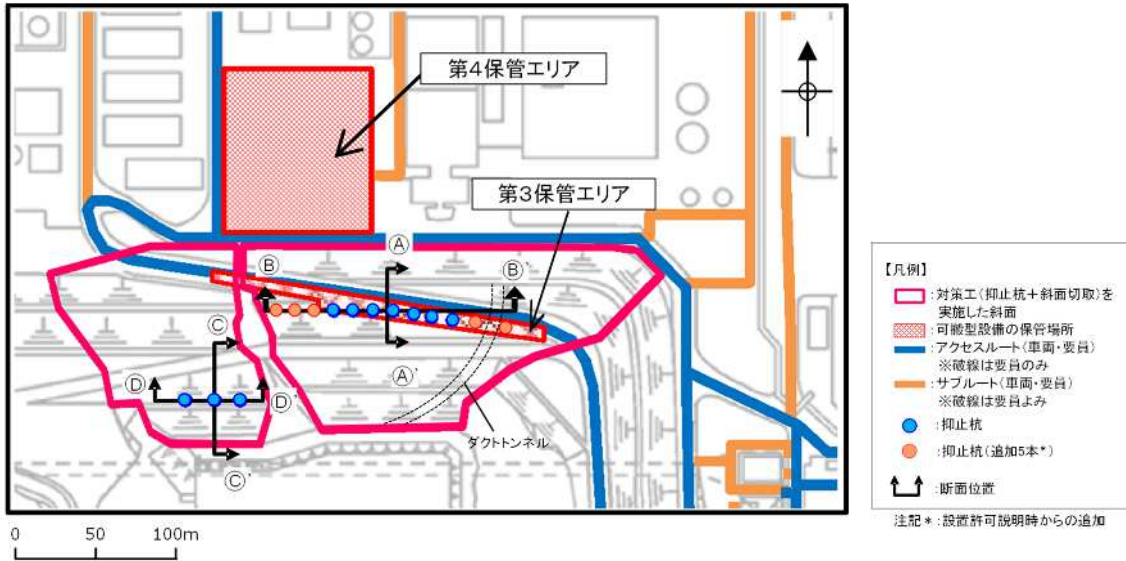
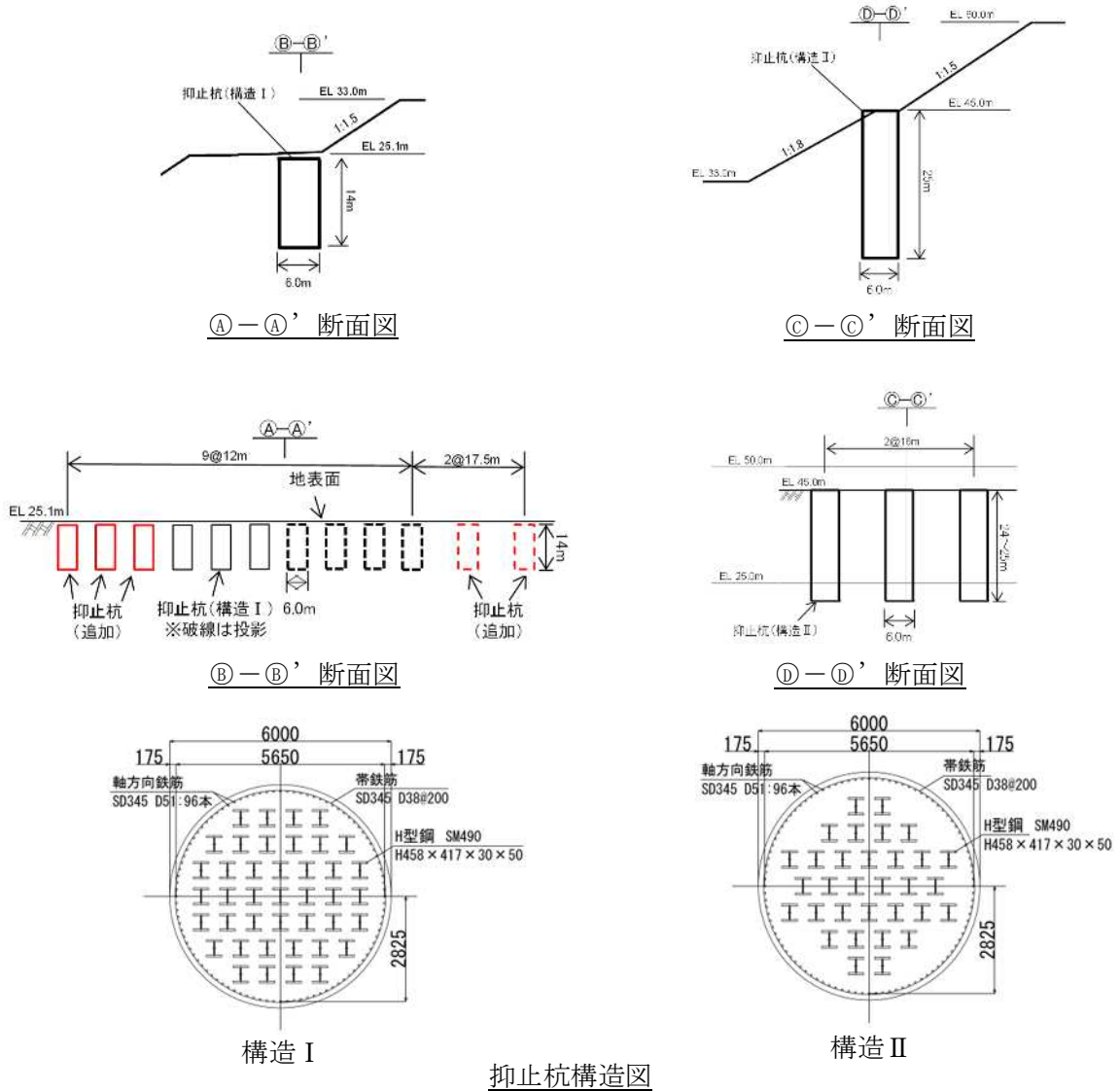


図 2.7.1-2 対策工（抑止杭）を実施した対象斜面位置図



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

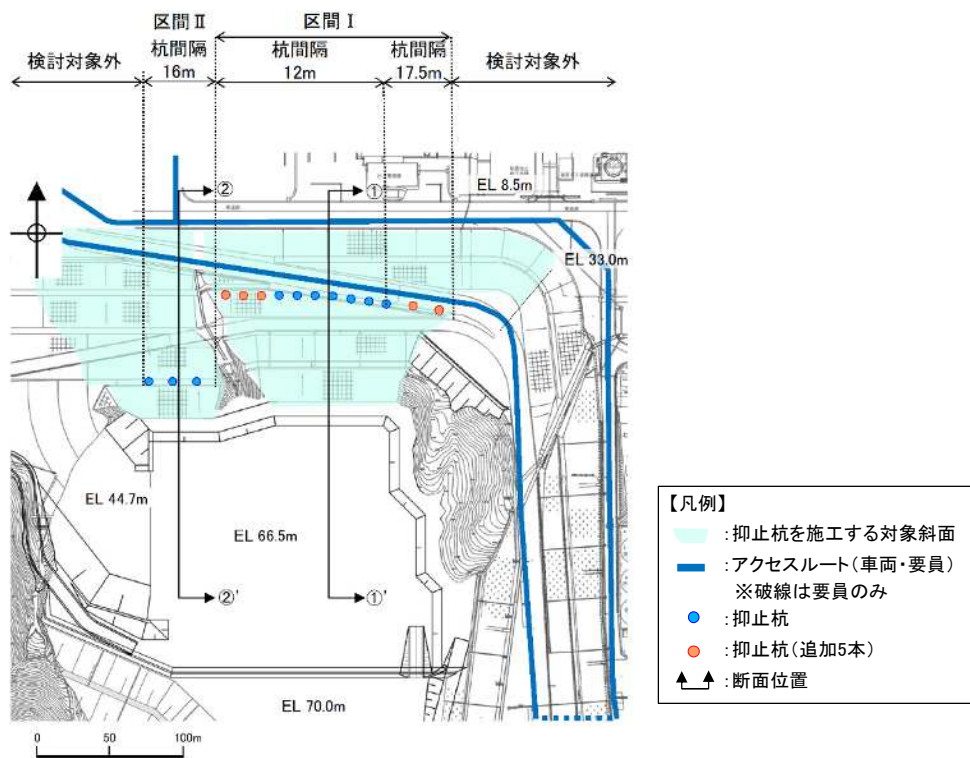
(1) 評価対象斜面の選定

【評価対象斜面の選定】

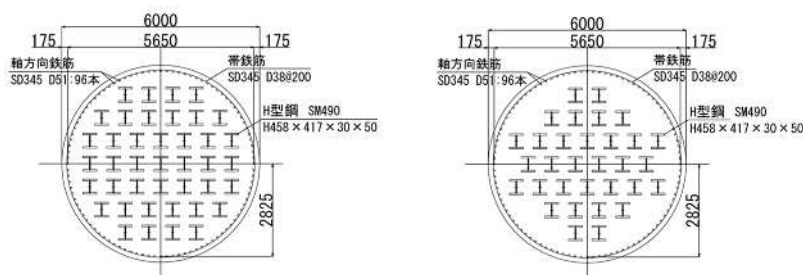
評価対象斜面について、構造物の配置、地形及び地質・地質構造を考慮し、構造物の耐震評価上、最も厳しくなると考えられる位置を選定する。

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。

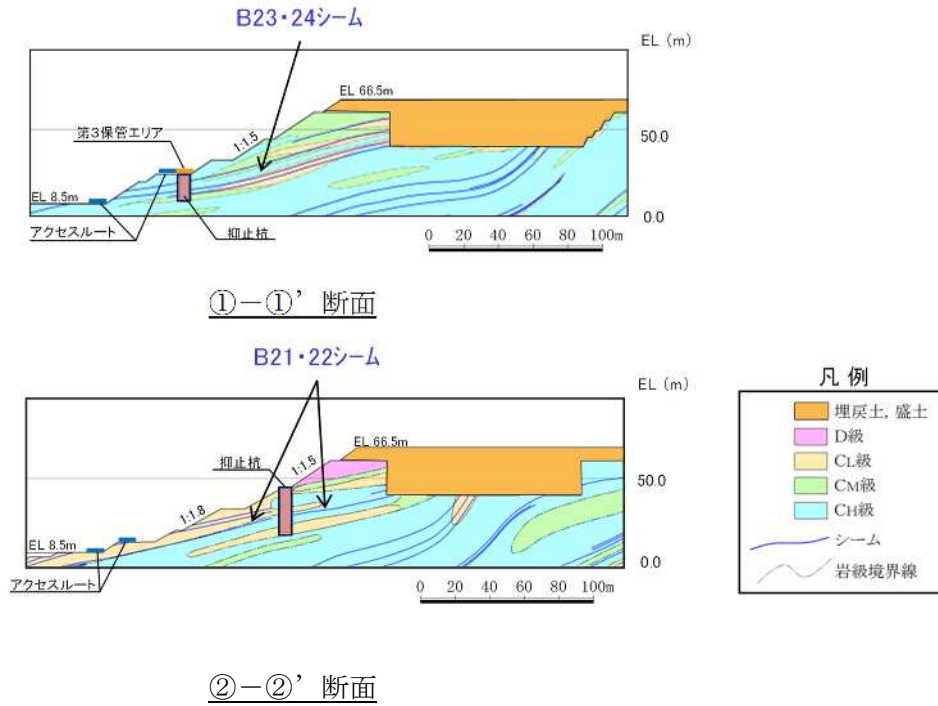


図2.7.2-2 区間Ⅰ及び区間Ⅱにおける岩級・シーム鉛直断面図

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。

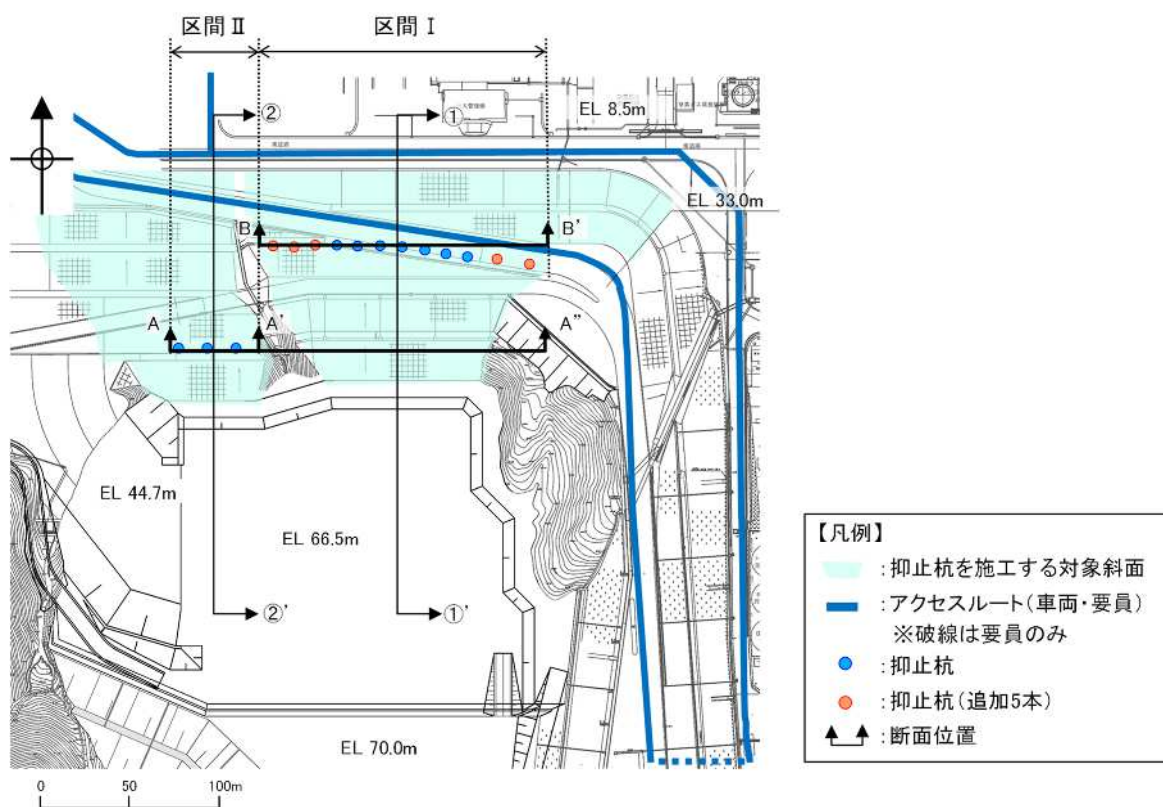
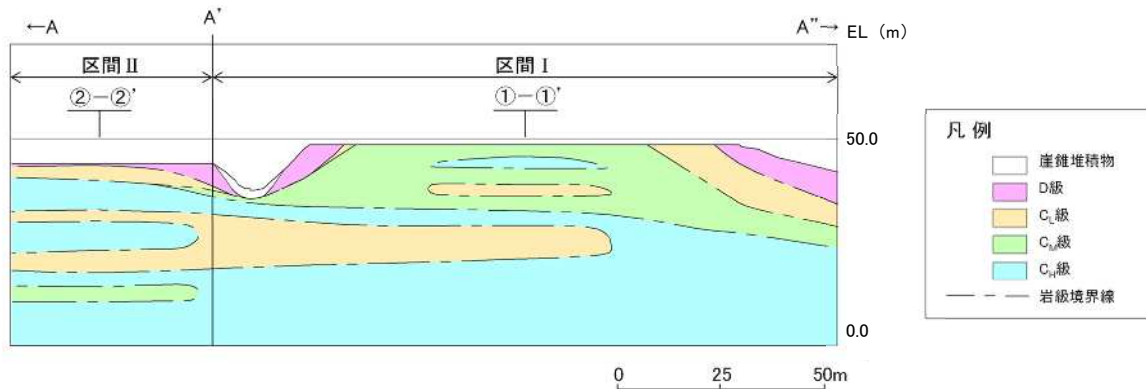
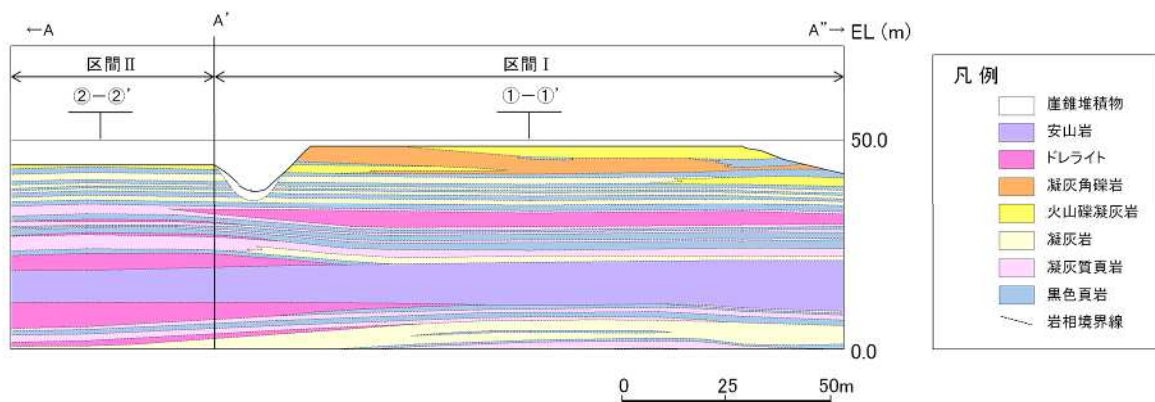


図2.7.2-3 区間Ⅰ及び区間Ⅱの断面位置平面図



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

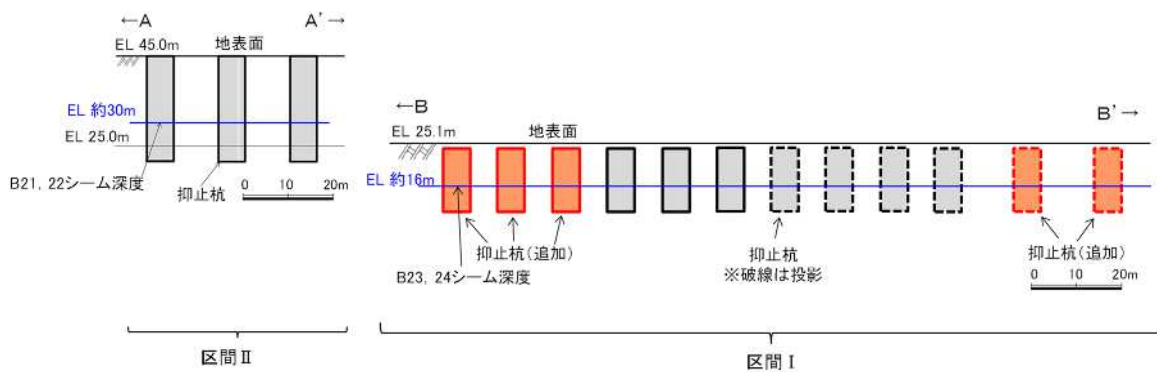


図 2.7.2-5 区間 I 及び区間 II のシーム分布図

(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。

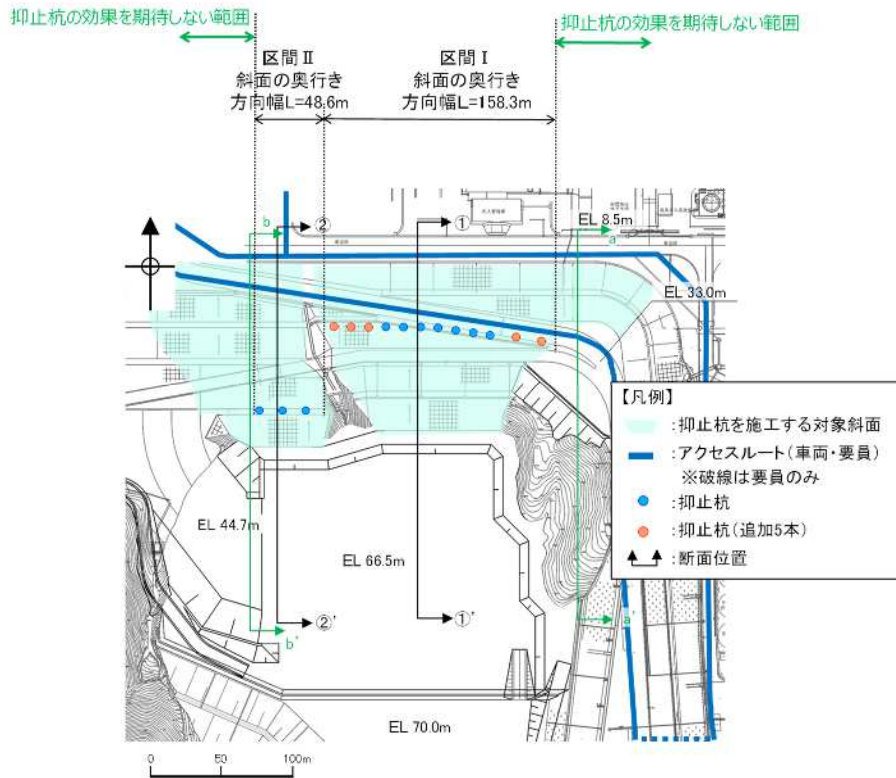


図 2.7.2-6 抑止杭配置平面図

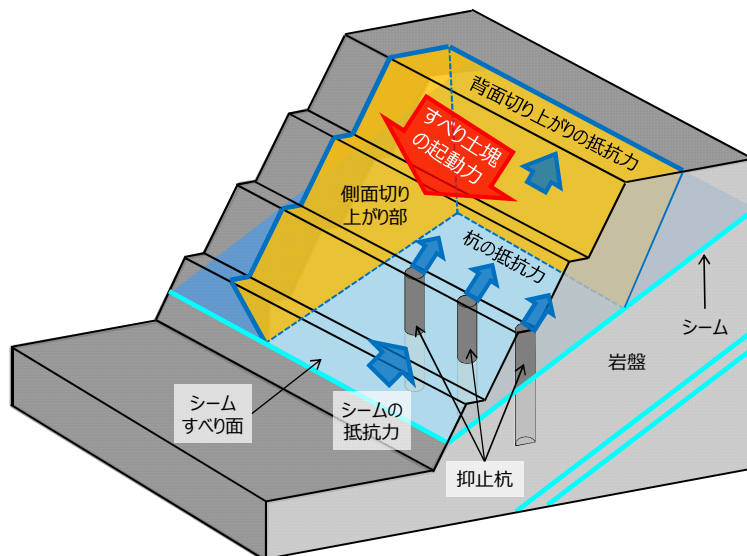


図 2.7.2-7 シームすべり土塊全体を杭で抑止するイメージ図

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。

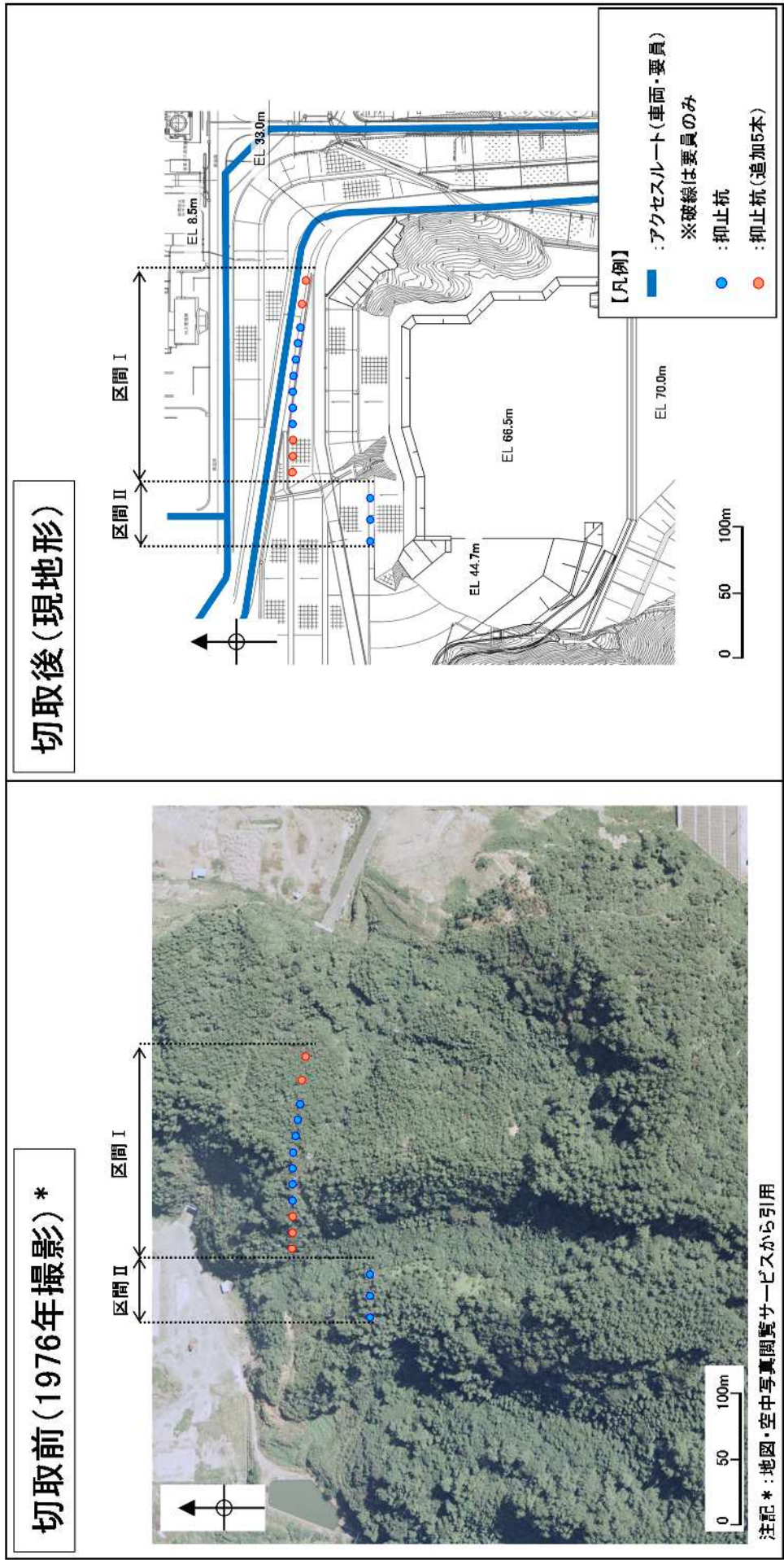
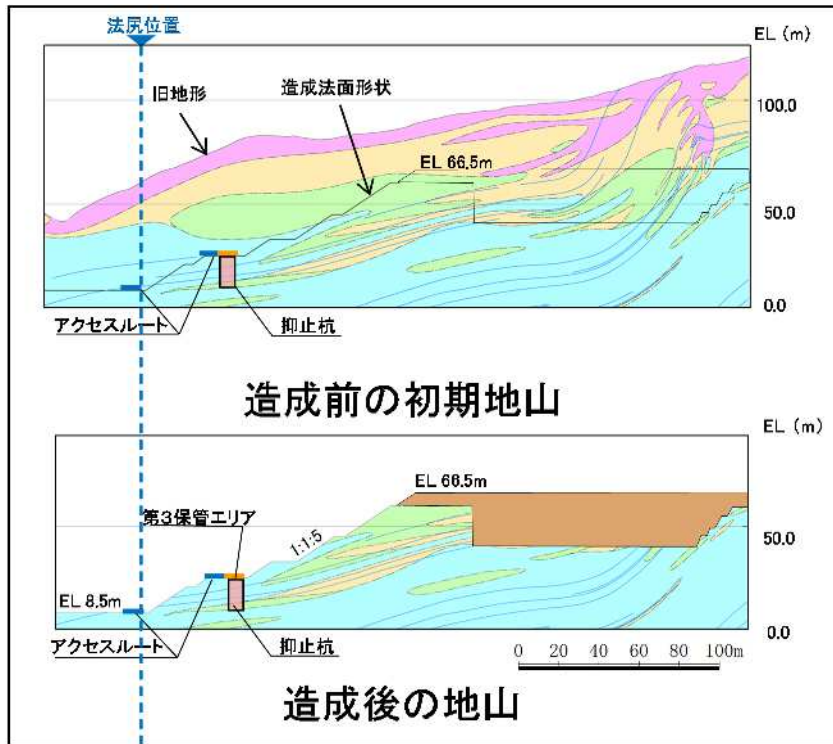
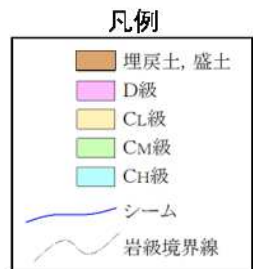
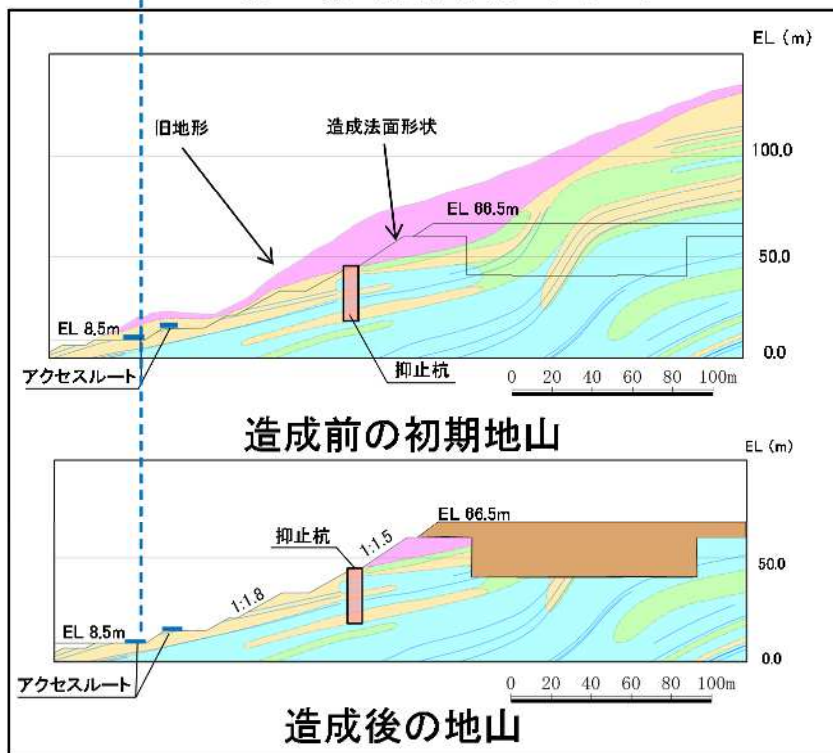


図 2.7.2-8 空中写真と現地形との比較

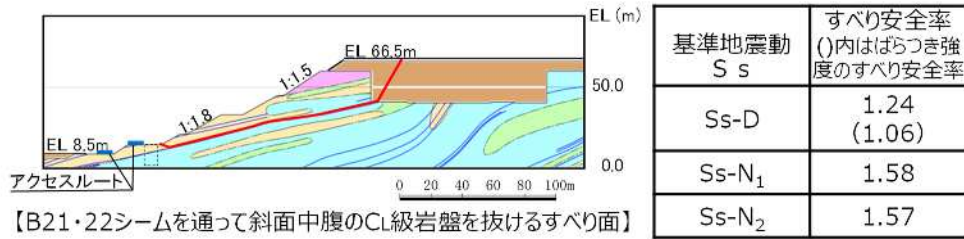


①-①' 断面(区間Ⅰ)



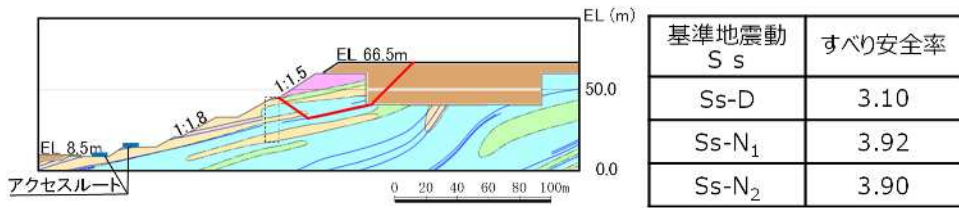
②-②' 断面(区間Ⅱ)

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을期待しない範圍の安定性確認】

「抑止杭の効果を期待しない範圍」の安定性を確認するため、「抑止杭の効果を期待しない範圍」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。

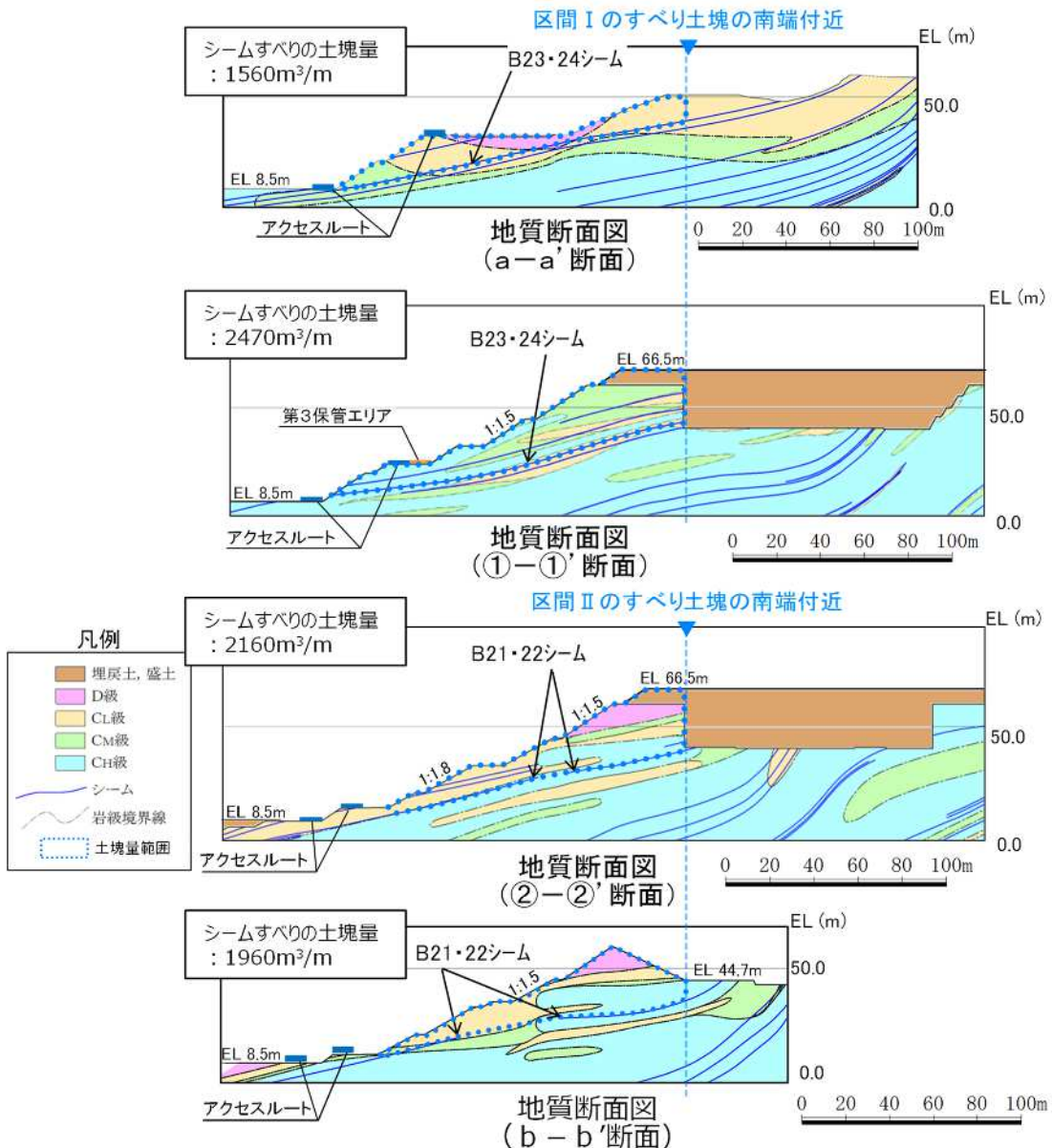


図 2.7.2-11 すべり土塊量の比較

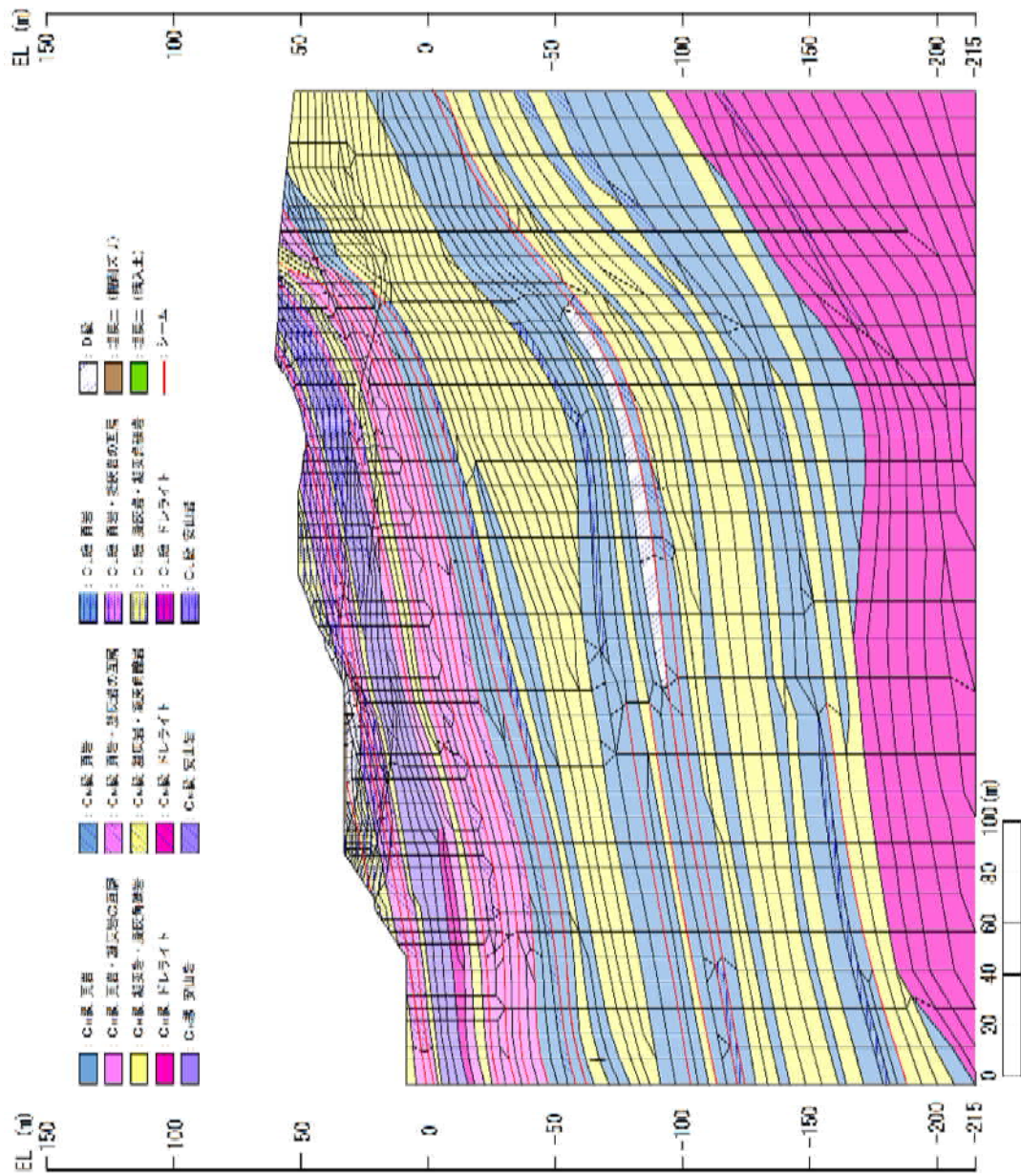
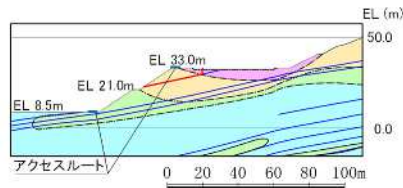
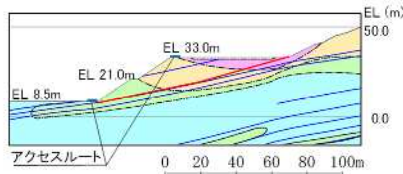


図 2.7.2-12(1) 解析モデル図 (a-a' 断面)



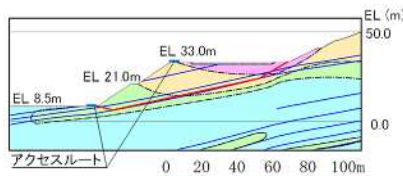
【D級岩盤及びB28シームを通過して斜面中腹に抜けるすべり面】

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



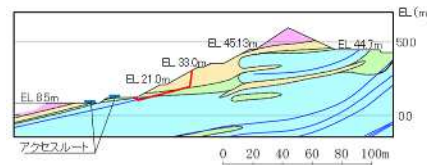
【D級岩盤及びB21シームを通過して斜面法尻に抜けるすべり面】

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】

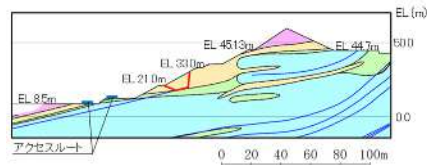
- C_v級岩盤 ■ C_v級岩盤 ■ C_v級岩盤 ■ D級岩盤
- 埋戻土、盛土 ■ シーム ■ すべり面

図 2.7.2-13(1) 評価結果 (a-a' 断面)



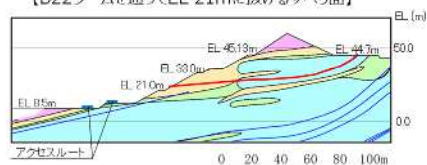
【B22シームを通過してアクセスルートに抜けるすべり面】

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



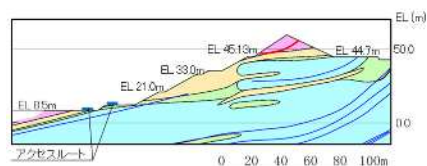
【B22シームを通過してEL 21mに抜けるすべり面】

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 ()内はばつぷり強 限のすべり安全率
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】

基準地震動 S _s	すべり安全率
Ss-D	1.55
Ss-N ₁	1.56
Ss-N ₂	1.51

【凡例】

- C_v級岩盤 ■ C_v級岩盤 ■ C_v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	参照文献		参照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)	<ul style="list-style-type: none"> ・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。

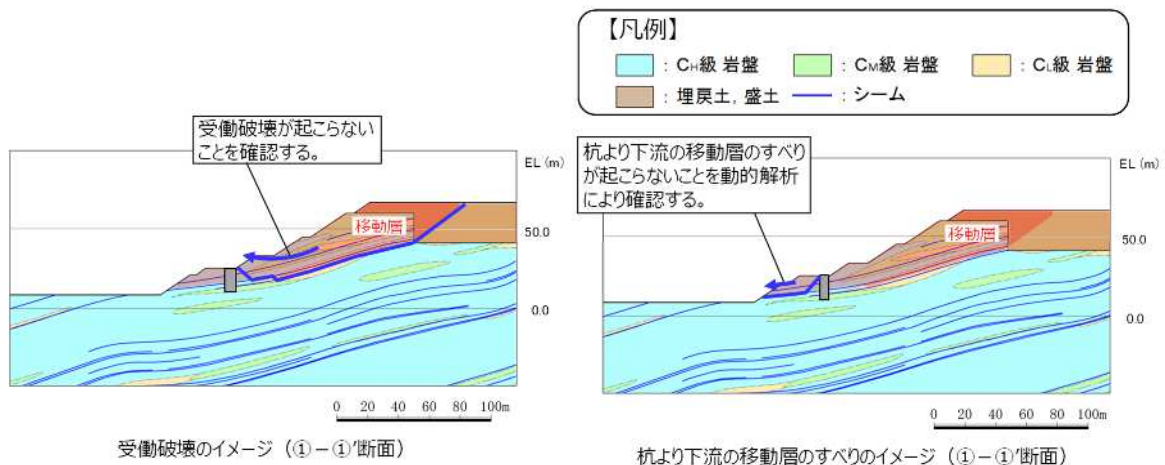


図 2.7.2-14 受働破壊及び杭より下流の移動層のすべりのイメージ

(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)

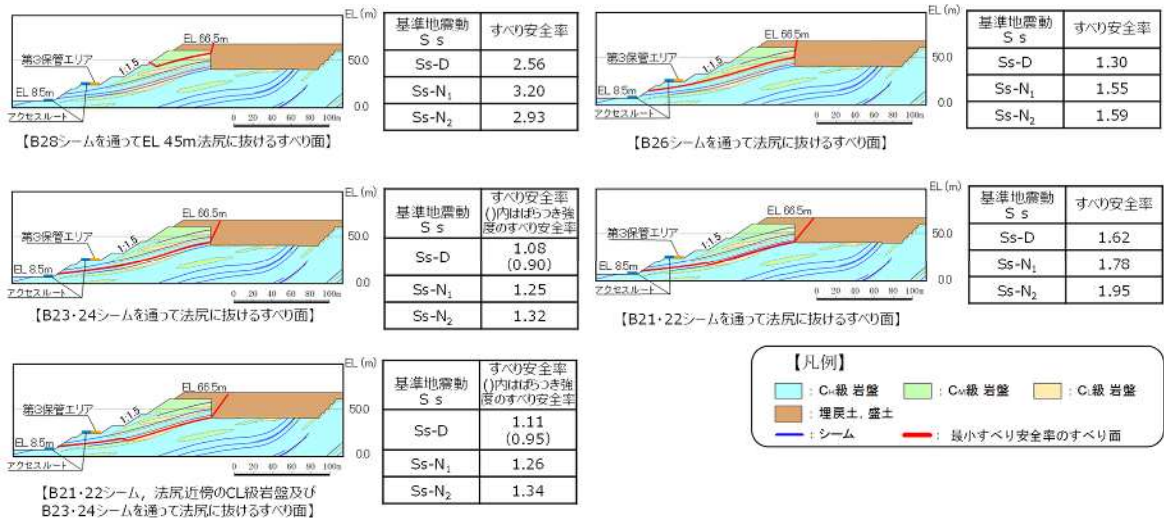


図 2.7.2-15 ①-①' 断面の評価結果

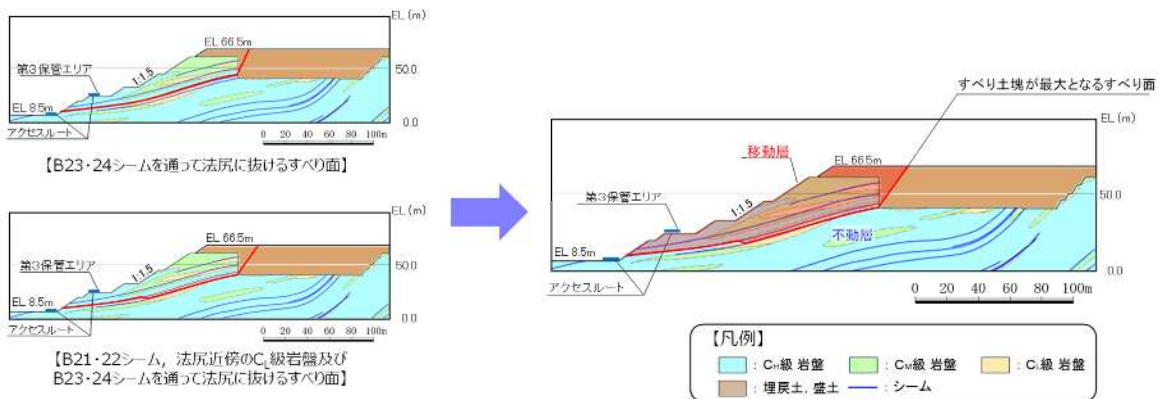


図 2.7.2-16 ①-①' 断面の移動層・不動層

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)

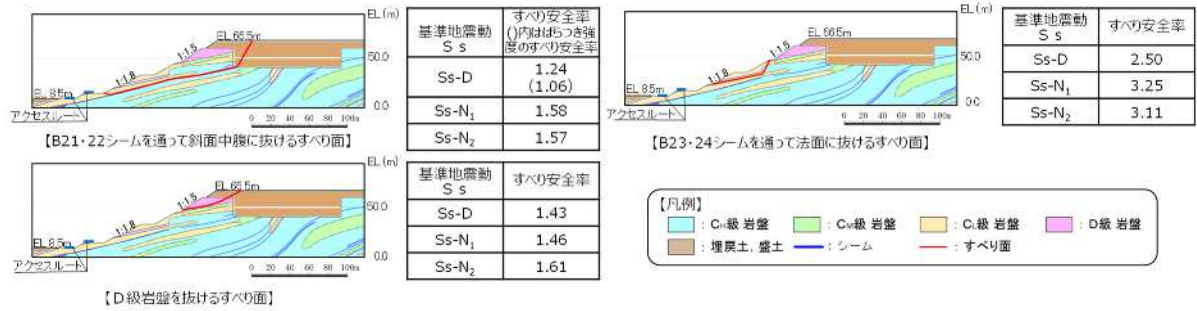


図 2.7.2-17 ②-②' 断面の評価結果

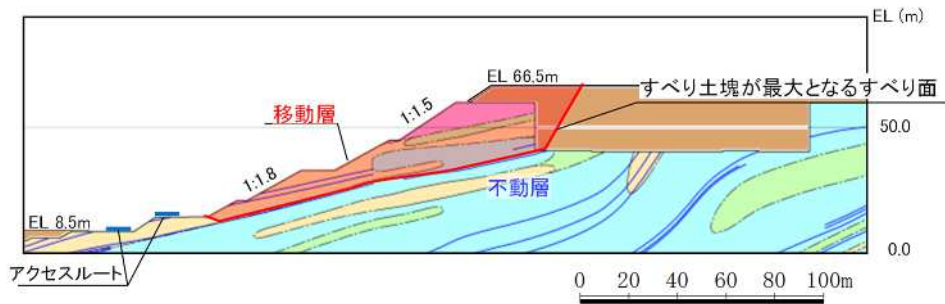


図 2.7.2-18 ②-②' 断面の移動層・不動層

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	・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。	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)	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。

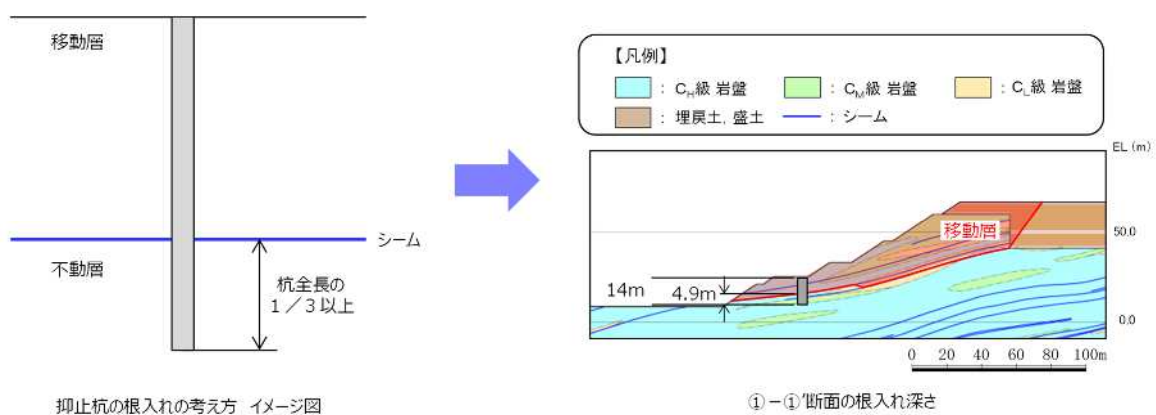


図 2.7.2-19 根入れ深さの考え方

(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の岩盤の中抜けを想定した 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	参照文献			参照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を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以下であれば、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）	

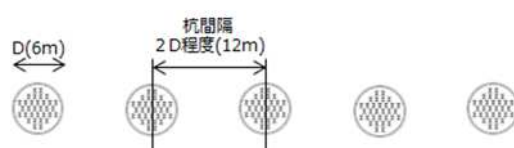


図 2.7.2-20 ①-①' 断面の杭間隔等（イメージ図）

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。

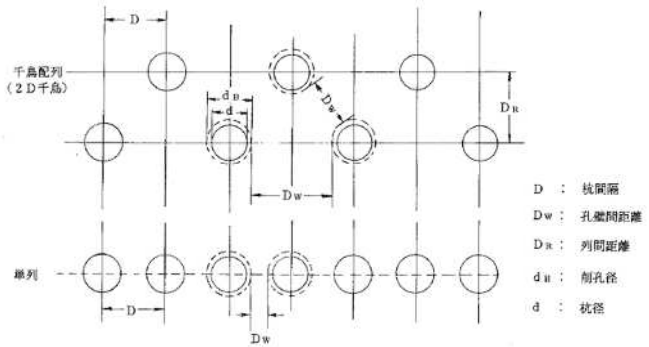


図34 杭間隔および杭の配列³³⁾

文献②を抜粋、加筆

図 2.7.2-21 文献②の概要

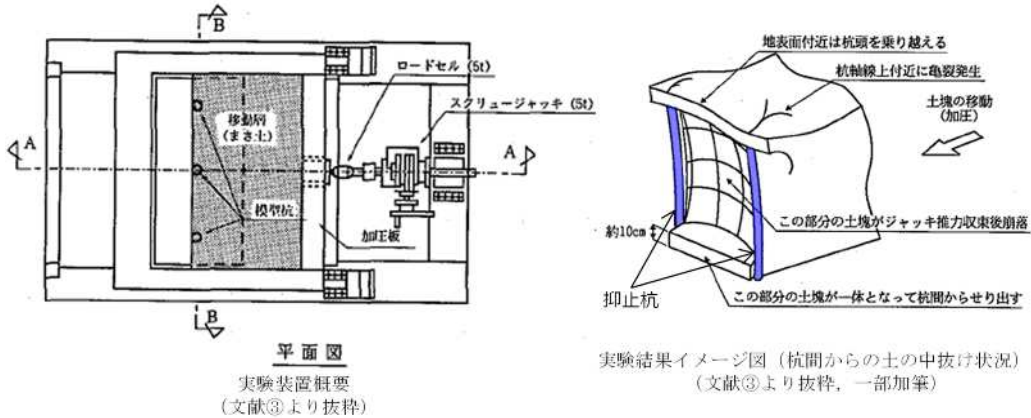


図 2.7.2-22 文献③の概要

(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。

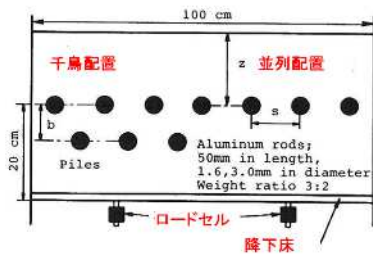


図 2.7.2-23 実験装置概要

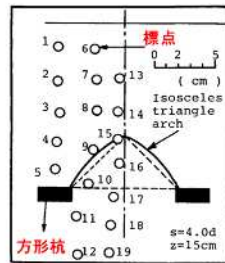


図 2.7.2-24 実験装置の杭と標点の位置関係

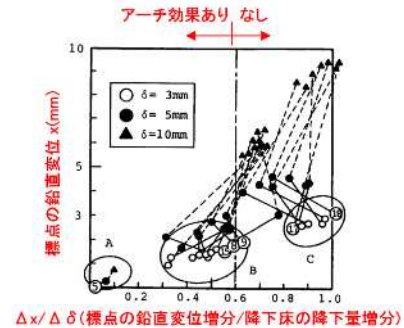


図 2.7.2-25 実験結果の一例 (標点の鉛直変位と降下床の降下量の関係)

・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。

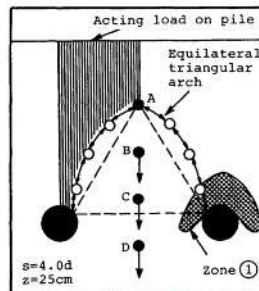


Fig.6 アーチ効果

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。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。

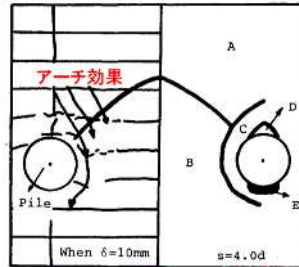


Fig.7 並列円形杭周辺における地盤の移動と分割領域

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。

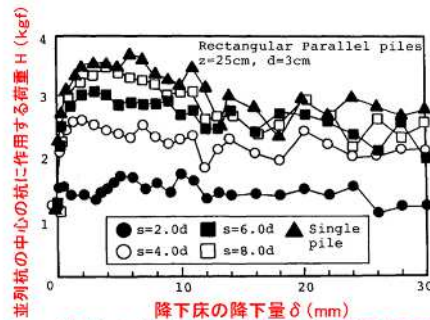


Fig.9 並列杭の中心に作用する荷重と降下床の降下量との関係

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】

以上の文献④の詳細内容を踏まえた、第3保管エリア近傍斜面抑止杭における中抜け現象の発生に係る判定基準を表2.7.2-5のとおり整理した。

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
・8D以下ではアーチ効果は見られず、中抜け現象が発生する。	①杭間隔が8D以下であることを確認する。
・アーチ効果の支持点が不安定な場合、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。 ・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。	②杭間及びアーチ効果が発生した場合の支持点付近の岩盤が健全であることを局所安全係数分布図により確認する。 ③アーチ効果が認められ、中抜け現象に移行していないことを確認する。

【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 2.7.2-29～図 2.7.2-31 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 2.7.2-29 島根サイトの深礎杭 掘削面の写真 (南側)



図 2.7.2-30 掘削状況写真



図 2.7.2-31 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)

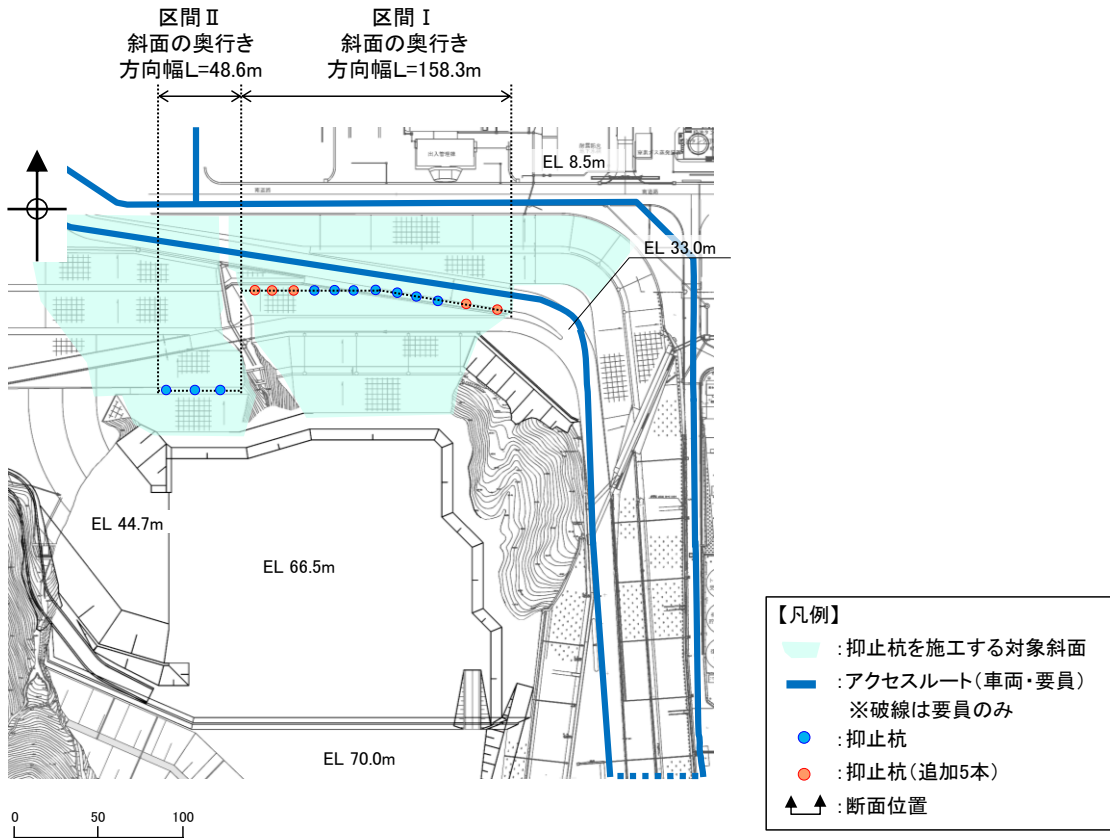
耐震評価に用いる材料定数は、設計図書及び文献等を基に設定する。抑止杭の使用材料を表2.7.3-1に示す。

