

2.7.3 抑止杭の耐震評価

(1) 評価方針

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

(2) 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

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

(3) 解析用物性値(地盤)

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

(4) 解析用物性値(抑止杭，物理特性・変形特性)

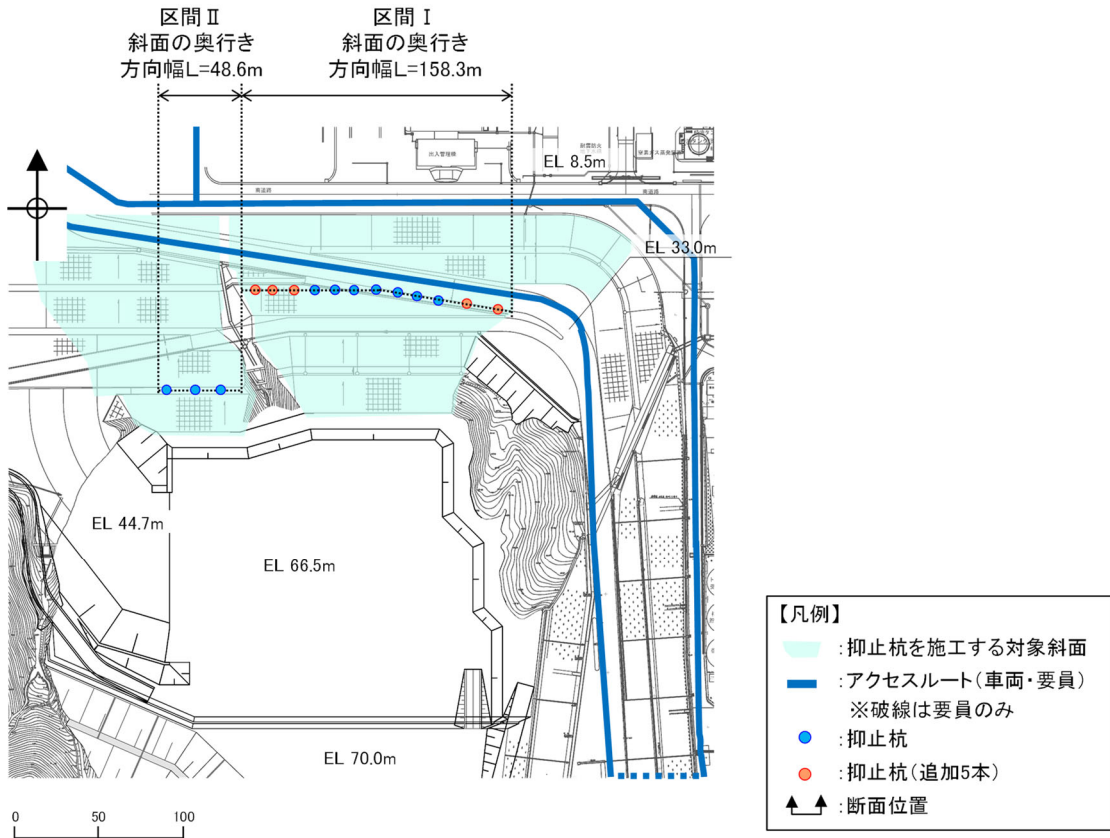
耐震評価に用いる材料定数は，設計図書及び文献等を基に設定する。抑止杭の使用材料を表2.7.3-1に示す。

表 2.7.3-1 抑止杭の使用材料

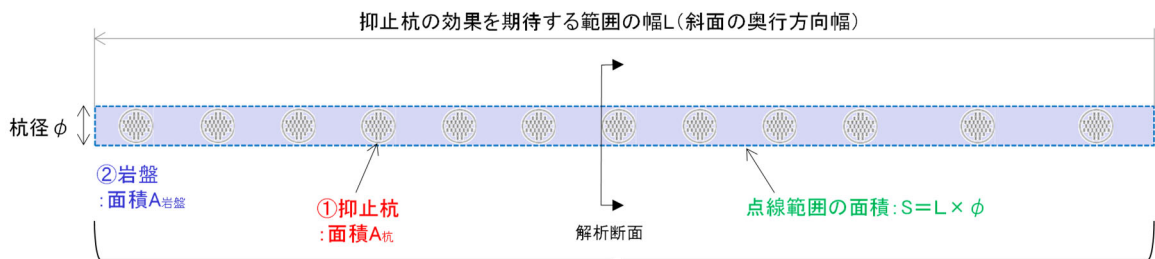
材 料		諸 元
抑止杭	コンクリート	設計基準強度 $F_c=24\text{N/mm}^2$
	鉄筋	SD345 D38, D51
	H鋼	SM490 H458×417×30×50

抑止杭の解析用物性値の設定概要図を図 2.7.3-1 に示す。

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



平面図



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

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。

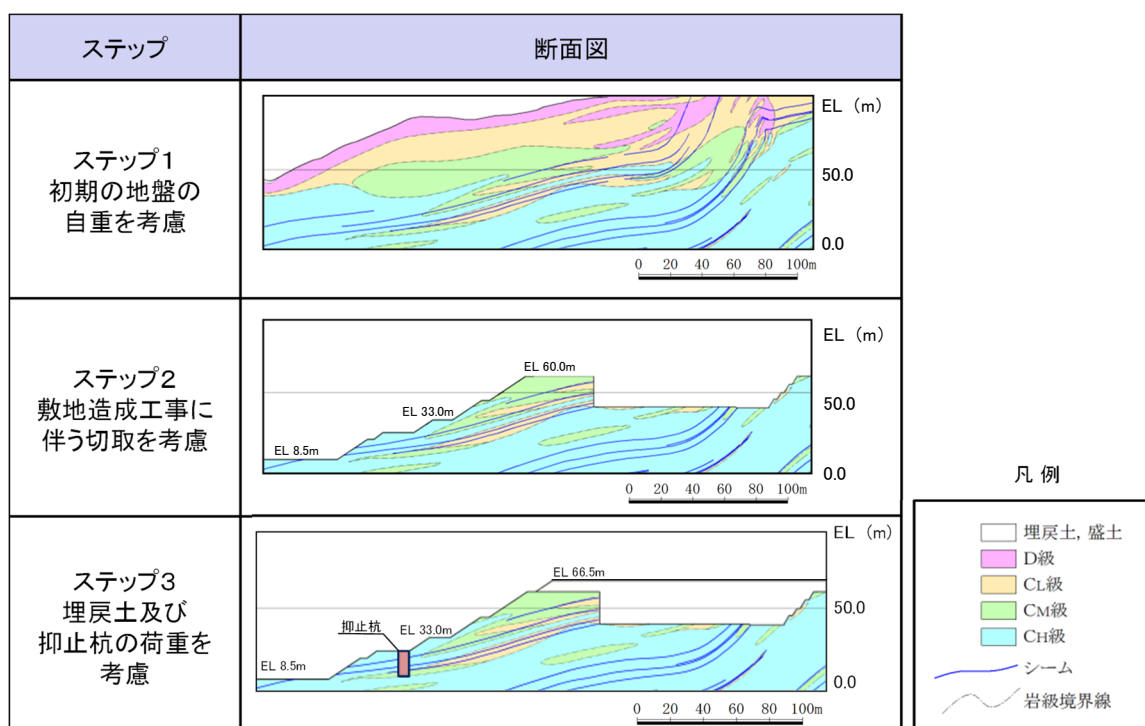


図 2.7.3-2 常時応力解析ステップ図 (例：①-①' 断面)

(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。

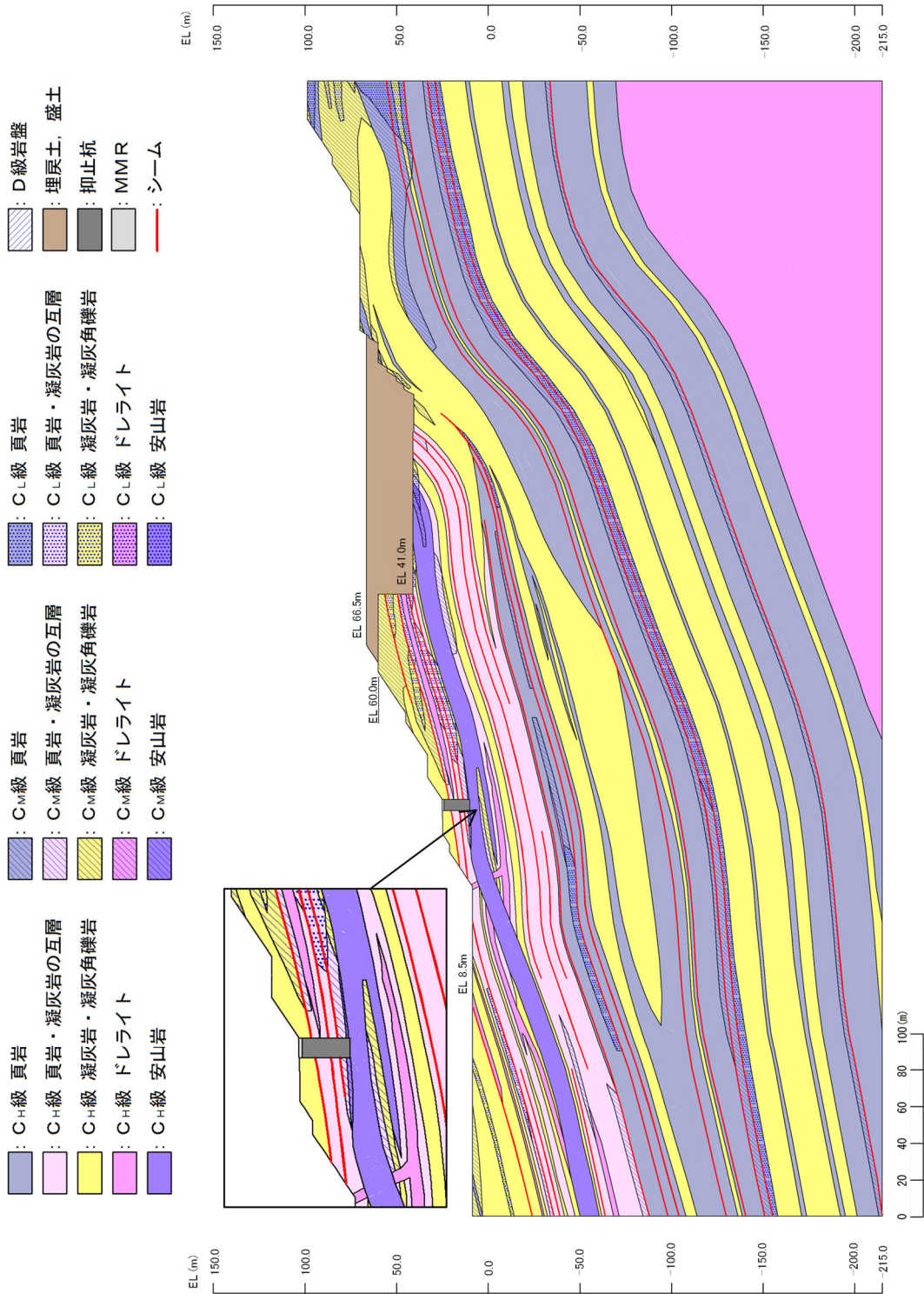


図 2.7.3-3 ①-①' 断面 解析用岩盤分類図

- | | | | |
|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|-------------|
| ■ : 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 |

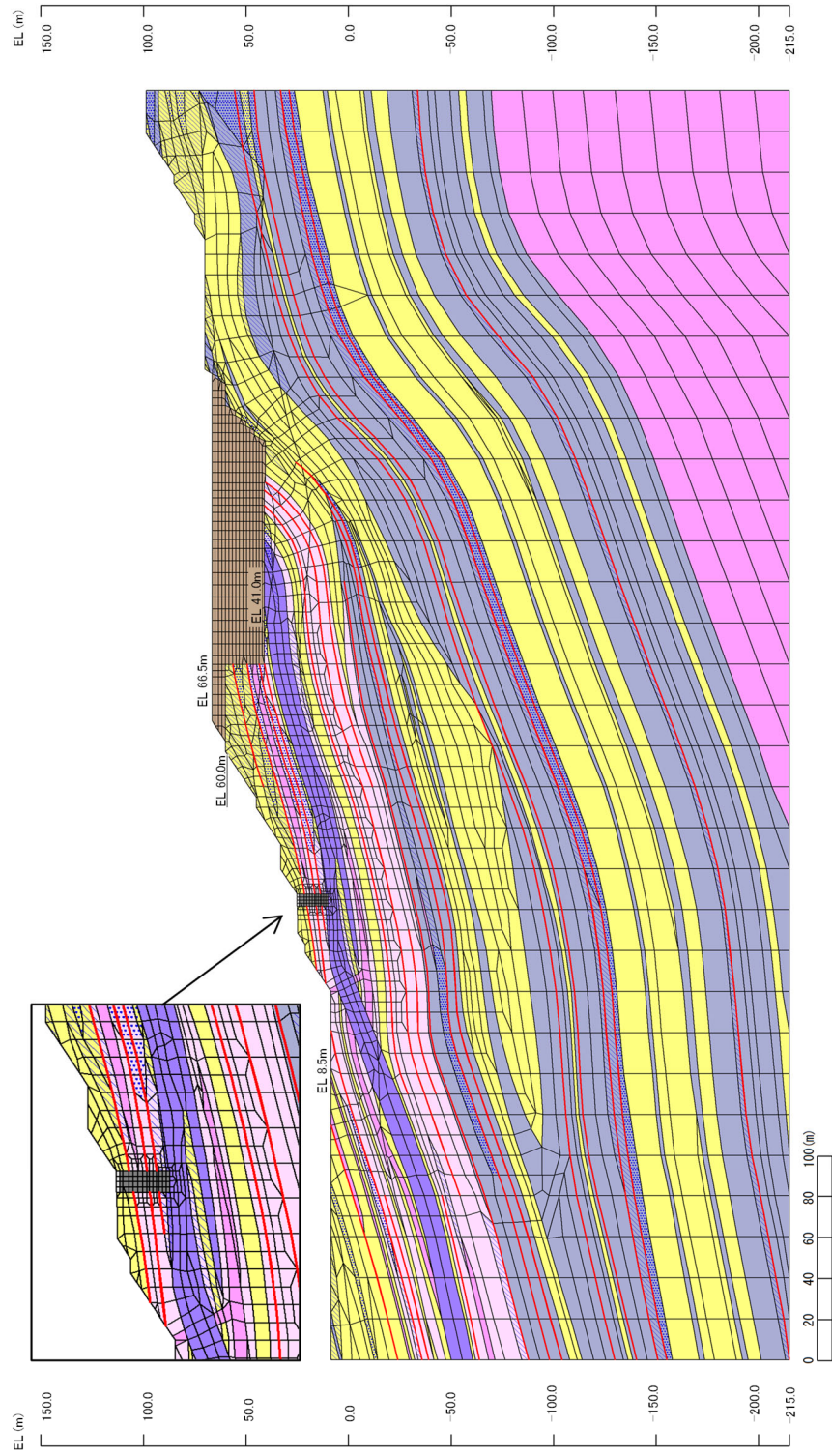


図 2.7.3-4 ①-①' 断面 解析用要素分割図

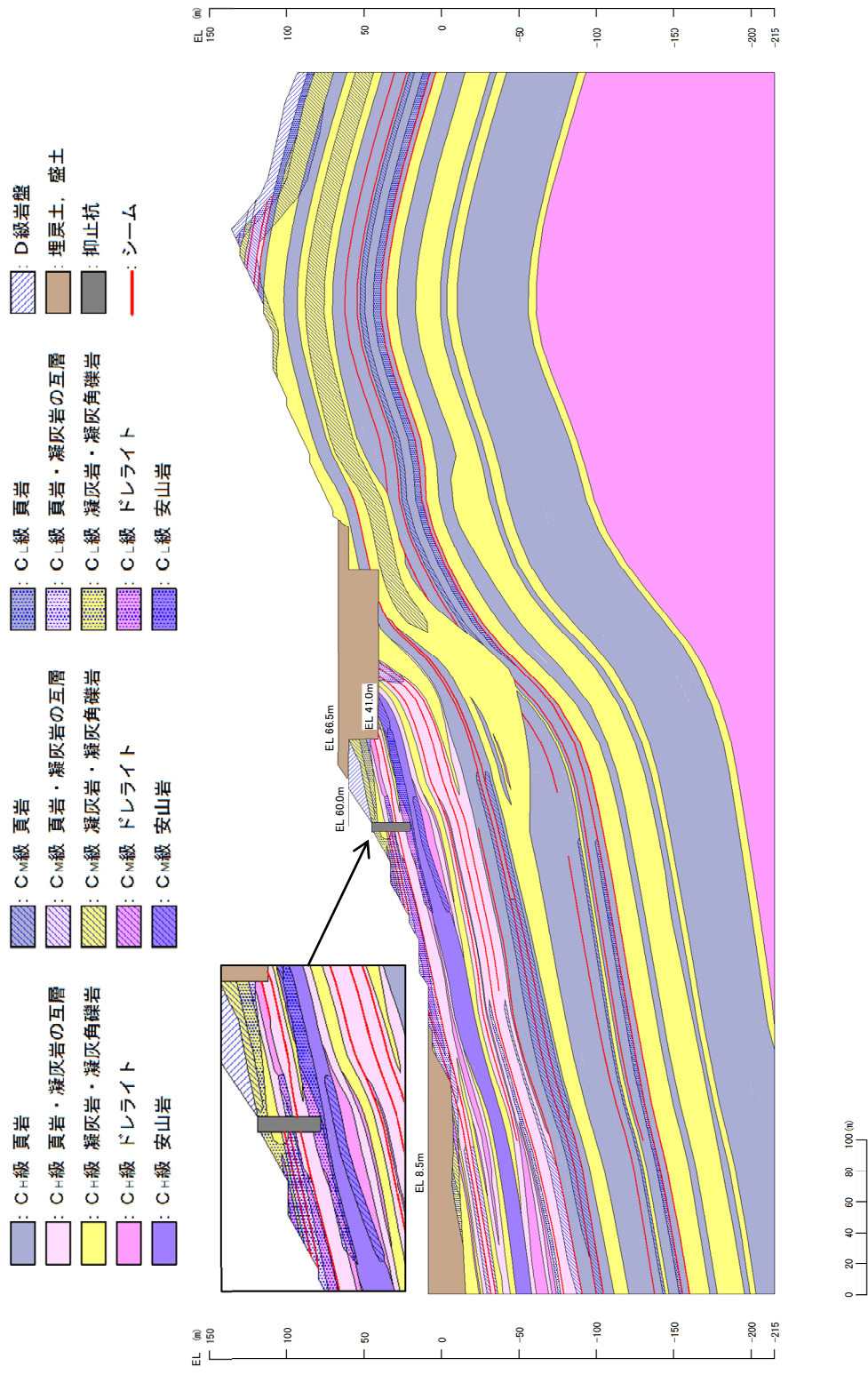


図 2.7.3-5 ②-②' 断面 解析用岩盤分類図

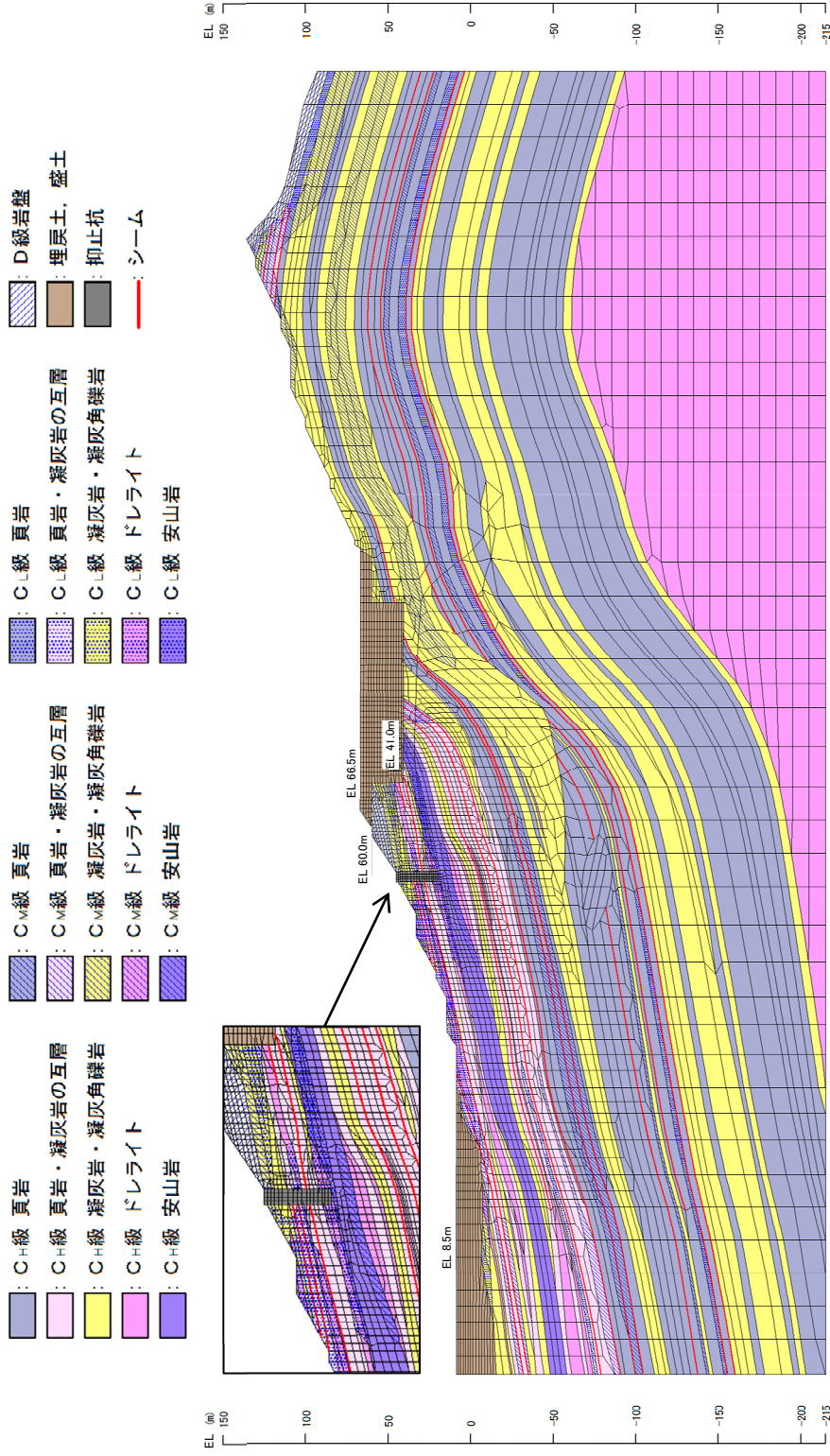


図 2.7.3-6 ②-②' 断面 解析用要素分割図

(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。

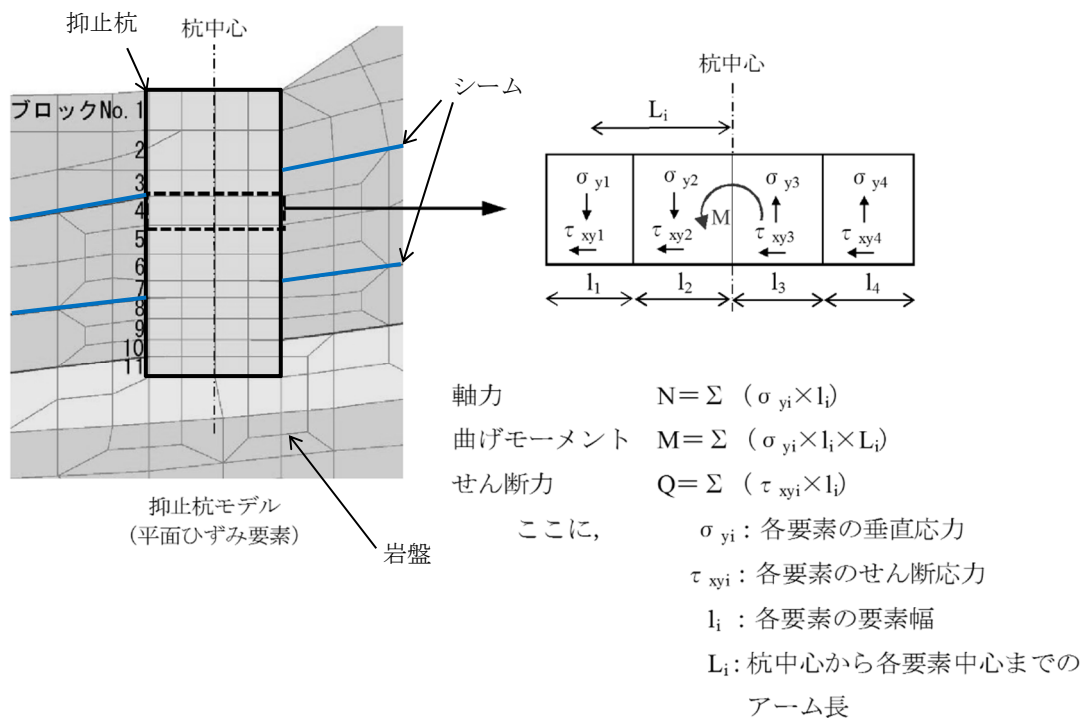


図 2.7.3-7 断面力算定の概念図

【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

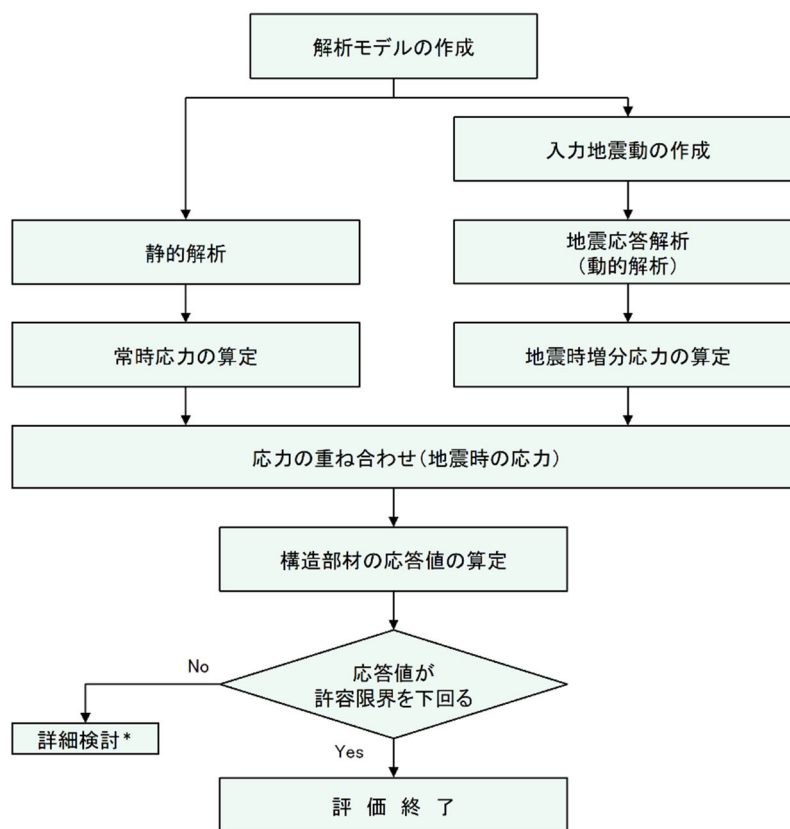
項目	許容値 (N/mm ²)
コンクリートの許容曲げ圧縮応力度* ¹	18
軸方向鉄筋の許容引張応力度* ²	323

