

2.7 対策工（抑止杭）に関する詳細検討

2.7.1 基本方針

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

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

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

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

表 2.7.1-1 抑止杭を施工する対象斜面のすべり安全率（抑止杭なし）

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

抑止杭の設計については 2.7.2 で説明する。

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

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

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

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

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

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

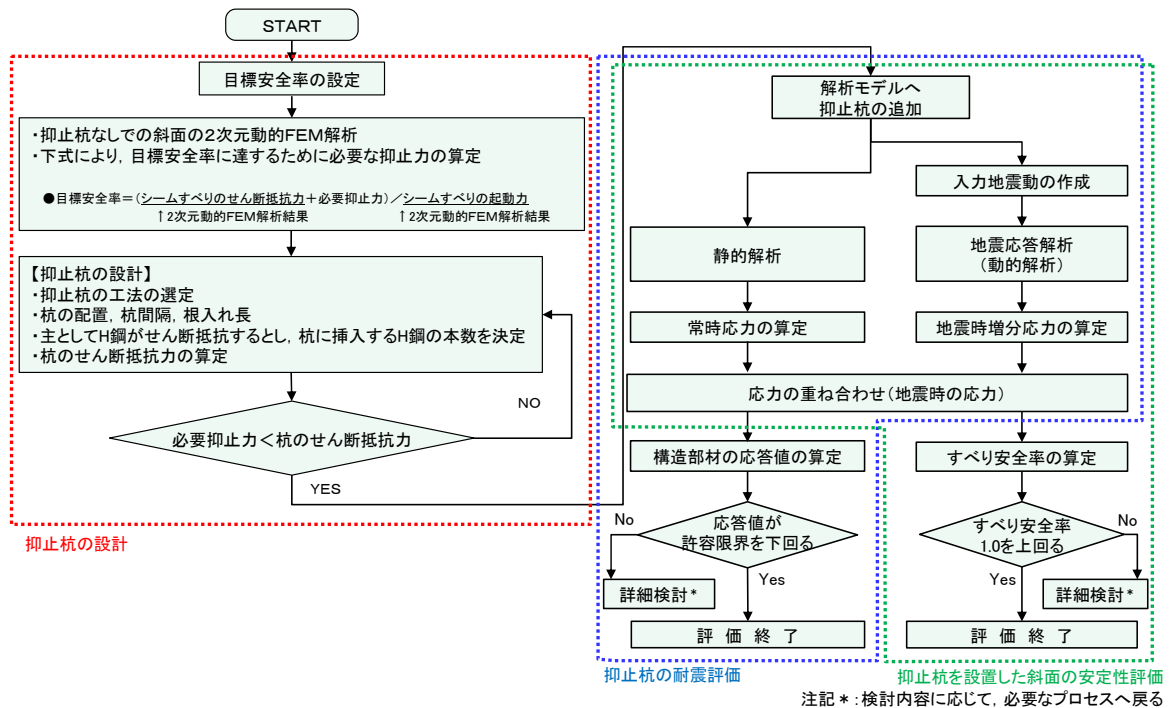


図 2.7.1-1 対策工（抑止杭）を実施した斜面の安定性評価フロー

抑止杭を設置した斜面の位置図を図 2.7.1-2 に示す。

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

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

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

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

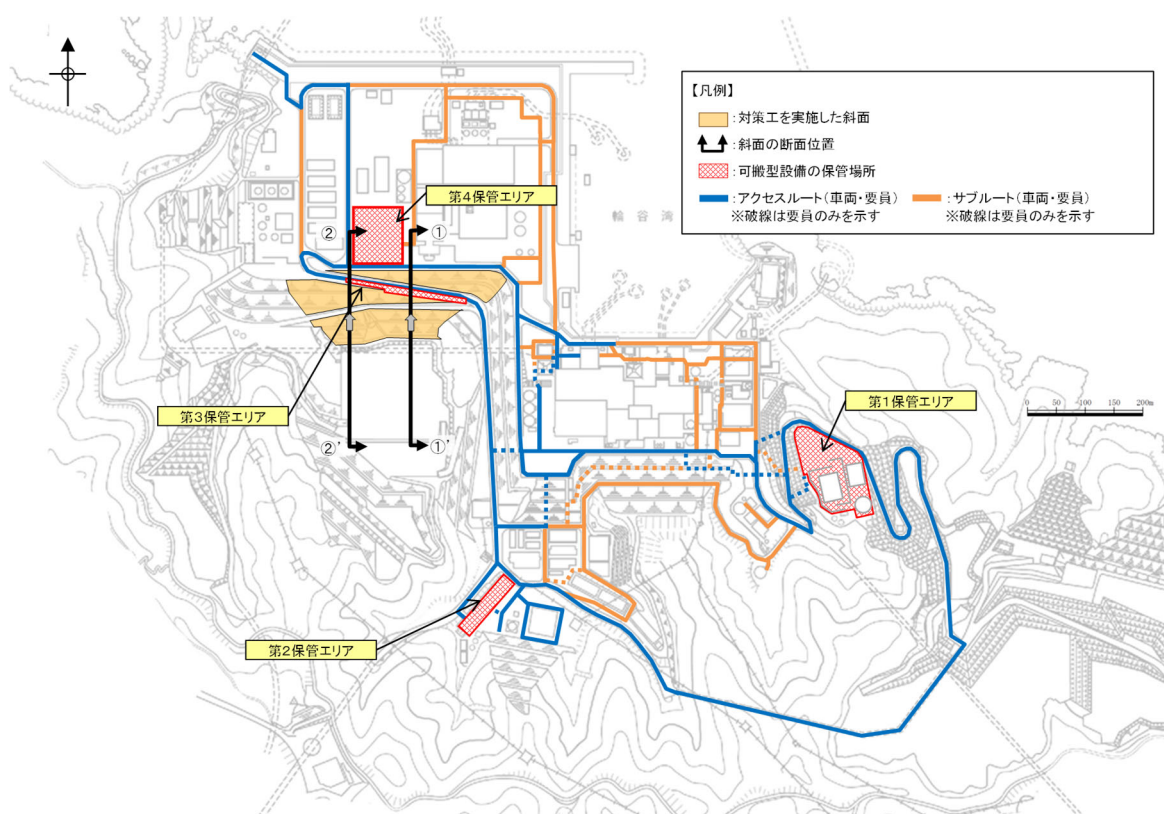
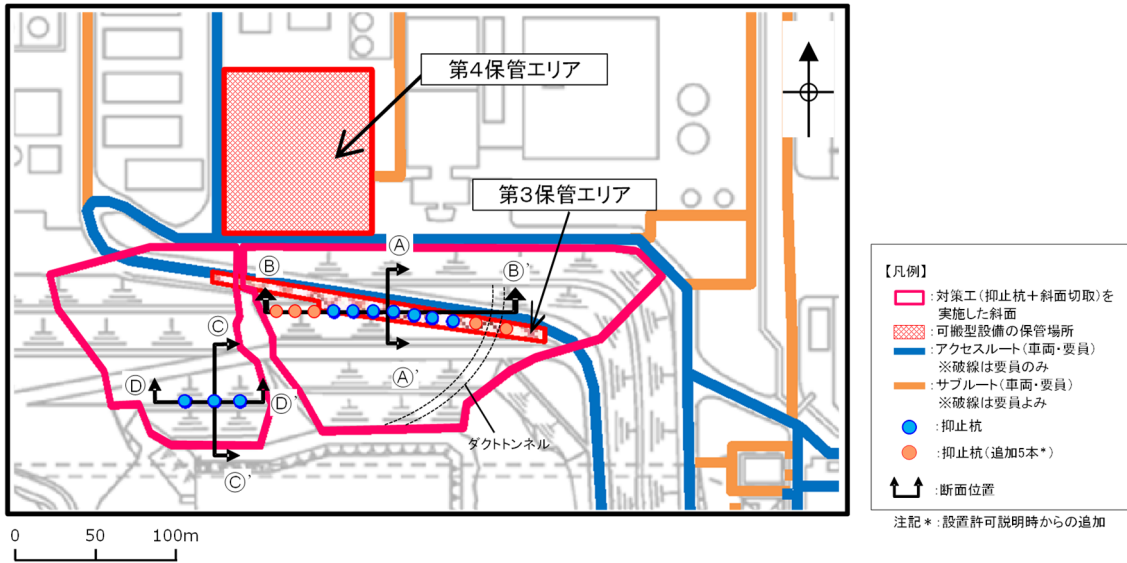
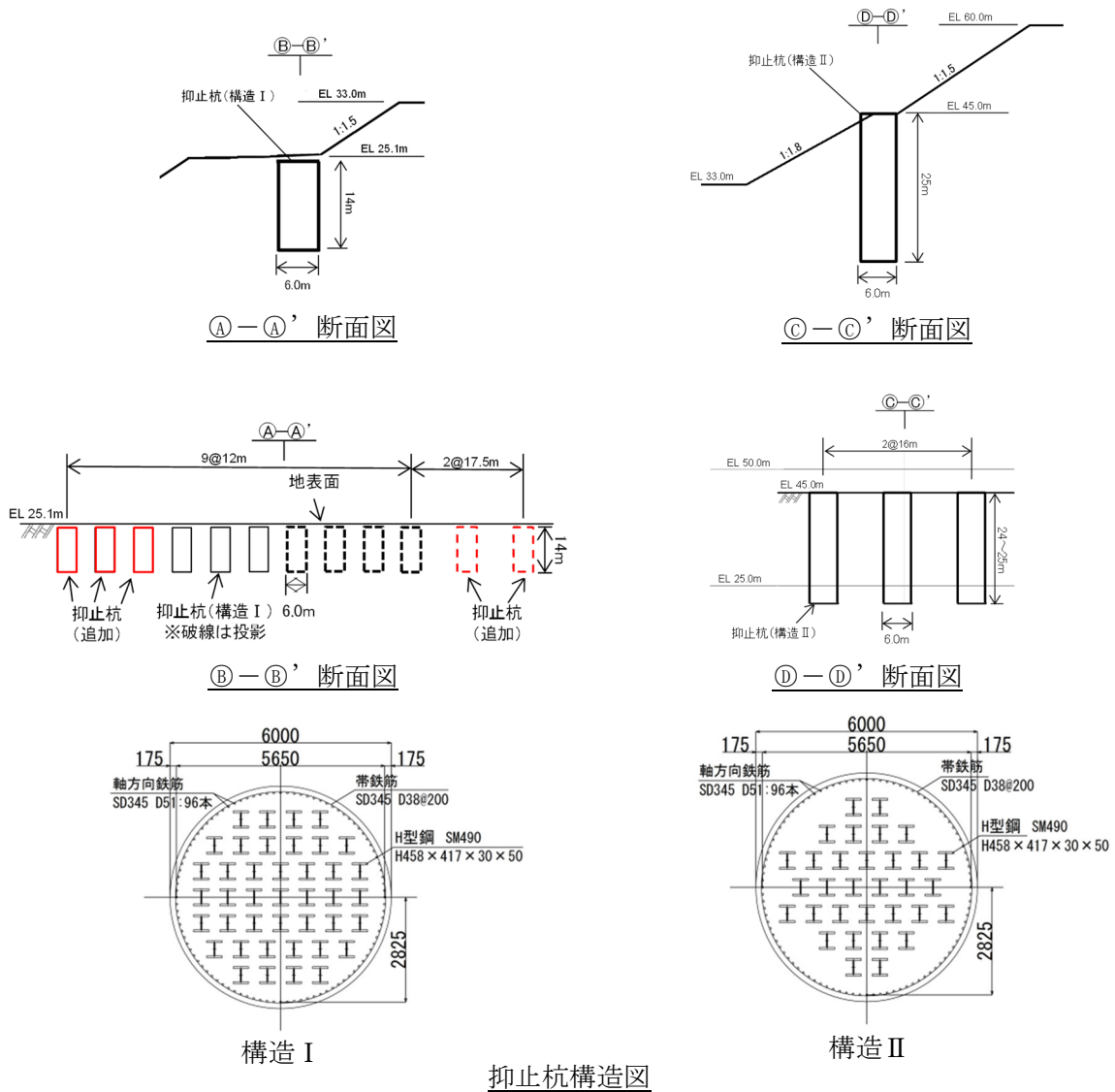


図 2.7.1-2 対策工（抑止杭）を実施した対象斜面位置図



抑止杭配置平面図



抑止杭構造図

図 2.7.1-3 抑止杭概要図

2.7.2 抑止杭の設計

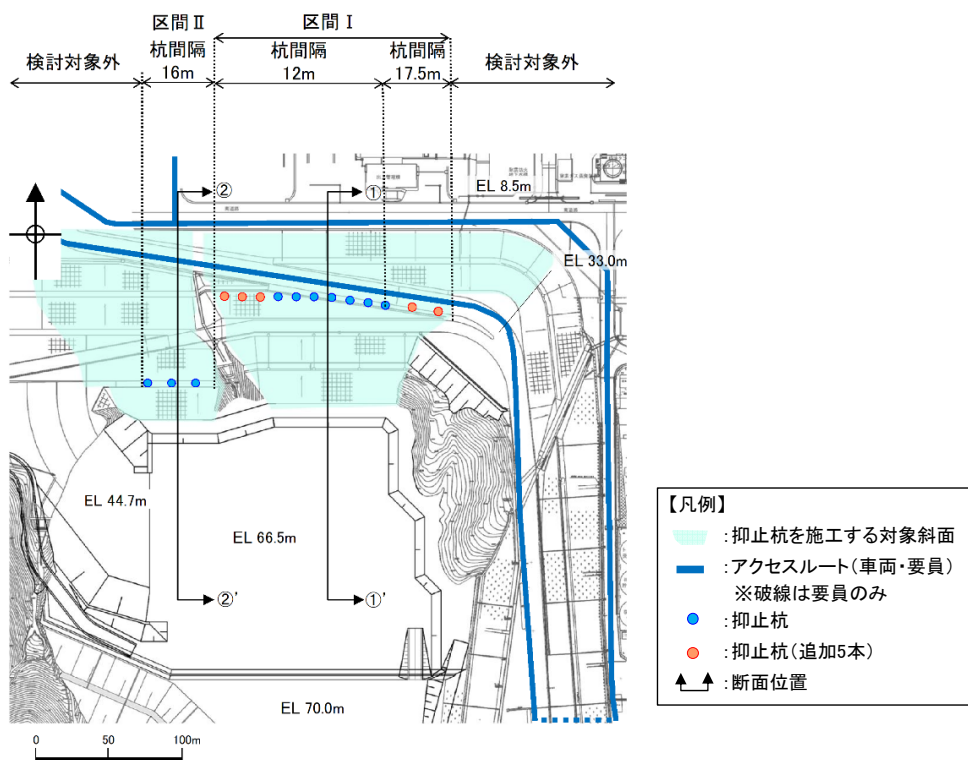
(1) 評価対象斜面の選定

【評価対象斜面の選定】

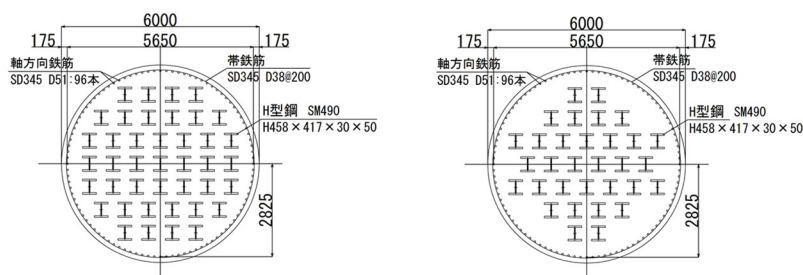
評価対象斜面について、構造物の配置、地形及び地質・地質構造を考慮し、構造物の耐震評価上、最も厳しくなると考えられる位置を選定する。

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

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



平面図



抑止杭構造図（構造Ⅰ）

抑止杭構造図（構造Ⅱ）

図 2.7.2-1 抑止杭の配置パターン図

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

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

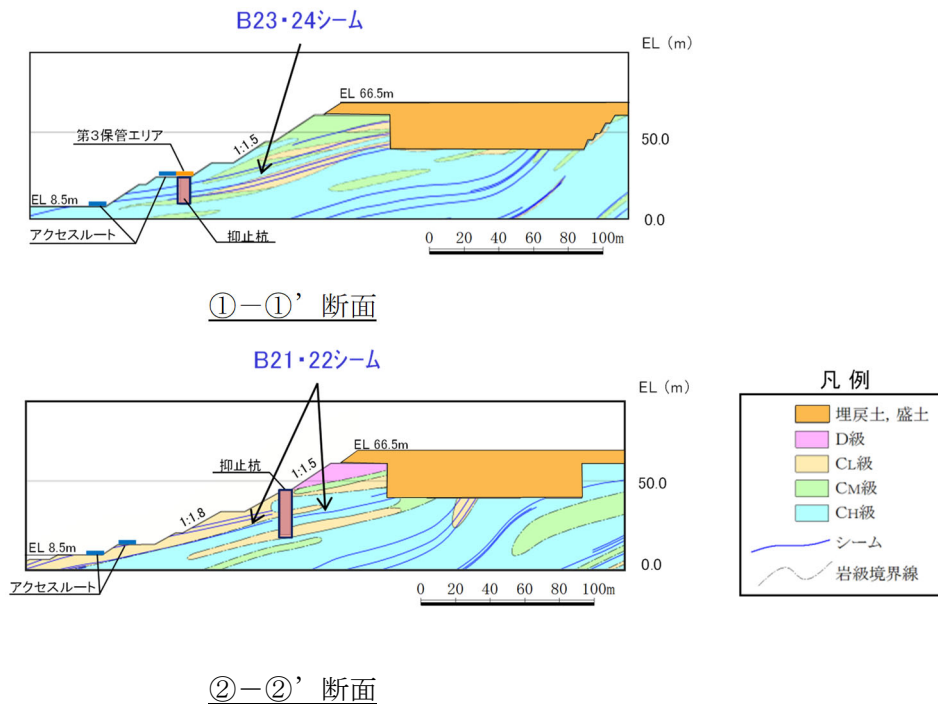


図 2.7.2-2 区間Ⅰ及び区間Ⅱにおける岩級・シーム鉛直断面図

表 2.7.2-1 各区間における地形及び地質・地質構造の比較結果

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

【評価断面の設定】

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

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

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

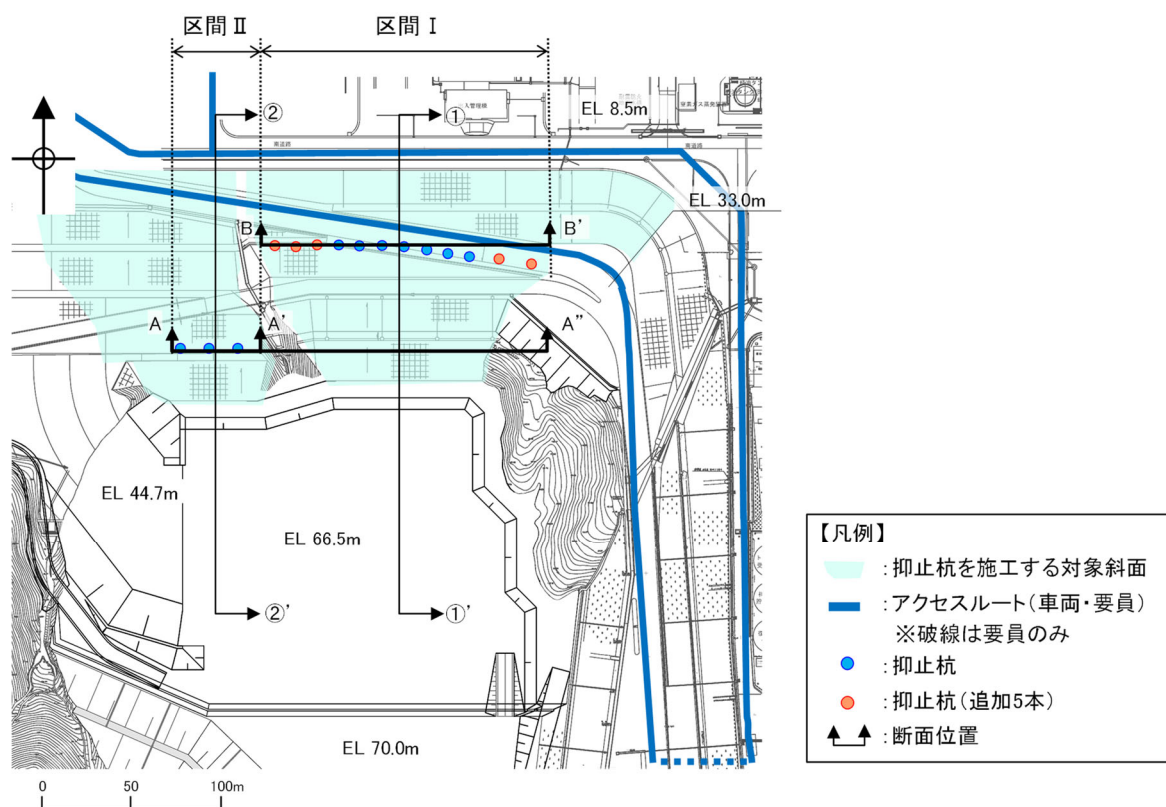
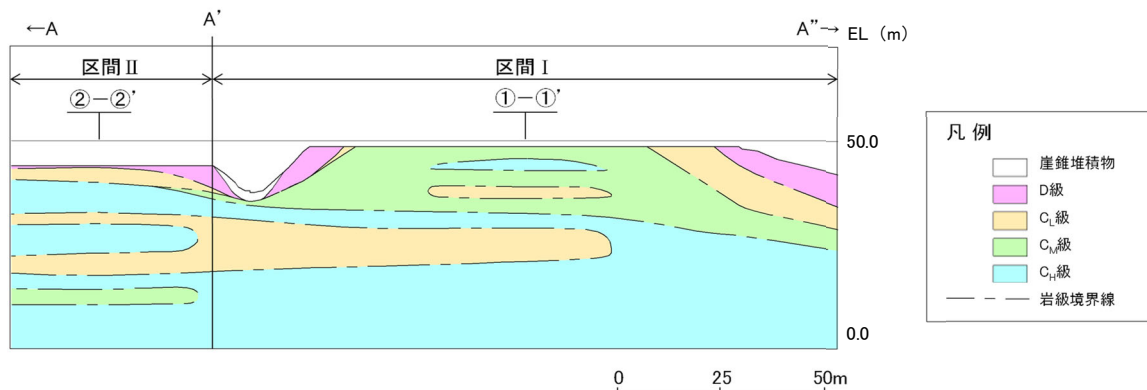
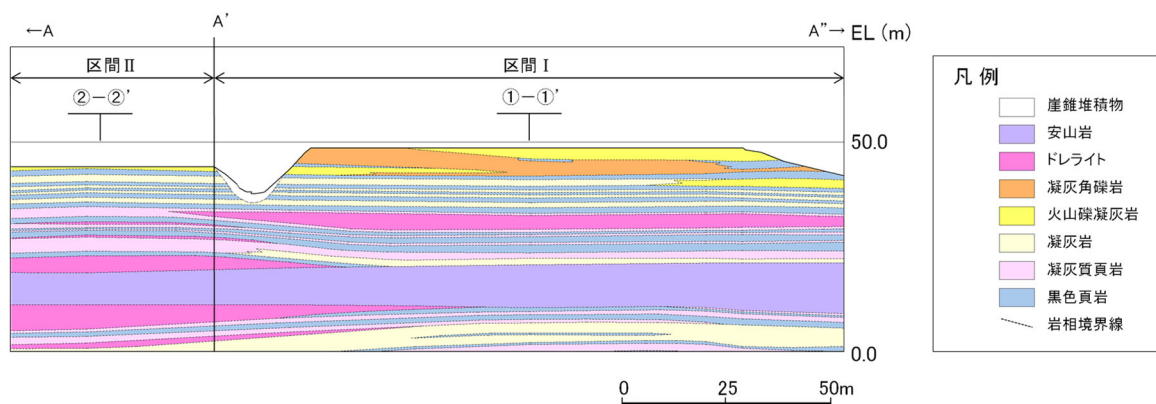


