

## 2.9 安全対策工事に伴う掘削を踏まえた周辺斜面及び敷地下斜面のすべり安定性評価

### 2.9.1 概要

島根2号機構内では、第3系統直流電源設備設置工事等の安全対策工事に伴う掘削を図2.9.1-1の平面図のとおり実施しており、保管場所及びアクセスルート周辺斜面の法尻付近も一部掘削している状態である。

本章では、図2.9.1-2に示す掘削による地盤の安定性評価の検討経緯フローのうち、掘削された状態における保管場所及びアクセスルートの周辺斜面及び敷地下斜面のすべり安定性評価を実施する。

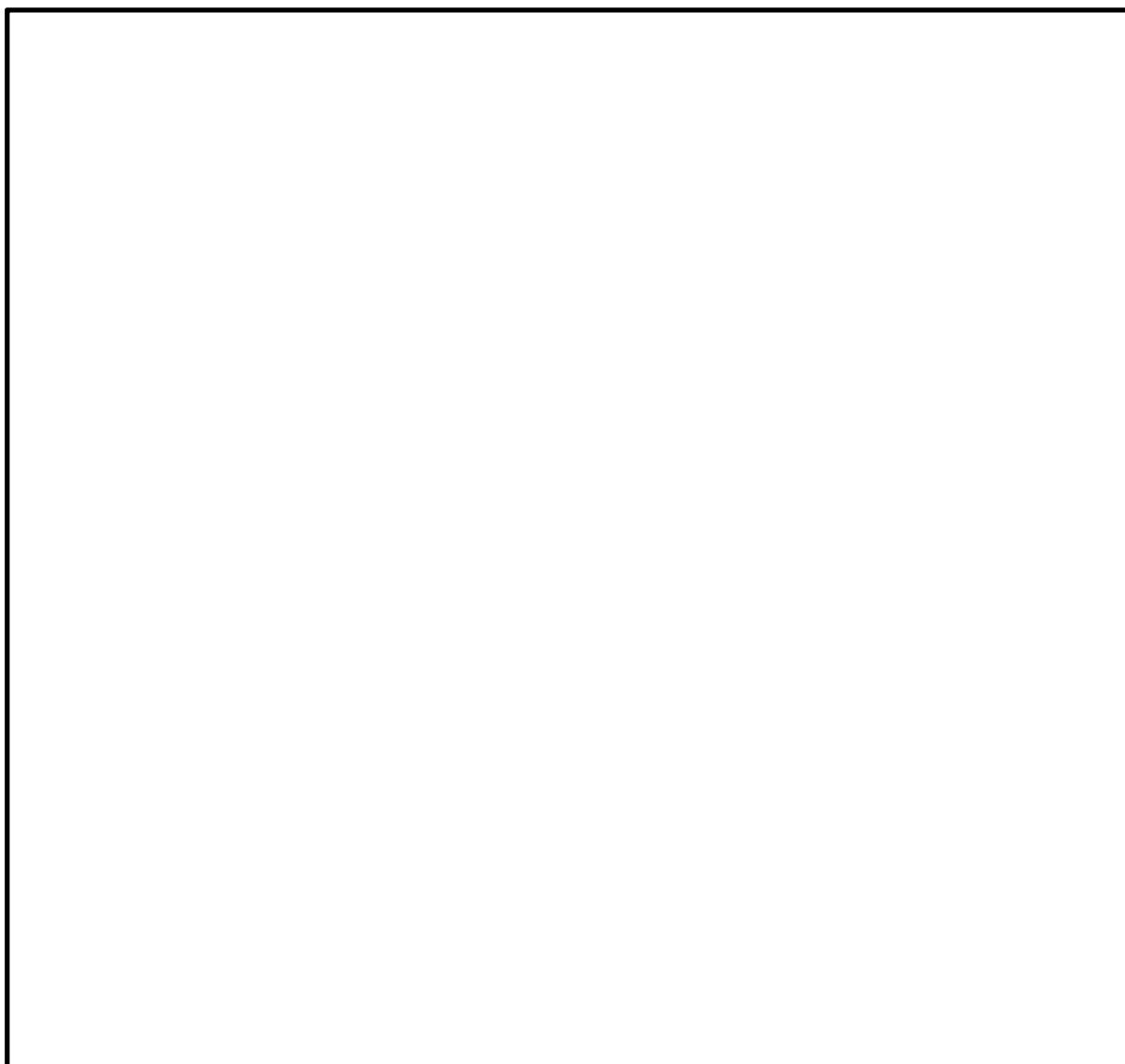


図 2.9.1-1 安全対策工事に伴う掘削平面位置図

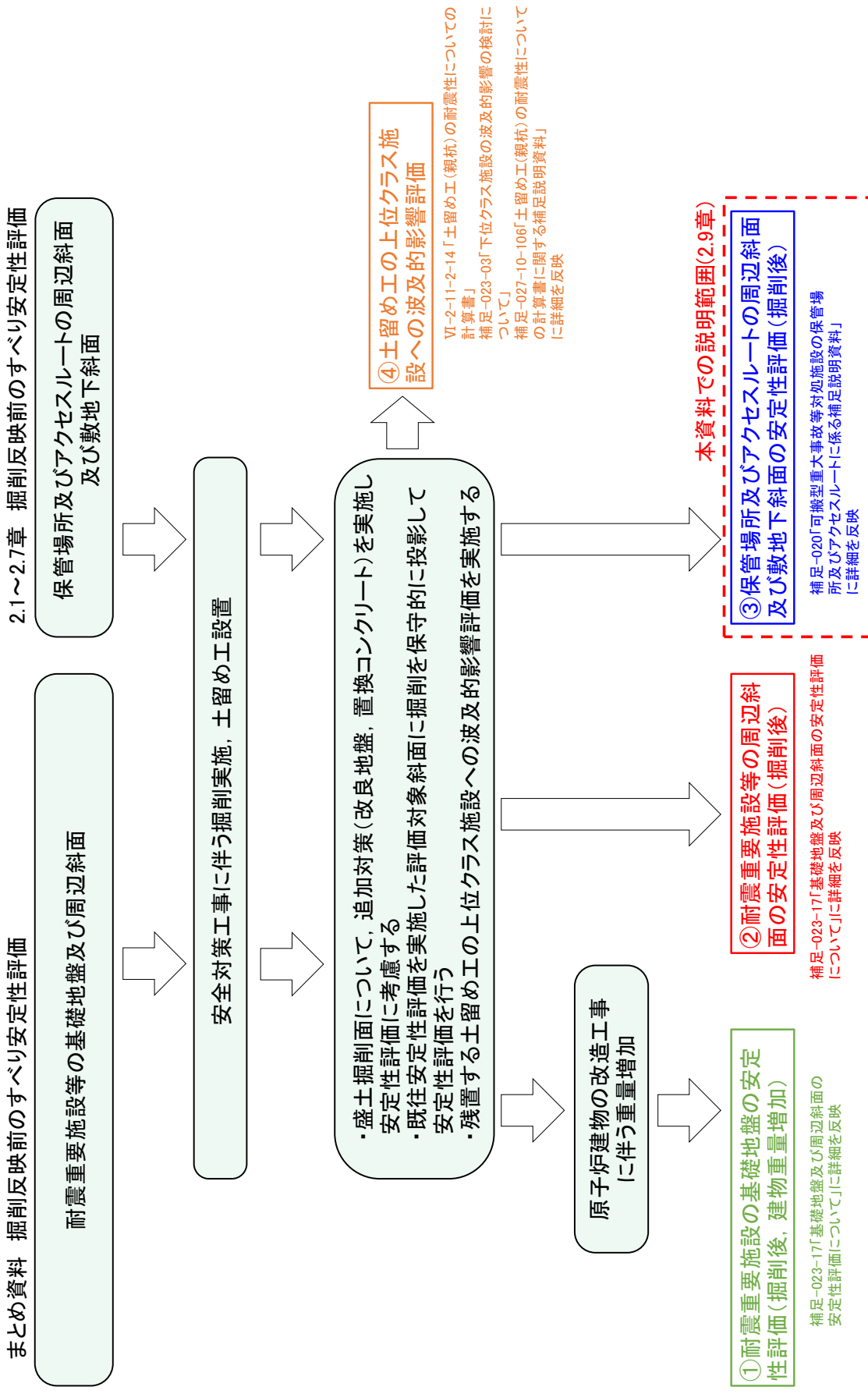


図 2.9.1-2 掘削による地盤の安定性評価の検討経緯フロー

保管場所及びアクセスルートの周辺斜面及び敷地下斜面のすべり安定性評価では、「2.6 評価対象斜面の選定及び評価結果」にて、保管場所及びアクセスルートに影響するおそれのある斜面について、法尻標高によりグループ分けを行い、グループ毎にすべり安定性が厳しくなると考えられる評価対象斜面を選定している。

本章における安全対策工事に伴う掘削を踏まえた保管場所及びアクセスルートの周辺斜面及び敷地下斜面のすべり安定性評価では、「2.6 評価対象斜面及び評価」において選定した評価対象斜面を対象に、保守的に掘削箇所を投影したすべり安定性評価を実施し、掘削箇所を考慮してもすべり安定性の評価基準値である1.0を上回ることを確認する。

掘削箇所には、親杭、グラウンドアンカ、切梁等の土留め工を設置しているが、「2.9.2 評価フロー」のとおり、盛土掘削箇所周辺において、改良地盤及び置換コンクリートによる追加対策工を実施することとした。

周辺斜面及び敷地下すべりの安定性評価においては、追加対策工を考慮し、モデルに反映する。親杭、グラウンドアンカ、切梁等の土留め工は自主設備とし、その効果については期待せず、2次元動的FEM解析のモデルには反映しないこととする。

また、親杭、グラウンドアンカ、切梁等の土留め工は残置することとし、その波及的影響評価については、補足-027-10-106「土留め工（親杭）の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」で説明する。

