

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。

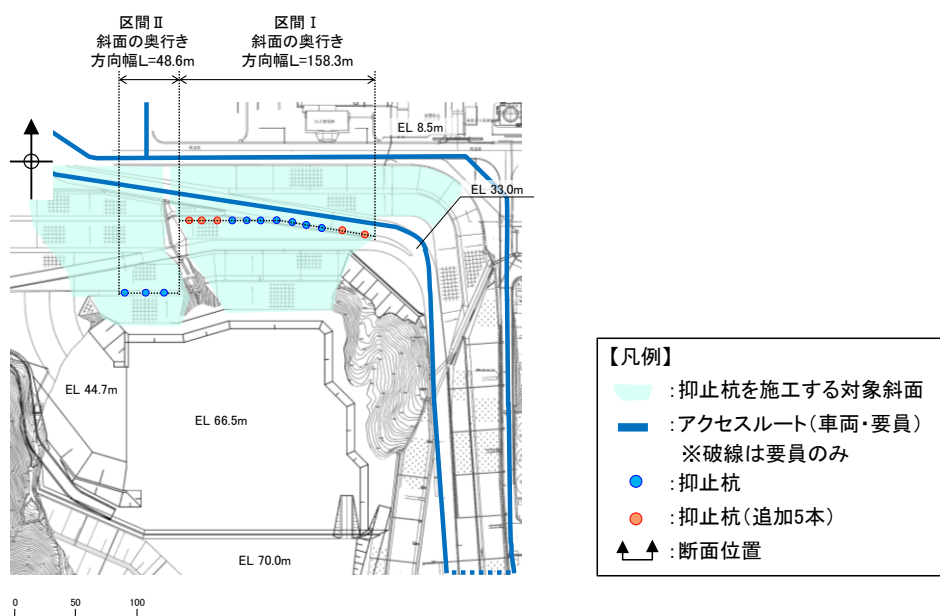
(4) 評価基準値の設定

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）

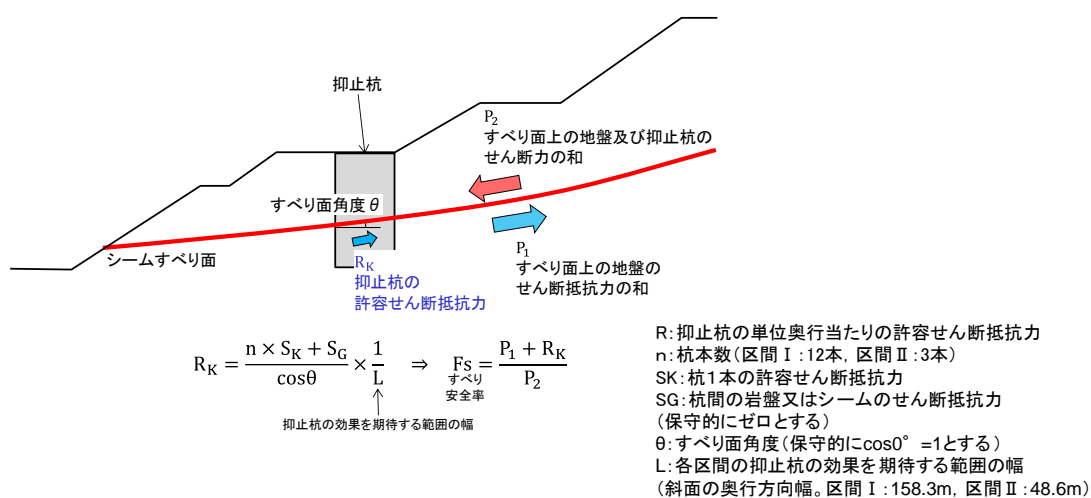
(5) すべり安全率の算定方法

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。

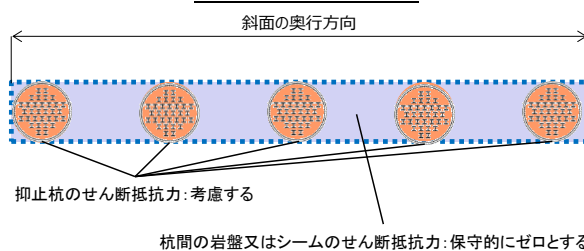


平面图



抑止杭のせん断抵抗力算出イメージ図

断面図 (概念図)



杭間及び周辺岩盤のせん断抵抗力

図 2.7.4-1 シームすべりに対する抑止杭のせん断抵抗算出概要図

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、埋戻部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。

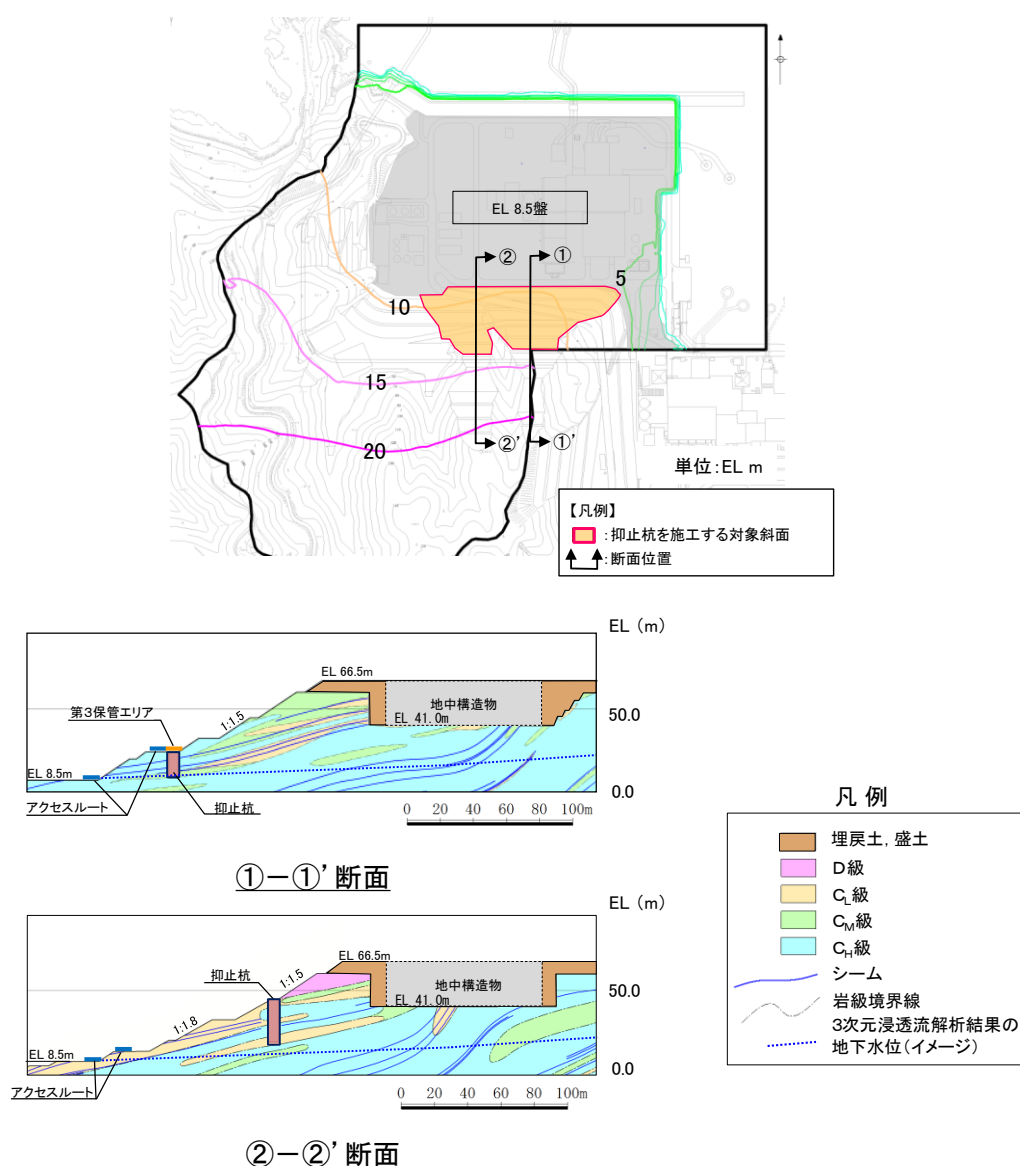
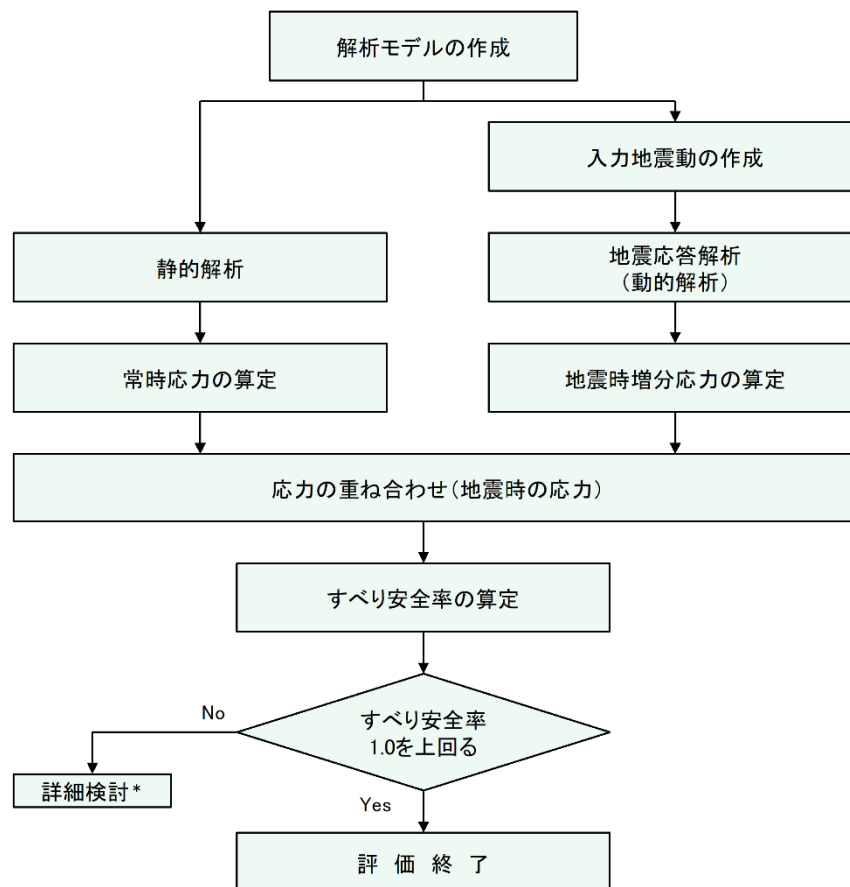


図 2.7.4-2 3次元浸透流解析結果（定常解析）の等水位線図*

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

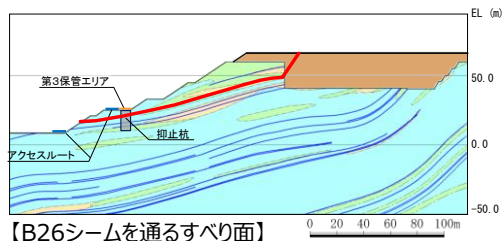
入力地震動は「2.7.3 抑止杭の耐震評価」と同様とする。

(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。

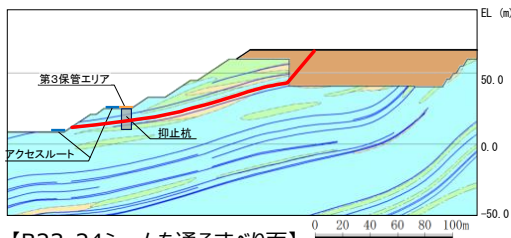
結果が最小となったケースに対して，地盤物性のばらつき（平均強度－ $1.0 \times$ 標準偏差（ σ ））を考慮した場合でも，最小すべり安全率が評価基準値 1.0 に対し余裕を有しており，安定性を有することを確認した。

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。



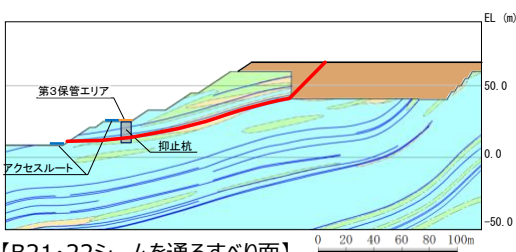
【B26シームを通るすべり面】

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



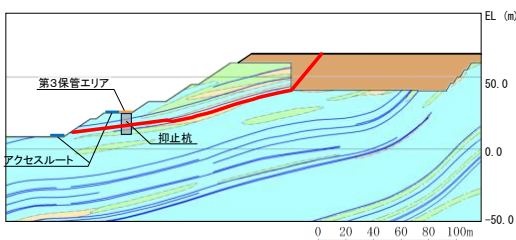
【B23・24シームを通るすべり面】

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



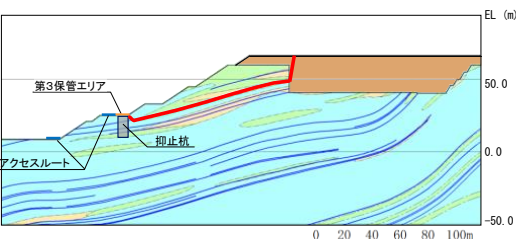
【B21・22シームを通るすべり面】

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



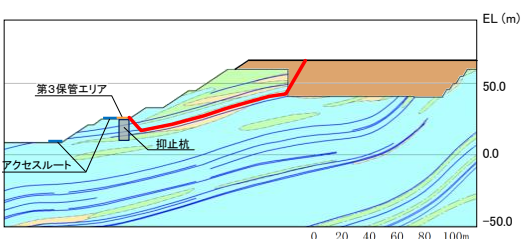
【B21・22シーム,法尻近傍のC₁級岩盤及び
B23・24シームを通して法尻に抜けるすべり面】

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



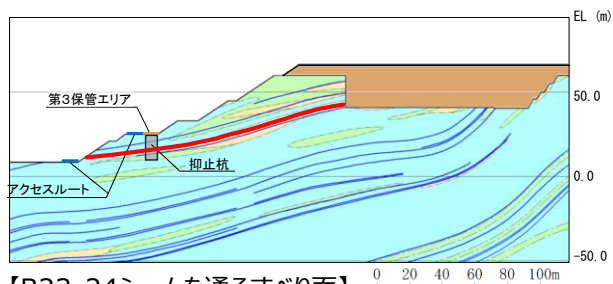
【B23・24シームを通して抑止杭背後で切り上がるすべり面】

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】

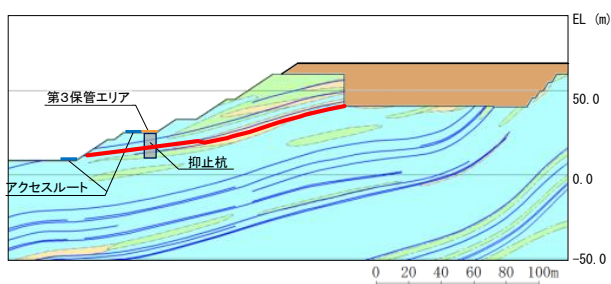
- : C₁級岩盤 ■ : C₂級岩盤 ■ : C₃級岩盤
- : 埋戻土、盛土 ■ : 抑止杭
- : シーム — : 最小すべり安全率のすべり面

図 2.7.4-4 ①-①' 断面の評価結果



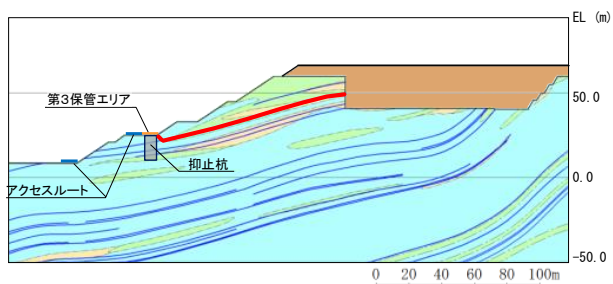
【B23・24シームを通るすべり面】

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



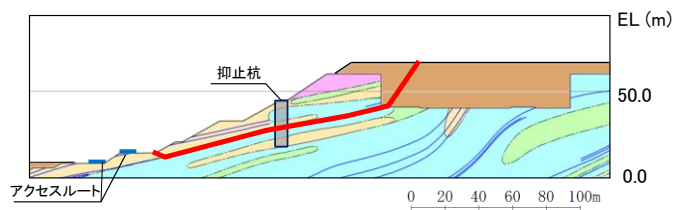
【B26シームを通過して抑止杭背後で切り上がるすべり面】

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】

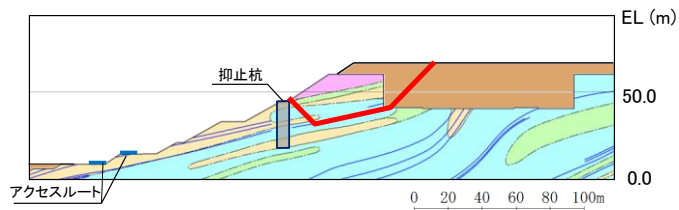
■ : C _H 級 岩盤	■ : C _M 級 岩盤	■ : C _L 級 岩盤
■ : 埋戻土, 盛土	■ : 抑止杭	■ : シーム
		■ : すべり面

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)



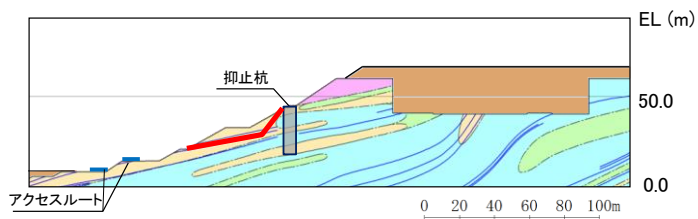
【B21・22シームを通るすべり面】

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



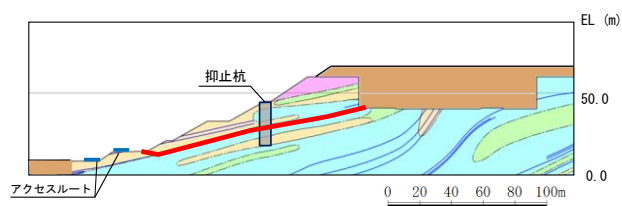
【B23シームを通過して法面に抜けるすべり面】

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】

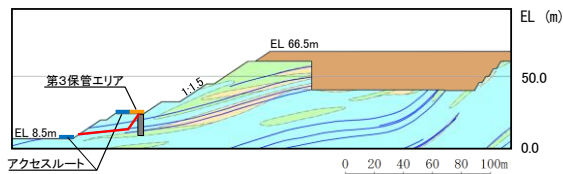
□ : C _H 級 岩盤	□ : C _M 級 岩盤	□ : C _L 級 岩盤	□ : D級 岩盤
■ : 埋戻土, 盛土	■ : 抑止杭	— : シーム	— : すべり面

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

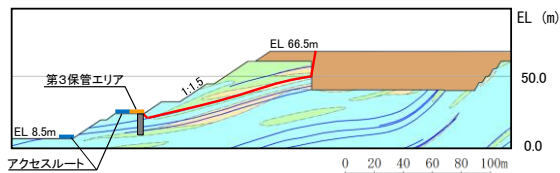
【杭より下流の移動層のすべり及び受働破壊を想定したすべりの検討】

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。



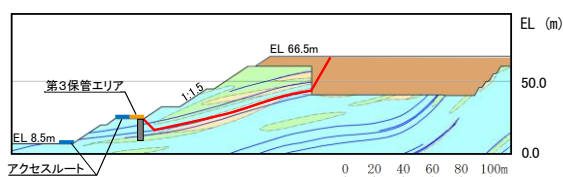
【B23・24シームを通る杭より下流の移動層のすべり面】

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



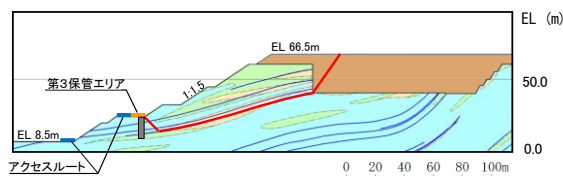
【B26シームを通る受働破壊を想定したすべり面】

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】

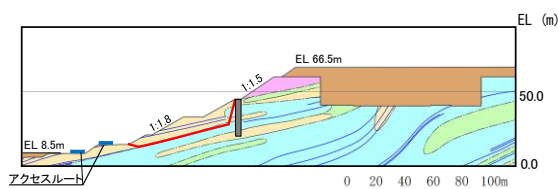
基準地震動 S_s	すべり安全率
S_s-D	1.60
S_s-N_1	1.81
S_s-N_2	1.97



【B21・22シームを通る受働破壊を想定したすべり面】

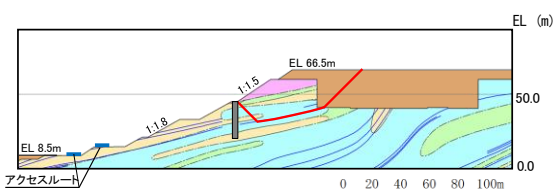
基準地震動 S_s	すべり安全率
S_s-D	1.73
S_s-N_1	1.79
S_s-N_2	1.97