図2.7.2-3 区間Ⅰ及び区間Ⅱの断面位置平面図



岩級鉛直断面図



岩相鉛直断面図

図 2.7.2-4 区間 I 及び区間 II の地質鉛直断面図

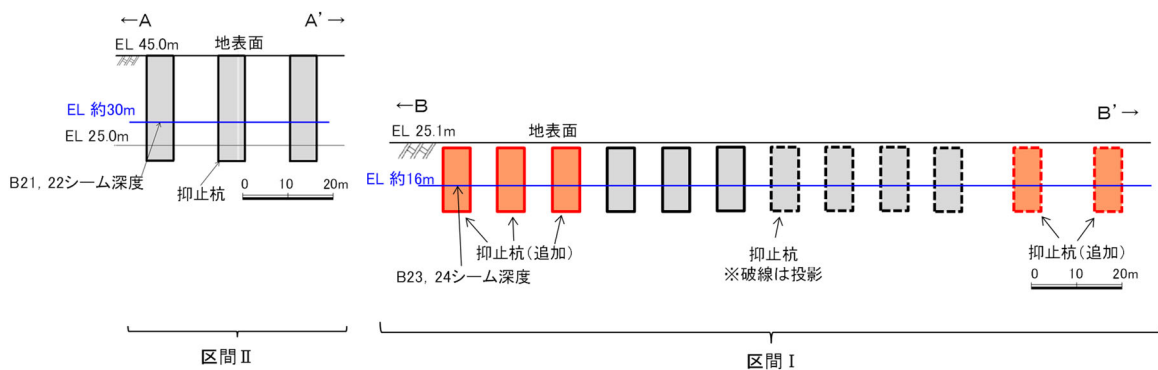


図 2.7.2-5 区間 I 及び区間 II のシーム分布図

(2) 抑止杭の平面配置の考え方

抑止杭配置平面図を図 2.7.2-6 に示す。

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

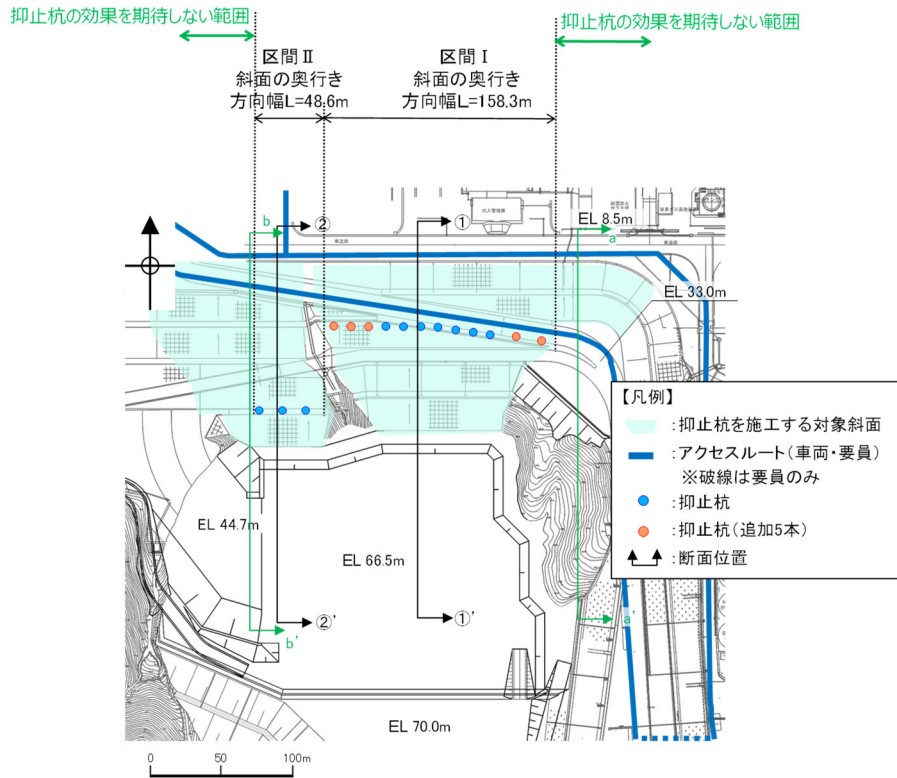


図 2.7.2-6 抑止杭配置平面図

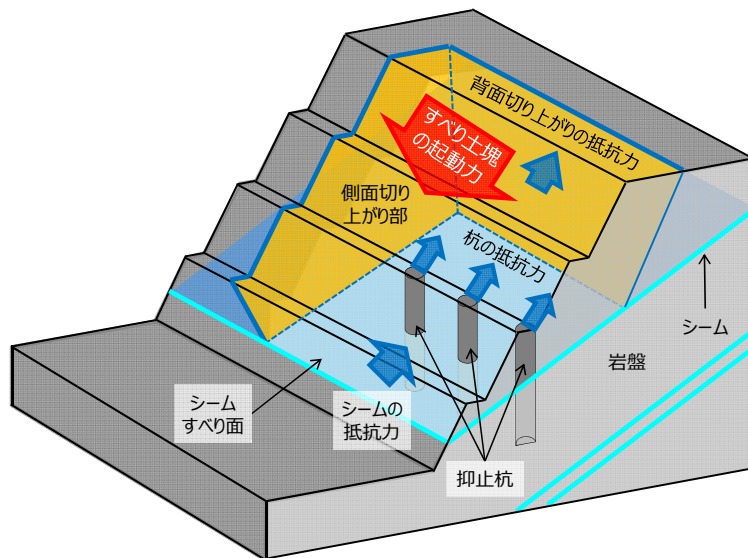


図 2.7.2-7 シームすべり土塊全体を杭で抑止するイメージ図

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

【区間Ⅰ及び区間Ⅱの杭配置を重複させる必要性】

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

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

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

なお、区間Ⅰ及び区間Ⅱの杭配置が異なる理由は以下のとおりである。

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

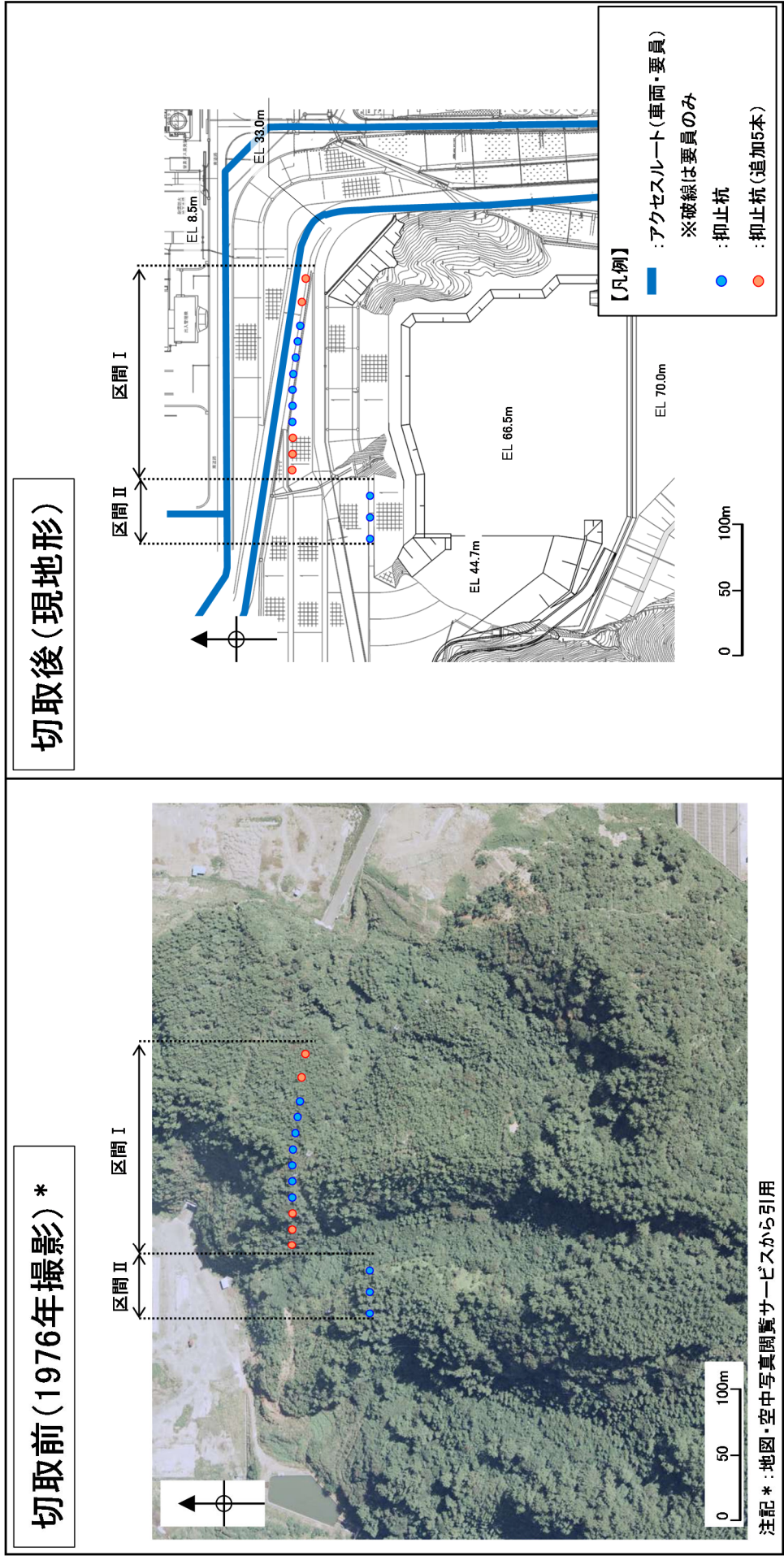
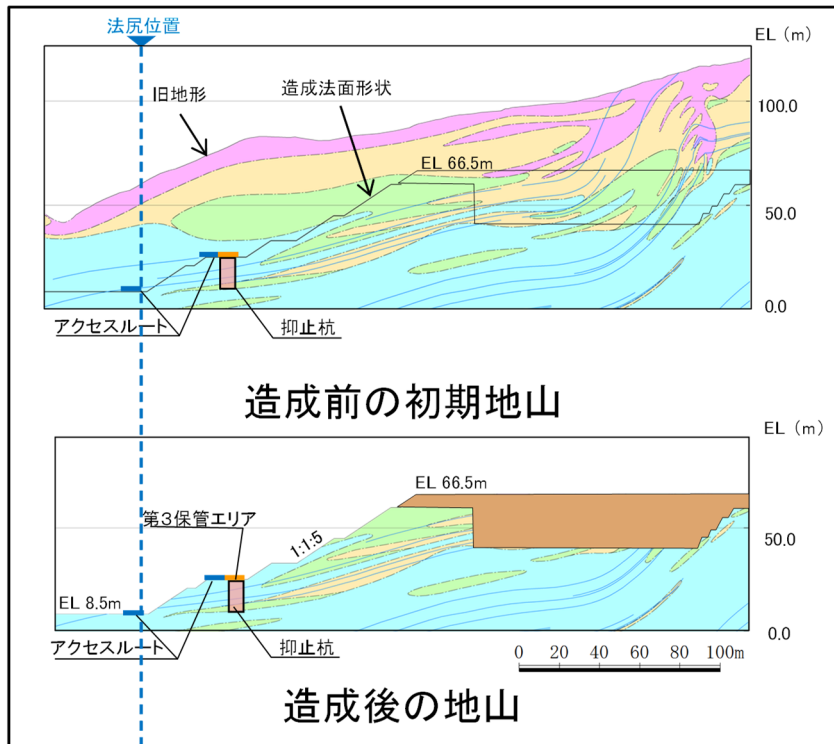
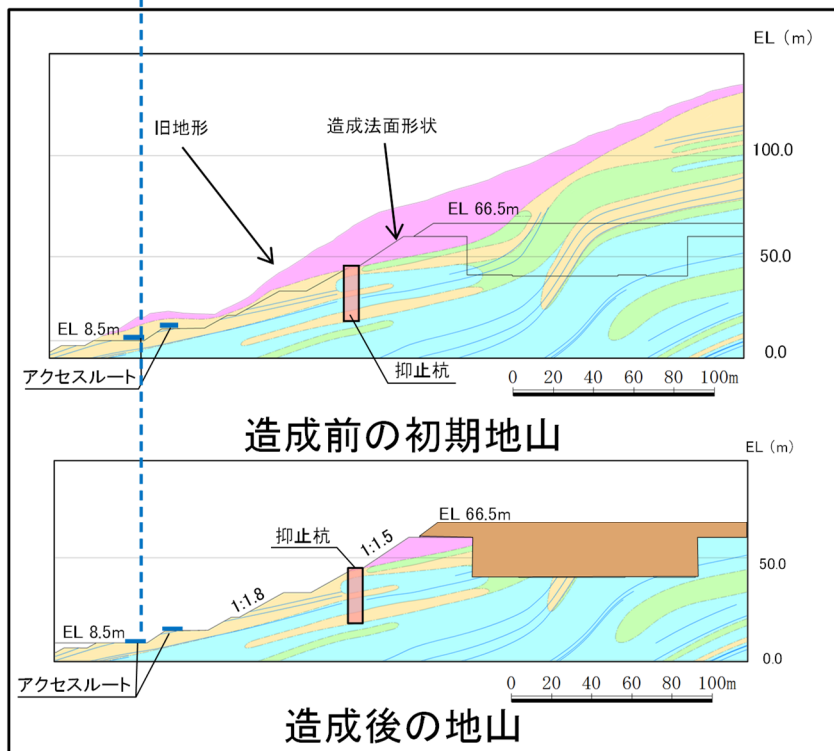


図 2.7.2-8 空中写真と現地形との比較

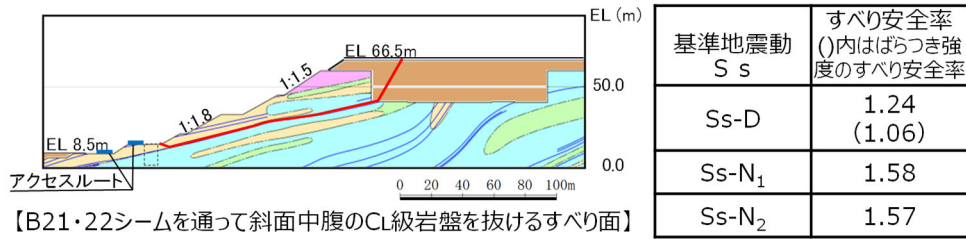


①-①' 断面(区間 I)

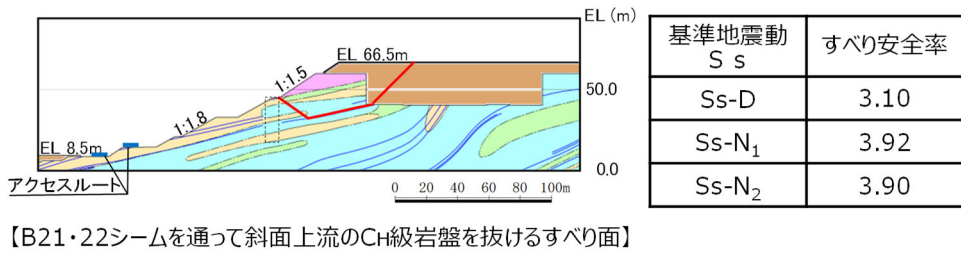


②-②' 断面(区間 II)

図 2.7.2-9 初期地山を含む地質断面図



⇒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。



⇒当該すべりに対する裕度が大きいため、斜面小段に杭を配置した。

【凡例】

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

図 2.7.2-10 表層のC_L級を切り上げるすべり (区間Ⅱ)

【抑止杭の効果を期待しない範囲の安定性確認】

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

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

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

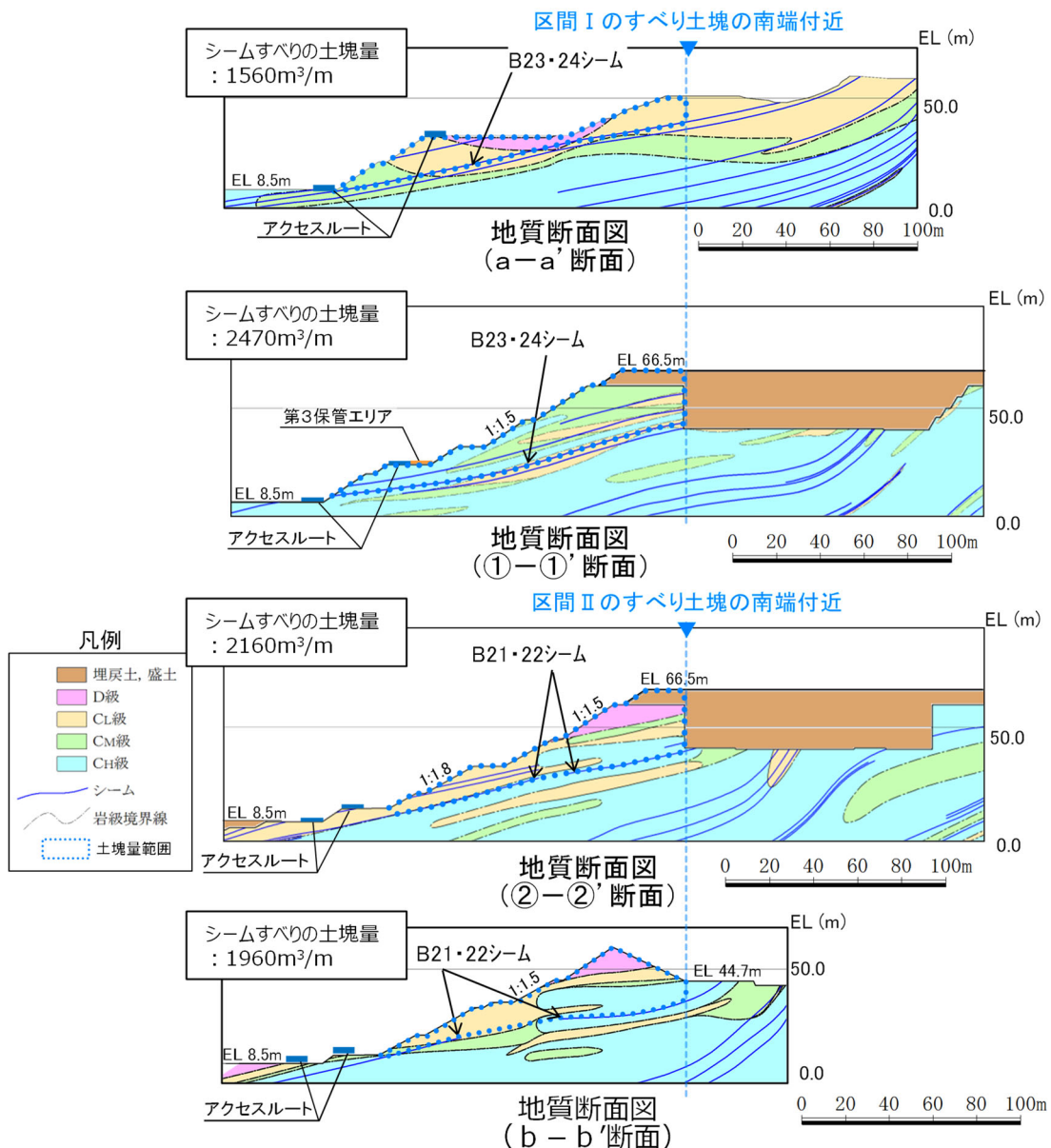


図 2.7.2-11 すべり土塊量の比較

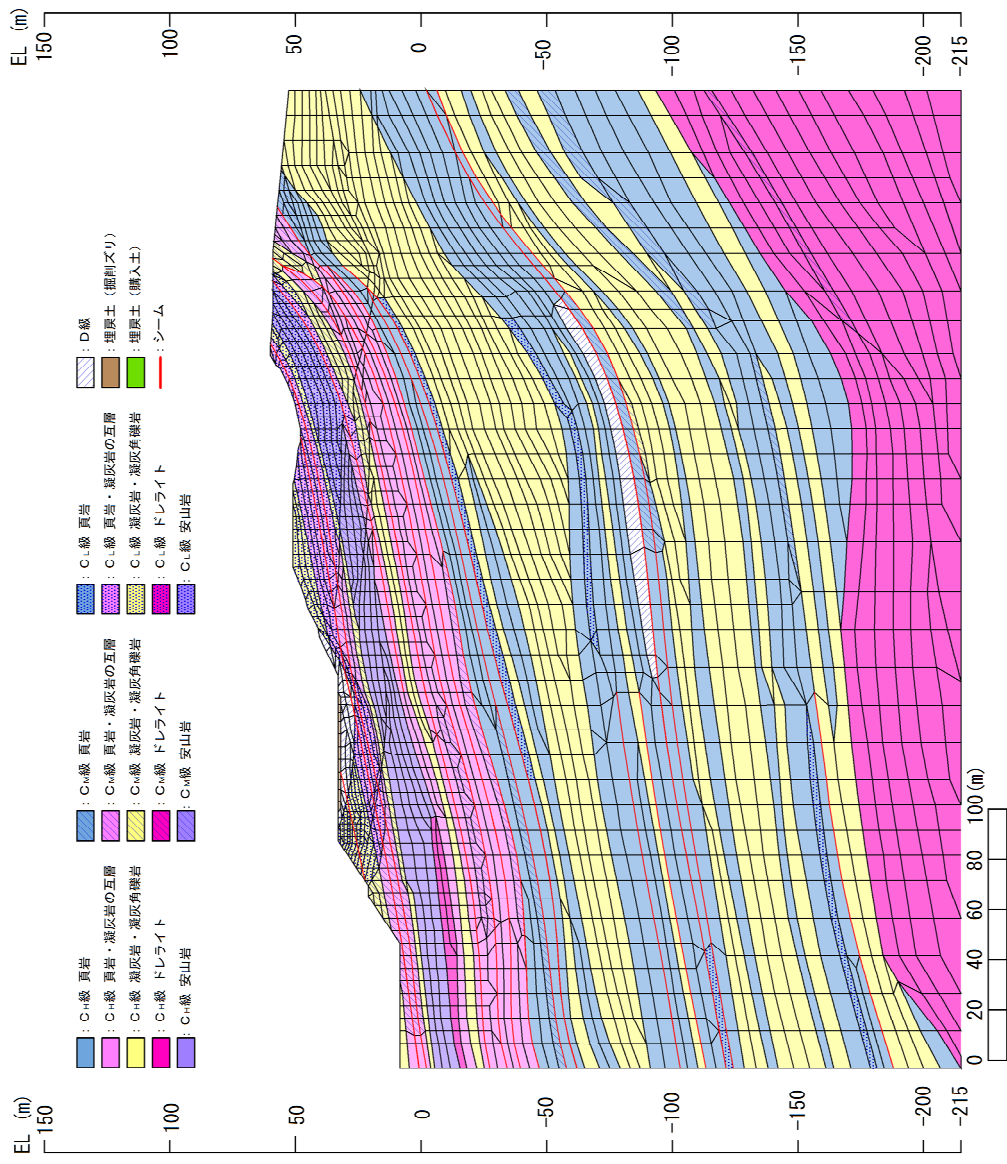


図 2.7.2-12(1) 解析モデル図 (a-a' 断面)

