

島根原子力発電所第2号機 審査資料	
資料番号	NS2-補-023-17 改 02
提出年月日	2023年5月11日

基礎地盤及び周辺斜面の安定性について

2023年5月

中国電力株式会社

本資料のうち、枠囲みの内容は機密に係る事項のため公開できません。

目 次

1.	概要	1
2.	基礎地盤の安定性評価	4
2.1	評価フロー	4
2.2	設置変更許可時における基礎地盤の評価対象断面の選定に係る概要	5
2.2.1	評価対象施設の分類	5
2.2.2	代表施設の選定	6
2.2.3	評価対象断面の選定	10
2.3	評価対象断面への掘削箇所の反映	11
2.3.1	評価フロー（詳細）	11
2.3.2	掘削による安定性の低下が懸念される評価対象断面の抽出	12
2.3.3	掘削形状の投影	13
2.4	解析方法	15
2.4.1	評価方針	15
2.4.2	地震応答解析手法	15
2.4.3	入力地震動の策定	17
2.4.4	解析モデルの設定	17
2.4.5	解析用物性値の設定	27
2.4.6	地盤物性値のばらつき	31
2.4.7	地下水位の設定	31
2.4.8	基礎地盤の常時応力解析	32
2.5	評価結果	33
2.5.1	すべり安定性	33
2.5.2	基礎地盤の支持力	50
2.5.3	基礎底面の傾斜	50
3.	周辺斜面の安定性評価	51
3.1	評価フロー	51
3.2	設置変更許可時における周辺斜面の評価対象斜面の選定に係る概要	52
3.2.1	耐震重要施設等に影響するおそれのある斜面の網羅的な抽出	52
3.2.2	耐震重要施設等に影響するおそれのある斜面の分類	53
3.2.3	評価対象斜面の選定	54
3.3	評価対象斜面への掘削箇所の反映	59
3.3.1	評価フロー（詳細）	59
3.3.2	掘削によるすべり安定性の低下が懸念される評価対象斜面の抽出	60
3.3.3	掘削形状の投影	62

3.3.4	評価対象斜面の比較	65
3.4	解析方法	67
3.4.1	[]の安定性評価	67
3.4.2	[]の安定性評価	71
3.4.3	評価方法	89
3.5	評価結果	95
3.5.1	[]の安定性評価結果	95
3.5.2	[]の安定性評価結果	103
	(参考資料) 安全対策工事に伴う掘削箇所の概要	121

1. 概要

島根2号機内では、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1-1の平面図のとおり実施しており、耐震重要施設*1及び常設重大事故等対処施設*2の基礎地盤付近及び周辺斜面の法尻付近も一部掘削している状態である。

本資料では、設置変更許可時における耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設の基礎地盤及び周辺斜面の安定性に関して、図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、安全対策工事に伴う[]周辺の掘削及び設備の補強や追加等の改造工事に伴う重量増加を踏まえた基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価について説明する。

注記*1：耐震重要度分類Sクラスの機器・系統及びそれらを支持する建物・構築物，波防護施設等

*2：常設耐震重要重大事故防止設備又は常設重大事故緩和設備が設置される重大事故等対処施設（特定重大事故等対処施設を除く）

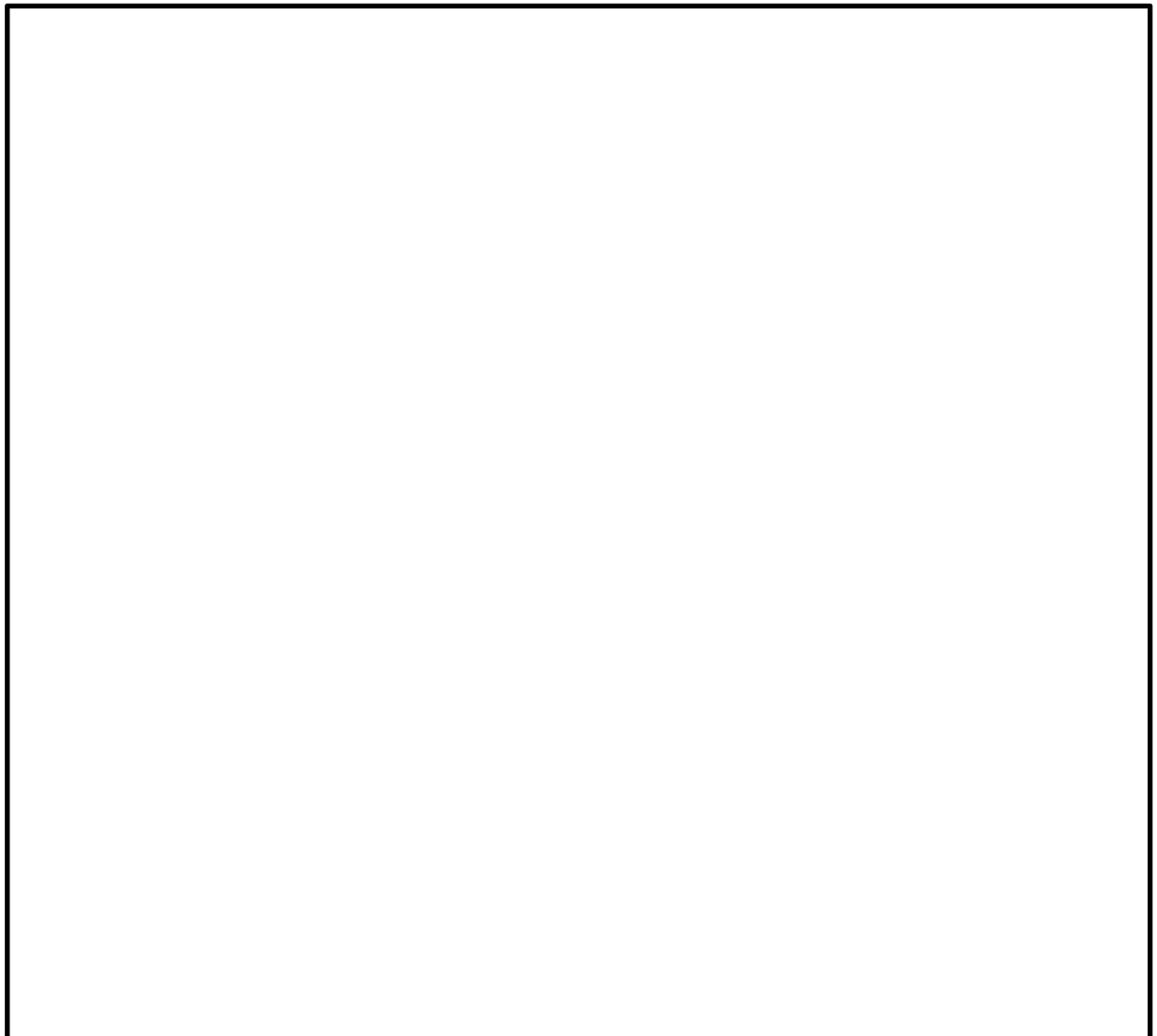


図1-1 安全対策工事に伴う掘削平面位置図

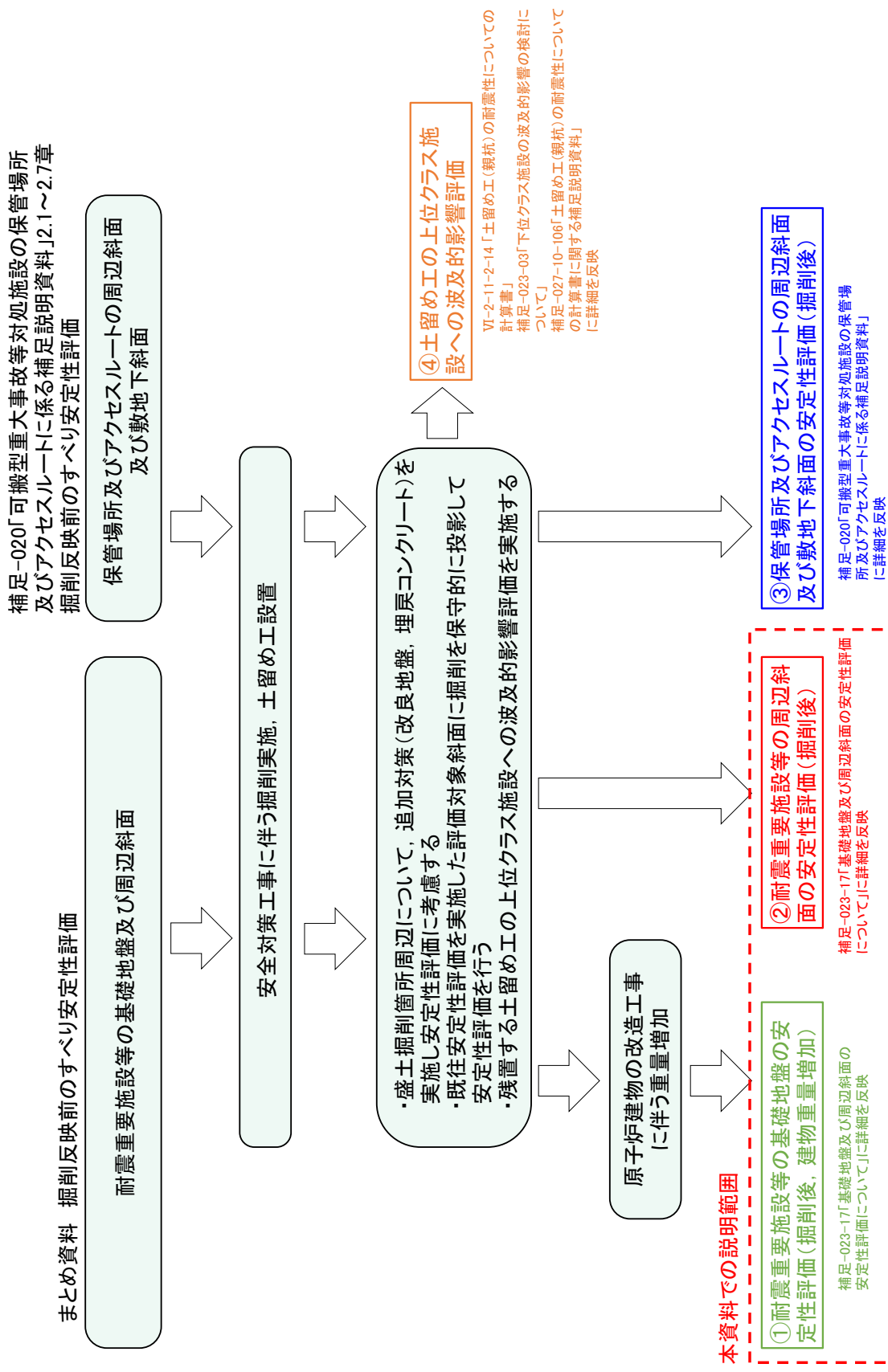


図 1-2 掘削による地盤の安定性評価の検討経緯フロー

耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価では、設置変更許可段階にて、設置標高等によりグループ分けを行い、グループ毎に安定性が厳しくなると考えられる評価対象断面を選定している。

本資料における安全対策工事に伴う掘削を踏まえた基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価では、設置変更許可時において選定した評価対象断面を対象に、保守的に掘削箇所を投影した安定性評価を実施し、掘削箇所を考慮しても基準地震動 S_s による地震力による基礎地盤及び周辺斜面のすべり、基礎地盤の支持力及び基礎底面の傾斜に対して十分な安定性を有することを確認する。

なお、基礎地盤の安定性評価では、設備の補強や追加等の改造工事に伴う重量増加を考慮する。

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、図1-2のとおり、盛土掘削箇所周辺において、改良地盤及び埋戻コンクリートによる追加対策工を実施することとした。

基礎地盤及び周辺斜面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. 基礎地盤の安定性評価

2.1 評価フロー

基礎地盤の地震時の安定性評価のフローを図 2.1-1 に示す。

本章では、設置変更許可時に選定した評価対象断面に関して、設備の補強や追加等の改造工事に伴う重量増加及び安全対策工事に伴う 周辺の掘削を踏まえた基礎地盤の安定性評価を実施する。

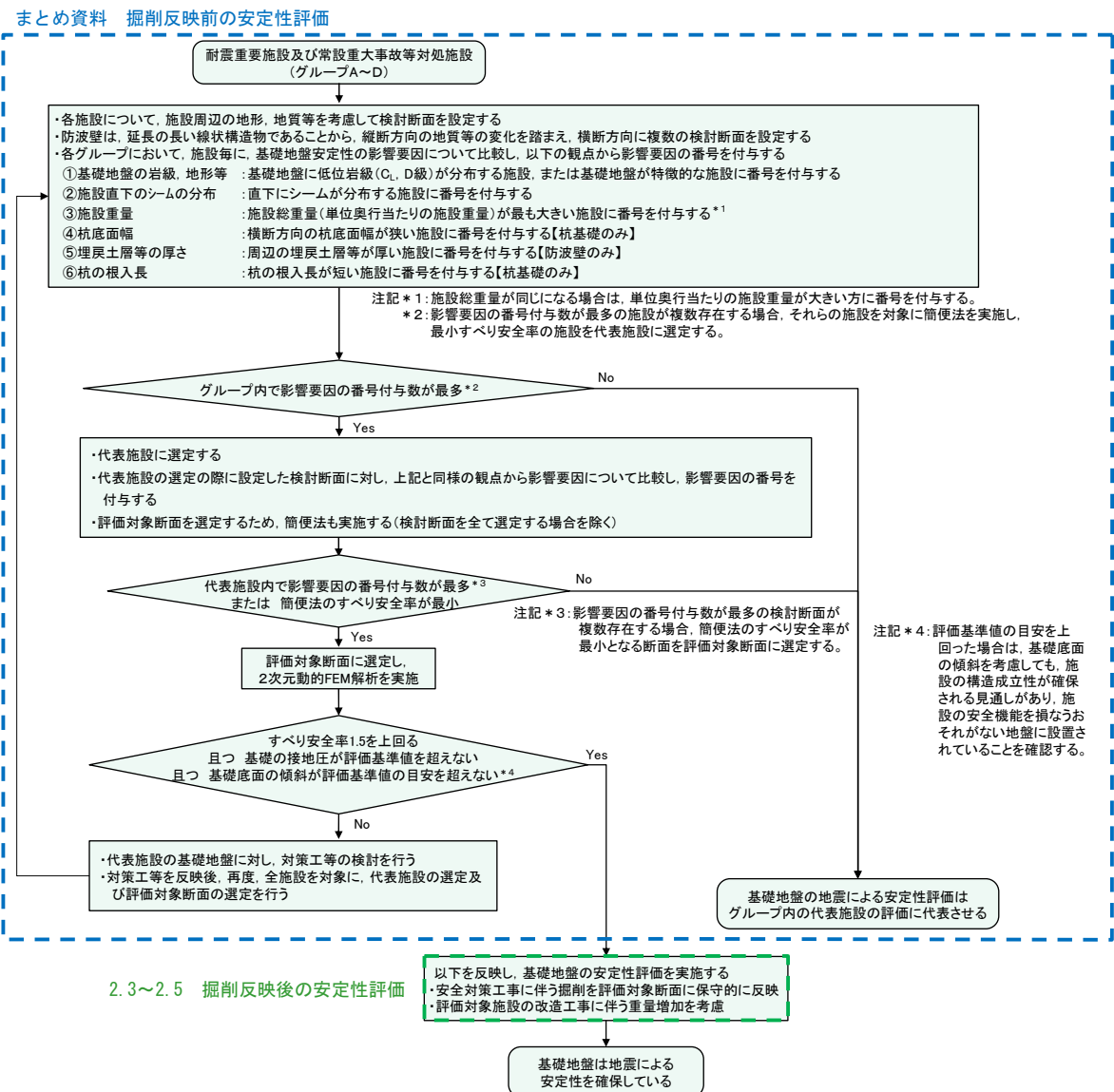


図 2.1-1 基礎地盤の評価フロー (全体概要)

2.2 設置変更許可時における基礎地盤の評価対象断面の選定に係る概要

2.1章のとおり，設置変更許可時の評価対象断面に保守的に掘削形状を反映することから，設置変更許可時における基礎地盤の評価対象断面の選定に係る概要を以下に示す。

2.2.1 評価対象施設の分類

本評価の対象施設である耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設について，基礎地盤の安定性評価を実施する代表施設を選定するため，設置標高，施設区分及び基礎形式により4つのグループに分類した。

評価対象施設の分類結果を図2.2.1-1に示す。

グループ分類	①設置標高	②施設区分	③基礎形式	(参考) 液状化影響の考慮
グループA	EL 15m以下	防波壁以外	直接基礎	考慮する
グループB	EL 44～50m盤	防波壁以外	直接基礎	考慮しない
グループC	EL 15m以下	防波壁	杭基礎	考慮する
グループD	EL 15m以下	防波壁	直接基礎	考慮する

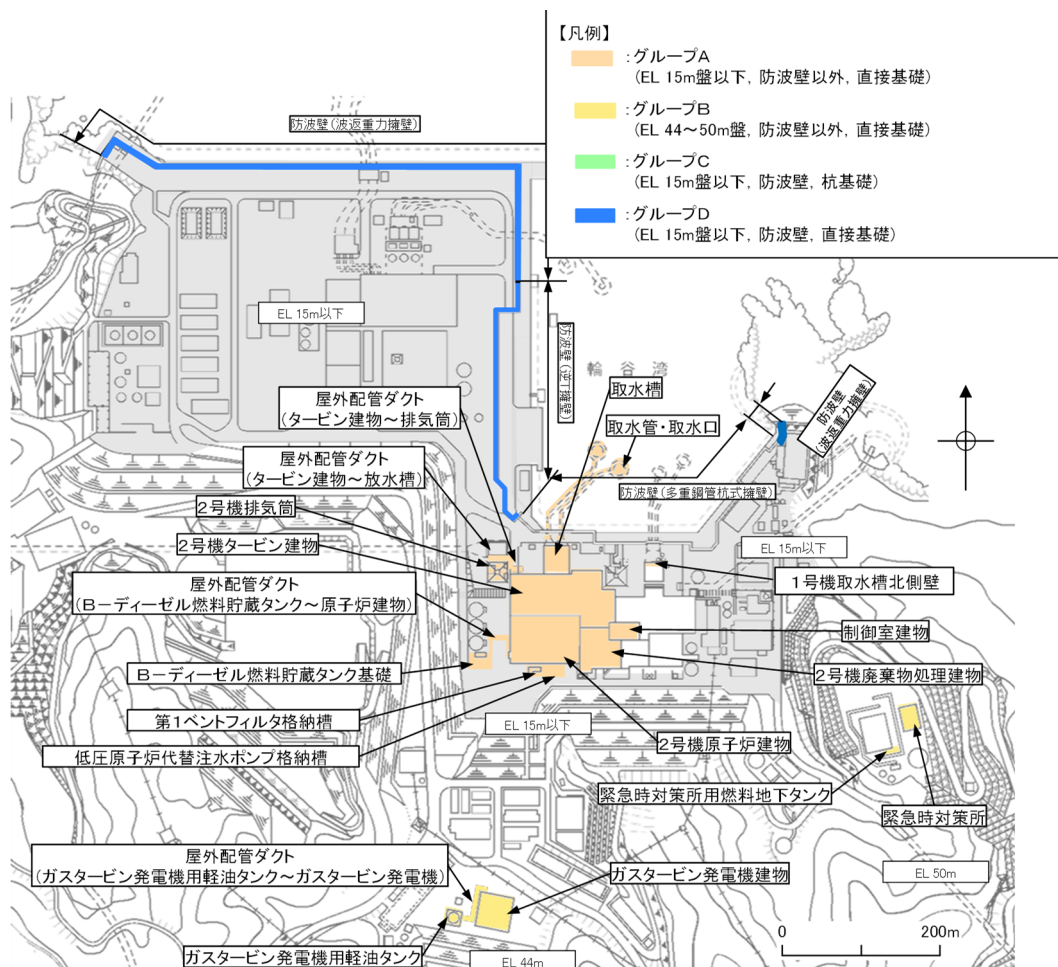


図 2.2.1-1 評価対象施設の分類結果

2.2.2 代表施設の選定

図 2.2.2-1 の評価フローに基づき、基礎地盤安定性の影響要因である岩級・地形等、施設直下のシームの分布、施設重量、杭底面幅、埋戻土層等の厚さ及び杭の根入れ長を評価項目として各グループにおいて比較検討し、安定性評価が厳しくなると想定される施設を代表施設に選定した。

安全対策工事に伴う掘削箇所は、にあることから、以降では掘削の影響が考えられるの評価について示す。

の影響要因の確認に用いた地質断面図を図 2.2.2-2 に、代表施設の選定に関する影響要因等の比較検討結果を表 2.2.2-1 に示す。地質断面図及び影響要因等の比較結果から、の代表施設としてを選定した。の代表施設選定結果を図 2.2.2-3 に示す。

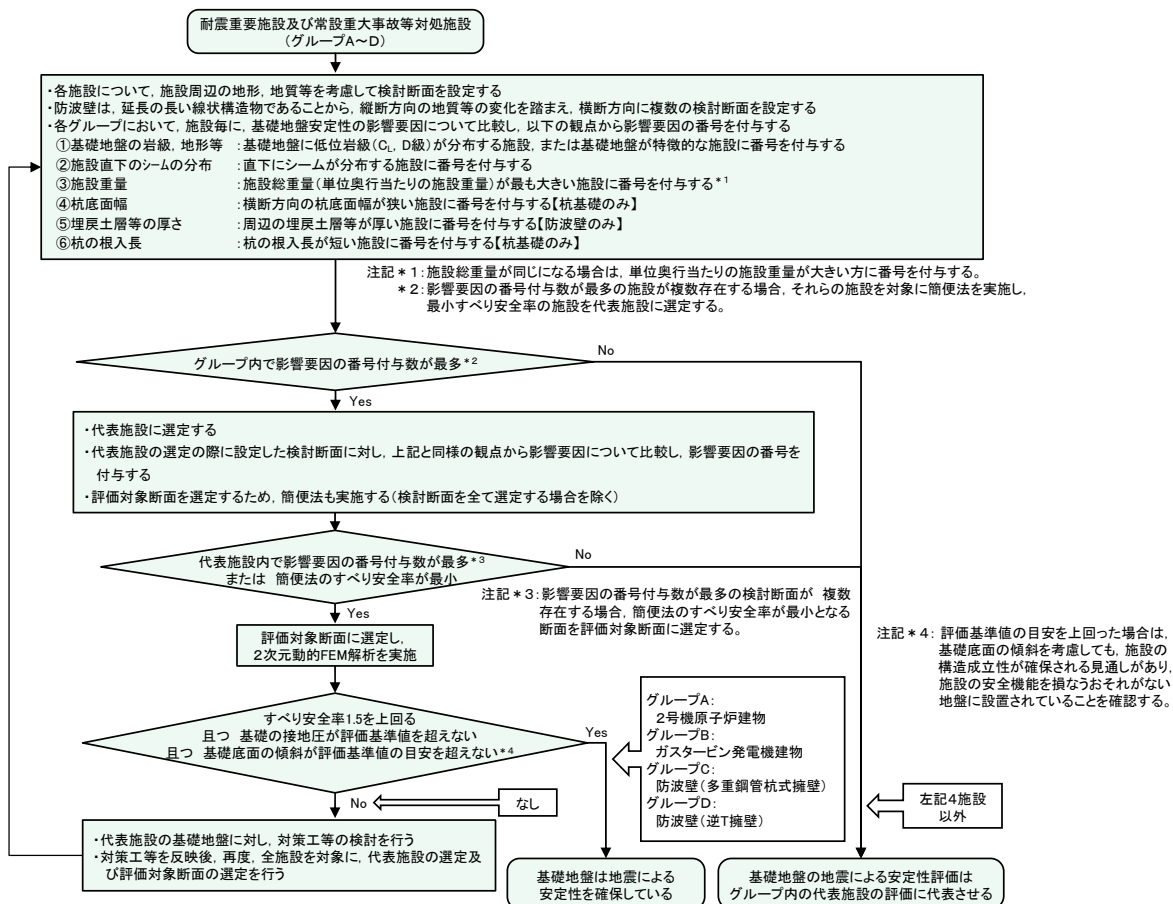


図 2.2.2-1 評価フロー

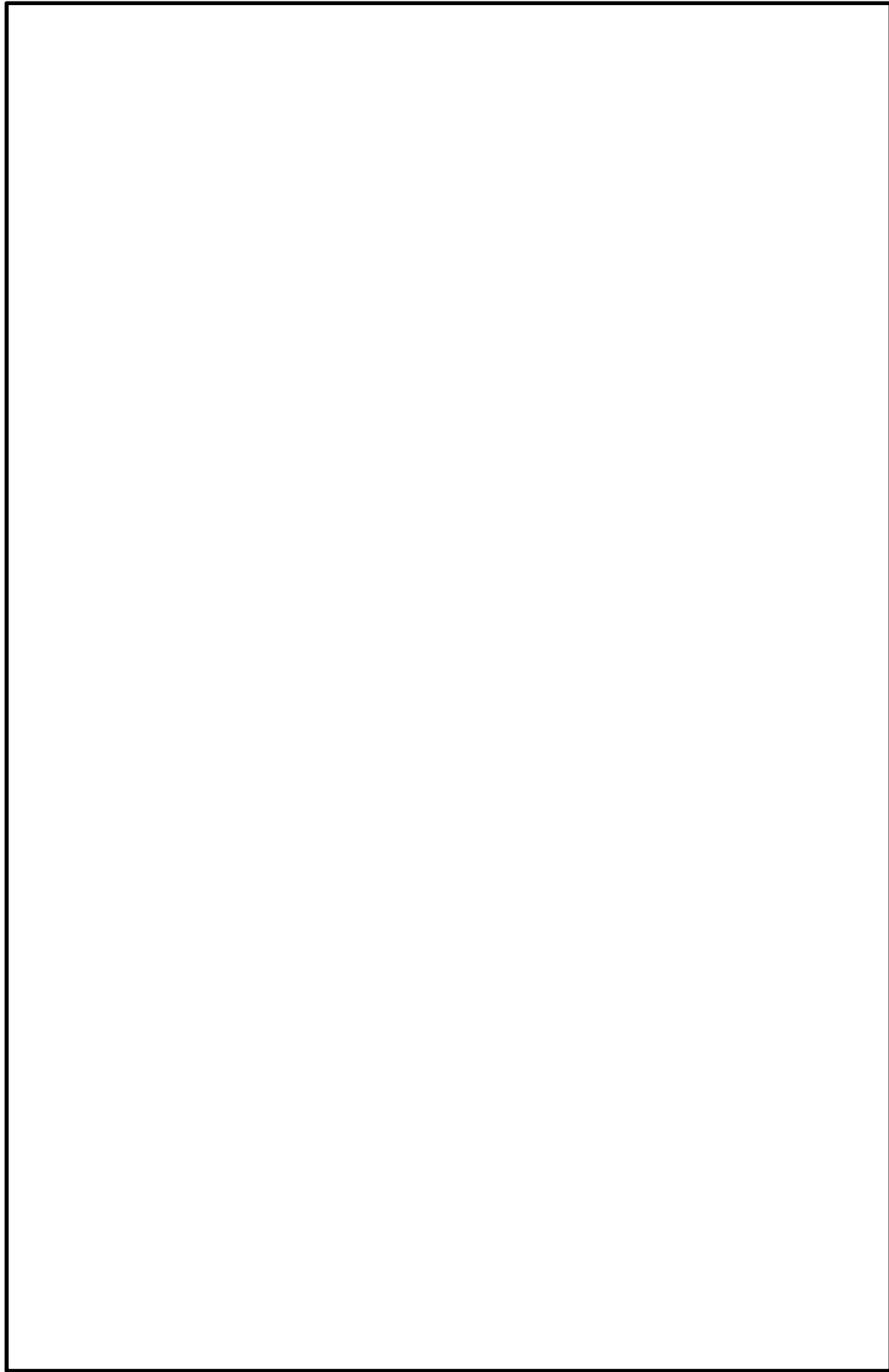


図 2.2.2-2(1) 影響要因の確認に用いた地質断面図 ()

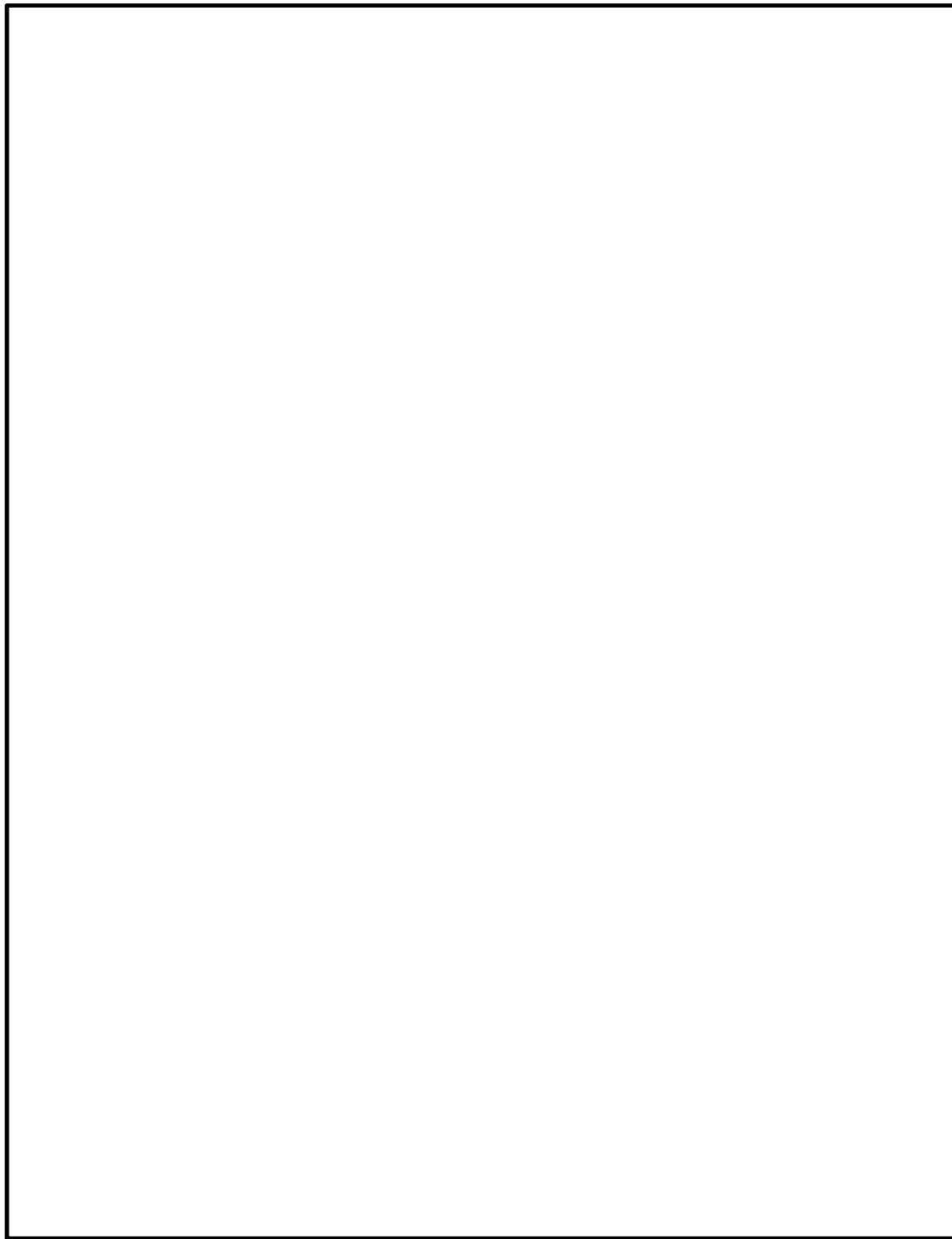


図 2.2.2-2(2) 影響要因の確認に用いた地質断面図

表 2.2.2-1 代表施設の選定に関する影響要因等の比較検討結果

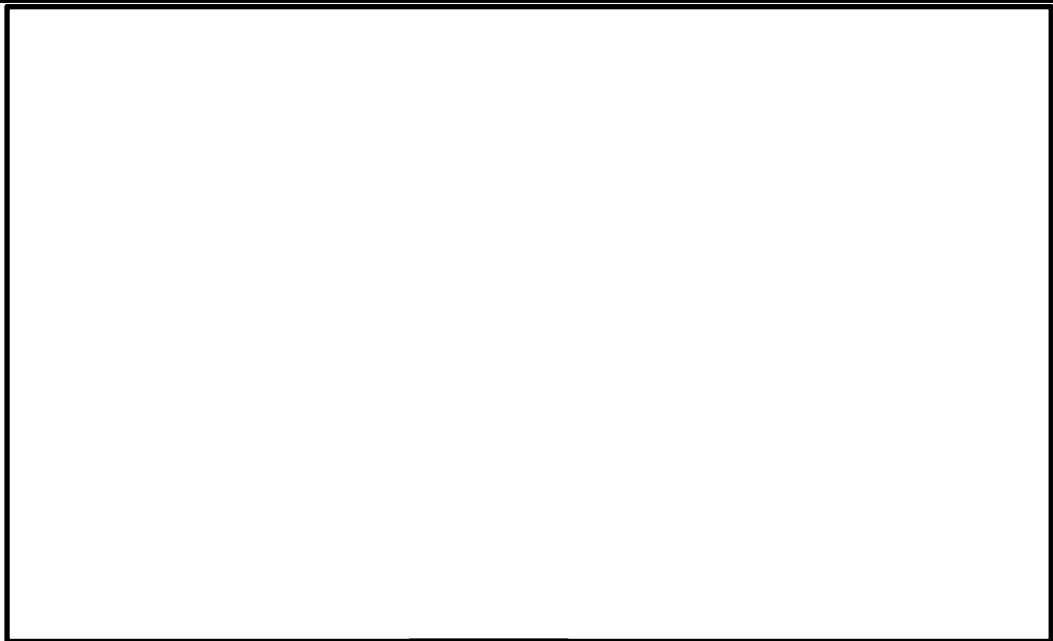
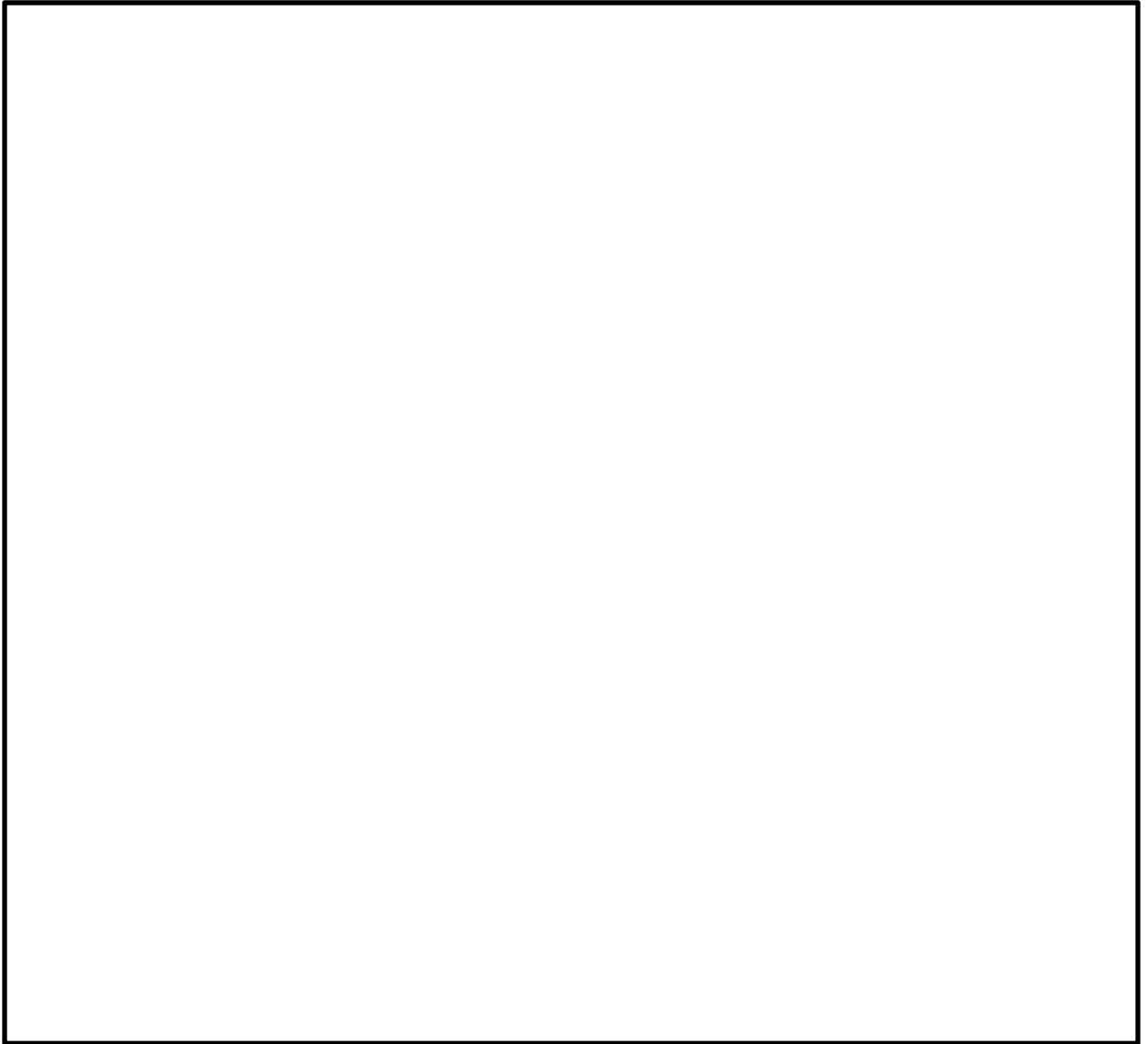