## 2.9.2 評価フロー

図 2.9.2-1 に示す評価フローのとおり，安全対策工事に伴う掘削状況を踏まえた保管場所及びアクセスルートの周辺斜面及び敷地下斜面のすべり安定性評価を行う。

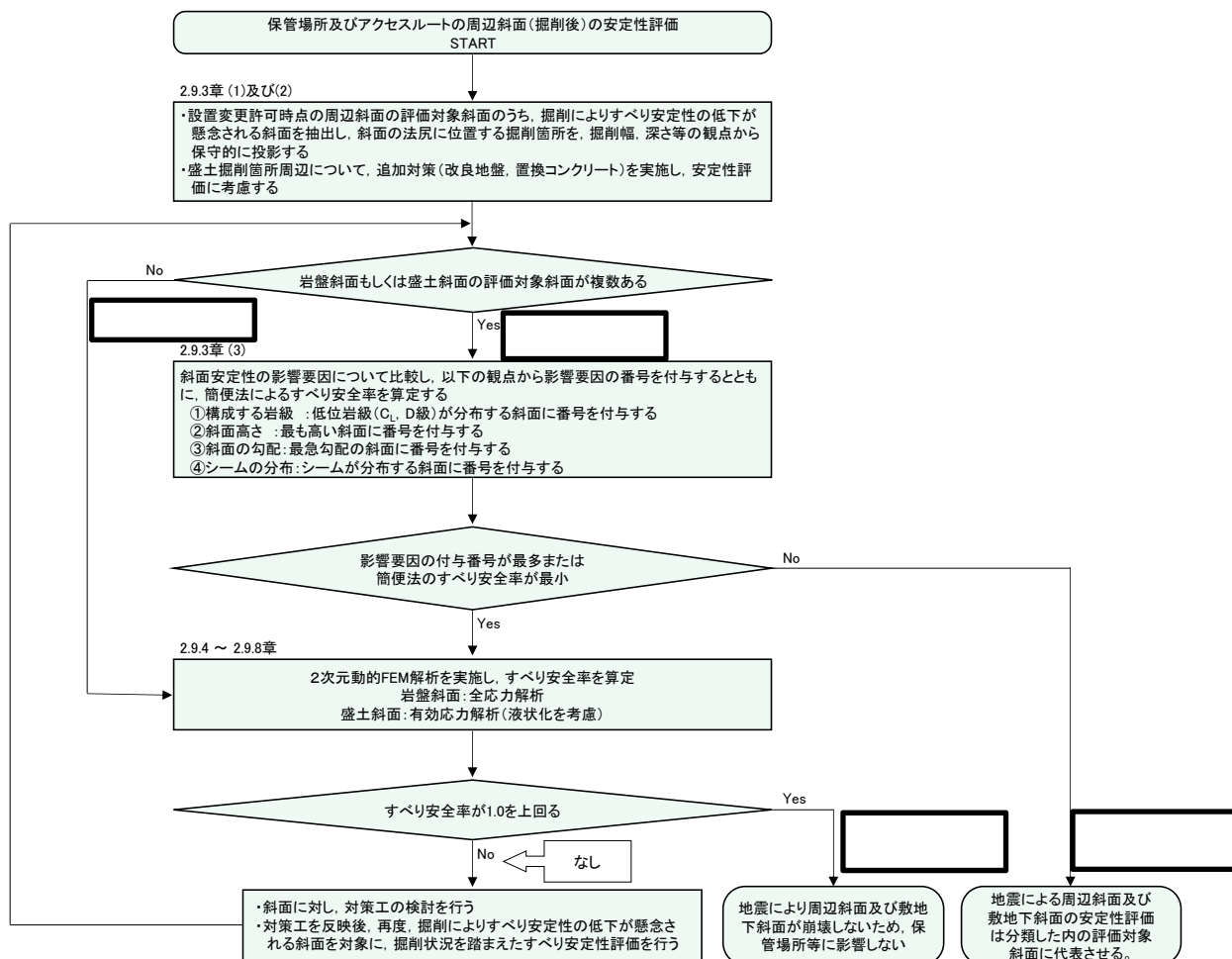


図 2.9.2-1 評価フロー

### 2.9.3 評価対象斜面への掘削箇所の反映

#### (1) 掘削によるすべり安定性の低下が懸念される斜面の抽出

図 2.9.3-1 に保管場所及びアクセスルートに影響する斜面と掘削箇所の位置図を、図 2.9.3-2 に評価対象斜面及び掘削箇所の位置図を示す。

表 2.9.3-1 のとおり、掘削によるすべり安定性の低下が懸念される斜面は、岩盤斜面では、 及び   
、盛土斜面では、 である。

これらの掘削によるすべり安定性の低下が懸念される斜面に対し、掘削幅、深さ等の観点から保守的に掘削箇所を投影し、すべり安定性評価を実施する。



図 2.9.3-1 保管場所及びアクセスルートに影響する斜面と掘削箇所の位置図

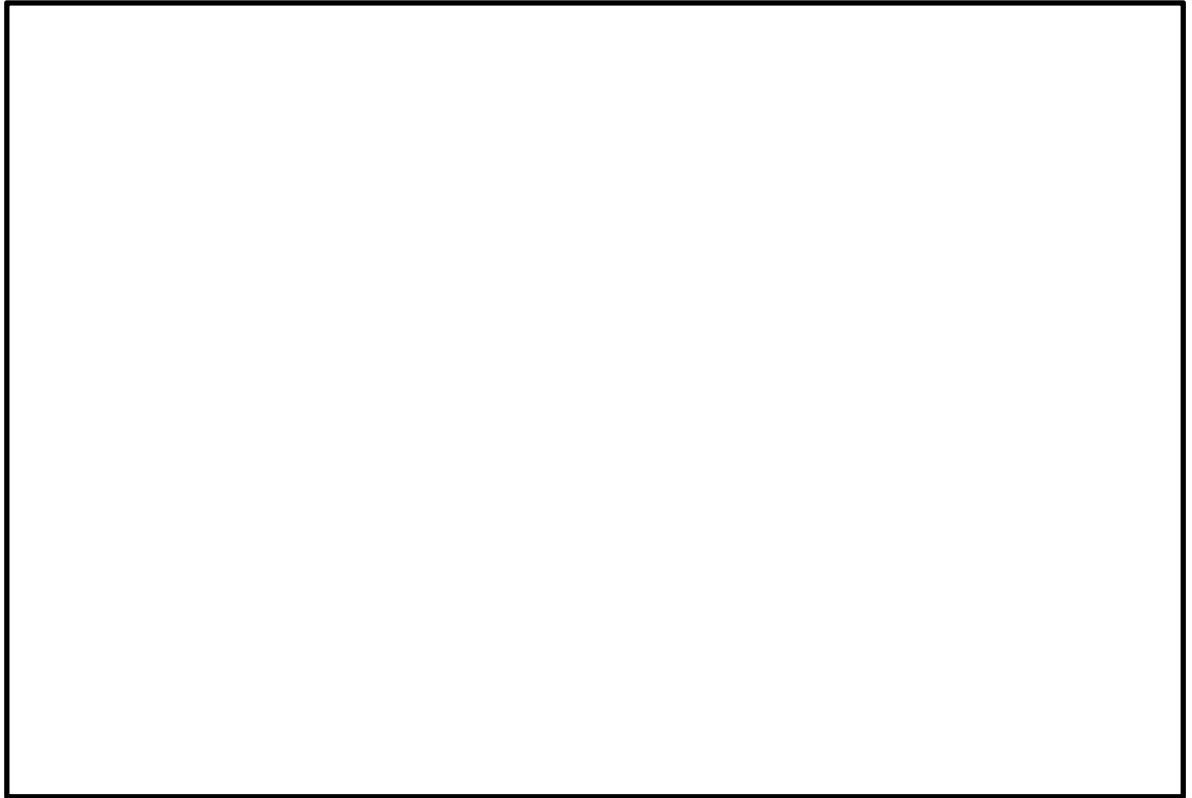
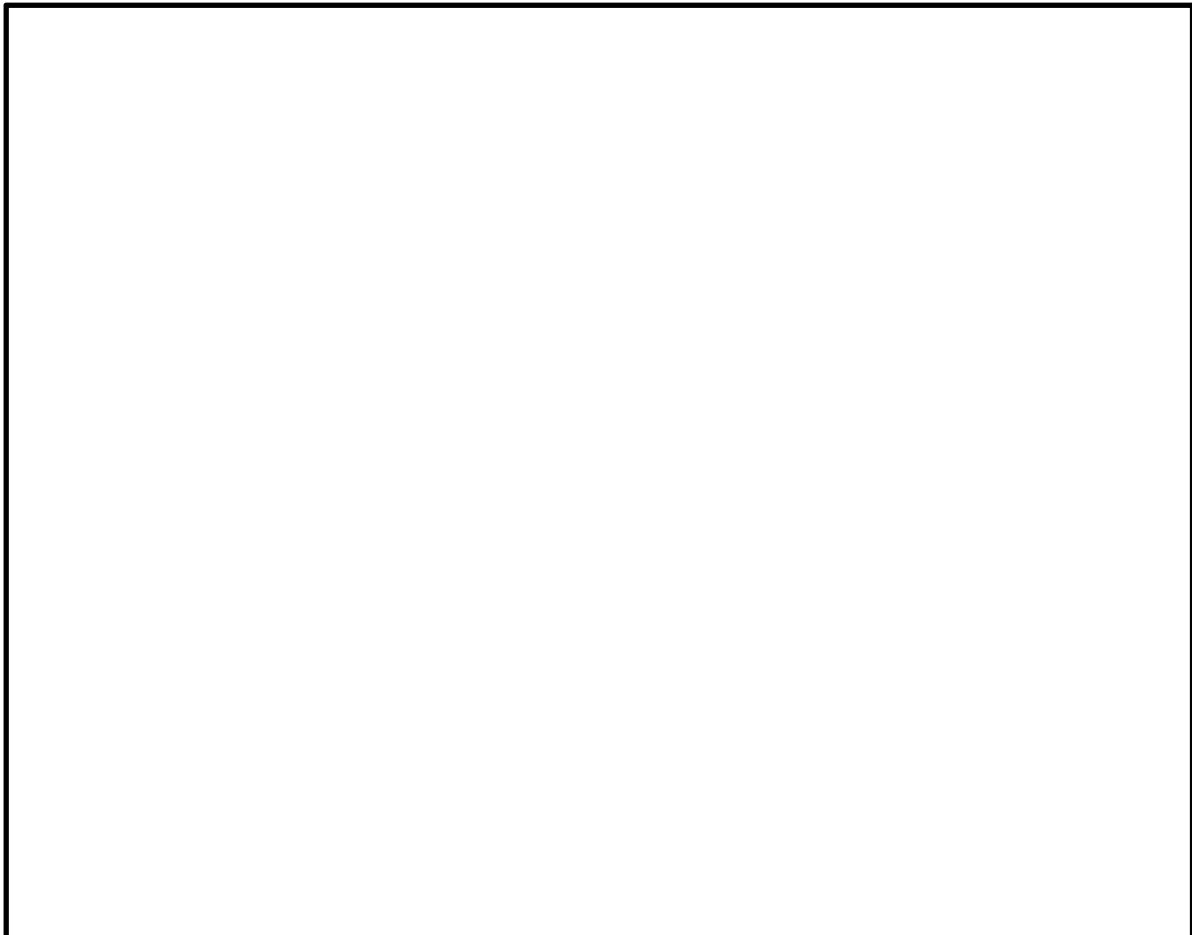


図 2.9.3-2 評価対象斜面及び掘削箇所の位置図

表 2.9.3-1 評価対象斜面及び掘削によるすべり安定性の低下が懸念される断面



(2) 掘削形状の投影

a. 岩盤斜面

掘削によるすべり安定性の低下が懸念される岩盤斜面は、  
 及び  である。これらの断面には掘削箇所が重ならないが、以下のとおり、保守的に掘削箇所を投影する。

・  は、掘削箇所を通過しない断面であるが、保守的に最も近い掘削箇所を断面に投影することとする。投影する幅は、保守的に当該掘削箇所において最も広い  を投影する。投影する掘削深さは  を投影する。

また、 は、投影する掘削箇所背面よりも斜面高さの高い断面であるため、斜面高さの観点からも保守的である。

・  は、掘削箇所を通過しない断面であるが、保守的に最も近い掘削箇所を断面に投影することとする。投影する幅は、保守的に当該掘削箇所において最も広い  を投影する。投影する掘削深さは詳細設計時の掘削深さ  よりも保守的である当初設計時の掘削深さ  を投影する。