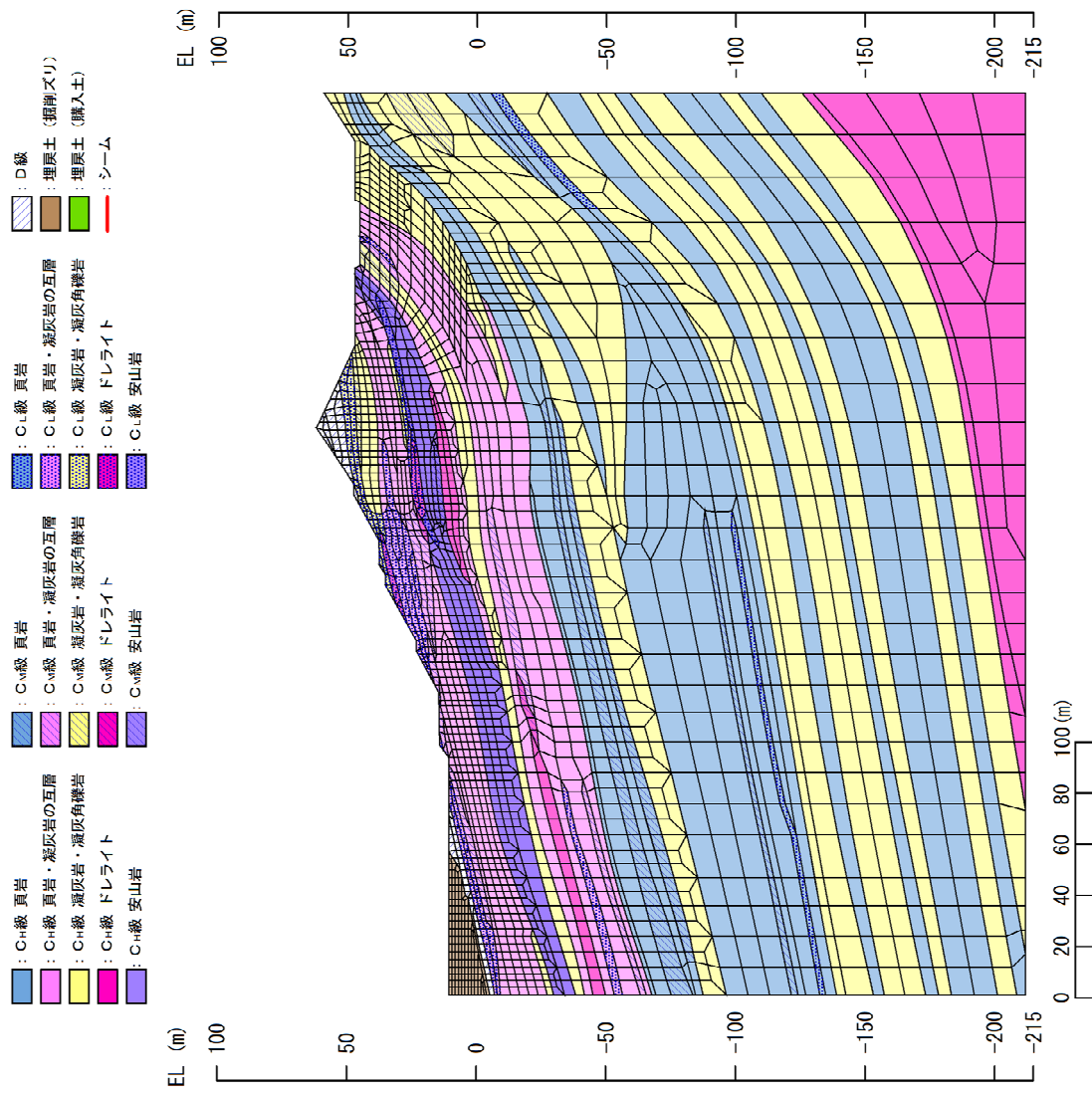
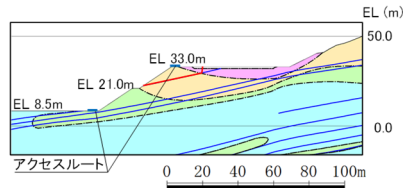
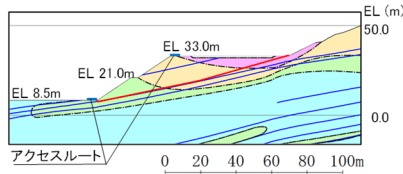


図 2.7.2-12(2) 解析モデル図 (b-b' 断面)



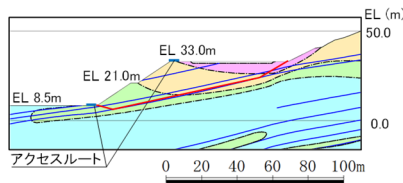
【D級岩盤及びB28シームを通過して斜面中腹に抜けるすべり面】

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



【D級岩盤及びB23・24シームを通過して斜面法尻に抜けるすべり面】

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



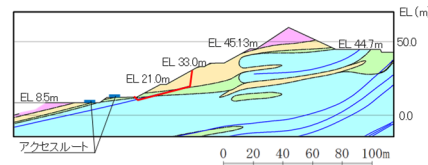
【D級岩盤及びB21シームを通過して斜面法尻に抜けるすべり面】

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

【凡例】

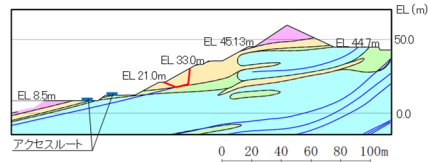
- C+級岩盤
- C_v級岩盤
- C_l級岩盤
- D級岩盤
- 埋戻土、盛土
- シーム
- すべり面

図 2.7.2-13(1) 評価結果 (a-a' 断面)



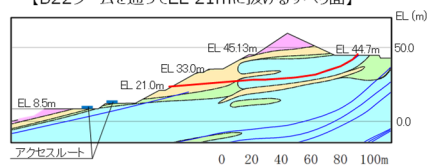
【B22シームを通過してアクセスルートに抜けるすべり面】

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



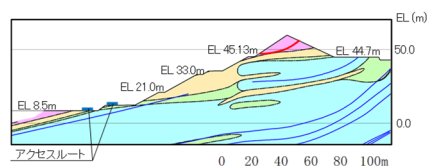
【B22シームを通過してEL 21mに抜けるすべり面】

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 (内はばつぎ強度のすべり安全率)
Ss-D	1.47 (1.34)
Ss-N ₁	1.87
Ss-N ₂	2.22



【簡便法で設定したD級岩盤を通るすべり線】

【凡例】

- C+級岩盤
- C_v級岩盤
- C_l級岩盤
- D級岩盤
- シーム
- すべり面

図 2.7.2-13(2) 評価結果 (b-b' 断面)

(3) 抑止杭の断面配置の考え方

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

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

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

表 2.7.2-2 抑止杭の断面配置の考え方に係る文献調査結果

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

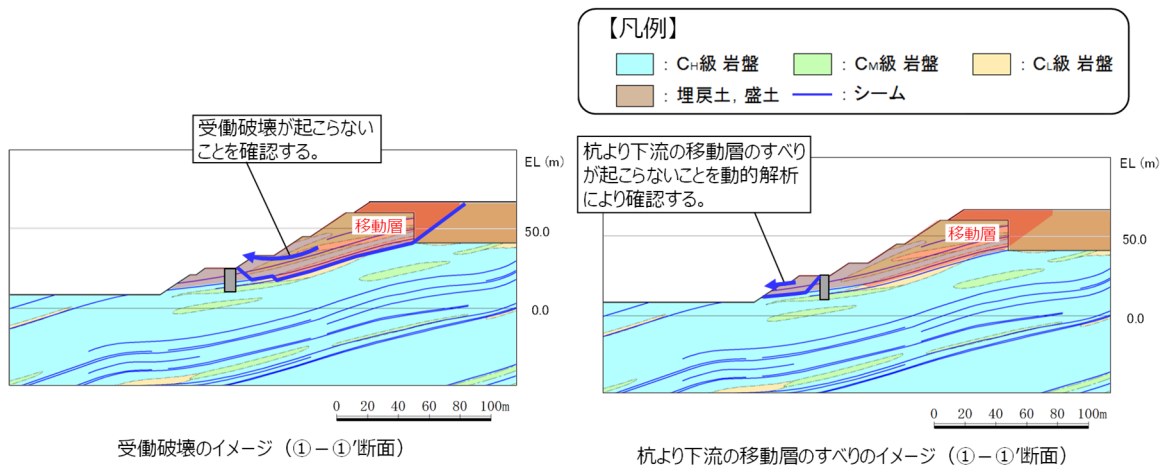


図 2.7.2-14 受働破壊及び杭より下流の移動層のすべりのイメージ

(4) 根入れ深さの考え方

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

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

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

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

(a) B23・24 シームを通過して法尻に抜けるすべり面

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

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

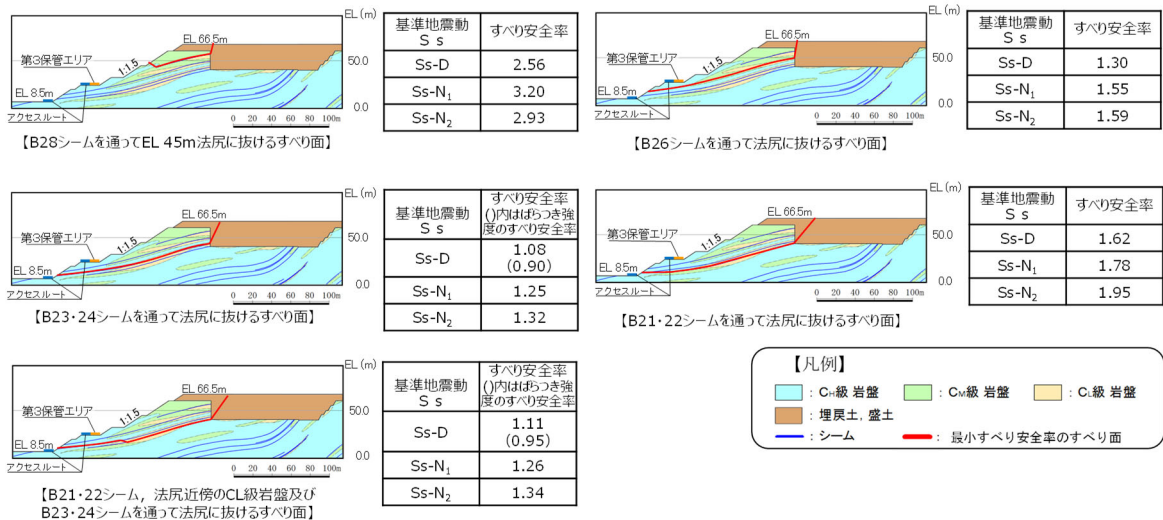


図 2.7.2-15 ①-①' 断面の評価結果

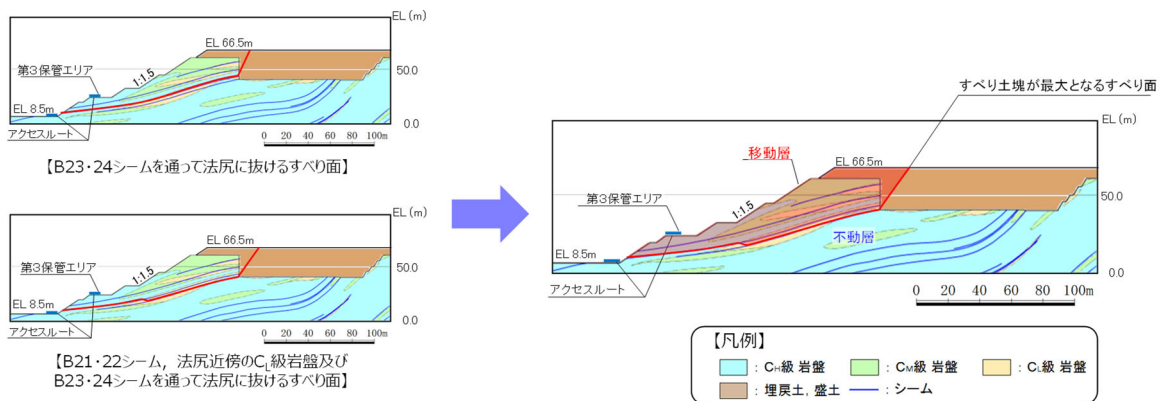


図 2.7.2-16 ①-①' 断面の移動層・不動層

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

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

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

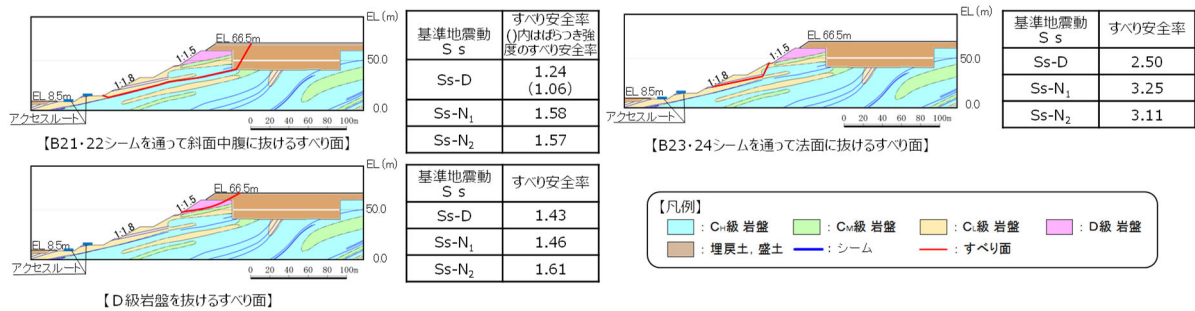


図 2.7.2-17 ②-②' 断面の評価結果

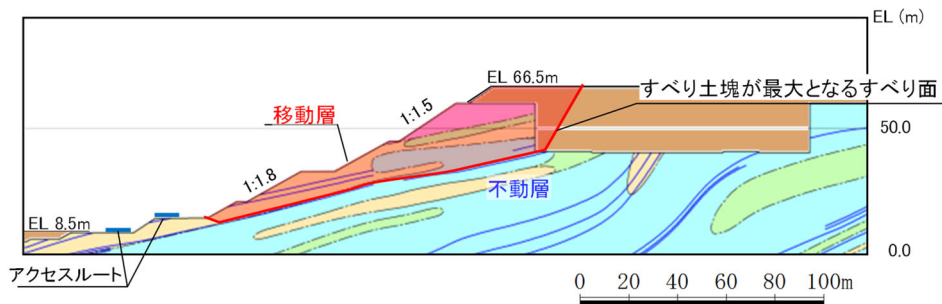


図 2.7.2-18 ②-②' 断面の移動層・不動層

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

表 2.7.2-3 杭の根入れ深さの考え方に係る文献調査結果

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

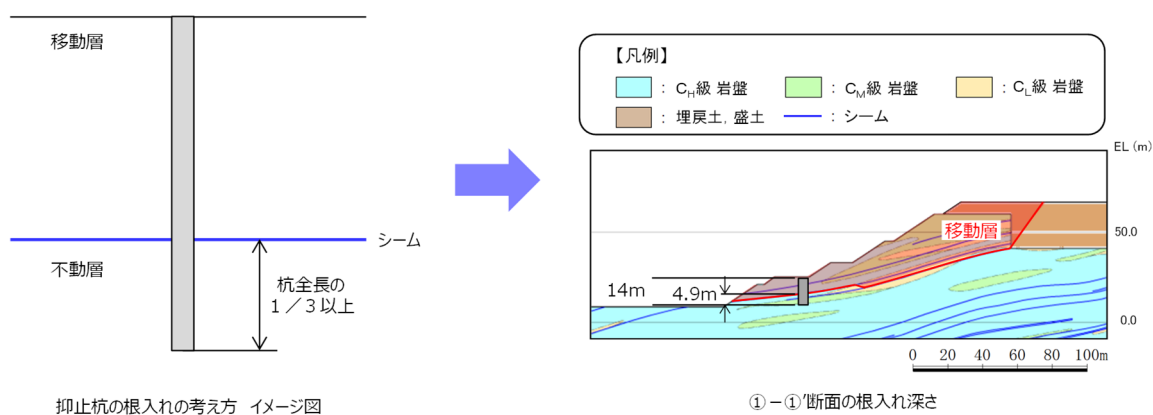


図 2.7.2-19 根入れ深さの考え方

(5) 杭間隔の考え方

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

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

また、以下の検討を行い、杭間隔の妥当性を確認した。

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

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

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

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

表 2.7.2-4 杭間隔の考え方に係る文献調査結果

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

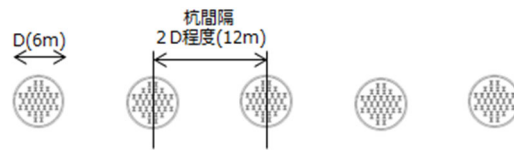


図 2.7.2-20 ①-①' 断面の杭間隔等（イメージ図）

6.2.17 標準杭間隔³³⁾

標準杭間隔として次の数値を目安とする。

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

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

上記の数値の他に杭の直径の8倍以内を杭間隔の一応の目安とすることができる。

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

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

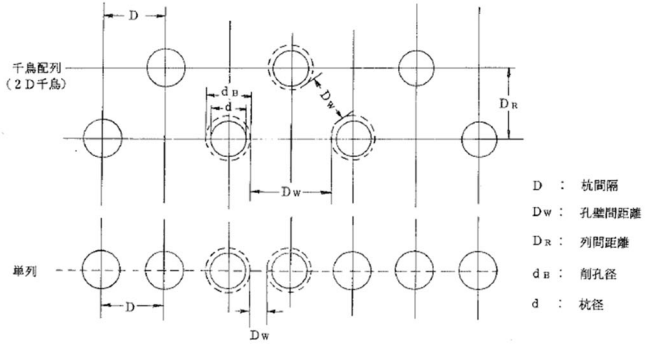
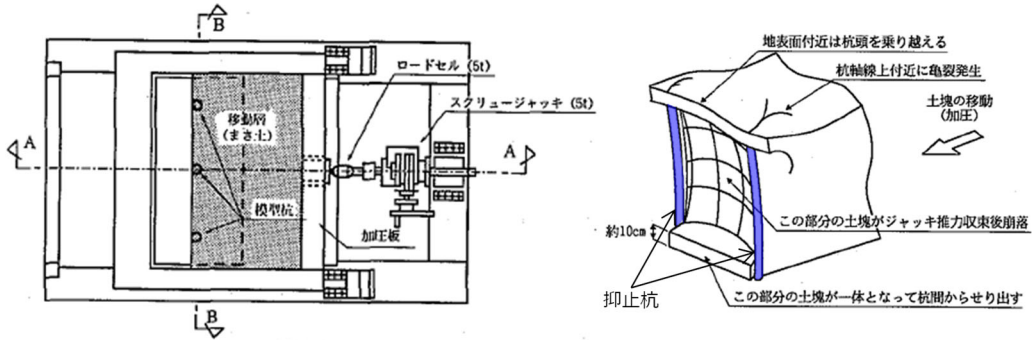


図34 杭間隔および杭の配列³³⁾

文献②を抜粋，加筆

図 2.7.2-21 文献②の概要



平面図
実験装置概要
(文献③より抜粋)

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

図 2.7.2-22 文献③の概要

(6) 中抜け現象の発生に係る判定基準の設定

【文献④の詳細内容】

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

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

・杭周辺の地盤の移動

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

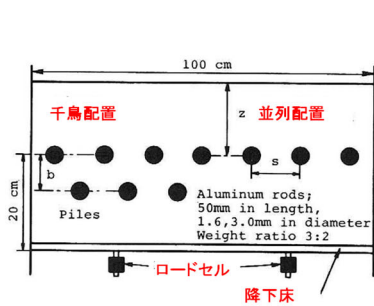


図 2.7.2-23 実験装置概要

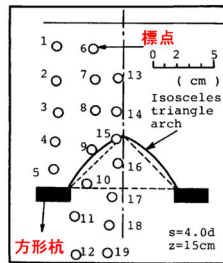


図 2.7.2-24 実験装置の杭と標点の位置関係

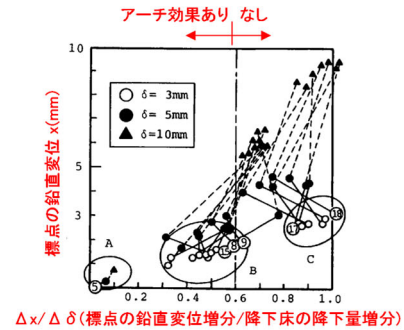


図 2.7.2-25 実験結果の一例 (標点の鉛直変位と降下床の降下量の関係)

・中抜け現象に対するアーチ効果が発揮されるメカニズム

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

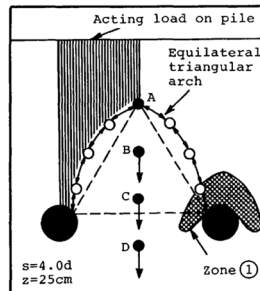


Fig. 6 アーチ効果

図 2.7.2-26 アーチ効果のメカニズム

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

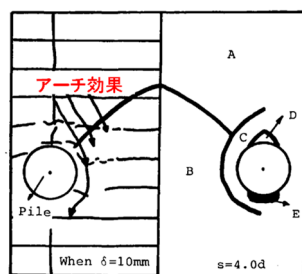


Fig.7 並列円形杭周辺における地盤の移動と分割領域

図 2.7.2-27 並列円形杭周辺における地盤の移動

・杭間隔のアーチ効果への影響

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

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

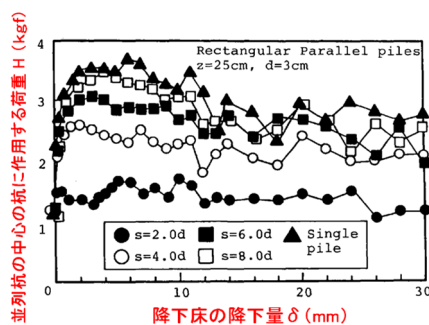


Fig.9 並列杭の中心に作用する荷重と降下床の降下量との関係

図 2.7.2-28 杭に作用する荷重と降下床の降下量の関係

【中抜け現象の発生に係る判定基準】

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

表 2.7.2-5 文献④を踏まえた中抜け現象の発生に係る判定基準

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

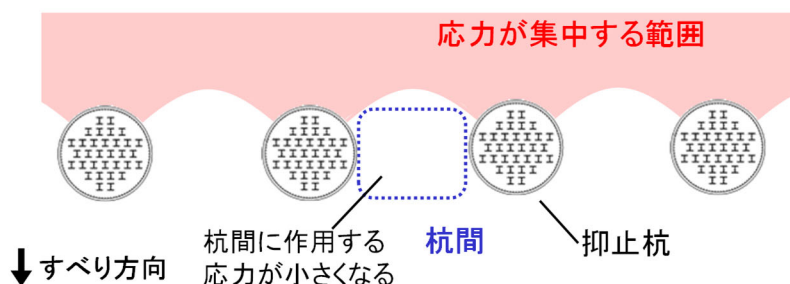


図 2.7.2-29 岩盤の局所安全係数分布図において確認する範囲

【杭間の岩盤の緩みに対する施工時の配慮】

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

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

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



図 2.7.2-30 島根サイトの深礎杭 掘削面の写真 (南側)



図 2.7.2-31 掘削状況写真



図 2.7.2-32 掘削面の近接写真

2.7.3 抑止杭の耐震評価

(1) 評価方針

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

(2) 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

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

(3) 解析用物性値(地盤)

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

(4) 解析用物性値(抑止杭，物理特性・変形特性)