表 2.7.3-1 抑止杭の使用材料

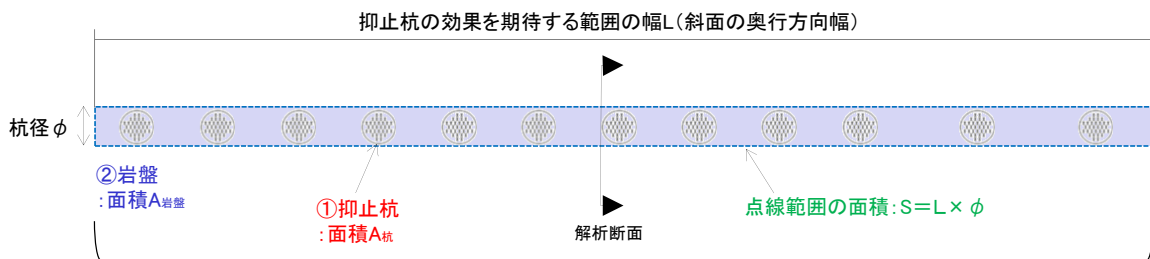
材 料		諸 元
抑止杭	コンクリート	設計基準強度 $F_c=24\text{N/mm}^2$
	鉄筋	SD345 D38, D51
	H鋼	SM490 H458×417×30×50

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



合成

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

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。

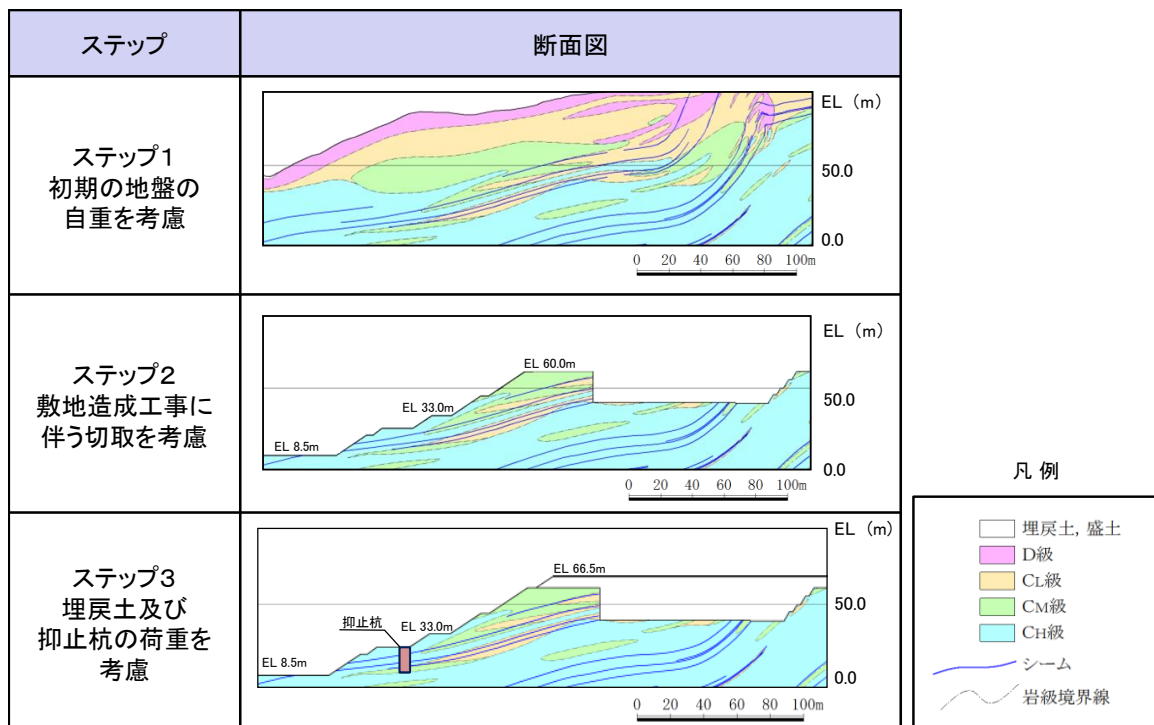


図 2.7.3-2 常時応力解析ステップ図 (例：①-①' 断面)

(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。

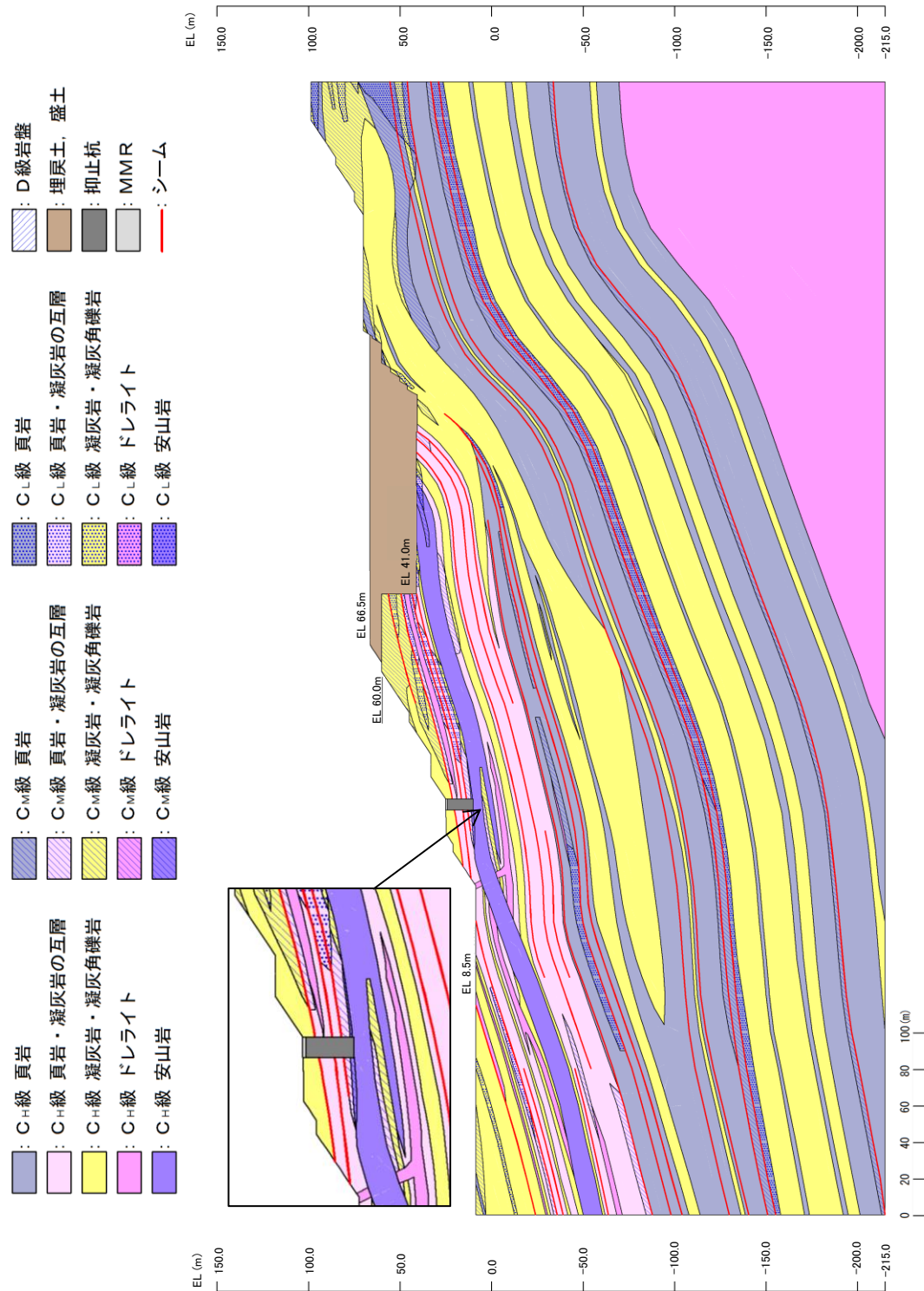


図 2.7.3-3 ①-①' 断面 解析用岩盤分類図

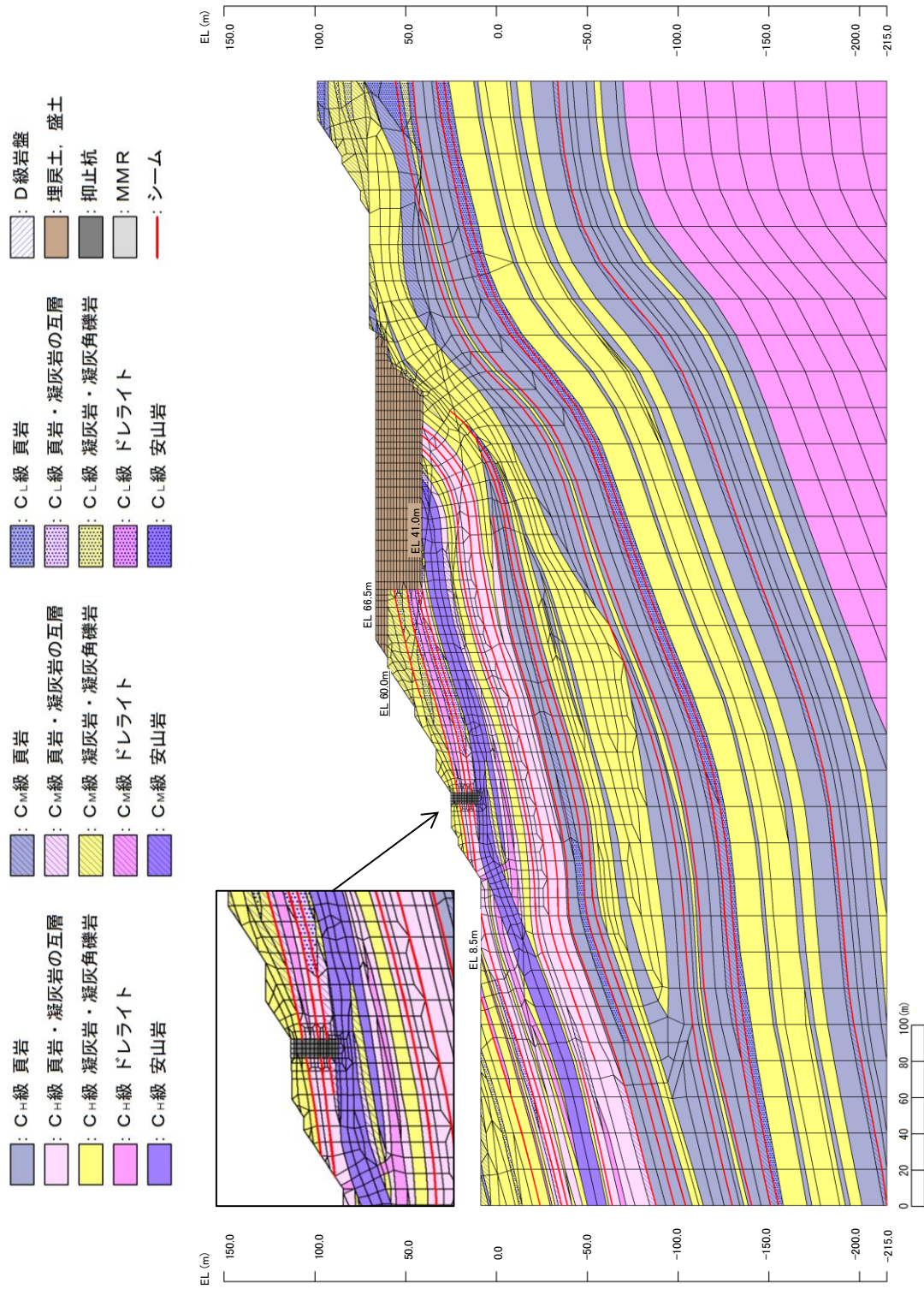


図 2.7.3-4 ①-①' 断面 解析用要素分割図

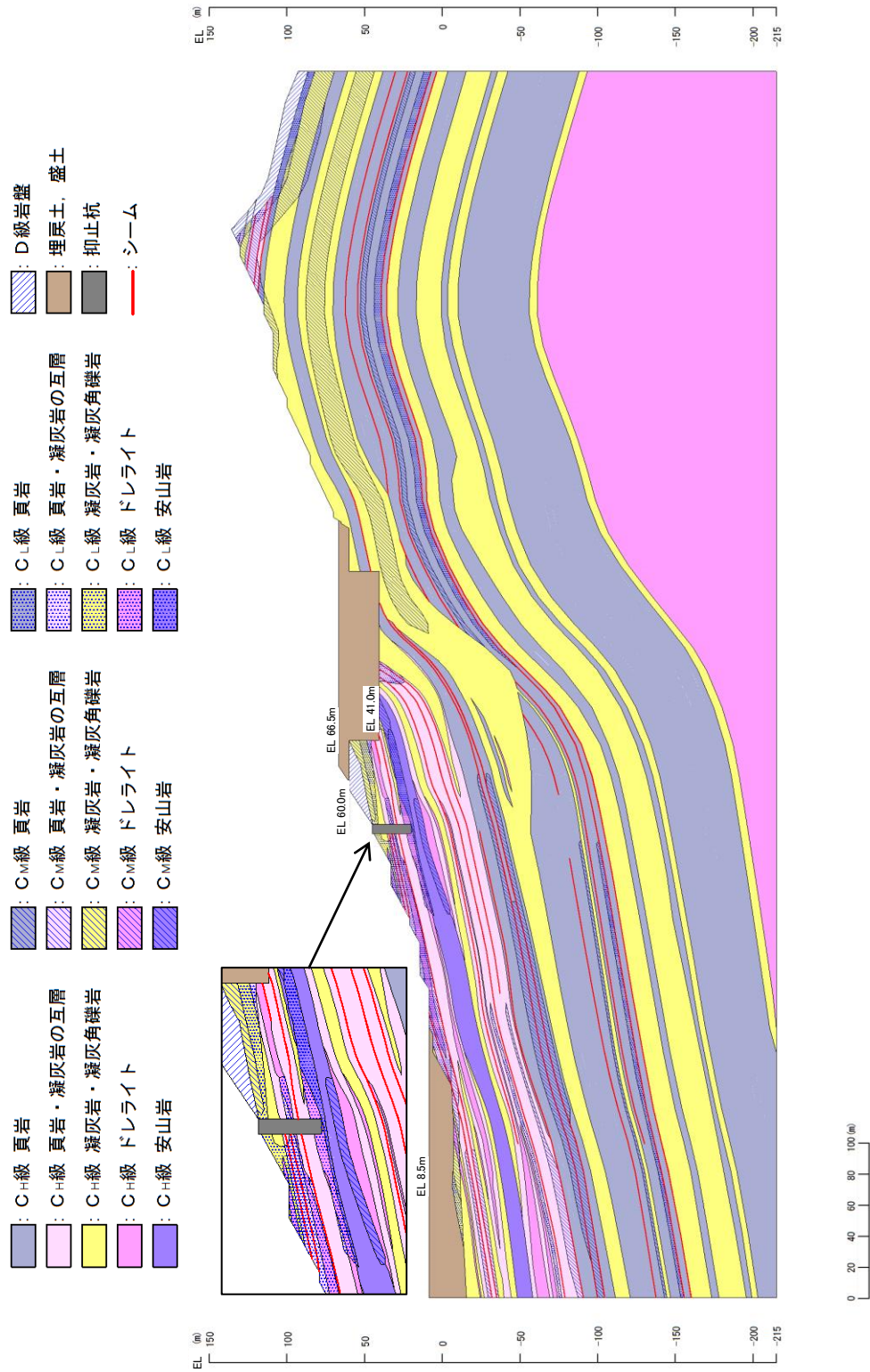


図 2.7.3-5 ②-②' 断面 解析用岩盤分類図

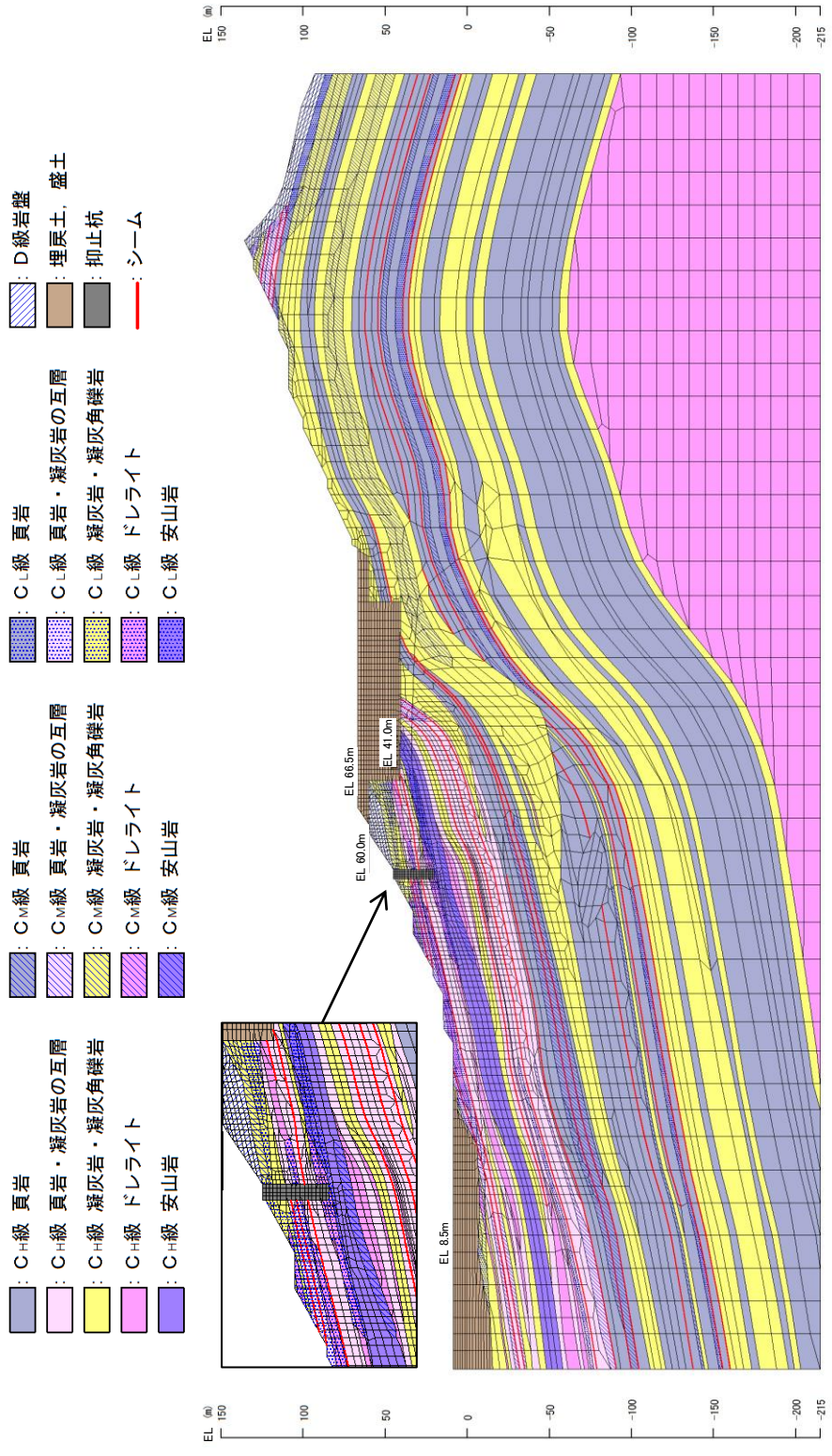


図 2.7.3-6 ②-②' 断面 解析用要素分割図

(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、組み合わせに考慮しない。

(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。

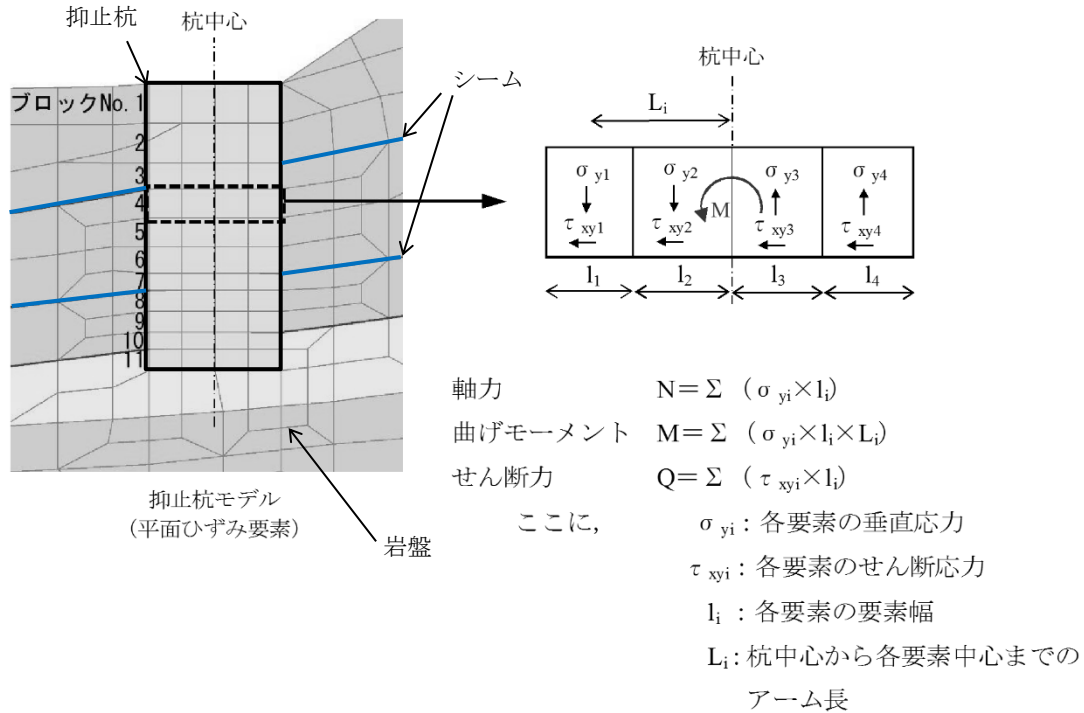


図 2.7.3-7 断面力算定の概念図

【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 ：せん断補強材の許容せん断応力度 (N/mm²)

A_H ：せん断補強材の断面積 (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/mm²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/mm²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/mm²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

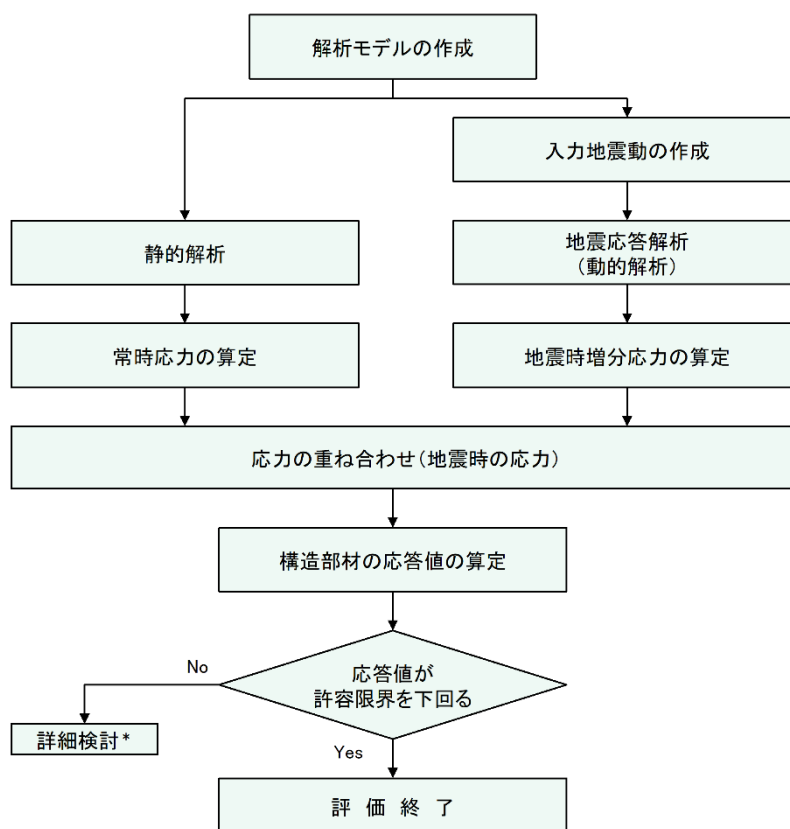
項目	許容値 (N/mm ²)
コンクリートの許容曲げ圧縮応力度* ¹	18
軸方向鉄筋の許容引張応力度* ²	323

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

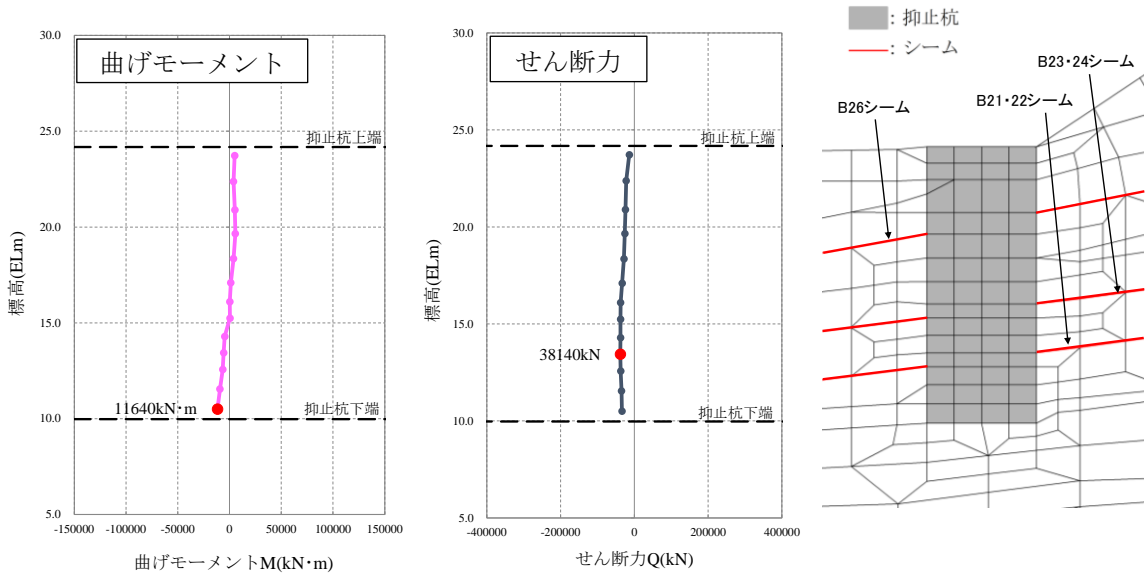
表 2.7.3-11 鉄筋の引張応力度の照査結果

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。

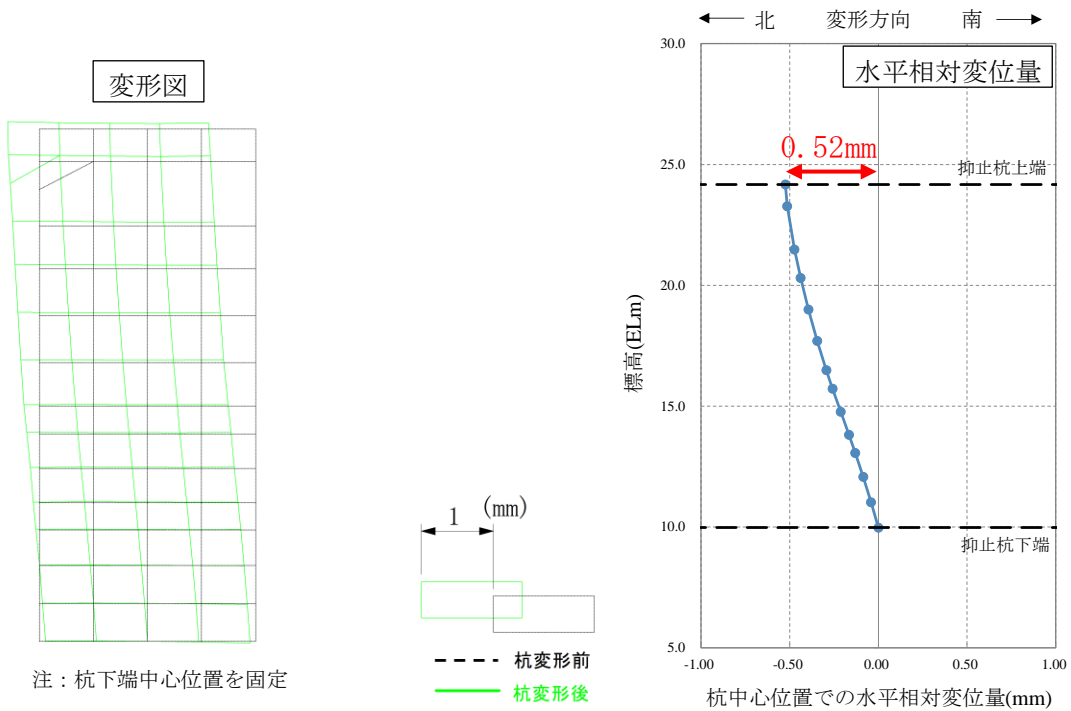


注 1：モーメントは時計回りを正とする。

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*)

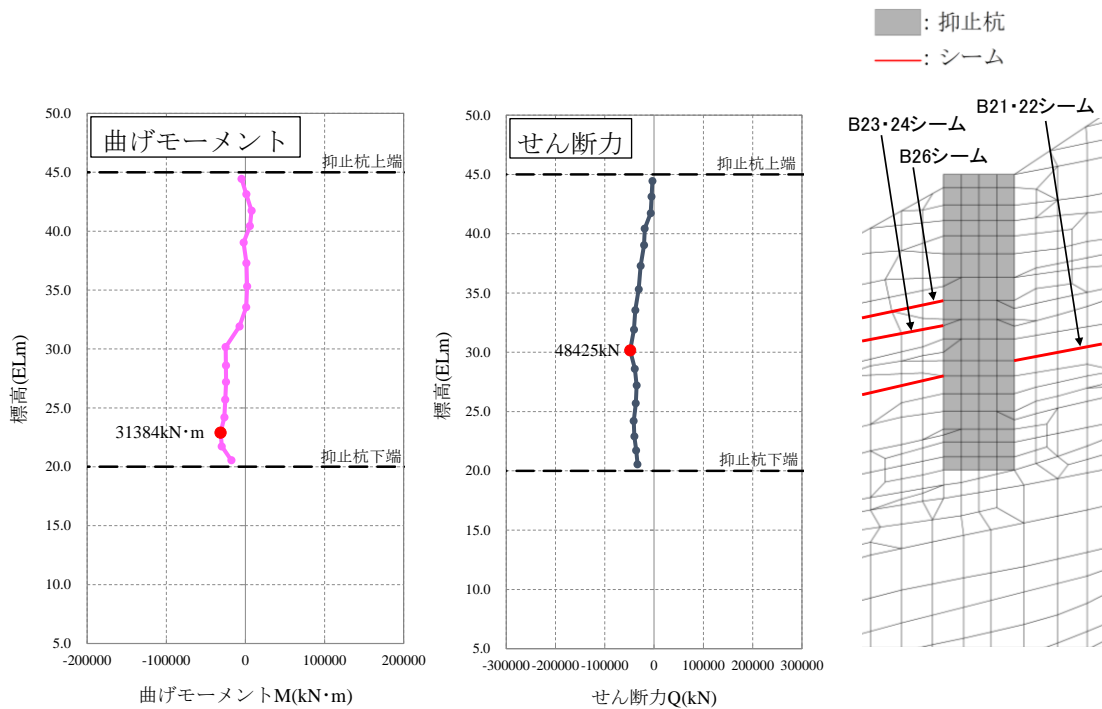
注記*：抑止杭に最大曲げモーメントが発生する時刻と同一。



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)
($S_s-D(+, -)$ ・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 $S_s-D(-, +)$ ・8.95 秒)

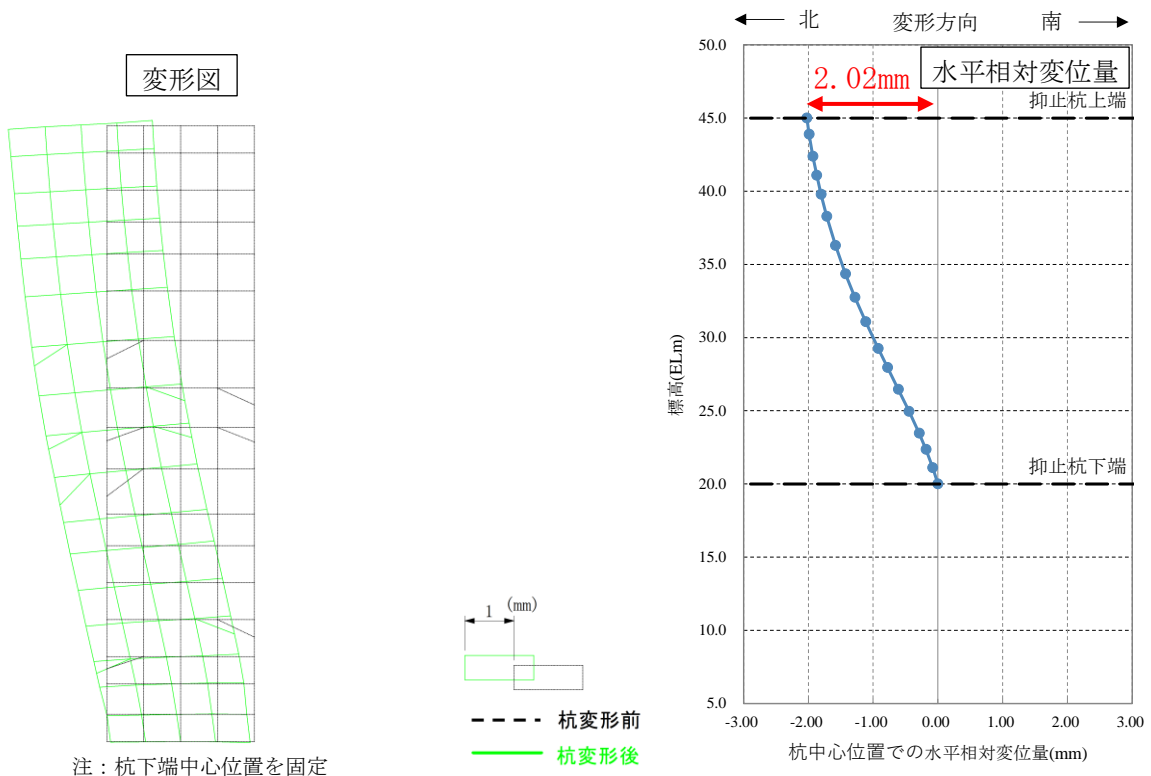


図 2.7.3-12 抑止杭変形図 (②-②' 断面)

($S_s-D(+, -)$ ・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)

2.7.4 抑止杭を設置した斜面の安定性評価

(1) 基本方針

抑止杭を設置した斜面について、基準地震動 S_s によるすべり安定性評価を実施する。

すべり安定性評価については、想定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たすべり安全率が評価基準値を上回ることを確認する。

なお、適用規格は「2.7.3 抑止杭の耐震評価」と同じである。

(2) 評価対象斜面の選定

評価対象斜面は、「2.7.3 抑止杭の耐震評価」と同じ断面とする。

(3) 解析用物性値，地震応答解析手法等

「2.7.3 抑止杭の耐震評価」の地震応答解析結果の応力状態からすべり安全率を計算するため、地震応答解析手法、解析用物性値、解析モデル及び入力地震動は「2.7.3 抑止杭の耐震評価」と同様である。

すべり安全率に対する地盤物性値のばらつきの影響については、強度特性が支配的であることから、設置（変更）許可申請書に記載した地盤安定性評価と同様、地盤物性のうち強度特性に関するばらつきについて考慮し、平均強度の解析ケースにおいて最小すべり安全率を示すケースについて、平均強度 -1σ のケースを実施する。

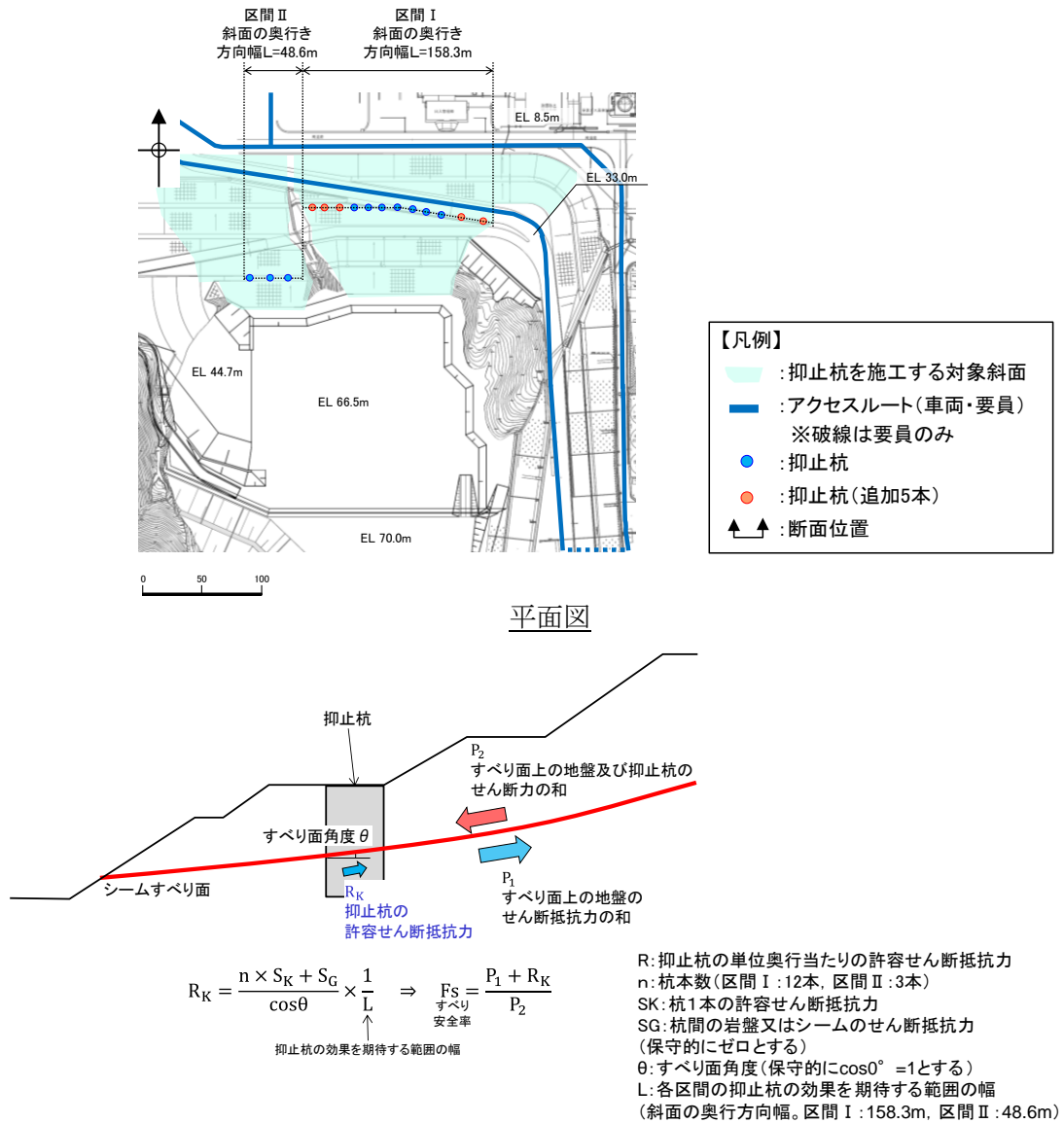
(4) 評価基準値の設定

すべり安定性評価では、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。（設定根拠は参考資料 2 を参照）

(5) すべり安全率の算定方法

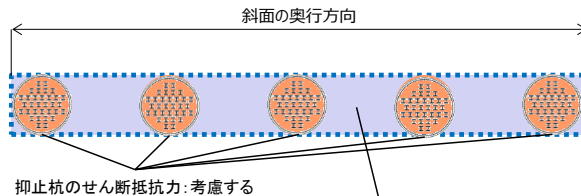
すべり安全率の算定は、「2.6.2.5 評価基準値及び想定すべり面の設定」と同様の手法によりすべり安全率を算定し、その際に抑止杭のせん断抵抗力も見込む。

抑止杭のせん断抵抗力も見込んだシームすべりに対するすべり安全率算定の概念図を図 2.7.4-1 に示す。



抑止杭のせん断抵抗力算出イメージ図

断面図 (概念図)



杭間及び周辺岩盤のせん断抵抗力

図 2.7.4-1 シームすべりに対する抑止杭のせん断抵抗力算出概要図

抑止杭による抵抗力を考慮したすべり安全率の算定式を以下に示す。すべり安全率算出時には、抑止杭（鉄筋コンクリート+H鋼）のせん断抵抗力を見込む。

$$F_s = \frac{P_1 + R_K}{P_2}$$

ここで、

- P_1 : すべり面上の地盤のせん断抵抗力の和
- P_2 : すべり面上（地盤，抑止杭）のせん断力の和
- R_K : 抑止杭の許容せん断抵抗力

抑止杭の単位奥行当たりの許容せん断抵抗力 R_K は、照査の際に用いた表 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，詳細は図 2.7.4-1 を参照）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。

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

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 : 杭間の岩盤又はシームのせん断抵抗力
(保守的にゼロとする)
- θ : すべり面角度
- L : 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，詳細は図 2.7.4-1 を参照)

(6) 液状化範囲の検討

抑止杭を設置する斜面上部に埋戻土が存在することから、「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に記載の3次元浸透流解析結果を参照し、液状化の可能性を検討する。

3次元浸透流解析の結果、抑止杭を設置する斜面の①-①'断面及び②-②'断面の埋戻土部の地下水位は、EL 15~20mであり、埋戻土層下端 (EL 41m) より十分に低いことから、液状化影響を考慮しない。

なお、EL 41mには構造物を設置して周辺を埋め戻す予定である。当該構造物は地中構造物になることから、重量の観点から保守的になるように埋戻土としてモデル化する。すべり安定性評価においては、埋戻土前面での肌分かれを想定し、埋戻土部のすべり面を考慮しないケースについても検討した。

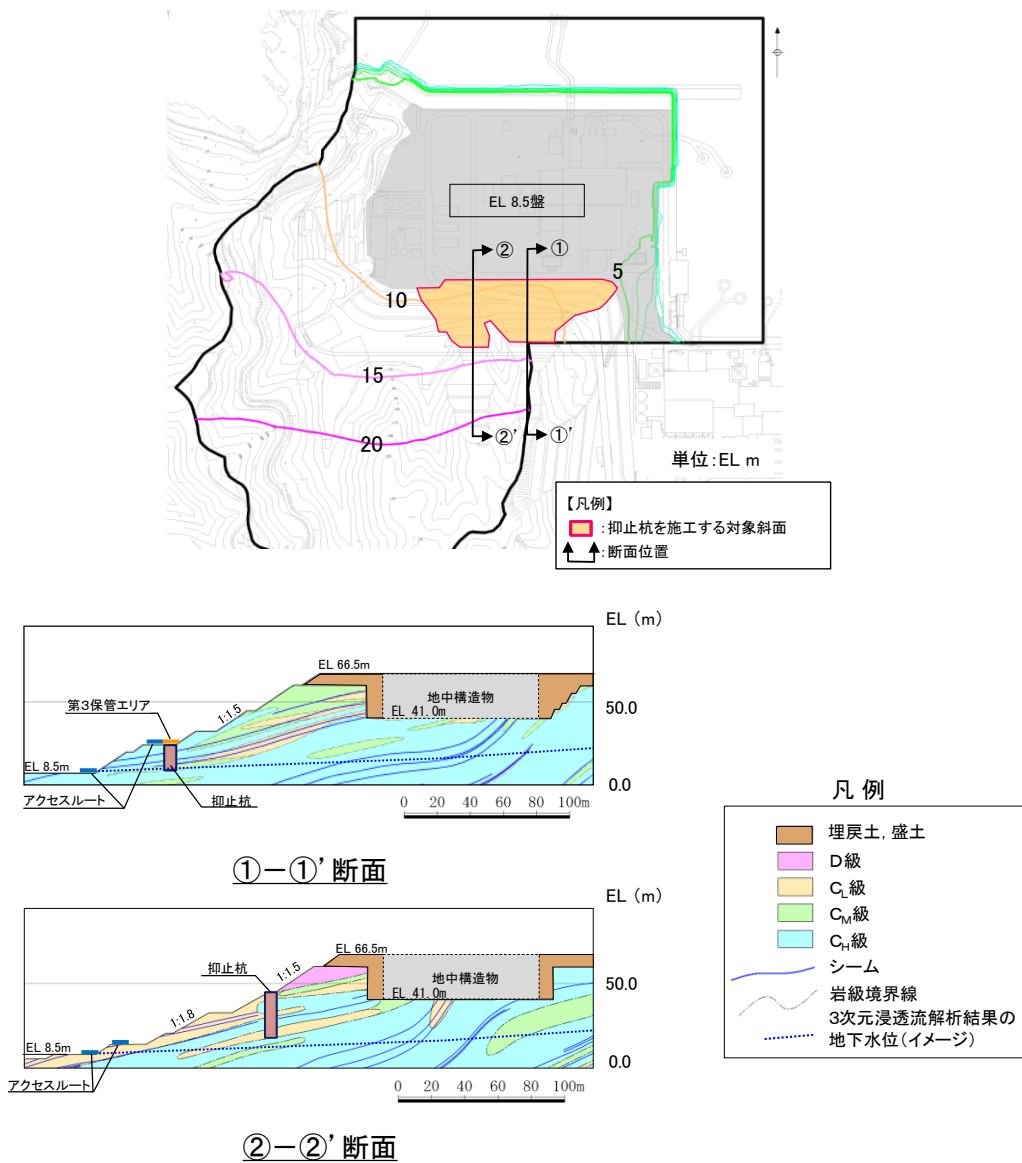
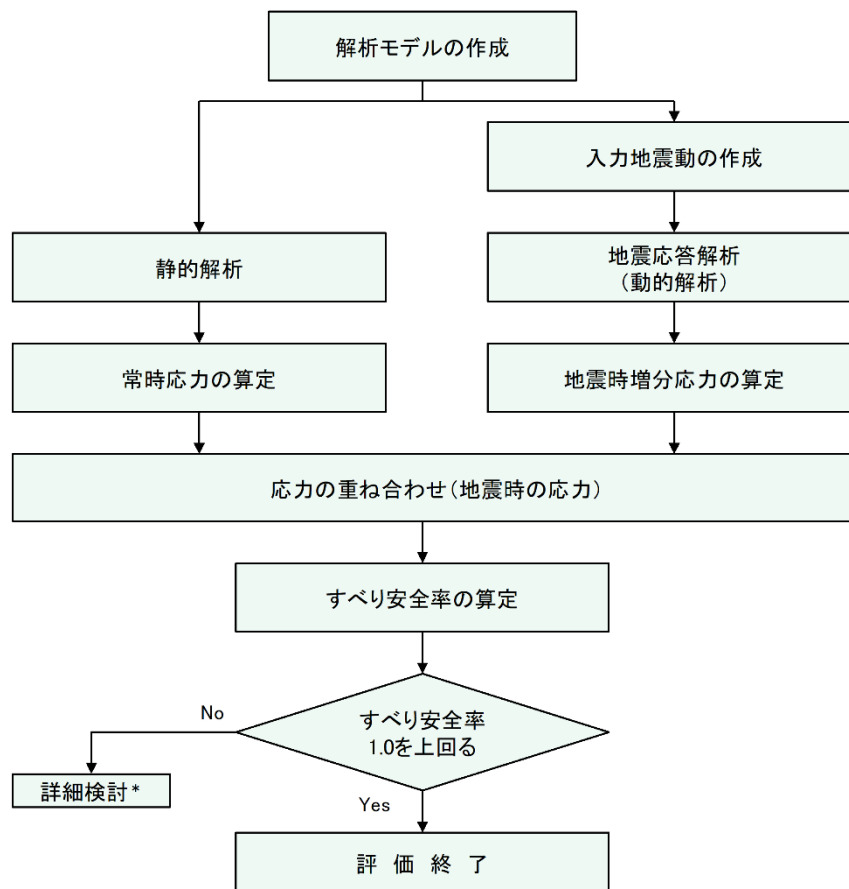


図 2.7.4-2 3次元浸透流解析結果 (定常解析) の等水位線図*

注記*: 「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」参照。

(7) 評価内容

斜面安定性評価フローを図 2.7.4-3 に示す。



注記*: 検討内容に応じて、必要なプロセスへ戻る

図 2.7.4-3 斜面安定性評価フロー

(8) 入力地震動の策定

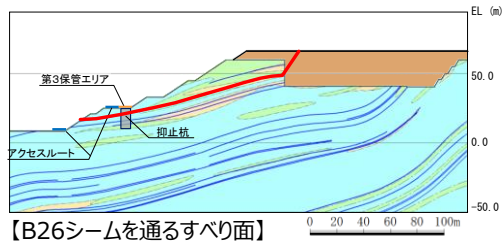
入力地震動は「2.7.3 抑止杭の耐震評価」と同様とする。

(9) 評価結果

すべり安定性評価結果を図 2.7.4-4 及び図 2.7.4-6 に示す。最小すべり安全率（平均強度）が評価基準値 1.0 に対し余裕を有しており、安定性を有することを確認した。

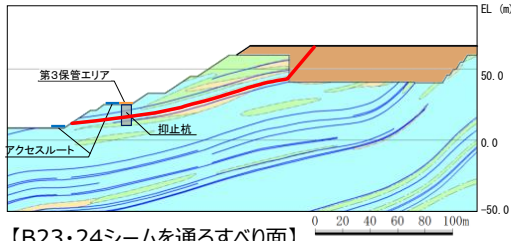
結果が最小となったケースに対して、地盤物性のばらつき（平均強度 $-1.0 \times$ 標準偏差（ σ ））を考慮した場合でも、最小すべり安全率が評価基準値 1.0 に対し余裕を有しており、安定性を有することを確認した。

また、上記のうちすべり安全率が厳しくなったケースに対して、埋戻部前面での肌分かれを想定したケースとして、すべり安全率算定時に埋戻土のすべり面を考慮しない評価を実施した。結果を図 2.7.4-5 及び図 2.7.4-7 に示す。その結果、評価基準値 1.0 に対し余裕を有しており、安定性を有することを確認した。



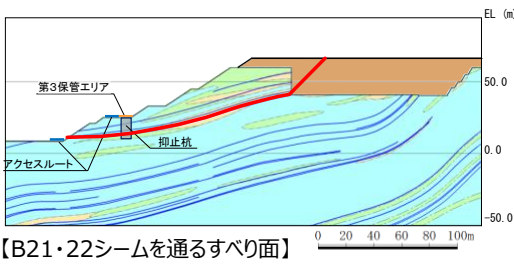
【B26シームを通るすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率	【参考】 変更前 (抑止杭 7 本)
S _s -D	1.99	1.71
S _s -N ₁	2.36	2.03
S _s -N ₂	2.45	2.11



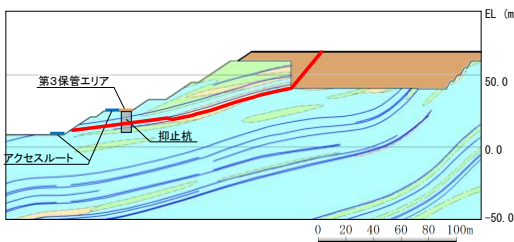
【B23・24シームを通るすべり面】

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)	【参考】 変更前 (抑止杭 7 本)
S _s -D	1.56 (1.39)	1.37 (1.21)
S _s -N ₁	1.79	1.57
S _s -N ₂	1.92	1.69



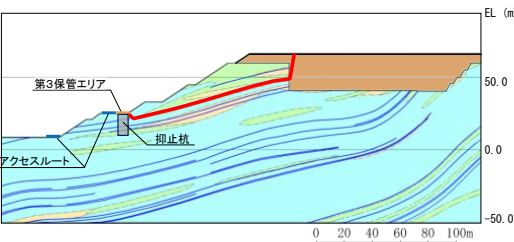
【B21・22シームを通るすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率	【参考】 変更前 (抑止杭 7 本)
S _s -D	1.96	1.80
S _s -N ₁	2.17	1.99
S _s -N ₂	2.38	2.18



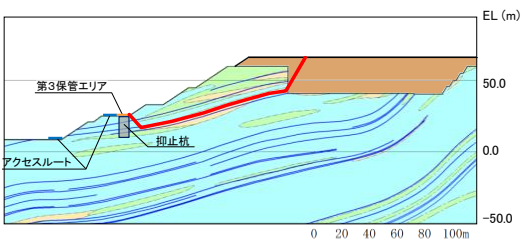
【B21・22シーム,法尻近傍のC₁級岩盤及び
B23・24シームを通して法尻に抜けるすべり面】

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)	【参考】 変更前 (抑止杭 7 本)
S _s -D	1.54 (1.39)	1.37 (1.22)
S _s -N ₁	1.76	1.56
S _s -N ₂	1.88	1.67



【B26シームを通して抑止杭背後で切り上がるすべり面】

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)	【参考】 変更前 (抑止杭 7 本)
S _s -D	1.48 (1.26)	1.48 (1.26)
S _s -N ₁	1.71	1.71
S _s -N ₂	1.86	1.86



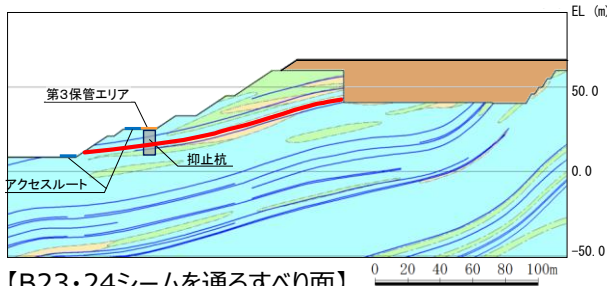
【B23・24シームを通して抑止杭背後で切り上がるすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率	【参考】 変更前 (抑止杭 7 本)
S _s -D	1.60	1.60
S _s -N ₁	1.81	1.81
S _s -N ₂	1.97	1.97

【凡例】

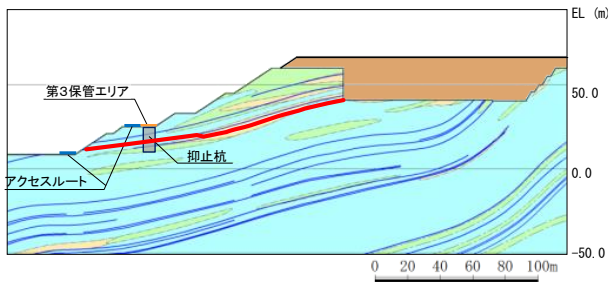
: C ₁ 級岩盤	: C _M 級岩盤	: C ₂ 級岩盤
: 埋戻土, 盛土	: 抑止杭	
: シーム	: 最小すべり安全率のすべり面	

図 2.7.4-4 ①-①' 断面の評価結果



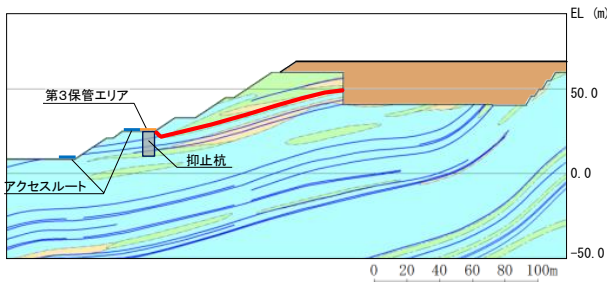
【B23・24シームを通るすべり面】

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)
S _s -D	1.39 (1.23)
S _s -N ₁	1.65
S _s -N ₂	1.71



【B21・22シーム,法尻近傍のC_L級岩盤及び
B23・24シームを通過して法尻に抜けるすべり面】

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)
S _s -D	1.37 (1.22)
S _s -N ₁	1.62
S _s -N ₂	1.67



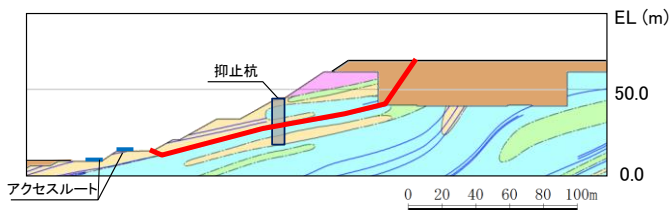
【B26シームを通過して抑止杭背後で切り上がるすべり面】

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)
S _s -D	1.32 (1.10)
S _s -N ₁	1.54
S _s -N ₂	1.62

【凡例】

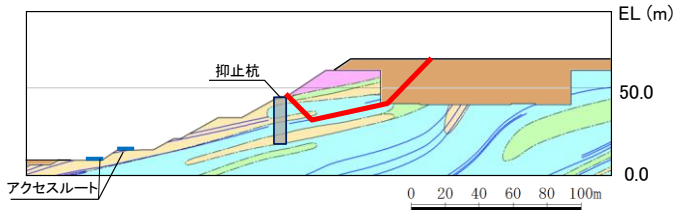
: C _H 級 岩盤	: C _M 級 岩盤	: C _L 級 岩盤
: 埋戻土, 盛土	: 抑止杭	: シーム
		: すべり面

図 2.7.4-5 ①-①' 断面の評価結果 (埋戻部前面での肌分かれを想定したケース)



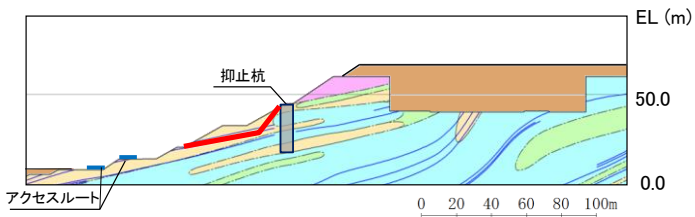
【B21・22シームを通るすべり面】

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)
S _s -D	1.66 (1.49)
S _s -N ₁	2.10
S _s -N ₂	2.08



【B21・22シームを通過して抑止杭背後で切り上がるすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	2.34
S _s -N ₁	2.51
S _s -N ₂	3.12



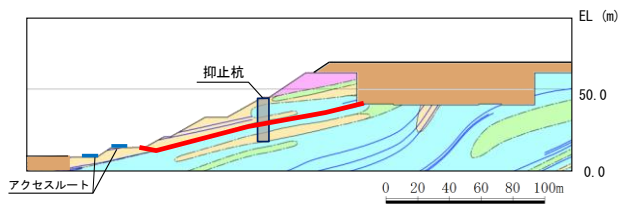
【B23シームを通過して法面に抜けるすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	2.28
S _s -N ₁	2.64
S _s -N ₂	3.02

【凡例】

- C_H級岩盤
- C_M級岩盤
- C_L級岩盤
- D級岩盤
- 抑止杭
- シーム
- 最小すべり安全率のすべり面

図 2.7.4-6 ②-②' 断面の評価結果



【B21・22シームを通るすべり面】

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)
S _s -D	1.47 (1.31)
S _s -N ₁	1.95
S _s -N ₂	1.84