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。

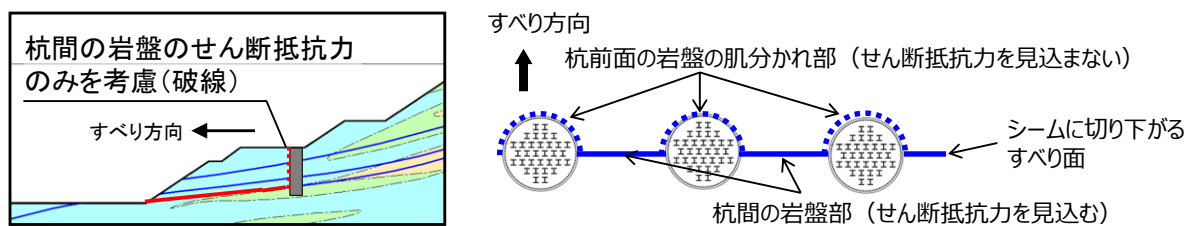
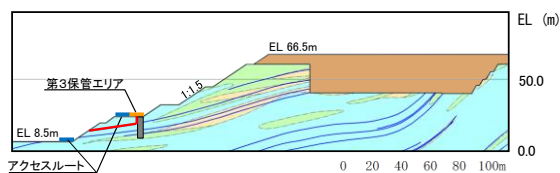
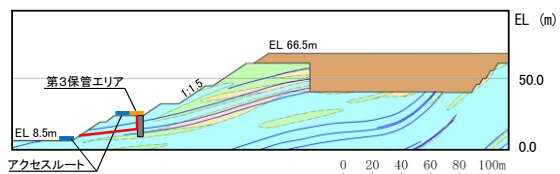


図 2.7.4－9 ①－①' 断面の杭間隔等（イメージ図）



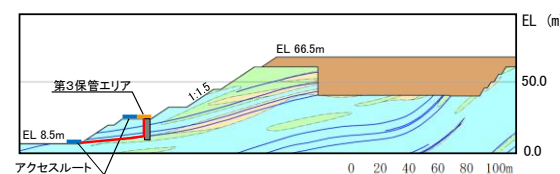
【B26シームを通る杭の肌分かれを想定したすべり面】

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】

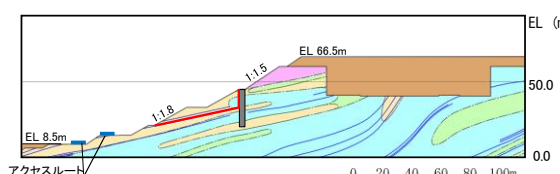
基準地震動 S_s	すべり安全率
S_s-D	3.10
S_s-N_1	3.12
S_s-N_2	3.53



【B21シームを通して法尻に抜ける杭の肌分かれを想定したすべり面】

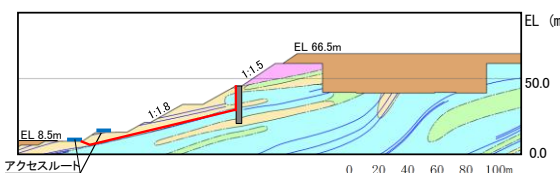
基準地震動 S_s	すべり安全率
S_s-D	7.09
S_s-N_1	8.58
S_s-N_2	7.97

①-①' 断面



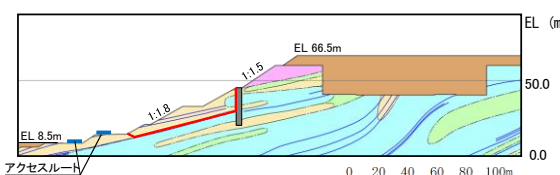
【B23+24シームを通る杭の肌分かれを想定したすべり面】

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。

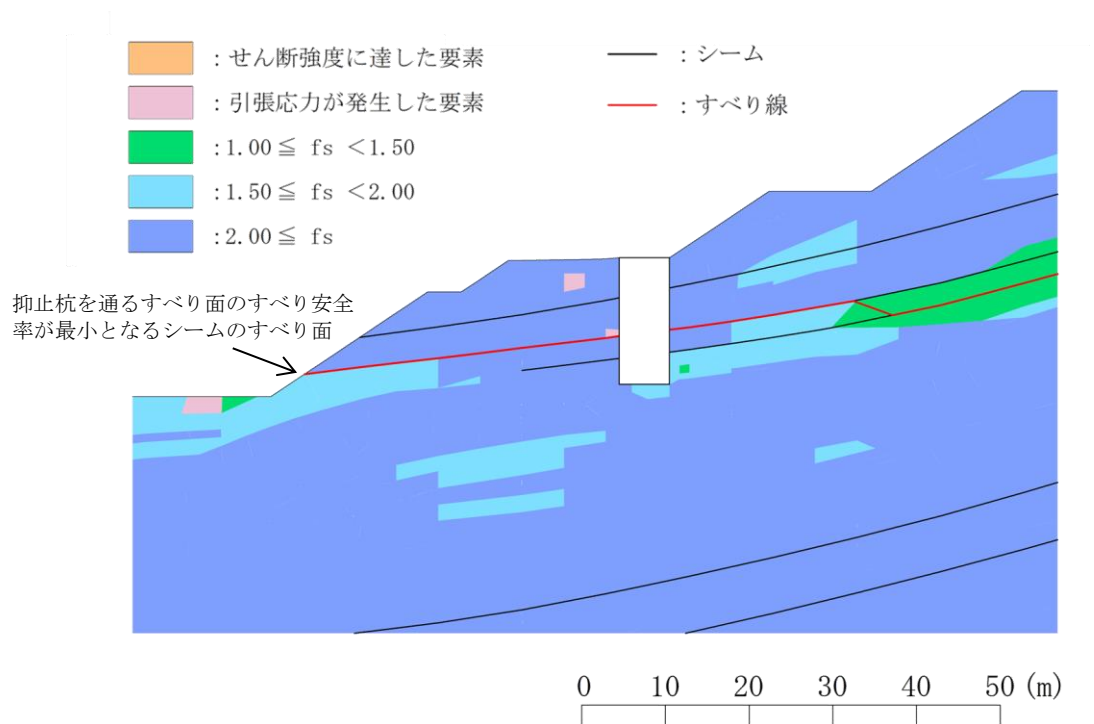


図 2.7.4-11 抑止杭周辺地盤の健全性照査結果 (①-①' 断面)

(S_s-D・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)

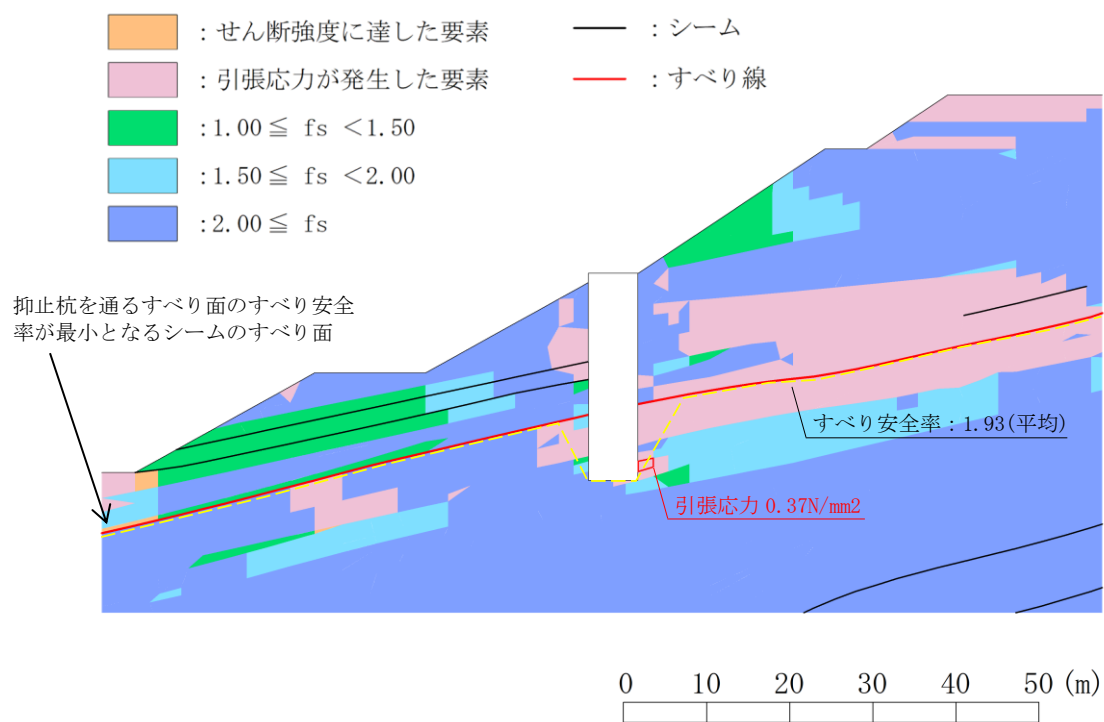


図 2.7.4-12 抑止杭周辺地盤の健全性照査結果 (②-②' 断面)
 (Ss-D・8.58 秒, 抑止杭を通るすべり面のすべり安全率が最小となる地震動及び時刻)

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。

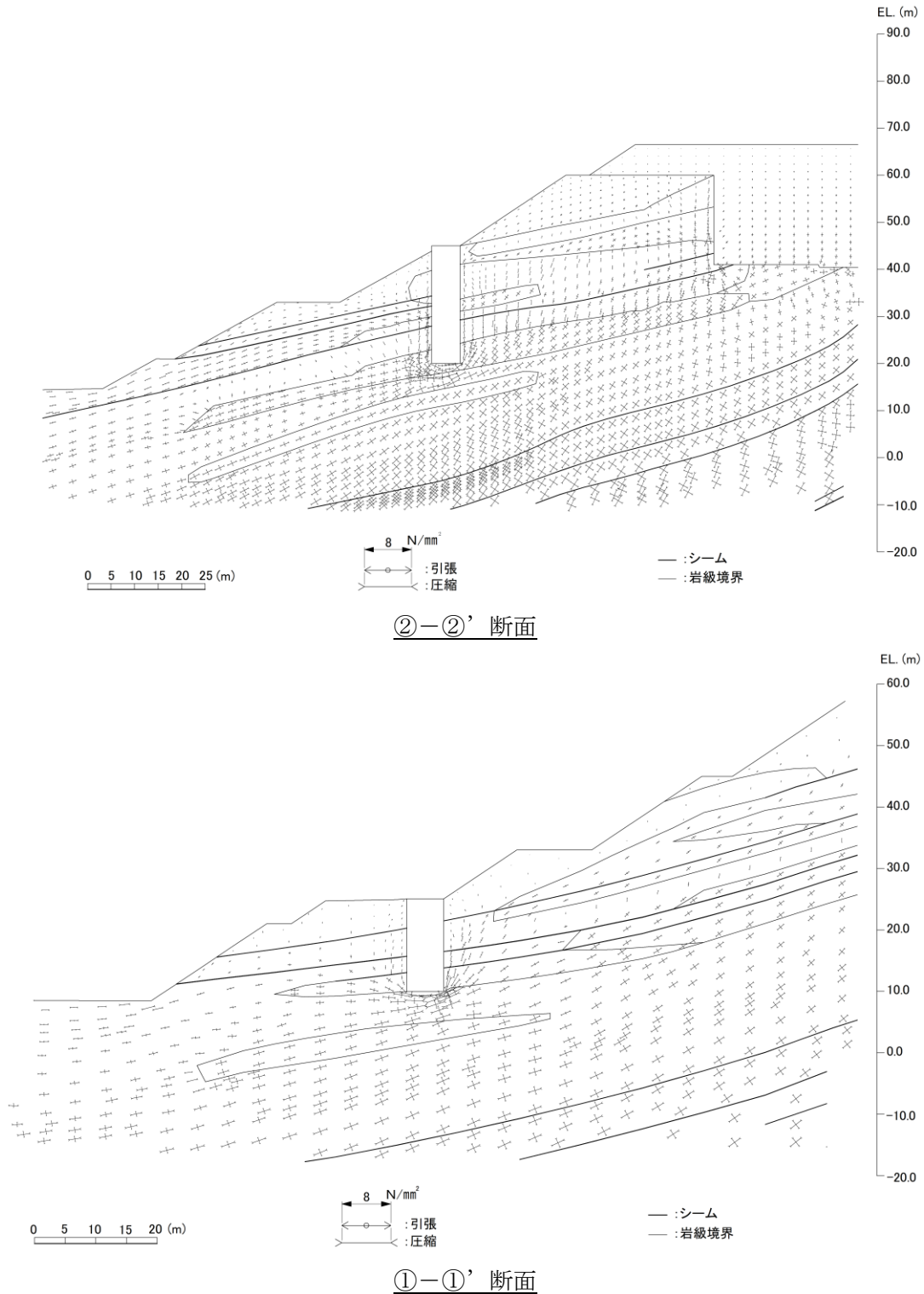


図 2.7.4-13 常時応力解析の主応力分布図

(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。

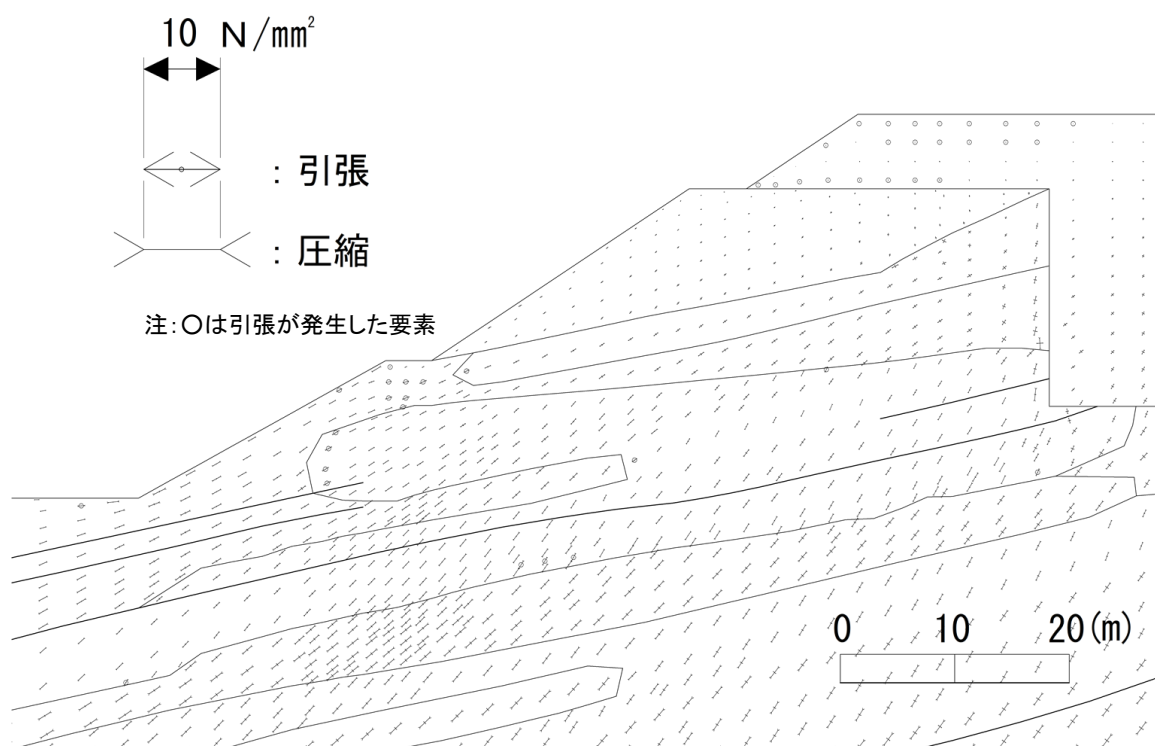
- 1) 杭設置後には杭周辺に分布している引張応力が、杭設置前では認められない。
- 2) 引張応力の方向は、左上の方向 (水平から反時計回りに約 160°) である。

②-②' 断面の変形図からは、以下の現象が確認できる。

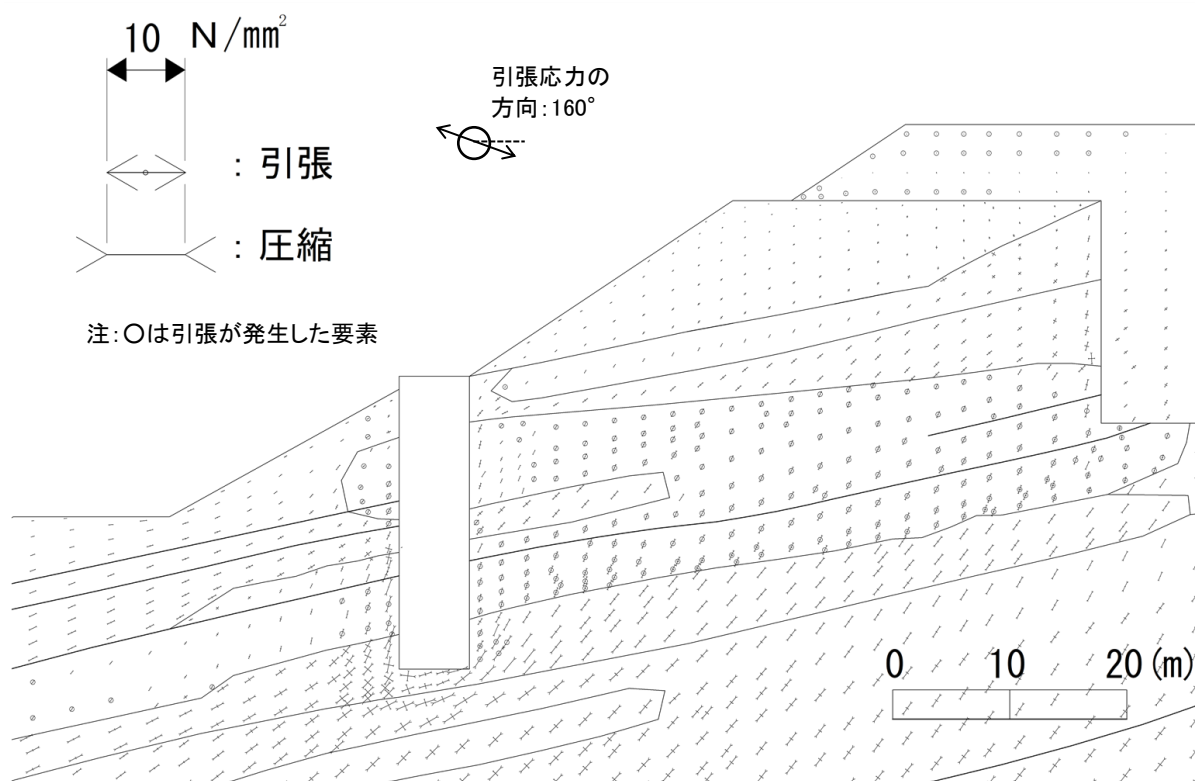
- 3) ②-②' 断面の杭背後の地盤は、抑止杭有・無しのいずれも左上方向に変形しているが、抑止杭無しに比べ、抑止杭有では水平変位が抑制されており、上方向には変形が大きい。
- 4) ②-②' 断面の杭周辺の深部に分布する第[3]速度層 ($G_d=6.86 \times 10^3 \sim 7.12 \times 10^3 \text{N/mm}^2$) に比べ、浅部の第[2]速度層 ($G_d=1.86 \times 10^3 \sim 2.07 \times 10^3 \text{N/mm}^2$) は大きく変形している。
なお、抑止杭の剛性は、②-②' 断面 : $G_d=5.66 \times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

以上のことから、以下のとおり考察した。

- ・ 1) より、②-②' 断面における引張応力発生のも原因は、抑止杭によるものと考えられる。
- ・ 2)～4) より、卓越する水平方向の慣性力の作用により、抑止杭背後の岩盤は水平方向に変形しようとするが、抑止杭との剛性差が大きいため抑止杭に水平方向の変形を抑制されることにより、上方向に変形が助長され、引張応力が発生したものと考えられる。
- ・ なお、①-①' 断面に引張応力が発生していない原因は、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。