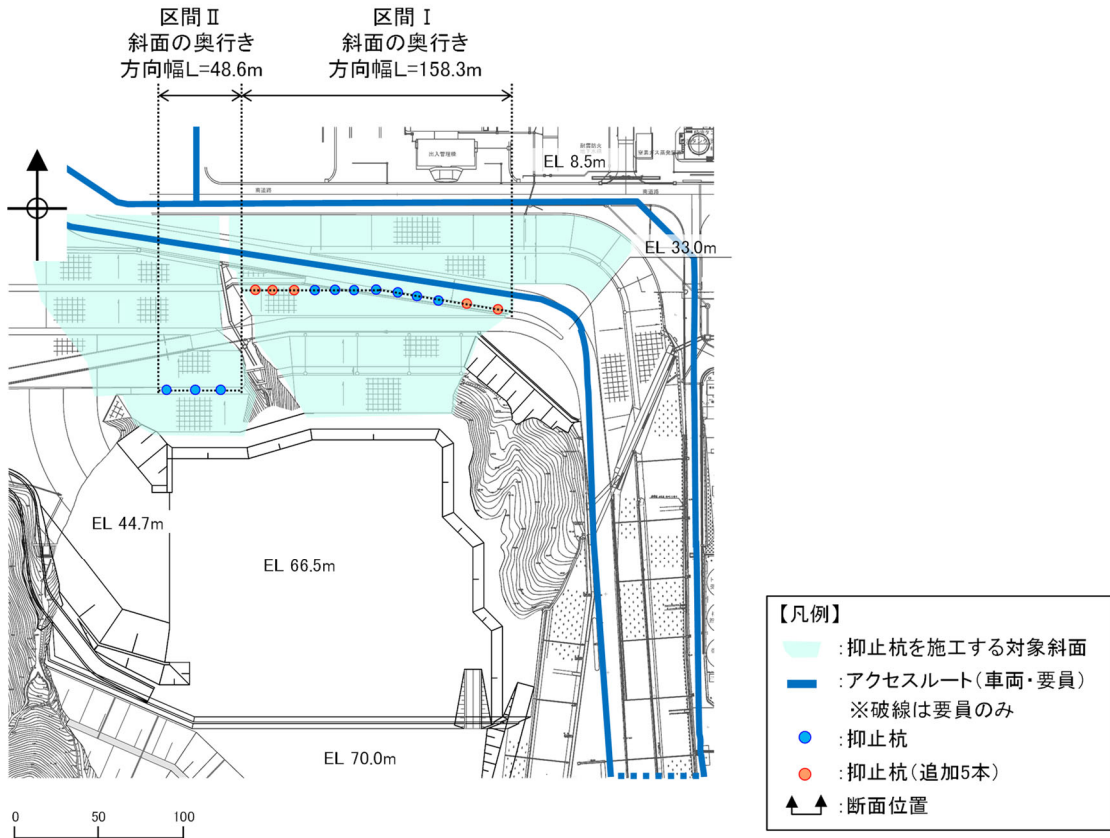
耐震評価に用いる材料定数は，設計図書及び文献等を基に設定する。抑止杭の使用材料を表2.7.3-1に示す。

表 2.7.3-1 抑止杭の使用材料

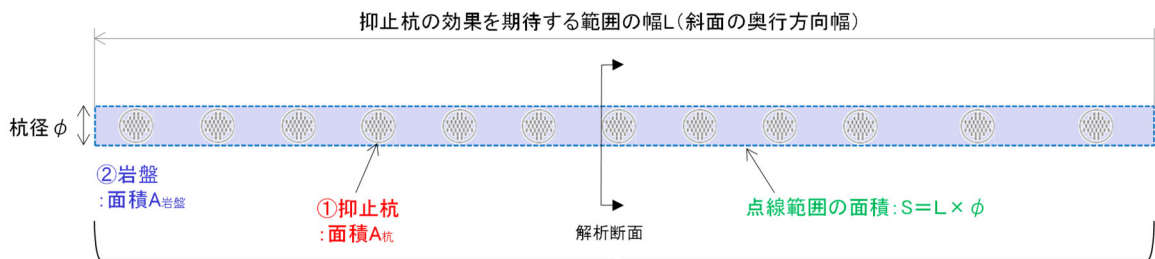
材 料		諸 元
抑止杭	コンクリート	設計基準強度 $F_c=24\text{N/mm}^2$
	鉄筋	SD345 D38, D51
	H鋼	SM490 H458×417×30×50

抑止杭の解析用物性値の設定概要図を図 2.7.3-1 に示す。

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



平面図



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。

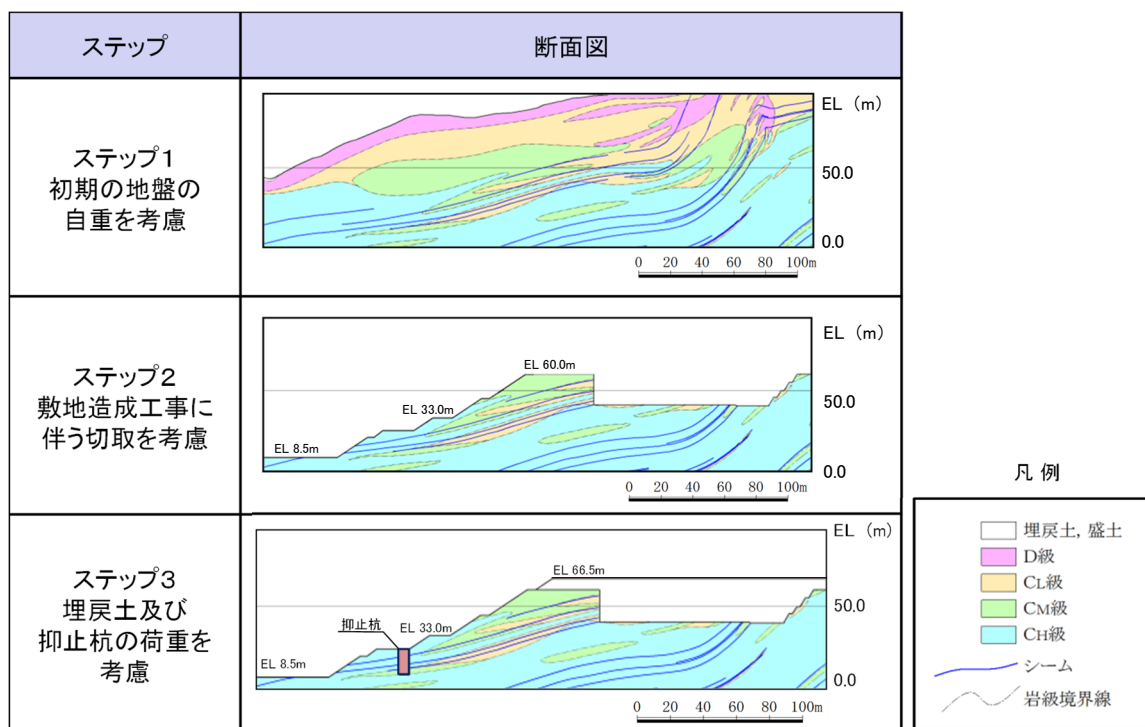


図 2.7.3-2 常時応力解析ステップ図 (例：①-①' 断面)

(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。

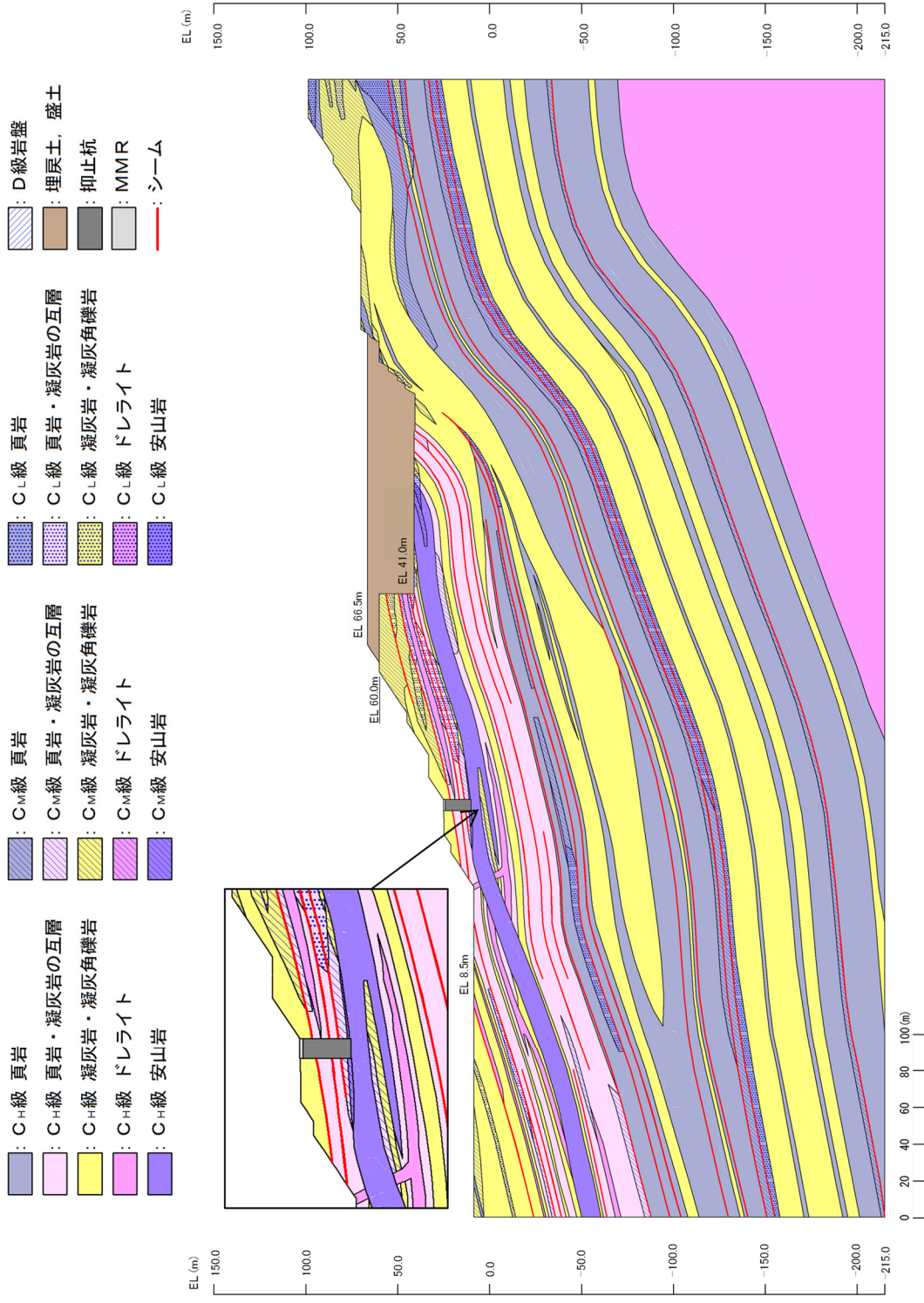


図 2.7.3-3 ①-①' 断面 解析用岩盤分類図

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

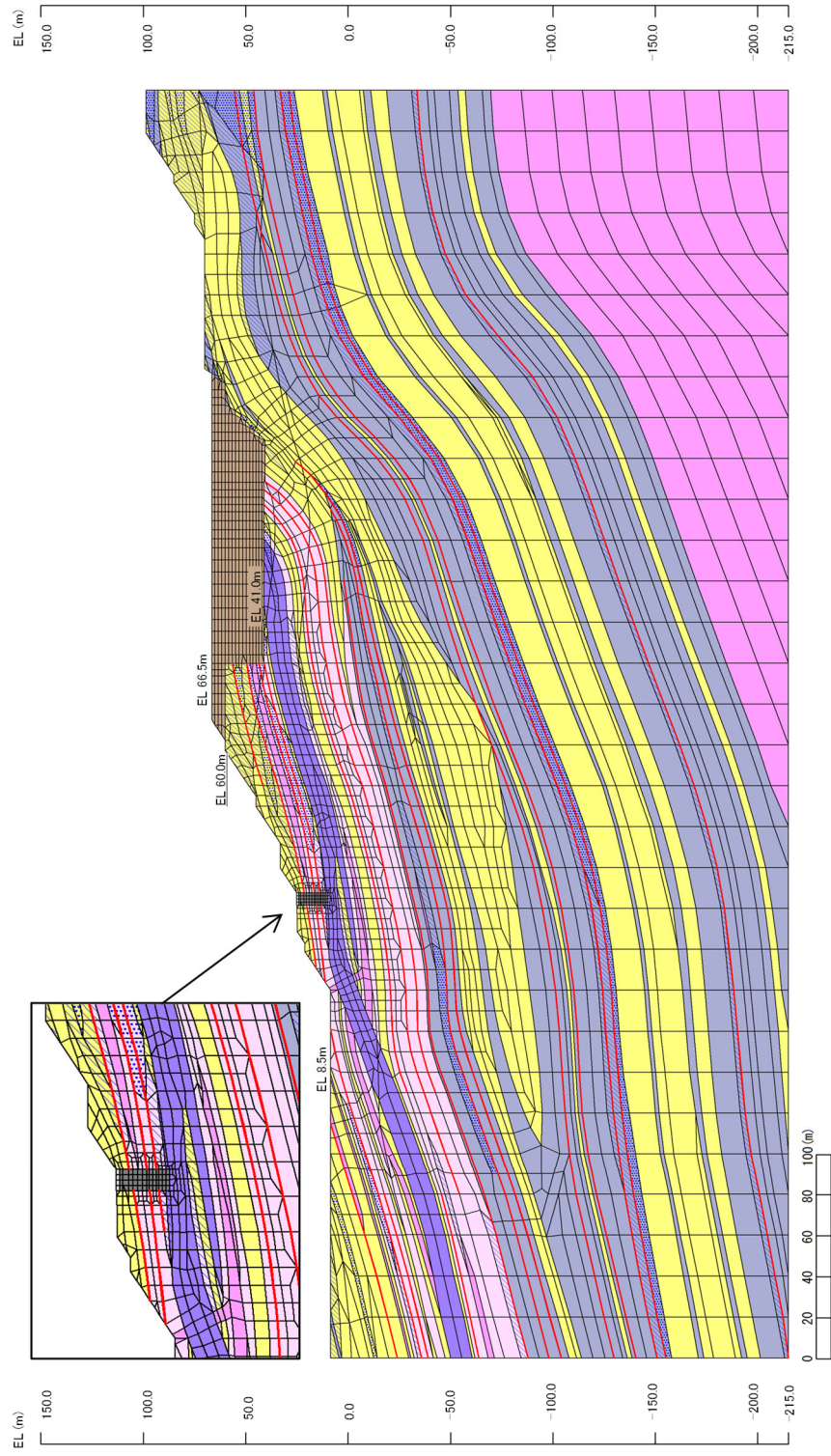


図 2.7.3-4 ①-①' 断面 解析用要素分割図

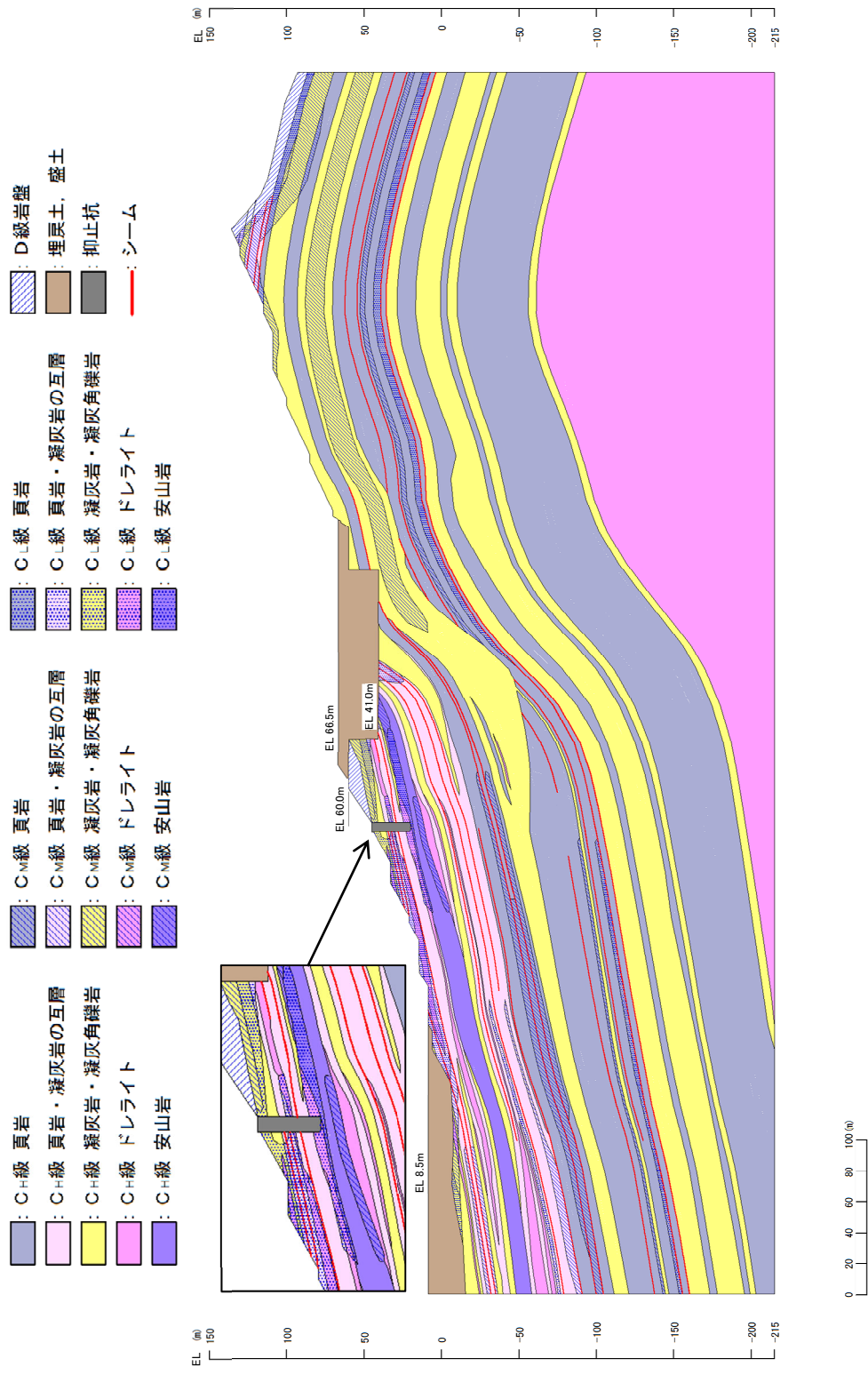


図 2.7.3-5 ②-②' 断面 解析用岩盤分類図

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

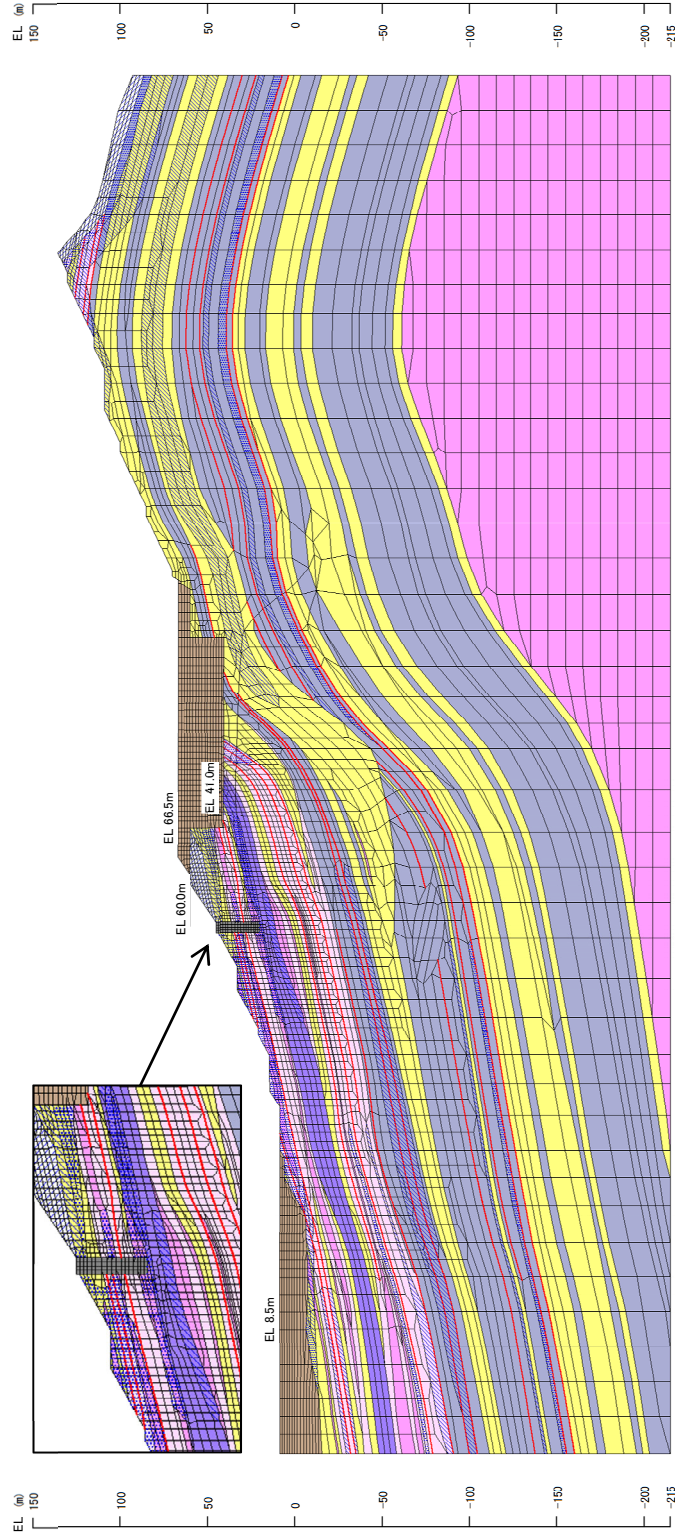


図 2.7.3-6 ②-②' 断面 解析用要素分割図

(7) 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、以下のとおり設定する。

【耐震計価上考慮する状態】

抑止杭の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(a) 運転時の状態

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

(b) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(c) 設計用自然条件

常時荷重に対して極めて小さいため、積雪の影響は考慮しない。

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

(d) 重大事故等時の状態

重大事故等時の影響を受けないことから考慮しない。

【荷重】

抑止杭の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(a) 固定荷重 (G)

固定荷重として、自重を考慮する。

(b) 積載荷重 (P)

積雪等の影響を考慮しないことから、組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。

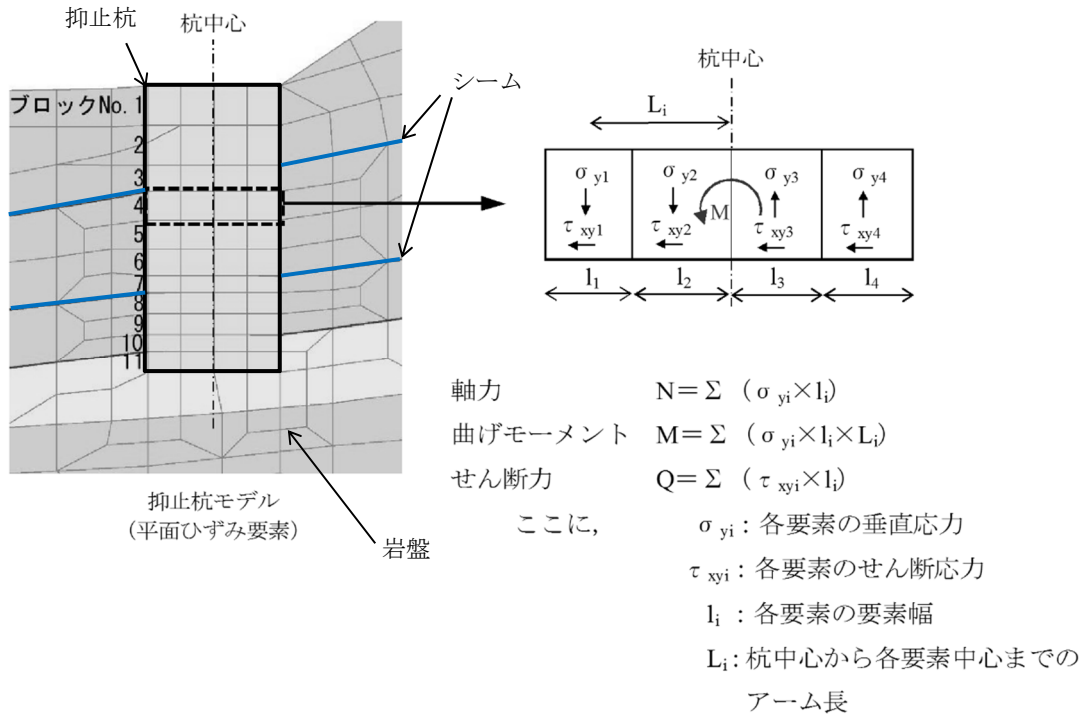


図 2.7.3-7 断面力算定の概念図

【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（H鋼）の許容せん断応力度 (N/mm²)