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

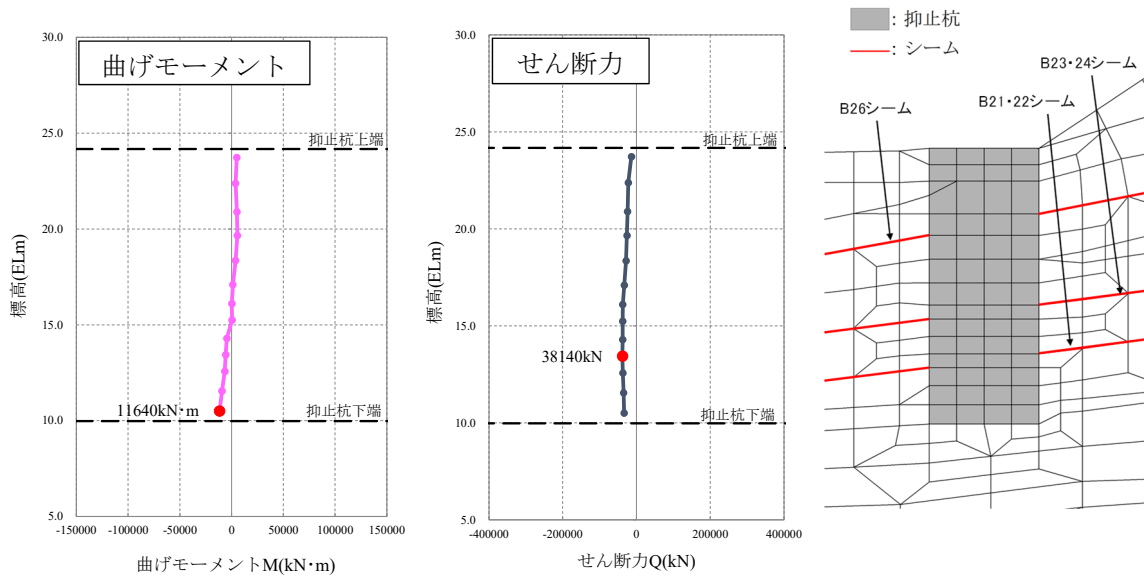
表 2.7.3-11 鉄筋の引張応力度の照査結果

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。

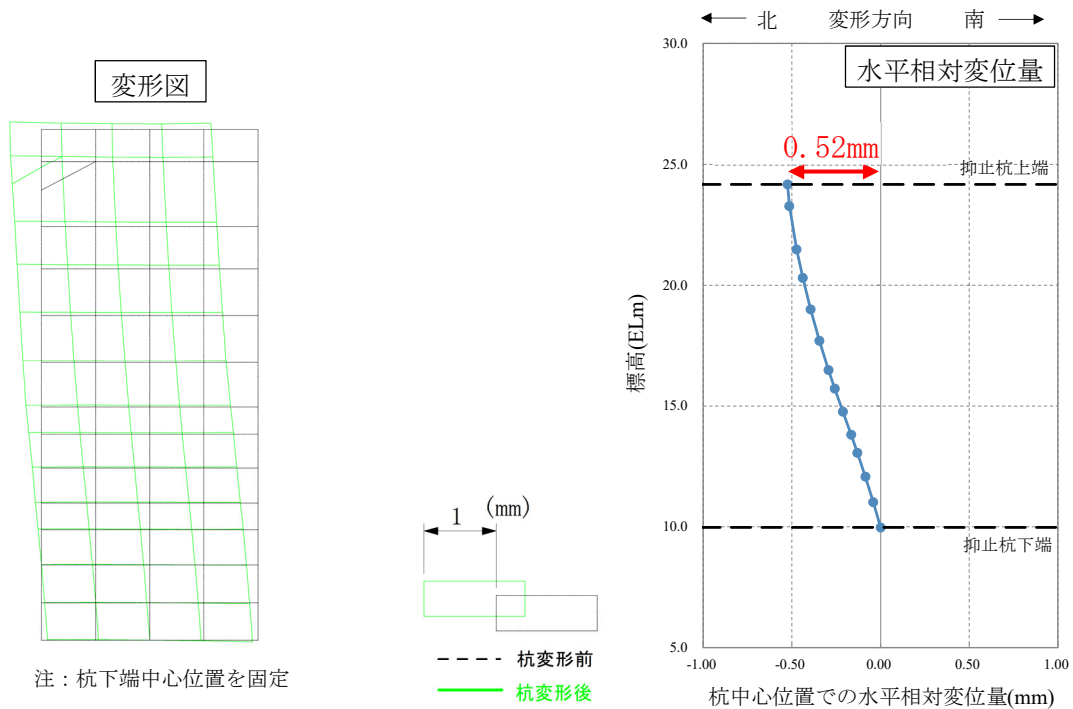


注 1：モーメントは時計回りを正とする。

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)
(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*)

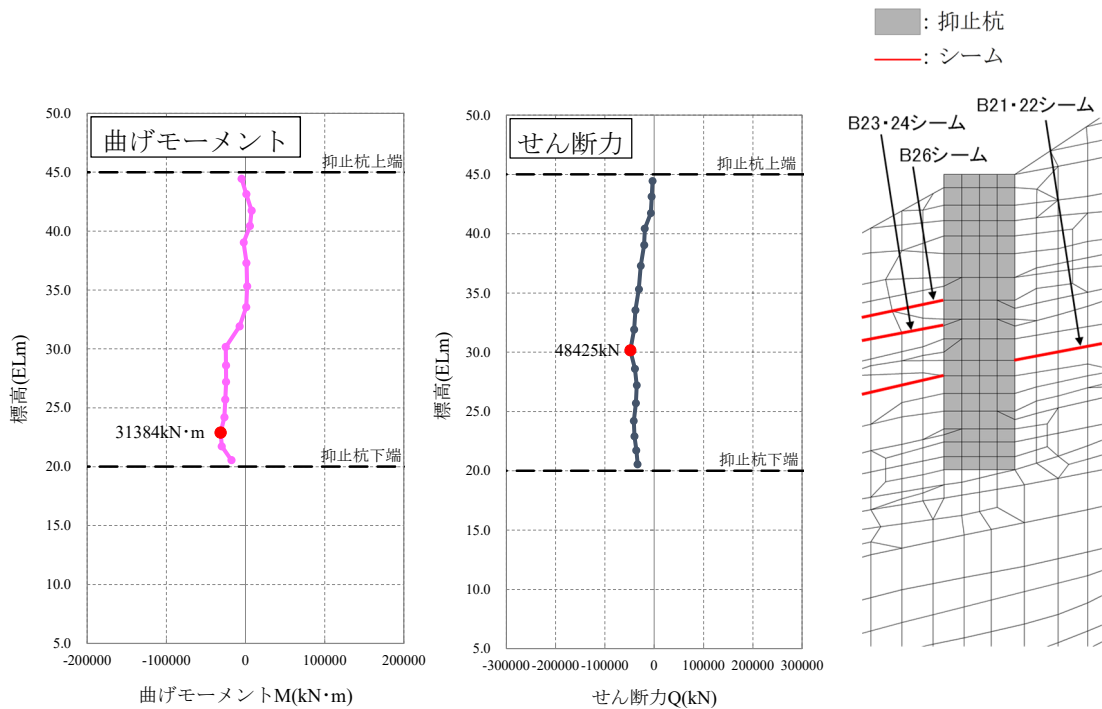
注記*：抑止杭に最大曲げモーメントが発生する時刻と同一。



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)

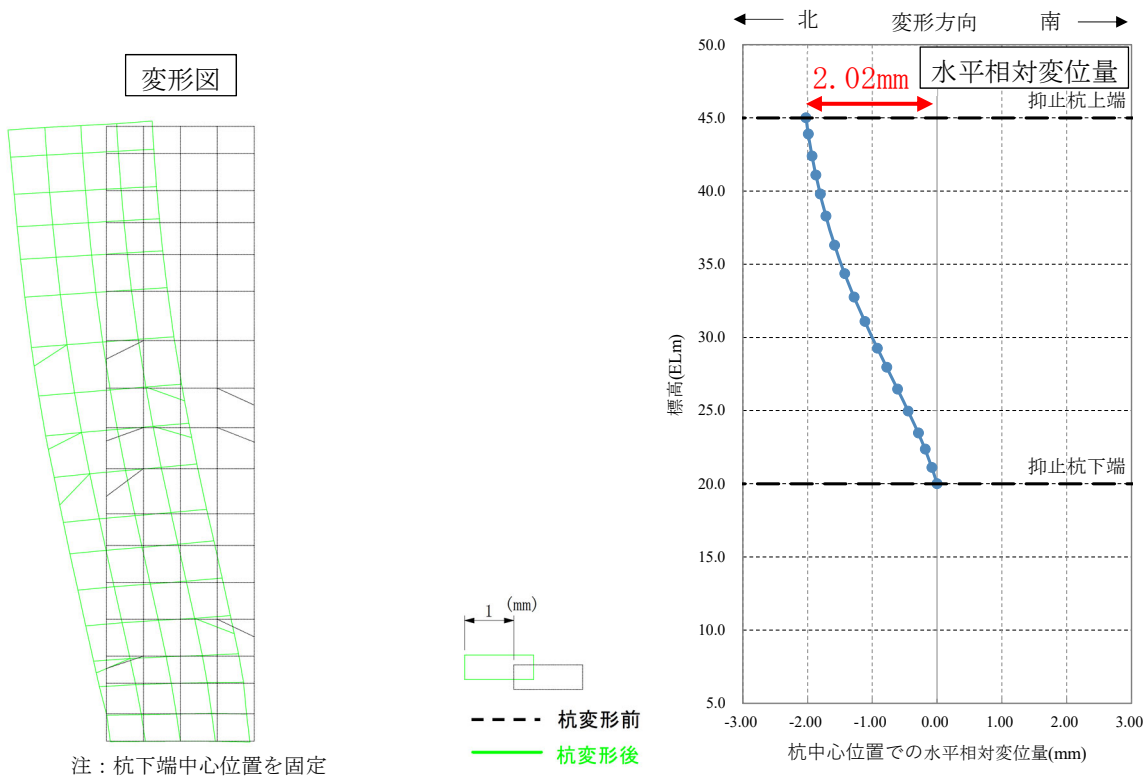


注1：モーメントは時計回りを正とする。

注2：●は、絶対値の最大位置を示す。

図 2.7.3-11 抑止杭1本当たりが発生する断面力図 (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。

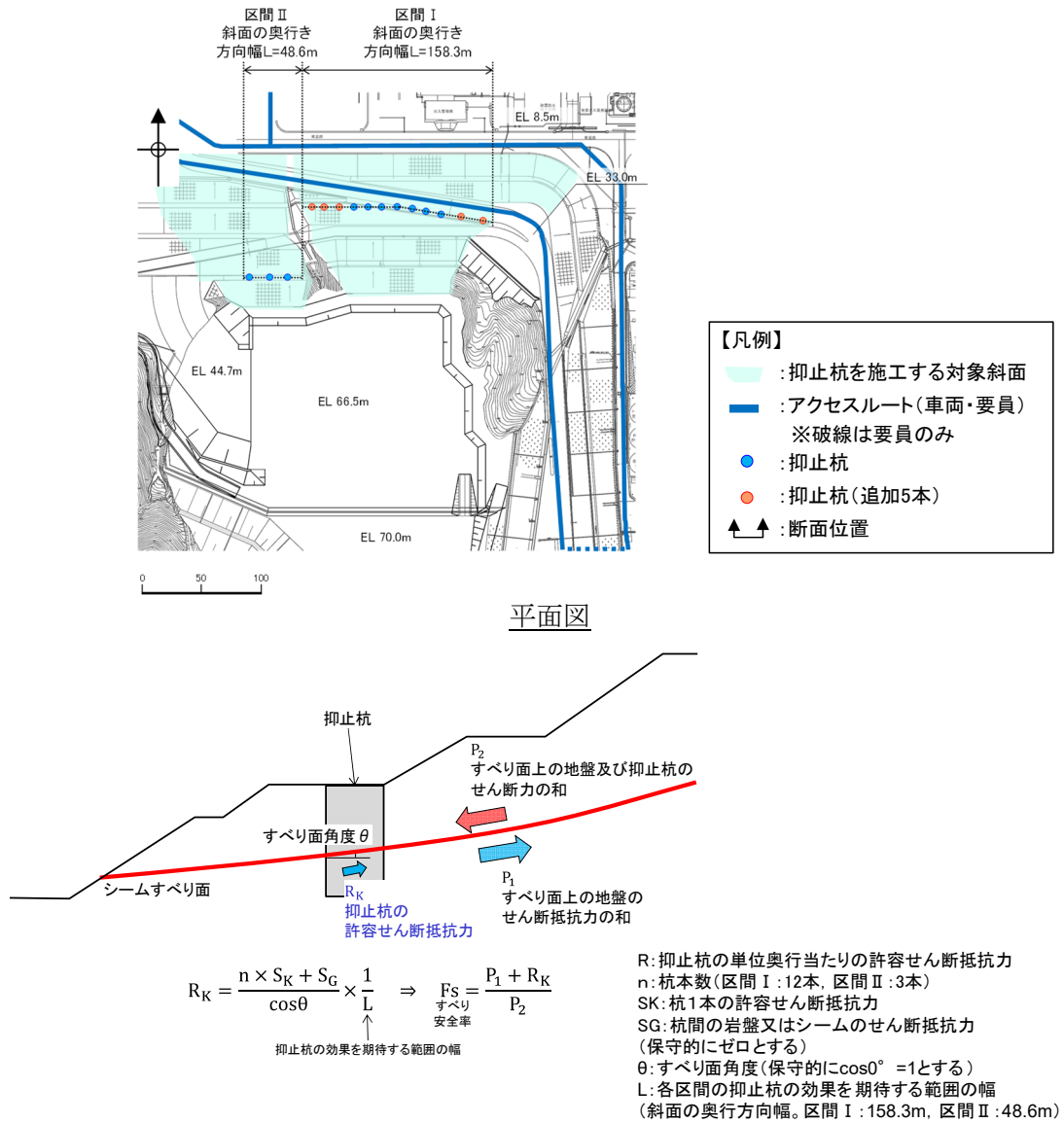
(4) 評価基準値の設定

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

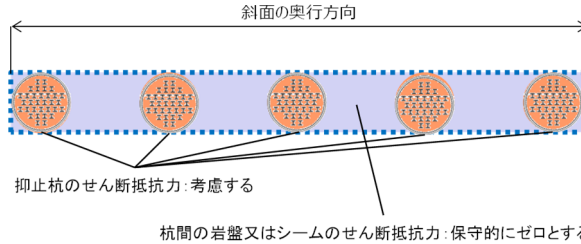
すべり安全率の算定は、「2.6.2.5 評価基準値及び想定すべり面の設定」と同様の手法によりすべり安全率を算定し、その際に抑止杭のせん断抵抗力も見込む。

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。



抑制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制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。

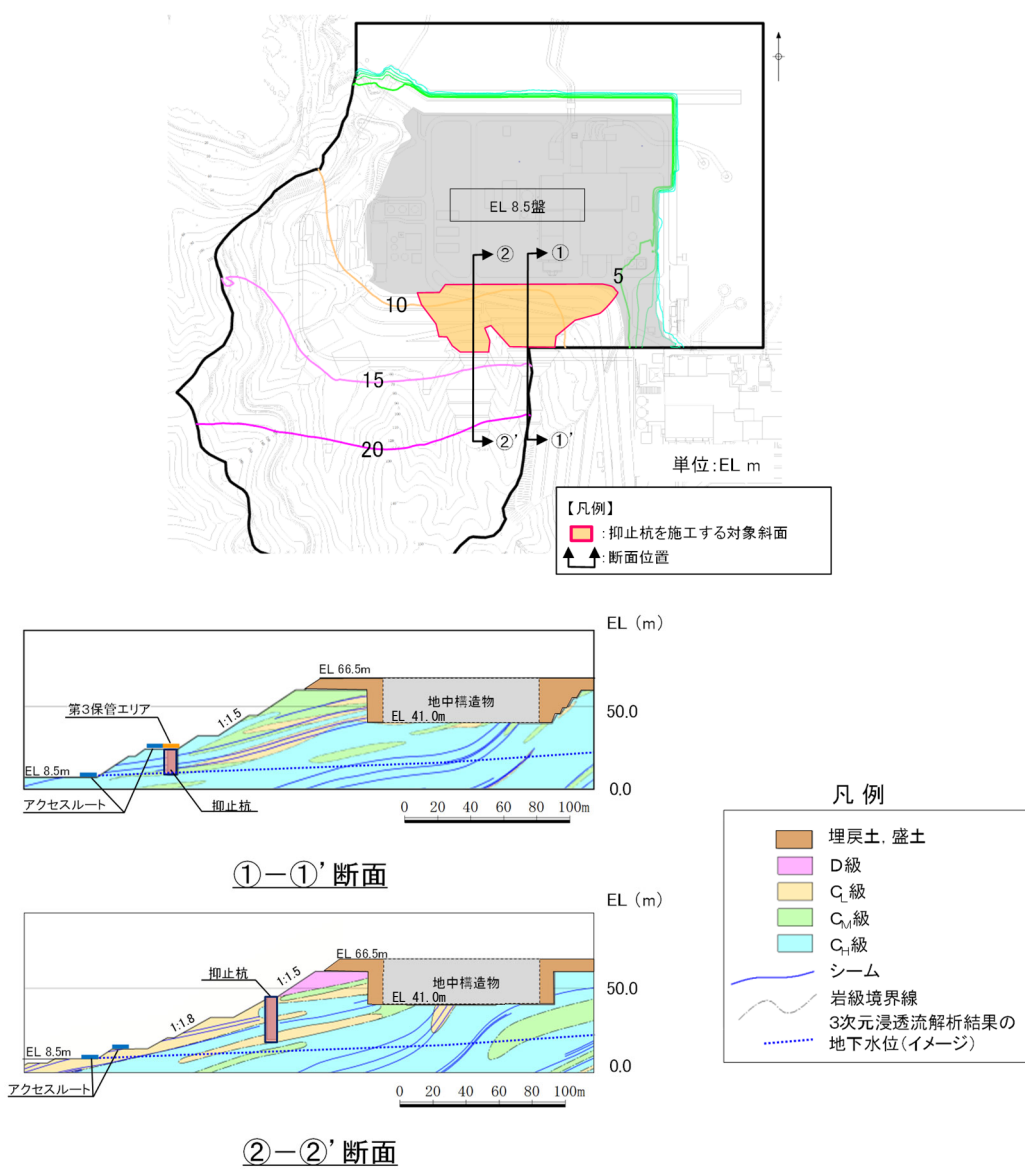
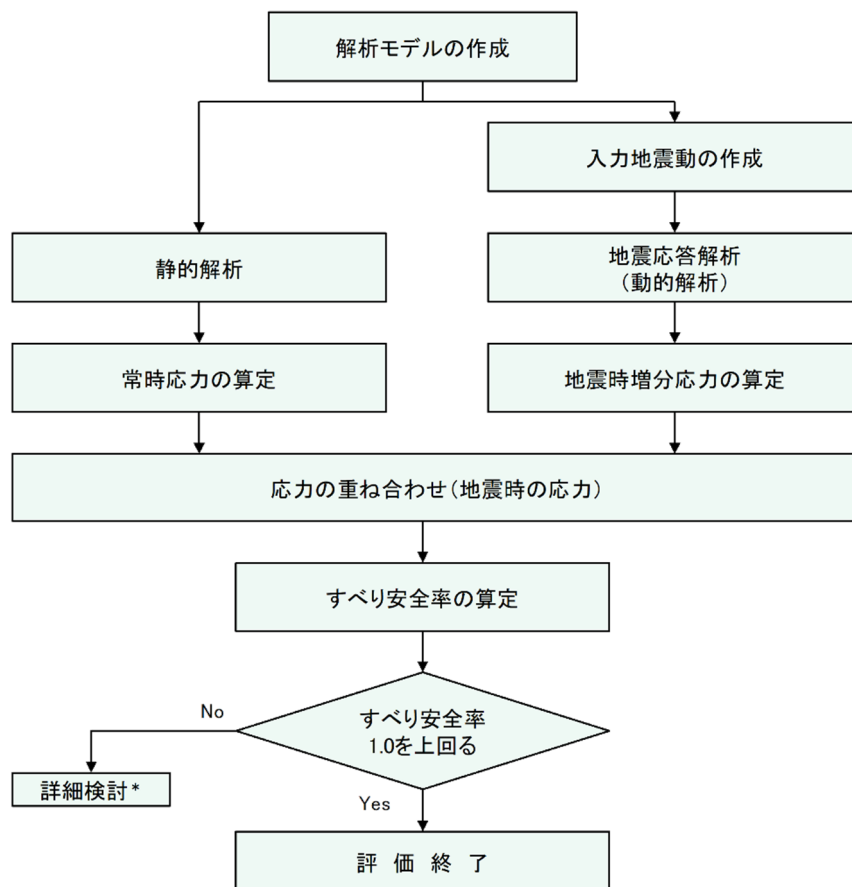


図 2.7.4-2 3次元浸透流解析結果 (定常解析) の等水位線図*

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

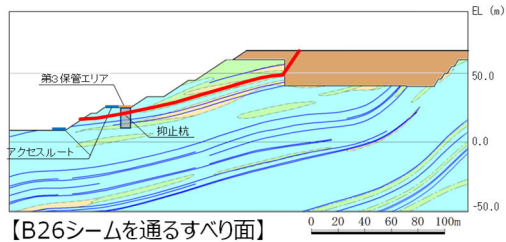
入力地震動は「2.7.3 抑止杭の耐震評価」と同様とする。

(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。

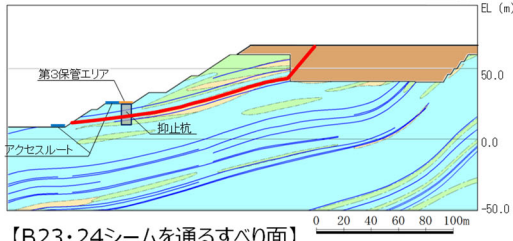
結果が最小となったケースに対して、地盤物性のばらつき（平均強度 $-1.0 \times$ 標準偏差（ σ ））を考慮した場合でも、最小すべり安全率が評価基準値 1.0 に対し余裕を有しており、安定性を有することを確認した。

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。



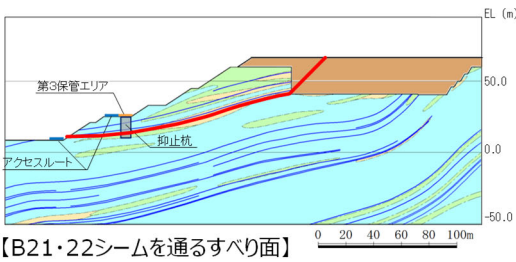
【B26シームを通るすべり面】

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



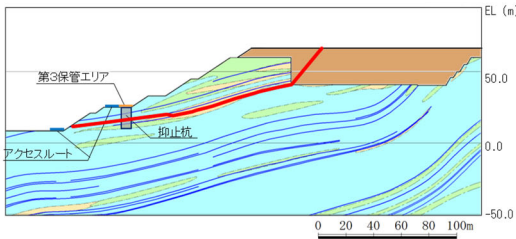
【B23・24シームを通るすべり面】

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



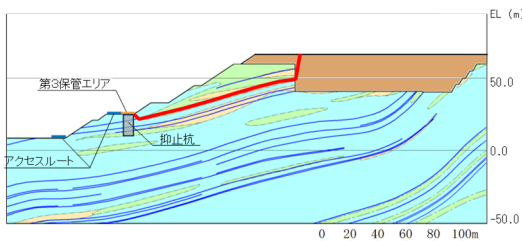
【B21・22シームを通るすべり面】

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



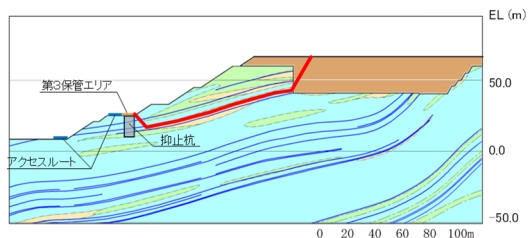
【B21・22シーム,法尻近傍のC₁級岩盤及び
B23・24シームを通して法尻に抜けるすべり面】

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



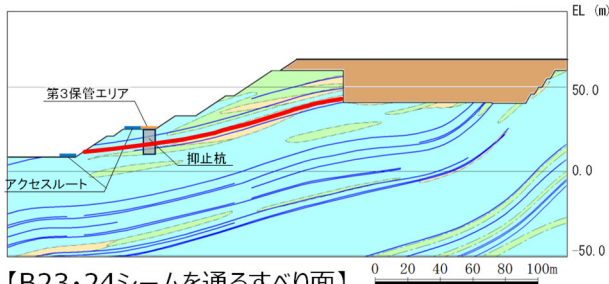
【B23・24シームを通して抑止杭背後で切り上がるすべり面】

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】

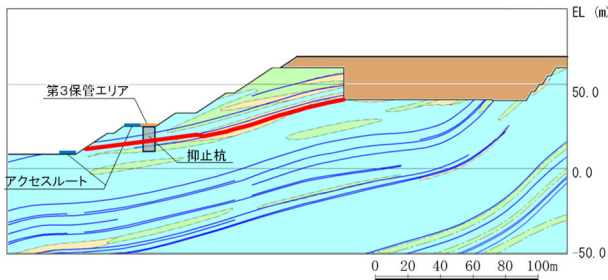
- : C₊級岩盤
- : C_M級岩盤
- : C₁級岩盤
- : 埋戻土, 盛土
- : 抑止杭
- : シーム
- : 最小すべり安全率のすべり面