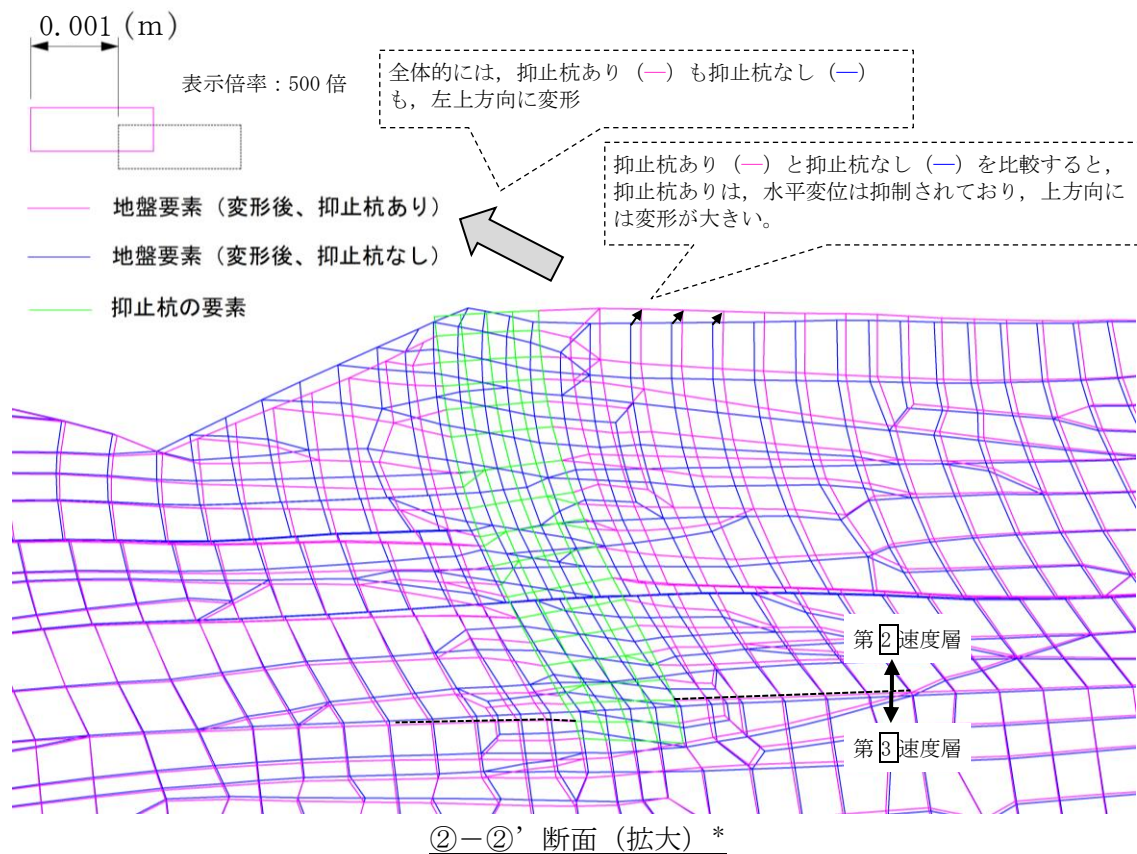


抑止杭なし

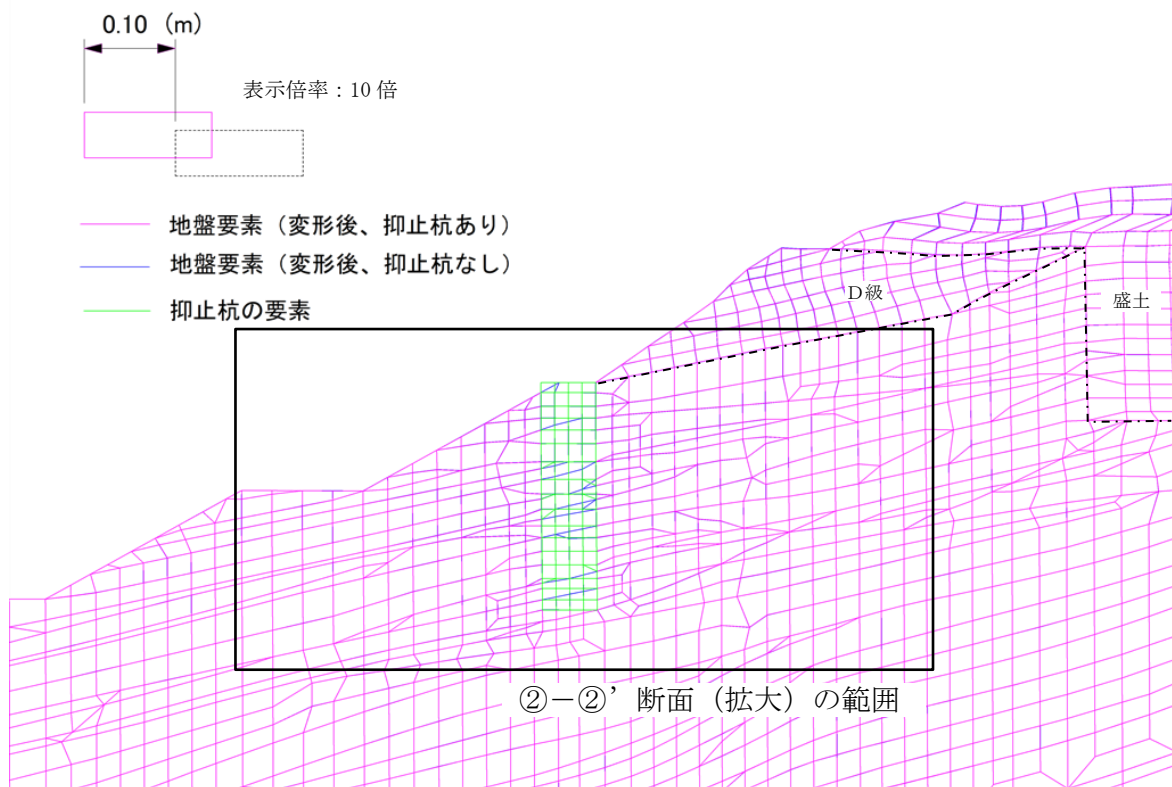


抑止杭あり

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）

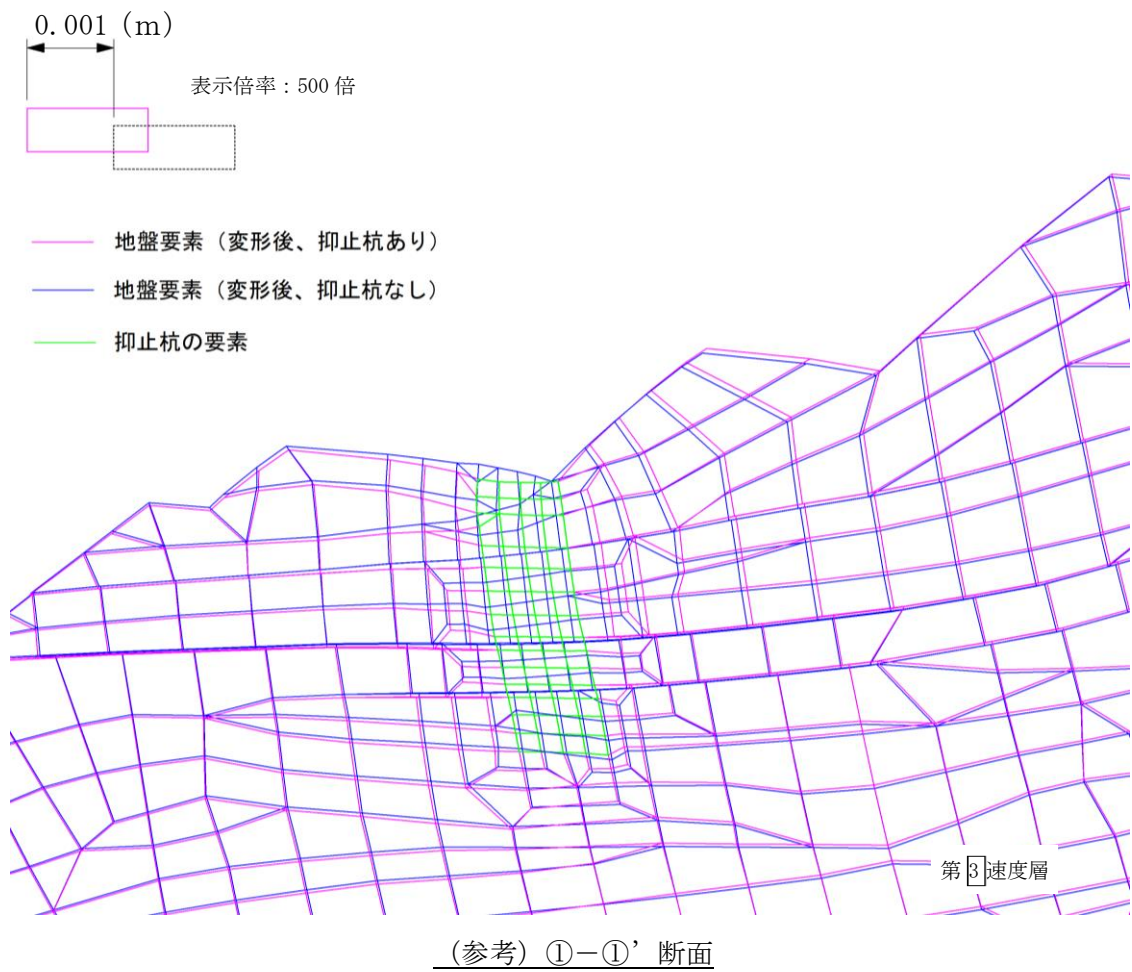


図 2.7.4-15 ②-②' 断面の変形図 (2)

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。

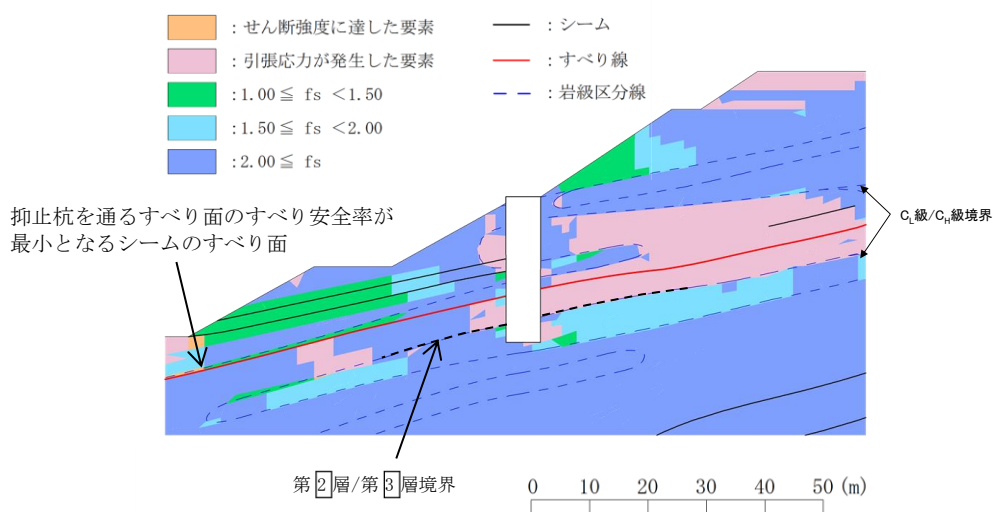


図 2.7.4－16 局所安全係数分布図（②－②’断面）

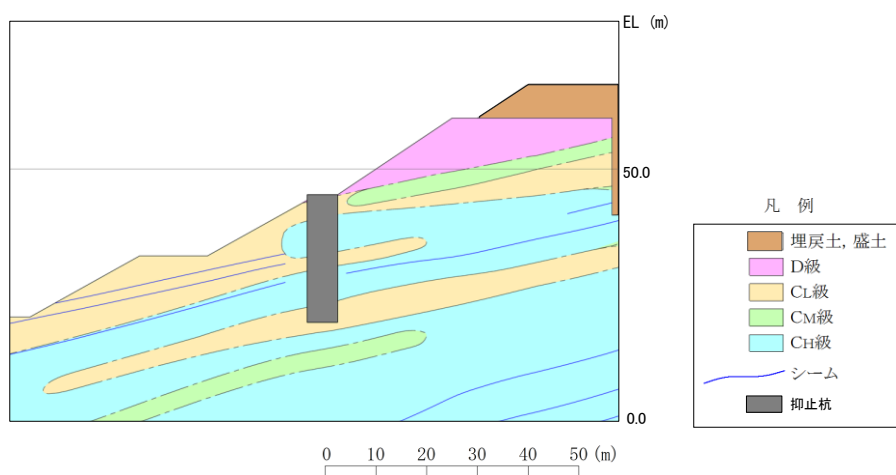


図 2.7.4－17 岩級区分図（②－②’断面）

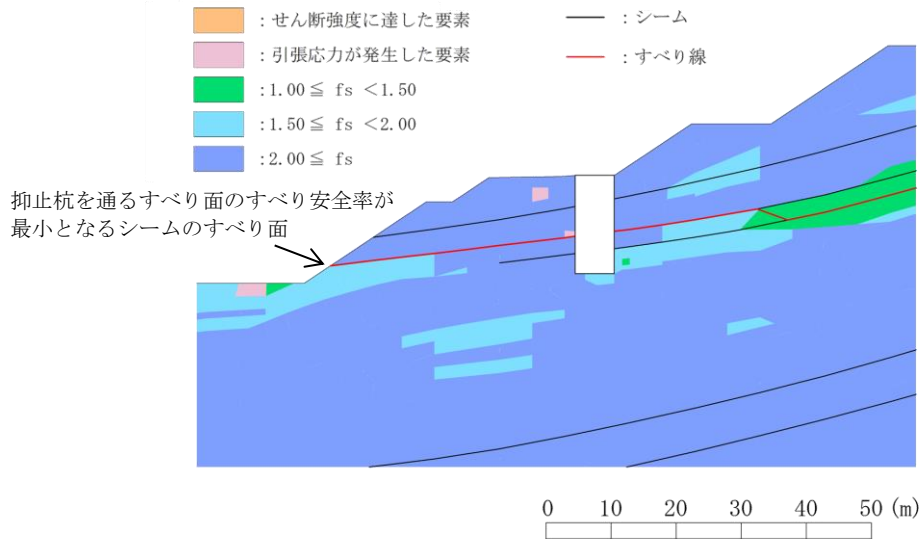


図 2.7.4-19 局所安全係数分布図 (①-①' 断面)

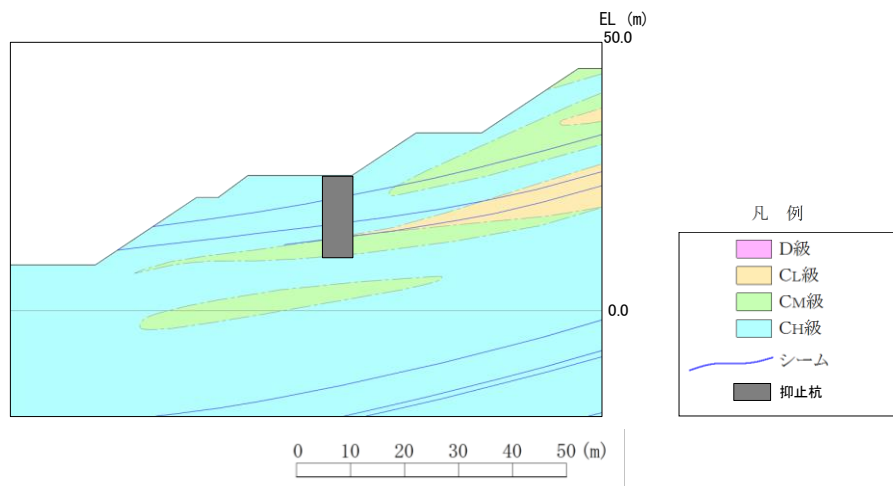


図 2.7.4-20 岩級区分図 (①-①' 断面)

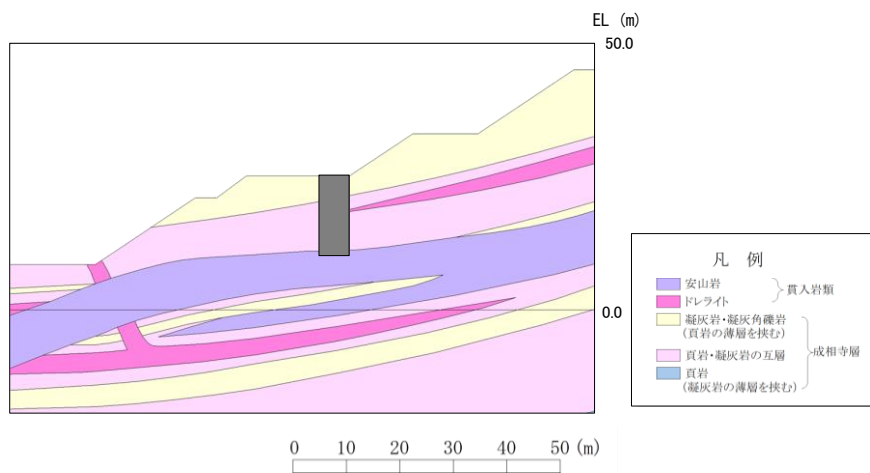


図 2.7.4-21 岩相区分図 (①-①' 断面)