A_H ：せん断補強材（H鋼）の断面積 (mm²)

α ：最大応力度／平均応力度

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

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

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

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

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

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

ここで，

R_K ：抑止杭の単位奥行き当たりの許容せん断抵抗力

n ：杭本数（区間I：12本，区間II：3本）

S_K ：杭1本の許容せん断抵抗力

S_G ：杭間及び周辺岩盤のせん断抵抗力

（照査位置に関わらず，シームであるとして保守的にゼロとする）

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

L ：各区間の抑止杭の効果を期待する範囲の幅

（斜面の奥行方向幅。区間I：158.3m，区間II：48.6m）

表 2.7.3-7 抑止杭 1 本当たりの許容せん断抵抗力 S_k

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

抑止杭 1 本当たりの許容せん断抵抗力 S_k

注記*1：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（社）土木学会，2002年）に基づき，コンクリート（ $f_c=24\text{N/mm}^2$ ）の許容せん断応力度：0.45 N/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

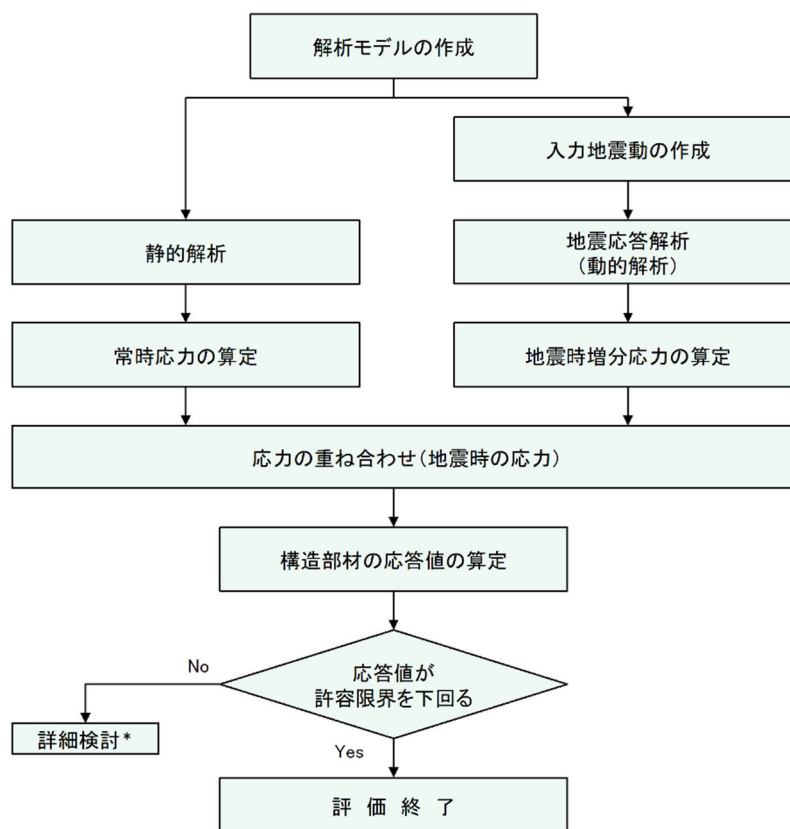
項目	許容値 (N/mm ²)
コンクリートの許容曲げ圧縮応力度* ¹	18
軸方向鉄筋の許容引張応力度* ²	323

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

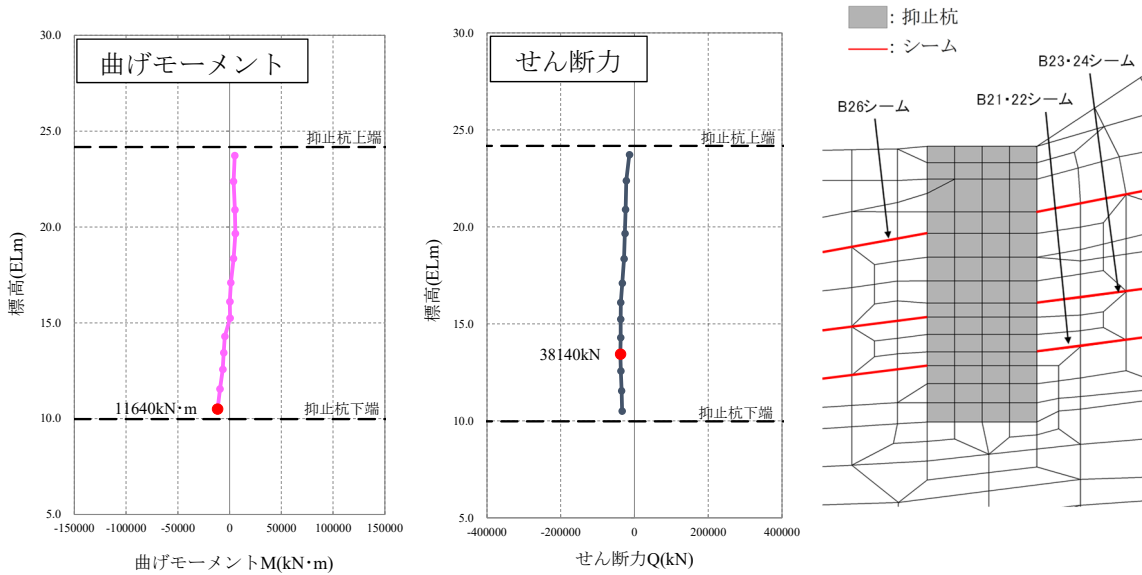
表 2.7.3-11 鉄筋の引張応力度の照査結果

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。

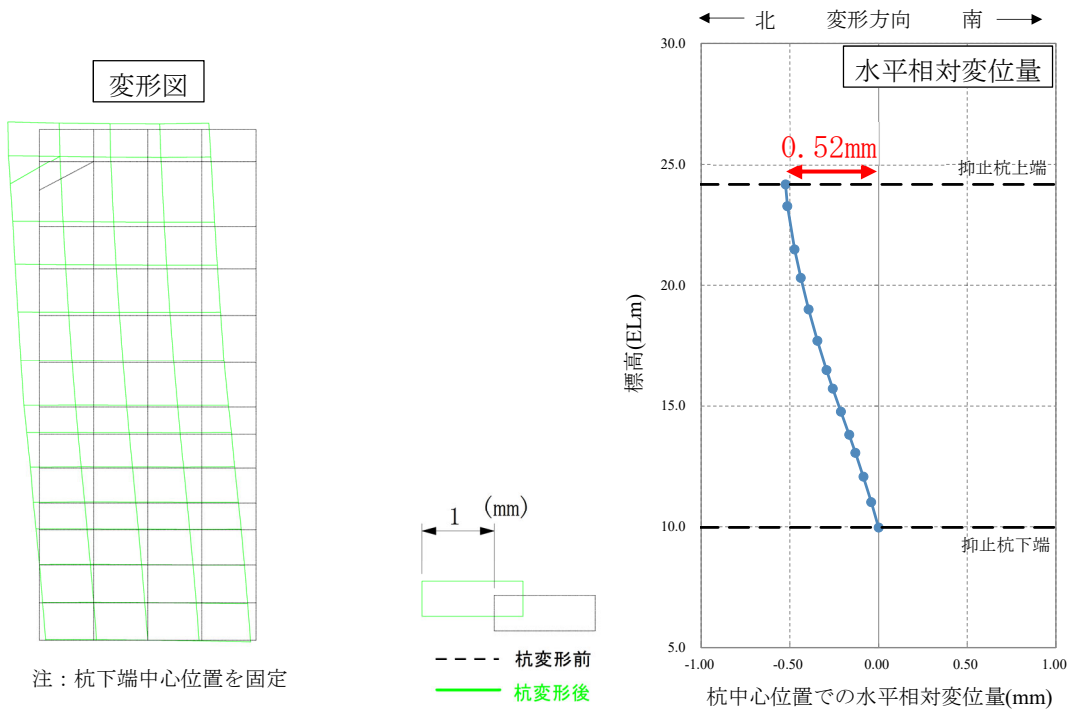


注 1：モーメントは時計回りを正とする。

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)
(S_s -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*)

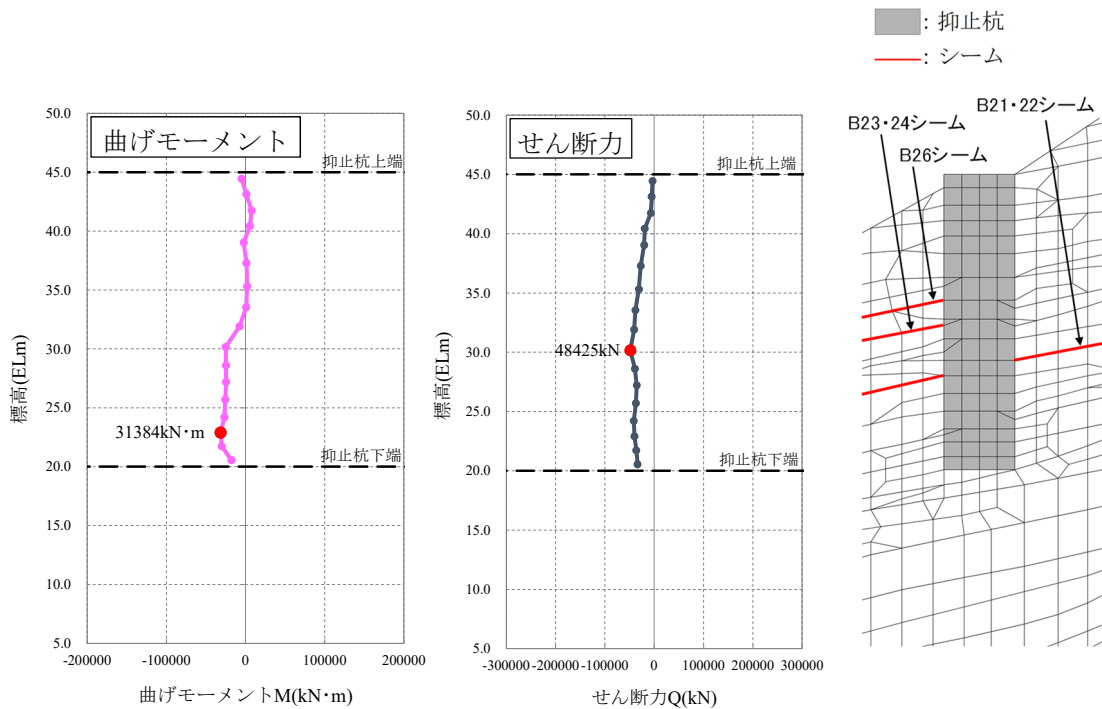
注記*：抑止杭に最大曲げモーメントが発生する時刻と同一。



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)

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

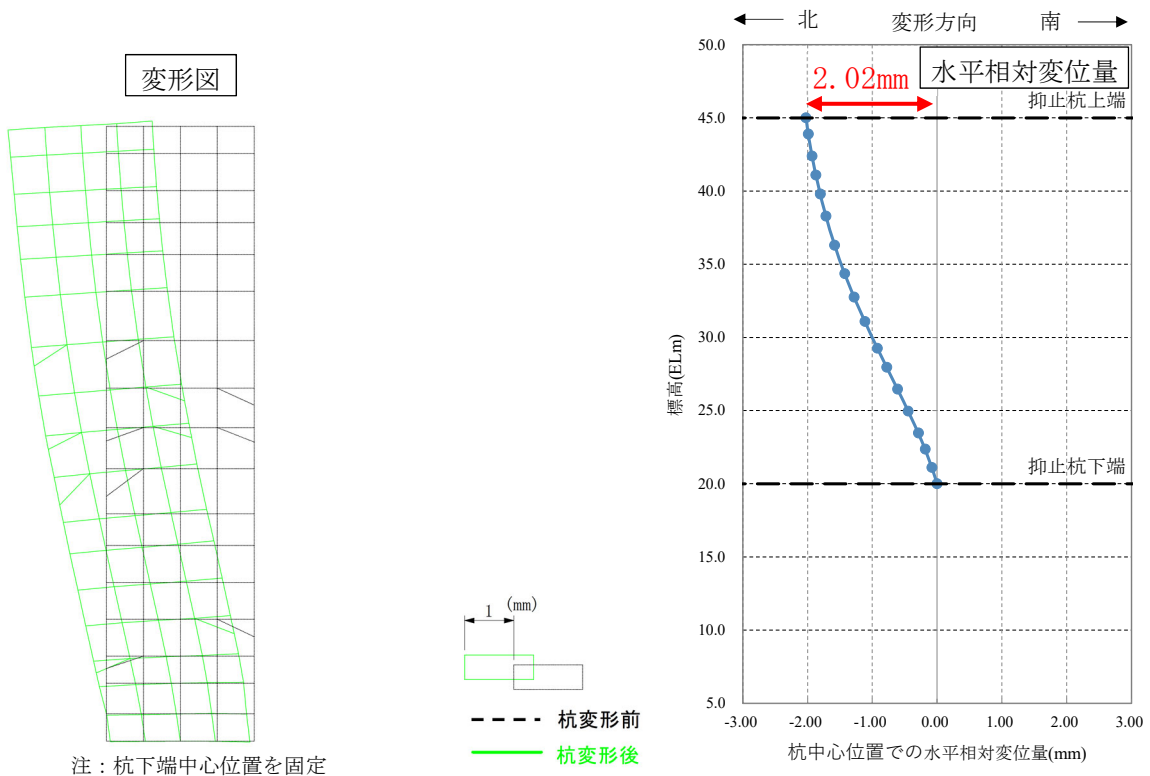


注1：モーメントは時計回りを正とする。

2：●は、絶対値の最大位置を示す。

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

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



注：杭下端中心位置を固定

図 2.7.3-12 抑止杭変形図 (②-②' 断面)
(Ss-D(+, -)・8.96 秒, 抑止杭に最大せん断力が発生する地震動及び時刻)

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。

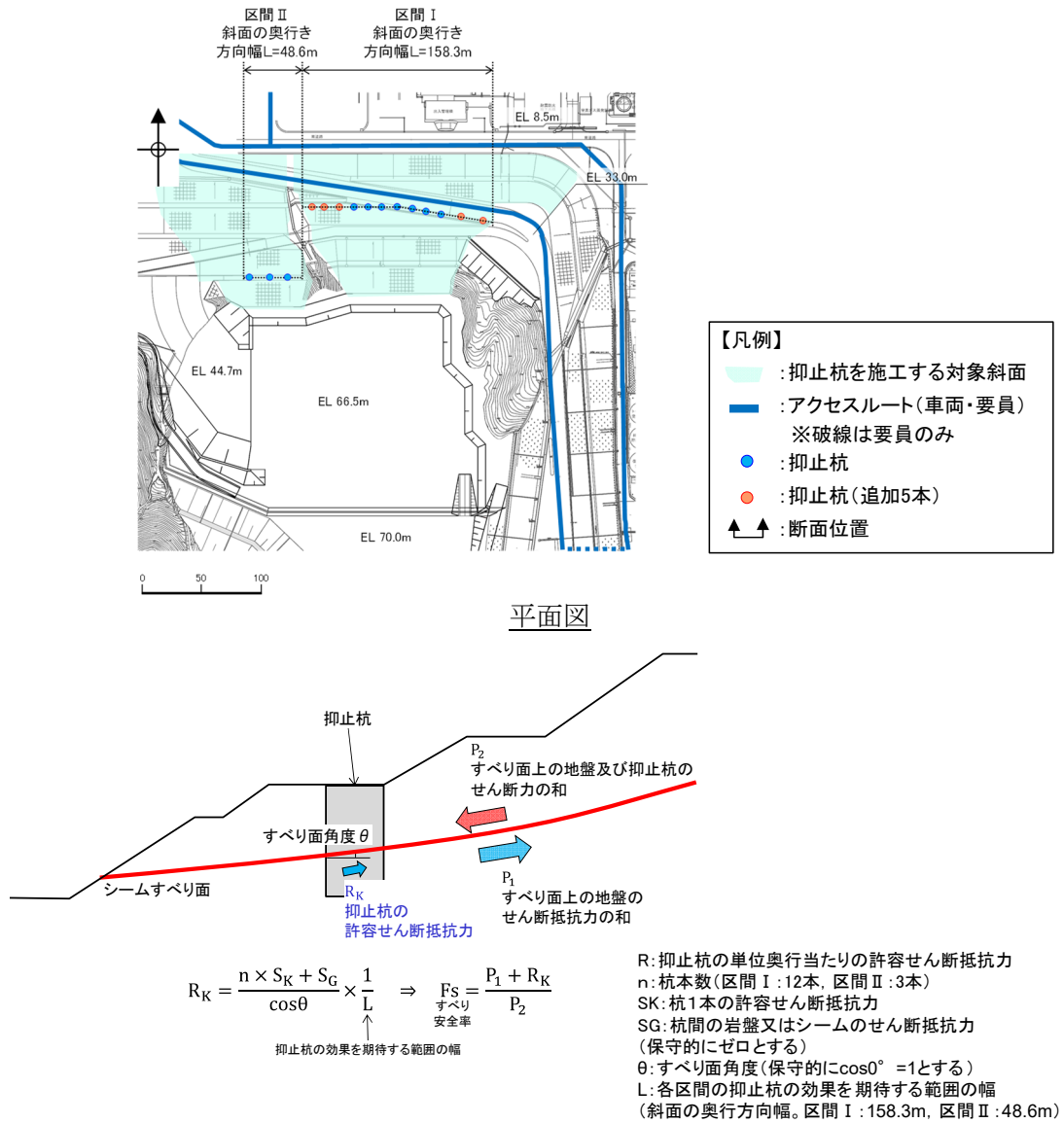
(4) 評価基準値の設定

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)
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。

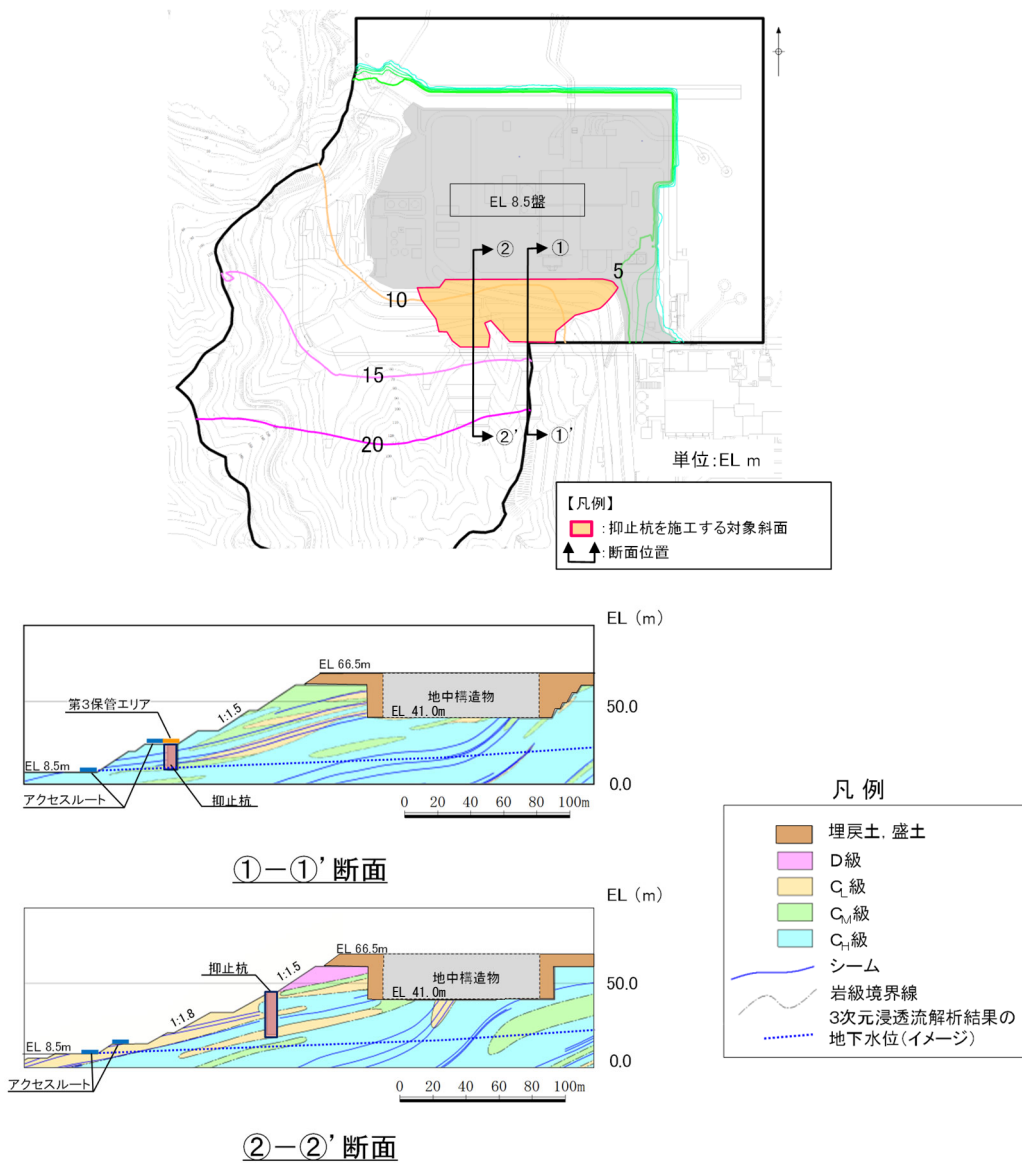
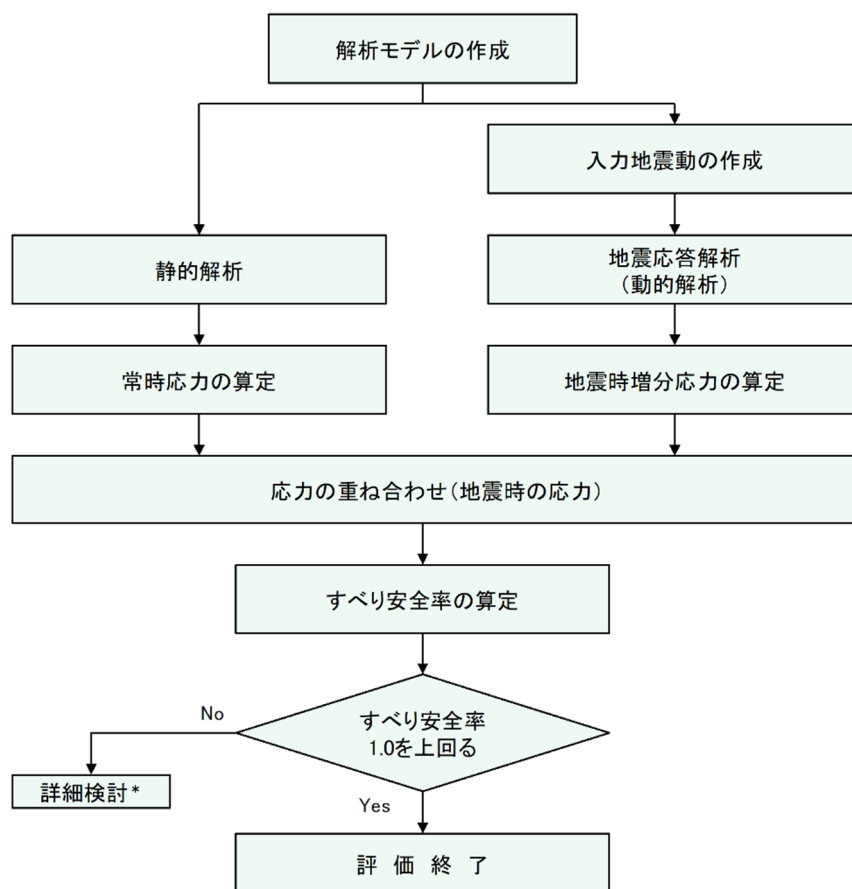