図 2.2.2-3 の代表施設選定結果

2.2.3 評価対象断面の選定



評価対象断面の選定に用いた地質断面図を図 2.2.3-1 に、影響要因等の比較検討結果を表 2.2.3-1 に示す。

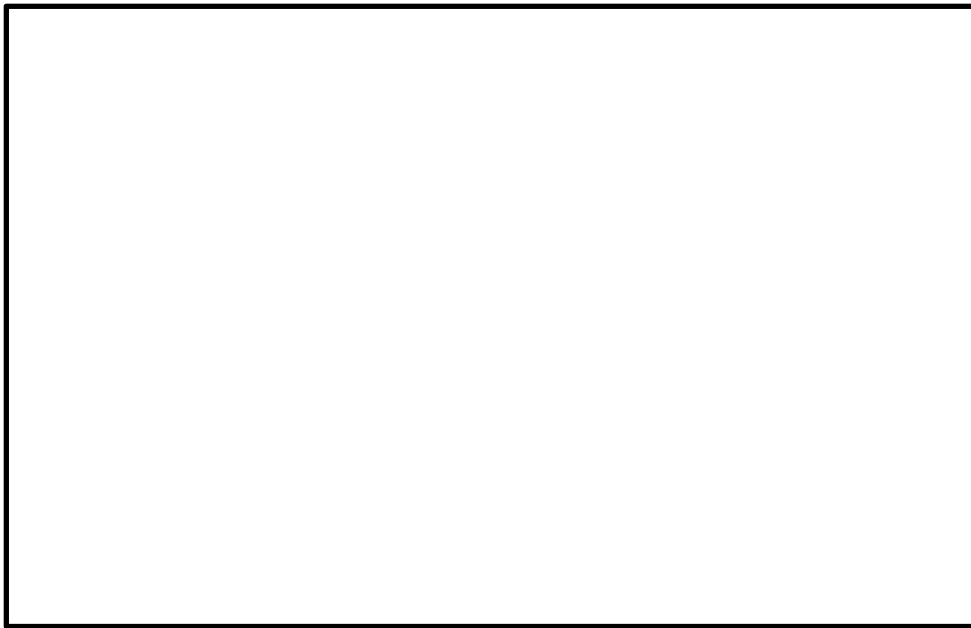


図 2.2.3-1 評価対象断面の選定に用いた地質断面図 ()

表 2.2.3-1 評価対象断面の選定に関する影響要因等の比較検討結果

2.3 評価対象断面への掘削箇所の反映

2.3.1 評価フロー（詳細）

安全対策工事に伴う掘削及び改造工事に伴う重量増加を踏まえた基礎地盤の安定性評価は、図 2.3.1-1 に示すフローに基づき行う。

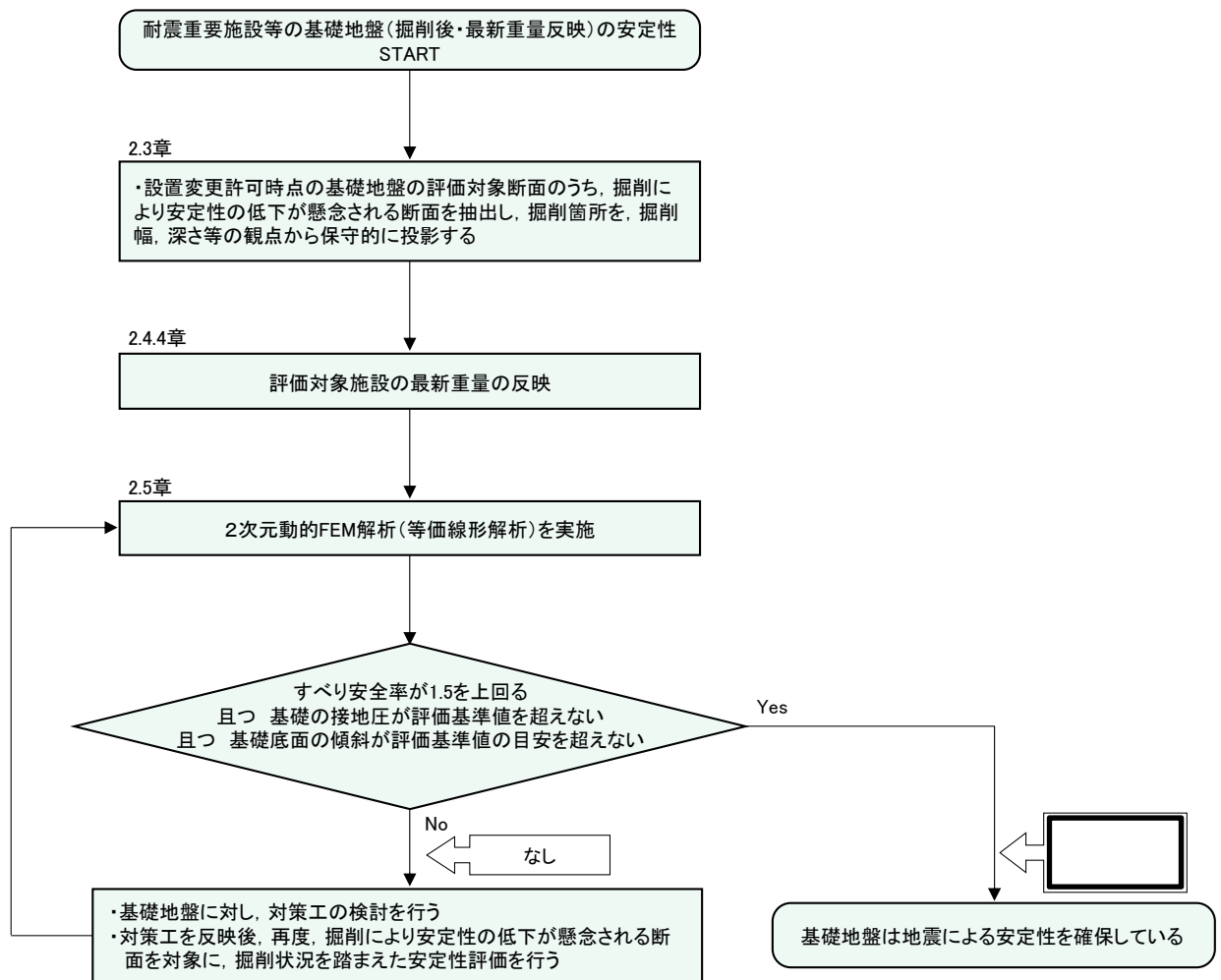


図 2.3.1-1 基礎地盤の安定性評価における掘削及び重量増加を踏まえた検討フロー図

2.3.2 掘削による安定性の低下が懸念される評価対象断面の抽出

2.2章で記載した設置変更許可段階における耐震重要施設等の基礎地盤の評価対象断面及び掘削箇所的位置図を図2.3.2-1に示す。このうち、掘削による安定性の低下が懸念される評価対象断面は、2.2章で記載したとおり、の掘削箇所周辺に位置する及びである。

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

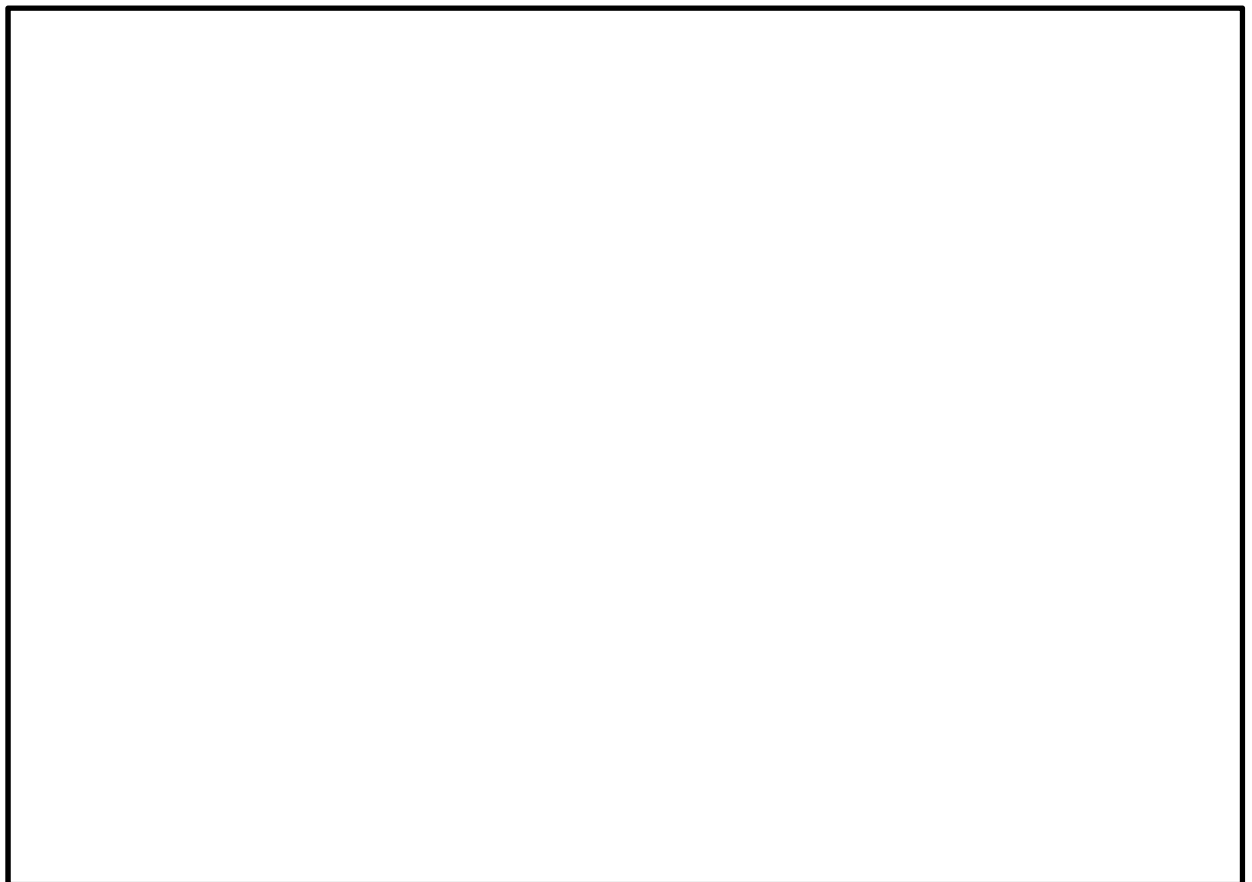


図 2.3.2-1 評価対象断面及び掘削箇所的位置図

2.3.3 掘削形状の投影

掘削による安定性の低下が懸念される評価対象断面である、
 及び に対し、以下の
とおり、掘削箇所を投影する。

- は、掘削箇所を通過する断面である
ことから、断面位置における掘削形状である幅 及び掘削深さ を反
映する。
- は、掘削箇所を通過しない断面であ
ることから、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、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。

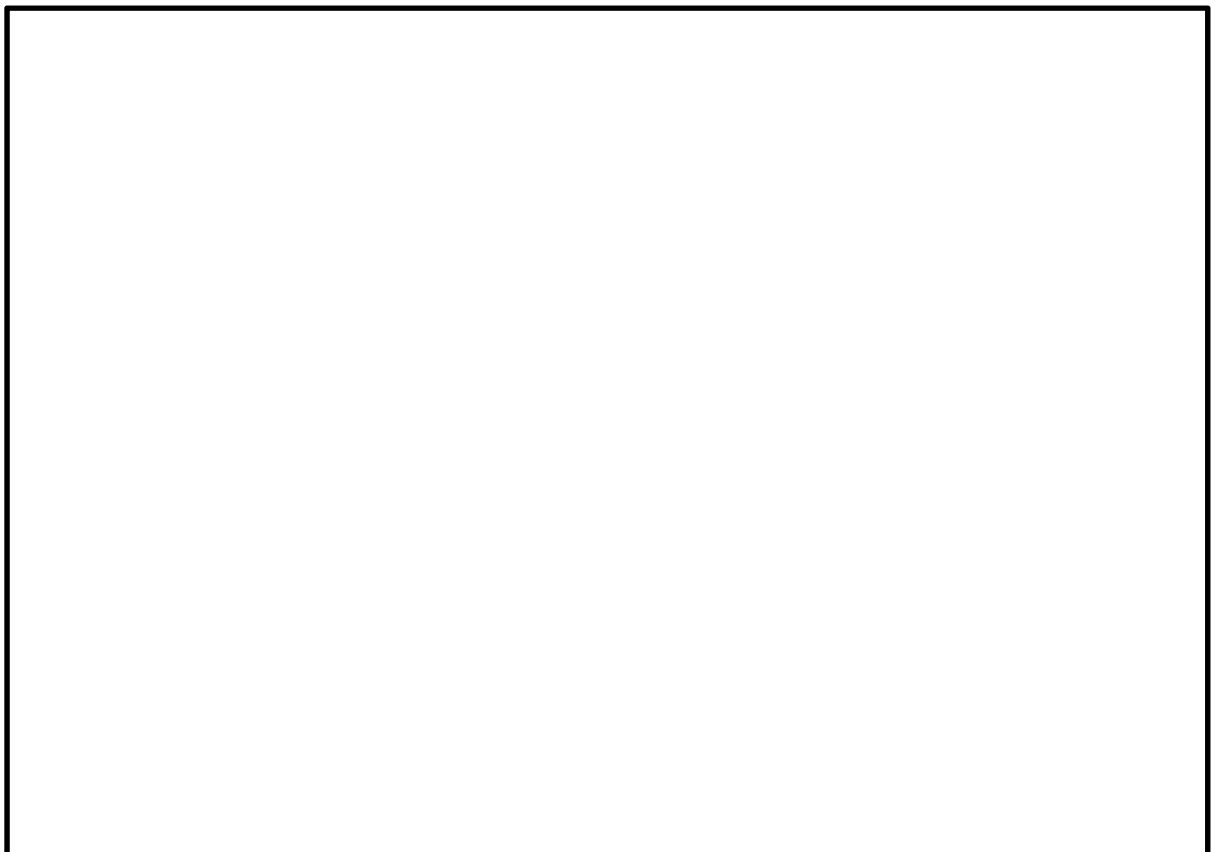


図 2.3.3-1 断面位置図 (及び)

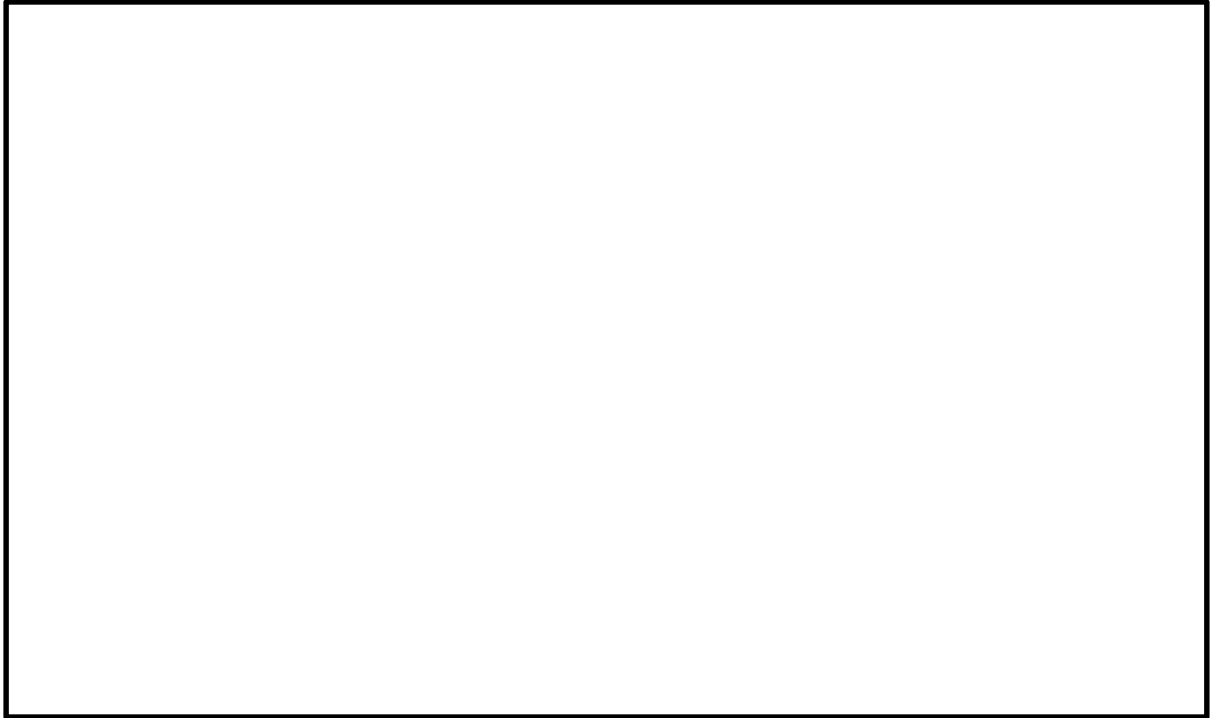


图 2.3.3-2 断面图（掘削箇所投影）

2.4 解析方法

2.4.1 評価方針

掘削による安定性の低下が懸念される評価対象断面である []
 [] 及び [] について、基準地震動 S_s に対する 2次元動的 FEM 解析（全応力解析）（以下「動的解析」という。）を実施し、基礎地盤のすべり、支持力及び基礎底面の傾斜に関する安定性評価を実施する。

解析条件は、設置変更許可時と同様とする。

2.4.2 地震応答解析手法

動的解析は、周波数応答解析手法を用い、D級岩盤、埋戻土、盛土、旧表土及びシームについては、等価線形化法により動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性を考慮する。なお、常時応力は、地盤の自重計算により求まる初期応力、基礎掘削に伴う解放力及び施設・埋戻土の荷重を考慮した有限要素法による 2次元静的解析により求める。

基礎地盤のすべりに対する安定性は、動的解析により求まる地震時増分応力と常時応力を重ね合わせた地震時応力を用い、想定すべり面におけるすべり安全率により評価する。想定すべり面については、図 2.4.2-1 に示す設置変更許可時と同様の方法により設定する。すべり安全率は、想定すべり面上の応力状態を基に、すべり面上のせん断抵抗力の和をすべり面上のせん断力の和で除して求める。ただし、地下水位以深の埋戻土、盛土については、液状化の発生に伴い、地盤が応力を受け持たずに流動化し、地盤応力は限りなく小さくなると考えられることから、すべり面上のせん断力及びせん断抵抗力は考慮しない。

基礎地盤の支持力に対する安定性は、動的解析により求まる施設底面の地盤の地震時増分応力と常時の応力を重ね合わせた地震時の最大接地圧により評価する。

基礎底面の傾斜に対する安定性は、動的解析により求まる地震時の基礎底面両端の鉛直相対変位を基礎底面幅で除して求めた傾斜により評価する。

地震応答解析に用いたコードを表 2.4.2-1 に示す。

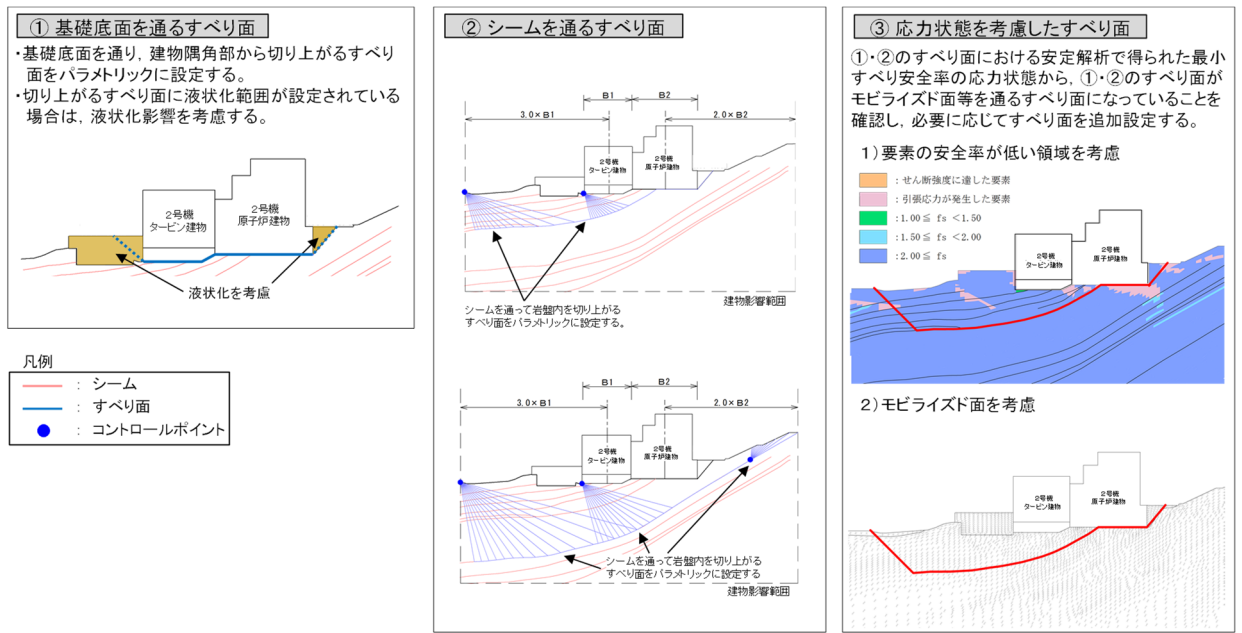


図 2.4.2-1 想定すべり面の設定方法

表 2.4.2-1 基礎地盤の地震応答解析に用いたコード

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

2.4.3 入力地震動の策定

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

対象とする地震動は、「2.5 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 $S_s - N1$ とし、水平地震動及び鉛直地震動の位相反転を考慮する。

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

2.4.4 解析モデルの設定

解析モデルは、設置変更許可段階における地盤安定性評価と同様、地盤は平面ひずみ要素、シームはジョイント要素でモデル化する

(1) 解析用要素分割図

[] の代表断面である [] 及び [] について、安全対策工事に伴う掘削形状を反映した解析用要素分割図を図 2.4.4-1 及び図 2.4.4-2 に示す。

掘削形状は、図 2.4.4-3 のとおり、設置変更許可時の解析モデルを用い、実際の掘削形状を包絡するよう保守的に掘削形状を設定した。

また、設置変更許可段階における隣接施設のモデル化の考え方を図 2.4.4-4 に示す。埋戻土中の地中構造物である []

[] については、地盤応答に与える影響は軽微と考えられることから、施設としてモデル化せず、埋戻土でモデル化する。

なお、地中構造物のうち、 [] [] については、一部岩盤中に位置するが、埋戻土と同様、地盤応答に与える影響が軽微と考えられること、及び施設の空洞部分も岩盤とするため、重量の観点から保守的な評価となることから、当該箇所は岩盤でモデル化する。



图 2.4.4-1 解析用要素分割图 ()

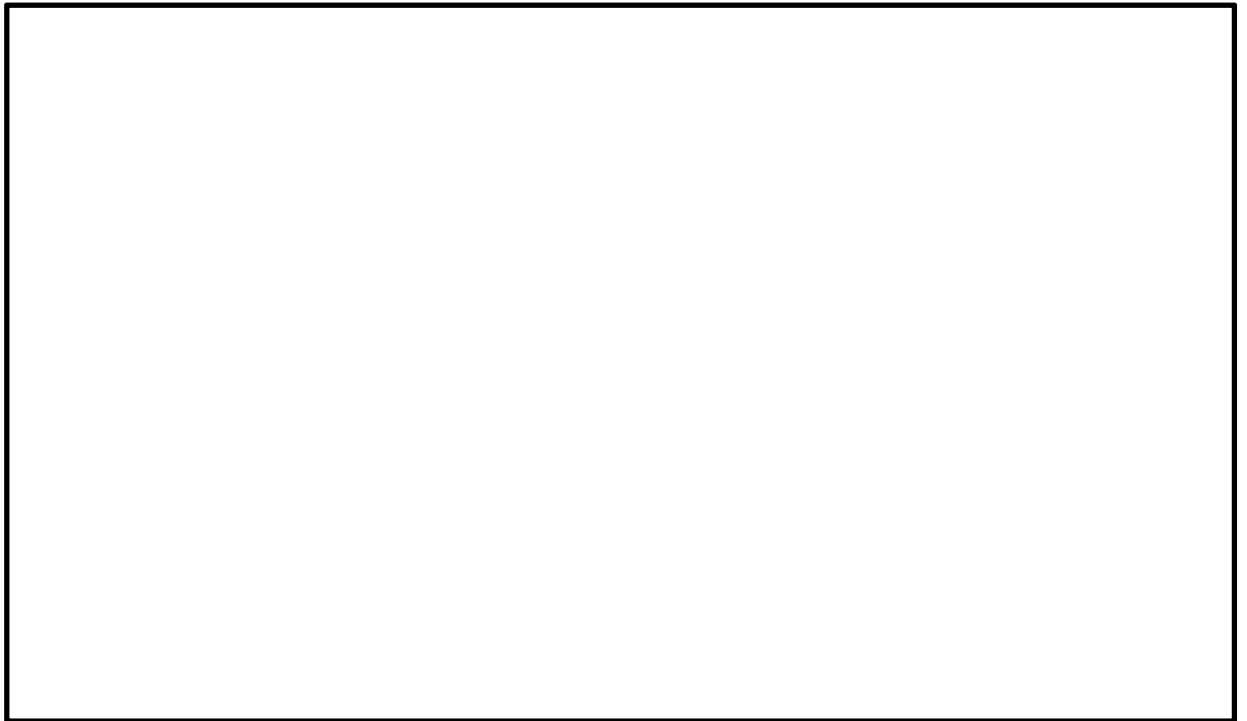


图 2.4.4-2 解析用要素分割图 ()

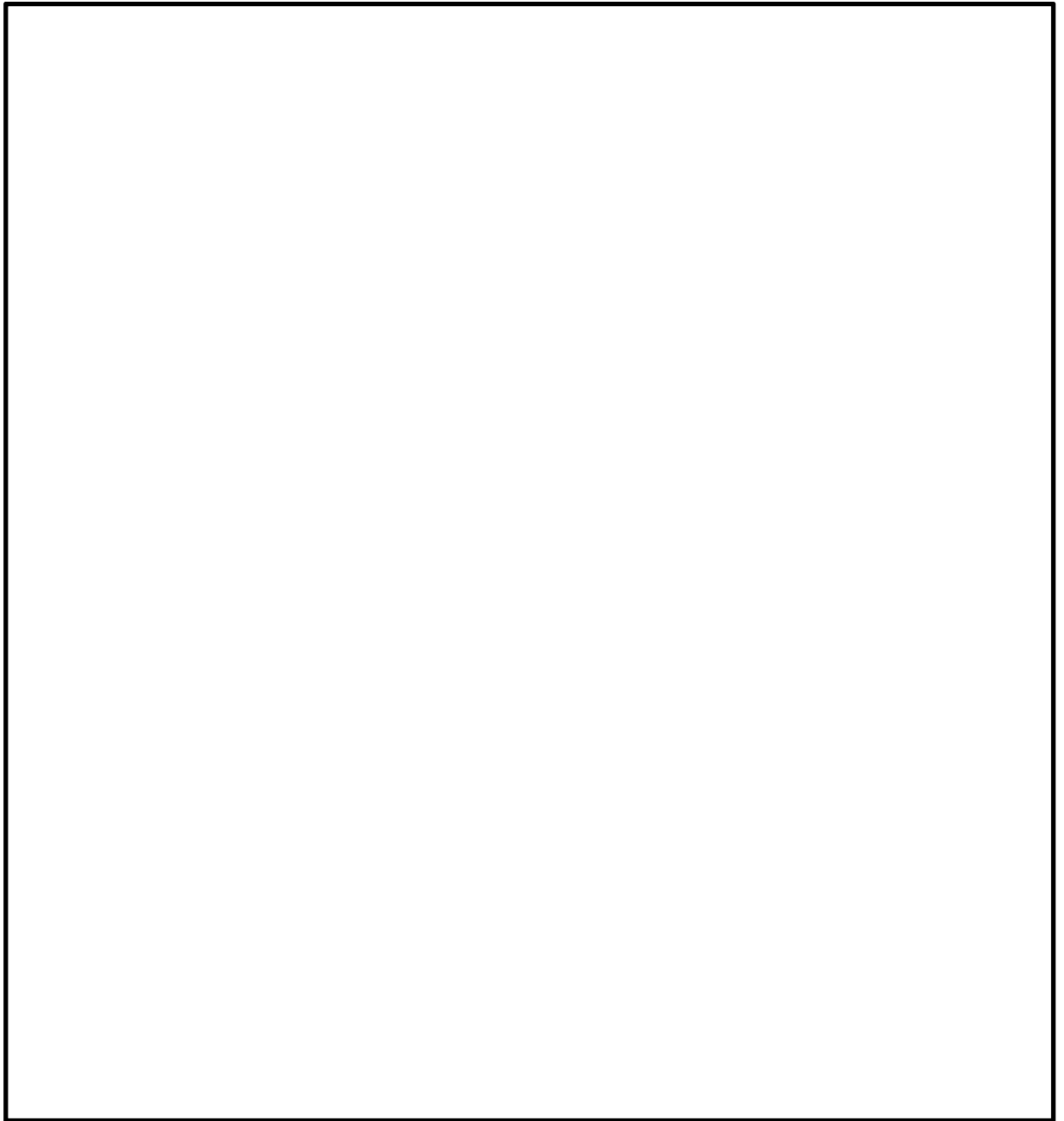


図 2.4.4-3 掘削形状の反映方法

隣接施設のモデル化の考え方

・代表施設の隣接施設は、以下の方針でモデル化を行う。

解析領域内に配置される代表施設の隣接施設を対象とし、以下の観点からモデル化を行う。

【埋戻土中の地中構造物】

- ・地盤応答に与える影響は軽微と考えられることから、施設としてモデル化せず、埋戻土でモデル化する。施設の空洞部分も埋戻土とするため、重量の観点から保守的な評価となる。
- ・評価対象施設の奥行方向の範囲において、隣接施設周辺に埋戻土が存在する場合は、液状化を考慮する。(下図参照)

【上記以外の施設】

- ・施設重量が相対的に大きい場合(代表施設の1割程度とする)、代表施設基礎地盤の地盤応答に影響を与える可能性があることから、施設としてモデル化する。

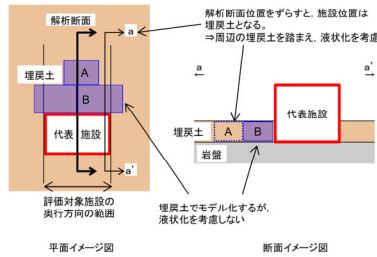


図 2.4.4-4(1) 隣接施設のモデル化の考え方
(設置変更許可段階まとめ資料より抜粋)

図 2.4.4-4(2) 隣接施設のモデル化の考え方

(設置変更許可段階まとめ資料より抜粋)

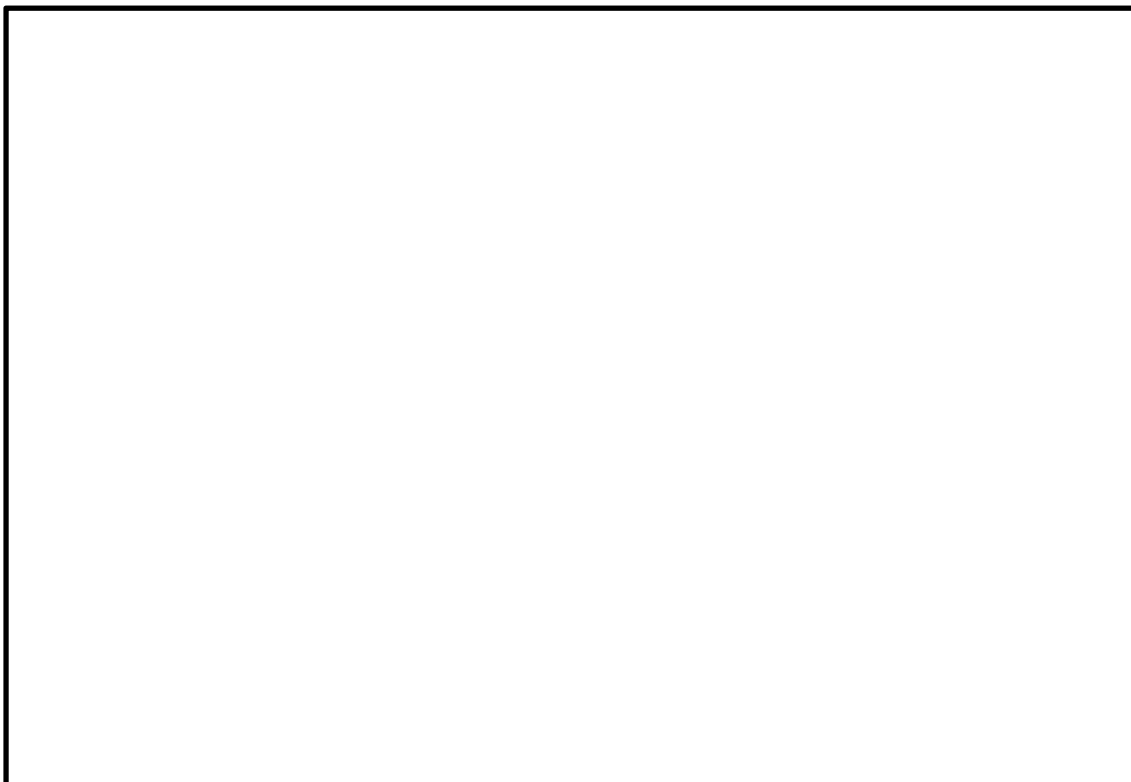


図 2.4.4-4(3) 隣接施設のモデル化の考え方 ()
(設置変更許可段階まとめ資料より抜粋)

(2) 建物重量について

[]に記載している、設備の補強や追加等の改造工事に伴う各建物の主要な増加重量及び増加重量比を表 2.4.4-1 に示す。

いずれの建物も増加重量比は1%以下と小さく、重量増加が地盤安定性評価に与える影響は極めて軽微と想定されるが、念のため、安全対策工事物量が最も多い []について、重量増加を反映した地盤の安定性評価を行う。

表 2.4.4-1 各建物の増加重量及び増加重量比

([] に加筆)

--

(3) 解析用建屋モデルの設定

設置変更許可段階における建物のモデル化方法を図 2.4.4-5 及び図 2.4.4-6 に、の解析モデルを図 2.4.4-7 に示す。

本解析では以下の理由から、設置変更許可時の建物モデルを流用し、フロア毎に重量増を反映することとする。

- ・ に記載している表 2.4.4-2 に示すとおり、補強等の改造工事に伴う重量の増加分を考慮した質点系モデル（以下「補強反映モデル」という。）の固有振動数は、今回工認用評価に用いている質点系モデル（以下「今回工認モデル」という。）の結果に比べて僅かに小さくなるものの、概ね同程度であること。
- ・ 地盤ばねを省略した多質点系モデル及び有限要素モデルの固有周期についても、増加重量前後で同程度であると考えられること。