図 2.7.4-4 ①-①' 断面の評価結果



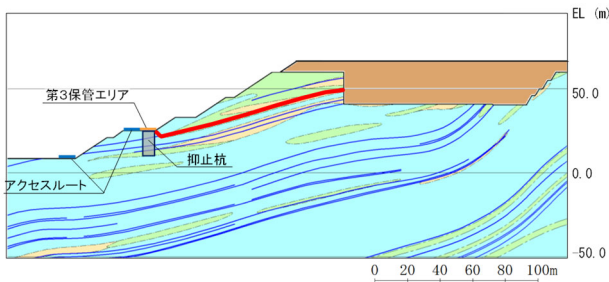
【B23・24シームを通るすべり面】

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



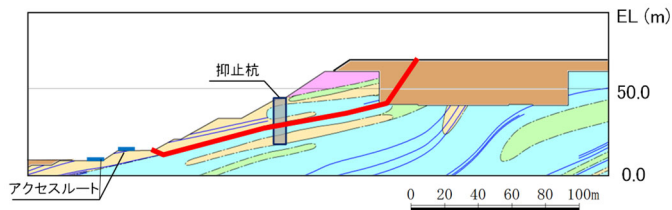
【B26シームを通過して抑止杭背後で切り上がるすべり面】

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】

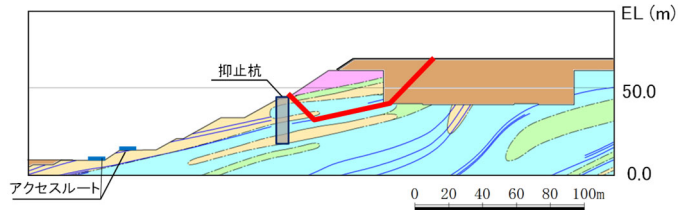
: C _H 級 岩盤	: C _M 級 岩盤	: C _L 級 岩盤
: 埋戻土, 盛土	: 抑止杭	: シーム
		: すべり面

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)



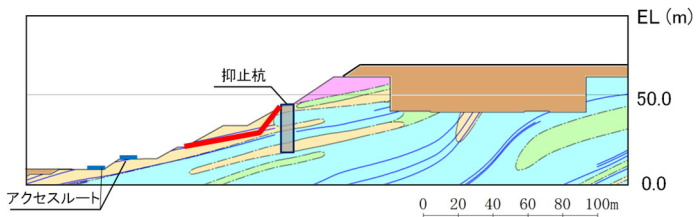
【B21・22シームを通るすべり面】

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



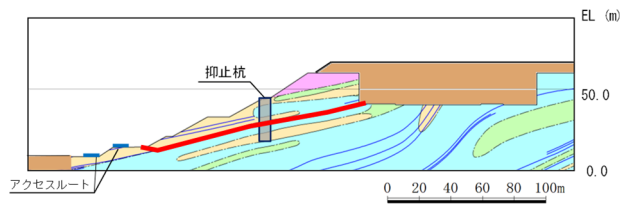
【B23シームを通過して法面に抜けるすべり面】

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】

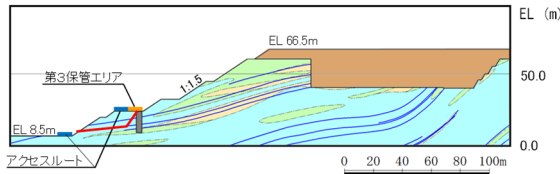
 : C _H 級 岩盤	 : C _M 級 岩盤	 : C _L 級 岩盤	 : D級 岩盤
 : 埋戻土, 盛土	 : 抑止杭	 : シーム	 : すべり面

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

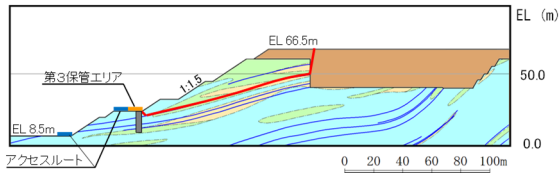
【杭より下流の移動層のすべり及び受働破壊を想定したすべりの検討】

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。



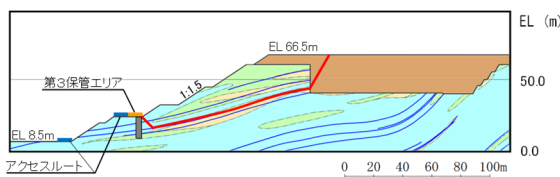
【B23・24シームを通る杭より下流の移動層のすべり面】

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



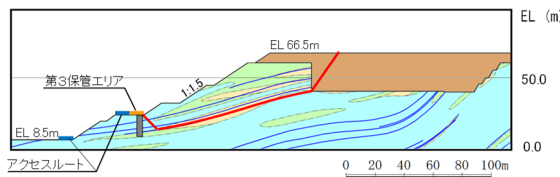
【B26シームを通る受働破壊を想定したすべり面】

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】

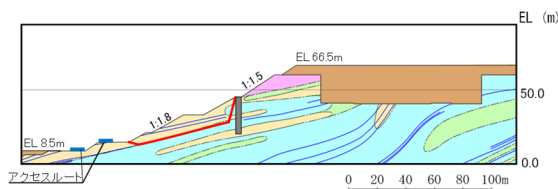
基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	1.60
S _s -N ₁	1.81
S _s -N ₂	1.97



【B21・22シームを通る受働破壊を想定したすべり面】

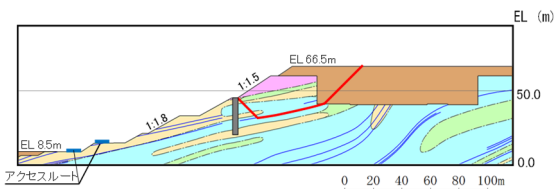
基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	1.73
S _s -N ₁	1.79
S _s -N ₂	1.97

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。

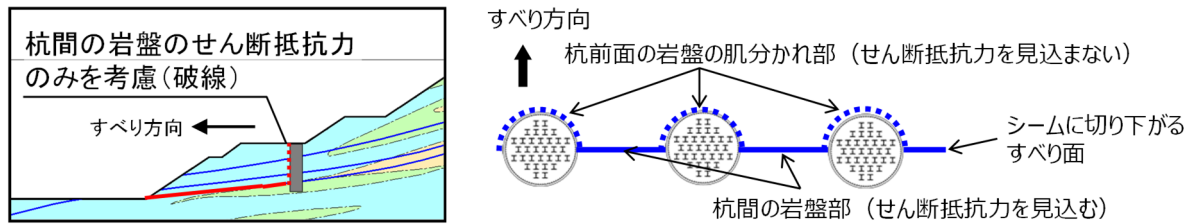
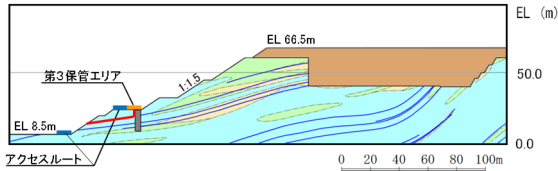
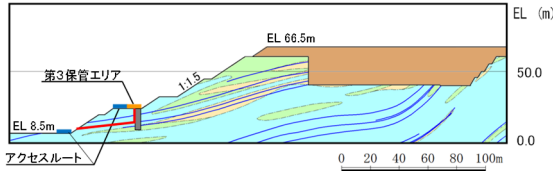


図 2.7.4-9 ①-①' 断面の杭間隔等 (イメージ図)



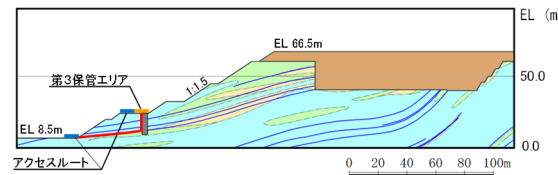
【B26シームを通る杭の肌分かれを想定したすべり面】

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】

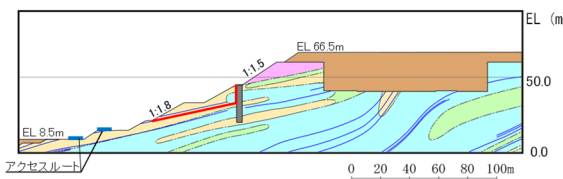
基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	3.10
S _s -N ₁	3.12
S _s -N ₂	3.53



【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】

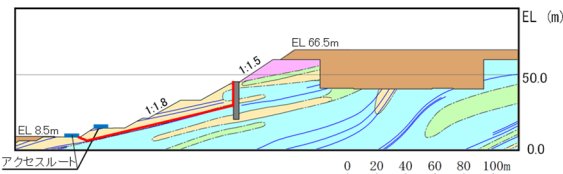
①-①' 断面

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



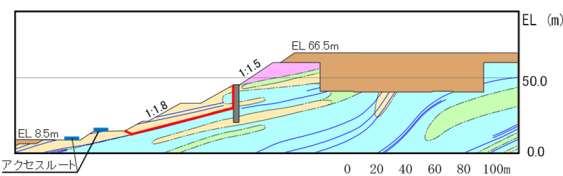
【B23・24シームを通る杭の肌分かれを想定したすべり面】

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】

: 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、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。

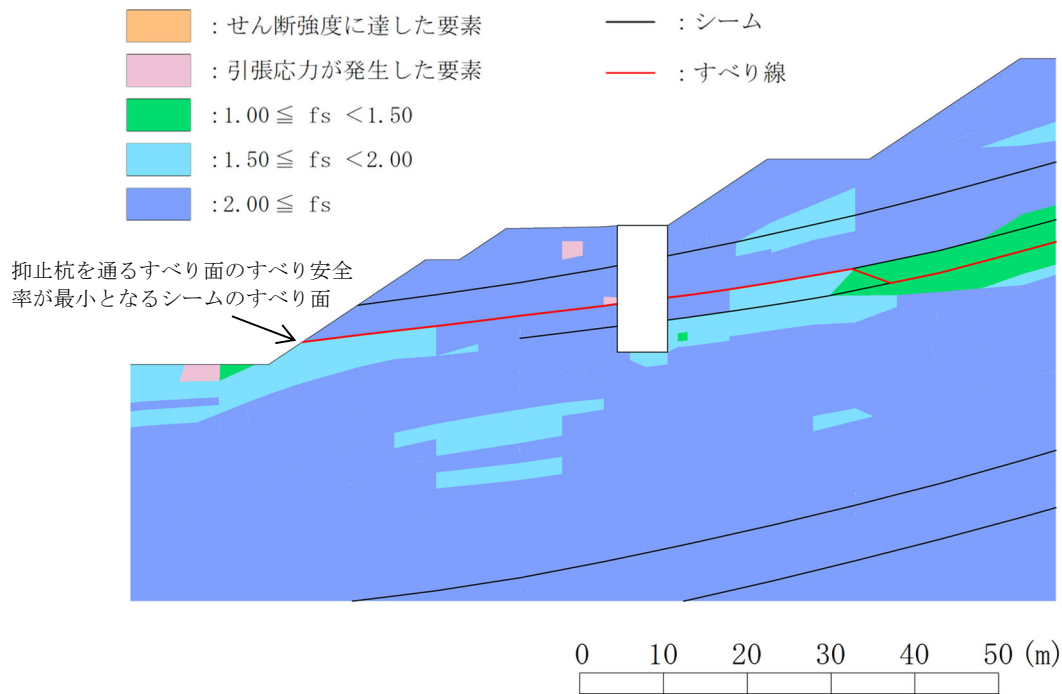


図 2.7.4-11 抑止杭周辺地盤の健全性照査結果 (①-①' 断面)

($S_s-D \cdot 8.96$ 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)

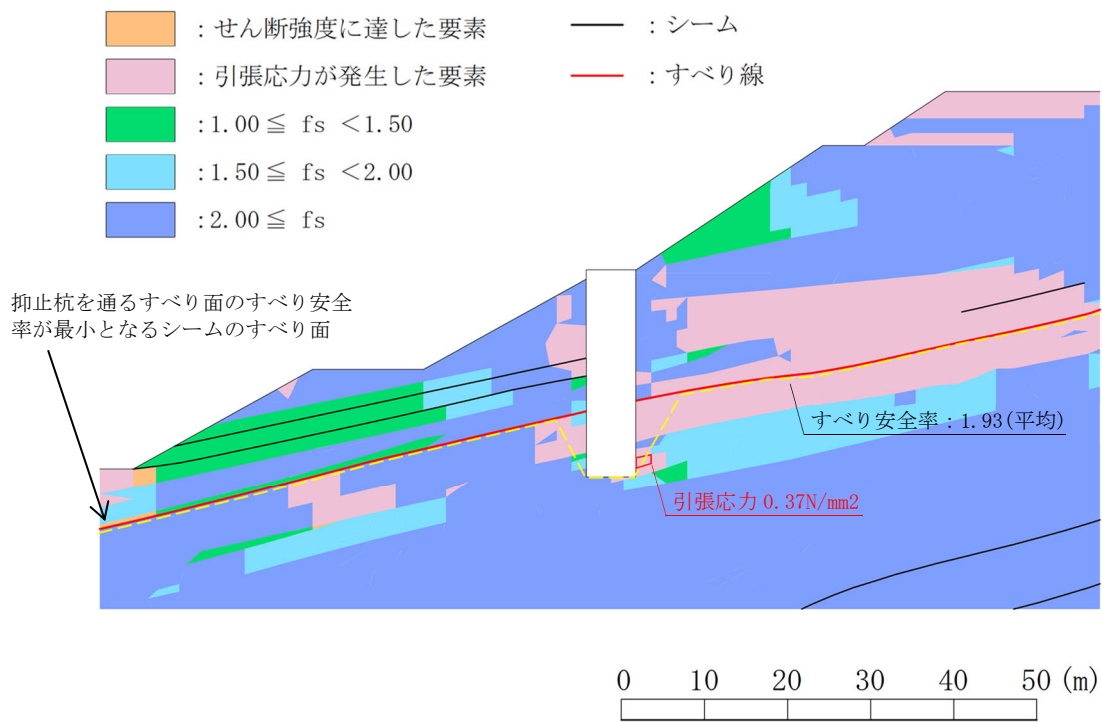


図 2.7.4-12 抑止杭周辺地盤の健全性照査結果 (②-②' 断面)
 (Ss-D・8.58 秒, 抑止杭を通るすべり面のすべり安全率が最小となる地震動及び時刻)

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。

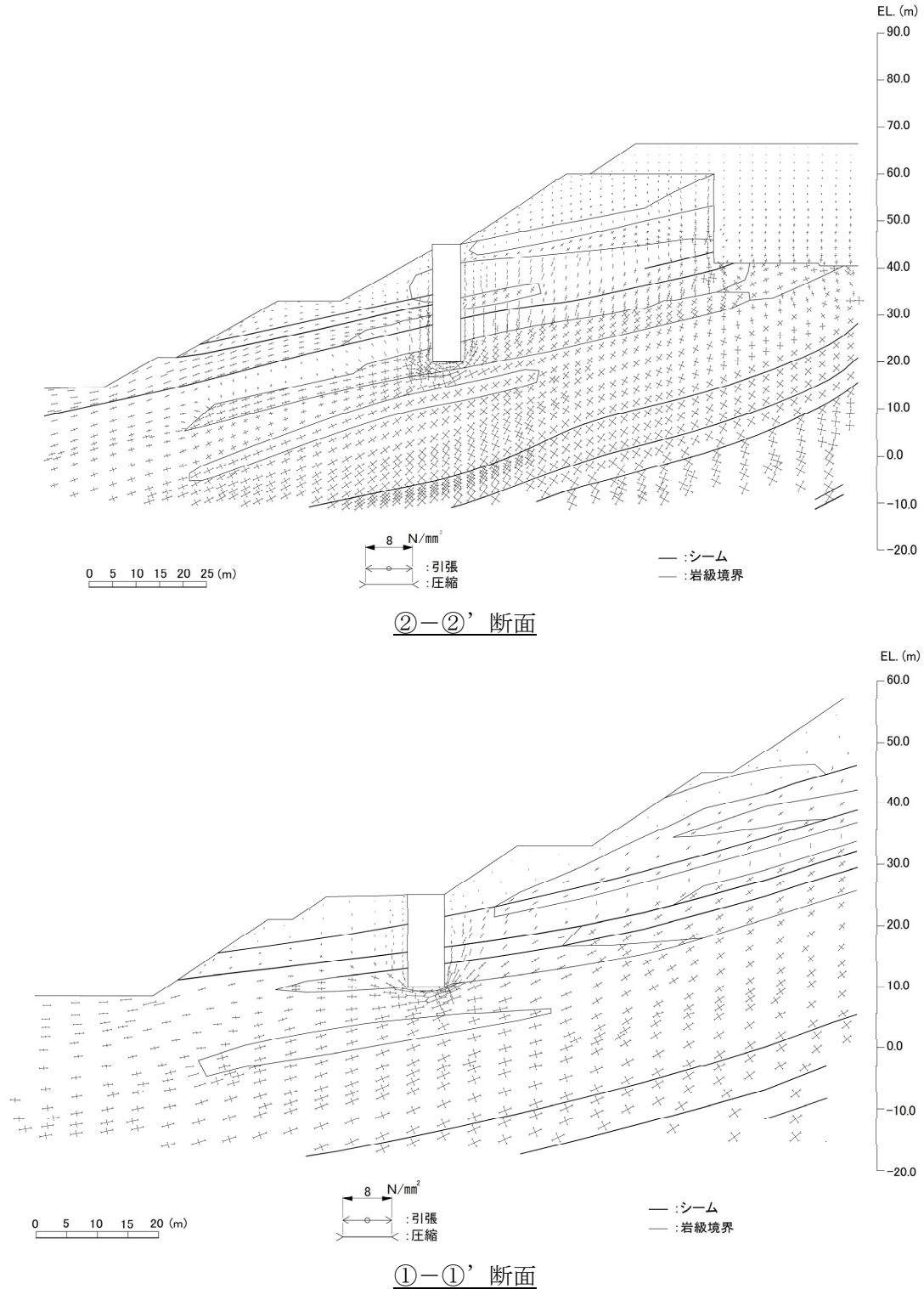


図 2.7.4-13 常時応力解析の主応力分布図

(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。

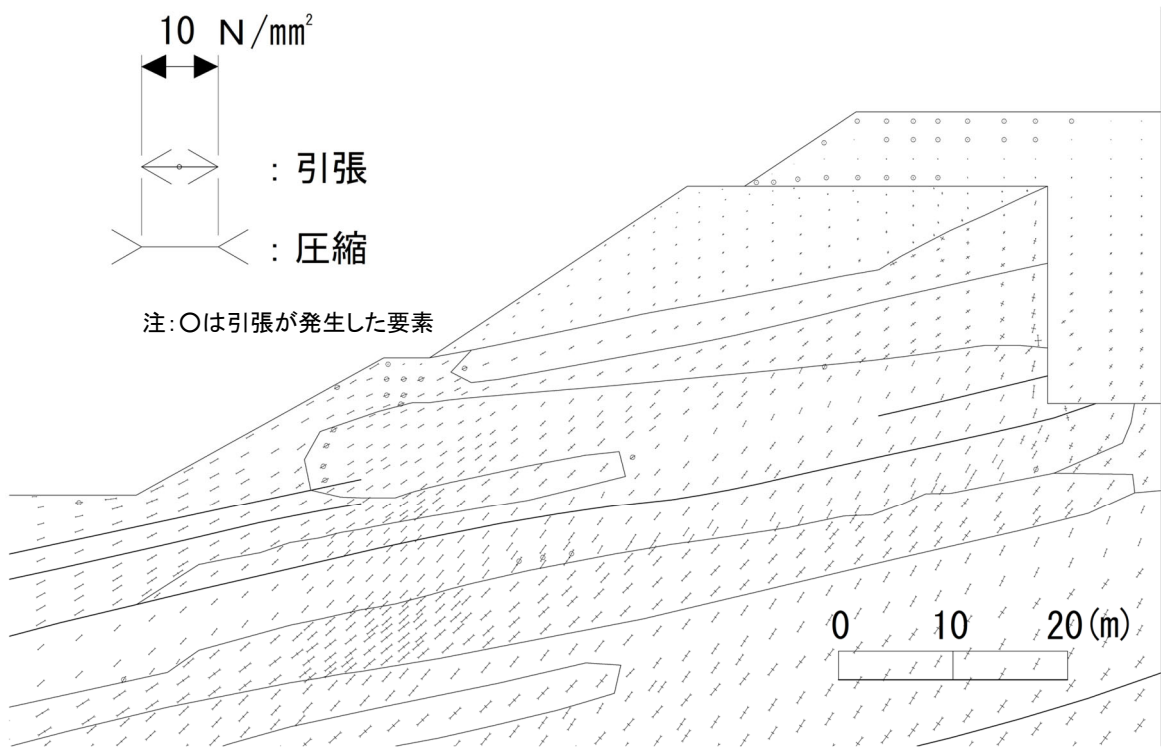
②-②' 断面の変形図からは、以下の現象が確認できる。

- 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。

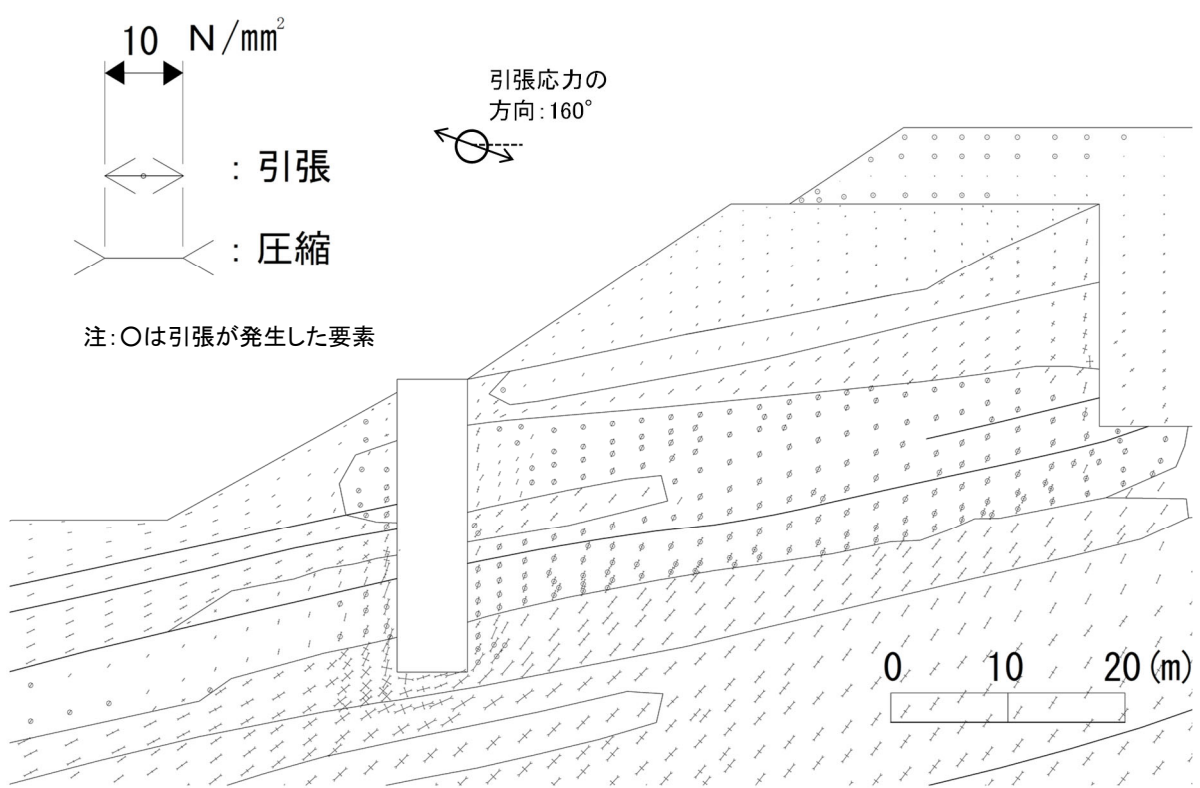
なお、抑止杭の剛性は、②-②' 断面： $G_d=5.66 \times 10^3 \text{N/mm}^2$ である。