図 2.7.4-2 3次元浸透流解析結果 (定常解析) の等水位線図*

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

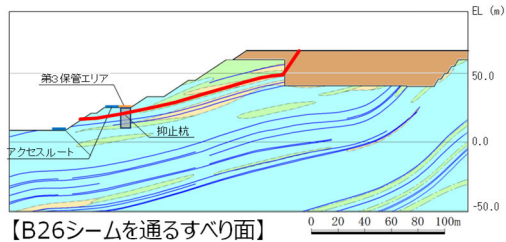
入力地震動は「2.7.3 抑止杭の耐震評価」と同様とする。

(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。

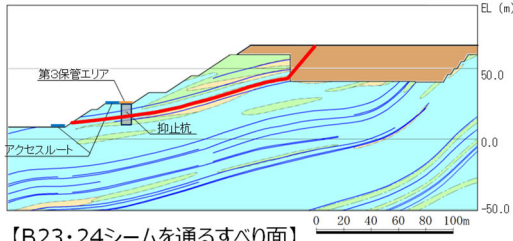
結果が最小となったケースに対して、地盤物性のばらつき（平均強度 $-1.0 \times$ 標準偏差（ σ ））を考慮した場合でも、最小すべり安全率が評価基準値 1.0 に対し余裕を有しており、安定性を有することを確認した。

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。



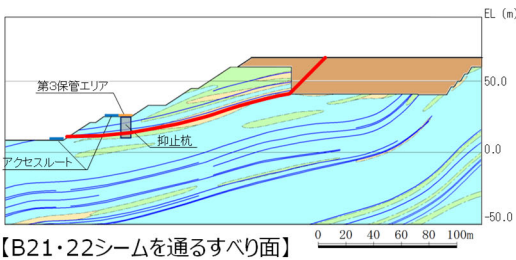
【B26シームを通るすべり面】

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



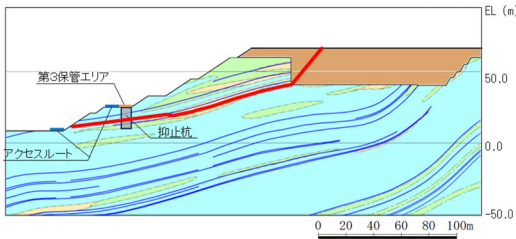
【B23・24シームを通るすべり面】

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



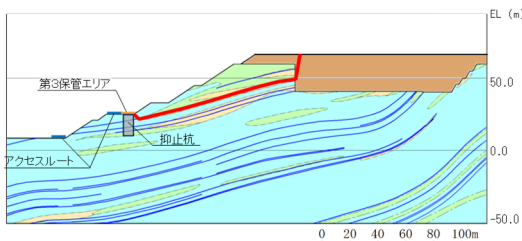
【B21・22シームを通るすべり面】

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



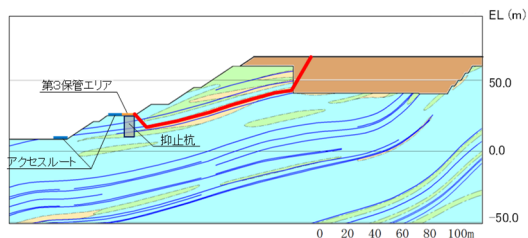
【B21・22シーム,法尻近傍のC₁級岩盤及び
B23・24シームを通して法尻に抜けるすべり面】

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



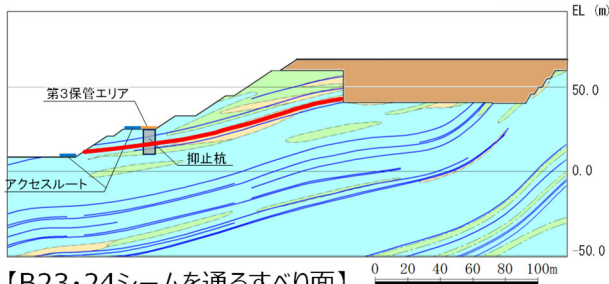
【B23・24シームを通して抑止杭背後で切り上がるすべり面】

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】

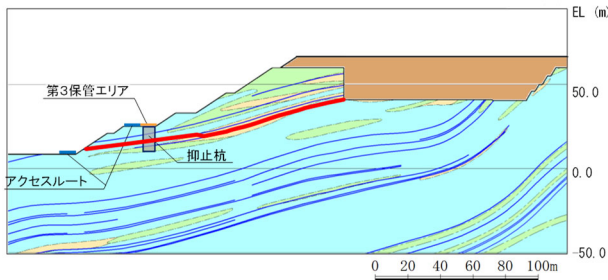
- : C₊級岩盤
- : C_M級岩盤
- : C₁級岩盤
- : 埋戻土, 盛土
- : 抑止杭
- : シーム
- : 最小すべり安全率のすべり面

図 2.7.4-4 ①-①' 断面の評価結果



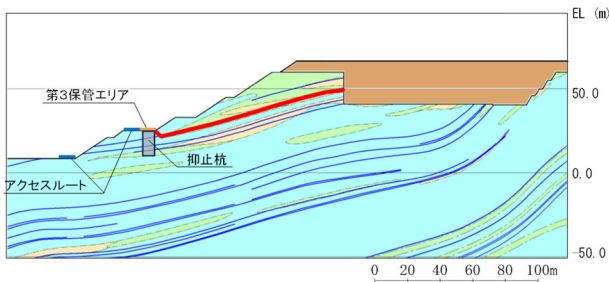
【B23・24シームを通るすべり面】

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



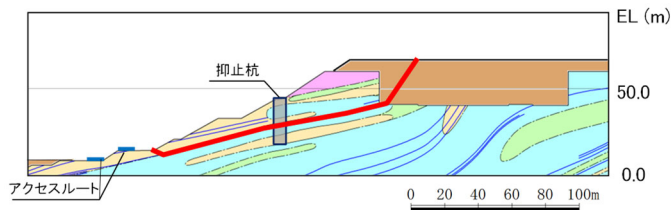
【B26シームを通過して抑止杭背後で切り上がるすべり面】

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】

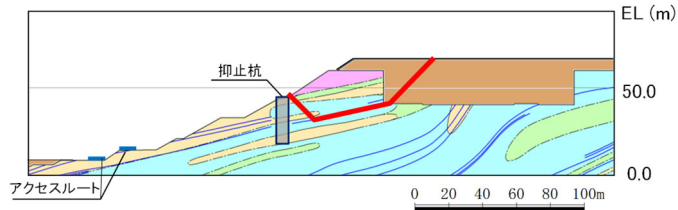
: C _H 級 岩盤	: C _M 級 岩盤	: C _L 級 岩盤
: 埋戻土, 盛土	: 抑止杭	: シーム
		: すべり面

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)



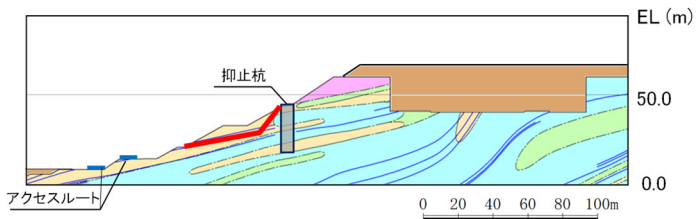
【B21・22シームを通るすべり面】

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

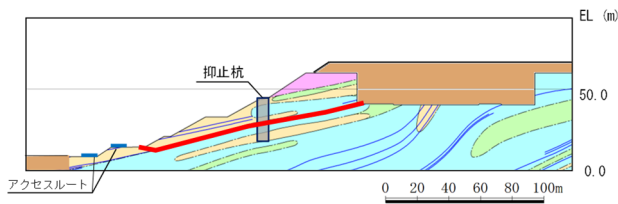


【B23シームを通過して法面に抜けるすべり面】

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

【凡例】

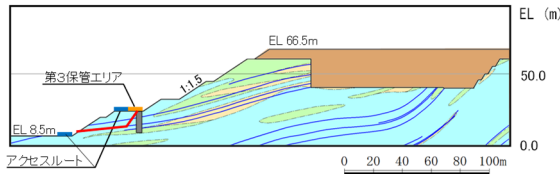
 : C _H 級 岩盤	 : C _M 級 岩盤	 : C _L 級 岩盤	 : D級 岩盤
 : 埋戻土, 盛土	 : 抑止杭	 : シーム	 : すべり面

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

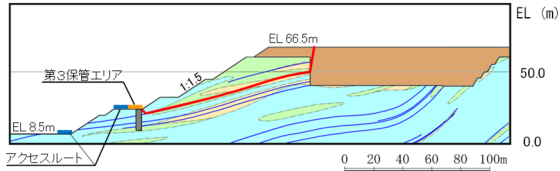
【杭より下流の移動層のすべり及び受働破壊を想定したすべりの検討】

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。



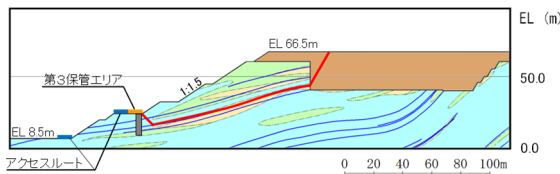
【B23・24シームを通る杭より下流の移動層のすべり面】

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



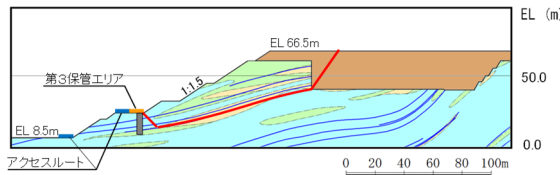
【B26シームを通る受働破壊を想定したすべり面】

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】

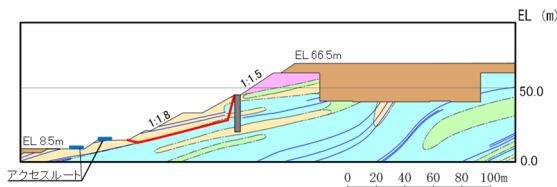
基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	1.60
S _s -N ₁	1.81
S _s -N ₂	1.97



【B21・22シームを通る受働破壊を想定したすべり面】

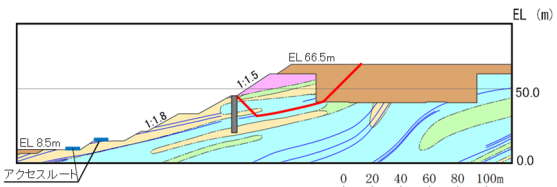
基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	1.73
S _s -N ₁	1.79
S _s -N ₂	1.97

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】

- : 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 2.7.4-8 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。

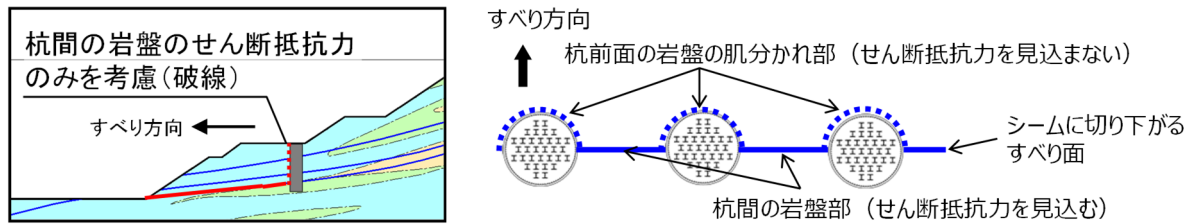
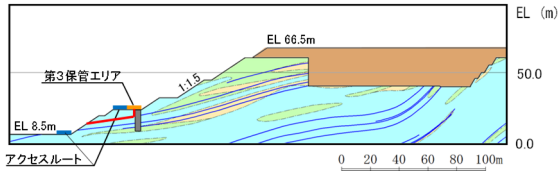
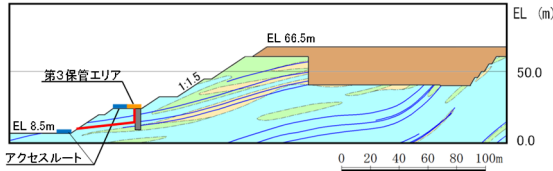


図 2.7.4-9 ①-①' 断面の杭間隔等 (イメージ図)



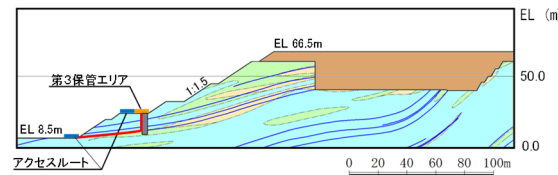
【B26シームを通る杭の肌分かれを想定したすべり面】

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分かれを想定したすべり面】

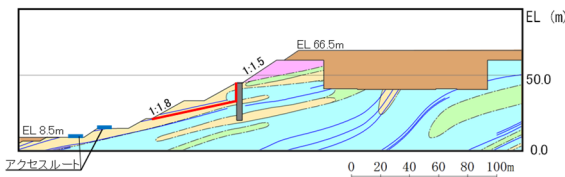
基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	3.10
S _s -N ₁	3.12
S _s -N ₂	3.53



【B21シームを通過して法尻に抜ける杭の肌分かれを想定したすべり面】

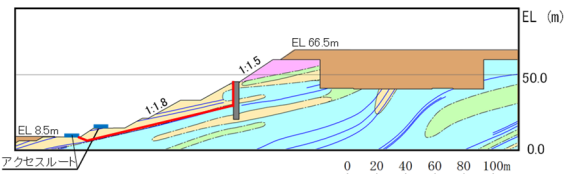
①-①' 断面

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



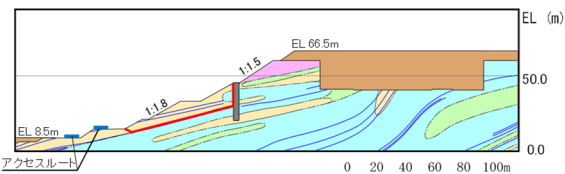
【B23+24シームを通る杭の肌分かれを想定したすべり面】

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シームを通り法尻に抜ける杭の肌分か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シームを通り法尻に抜ける杭の肌分か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】

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、健全性を確保していると考えられるが、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。

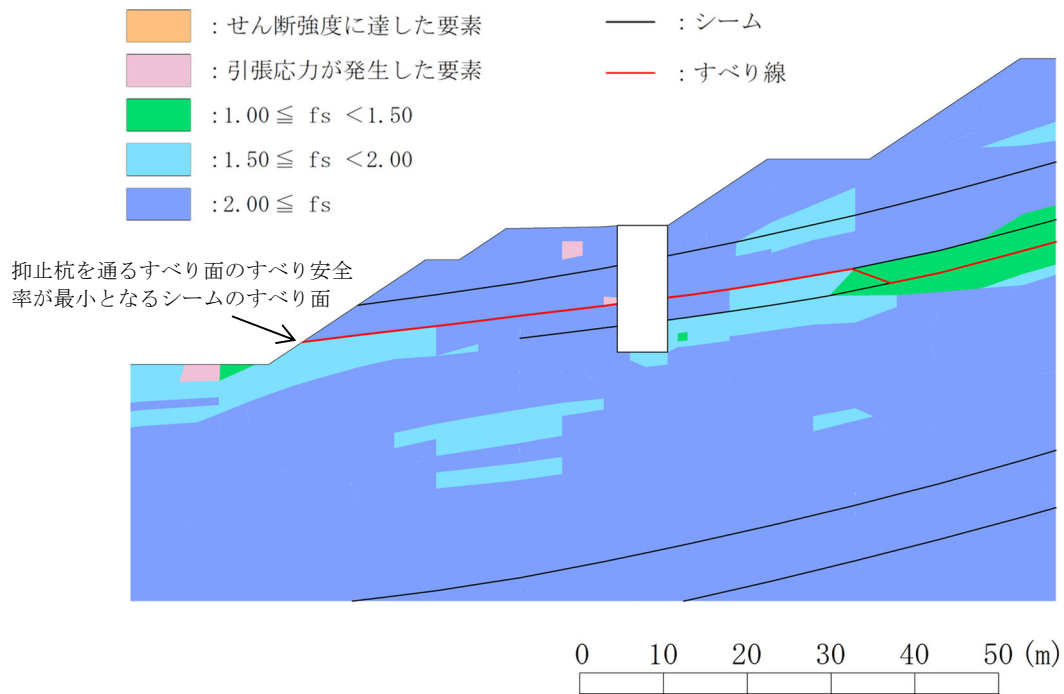


図 2.7.4-11 抑止杭周辺地盤の健全性照査結果 (①-①' 断面)

($S_s-D \cdot 8.96$ 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)

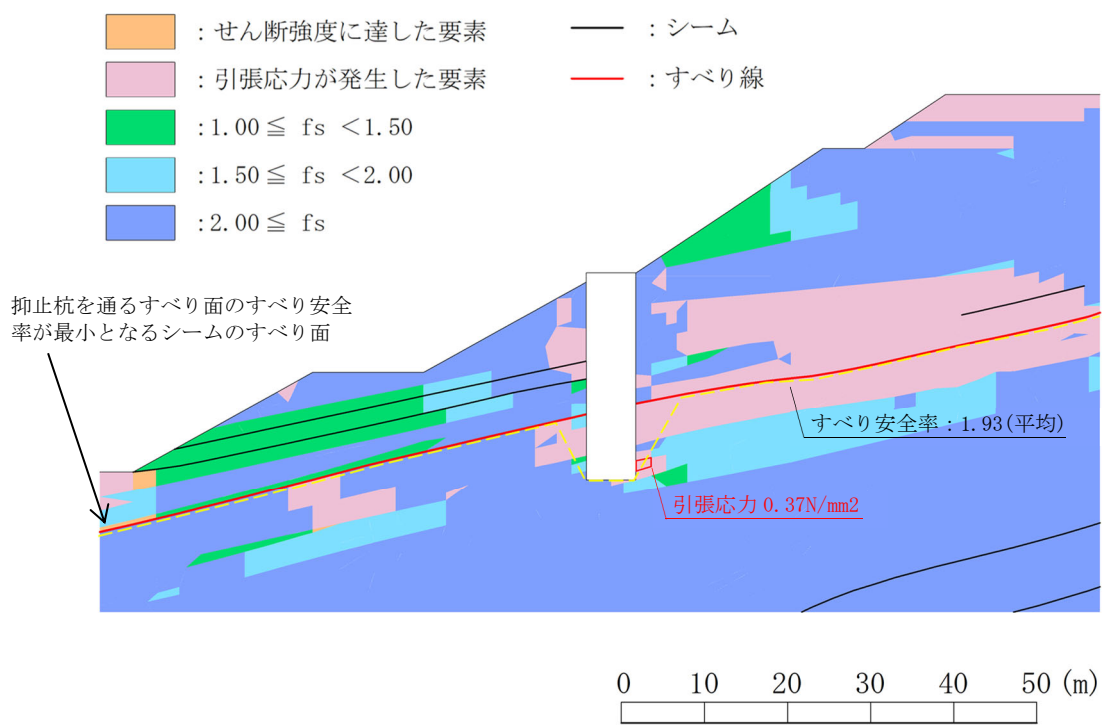


図 2.7.4-12 抑止杭周辺地盤の健全性照査結果 (②-②' 断面)
 (Ss-D・8.58 秒, 抑止杭を通るすべり面のすべり安全率が最小となる地震動及び時刻)

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。

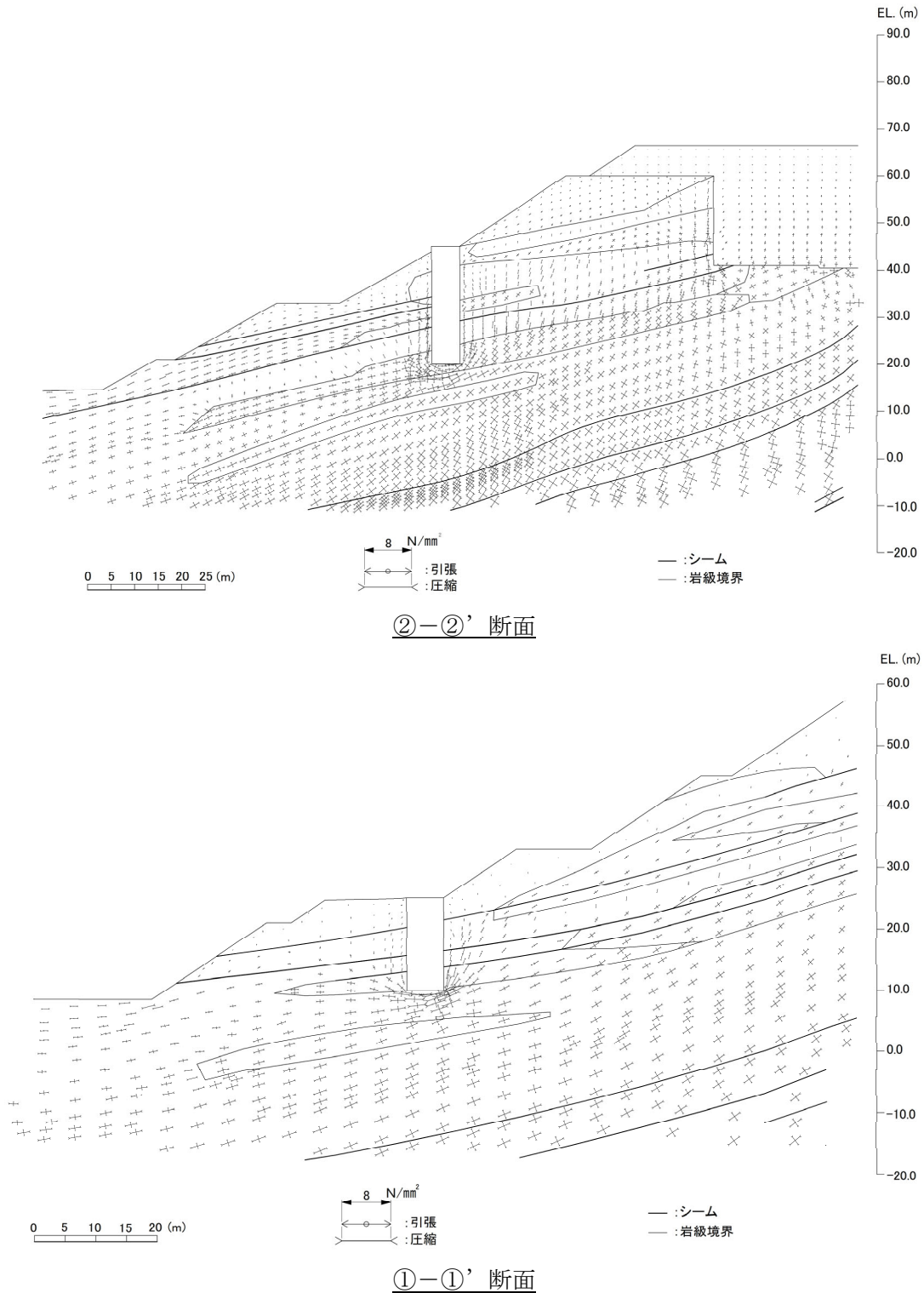


図 2.7.4-13 常時応力解析の主応力分布図

(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。

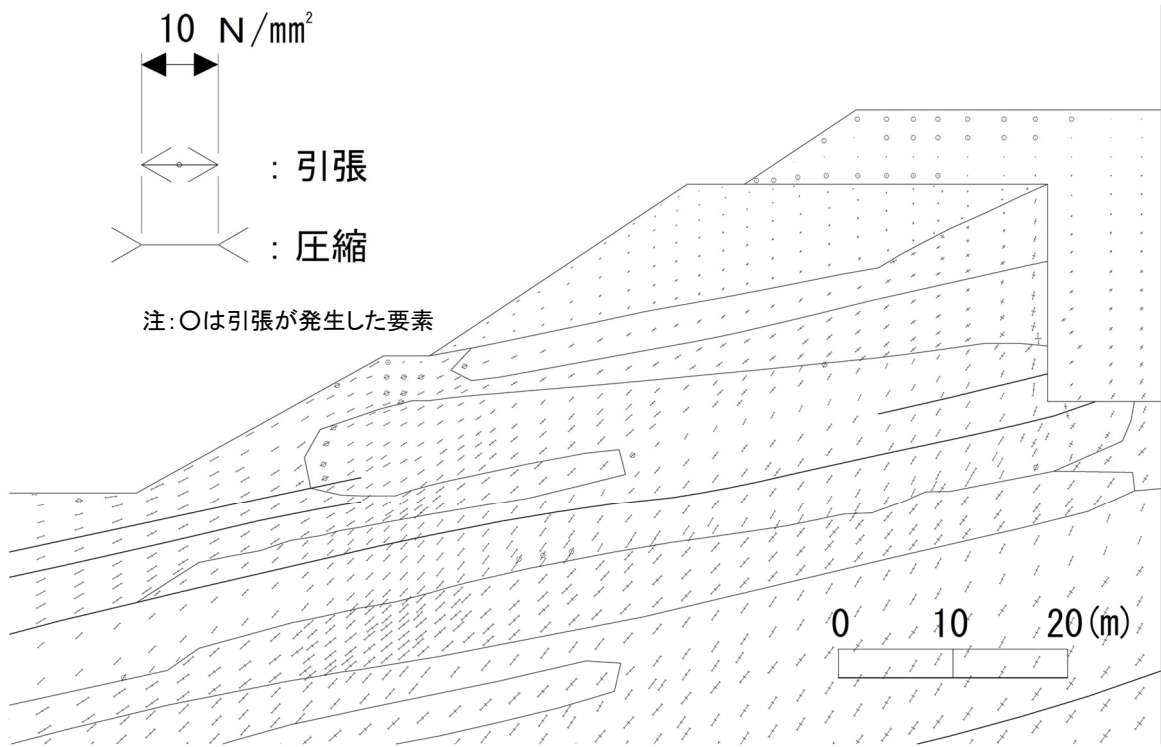
②-②' 断面の変形図からは、以下の現象が確認できる。

- 3) ②-②' 断面の杭背後の地盤は、抑止杭有・無し of 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。