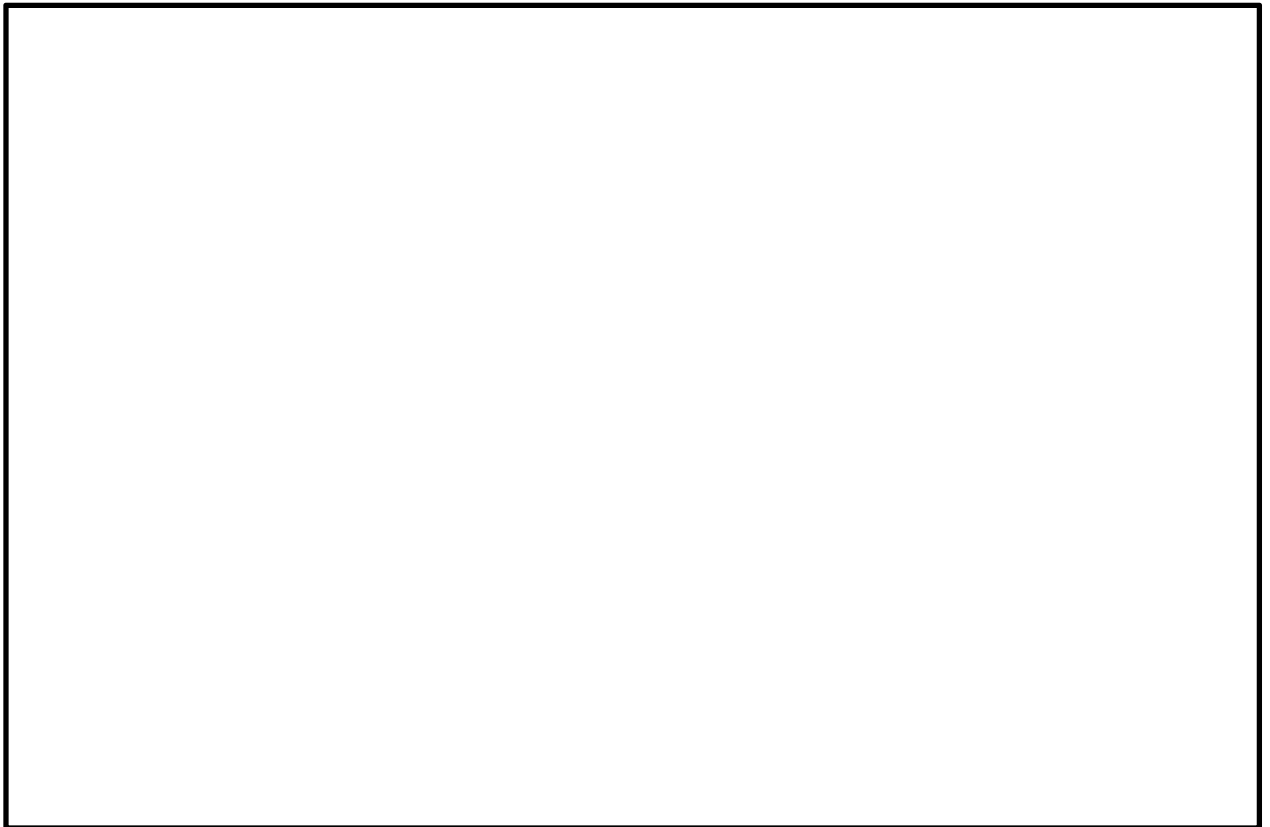


図 2.4.4-5 建物のモデル化方法（1 / 2）

（設置変更許可段階まとめ資料より抜粋）

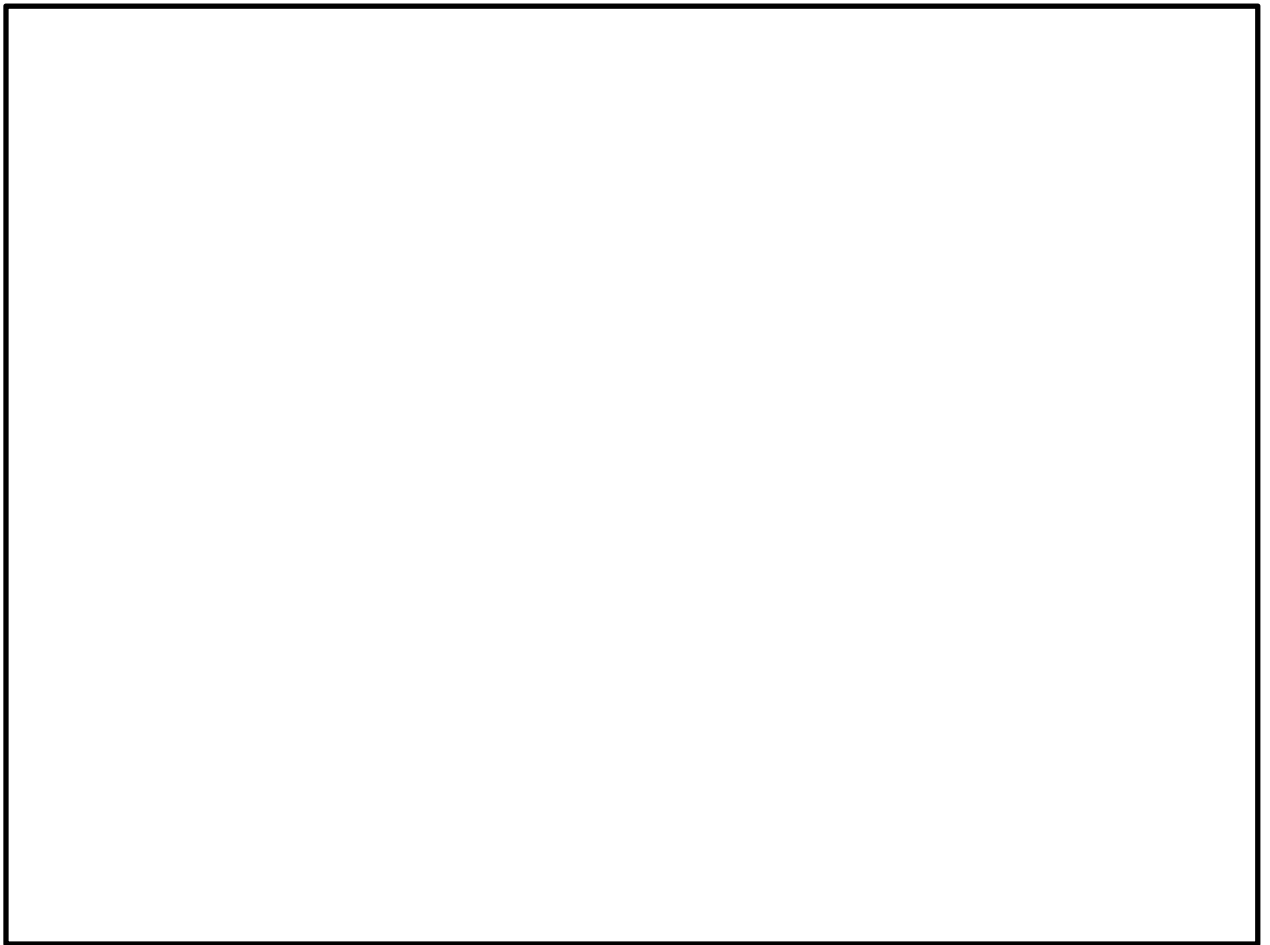


図 2.4.4-6 建物のモデル化方法 (2 / 2)
(設置変更許可段階まとめ資料より抜粋)

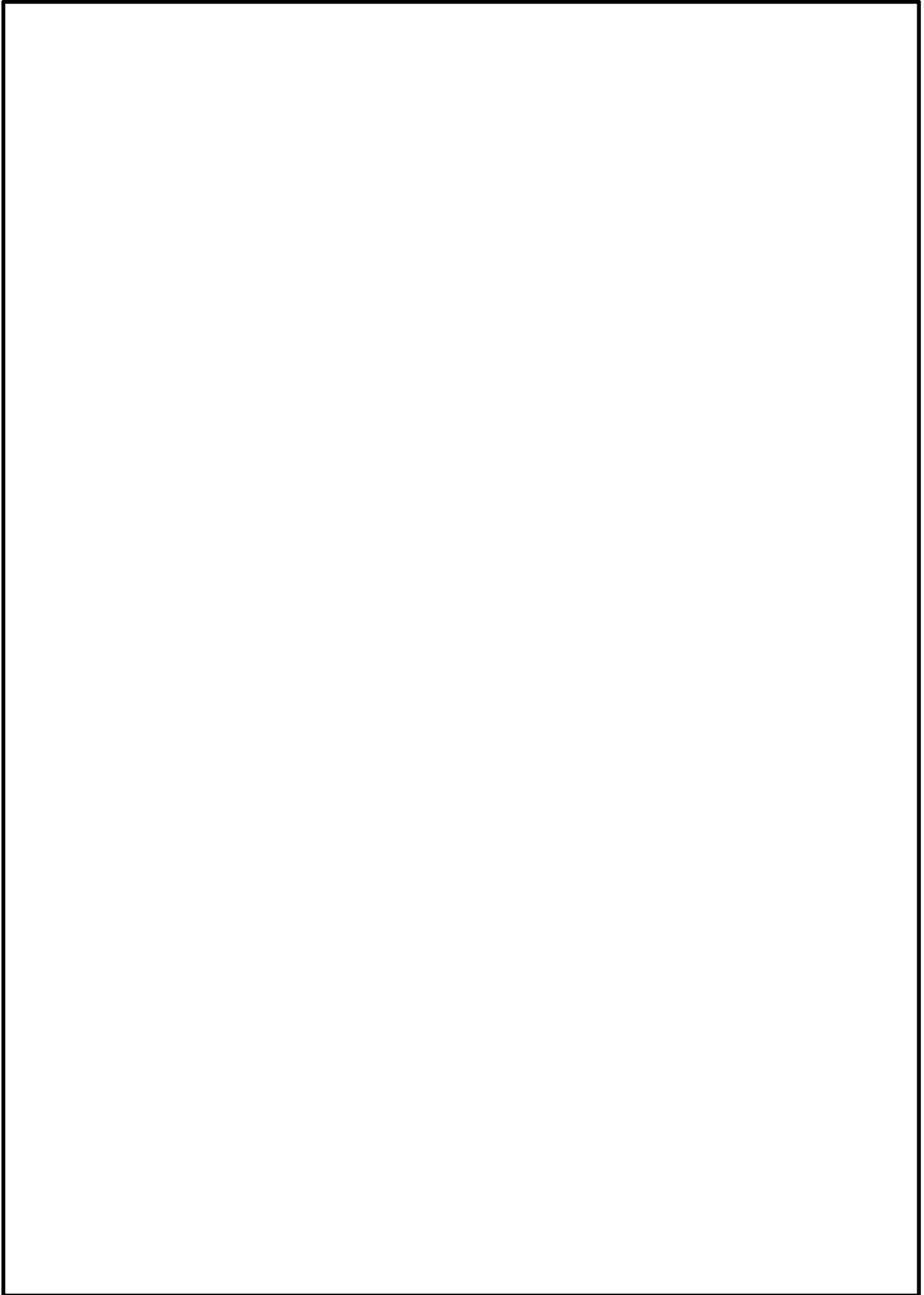


図 2.4.4-7 設置変更許可段階における の解析モデル
(設置変更許可段階まとめ資料より抜粋)

表 2.4.4-2 質点系モデルにおける固有値解析結果の比較

( 抜粋)



2.4.5 解析用物性値の設定

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」に基づき設定する。評価に用いる解析用物性値を表 2.4.5-1～表 2.4.5-3 に示す。

表 2.4.5-1 解析用物性値 (その1)

	物理特性	強度特性			静的変形特性			動的変形特性		減衰特性
		せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E ($\times 10^5$ N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d ($\times 10^3$ N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h	
真岩	C _H 級	1.14	54	1.48 $\sigma^{0.72}$	3.74	0.19	表2.4.5-2 解析用物性値(その2) 参照	0.03		
	C _M 級	0.92	54	0.34 $\sigma^{0.54}$	1.95	0.20				
	C _L 級	0.28	45	0.34 $\sigma^{0.54}$	0.54	0.20				
岩盤 (成相寺層) 頁岩と凝灰 岩 の互層	C _H 級	1.14	54	1.28 $\sigma^{0.72}$	3.74	0.19				
	C _M 級	0.92	54	0.34 $\sigma^{0.54}$	1.95	0.20				
	C _L 級	0.28	28	0.34 $\sigma^{0.54}$	0.43	0.20				
凝灰岩・ 凝灰角礫岩	C _H 級	1.54	55	1.28 $\sigma^{0.72}$	7.78	0.19				
	C _M 級	1.14	47	0.34 $\sigma^{0.54}$	1.47	0.20				
	C _L 級	0.60	28	0.34 $\sigma^{0.54}$	0.43	0.25				
ドレイait	C _H 級	2.14	52	1.56 $\sigma^{0.72}$	7.78	0.22				
	C _M 級	1.58	52	0.36 $\sigma^{0.54}$	1.47	0.25				
	C _L 級	0.83	43	0.36 $\sigma^{0.54}$	0.43	0.25				
岩盤 (貫入岩) 安山岩	C _H 級	2.14	52	1.56 $\sigma^{0.72}$	7.78	0.25				
	C _M 級	1.58	52	0.36 $\sigma^{0.54}$	1.47	0.25				
	C _L 級	0.83	43	0.36 $\sigma^{0.54}$	0.43	0.25				

表 2.4.5-2 解析用物性値 (その2)

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

表 2.4.5-3 解析用物性値 (その3)

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

注記*1: 「海底堆積物, 崖堆積物」は, 主要構成地質(礫混り砂質土・礫混り粘性土)が盛土と同じであること, 及び評価対象の基礎地盤及び周辺斜面に対して地震時安定性への影響が軽微であることから, 「埋戻土・盛土」の値を流用

*2: 「旧表土」は, 2号機南側盛土斜面のみに使用

*3: 「MMR」は, 1・2号機タービン建物直下のみに使用

*4: σ は直応力(N/mm²), γ はせん断ひずみ

2.4.6 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 1σ による低減を実施した強度特性とする。

2.4.7 地下水位の設定

基礎地盤の安定性評価における地下水位は、地表面に設定する。

2.4.8 基礎地盤の常時応力解析

常時応力解析は，施工順序を考慮し，図 2.4.8-1 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。

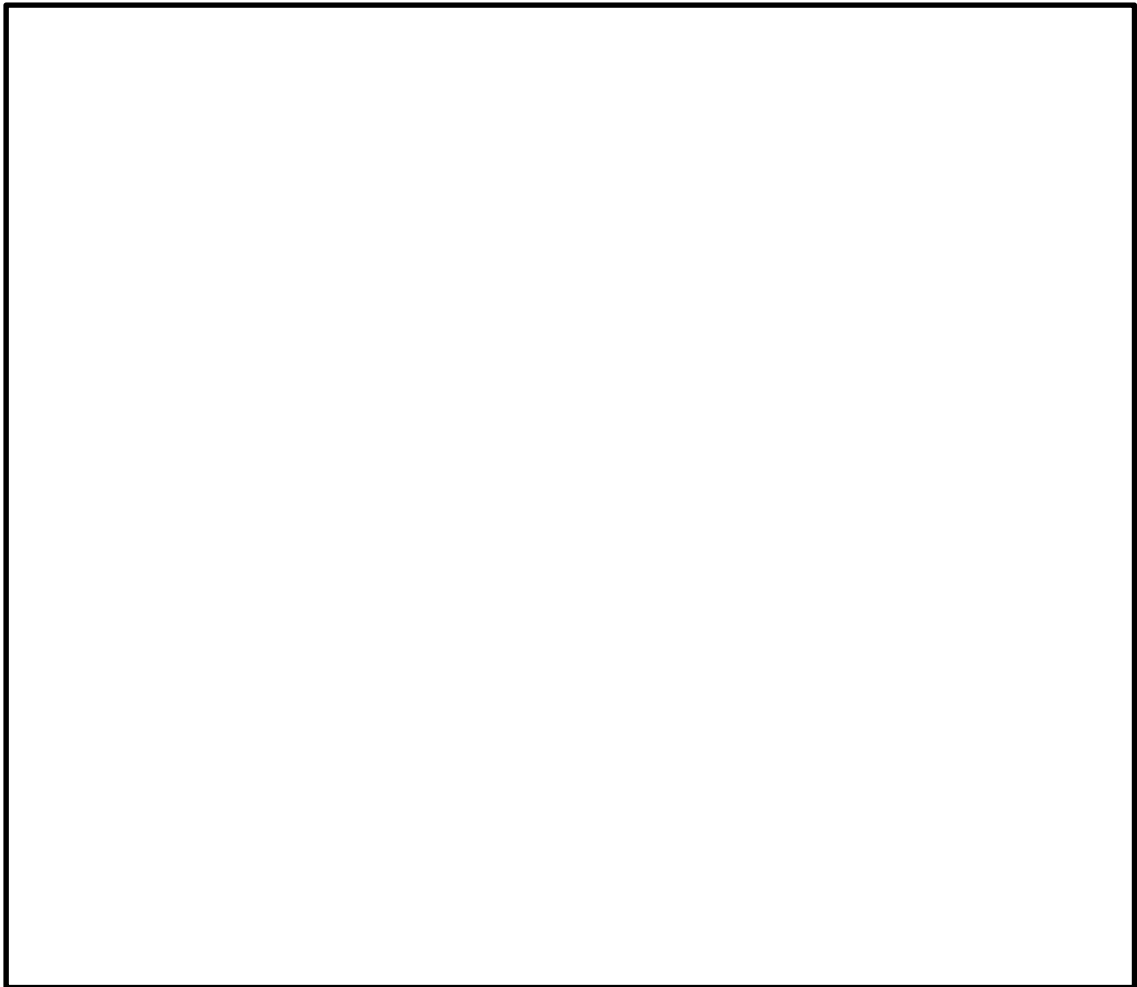


図 2.4.8-1 常時応力解析のステップ図

2.5 評価結果

2.5.1 すべり安定性

(1) [] の安定性評価

a. すべり安全率

[] のすべり安全率評価結果を表 2.5.1-1～表 2.5.1-4 に示す。最小すべり安全率が評価基準値 1.5 を上回っており、基礎地盤は、地震力によるすべりに対して十分な安全性を有していることを確認した。

表 2.5.1-1 すべり安全率評価結果 ()
(地盤物性：平均強度)

--

表 2.5.1-2 すべり安全率評価結果 ()

(地盤物性：平均強度)

--

表 2.5.1-3 すべり安全率評価結果 ()

(地盤物性：平均強度)

--

表 2.5.1-4 すべり安全率評価結果 ()

(地盤物性：ばらつきを考慮した強度)

--

b. 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2.5.1-1に、主応力図を図2.5.1-2に示す。

図2.5.1-1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[]及び掘削箇所周辺に認められるが、当該すべり面は[]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。

掘削箇所周辺の引張応力が発生した要素については、図2.5.1-2の主応力図に示すとおり、引張応力は最大で約 0.07N/mm^2 であり、[]を[]を下回ることから、進行性破壊が発生しないことを確認している。[]の引張応力が発生した要素については、図2.5.1-3に示す設置変更許可時の掘削前の解析結果と同様の分布となっており、静的非線形解析の結果、進行性破壊が発生しないことを確認していることから、掘削後においても進行性破壊が発生しないと考えられる。

また、図2.5.1-2に示す主応力図を確認した結果、[]では、直応力が引張となる角度は概ね 70° 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。

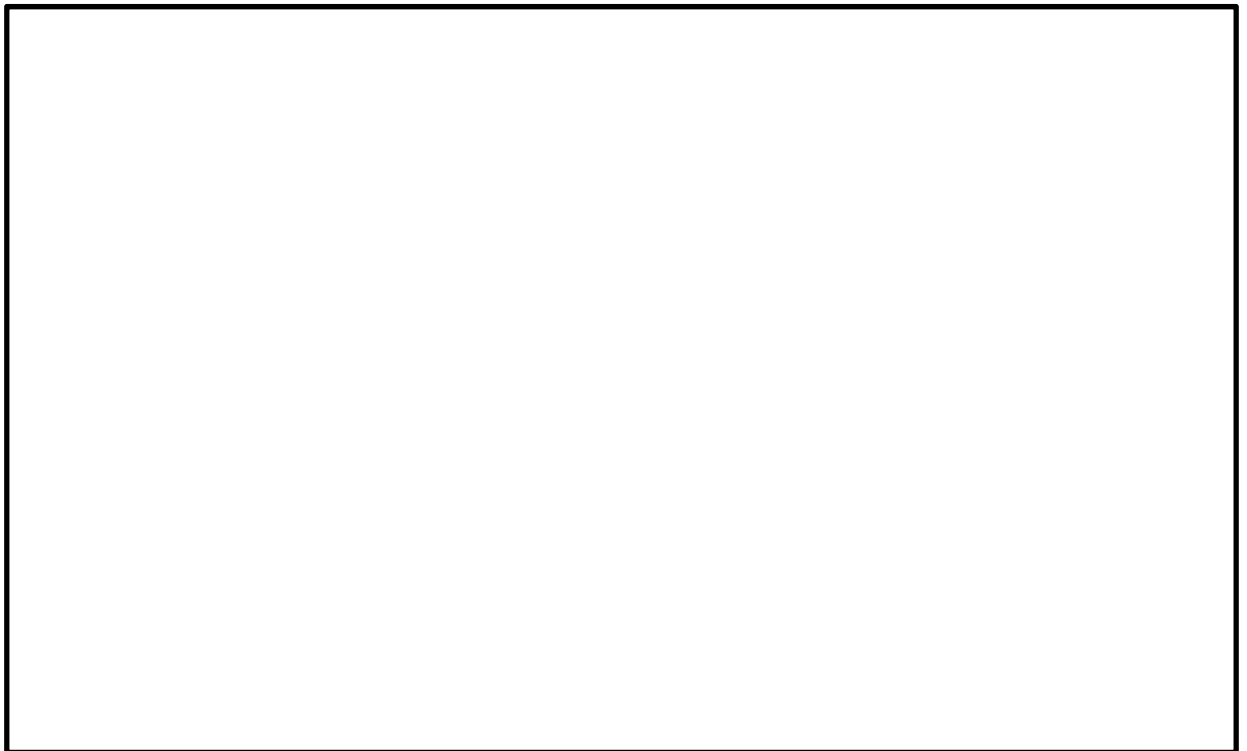


図 2.5.1-1 局所安全係数分布図 []

($S_s - D (+)$), $t=8.56$)

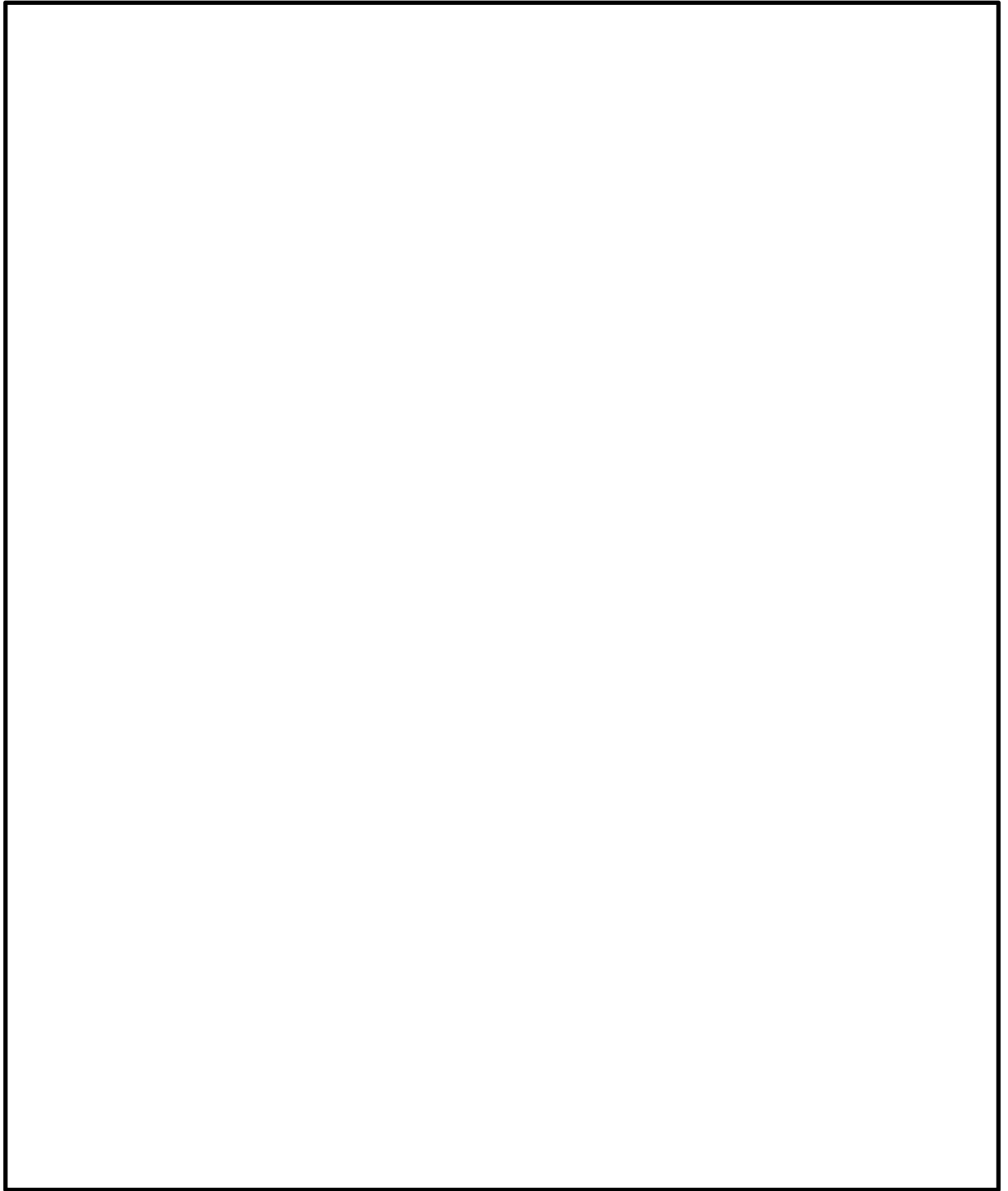


图 2.5.1-2 主应力图
($S_s - D(++)$, $t=8.56$)

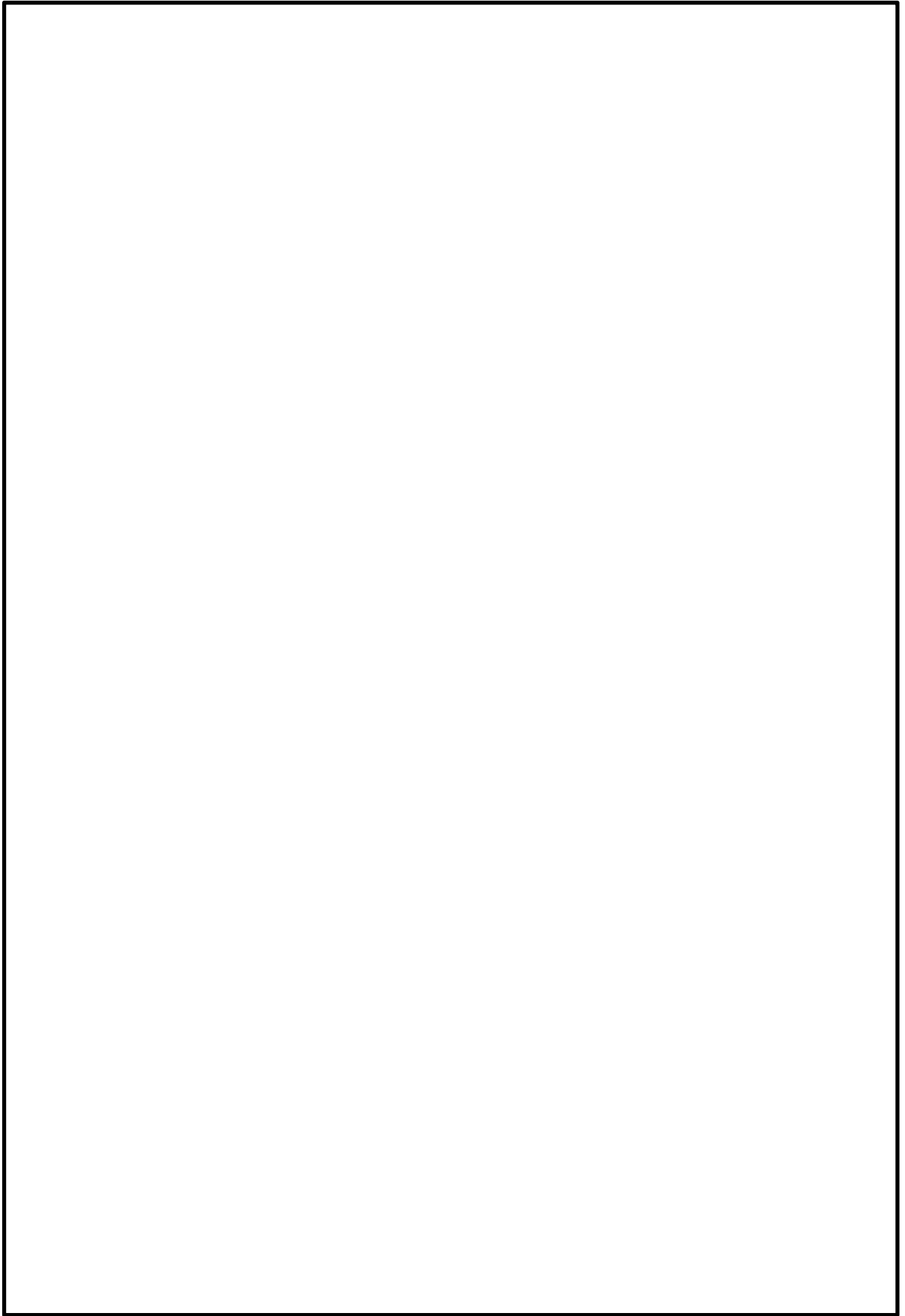


図 2.5.1-3 掘削前の静的非線形解析結果 ()
) (設置変更許可段階まとめ資料より抜粋)

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について、図 2.5.1-4 及び図 2.5.1-5 のとおり、主応力図を掘削前後で比較した。比較する際の地震動及び時刻は、掘削前後で最小安全率となる地震動が異なることから、掘削前において最小安全率を示す $S_s - D(-+)$ 、 $t = 8.92$ とした。

比較検討の結果、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した結果、以下の掘削による微小な応答変化により、掘削前よりすべり安全率が上昇したと考えられる。

- ・ の要素において、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。
- ・ において、掘削前にすべり面上の要素で発生していた引張応力が、掘削後では消失している。なお、これに伴い、最小安全率となるすべり線の角度が、15度から25度へ変わっている。

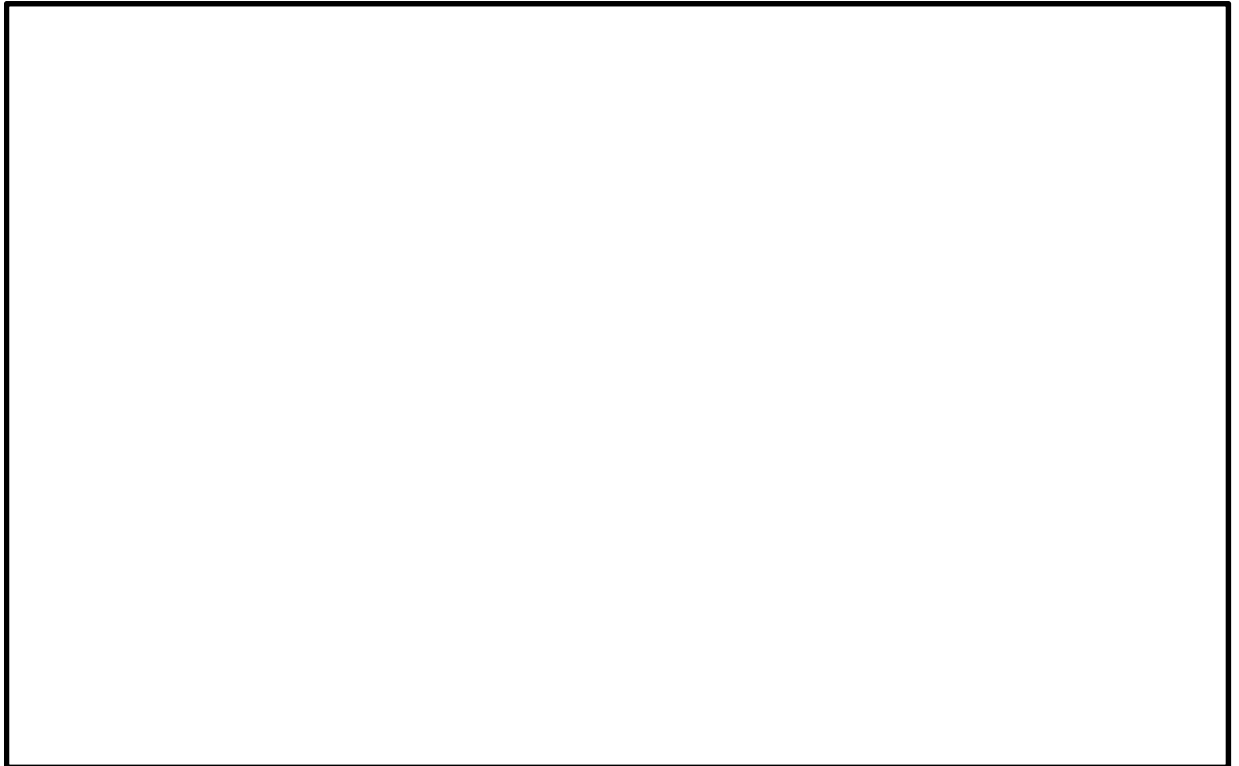


図 2.5.1-4 主応力図 [Redacted]

(掘削後 (全応力解析), $S_s - D (-+)$, $t = 8.92$)

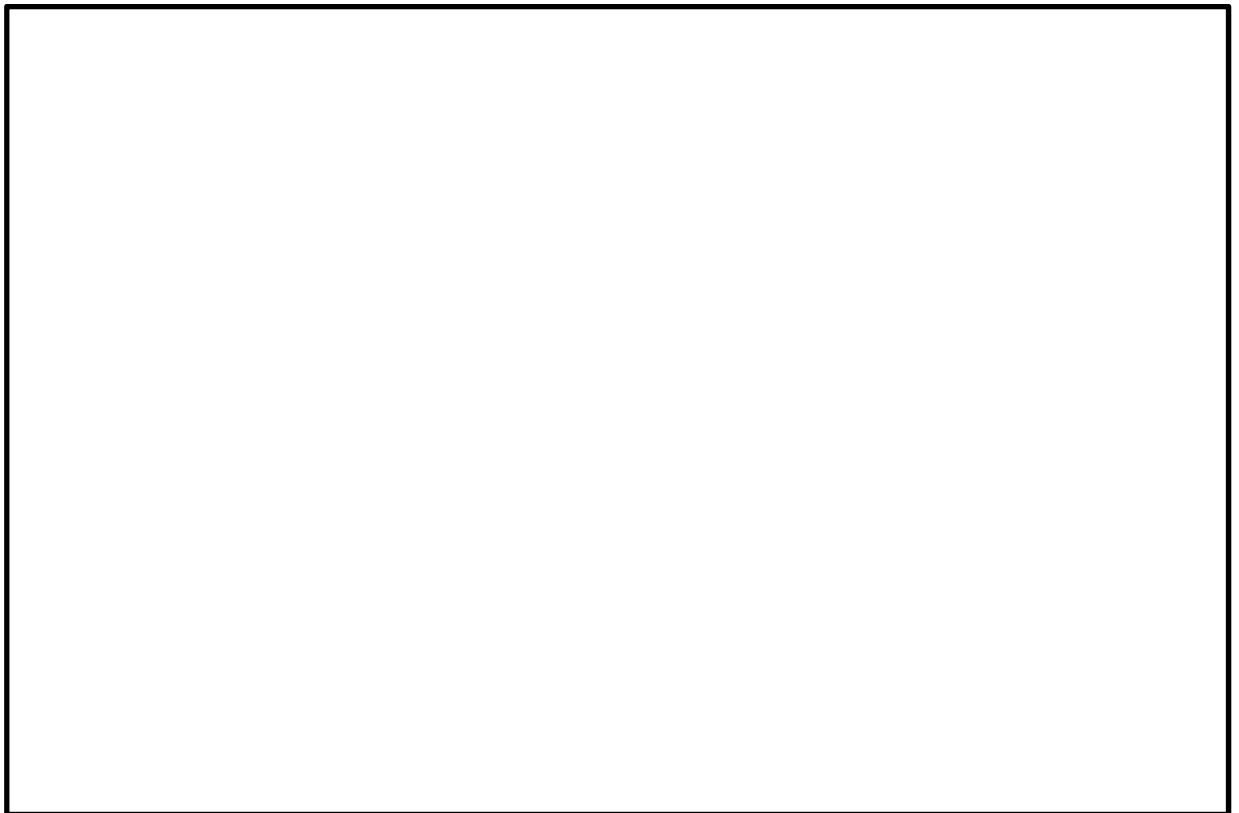


図 2.5.1-5 主応力図 [Redacted]

(掘削前 (全応力解析), $S_s - D (-+)$, $t = 8.92$)

(2) [redacted] の安定性評価

a. すべり安全率

[redacted] のすべり安全率評価結果を表 2.5.1-5～表 2.5.1-8 に示す。最小すべり安全率が評価基準値 1.5 を上回っており、基礎地盤は、地震力によるすべりに対して十分な安全性を有していることを確認した。

表 2.5.1-5 すべり安全率評価結果 ()

(地盤物性：平均強度)

--

表 2.5.1-6 すべり安全率評価結果 ()

(地盤物性：平均強度)

--

表 2.5.1-7 すべり安全率評価結果 ()

(地盤物性：平均強度)

--

表 2.5.1-8 すべり安全率評価結果 ()

(地盤物性：ばらつきを考慮した強度)

--

b. 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2.5.1-6に、主応力図を図2.5.1-7に示す。

図2.5.1-6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掘削箇所周辺に認められるが、当該すべり面は引張応力が発生した要素を通るすべり面となっている。

掘削箇所周辺の引張応力が発生した要素のうち、引張応力が [] に達した要素を図2.5.1-7に示す。引張強度に達した要素は局所的であること、これらの要素を通過するすべり面のすべり安全率は33.79と十分に大きいことから、進行性破壊は発生しないと考えられる。 [] においては、引張応力が発生した要素は局所的であることから、進行性破壊は発生しないと考えられる。