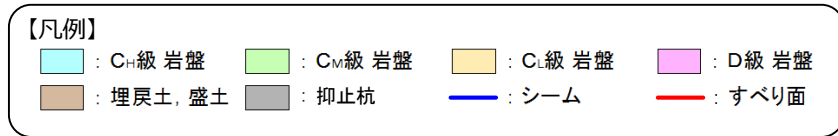
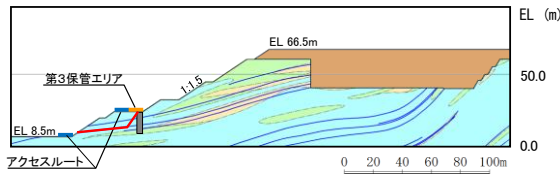


図 2.7.4-7 ②-②' 断面の評価結果 (埋戻部前面での肌分かれを想定したケース)

(10) 杭の断面配置の妥当性確認結果

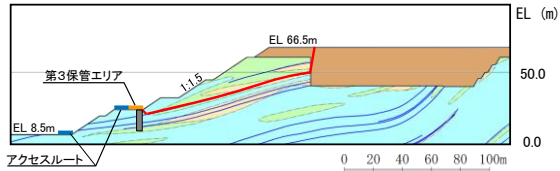
【杭より下流の移動層のすべり及び受働破壊を想定したすべりの検討】

①-①' 断面及び②-②' 断面において、抑止杭をモデル化し、杭より下流の移動層のすべり及び受働破壊を想定したすべりを設定して動的解析を実施した結果、図 2.7.4-8 のとおり、すべり安全率 1.0 に対し余裕を有していることを確認した。



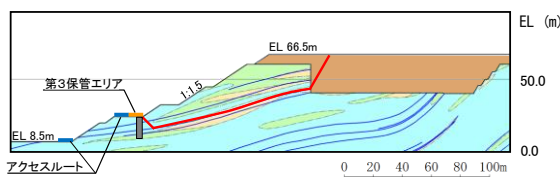
【B23・24シームを通る杭より下流の移動層のすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	2.96
S _s -N ₁	4.48
S _s -N ₂	3.50



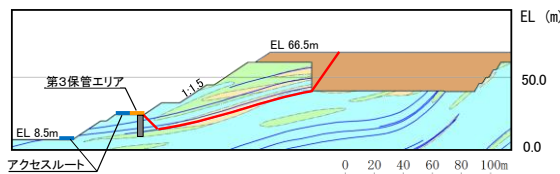
【B26シームを通る受働破壊を想定したすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	1.48
S _s -N ₁	1.71
S _s -N ₂	1.86



【B23・24シームを通る受働破壊を想定したすべり面】

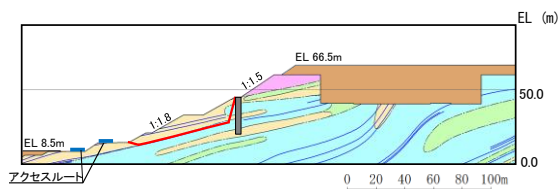
基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	1.60
S _s -N ₁	1.81
S _s -N ₂	1.97



【B21・22シームを通る受働破壊を想定したすべり面】

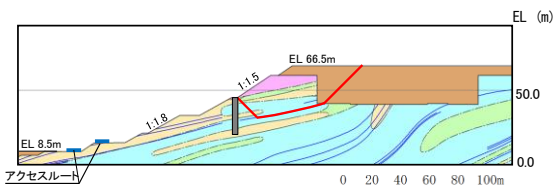
基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	1.73
S _s -N ₁	1.79
S _s -N ₂	1.97

①-①'断面



【B21・22シームを通る杭より下流の移動層すべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	2.39
S _s -N ₁	2.58
S _s -N ₂	3.03



【B21・22シームを通る受働破壊を想定したすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	2.34
S _s -N ₁	2.51
S _s -N ₂	3.12

②-②'断面

【凡例】

図 2.7.4-8 杭の断面配置の妥当性確認結果
(杭より下流の移動層のすべり及び受働破壊を想定したすべりの検討)

【杭前面における岩盤の肌分かれを想定したすべりの検討】

①-①' 断面及び②-②' 断面において、杭前面における岩盤の肌分かれを想定したすべり安定性評価を実施した。

「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」に記載のとおり杭間の岩盤の中抜け現象が起こらないことを踏まえ、図 2.7.4-9 のとおり杭間の岩盤のせん断抵抗力のみを考慮した動的解析の結果、図 2.7.4-10 のとおり、すべり安全率 1.0 に対し余裕を有していることを確認した。

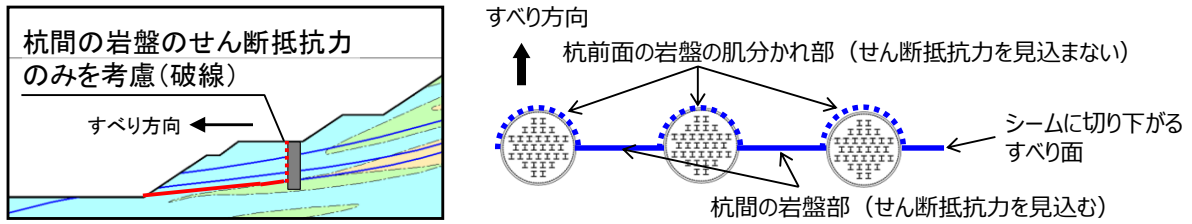
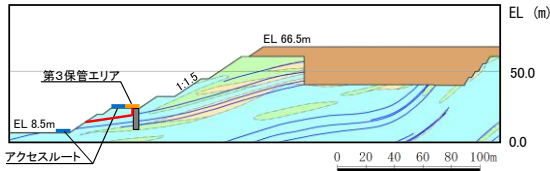
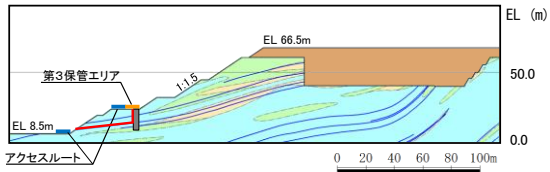


図 2.7.4-9 ①-①' 断面の杭間隔等 (イメージ図)



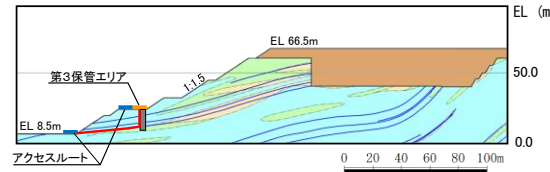
【B26シームを通る杭の肌別れを想定したすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	3.37
S _s -N ₁	3.71
S _s -N ₂	3.77



【B23+24シームを通る杭の肌別れを想定したすべり面】

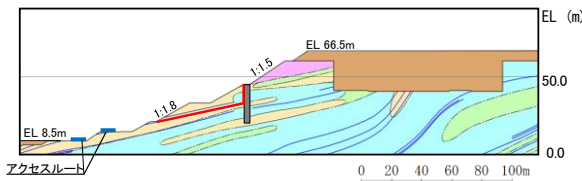
基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	3.10
S _s -N ₁	3.12
S _s -N ₂	3.53



【B21シームを通過して法尻に抜ける杭の肌別れを想定したすべり面】

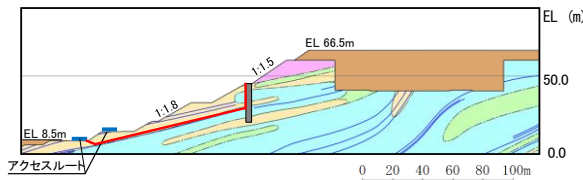
基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	7.09
S _s -N ₁	8.58
S _s -N ₂	7.97

①-①' 断面



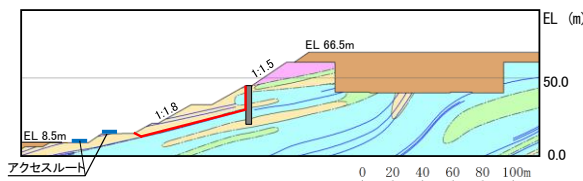
【B23・24シームを通る杭の肌別れを想定したすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	2.64
S _s -N ₁	3.18
S _s -N ₂	3.84



【B21・22シームを通過し法尻に抜ける杭の肌別れを想定したすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	2.32
S _s -N ₁	2.78
S _s -N ₂	3.06



【B21・22シームを通過し法尻に抜ける杭の肌別れを想定したすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	2.44
S _s -N ₁	2.86
S _s -N ₂	3.21

②-②' 断面

【凡例】

- C_H級岩盤
- C_M級岩盤
- C_L級岩盤
- 埋戻土、盛土
- 抑止杭
- D級岩盤
- シーム
- 最小すべり安全率のすべり面

図 2.7.4-10 杭の断面配置の妥当性確認結果
(杭前面における岩盤の肌分かれを想定したすべりの検討)

(11) 抑止杭周辺地盤の健全性照査結果

抑止杭周辺の地盤の局所安全係数分布図を図 2.7.4-11 及び図 2.7.4-12 に示す。

①-①' 断面の不動層における抑止杭周辺の地盤には、せん断強度に達した要素及び引張応力が発生した要素が認められず、健全性を確保している。

②-②' 断面の不動層における抑止杭周辺の地盤には、せん断強度に達した要素は認められないが、抑止杭背後には、引張応力が発生した要素が認められる。引張応力が発生した要素を通るすべり面については、当該応力状態における最小すべり安全率が 1.93 であることから、周辺岩盤の破壊による抑止杭の引き抜きは発生しないと考えられるが、より詳細な検討を行うため、引張応力の発生要因の検討を行うとともに、岩盤の引張強度を設定した抑止杭周辺地盤の健全性照査を行う。

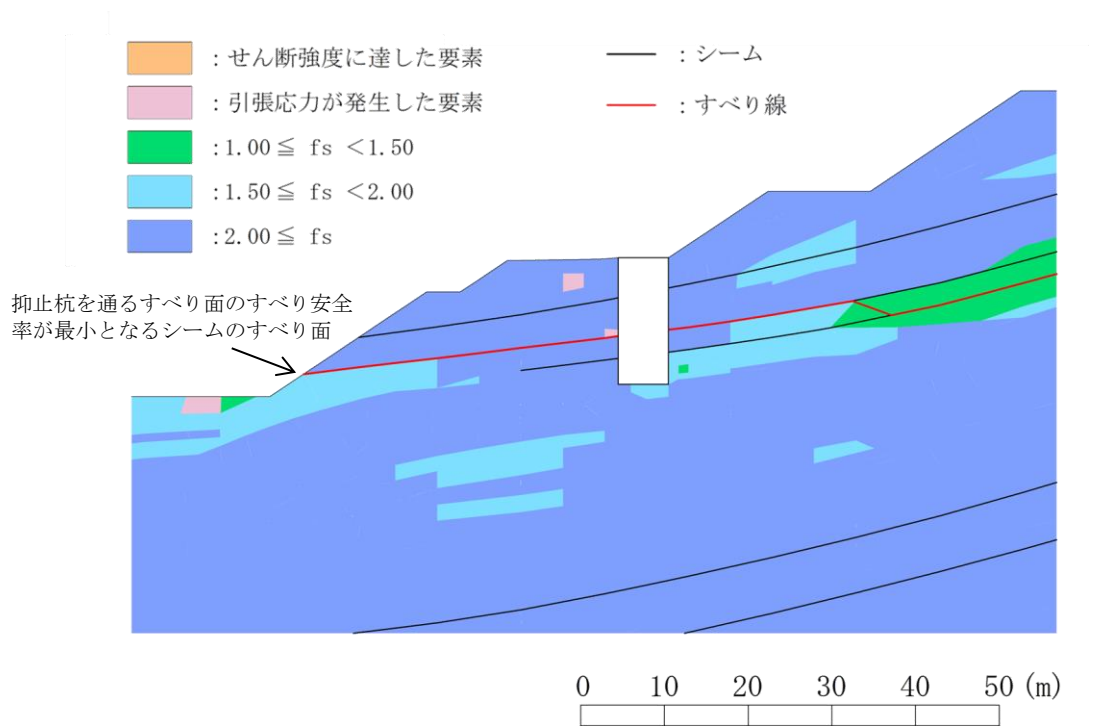


図 2.7.4-11 抑止杭周辺地盤の健全性照査結果 (①-①' 断面)

(S_s-D・8.96 秒, 抑止杭を通るすべり面のすべり安全率が最小となる地震動及び時刻)

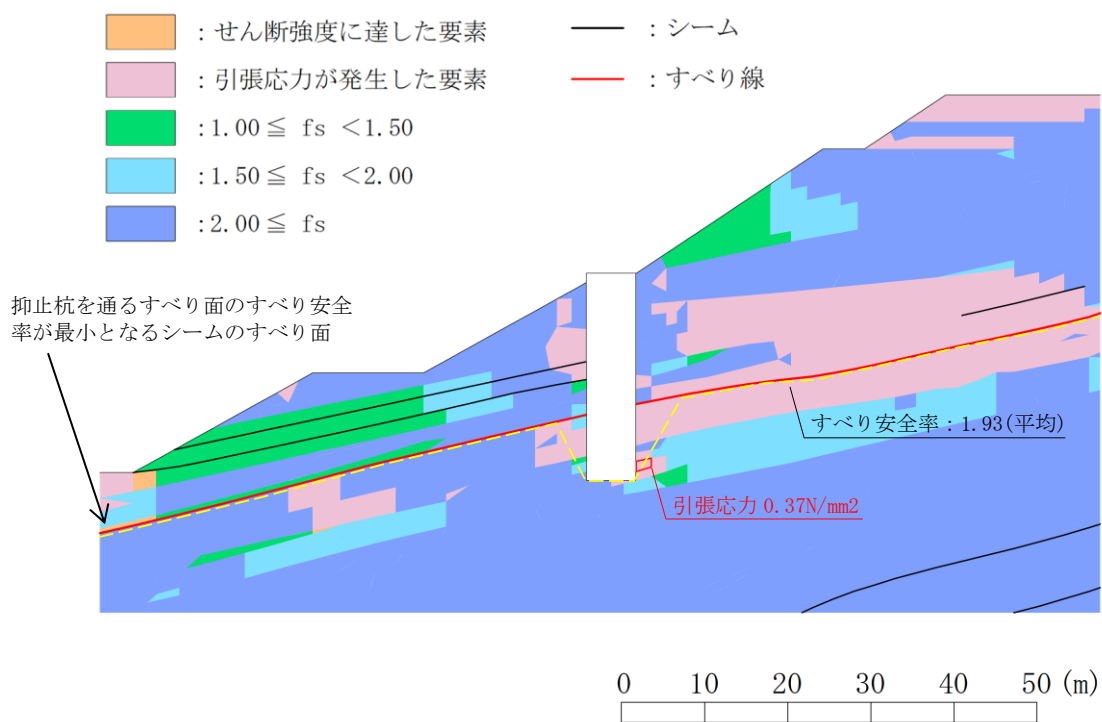
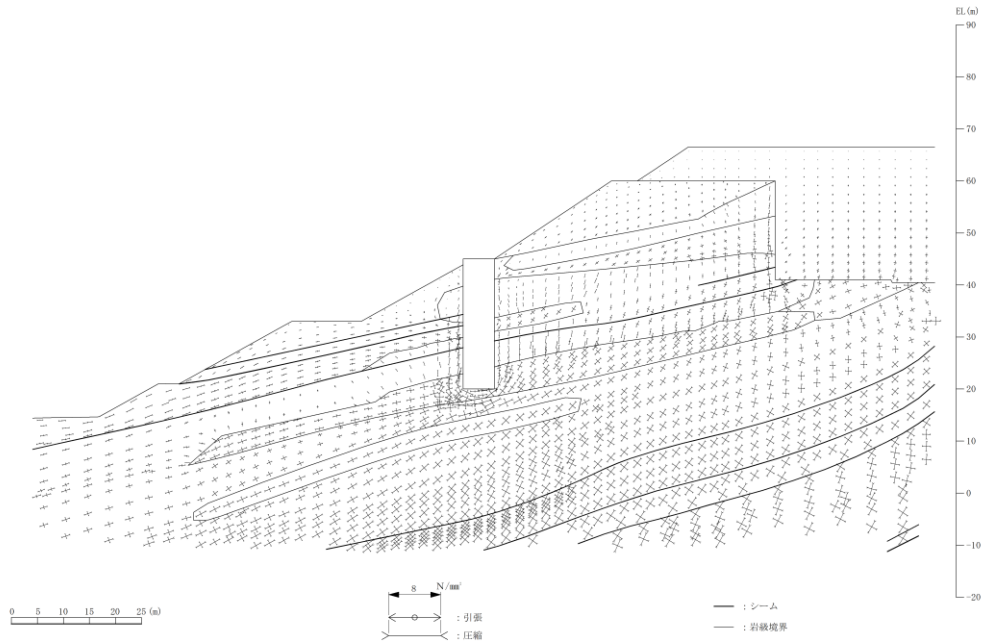


図 2.7.4-12 抑止杭周辺地盤の健全性照査結果 (②-②' 断面)
 (Ss-D・8.58 秒, 抑止杭を通るすべり面のすべり安全率が最小となる地震動及び時刻)

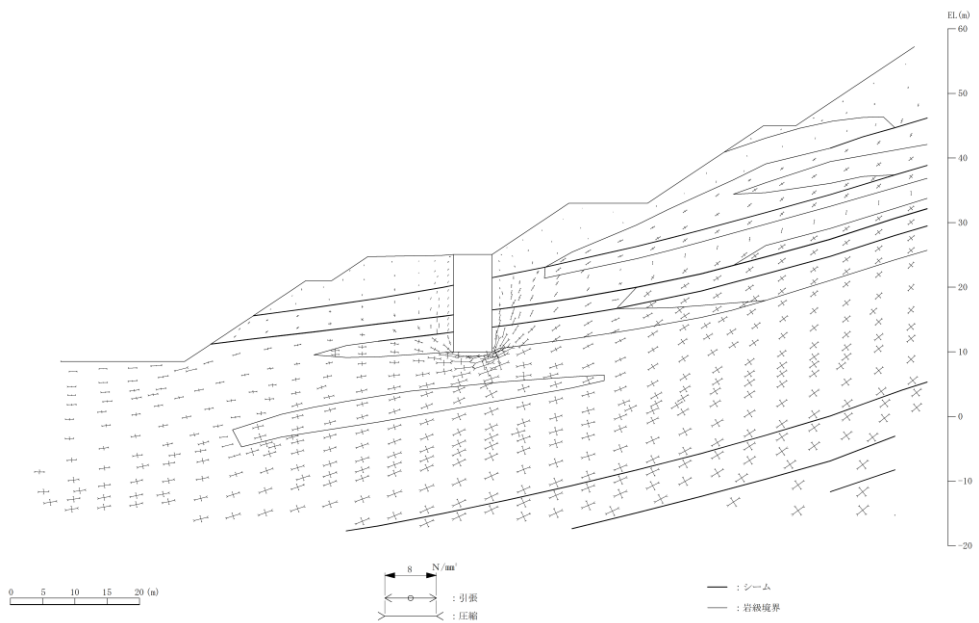
a. 区間Ⅱの引張応力発生要因の分析

(a) 常時応力の分析

②-②'断面及び①-①'断面における抑止杭周辺の地盤の常時応力解析における主応力分布図を図2.7.4-13に示す。②-②'断面と①-①'断面の常時応力解析結果を比較した結果、明瞭な違いは認められないことから、②-②'断面に引張応力が発生している要因は地震動の影響によるものと考えられる。



②-②'断面



①-①'断面

図2.7.4-13 常時応力解析の主応力分布図

(b) 地震時応力の分析 (②-②' 断面と①-①' 断面との比較)

常時応力と地震時増分応力を重ね合わせた地震時応力における、②-②' 断面の杭設置前と杭設置後の主応力図を図 2.7.4-14 に、変形図を図 2.7.4-15 に示す。

②-②' 断面の主応力図からは、以下の現象が確認できる。

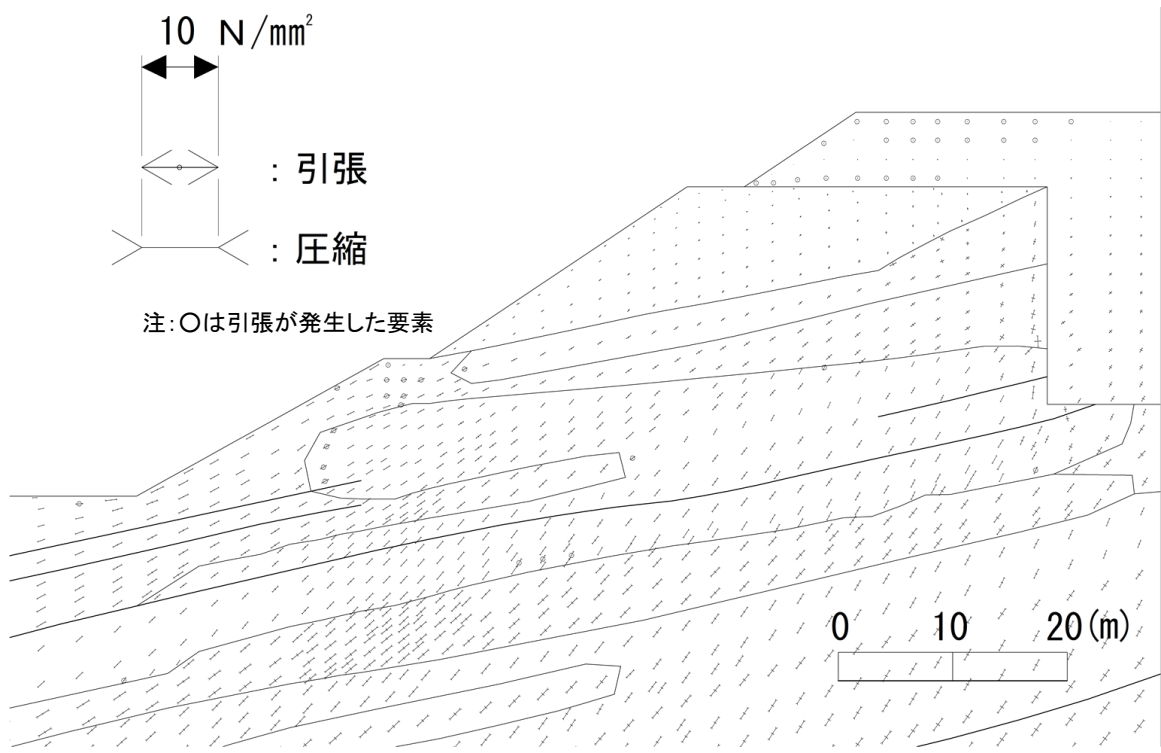
- 1) 杭設置後には杭周辺に分布している引張応力が、杭設置前では認められない。
- 2) 引張応力の方向は、左上の方向 (水平から反時計回りに約 160°) である。

②-②' 断面の変形図からは、以下の現象が確認できる。

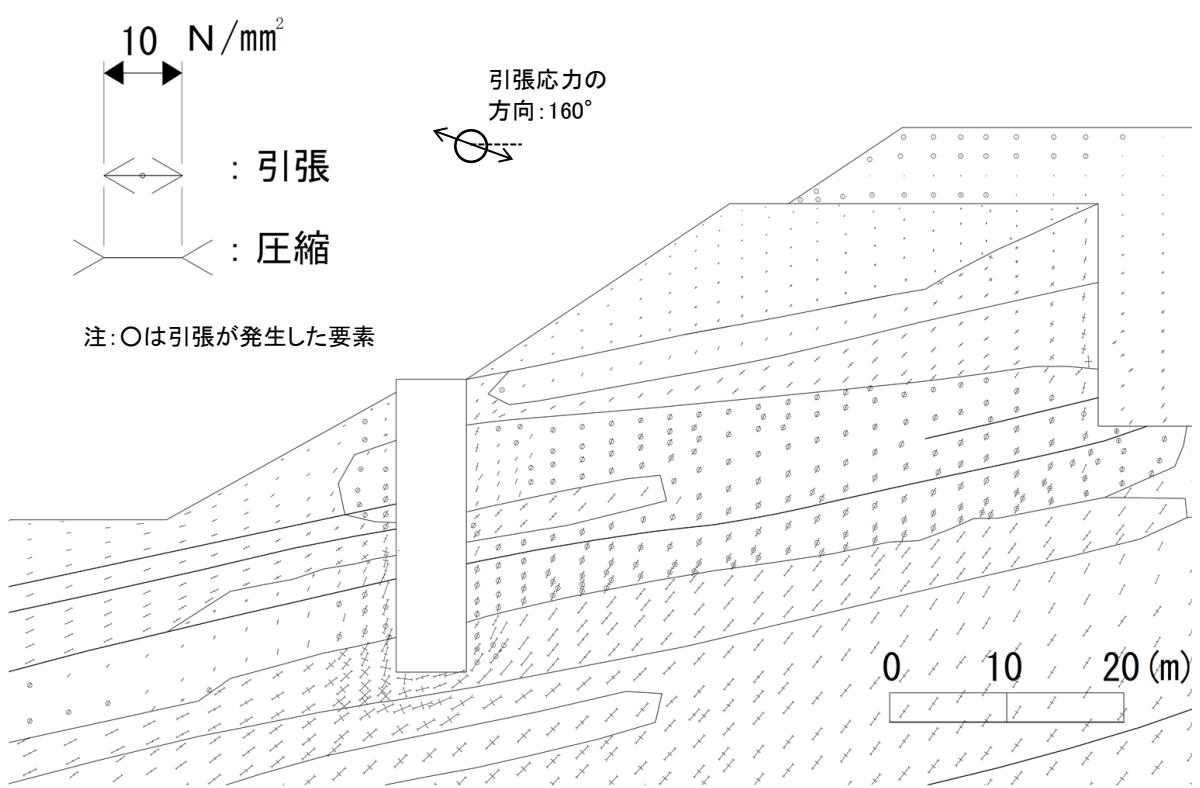
- 3) ②-②' 断面の杭背後の地盤は、抑止杭有・無しのいずれも左上方向に変形しているが、抑止杭無しに比べ、抑止杭有では水平変位が抑制されており、上方向には変形が大きい。
- 4) ②-②' 断面の杭周辺の深部に分布する第③速度層 ($G_d=6.86 \times 10^3 \sim 7.12 \times 10^3 \text{N/mm}^2$) に比べ、浅部の第②速度層 ($G_d=1.86 \times 10^3 \sim 2.07 \times 10^3 \text{N/mm}^2$) は大きく変形している。
なお、抑止杭の剛性は、②-②' 断面： $G_d=5.66 \times 10^3 \text{N/mm}^2$ である。

以上のことから、以下のとおり考察した。

- ・ 1) より、②-②' 断面における引張応力発生のもとの主要因は、抑止杭によるものと考えられる。
- ・ 2)～4) より、卓越する水平方向の慣性力の作用により、抑止杭背後の岩盤は水平方向に変形しようとするが、抑止杭との剛性差が大きいため抑止杭に水平方向の変形を抑制されることにより、上方向に変形が助長され、引張応力が発生したものと考えられる。
- ・ なお、①-①' 断面に引張応力が発生していない主要因は、以下のとおりと考えられる。
 - ・ 第②速度層が分布しておらず、②-②' 断面に比べて左上方向への変形量が小さい。
 - ・ 抑止杭との剛性差が②-②' 断面に比べて小さく、上方向に変形が助長されていない。



抑止杭なし



抑止杭あり

図 2.7.4-14 ②-②' 断面の主応力図

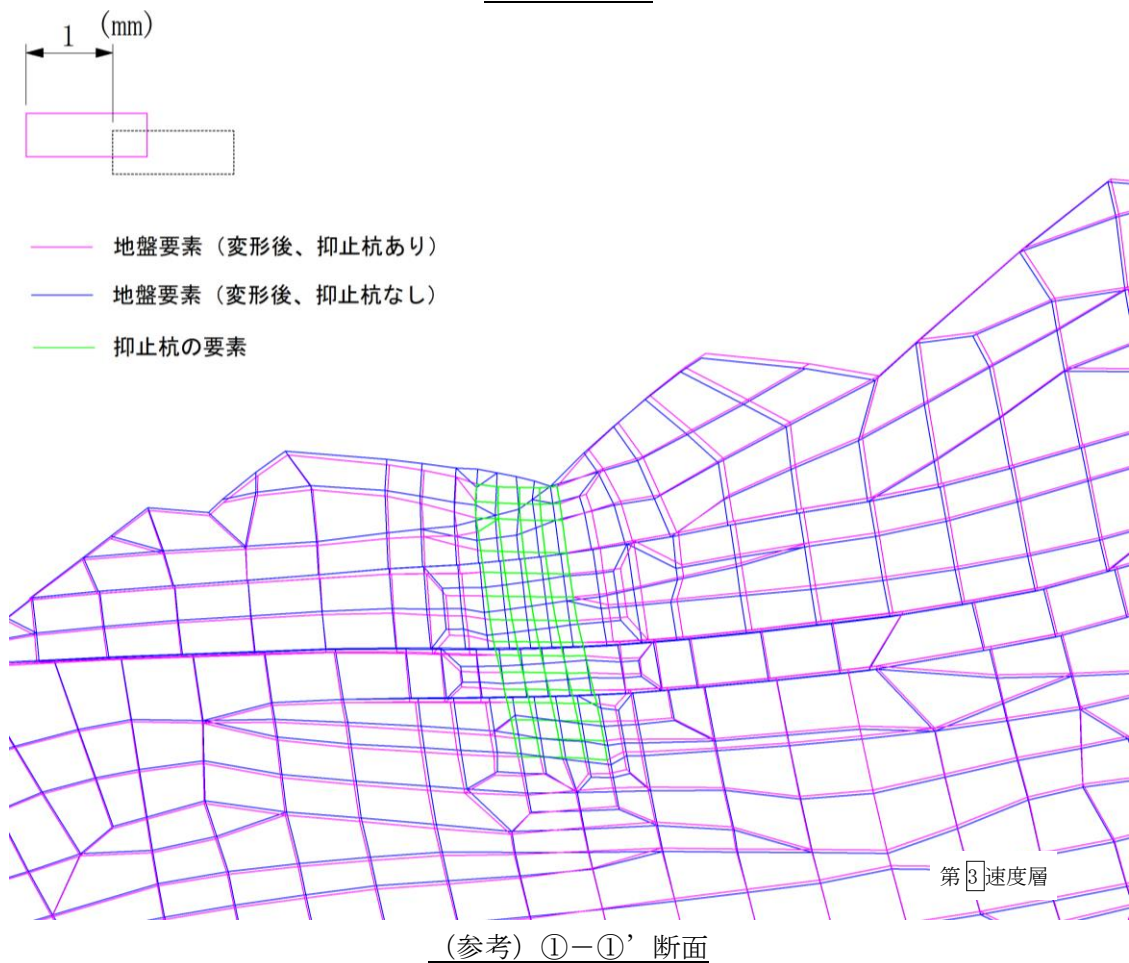
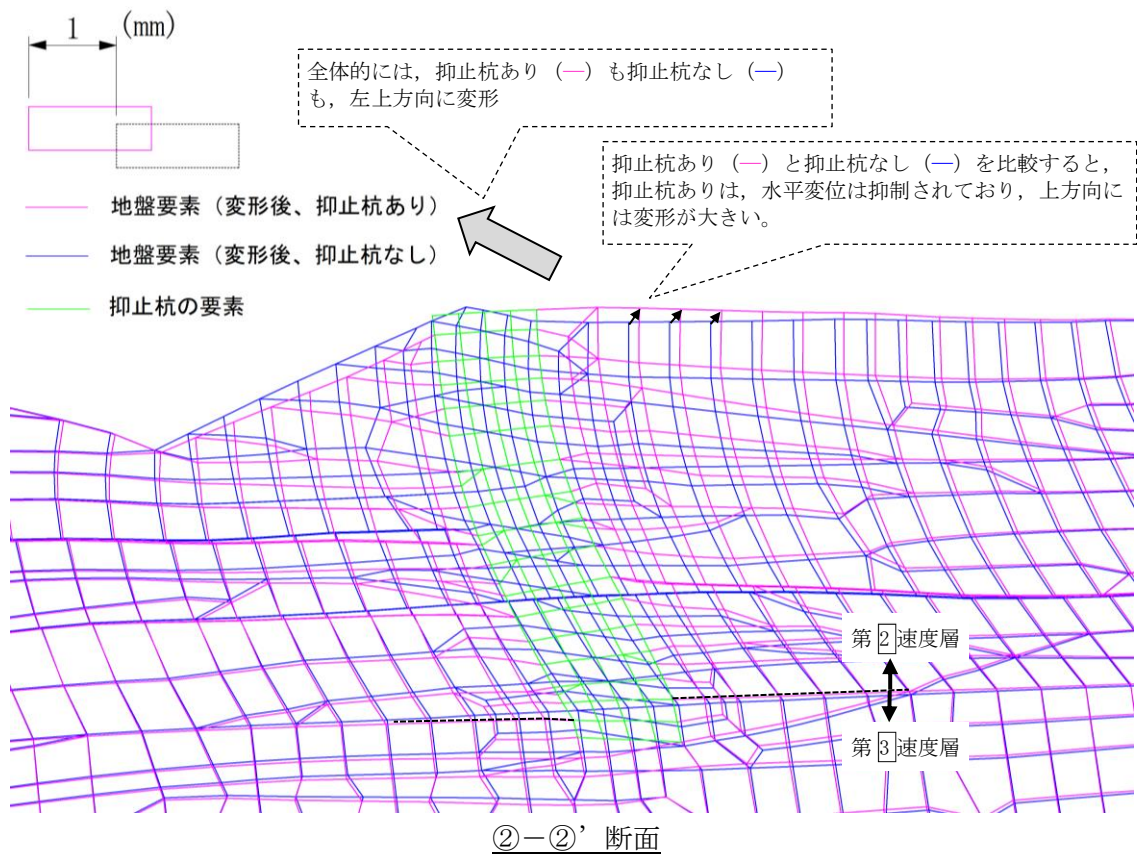


図 2.7.4-15 ②-②' 断面の変形図

常時応力と地震時増分応力を重ね合わせた地震時応力における，②-②'断面及び①-①'断面の抑止杭周辺の地盤の局所安全係数分布図を図2.7.4-16及び図2.7.4-19に示す。また，岩級区分図を図2.7.4-17及び図2.7.4-20に，岩相区分図を図2.7.4-18及び図2.7.4-21示す。

②-②'断面では，抑止杭周辺にD級，C_L級及びC_H級の岩盤が分布しており，C_H級に引張応力が集中している。このことから，D級・C_L級とC_H級との剛性差（D級： $G_d=5.09\text{N/mm}^2$ ，C_L級凝灰岩： $G_d=1.86\times 10^3\text{N/mm}^2$ ⇔ C_H級凝灰岩： $G_d=2.03\times 10^3\text{N/mm}^2$ ）により，杭の設置に伴って発生したと考えられる引張応力がC_H級岩盤に集中しているものと考えられる。

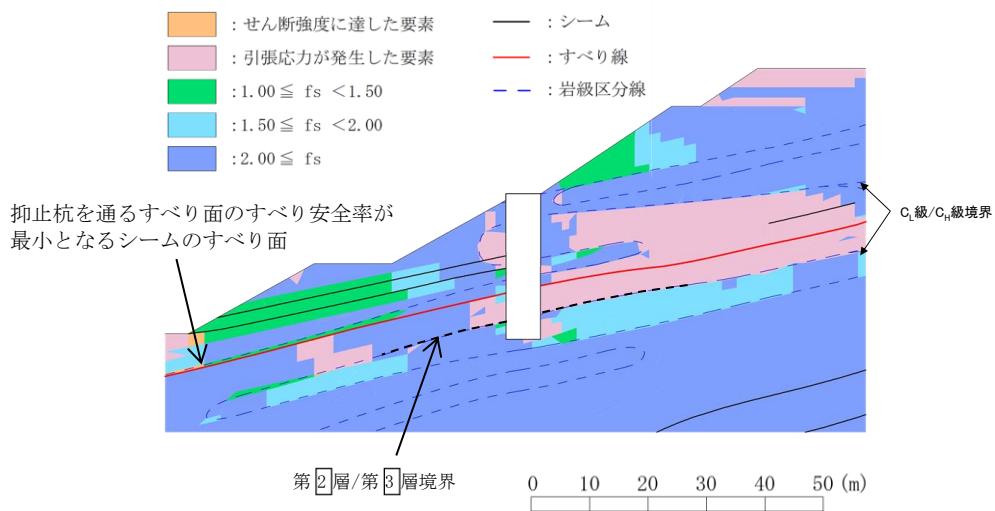


図2.7.4-16 局所安全係数分布図 (②-②'断面)

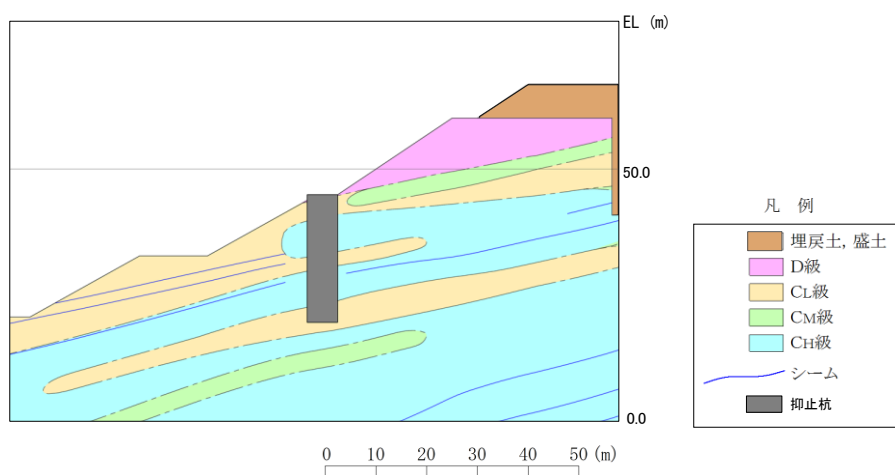


図2.7.4-17 岩級区分図 (②-②'断面)

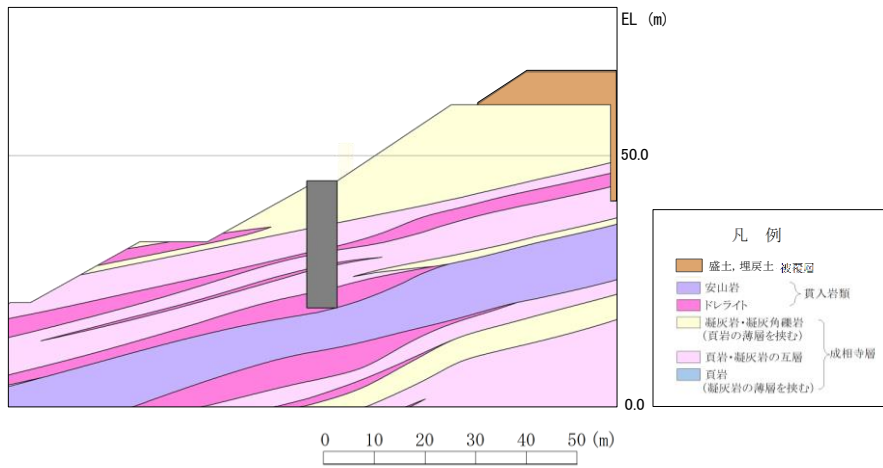


図 2.7.4-18 岩相区分図 (②-②' 断面)

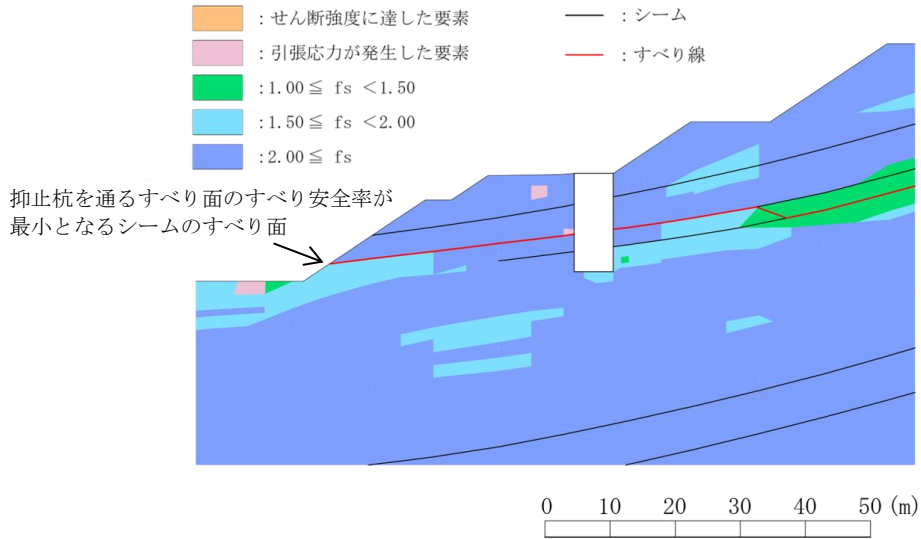


図 2.7.4-19 局所安全係数分布図 (①-①' 断面)

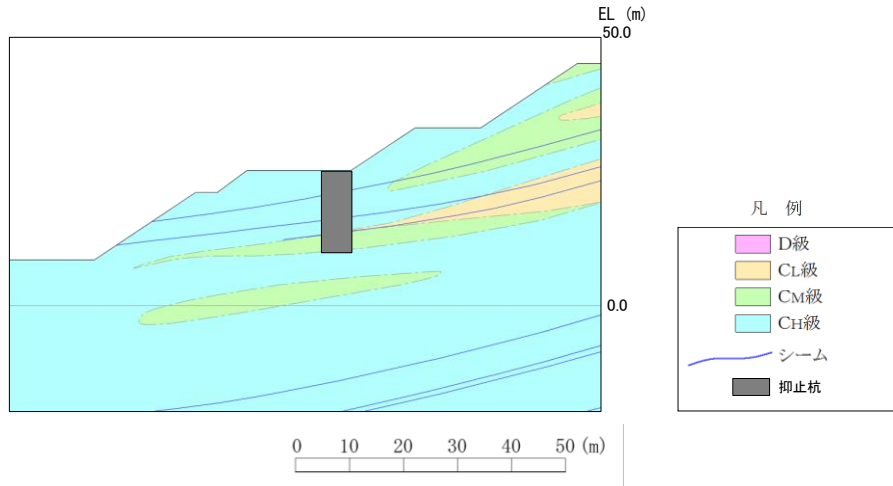


図 2.7.4-20 岩級区分図 (①-①' 断面)

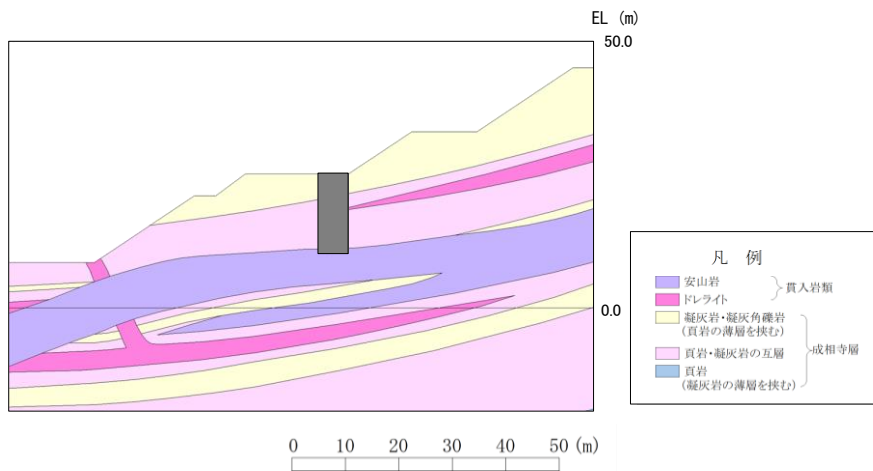


図 2.7.4-21 岩相区分図 (①-①' 断面)

b. 区間Ⅱの引張強度の設定

岩盤の原位置引張試験を実施し、岩盤の引張強度を設定する。

(a) 原位置引張試験

地盤工学会基準「JGS3551:2020 岩盤の原位置一軸引張り試験方法」と同じ方法により、原位置引張試験を実施した。

平面位置図を図 2.7.4-22 に、試験を実施したピット底盤の地質状況及び試験位置を図 2.7.4-23、図 2.7.4-24 に、試験装置の概要を図 2.7.4-25 に、試験位置周辺の地質断面図を図 2.7.4-26 に示す。

試験位置は、黑色頁岩及び凝灰質頁岩が分布し、概ね傾斜 5~15° のほぼ水平な同斜構造を示す。

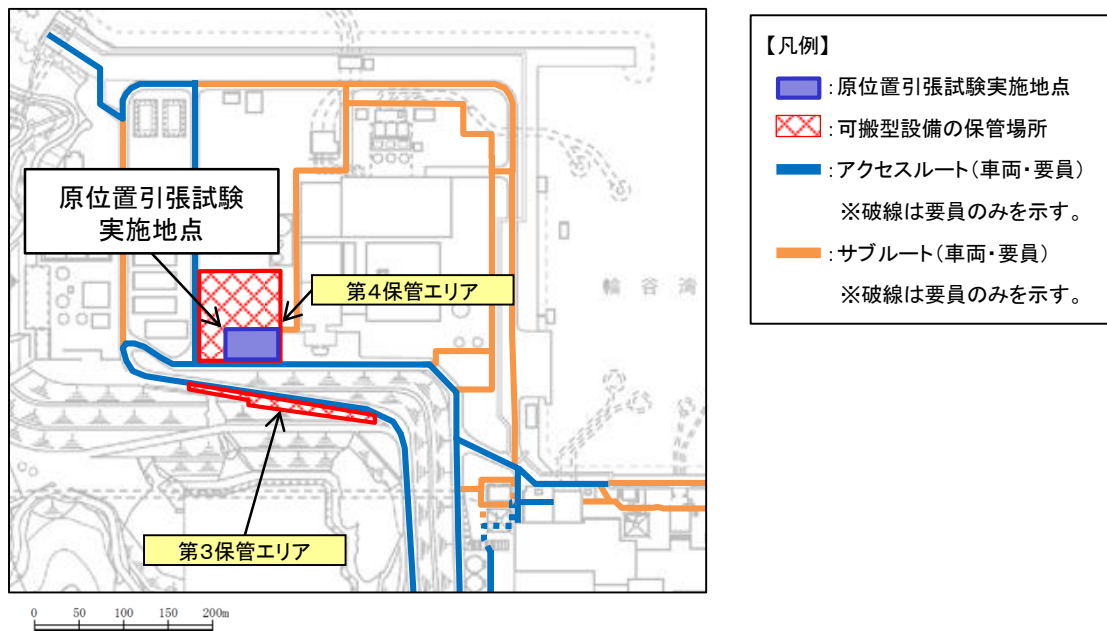


図 2.7.4-22 平面位置図

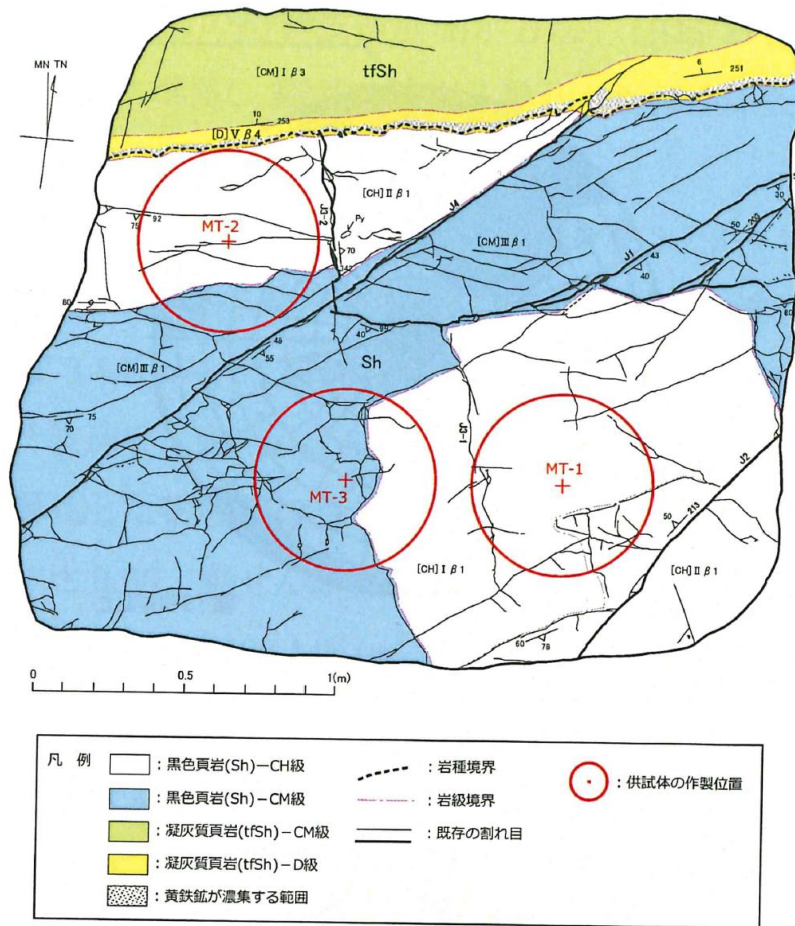


図 2.7.4-23 試験を実施したピット底盤の地質状況及び試験位置図 (南側)

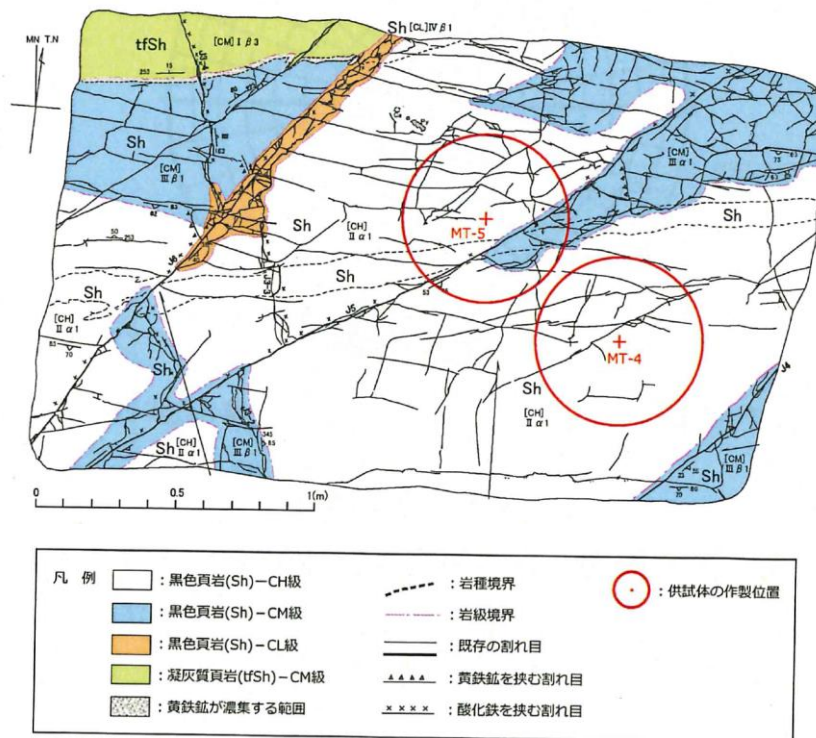


図 2.7.4-24 試験を実施したピット底盤の地質状況及び試験位置図 (北側)

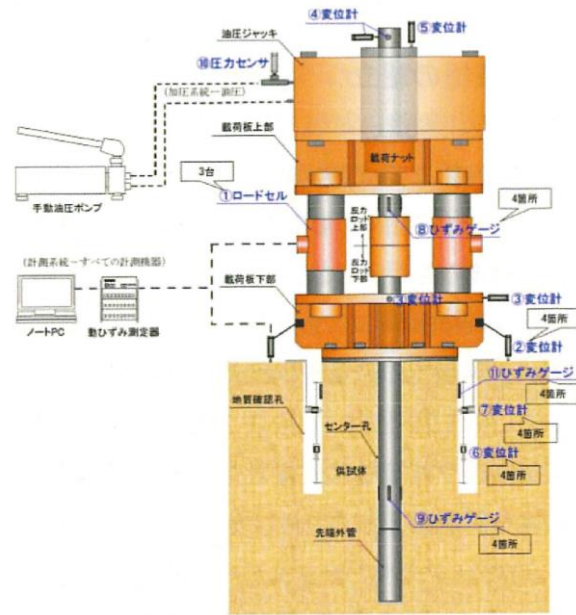


図 2.7.4-25 試験装置の概要

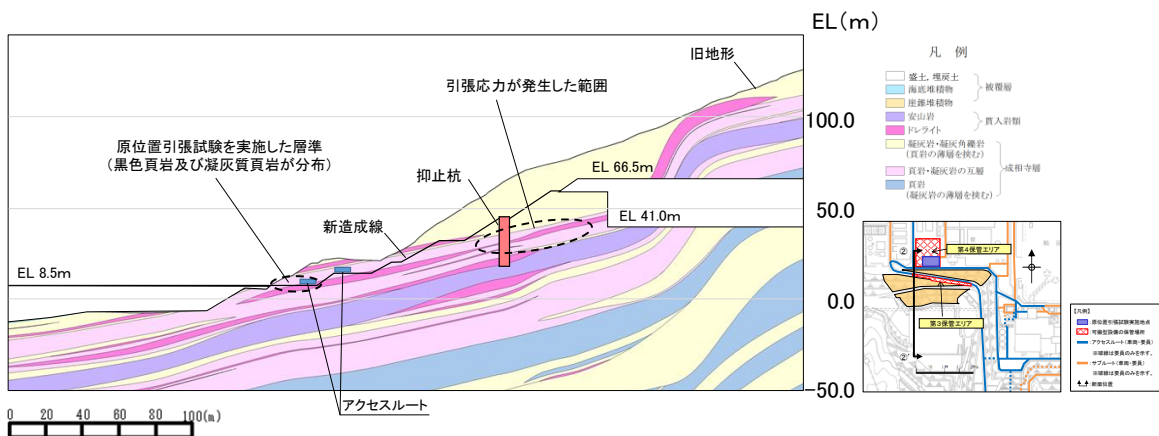


図 2.7.4-26 試験位置周辺の地質断面図

引張試験結果を表 2.7.4-1 に、破断面の概略位置を図 2.7.4-27 に示す。引張強度は平均で 0.13N/mm^2 であり、黒色頁岩内の葉理に平行な割れ目に沿って破断している。

表 2.7.4-1 引張試験結果

供試体名	引張強度 N/mm^2
MT-2	0.08
MT-3	0.14
MT-4	0.15
MT-5	0.15
平均値	0.13

注：MT-1 は、供試体全体に連続する割れ目が分布しており、引張強度の測定不可となったため、未掲載。

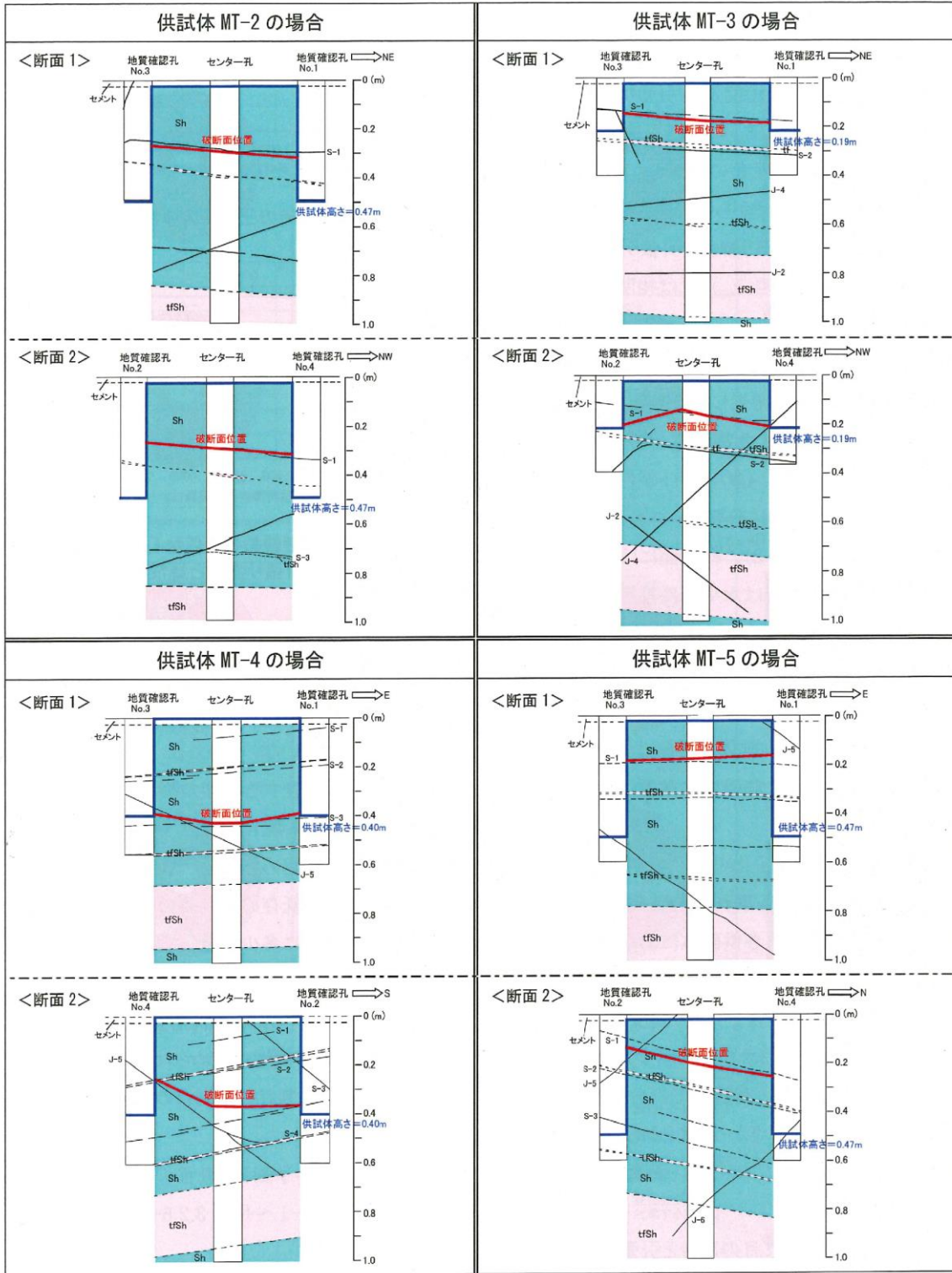


図 2.7.4-27 破断面の概略位置

(b) 岩盤の引張強度の設定

原位置引張試験により得られた C_M 級及び C_H 級の黑色頁岩の引張強度 0.13N/mm^2 を区間Ⅱの斜面の岩盤の引張強度に設定する。

以下の理由から、原位置引張試験の引張強度 0.13N/mm^2 は適用可能と考えられる。

- ・区間Ⅱの動的解析の結果、引張応力が発生する範囲は、概ね C_H 級の凝灰岩及び頁岩と凝灰岩の互層である。(図 2.7.4-16~18 参照)
- ・原位置引張試験の対象岩種である黑色頁岩は、葉理・層理が発達する層状岩盤であり、層理面に平行に薄く剥げやすい性質(へき開性)を有するため、凝灰岩等の他岩種に比べ、引張強度が低いと考えられる。
- ・地層の傾斜は $5\sim 15^\circ$ であり、原位置引張試験の引張方向は鉛直方向であることから、引張強度は保守的になると考えられる。
- ・②-②'断面の2次元動的FEM解析における局所安全係数分布図(図 2.7.4-28 参照)より、引張応力の方向は水平から反時計周りで約 70° であり、地質の傾斜 $5\sim 15^\circ$ と斜交している。

c. 引張強度を設定した抑止杭周辺地盤の健全性照査結果

原位置引張試験により得られた岩盤の引張強度 0.13N/mm^2 を設定した、②-②' 断面における抑止杭周辺の地盤の局所安全係数分布図を図 2.7.4-28 に示す。

②-②' 断面の不動層における抑止杭周辺の地盤において、引張強度に達した要素は局所的かつ散在的である。

また、杭根入れ部周辺の引張強度に達した要素を通るすべりの安全率を算定した結果、2.52 であり、十分な裕度があることを確認した。

以上のことから、抑止杭根入れ部周辺岩盤には、局所的かつ散在的ではあるが、引張強度に達した要素があるものの、これらを通るすべりの安全率は十分な裕度を有していることから、杭根入れ部は水平支持力を有していると評価した。