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。

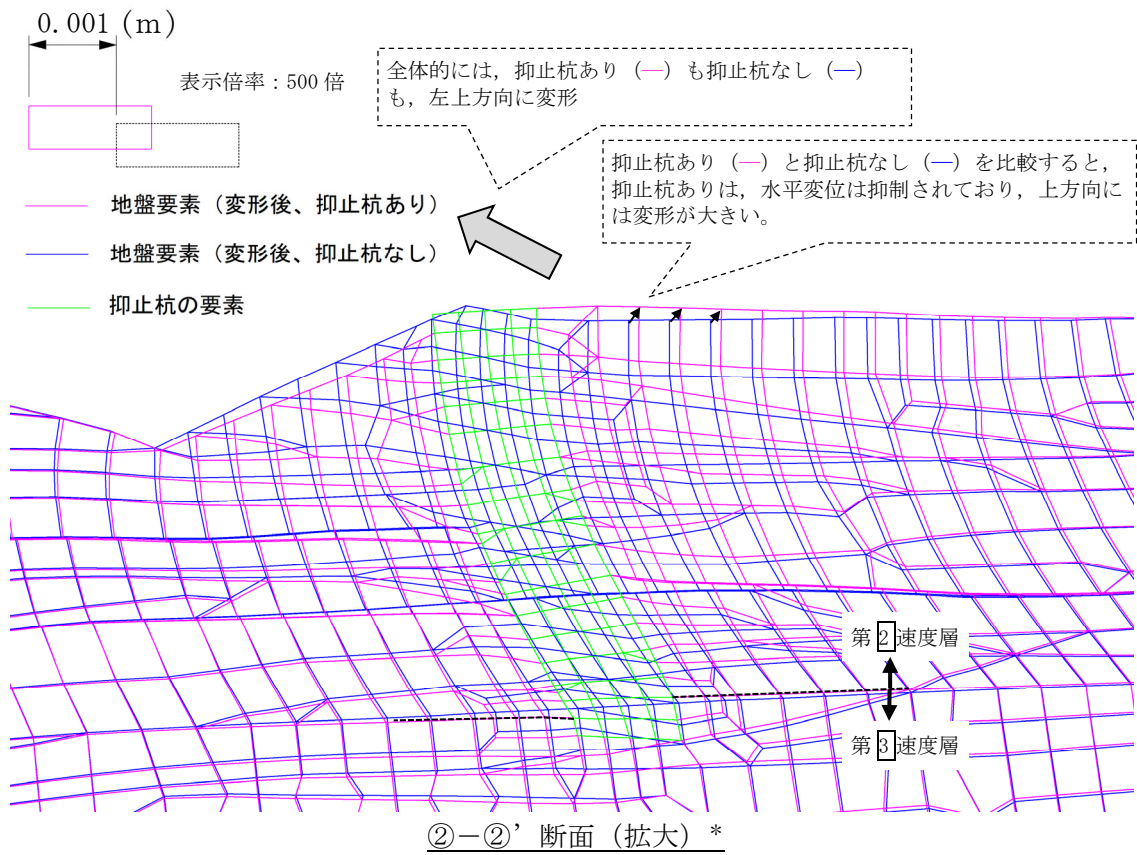


抑止杭なし

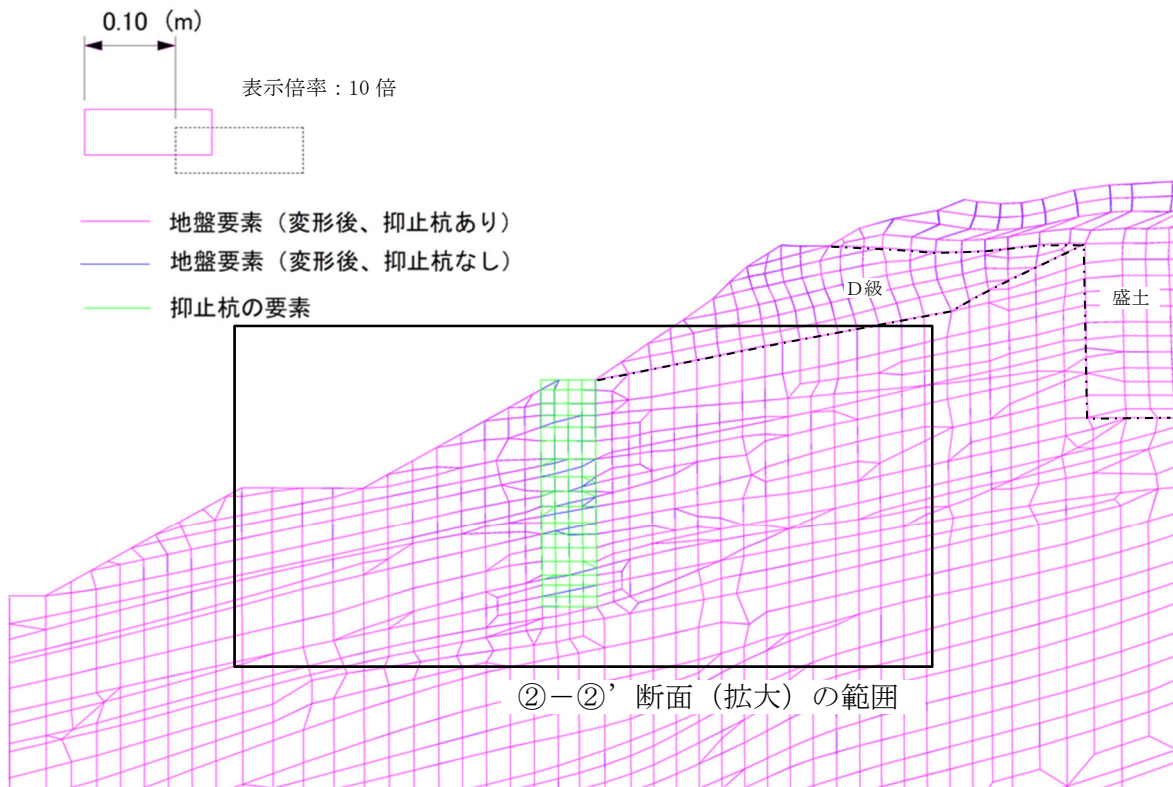


抑止杭あり

図 2.7.4-14 ②-②' 断面の主応力図

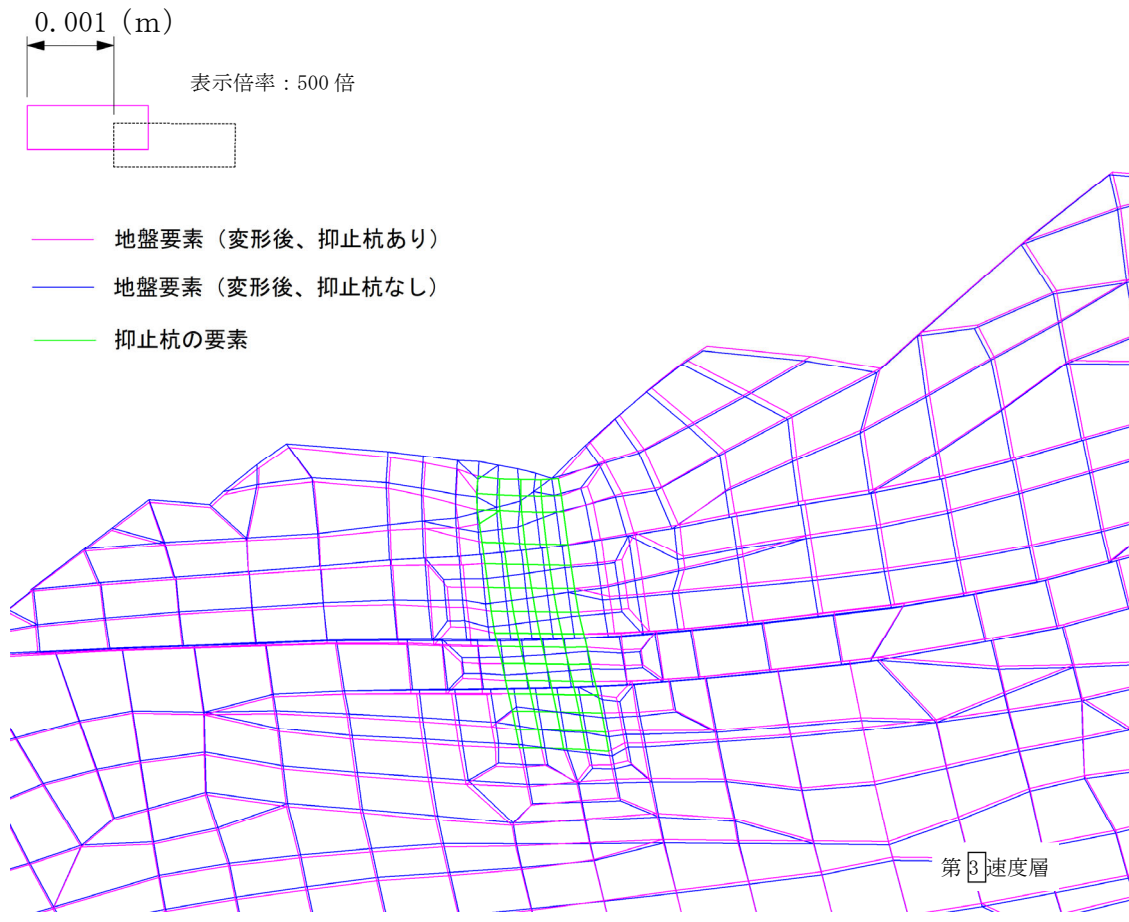


注記*：抑止杭及び引張応力が発生した岩盤について、変形の傾向を確認する目的の図であることから、変形量を500倍の表示倍率としている。相対的に変形量の大きい(水平変位量で3cm程度)D級岩盤、盛土は、本図の目的を踏まえて、非表示としている。



(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： $G_d=1.86\times 10^3\text{N/mm}^2 \Leftrightarrow$ 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。

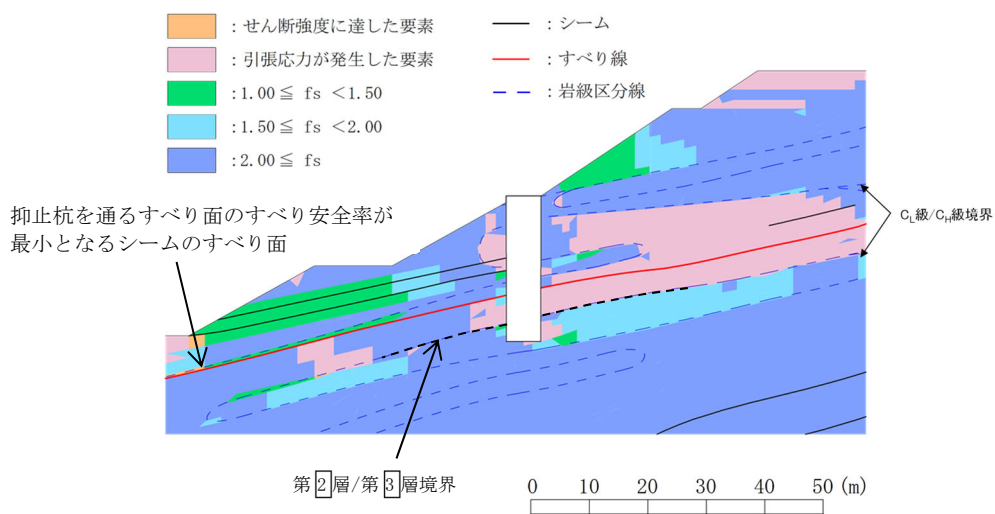


図2.7.4-16 局所安全係数分布図（②-②'断面）

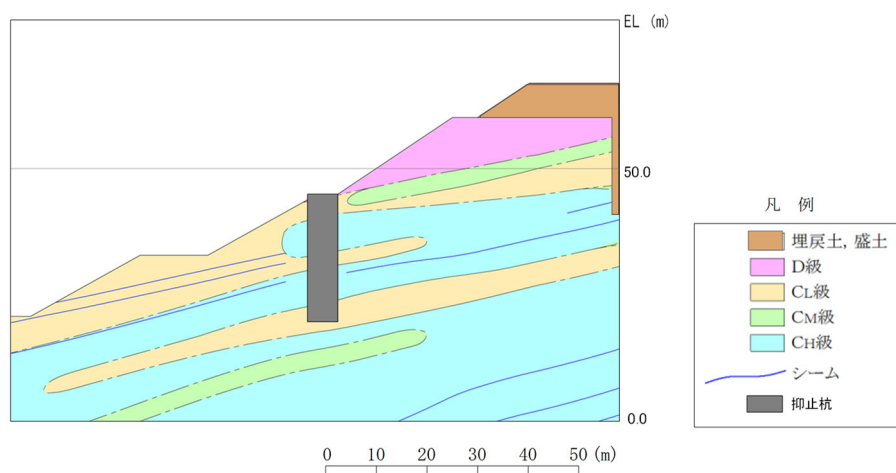


図2.7.4-17 岩級区分図（②-②'断面）

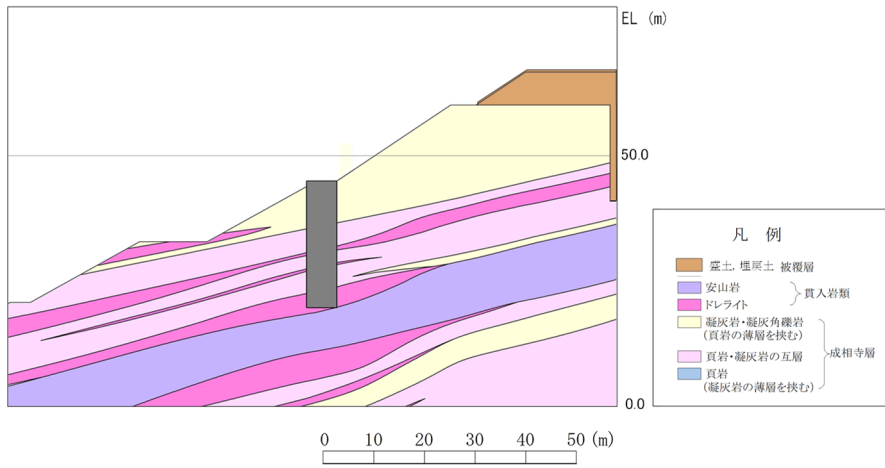


図 2.7.4-18 岩相区分図 (②-②' 断面)

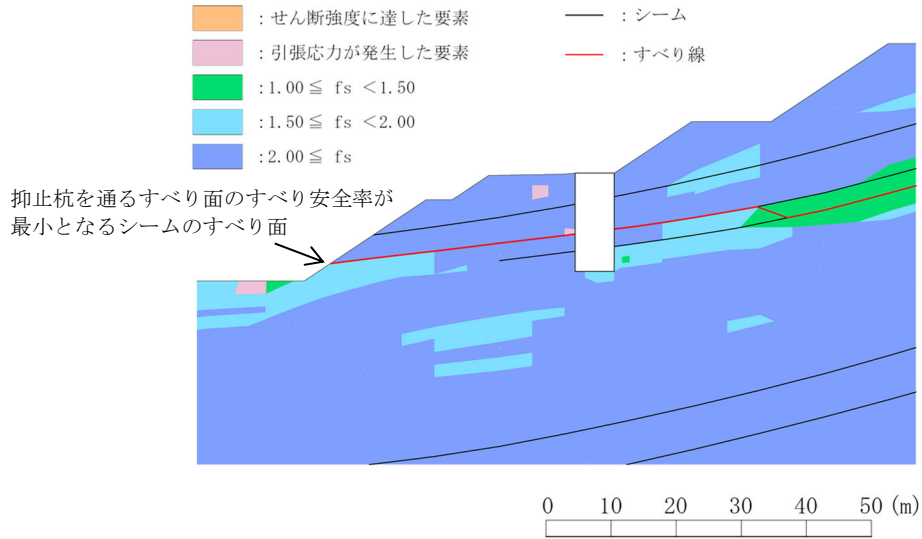


図 2.7.4-19 局所安全係数分布図 (①-①' 断面)

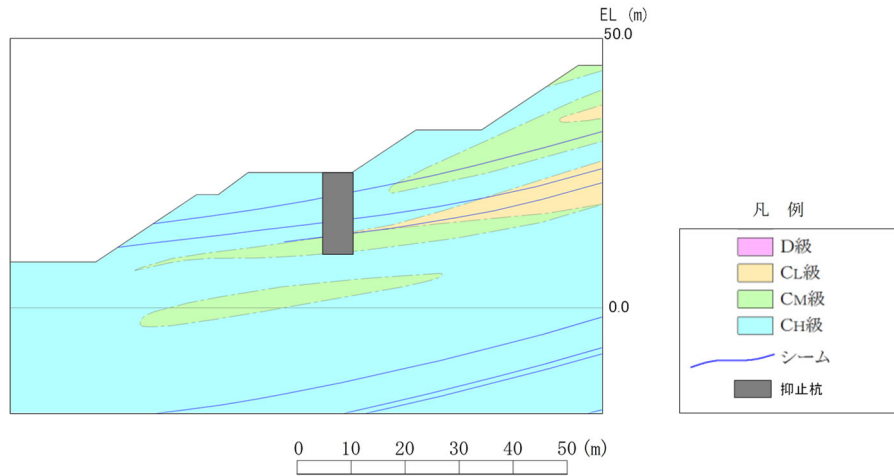


図 2.7.4-20 岩級区分図 (①-①' 断面)

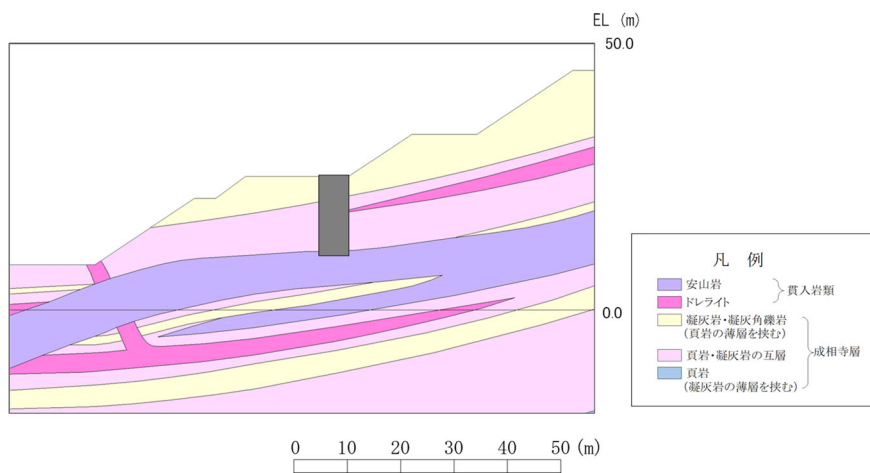


図 2.7.4-21 岩相区分図 (①-①' 断面)