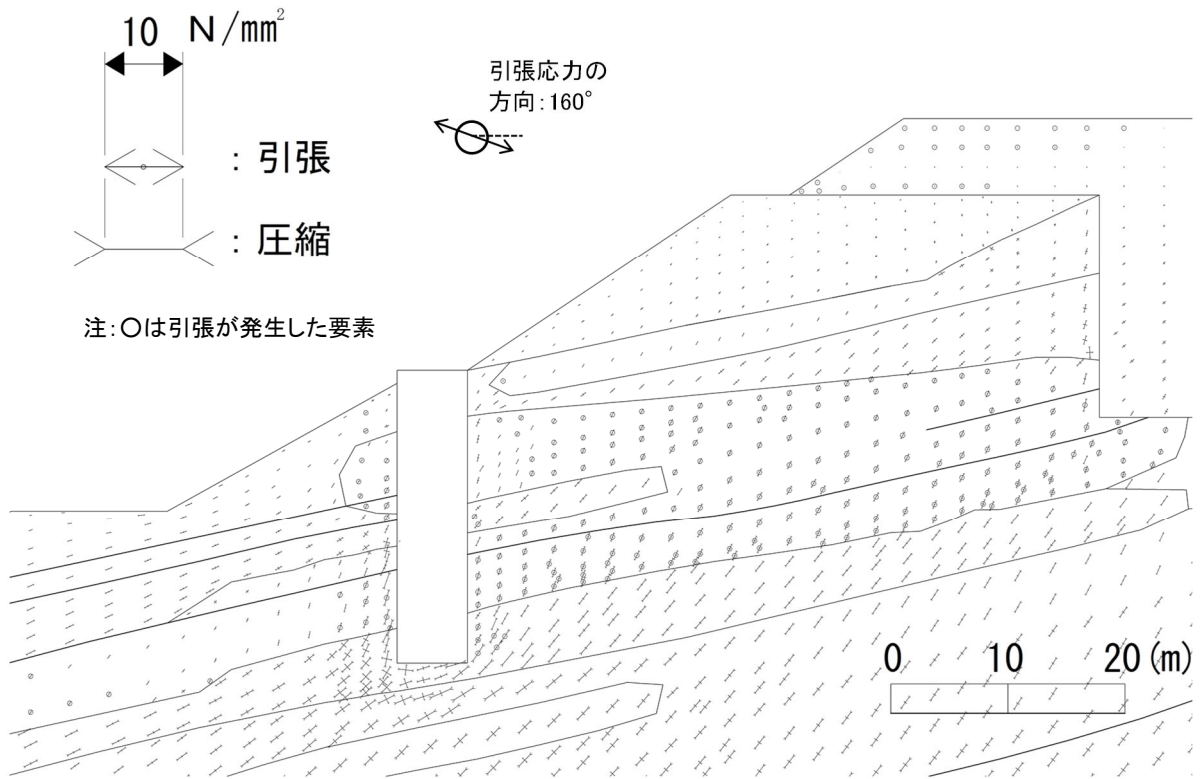
なお、抑止杭の剛性は、②-②' 断面： $G_d=5.66 \times 10^3 \text{N/mm}^2$ である。

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 of 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 of 慣性力 of 作用により、抑止杭背後 of 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に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。

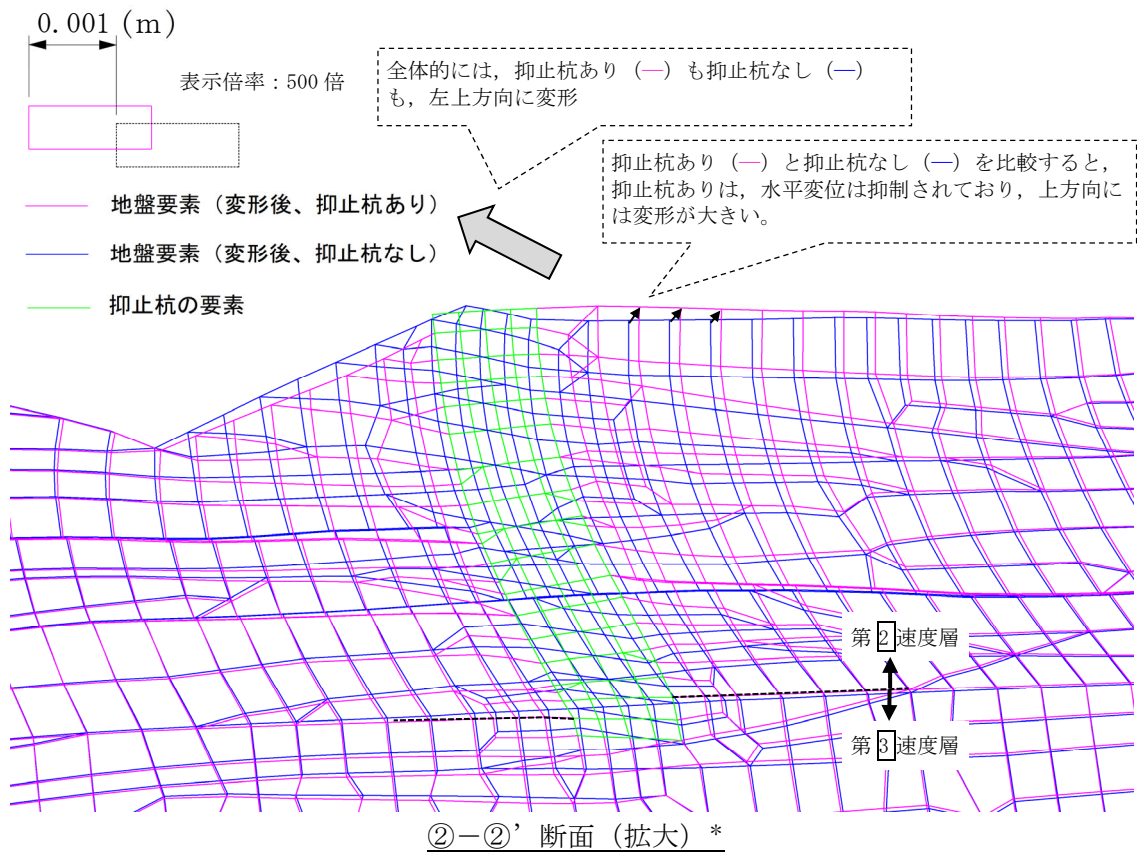


抑止杭なし

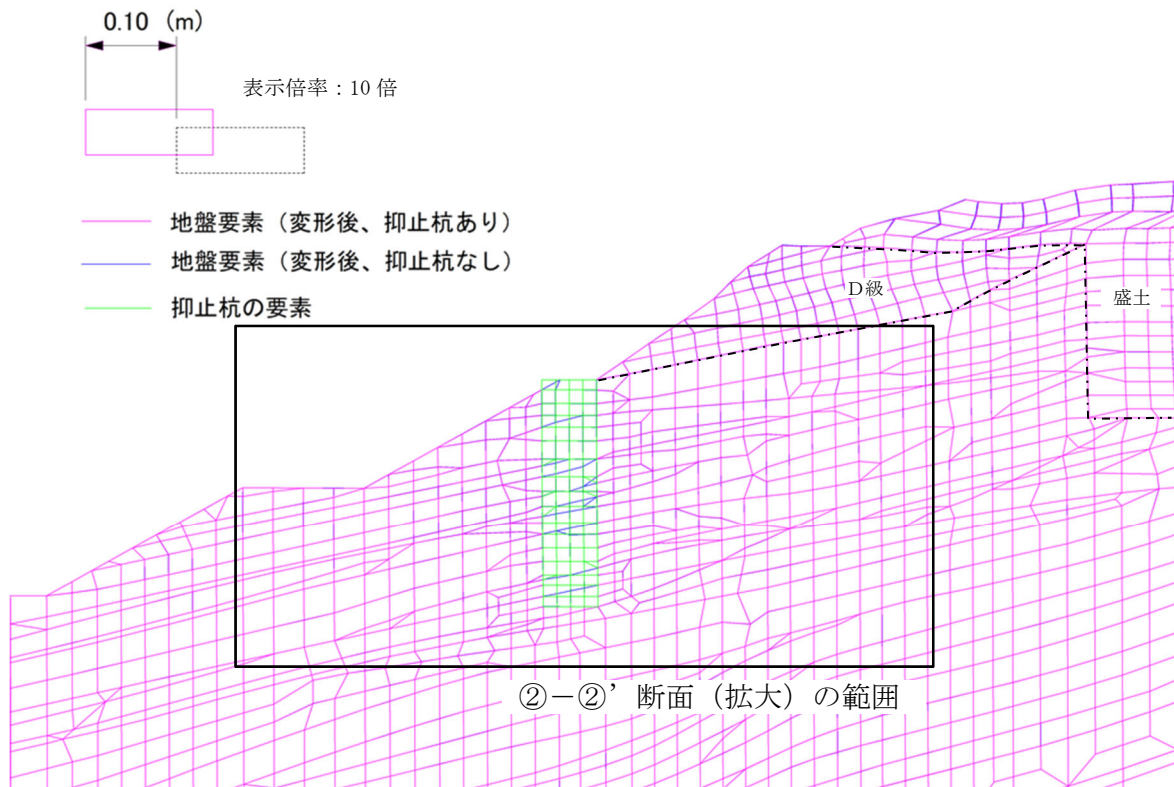


抑止杭あり

図 2.7.4-14 ②-②' 断面の主応力図

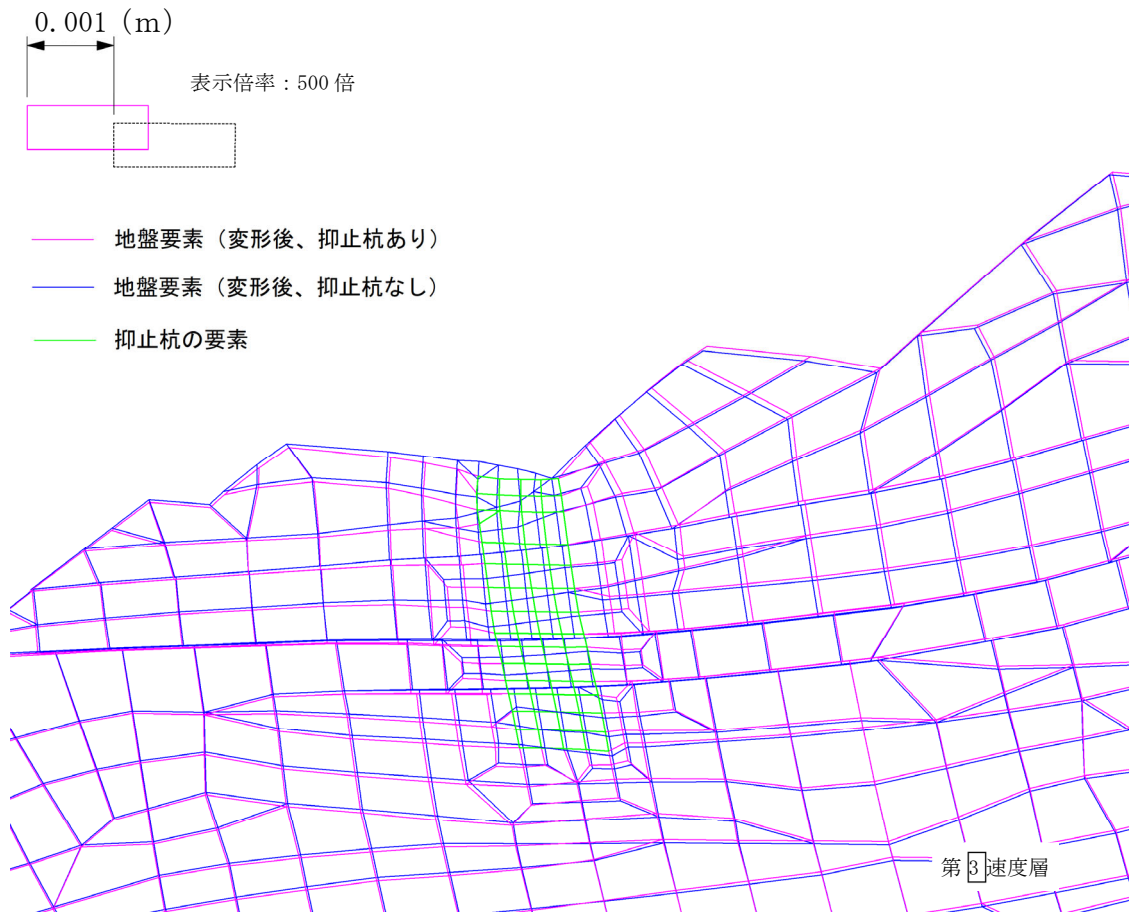


注記*：抑止杭及び引張応力が発生した岩盤について、変形の傾向を確認する目的の図であることから、変形量を500倍の表示倍率としている。相対的に変形量の大きい(水平変位量で3cm程度)D級岩盤、盛土は、本図の目的を踏まえて、非表示としている。



(参考) ②-②' 断面 (全体)

図 2.7.4-15 ②-②' 断面の変形図 (1)



(参考) ①-①' 断面

図 2.7.4-15 ②-②' 断面の変形図 (2)

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。

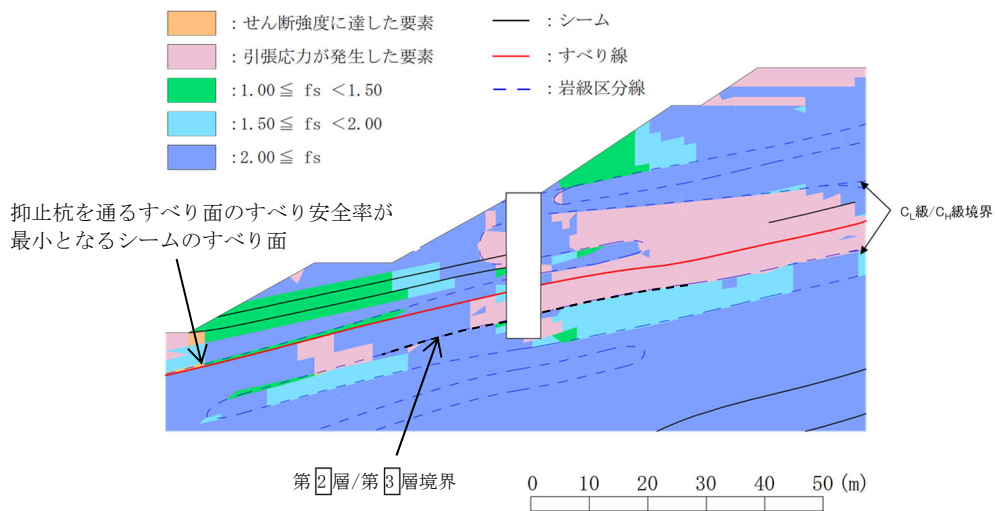


図 2.7.4-16 局所安全係数分布図 (②-②'断面)

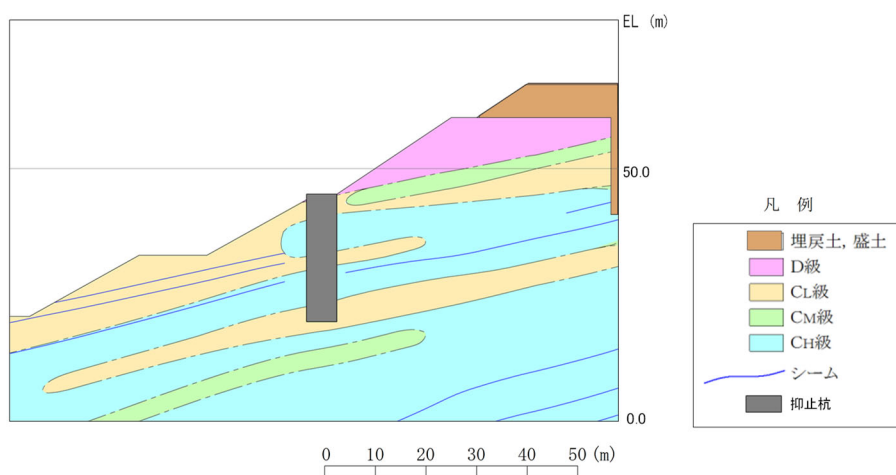


図 2.7.4-17 岩級区分図 (②-②'断面)

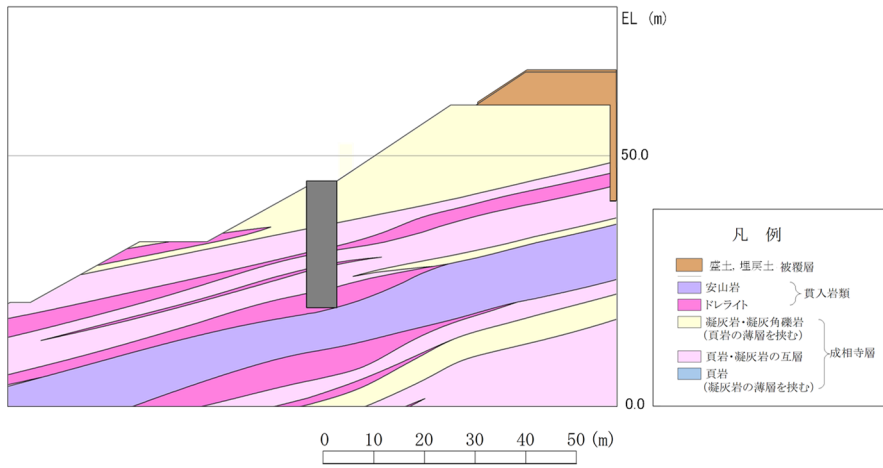


図 2.7.4-18 岩相区分図 (②-②' 断面)

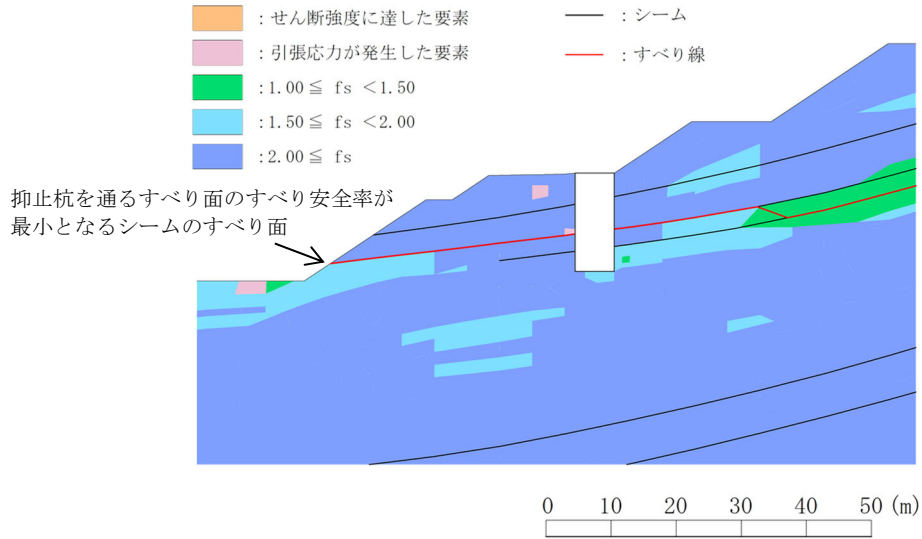


図 2.7.4-19 局所安全係数分布図 (①-①' 断面)

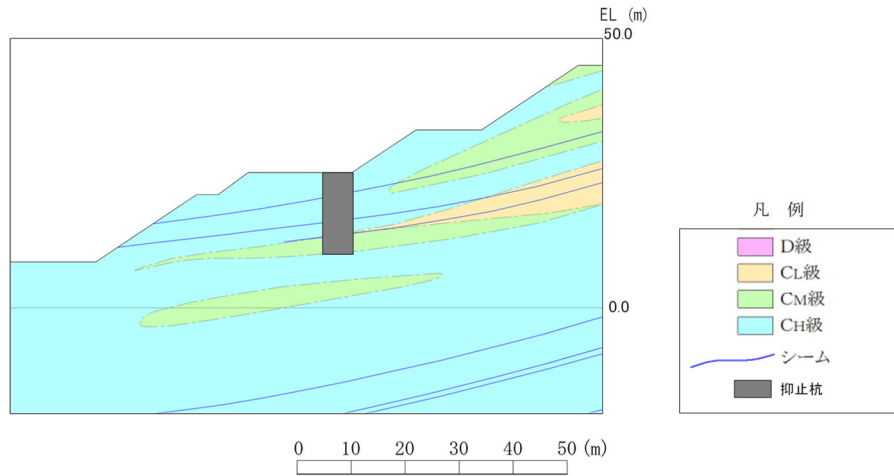


図 2.7.4-20 岩級区分図 (①-①' 断面)