なお、②-②' 断面の2次元動的 FEM 解析における局所安全係数分布図（図 2.7.4-28 参照）より、直応力が引張となる方向は水平から反時計回りで約 70° であり、地質の傾斜 $5\sim 15^\circ$ と斜交していること、引張応力が発生した要素の構成岩種は凝灰岩及び頁岩と凝灰岩の互層であることから、保守的な評価となっていると考えられる。

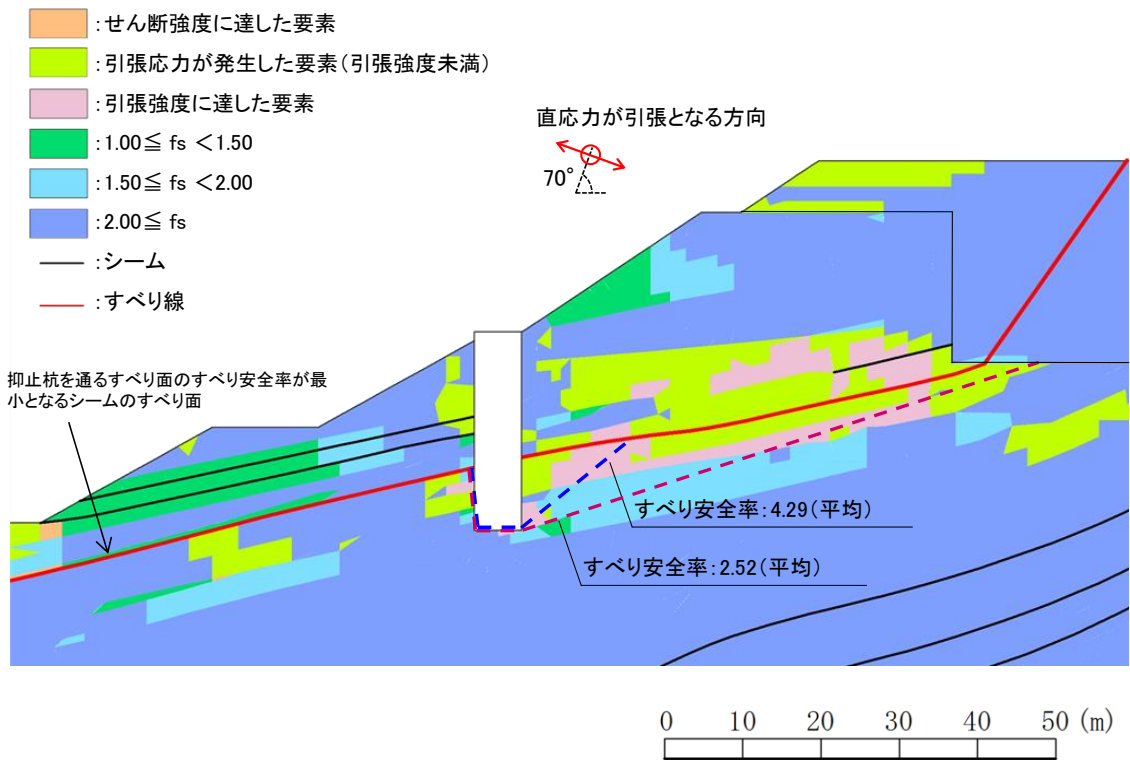


図 2.7.4-28 抑止杭周辺地盤の健全性照査結果 (②-②' 断面)

(Ss-D・8.58 秒, 抑止杭を通るすべり面のすべり安全率が最小となる地震動及び時刻)

2.7.5 構造等に関する先行炉との比較

(1) 比較の観点

島根原子力発電所の抑止杭の設計において留意すべき事項を整理するため、島根原子力発電所と先行炉（関西電力(株)高浜発電所）の抑止杭との構造等を比較する。

また、先行炉との比較を踏まえ、先行炉実績との類似点を踏まえた設計方針の適用性及び先行炉実績との相違点を踏まえた設計への反映事項を示す。

(2) 先行炉との比較

島根原子力発電所の抑止杭は、深礎杭にH鋼でせん断補強を行っていることから、類似の先行炉における抑止杭として、関西電力(株)高浜発電所における鋼管杭を選定する。それぞれの構造概要を図2.7.5-1に示す。

島根原子力発電所の抑止杭の構造等に関する特徴及び参照している基準類を示すとともに、高浜発電所の抑止杭との比較を行い、類似点及び相違点を抽出した。類似点についてはその適用性を、相違点についてはそれを踏まえた設計への反映事項を整理した。構造等に関する比較結果を表2.7.5-1に、参照している基準類に関する比較結果を表2.7.5-2に示す。

高浜発電所は鋼管杭であるが、島根原子力発電所と同じH鋼でせん断補強した抑止杭であり、同様の設計方法により設計を行っていることを確認した。

表 2.7.5-1 抑止杭の構造等に関する先行炉との比較

評価項目	島根原子力発電所 抑止杭の構造等	先行炉の構造等*		島根原子力発電所と先行炉との比較		先行炉実績との類似点を 踏まえた設計方針の 適用性	先行炉実績との相違点を 踏まえた設計への 反映事項
		関西電力㈱ 高浜発電所 抑止杭	類似点	相違点	相違点		
抑止杭の 構造	・C ₁ ～C ₃ 級岩盤内のシームすべりを抑止するため、岩盤に設置する。	・D級岩盤内のすべりを抑止するため、岩盤内に設置する。	・抑止杭を岩盤に設置。	・岩級の違い。 ・シームすべりと岩盤すべりの違い。	・同様の設置状況である。	・シームすべりによる移動層及び不動層を特定し、文献調査に基づき、所定の深さの根入れを確実に行う。	
	・シームすべりに伴うせん断力が大きいこと、対象斜面が堅硬な岩盤内で構成されることから、抑止力の大きな深礎杭を採用する。	・鋼管杭を採用する。	・抑止杭を採用。	・抑止杭の構造の違い。	・抑止杭として、最新斜面・土留め技術総覧(1991年8月、以下「技術総覧」)に基づいて設計する。	・深礎杭の一般産業施設の施工事例等を確認した結果、同様の構造を確認したことから、技術総覧に基づいて設計する。	
	・堅硬な岩盤内に設置する大口径(φ6m)の深礎杭であり、掘削時における隣接杭周辺の岩盤の緩み避けるため、杭間隔を2D以上(12～17.5m)とする。	・D級岩盤内に設置する小口径(φ約0.4m)の鋼管杭であり、中抜け現象を抑止するため、杭間隔を2mとし、3段で配置する。一部は、千鳥配置(杭間隔1m)とする。	・各種文献に記載の杭間隔8D以内を満足する。	・抑止杭径の違い ・杭間距離の違い (島根:12～17.5m、高浜:2m・千鳥)	・8D以内を満足することから、技術総覧に基づいて設計を行う。	・大口径の掘削であることから、掘削時の配慮を行う。(2.7.2(5)参照) ・文献調査に基づき、中抜け現象の発生に係る判定基準を設定し、3次元解析により、杭間及び杭周辺の岩盤の評価を行う。	
	・H鋼を複数本挿入し、せん断補強を行う。	・H鋼を単数挿入し、せん断補強を行う。	・H鋼でせん断補強。	・H鋼の挿入本数の違い。	・同様のせん断補強を行っているため、先行炉のH鋼によるせん断補強の設計方針が適用可能である。	・H鋼の挿入本数のみの違いであるため、先行炉のH鋼によるせん断補強の設計方針が適用可能である。 ・H鋼を複数本挿入している一般産業施設の施工事例等を確認した結果、同様の構造を確認したことから、技術総覧に基づいて設計する。	
設計方法	・すべり安全率算定に用いる抑止杭のせん断抵抗力: (コンクリート)短期許容応力度 (H鋼)短期許容応力度 (帯鉄筋)短期許容応力度	・すべり安全率算定に用いる抑止杭のせん断抵抗力: (鋼管)短期許容応力度 (H鋼)短期許容応力度	・抑止杭のせん断抵抗力の設定は許容応力度法に基づく。 ・材料(H鋼)	・材料の違い(コンクリート、帯鉄筋)	・H鋼のせん断抵抗力について、許容応力度法により、同様の基準類(道路橋示方書・同解説(平成14年3月))に基づいて設定する。	・コンクリート及び帯鉄筋のせん断抵抗力について、許容応力度法により、コンクリート標準示方書[構造性能照査編](2002年)に基づいて設定する。	

注記*：先行炉の情報に係る記載内容については、会合資料等をもとに弊社の責任において独自に解釈したものです。

表 2.7.5-2 抑止杭の参照している基準類に関する先行炉との比較

評価項目	参照している基準類 (【】内は適用範囲、工認ガイド等に記載されている基準類に下線)		先行炉との類似点を踏まえた適用性/ 相違点を踏まえた設計への反映事項
	島根原子力発電所	関西電力(株) 高浜発電所	
設計方法	最新斜面・土留め技術総覧(1991年)【杭工】	最新斜面・土留め技術総覧(1991年)【杭工】	・深礎杭は杭工であるため、適用可能。
抑止杭の せん断抵抗力	H鋼	道路橋示方書 II 鋼橋編(2002年)【許容応力度】	・許容応力度法により設計しており、適用可能。
	コンクリート・鉄筋	コンクリート標準示方書[構造性能照査編](2002年)【許容応力度】	・工認ガイド等に記載の基準類を参照し、許容応力度法により設計する。
	鋼管	—	—

注：先行炉の情報に係る記載内容については、会合資料等をもとに弊社の責任において独自に解釈したものです。

(3) 施工実績（一般産業施設における類似構造の設計・施工事例）

島根原子力発電所の抑止杭の特徴は「岩盤内に設置された深礎杭」であることから、この特徴に類似する一般産業施設の設計・施行例を調査した。調査結果を表 2.7.5-3 に示す。

また、各事例の概要を(a)～(d)に示す。

一般産業施設における類似構造の設計・施工事例が複数あることを確認した。

表 2.7.5-3 類似する一般産業施設の設計・施行例

特徴	設計・施行例		
	施設・工事名称	施設の概要	概要頁
H鋼をせん断補強材として複数本挿入	北陸自動車道地蔵トンネル地すべり対策工事	<ul style="list-style-type: none"> ・北陸自動車道地蔵トンネル西坑口付近に広く分布する地すべりの安定性を確保するため、径2.5mの深礎杭を7.5mの間隔で24本、径2.0mの深礎を6.0mの間隔で5本施工している。 ・せん断抵抗材として深礎杭内にH鋼を環状に挿入している。 	事例①
	地附山地すべり対策工事	<ul style="list-style-type: none"> ・長野県地附山地すべりの安定性を確保するため、径5.1m、長さ33～61mの大口径鉄筋コンクリート杭を10m、15mの間隔で29本施工している。 ・効率的な配筋とするため、主筋に51mmの太鉄筋を用い、せん断補強としてH鋼を複数本挿入している。 	事例②
深礎杭	山際地区すべり対策工事	<ul style="list-style-type: none"> ・大分県山際地区地すべり(幅約45m、奥行き約300m、推定すべり面層厚70m前後の尾根型岩盤すべり)の安定性を確保するため、径5.5m、長さ30～97mの深礎杭を16本施工している。 ・軸方向鉄筋及び帯鉄筋を円周状に4重に配置し、最大曲げモーメント発生位置付近に、D51のせん断補強筋を複数本挿入している。 	事例③
	北神線建設工事及び有馬線谷上駅移設工事のうち谷上第1工区土木工事	<ul style="list-style-type: none"> ・六甲山周辺地域にて地すべりの安定性を確保するため、径3.5m、長さ33～35mの深礎杭を17本施工している。 ・主筋はD51を2段配筋としている。 	事例④

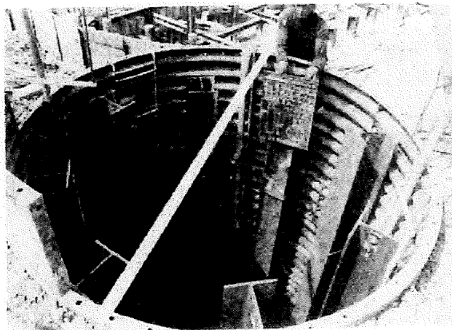
注：設計・施行例の情報の記載内容については、公開情報をもとに弊社の責任において独自に解釈したものです。

(a) 事例① 北陸自動車道地蔵トンネル地すべり対策工事

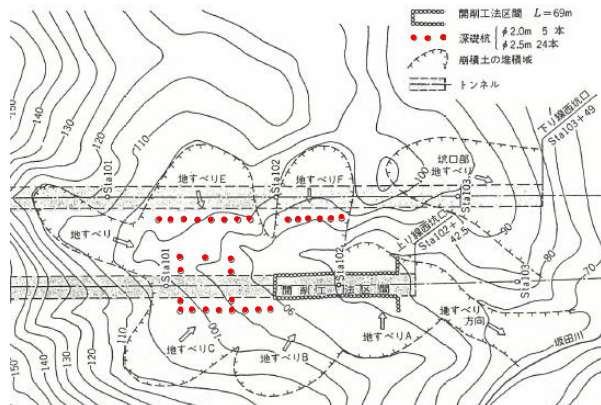
北陸自動車道地蔵トンネル地すべり対策工事の施工事例を図 2.7.5-2 に示す。

北陸自動車道地蔵トンネル西坑口付近に広く分布する地すべりの安定性を確保するため、径2.5mの深礎杭を7.5mの間隔で24本、径2.0mの深礎を6.0mの間隔で5本施工している。

せん断抵抗材として深礎杭内にH鋼を環状に挿入している。



高松眞・内橋初義・宮崎晃：地すべり地帯の坑口施工 北陸自動車道地蔵トンネル、1979年



竹林亜夫・上野将司：地すべり地におけるトンネル掘削時の諸問題に関する地質学的考察、2004年（一部加筆）

注：設計・施行例の情報の記載内容については、公開情報をもとに弊社の責任において独自に解釈したものです。

図 2.7.5-2 北陸自動車道地蔵トンネル地すべり対策工事の施工事例

(b) 事例② 地附山地すべり対策工事

地附山地すべり対策工事の施工事例を図 2.7.5-3 に示す。

長野県地附山地すべり（幅約 500m，奥行き約 700m，推定すべり面層厚 60m 前後）の安定性を確保するため，径 5.1m，長さ 33~61m の大口径鉄筋コンクリート杭を 10m，15m の間隔で 29 本施工している。

効率的な配筋とするため，主筋に 51mm の太鉄筋を用い，せん断補強として H 鋼を複数本挿入している。

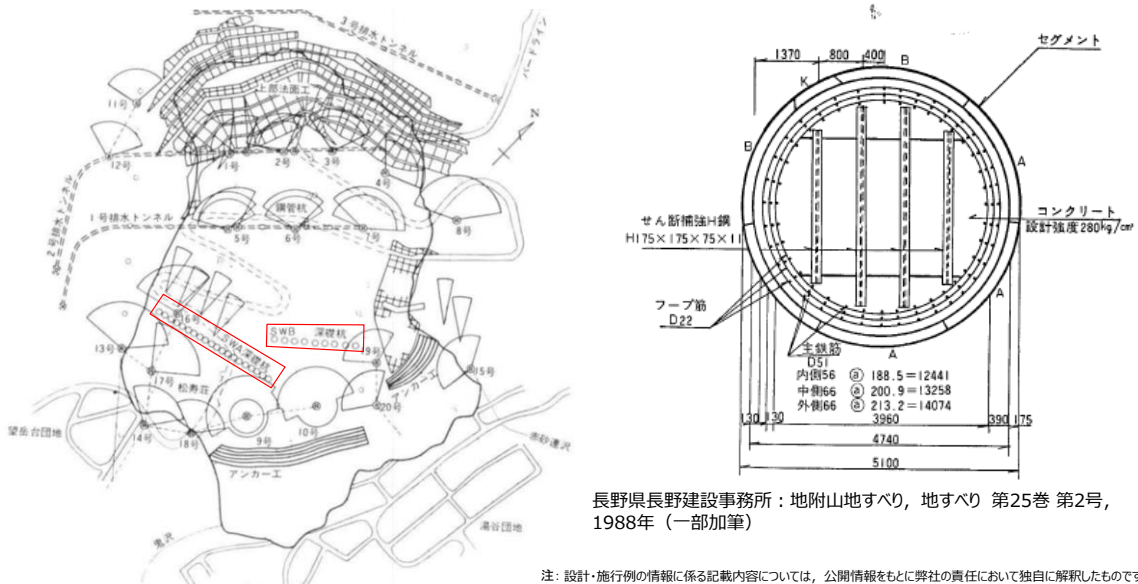


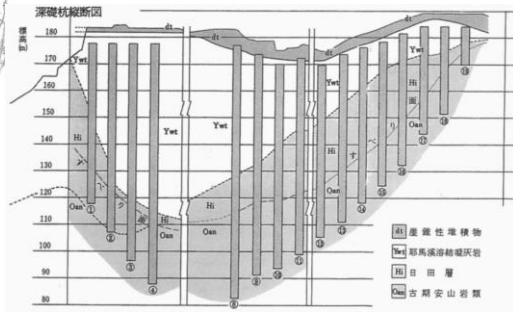
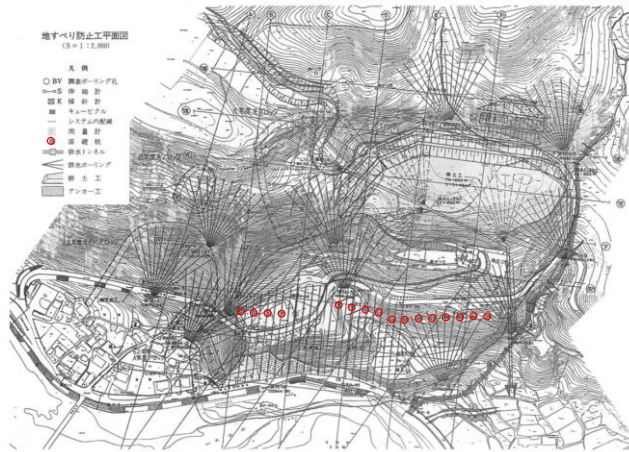
図 2.7.5-3 地附山地すべり対策工事の施工事例

(c) 事例③ 山際地区地すべり対策工事

山際地区地すべり対策工事の施工事例を図 2.7.5-4 に示す。

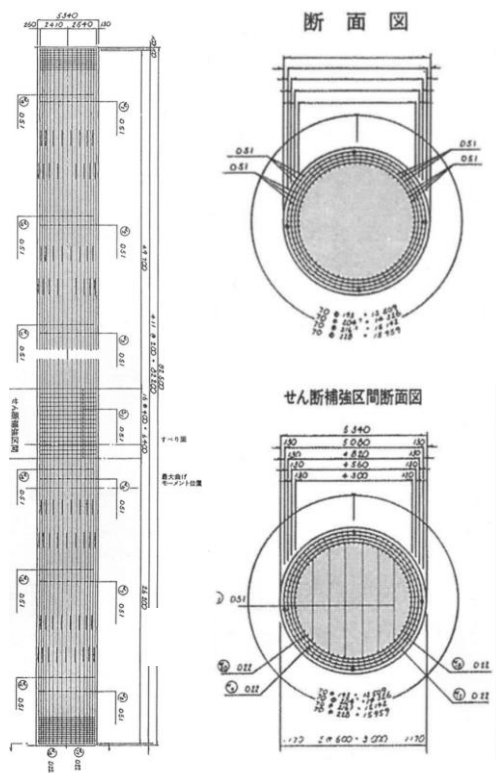
大分県山際地区地すべり（幅約 450m，奥行き約 300m，推定すべり面層厚 70m 前後の尾根型岩盤すべり）の安定性を確保するため，径 5.5m，長さ 30~97m の深礎杭を 16 本施工している。

軸方向鉄筋及び帯鉄筋を円周状に 4 重に配置し，最大曲げモーメント発生位置付近に，D51 のせん断補強筋を複数本挿入している。



大分県土木建築部砂防課 大分県日田土木事務所：山際地区すべり 大分県大山町 ～大規模な岩すべりとその対策～，地すべり 第34巻 第3号，1997年（一部加筆）

注：設計・施行例の情報に係る記載内容については，公開情報をもとに弊社の責任において独自に解釈したものです。



大分県土木建築部砂防課 大分県日田土木事務所：山際地区地すべり 大分県大山町 ～大規模な岩すべりとその対策～，地すべり 第34巻 第3号，1997年

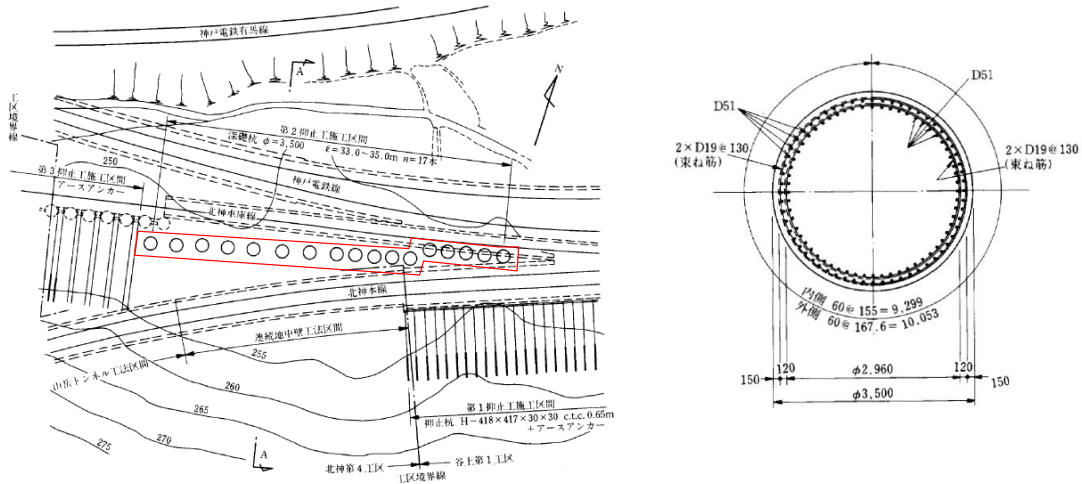
（社）斜面防災対策技術協会HP
https://www.jasdim.or.jp/gijutsu/jisuberi_joho/sekkei/syafktui/syftkui.html

注：設計・施行例の情報に係る記載内容については，公開情報をもとに弊社の責任において独自に解釈したものです。

図 2.7.5-4 山際地区地すべり対策工事の施工事例

(d) 事例④ 北神線建設工事及び有馬線谷上駅移設工事のうち谷上第1工区土木工事
 北神線建設工事及び有馬線谷上駅移設工事のうち谷上第1工区土木工事の施工事例を図
 2.7.5-5に示す。

六甲山周辺地域にて地すべりの安定性を確保するため、径3.5m、長さ33~35mの深礎杭を17本施工している。主筋はD51を2段配筋としている。



堺紘成・吉田利三・丹内正利・石橋貢；地すべり対策工としての深礎杭の計画と施工，1987年（一部加筆）

注：設計・施工例の情報に係る記載内容については、公開情報をもとに弊社の責任において独自に解釈したものです。

図 2.7.5-5 北神線建設工事及び有馬線谷上駅移設工事のうち谷上第1工区土木工事の施工事例

(4) 島根サイトの深礎杭の工事概要

島根サイトの①-①' 断面及び②-②' 断面における深礎杭は、図 2.7.5-6 及び図 2.7.5-7 のフローで施工している。

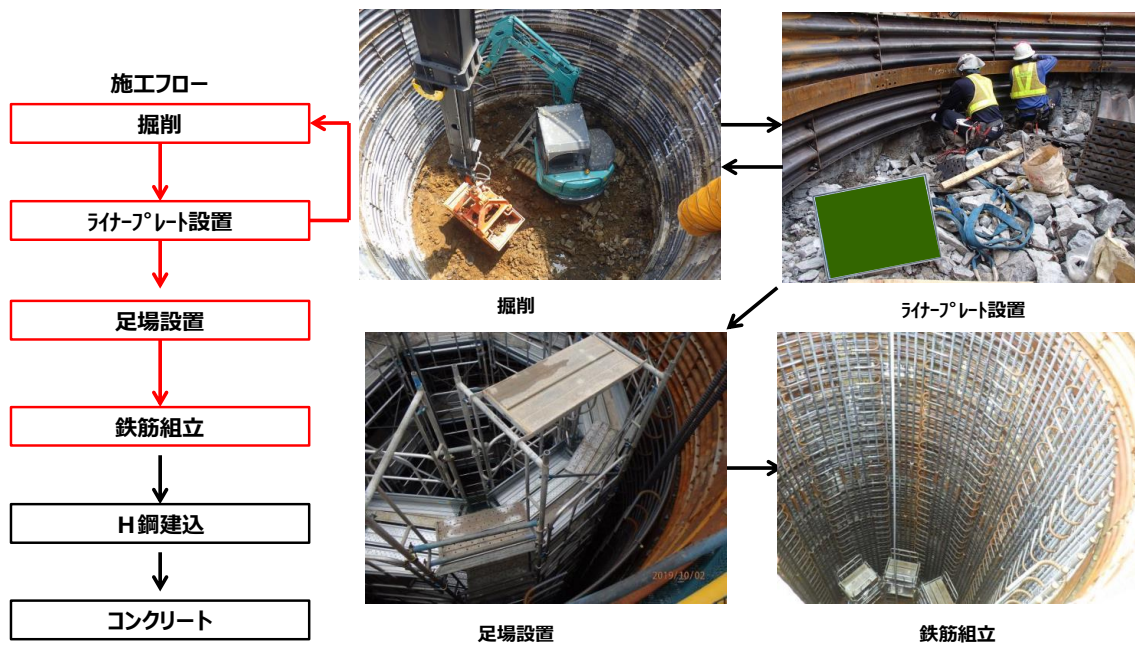


図 2.7.5-6 施工フロー図 (1/2)

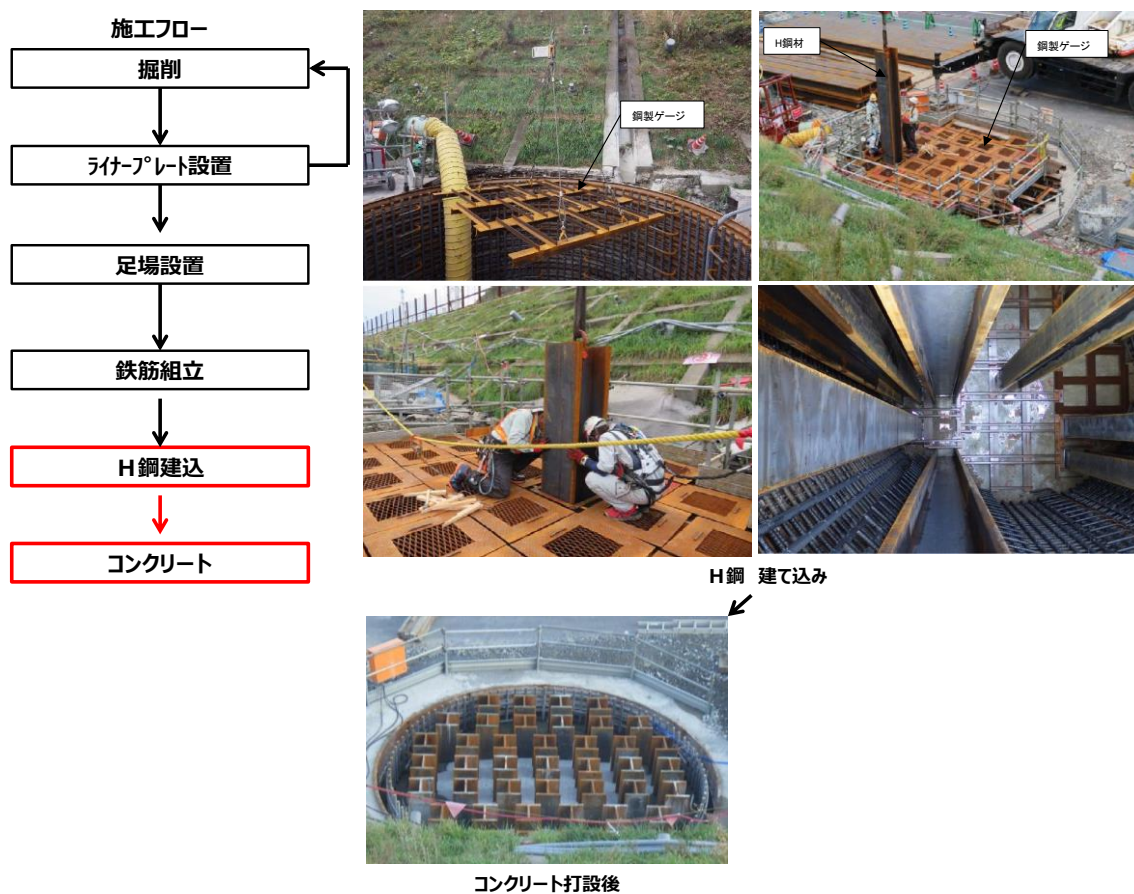


図 2.7.5-7 施工フロー図 (2/2)

(5) まとめ

島根サイトの①-①'断面及び②-②'断面における深礎杭は、先行炉実績と比較した結果、同様の設計方針であることを確認した。

また、一般産業施設における類似構造の設計・施工事例が複数あることを確認した。

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

2.7.6.1 概要

島根原子力発電所の対策工（抑止杭）を設置した斜面について、2次元FEM解析では杭間の岩盤の応力状態が把握できないことから、杭間の岩盤をモデル化した3次元静的FEM解析により抑止杭間の岩盤の健全性を確認する。

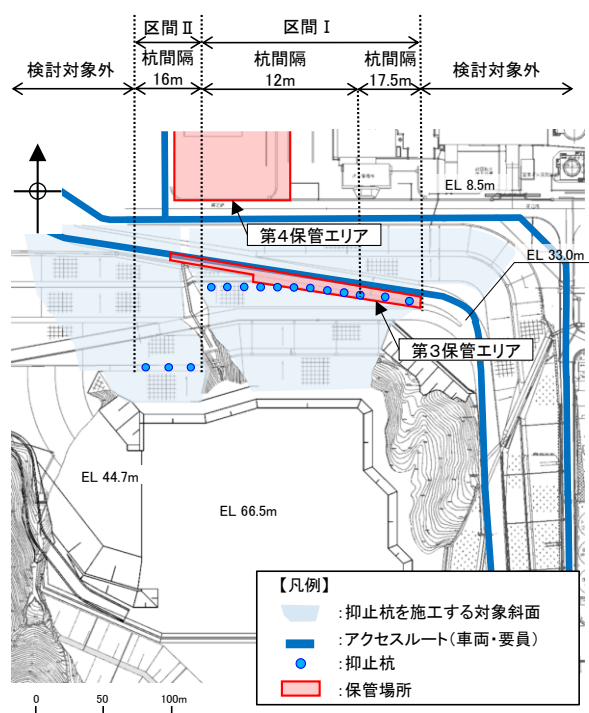
2.7.6.2 基本方針

(1) 対象斜面位置及び構造概要

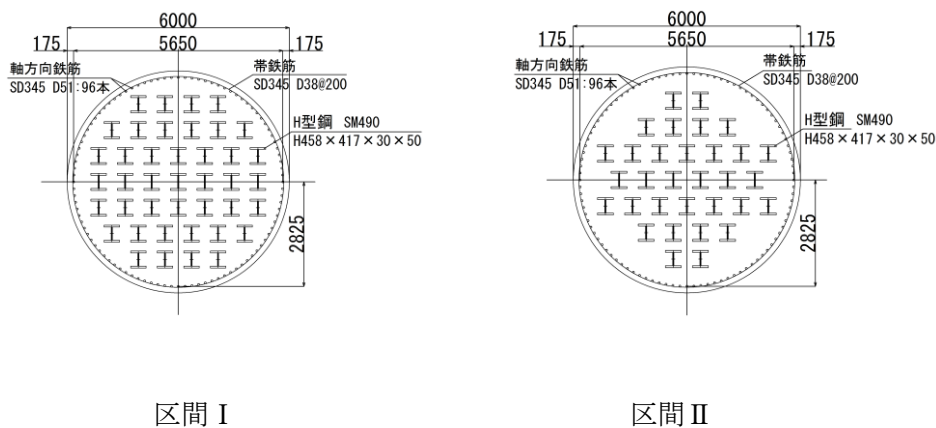
評価対象斜面の位置、抑止杭の配置及び抑止杭の構造概要を図2.7.6.2-1に示す。

区間Ⅰには12本の抑止杭を設置する。12本のうち西側から10本は杭中心間隔12m、東側の2本は杭中心間隔17.5mで設置する。

区間Ⅱには3本の抑止杭を杭中心間隔16mで設置する。



抑止杭配置平面図



区間Ⅰ

区間Ⅱ

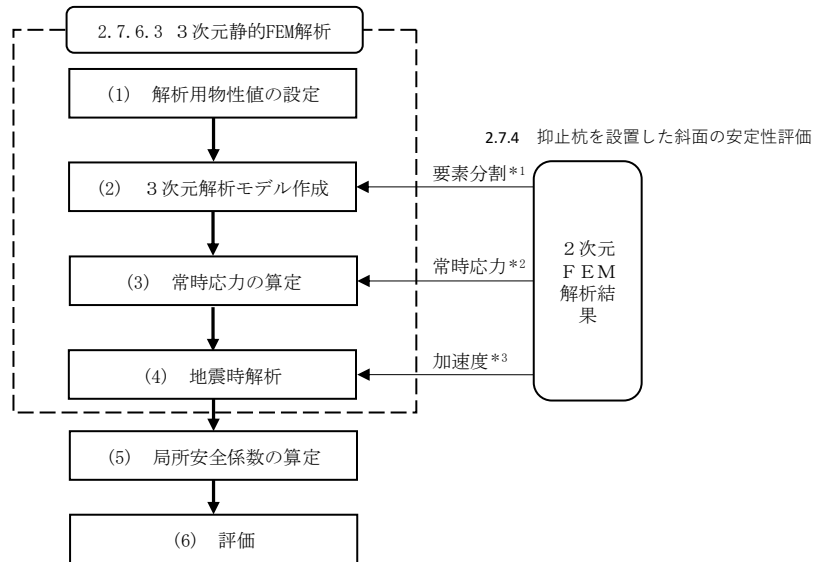
抑止杭構造図

図2.7.6.2-1 対象斜面位置及び抑止杭構造概要図

(2) 評価フロー

杭間の岩盤の健全性の評価は「2.7.4 抑止杭を設置した斜面の安定性評価」の2次元動的FEM解析より得られた応答値を用いて3次元静的FEM解析を実施し、得られる岩盤要素の局所安全係数から杭間の岩盤の健全性を確認する。

3次元静的FEM解析による評価フローを図2.7.6.2-2に示す。



- 注記*1：2次元FEMモデルを基に要素分割を作成
*2：2次元常時応力解析により算定した常時応力を3次元場に展開
*3：2次元動的FEM解析から抽出した加速度より、静的震度を求め、接点荷重として入力

図2.7.6.2-2 3次元静的FEM解析の評価フロー

2.7.6.3 3次元静的FEM解析

(1) 解析用物性値の設定

使用材料及び材料の解析用物性値は、「2.6.2.3 解析用物性値」及び「2.7.3 抑止杭の耐震評価」に基づく。

(2) 3次元解析モデル作成

a. 解析領域の設定

2次元FEM解析の加速度等を精緻に3次元FEMモデルに展開するため、3次元FEMモデルの南北方向のモデル化範囲及び要素分割は、2次元動的FEM解析のモデルに整合させる。

モデル化範囲を図2.7.6.3-1に示す。

東西方向のモデル化範囲は、杭間の岩盤の応力状態が厳しくなるように、斜面高さが相対的に高く、すべり土塊量が大きくなる範囲とする。区間I範囲内のすべり土塊量の比較を図2.7.6.3-2に示す。

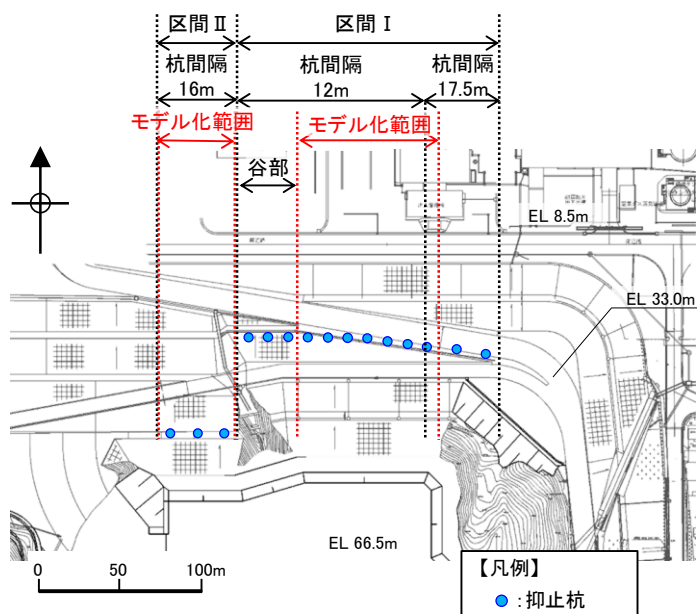
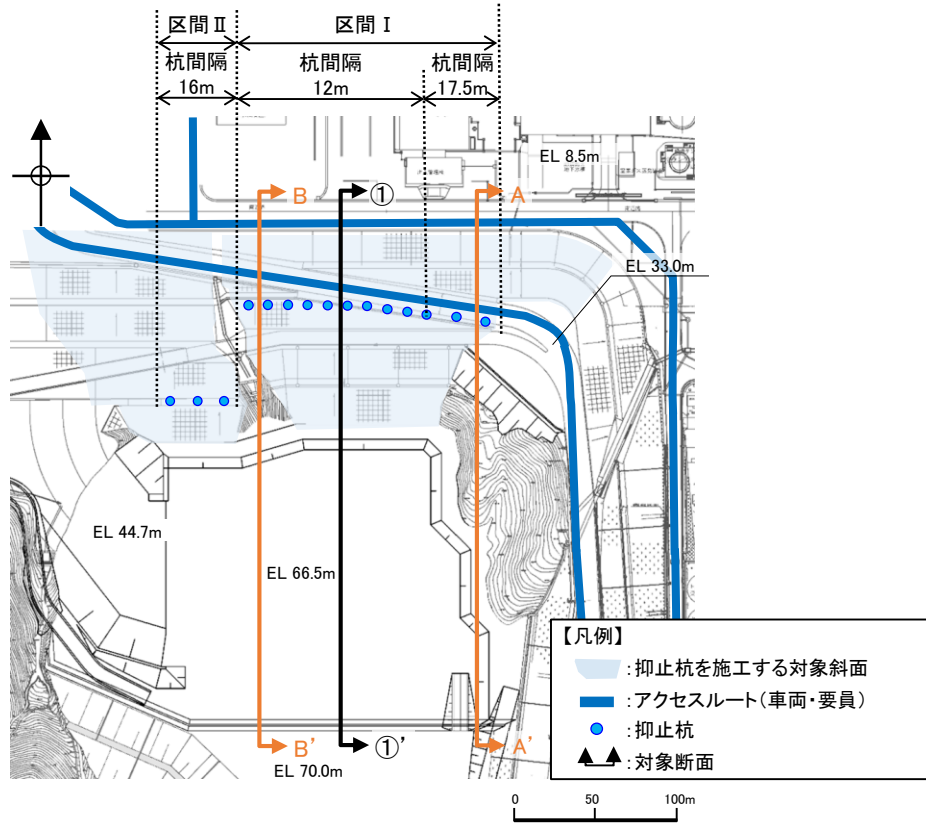
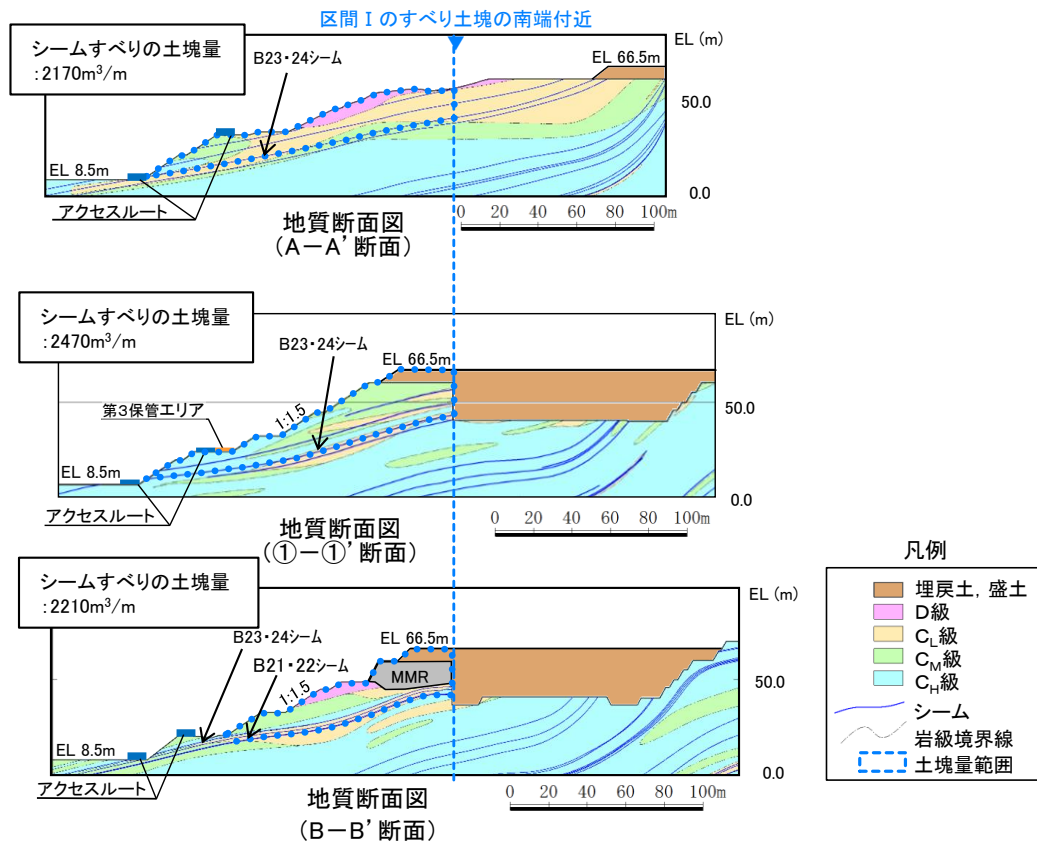


図 2.7.6.3-1 モデル化範囲



すべり土塊量比較対象断面位置



比較対象断面のすべり土塊量

図 2.7.6.3-2 区間 I のすべり土塊量の比較

b. 境界条件

側方境界条件は、以下のとおりとする。モデルの境界を図 2.7.6.3—3 に示す。

(a) YZ 平面

常時応力解析：X 軸方向固定 YZ 軸方向自由（面内自由）

地震時解析：XYZ 軸方向自由

(b) XZ 平面

常時応力解析：Y 軸方向固定 XZ 軸方向自由（面内自由）

地震時解析：Y 軸方向固定 XZ 軸方向自由（面内自由）

(c) 底面

底面境界は固定とする。

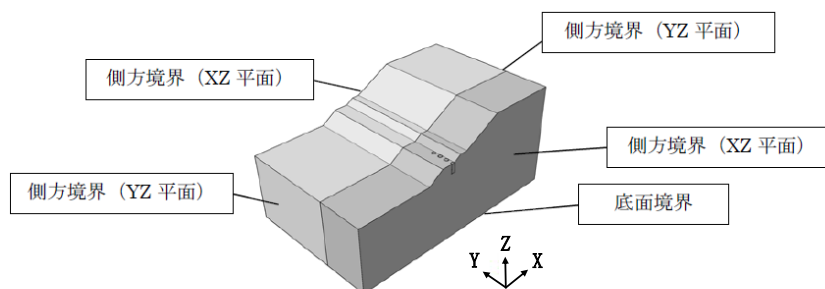


図 2.7.6.3—3 モデルの境界

c. 抑止杭のモデル化

区間Ⅰは抑止杭直径 6m，杭中心間隔 12m でモデル化を行い，区間Ⅱは抑止杭直径 6m，杭中心間隔 16m でモデル化を行う。

抑止杭は 8 節点 6 面体要素を適用し，線形材料としてモデル化する。

抑止杭と地盤の接合面にはジョイント要素を設定し，接合面における剥離及びすべりを考慮する。ジョイント要素は，抑止杭と地盤の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。図 2.7.6.3—4 にジョイント要素の力学特性，表 2.7.6.3—1 にジョイント要素のせん断強度を示す。

法線方向のジョイント要素のばね定数は，解析上不安定な挙動を起こさないよう十分大きな値を設定する。ジョイント要素のばね定数を表 2.7.6.3—2 に示す。

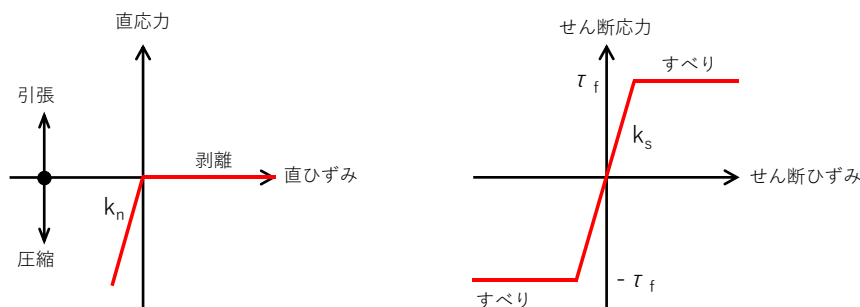


図 2.7.6.3—4 ジョイント要素の力学特性

表 2.7.6.3—1 抑止杭—地盤間のジョイント要素のせん断強度*

摩擦係数 $\tan \phi$	粘着力 (kN)
0.600	0

注記* : (社) 日本道路協会「道路橋示方書・同解説IV下部構造編 H14」 P281

表 2.7.6.3—2 抑止杭—地盤間のジョイント要素のばね定数

せん断剛性 k_s (kN/m ³)	圧縮剛性 k_n (kN/m ³)
1.0×10^8	1.0×10^8

d. 地盤のモデル化

地盤は 8 節点 6 面体要素でモデル化する。

要素分割については 2 次元動的 FEM 解析で使用した南北断面のモデルを基に作成し、東西水平成層であることから東西方向に一樣に延伸したモデルとする。

シームは、2 次元動的 FEM 解析のモデルにおいて、抑止杭に接しているシームを対象とし、ジョイント要素でモデル化する。

区間 I 及び区間 II のモデル化したシームを図 2.7.6.3—5、図 2.7.6.3—6 にそれぞれ示す。

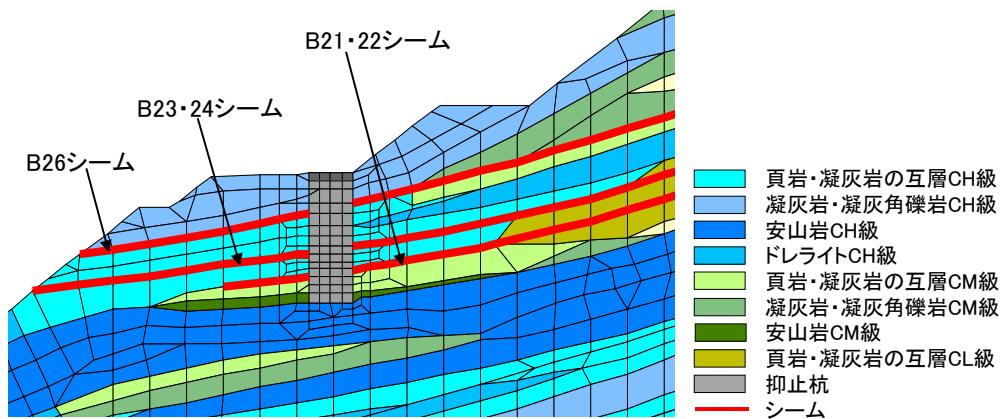


図 2.7.6.3—5 モデル化したシーム (区間 I)

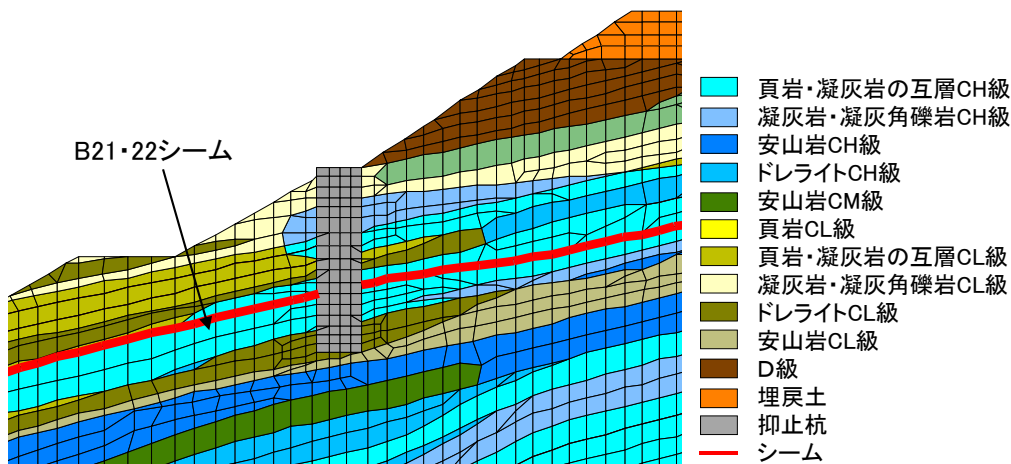


図 2.7.6.3—6 モデル化したシーム (区間 II)

e. 3次元解析モデル

(a) 区間 I

区間 I に設置されている 12 本の杭のうち、2次元 FEM 解析のモデルと造成形状が同じ中央の 7 本の抑止杭の範囲をモデル化する。そのため東西方向は 84m (12m×7 区間分) をモデル化し、南北方向は 2 次元解析モデルの領域とする。区間 I の解析モデルを図 2.7.6.3-7 に示す。

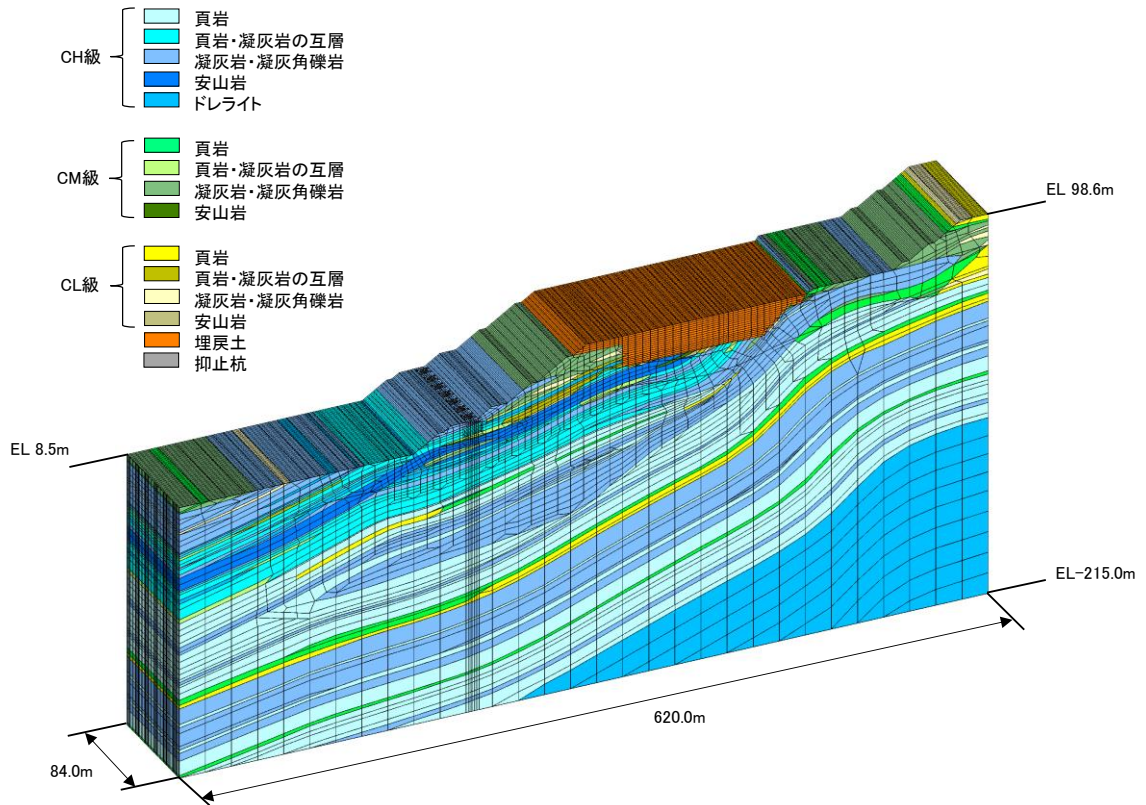


図 2.7.6.3-7(1) 区間 I 解析モデル

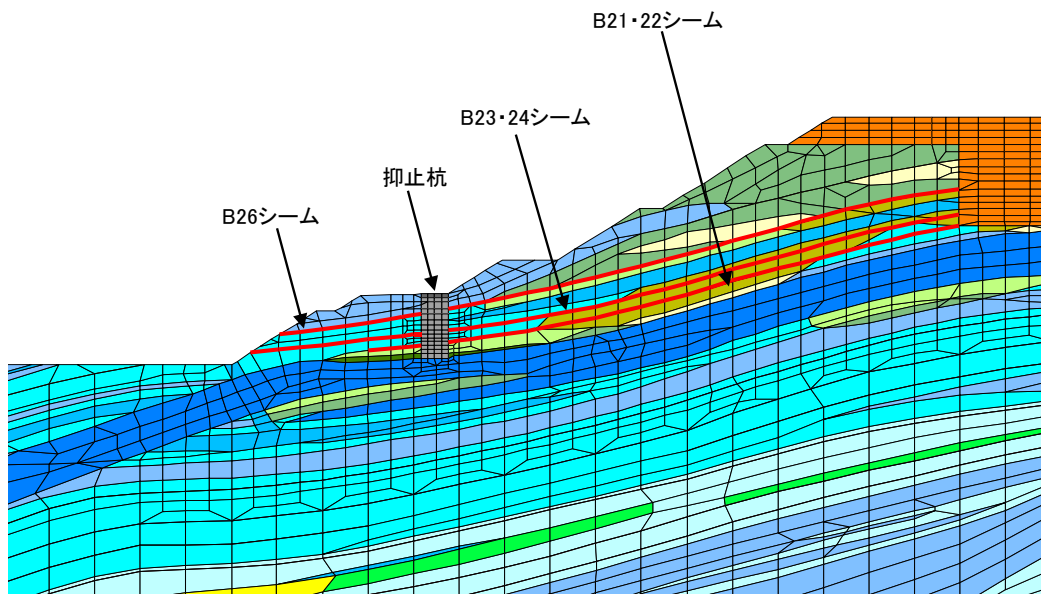


図 2.7.6.3-7(2) 区間 I 解析モデル (抑止杭及びシーム拡大)

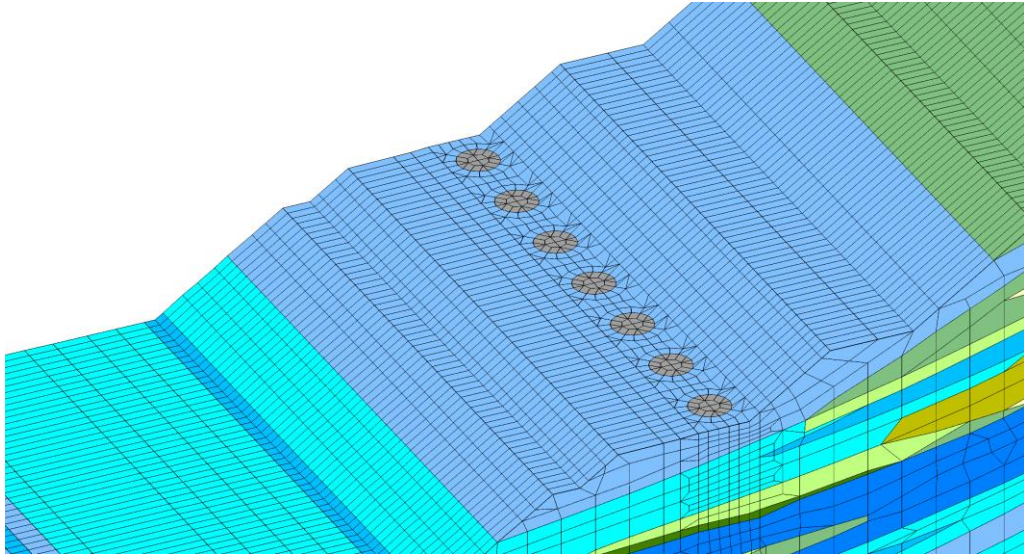


図 2.7.6.3-7(3) 区間 I 解析モデル (杭周辺拡大)

(b) 区間Ⅱ

区間Ⅱに設置されている抑止杭3本の範囲をモデル化する。そのため東西方向は48m (16m×3区間分) をモデル化し、南北方向は2次元解析モデルの領域とする。区間Ⅱの解析モデルを図2.7.6.3-8に示す。

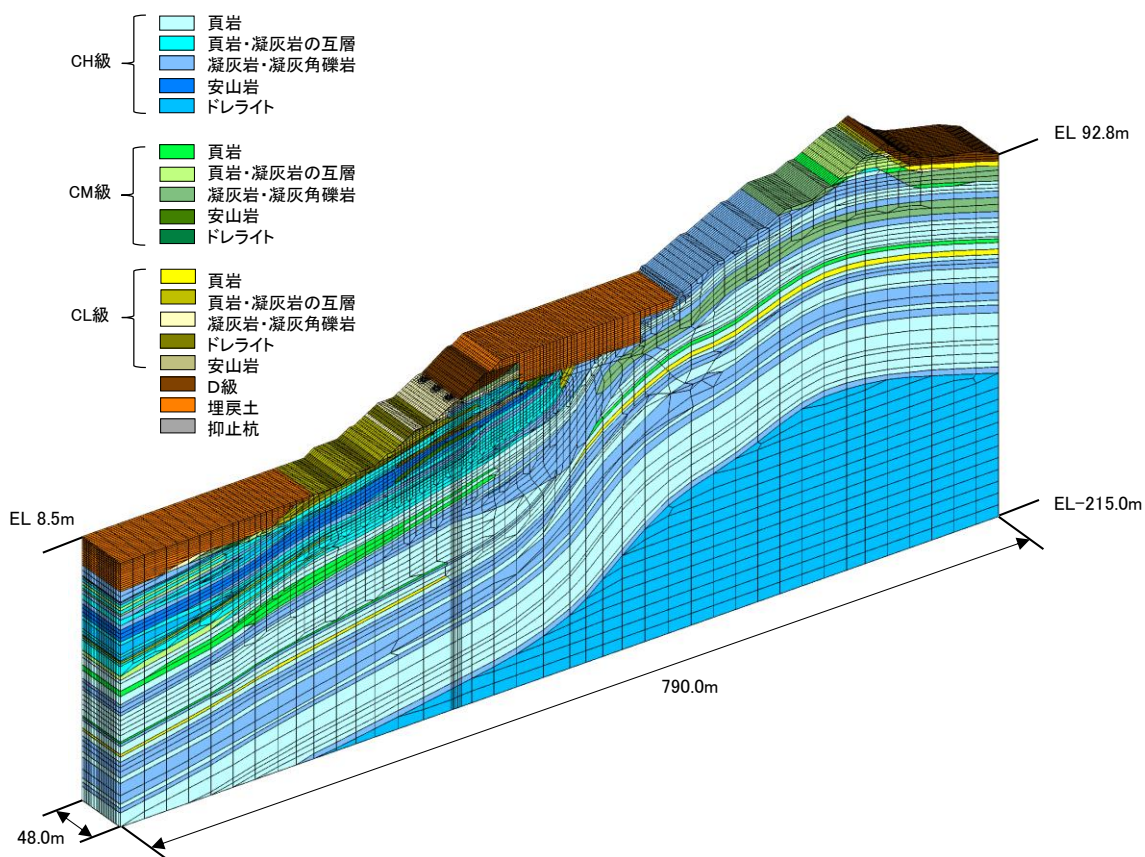


図 2.7.6.3-8(1) 区間Ⅱ解析モデル

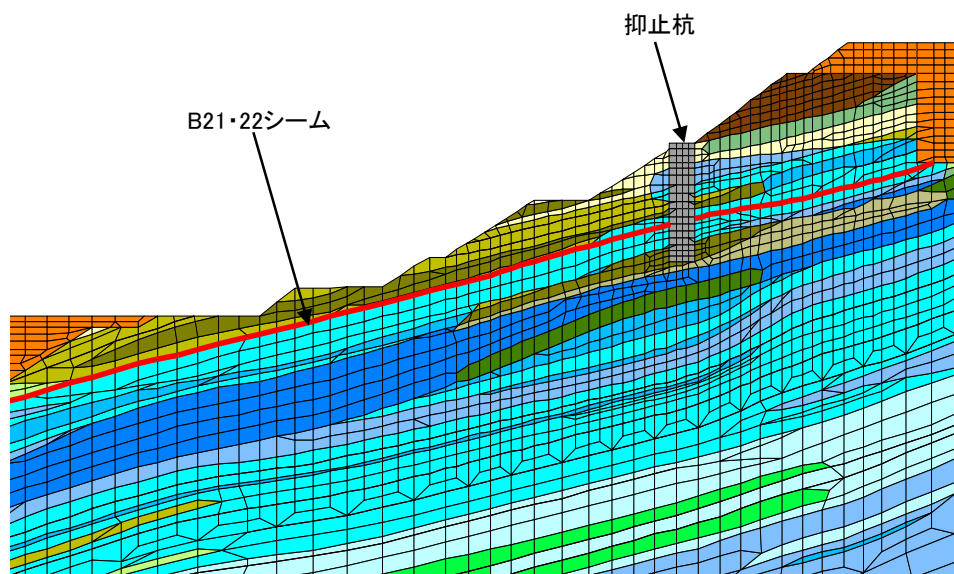


図 2.7.6.3-8(2) 区間Ⅱ解析モデル (抑止杭及びシーム拡大)