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。

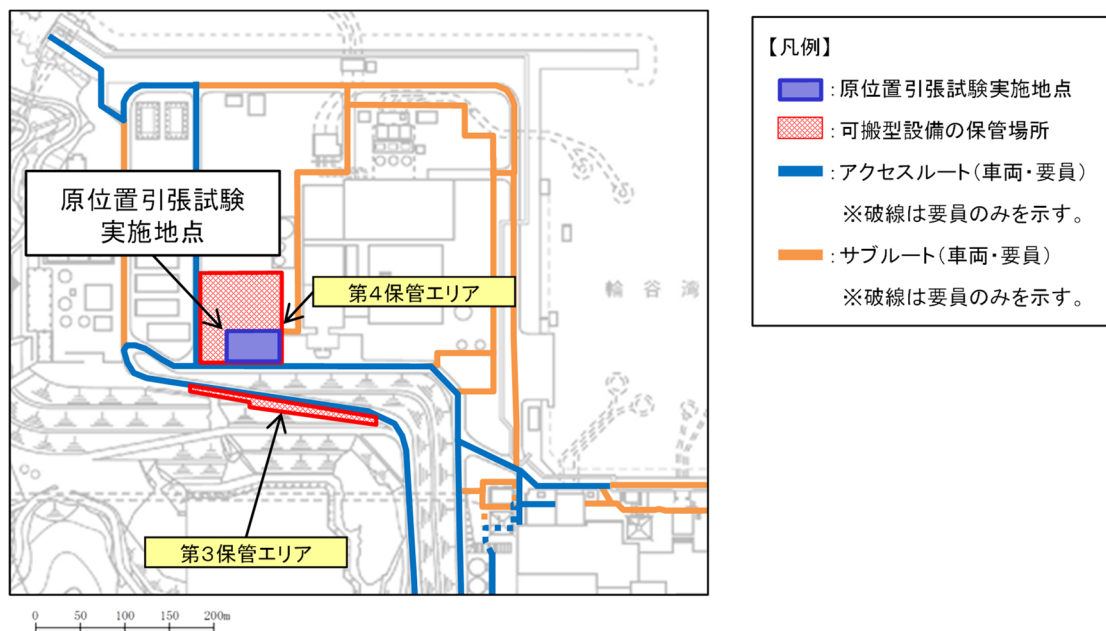


図 2.7.4-22 平面位置図

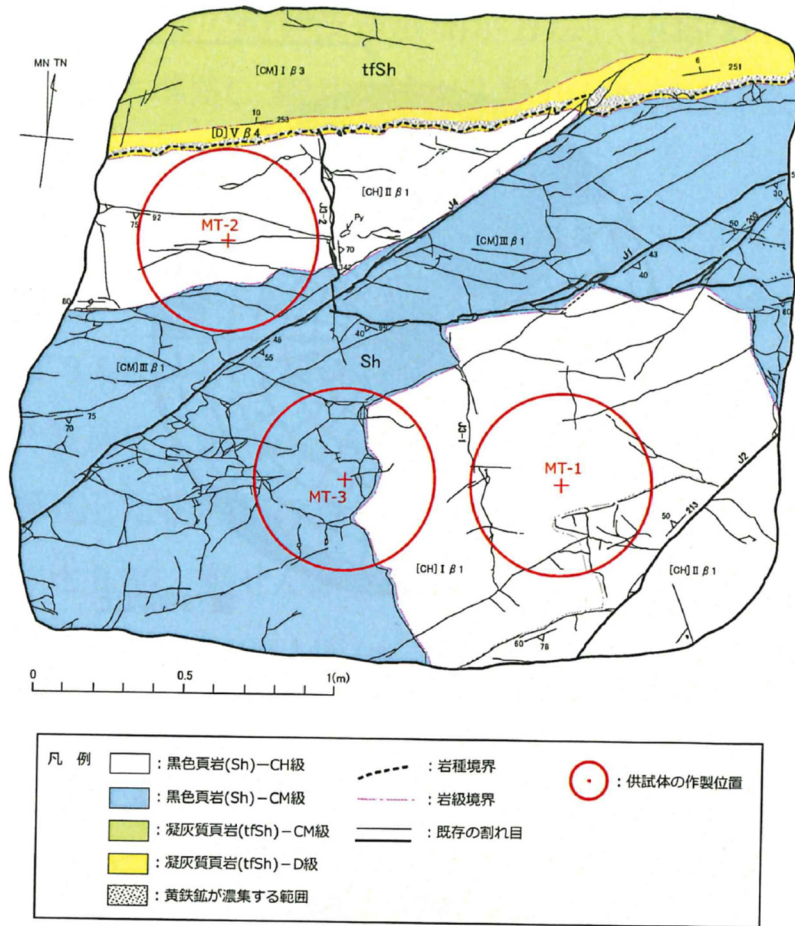


図 2.7.4-23 試験を実施したピット底盤の地質状況及び試験位置図（南側）

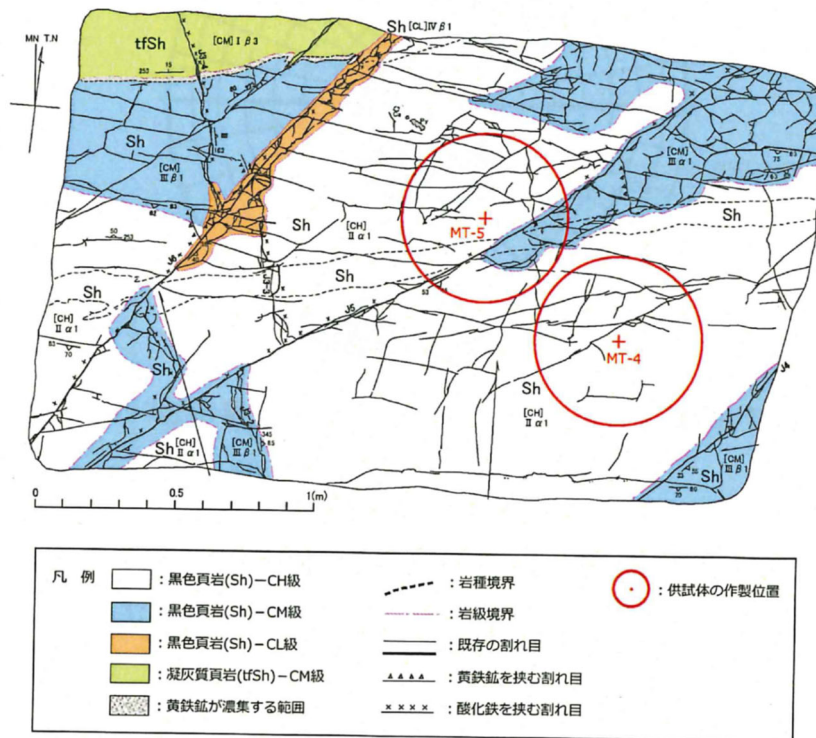


図 2.7.4-24 試験を実施したピット底盤の地質状況及び試験位置図（北側）

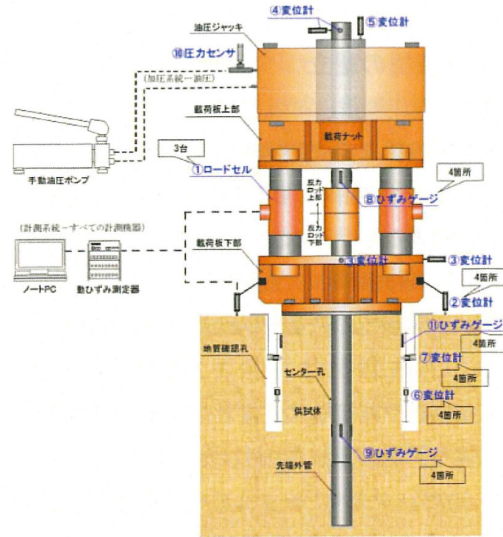


図 2.7.4-25 試験装置の概要

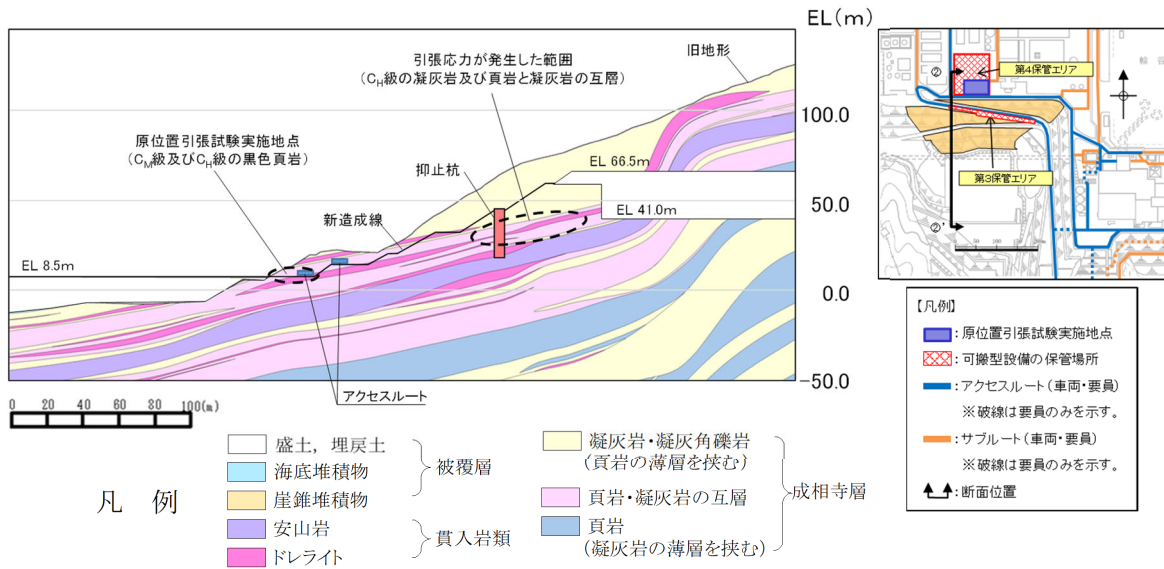


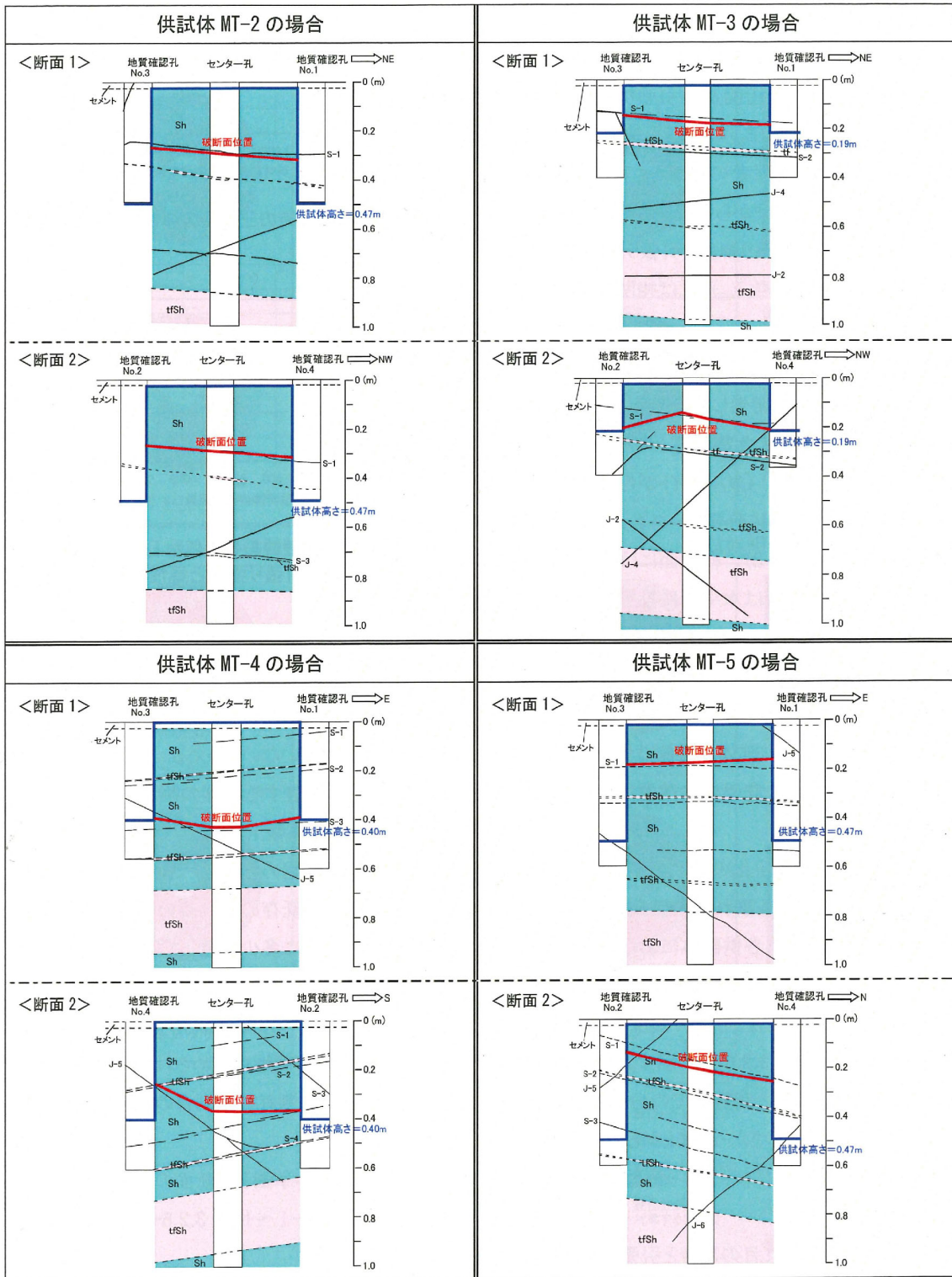
図 2.7.4-26 試験位置周辺の地質断面図

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。



—— : 開いた割れ目 - - - - : 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。

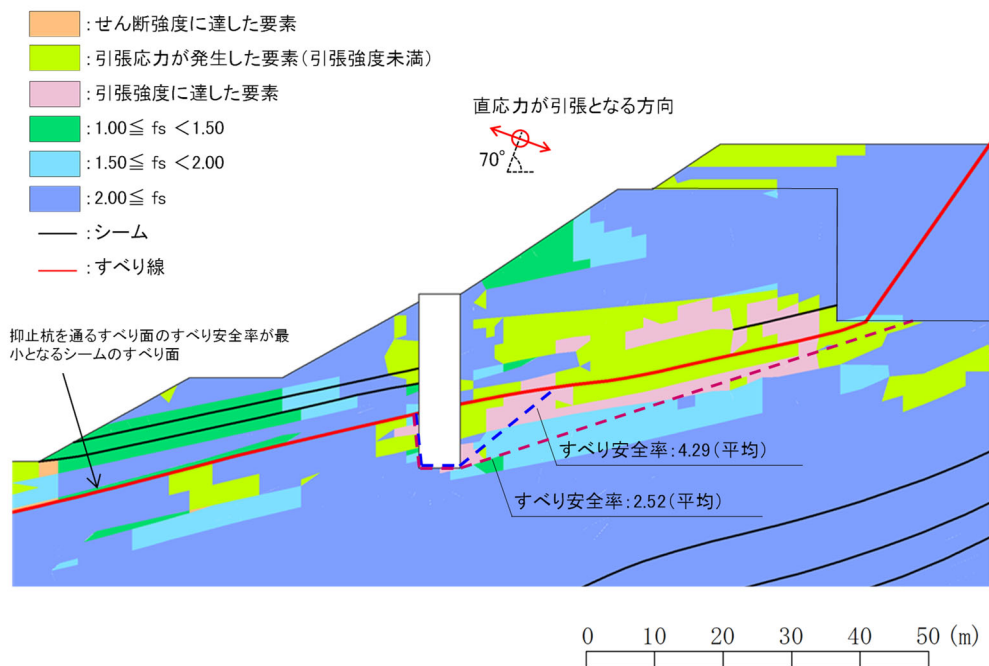


図 2.7.4-28 抑止杭周辺地盤の健全性照査結果（②-②' 断面）
 (S_s-D・8.58 秒、抑止杭を通るすべり面のすべり安全率が最小となる地震動及び時刻)

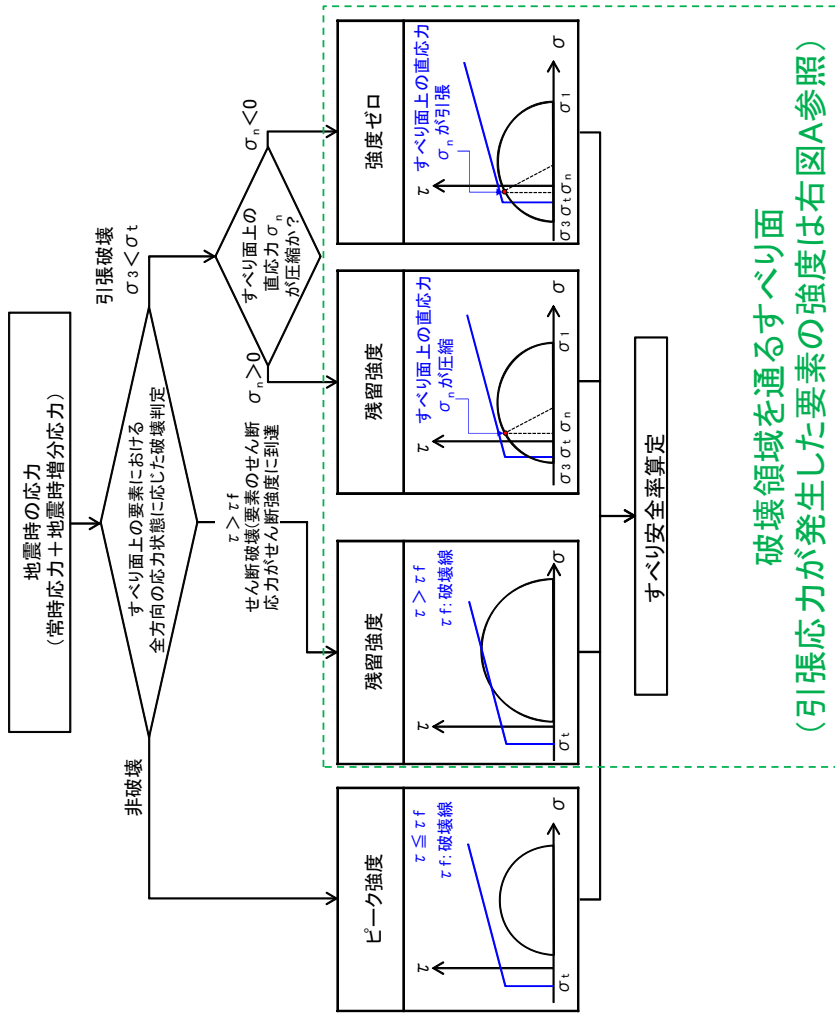
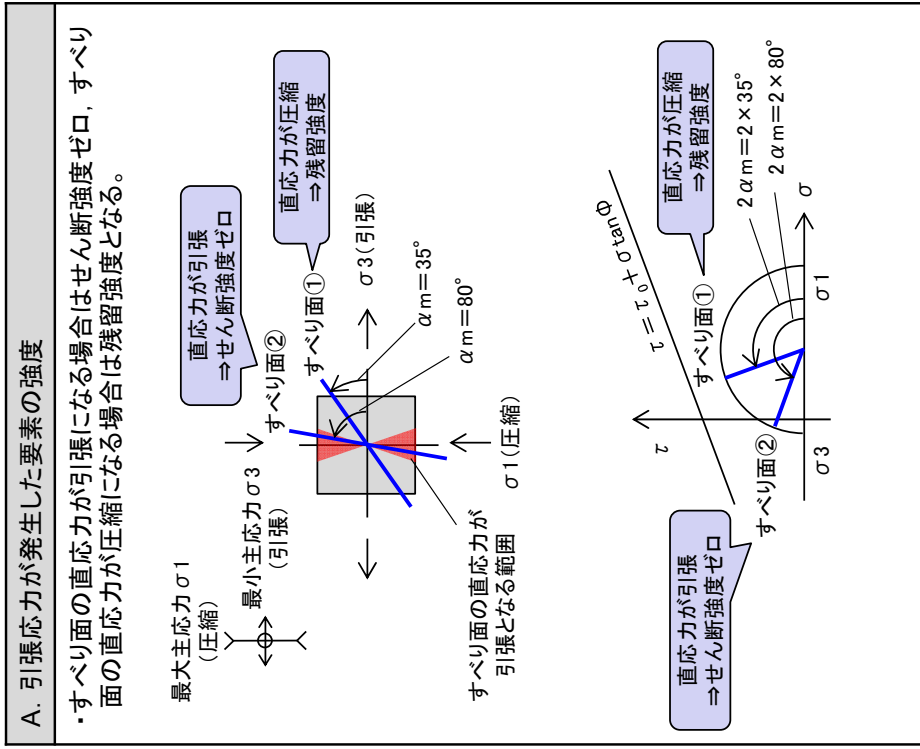


図 2.7.4-29 区間Ⅱにおける抑止杭根入れ部周辺岩盤の健全性照査に係るすべり安全率算定の考え方

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。

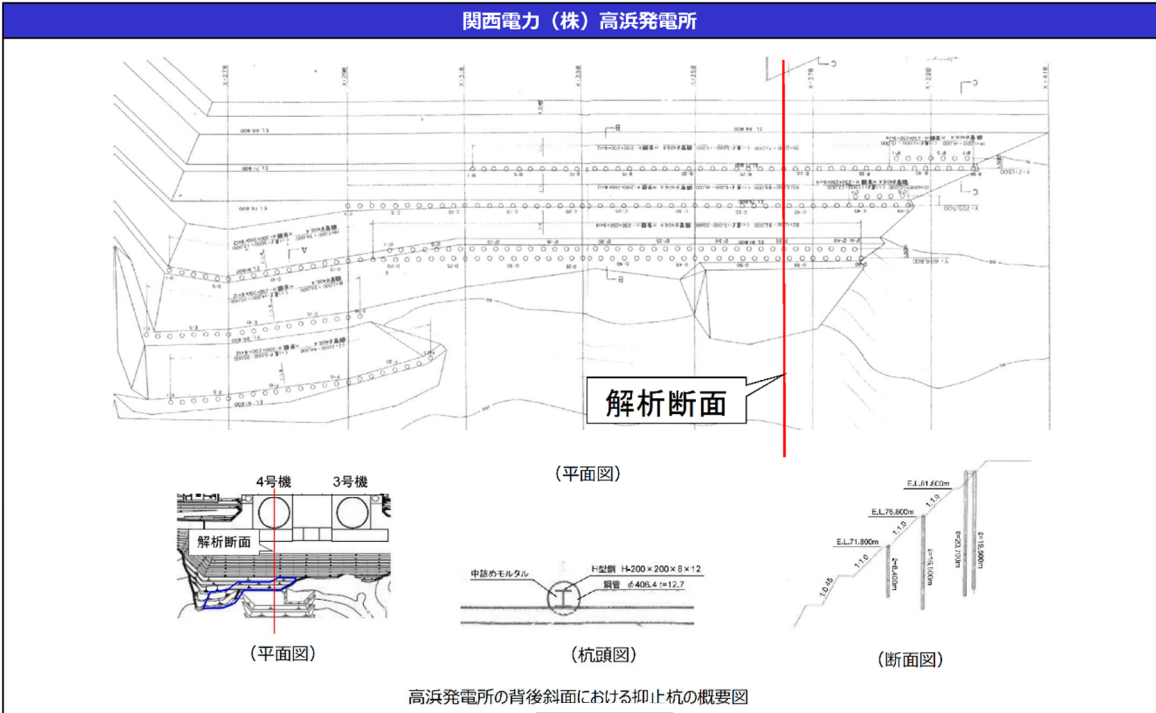
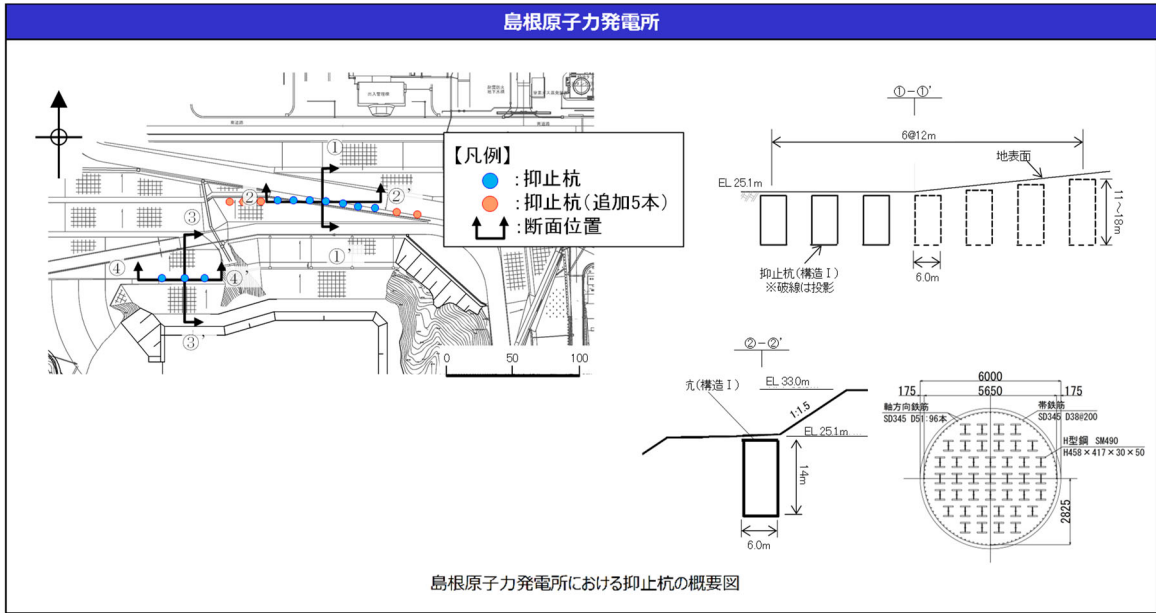
また、先行炉との比較を踏まえ、先行炉実績との類似点を踏まえた設計方針の適用性及び先行炉実績との相違点を踏まえた設計への反映事項を示す。

(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。



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。

図 2.7.5-1 構造図の比較

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 ₂ 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。	・岩織の違い。 ・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する。	
	・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を避けるため、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

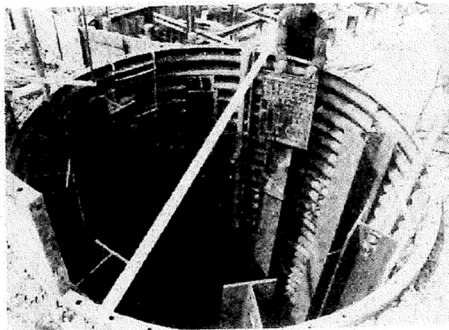
注：設計・施行例の情報に係る記載内容については、公開情報をもとに弊社の責任において独自に解釈したものです。

(a) 事例① 北陸自動車道地蔵トンネル地すべり対策工事

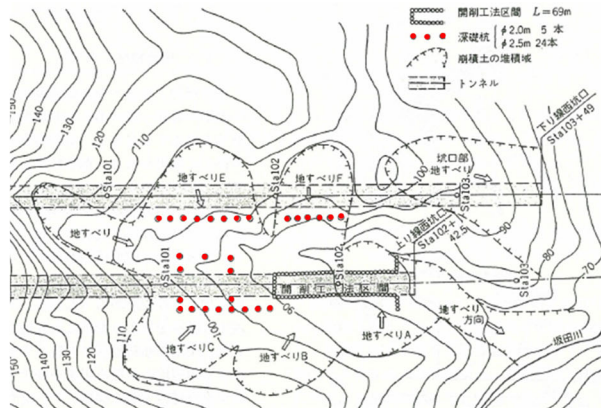
北陸自動車道地蔵トンネル地すべり対策工事の施工事例を図 2.7.5-2 に示す。

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工学的考察，2004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。

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。

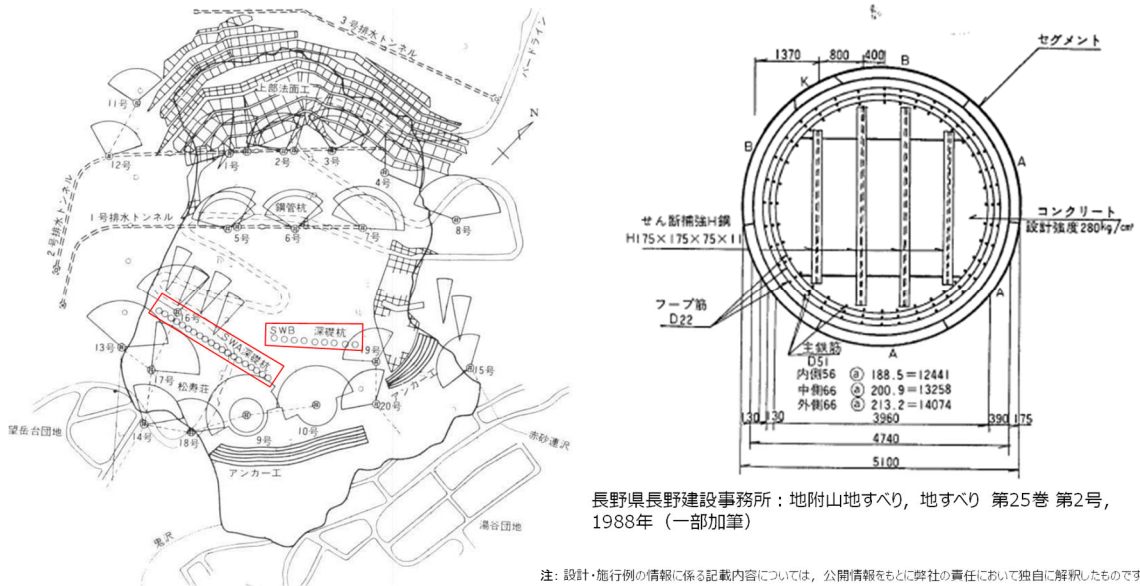


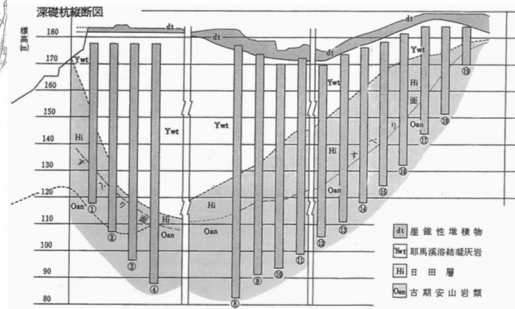
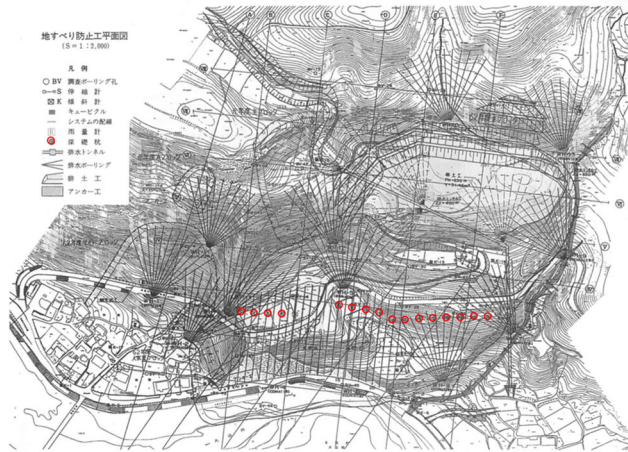
図 2.7.5-3 地附山地すべり対策工事の施工事例

(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。

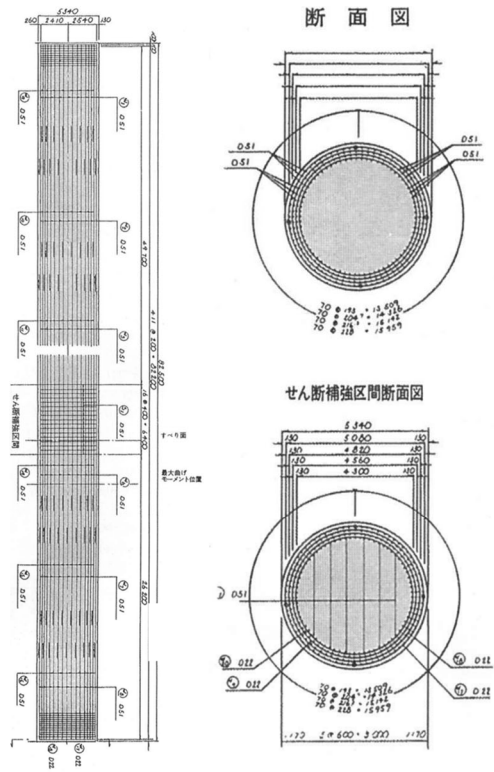
大分県山際地区地すべり（幅約 450m，奥行き約 300m，推定すべり面層厚 70m 前後の尾根型岩盤すべり）の安定性を確保するため，径 5.5m，長さ 30～97m の深礎杭を 16 本施工している。

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

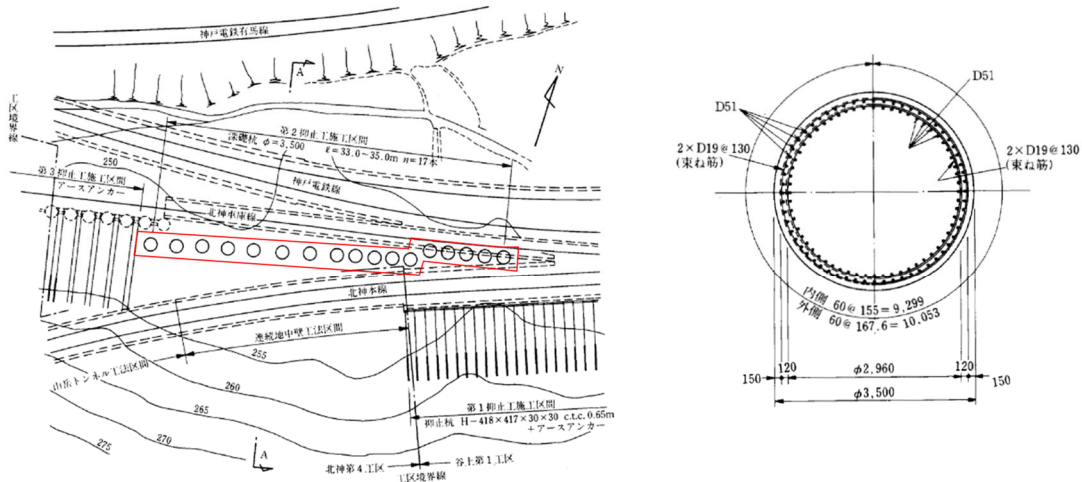
（社）斜面防災対策技術協会HP
https://www.jasdim.or.jp/gijutsu/jisuberi_joho/sekkei/syafktui/syftkui.html

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。



堀紘成・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 2.7.5-5 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。