また、 は、投影する掘削箇所背面よりも斜面高さの高い断面であるため、斜面高さの観点からも保守的である。

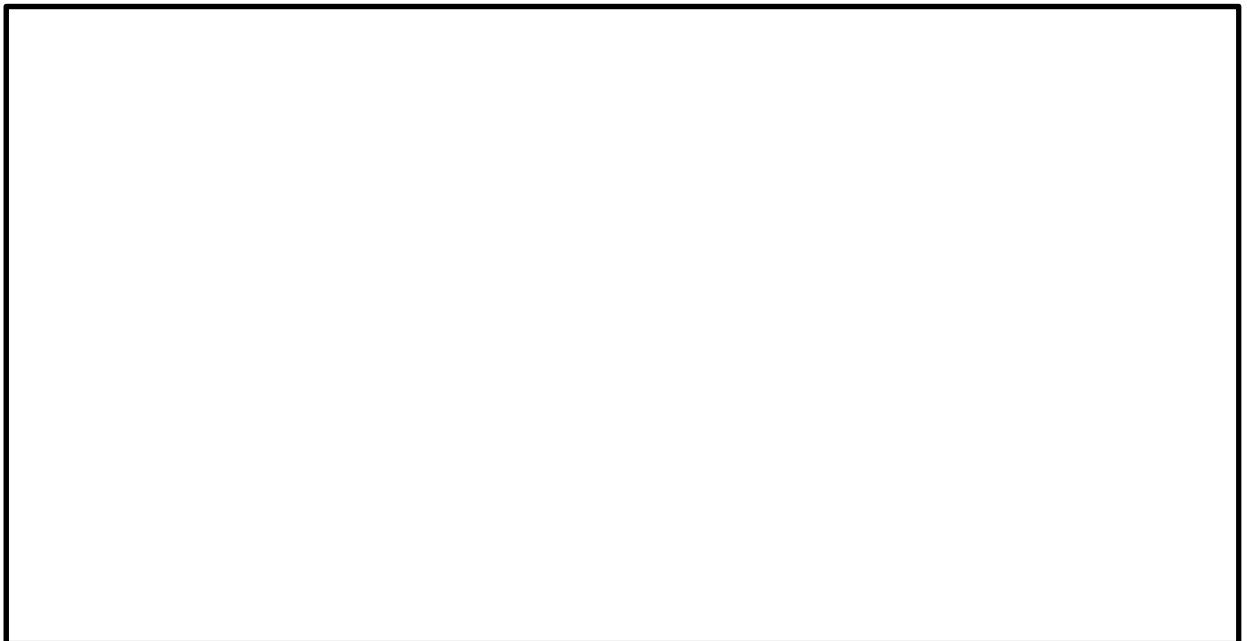


図 2.9.3-3 評価対象斜面位置図（岩盤斜面）

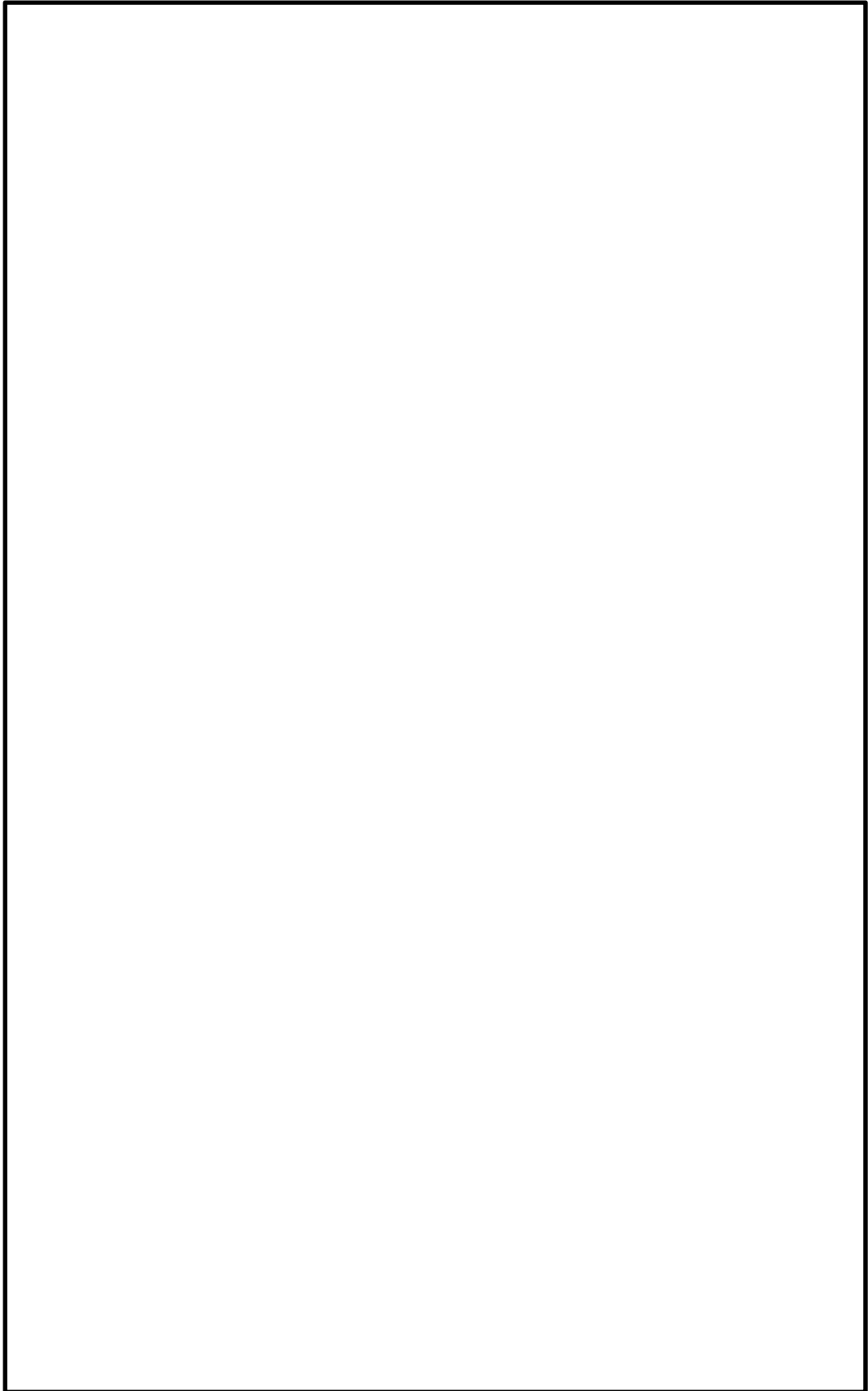


図 2.9.3-4 評価対象斜面図（掘削箇所投影）



b. 盛土斜面

掘削によるすべり安全率の低下が懸念される盛土斜面は、  
である。この断面は掘削箇所を通過する断面であるが、以下の  
とおり、保守的に掘削箇所を投影する。

- ・ は、掘削箇所を通過する断面であり、  
幅 を投影する。投影する掘削深さは、保守的に最も掘削深さが深い位置  
の を投影する。

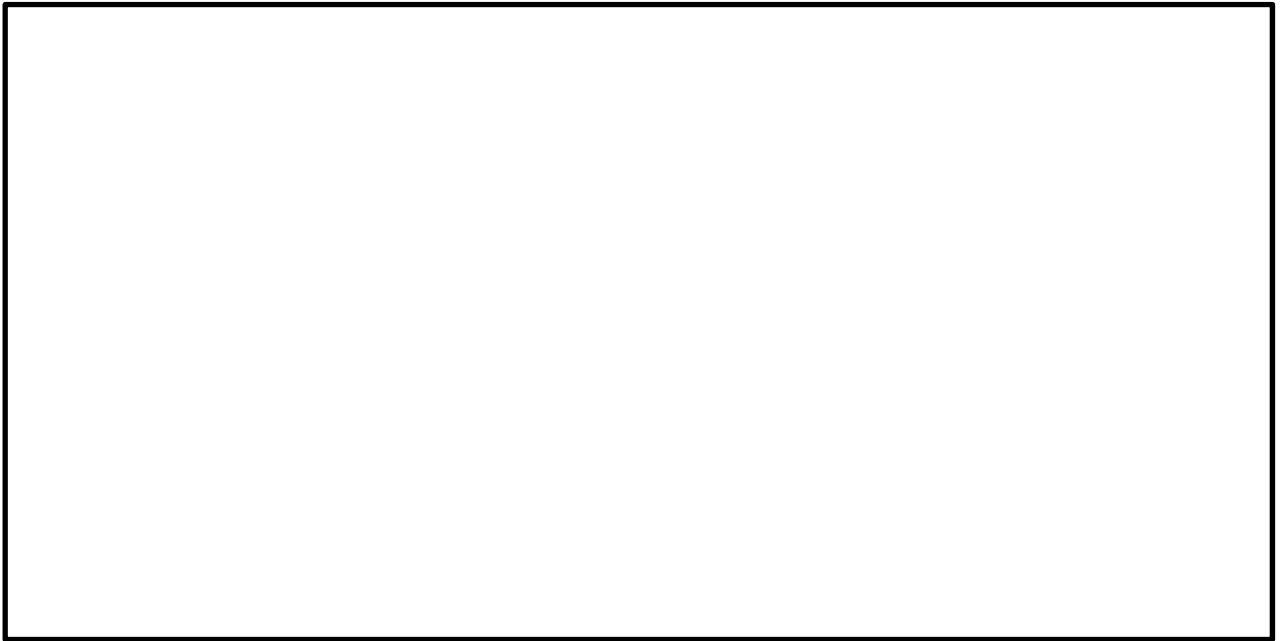


図 2.9.3-5 評価対象斜面位置図（盛土斜面）



図 2.9.3-6 評価対象斜面図（掘削箇所投影）

(3) 評価対象斜面の比較

評価対象斜面のうち、岩盤斜面は、及びの2つであることから、これらを対象に、「2.6.2 選定方針及び評価方法」と同様の考えに基づき、すべり安定性への影響要因及び簡便法のすべり安全率を比較し、より保守的な評価対象斜面に対し、安定性評価を実施する。

簡便法は、「2.9.6 (1) すべり安定性評価」に記載のとおり実施し、網羅的にすべり面を探索してすべり安全率を算定する。

影響要因及び簡便法によるすべり安全率を比較検討した結果、表 2.9.3-2 及び図 2.9.3-7 のとおり、に代表させ、岩盤斜面における掘削を踏まえた安定性評価を実施する。

表 2.9.3-2 評価対象斜面（岩盤斜面）の選定結果

--

の簡便法の結果は追而とする。

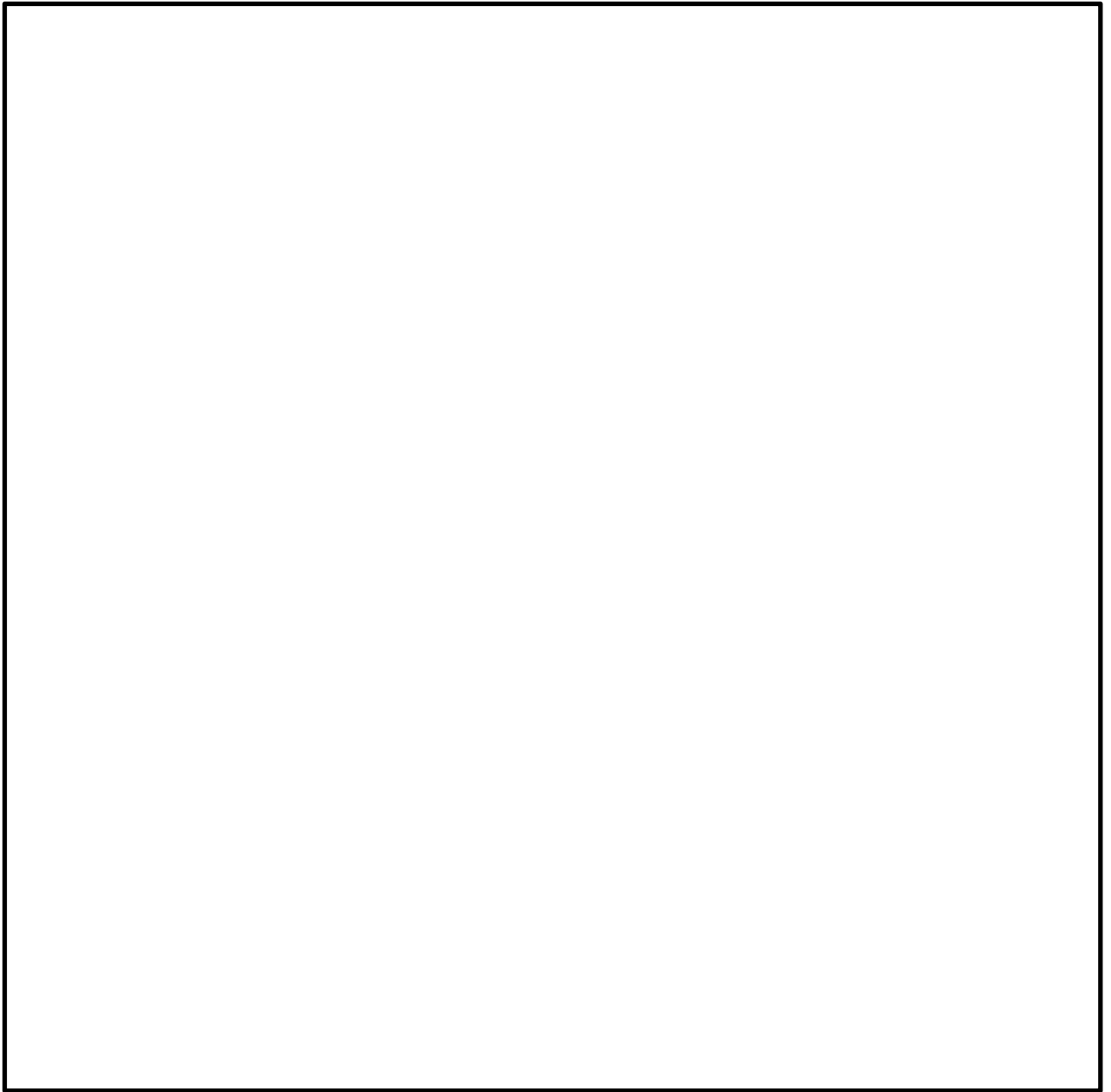


図 2.9.3-7 岩盤斜面における評価対象斜面のすべり面  
及び簡便法の最小すべり安全率

の簡便法の結果は追而とする。

#### 2.9.4 岩盤斜面の安定性評価

##### (1) 評価方針

岩盤斜面として選定した評価対象斜面である   について、2次元動的FEM解析（全応力解析）を実施し、すべり安定性評価を実施する。

##### (2) 地震応答解析手法

2次元動的FEM解析（全応力解析）には、解析コード「ADVANCE Ver.4.0」を使用する。

解析手法は「2.6.2.2 地震応答解析手法」と同様とする。

##### (3) 入力地震動の策定

入力地震動は「2.6.2.6 入力地震動の策定」のうち、「2.6.3 評価対象斜面の選定及び評価結果」に示す掘削前のすべり安定性評価結果から、すべり安全率が厳しくなると想定されるS<sub>s</sub>-D及びS<sub>s</sub>-N1とし、水平地震動及び鉛直地震動の位相反転を考慮する。

##### (4) 解析モデルの設定

解析モデルは「2.6.2.4 解析モデルの設定」に基づき設定する。

岩盤斜面の安定性評価における解析モデルを図2.9.4-1に示す。

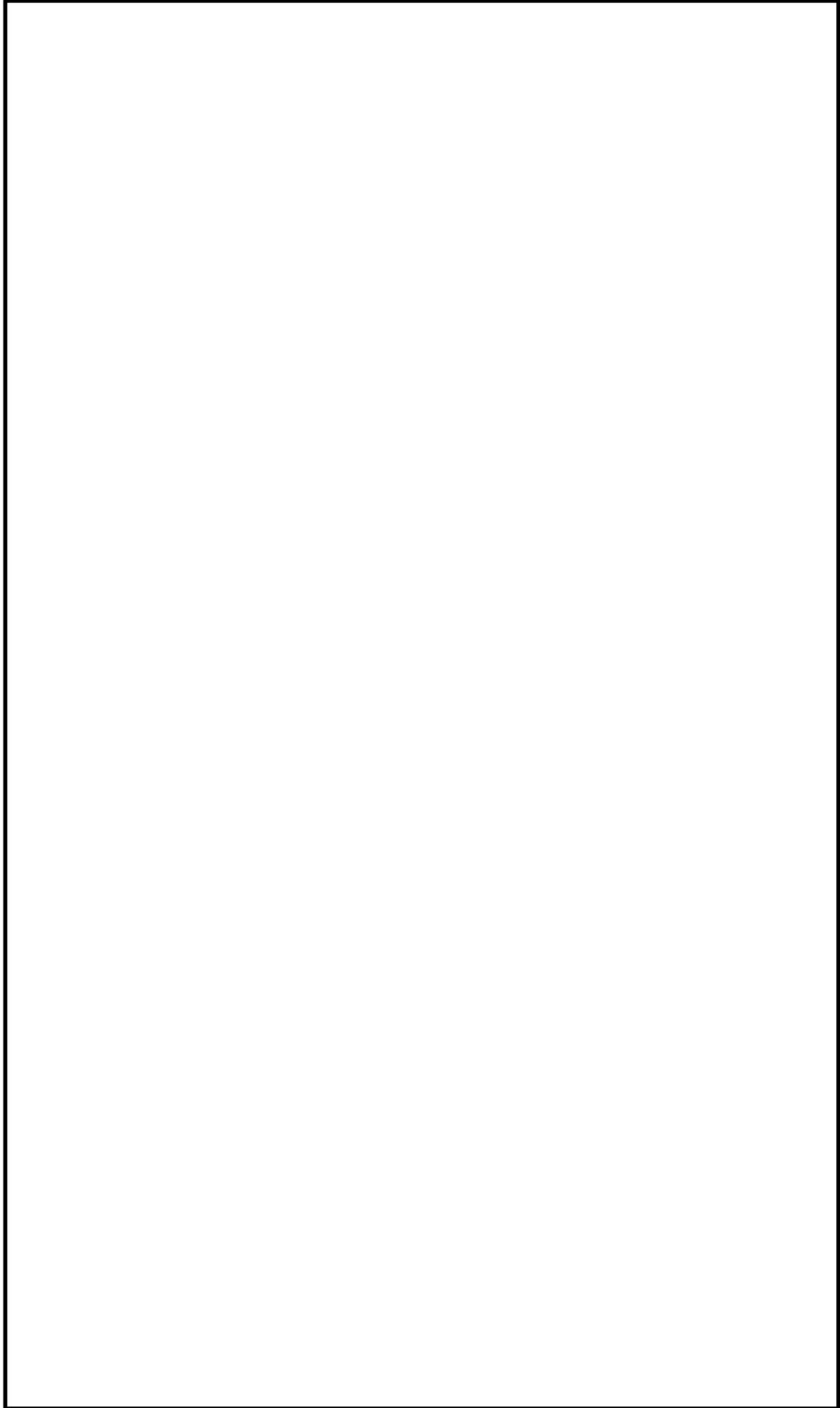


図 2.9.4-1 解析モデル ( )

(5) 解析用物性値

解析用物性値は、「2.6.2.3 解析用物性値」に基づき設定する。

(6) 地盤物性値のばらつき

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とされていることから、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、平均強度から  $1\sigma$  による低減を実施した強度特性とする。

(7) 地下水位の設定

保守的に地表面に設定する。

(8) 岩盤斜面の常時応力解析

常時応力解析は、施工順序を考慮し、図 2.9.4-2 に示すとおり、4 ステップに分けて解析を行う。

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。

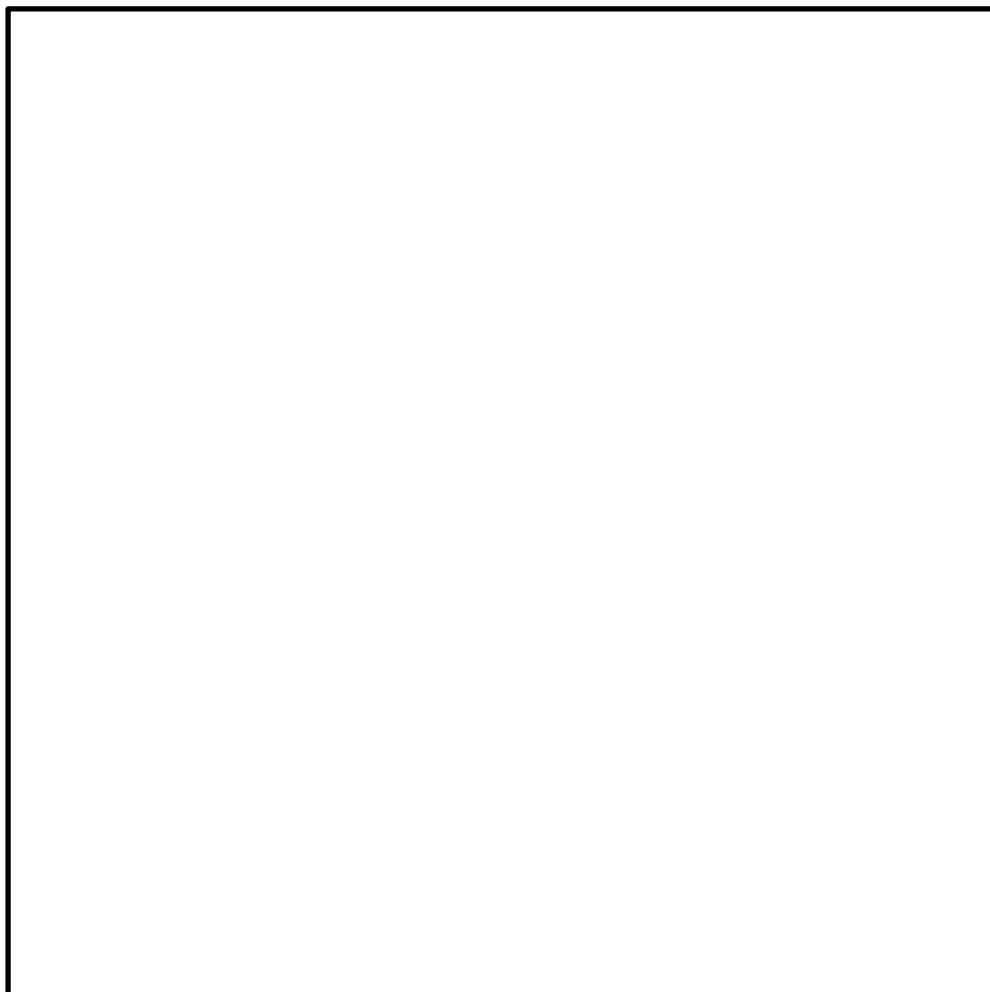


図 2.9.4-2 常時応力解析のステップ図

## 2.9.5 盛土斜面の安定性評価

### (1) 評価方針

盛土斜面として選定した評価対象斜面である [ ]  
[ ] について、2次元動的 FEM 解析（有効応力）を実施し、液状化影響を考慮したすべり安定性評価を実施する。