また、図2.5.1-7に示す主応力図を確認した結果、 [] では、直応力が引張となる角度は概ね60°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。

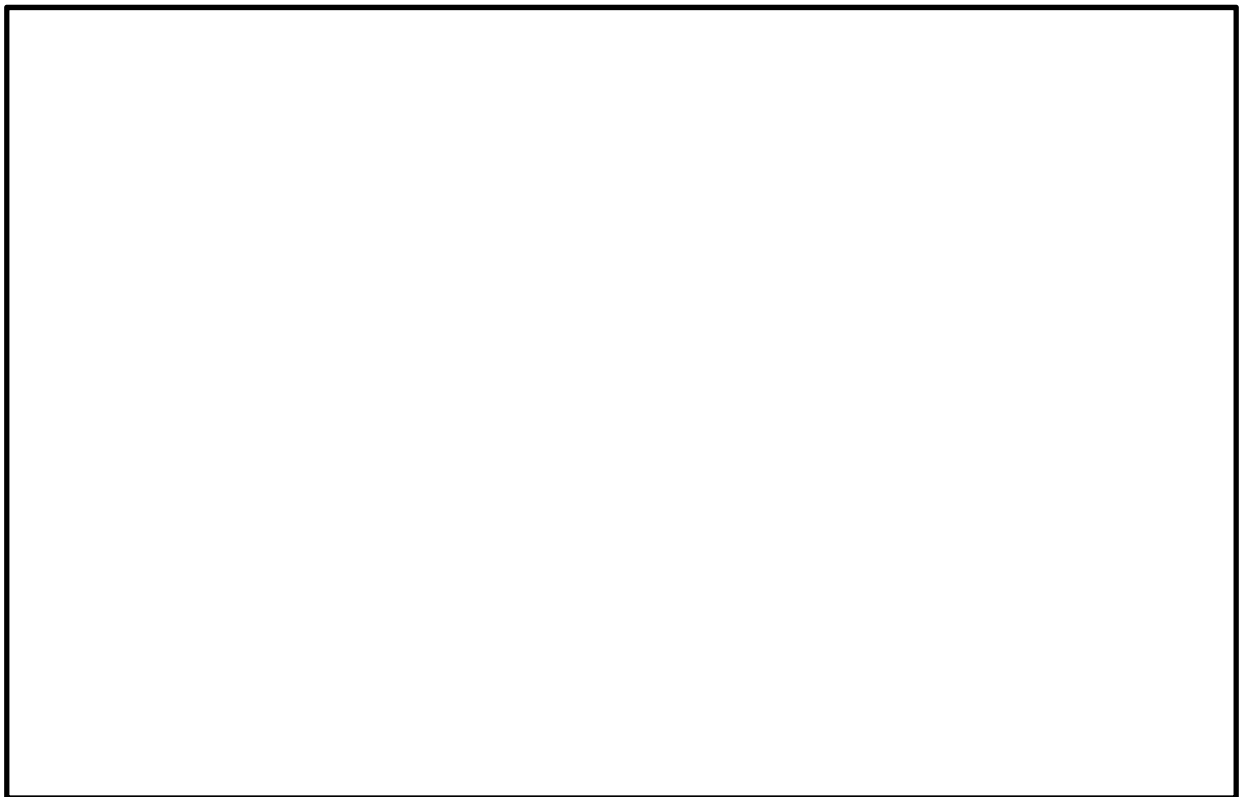


図2.5.1-6 局所安全係数分布図 ([])

(S s - N 1 (++) , t=7.39)

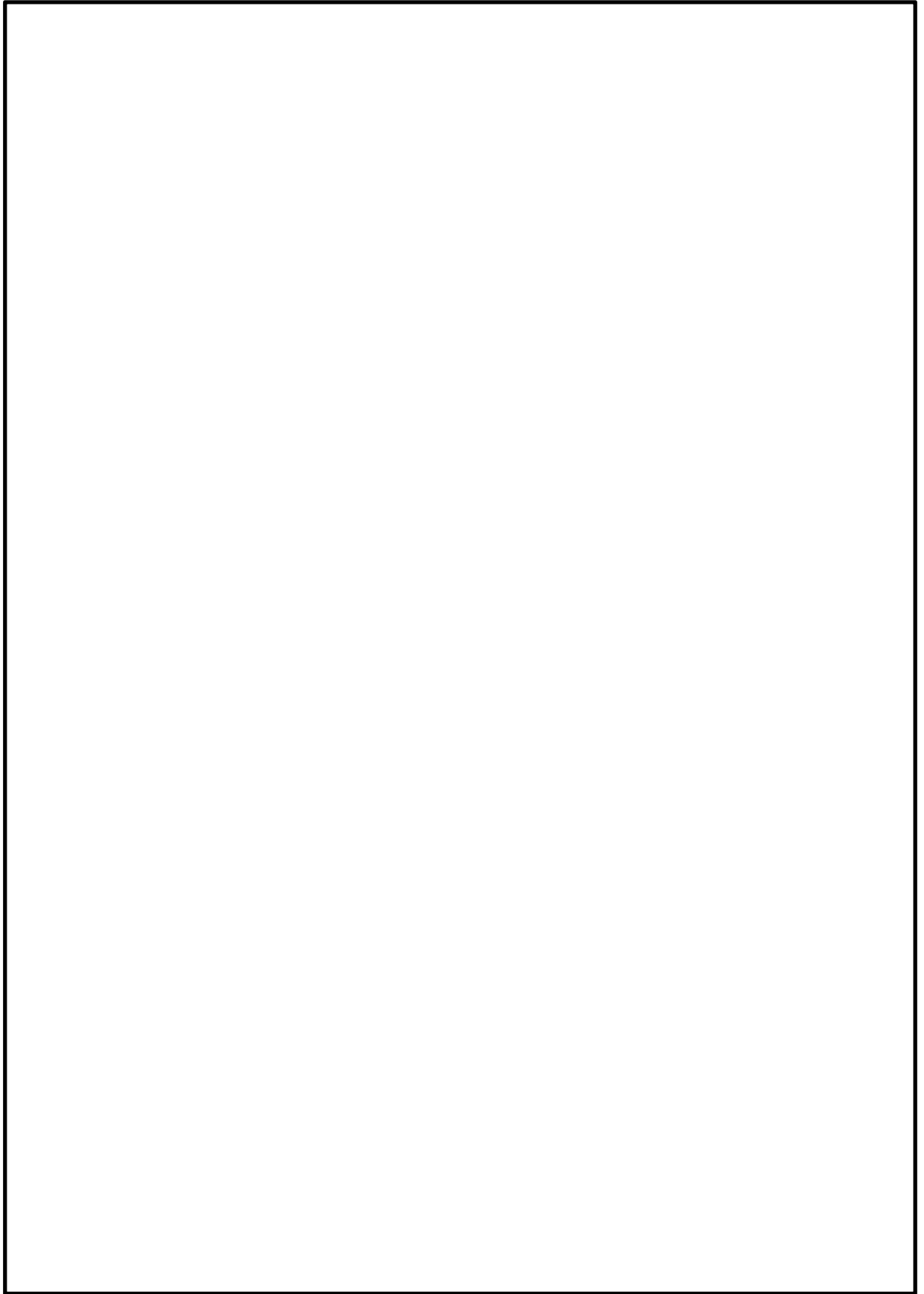


图 2.5.1-7 主应力图 ()
(S s - N 1 (+ +) , t = 7.39)

2.5.2 基礎地盤の支持力

基礎地盤の支持力評価結果を表 2.5.2-1 に示す。地震時最大接地圧が評価基準値 9.8 N/mm^2 を下回っており、基礎地盤は十分な支持力を有していることを確認した。

表 2.5.2-1 基礎地盤の支持力評価結果

--

2.5.3 基礎底面の傾斜

基礎底面の傾斜評価結果を表 2.5.3-1 に示す。最大傾斜が評価基準値の目安を下回っており、基礎地盤が施設の安全機能を損なうおそれがない地盤であることを確認した。

表 2.5.3-1 基礎底面の傾斜評価結果

--

3. 周辺斜面の安定性評価

3.1 評価フロー

周辺斜面の地震時の安定性評価のフローを図 3.1-1 に示す。

本章では、設置変更許可時に選定した評価対象斜面に関して、安全対策工事に伴う掘削を踏まえた耐震重要施設等の周辺斜面のすべり安定性評価を実施する。

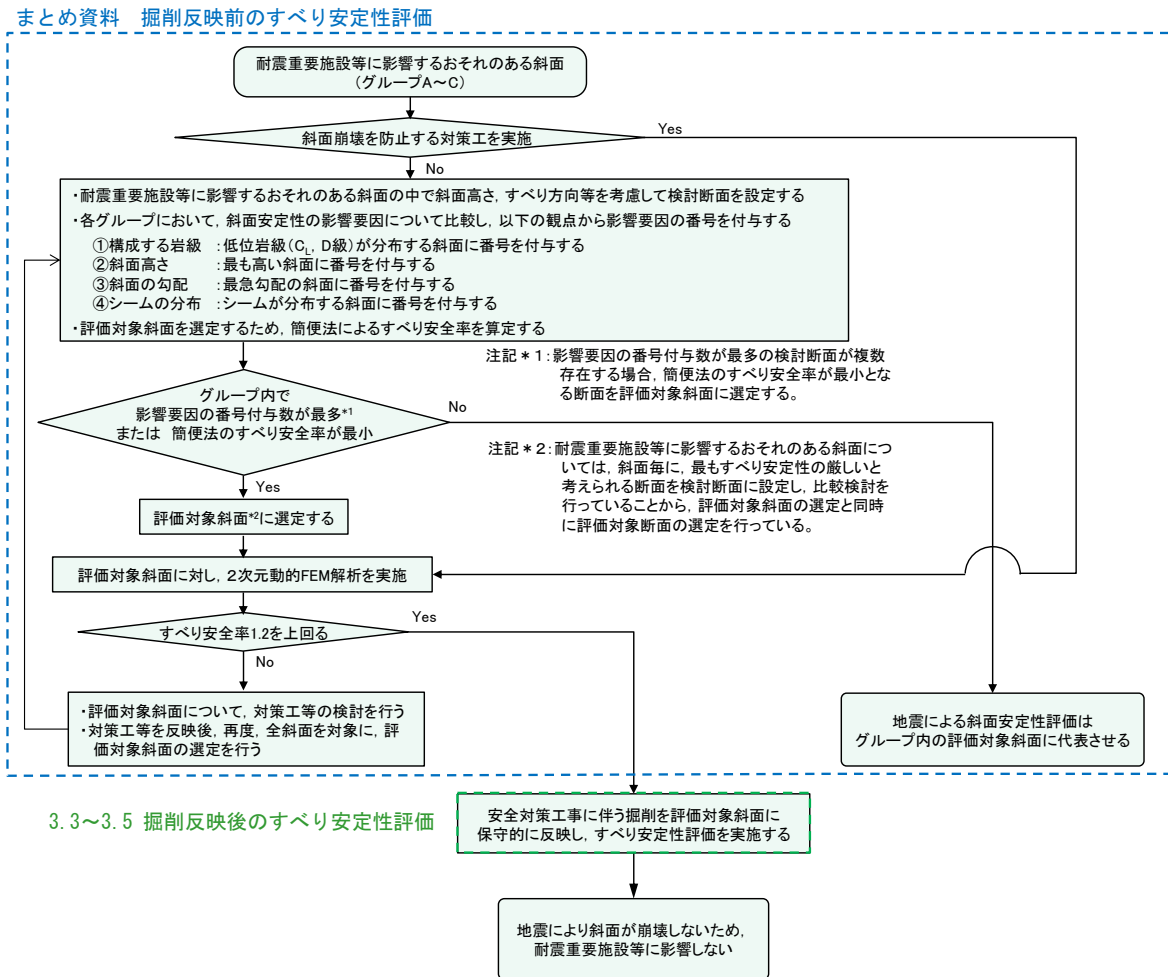


図 3.1-1 周辺斜面の評価フロー (全体概要)

3.2 設置変更許可時における周辺斜面の評価対象斜面の選定に係る概要

3.1章のとおり，設置変更許可時の評価対象斜面に保守的に掘削形状を反映することから，設置変更許可時における周辺斜面の評価対象斜面の選定に係る概要を以下に示す。

3.2.1 耐震重要施設等に影響するおそれのある斜面の網羅的な抽出

設置変更許可時における耐震重要施設等周辺斜面の安定性評価においては，図3.2.1-1に示すとおり，耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設と周辺斜面の離隔距離に基づき，耐震重要施設等に影響するおそれのある斜面を網羅的に抽出し，評価を実施した。

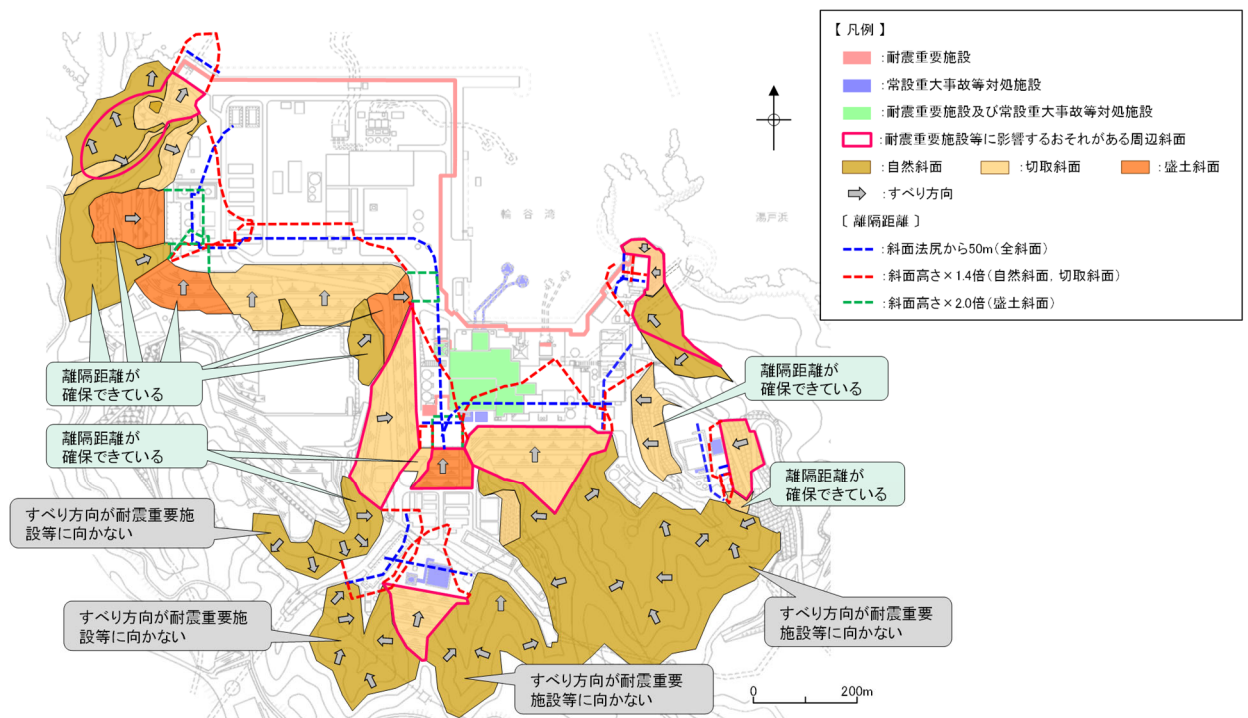


図 3.2.1-1 耐震重要施設等に影響するおそれのある斜面の抽出結果

3.2.2 耐震重要施設等に影響するおそれのある斜面の分類

周辺斜面の安定性評価を実施する評価対象斜面は、耐震重要施設等に影響するおそれのある斜面について、地盤の種類（岩盤斜面、盛土斜面）及び法尻標高により3つのグループに分類した。評価対象斜面の分類結果を図3.2.2-1に示す。

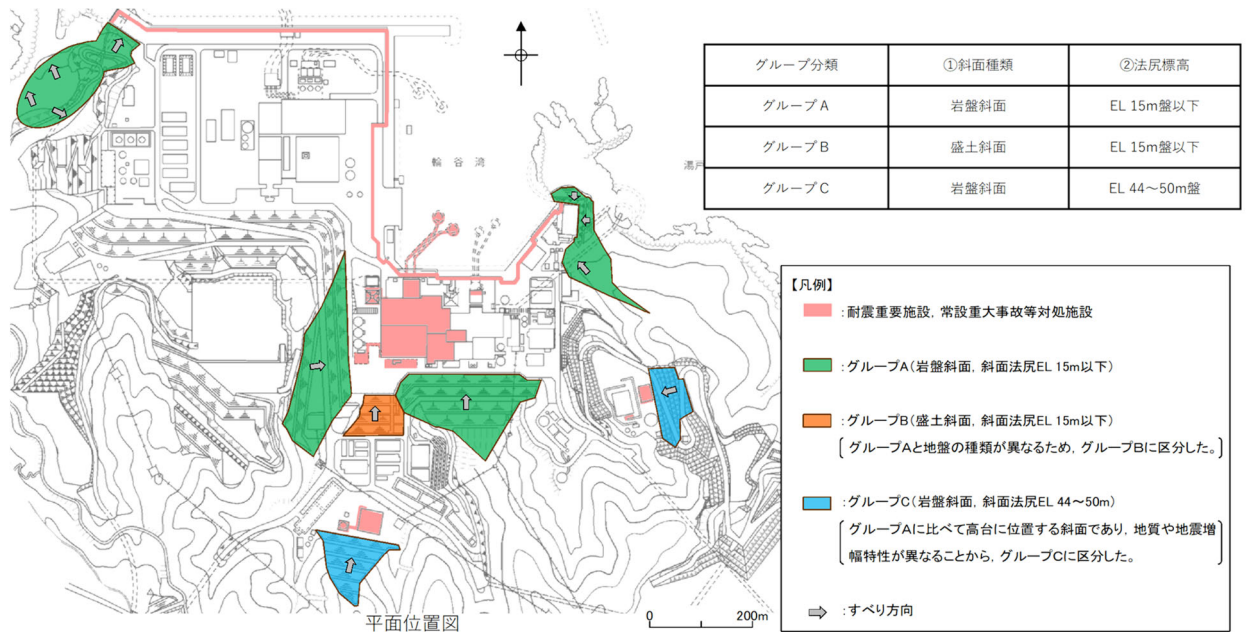


図 3.2.2-1 耐震重要施設等に影響するおそれのある斜面の分類結果

3.2.3 評価対象斜面の選定

評価対象斜面の選定にあたっては、図 3.2.3-1 に示す評価フローに基づき、斜面安定性の影響要因である斜面を構成する岩級、斜面高さ、斜面勾配及びシームの分布の有無並びに簡便法のすべり安全率を評価項目として各グループにおいて比較検討し、安定性評価が厳しくなると考えられる斜面を評価対象斜面に選定した。

評価対象斜面の選定にあたっては、斜面高さが最も高くなり、最急勾配方向となるすべり方向に検討断面を設定した。自然斜面については、斜面高さ及び勾配に加え、風化帯が最も厚くなる尾根部を通るように検討断面を設定した。

安全対策工事に伴う掘削箇所は、にあることから、以降では掘削の影響が考えられる及びの評価について示す。

影響要因	内容
【影響要因①】 斜面を構成する岩級	C _L 級、D級の低位岩級は、C _H 級、C _M 級の高位岩級に比べてせん断強度が低い。
【影響要因②】 斜面高さ	斜面高さが高いほど土塊が大きくなるため、起動力が大きくなる。
【影響要因③】 斜面勾配	斜面勾配が急なほどすべり方向に対する土塊重量の分力が大きくなり、起動力が大きくなる。
【影響要因④】 シームの分布の有無	シームは岩盤に比べてせん断強度が低く、すべり面のせん断抵抗力が小さくなる。

【簡便法によるすべり安全率】
・JEAG4601-2015に基づく静的震度「 $K_H=0.3$ 、 $K_V=0.15$ 」を用いた簡便法により、すべり安全率を算定する。

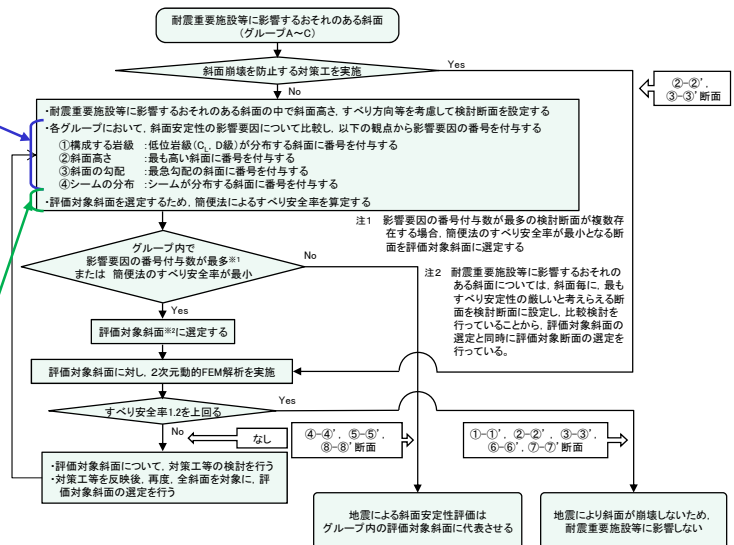
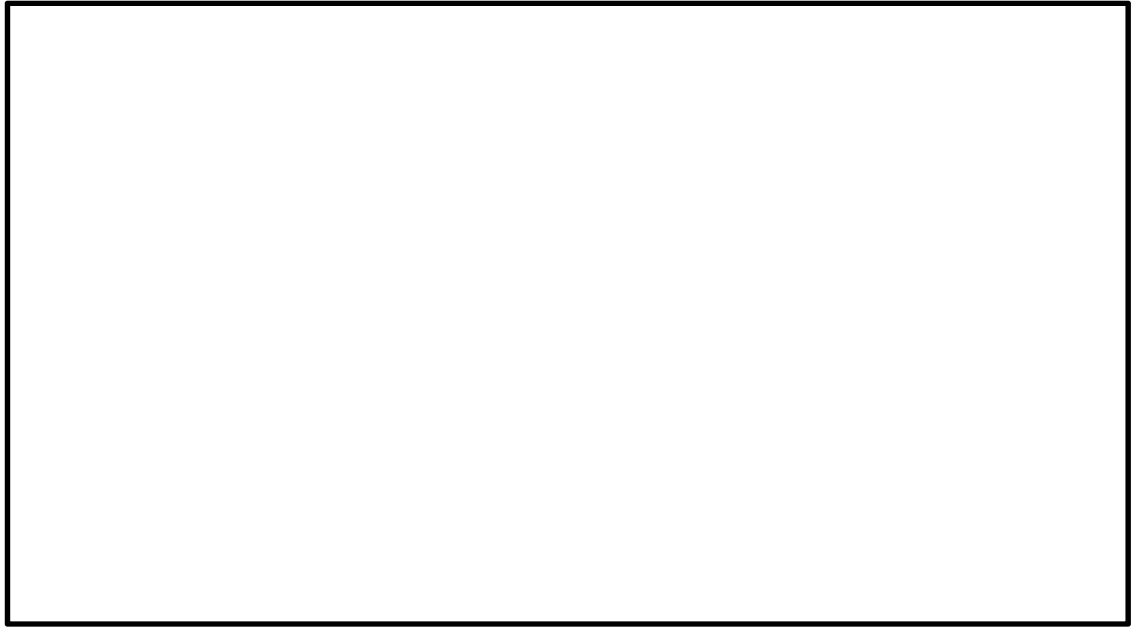


図 3.2.3-1 耐震重要施設等周辺斜面の評価フロー



各断面の地質断面図を図 3.2.3-2 に示す。

表 3.2.3-1 評価対象斜面の選定結果 ()

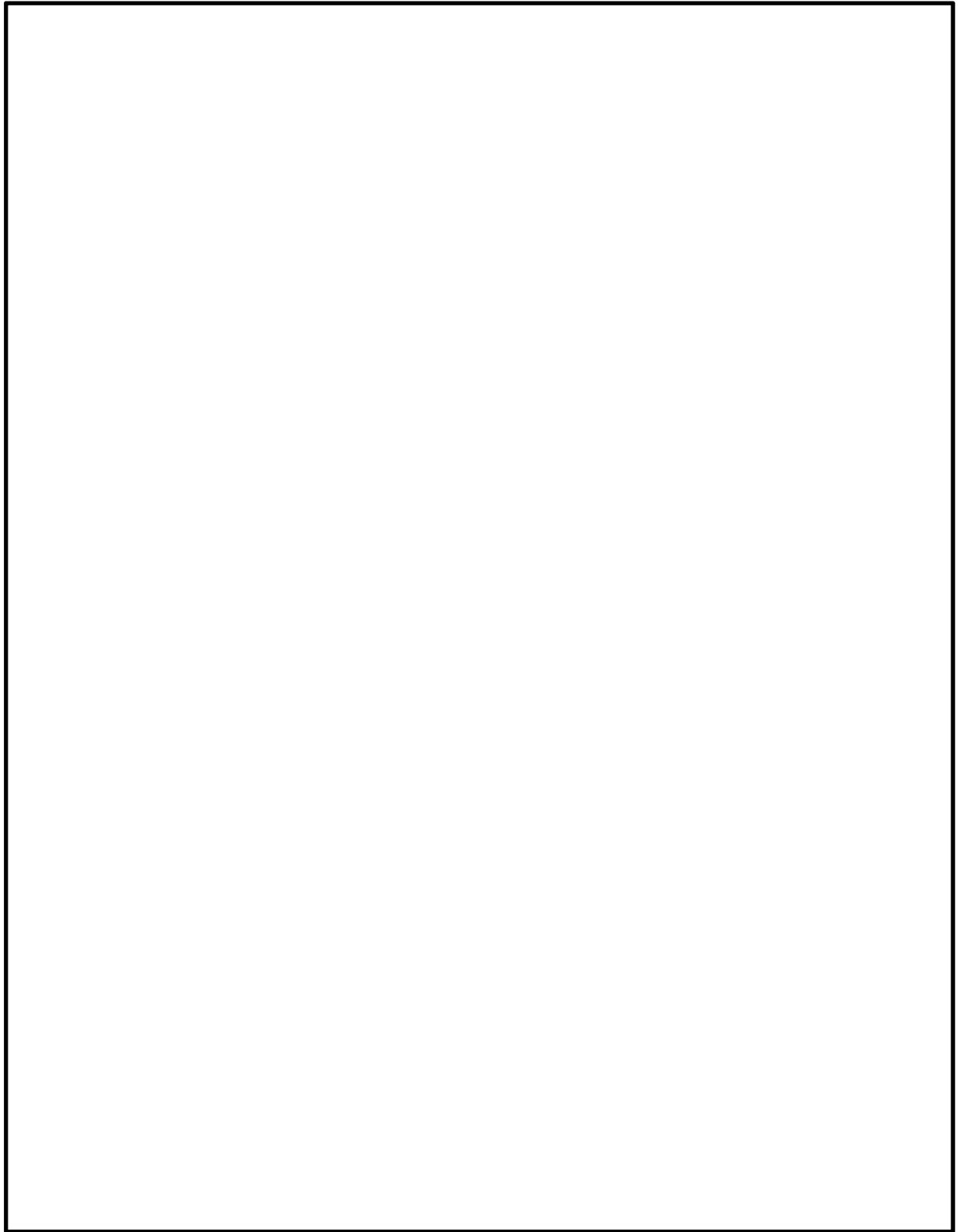


図 3.2.3-2 の地質断面図

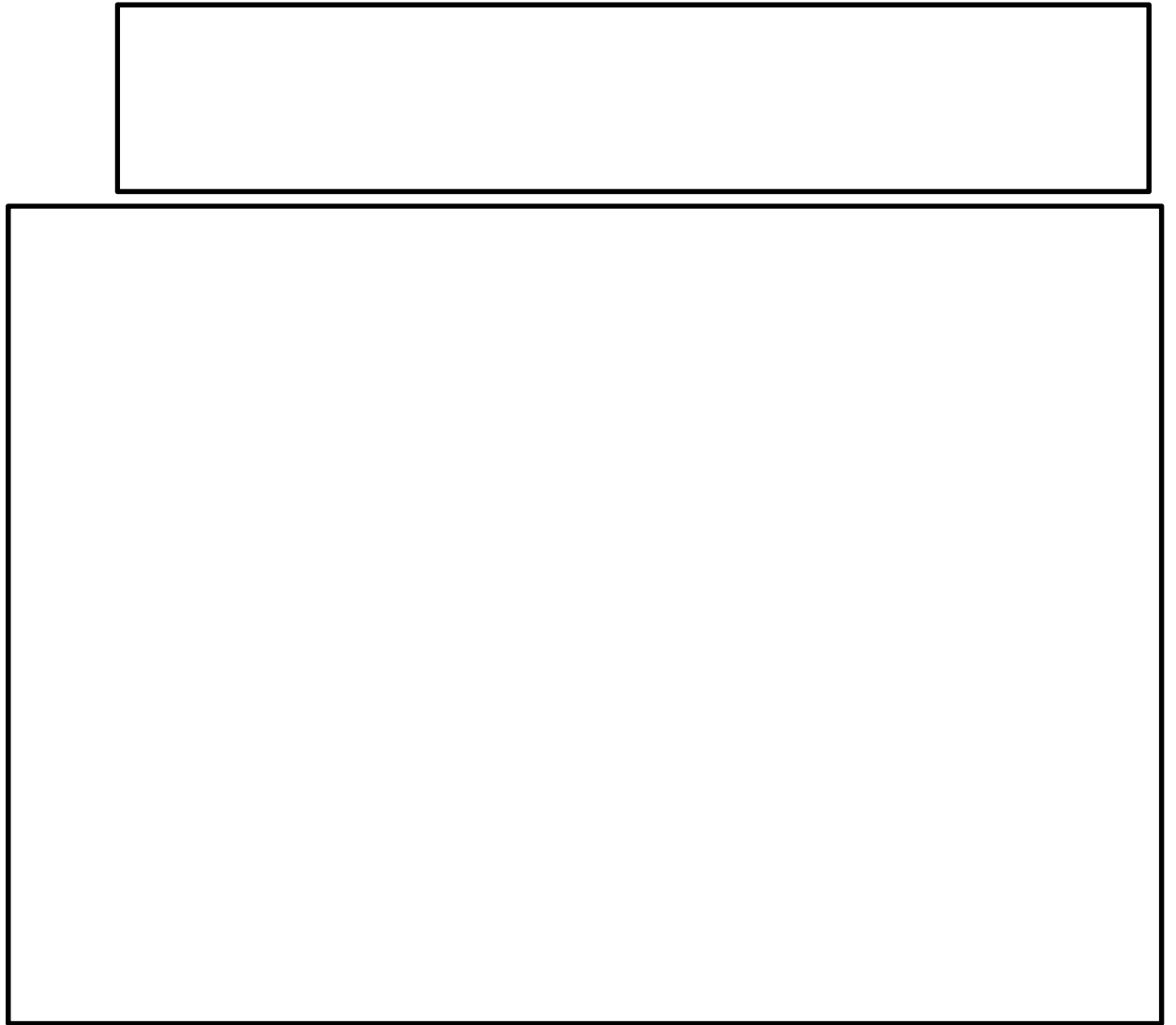


図 3. 2. 3-3  の地質断面図

評価対象斜面の選定結果及び断面位置を図 3.2.3-4 に示す。

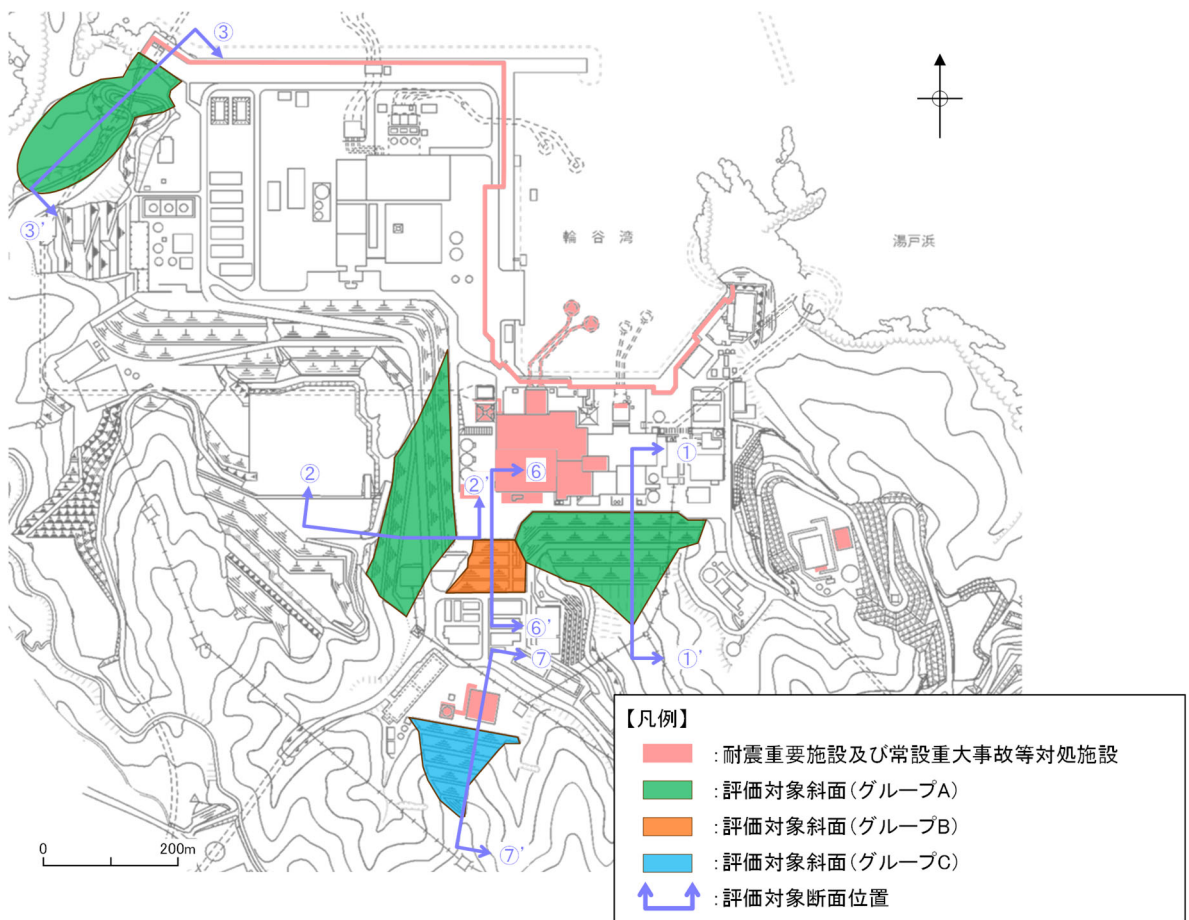


図 3.2.3-4 評価対象斜面の選定結果及び断面位置

3.3 評価対象斜面への掘削箇所の反映

3.3.1 評価フロー（詳細）

安全対策工事に伴う掘削を踏まえた周辺斜面の安定性評価は、図 3.3.1-1 に示すフローに基づき行う。

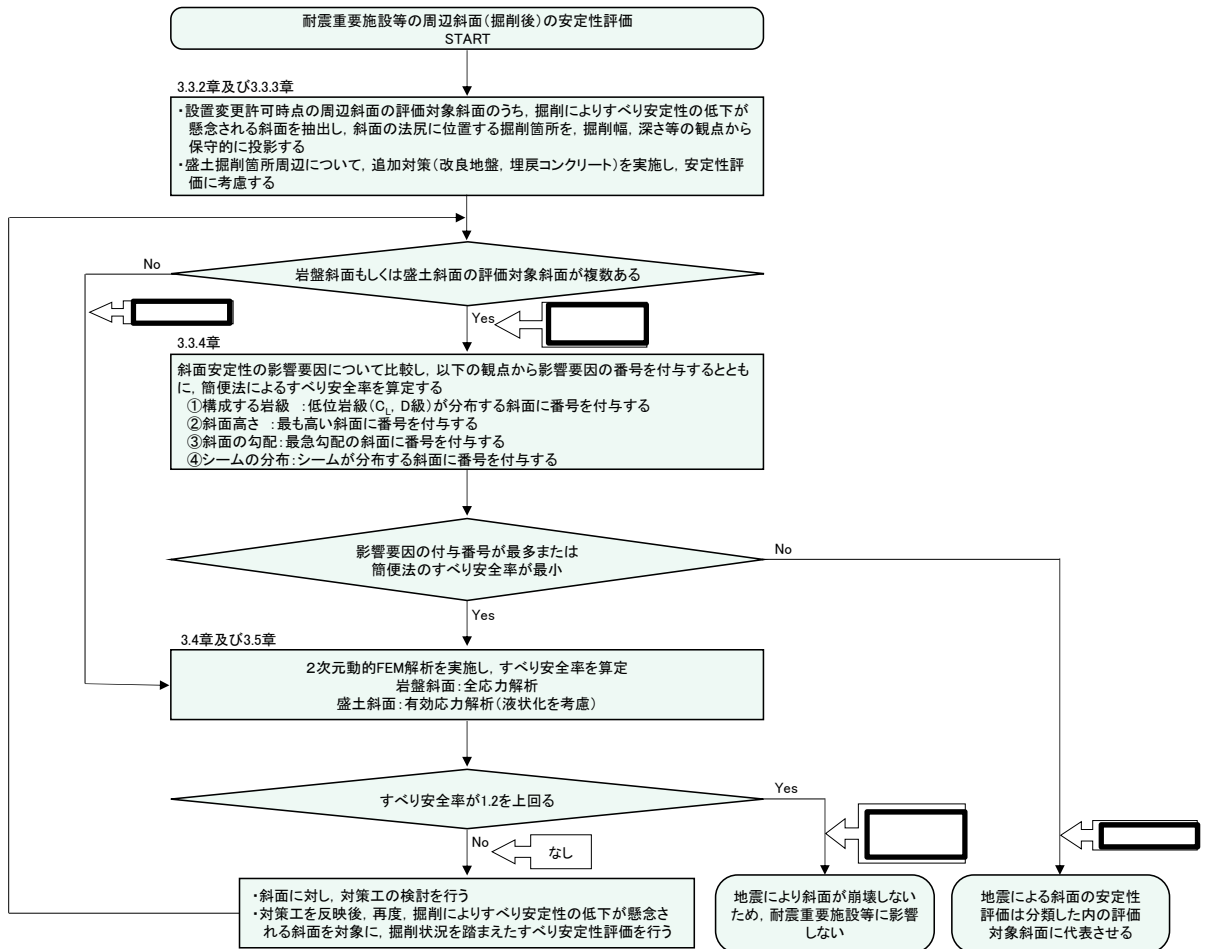


図 3.3.1-1 周辺斜面の安定性評価における掘削を踏まえた検討フロー図

3.3.2 掘削によるすべり安定性の低下が懸念される評価対象斜面の抽出

3.2章で記載した耐震重要施設等に影響するおそれのある斜面と掘削箇所的位置図を図3.3.2-1に、耐震重要施設等に影響するおそれのある斜面の検討断面及び掘削箇所的位置図を図3.3.2-2に示す。