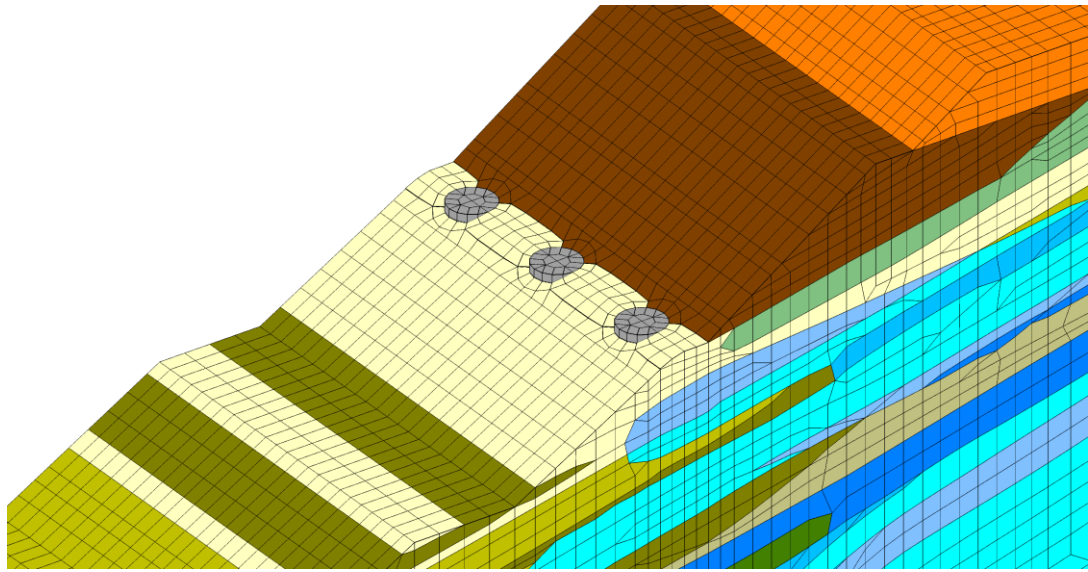


図 2.7.6.3-8(3) 区間Ⅱ解析モデル (杭周辺拡大)

(3) 常時応力の算定

常時応力は2次元常時応力解析から得られる常時応力を、2次元場から3次元場に以下の一般式を用いて展開し、算定する。

$$\sigma_y = \nu (\sigma_x + \sigma_z) \dots\dots\dots (*)$$

式(*)は「弾性・破壊・流動論-工学および地球科学への応用-((社)日本材料協会, 1968年)」に基づき以下から導かれる。3次元モデルにおける軸方向を図2.7.6.3-9に示す。

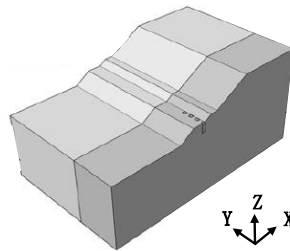


図 2.7.6.3-9 3次元モデルにおける軸方向

各軸方向に負荷応力が作用した場合、各軸方向に生じるひずみは表2.7.6.3-3のとおりとなる。

表 2.7.6.3-3 各軸方向に生じるひずみ

負荷応力	負荷応力に対応するひずみ		
	x軸方向	y軸方向	z軸方向
σ_x	$\frac{\sigma_x}{E}$	$-\frac{\nu}{E} \sigma_x$	$-\frac{\nu}{E} \sigma_x$
σ_y	$-\frac{\nu}{E} \sigma_y$	$\frac{\sigma_y}{E}$	$-\frac{\nu}{E} \sigma_y$
σ_z	$-\frac{\nu}{E} \sigma_z$	$-\frac{\nu}{E} \sigma_z$	$\frac{\sigma_z}{E}$

各軸方向の負荷応力により生じたひずみをそれぞれ整理すると、以下のとおりとなる。

$$\epsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} - \frac{\nu}{E} (\sigma_y + \sigma_z) \dots\dots\dots (1)$$

$$\epsilon_y = \frac{\sigma_y}{E} - \frac{\nu}{E} (\sigma_x + \sigma_z) \dots\dots\dots (2)$$

$$\epsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} - \frac{\nu}{E} (\sigma_x + \sigma_y) \dots\dots\dots (3)$$

これらの式を各応力について解くと、

$$\sigma_x = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \{(1-\nu)\varepsilon_x + \nu(\varepsilon_y + \varepsilon_z)\} \dots\dots\dots (4)$$

$$\sigma_y = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \{(1-\nu)\varepsilon_y + \nu(\varepsilon_z + \varepsilon_x)\} \dots\dots\dots (5)$$

$$\sigma_z = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \{(1-\nu)\varepsilon_z + \nu(\varepsilon_x + \varepsilon_y)\} \dots\dots\dots (6)$$

式(4)～(6)を弾性定数の関係式 $\lambda + 2G = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$ を用いて整理すると、

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ 及び $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$ は、主軸に関する応力-ひずみ関係として次のように仮定される。

$$\sigma_x = (\lambda + 2G)\varepsilon_x + \lambda\varepsilon_z + \lambda\varepsilon_y \dots\dots\dots (7)$$

$$\sigma_y = \lambda\varepsilon_x + (\lambda + 2G)\varepsilon_y + \lambda\varepsilon_z \dots\dots\dots (8)$$

$$\sigma_z = \lambda\varepsilon_x + \lambda\varepsilon_y + (\lambda + 2G)\varepsilon_z \dots\dots\dots (9)$$

ここで λ, G は、以下のとおり。

λ : ラメ定数

G : せん断弾性係数

2次元場から3次元場に応力を展開するため、XZ平面において平面ひずみ状態を仮定 ($\varepsilon_x \neq 0, \varepsilon_z \neq 0, \varepsilon_y = 0$) した場合、式(7)～(9)により以下の式が導かれる。

$$\sigma_x = (\lambda + 2G)\varepsilon_x + \lambda\varepsilon_z, \quad \sigma_z = (\lambda + 2G)\varepsilon_z + \lambda\varepsilon_x \dots\dots\dots (10)$$

式(10)の両式を足し合わせ、 λ と ν, G の関係式 $\nu = \frac{\lambda}{2(\lambda + G)}$ を用いて以下の式が導かれる。

$$\sigma_y = \lambda(\varepsilon_x + \varepsilon_z) = \nu_s(\sigma_x + \sigma_z)$$

(4) 地震時解析

地震力は図 2.7.6.3-10 に示す「J E A G 4 6 0 1 -2015 原子力発電所耐震設計技術指針」を参考に 2 次元動的 FEM 解析における最小すべり安全率発生時刻の加速度を抽出し、静的震度として解析モデルに入力する。ただし、正確に杭間の岩盤の応力状態を把握するため、「J E A G 4 6 0 1 -2015 原子力発電所耐震設計技術指針」に記載の等価震度ではなく、要素毎に静的震度を求めて入力する。区間Ⅰ，区間Ⅱの加速度を抽出したケースを図 2.7.6.3-11，図 2.7.6.3-12 にそれぞれ示す。

地震時解析には、解析コード「T D A P Ⅲ」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。

3.2.5.2 入力地震力

静的非線形解析に用いる地震力は、動的解析（周波数応答解析）における最小すべり安全率発生時刻の等価震度を用いる。

【解説】

等価震度を求める方法としては、動的解析の加速度応答値から求める方法と、最大せん断応力分布から求める方法の2つがある。

加速度応答値から求める等価震度は、式(解 3.2.5.2-1)で定める最小すべり安全率発生時刻の加速度を等価震度に換算した値と定義される。

$$K_H = \sum_{i=1}^N \alpha_i \cdot m_i / \sum_{i=1}^N m_i g \quad \text{.....(解 3.2.5.2-1)}$$

K_H : 等価震度

α_i : すべると仮定した地盤要素 i の応答加速度

m_i : すべると仮定した地盤要素 i の質量

g : 重力加速度

一方、最大せん断応力分布から求める等価震度は、式(解 3.2.5.2-2)で定義される。

$$K_{Hi} = 2(|\tau_i|_{\max} - |\tau_{i-1}|_{\max}) / (h_i \cdot w_i + h_{i-1} \cdot w_{i-1}) \quad \text{.....(解 3.2.5.2-2)}$$

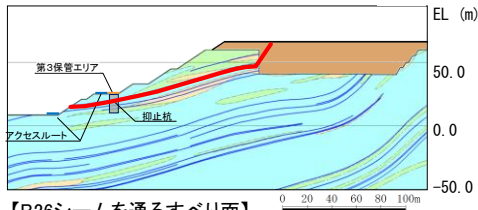
K_{Hi} : i 層における震度

$|\tau_i|$: i 層のせん断応力

w_i : i 層の単位体積重量

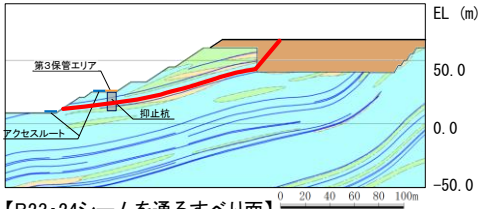
h_i : i 層の層厚

図 2.7.6.3-10 「J E A G 4 6 0 1 -2015 原子力発電所耐震設計技術指針」記載の震度の求め方



【B26シームを通るすべり面】

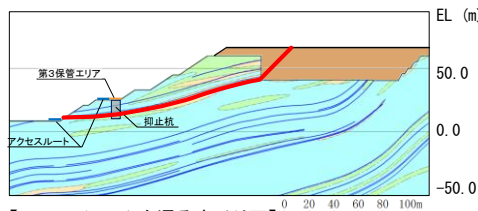
基準地震動 S s	すべり安全率	【参考】 変更前 (抑止杭7本)
Ss-D	1.99	1.71
Ss-N ₁	2.36	2.03
Ss-N ₂	2.45	2.11



【B23・24シームを通るすべり面】

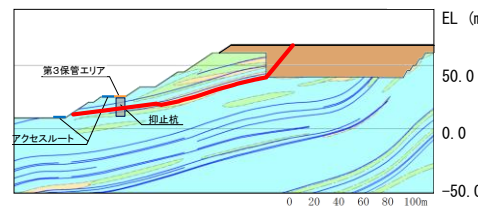
基準地震動 S s	すべり安全率 (内はばらつき強度のすべり安全率)	【参考】 変更前 (抑止杭7本)
Ss-D	1.56 (1.39)	1.37 (1.21)
Ss-N ₁	1.79	1.57
Ss-N ₂	1.92	1.69

Ss-D(+,-)8.96秒



【B21・22シームを通るすべり面】

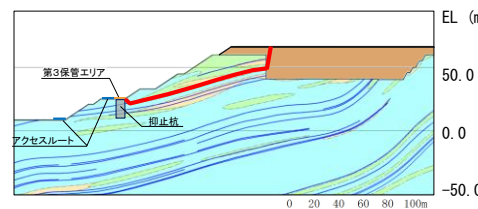
基準地震動 S s	すべり安全率	【参考】 変更前 (抑止杭7本)
Ss-D	1.96	1.80
Ss-N ₁	2.17	1.99
Ss-N ₂	2.38	2.18



【B21・22シーム、法尻近傍のC₂級岩盤及び
B23・24シームを通過して法尻に抜けるすべり面】

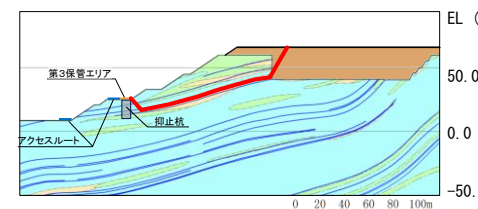
基準地震動 S s	すべり安全率 (内はばらつき強度のすべり安全率)	【参考】 変更前 (抑止杭7本)
Ss-D	1.54 (1.39)	1.37 (1.22)
Ss-N ₁	1.76	1.56
Ss-N ₂	1.88	1.67

Ss-D(+,-)8.96秒



【B26シームを通過して抑止杭背後で切り上がるすべり面】

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)	【参考】 変更前 (抑止杭7本)
Ss-D	1.48 (1.26)	1.48 (1.26)
Ss-N ₁	1.71	1.71
Ss-N ₂	1.86	1.86



【B23・24シームを通過して抑止杭背後で切り上がるすべり面】

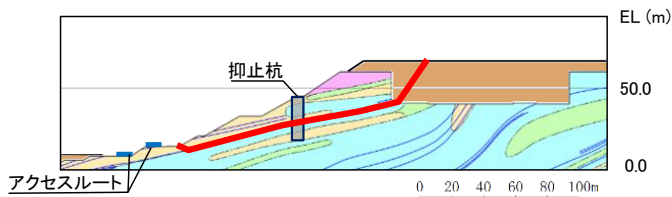
基準地震動 S s	すべり安全率	【参考】 変更前 (抑止杭7本)
Ss-D	1.60	1.60
Ss-N ₁	1.81	1.81
Ss-N ₂	1.97	1.97

【凡例】

- : C₁級岩盤
- : C₂級岩盤
- : C₃級岩盤
- : 埋戻土、盛土
- : 抑止杭
- : シーム
- : 最小すべり安全率のすべり面

 : 加速度を抽出したケース

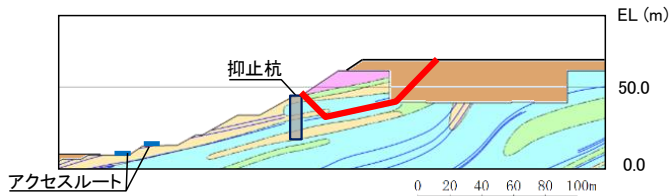
図 2.7.6.3-11 加速度を抽出したケース (区間 I)



【B21・22シームを通るすべり面】

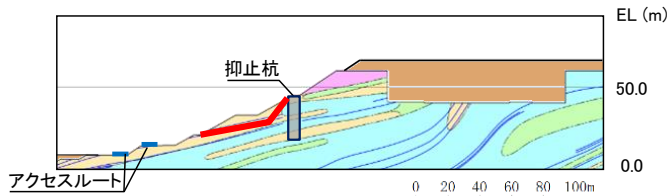
基準地震動 S _s	すべり安全率 ()内はばらつき強 度のすべり安全率
S _s -D	1.66 (1.49)
S _s -N ₁	2.10
S _s -N ₂	2.08

S_s-D(+, +)8.58秒



【B21・22シームを通過して抑止杭背後で切り上がるすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	2.34
S _s -N ₁	2.51
S _s -N ₂	3.12



【B23シームを通過して法面に抜けるすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	2.28
S _s -N ₁	2.64
S _s -N ₂	3.02

【凡例】		
■ : C ₁ 級岩盤	■ : C ₂ 級岩盤	■ : C ₃ 級岩盤
■ : D級岩盤	■ : 抑止杭	
■ : シーム	■ : 最小すべり安全率のすべり面	

□ : 加速度を抽出したケース

図 2.7.6.3-12 加速度を抽出したケース (区間Ⅱ)

(5) 局所安全係数の算定

杭間の岩盤の中抜けに対する安定性は、杭周辺の岩盤、シーム、及び杭-岩盤間のジョイント要素における局所安全係数により評価する。

局所安全係数は、「J E A G 4 6 0 1 - 2008 原子力発電所耐震設計技術指針」に基づき、要素毎に図 2.7.6.3-13, 図 2.7.6.3-14 に示す考え方で算出する。

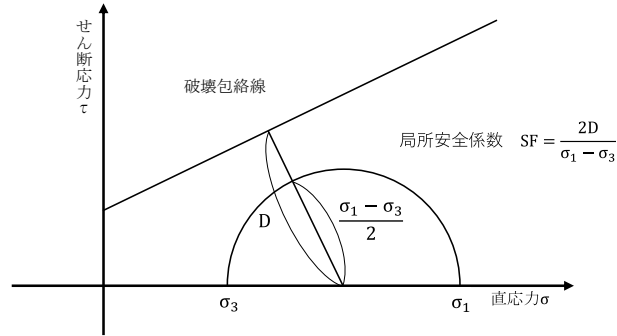


図 2.7.6.3-13 岩盤の局所安全係数の考え方

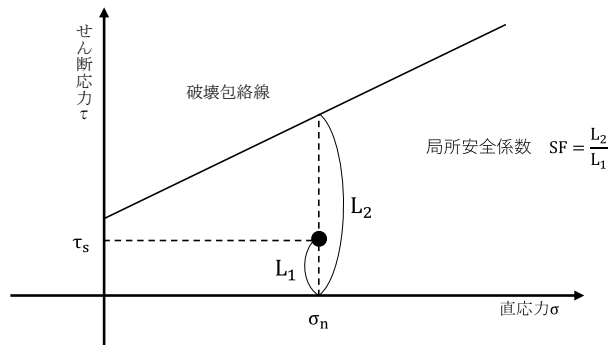


図 2.7.6.3-14 シーム及び杭-岩盤間のジョイント要素の局所安全係数の考え方

(6) 評価結果

図 2.7.6.3-15 に示す抑止杭周辺の断面の局所安全係数を以下に示す。

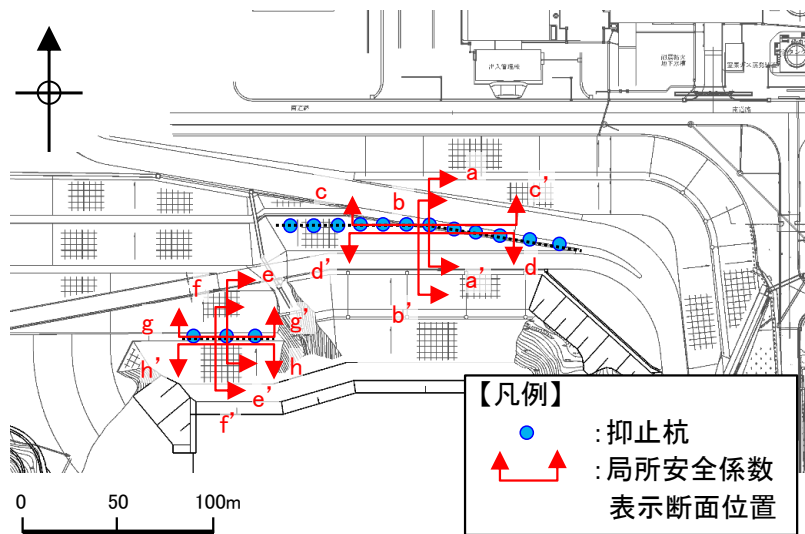


図 2.7.6.3-15 局所安全係数表示断面位置図

a. 区間Ⅰ評価結果

(a) 岩盤の評価

「2.7.2(5)杭間隔の考え方」の判定基準に基づき、杭間及びアーチ効果が発生した場合の支持点となる岩盤の健全性及びアーチ効果の有無を確認した。

区間Ⅰの杭周辺の岩盤の局所安全係数を図2.7.6.3-16に示す。

また、図2.7.6.3-16では、引張応力が発生した要素が杭周辺の岩盤に認められるため、「2.7.4(11)b.区間Ⅱの引張強度の設定」で設定した引張強度 0.13N/mm^2 を用い、引張強度の詳細評価を行う。

杭間及びアーチ効果が発生した場合の支持点となる岩盤には、引張強度及びせん断強度に達した要素は発生していないことを確認した。

以上のことから、杭間及びアーチ効果が発生した場合の支持点となる岩盤は健全であると評価した。

なお、直応力が引張となる方向は水平から反時計回りに約 55° であり、地質の傾斜 $5^\circ \sim 15^\circ$ と斜交していること、引張応力が発生した要素の構成岩種は凝灰岩及び頁岩と凝灰岩の互層であることから、保守的な評価となっていると考えられる。

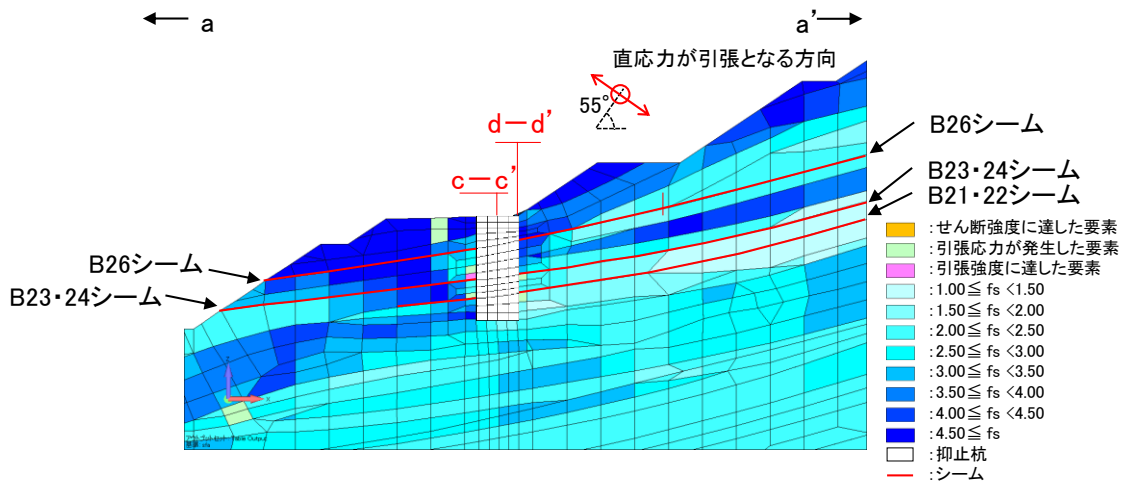


図 2.7.6.3-16(1) 抑止杭周辺の岩盤の局所安全係数 (a-a' 断面)

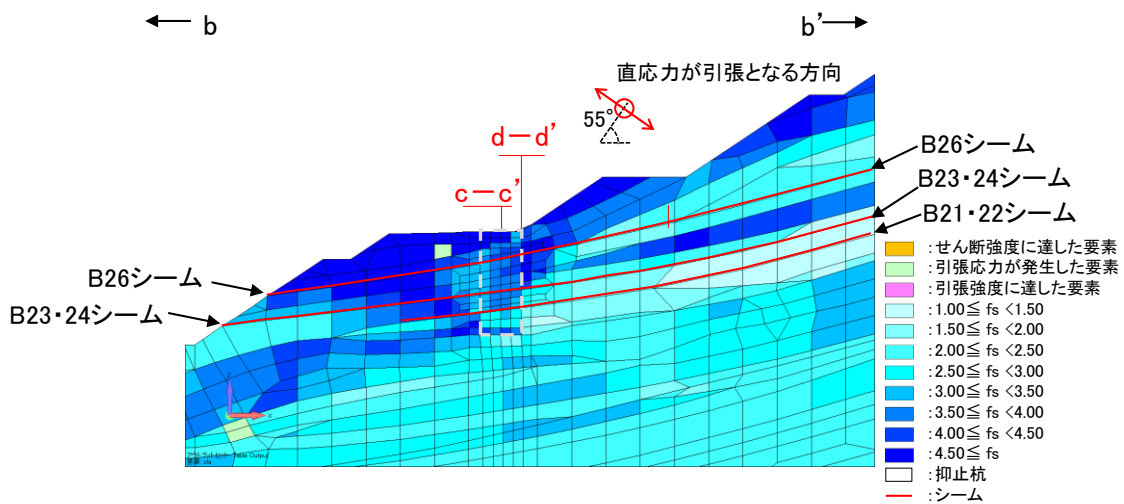


図 2.7.6.3-16(2) 抑止杭間の岩盤の局所安全係数 (b-b' 断面)

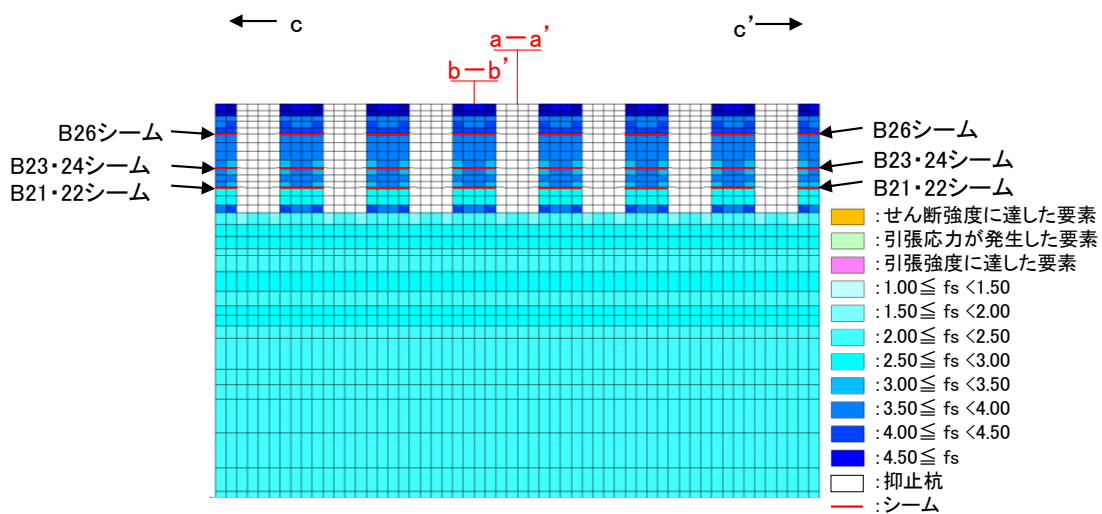


図 2.7.6.3-16(3) 抑止杭周辺の岩盤の局所安全係数 (c-c' 断面)

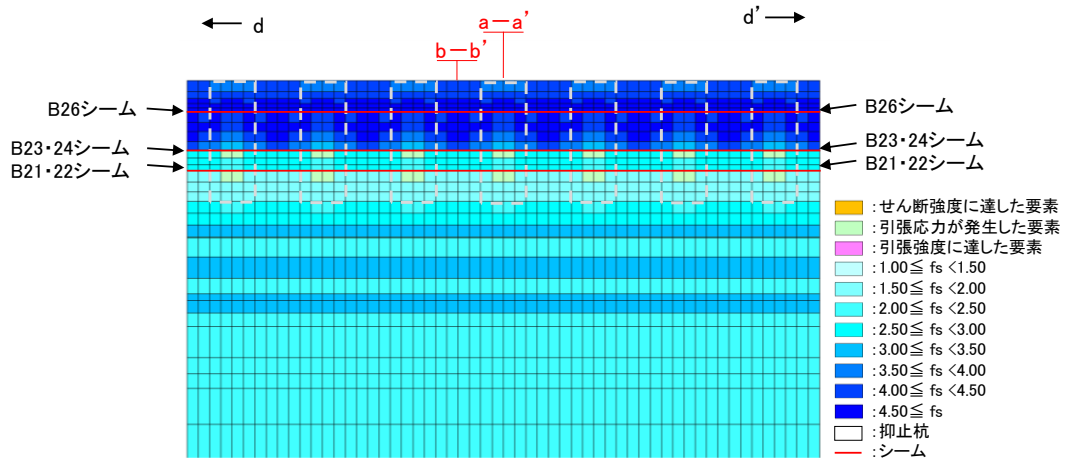


図 2.7.6.3-16(4) アーチ効果が発生した場合の支持点となる岩盤の局所安全係数
(d-d' 断面)

図 2.7.6.3-17 に区間 I の抑止杭周辺の最大せん断応力図及び最大圧縮応力図を示す。
 杭上流側では、アーチ状に応力が大きくなるアーチ効果が認められることから、杭間の岩盤は中抜け現象に移行していないと評価する。

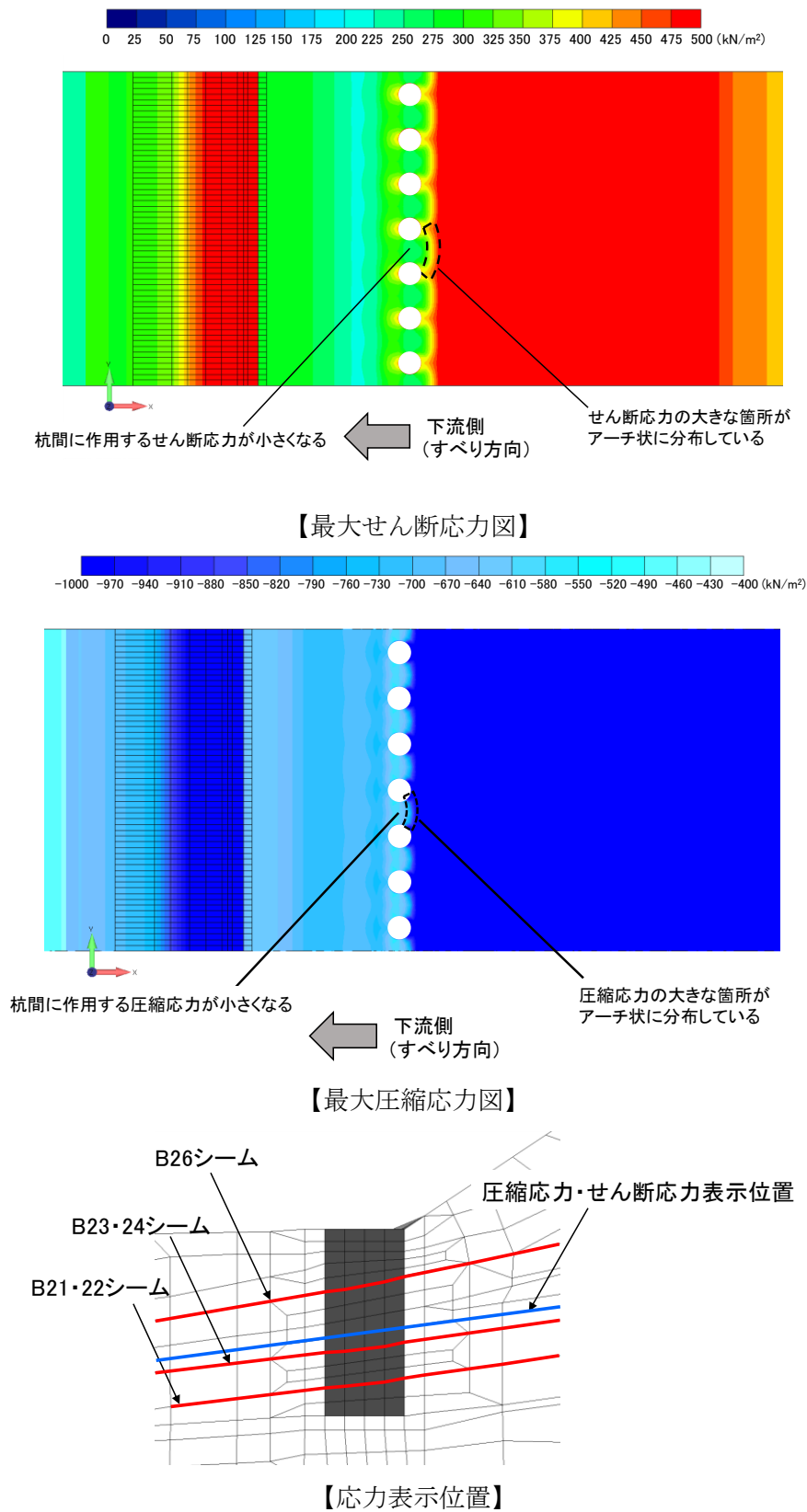


図 2.7.6.3-17 区間 I における抑止杭周辺の応力

(b) シームの評価

区間 I の杭周辺のシーム（せん断方向）の局所安全係数を図 2.7.6.3-18 に示す。

抑止杭より上流側の要素の局所安全係数が 1.0 を下回っているが、杭間及び抑止杭より下流側の要素は 1.0 を上回り、杭間にはせん断破壊している要素はないことを確認した。

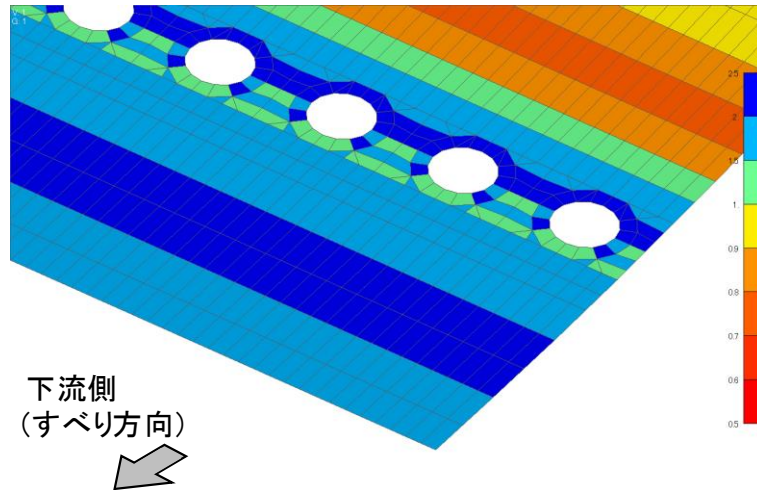


図 2.7.6.3-18(1) 抑止杭周辺のシームの局所安全係数 (B26 シーム)

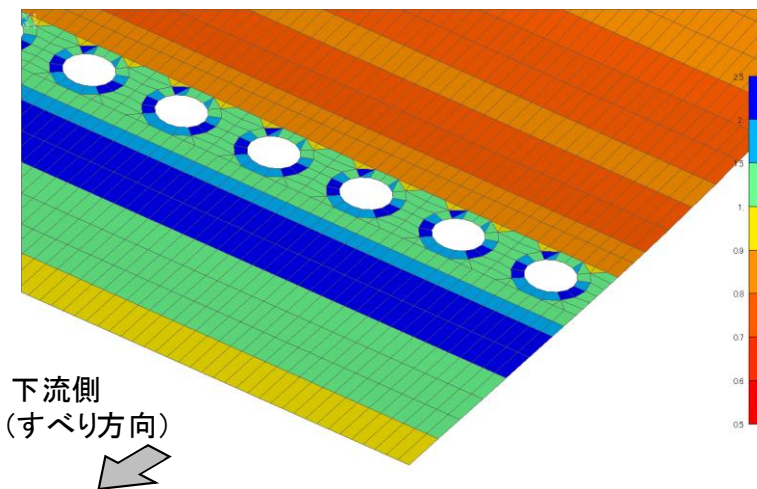


図 2.7.6.3-18(2) 抑止杭周辺のシームの局所安全係数 (B23・24 シーム)

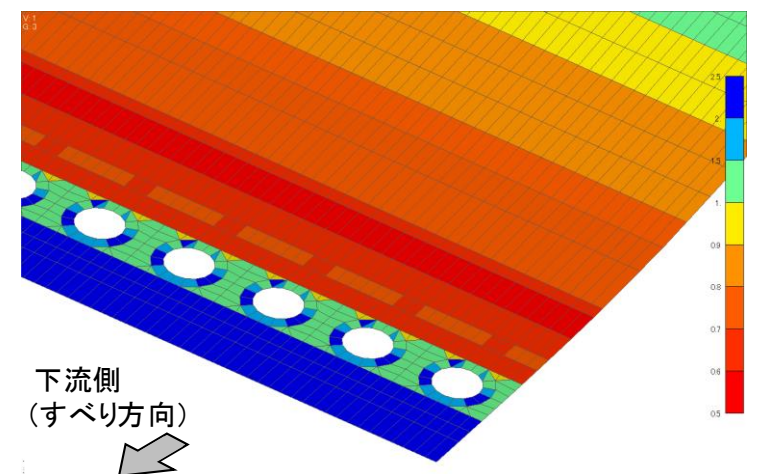


図 2.7.6.3-18(3) 抑止杭周辺の岩盤の局所安全係数 (B21・22 シーム)

(c) 杭-岩盤境界部の評価

区間 I の杭岩盤間のジョイント要素（せん断方向）の局所安全係数を図 2.7.6.3-19 に示す。

区間 I における杭岩盤間のジョイント要素は、部分的に局所安全係数 1.0 を下回っているが、大部分はせん断強度に達しておらず、せん断方向にすべりが生じていないことを確認した。

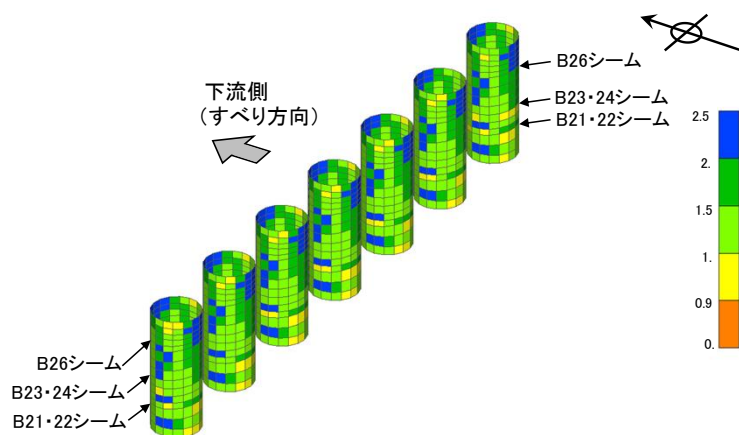


図 2.7.6.3-19(1) 区間 I の杭-岩盤間ジョイント要素の局所安全係数(1/2)

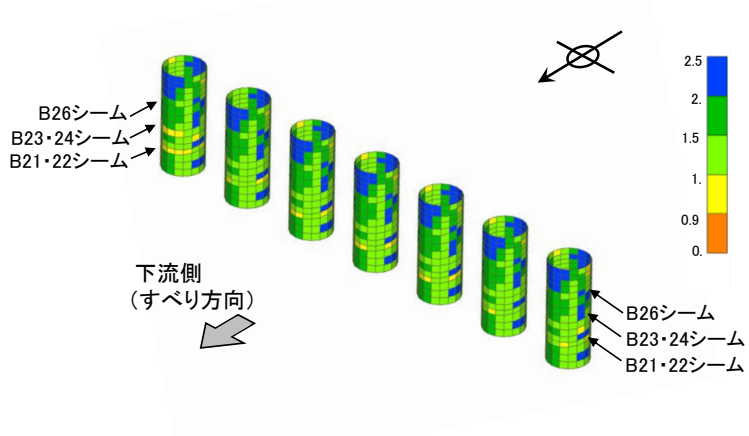


図 2.7.6.3-19(2) 区間 I の杭-岩盤間ジョイント要素の局所安全係数(2/2)

(d) 区間 I の評価結果まとめ

3次元静的 FEM 解析の結果、表 2.7.6.3-4 のとおり、杭間及びアーチ効果が発生した場合の支持点となる岩盤は健全であり、岩盤の応力状態からアーチ効果が認められることから、中抜け現象の発生に係る判定基準を満たすことを確認した。

以上のことから、区間 I は抑止杭の杭間を中抜けするおそれはないと評価する。

なお、区間 I のうち杭間隔 17.5m の範囲は 3次元静的 FEM 解析モデルには含まれていないが、3次元静的 FEM 解析の結果、すべりに対して十分な裕度を有していること、及びモデル化している範囲に比べて杭間隔 17.5m の範囲の方がすべり土塊量が小さいことを踏まえると、杭間隔 17.5m の範囲についても杭間を中抜けするおそれはないと評価する。

表 2.7.6.3-4 区間 I の文献④を踏まえた中抜け現象の発生に係る判定基準及び判定結果

判定基準	判定結果
①杭間隔が 8D 以下であることを確認した。	①区間 I の杭間隔は 12m (2D)、もしくは 17.5 m (約 2.9D) であり、杭間隔が 8D 以下であることを確認した。
②杭間及びアーチ効果が発生した場合の支持点付近の岩盤が健全であることを局所安全係数分布図により確認する。	②岩盤の局所安全係数図から杭間及びアーチ効果が発生した場合の支持点となる岩盤には、せん断強度及び引張強度に達した要素は認められず、健全であることを確認した。
③アーチ効果が認められ、中抜け現象に移行していないことを確認する。	③杭周辺の応力状態から、杭に応力が集中し、杭間の応力が小さくなるアーチ効果が認められ、杭間の岩盤は中抜けに移行していないことを確認した。

b. 区間Ⅱ評価結果

(a) 岩盤の評価

図 2.7.6.3-20 では、引張応力が発生した要素が杭間の下部及び抑止杭より上流側の岩盤に認められるため、区間Ⅰと同様に、引張強度 0.13N/mm^2 を用い、引張強度の詳細評価を行う。

区間Ⅱの杭周辺の引張強度を反映した岩盤の局所安全係数を図 2.7.6.3-20 に示す。

中抜け現象の対象となる移動層のうち、杭間及びアーチ効果が発生した場合の支持点となる岩盤には、引張強度及びせん断強度に達した要素は発生していない。また、抑止杭より上流側の岩盤に引張強度に達している要素が発生しているが、その分布も局所的かつ散在的である。

以上のことから、杭間及びアーチ効果の支持点となる岩盤は健全であることを確認した。

なお、直応力が引張となる方向は水平から反時計回りに約 70° であり、地質の傾斜 $5^\circ \sim 15^\circ$ と斜交していること、引張応力が発生した要素の構成岩種は凝灰岩及び頁岩と凝灰岩の互層であることから、保守的な評価となっていると考えられる。

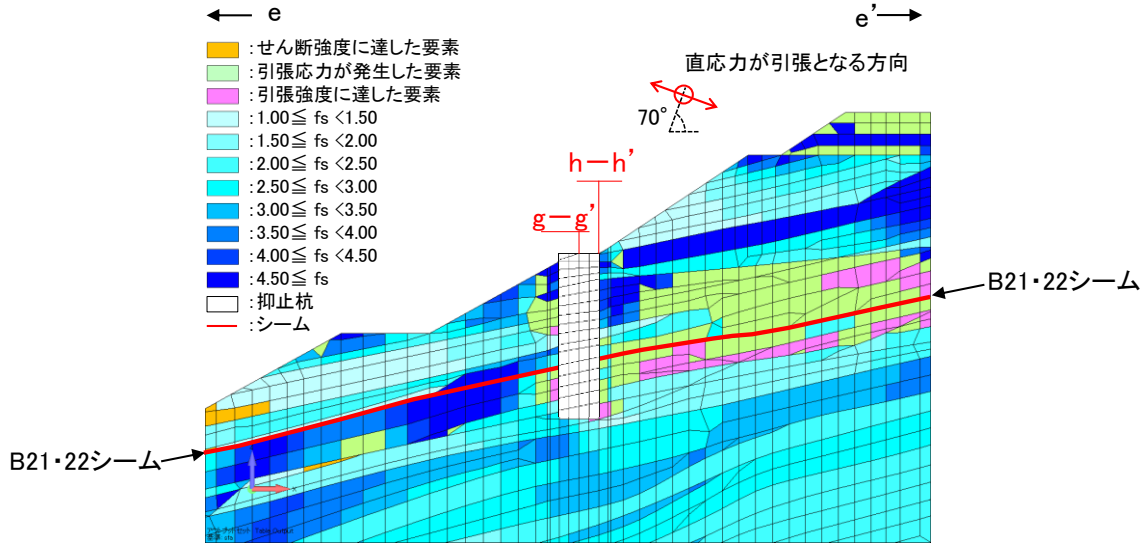


図 2.7.6.3-20(1) 抑止杭周辺の岩盤の局所安全係数 (e-e' 南北断面)

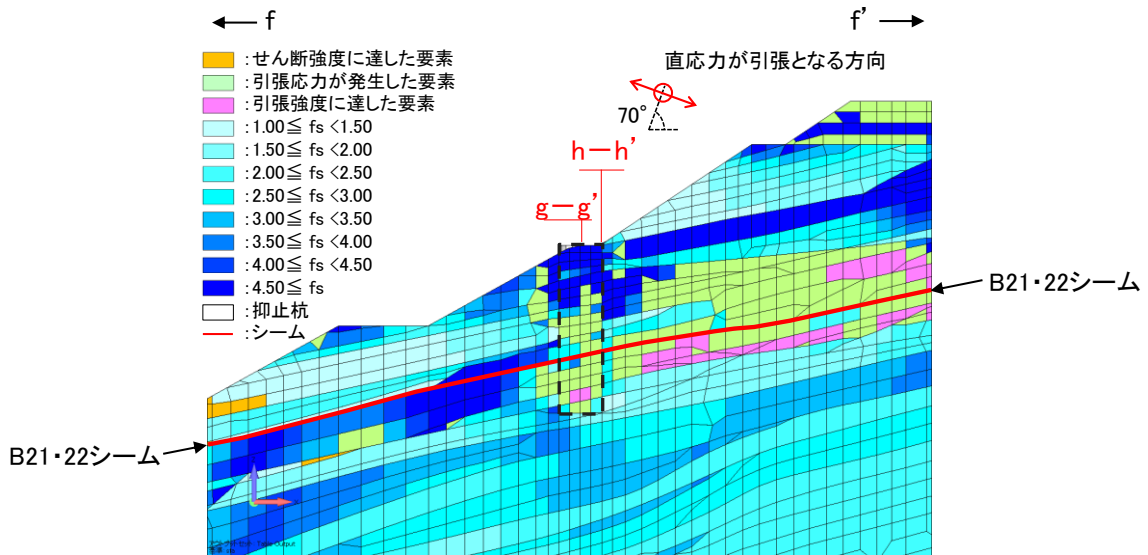


図 2.7.6.3-20(2) 抑止杭間の岩盤の局所安全係数 (f-f' 断面)

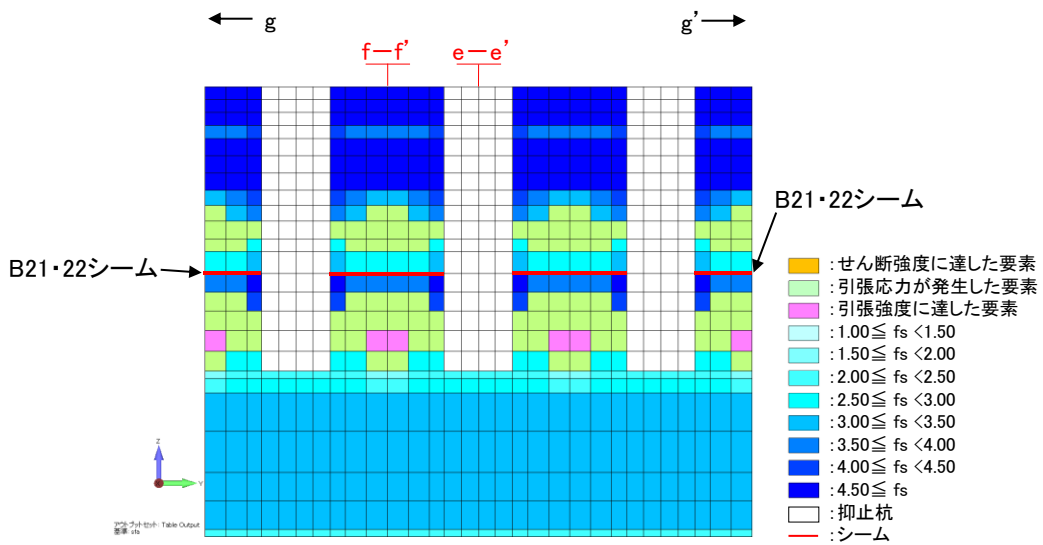


図 2.7.6.3-20(3) 抑止杭周辺の岩盤の局所安全係数 (g-g' 断面)

図 2.7.6.3-21 に区間Ⅱの抑止杭周辺の最大せん断応力図及び最大圧縮応力図を示す。杭上流側に着目すると、杭間位置に応力の大きな箇所がアーチ状に分布していることが分かる。「2.7.2(5) 杭間隔の考え方」の文献④で示されるとおり、上流側からの応力が集中し、杭間に作用する応力が小さくなり、アーチ効果が認められることから、杭間の岩盤は中抜けに移行していないと評価する。

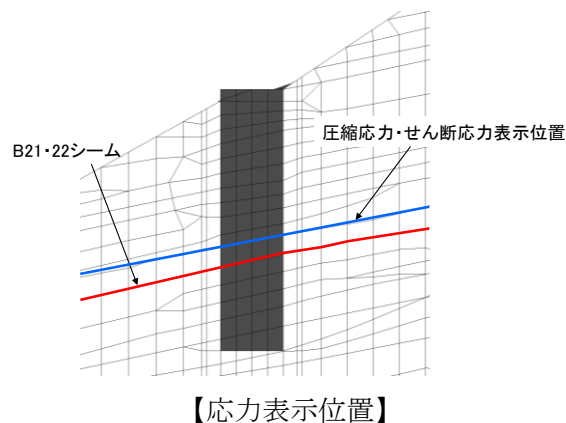
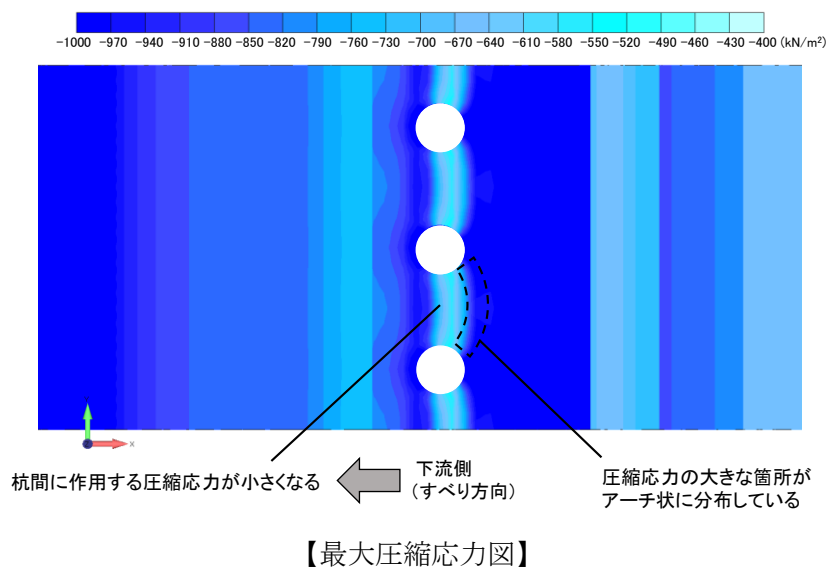
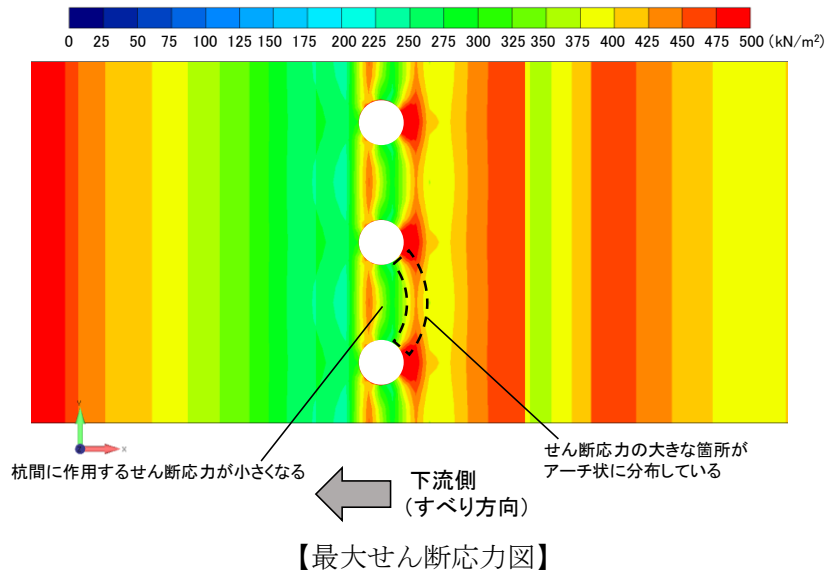


図 2.7.6.3-21 区間Ⅱにおける抑止杭周辺の応力

(b) シームの評価

区間Ⅱの杭周辺のシーム（せん断方向）の局所安全係数を図 2.7.6.3-22 に示す。

斜面の抑止杭より上流側及び杭間の要素の局所安全係数が 1.0 を下回っているが、部分的であり、抑止杭と岩盤の境界付近は局所安全係数 1.0 を上回っている。なお、抑止杭より下流側の要素は 1.0 を上回り、せん断破壊している要素はないことを確認した。

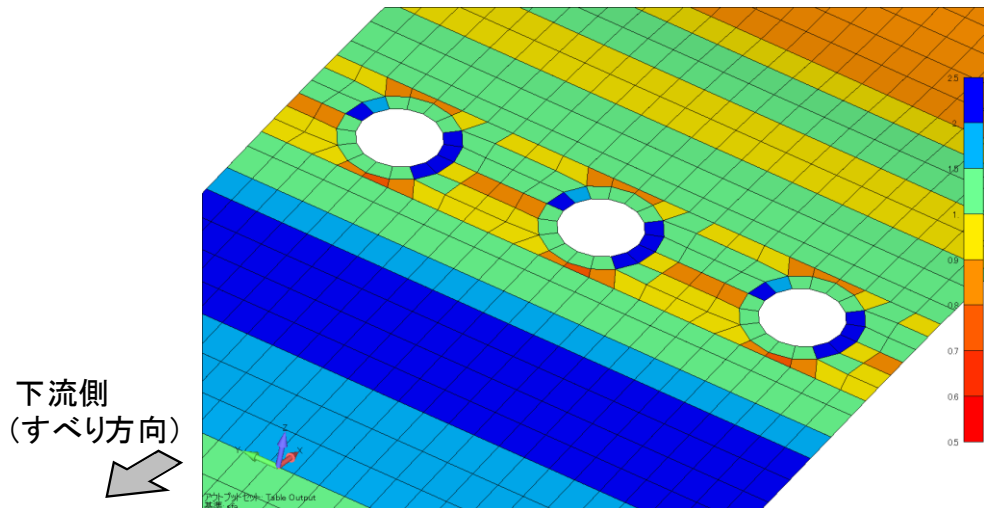


図 2.7.6.3-22 抑止杭周辺のシームの局所安全係数 (B21・22 シーム)

図 2.7.6.3-23 に杭間断面における水平方向加速度の分布図を示す。

区間Ⅰでは杭間と周辺で加速度の大きな違いはないものの、区間Ⅱでは杭頭付近を中心に杭周辺よりも加速度が大きく、 800cm/s^2 以上となっている。このことから、区間Ⅱは、杭間直上の土塊に大きな慣性力が作用し、杭間のシームの局所安全係数が低下していると考えられる。

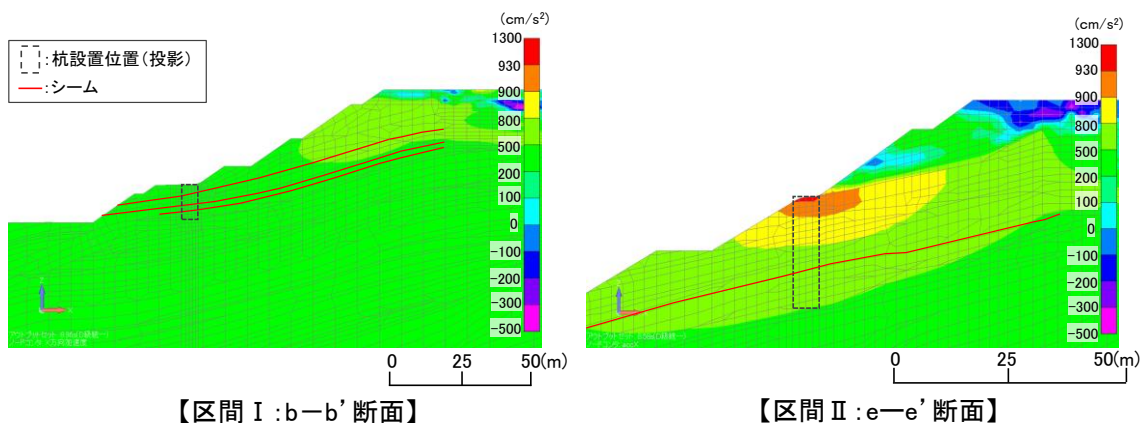


図 2.7.6.3-23 杭間断面における水平方向加速度の分布図

(c) 杭-岩盤境界部の評価

区間Ⅱの杭岩盤間のジョイント要素（せん断方向）の局所安全係数を図 2.7.6.3-24 に示す。

区間Ⅱにおける杭岩盤間のジョイント要素は、部分的に局所安全係数 1.0 を下回っているが、杭の大部分はせん断強度に達しておらず、せん断方向にすべりが生じていないことを確認した。

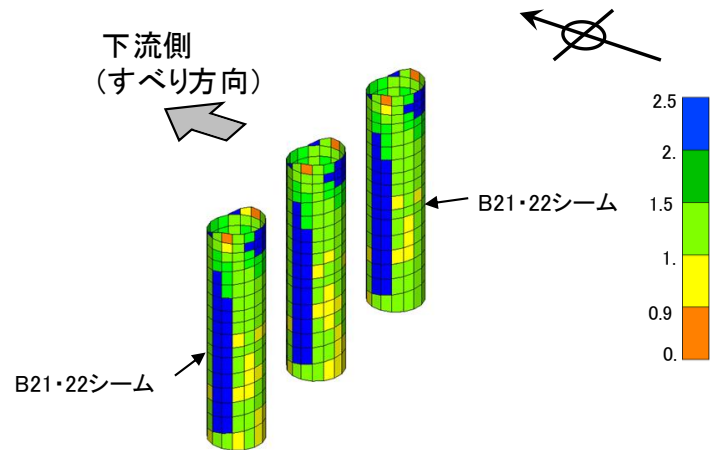


図 2.7.6.3-24(1) 区間Ⅱの杭-岩盤間ジョイント要素の局所安全係数(1/2)

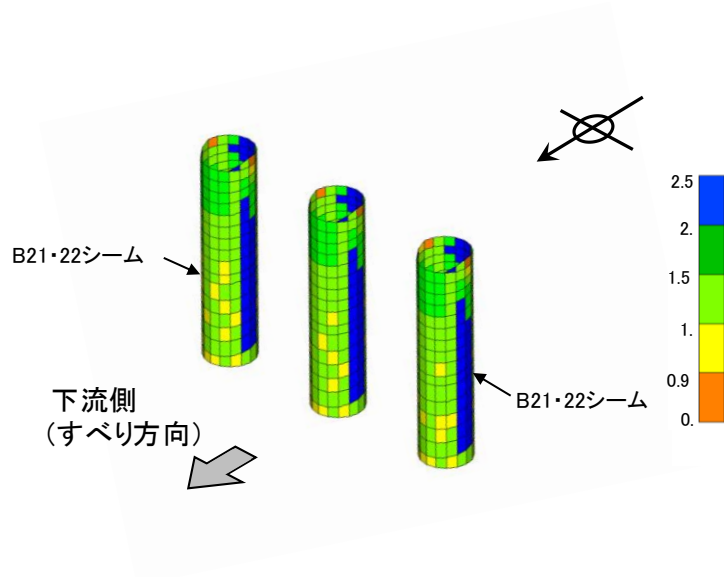


図 2.7.6.3-24(2) 区間Ⅱの杭-岩盤間ジョイント要素の局所安全係数(2/2)