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。

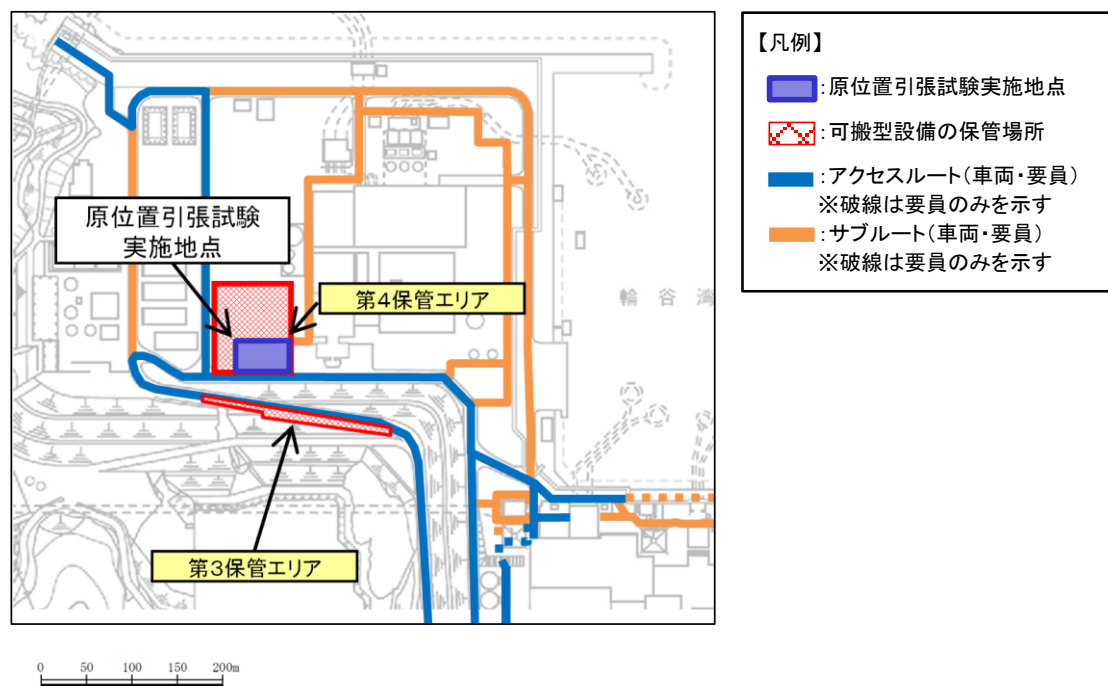


図 2.7.4-22 平面位置図

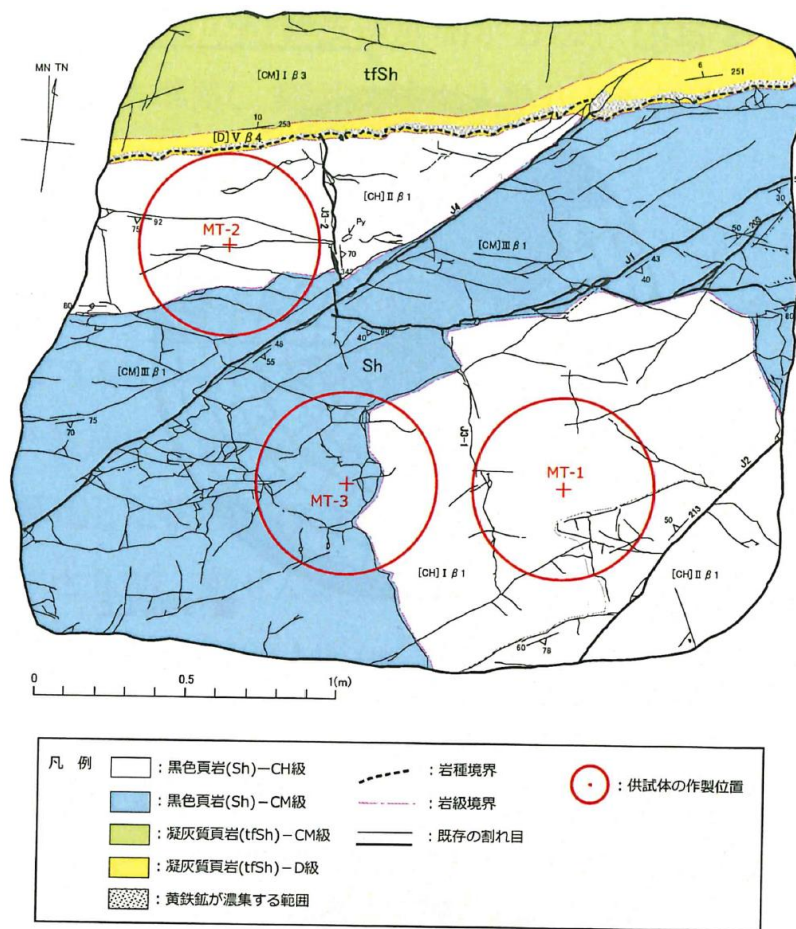


図 2.7.4-23 試験を実施したピット底盤の地質状況及び試験位置図（南側）

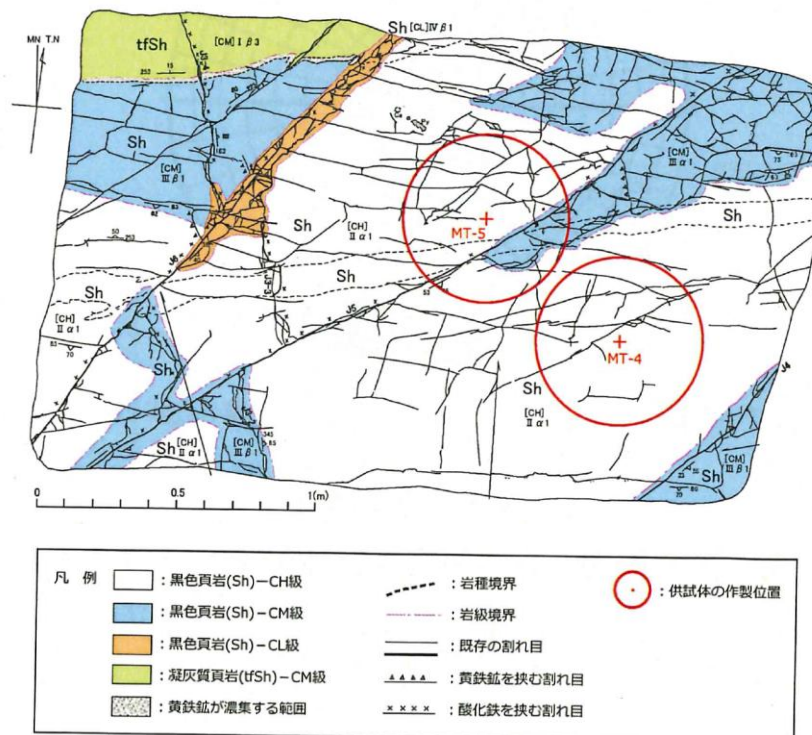


図 2.7.4-24 試験を実施したピット底盤の地質状況及び試験位置図（北側）

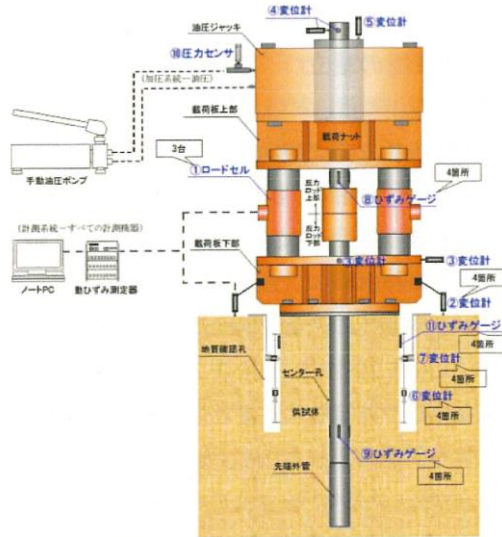


図 2.7.4-25 試験装置の概要

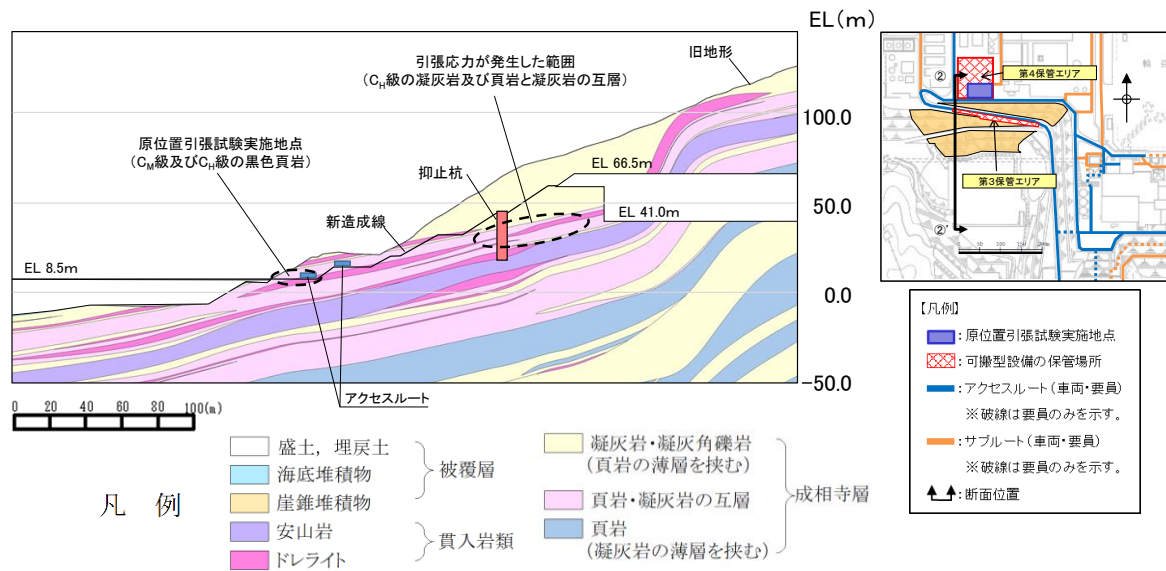


図 2.7.4-26 試験位置周辺の地質断面図

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。

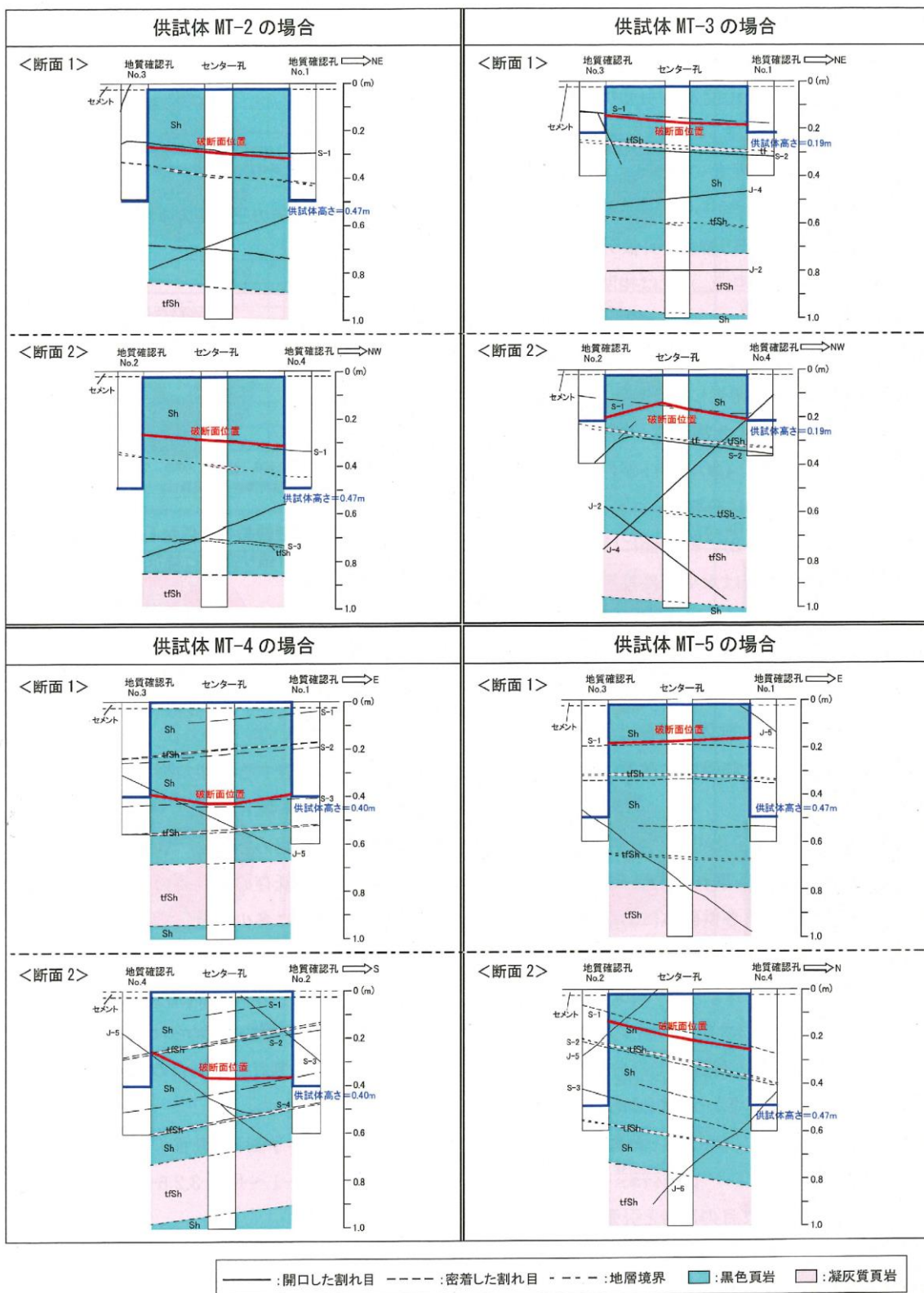


図 2.7.4-27 破断面の概略位置

(b) 岩盤の引張強度の設定

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

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

- ・区間Ⅰ及び区間Ⅱの動的解析の結果、引張応力が発生する範囲は、概ね C_H 級の凝灰岩及び頁岩と凝灰岩の互層である。（図 2.7.4-16～21 参照）
- ・原位置引張試験の対象岩種である黒色頁岩は、葉理・層理が発達する層状岩盤であり、層理面に平行に薄く剥げやすい性質（へき開性）を有するため、凝灰岩等の他岩種に比べ、引張強度が低いと考えられる。
- ・地層の傾斜は $5\sim 15^\circ$ であり、原位置引張試験の引張方向は鉛直方向であることから、引張強度は保守的になると考えられる。
- ・②-②' 断面の 2 次元動的 FEM 解析における局所安全係数分布図（図 2.7.4-28 参照）より、引張応力の方向は水平から反時計周りで約 70° であり、地質の傾斜 $5\sim 15^\circ$ と斜交している。

c. 引張強度を設定した抑止杭周辺地盤の健全性照査結果

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

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

また、杭根入れ部周辺の引張強度に達した要素を通るすべりの安全率について、図 2.7.4－29 に示す区間Ⅱにおける抑止杭根入れ部周辺岩盤の健全性照査に係るすべり安全率算定の考え方にに基づき、算定した結果、2.52 であり、十分な裕度があることから、健全性を確保している。

以上のことから、①－①’ 断面及び②－②’ 断面の杭根入れ部周辺の岩盤は健全性を確保しており、杭根入れ部は水平支持力を有していると評価した。

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

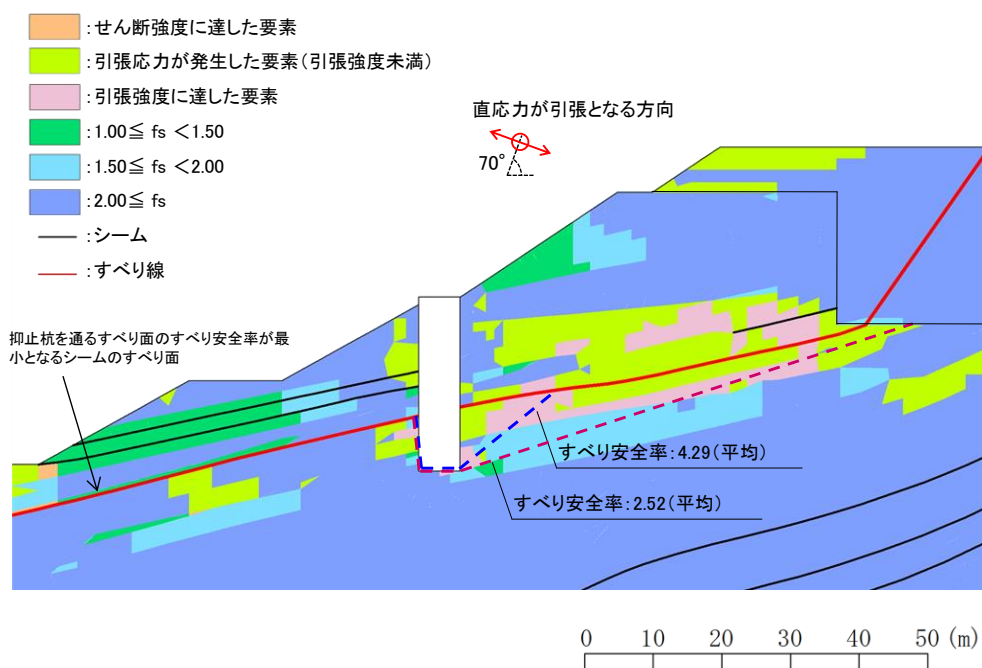


図 2.7.4－28 抑止杭周辺地盤の健全性照査結果（②－②’ 断面）
 (Ss-D・8.58 秒、抑止杭を通るすべり面のすべり安全率が最小となる地震動及び時刻)

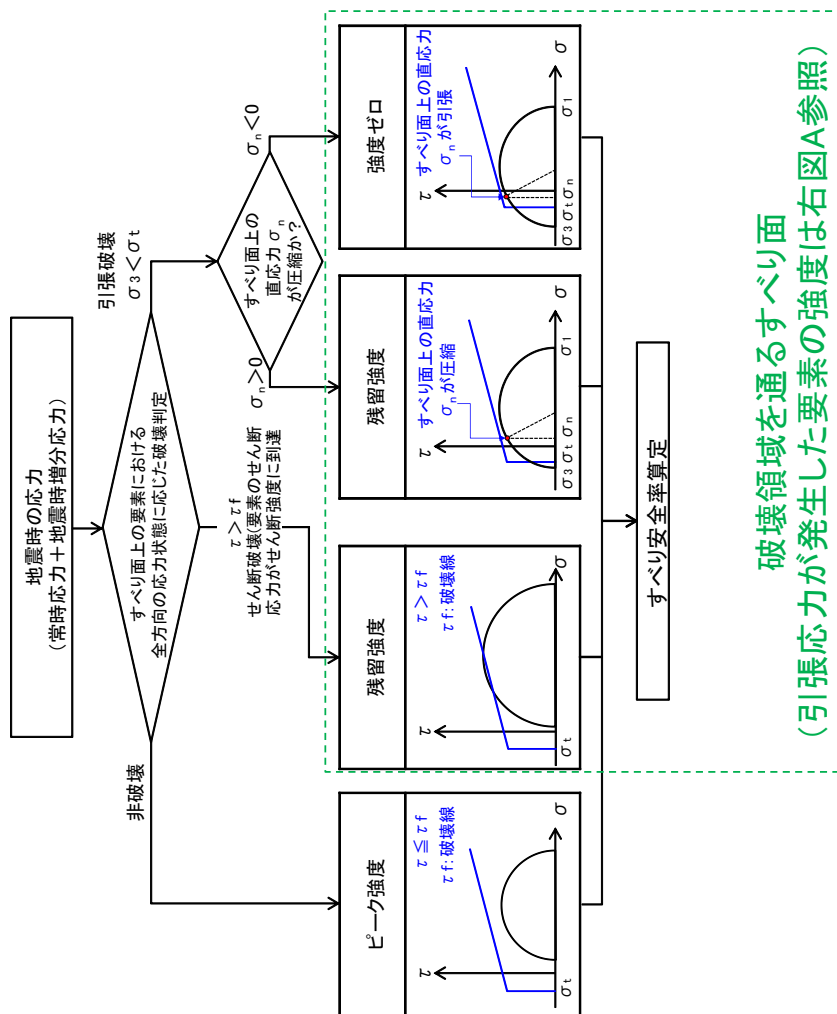
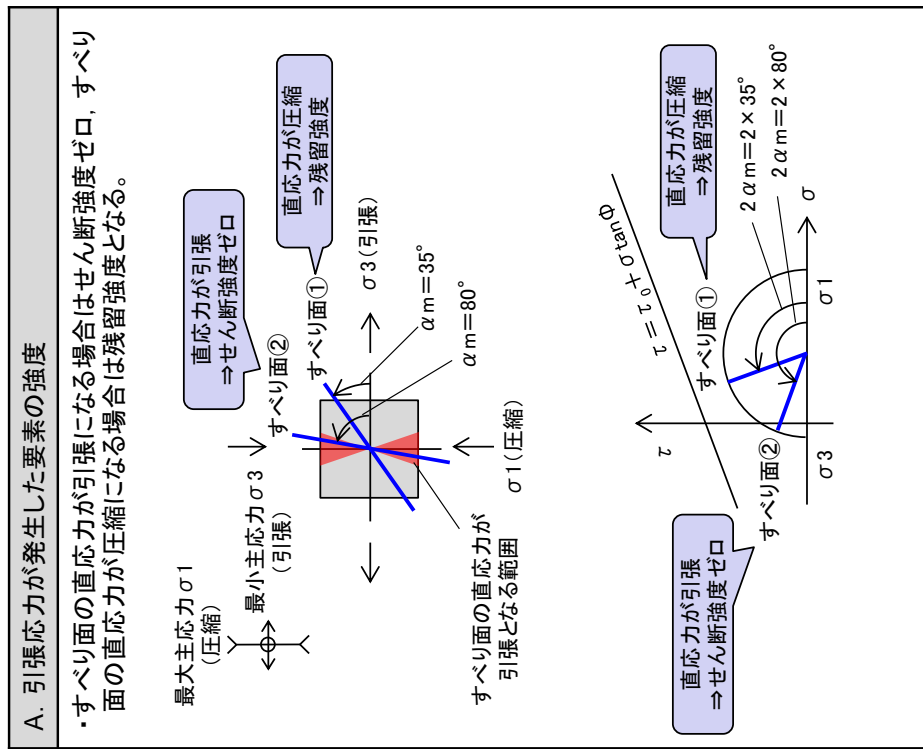


図 2.7.4-29 区間Ⅱにおける抑止杭根入れ部周辺岩盤の健全性照査に係るすべり安全率算定の考え方

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。

【凡例】

- : 抑止杭
- : 抑止杭(追加5本)
- ↗ : 断面位置

0 50 100

閩西電力(株)高浜発電所

解析断面

4号機 3号機

解析断面

中詰めモルタル

I型鋼 $H=200 \times 200 \times 8 \times 12$

鋼管 $\phi 406.4 \times 12.7$

断面図

高浜発電所の背後斜面における抑止杭の概要図

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		
抑止杭の 構造	・C ₁ ～C ₆ 級岩盤内のシームすべりを抑止するため、岩盤に設置する。	・D級岩盤内のすべりを抑止するため、岩盤内に設置する。	・抑止杭を岩盤に設置。	・岩級の違い。 ・シームすべりと岩盤すべりの違い。	・同様の設置状況である。	・シームすべりによる移動層及び不動層を特定し、文献調査に基づき、所定の深さの根入れを確実に行う。
	・シームすべりに伴うせん断力が大きいこと、対象斜面が堅硬な岩盤内で構成されることから、抑止力の大きな深礎杭を採用する。	・鋼管杭を採用する。	・抑止杭を採用。	・抑止杭の構造の違い。	・抑止杭として、最新斜面・土留め技術総覧(1991年8月、以下「技術総覧」)に基づいて設計する。	・深礎杭の一般産業施設の施工事例等を確認した結果、同様の構造を確認したことから、技術総覧に基づいて設計する。
	・堅硬な岩盤内に設置する大口径(φ6m)の深礎杭であり、掘削時における隣接杭周辺の岩盤の緩みを避けるため、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】	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	—	道路橋示方書Ⅱ鋼橋編(2002年)【許容応力度】	—

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	・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	・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
	山際地区すべり対策工事	・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	・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

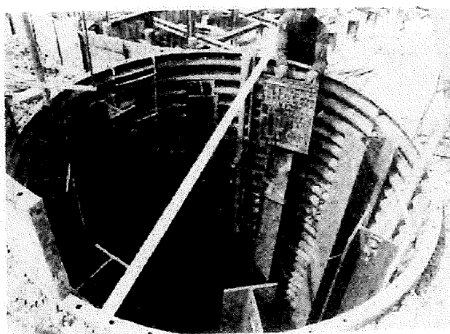
注：設計・施行例の情報に係る記載内容については、公開情報をもとに弊社の責任において独自に解釈したものです。

(a) 事例① 北陸自動車道地蔵トンネル地すべり対策工事

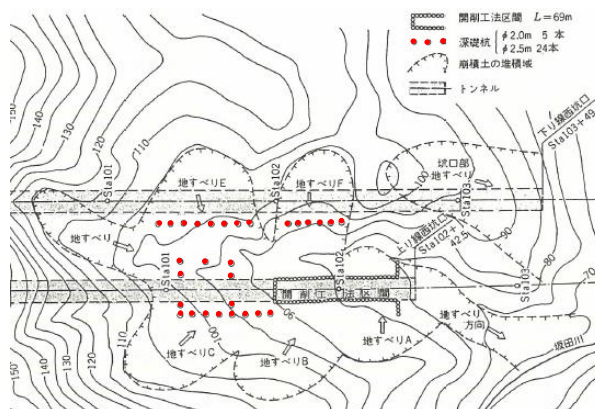
北陸自動車道地蔵トンネル地すべり対策工事の施工事例を図 2.7.5-2 に示す。