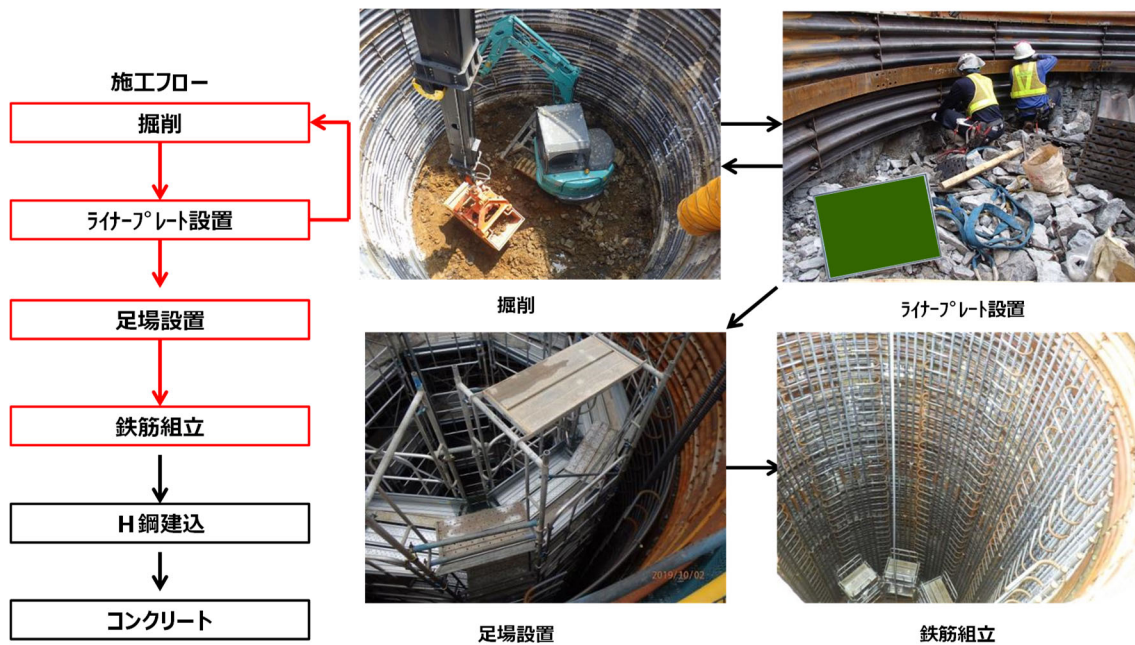


図 2.7.5-6 施工フロー図 (1/2)

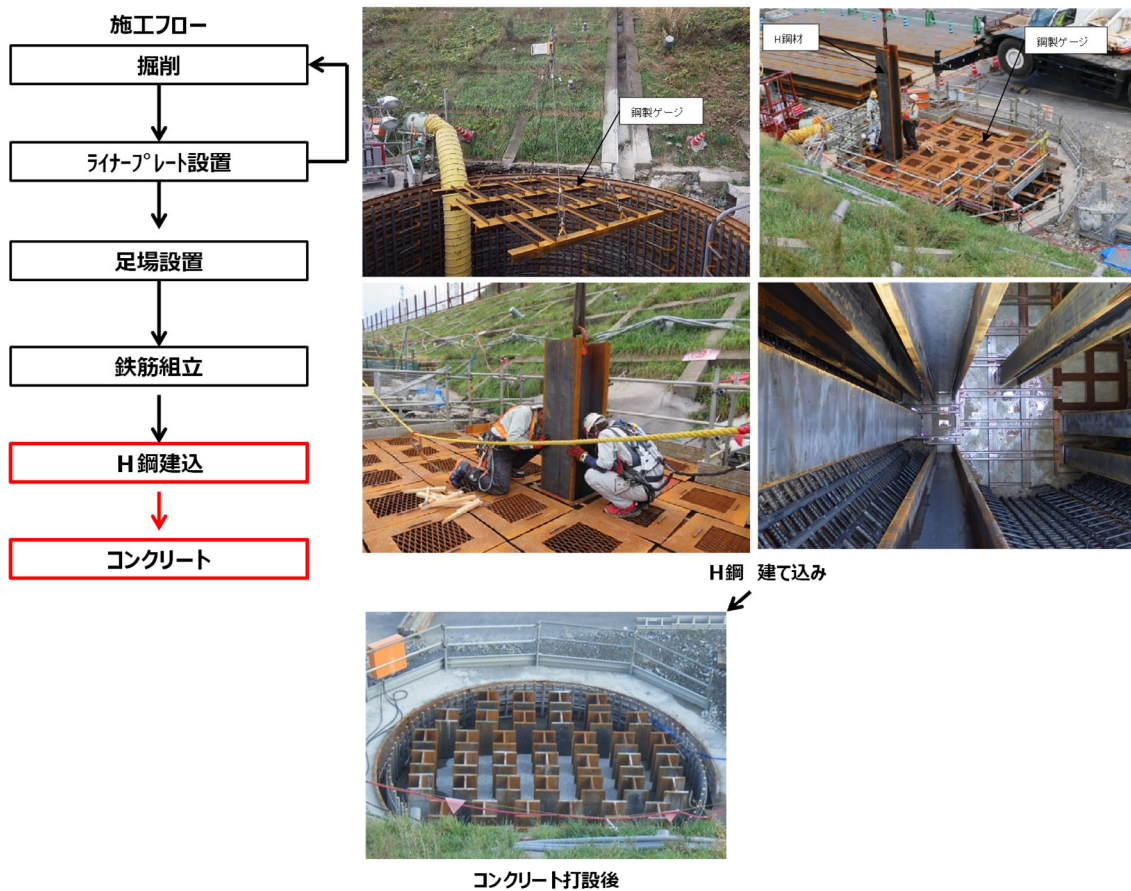


図 2.7.5-7 施工フロー図 (2/2)

(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。

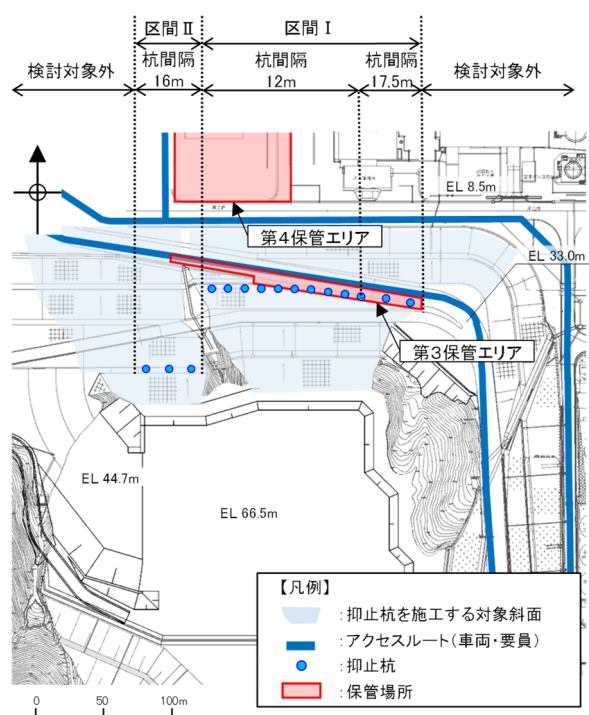
2.7.6.2 基本方針

(1) 対象斜面位置及び構造概要

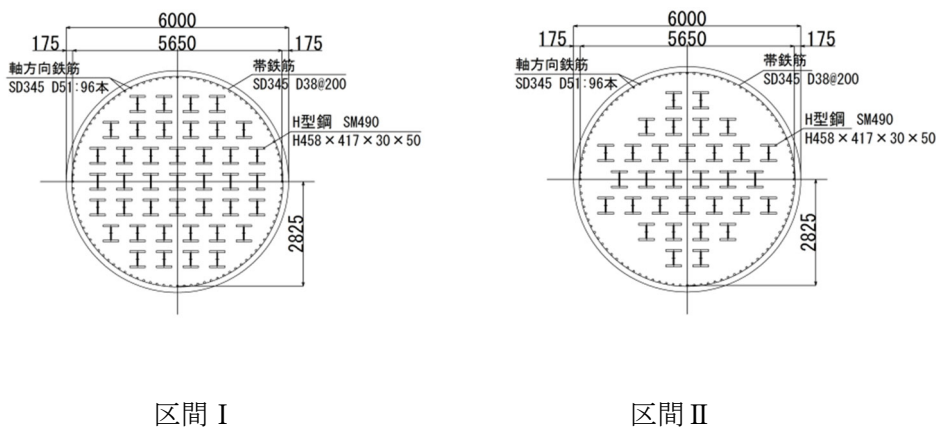
評価対象斜面の位置、抑止杭の配置及び抑止杭の構造概要を図2.7.6.2-1に示す。

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



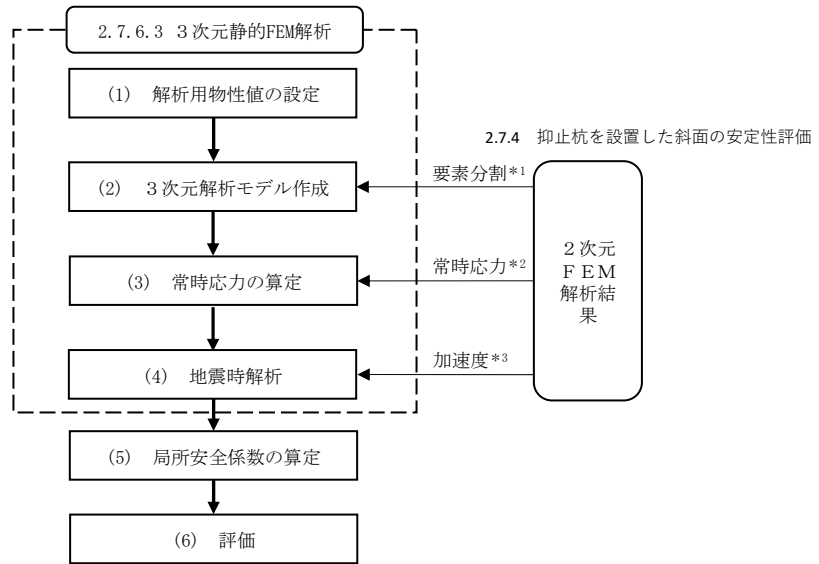
抑止杭構造図

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。

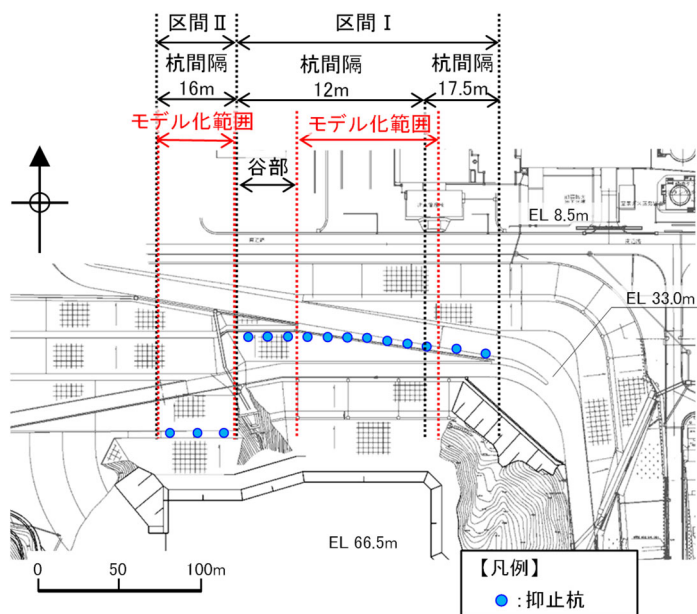
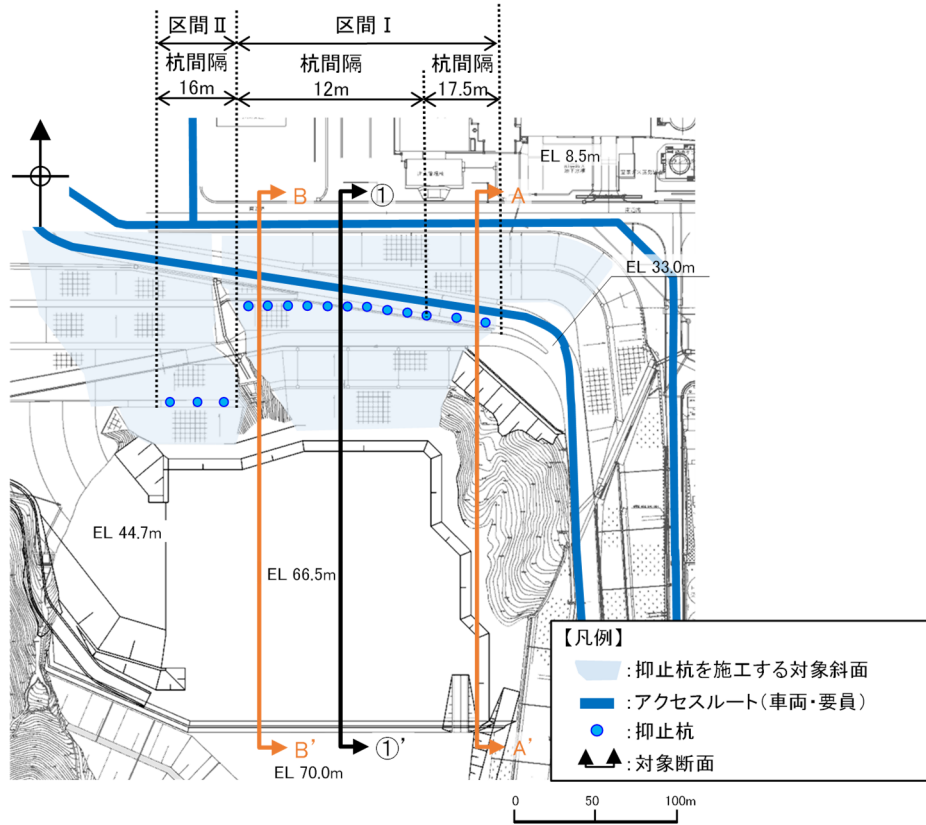
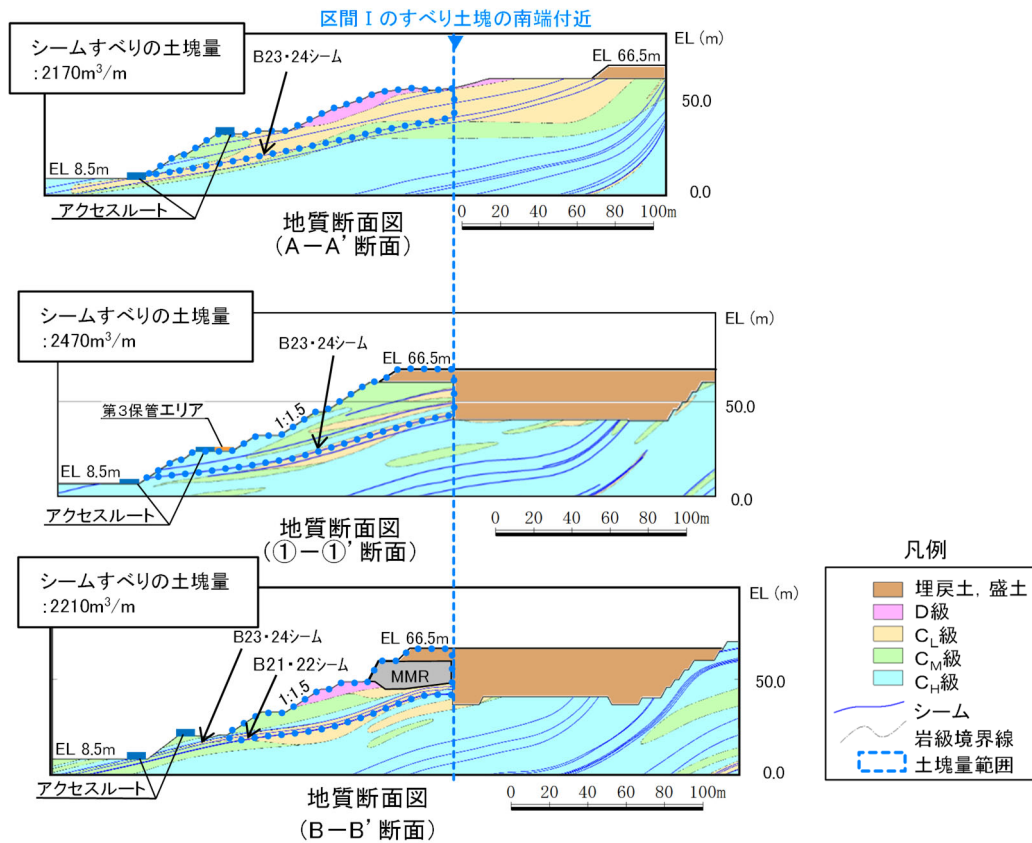


図 2.7.6.3-1 モデル化範囲



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。

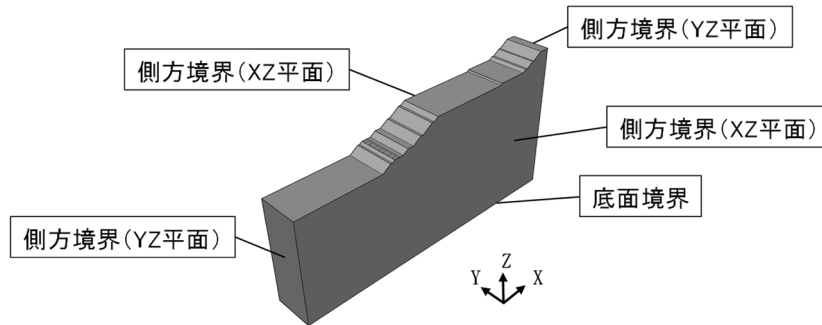


図 2.7.6.3—3 モデルの境界

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。

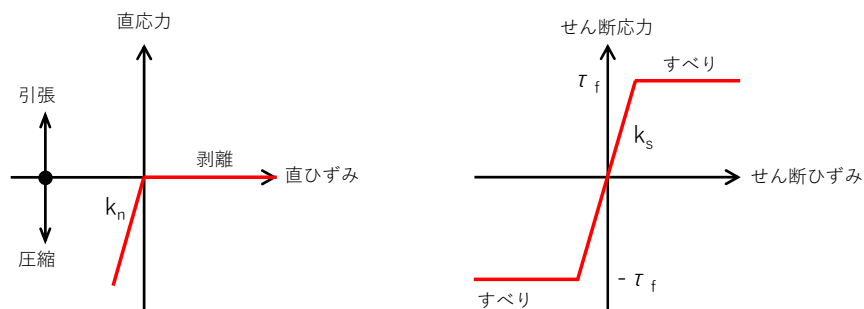


図 2.7.6.3—4 ジョイント要素の力学特性

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様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。

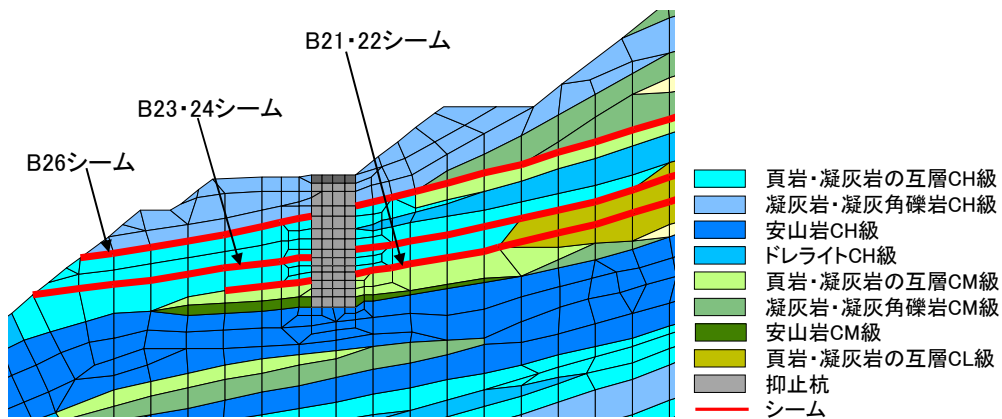


図 2.7.6.3—5 モデル化したシーム (区間 I)

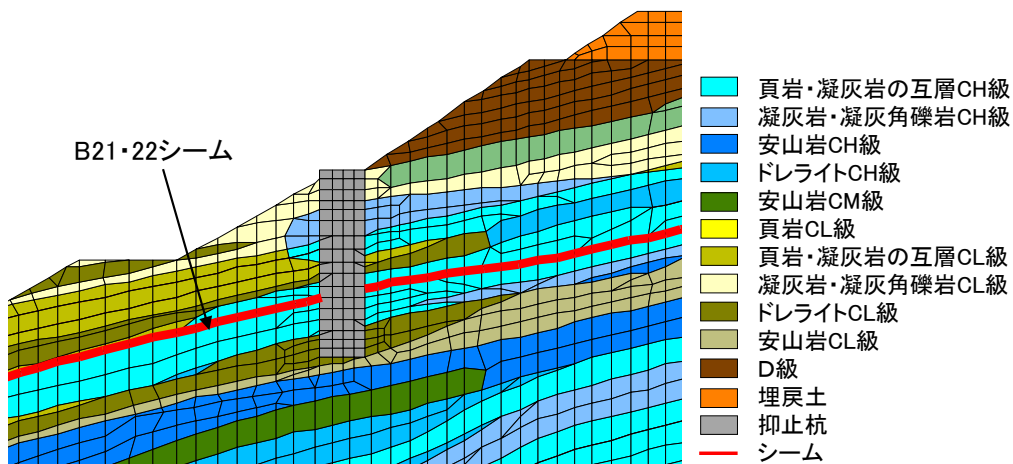


図 2.7.6.3—6 モデル化したシーム (区間 II)

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。

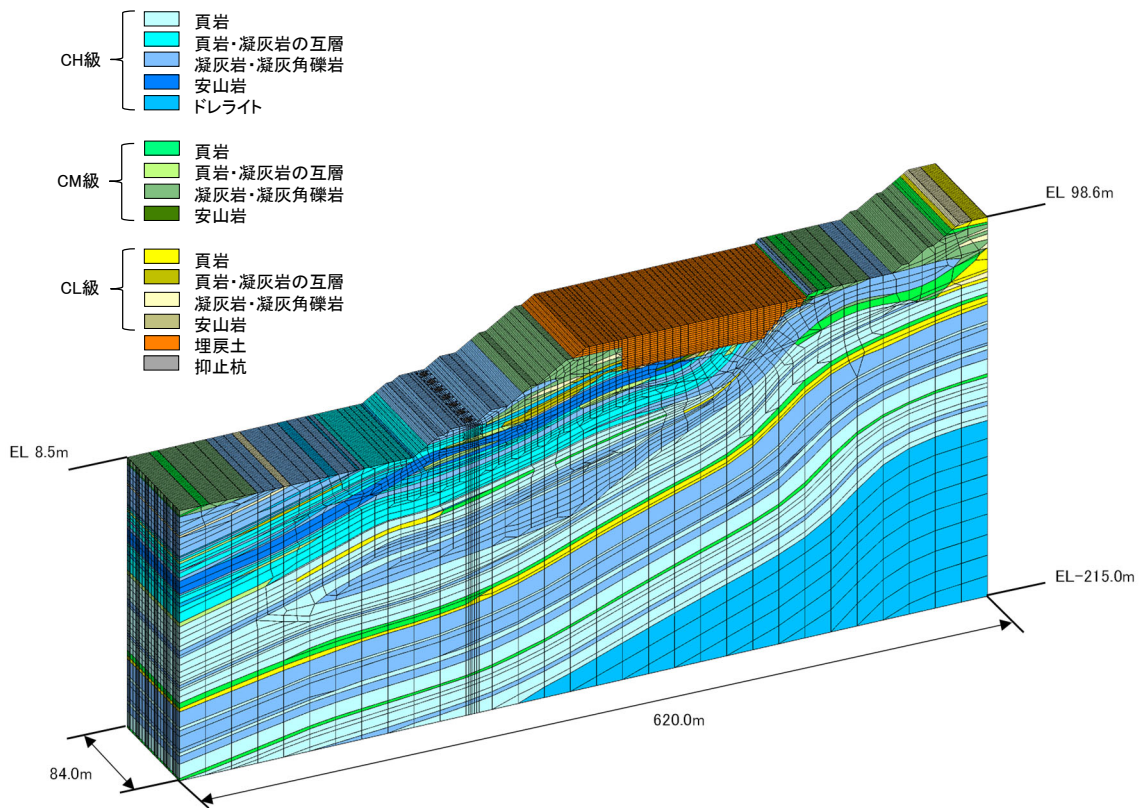


図 2.7.6.3-7(1) 区間 I 解析モデル

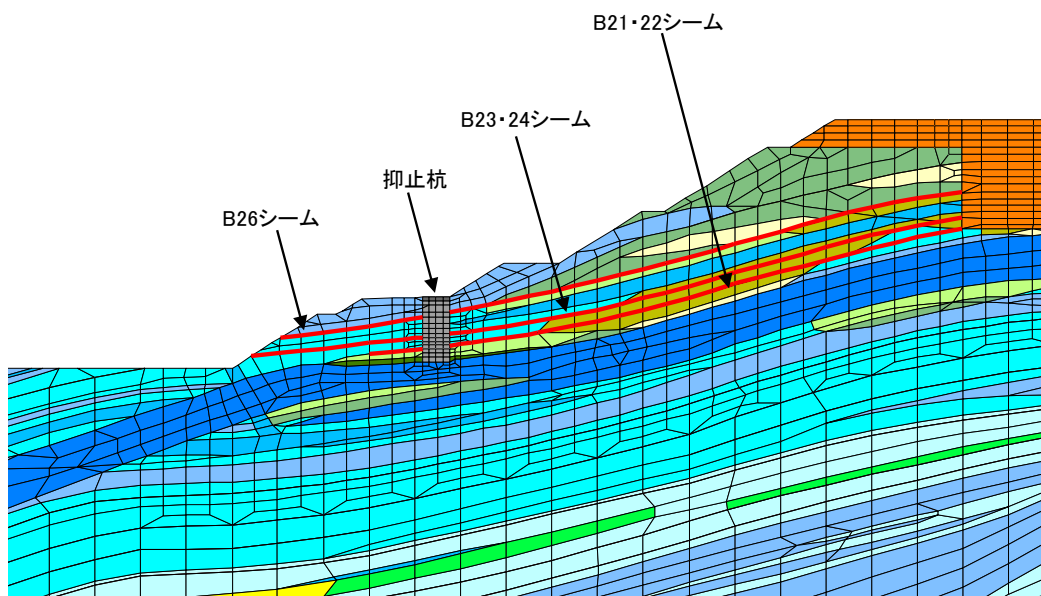


図 2.7.6.3-7(2) 区間 I 解析モデル (抑止杭及びシーム拡大)