表3.3.2-1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、
及び
、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。

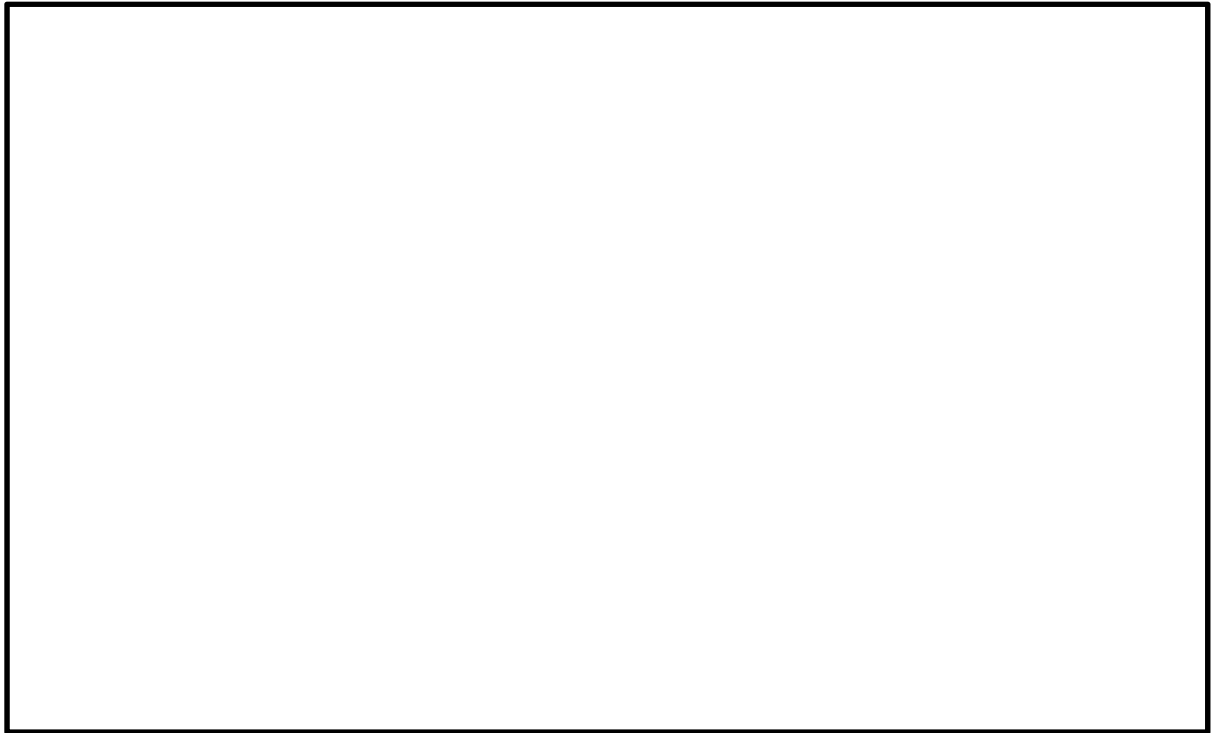


図3.3.2-1 耐震重要施設等に影響するおそれのある斜面と掘削箇所的位置図

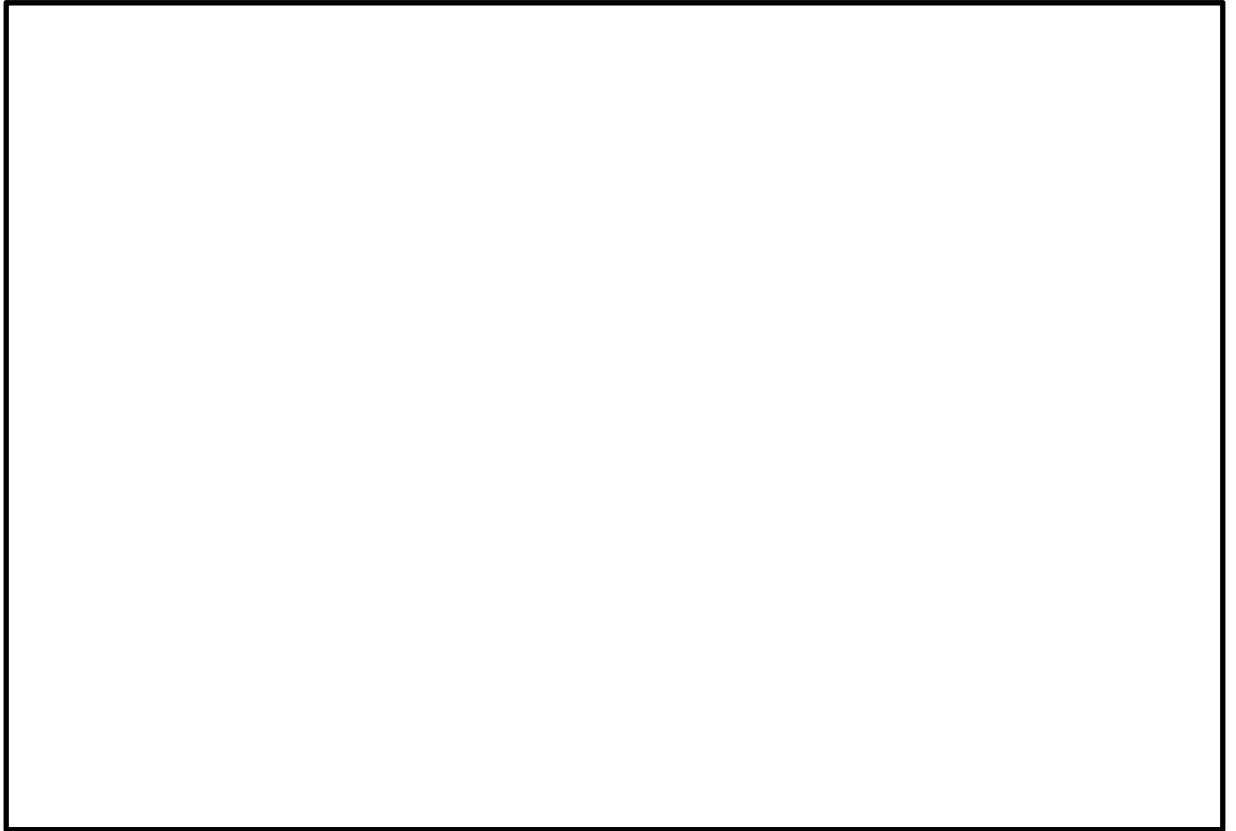


図 3.3.2-2 耐震重要施設等に影響するおそれのある斜面の検討断面及び掘削箇所的位置図

表 3.3.2-1 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斜面

--

3.3.3 掘削形状の投影

(1)

掘削によるすべり安定性の低下が懸念される [] 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。

- ・ [] 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。



図 3.3.3-1 評価対象斜面位置図 ([])

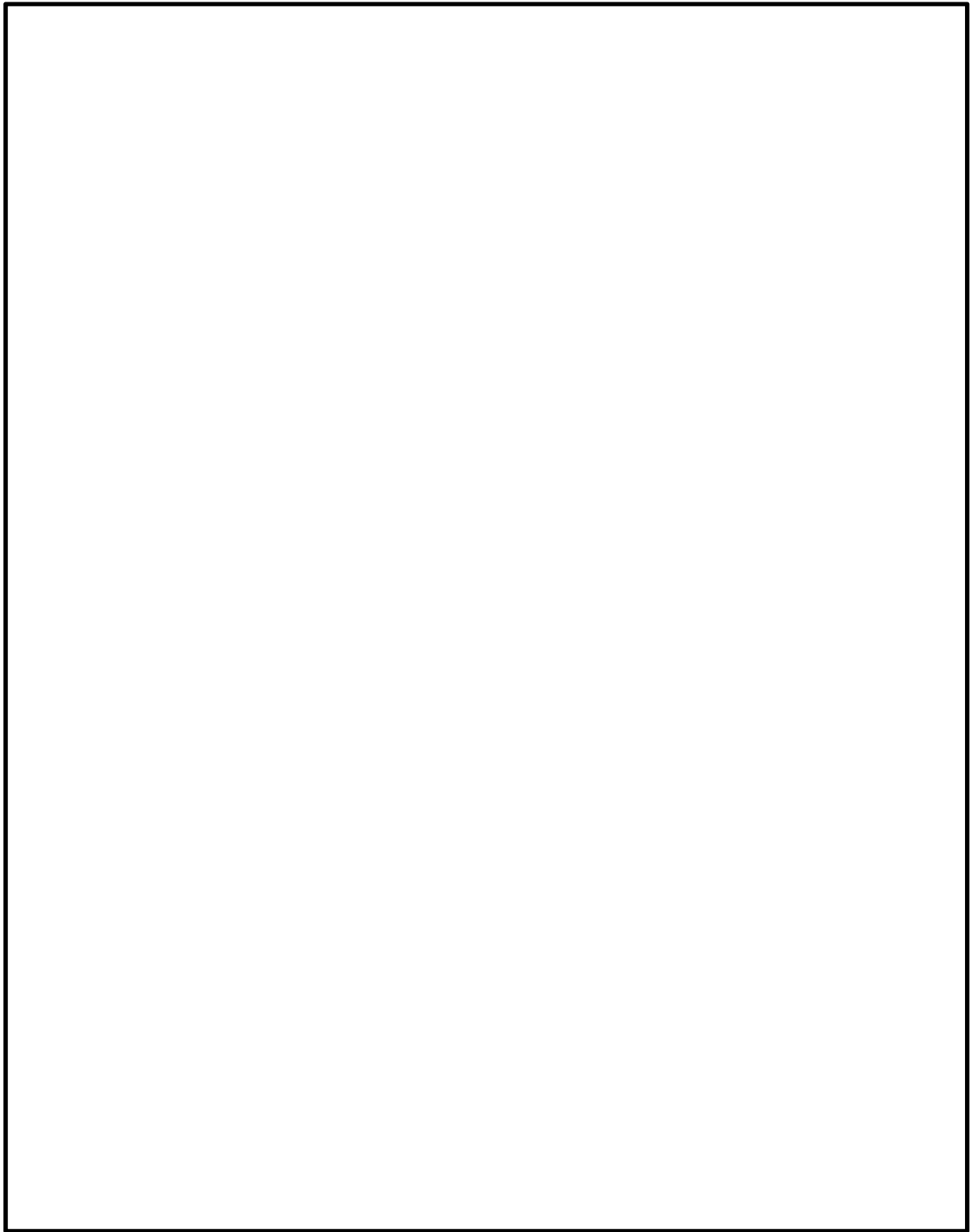


図 3.3.3-2 評価対象斜面図（掘削箇所投影）

(2)

[]
掘削によるすべり安全率の低下が懸念される [] 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。

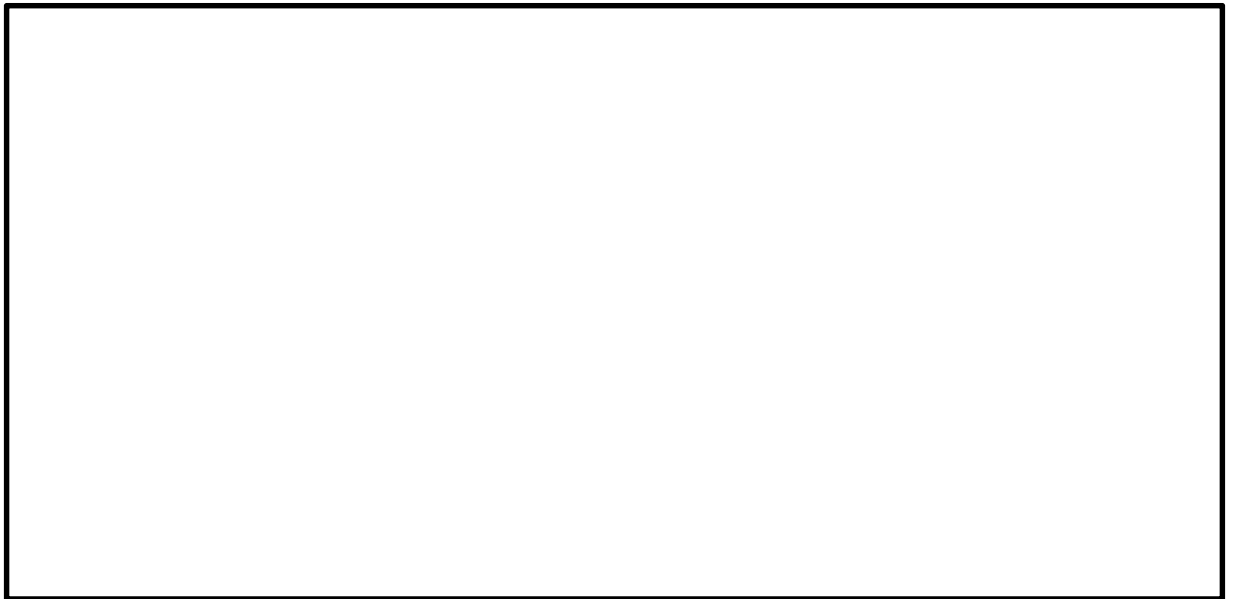


図 3.3.3-3 評価対象斜面位置図 ([])

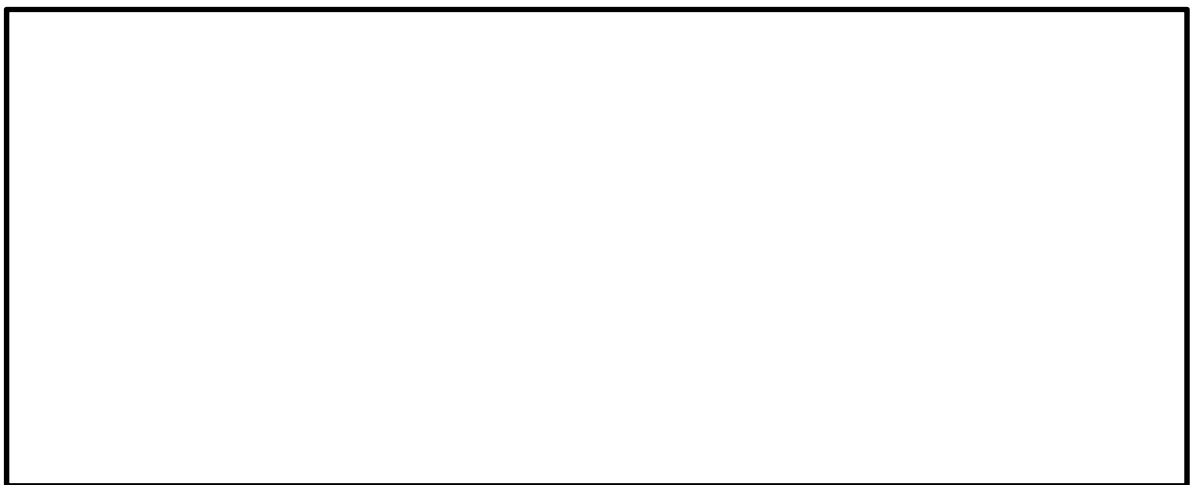


図 3.3.3-4 評価対象斜面図 (掘削箇所投影)

3.3.4 評価対象斜面の比較

評価対象斜面のうち、は、及び
の2つであることから、これらを対象に、設置変更許可時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
簡便法は、「3.4.3(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 3.3.4-1 及び
図 3.3.4-1 のとおり、に代表させ、
における掘削を踏まえた安定性評価を実施する。

表 3.3.4-1 評価対象斜面 () の選定結果

--

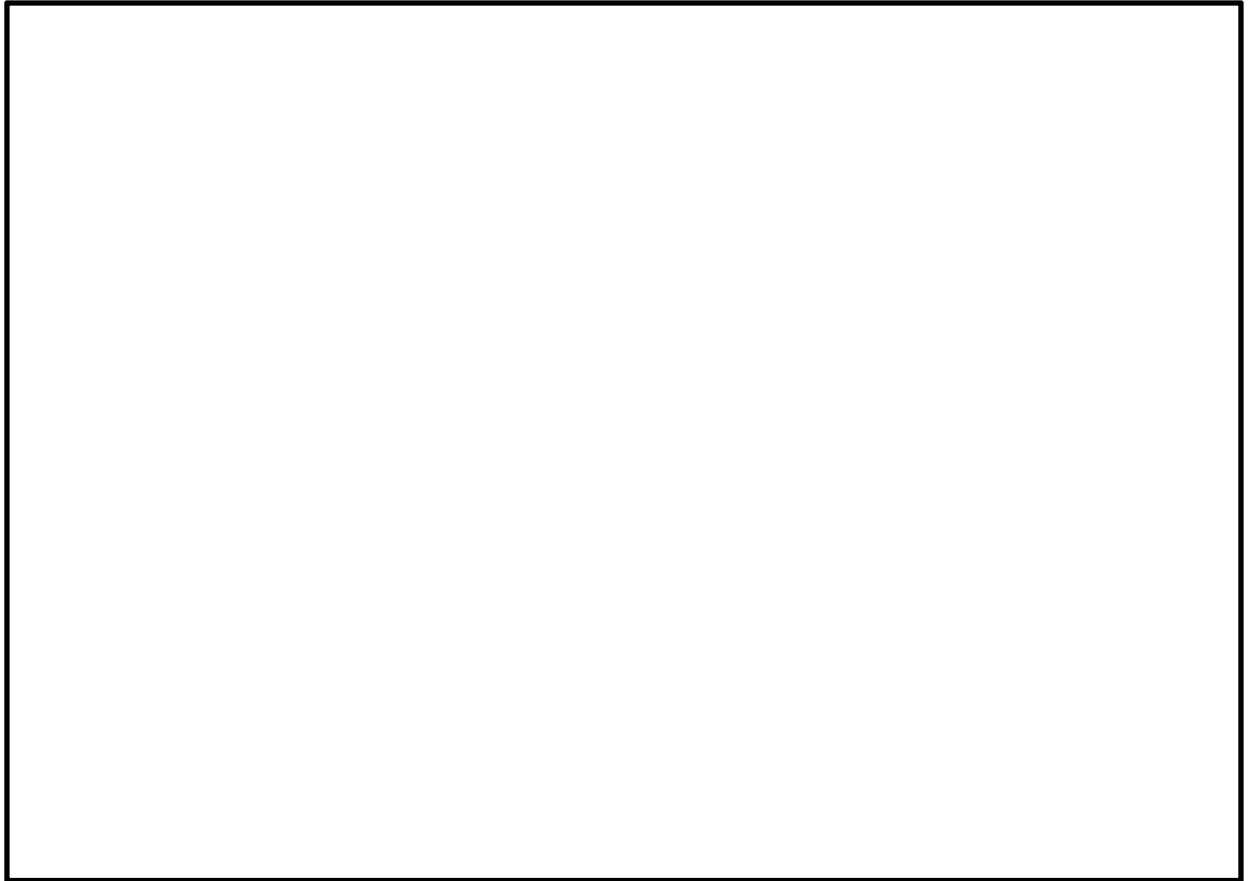


図 3.3.4-1 における評価対象斜面のすべり面
及び簡便法の最小すべり安全率

3.4 解析方法

3.4.1 []の安定性評価

(1) 評価方針

[]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、「2.4.2 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、「3.5 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 $S_s - N1$ 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

設置変更許可時における地盤安定性評価と同様、地盤は平面ひずみ要素で、シームはジョイント要素でモデル化する。

[]の安定性評価における解析モデルを図3.4.1-1に示す。

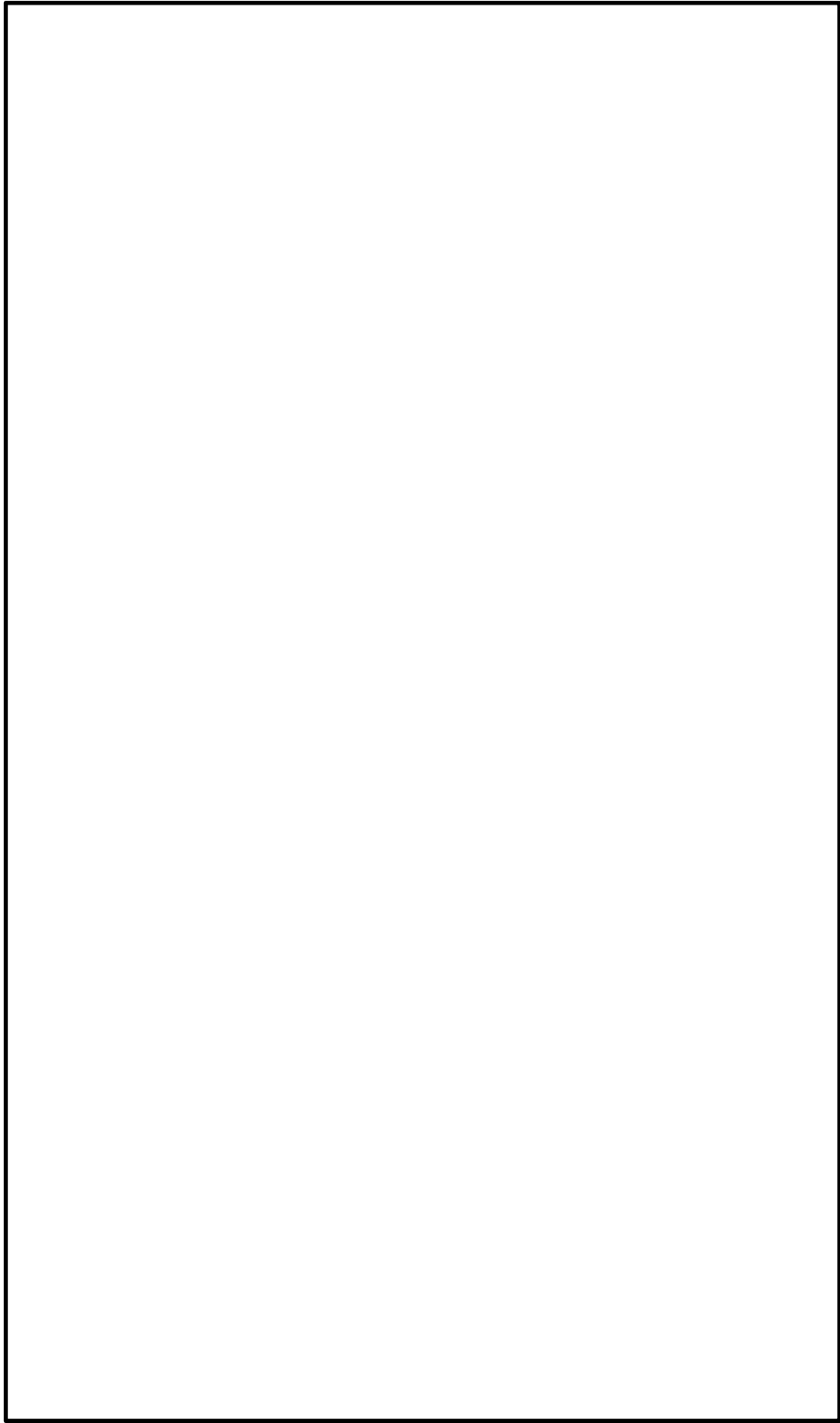


図 3.4.1-1 解析モデル ()

(5) 解析用物性値

解析用物性値は、「2.4.5 解析用物性値の設定」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 1σ 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

の地下水位については、保守的に地表面に設定する。

(8) の常時応力解析

常時応力解析は、施工順序を考慮し、図 3.4.1-2 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。

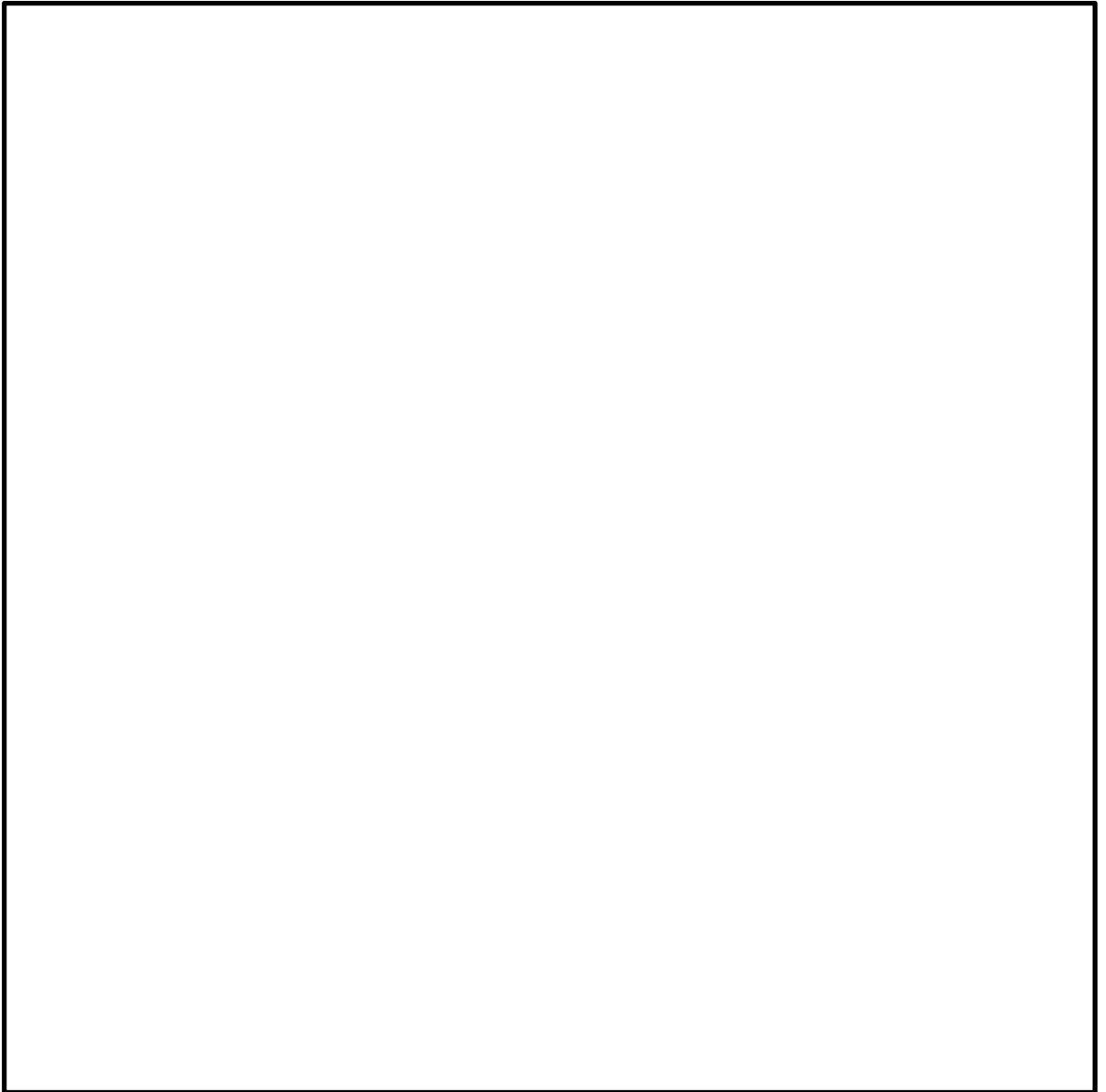


図 3.4.1-2 常時応力解析のステップ図

3.4.2 []の安定性評価

(1) 評価方針

[]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、設置変更許可時と同様とする。

(3) 入力地震動の策定

入力地震動は、「3.5 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 $S_s - D$ 、 $S_s - N1$ 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、設置変更許可時と同様に設定する。

[]の安定性評価における解析モデルを図3.4.2-1に示す。

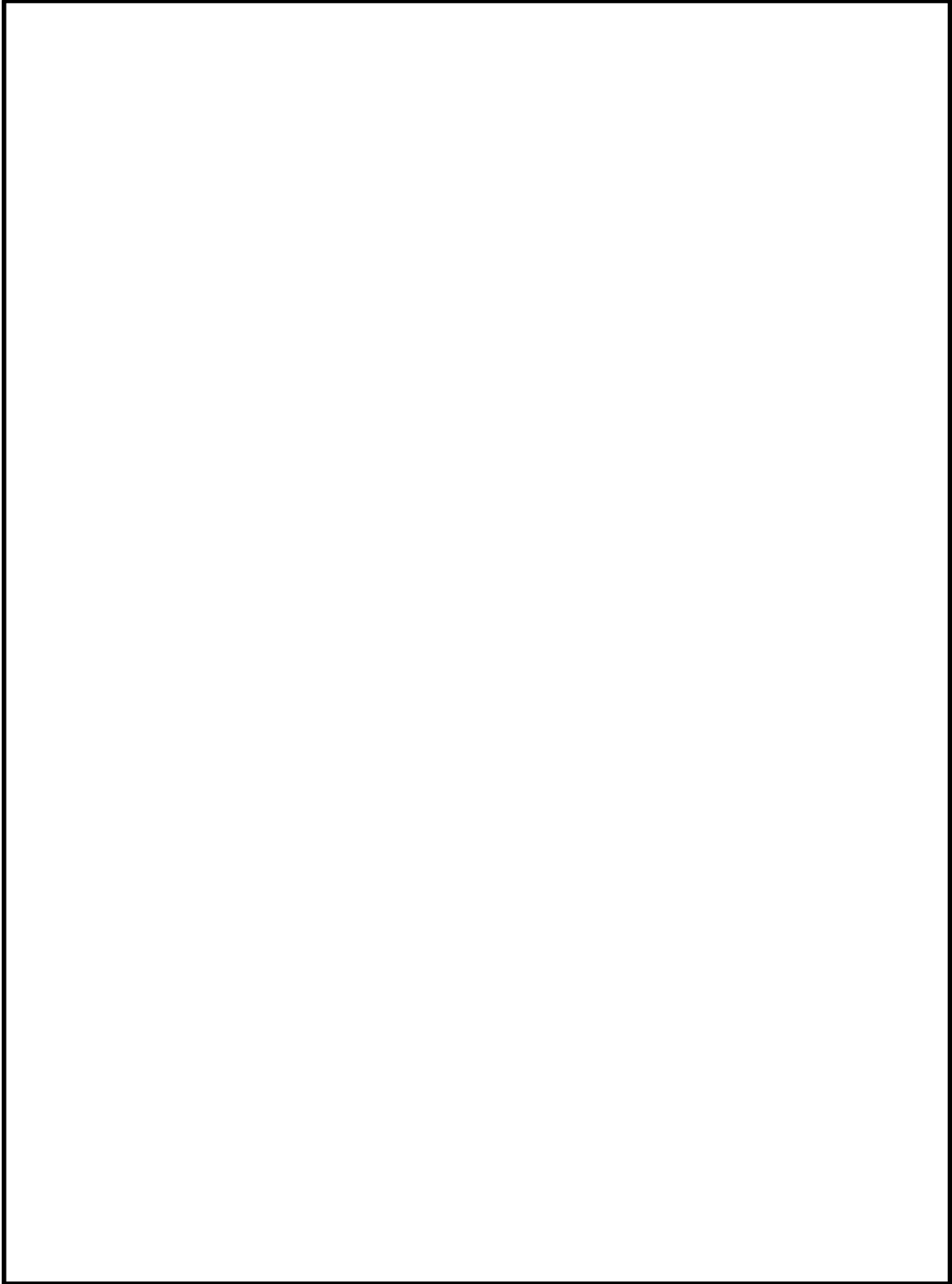


図 3.4.2-1 解析モデル ()

(5) 解析用物性値

解析用物性値の一覧を表 3.4.2-1 及び表 3.4.2-2 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（「2.4.5 解析用物性値の設定」参照）と同値に設定する。

表 3.4.2-1 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 ρ (g/cm ³)	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 ²)	154,600	
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98	
	ポアソン比 ν	0.33	
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.095	
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	0	
	内部摩擦角 ϕ' (°)	40.17	
液状化特性	変相角 ϕ_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 3.4.2-2 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 ρ (g/cm ³)	2.11
	間隙率 n	0.45
変形 特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	1,135,000
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98
	ポアソン比 ν	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.095
強度 特性	粘着力 c (kN/m ²)	1,250
	内部摩擦角 ϕ'	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 σ 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 3.4.2-3 における強度特性は保守的な設定となっている。

表 3.4.2-3 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 ²)	1250	2110
内部摩擦角 ϕ (°)	0 解析用物性値に設定	40.5

・埋戻土

埋戻土の平均強度は、表 3.4.2-4 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 3.4.2-4 埋戻土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 ²)	0	慣用値*
内部摩擦角 ϕ (°)	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 ϕ 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 FLIP 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 3.4.2-5 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 3.4.2-2 示す。

表 3.4.2-5 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)
1.0×10^7	1.0×10^7

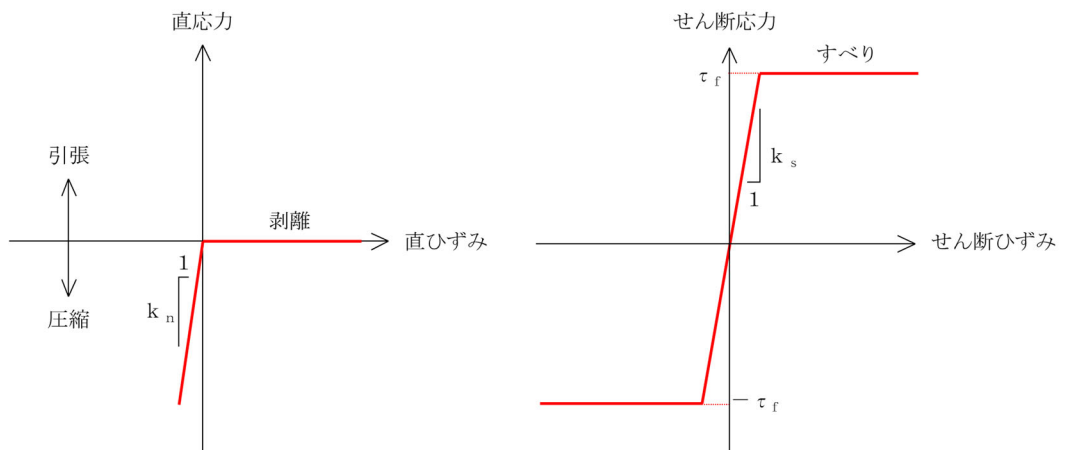


図 3.4.2-2 ジョイント要素の力学特性

せん断強度 τ_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 ϕ は、周辺地盤の c , ϕ 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、