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。



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



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

注：設計・施行例の情報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。

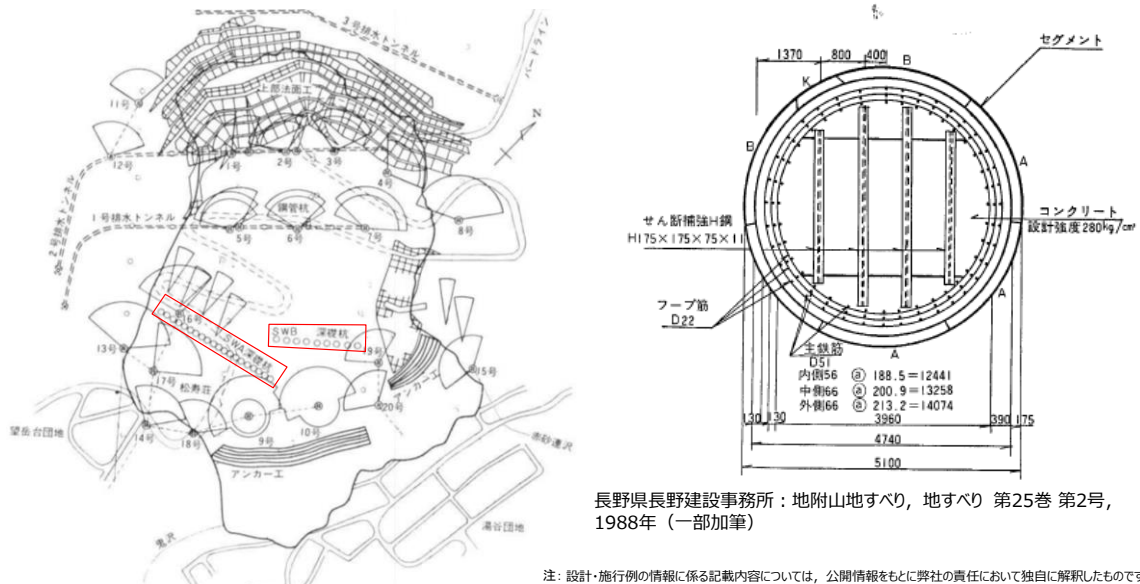


図 2.7.5-3 地附山地すべり対策工事の施工事例

(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。

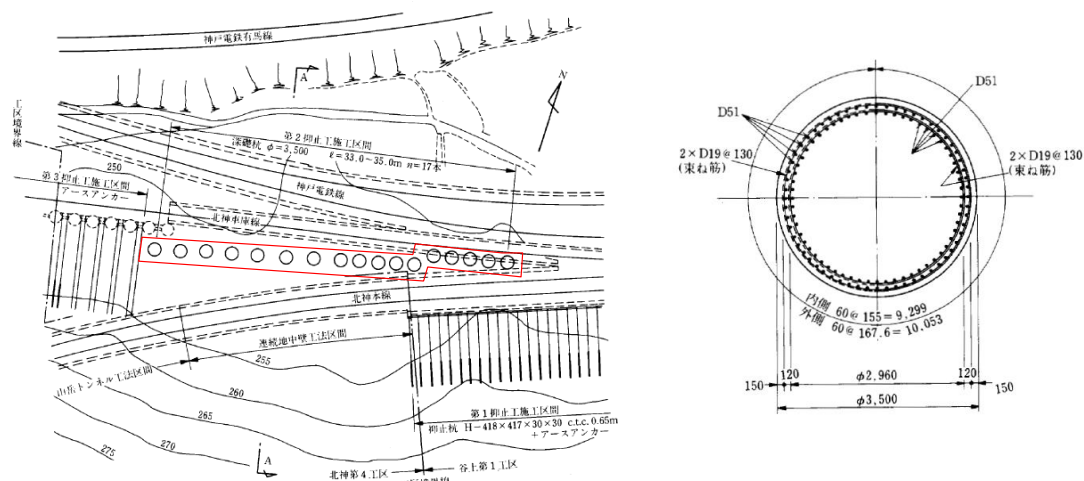
大分県山際地区地すべり（幅約 450m，奥行き約 300m，推定すべり面層厚 70m 前後の尾根型岩盤すべり）の安定性を確保するため，径 5.5m，長さ 30～97m の深礎杭を 16 本施工している。

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。

(d) 事例④ 北神線建設工事及び有馬線谷上駅移設工事のうち谷上第1工区土木工事

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

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



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

注：設計・施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。

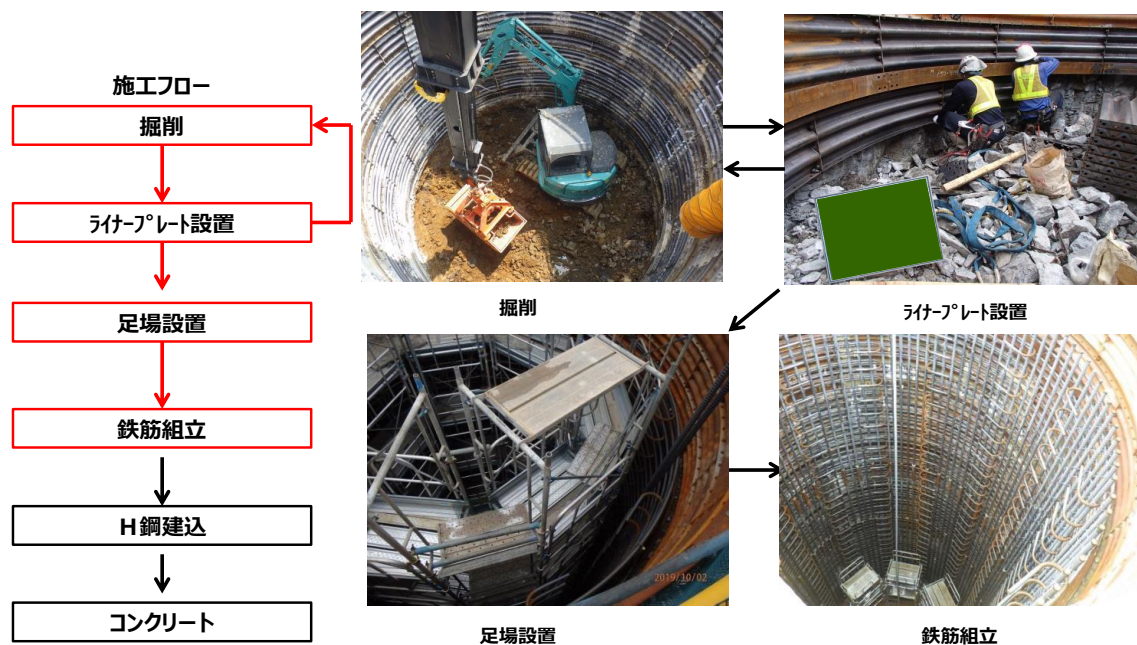


図 2.7.5-6 施工フロー図 (1/2)

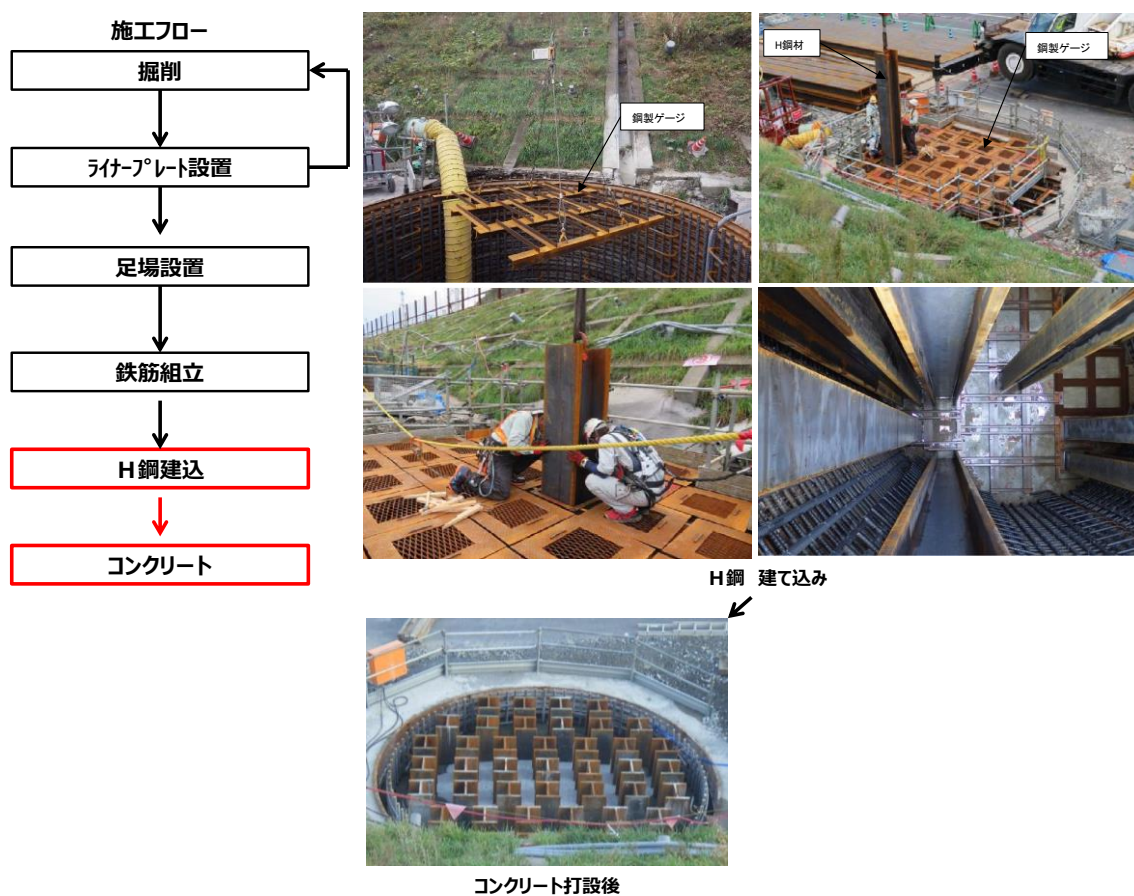


図 2.7.5-7 施工フロー図 (2/2)

(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。

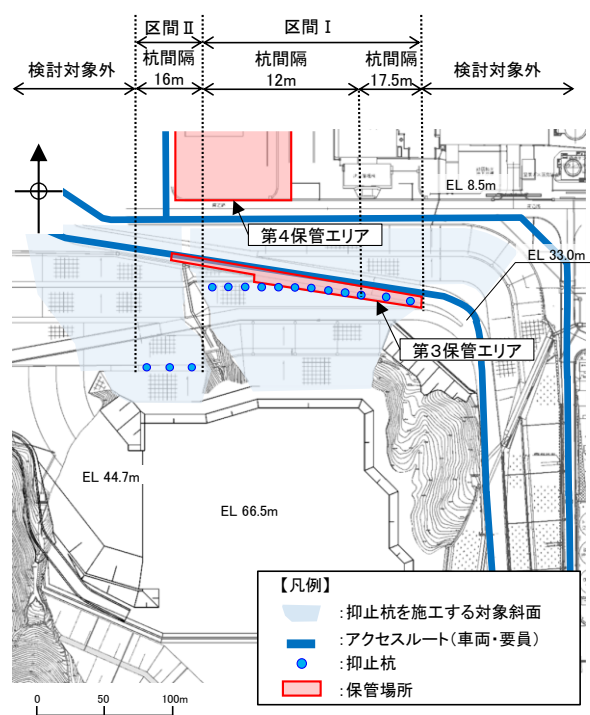
2.7.6.2 基本方針

(1) 対象斜面位置及び構造概要

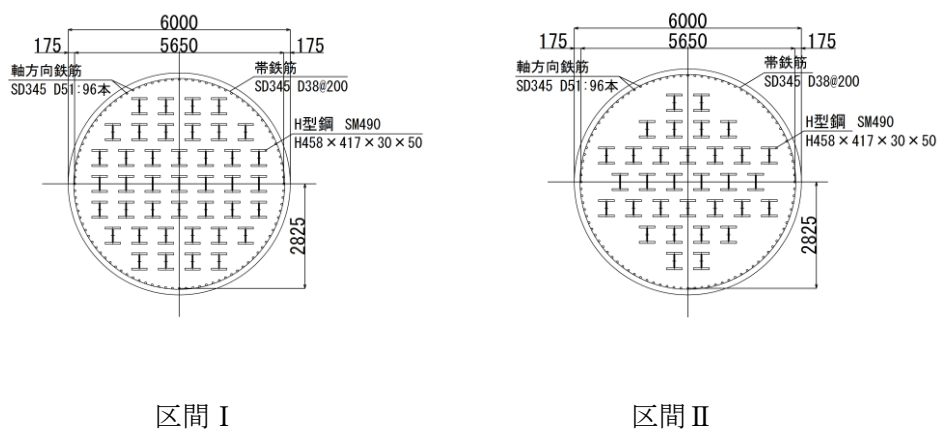
評価対象斜面の位置、抑止杭の配置及び抑止杭の構造概要を図 2.7.6.2-1 に示す。

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



区間Ⅰ

区間Ⅱ

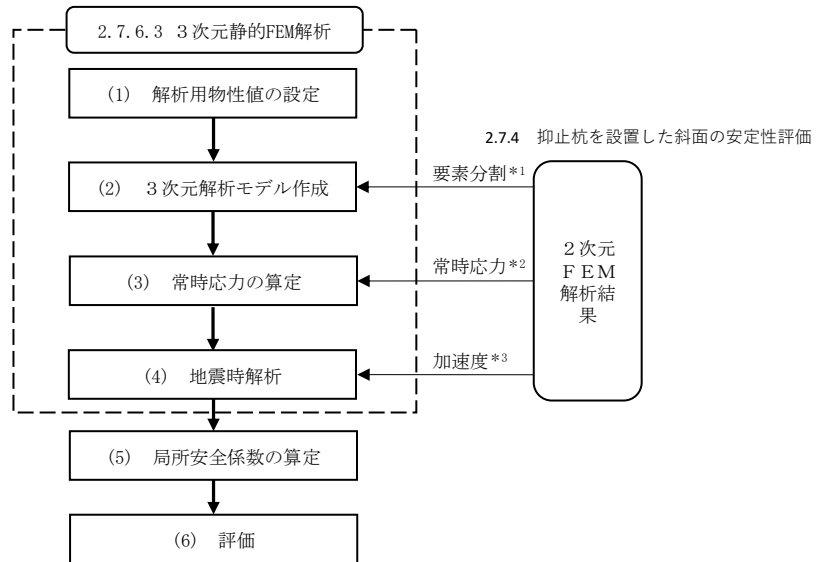
抑止杭構造図

図 2.7.6.2-1 対象斜面位置及び抑止杭構造概要図

(2) 評価フロー

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

3次元静的FEM解析による評価フローを図2.7.6.2-2に示す。



注記*1：2次元FEMモデルを基に要素分割を作成

*2：2次元常時応力解析により算定した常時応力を3次元場に展開

*3：2次元動的FEM解析から抽出した加速度より、静的震度を求め、接点荷重として入力

図2.7.6.2-2 3次元静的FEM解析の評価フロー

2.7.6.3 3次元静的FEM解析

(1) 解析用物性値の設定

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

(2) 3次元解析モデル作成

a. 解析領域の設定

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

モデル化範囲を図2.7.6.3-1に示す。

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

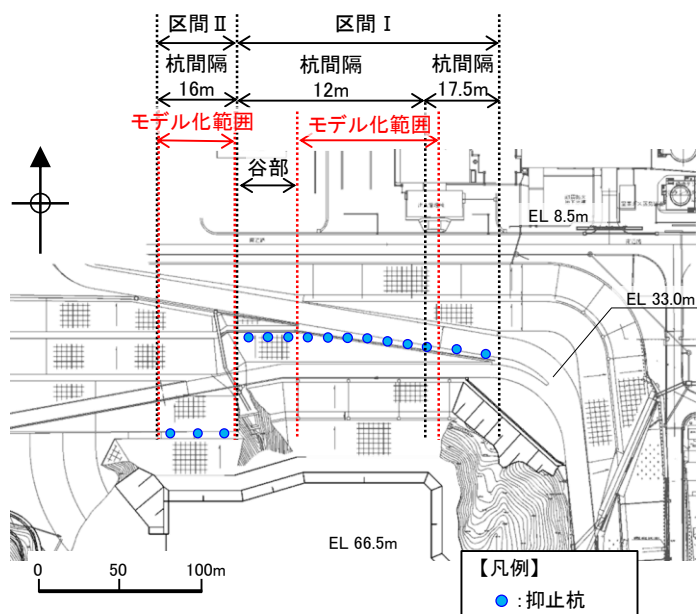
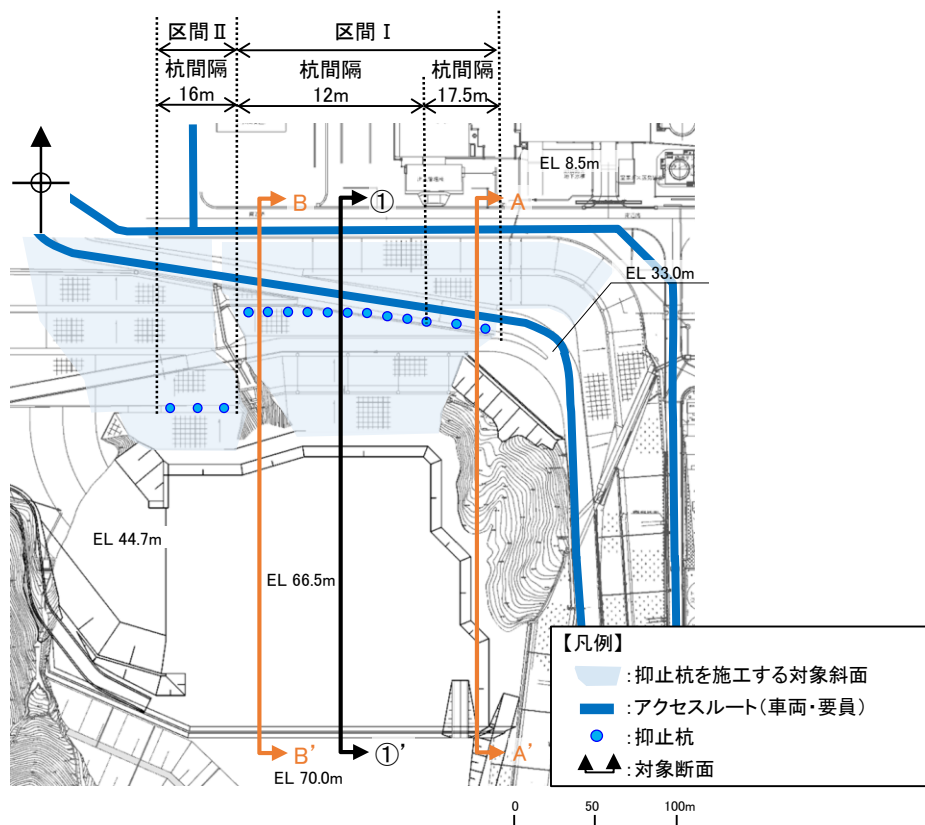
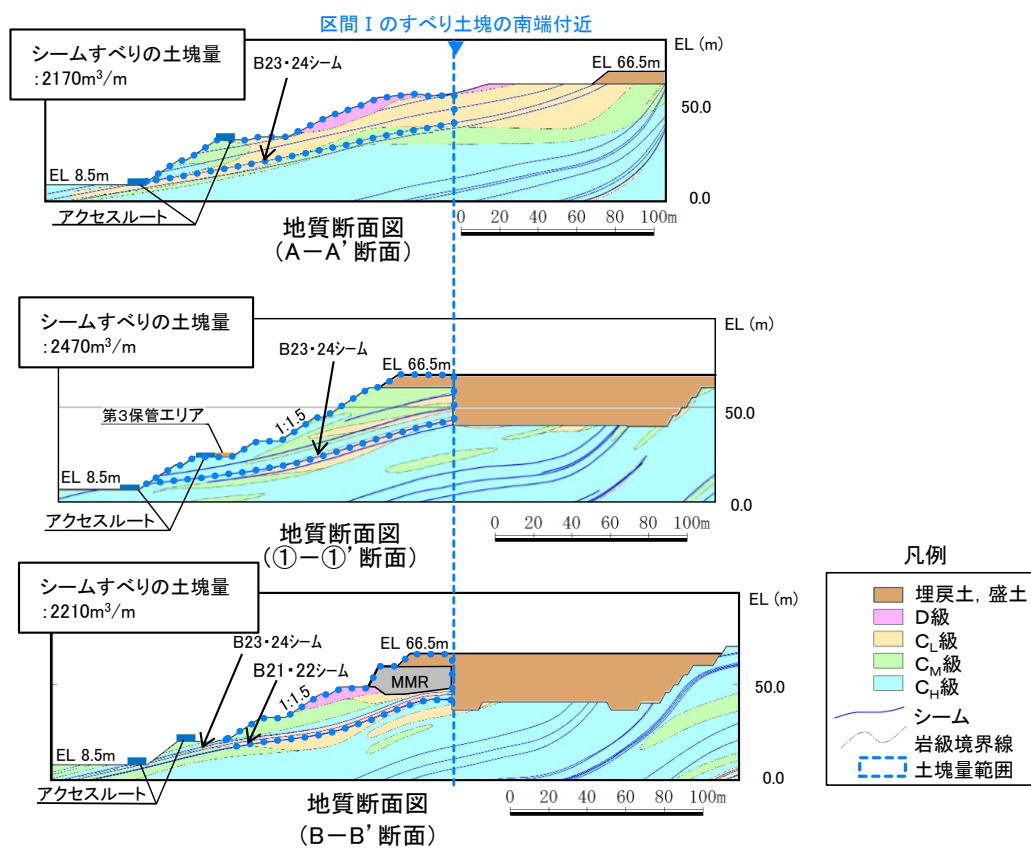