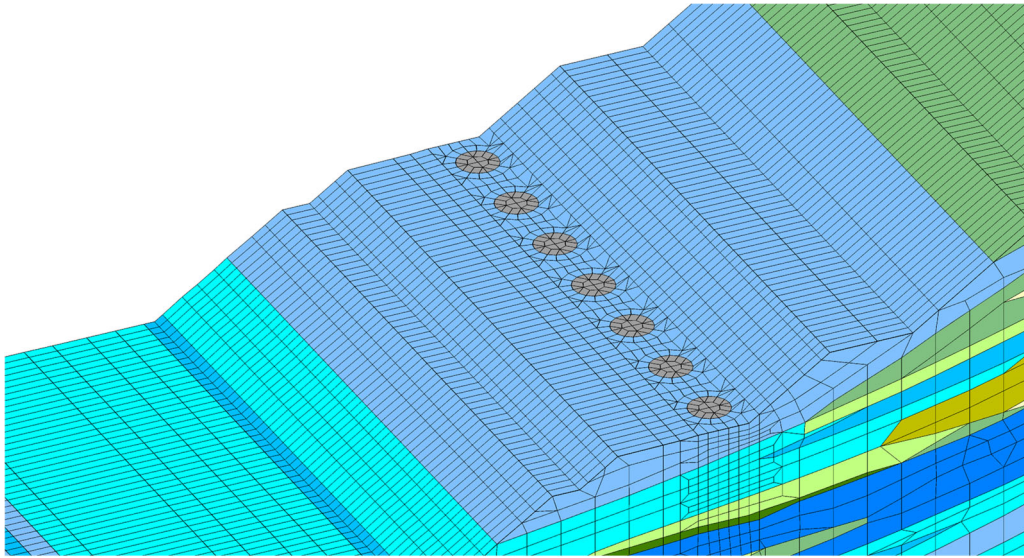


図 2.7.6.3-7(3) 区間 I 解析モデル (杭周辺拡大)

(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。

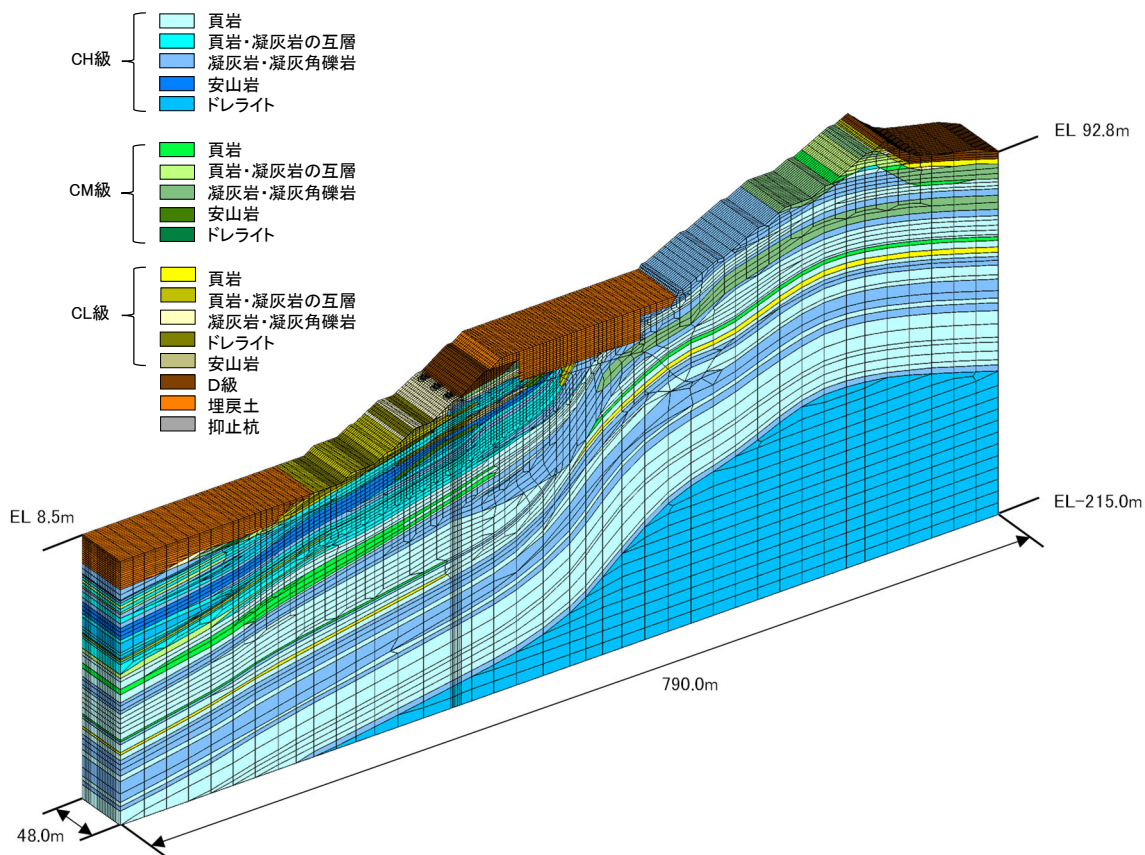


図 2.7.6.3-8(1) 区間Ⅱ解析モデル

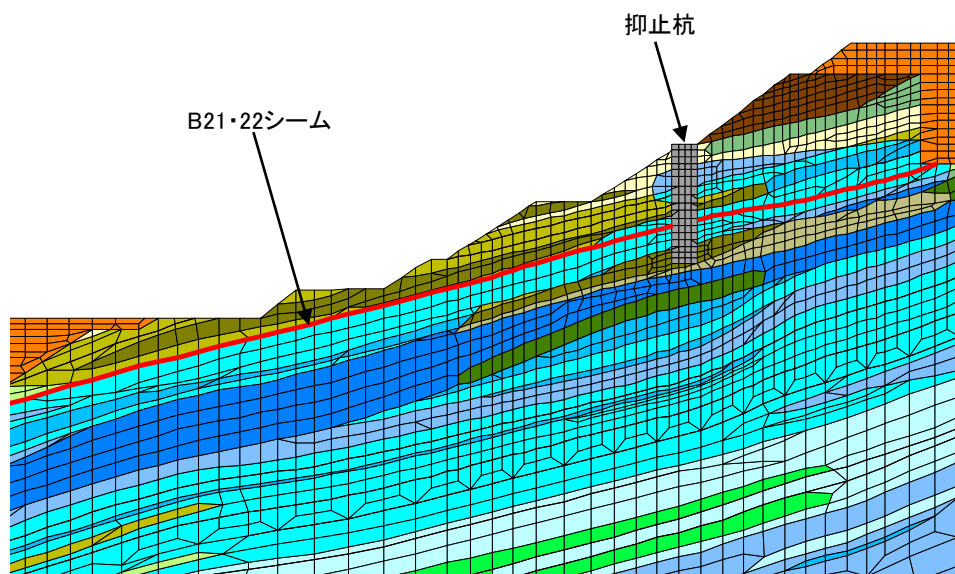


図 2.7.6.3-8(2) 区間Ⅱ解析モデル (抑止杭及びシーム拡大)

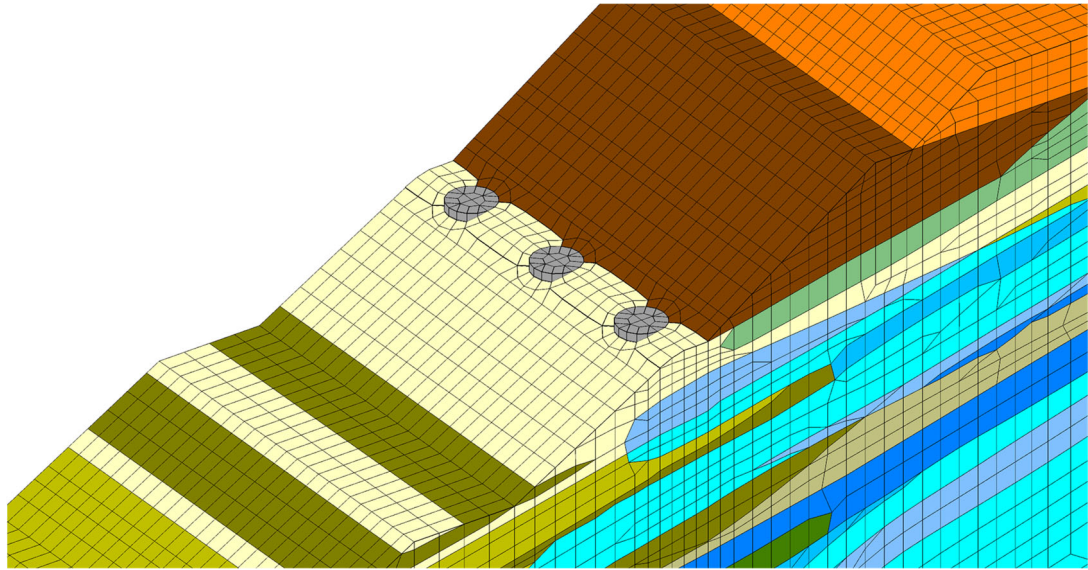


図 2.7.6.3-8(3) 区間Ⅱ解析モデル (杭周辺拡大)

(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。

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

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。

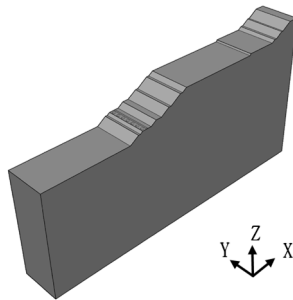


図 2.7.6.3-9 3次元モデルにおける軸方向

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、

σ_x , σ_y , σ_z 及び ε_x , ε_y , ε_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。

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

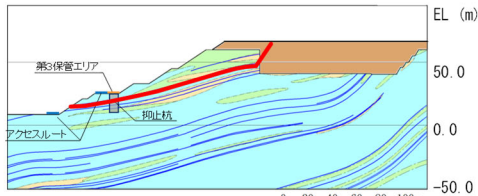
K_{Hi} : i 層における震度

$|\tau_i|$: i 層のせん断応力

w_i : i 層の単位体積重量

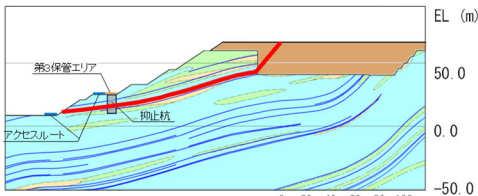
h_i : i 層の層厚

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】

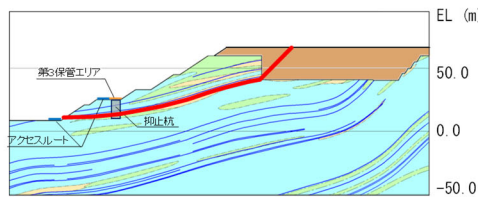
基準地震動 S _s	すべり安全率	【参考】 変更前 (抑止杭7本)
S _s -D	1.99	1.71
S _s -N ₁	2.36	2.03
S _s -N ₂	2.45	2.11



【B23・24シームを通るすべり面】

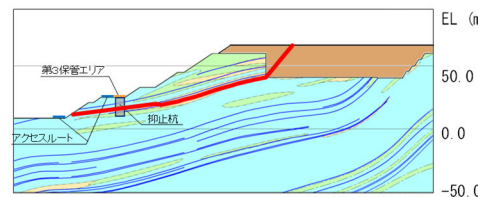
基準地震動 S _s	すべり安全率 (内はばらつき強度のすべり安全率)	【参考】 変更前 (抑止杭7本)
S _s -D	1.56 (1.39)	1.37 (1.21)
S _s -N ₁	1.79	1.57
S _s -N ₂	1.92	1.69

S_s-D(+,-)8.96秒



【B21・22シームを通るすべり面】

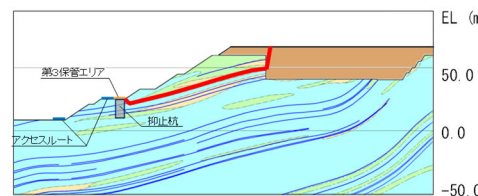
基準地震動 S _s	すべり安全率	【参考】 変更前 (抑止杭7本)
S _s -D	1.96	1.80
S _s -N ₁	2.17	1.99
S _s -N ₂	2.38	2.18



【B21・22シーム、法尻近傍のC_v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】

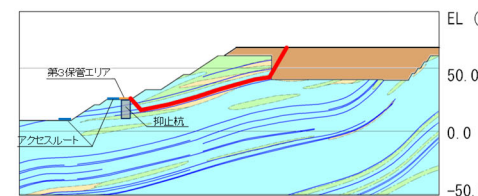
基準地震動 S _s	すべり安全率 (内はばらつき強度のすべり安全率)	【参考】 変更前 (抑止杭7本)
S _s -D	1.54 (1.39)	1.37 (1.22)
S _s -N ₁	1.76	1.56
S _s -N ₂	1.88	1.67

S_s-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)
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】

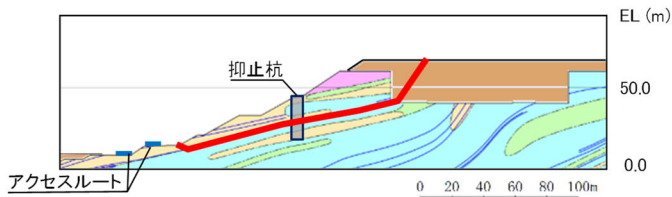
基準地震動 S _s	すべり安全率	【参考】 変更前 (抑止杭7本)
S _s -D	1.60	1.60
S _s -N ₁	1.81	1.81
S _s -N ₂	1.97	1.97

【凡例】

- : C_v級岩盤
- : C_v級岩盤
- : C_v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

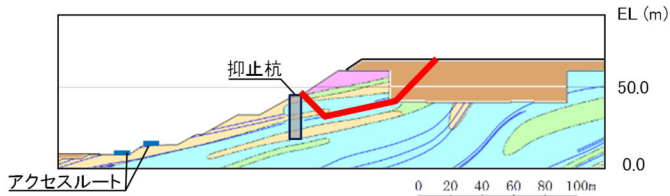
図 2.7.6.3-11 加速度を抽出したケース (区間 I)



【B21・22シームを通るすべり面】

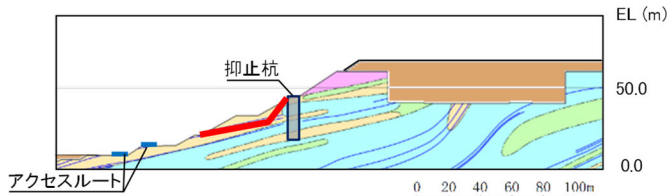
基準地震動 S _s	すべり安全率 ()内はばらつき強 度のすべり安全率
S _s -D	1.66 (1.49)
S _s -N ₁	2.10
S _s -N ₂	2.08

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 _v 級 岩盤	: C _m 級 岩盤	: C _o 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。

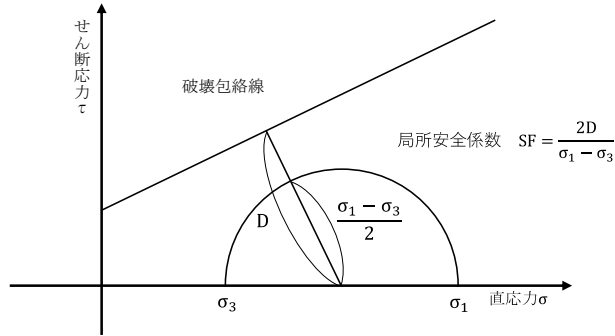


図 2.7.6.3-13 岩盤の局所安全係数の考え方

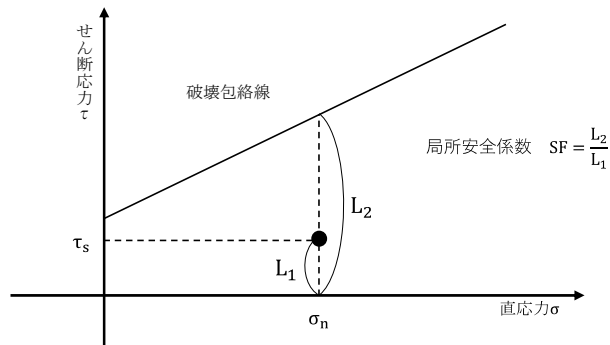


図 2.7.6.3-14 シーム及び杭-岩盤間のジョイント要素の局所安全係数の考え方

(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。

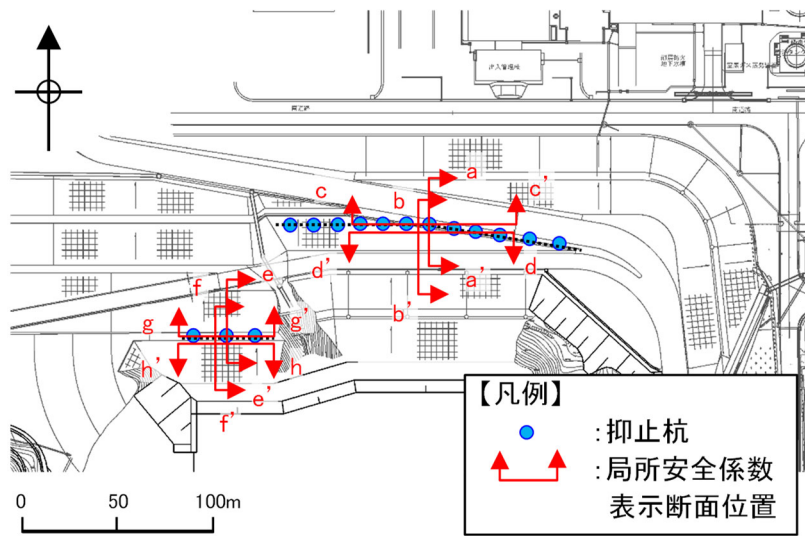


図 2.7.6.3-15 局所安全係数表示断面位置図

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、杭間及び杭背後の岩盤の健全性を確認した。

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.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。

杭間及び杭背後の岩盤には、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、杭間及び杭背後の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。

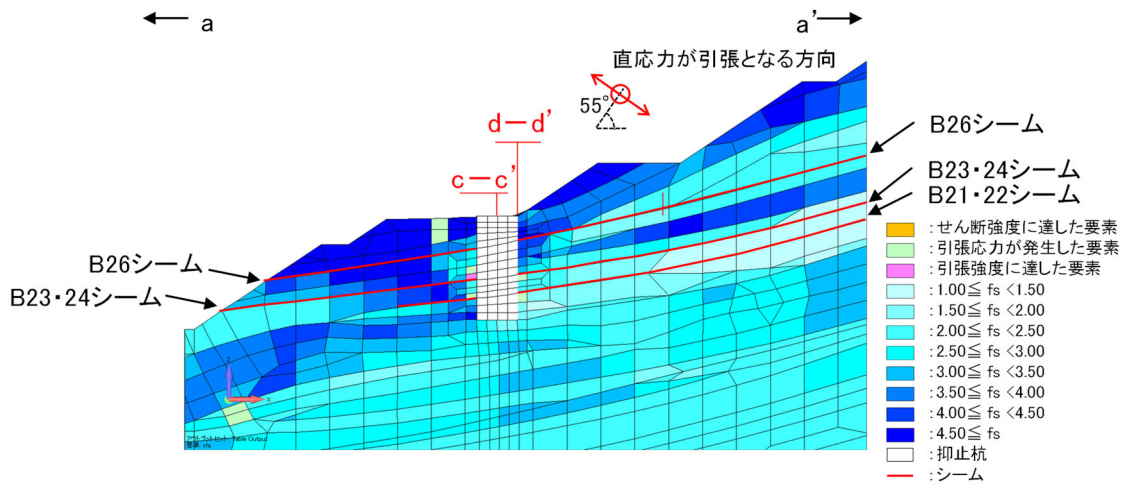


図 2.7.6.3-16(1) 抑止杭周辺の岩盤の局所安全係数 (a-a' 断面)

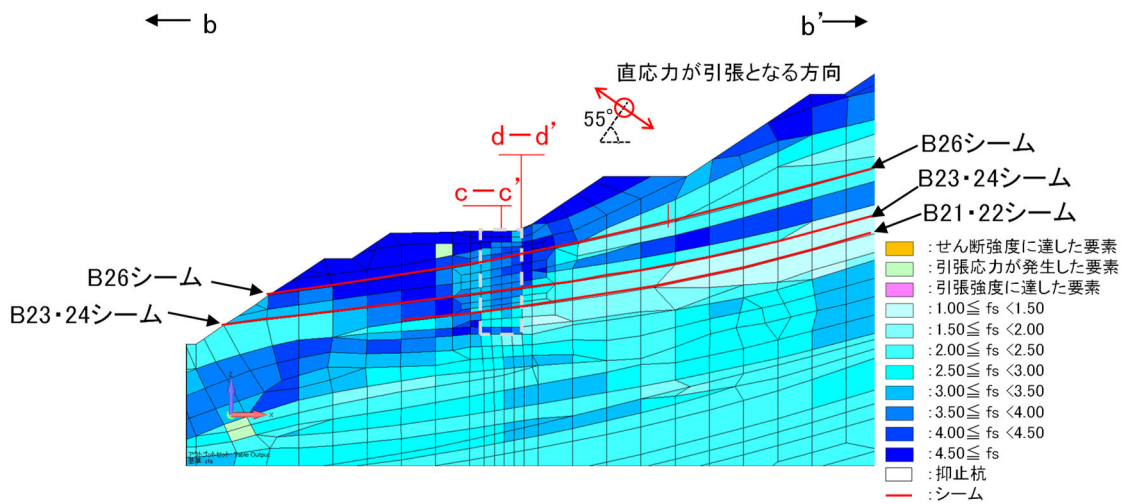


図 2.7.6.3-16(2) 抑止杭間の岩盤の局所安全係数 (b-b' 断面)

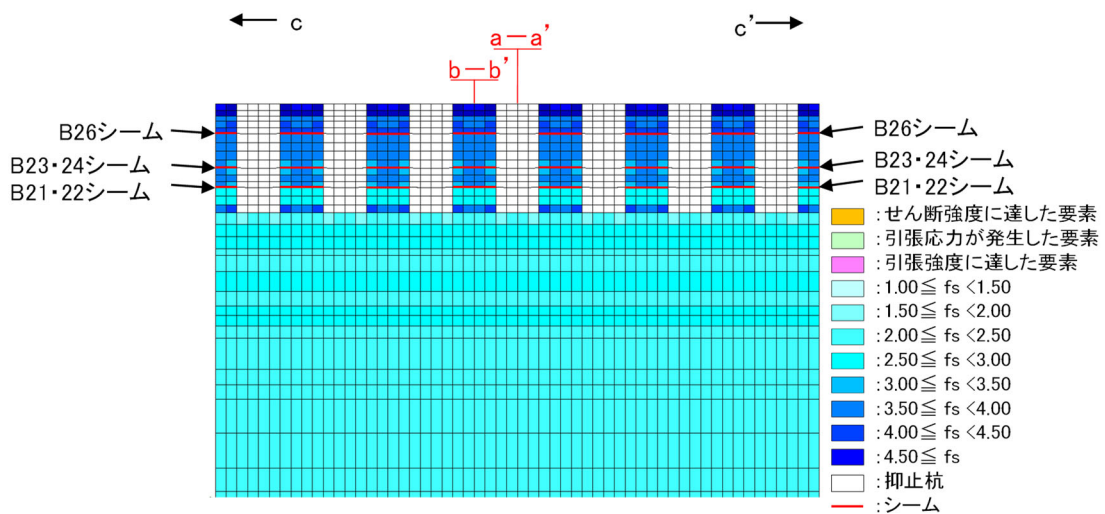


図 2.7.6.3-16(3) 抑止杭周辺の岩盤の局所安全係数 (c-c' 断面)

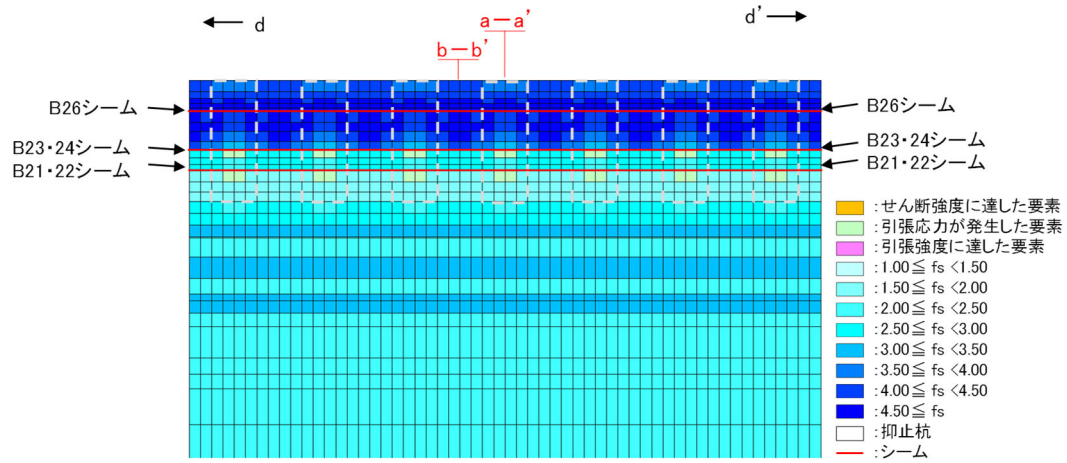


図 2.7.6.3-16(4) 抑止杭周辺の岩盤の局所安全係数 (d-d' 断面)