[ ] における掘削箇所付近には、安定性向上を目的とした追加対策工（改良地盤）を新設することとし、安定性評価に考慮することとする。

新設する改良地盤は、IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」のうち、改良地盤⑦と同じ工法及び仕様（高圧噴射攪拌工法，改良強度  $q_u=2500\text{kN/m}^2$ ）とする。

### (2) 地震応答解析手法

2次元動的 FEM 解析（有効応力解析）には、解析コード「FLIP」を使用する。

解析手法は「2.4.2.1 (3) 2次元有効応力解析の検討方法」と同様とする。

### (3) 入力地震動の策定

入力地震動は「2.6.2.6 入力地震動の策定」のうち、「2.6.3 評価対象斜面の選定及び評価結果」に示す掘削前のすべり安定性評価結果から、すべり安全率が厳しくなると想定される  $S_s-D$  及び  $S_s-N2$  とし、水平地震動及び鉛直地震動の位相反転を考慮する。

### (4) 解析モデルの設定

解析モデルは「2.4.2.1 (3) 2次元有効応力解析の検討方法」に基づき設定する。

盛土斜面の安定性評価における解析モデルを図 2.9.5-1 に示す。

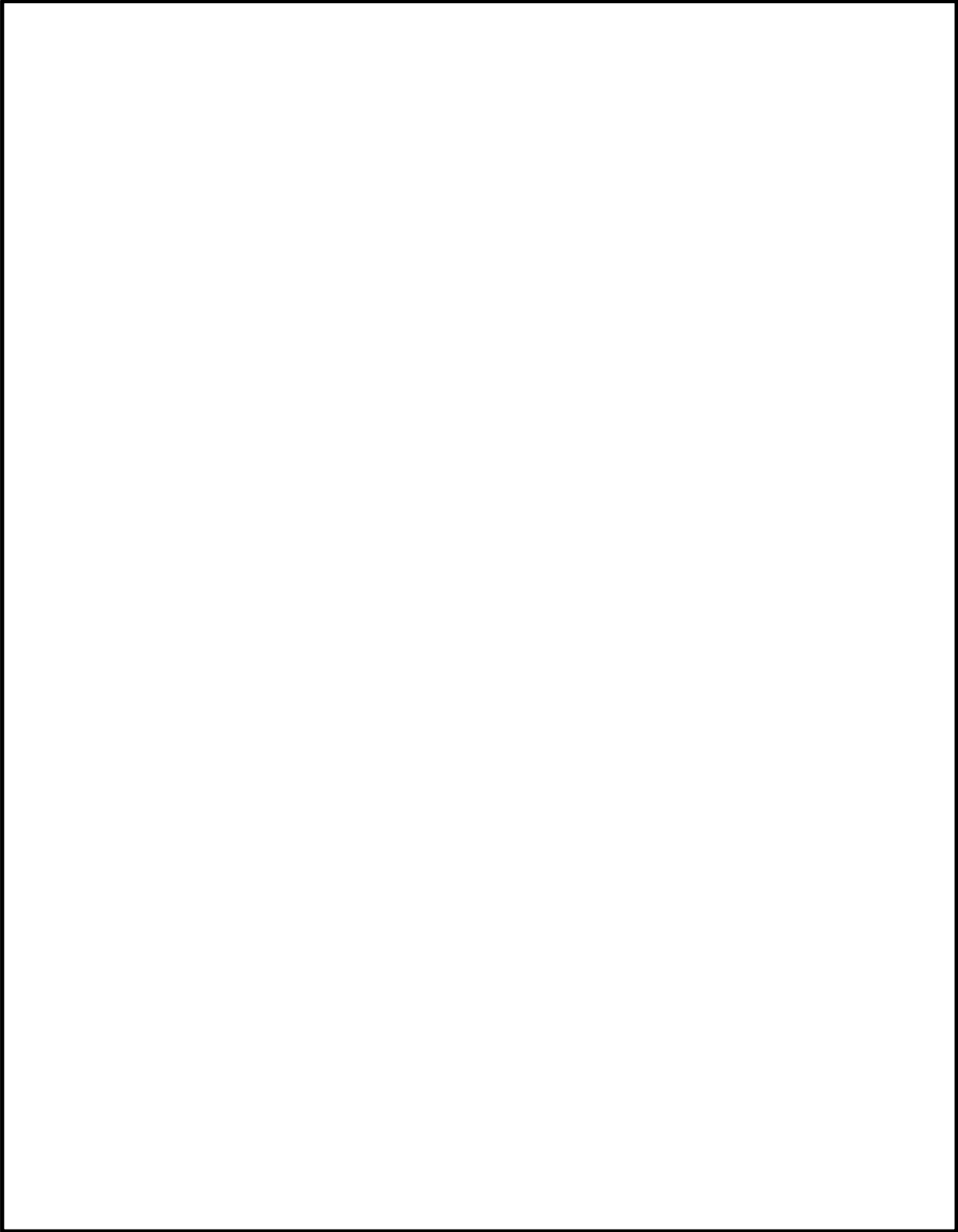


図 2.9.5-1 解析モデル ( )



(5) 解析用物性値

解析用物性値の一覧を表 2.9.5-1 及び表 2.9.5-2 に示す。

埋戻土を除く土質材料及び岩盤の解析用物性値は、IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、全応力解析（等価線形解析）の物性値（「2.6.2.3 解析用物性値」参照）と同値に設定する。

表 2.9.5-1 解析用物性値（有効応力解析）  
（液状化検討対象層）

		埋戻土	
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.11 【2.00】	
	間隙率 n	0.45	
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	154,600	
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	98	
	ポアソン比 $\nu$	0.33	
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	0.095	
強度特性	粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	0	
	内部摩擦角 $\phi'$ (°)	40.17	
液状化特性	変相角 $\phi_p$ (°)	28	
	液状化パラメータ	S1	0.005
		w1	4.080
		P1	0.5
		P2	0.990
		C1	2.006

注：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を示す。  
動せん断弾性係数、内部摩擦角及び液状化パラメータは代表的な数値を示す。

表 2.9.5-2 解析用物性値（有効応力解析）  
（改良地盤）

種別（工法，地盤種別）		改良地盤⑦ （高圧噴射）
物理 特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.11
	間隙率 $n$	0.45
変形 特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	1,135,000
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	98
	ポアソン比 $\nu$	0.33
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	0.095
強度 特性	粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	1,250
	内部摩擦角 $\phi'$	0

注：動せん断弾性係数は代表的な数値を示す。

(6) 地盤物性値のばらつき

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とされていることから、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、平均強度から1 $\sigma$ による低減を実施した強度特性とした。

埋戻土を除く土質材料及び岩盤については全応力解析と同値であるため、設置変更許可時のばらつきを考慮した強度特性を用いる。

なお、改良地盤及び埋戻土については、以下の理由から平均強度が既に安全側にばらつきを考慮したものになっているため、更なるばらつきの考慮は実施しない。

・改良地盤

補足-023-01「地盤の支持性能について」より、新設する改良地盤と同じ工法及び仕様である改良地盤⑦については、実施工の改良地盤が設計値を上回るように施工されるため、改良地盤のばらつきを踏まえても表 2.9.5-3 における強度特性は保守的な設定となっている。

表 2.9.5-3 室内試験における試験値と目標物性値との比較（強度特性）  
（補足-023-01「地盤の支持性能について」より引用）

	目標物性値	試験値
粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	1250	2110
内部摩擦角 $\phi$ (°)	0 解析用物性値に設定	40.5

・埋戻土

地下水位以深の埋戻土の平均強度は、表 2.9.5-4 に示すとおり、港湾技研資料に基づき、粘着力  $C$  を保守的にゼロと設定しており、既に安全側にばらつきを考慮した強度になっているため、更なるばらつきの考慮は実施しない。

表 2.9.5-4 埋戻土（地下水位以深）の解析用物性値及び設定方法

	解析用物性値	設定方法
粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	0	慣用値*
内部摩擦角 $\phi$ (°)	40.17	港湾技研資料*に基づき、 $N$ 値と有効上載圧により相対密度 $D_r$ を求め、内部摩擦角 $\phi$ と相対密度 $D_r$ との関係から設定

注記\*：液状化による構造物被害予測プログラム F L I P において必要な各種パラメタの簡易設定法

(港湾技研資料 No. 869, 1997 年 6 月)

(7) ジョイント要素

地盤と構造体の接合面の法線方向に対して地震時の引張荷重を与えると、地盤は構造体から剥離する特徴がある。また、地盤と構造体の接合面のせん断方向に対して地震時のせん断荷重を与え、せん断ひずみを増加させていくと、地盤及び構造体のせん断応力は上限に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。

時刻歴応答解析では、地震時における実挙動を正確に把握するために、地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設定し、地震時の地盤と構造体の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、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

ジョイント要素のばね定数は、土木学会マニュアル 2005 を参考に、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に周囲材料の剛性よりも十分に大きな値を設定する。表 2.9.5-5 にジョイント要素のばね定数を示す。

また、ジョイント要素の力学特性を図 2.9.5-2 示す。

表 2.9.5-5 ジョイント要素のばね定数

せん断剛性 $k_s$ ( $\text{kN/m}^3$ )	圧縮剛性 $k_n$ ( $\text{kN/m}^3$ )
$1.0 \times 10^7$	$1.0 \times 10^7$

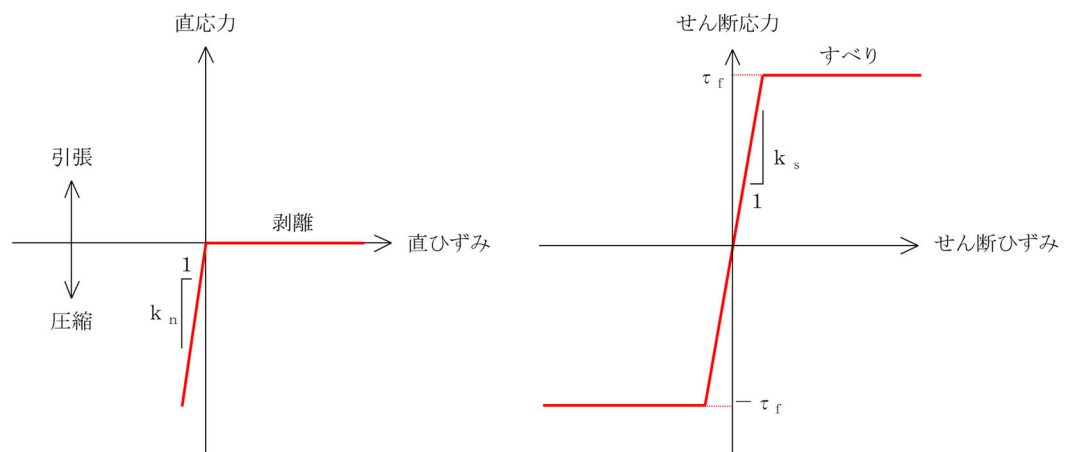


図 2.9.5-2 ジョイント要素の力学特性

せん断強度  $\tau_f$  は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。接合面に設定するジョイント要素の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は、周辺地盤の  $c$ 、 $\phi$  とし、補足-023-01「地盤の支持性能について」に基づき設定する。また、接合面に設定するジョイント要素のせん断強度は、隣り合う地盤、改良地盤または埋戻コンクリートの各せん断強度のうち小さい値を採用することとする。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、

$\tau_f$  : せん断強度

$c$  : 粘着力

$\phi$  : 内部摩擦角

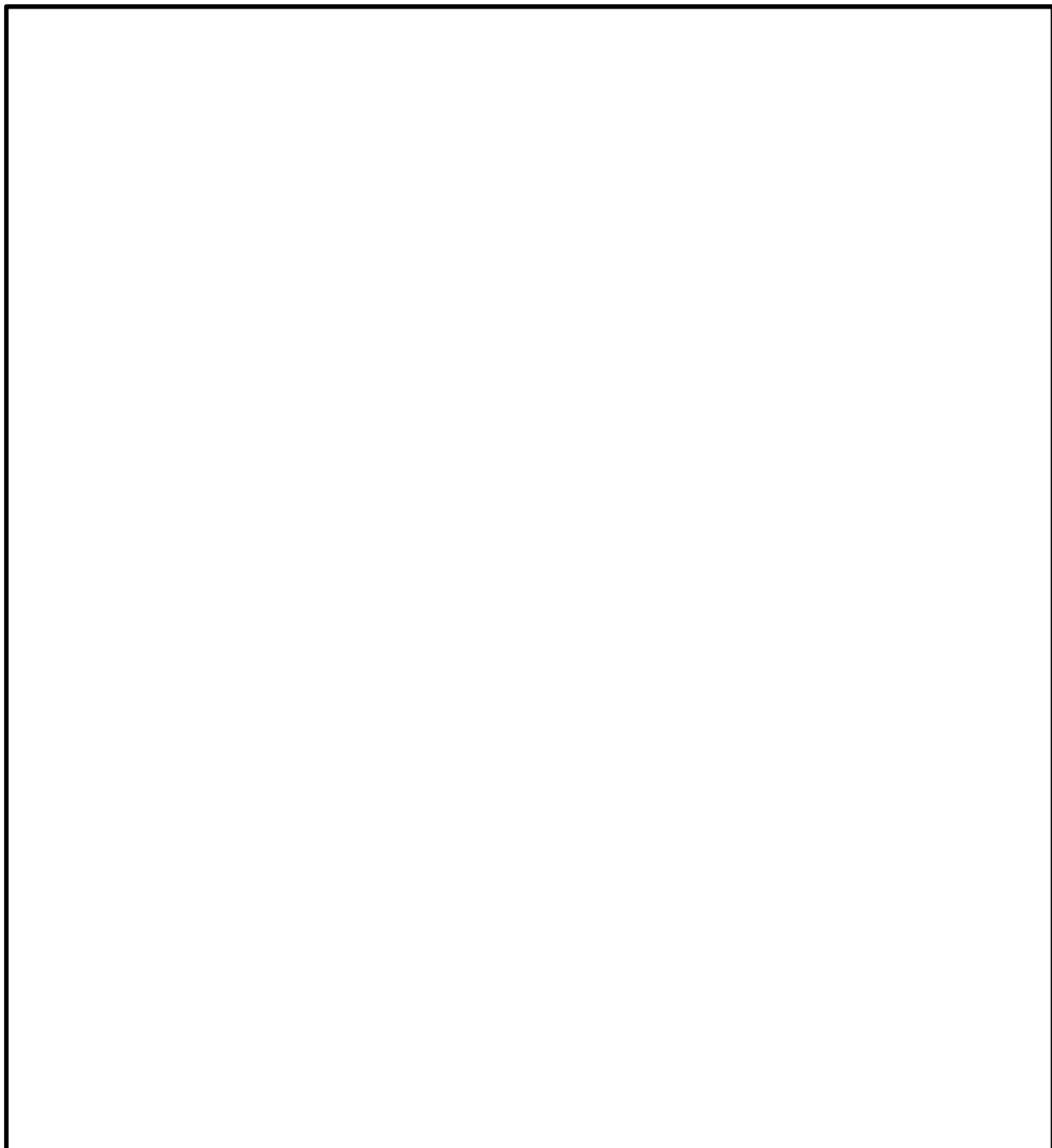


図 2.9.5-3 ジョイント要素の配置図

(8) 地下水位の設定

「2.4.2 液状化範囲の検討方法及び検討結果」において、掘削形状を反映する前の[ ]に設定した地下水位については、2次元浸透流解析と3次元浸透流解析による地下水位を比較し、保守的となっている2次元浸透流解析による地下水位を設定している。