図 2.7.6.3-1 モデル化範囲



すべり土塊量比較対象断面位置



比較対象断面のすべり土塊量

図 2.7.6.3-2 区間Ⅰのすべり土塊量の比較

b. 境界条件

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

(a) YZ 平面

常時応力解析：X 軸方向固定 YZ 軸方向自由（面内自由）

地震時解析：XYZ 軸方向自由

(b) XZ 平面

常時応力解析：Y 軸方向固定 XZ 軸方向自由（面内自由）

地震時解析：Y 軸方向固定 XZ 軸方向自由（面内自由）

(c) 底面

底面境界は固定とする。

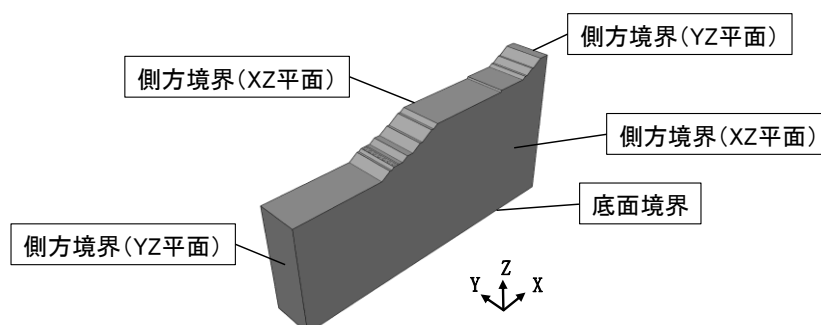


図 2.7.6.3—3 モデルの境界

c. 抑止杭のモデル化

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

抑止杭は 8 節点 6 面体要素を適用し，線形材料としてモデル化する。

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

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

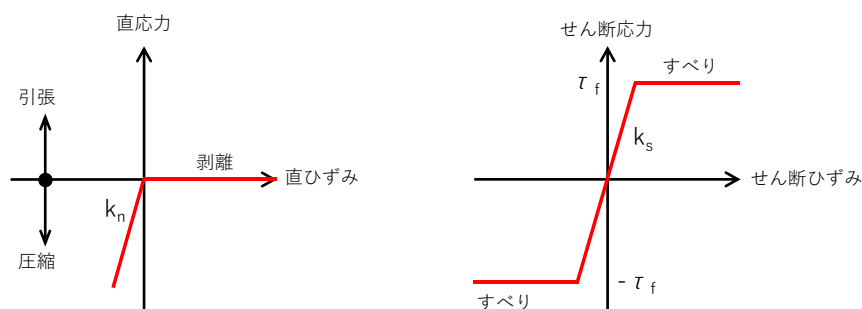


図 2.7.6.3—4 ジョイント要素の力学特性

表 2.7.6.3—1 抑止杭—地盤間のジョイント要素のせん断強度*

摩擦係数 $\tan \phi$	粘着力 (kN)
0.600	0

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

表 2.7.6.3—2 抑止杭—地盤間のジョイント要素のばね定数

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

d. 地盤のモデル化

地盤は 8 節点 6 面体要素でモデル化する。

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

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

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

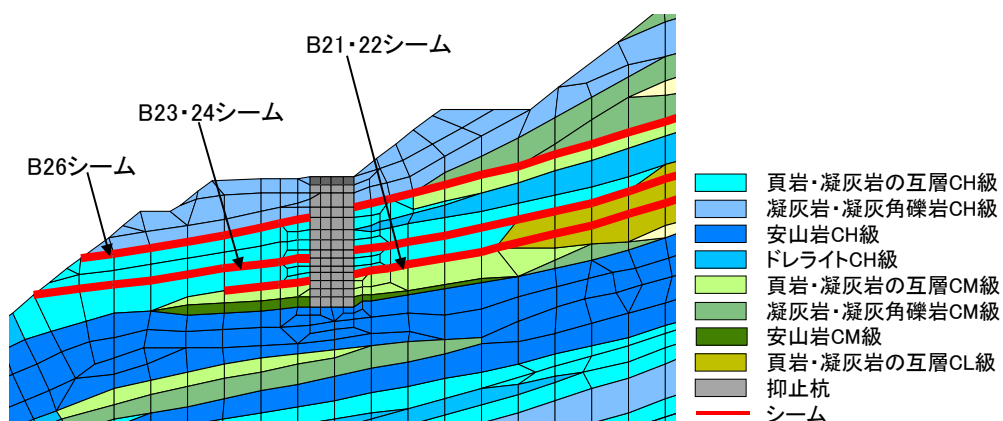


図 2.7.6.3—5 モデル化したシーム（区間Ⅰ）

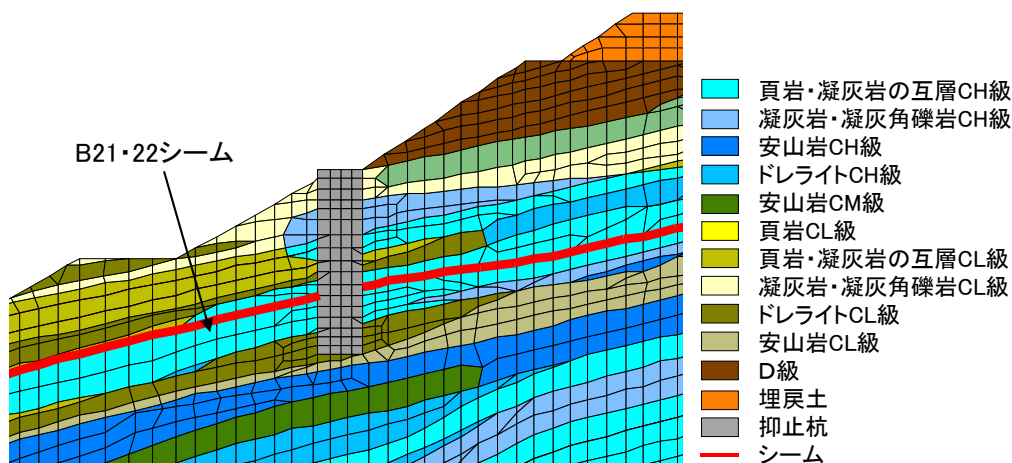


図 2.7.6.3—6 モデル化したシーム（区間Ⅱ）

e. 3次元解析モデル

(a) 区間 I

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

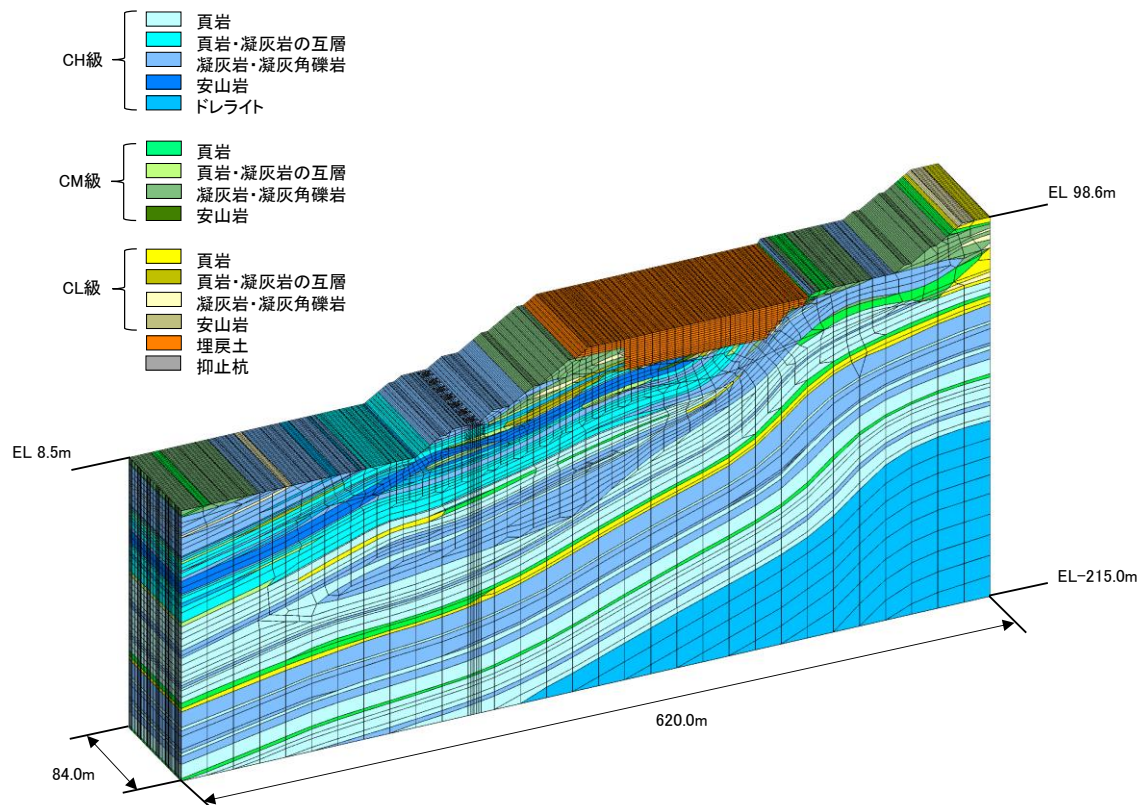


図 2.7.6.3-7(1) 区間 I 解析モデル

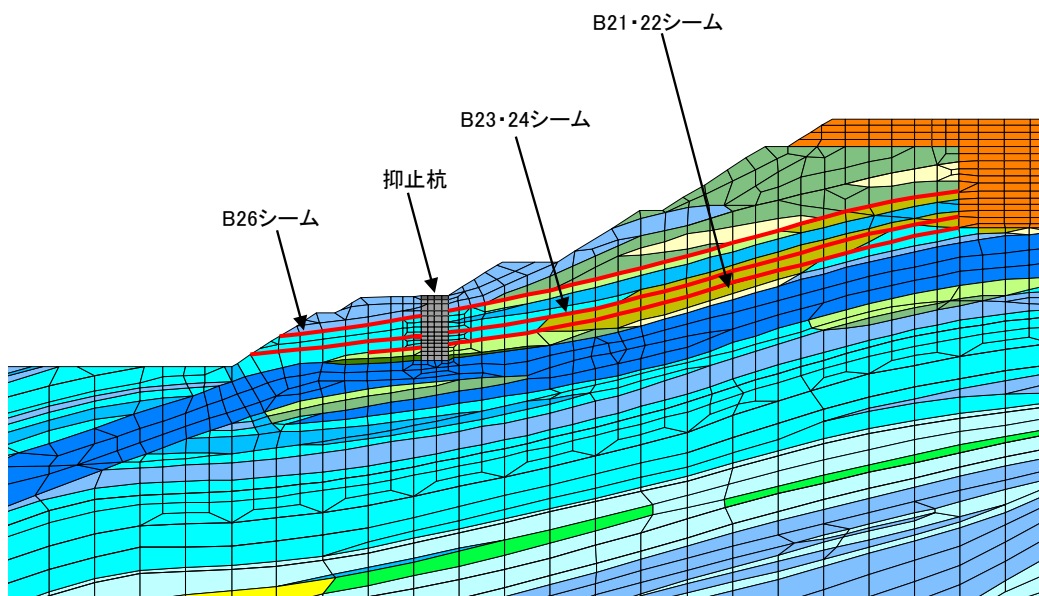


図 2.7.6.3-7(2) 区間 I 解析モデル (抑止杭及びシーム拡大)

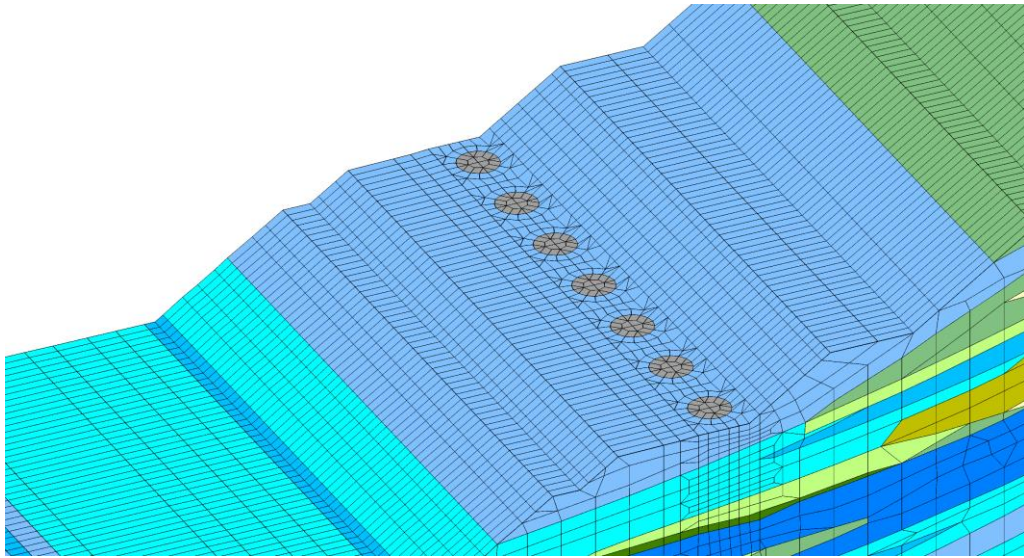


図 2.7.6.3-7(3) 区間 I 解析モデル (杭周辺拡大)

(b) 区間Ⅱ

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

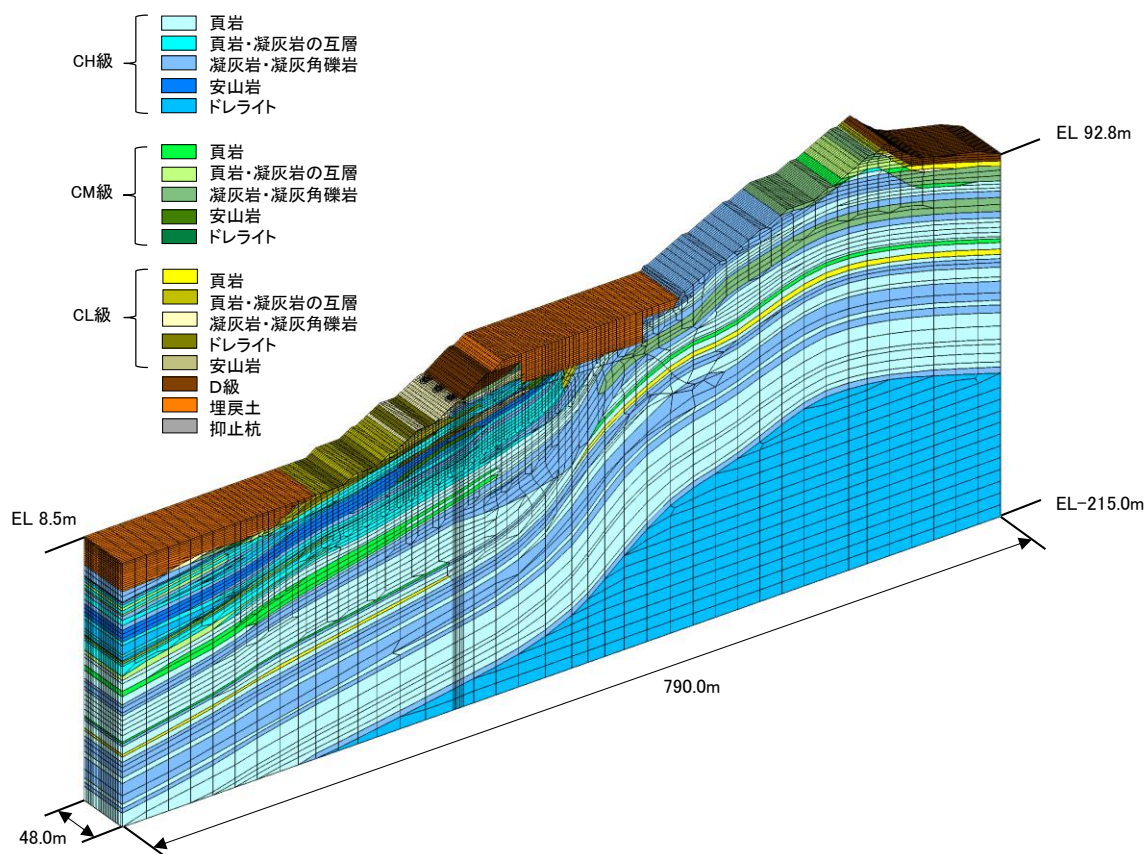


図 2.7.6.3-8(1) 区間Ⅱ解析モデル

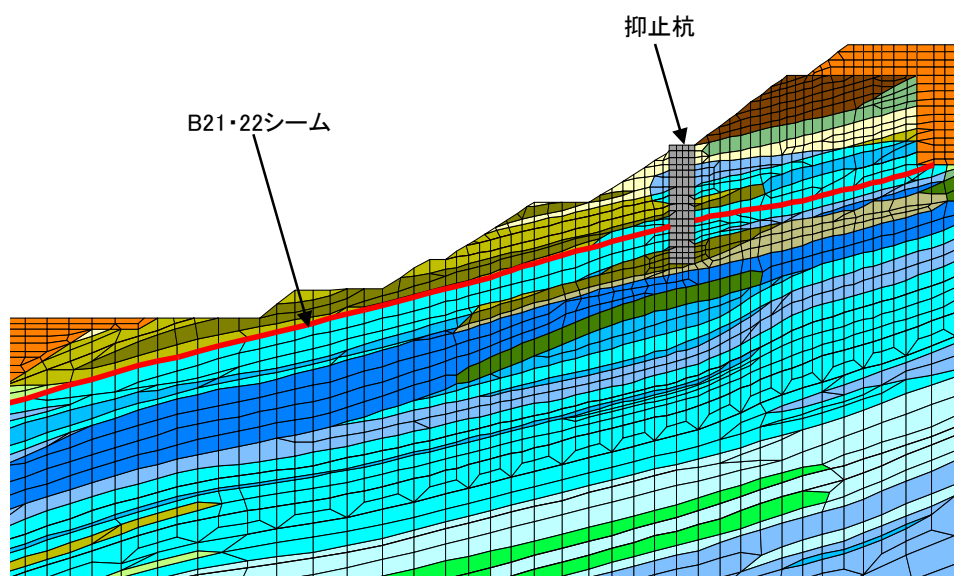


図 2.7.6.3-8(2) 区間Ⅱ解析モデル（抑止杭及びシーム拡大）

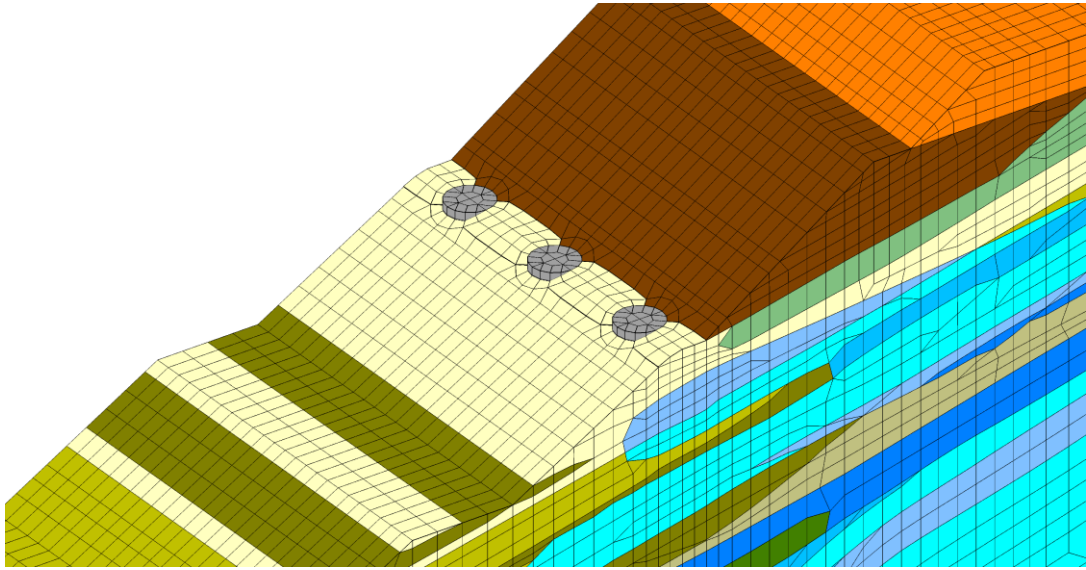


図 2.7.6.3-8(3) 区間Ⅱ解析モデル (杭周辺拡大)

(3) 常時応力の算定

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

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

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。

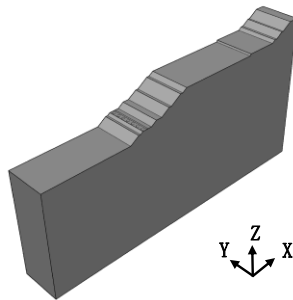


図 2.7.6.3-9 3 次元モデルにおける軸方向

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。

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

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

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

これらの式を各応力について解くと、

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

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

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

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 PⅢ」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。

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

K_H : 等価震度

a_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。

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

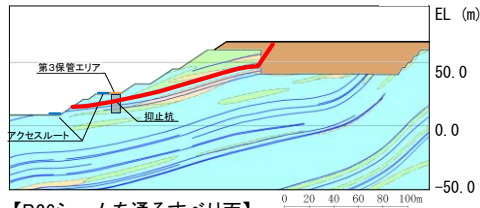
K_{Hi} : i 層における震度

$|\tau_i|$: i 層のせん断応力

w_i : i 層の単位体積重量

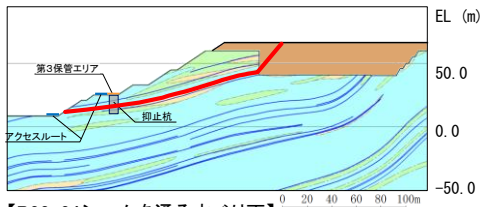
h_i : i 層の層厚

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】

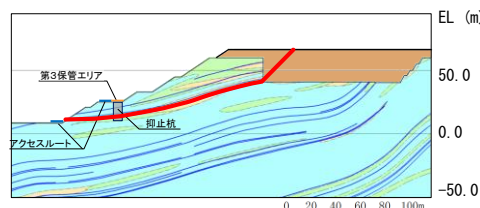
基準地震動 S_s	すべり安全率	【参考】 変更前 (抑止杭7本)
S_s-D	1.99	1.71
S_s-N_1	2.36	2.03
S_s-N_2	2.45	2.11



【B23・24シームを通るすべり面】

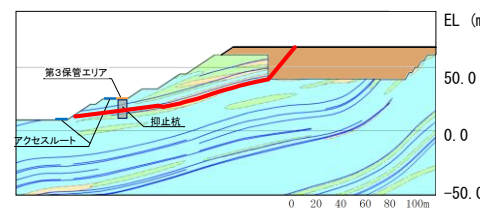
基準地震動 S_s	すべり安全率 (内はばらつき強度のすべり安全率)	【参考】 変更前 (抑止杭7本)
S_s-D	1.56 (1.39)	1.37 (1.21)
S_s-N_1	1.79	1.57
S_s-N_2	1.92	1.69