(d) 区間Ⅱの評価結果まとめ

3次元静的FEM解析の結果、表2.7.6.3-5のとおり、杭間及びアーチ効果が発生した場合の支持点となる岩盤は健全であり、岩盤の応力状態からアーチ効果が認められることから、中抜け現象の発生に係る判定基準を満たすことを確認した。

以上のことから、区間Ⅱは抑止杭の杭間を中抜けするおそれはないと評価する。

表 2.7.6.3-5 区間Ⅰの文献④を踏まえた中抜け現象の発生に係る判定基準及び判定結果

判定基準	判定結果
①杭間隔が8D以下であることを確認する。	①区間Ⅱの杭間隔は16m(約2.7D)であり、杭間隔が8D以下であることを確認した。
②杭間及びアーチ効果が発生した場合の支持点付近の岩盤が健全であることを局所安全係数分布図により確認する。	②岩盤の局所安全係数図から杭間及びアーチ効果が発生した場合の支持点となる岩盤には、せん断強度及び引張強度に達した要素は認められず、健全であることを確認した。
③アーチ効果が認められ、中抜け現象に移行していないことを確認する。	③杭周辺の応力状態から、杭に応力が集中し、杭間の応力が小さくなるアーチ効果が認められ、杭間の岩盤は中抜け現象に移行していないことを確認した。

なお、杭間のシームに局所安全係数が1.0を下回る要素が認められるものの、中抜け現象の対象となる移動層のうち、杭間の岩盤には引張強度及びせん断強度に達した要素は認められず、上記のとおり抑止杭のアーチ効果によって中抜け現象は抑止されることが考えられることから、中抜けするおそれはないと評価する。

2.8.2 岩盤斜面と盛土斜面の同時崩壊検討

2.8.2.1 地滑り地形②が示される斜面

(1) 評価概要

地滑り地形②が示される斜面は、土地造成工事時に地滑り土塊に相当する土砂は撤去したうえで、盛土を施工している。検討方針として、図 2.8.2.1-1 に示す断面図を対象に、岩盤部を通るすべり面のすべり安定性が確保されていることを確認することで、岩盤斜面と盛土斜面の同時崩壊が生じないことを確認する。

検討条件及び解析用物性値は、「2.6.2 選定方針及び評価方法」と同様とする。

なお、盛土斜面部のみの斜面崩壊を想定した場合、保管場所及びアクセスルートまでの離隔距離は確保できていることから、盛土斜面部のみのすべり安定性評価は本検討の対象外とする。

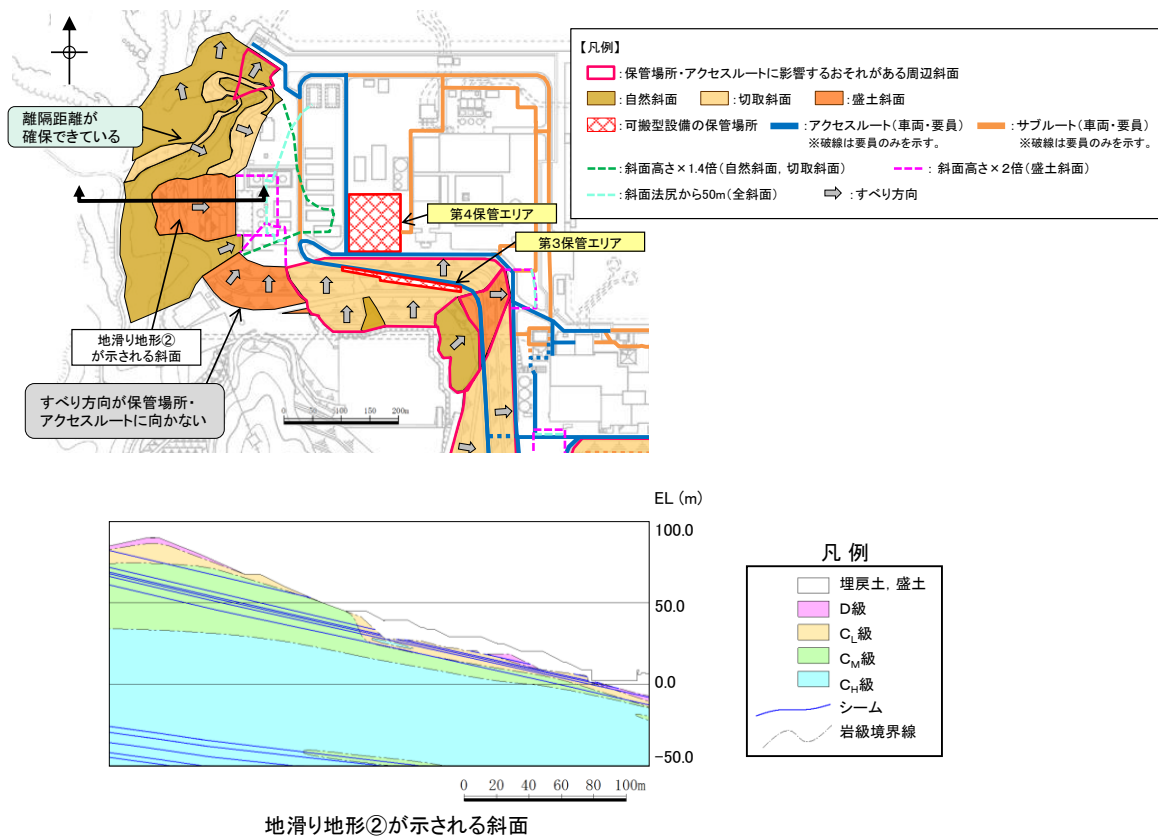


図 2.8.2.1-1 評価対象断面図

【参考：地滑り調査結果】

地滑り地形②について、図 2.8.2.1-2 に模式断面図を示す。

EL 45m より上方では、堅硬な岩盤が露出しており、地滑り土塊は認められない。EL 45m より下方では、土地造成工事時に地滑り土塊に相当する土砂は撤去したうえで、盛土を施している。造成工事後に実施したボーリング (No. 301 孔及び No. 305 孔) によると、盛土と岩盤の境界は造成工事の掘削面に概ね一致することから、地滑り土塊は全て撤去されていると考えられる。

以上のことから、発電所建設前の旧地形から判読されたような地滑り地形②に相当する地滑りは想定されない。

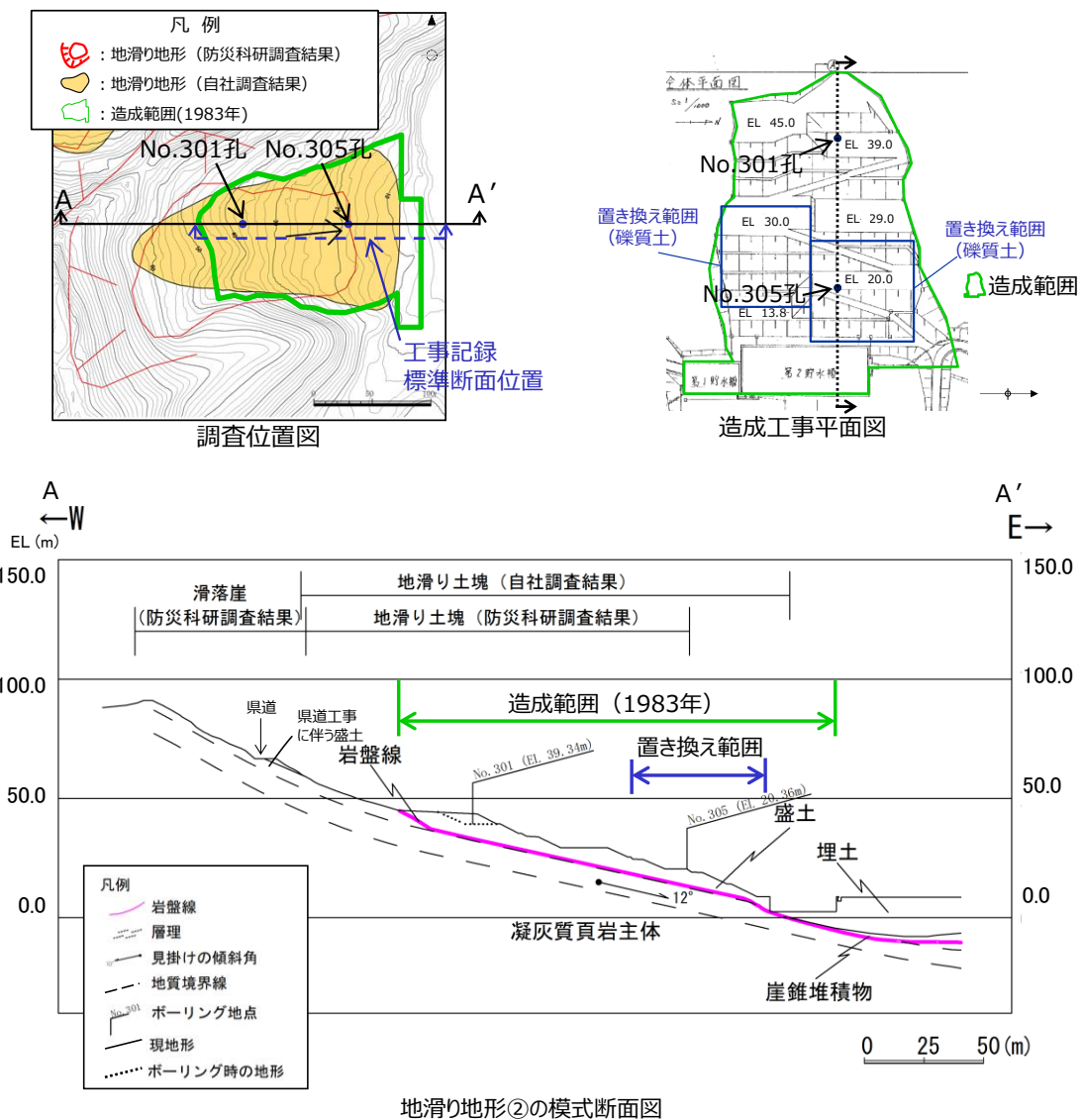


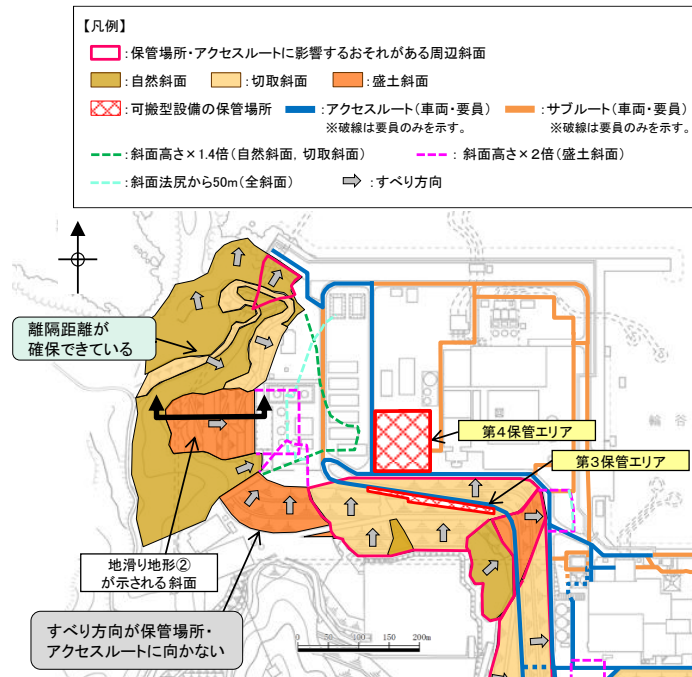
図 2.8.2.1-2 地滑り地形②の模式断面図

(2) 2次元浸透流解析モデルの解析条件

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。

解析モデルは図 2.8.2.1-3 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、降雨考慮範囲として降雨条件 2400mm/年を考慮する。



断面位置図

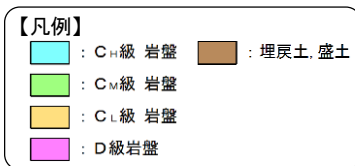
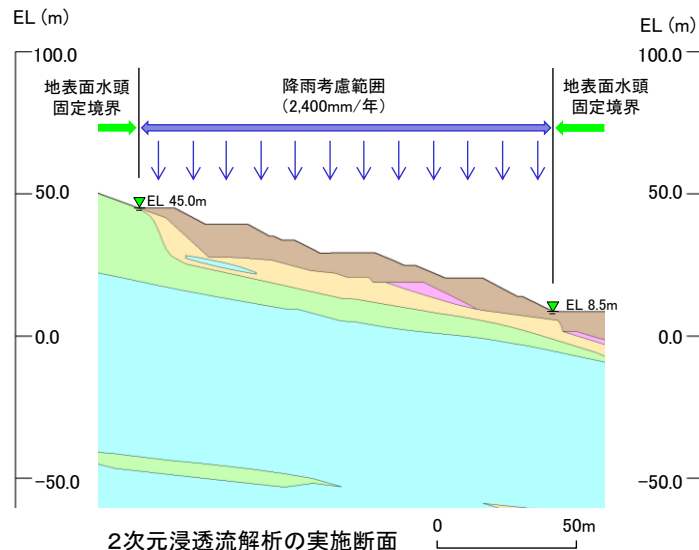


図 2.8.2.1-3 2次元浸透流解析の解析条件

(3) 検討用地下水位の条件

2次元浸透流解析の結果を図 2.8.2.1-4 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いることから、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。

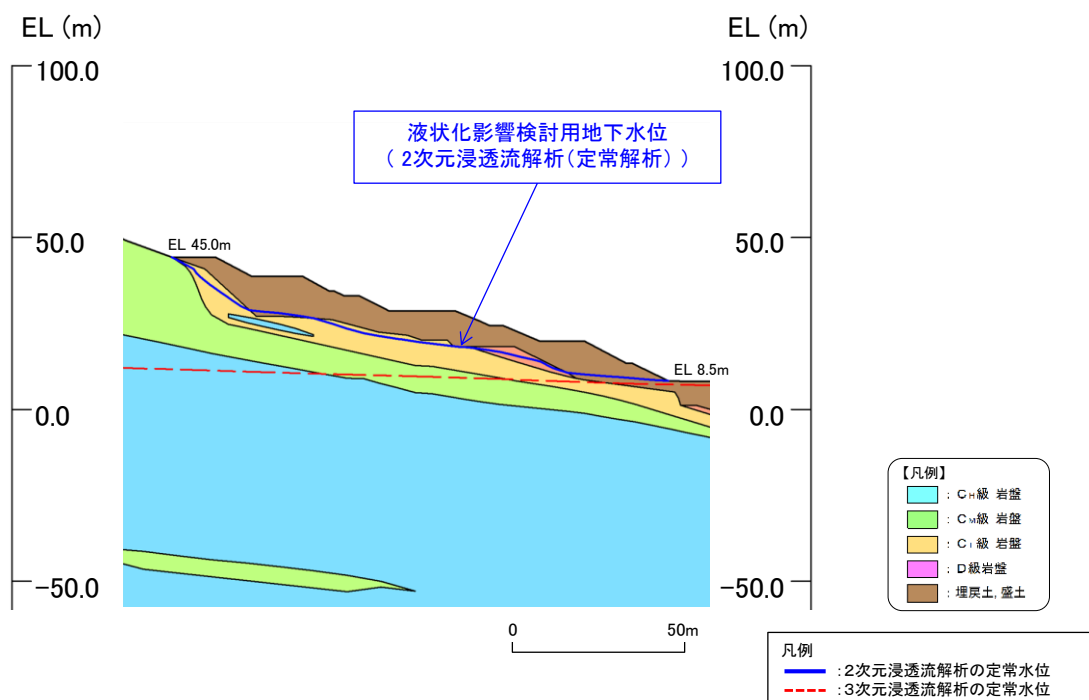


図 2.8.2.1-4 2次元浸透流解析結果

(4) すべり安定性評価結果

地滑り地形②の評価対象斜面の解析モデル図を図 2.8.2.1-5 に示す。

地滑り地形②の評価対象斜面について、基準地震動 S_s による 2 次元動的 FEM 解析により岩盤部を通るすべり面のすべり安定性評価を実施した結果、図 2.8.2.1-6 に示すとおり、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。なお、盛土部を通るすべりについても安定性を有することを確認した。

以上のことから、岩盤斜面と盛土斜面の同時崩壊は生じないと評価する。

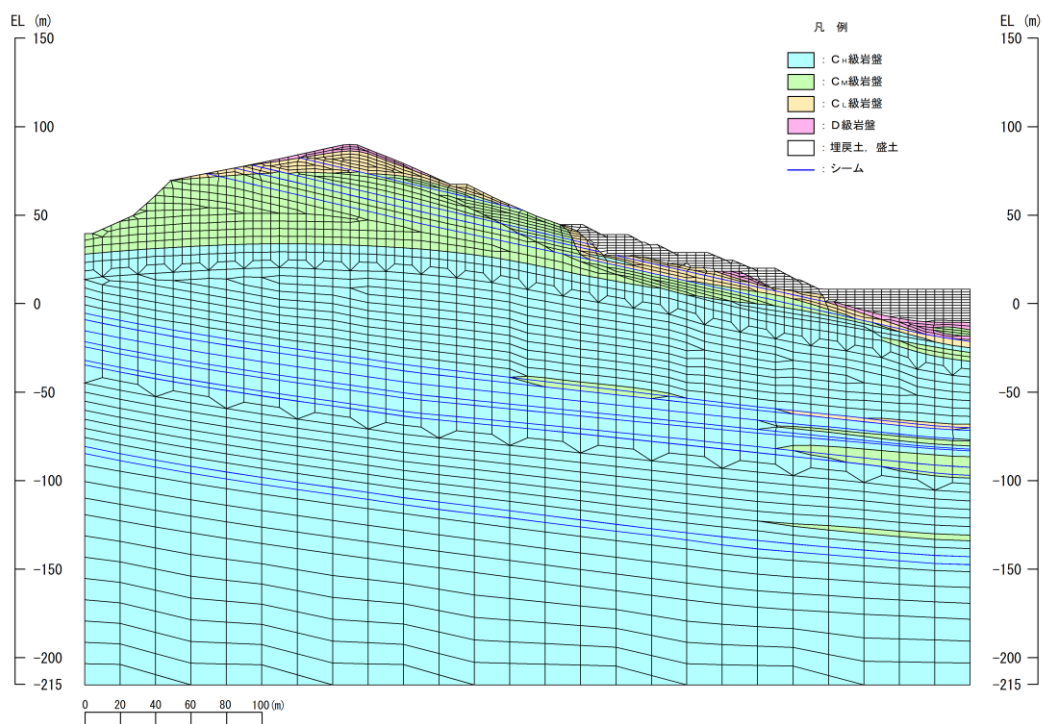
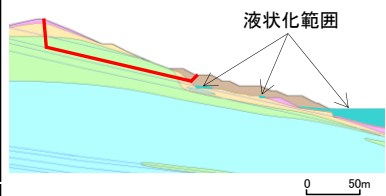
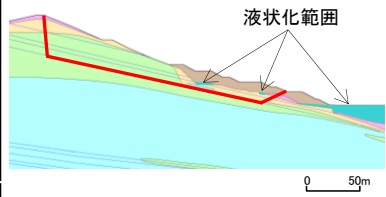
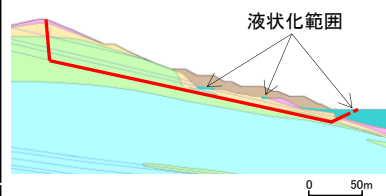
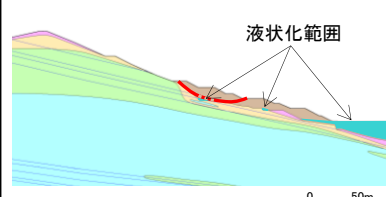


図 2.8.2.1-5 解析モデル図

・地滑り地形②が示される斜面 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(法肩からB23・24シームを通り盛土内に抜けるすべり面)</p>	Ss-D (-, -)	1.63 [8.98]
2	 <p>シーム沿いのすべり面(法肩からB19シーム及びD級岩盤を通り盛土内に抜けるすべり面)</p>	Ss-D (-, -)	1.65 [9.02]
3	 <p>シーム沿いのすべり面(法肩からB19シームを通り法尻付近に抜けるすべり面)</p>	Ss-D (-, -)	1.57 [9.01]
4	 <p>簡便法により設定した埋戻土を通る円弧すべり</p>	Ss-N1 (+, +)	3.39 [7.76]

【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
- : 最小すべり安全率
- : すべり面^{*3}

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。
 *3: 破線は液状化影響を考慮する範囲

図 2.8.2.1-6 すべり安定性評価結果

2.8.2.2 33m盤盛土斜面上部の岩盤斜面

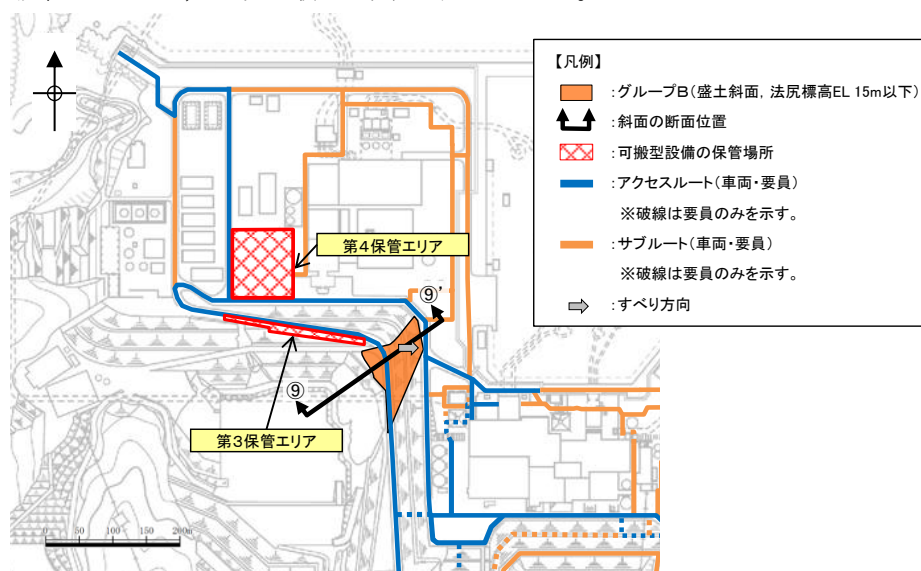
(1) 評価概要

33m盤盛土斜面部については、地震時のすべり安定性は確保されているが、地滑り地形②と同様に、岩盤斜面上に盛土が構築されていることから、岩盤斜面と盛土斜面の同時崩壊の可能性の有無について検討を行った。

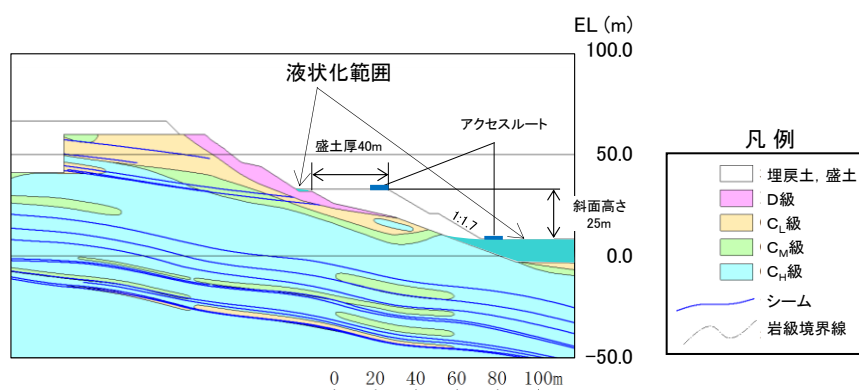
検討方針として、図2.8.2.2-1に示す断面図を対象に、岩盤部を通るすべり面のすべり安定性が確保されていることを確認することで、岩盤斜面と盛土斜面の同時崩壊が生じないことを確認する。

液状化範囲の設定にあたっては、2次元浸透流解析により求めた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。（「2.4.2.2 33m盤盛土斜面」参照）

なお、当該盛土斜面施工時に岩盤と盛土の境界部において、図2.8.2.2-2に示す排水設備を設置しており、適切な排水対策を行っている。



断面位置図



⑨-⑨'断面

図2.8.2.2-1 評価対象断面図

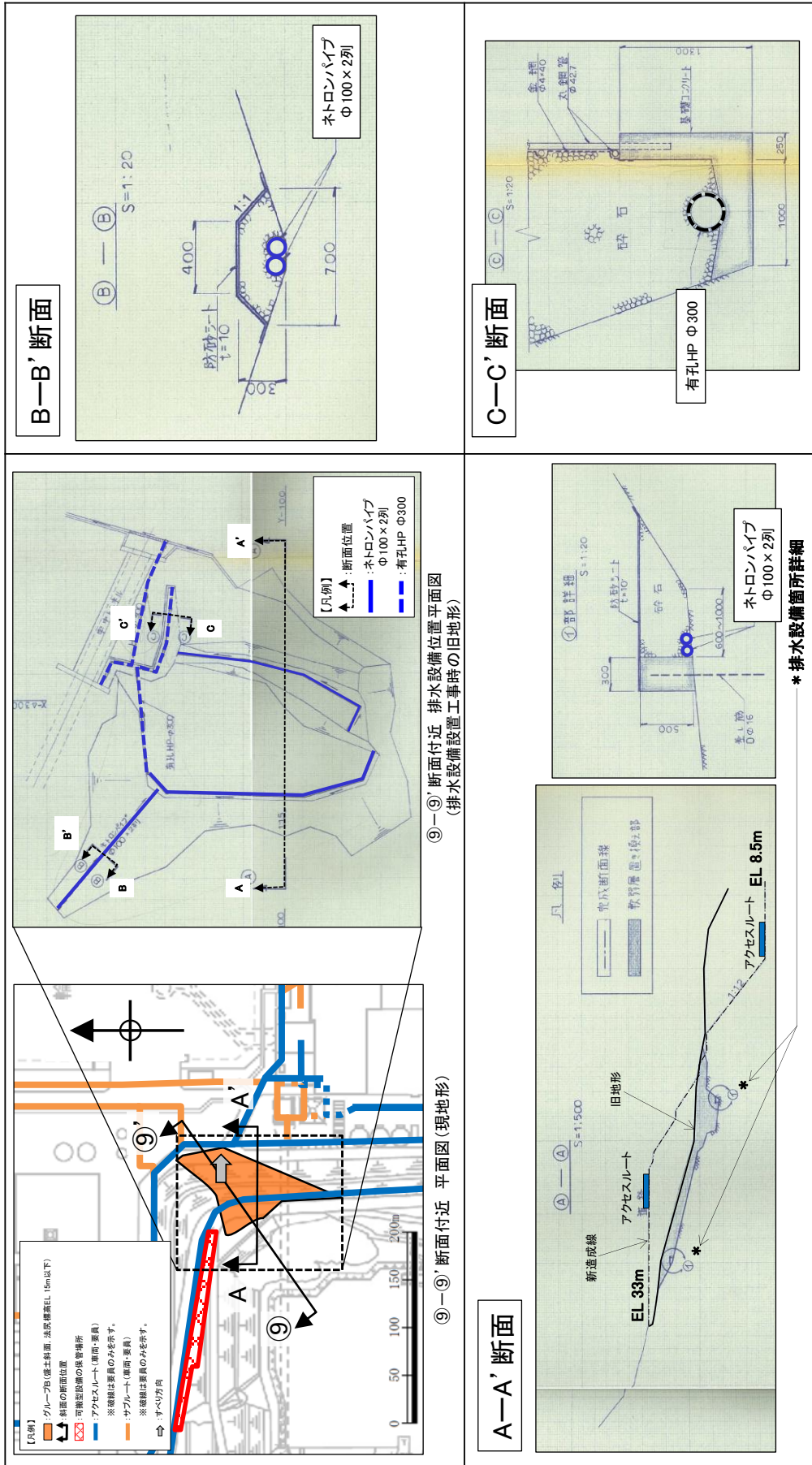


図 2.8.2.2-2 排水設備設置位置 (⑨-⑨' 断面付近)

(2) すべり安定性評価結果

33m盤の盛土斜面上部の岩盤斜面の解析モデル図を図 2.8.2.2-3 に示す。

33m盤の盛土斜面上部の岩盤斜面について、基準地震動 Ss による 2次元動的 FEM 解析により岩盤部を通るすべり面のすべり安定性評価を実施した結果、図 2.8.2.2-4 に示す通り、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。なお、盛土部を通るすべりについても安定性を有することを確認した。以上のことから、岩盤斜面と盛土斜面の同時崩壊は生じないと評価する。

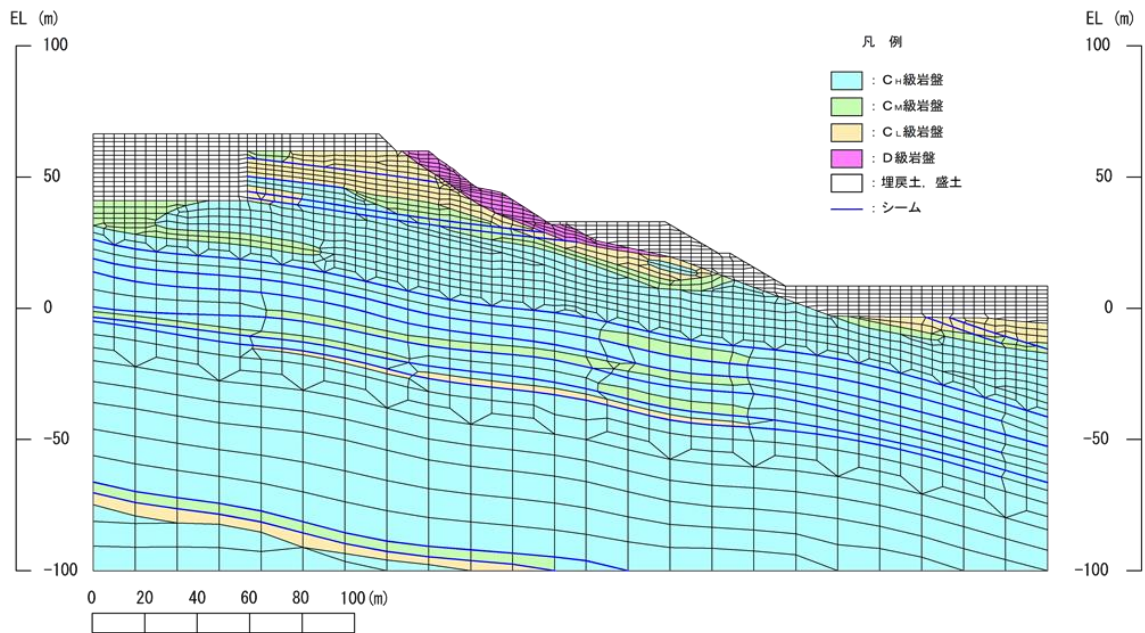


図 2.8.2.2-3 解析モデル図

・ 33m盤盛土斜面上部の岩盤斜面 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>33m盤下のD級岩盤及び埋戻土を通るすべり面</p>	Ss-N2 (-,+)	1.90 [24.46]
2	<p>簡便法により設定した埋戻土を通る円弧すべり</p>	Ss-N1 (+,+)	1.36 [7.79]

【凡例】

- : C_w級岩盤
- : C_v級岩盤
- : C_l級岩盤
- : D級岩盤
- : 埋戻土・盛土
- : シーム
- : すべり面^{*3}
- : 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。
 *3 : 破線は液状化影響を考慮する範囲

図 2.8.2.2-4 すべり安定性評価結果

2.8.3 応力状態を考慮した検討

2.8.3.1 すべり面の設定の考え方

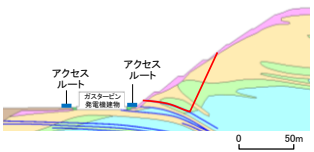
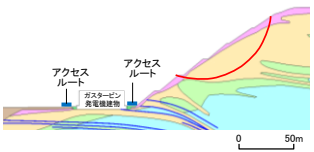
すべり安全率を算定するすべり面については、「2.6.2.5 評価基準値及び想定すべり面の設定」に記載のとおりとする。

⑫-⑫' 断面，⑬-⑬' 断面，⑭-⑭' 断面に関しては，斜面上部に D 級岩盤が分布することから，応力状態を踏まえ，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がモビライズド面等を通るすべり面になっていることを確認し，すべり面が妥当であることを示す。

2.8.3.2 ⑫-⑫' 断面

動的解析の結果、図 2.8.3.2-1 に示すとおり、平均強度を用いたすべり安全率は 1.0 を上回ることを確認した。

・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]

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】

: 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
 : 最小すべり安全率

図 2.8.3.2-1 すべり安定性評価結果

図 2.8.3.2-2 に示す要素毎の局所安全係数を確認した結果、引張応力が発生した要素が斜面に連続しており、これを通るすべり面になっている。また、せん断強度に達した要素が斜面浅部に分布するが、局所的である。なお、斜面浅部のせん断強度に達した要素を通るすべり面については、当該応力状態における最小すべり安全率が 2.92 (平均強度) であり、強度の低い破壊領域を通るすべり面の最小すべり安全率 2.07 (平均強度) に包含される。

図 2.8.3.2-3 に示す主応力分布図を確認した結果、法尻付近では、直応力が引張となる範囲は概ね 65~110° になり、これに沿うすべりになっている。また、図 2.8.3.2-4 に示すモビライズド面を確認した結果、モビライズド面を通過していないが、強度の低いシームや破壊領域を通るすべりになっている。

以上のことから、設定したすべり面は、既にすべり安全率の厳しいすべり面になっているため、追加のすべり面は設定していない。

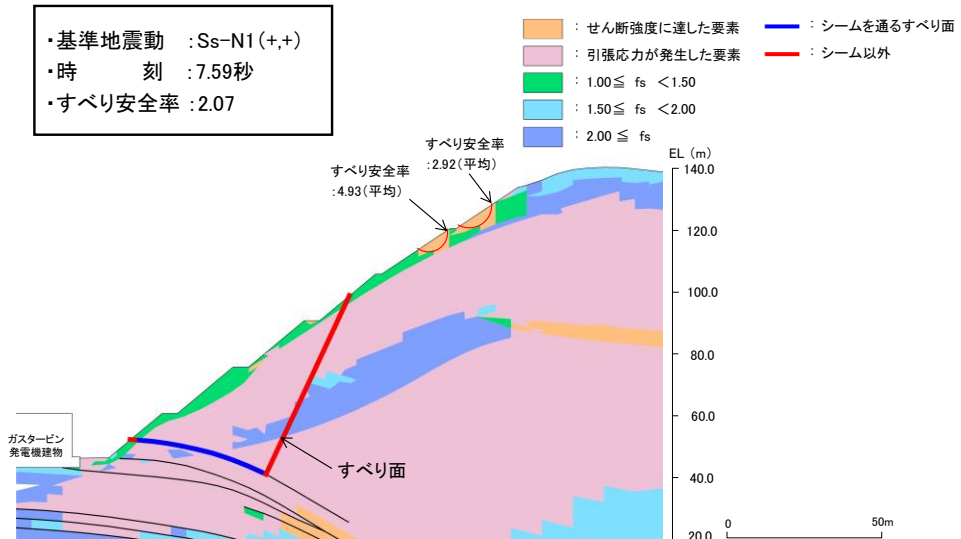


図 2.8.3.2-2 局所安全係数分布図

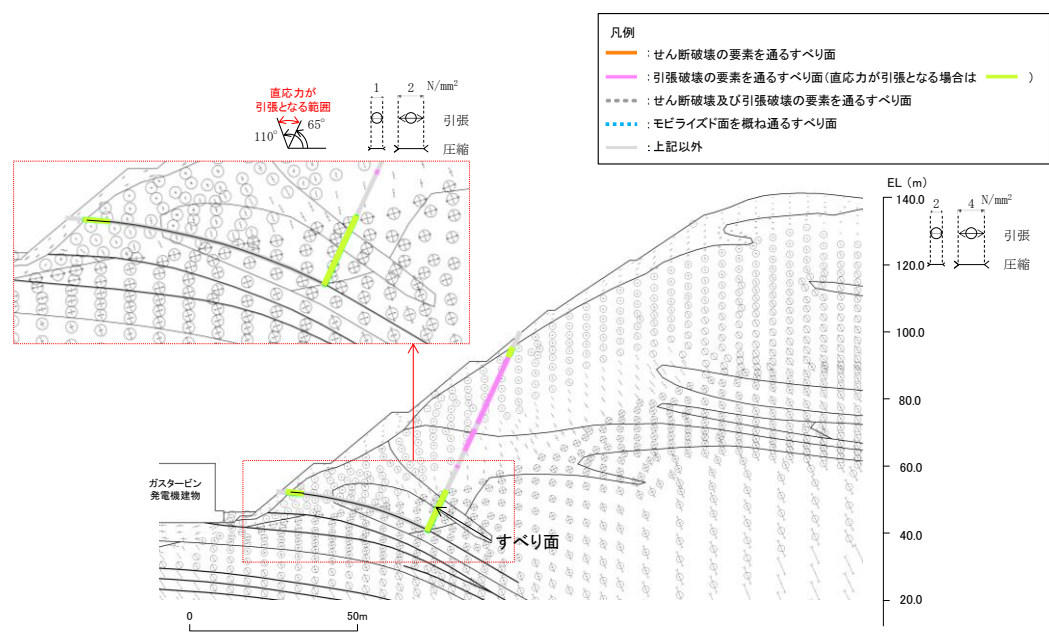


図 2.8.3.2-3 主応力分布図

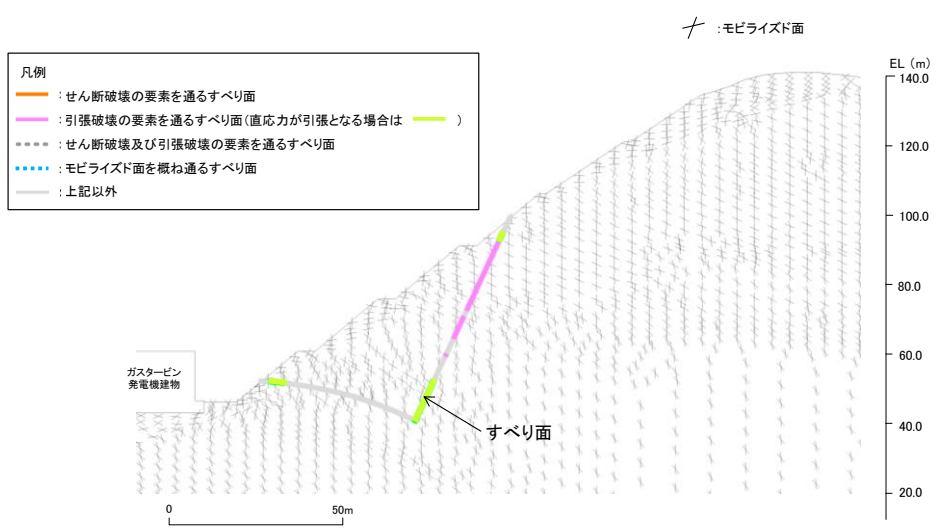
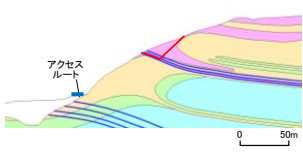
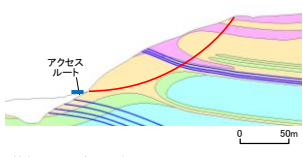


図 2.8.3.2-4 モビライズド面

2.8.3.3 ⑬-⑬' 断面

動的解析の結果、図 2.8.3.3-1 に示すとおり、平均強度を用いたすべり安全率は 1.0 を上回ることを確認した。

・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>アクセスルート</p> <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> <p>0 50m</p>	Ss-N1 (-,+)	3.64 [7.80]
2	 <p>アクセスルート</p> <p>簡便法で設定したすべり面</p> <p>0 50m</p>	Ss-N1 (-,+)	1.47 [7.56]

【凡例】

: CⅠ級岩盤	: CⅡ級岩盤	: C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 2.8.3.3-1 すべり安定性評価結果

図 2.8.3.3-2 に示す要素毎の局所安全係数を確認した結果、引張応力が発生した要素が斜面に連続しており、これを通るすべり面になっている。また、せん断強度に達した要素が斜面内部に分布するが、局所的である。

図 2.8.3.3-3 に示す主応力分布図を確認した結果、法尻付近では、直応力が引張となる範囲は概ね 55° になり、これに沿うすべりになっている。また、図 2.8.3.3-4 図に示すモビライズド面を確認した結果、すべり面はモビライズド面を概ね通るすべりになっている。

以上のことから、設定したすべり面は、既にすべり安全率の厳しいすべり面になっているため、追加のすべり面は設定していない。

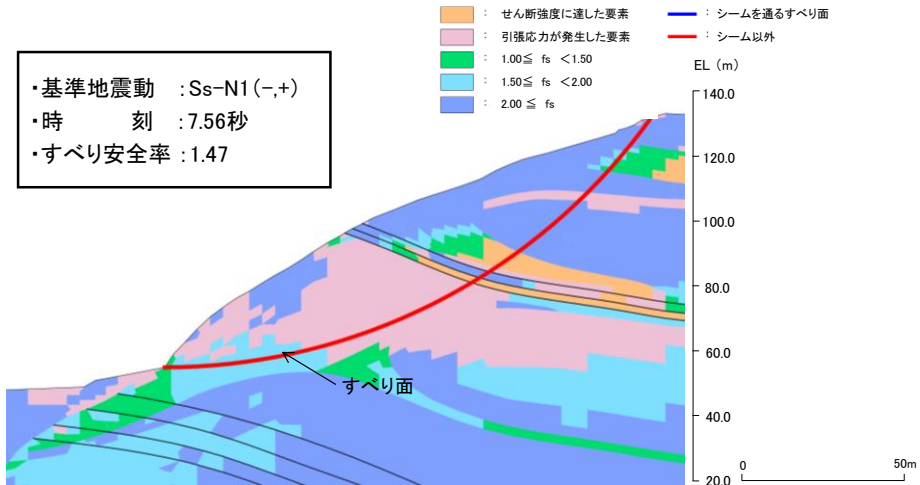


図 2.8.3.3-2 局所安全係数分布図

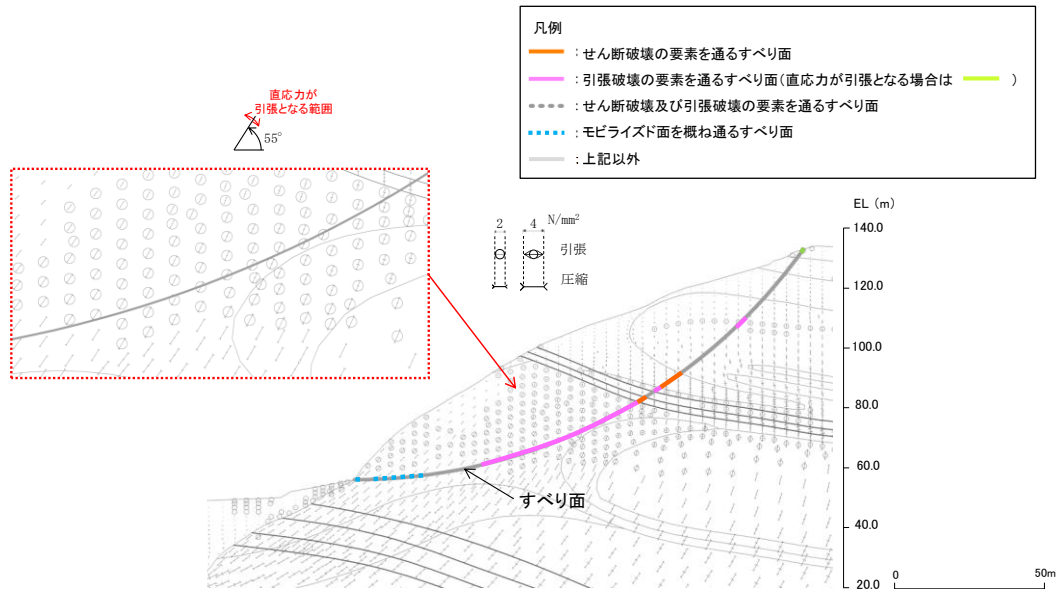


図 2.8.3.3-3 主応力分布図

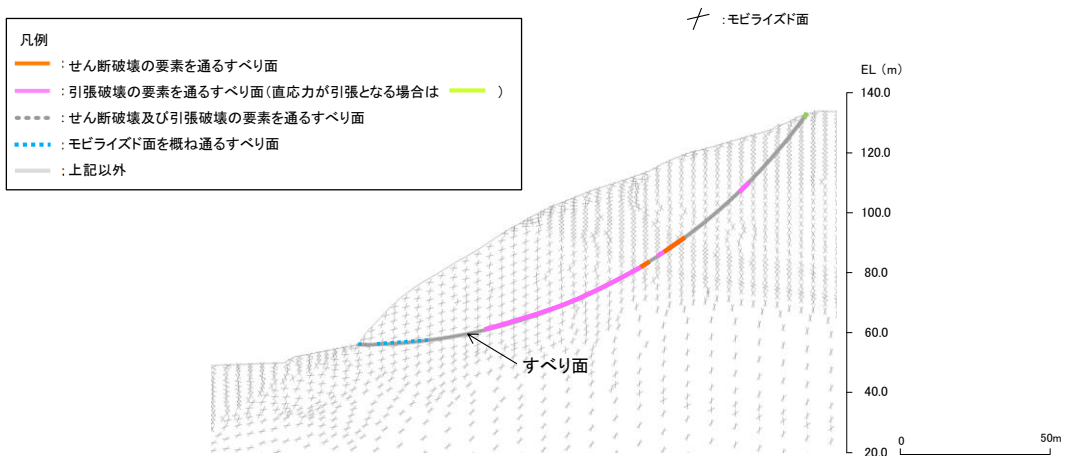
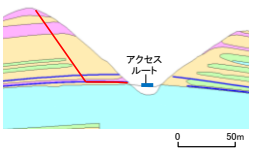
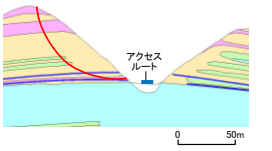


図 2.8.3.3-4 モビライズド面

2.8.3.4 ⑭-⑭' 断面

動的解析の結果、図 2.8.3.4-1 に示すとおり、平均強度を用いたすべり安全率は 1.0 を上回ることを確認した。

・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 2.8.3.4-1 すべり安定性評価結果

図 2.8.3.4-2 に示す要素毎の局所安全係数を確認した結果、法尻付近に引張応力が発生した要素が連続しており、これを通るすべり面になっている。また、せん断強度に達した要素は局所的である。なお、斜面浅部のせん断強度に達した要素を通るすべり面については、当該応力状態における最小すべり安全率が 2.76 (平均強度) であり、法尻付近の破壊領域を通るすべり面の最小すべり安全率 1.53 (平均強度) に包含される。

図 2.8.3.4-3 に示す主応力分布図を確認した結果、法尻付近では、直応力が引張となる範囲は概ね 110° になり、これに沿うすべりになっている。また、図 2.8.3.4-4 図に示すモビライズド面を確認した結果、すべり面はモビライズド面を概ね通るすべりになっている。

以上のことから、設定したすべり面は、既にすべり安全率の厳しいすべり面になっているため、追加のすべり面は設定していない。

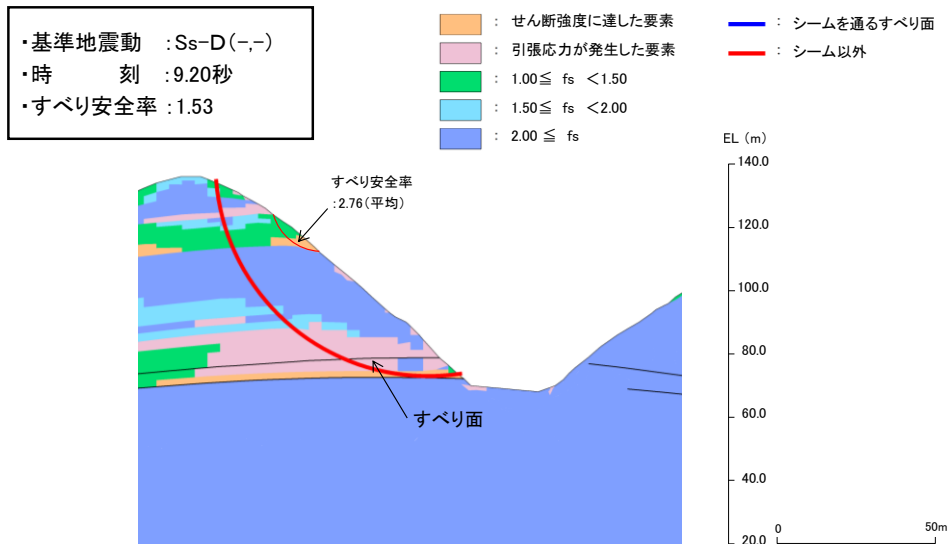


図 2.8.3.4-2 局所安全係数分布図

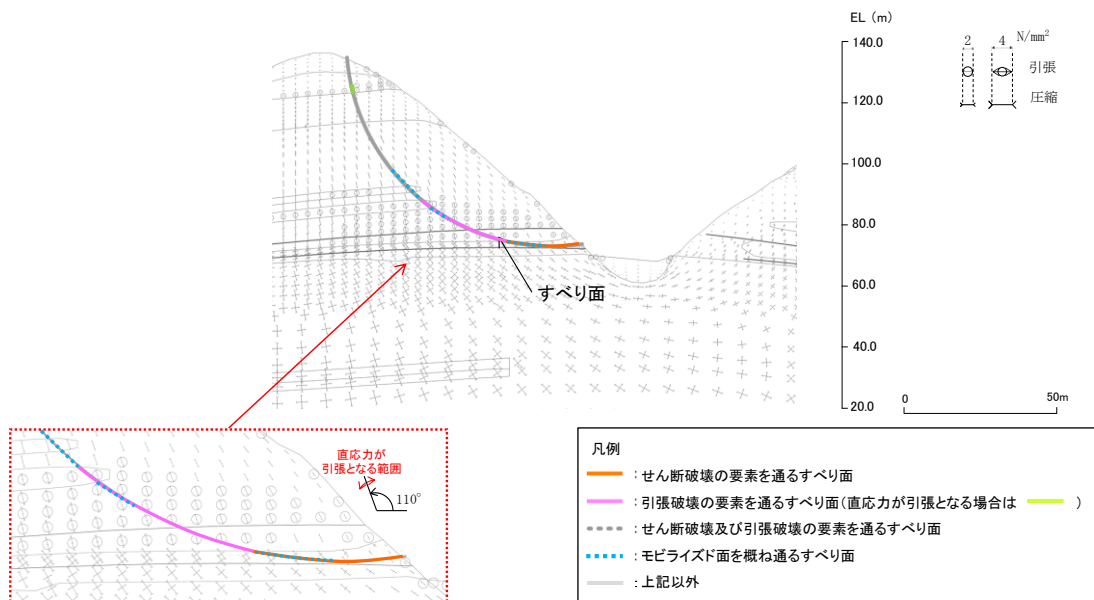


図 2.8.3.4-3 主応力分布図

- 凡例
- : せん断破壊の要素を通るすべり面
 - : 引張破壊の要素を通るすべり面(直応力が引張となる場合は)
 - : せん断破壊及び引張破壊の要素を通るすべり面
 - : モビライズド面を概ね通るすべり面
 - : 上記以外

+ : モビライズド面

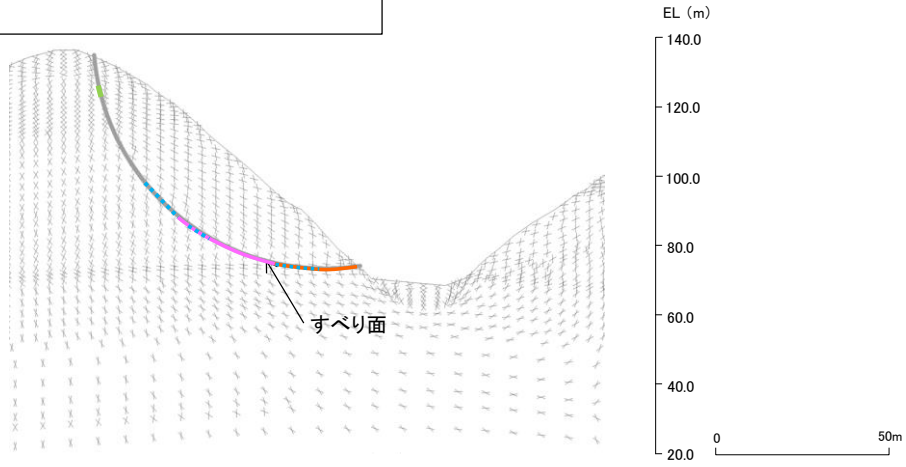


図 2. 8. 3. 4-4 モビライズド面

(参考資料1) 各断面の比較検討結果及び評価対象斜面の選定根拠

1. グループAにおける評価対象斜面の選定理由（詳細）

・岩盤で構成される斜面

グループAの岩盤斜面である④-④'断面～⑥-⑥'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を断面毎に示す。

【④-④'断面】

④-④'断面の斜面は切取斜面であり、斜面高さが最も高く、最急勾配方向となるすべり方向に断面を設定した。

当該斜面は、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。

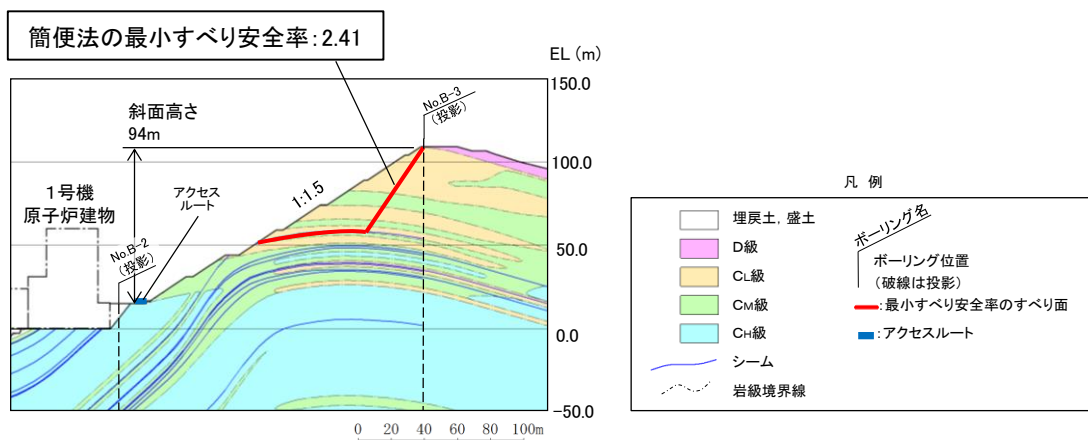
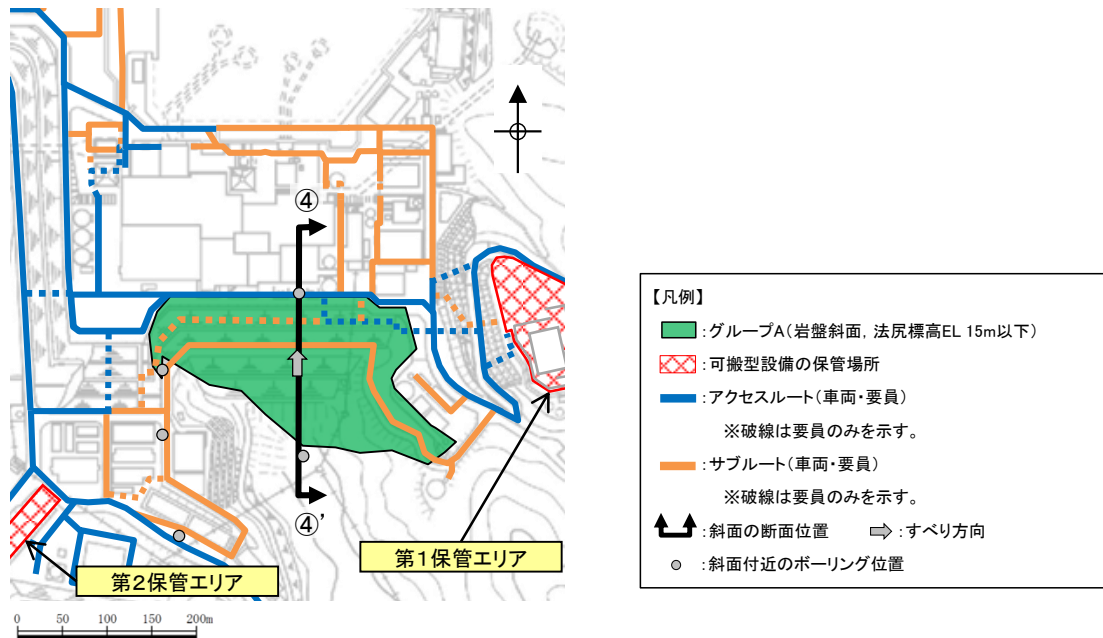


図1 ④-④'断面の比較結果

【⑤-⑤' 断面 (評価対象斜面)】

⑤-⑤' 断面の斜面は自然斜面であり、斜面高さが最も高く、風化帯が最も厚くなる尾根部を通るすべり方向に断面を設定した。

当該斜面は、C_L級岩盤が分布すること、平均勾配が 1:2.1 と緩いが、局所的な急勾配部 (1:0.6, C_L級岩盤) 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。

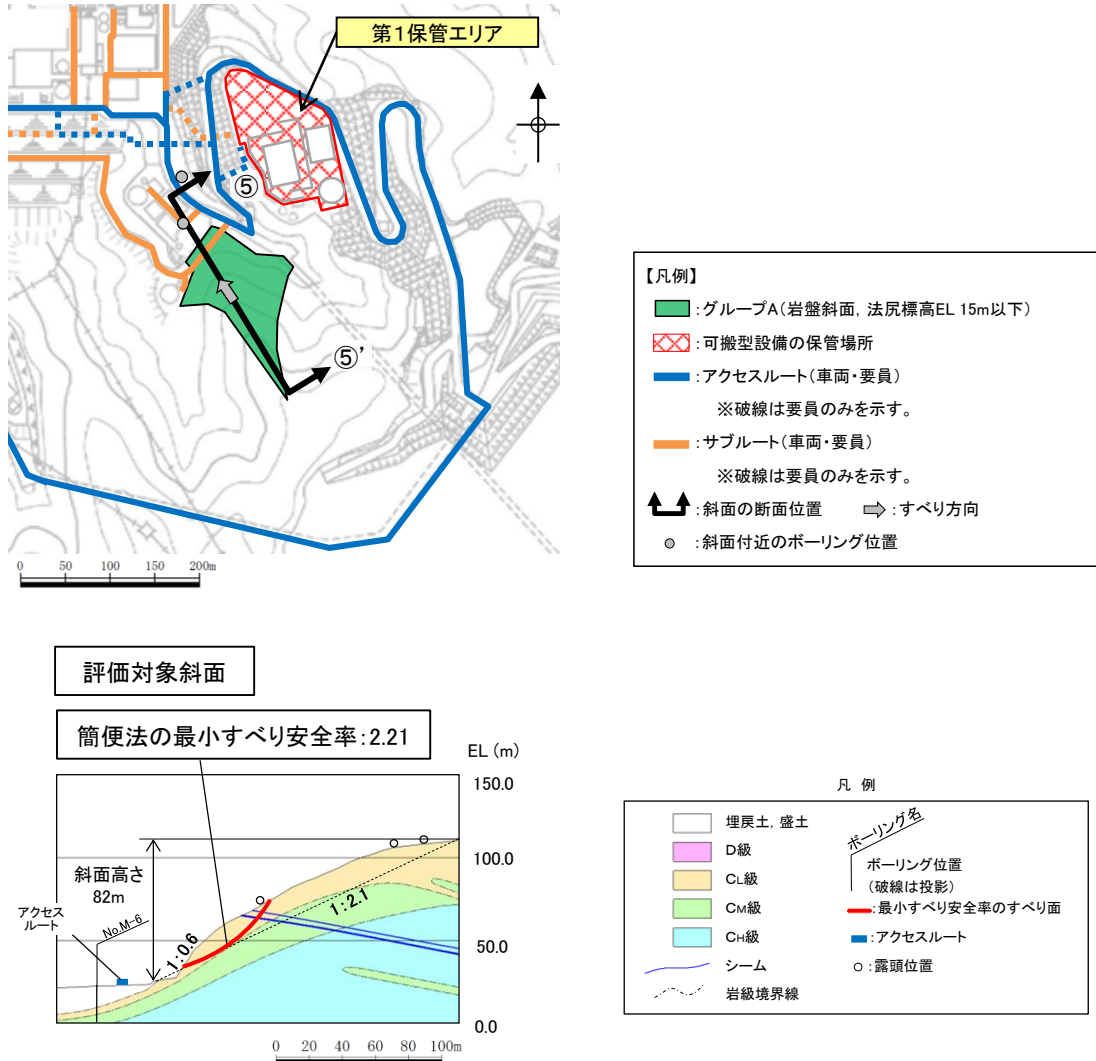


図2 ⑤-⑤' 断面の比較結果

【⑥-⑥' 断面】

⑥-⑥' 断面の斜面は切取斜面であり、斜面高さが最も高く、最急勾配方向となるすべり方向に断面を設定した。

当該斜面は、⑤-⑤' 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、⑤-⑤' 断面の評価に代表させる。