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っていることが確認できる。

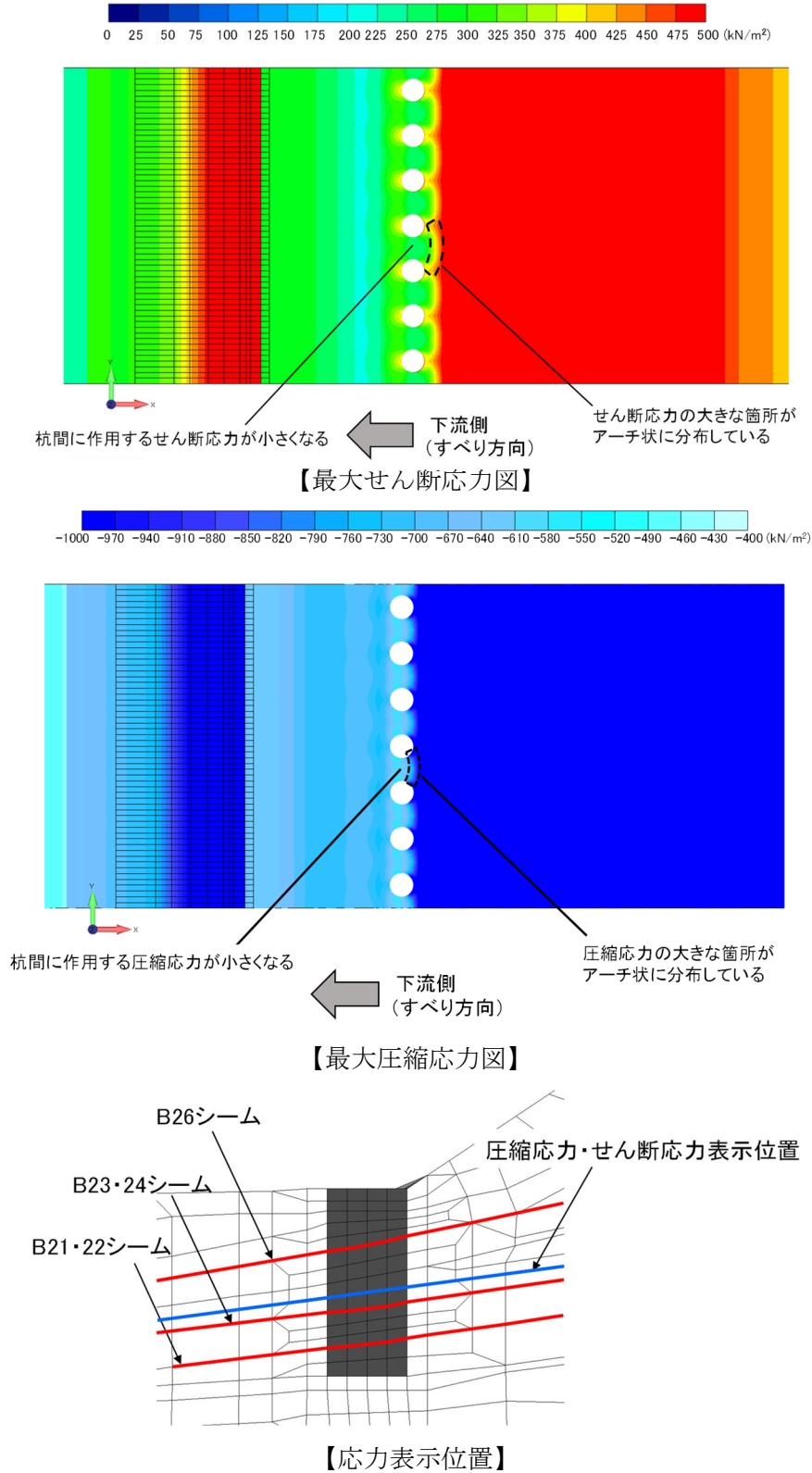


図 2.7.6.3-17 区間 I における抑止杭周辺の応力

(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。

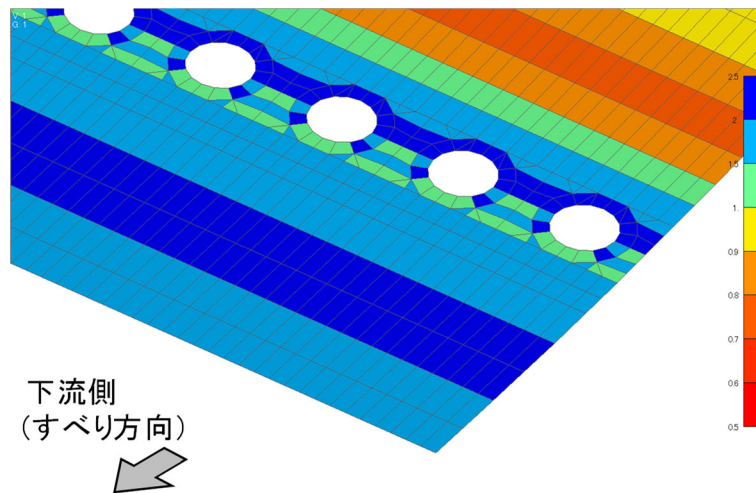


図 2.7.6.3-18(1) 抑止杭周辺のシームの局所安全係数 (B26 シーム)

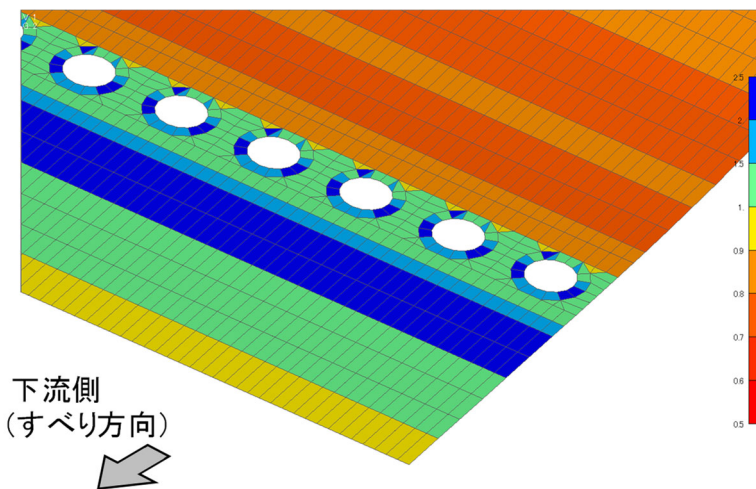


図 2.7.6.3-18(2) 抑止杭周辺のシームの局所安全係数 (B23・24 シーム)

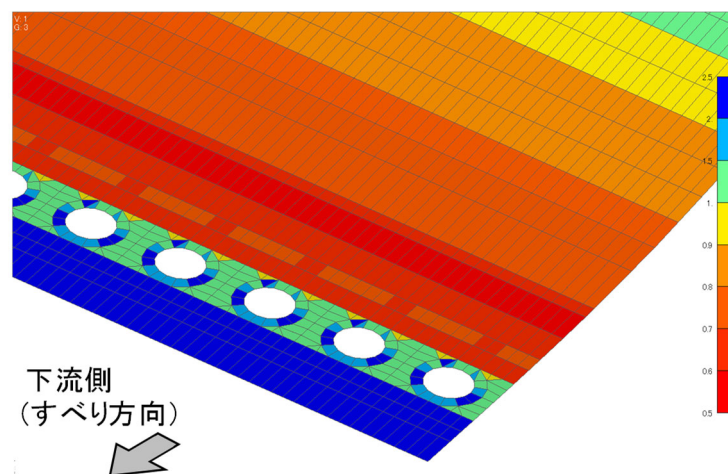


図 2.7.6.3-18(3) 抑止杭周辺の岩盤の局所安全係数 (B21・22 シーム)

(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。

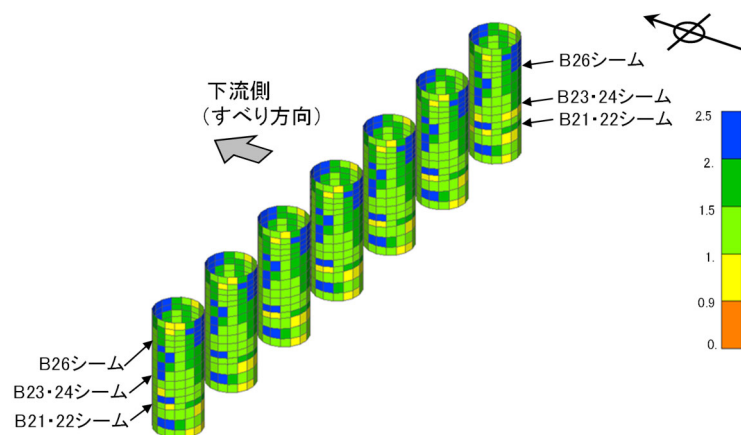


図 2.7.6.3-19(1) 区間 I の杭-岩盤間ジョイント要素の局所安全係数(1/2)

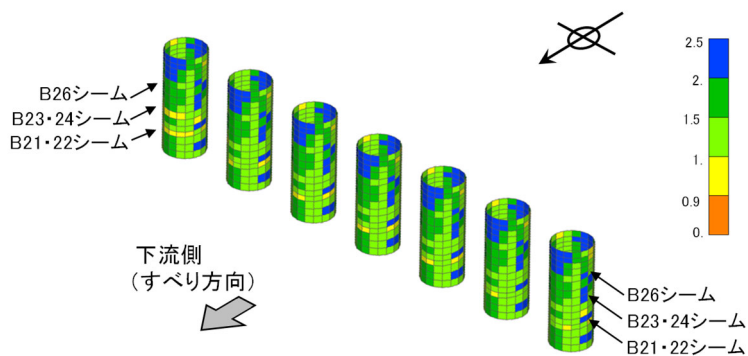


図 2.7.6.3-19(2) 区間 I の杭-岩盤間ジョイント要素の局所安全係数(2/2)

(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，杭間及び杭背後の岩盤は健全であることから，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
<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。	杭間及び杭背後の岩盤には，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。

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、杭間及び杭背後の岩盤には、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、杭間及び杭背後の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。

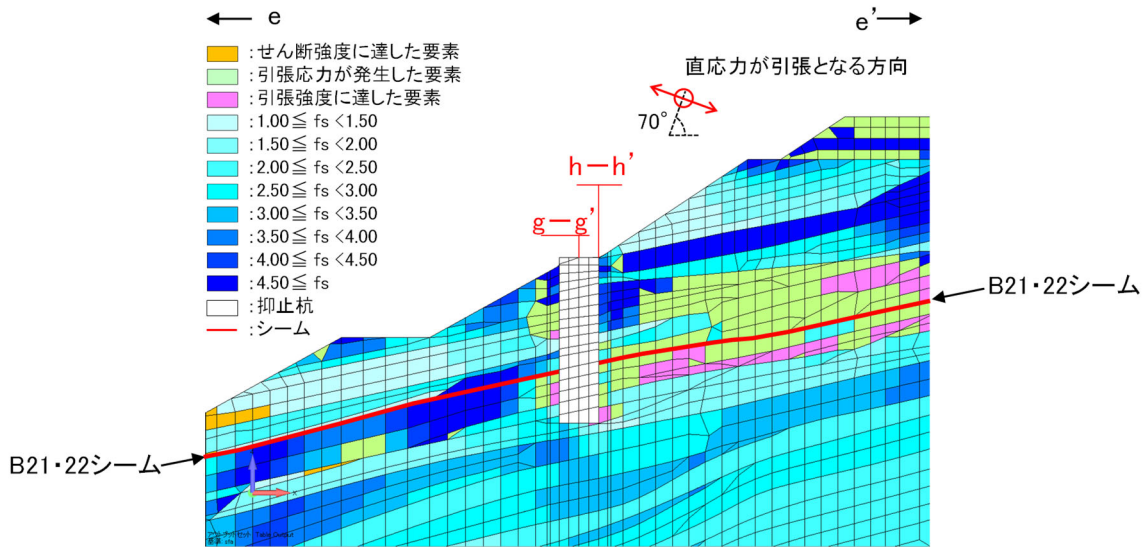


図 2.7.6.3-20(1) 抑止杭周辺の岩盤の局所安全係数 (e-e' 南北断面)

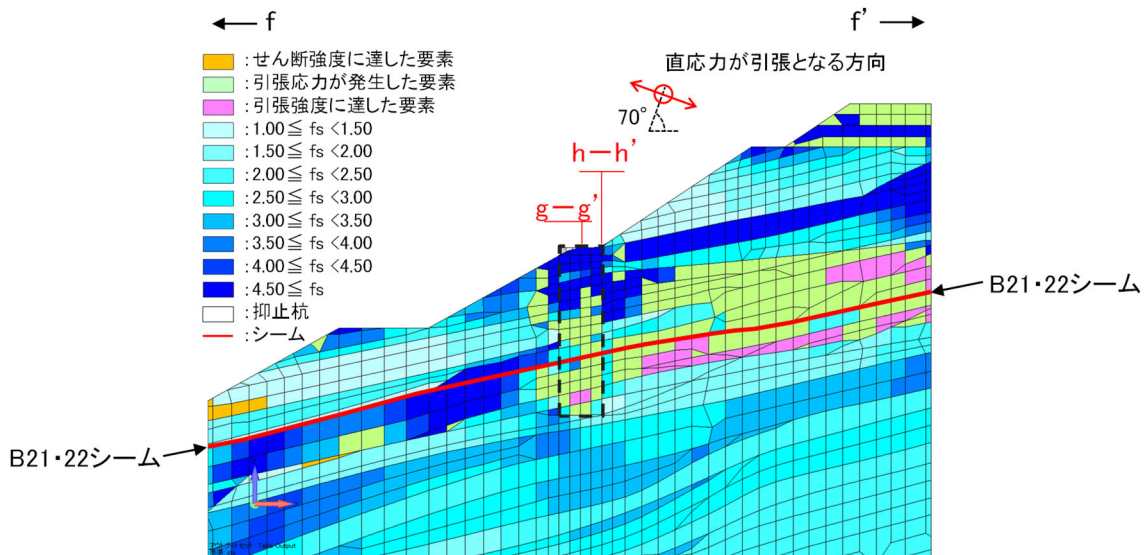


図 2.7.6.3-20(2) 抑止杭間の岩盤の局所安全係数 (f-f' 断面)

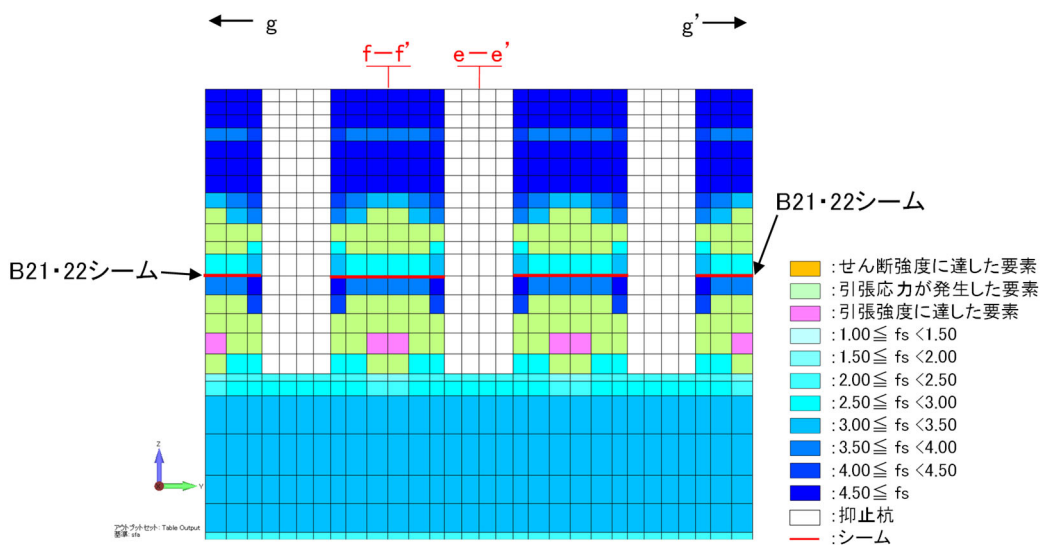


図 2.7.6.3-20(3) 抑止杭周辺の岩盤の局所安全係数 (g-g' 断面)

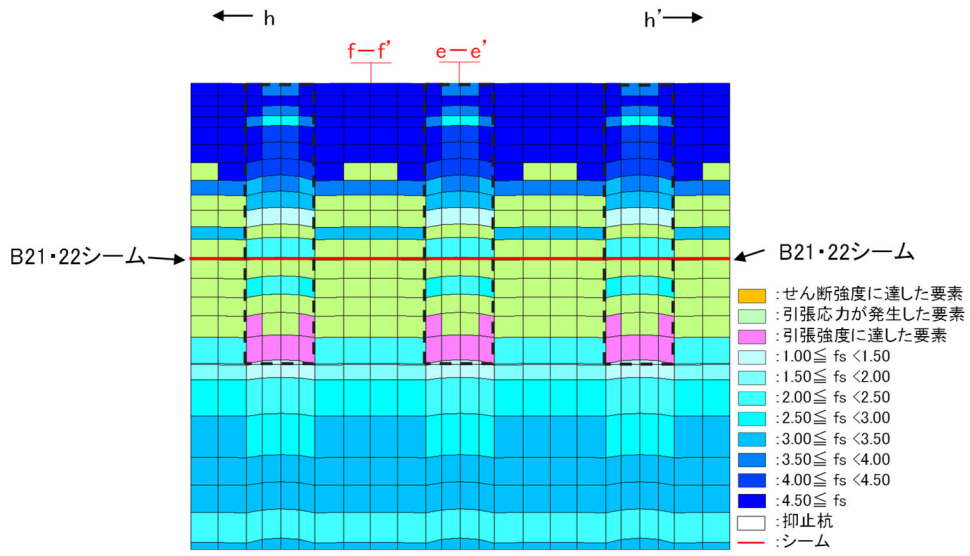


図 2.7.6.3-20(4) 抑止杭周辺の岩盤の局所安全係数 (h-h' 断面)

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っていることが確認できる。

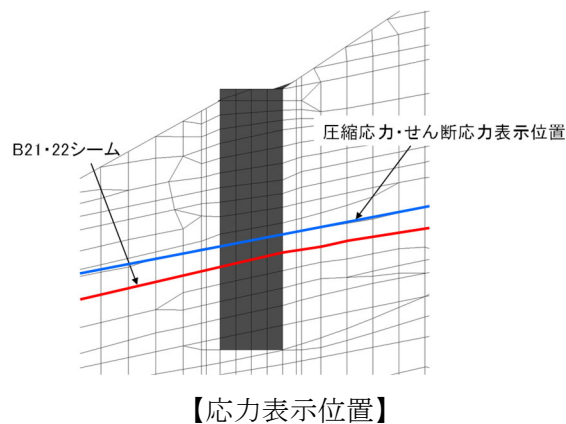
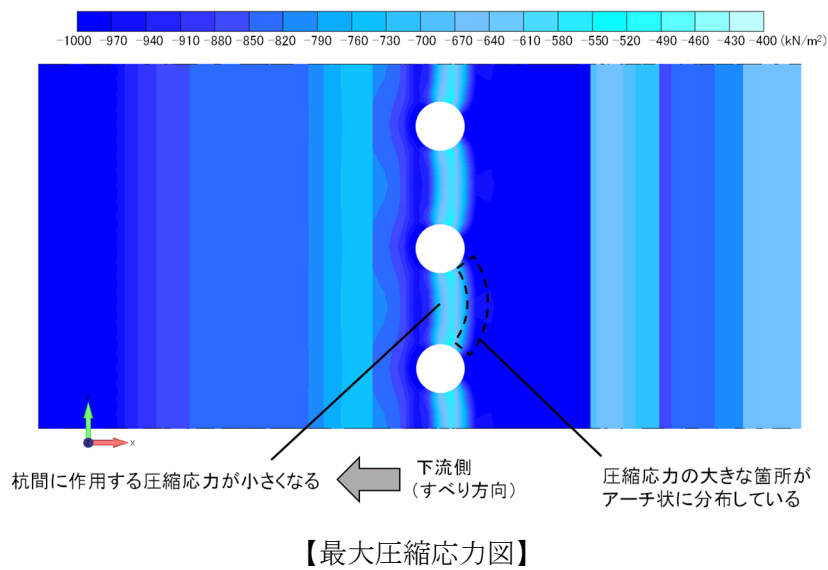
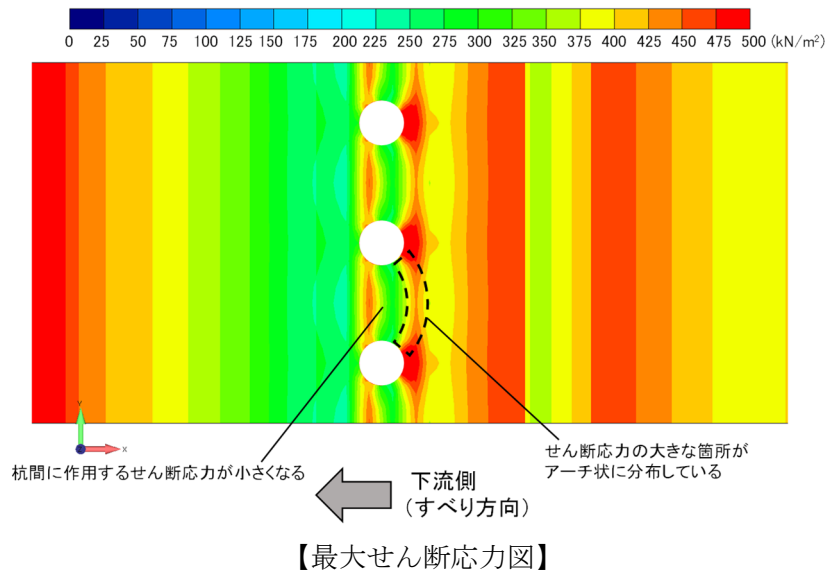


図 2.7.6.3-21 区間Ⅱにおける抑止杭周辺の応力

(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。

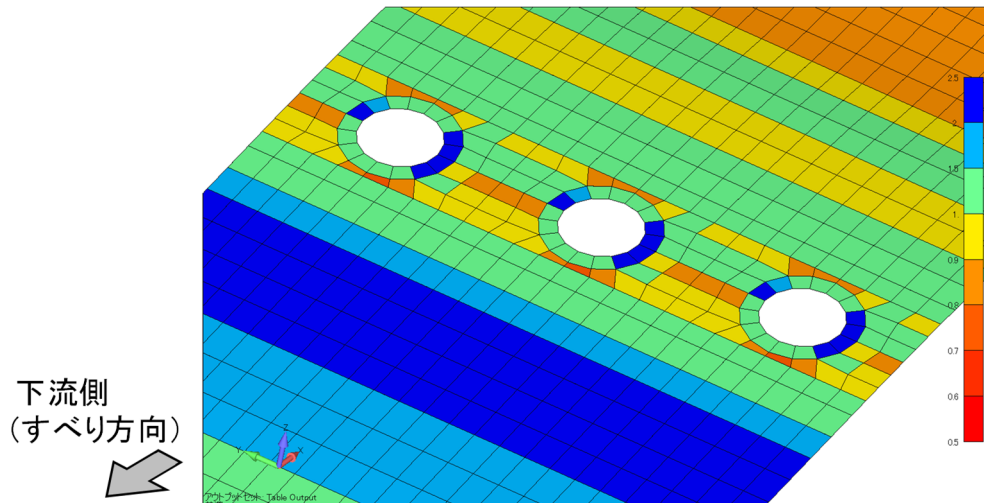


図 2.7.6.3-22 抑止杭周辺のシームの局所安全係数 (B21・22 シーム)

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。

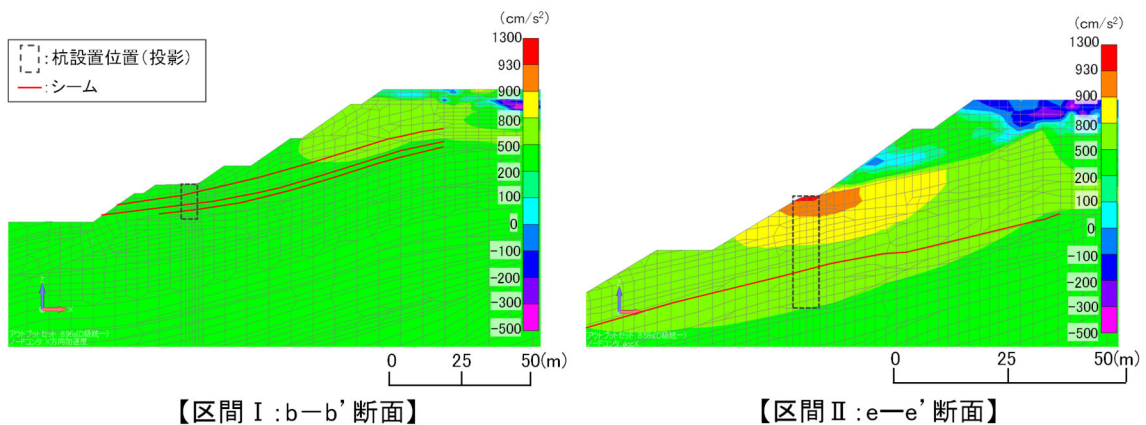


図 2.7.6.3-23 杭間断面における水平方向加速度の分布図

(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。

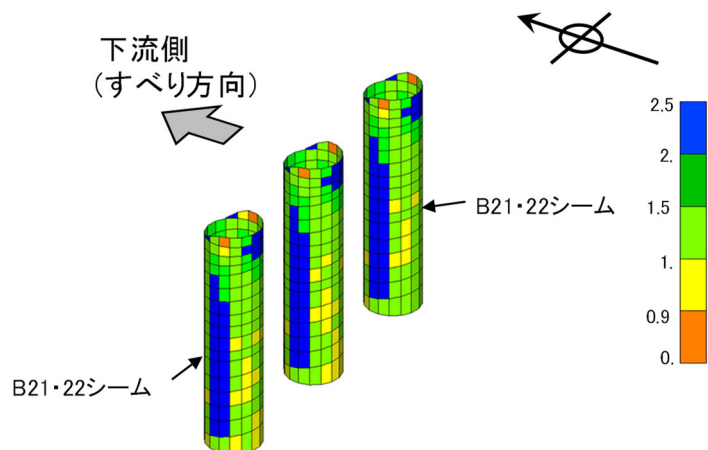


図 2.7.6.3-24(1) 区間Ⅱの杭-岩盤間ジョイント要素の局所安全係数(1/2)

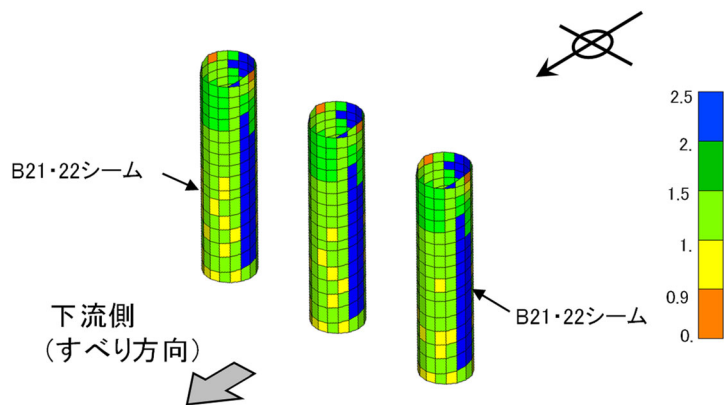


図 2.7.6.3-24(2) 区間Ⅱの杭-岩盤間ジョイント要素の局所安全係数(2/2)

(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、杭間及び杭背後の岩盤は健全であり、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
<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。	杭間及び杭背後の岩盤には、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。

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。