$S_s-D(+,-)8.96$ 秒



【B21・22シームを通るすべり面】

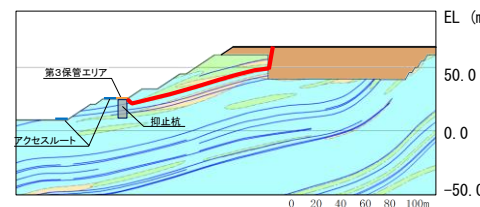
基準地震動 S_s	すべり安全率	【参考】 変更前 (抑止杭7本)
S_s-D	1.96	1.80
S_s-N_1	2.17	1.99
S_s-N_2	2.38	2.18



【B21・22シーム、法尻近傍のC₆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】

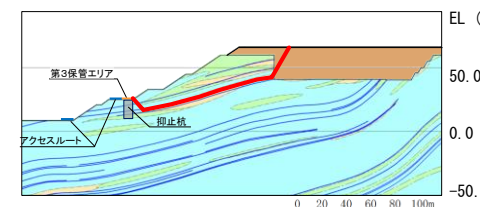
基準地震動 S_s	すべり安全率 (内はばらつき強度のすべり安全率)	【参考】 変更前 (抑止杭7本)
S_s-D	1.54 (1.39)	1.37 (1.22)
S_s-N_1	1.76	1.56
S_s-N_2	1.88	1.67

$S_s-D(+,-)8.96$ 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



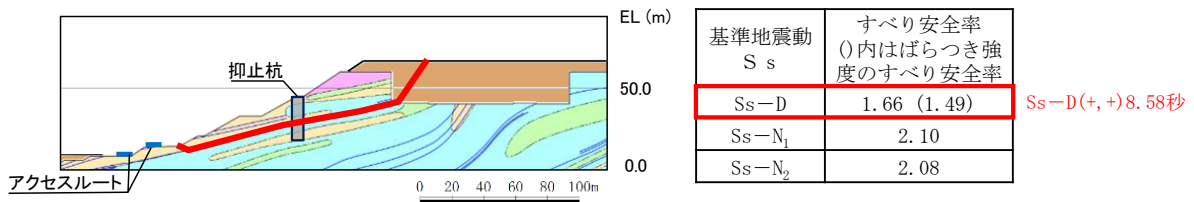
【B23・24シームを通過して抑止杭背後で切り上がるすべり面】

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

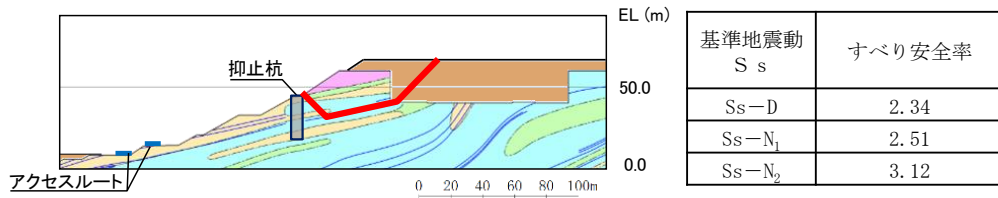
【凡例】		
	C ₆ 級岩盤	 C ₆ 級岩盤
	C ₆ 級岩盤	 C ₆ 級岩盤
	埋戻土、盛土	 抑止杭
—	シーム	— 最小すべり安全率のすべり面

 : 加速度を抽出したケース

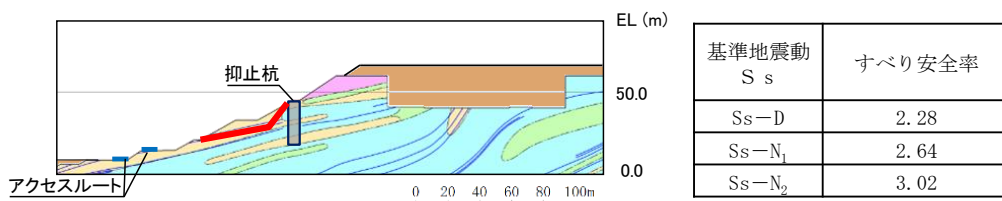
図 2.7.6.3-11 加速度を抽出したケース (区間 I)



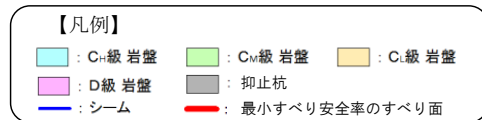
【B21・22シームを通るすべり面】



【B21・22シームを通して抑止杭背後で切り上がるすべり面】



【B23シームを通して法面に抜けるすべり面】



□ : 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。

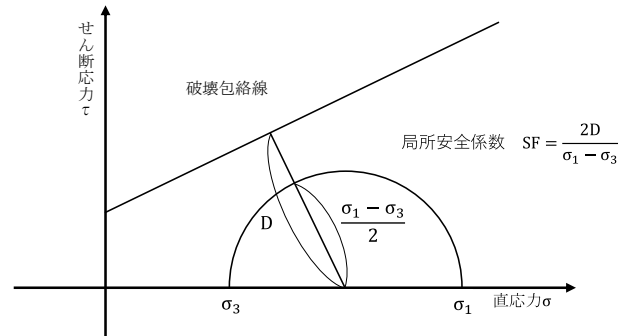


図 2.7.6.3－13 岩盤の局所安全係数の考え方

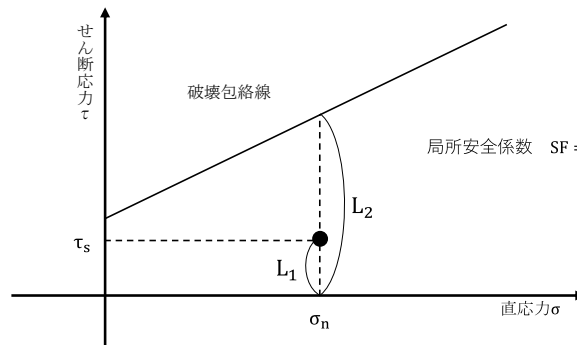


図 2.7.6.3－14 シーム及び杭－岩盤間のジョイント要素の局所安全係数の考え方

(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。

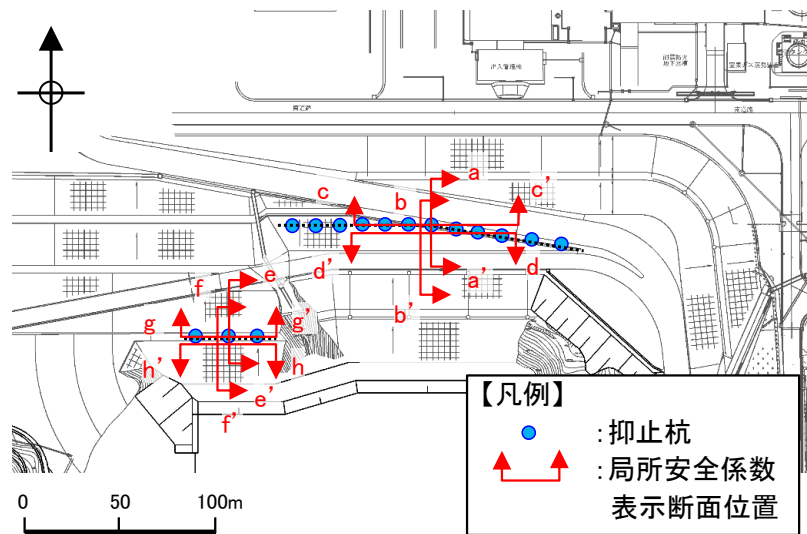


図 2.7.6.3-15 局所安全係数表示断面位置図

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。

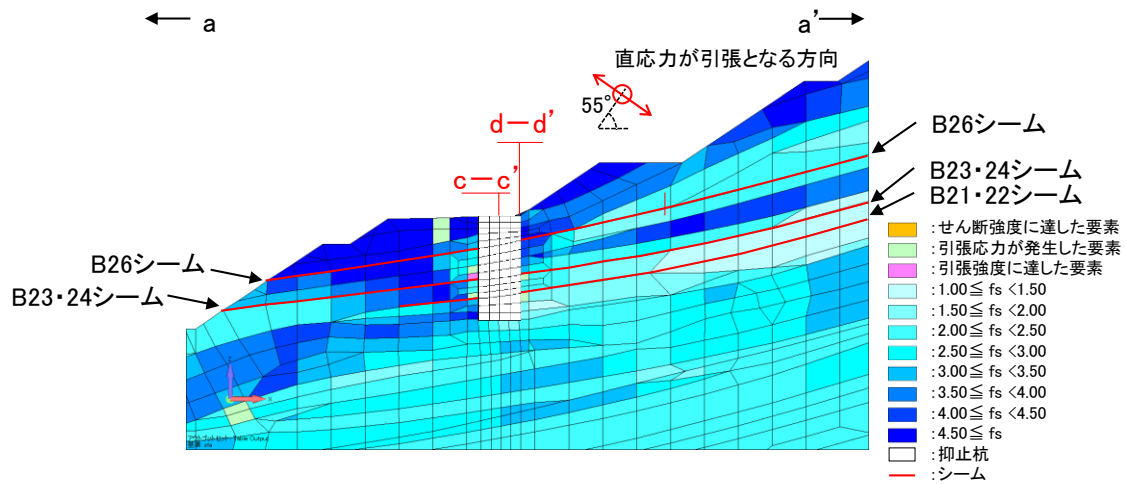


図 2.7.6.3-16(1) 抑止杭周辺の岩盤の局所安全係数 ($a-a'$ 断面)

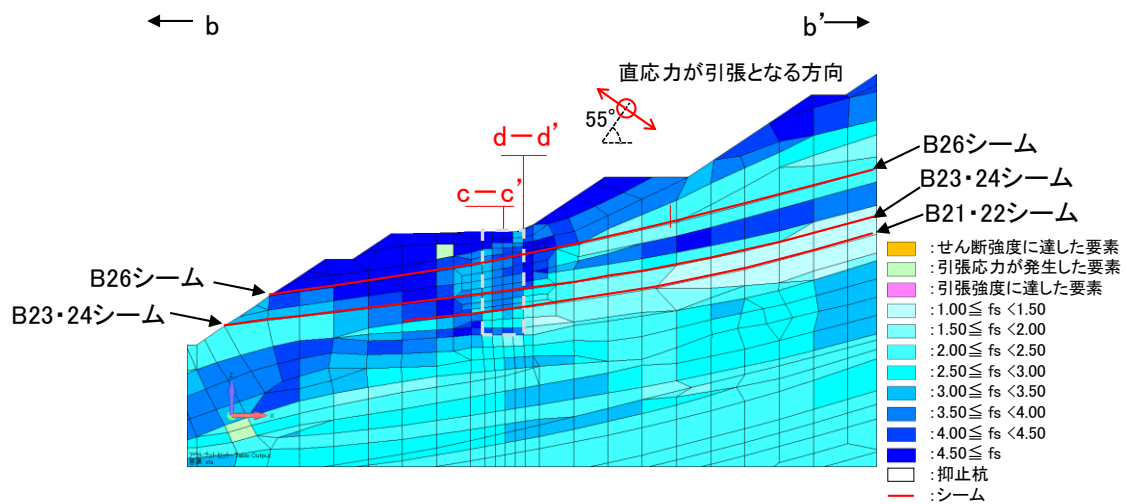


図 2.7.6.3-16(2) 抑止杭間の岩盤の局所安全係数 ($b-b'$ 断面)

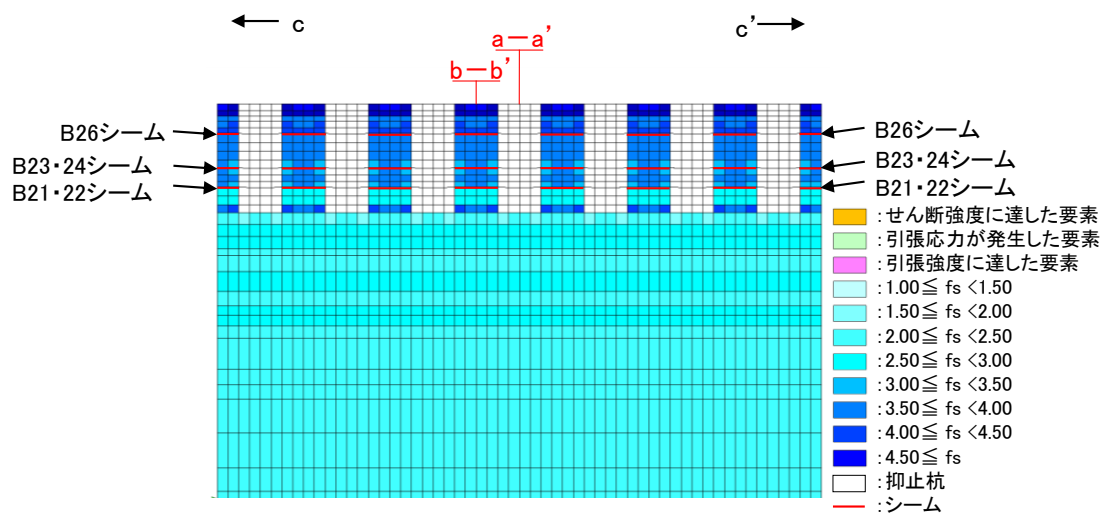


図 2.7.6.3-16(3) 抑止杭周辺の岩盤の局所安全係数 ($c-c'$ 断面)

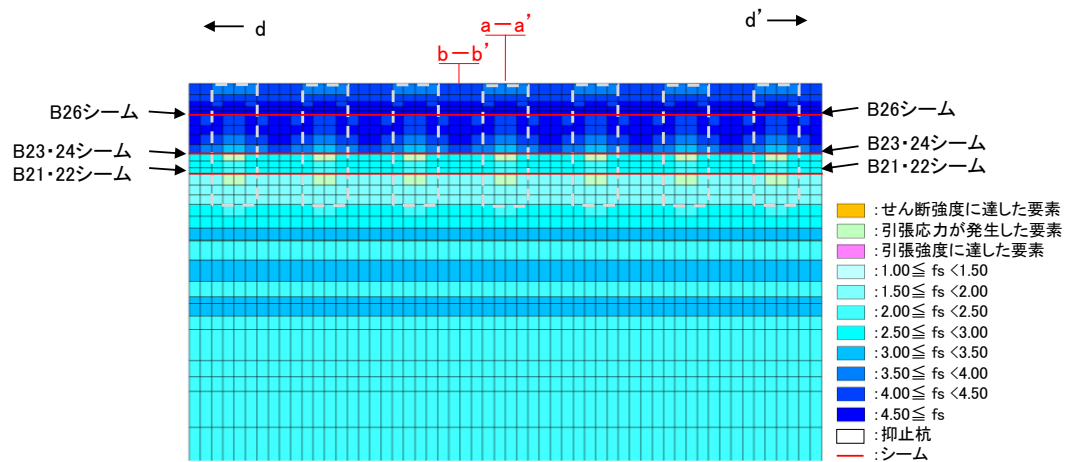


図 2. 7. 6. 3-16(4) 抑止杭周辺の岩盤の局所安全係数 (d-d' 断面)

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。

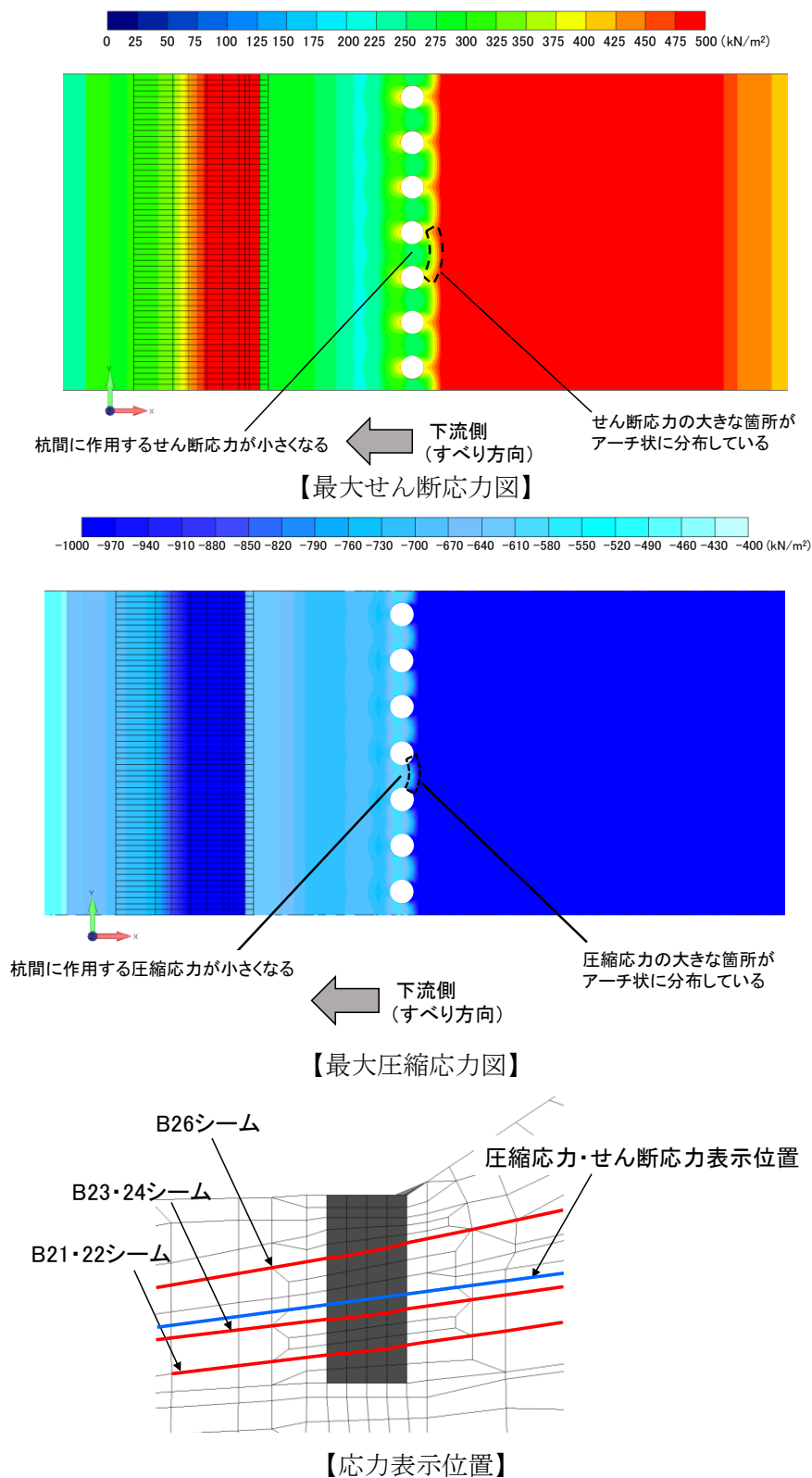


図 2.7.6.3-17 区間 I における抑止杭周辺の応力

(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。

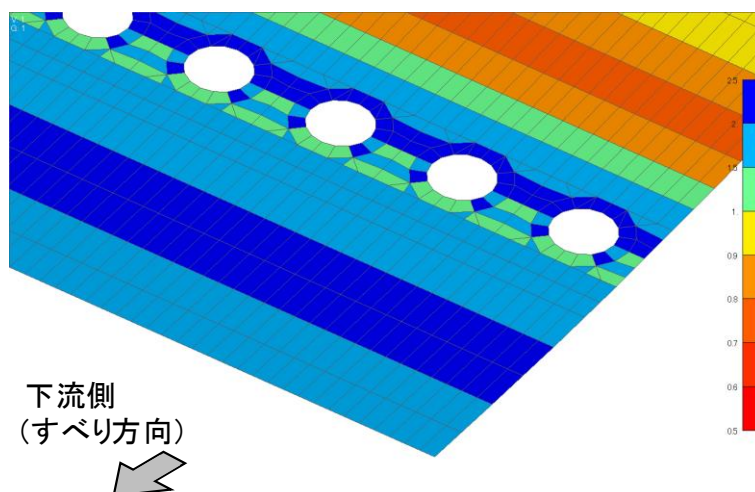


図 2.7.6.3-18(1) 抑止杭周辺のシームの局所安全係数 (B26 シーム)

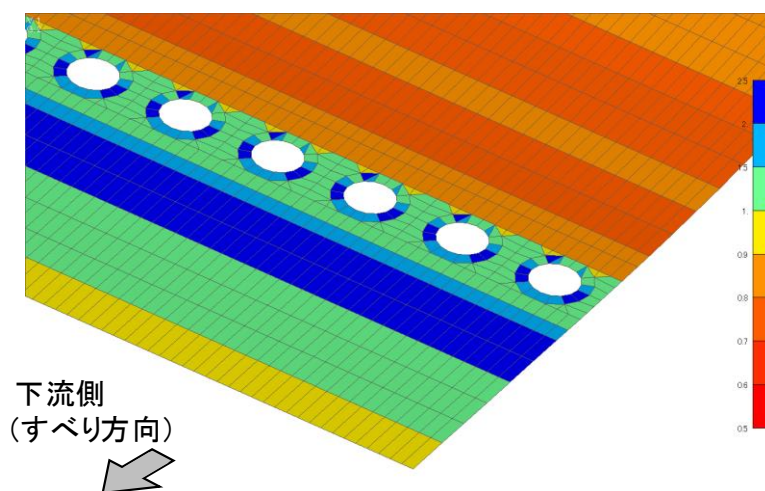


図 2.7.6.3-18(2) 抑止杭周辺のシームの局所安全係数 (B23・24 シーム)