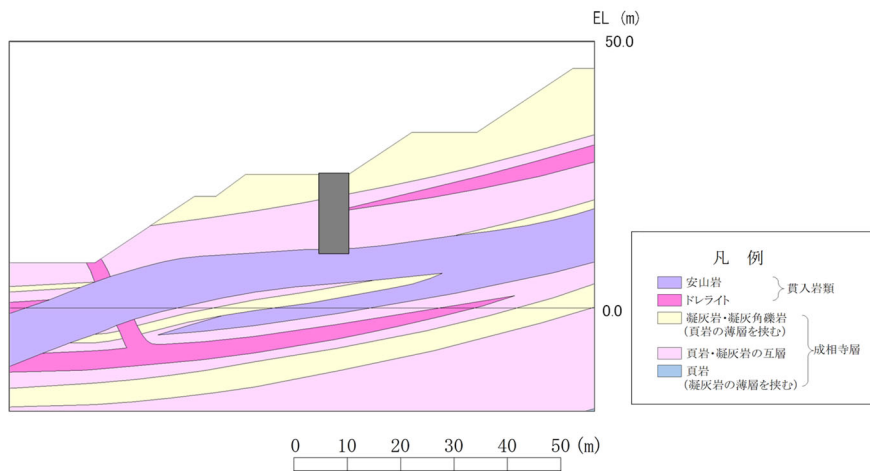


図 2.7.4-21 岩相区分図 (①-①' 断面)

b. 引張強度の設定

岩盤の原位置引張試験を実施し、区間Ⅰ及び区間Ⅱの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。

試験位置周辺には、黒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。C_M級及びC_H級の黒色頁岩を対象に原位置引張試験を実施した。なお、以下の理由により、当該試験による引張強度は区間Ⅰ及び区間Ⅱに適用できると考えられる。

- ・ 区間Ⅰ及び区間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り、試験対象と同等の岩級かつ同一層準である（図 2.7.4-16~21, 26 参照）。
- ・ 試験対象の黒色頁岩は、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、引張応力が発生した凝灰岩及び頁岩と凝灰岩の互層に比べ、引張強度が低いと考えられる。

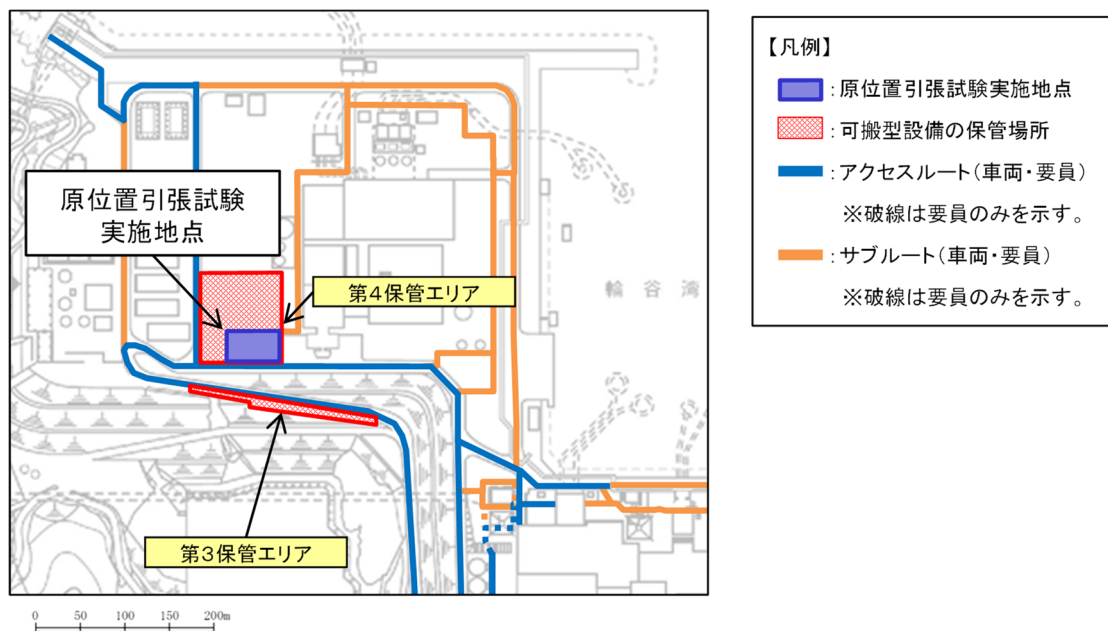


図 2.7.4-22 平面位置図

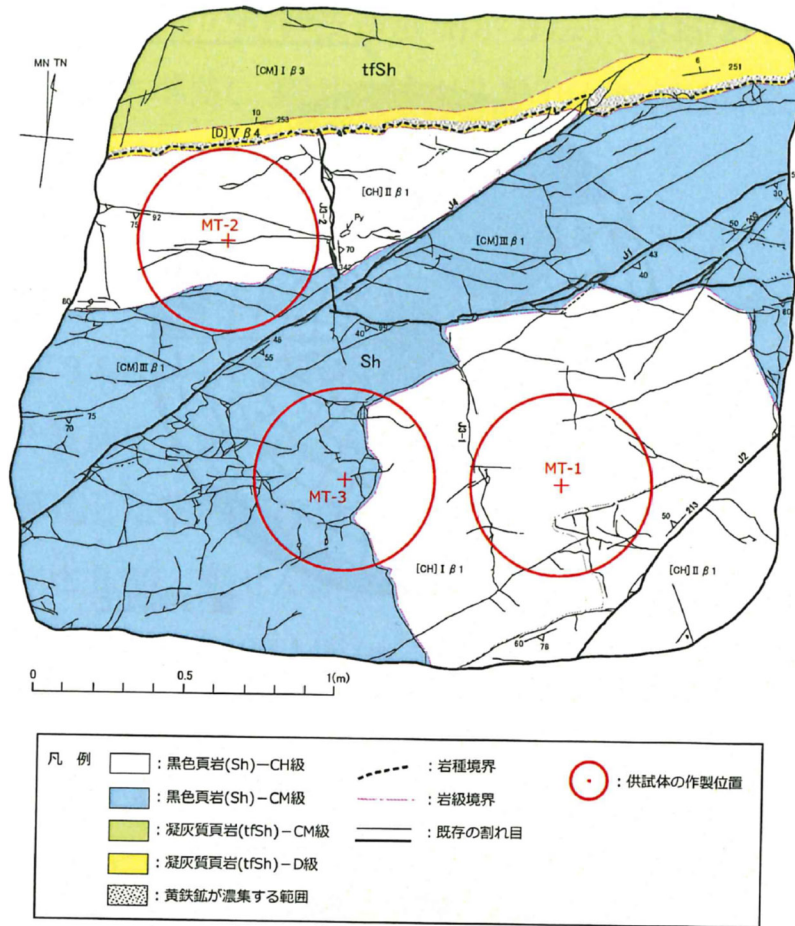


図 2.7.4-23 試験を実施したピット底盤の地質状況及び試験位置図 (南側)

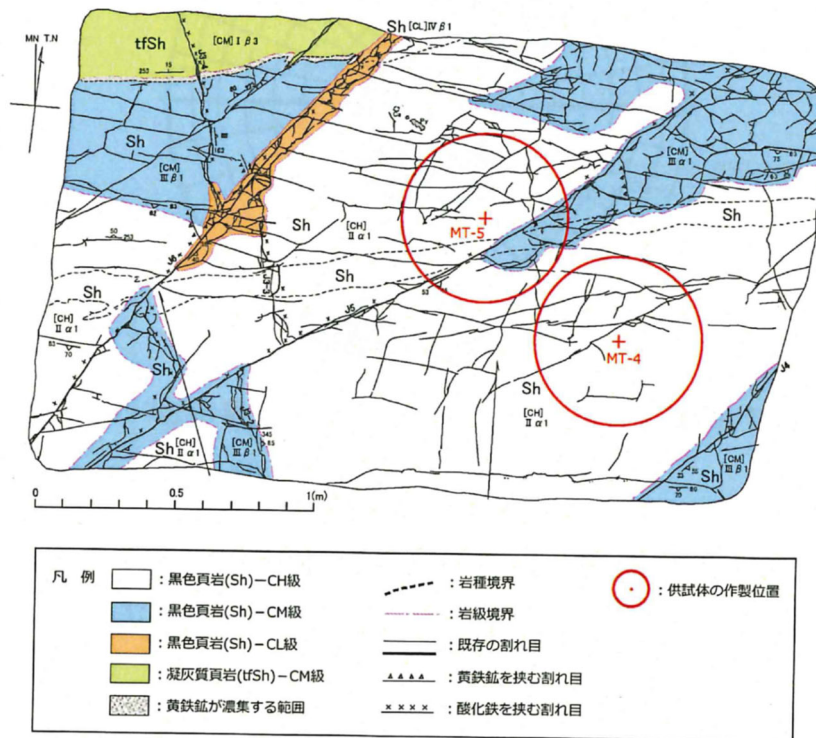


図 2.7.4-24 試験を実施したピット底盤の地質状況及び試験位置図 (北側)

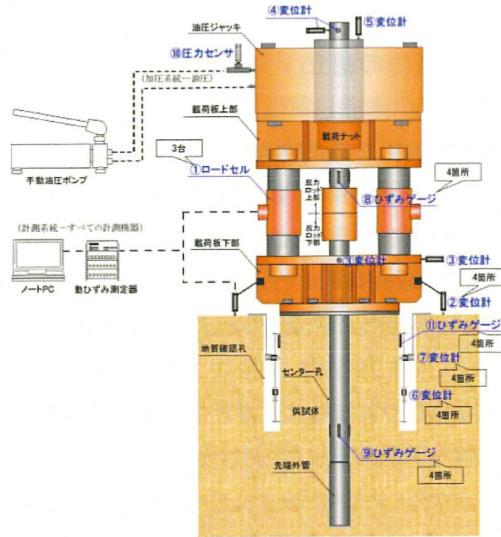


図 2.7.4-25 試験装置の概要

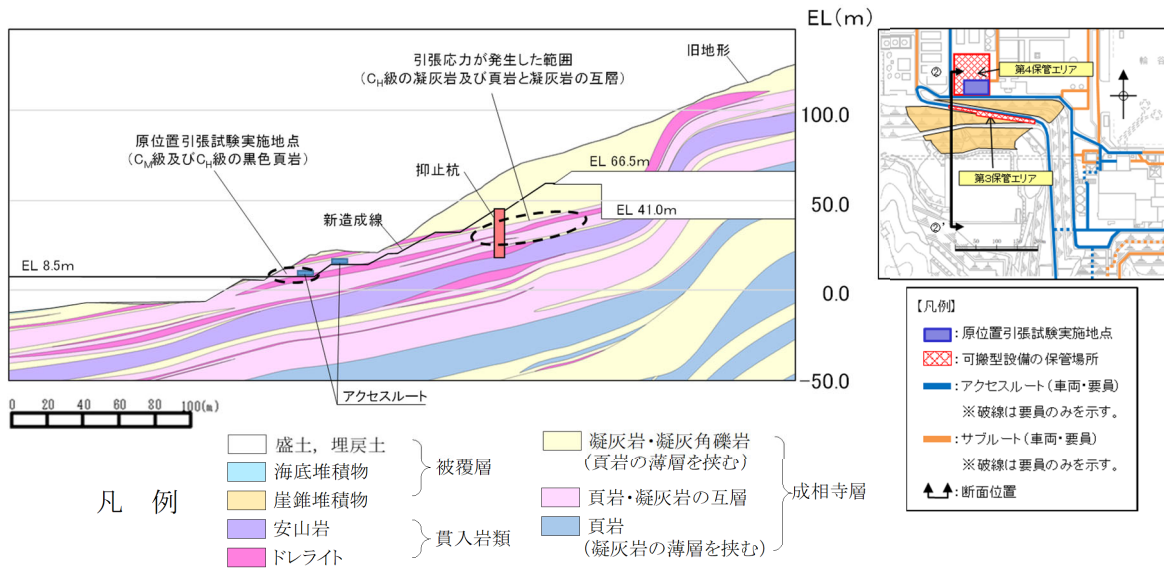


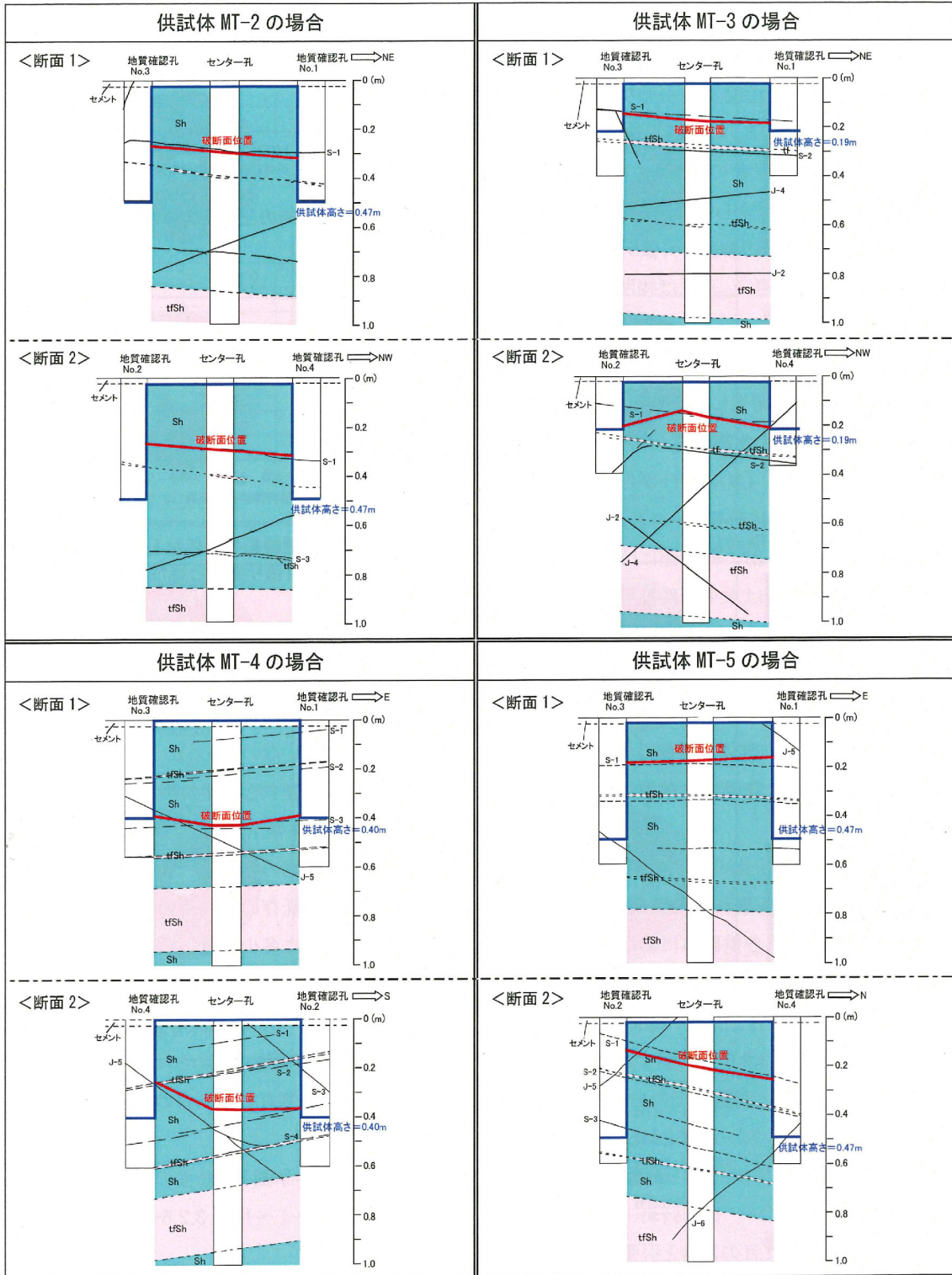
図 2.7.4-26 試験位置周辺の地質断面図

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。



— : 開口した割れ目 - - - : 密着した割れ目 - · - · : 地層境界 ■ : 黒色頁岩 ■ : 凝灰質頁岩

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 級の黒色頁岩の引張強度 0.13N/mm^2 を区間 I 及び区間 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 I 及び区間 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 2.7.4-16～21 参照）
- ・原位置引張試験の対象岩種である黒色頁岩は、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について、図 2.7.4-29 に示す区間Ⅱにおける抑止杭根入れ部周辺岩盤の健全性照査に係るすべり安全率算定の考え方にに基づき、算定した結果、2.52 であり、十分な裕度があることから、健全性を確保している。

以上のことから、①-①' 断面及び②-②' 断面の杭根入れ部周辺の岩盤は健全性を確保しており、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。

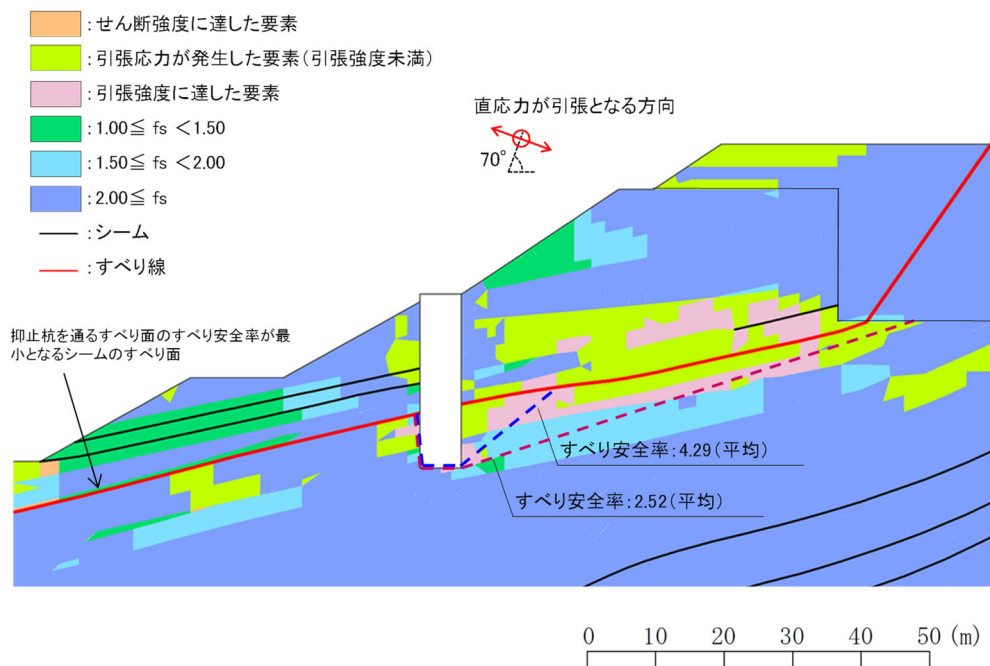


図 2.7.4-28 抑止杭周辺地盤の健全性照査結果（②-②' 断面）
 (Ss-D・8.58 秒、抑止杭を通るすべり面のすべり安全率が最小となる地震動及び時刻)

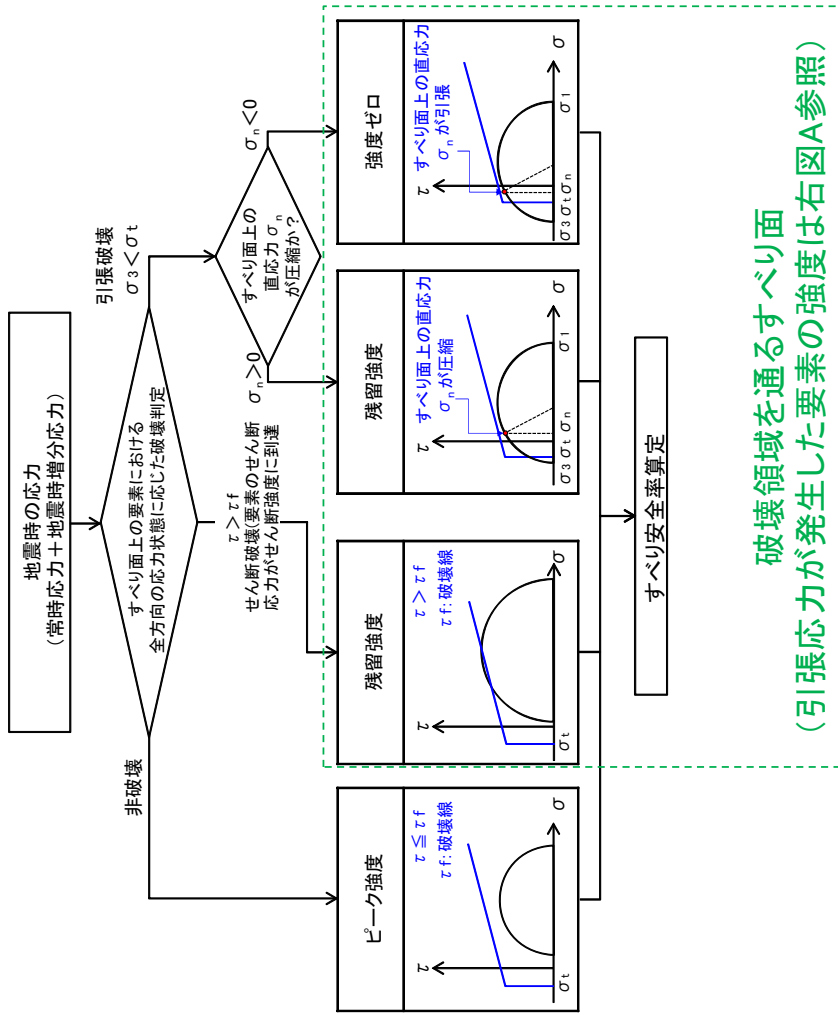
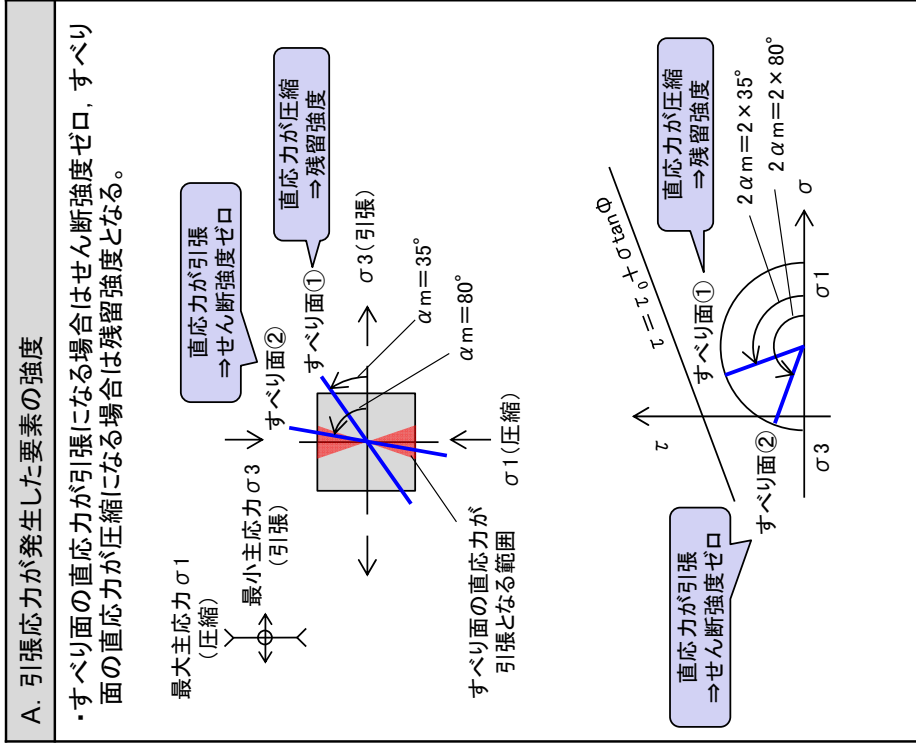


図 2.7.4-29 区間Ⅱにおける抑止杭根入れ部周辺岩盤の健全性照査に係るすべり安全率算定の考え方