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

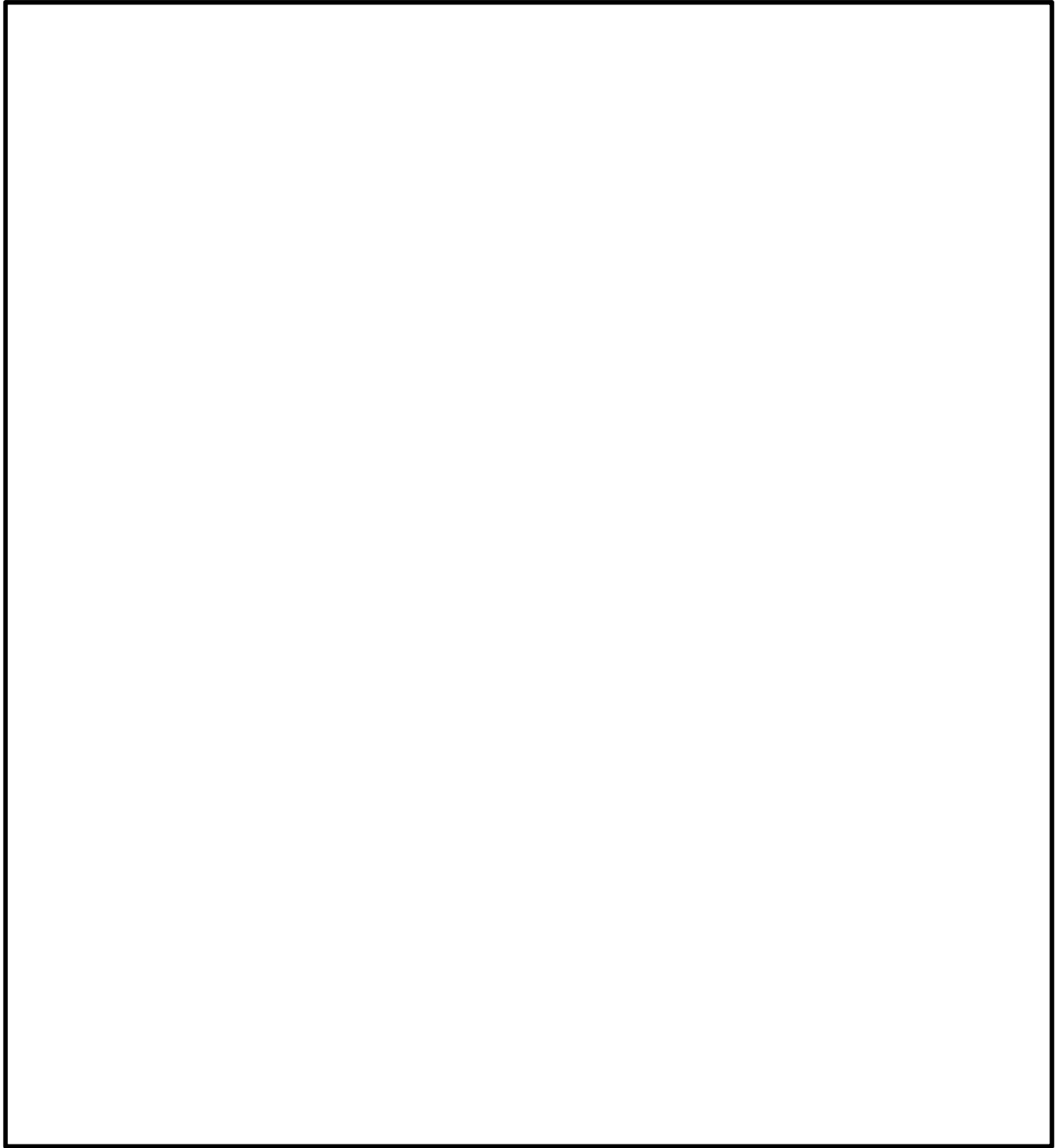


図 3.4.2-3 ジョイント要素の配置図

(8) 地下水位の設定

設置変更許可時において、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、設置変更許可時と同じになると考えられる。

- ・ 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 3.4.2-4 及び図 3.4.2-5 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、[]
内における地下水位が2次元浸透流解析による地下水位と同等となるように、[] 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。

以上より、[] における2次元動的 FEM 解析
(有効応力解析) の地下水位は、設置変更許可時に設定した2次元浸透流解析の地下水位と同じとする。

なお、掘削形状及び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。

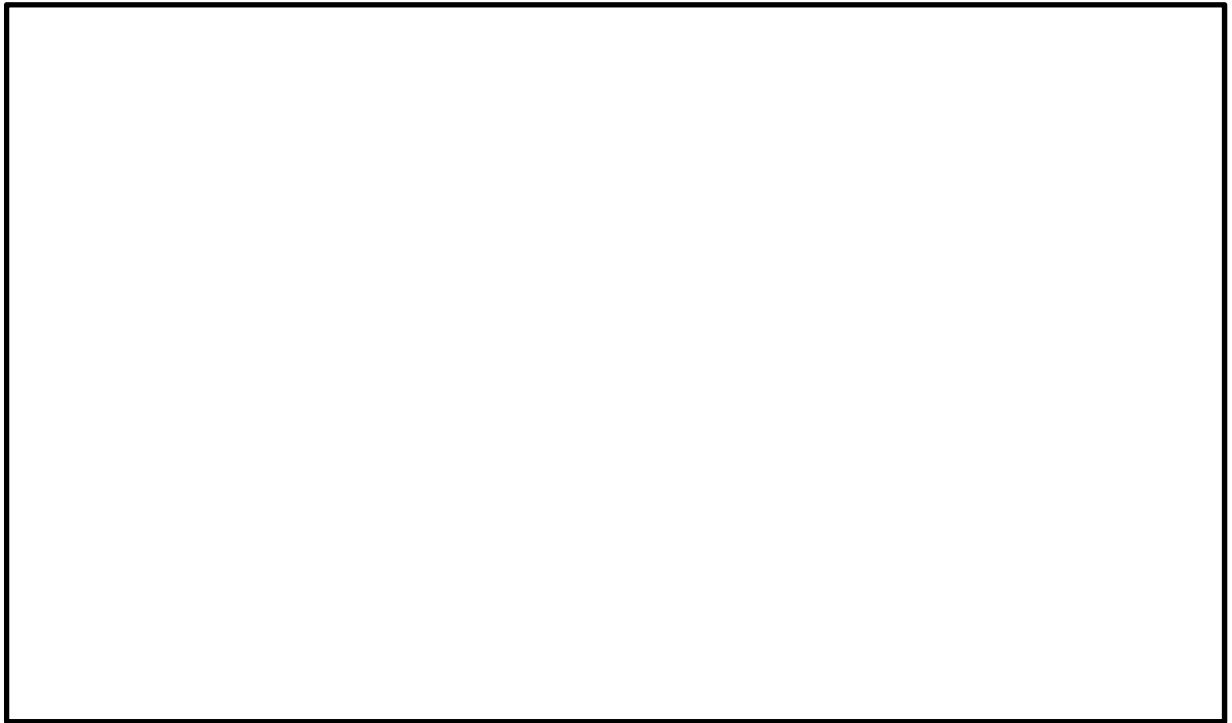


図 3.4.2-4 浸透流解析による地下水位の設定（掘削形状等反映前）

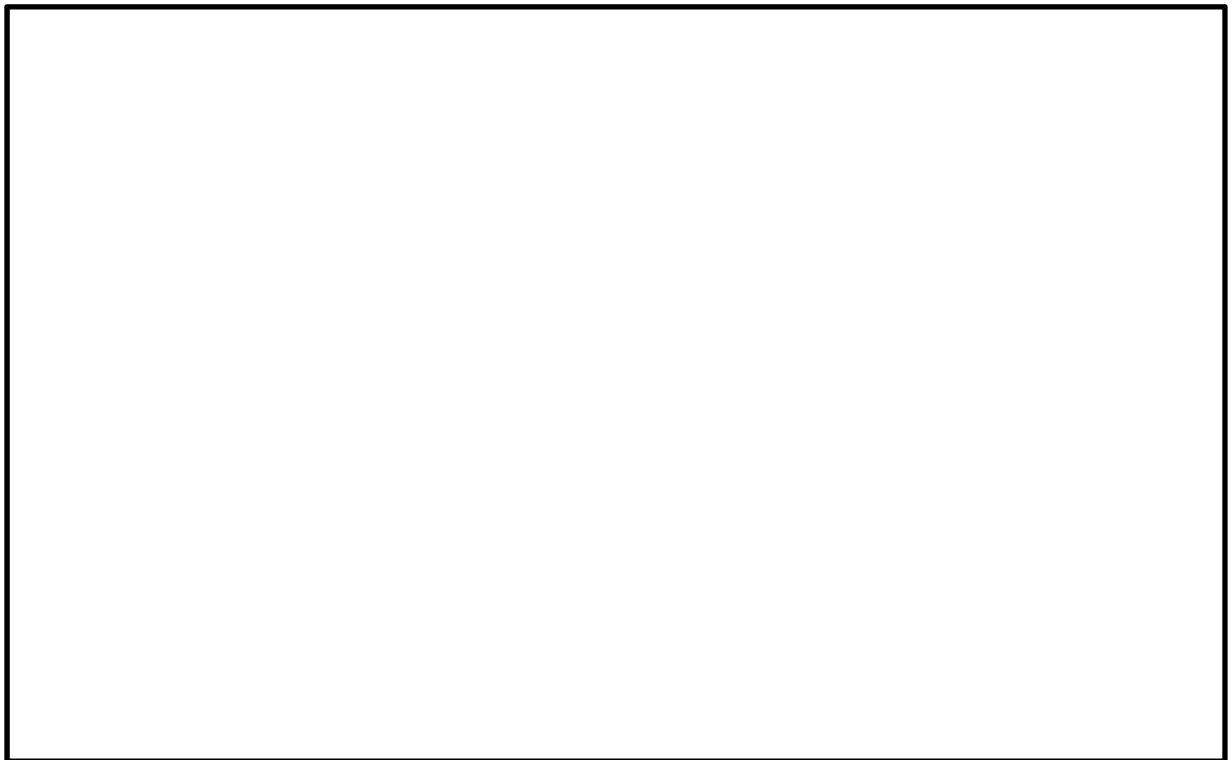


図 3.4.2-5 浸透流解析による地下水位の設定（掘削形状等反映後）

(9) [] 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 [] 及び [] の応力解放に伴う緩みが想定されるが、図 3.4.2-6 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。

a. 常時応力解析を1つのステップで実施する理由

1) [] 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、掘削近傍に応力解放に伴う緩みが発生しないように配慮して施工しているが、応力解放に伴う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、掘削による応力解放の影響は解消される。

2) [] についても、応力解放に伴う緩みが極力発生しないように配慮して施工しているため、掘削前後の2ステップで実施した常時応力解析による応力状態と、1つのステップで実施した常時応力解析による応力状態について差異はないと考えられる。

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。

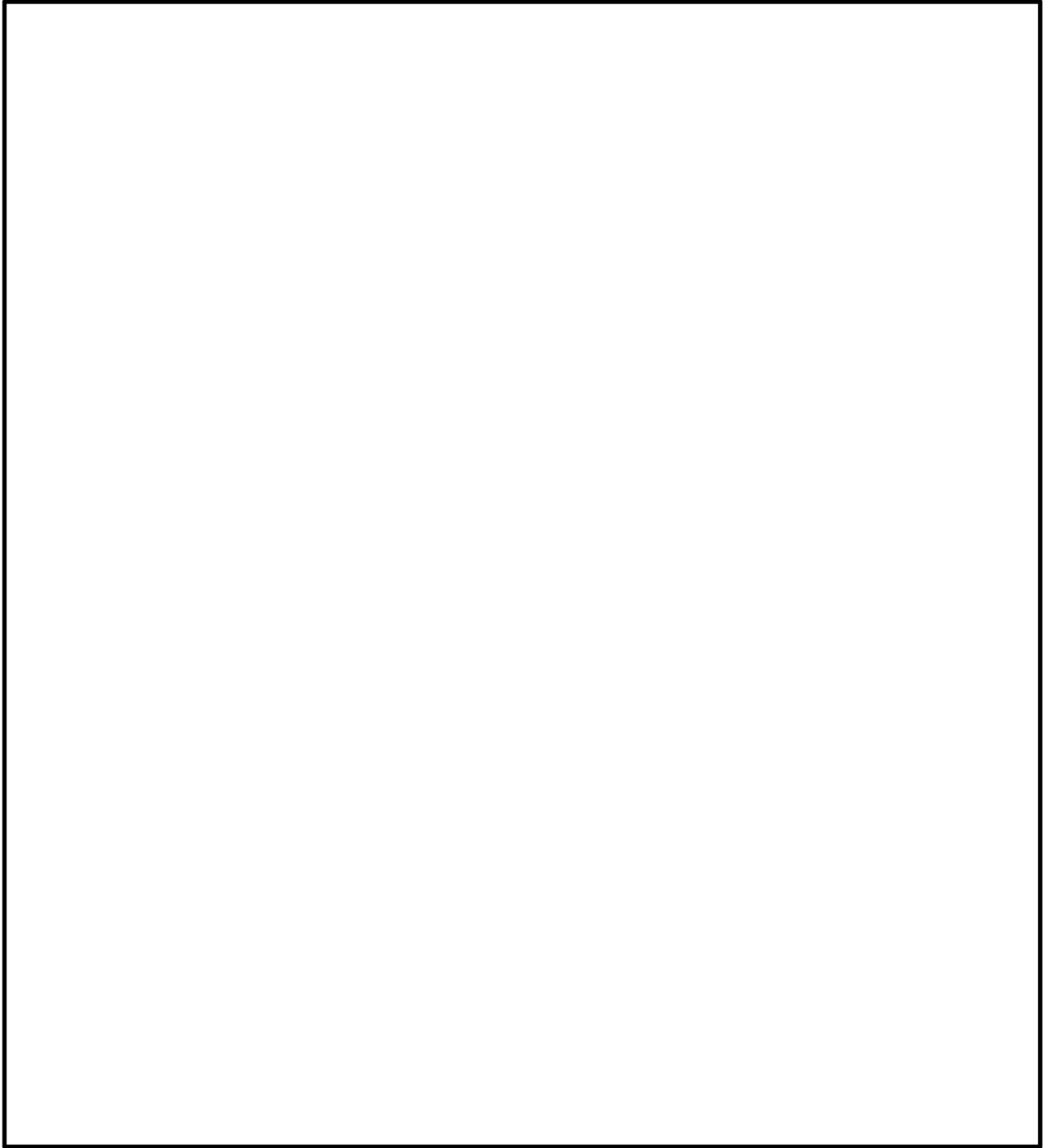


図 3.4.2-6 施工状況及び常時応力解析のモデル

( 掘削箇所近傍)

b. 掘削による応力解放の影響検討

□ は、「a. 常時応力解析を1つのステップで実施する理由」で前述したとおり、1つのステップで常時応力解析を実施することから、掘削後のステップのみの常時応力解析と掘削前後の2ステップでの常時応力解析を比較し、□ □ において掘削による応力解放が表現できているかを確認する。

解析コードは「S-STAN Ver.20_SI」を用いる。

(a) 解析条件

解析条件は設置変更許可時の常時応力解析と同様とする。

掘削形状は、図 3.4.2-7 のとおり、設置変更許可時の解析モデルを用い、実際の掘削形状と概ね同等の形状となるように掘削形状を設定する。

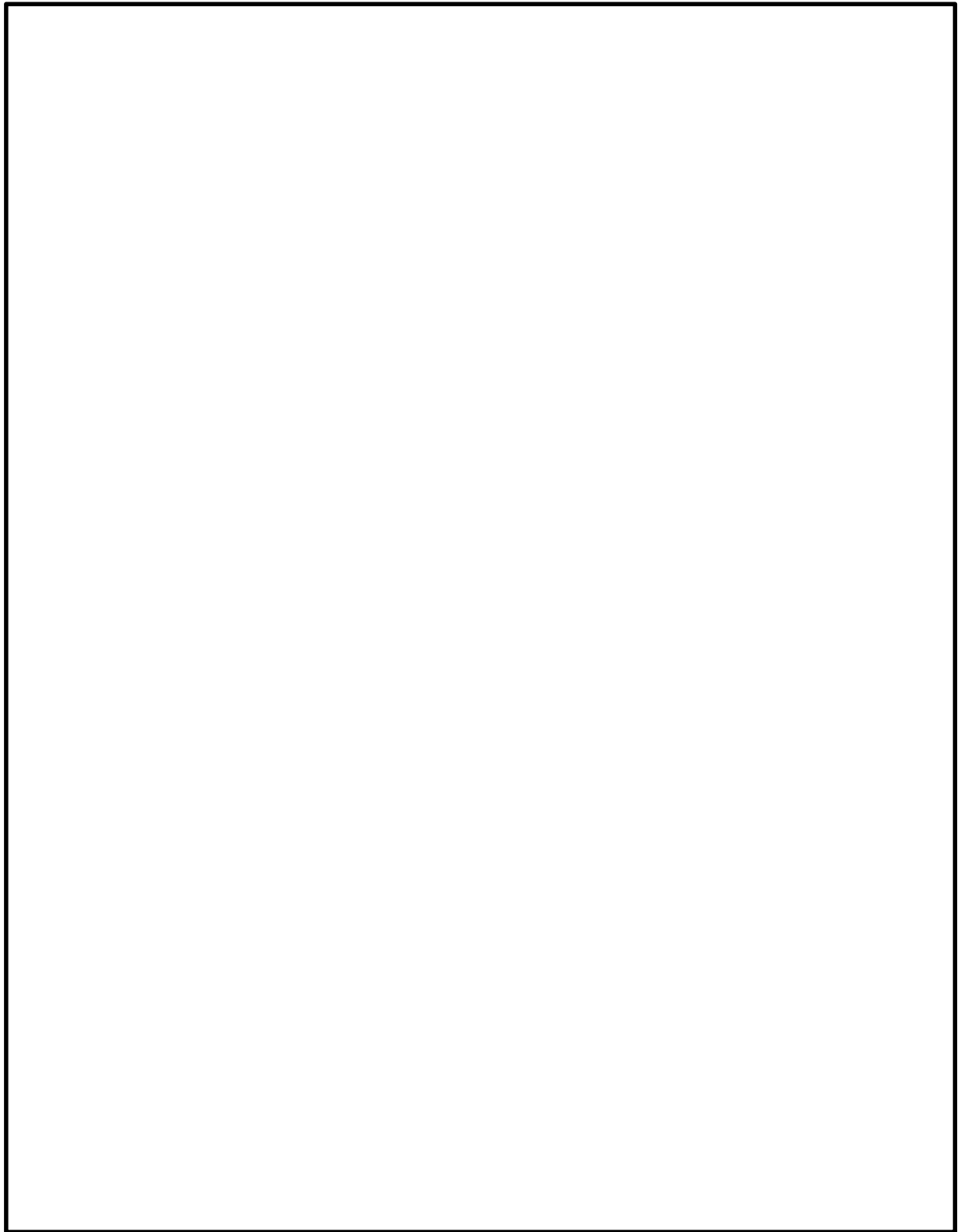


図 3.4.2-7 掘削形状の反映方法

(b) 解析ケース

解析による応力解放の影響検討における解析ケースを表 3.4.2-6 に示す。

- ・解析ケース①：ステップ B のみの常時応力解析
- ・解析ケース②：ステップ A ⇒ B の 2 ステップでの常時応力解析

表 3.4.2-6 掘削による応力解放の影響検討における解析ケース



(c) 解析結果

図 3.4.2-8 及び図 3.4.2-9 に主応力図を示す。[] における主応力図を比較した結果、ステップ A⇒B の 2 ステップでの常時応力解析とステップ B のみの常時応力解析の主応力は同等であることを確認した。

なお、[] において引張応力が発生している要素があるが、高圧噴射攪拌工法による改良地盤の施工により、掘削による応力解放の影響は解消されると考える。

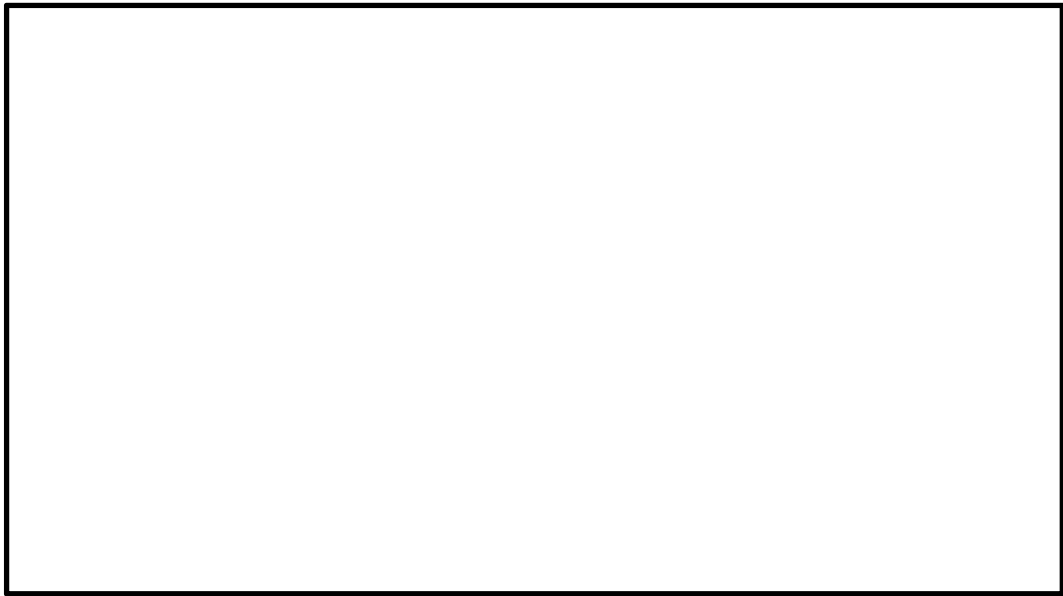


図 3.4.2-8 主応力図 (解析ケース①：ステップ B のみの 1 ステップ)



図 3.4.2-9 主応力図 (解析ケース②：ステップ A⇒B の 2 ステップ)

ステップ解析がすべり安全率へ与える影響について確認するため、「3.5.2 []の安定性評価結果」に示すすべり線のうち、[] []について、それぞれの解析ケースですべり安全率を比較する。

図 3.4.2-10 及び図 3.4.2-11 にすべり安全率の結果を示す。

すべり安全率を比較した結果、すべり安全率は同等であるため、斜面のすべり安定性評価において、常時応力解析を1つのステップで実施することは妥当である。

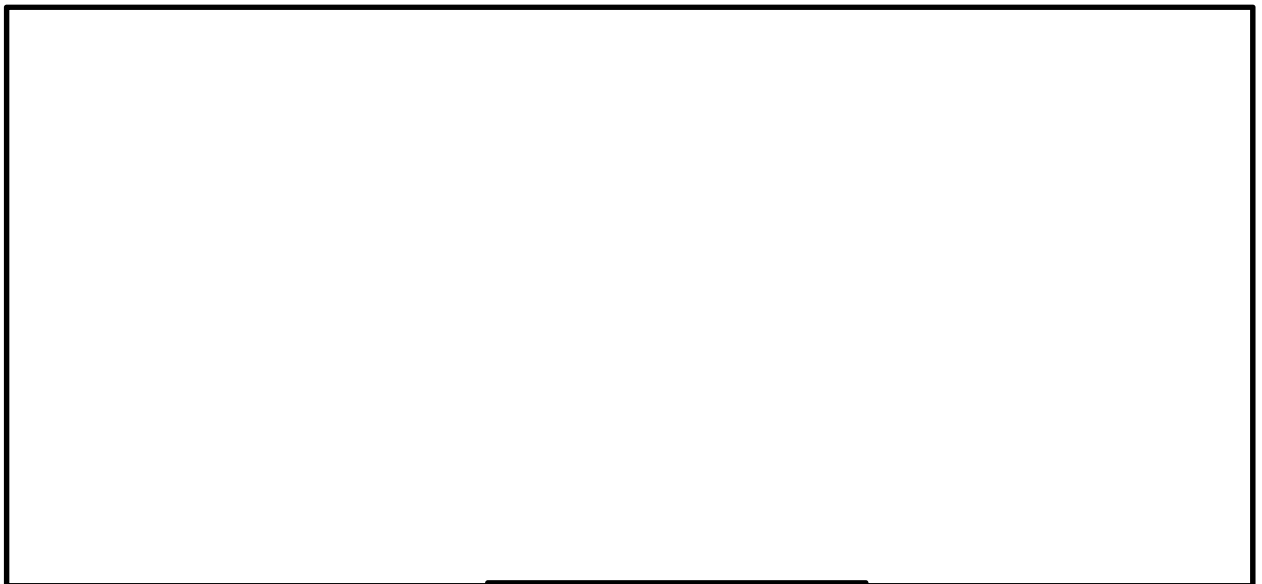


図 3.4.2-10 []におけるすべり安全率
(解析ケース①：ステップBのみの1ステップ)



図 3.4.2-11 []におけるすべり安全率
(解析ケース②：ステップA⇒Bの2ステップ)

3.4.3 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、設置変更許可時と同様に設定する。

想定すべり面の設定については、図 3.4.3-1 のとおり、設置変更許可時に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。

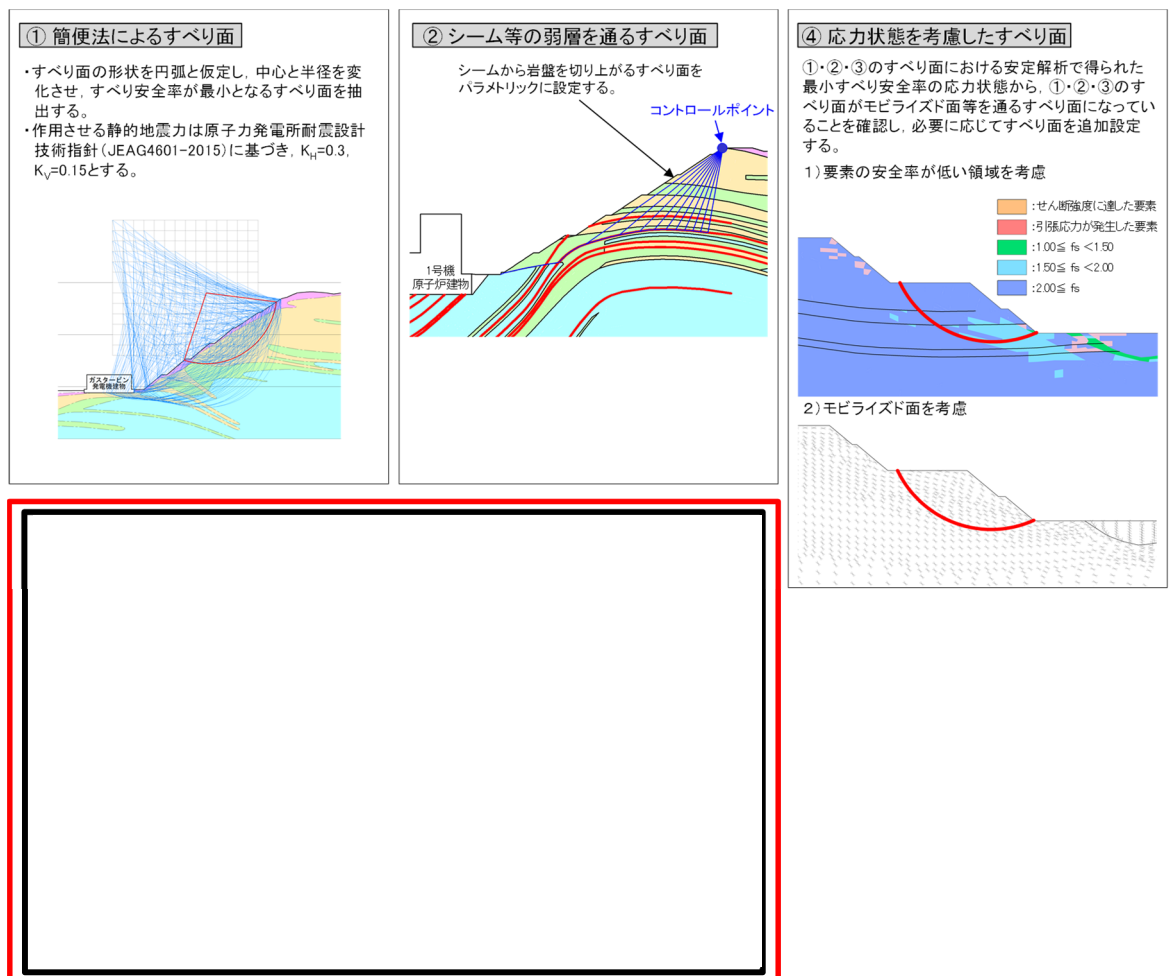


図 3.4.3-1 想定すべり面の設定方法 (赤枠追加)

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。

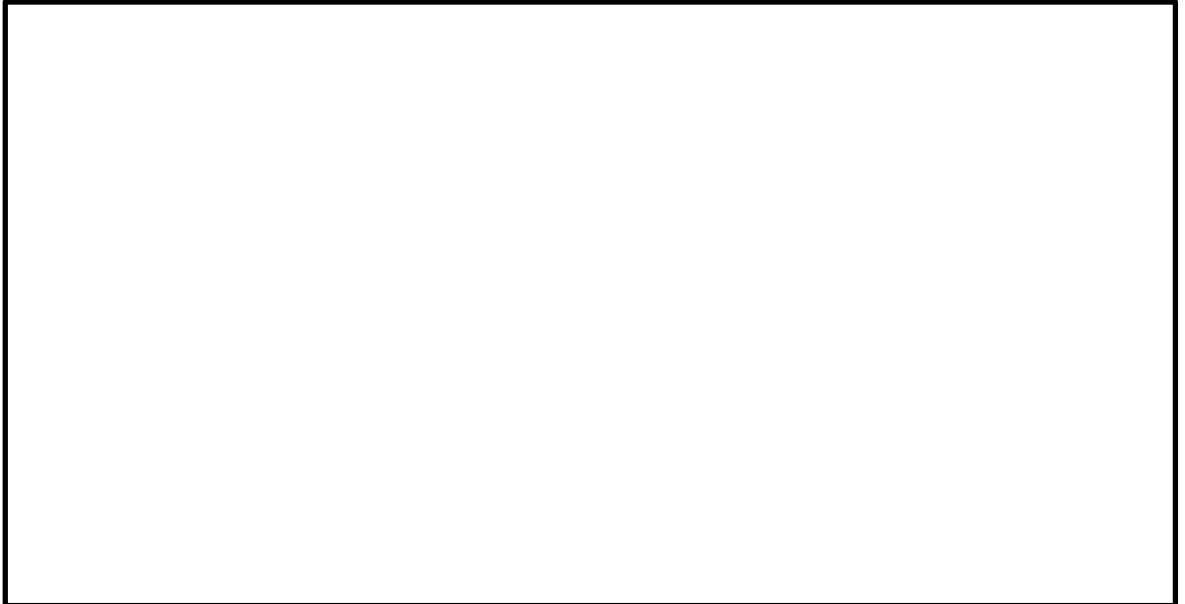


図 3.4.3-2 すべり安全率算定における起動力及び抵抗力の設定
（2次元動的 FEM 解析（有効応力解析））

(2) 全応力解析と有効応力解析の比較

の評価では、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 3.4.3-3～図 3.4.3-5 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。

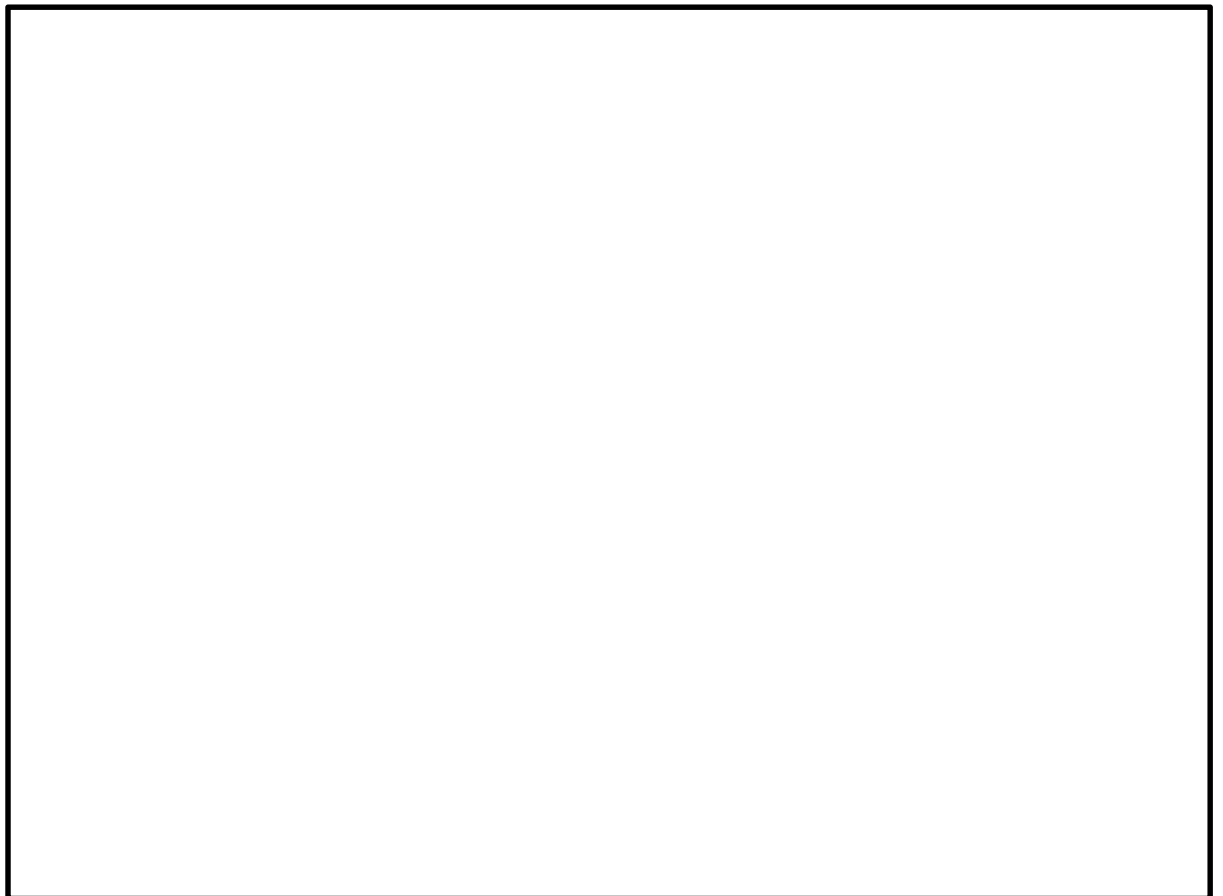


図 3.4.3-3 全応力解析と有効応力解析の比較
(設置変更許可段階まとめ資料より抜粋)