以下の理由から、掘削箇所及び追加対策工を反映した[ ]の地下水位は、設置変更許可段階と同じになると考えられることから、設置変更許可段階の地下水位を、2次元動的FEM解析（有効応力）の地下水位に設定する。

- ・2次元浸透流解析では、法尻部及び法肩部の地表面に水頭固定境界を設定しており、この範囲に掘削範囲及び追加対策工範囲が位置していることから、掘削形状及び追加対策工反映後の2次元浸透流解析による地下水位は反映前と同じになる。（図2.9.5-4及び図2.9.5-5参照）
- ・掘削形状及び追加対策工を反映した3次元浸透流解析においても、盛土斜面内における地下水位が2次元浸透流解析のよる地下水位と同等以下となるように、盛土斜面法尻の改良地盤内に暗渠排水管を設置することとし、3次元浸透流解析に考慮する。

掘削形状や追加対策工を反映した3次元浸透流解析の地下水位については、別途、補足-023-01「地盤の支持性能について」で説明する。



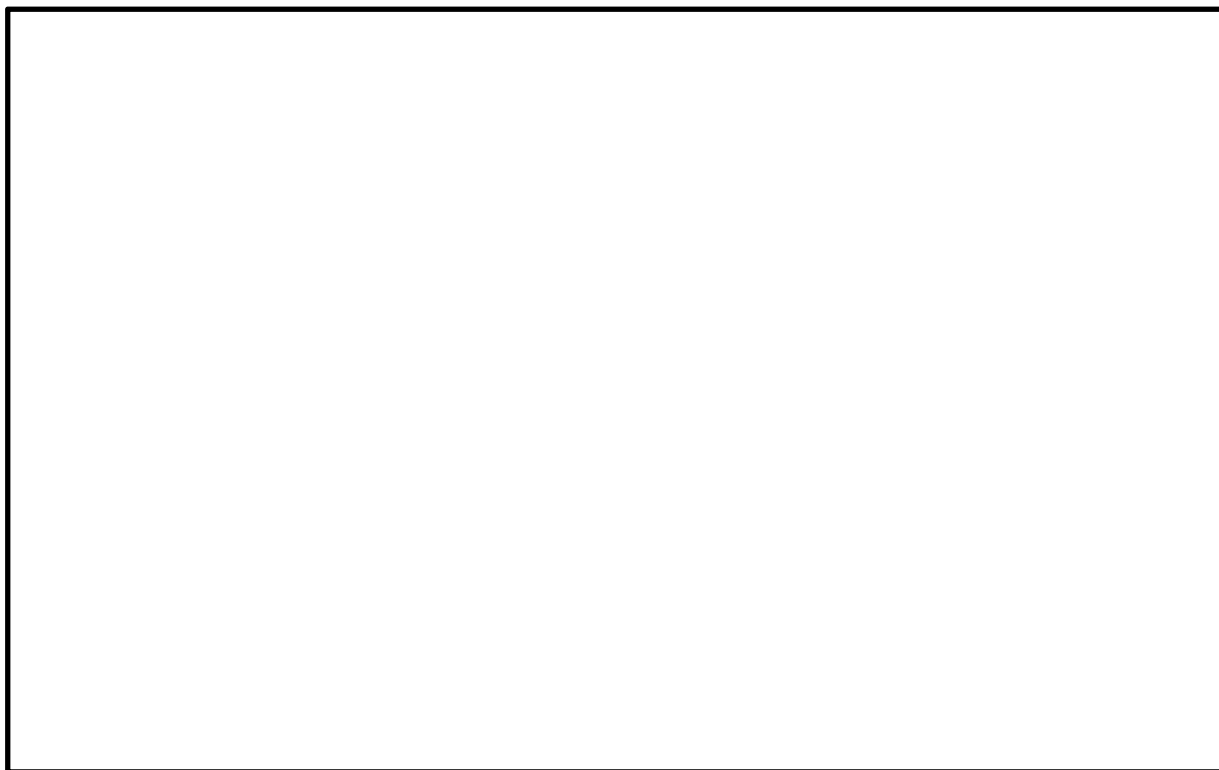


図 2.9.5-4 浸透流解析による地下水位の設定（掘削形状等反映前）

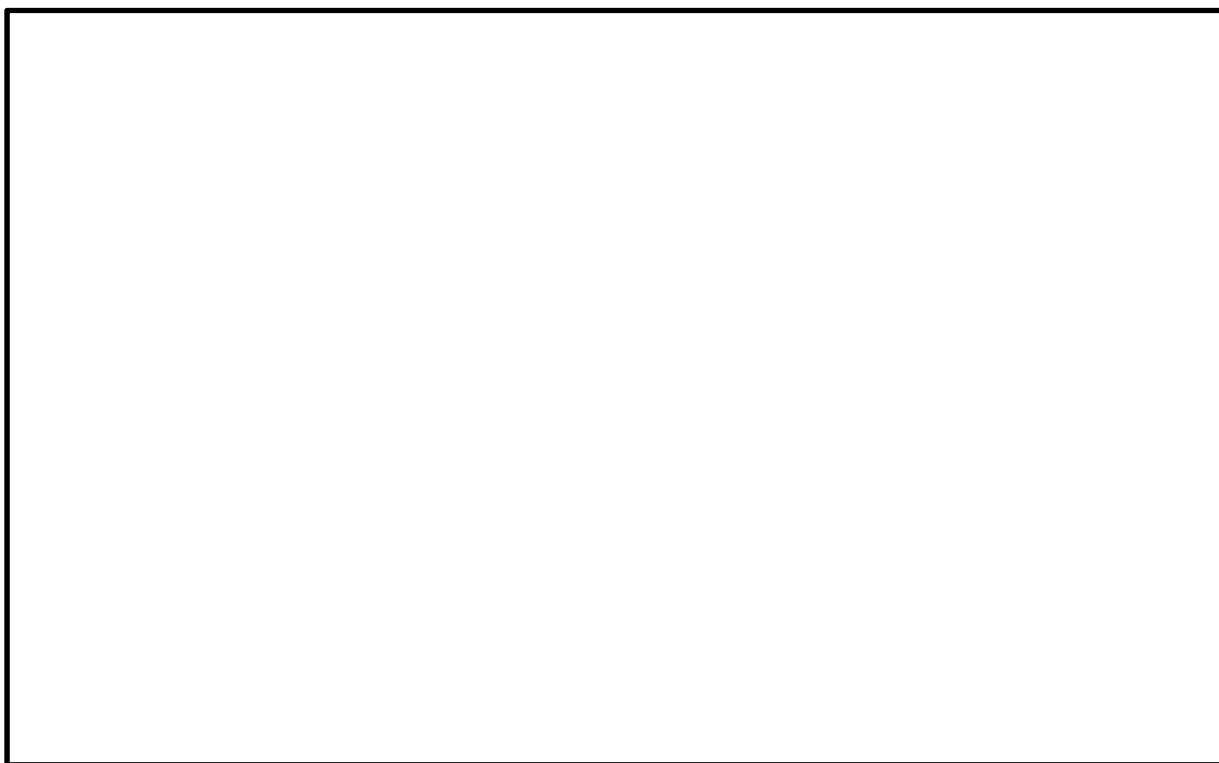


図 2.9.5-5 浸透流解析による地下水位の設定（掘削形状等反映後）

(9) 盛土斜面の常時応力解析

については、安全対策工事に伴う掘削箇所周辺において、掘削に伴う盛土部及び岩盤部の緩みが想定されるが、図 2.9.5-6 のとおり、施工順序を踏まえた以下の理由から、1つのステップで常時応力解析を実施する。

**【常時応力解析を1つのステップで実施する理由】**

- 1) 盛土部については、安全対策工事に伴う掘削前に親杭を施工し、掘削しながら切梁及びグラウンドアンカを設置しており、極力、掘削近傍に緩みが発生しないように配慮して施工しているが、多少の緩みは発生するものと考えられる（施工順序 B）。  
その後、高圧噴射攪拌工法による改良地盤の施工（施工順序 C）により、埋戻土を攪拌しながらセメントを混合して改良するため、掘削による緩みはキャンセルされる。
- 2) 岩盤部については、掘削時に、ロックボルトを設置することで、緩みが発生しないように配慮して施工をしている。  
常時応力解析ではこれらを考慮しないことで、掘削解放に伴う緩みが発生し、保守的な応力状態となると考えられる。
- 3) 上記の 1・2 より、地盤改良をモデル化した常時応力解析により、保守的な応力状態を設定できる。

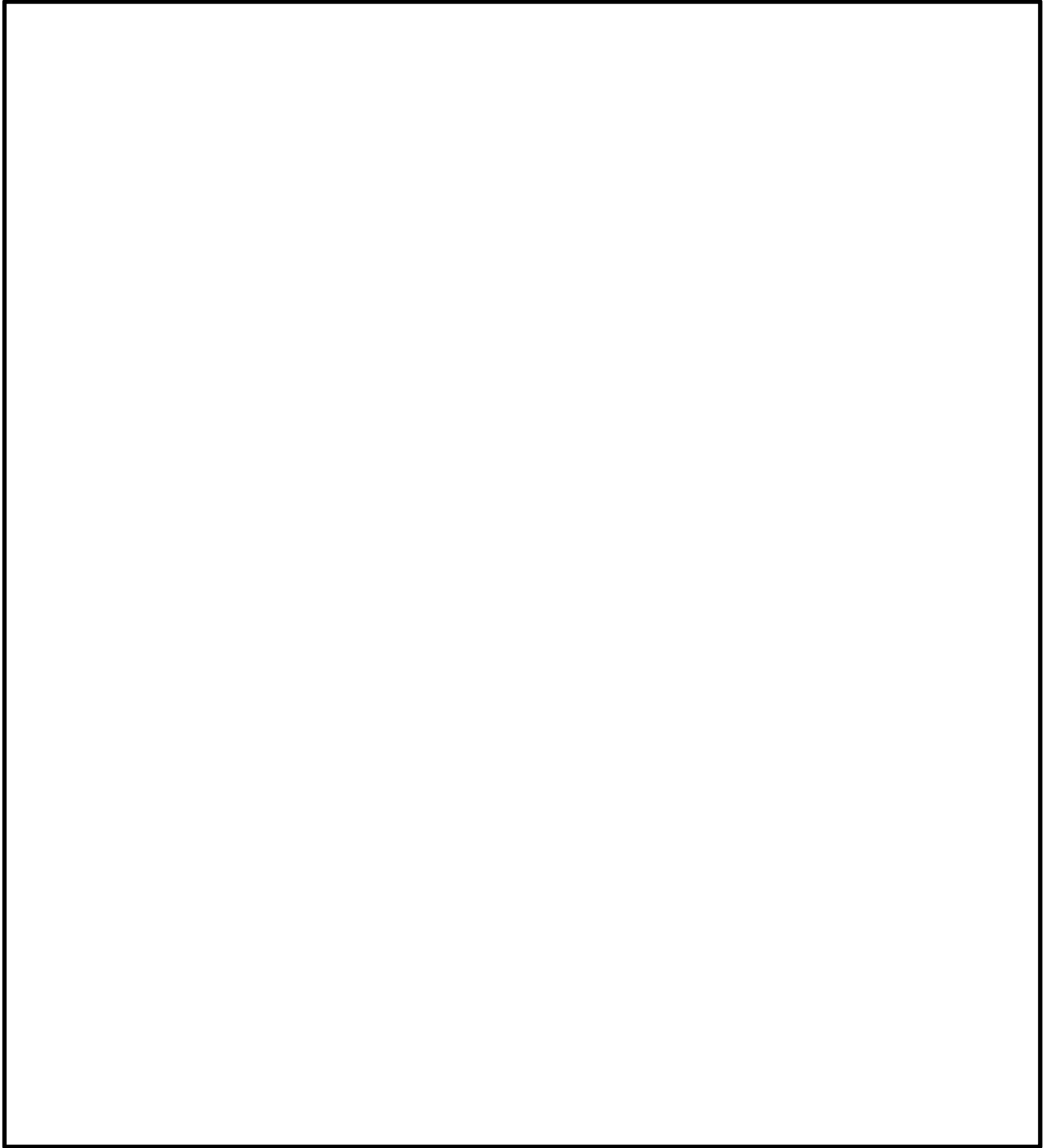



図 2.9.5-6 施工状況及び常時応力解析のモデル

( 掘削箇所近傍)

## 2.9.6 評価方法

### (1) すべり安定性評価

すべり安全率の算定方法及び評価基準値は「2.6.2.5 評価基準値及び想定すべり面の設定」に基づいて設定する。

想定すべり面の設定については、図 2.9.6-1 のとおり、「2.6.2.5 評価基準値及び想定すべり面の設定」により設定したすべり面に加えて、掘削により新たに想定されるすべり面を追加設定する。