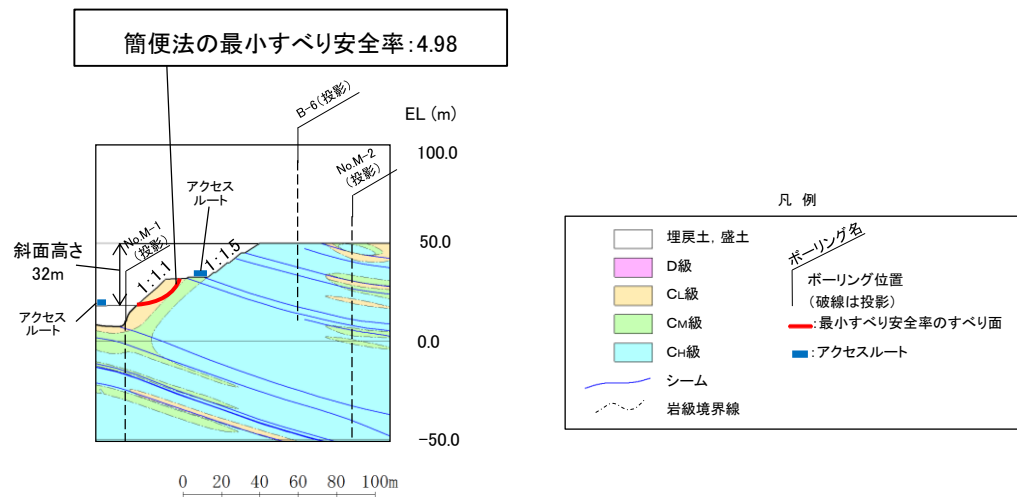
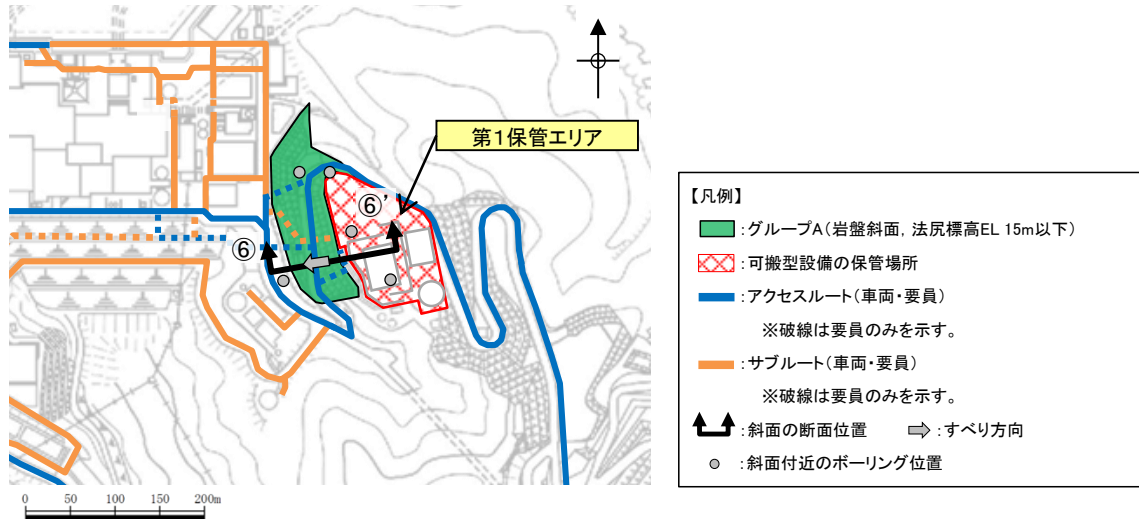


図3 ⑥-⑥' 断面の比較結果

2. グループ B における評価対象斜面の選定理由（詳細）

・盛土で構成される斜面

グループ B の盛土斜面である⑧-⑧' 断面及び⑨-⑨' 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を断面毎に示す。

【⑧-⑧' 断面（評価対象斜面）】

⑧-⑧' 断面の斜面は盛土斜面であり、斜面高さが最も高く、最急勾配方向となるすべり方向に断面を設定した。

当該斜面は、⑨-⑨' 断面に比べて、盛土厚が 100m と厚いこと、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。

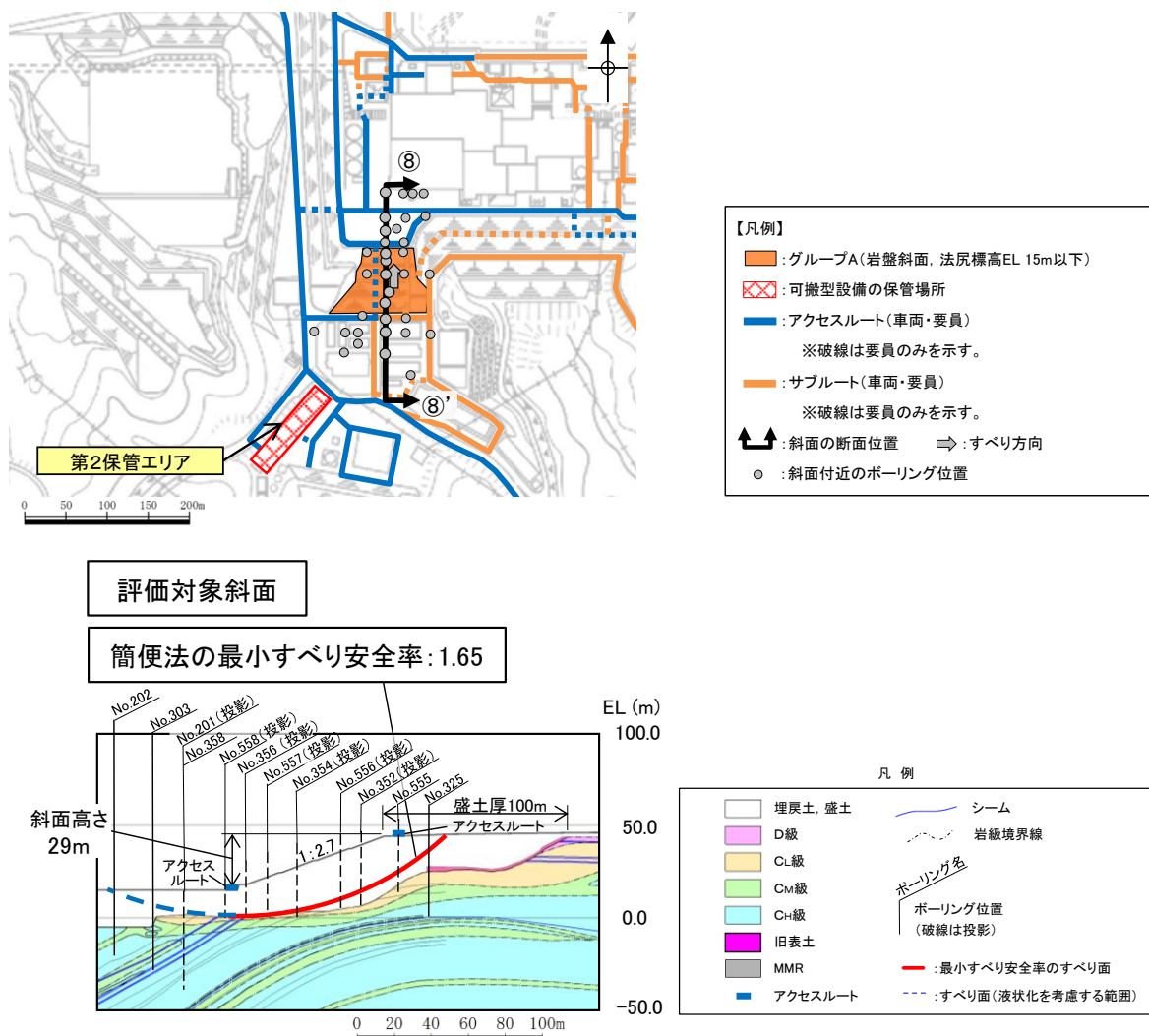


図 4 ⑧-⑧' 断面の比較結果

【⑨-⑨' 断面】

⑨-⑨' 断面の斜面は盛土斜面であり、斜面高さが最も高く、最急勾配方向となるすべり方向に断面を設定した。

当該斜面は、⑧-⑧' 断面に比べ、勾配が急ではあるが、盛土厚が40mと薄いこと、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きいことから、⑧-⑧' 断面の評価に代表させる。

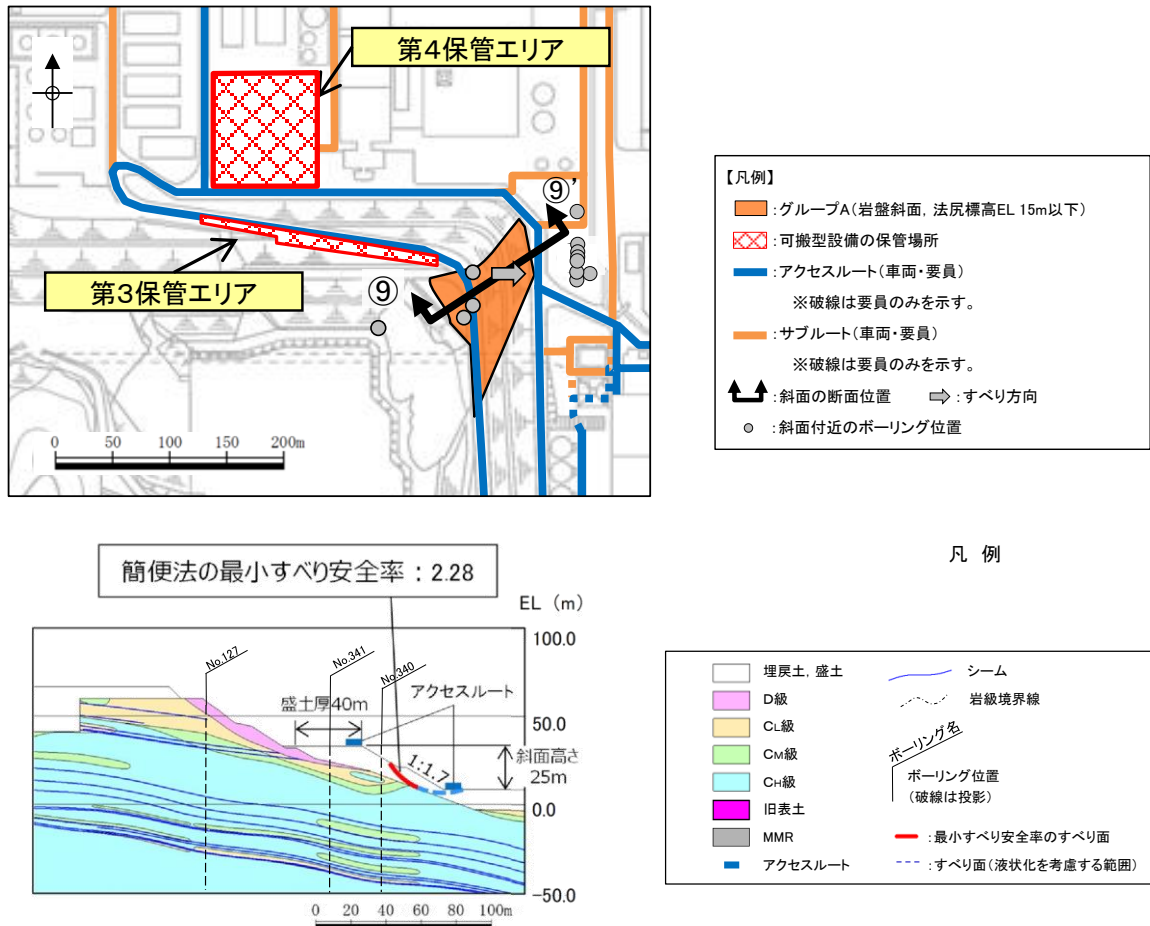


図5 ⑨-⑨' 断面の比較結果

3. グループCにおける評価対象斜面の選定理由（詳細）

グループCの岩盤斜面である⑨-⑨'断面、⑪-⑪'断面～⑬-⑬'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を断面毎に示す。

【⑨-⑨'断面】

⑨-⑨'断面の斜面は自然斜面であり、斜面高さが最も高く、風化帯が最も厚くなる尾根部を通るすべり方向に断面を設定した。

当該斜面は、⑫-⑫'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、⑫-⑫'断面の評価に代表させる。

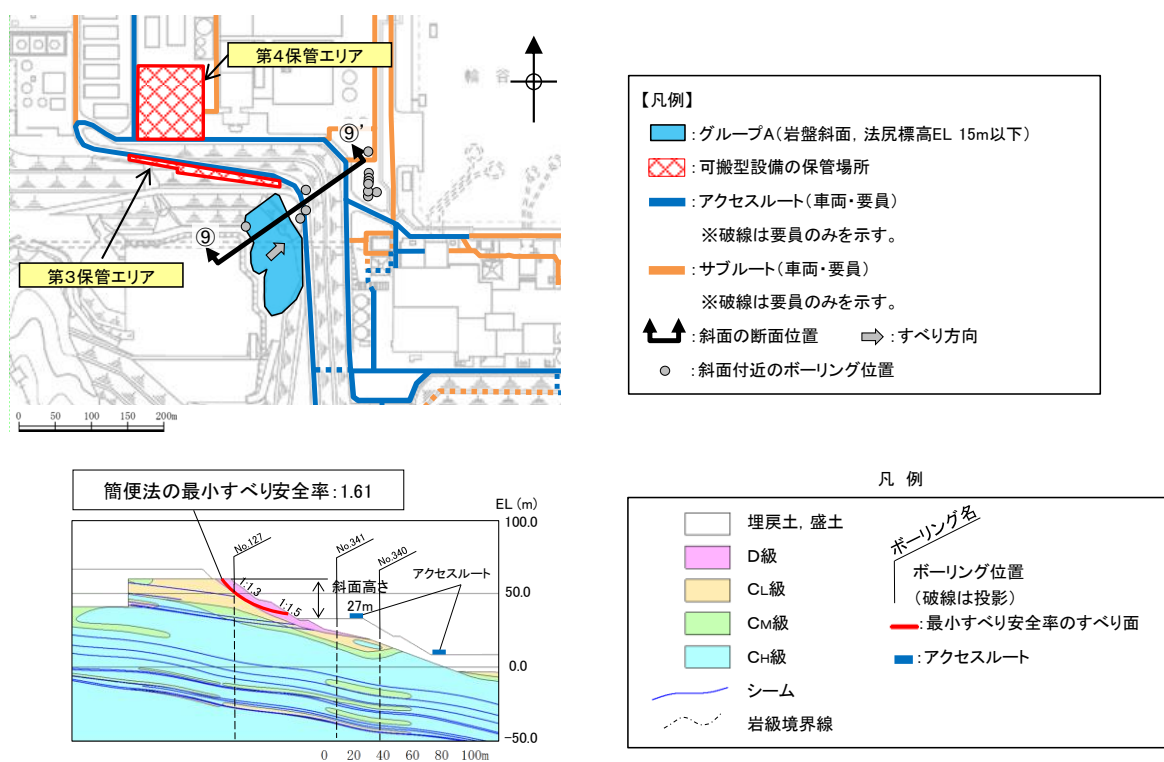


図6 ⑨-⑨'断面の比較結果

【⑪-⑪' 断面】

⑪-⑪' 断面の斜面は自然斜面であり、斜面高さが最も高く、風化帯が最も厚くなる尾根部を通るすべり方向に断面を設定した。

当該斜面は、⑫-⑫' 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、⑫-⑫' 断面の評価に代表させる。

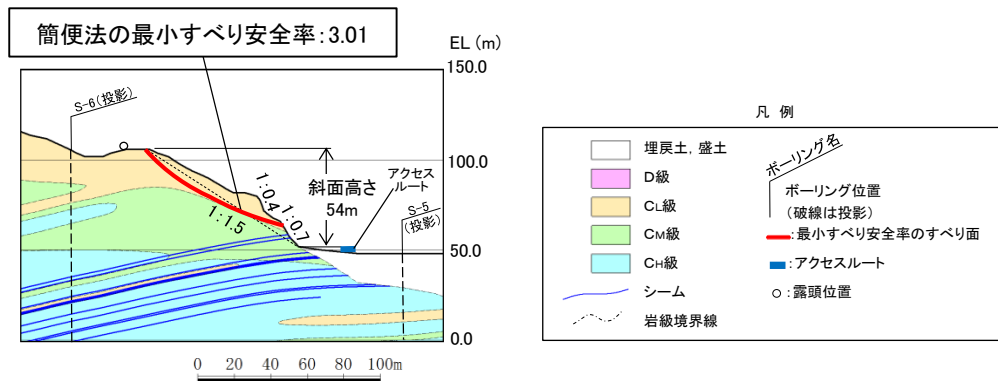
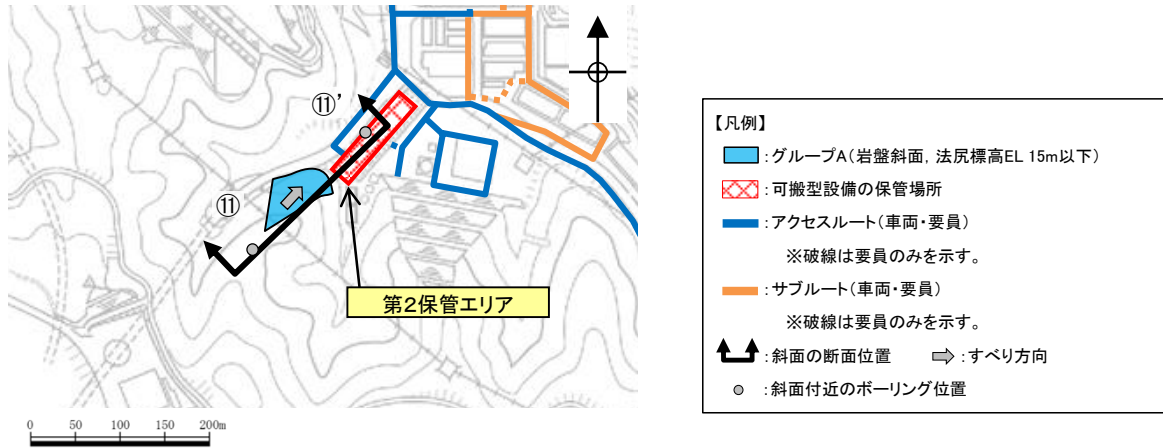


図7 ⑪-⑪' 断面の比較結果

【⑫-⑫' 断面 (評価対象斜面)】

⑫-⑫' 断面の斜面は切取斜面であり、斜面高さが最も高く、最急勾配方向となるすべり方向に断面を設定した。

当該斜面は、D級岩盤及びCL級岩盤が分布すること、斜面高さが94mとグループC (EL 33m~50m) の斜面で最も高いこと、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。

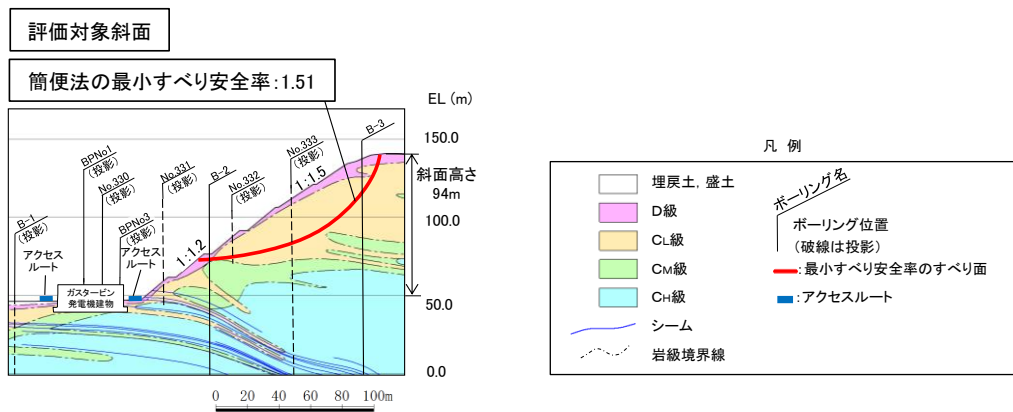
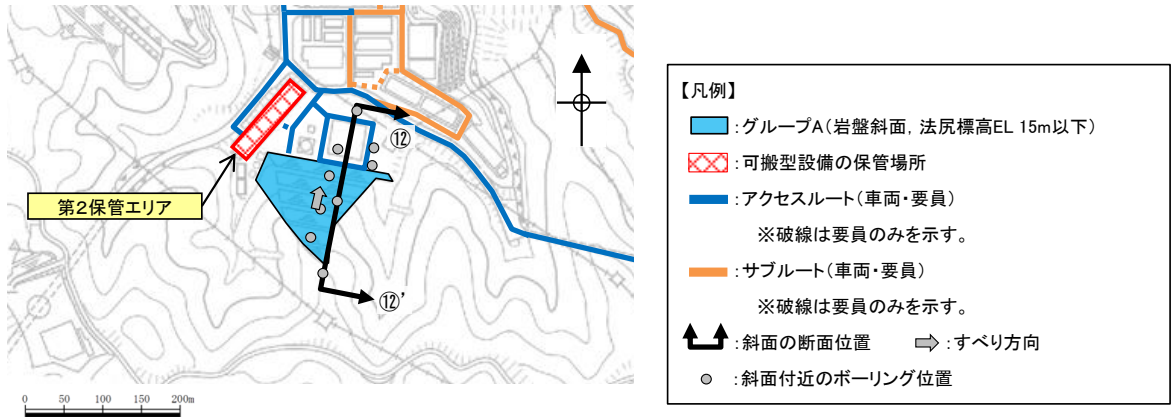


図8 ⑫-⑫' 断面の比較結果

【⑬-⑬' 断面 (評価対象斜面)】

⑬-⑬' 断面の斜面は自然斜面であり、斜面高さが最も高く、風化帯が最も厚くなる尾根部を通るすべり方向に断面を設定した。

当該斜面は、D級岩盤及びC_L級岩盤が分布すること、局所的な急勾配部 (1:0.7, C_L級岩盤) があること、シームが分布すること、及び⑫-⑫' 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。

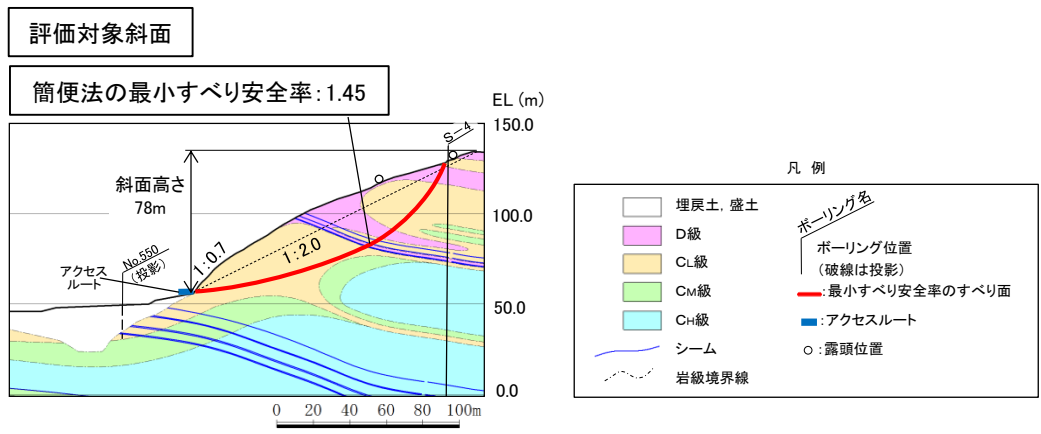
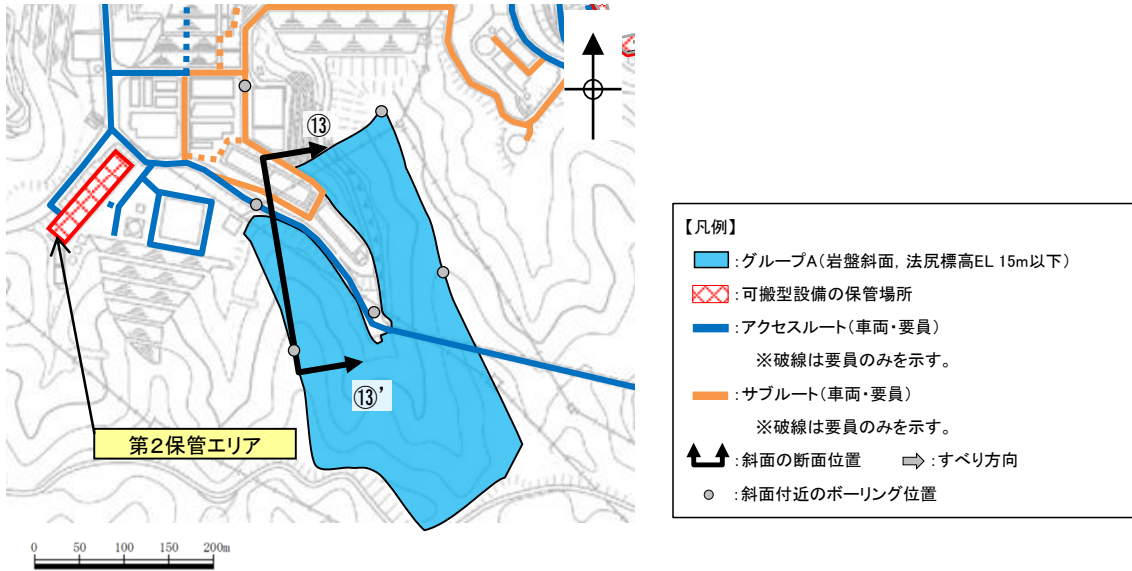


図9 ⑬-⑬' 断面の比較結果

【⑭-⑭' 断面 (評価対象斜面) 及び⑮-⑮' 断面】

⑭-⑭' 断面及び⑮-⑮' 断面の斜面は自然斜面であり、斜面高さが最も高く、風化帯が最も厚くなる尾根部を通るすべり方向に断面を設定した。

⑭-⑭' 断面の斜面は、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⑫-⑫' 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。

また、⑮-⑮' 断面の斜面は、⑫-⑫' 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、⑫-⑫' 断面の評価に代表させる。

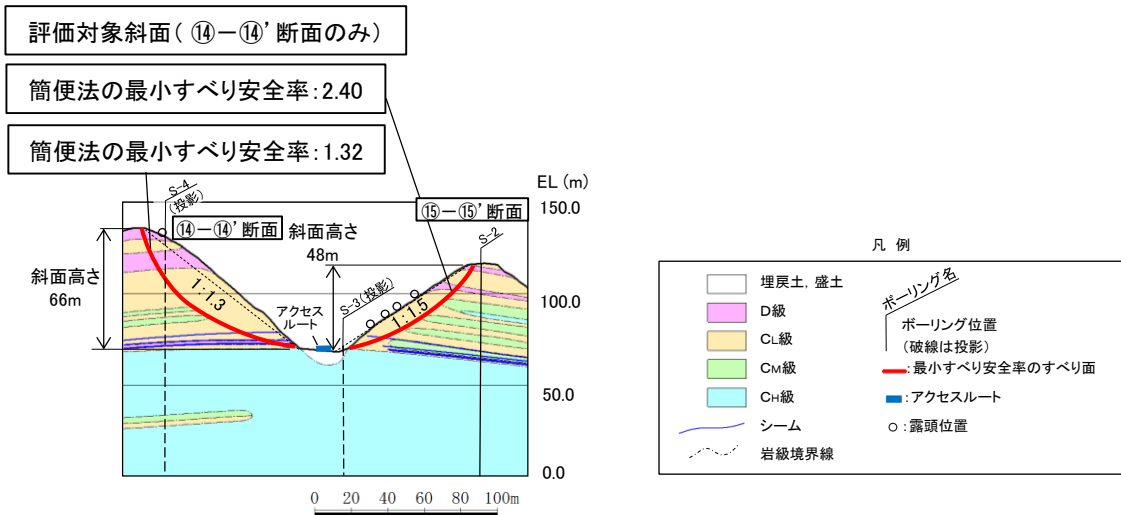
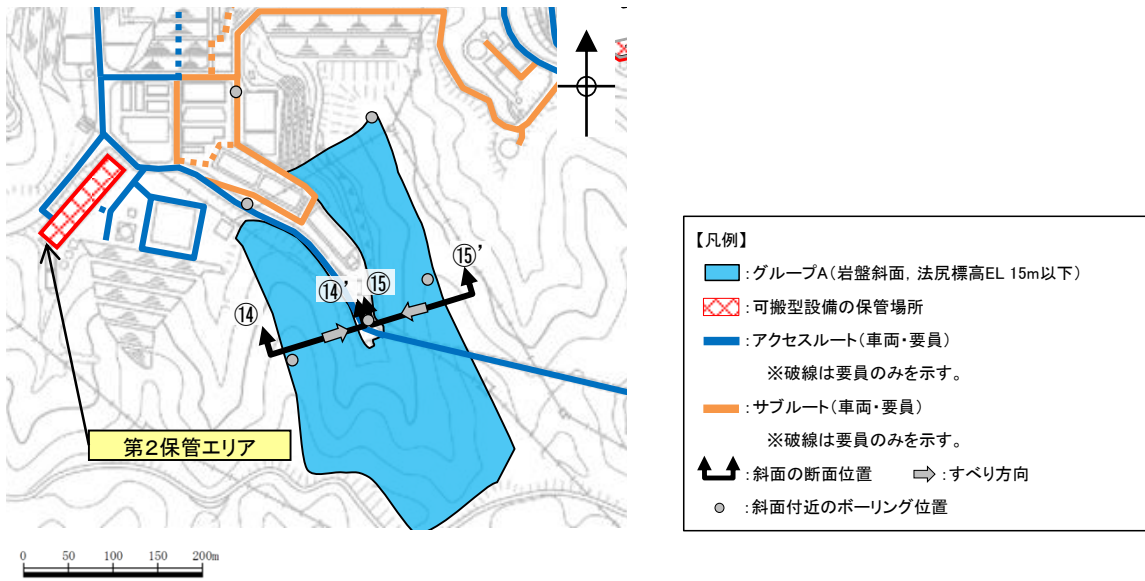


図10 ⑭-⑭' 断面及び⑮-⑮' 断面の比較結果

【⑩-⑩' 断面】

⑩-⑩' 断面の斜面は切取斜面であり、斜面高さが最も高く、最急勾配方向となるすべり方向に断面を設定した。

当該斜面は、⑫-⑫' 断面に比べ、斜面高さが低いこと、平均勾配が1:1.5と緩いこと、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、⑫-⑫' 断面の評価に代表させる。

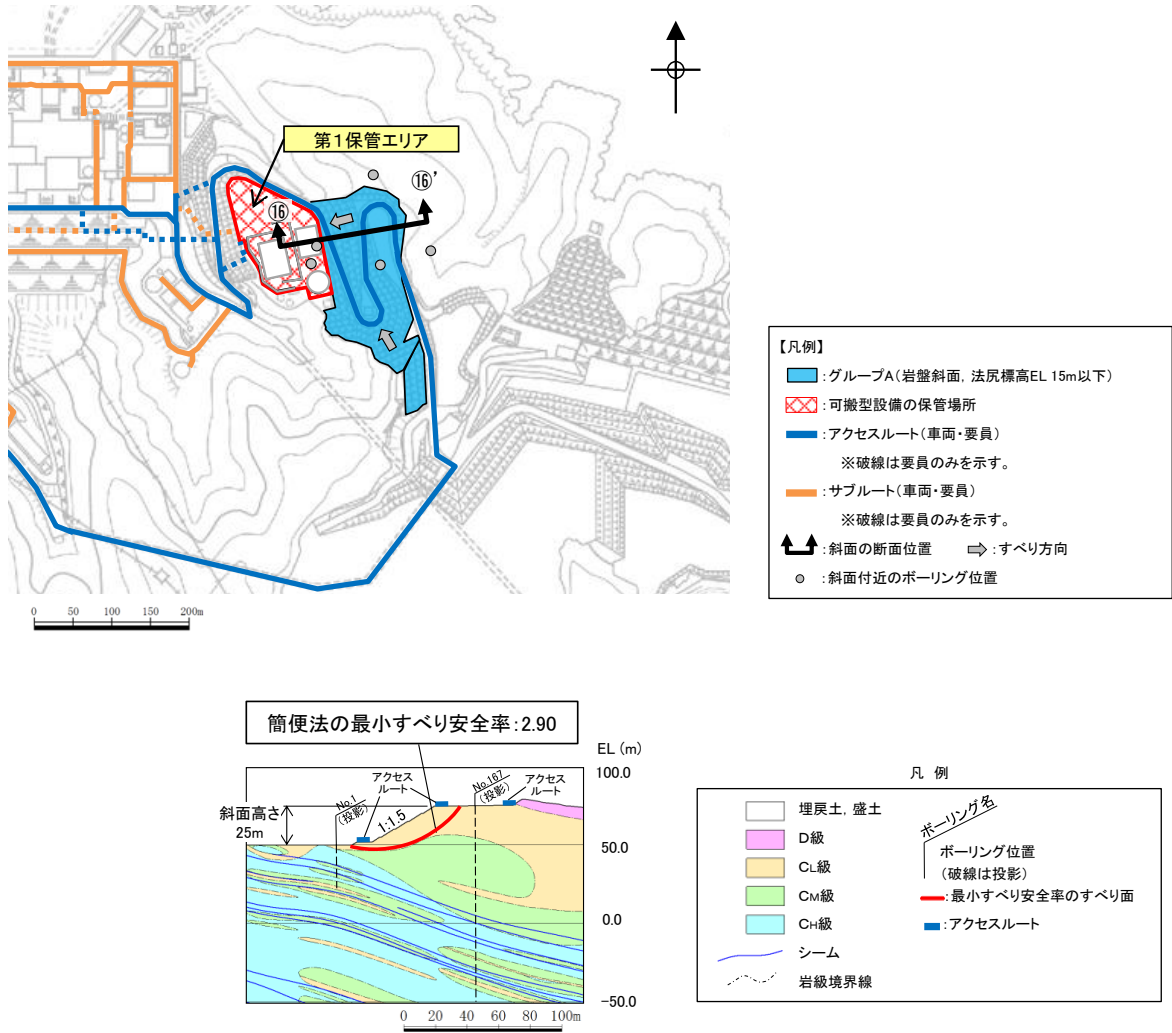


図 11 ⑩-⑩' 断面の比較結果

(参考資料2) すべり安定性評価の基準値の設定について

斜面のすべり安定性評価における評価基準値を1.0としたことについて、以下の理由から、2次元動的有限要素法解析におけるすべり安全率が1.0を上回れば、斜面の安定性は確保できると考えている。

- ・「斜面安定解析入門（社団法人地盤工学会）」*¹において、「有限要素法を用いた動的解析ですべり安全率が1以上であれば、局所安全率が1を下回る所があっても、全体的なすべり破壊は生じないものと考えられる。さらに、このすべり安全率が1を下回っても、それが時間的に短い区間であれば、やはり必ずしも全体的すべりに至らないであろう。」と示されている。
- ・「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）・同解説（国土交通省河川局）に係る参考資料」*²において、等価線形化法による動的解析を用いたすべり安定性の検討において、すべり安全率が1を下回る場合にはすべり破壊が発生する可能性があると考えられている。
- ・「道路土工盛土工指針（社団法人日本道路協会）」*³において、「レベル2地震動*⁴に対する設計水平震度に対して、円弧すべり面を仮定した安定解析法によって算出した地震時安全率の値が1.0以上であれば、盛土の変形量は限定的なものにとどまると考えられるため、レベル2地震動の作用に対して性能2*⁵を満足するとみなしてよい。」と示されている。

また、解析に当たっては、以下に示す保守的な評価を行っているため、すべり安全率1.0は評価基準値として妥当であると考えている。

- ・2次元断面による評価であり、現実のすべりブロック（3次元形状）が持つ側方抵抗を考慮していないため、保守的な評価となっている。
- ・各要素の応力状態より、「引張応力が発生した要素」、「せん断強度に達した要素」については、せん断抵抗力の算定に用いる強度に残留強度を採用し、健全強度より低下させることで安全側の評価を実施している。

注記*1：社団法人地盤工学会，P81

*2：国土交通省 国土技術政策総合研究所，平成17年3月，P132

*3：社団法人日本道路協会，平成22年4月，P123

*4：レベル2地震動 供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動。

*5：性能2 想定する作用による損傷が限定的なものにとどまり、盛土としての機能の回復がすみやかに行い得る性能。

(参考資料3) 斜面のすべり安定性評価に用いた解析コードの適用性について

- ADVANF
- AFIMEX
- S-STAN
- CPOSTSK
- TDAPⅢ

・解析コード (ADVANF) の概要

コード名 項目	ADVANF
使用目的	2次元有限要素法による地震応答解析
開発機関	株式会社地盤ソフト工房
開発時期	2012年 (初版開発時期1996年)
使用したバージョン	Ver. 4.0
コードの概要	<p>ADVANF (以下「本解析コードという。」は、2次元有限要素法による地震応答解析を行う解析コードである。本解析コードの主な特徴は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ① 2次元有限要素法による周波数領域の解析プログラムである。 ② 地盤～構造物連成系モデルの相互作用解析が可能である。 ③ 地盤の非線形性はひずみ依存性を用いて等価線形化法により考慮できる。 ④ エネルギー伝達境界によりモデル側方、粘性境界によりモデル下方に伝わるエネルギーの逸散効果を考慮できる。
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>【検証 (Verification)】 本解析コードの検証の内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 本解析コードの計算機能が適正であることは、後述する妥当性確認の中で確認している。 ・ 動作環境を満足する計算機にインストールして使用していることを確認している。 <p>【妥当性確認 (Validation)】 本解析コードの妥当性確認の内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 本解析コードは、土木やエネルギー、災害・防災など様々な分野に使用されており、十分な仕様実績があるため信頼性がある。 ・ 原子力産業界において実績のあるSuperFLUSHを用いた地震応答解析結果と、本解析コードによる解析結果を比較し、解がおおむね一致することを確認している。 ・ 本工事計画における用途及び適用範囲が上述の妥当性確認の範囲内であることを確認している。

・解析コード (AFIMEX) の概要

項目	コード名 AFIMEX
使用目的	2次元有限要素法による飽和及び不飽和浸透流解析
開発機関	富士通エフ・アイ・ピー株式会社
開発時期	2013年 (初版開発時期1998年)
使用したバージョン	Ver. 6. 3D
コードの概要	<p>AFIMEX (以下「本解析コードという。」は、2次元有限要素法による飽和及び不飽和の浸透流解析を行う解析コードである。本解析コードの主な特徴は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ①定常解析及び非定常解析を行うことができる。 ②不飽和透水係数とサクション圧を考慮することによって、飽和領域と不飽和領域が同時に存在する土中の浸透流解析ができる。 ③降雨の浸透が考慮できる。
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>【検証 (Verification)】 本解析コードの検証の内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・本解析コードの計算機能が適正であることは、後述する妥当性確認の中で確認している。 ・動作環境を満足する計算機にインストールして使用していることを確認している。 <p>【妥当性確認 (Validation)】 本解析コードの妥当性確認の内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・本解析コードは、土木やエネルギー、災害・防災など様々な分野で使用されており、十分な仕様実績があるため信頼性がある。 ・既往文献*に示される2次元有限要素法による飽和及び不飽和浸透流解析を、本解析コードを用いて同様に実施し、既往文献における解析結果と、本解析コードによる解析結果がおおむね一致することを確認している。 ・本工事計画における用途及び適用範囲が上述の妥当性確認の範囲内であることを確認している。

注記* : 赤井ほか 有限要素法による飽和-不飽和浸透流の解析 土木学会論文報告集 第284号 1977年8月

・解析コード（S-STAN）の概要

項目	コード名 S-STAN
使用目的	2次元有限要素法による常時応力解析
開発機関	中電技術コンサルタント株式会社
開発時期	2010年（初版開発時期1999年）
使用したバージョン	Ver. 20_SI
コードの概要	<p>S-STAN（以下「本解析コード」という。）は、2次元有限要素法解析を行う解析コードである。本解析コードの主な特徴は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ① 2次元有限要素法による解析プログラムである。 ② 地盤～構造物連成系モデルの相互作用解析が可能である。 ③ 地盤の掘削過程を考慮したステップ解析が可能である。
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>【検証 (Verification)】 本解析コードの検証の内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・半無限弾性地盤におけるブシネスクの理論解と、本解析コードによる解析解との比較を実施し、解析解が理論解とおおむね一致することを確認している。 ・本解析コードの運用環境について、動作確認を満足する計算機にインストールして用いていることを確認している。 <p>【妥当性確認 (Validation)】 本解析コードの妥当性確認の内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・原子力産業界において実績のあるTDAPIIIを用いた自重解析結果と、本解析コードによる自重解析結果を比較し、解がおおむね一致することを確認している。

1. 一般事項

本資料は、静的解析（常時応力算出用）解析コードS-S T A Nの概要である。

本解析コードは、中電技術コンサルタント株式会社によって開発された2次元有限要素法解析を行う解析コードである。

2. 解析コードの特徴

本解析コードの主な特徴として、以下の①～③を挙げることができる。

① 2次元有限要素法による解析プログラムである。

② 地盤～構造物連成系モデルの相互作用解析が可能である。

③ 地盤の掘削過程を考慮したステップ解析が可能である。

3. 解析手法

地盤の FEM 解析では、土は連続体として仮定している。通常、全応力解析手法を用いて、地盤の変形、破壊をシミュレートする。ここで、静的全応力解析の理論基礎について説明する。

(1) 釣合い方程式

静的解析では、慣性力は無視できるので x-y 平面上の微小領域に F_x , F_y の荷重が作用する場合の釣合い方程式は (1) 式で表せる。

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + F_x = 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + F_y = 0 \end{cases} \quad (1)$$

(2) 変位とひずみの関係

要素内部の変位 $\{u\}$ は、その要素を構成する節点の変位 $\{\delta\}$ を用いて (2) 式のように関係づけられる。

$$\{u\} = [N]\{\delta\} \quad (2)$$

ここに $[N]$ は形状関数と呼ばれる。これらを用いて、ひずみ $\{\varepsilon\}$ は (3) 式のように表される。

$$\{\varepsilon\} = [\bar{D}]\{u\} = [\bar{D}][N]\{\delta\} = [B]\{\delta\} \quad (3)$$

ここに、 $[\bar{D}]$ は、ひずみと要素内変位を関係づけるマトリックス、 $[B]$ は、要素を構成する節点の変位とひずみを関係づけるマトリックスを表す。

(3) 応力とひずみの関係

応力-ひずみ関係は次式のようになる。

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} \quad (4)$$

ここに、 $\{\sigma\}$ は応力、 $\{\varepsilon\}$ はひずみ、 $[D]$ は応力-ひずみマトリックスを表す。

(4)有限要素の定式化

有限要素のひずみエネルギー及び外力によるポテンシャルエネルギーの和，すなわち全ポテンシャルエネルギーを求め，ポテンシャルエネルギー最小の原理を適用して有限要素の定式化を行う。その結果，式(5)に示すような要素剛性方程式が導かれる。

$$[k]\{\delta\} = \{f_b\} + \{f_q\} + \{f_p\} \quad (5)$$

ここに， $[k]$ は，要素剛性マトリックス， $\{\delta\}$ は節点変位， $\{f_b\}$ は物体力， $\{f_q\}$ は要素表面力， $\{f_p\}$ は節点集中荷重を表す。

全要素について，要素剛性方程式を組み合わせ，連続体を近似する連立方程式を得ることができる。最終的に，この連立方程式を解くことにより，変位を得られる。

4. 解析フローチャート

解析フローチャートを図1に示す。

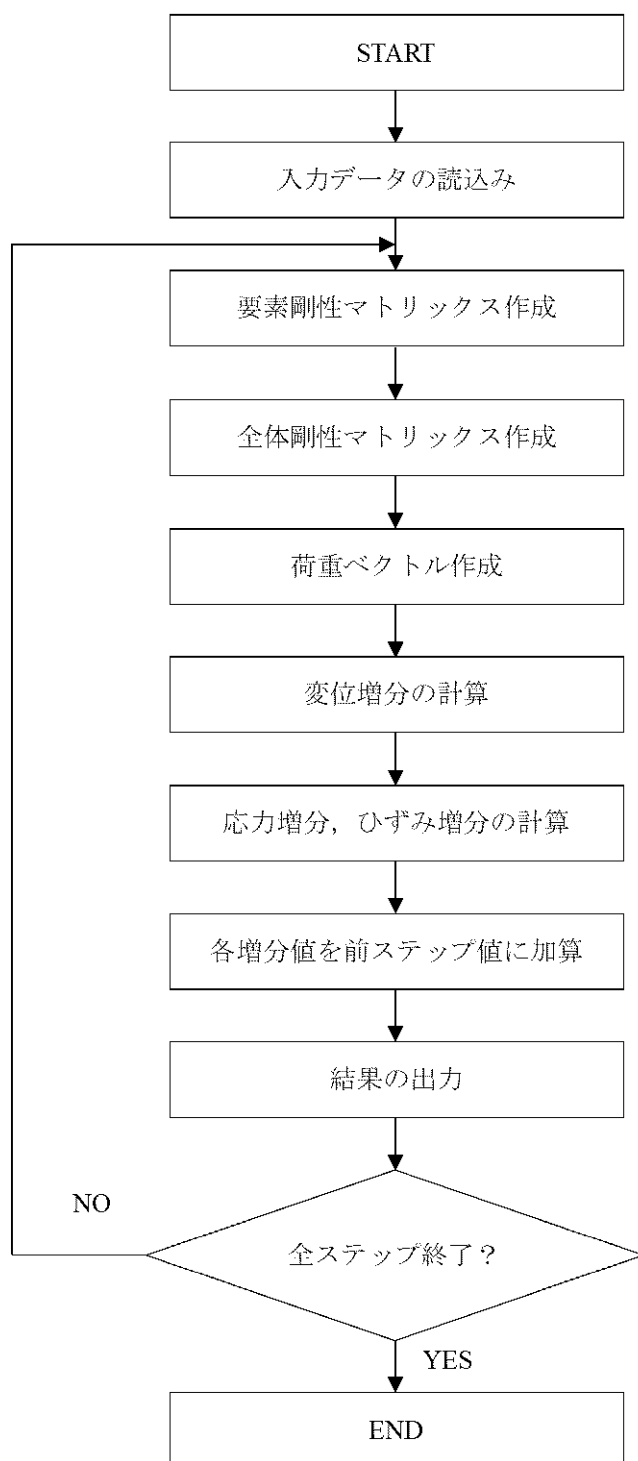


図1 解析フローチャート

5. 検証 (Verification) と妥当性確認 (Validation)

本解析コードを本解析に用いるにあたり、検証として半無限弾性地盤におけるブシネスク (Boussinesq) の理論解と本解析コードによる解析解との比較を、妥当性確認として類似の汎用構造解析プログラム T D A P III による解析結果と、本解析コードによる解析結果との比較を実地した。その詳細な内容については以下のとおりとする。

5.1 検証 (Verification)

平面ひずみ要素の鉛直応力を半無限弾性地盤におけるブシネスク (Boussinesq) の理論解と比較した。図 2 に解析モデル及び境界条件を示す。

比較結果より、解析解が理論解とおおむね一致することを確認した。

(1) 解析モデル

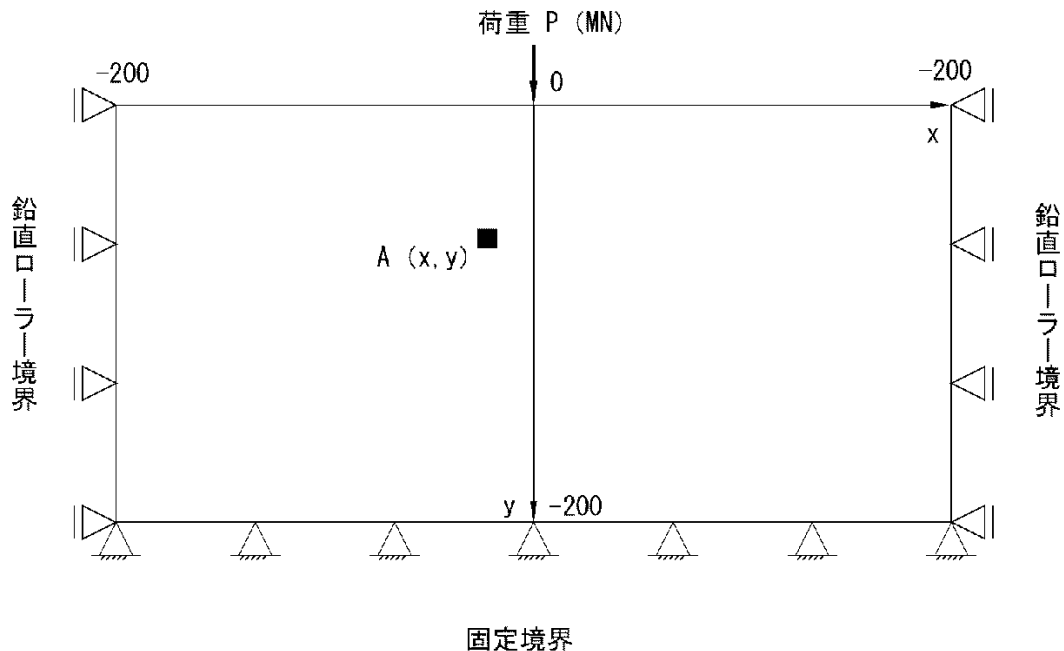


図 2 解析対象とした地盤モデル

(2) 解析条件

- モデルサイズ : X400m×Y200m
- 物性値 : $E=1.0 \times 10^6 \text{kN/m}^2$, $\nu=0.49$
- 境界条件 : 底面固定, 側方鉛直ローラー
- 荷重条件 : $P=100 \text{kN}$ ($X=0, Y=0$)

(3) 鉛直応力

等方均質な半無限弾性地盤の表面に鉛直方向の集中荷重 P が载荷されたときに弾性体内部で発生する応力は 1885 年にブシネスク (Boussinesq) によって求められている。

線荷重が载荷された場合の地盤内応力については、平面変形条件として取り扱うこと

ができ、奥行方向に集中荷重が無限に並んでいると考える。そのとき図2における点Aの鉛直応力 σ_Y の理論解は以下の式で求められる。

$$\sigma_Y = \frac{2PY^3}{\pi(X^2 + Y^2)^2}$$

今回は自重成分を除き、外力による純粋な応力伝播のみを予測する。図2の荷重載荷位置における鉛直応力と深度の関係の結果を図3に示す。

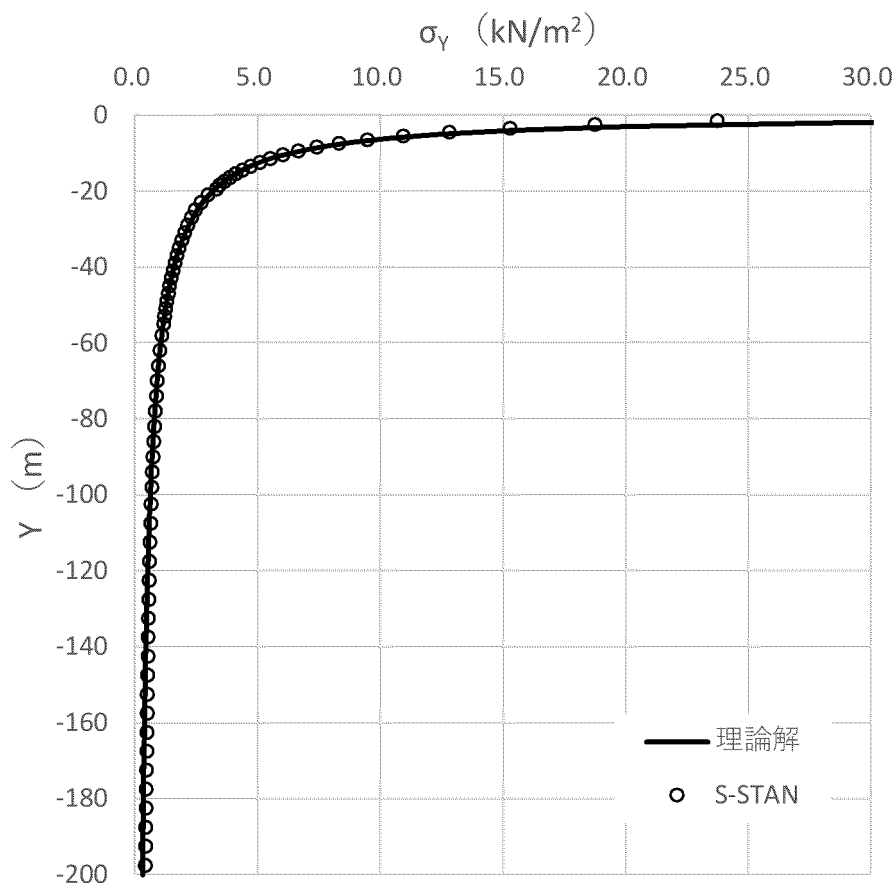


図3 検証結果

5.2 妥当性確認 (Validation)

土木・建築向け汎用構造解析プログラムTDA P IIIとの自重解析結果による比較を実施した。

(1) 検証モデル

検討モデル及び境界条件を図4に示す。

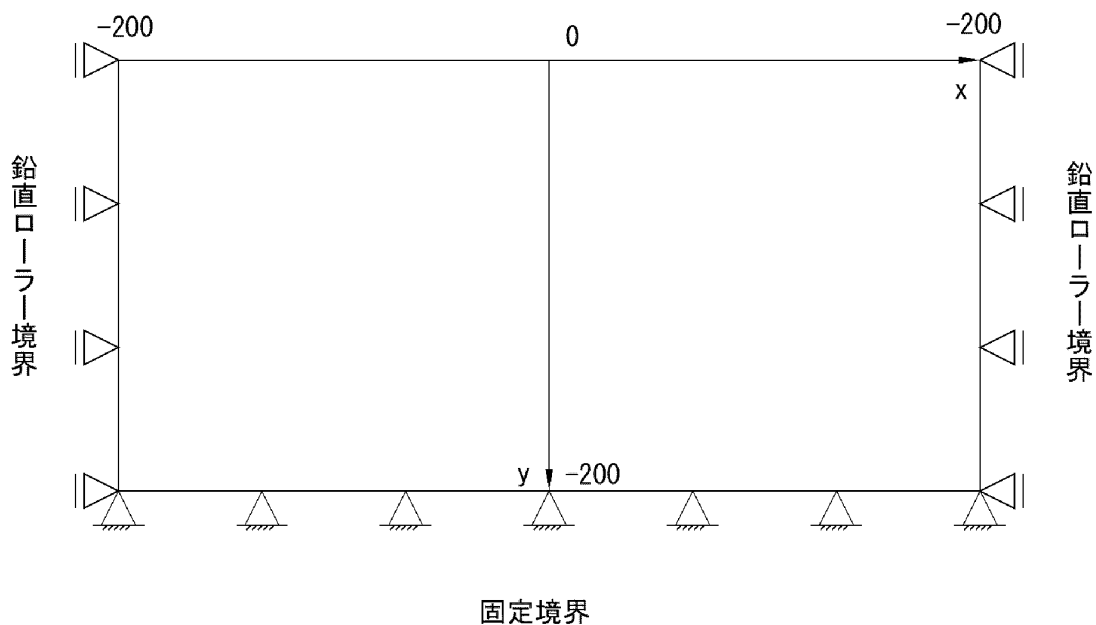


図4 解析モデル

(2) 解析条件

- モデルサイズ : X400m×Y200m
- 物性値 : $E=1.0 \times 10^6 \text{kN/m}^2$, $\nu=0.49$, $\gamma=20 \text{kN/m}^3$
- 境界条件 : 底面固定, 側方鉛直ローラー
- 荷重条件 : 自重のみ

(3) 解析結果

解析結果の応力分布図を図5、図6に示す。各図より結果はおおむね一致していることが確認できる。

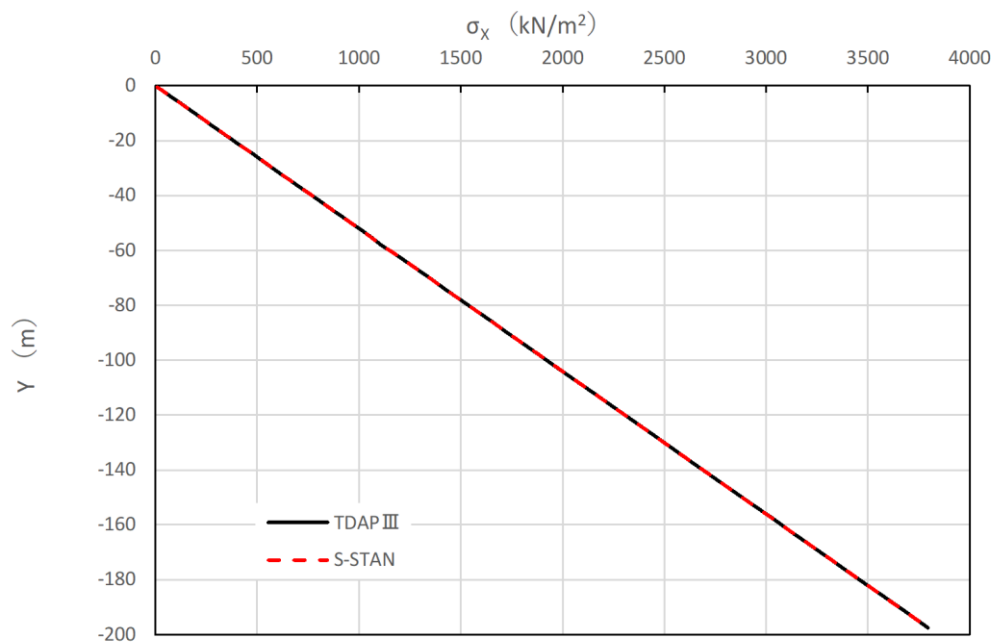


図5 水平応力 σ_x

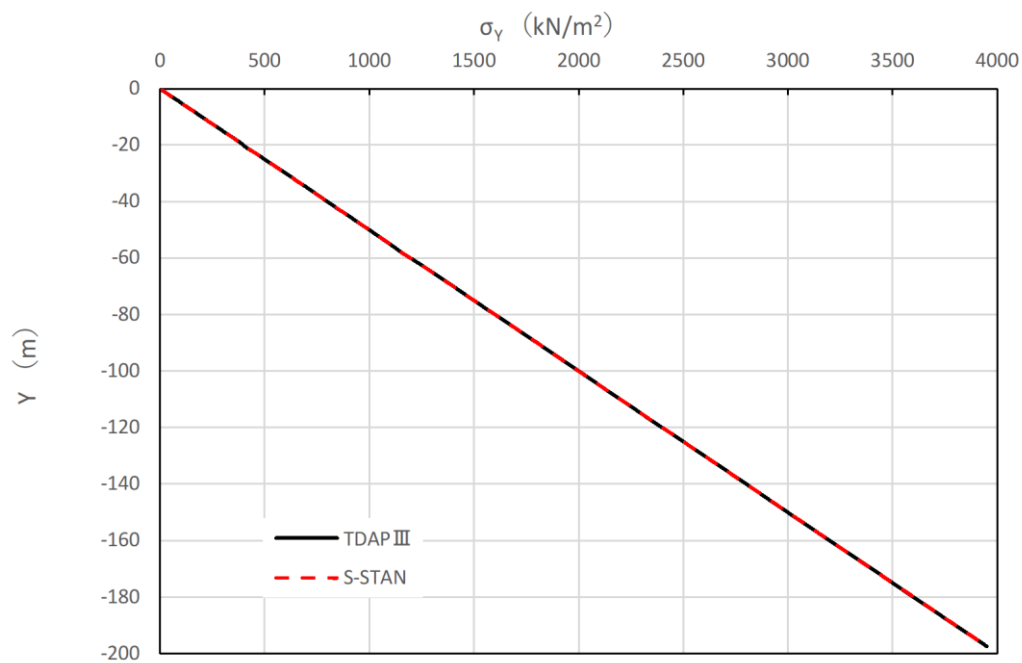


図6 鉛直応力 σ_y

5.3 評価結果

本解析コードの解析解とブシネスクの理論解との比較を行い、解析解が理論解とおおむね一致していることを確認した。また類似の汎用構造解析プログラムTDA P IIIの解析結果と本解析コードによる解析結果の比較を行い、解がおおむね一致していることを確認した。