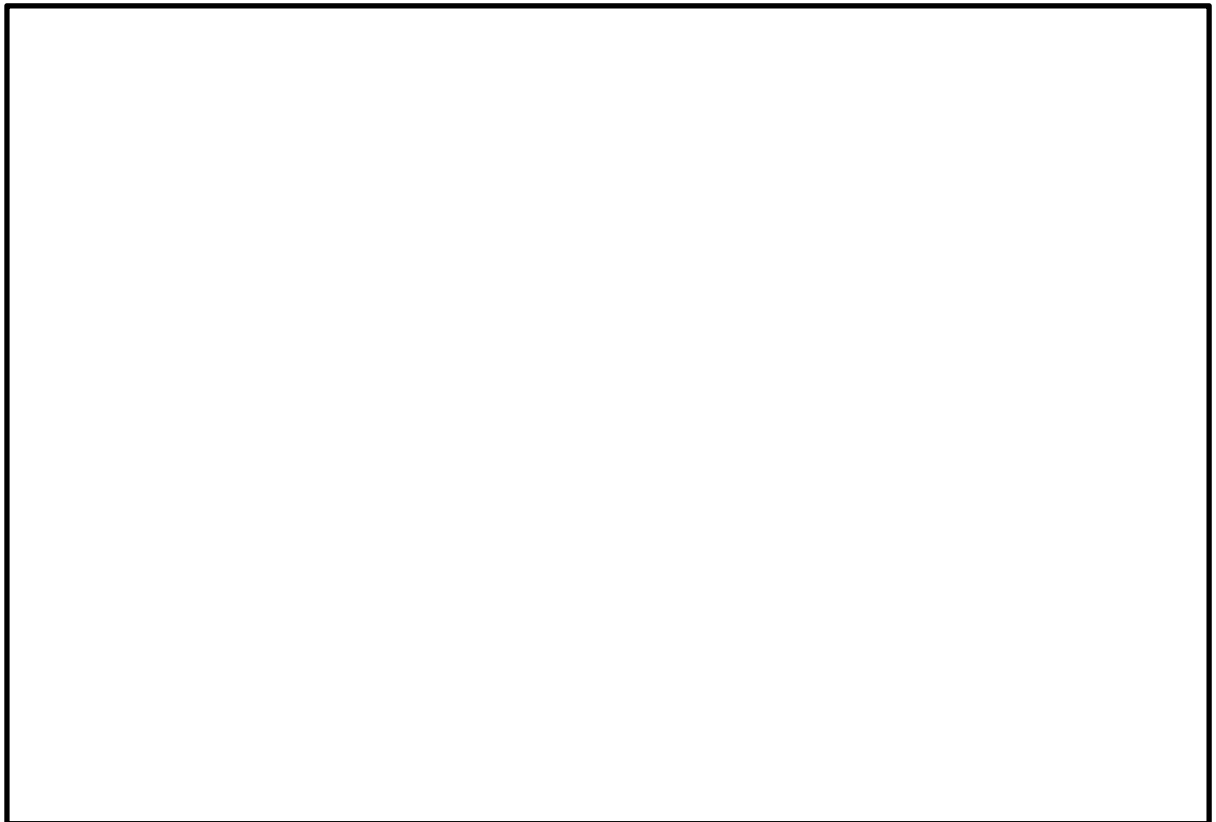
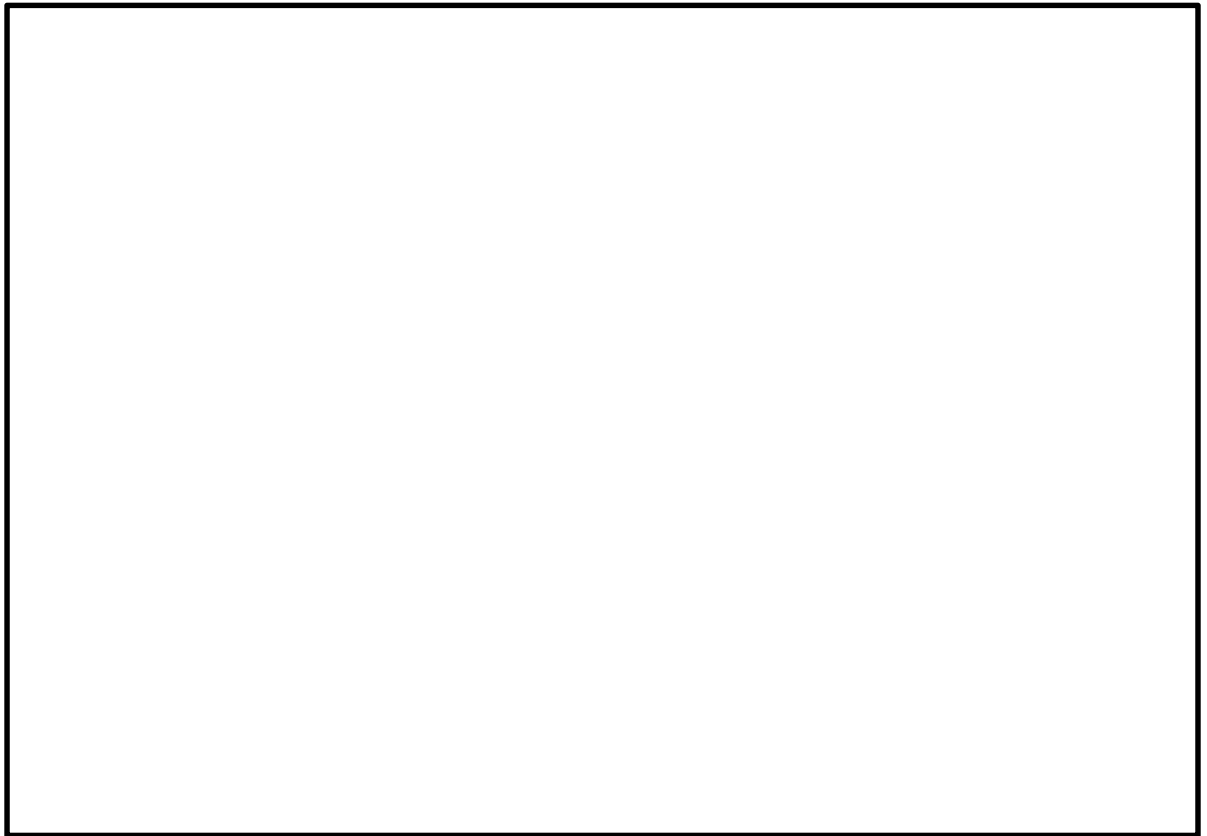


図 3.4.3-4 全応力解析と有効応力解析の比較
(設置変更許可段階まとめ資料より抜粋)

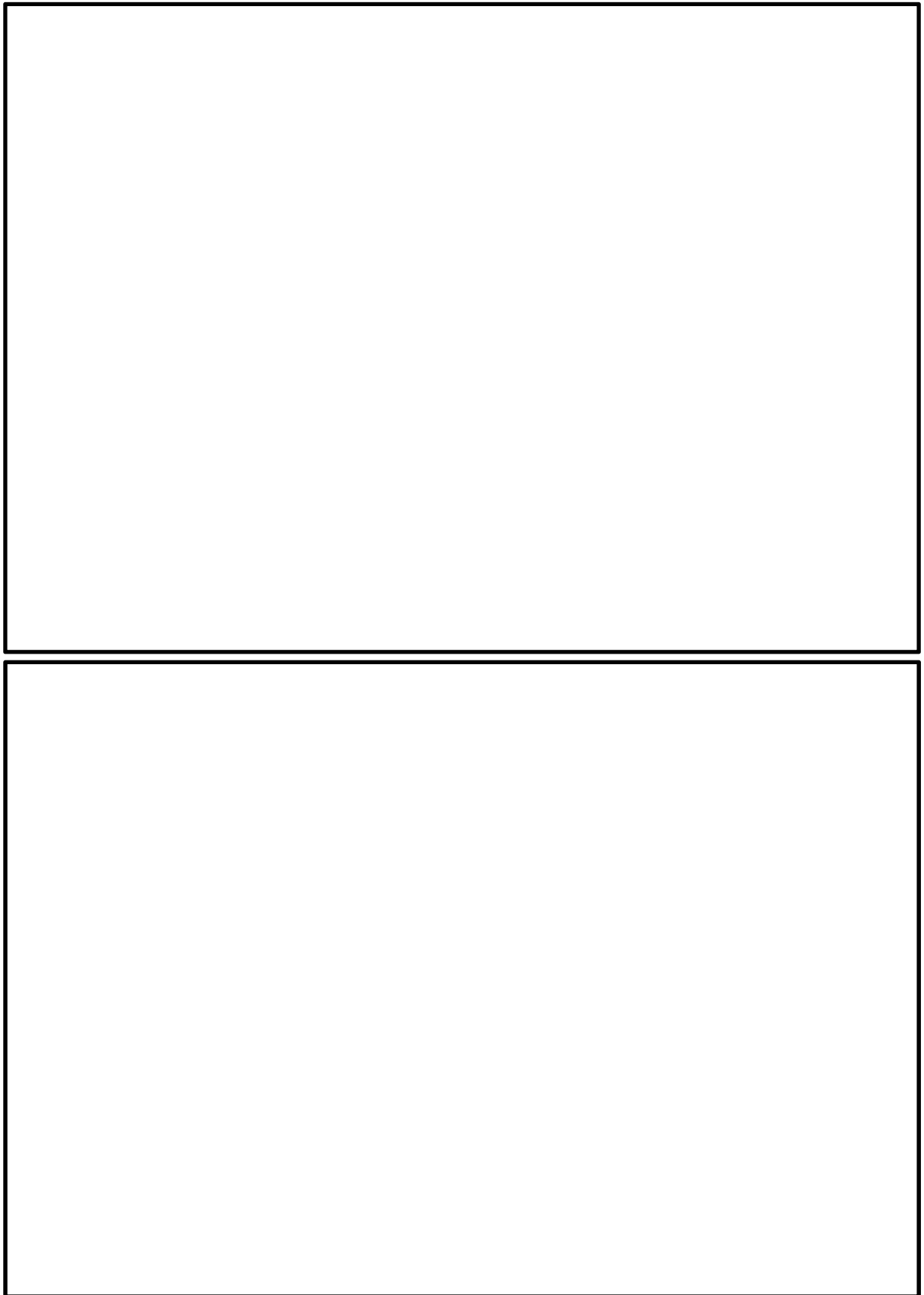


図 3.4.3-5 全応力解析と有効応力解析の比較
(設置変更許可段階まとめ資料より抜粋)

(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

3.5 評価結果

3.5.1 []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 3.5.1-1～表 3.5.1-4 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 1.2 を上回ることを確認した。

表 3.5.1-1 すべり安定性評価結果 ()

(地盤物性：平均強度)

--

表 3.5.1-2 すべり安定性評価結果 ()

(地盤物性：平均強度)

--

表 3.5.1-3 すべり安定性評価結果 ()

(地盤物性：平均強度)

--

表 3.5.1-4 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3.5.1-1に、主応力図を図3.5.1-2に示す。

図3.5.1-1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0.07N/mm²であり、を下回ることを確認しているが、保守的にを考慮しないすべり安全率を算定している。

図3.5.1-2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°～110°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。

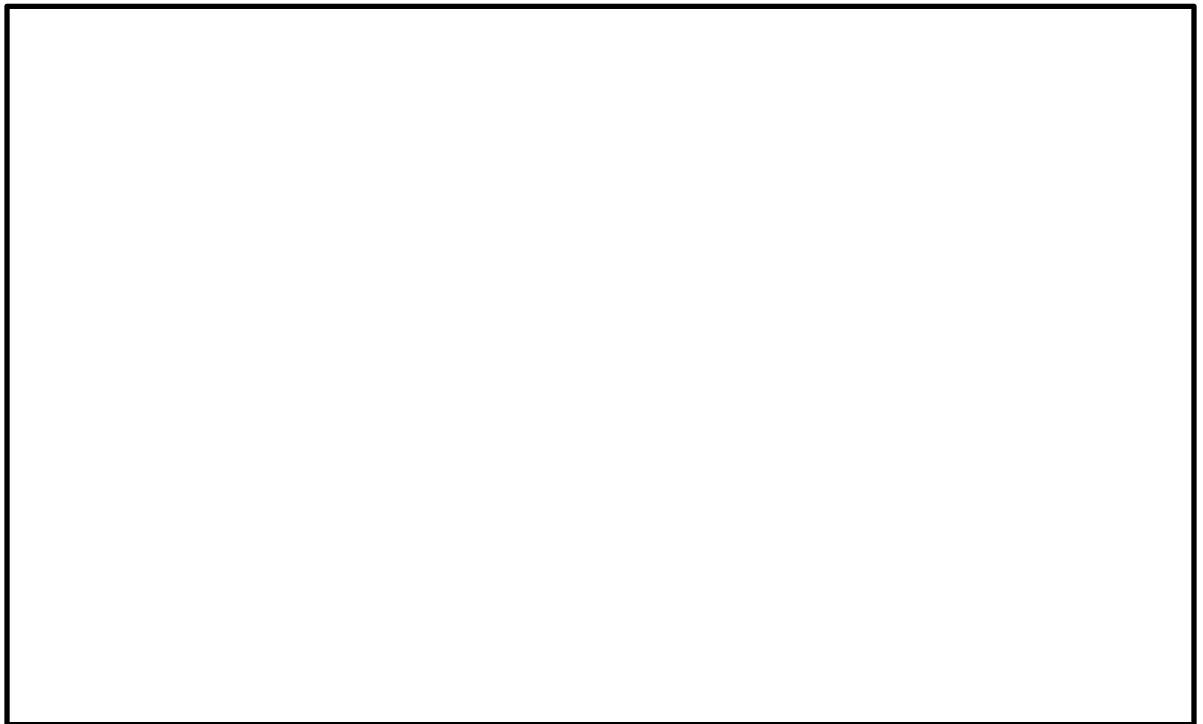


図3.5.1-1 局所安全係数分布図 ()

($S_s - D(-+)$, $t = 19.15$)

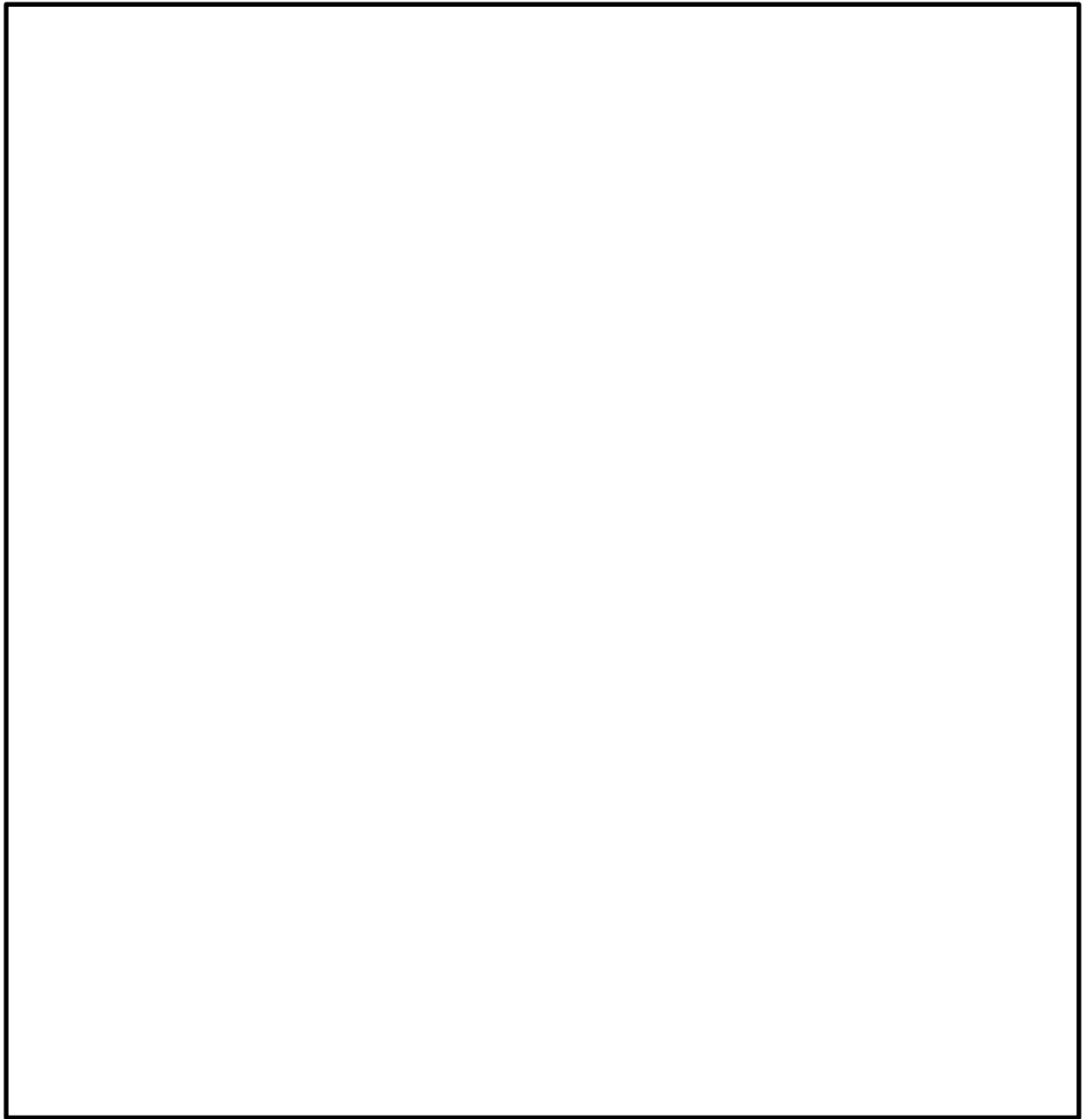


图 3.5.1-2 主应力图 ()
(S s - D (-+), t = 19.15)

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3.5.1-3及び図3.5.1-4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。

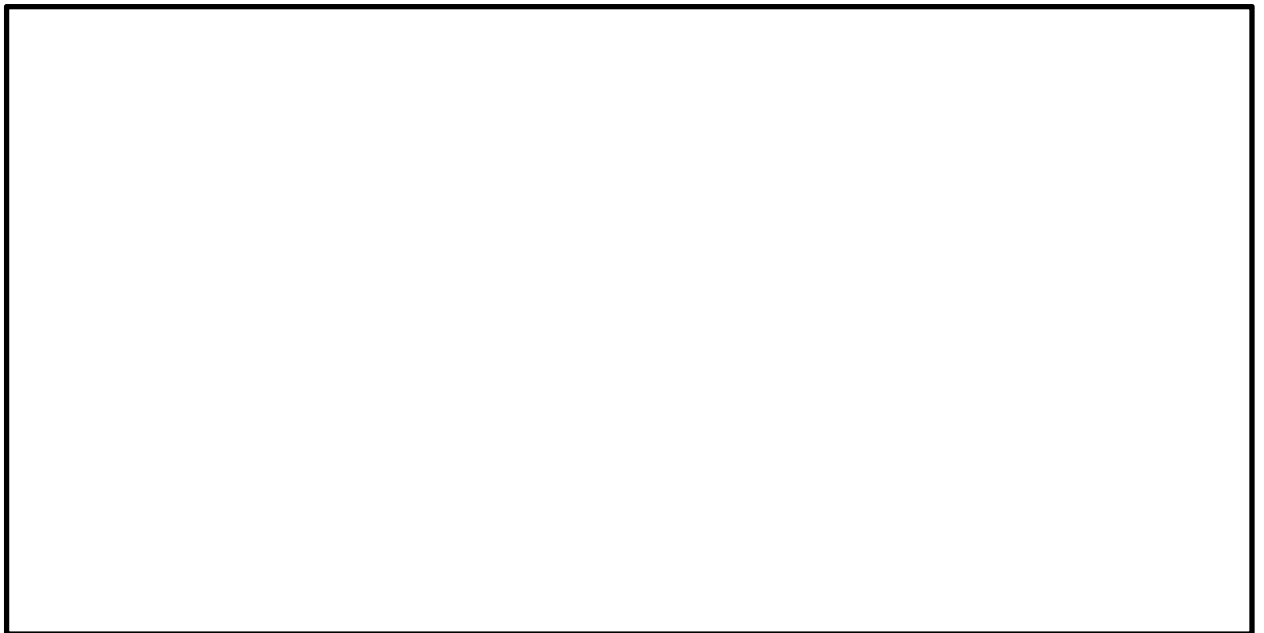


図 3.5.1-3 主応力図 ()
(掘削後)



図 3.5.1-4 主応力図 ()
(掘削前)

3.5.2 []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 3.5.2-1～表 3.5.2-4 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 1.2 を上回ることを確認した。

なお、表 3.5.2-4 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(設置変更許可時、全応力解析)のすべり安全率を下回っているが、これは、「3.4.3(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 3.5.2-1 すべり安定性評価結果 ()

(地盤物性：平均強度)

--

表 3.5.2-2 すべり安定性評価結果 ()

(地盤物性：平均強度)

--

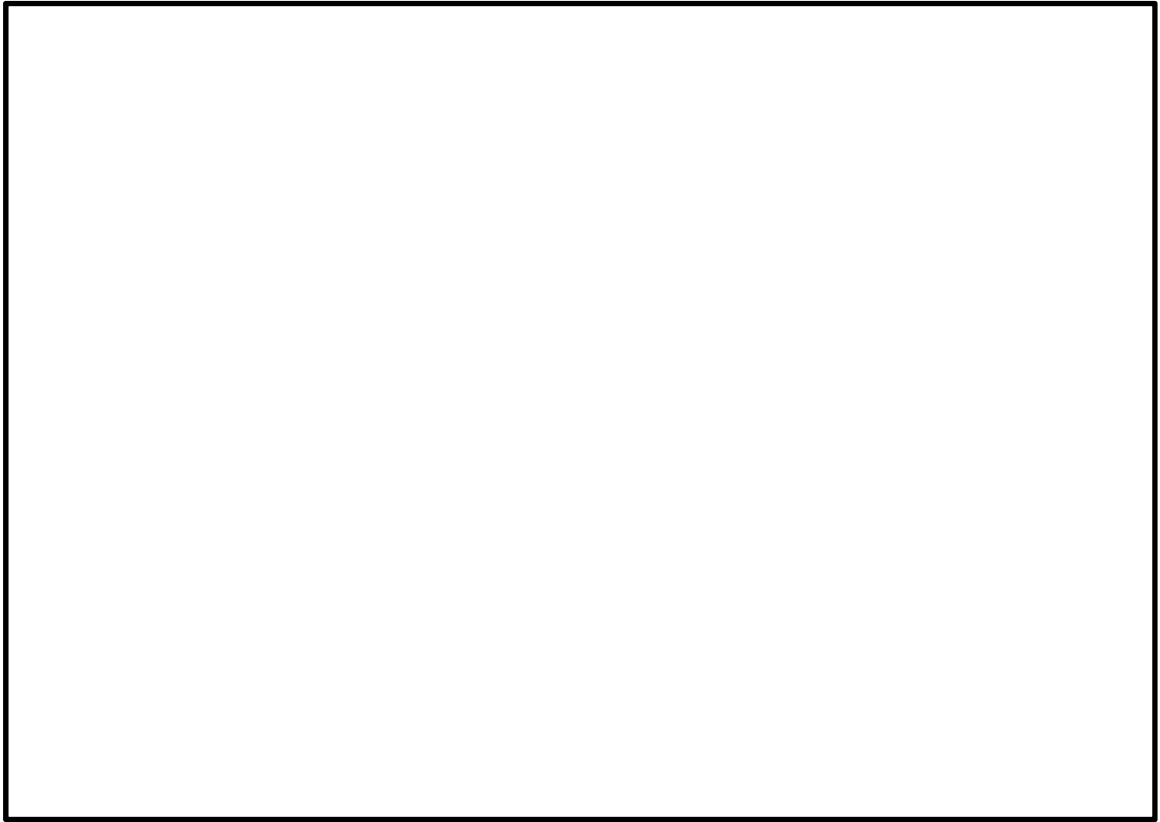
表 3.5.2-3 すべり安定性評価結果 ()

(地盤物性：平均強度)

--

表 3.5.2-4 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3.5.2-1に、主応力図を図3.5.2-2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ないことから、設定したすべり面はすべり安全率の厳しいすべり面となっていると判断した。

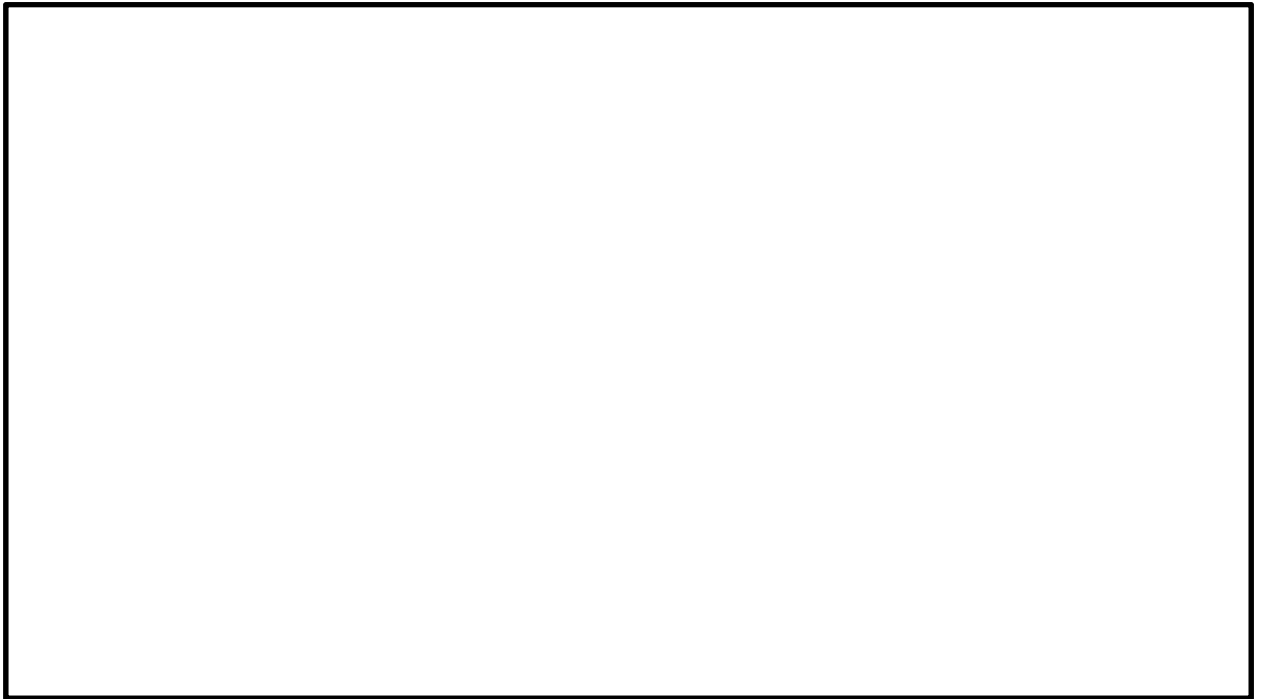


図 3.5.2-1 局所安全係数分布図 ()
($S_s - N_1$ (++) , $t = 7.71$)

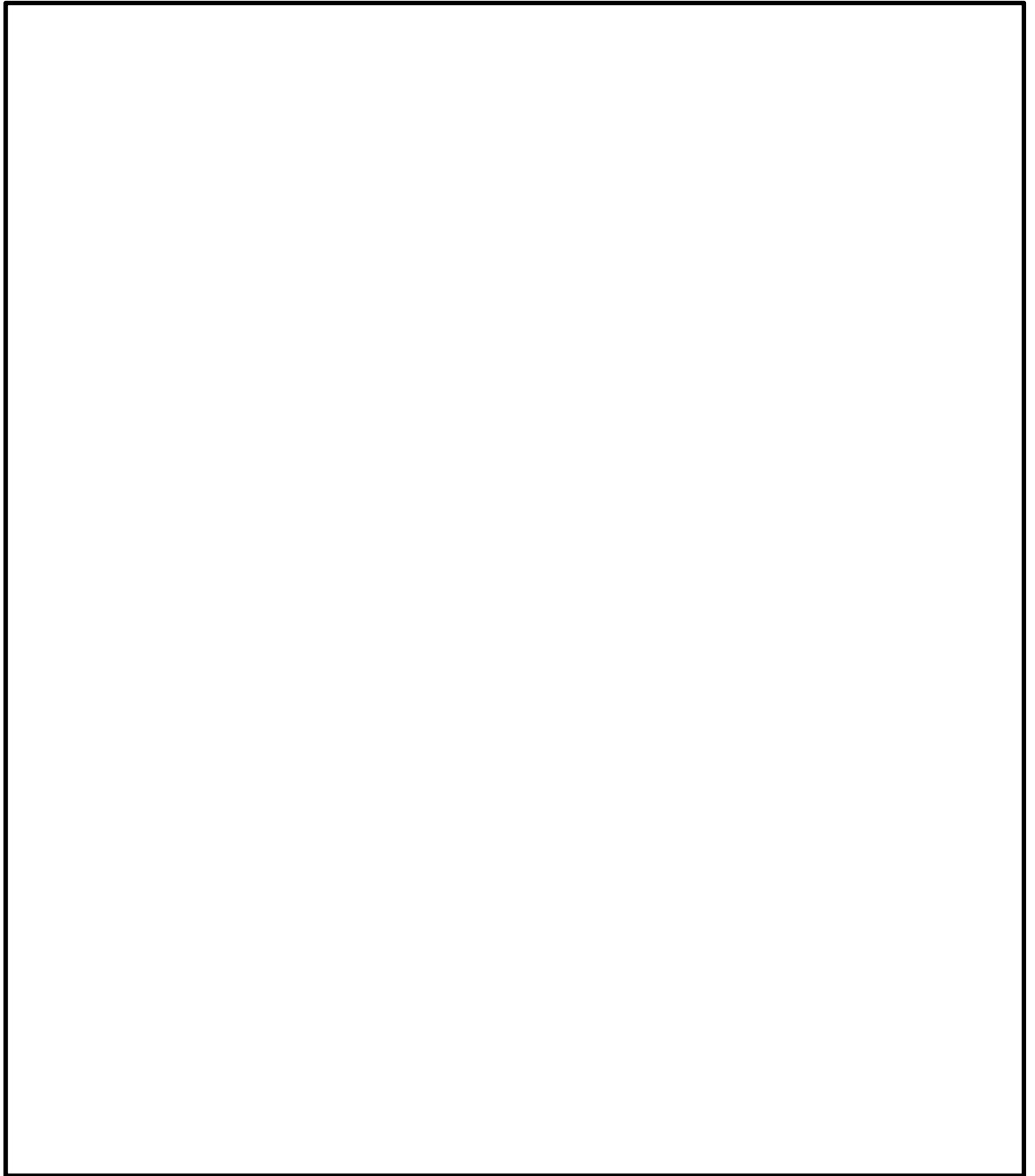


図 3.5.2-2 主応力図 ()
(S s - N 1 (++) , t = 7.71)

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3.5.2-3及び図3.5.2-4のとおり掘削前後で比較した。

その結果、両者は概ね同等であることから、掘削後のすべり安全率が大きく上昇した要因は、応答変化によるものではないと考えられる。

なお、掘削前の主応力図では、法肩付近に引張応力が発生しているが、すべり面の直応力は引張となっていないこと、及び[] []ことから、法肩付近の引張応力はせん断抵抗力に影響していないと評価した。

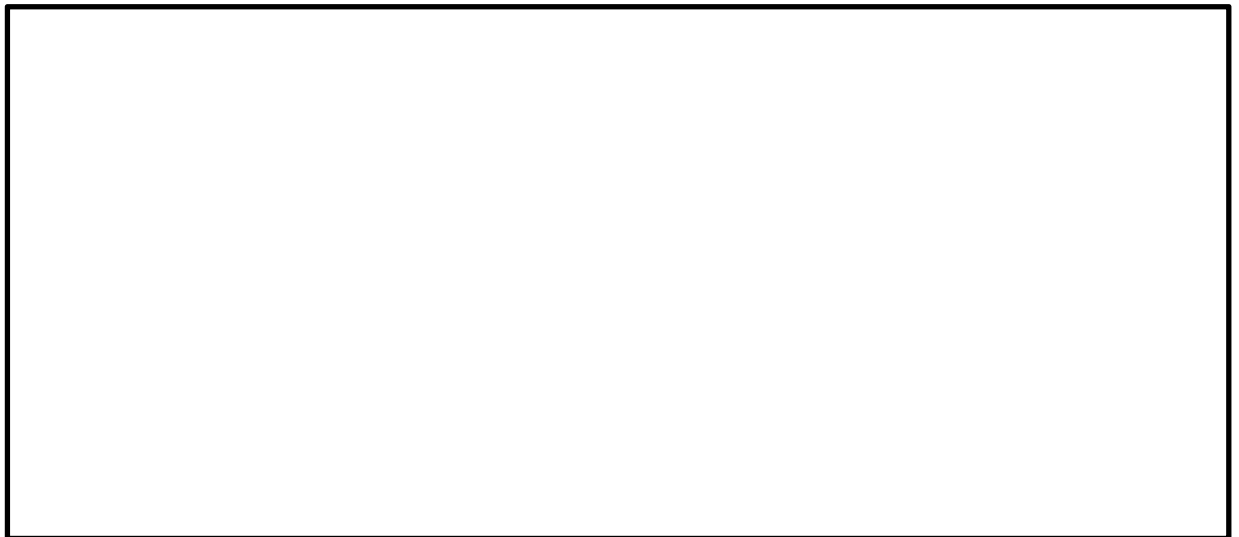


図 3.5.2-3 主応力図 []
(掘削後 (有効応力解析), [])

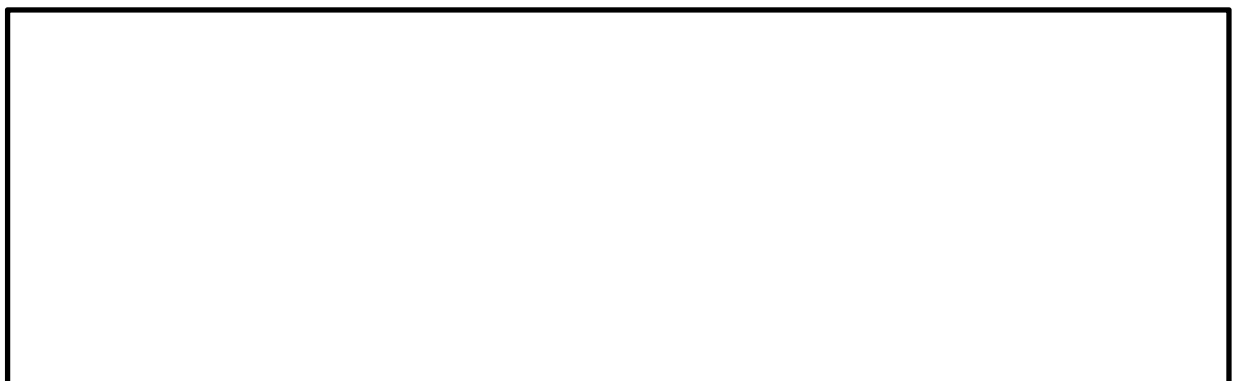


図 3.5.2-4 主応力図 []
(掘削前 (設置変更許可時, 全応力解析), [])

次に、すべり面番号3の最小すべり安全率時刻における過剰間隙水圧比分布図について、図3.5.2-5及び図3.5.2-6のとおり掘削前後で比較した。

掘削後の過剰間隙水圧比分布図では、最小すべり安全率時刻における過剰間隙水圧比が0.95以上となる要素は発生していないため、当該すべり安全率の算定において、液状化により抵抗力が低下する要素はない。

また、掘削前の液状化により起動力と抵抗力のどちらも考慮されていなかった範囲については、掘削後では追加対策工である改良地盤が施工されており、改良地盤の抵抗力を考慮できるため、すべり安全率が増加していると考えられる。

以上より、すべり面番号3について、追加対策工である改良地盤の抵抗力が考慮できたことから掘削前のすべり安全率に比べて掘削後のすべり安全率が上昇したと考えられる。



図 3.5.2-5 過剰間隙水圧比分布図
(掘削後 (有効応力解析))



図 3.5.2-6 過剰間隙水圧比分布図

(掘削前 (設置変更許可時, 全応力解析))

(3) 液状化範囲

掘削後の液状化範囲について、掘削前の液状化範囲と比較した結果を図 3.5.2-7 に示す。

地震動は、基準地震動のうち継続時間が最も長い $S_s - D$ を用い、過剰間隙水圧比の全時刻最大を波形反転 4 波で重ね合わせた。

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。

一方で、掘削後の法尻付近及び法尻南方の斜面内には、掘削前には認められなかった過剰間隙水圧比が 0.95 を超える要素が認められることから、図 3.5.2-8 に示すとおり、 $S_s - D$ の各地震動方向における全時刻最大の過剰間隙水圧比分布を確認した。

その結果、 $S_s - D$ のいずれの地震波でも、過剰間隙水圧比が 0.95 を超える要素が法尻付近及び法尻南方の斜面内に、局所的かつ散在的に認められることを確認した。

以上のことから、掘削後の [] の液状化範囲は、総括的には改良地盤等の施工により減少しており、これにより [] のすべり安定性は向上していると評価するが、改良地盤より南方に、掘削前には認められなかった液状化範囲が局所的かつ散在的に認められることから、以降ですべり安定性への影響を検討する。