平均強度を用いたすべり安全率評価のうち、最小すべり安全率のケース（すべり線及び地震動）に対し、強度のばらつき考慮したすべり安定性評価を実施する。

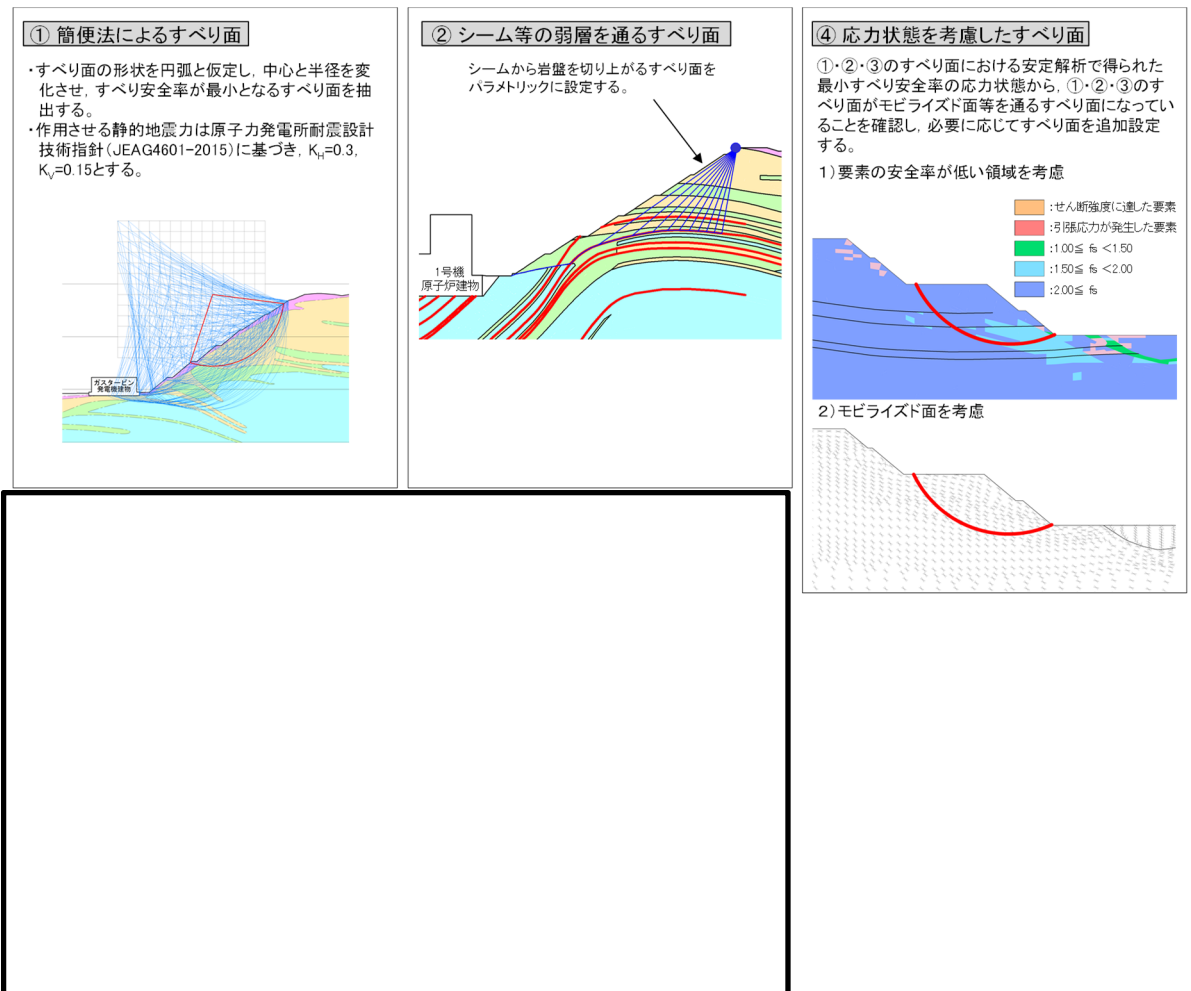


図 2.9.6-1 想定すべり面の設定方法（赤枠追加）

2次元動的 FEM 解析（有効応力解析）の結果，過剰間隙水圧比が 0.95 を超えた要素については，繰り返し载荷により強度低下が生じたものとみなし，すべり安全率算定時刻において，すべり面上の抵抗力をゼロとし，せん断力（起動力）は考慮する。

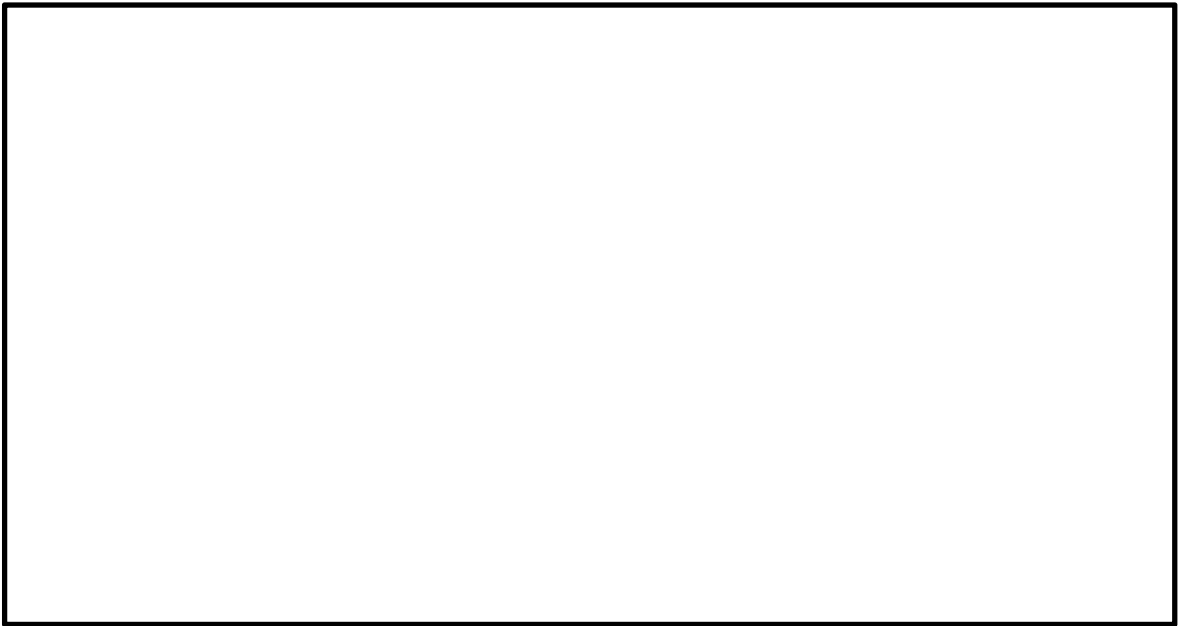


図 2.9.6-2 すべり安全率算定における起動力及び抵抗力の設定  
（2次元動的 FEM 解析（有効応力解析））

(2) 全応力解析と有効応力解析の比較

2.9章では、以下の理由から、有効応力解析により、すべり安定性を評価することとする。

- ・有効応力解析は、埋戻土の液状化によるすべり安定性への影響について、より精緻に表現できること
- ・設置変更許可段階において、全応力解析とのすべり安全率の同等性が確認されていること

図 2.9.6-3～図 2.9.6-5 に、設置変更許可段階の、すべり安全率の算定における全応力解析と有効応力解析の比較検討を示す。

その結果、すべり安全率の算定における有効応力解析の採用手法としての妥当性、及び有効応力解析を用いたすべり安全率の算定方法が有する保守性を確認している。

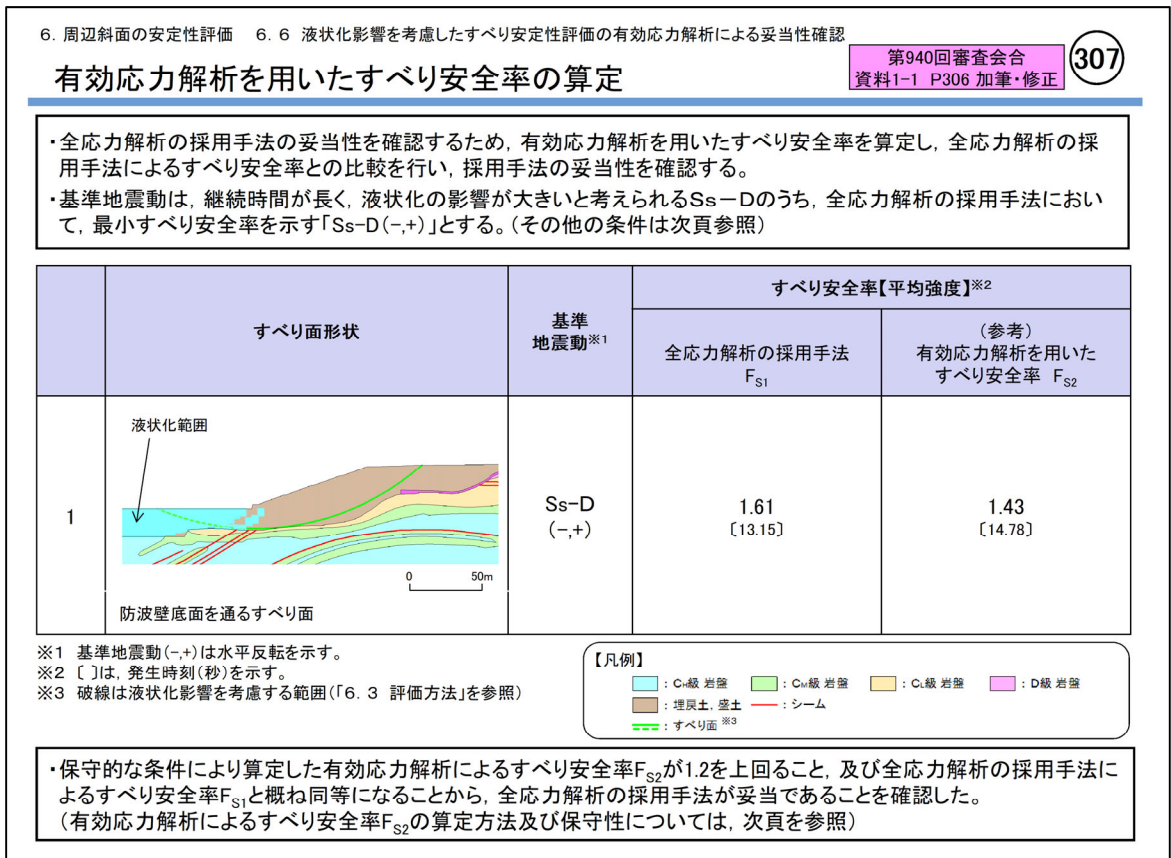


図 2.9.6-3 全応力解析と有効応力解析の比較

(設置変更許可段階まとめ資料より抜粋)

有効応力を用いたすべり安全率の算定方法

・全応力解析の採用手法と有効応力解析を用いたすべり安全率の算定手法の比較並びに有効応力解析を用いたすべり安全率の算定方法が有する保守性について、下表に示す。

項目		①全応力解析の採用手法 (全応力を用いて液状化影響を考慮)	②有効応力解析を用いたすべり安全率の算定	
すべり安全率の算定フロー		「3.5 評価方法」に記載の方法	「3.5 評価方法」に記載の方法	
埋戻土	応力状態を求める解析コード	全応力解析(FLUSH)	有効応力解析(FLIP)	
	液状化範囲の設定	過剰間隙水圧比0.95以上の範囲(Ss-Dの波形反転重ね合わせ・履歴考慮, 6.4章参照)	過剰間隙水圧比0.95以上の範囲(Ss-D(-,+))の時刻性考慮	
	液状化範囲	起動力	考慮しない(ゼロとする)	考慮する(時刻性を考慮※)
		抵抗力	考慮しない(ゼロとする)	保守性1:抵抗力の設定 考慮しない(ゼロとする)
	液状化範囲外	起動力	考慮する(時刻性を考慮)	考慮する(時刻性を考慮)
		抵抗力	考慮する(時刻性を考慮)	考慮する(時刻性を考慮)
せん断強度		全応力表示の強度 (三軸圧縮試験結果) C=0.22(N/mm <sup>2</sup> ), φ=22°	保守性2:せん断強度の設定 有効応力表示の強度 (簡易設定法で設定したN値に基づき設定) C=0, φ=39.35°	

※ 埋戻土の有効応力によりすべり安全率を算出することから、時刻性を考慮した有効応力を用いる。

保守性1:抵抗力の設定

・残存する有効応力に対応した抵抗力が考慮できるが、保守的にゼロにしている。

保守性2:せん断強度の設定

・簡易設定法で設定したN値に基づく保守的な強度を使用している。

有効応力解析を用いたすべり安全率の算定方法の保守性(1/2)

保守性1:抵抗力の設定

・すべり安全率 $F_{s2}$ の最小時刻である14.78秒では、過剰間隙水圧比0.95以上の法尻表層において残存する有効応力に対応した抵抗力が考慮できるが、保守的にゼロにしている。

保守性2:せん断強度の設定

・液状化範囲外では、埋戻土を対象とした大型三軸圧縮試験(CU試験)によるせん断強度(C=0.04N/mm<sup>2</sup>, φ=38°)では37,590kN/mの抵抗力を考慮できるが、FLIPで液状化に対して保守的な評価になるように設定しているせん断強度(C=0, φ=39.35°)を用いているため、その抵抗力は31,680kN/mとなっている。(P311参照)

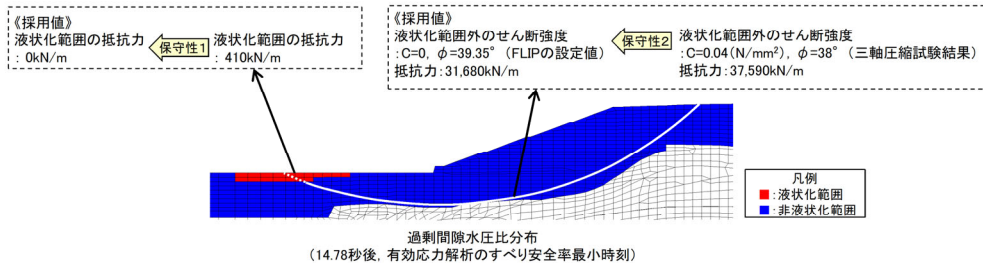


図 2.9.6-4 全応力解析と有効応力解析の比較

(設置変更許可段階まとめ資料より抜粋)

有効応力解析を用いたすべり安全率の算定方法の保守性(2/2)

・前頁の保守性1及び保守性2を加味しない、より現実的な条件で有効応力解析を用いたすべり安全率 $F_{S2}'$ を算定した結果、すべり安全率 $F_{S2}'$ は1.71となり、全応力解析の採用手法によるすべり安全率 $F_{S1}$ の1.61を上回ることを確認した。以上のことから、すべり安定性評価において、保守的な評価となる全応力解析の採用手法を用いることは妥当であると評価した。

有効応力を用いたすべり安全率の算定表

液状化範囲		応力状態 算定方法	①起動力 (kN/m)	②抵抗力 (kN/m)	安全率 (=②/①)	時刻 (秒)	備考
埋戻土	液状化範囲外	有効応力 解析	22,123	31,680	1.43	14.78	起動力・抵抗力考慮 【保守性2】せん断強度 $C=0, \phi=39.35^\circ$
	液状化範囲	有効応力 解析	-3	0	—	14.78	起動力考慮 【保守性1】抵抗力ゼロ
有効応力解析を用いた すべり安全率 $F_{S2}'$ (上記の合計)		—	22,120	31,680	1.43	—	