以上のことから、本解析コードを本解析に使用することは妥当である。

・解析コード（CPOSTSK）の概要

項目	コード名
	CPOSTSK
使用目的	すべり安全率の算定
開発期間	中電技術コンサルタント株式会社
開発時期	2013年（初版開発時期 1999年）
使用したバージョン	Ver. 19.1
コードの概要	<p>CPOSTSK（以下「本解析コード」という。）は、すべり安全率算定を行う解析コードである。本解析コードの主な特徴は、以下のとおりである。</p> <p>①2次元有限要素法による地震応答解析プログラムの地盤応力から、任意のすべり線の安全率を時刻歴で算定することができる。</p> <p>②要素の破壊状態により、各要素の強度をピーク強度、残留強度、強度なしから判定することができる。</p>
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>【検証 (Verification)】 本解析コードの検証の内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・すべり線が通過する要素ごとの起動力と抵抗力の解析解が、理論解と一致することを確認している。 ・本解析コードの運用環境について、動作確認を満足する計算機にインストールして用いていることを確認している。 <p>【妥当性確認 (Validation)】 本解析コードの妥当性確認の内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・検証の内容のとおり、すべり安全率算定に関して検証していることから、解析の目的に照らして今回の解析に適用することは妥当である。

1. 一般事項

本資料は、すべり安全率算定用解析コードCPOSTSKの概要である。

本解析コードは、中電技術コンサルタント株式会社によって開発されたすべり安全率算定を行うプログラムである。

2. 解析コードの特徴

本解析コードの主な特徴として、以下の①、②を挙げることができる。

- ① 2次元有限要素法による地震応答解析プログラムの地盤応力から、任意のすべり線の安全率を時刻歴で算定することができる。
- ② 要素の破壊状態により、各要素の強度をピーク強度、残留強度、強度なしから判定することができる。

3. 解析手法

静的解析から得られる常時応力と動的解析から得られる地震時増分応力を足し合わせて、時刻歴のすべり安全率（想定すべり線に沿った要素を対象とした各時刻におけるせん断力とせん断抵抗力の比）を式（1）のように計算する。

$$\text{すべり安全率 } F_s = \frac{\text{すべり線が通る要素の抵抗力の総和の瞬間値}}{\text{すべり線が通る要素の起動力の総和の瞬間値}} = \frac{\sum R_i \cdot L_i}{\sum \tau_i \cdot L_i} \quad (1)$$

なお、すべり安全率を算定する際、破壊要素の抵抗強度に関しては、各時間断面の破壊状態により以下に示した強度低下を考慮する。

(1)せん断破壊

せん断破壊した要素の強度定数には、残留強度を用いる。

(2)引張破壊あるいは複合破壊

引張応力の発生により引張破壊あるいは複合破壊した要素の強度定数は、その要素を通るすべり面の直応力 σ_n により以下に示した強度定数を用いる。

- ・直応力 σ_n が圧縮の場合、強度定数に残留強度を用いる。
- ・直応力 σ_n が引張の場合、強度定数を 0 とする。

4. 解析フローチャート

解析フローチャートを図1に示し、破壊判定のフローチャートを図2に示す。

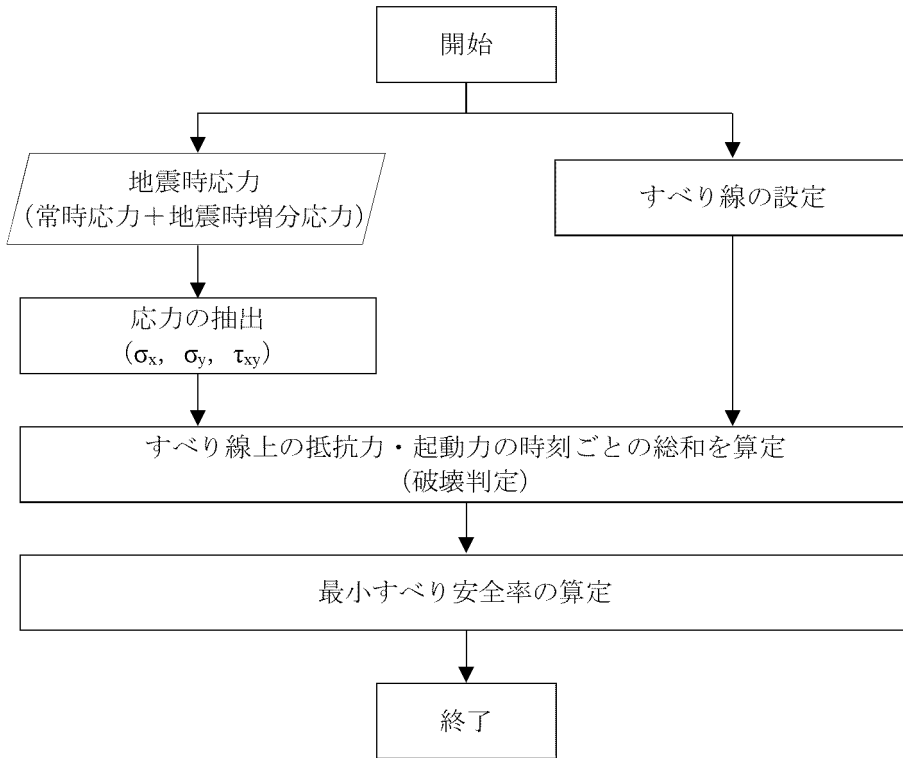


図1 解析フローチャート

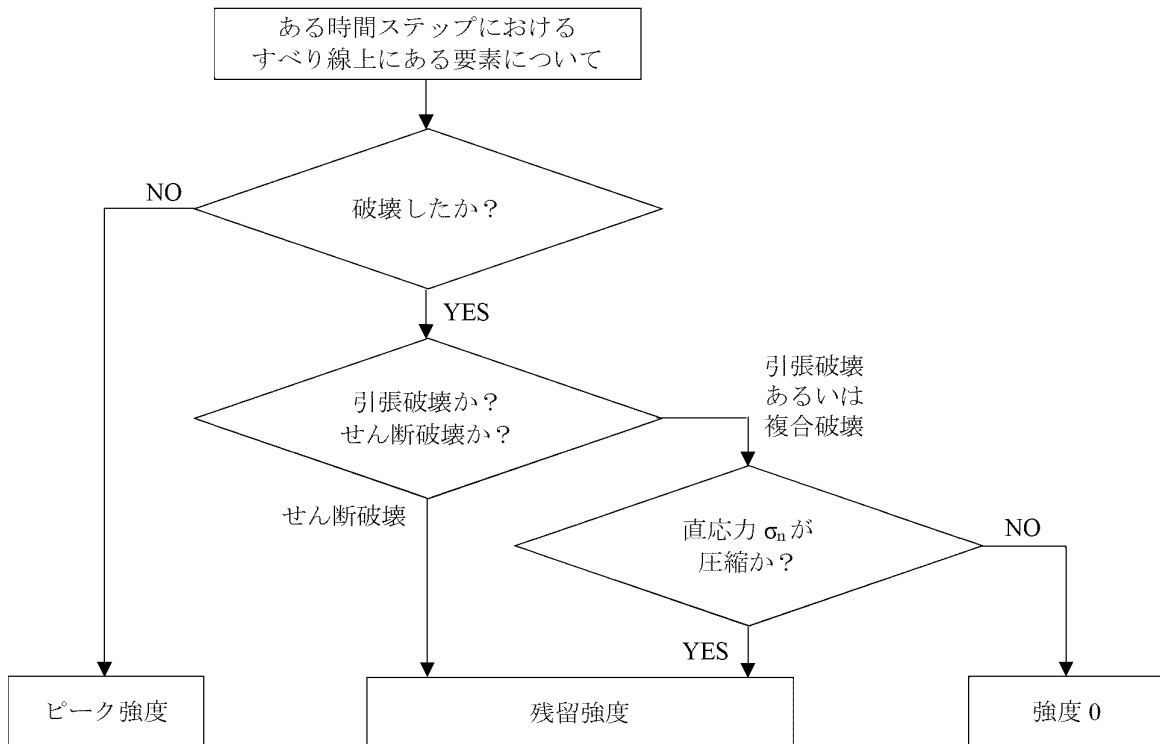


図2 破壊判定フローチャート

5. 検証 (Verification) 及び妥当性確認 (Validation)

本解析コードを本解析に用いることについて、動作確認 (動作検証) として理論解との比較を、また妥当性確認を実施した。詳細な内容については下記のとおりとする。

5.1 検証 (Verification)

すべり線が通過する要素ごとの起動力や抵抗力を解析結果と理論解で比較を行った。解析モデル及び検証用すべり線を図3に、本解析コードによる解析解と理論解との比較を表1に示す。起動力及び抵抗力の理論解と解析解は一致することを確認した。

要素番号 186 の理論解を図4に、要素番号 226 の理論解を図5に示す。要素番号 186 及び要素番号 226 において、解析解と理論解は一致していることを確認した。

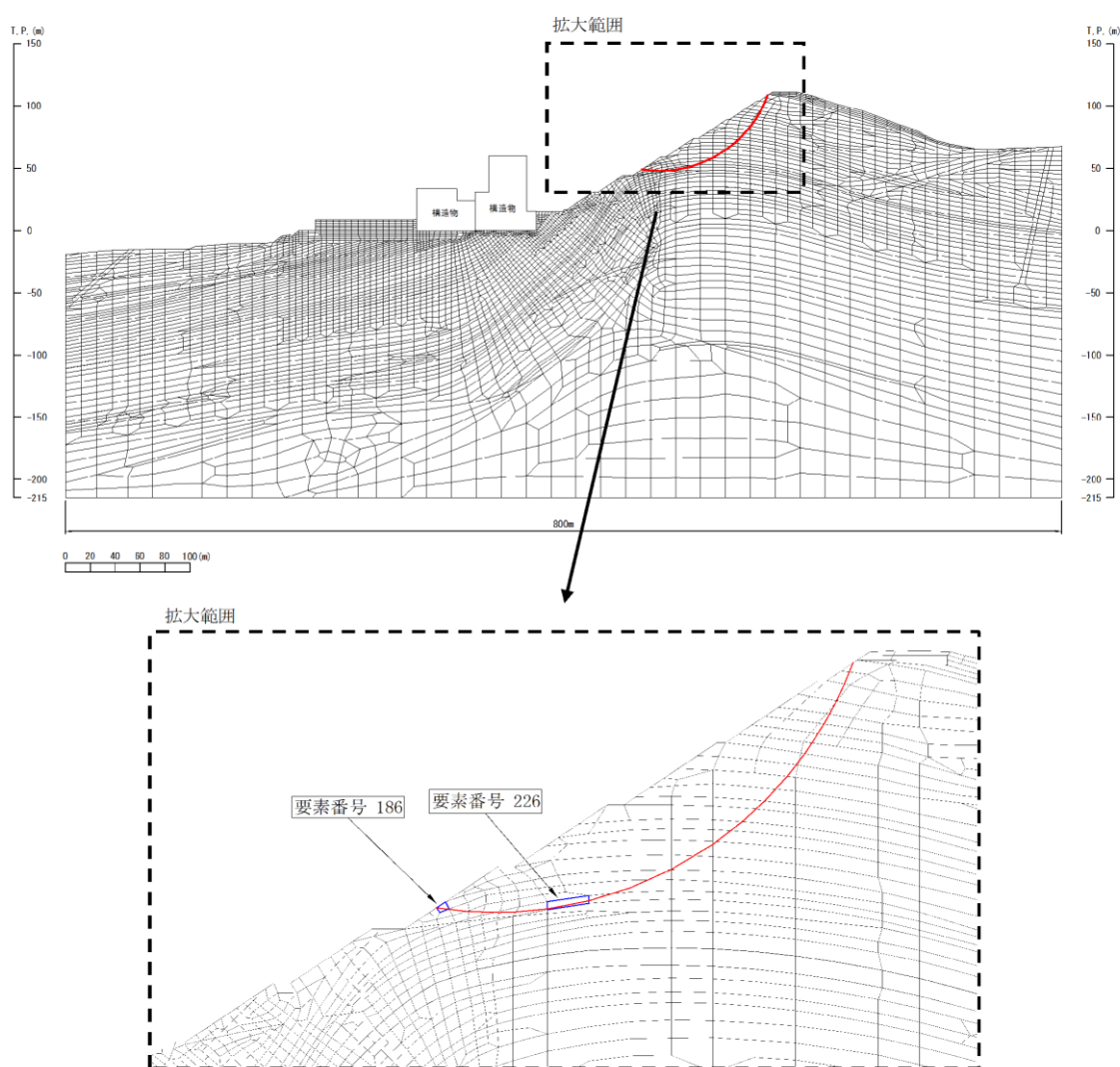


図3 解析モデル及び検証用すべり線

表1 解析コードCPOSTSKによる解析解と論理解との比較

<<< SFMIN >>>											CPOSTSK		論理解	
*** PASS ELEMENT *** (CIRC_01)														
ELEM	MAT	SIG1	SIG3	THETA	ALFA	L	SIGN	TAUF	TAUS	IDN	抵抗力 (kN/m)	起動力 (kN/m)	抵抗力 (kN/m)	起動力 (kN/m)
185	132	19.65	216.05	-48.77	-6.70	0.03	127.88	407.88	-97.68	0	12.64	-3.03	12.64	-3.03
186	132	27.25	200.00	-45.63	-6.70	2.77	131.77	411.77	-84.44	0	1140.20	-233.83	1140.20	-233.83
187	132	35.55	217.94	-41.38	-6.70	0.28	158.87	438.87	-85.35	0	122.88	-23.90	122.88	-23.90
191	132	31.50	211.35	-35.01	-6.70	4.24	170.87	450.87	-75.11	0	1913.51	-318.75	1913.51	-318.75
192	132	29.77	225.37	-31.86	-1.90	0.58	176.58	456.58	-84.64	0	265.27	-49.17	265.27	-49.17
198	132	32.94	215.53	-23.07	-1.90	3.32	191.70	471.70	-61.50	0	1567.94	-204.42	1567.94	-204.42
204	132	21.61	221.10	-18.32	-1.90	3.02	205.16	485.16	-54.09	0	1463.24	-163.13	1463.24	-163.13
202	332	-17.02	228.26	-14.66	-1.90	1.09	216.29	148.73	-52.86	2	161.67	-57.46	161.67	-57.46
208	332	-35.74	254.05	-10.83	1.82	3.91	240.15	157.38	-61.92	2	614.71	-241.86	614.71	-241.86
217	332	-55.31	289.90	-8.55	5.42	7.67	269.78	167.58	-80.88	2	1284.83	-620.08	1284.83	-620.08
226	332	-83.30	328.64	-6.27	10.99	10.19	292.42	175.03	-116.67	2	1783.05	-1188.47	1783.05	-1188.47
240	332	-99.65	403.51	-2.86	17.42	5.81	343.03	190.79	-163.63	2	1108.48	-950.67	1108.48	-950.67
239	132	-80.14	356.99	-0.50	17.42	4.67	315.60	182.39	-127.98	2	851.96	-597.79	851.96	-597.79
251	132	-61.45	449.53	2.23	24.10	4.71	378.66	201.25	-176.62	2	947.87	-831.87	947.87	-831.87
250	122	-12.65	408.80	4.55	24.10	5.97	361.60	196.30	-132.91	2	1171.51	-793.21	1171.51	-793.21
249	132	-104.58	358.78	6.35	24.10	0.28	315.74	182.44	-134.51	2	50.53	-37.26	50.53	-37.26
262	132	-82.42	453.52	7.32	31.15	6.35	366.00	197.59	-198.10	2	1254.28	-1257.53	1254.28	-1257.53
261	122	-80.80	396.83	8.58	31.15	5.34	326.45	185.75	-169.30	2	991.37	-903.54	991.37	-903.54
277	122	-89.00	501.31	10.53	37.59	1.12	379.15	201.39	-239.14	2	225.56	-267.84	225.56	-267.84
276	132	-96.14	458.28	12.50	37.59	4.27	358.58	195.41	-212.91	2	834.03	-908.72	834.03	-908.72
275	332	-127.20	424.97	13.71	37.59	3.57	334.52	188.22	-204.37	2	671.94	-729.59	671.94	-729.59
274	132	-139.87	386.90	15.45	42.66	3.95	276.76	169.91	-214.21	2	670.46	-845.28	670.46	-845.28
289	132	-93.44	481.07	17.81	42.66	0.61	379.60	201.52	-219.09	2	122.12	-132.77	122.12	-132.77
288	122	-172.28	426.48	15.93	42.66	2.80	305.35	179.17	-240.54	2	501.50	-673.26	501.50	-673.26
287	322	-139.78	388.54	17.85	47.48	3.92	259.45	164.08	-227.02	2	643.21	-889.91	643.21	-889.91
286	322	-130.57	332.65	19.03	47.48	4.16	227.52	152.85	-194.03	2	636.32	-807.73	636.32	-807.73
298	232	-116.25	278.31	20.63	52.16	3.52	170.46	130.78	-175.85	2	459.83	-618.29	459.83	-618.29
299	232	-126.95	236.00	19.44	52.16	1.24	130.00	112.98	-165.03	2	139.76	-204.14	139.76	-204.14
314	232	-108.28	356.44	22.62	52.16	2.20	243.46	158.54	-199.35	2	349.11	-438.96	349.11	-438.96
315	232	-103.94	326.91	22.47	56.98	3.10	188.66	138.15	-201.13	2	427.57	-622.49	427.57	-622.49
70	331	-100.88	274.20	25.41	56.98	2.70	171.42	131.18	-167.29	2	353.54	-450.86	353.54	-450.86
71	331	-65.00	264.64	26.94	56.98	2.74	182.04	135.51	-142.84	2	371.16	-391.24	371.16	-391.24
73	331	-44.98	222.48	28.49	61.62	2.72	142.59	118.76	-122.41	2	322.80	-332.72	322.80	-332.72
74	231	-5.02	178.81	33.00	61.62	3.16	136.63	116.06	-77.30	2	366.28	-243.95	366.28	-243.95
69	231	-7.06	132.10	23.65	61.62	0.49	79.43	86.59	-67.49	2	42.00	-32.73	42.00	-32.73
72	231	46.30	95.72	22.41	65.00	4.50	73.08	318.86	-24.62	0	1435.82	-110.87	1435.82	-110.87
75	231	51.43	74.19	-67.18	68.15	3.16	62.94	313.47	11.38	0	990.55	35.95	990.55	35.95
78	231	34.88	79.94	-88.14	68.15	2.28	72.65	318.63	16.59	0	726.47	37.82	726.47	37.82

	CPOSTSK		論理解	
Σ =	26996.0	-17103.5	26996.0	-17103.5
安全率Fs =	1.578		1.578	

(Fs=抵抗力/起動力)

ここに

- ELEM : すべり線が通過する要素番号
- MAT : すべり線が通過する要素の材料番号
- SIG1 : 最小主応力
- SIG3 : 最大主応力
- THETA : x 軸と最大主応力方向のなす角度
- ALFA : x 軸とすべり線のなす角度
- L : 要素を通過するすべり線長さ
- SIGN : すべり線上に作用する垂直力 (σ_n)
- TAUF : すべり線上に作用する強度 (τ_f)
- TAUS : すべり線上に作用するせん断力 (τ_s)
- IDN : 要素の破壊タイプ
- 0 : 非破壊
- 1 : せん断破壊
- 2 : 引張破壊
- 抵抗力 : すべり線上に作用する抵抗力 (TAUF×L)
- 起動力 : すべり線上に作用する起動力 (TAUS×L)

要素番号		186	
【すべり線】			
	X座標	Y座標	
始点	55.717	49.120	
終点	58.467	48.797	
すべり線長			2.77 (m)
すべり線角度 (x軸となす角度 α)			-6.70 (度)
【応力】			
	静的解析	動的解析	静的+動的
最小主応力 σ_1			27.25 (kN/m ²)
最大主応力 σ_3			200.00 (kN/m ²)
x軸と σ_3 方向のなす角度 θ			-45.63
垂直応力 σ_n			131.77 (kN/m ²)
せん断応力 τ_n			-84.44 (kN/m ²)
【強度】			
粘着力C			280.0 (kN/m ²)
内部摩擦角度 ϕ			45 (度)
残留強度 α			8.156
残留強度 β			0.54
せん断強度 τ			411.77 (MN/m ²)
※要素186は破壊していないことからピーク強度を用いる。			
【理論解】			
起動力			-233.83 (MN/m)
抵抗力			1140.20 (MN/m)

解析結果より

$$\sigma_n = \sigma_1 \sin^2(\alpha - \theta) + \sigma_3 \cos^2(\alpha - \theta)$$

$$\tau_s = (\sigma_1 - \sigma_3) \sin(\alpha - \theta) \cos(\alpha - \theta)$$

ピーク強度 $\tau = C + \tan \phi$

残留強度 $\tau = \alpha \cdot \sigma^\beta$

すべり長×せん断応力 τ_s

すべり長×せん断強度 τ

図4 すべり線の要素番号186の理論解

要素番号		226	
【すべり線】			
	X座標	Y座標	
始点	82.500	48.853	
終点	92.500	50.794	
すべり線長			10.19 (m)
すべり線角度 (x軸となす角度 α)			10.98 (度)
【応力】			
	静的解析	動的解析	静的+動的
最小主応力 σ_1			-83.30 (kN/m ²)
最大主応力 σ_3			328.64 (kN/m ²)
x軸と σ_3 方向のなす角度 θ			-6.27
垂直応力 σ_n			292.42 (kN/m ²)
せん断応力 τ_n			-116.67 (kN/m ²)
【強度】			
粘着力C			600.0 (kN/m ²)
内部摩擦角度 ϕ			28 (度)
残留強度 α			8.156
残留強度 β			0.54
せん断強度 τ			175.03 (MN/m ²)
※要素226は引張破壊しており、かつ σ_n が圧縮であることから残留強度を用いる。			
【理論解】			
起動力			-1188.47 (MN/m)
抵抗力			1783.05 (MN/m)

解析結果より

$$\sigma_n = \sigma_1 \sin^2(\alpha - \theta) + \sigma_3 \cos^2(\alpha - \theta)$$

$$\tau_s = (\sigma_1 - \sigma_3) \sin(\alpha - \theta) \cos(\alpha - \theta)$$

ピーク強度 $\tau = C + \tan \phi$

残留強度 $\tau = \alpha \cdot \sigma^\beta$

すべり長×せん断応力 τ_s

すべり長×せん断強度 τ

図5 すべり線の要素番号226の理論解

5.2 妥当性確認 (Validation)

すべり安全率の算定に本解析コードを使用することは、次のとおり、本解析の適用範囲に対して検証されており、妥当である。

- ・ 検証の内容のとおり、すべり安全率算定に関して検証していることから、解析の目的に照らして本解析に適用することは妥当である。

・解析コード（TDAPⅢ）の概要

項目 \ コード名	TDAPⅢ
使用目的	3次元有限要素法（ソリッド要素，ジョイント要素）による応力解析
開発機関	大成建設株式会社 株式会社アーク情報システム
開発時期	1994年
使用したバージョン	Ver. 3.12
コードの概要	<p>TDAPⅢ（以下「本解析コード」という）は，2次元及び3次元の有限要素解析の汎用プログラムである。</p> <p>主として，地盤～構造物連成系の地震応答解析を行うものである。</p> <p>また，土木・建築分野に特化した要素群，材料非線形モデルを数多くサポートしており，日本国内では，建設部門を中心として，官公庁，大学，民間問わず，多くの利用実績がある。</p> <p>本解析コードの主な特徴は，以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ① 2次元及び3次元有限要素プログラムである。 ② 地盤～構造物連成系モデルの相互作用解析が可能である。 ③ 線形要素，平面要素，立体要素等を用いることができる。 ④ 静的解析を引継いだ動的解析を行うことができる。 ⑤ 地盤及び構造物の非線形を考慮できる。
<p>検証(Verification) 及び 妥当性確認(Validation)</p>	<p>【検証(Verification)】</p> <p>本解析コードの検証内容は以下のとおりである。</p> <p>今回の工認申請で使用する3次元有限要素法（ソリッド要素，ジョイント要素）による静的解析の検証として，理論式から想定される応力やひずみと一致することを確認している。</p> <p>本解析コードの運用環境について，開発機関から提示されていた要件を満足していることを確認している。</p> <p>【妥当性確認(Validation)】</p> <p>本解析コードの妥当性確認の内容は，以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 本解析コードは，国内の土木・建築分野における使用実

	<p>績を有しており、妥当性は十分に確認されている。</p> <ul style="list-style-type: none">・ 今回の工認申請で行う 3次元有限要素法による静的応力解析の用途、適用範囲が、上述の妥当性確認範囲内にあることを確認している。
--	---

1. 一般事項

T D A P IIIは、2次元及び3次元の有限要素解析を行う汎用プログラムである。土木・建築分野に特化した要素群、材料非線形モデルを多数準備し、FEMのモデル化を容易にしている。

解析対象としては、地盤と構造物の連成モデルの耐震解析に用いられることが多く、高速道路（全体モデル、橋脚、杭基礎等）、橋梁、地下トンネル、上下水道施設、原子力発電所施設、起振実験や静的加力実験等の数値シミュレーション等の解析にも多くの実績がある計算機コードであり、3次元有限要素法による静的解析に用いる。

2. 解析コードの特徴

T D A P IIIは、2次元及び3次元の有限要素解析の汎用プログラムである。

主な特徴を下記に示す。

- ・ 2次元及び3次元有限要素プログラムである。
- ・ ばね要素、はり要素、平面要素、立体要素等、多くの要素が用意されており、種々のタイプの構造物の解析を行うことができる。
- ・ 静的解析後に、同じモデルを使い、解析条件および荷重条件を変更し動的解析を行うことができる。

3. 解析手法

3.1 剛性方程式

多自由度系の剛性方程式は一般に下式で表わされる。

$$[K]\{U\}=\{F\}$$

ここで,

[K] : 剛性マトリクス

{U} : 変位ベクトル

{F} : 荷重ベクトル

[K]は以下のとおりである。

$$\begin{aligned}
 [K] &= \int_{\epsilon} [\hat{B}]^T [D] [\hat{B}] dv \\
 &= \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [B]^T [D] [B] \det[J] dr ds dt \\
 &= \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \begin{bmatrix} \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ Q_{xi} & 0 & 0 & Q_{yi} & 0 & Q_{zi} \\ 0 & Q_{yi} & 0 & Q_{xi} & Q_{zi} & 0 \\ 0 & 0 & Q_{zi} & 0 & Q_{yi} & Q_{xi} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \cdots & C1Q_{xj} & C2Q_{yj} & C2Q_{zj} & \cdots \\ \cdots & C2Q_{xj} & C1Q_{yj} & C2Q_{zj} & \cdots \\ \cdots & C2Q_{xj} & C2Q_{yj} & C1Q_{zj} & \cdots \\ \cdots & C3Q_{xj} & C3Q_{yj} & 0 & \cdots \\ \cdots & 0 & C3Q_{zj} & C3Q_{yj} & \cdots \\ \cdots & C3Q_{zj} & 0 & C3Q_{xj} & \cdots \end{bmatrix} \times \det[J] dr ds dt \\
 &= \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \begin{bmatrix} \vdots & \vdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ \cdots B_{ij}(1,1) & B_{ij}(1,2) & B_{ij}(1,3) \cdots \\ \cdots B_{ij}(2,1) & B_{ij}(2,2) & B_{ij}(2,3) \cdots \\ \cdots B_{ij}(3,1) & B_{ij}(3,2) & B_{ij}(3,3) \cdots \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots \end{bmatrix} \det[J] dr ds dt
 \end{aligned}$$

ここに,

$$Q_{xi} = \frac{\partial Q_i}{\partial x}$$

$$Q_{yi} = \frac{\partial Q_i}{\partial y}$$

$$Q_{zi} = \frac{\partial Q_i}{\partial z}$$

$$B_{ij}(1,1) = C1 \cdot Q_{xi} \cdot Q_{xj} + C3 \cdot (Q_{yi} \cdot Q_{yj} + Q_{zi} \cdot Q_{zj})$$

$$B_{ij}(1,2) = C2 \cdot Q_{xi} \cdot Q_{yi} + C3 \cdot Q_{yi} \cdot Q_{xj}$$

$$B_{ij}(1,3) = C2 \cdot Q_{xi} \cdot Q_{zi} + C3 \cdot Q_{zi} \cdot Q_{xj}$$

$$B_{ij}(2,1) = C2 \cdot Q_{yi} \cdot Q_{xi} + C3 \cdot Q_{xi} \cdot Q_{yj}$$

$$B_{ij}(2,2) = C1 \cdot Q_{yi} \cdot Q_{yj} + C3 \cdot (Q_{xi} \cdot Q_{xj} + Q_{zi} \cdot Q_{zj})$$

$$B_{ij}(2,3) = C2 \cdot Q_{yi} \cdot Q_{zi} + C3 \cdot Q_{zi} \cdot Q_{yj}$$

$$B_{ij}(3,1) = C2 \cdot Q_{zi} \cdot Q_{xi} + C3 \cdot Q_{xi} \cdot Q_{zj}$$

$$B_{ij}(3,2) = C2 \cdot Q_{zi} \cdot Q_{yi} + C3 \cdot Q_{yi} \cdot Q_{zj}$$

$$B_{ij}(3,3) = C1 \cdot Q_{zi} \cdot Q_{zj} + C3 \cdot (Q_{yi} \cdot Q_{yj} + Q_{xi} \cdot Q_{xj})$$

ここに,

$$C1 = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)}(1-\nu)$$

$$C2 = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)}\nu$$

$$C3 = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)}(0.5-\nu)$$

4. 解析フローチャート

本コードを用いた解析フローチャートを図1に示す。

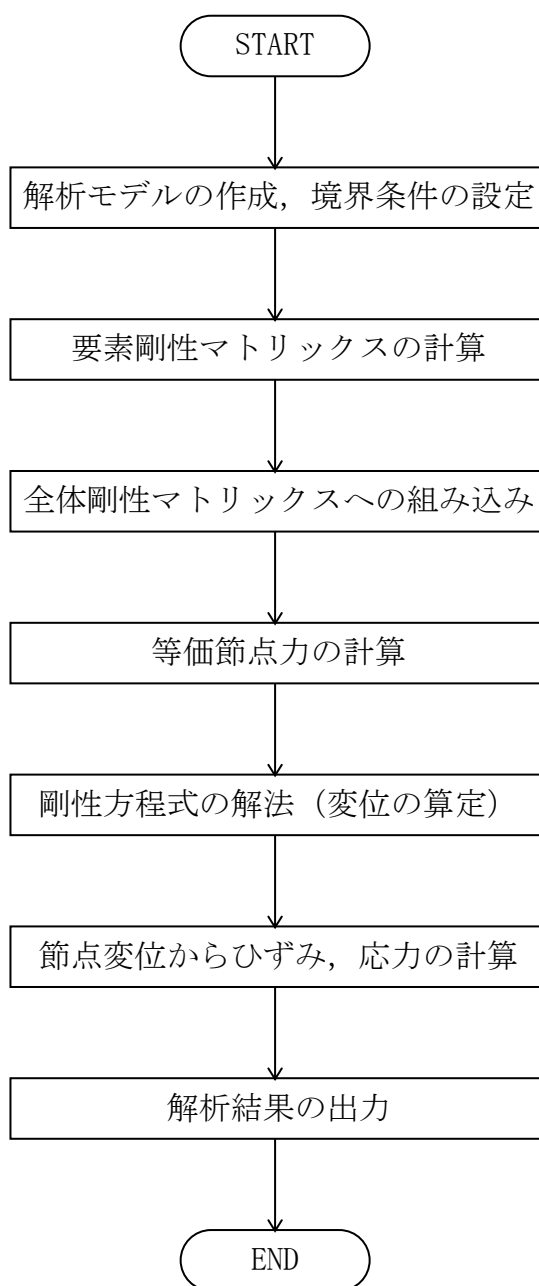


図1 解析フローチャート

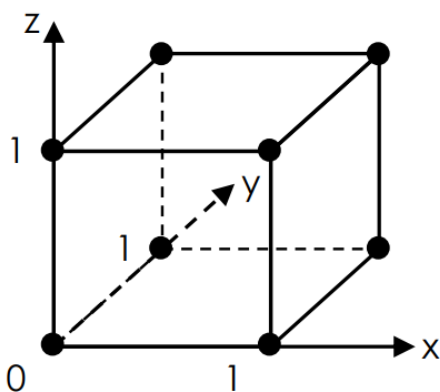
5. 検証 (Verification) 及び妥当性確認 (Validation)

解析コードTDAPⅢの検証として、TDAPⅢの3次元ソリッド要素と3次元ジョイント要素による解析結果と理論式により算定する理論解との比較検証を行う。

5.1 3次元有限要素法 (ソリッド要素) による静的解析の検証

5.1.1 解析条件

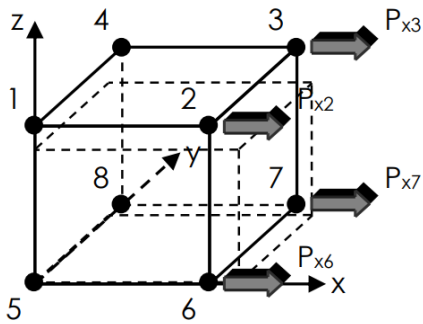
単位辺長のソリッド要素 (8 節点 6 面体要素) を用い、単位辺長での単純引張問題、単純せん断問題での精度を検証する。解析モデルと物性値は図 2 に示す。



ヤング率(E)	せん断弾性係数(G)	ポアソン比	辺の長さ(a,b,c)
10.0 MPa	4.0 MPa	0.25	1.0 m

図 2 解析モデルと物性値

単純引張問題における解析条件を図3に、単純せん断問題における解析条件を図4に示す。



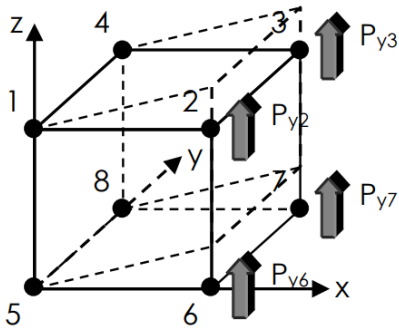
荷重条件 : $P_{x2}=P_{x3}=P_{x6}=P_{x7}=P=250\text{N}$

境界条件 : $U_1=V_1=0, V_2=0, U_4=0,$

$U_5=V_5=W_5=0, V_6=W_6=0,$

$W_7=0, U_8=W_8=0,$

図3 解析条件 (単純引張問題)



荷重条件 : $P_{y2}=P_{y3}=P_{y6}=P_{y7}=P=250\text{N}$

境界条件 : $U_1=V_1=W_1=0, U_2=V_2=0,$

$U_3=V_3=0, U_4=V_4=W_4=0,$

$U_5=V_5=W_5=0, U_6=V_6=0,$

$U_7=V_7=0, U_8=V_8=W_8=0,$

図4 解析条件 (単純せん断問題)

5.1.2 解析結果

単純引張問題における解析結果（変位）を表 1 に、単純せん断問題における解析結果を表 2 に示す。

解析結果と理論解は一致しており、解析コードTDAPIIIが検証されていることを確認した。

表 1 解析結果（単純引張問題）

	理論解	8 節点 6 面体要素
U ₂ , U ₃ , U ₆ , U ₇	$4P/E = 1.00E-04$	1.00E-04
V ₃ , V ₄ , V ₇ , V ₈	-0.25E-04	-0.25E-04
W ₁ , W ₂ , W ₃ , W ₄	-0.25E-04	-0.25E-04

表 2 解析結果（単純せん断問題）

	理論解	8 節点 6 面体要素
W ₂ , W ₃ , W ₆ , W ₇	$4P/G = 0.25E-03$	0.25E-03

5.2 3次元有限要素法（ジョイント要素）による静的解析の検証

5.2.1 解析条件

解析モデルは非線形3次元ジョイント要素1要素のモデルとし、静的に強制変位を入力する。解析モデル図を図5に、3次元ジョイント要素の物性パラメータを表3に非線形材料パラメータを表4に示す。

解析モデルの節点1から節点4には、図6に示す強制変位波形を直方向（z方向）とせん断1方向（x方向）を入力する。解析時には、荷重ステップをさらに10分割して強制変位を入力している。不釣合い力の反復補正は行わず、不釣合い力は次の積分ステップに持ち越すこととする。

また、3次元ジョイント要素の要素応答値の初期値を表5に示す。

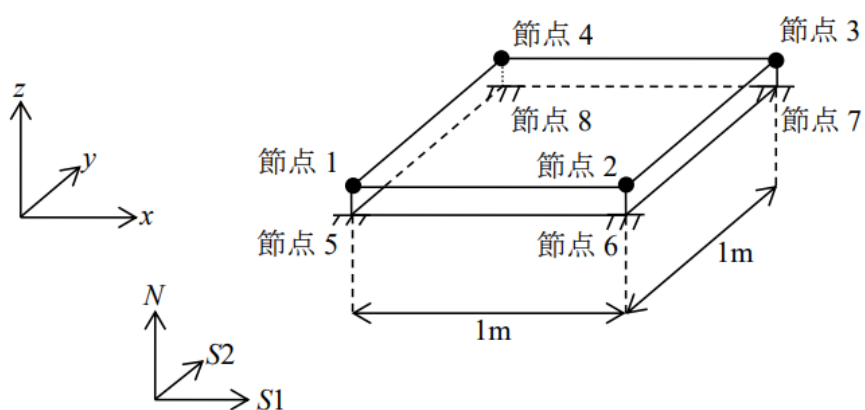


図5 解析モデル図

表3 物性パラメータ

名称	記号	値 (単位)
単位面積あたりのせん断方向剛性	k_s	157.9137 (N/m ³)
単位面積あたりの直方向剛性	k_N	631.6547 (N/m ³)

表4 非線形材料のパラメータ

名称	記号	値 (単位)
粘着力	C	5.0 (N/m ²)
動摩擦係数	μ_d	0.40 (-)

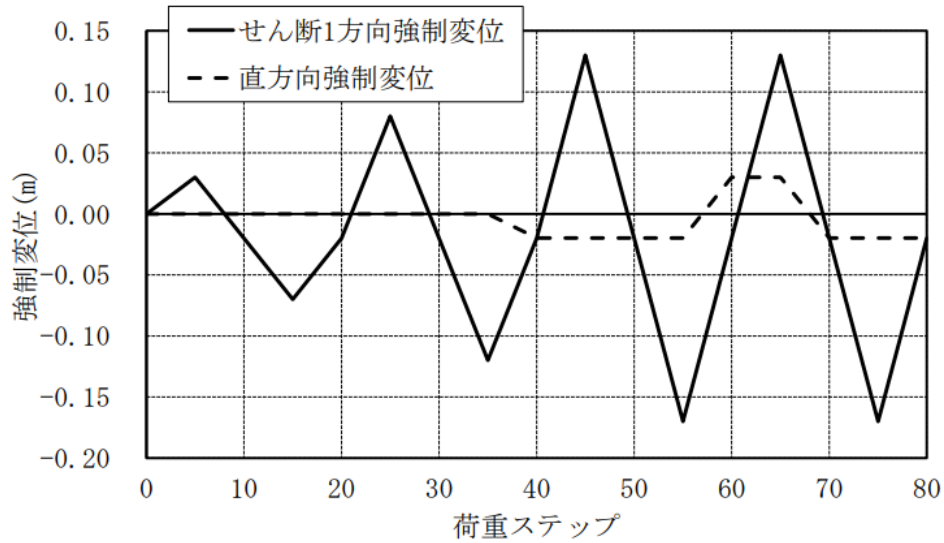


図6 強制変形波形

表5 3次元ジョイント要素 (JOINT3D) に与える初期値

名称	記号	値 (単位)
直応力	$\sigma_{N,0}$	-12.5 (N/m ²)
せん断1方向応力	$\tau_{S1,0}$	3.158273 (N/m ²)
せん断2方向応力	$\tau_{S2,0}$	0.0 (N/m ²)
直方向変形量	$\epsilon_{N,0}$	-0.019789 (m)
せん断1方向変形量	$\gamma_{S1,0}$	0.02 (m)
せん断2方向変形量	$\gamma_{S2,0}$	0.00 (m)

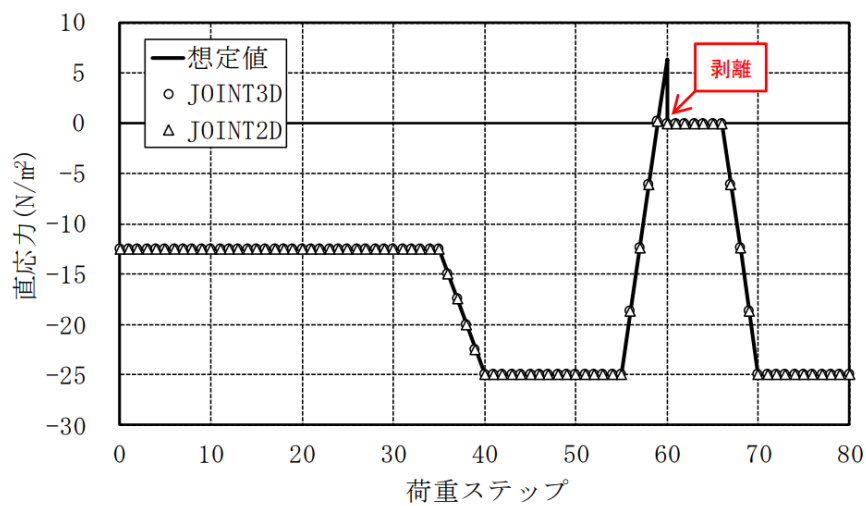
5.2.2 検証方法

T D A P IIIから出力された3次元ジョイント要素 (JOINT3D) の応力について、次の2点を確認する。

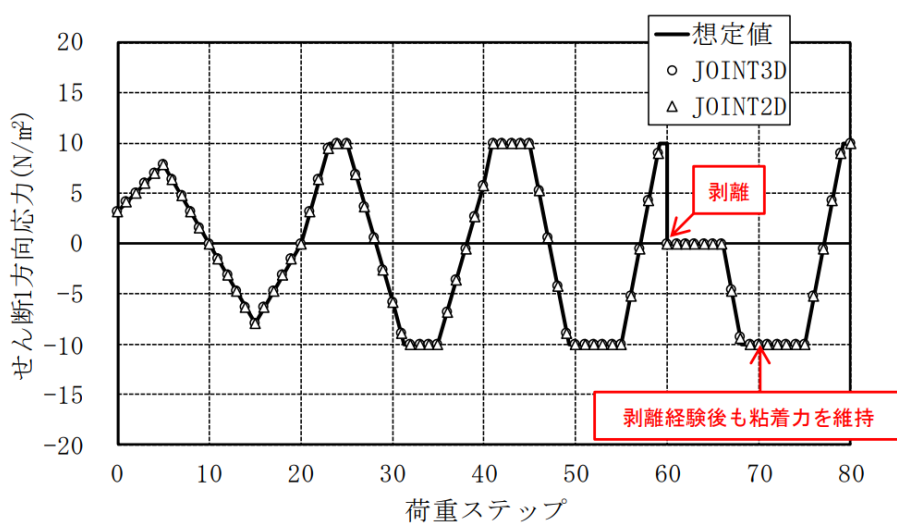
- ①入力した強制変位に対して想定される応力 (別途表計算ソフトで計算した理論解) と一致すること
- ②2次元ジョイント要素 (JOINT2D) を用いた等価2次元モデルから得られた応力と一致すること

5.2.3 解析結果

直応力とせん断1方向応力の変化を図7に、せん断1方向とせん断1方向変形量の関係を図8に示す。図には、入力した強制変位に対して想定される応力と等価2次元モデルから得られた応力値 (JOINT2D) をあわせて示す。これより、3者が良く一致していることから、3次元ジョイント要素 (JOINT3D) は正常に動作していることを確認できる。



(a) 直応力



(b) せん断1方向応力

図7 直応力とせん断1方向応力

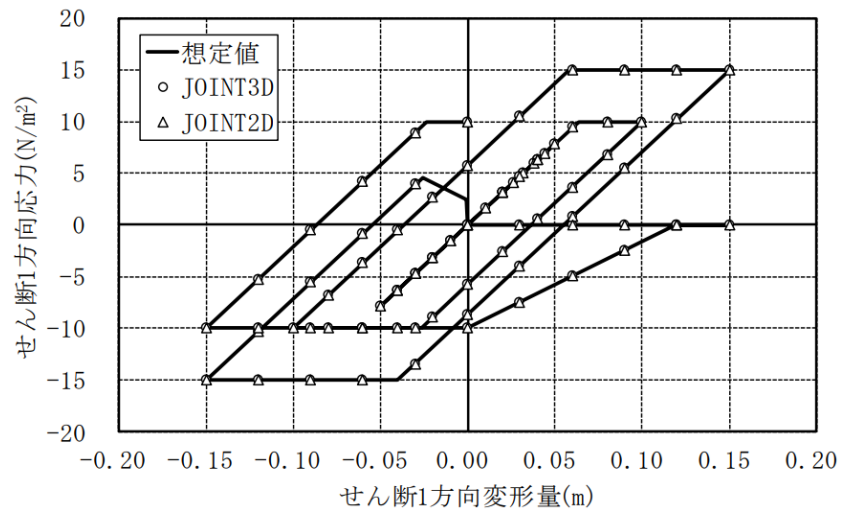


図8 せん断1方向応力—せん断1方向変形量の関係

5.3 まとめ

以上に述べたように、本計算機コードについて、

- ・ 本解析コードは、国内の土木・建築分野における使用実績を有しており、妥当性は十分に確認されている。

また、3次元有限要素法による静的解析（ソリッド要素、ジョイント要素）については、

- ・ ソリッド要素を用いた3次元静的解析の結果、理論解と一致していることを確認した。
- ・ ジョイント要素を用いた3次元静的解析の結果、理論解と概ね一致していることを確認した。

したがって、本計算機コードの当該機能は適切なものである。

また、上記に加えて、開発機関が提示するマニュアルにより、今回の工認申請で使用する3次元有限要素法による静的解析に、本計算機コードが適用できることを確認している。

以上から、本計算機コードを、抑止杭周辺斜面における3次元有限要素法による静的解析に使用することは妥当である。

(参考資料4) D級岩盤等の間隙率の設定について

1. D級岩盤の間隙率の設定方法

令和3年9月15日付け「原規規発第2109152号」をもって許可を受けた「島根原子力発電所 発電用原子炉設置変更許可申請書」のうち、添付書類六に記載の密度試験結果により、式(1)及び(2)のとおり算定する。算定結果を表1に示す。

$$e = G_s / \rho_d - 1 \quad \dots\dots\dots (1)$$

e : 間隙比

G_s : 土粒子の比重 (真比重, g/cm³)

ρ_d : 乾燥密度 (g/cm³)

$$n = e / (1 + e) \quad \dots\dots\dots (2)$$

n : 間隙率

表1 D級岩盤の間隙率の算定結果

岩種	強制乾燥密度 ρ _d (g/cm ³)		土粒子の比重 G _s (g/cm ³)		間隙比 e		間隙率 n	
安山岩	2.434	2.394	2.741	2.740	0.126	0.145	0.112	0.126
安山岩	2.429		2.745		0.130		0.115	
安山岩	2.320		2.734		0.178		0.151	
凝灰岩	2.051	1.833	2.731	2.717	0.332	0.530	0.249	0.325
凝灰岩	2.178		2.804		0.287		0.223	
凝灰岩	1.552		2.665		0.717		0.418	
凝灰岩	1.522		2.731		0.794		0.443	
凝灰岩	2.232		2.643		0.184		0.156	
凝灰岩	1.462		2.730		0.867		0.464	
火山礫凝灰岩	1.326	1.742	2.729	2.705	1.058	0.609	0.514	0.356
火山礫凝灰岩	1.847		2.657		0.439		0.305	
火山礫凝灰岩	2.052		2.730		0.330		0.248	
凝灰角礫岩	2.112	2.091	2.675	2.669	0.267	0.276	0.210	0.216
凝灰角礫岩	2.071		2.660		0.284		0.221	
凝灰角礫岩	2.091		2.671		0.277		0.217	
凝灰質頁岩	1.362	1.787	2.791	2.700	1.049	0.569	0.512	0.335
凝灰質頁岩	2.052		2.647		0.290		0.225	
凝灰質頁岩	1.947		2.661		0.367		0.268	
黒色頁岩	2.134	2.208	2.615	2.632	0.225	0.193	0.184	0.161
黒色頁岩	2.204		2.618		0.188		0.158	
黒色頁岩	2.286		2.662		0.164		0.141	
ドレライト	2.092	2.226	2.790	2.767	0.334	0.248	0.250	0.196
ドレライト	2.416		2.806		0.161		0.139	
ドレライト	2.169		2.706		0.248		0.198	
平均	—	2.04	—	2.70	—	0.37	—	0.25

2. シームの間隙率の設定方法

平成 11 年の島根原子力発電所 3 号機関係の地質調査において、試掘坑から採取した試料を用いて実施した密度試験結果により、式 (1) ~ (3) のとおり算定する。試料採取位置を図 1 に、算定結果を表 2 に示す。

$$\rho d = \rho t / (1 + w/100) \dots\dots\dots (3)$$

ρt : 湿潤密度 (g/cm³)

w : 含水比

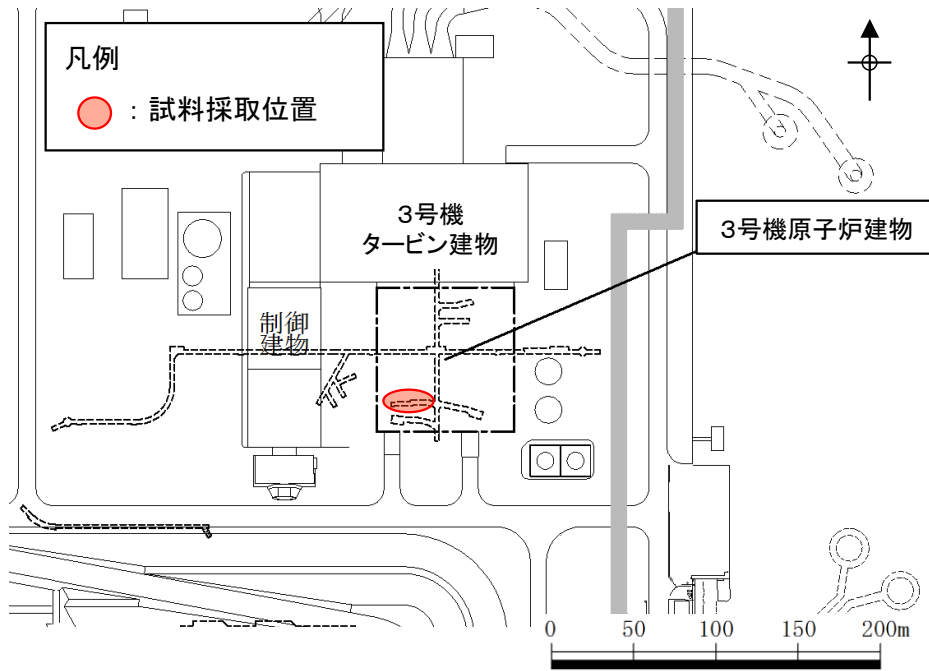


図 1 試料採取位置図 (シーム)

表2 シームの間隙率の算定結果

土粒子の比重 Gs (g/cm ³)	湿潤密度 ρt (g/cm ³)	含水比 w (%)	間隙比 e	間隙率 n				
2.75	2.095	14.2	0.50	0.333				
	2.330	12.2	0.32	0.245				
	2.348	12.3	0.32	0.240				
	2.177	12.9	0.43	0.299				
	1.963	18.4	0.66	0.397				
	2.320	12.0	0.33	0.247				
	2.311	9.8	0.31	0.235				
	2.304	12.1	0.34	0.253				
	2.317	11.8	0.33	0.246				
	2.305	11.3	0.33	0.247				
	2.304	12.9	0.35	0.258				
	2.180	15.2	0.45	0.312				
	2.205	13.2	0.41	0.292				
	2.230	9.0	0.34	0.256				
	2.107	12.8	0.47	0.321				
	2.065	11.1	0.48	0.324				
	2.196	9.6	0.37	0.271				
	2.249	10.8	0.35	0.262				
	2.165	10.9	0.41	0.290				
	2.249	10.9	0.36	0.263				
	2.302	9.2	0.30	0.233				
	2.295	11.0	0.33	0.248				
	2.269	11.1	0.35	0.257				
	2.294	10.3	0.32	0.244				
	2.172	14.0	0.44	0.307				
	2.264	13.3	0.38	0.273				
	2.276	10.0	0.33	0.248				
	2.275	10.4	0.33	0.251				
	2.197	9.7	0.37	0.272				
	2.154	9.8	0.40	0.287				
	2.207	7.7	0.34	0.255				
	2.021	5.3	0.43	0.302				
	2.248	9.5	0.34	0.253				
2.142	9.6	0.41	0.289					
2.319	8.2	0.28	0.221					
2.260	9.4	0.33	0.249					
2.331	11.9	0.32	0.243					
2.155	11.5	0.42	0.297					
2.322	9.8	0.30	0.231					
2.194	11.8	0.40	0.286					
2.259	10.6	0.35	0.257					
2.318	9.6	0.30	0.231					
2.277	10.8	0.34	0.253					
2.307	9.1	0.30	0.231					
—	—	2.23	—	10.5	—	0.37	—	0.27

3. 旧表土の間隙率の設定方法

1982年の島根原子力発電所2号機関係の地質調査において、ボーリングから採取した試料を用いて実施した密度試験結果により、式(2)のとおり算定する。試料採取位置を図2に、算定結果を表3に示す。

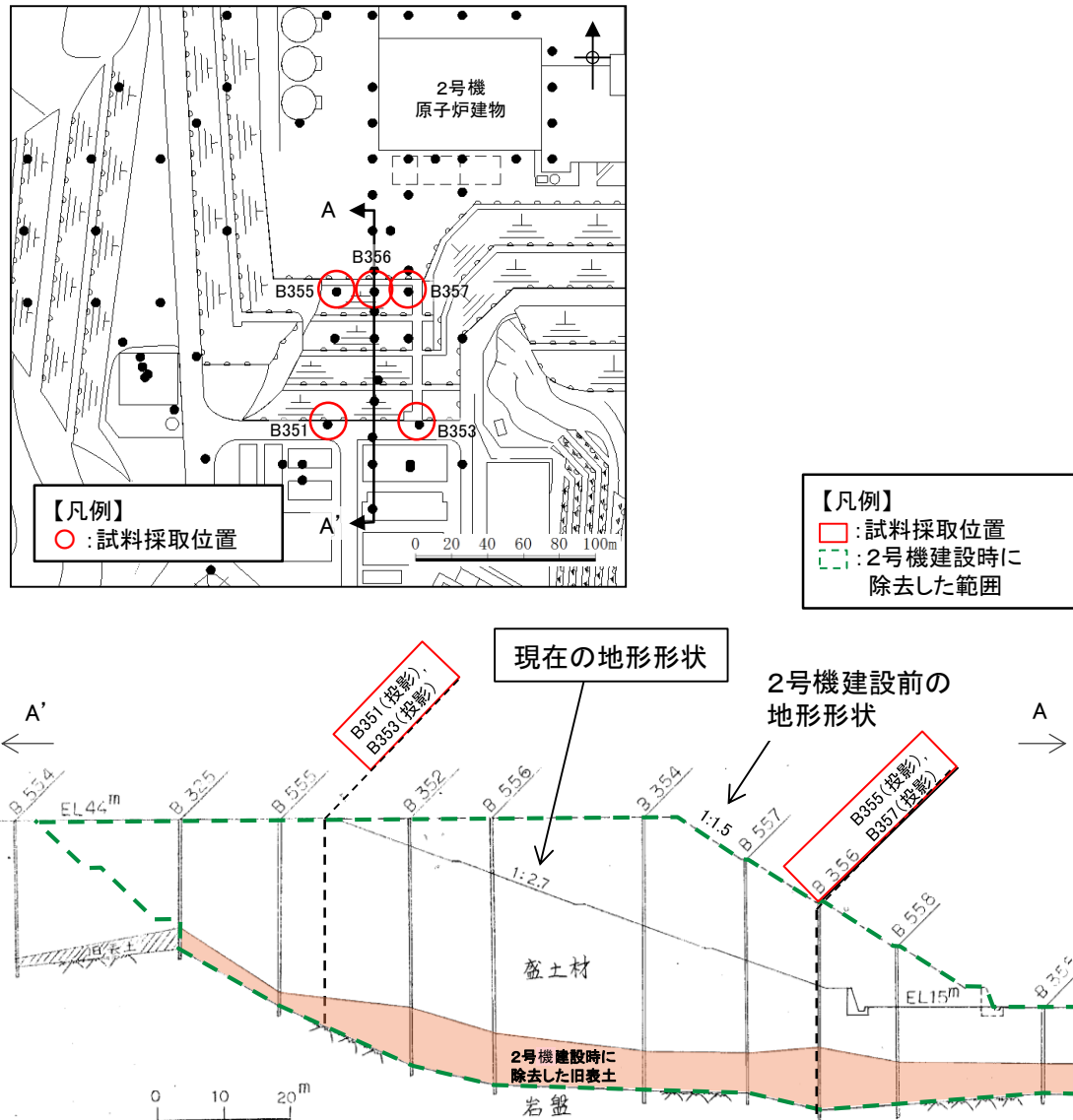


図2 試料採取位置図 (旧表土)

表3 旧表土の間隙率の算定結果

番号	間隙比 e	間隙率 n
1	0.574	0.365
2	0.567	0.362
3	0.675	0.403
4	0.713	0.416
5	0.687	0.407
6	0.604	0.377
7	0.650	0.394
8	0.688	0.408
9	0.676	0.403
10	0.760	0.432
11	0.872	0.466
12	0.760	0.432
13	0.700	0.412
14	0.534	0.348
15	0.864	0.464
16	0.639	0.390
平均	—	0.40