その際は、法尻南方の斜面内において、液状化範囲が広く分布する $S_s - D$ (一) を対象に、検討を行う。

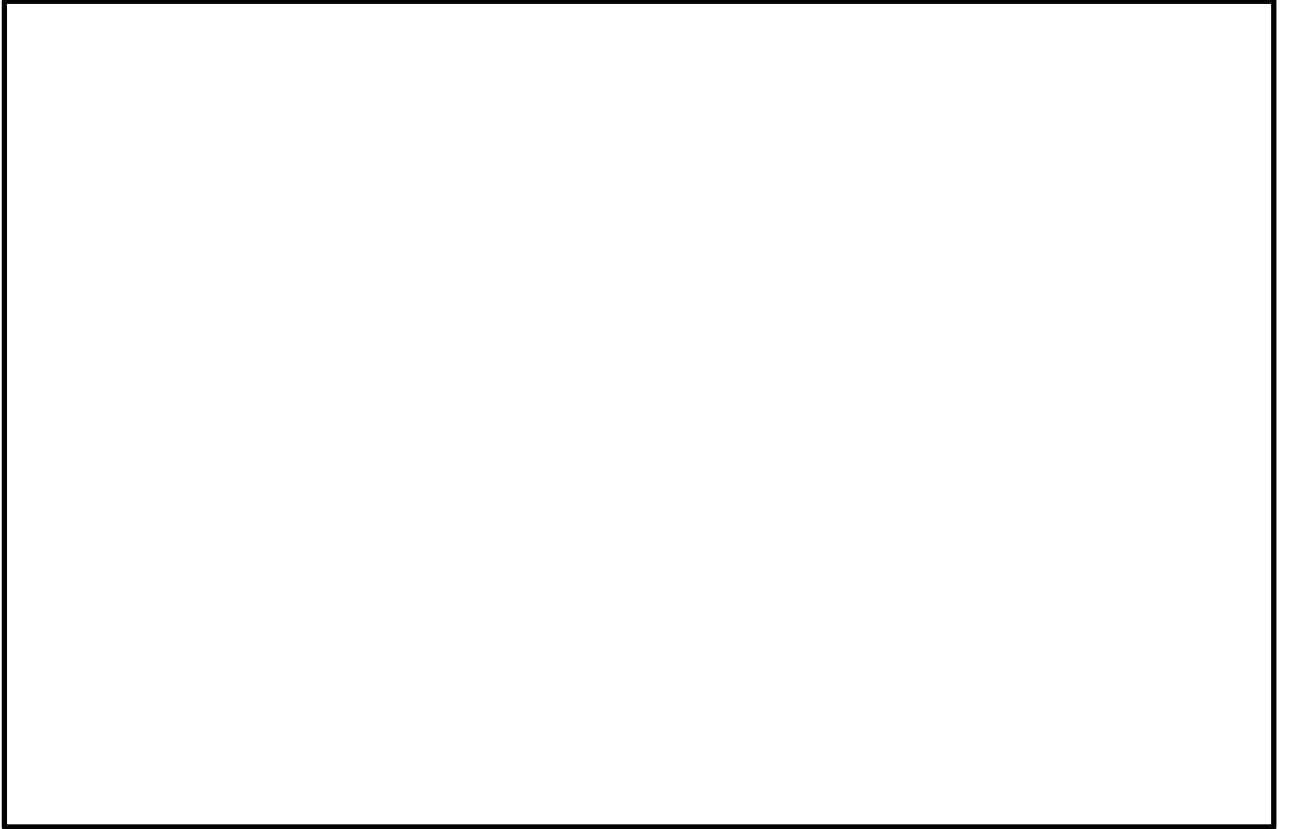


図 3.5.2-7 液状化範囲の比較

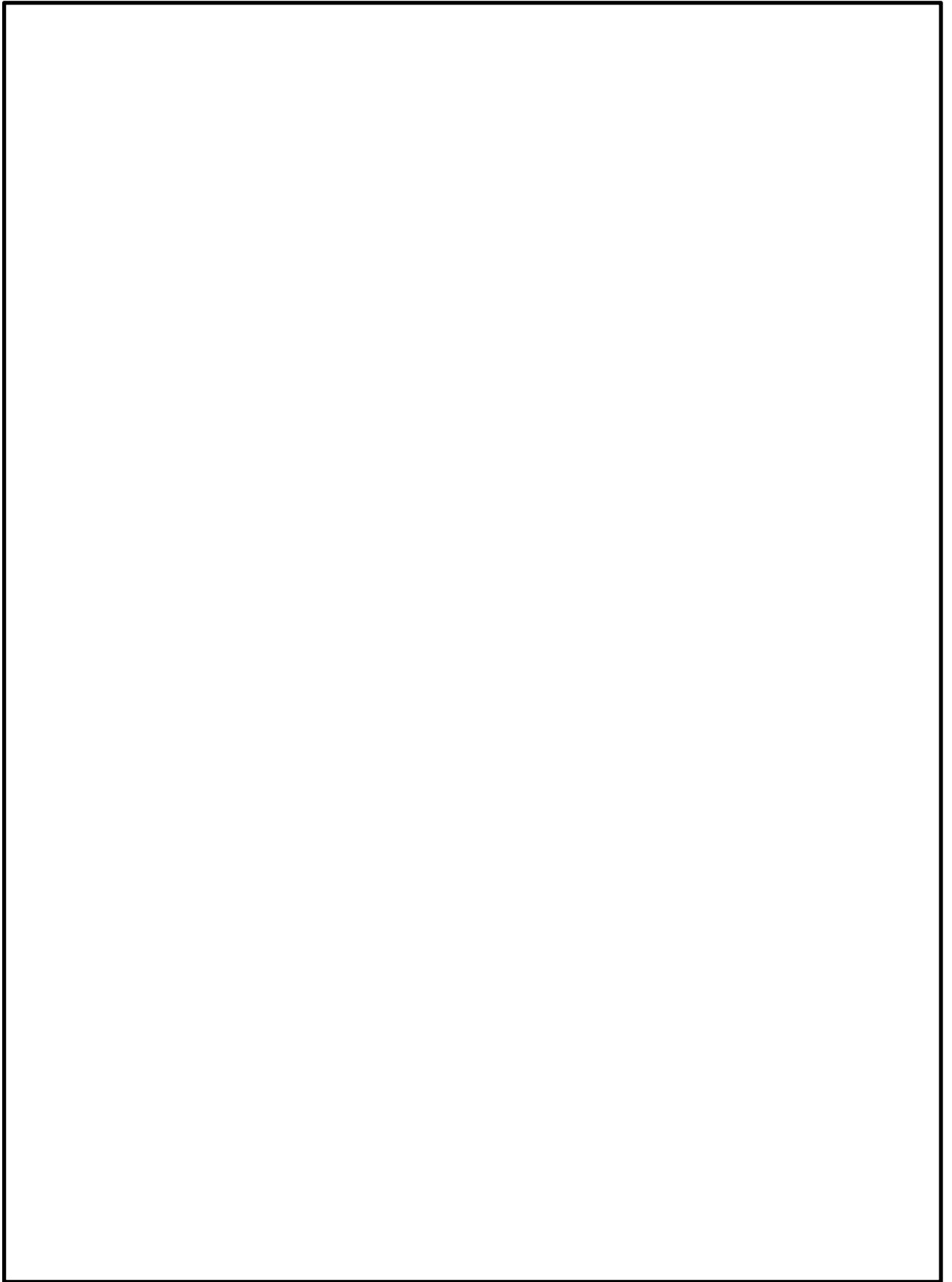


図 3.5.2-8 S s - D の各地震動方向における最大過剰間隙水圧比分布図
(全時刻最大)

液状化範囲を概ね包絡している $S_s - D$ (--) について、過剰間隙水圧比の発生状況の時刻歴を図 3.5.2-9 に示す。

法尻付近の液状化範囲については、10 秒あたりで一時的に発生しており、地震終了時まで継続していない。

また、斜面内の液状化範囲については、地震動が徐々に小さくなっていく 41.97 秒に発生しており、地震終了時まで継続して 0.95 以上を超える要素は 2 要素のみと局所的である。

以上のことから、液状化範囲が [] のすべり安定性に与える影響は軽微であると考えられる。

【Ss-D(--)]

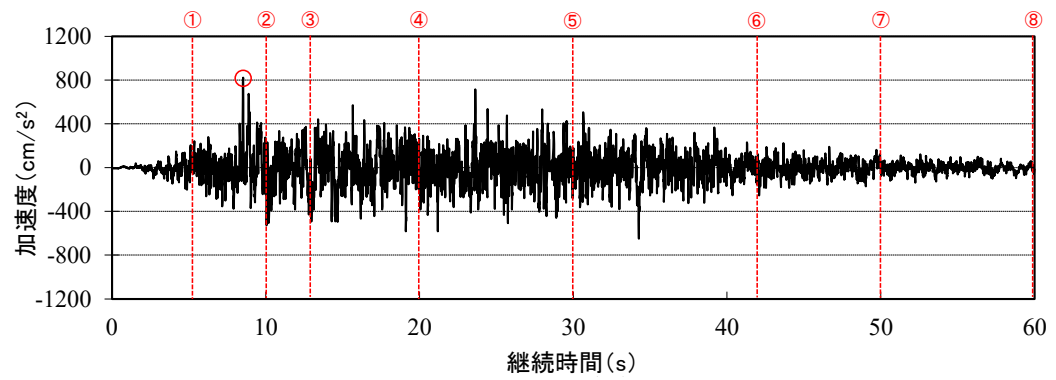


図 3.5.2-9 S s - D (- -) における過剰間隙水圧の発生状況の時刻歴

前述のとおり、液状化範囲が [] のすべり安定性に与える影響は軽微であると考え、念のため、図 3.5.2-10 に示すとおり、全時刻最大の過剰間隙水圧比分布における液状化範囲を通る任意のすべり面を設定し、すべり安全率を全時刻で算定した。

その結果、図 3.5.2-11 のとおり、最小すべり安全率は 1.63 であり、表 2.9.8-1 に示す最小すべり安全率 1.56 を上回ることから、液状化範囲が [] のすべり安定性に与える影響は軽微と判断する。



図 3.5.2-10 液状化により安全率が厳しくなると考えられるすべり面
($S_s - D$ (—))における最大過剰間隙水圧比分布(全時刻最大)



図 3.5.2-11 液状化範囲を通るすべり面のすべり安全率
($S_s - D$ (—) , $t=15.03s$)

(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 3.5.2-5 及び表 3.5.2-6 に、引張破壊に対する局所安全係数を表 3.5.2-7 及び表 3.5.2-8 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 3.5.2-5 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 ²)	せん断強度 R (kN/m ²)	局所安全係数 f _s *
S _s -D	(++)	860	1250	1.45
	(-+)	846	1250	1.48
	(+-)	912	1250	1.37
	(--)	919	1250	1.36
S _s -N1	(++)	749	1250	1.67
	(-+)	805	1250	1.55
S _s -N2 (NS)	(++)	587	1250	2.13
	(-+)	499	1250	2.51
S _s -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 3.4.2-6 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 ²)	せん断強度 R (kN/m ²)	局所安全係数 f _s *
S _s -D	(++)	966	1250	1.29
	(-+)	1012	1250	1.24
	(+-)	1072	1250	1.17
	(--)	956	1250	1.31
S _s -N1	(++)	745	1250	1.68
	(-+)	862	1250	1.45
S _s -N2 (NS)	(++)	764	1250	1.64
	(-+)	689	1250	1.81
S _s -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 3.5.2-7 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 ²)	引張強度 R (kN/m ²)	局所安全係数 f _s *
S _s -D	(++)	410	625	1.52
	(-+)	443	625	1.41
	(+-)	491	625	1.27
	(--)	454	625	1.38
S _s -N1	(++)	440	625	1.42
	(-+)	268	625	2.33
S _s -N2 (NS)	(++)	299	625	2.09
	(-+)	187	625	3.34
S _s -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 3.5.2-8 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 ²)	引張強度 R (kN/m ²)	局所安全係数 f _s *
S _s -D	(++)	395	625	1.58
	(-+)	384	625	1.63
	(+-)	456	625	1.37
	(--)	412	625	1.52
S _s -N1	(++)	312	625	2.00
	(-+)	288	625	2.17
S _s -N2 (NS)	(++)	239	625	2.62
	(-+)	282	625	2.22
S _s -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

(参考資料) 安全対策工事に伴う掘削箇所の概要

1. 掘削範囲及び土留め工の概要

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い、掘削を実施している。

図1に、掘削箇所の平面図を、図2～図10に、掘削箇所の土留め工の概要を示す。

掘削箇所には土留め工を設置して掘削しているが、「1. 概要」の掘削による地盤の安定性評価の検討経緯フローのとおり、には安定性向上を目的とした追加対策工（改良地盤及び埋戻コンクリート）を実施する。

追加対策工である改良地盤及び埋戻コンクリートの施工により、土留め工のうち、一部のグラウンドアンカは撤去されるため、概要図においては、破線で示す。

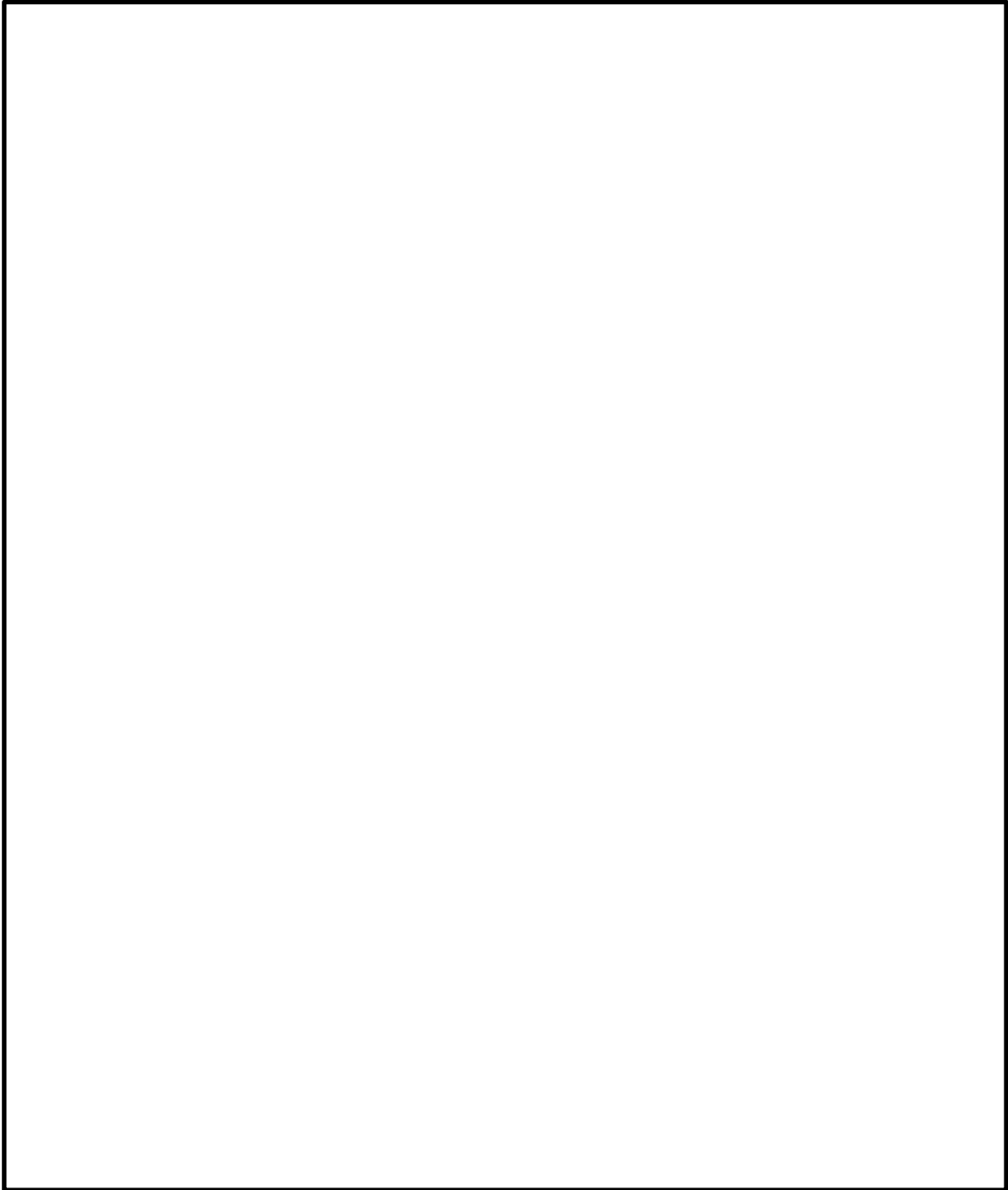


図 1 安全対策工事に伴う掘削箇所平面図

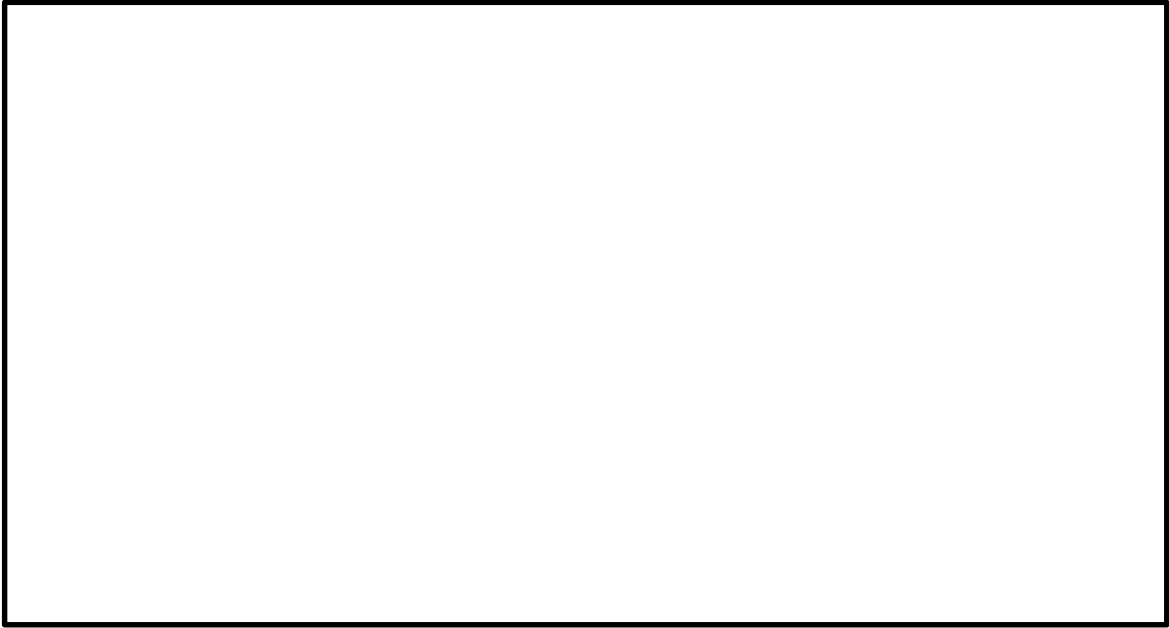


图 2 A - A' 断面图



图 3 B - B' 断面图

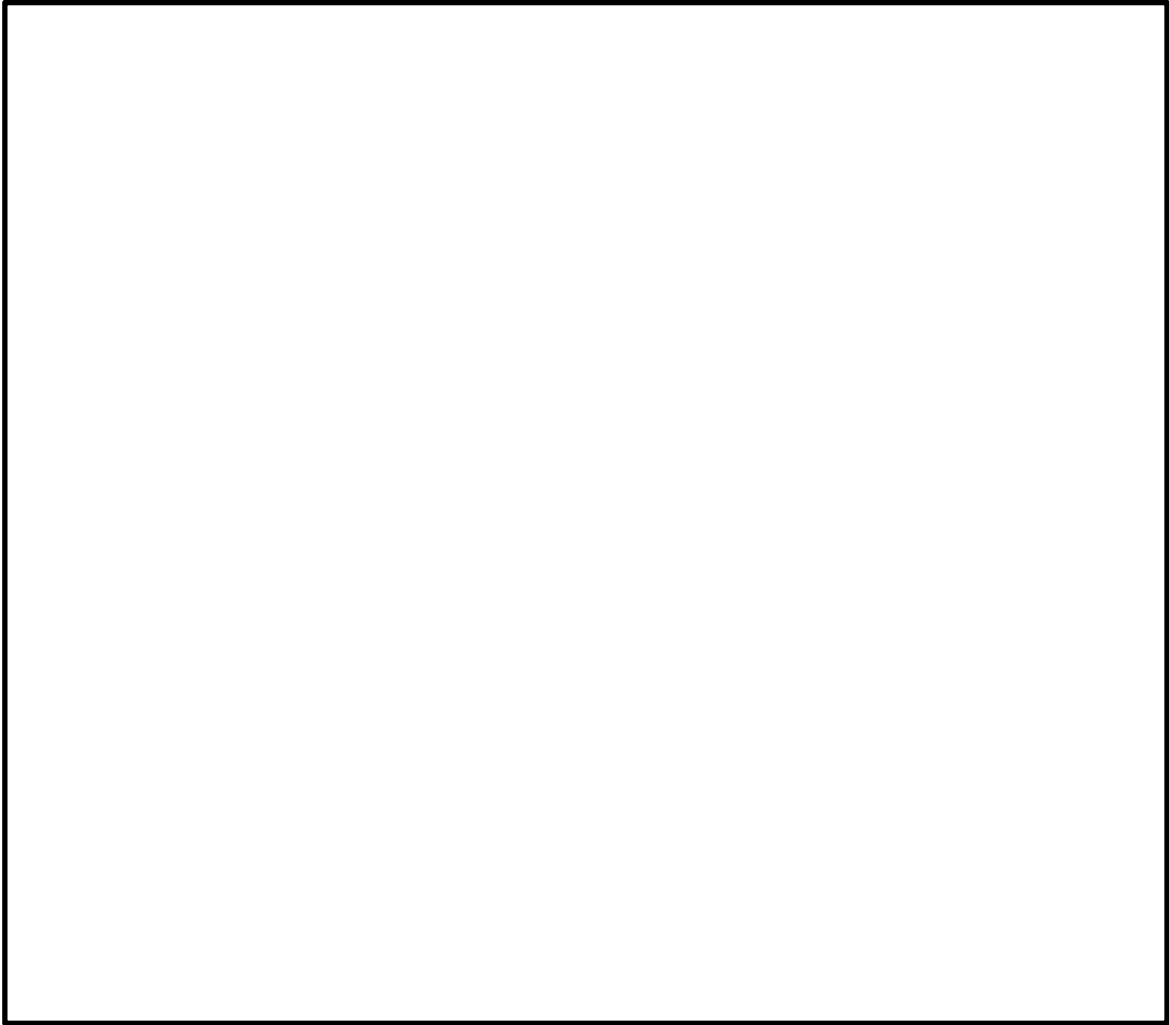


图 4 C - C' 断面图

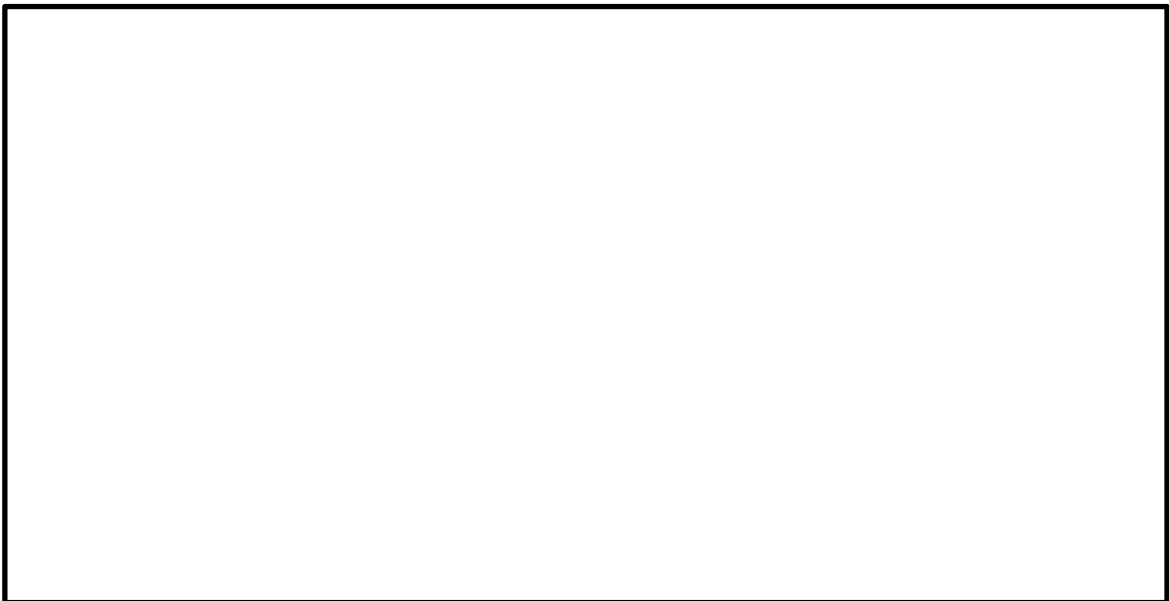


图 5 D - D' 断面图

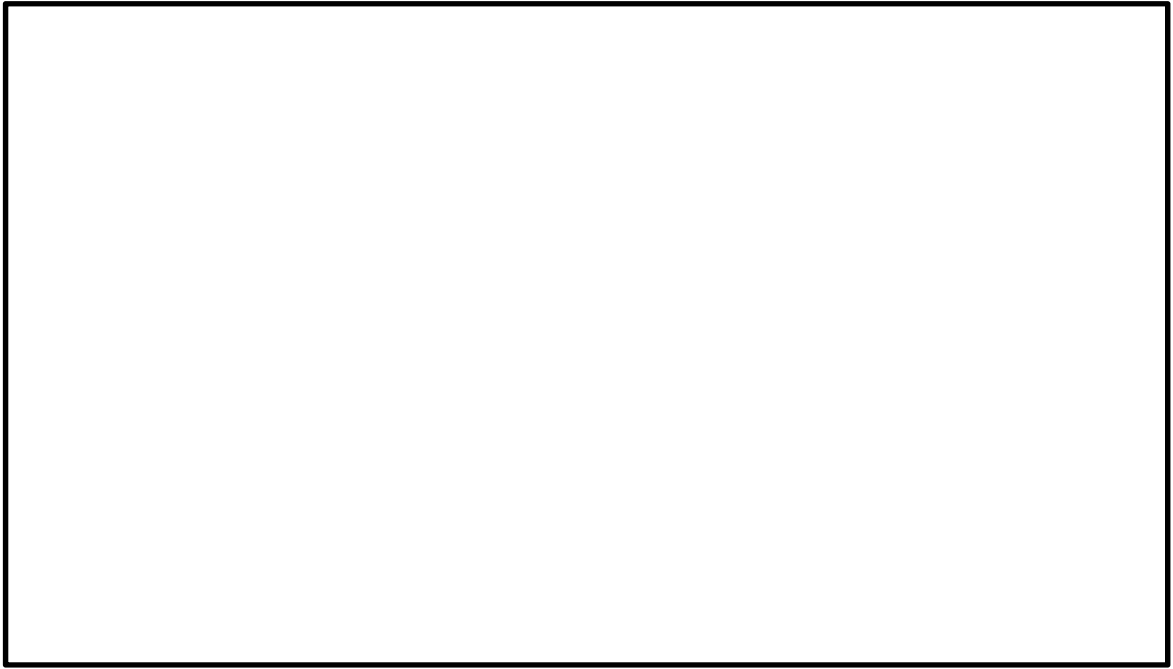


图 6 E - E ' 断面

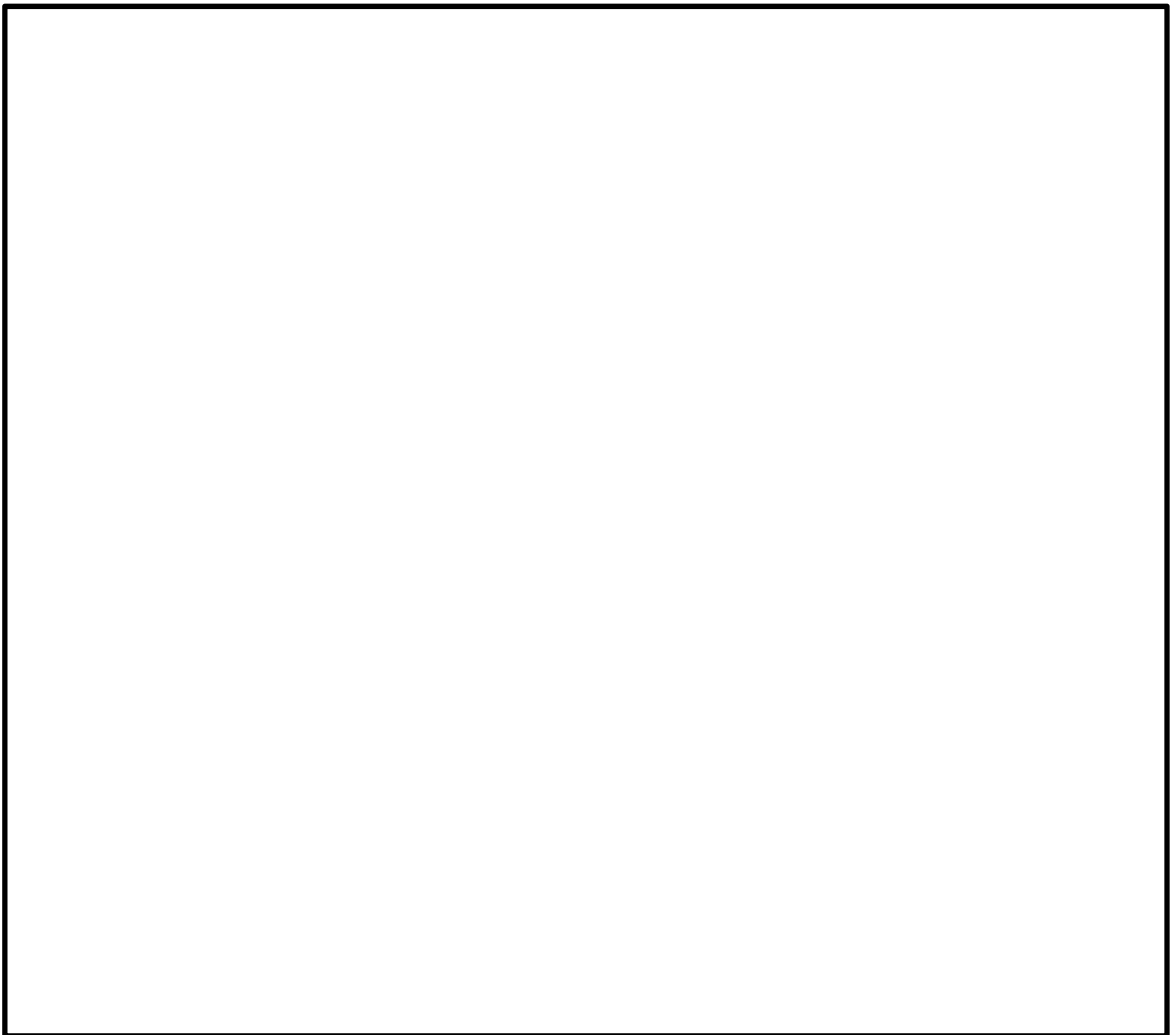


图 7 F - F ' 断面图

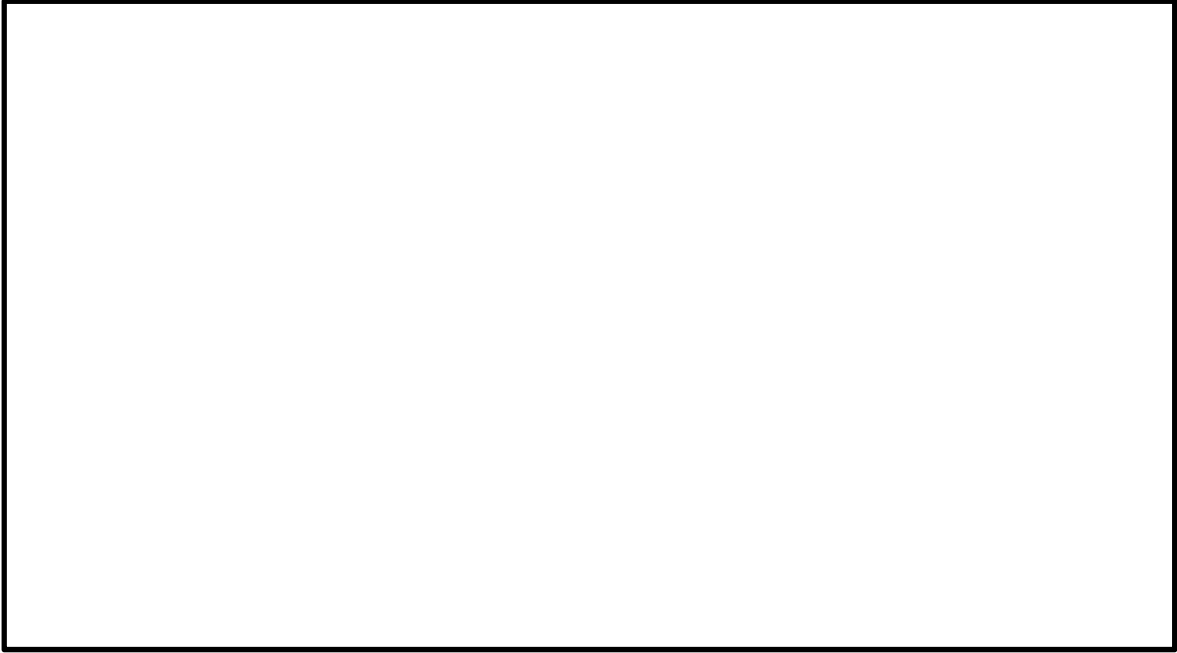


图 8 G - G' 断面图

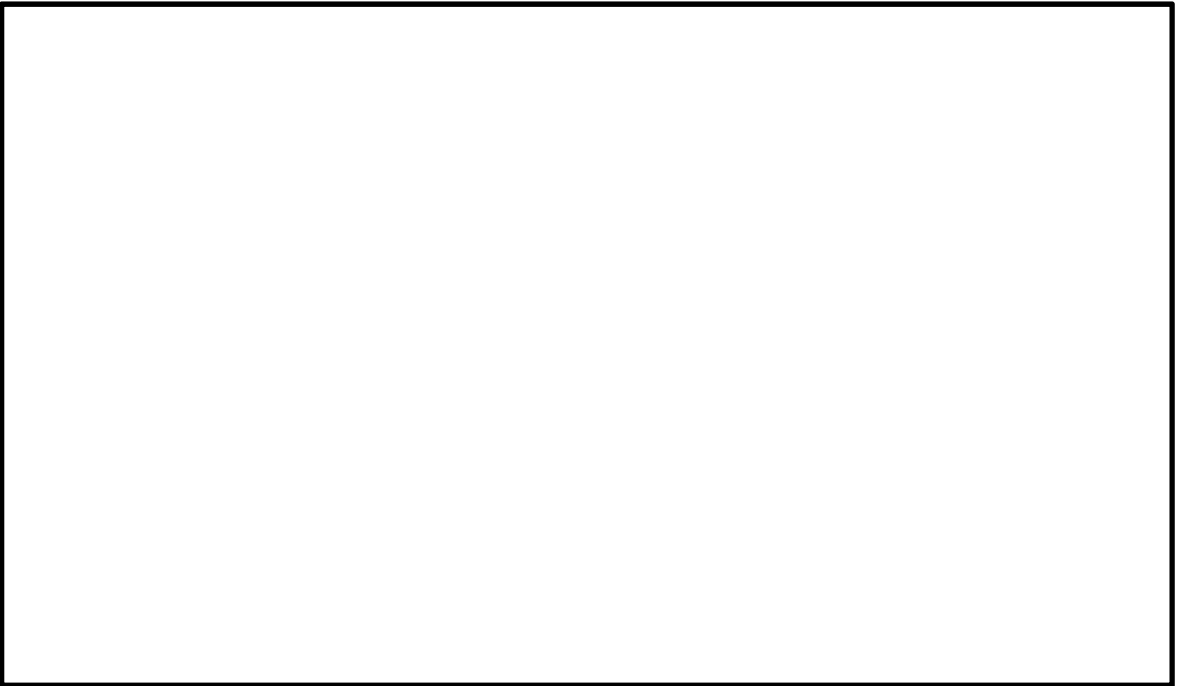


图 9 H - H' 断面图

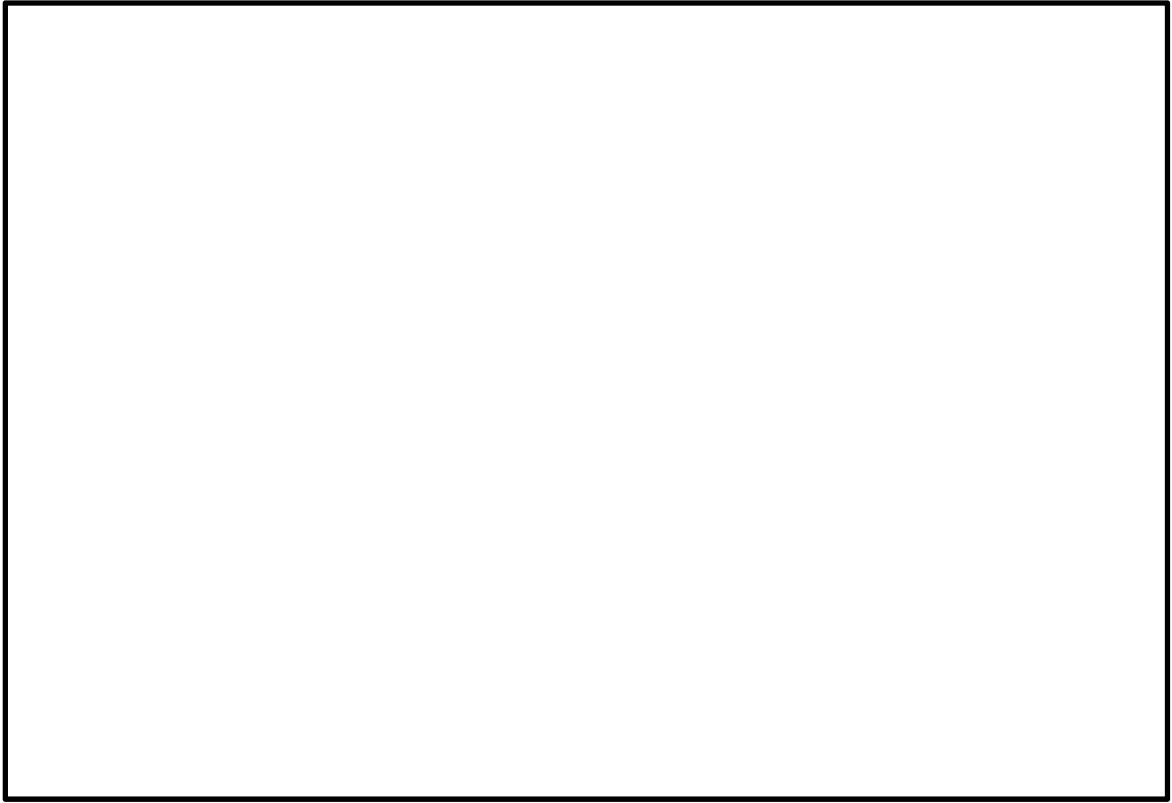


图 10 I - I' 断面图