有効応力解析を用いたすべり安全率 $F_{S2}$

液状化範囲		応力状態 算定方法	①起動力 (kN/m)	②抵抗力 (kN/m)	安全率 (=②/①)	時刻 (秒)	備考
埋戻土	液状化範囲外	有効応力 解析	22,123	37,590	1.69	14.78	起動力・抵抗力考慮 せん断強度 $C=0.04(N/mm^2), \phi=38^\circ$
	液状化範囲	有効応力 解析	-3	410	100以上	14.78	起動力・抵抗力考慮 せん断強度 $C=0.04(N/mm^2), \phi=38^\circ$
より現実的な条件での 有効応力解析を用いた すべり安全率 $F_{S2}'$ (上記の合計)		—	22,120	38,000	1.71	—	

より現実的な条件での有効応力解析を用いたすべり安全率 $F_{S2}'$

(参考)FLIPのせん断強度の設定方法及び保守性(再掲)

【せん断強度の設定方法】

・『島根原子力発電所2号炉 津波による損傷の防止 論点3「防波壁の構造についての設計方針及び構造成立性』で示されているFLIPのせん断強度は、以下のとおり設定されており、液状化に対する保守性が考慮された設定になっている。

$C=0$  ; 液状化評価対象層として、保守的にゼロと設定。※

$\phi=39.35^\circ$  ; 液状化強度試験結果よりも保守的な簡易設定法で用いたN値より設定。

※『港湾構造物設計事例集 第2編 第1章 p.1-69』に準拠して設定

【せん断強度の保守性】

・大型三軸圧縮試験(CU)の結果、間隙水圧を除いた有効応力表示のせん断強度は $C=0.04(N/mm^2), \phi=38^\circ$ である。(同試験の全応力表示の強度は、補足1.2章に示すとおり、 $C=0.22(N/mm^2), \phi=22^\circ$ である)

・FLIPで用いているせん断強度( $C=0, \phi=39.35^\circ$ )は、 $0\sim 470kN/m^2$ の拘束圧下(概ね22mの土被り相当)において大型三軸圧縮試験結果によるせん断強度( $C=0.04N/mm^2, \phi=38^\circ$ )を下回ることから、 $0\sim 470kN/m^2$ の拘束圧下において保守的な設定となっていることを確認した。

	有効応力解析に 用いた せん断強度	大型三軸圧縮 試験(CU)の 試験値
C: 粘着力 ( $N/mm^2$ )	0	0.04
$\phi$ : 内部摩擦角 ( $^\circ$ )	39.35	38

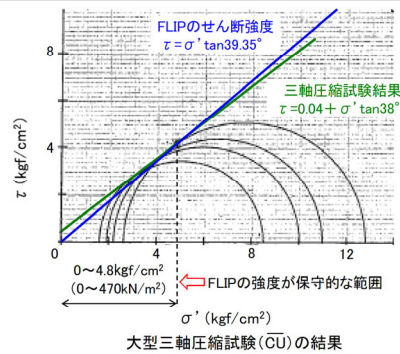


図 2.9.6-5 全応力解析と有効応力解析の比較

(設置変更許可段階まとめ資料より抜粋)



(3) 改良地盤

改良地盤のせん断破壊に対する局所安全係数，及び引張破壊に対する局所安全係数を以下の式により算定する。

引張破壊に対する局所安全係数が 1.0 を下回るケースについては，最大せん断応力発生時刻及び最大引張応力発生時刻の局所安全係数分布を確認し，改良地盤の安定性に影響がないかを確認する。

$$f_s = R / S$$

ここに， $f_s$ ：局所安全係数

R：せん断強度または引張強度

S：発生せん断応力または発生引張応力

2.9.7 岩盤斜面の安定性評価結果

(1) すべり安全率（平均強度）

におけるすべり安定性評価結果を表 2.9.7-1～表 2.9.7-3 に示す。

すべり安全率算定の結果、いずれのすべり面形状でもすべり安全率は 1.0 を上回ることを確認した。

表 2.9.7-1 すべり安定性評価結果 ()

(地盤物性：平均強度)

--

表 2.9.7-2 すべり安定性評価結果 ( )

(地盤物性：平均強度)

--

表 2.9.7-3 すべり安定性評価結果 (  )

(地盤物性：ばらつきを考慮した強度)

--

(2) 主応力図及び局所安全係数分布図

掘削後に最小すべり安全率となるすべり面番号4の局所安全係数分布図を図2.9.7-1に、主応力図を図2.9.7-2に示す。

図2.9.7-1に示す局所安全係数分布図を確認した結果、せん断強度に達した要素は認められない。また、引張応力が発生した要素が斜面中腹及び掘削箇所周辺に認められるが、当該すべり面は斜面中腹の引張応力が発生した要素を通るすべり面となっている。

当該応力状態を踏まえ、掘削箇所周辺における引張応力が発生した要素を通るすべり面を追加し、すべり安全率を算定した結果、5.88（平均強度）であり、既往のすべり面のすべり安全率1.59（平均強度）に包絡されることを確認した。

なお、掘削箇所周辺の引張応力が発生した要素における引張応力は最大で約 $0.07\text{N/mm}^2$ であり、当該箇所に分布する $C_M$ 級～ $C_H$ 級の岩盤の引張強度 $0.13\text{N/mm}^2$ を下回ることを確認しているが、保守的に岩盤の引張強度を考慮しないすべり安全率を算定している。

図2.9.7-2に示す主応力図を確認した結果、斜面中腹では、直応力が引張となる範囲は概ね $80^\circ \sim 110^\circ$ になり、これに沿うすべりは想定されない。

以上のことから、設定したすべり面は、既にすべり安全率の厳しいすべり面となっていることを確認した。

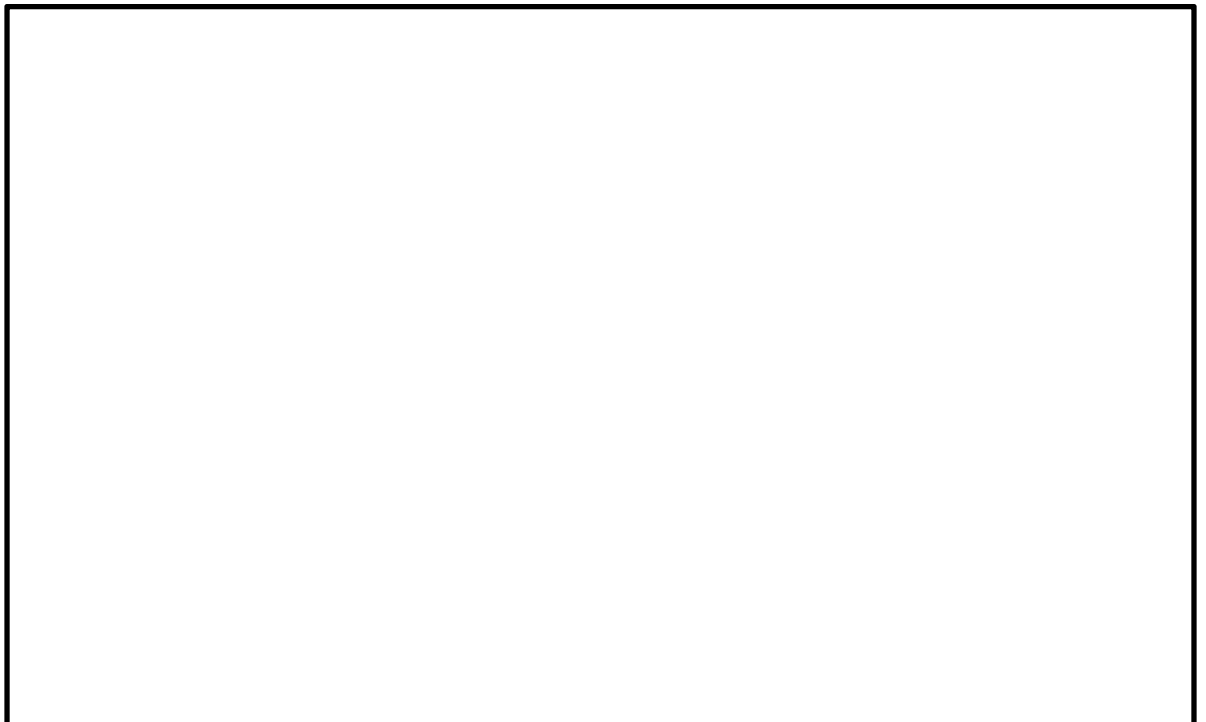


図 2.9.7-1 局所安全係数分布図 ( )

(S s - D (-+), t = 19.15)

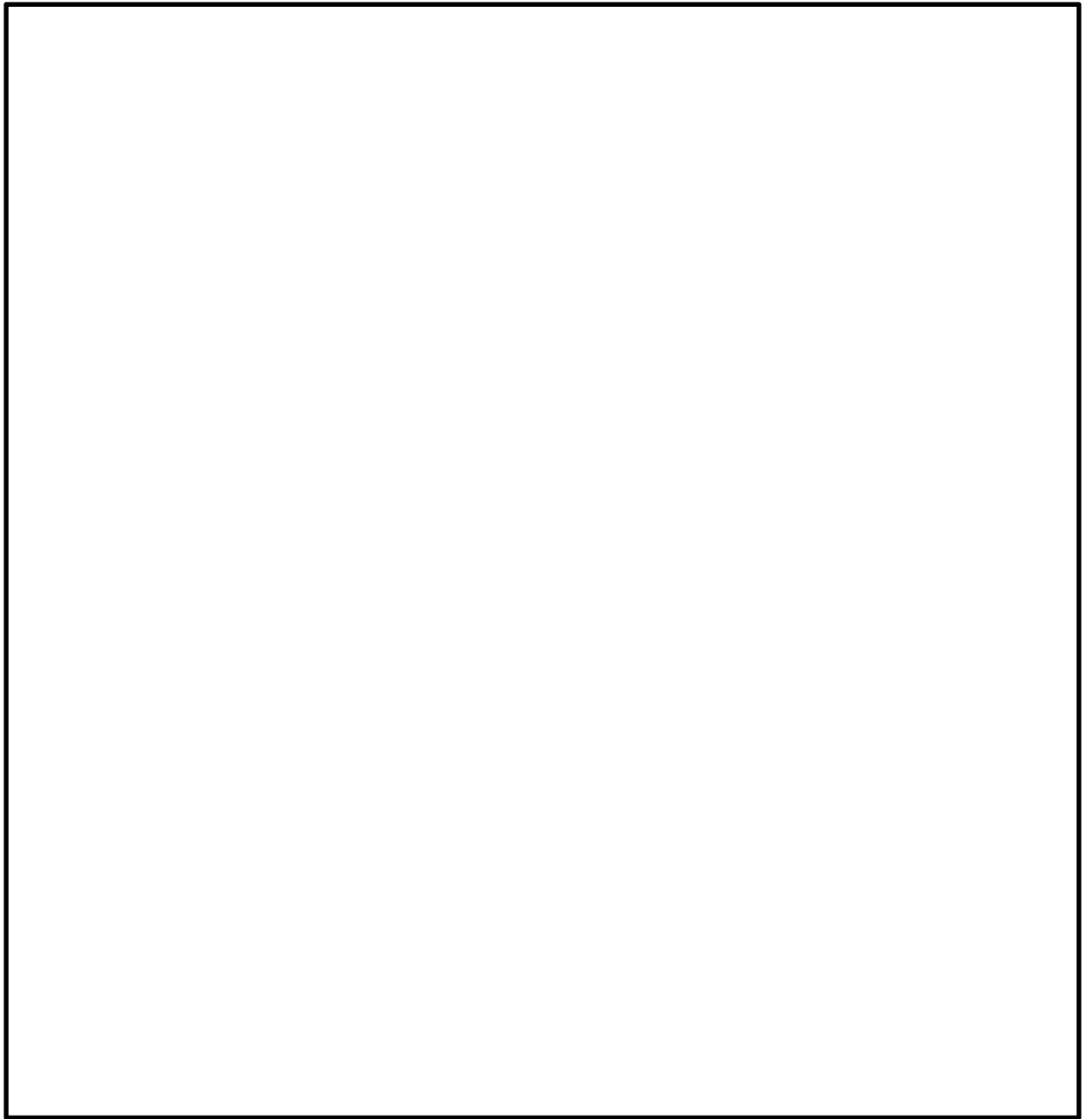


图 2.9.7-2 主应力图 ( )  
( $S_s - D(-+)$ ,  $t = 19.15$ )

掘削前に比べて掘削後のすべり安全率が大きく上昇したすべり面番号3の主応力図について、図2.9.7-3及び図2.9.7-4のとおり掘削前後で比較した。

その結果、掘削前後で応力状態は概ね同等であり、掘削による影響が非常に小さいことを確認した。

また、すべり面上の応力状態に着目すると、掘削箇所近傍の1要素について、掘削前では発生していた引張応力が、掘削後では消失している。掘削による微小な応答変化及び応力変化により、掘削前よりすべり安全率が上昇したと考えられる。

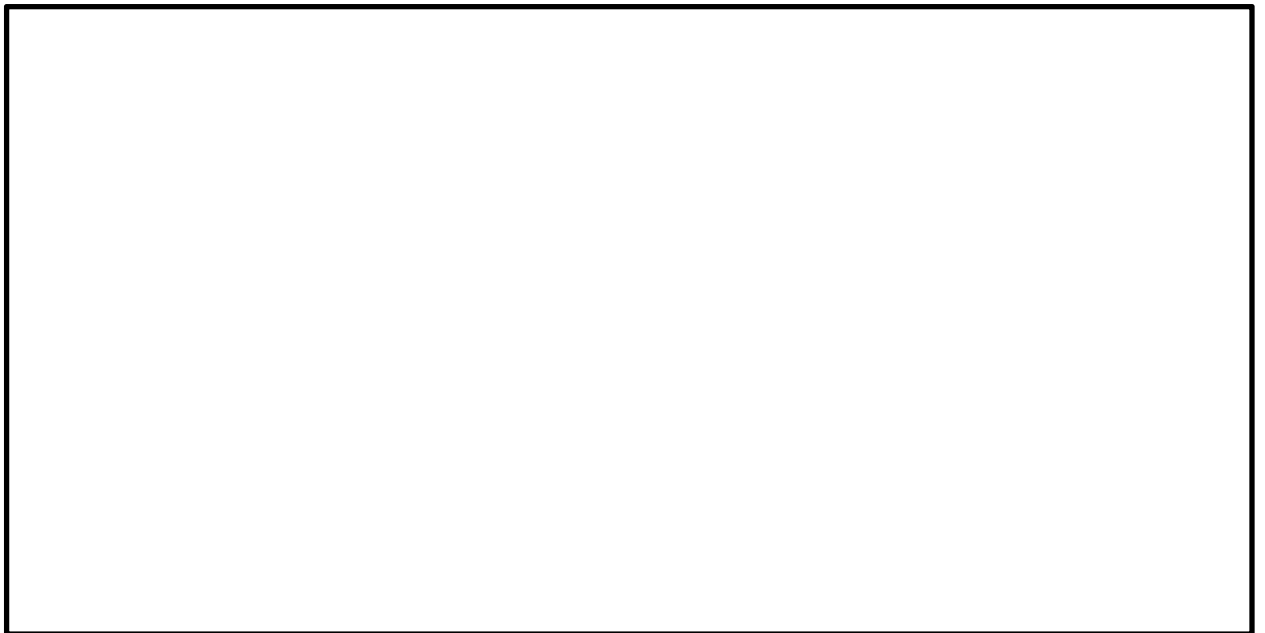


図 2.9.7-3 主応力図 ( )  
(掘削後 )



図 2.9.7-4 主応力図 ( )  
(掘削前 )

## 2.9.8 盛土斜面の安定性評価結果

### (1) すべり安全率

におけるすべり安定性評価結果を表 2.9.8-1～表 2.9.8-3 に示す。

すべり安全率算定の結果、いずれのすべり面形状でもすべり安全率は 1.0 を上回ることを確認した。

なお、表 2.9.8-3 に示すとおり、掘削後(有効応力解析)のすべり安全率が、掘削前(2.6.3.2, 全応力解析)のすべり安全率を下回っているが、これは、

「2.9.6(2)全応力解析と有効応力解析の比較」に示すとおり、有効応力解析を用いたすべり安全率の算定方法が有する保守性によるものと考えられる。



表 2.9.8-1 すべり安定性評価結果 (  )

(地盤物性：平均強度)

--

表 2.9.8-2 すべり安定性評価結果 (  )

(地盤物性：平均強度)

--

表 2.9.8-3 すべり安定性評価結果 (  )

(地盤物性：ばらつきを考慮した強度)

--

(2) 主応力図及び局所安全係数分布図

掘削後に最小すべり安全率となるすべり面番号2の局所安全係数分布図を図2.9.8-1に、主応力図を図2.9.8-2に示す。

せん断強度に達した要素及び引張応力が発生した要素は認められず、設定したすべり面は既にすべり安全率の厳しいすべり面となっていることを確認した。

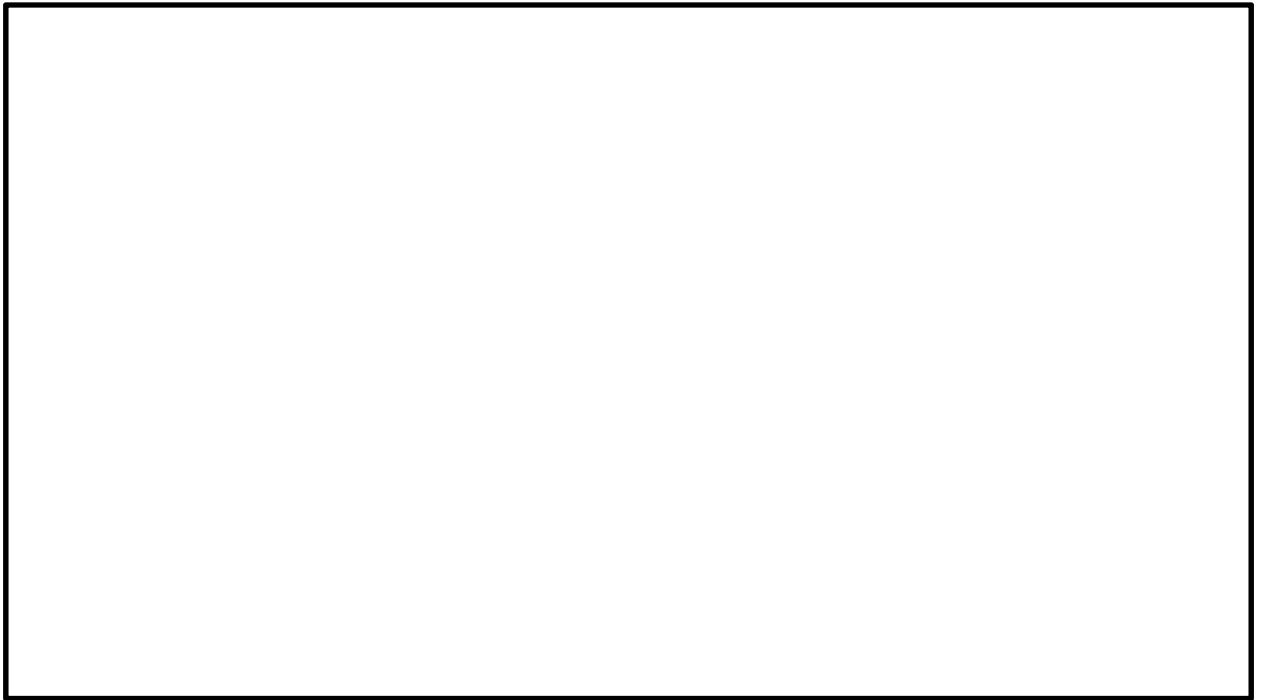


図 2.9.8-1 局所安全係数分布図 ( )  
( $S_s - N_1$  (++) ,  $t = 7.71$ )

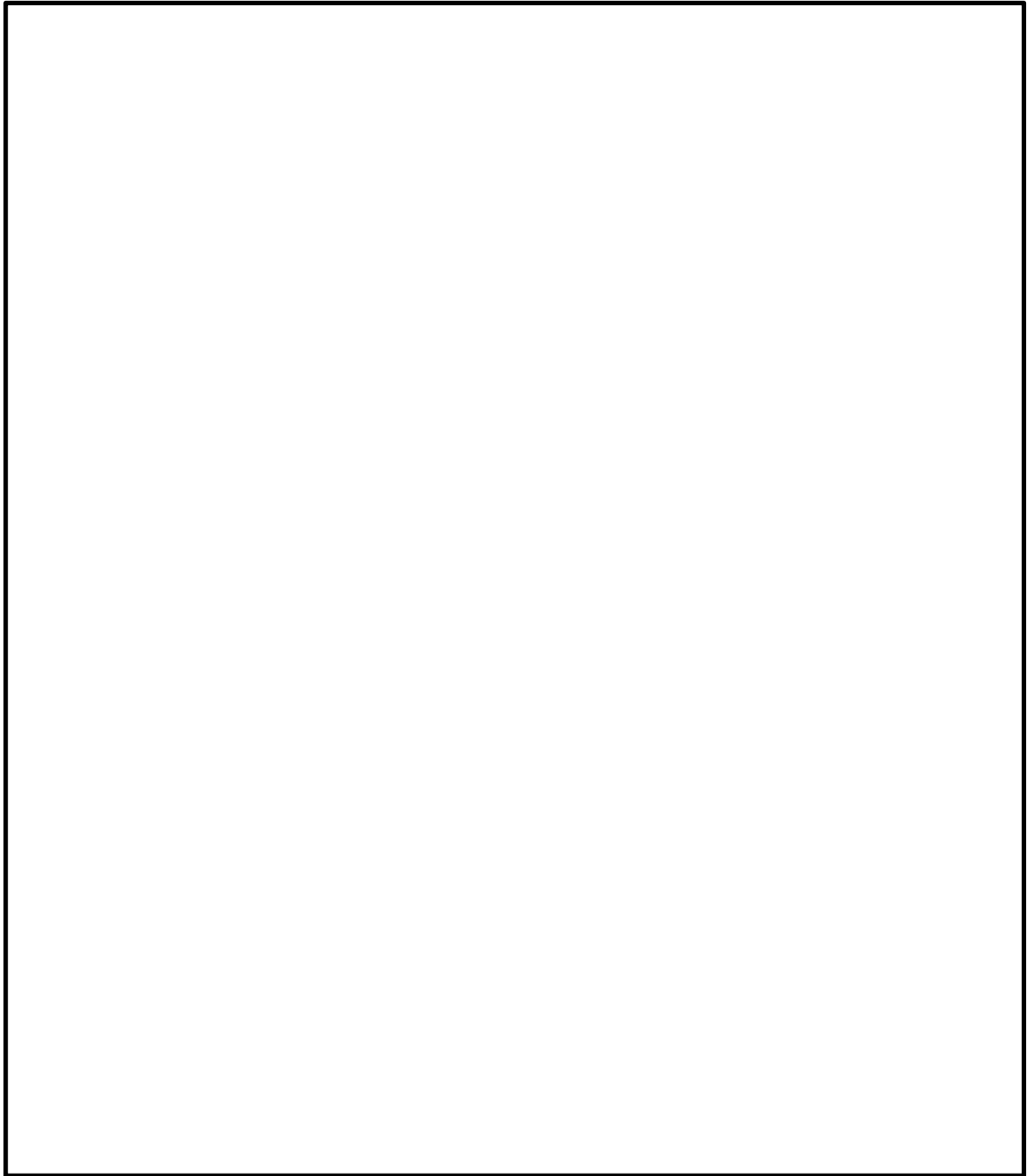


图 2.9.8-2 主应力图 (  )  
(  $S_s - N_1$  (++) ,  $t = 7.71$  )

掘削前に比べて掘削後のすべり安全率が大きく上昇したすべり面番号3の主応力図について、図2.9.8-3及び図2.9.8-4のとおり掘削前後で比較した。

掘削前後の主応力図の比較結果は追而とする。

追而

図2.9.8-3 主応力図

(掘削後(有効応力解析))

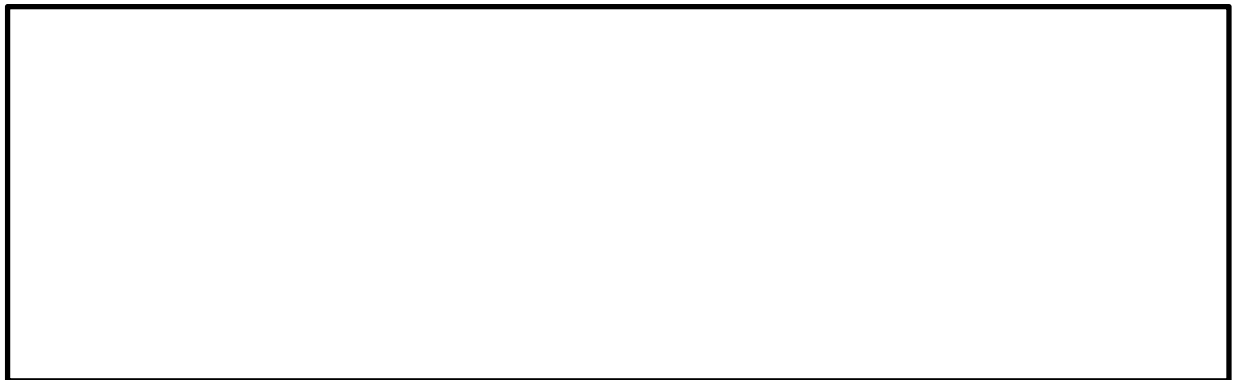


図2.9.8-4 主応力図

(掘削前)

(3) 液状化範囲

基準地震動のうち継続時間が最も長いS<sub>s</sub>-Dの各地震動方向における最大過剰間隙水圧比分布図を図2.9.8-5に、過剰間隙水圧比が0.95を超えた要素を包絡するように設定した液状化範囲について、における掘削前の液状化範囲と比較した結果を図2.9.8-6に示す。

掘削前との比較の結果、液状化範囲は、改良地盤及び埋戻コンクリートの施工により減少しており、これにより掘削形状反映前に液状化範囲を通過していたすべり面のすべり安定性が向上したものと考えられる。



図 2.9.8-5 各地震動方向における最大過剰間隙水圧分布図



図 2.9.8-6 液状化範囲の比較

(4) 改良地盤

改良地盤のせん断破壊に対する局所安全係数を表 2.9.8-4 及び表 2.9.8-5 に、引張破壊に対する局所安全係数を表 2.9.8-6 及び表 2.9.8-7 に示す。

同表より、引張破壊及びせん断破壊している要素はないため、改良地盤の安定性に影響を及ぼすことはない。

以上より、改良地盤が健全であることを確認した。

表 2.9.8-4 改良地盤（北側）のせん断破壊に対する評価結果

地震動		せん断応力 S (kN/m <sup>2</sup> )	せん断強度 R (kN/m <sup>2</sup> )	局所安全係数 f <sub>s</sub> *
S <sub>s</sub> -D	(++)	860	1250	1.45
	(-+)	846	1250	1.48
	(+-)	912	1250	1.37
	(--)	919	1250	1.36
S <sub>s</sub> -N2 (NS)	(++)	587	1250	2.13
	(-+)	499	1250	2.51
S <sub>s</sub> -N2 (EW)	(++)	626	1250	2.00
	(-+)	540	1250	2.32

注記\*：改良地盤の要素のうち最小安全率となる数値を記載

表 2.9.8-5 改良地盤（南側）のせん断破壊に対する評価結果

地震動		せん断応力 S (kN/m <sup>2</sup> )	せん断強度 R (kN/m <sup>2</sup> )	局所安全係数 f <sub>s</sub> *
S <sub>s</sub> -D	(++)	966	1250	1.29
	(-+)	1012	1250	1.24
	(+-)	1072	1250	1.17
	(--)	956	1250	1.31
S <sub>s</sub> -N2 (NS)	(++)	764	1250	1.64
	(-+)	689	1250	1.81
S <sub>s</sub> -N2 (EW)	(++)	826	1250	1.51
	(-+)	847	1250	1.48

注記\*：改良地盤の要素のうち最小安全率となる数値を記載



表 2.9.8-6 改良地盤（北側）の引張破壊に対する評価結果

地震動		引張応力 S (kN/m <sup>2</sup> )	引張強度 R (kN/m <sup>2</sup> )	局所安全係数 f <sub>s</sub> *
S <sub>s</sub> -D	(++)	410	625	1.52
	(-+)	443	625	1.41
	(+-)	491	625	1.27
	(--)	454	625	1.38
S <sub>s</sub> -N2 (NS)	(++)	299	625	2.09
	(-+)	187	625	3.34
S <sub>s</sub> -N2 (EW)	(++)	301	625	2.08
	(-+)	285	625	2.19

注記\*：改良地盤の要素のうち最小安全率となる数値を記載

表 2.9.8-7 改良地盤（南側）の引張破壊に対する評価結果

地震動		引張応力 S (kN/m <sup>2</sup> )	引張強度 R (kN/m <sup>2</sup> )	局所安全係数 f <sub>s</sub> *
S <sub>s</sub> -D	(++)	395	625	1.58
	(-+)	384	625	1.63
	(+-)	456	625	1.37
	(--)	412	625	1.52
S <sub>s</sub> -N2 (NS)	(++)	239	625	2.62
	(-+)	282	625	2.22
S <sub>s</sub> -N2 (EW)	(++)	304	625	2.06
	(-+)	270	625	2.31

注記\*：改良地盤の要素のうち最小安全率となる数値を記載