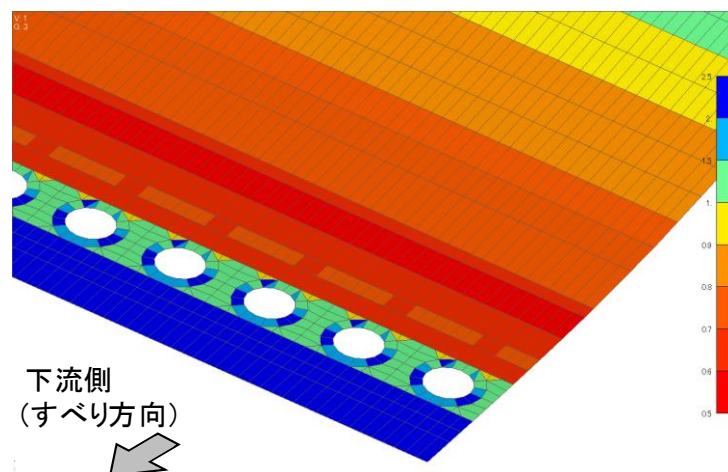


図 2.7.6.3-18(3) 抑止杭周辺の岩盤の局所安全係数 (B21・22 シーム)

(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。

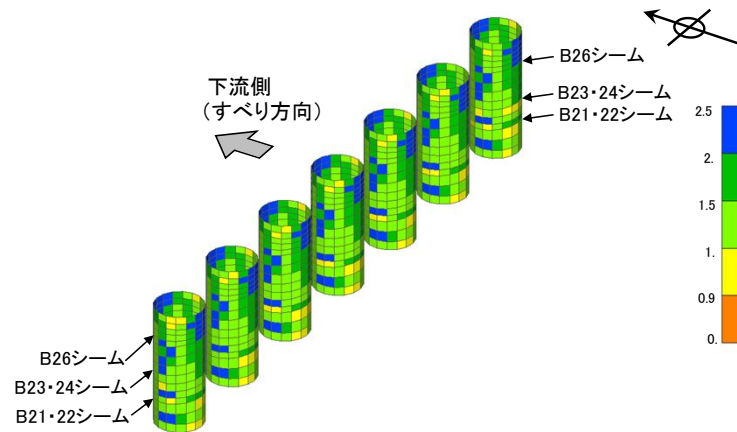


図 2.7.6.3-19(1) 区間Ⅰの杭-岩盤間ジョイント要素の局所安全係数(1/2)

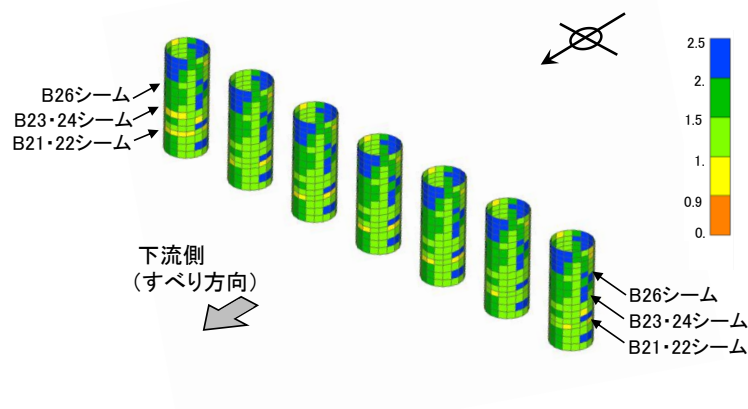


図 2.7.6.3-19(2) 区間Ⅰの杭-岩盤間ジョイント要素の局所安全係数(2/2)

(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。

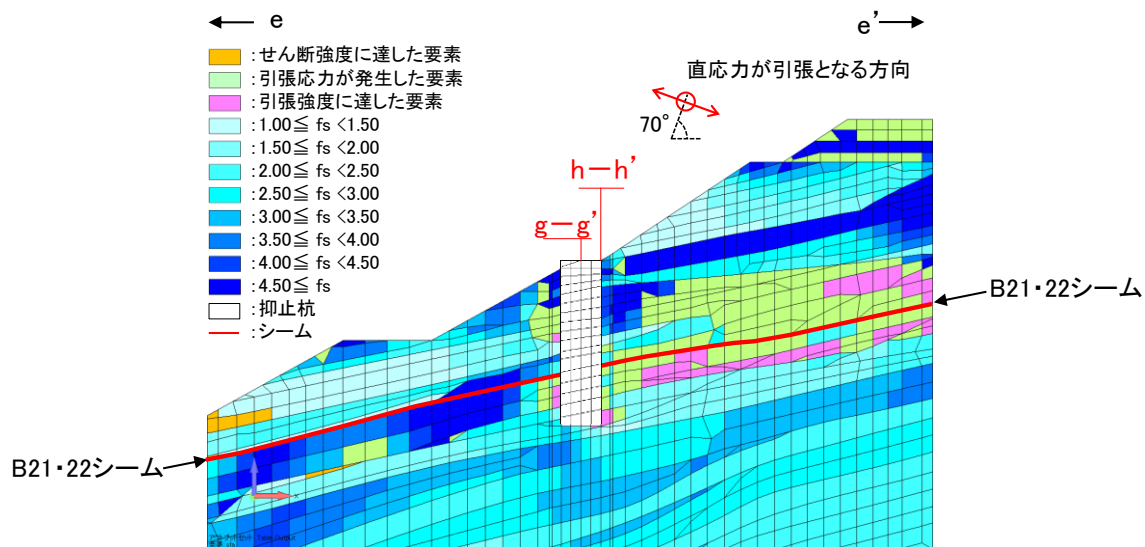


図 2.7.6.3-20(1) 抑止杭周辺の岩盤の局所安全係数 (e-e' 南北断面)

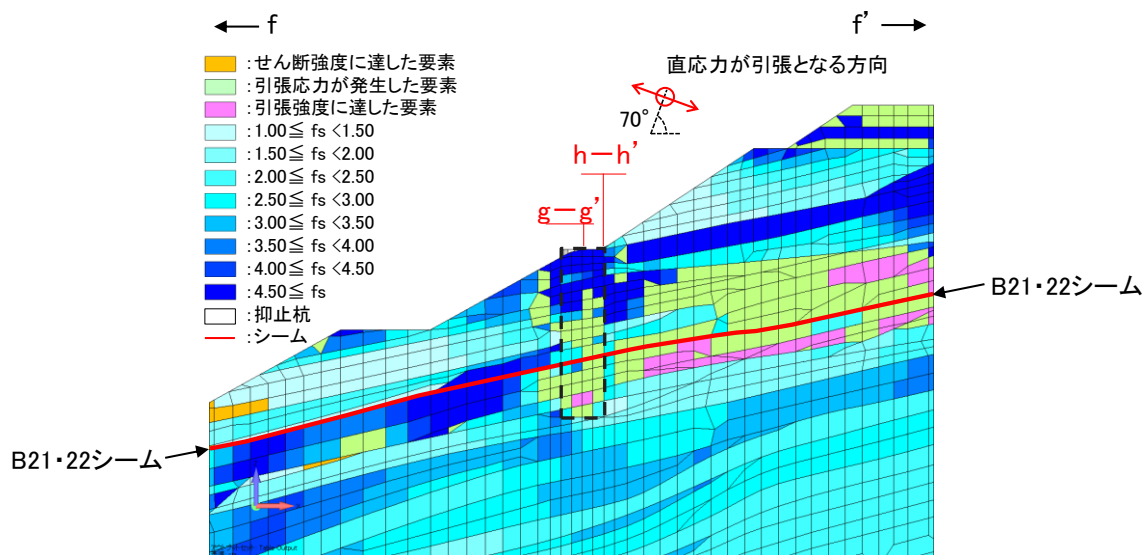


図 2.7.6.3-20(2) 抑止杭間の岩盤の局所安全係数 (f-f' 断面)

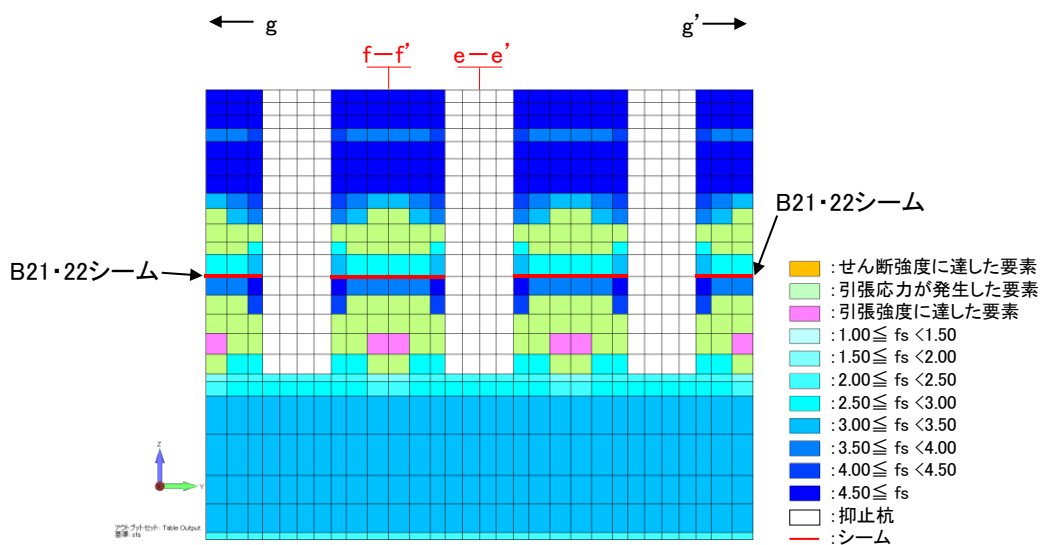


図 2.7.6.3-20(3) 抑止杭周辺の岩盤の局所安全係数 (g-g' 断面)

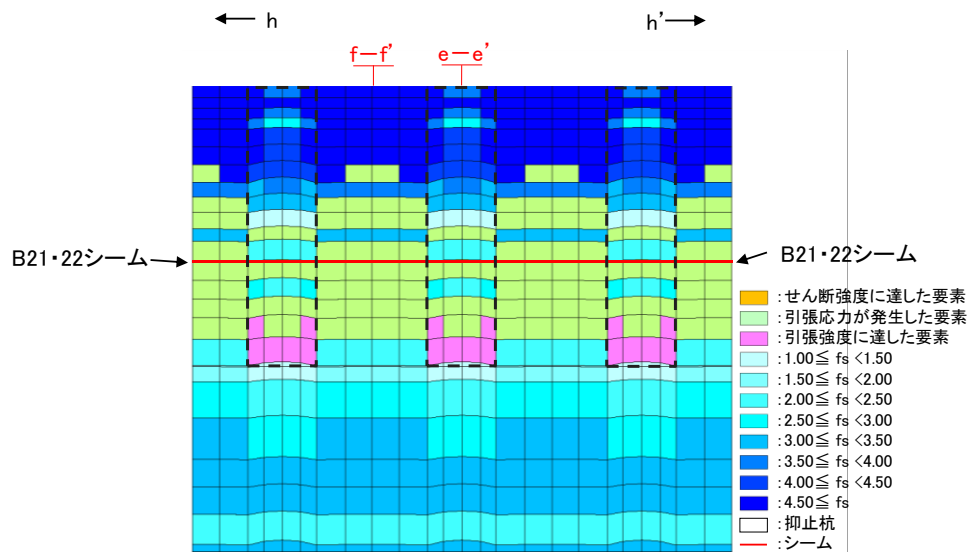


図 2. 7. 6. 3-20(4) 抑止杭周辺の岩盤の局所安全係数 (h-h' 断面)

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。

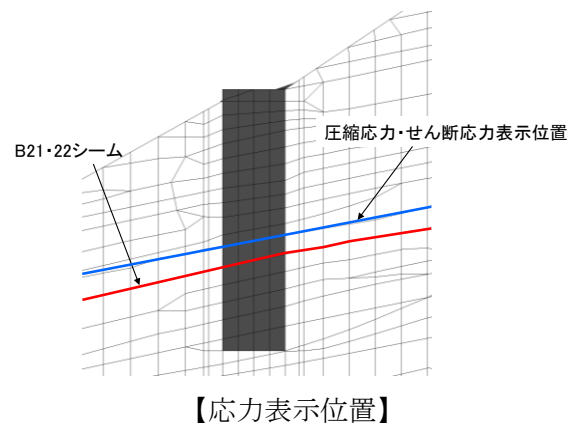
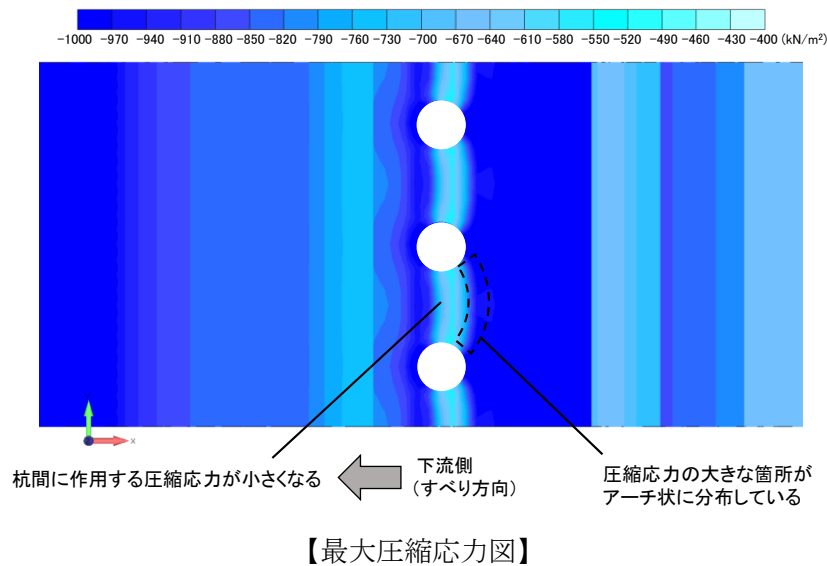
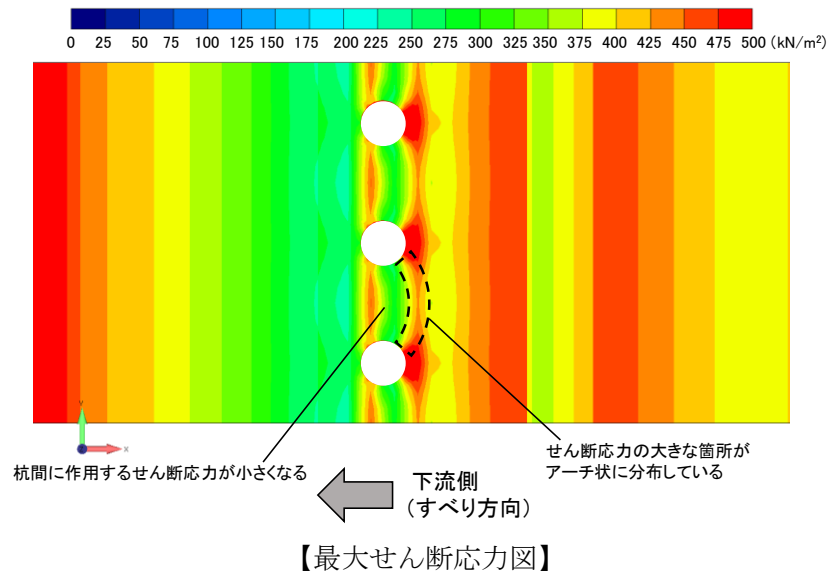


図 2.7.6.3-21 区間Ⅱにおける抑止杭周辺の応力

(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。

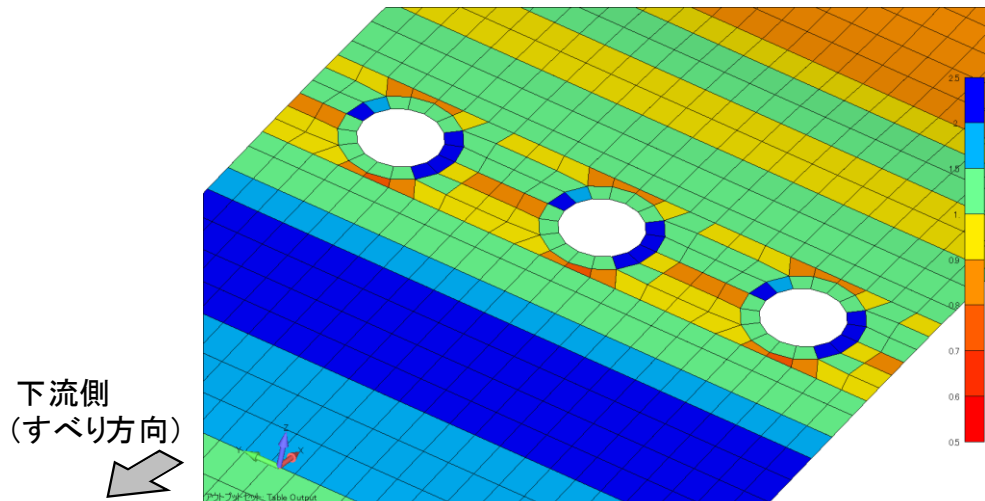


図 2.7.6.3-22 抑止杭周辺のシームの局所安全係数 (B21・22 シーム)

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。

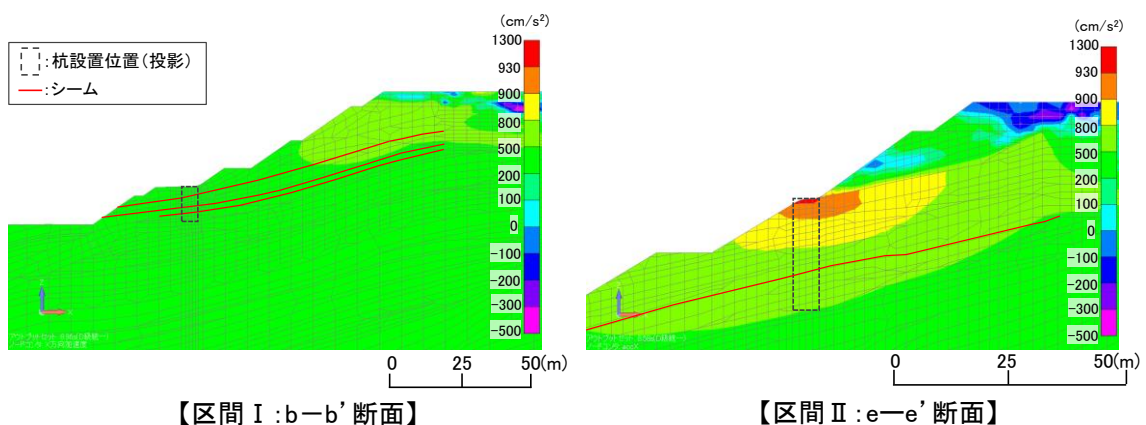


図 2.7.6.3-23 杭間断面における水平方向加速度の分布図

(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。

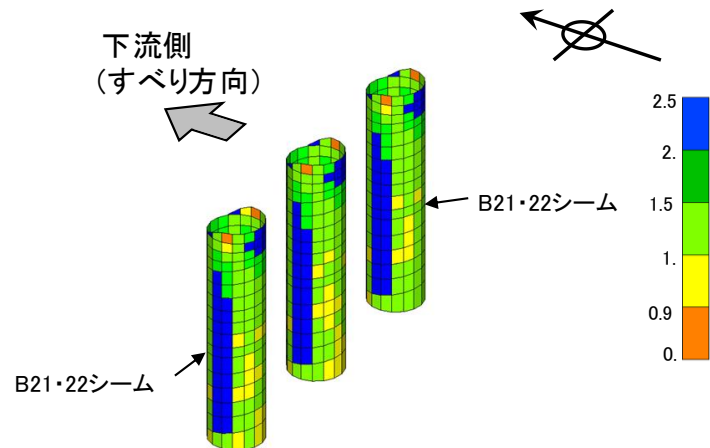


図 2.7.6.3-24(1) 区間Ⅱの杭-岩盤間ジョイント要素の局所安全係数(1/2)

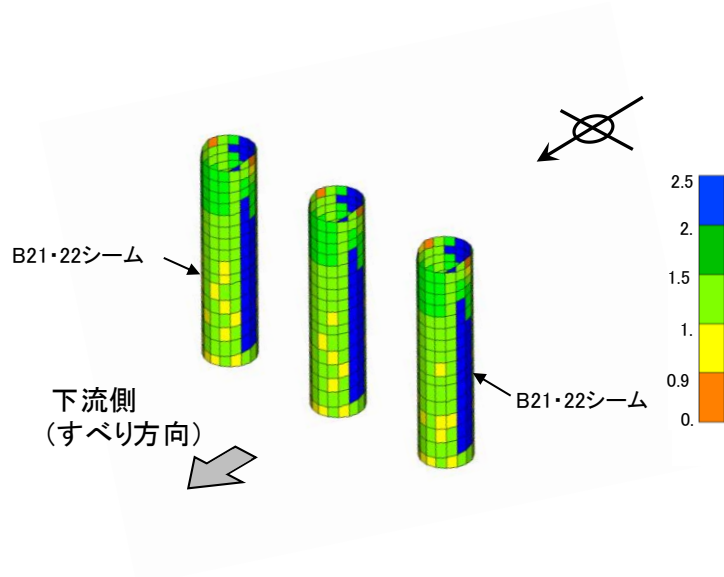


図 2.7.6.3-24(2) 区間Ⅱの杭-岩盤間ジョイント要素の局所安全係数(2/2)

(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。

2.8.2 岩盤斜面と盛土斜面の同時崩壊検討

2.8.2.1 地滑り地形②が示される斜面

(1) 評価概要

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

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

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

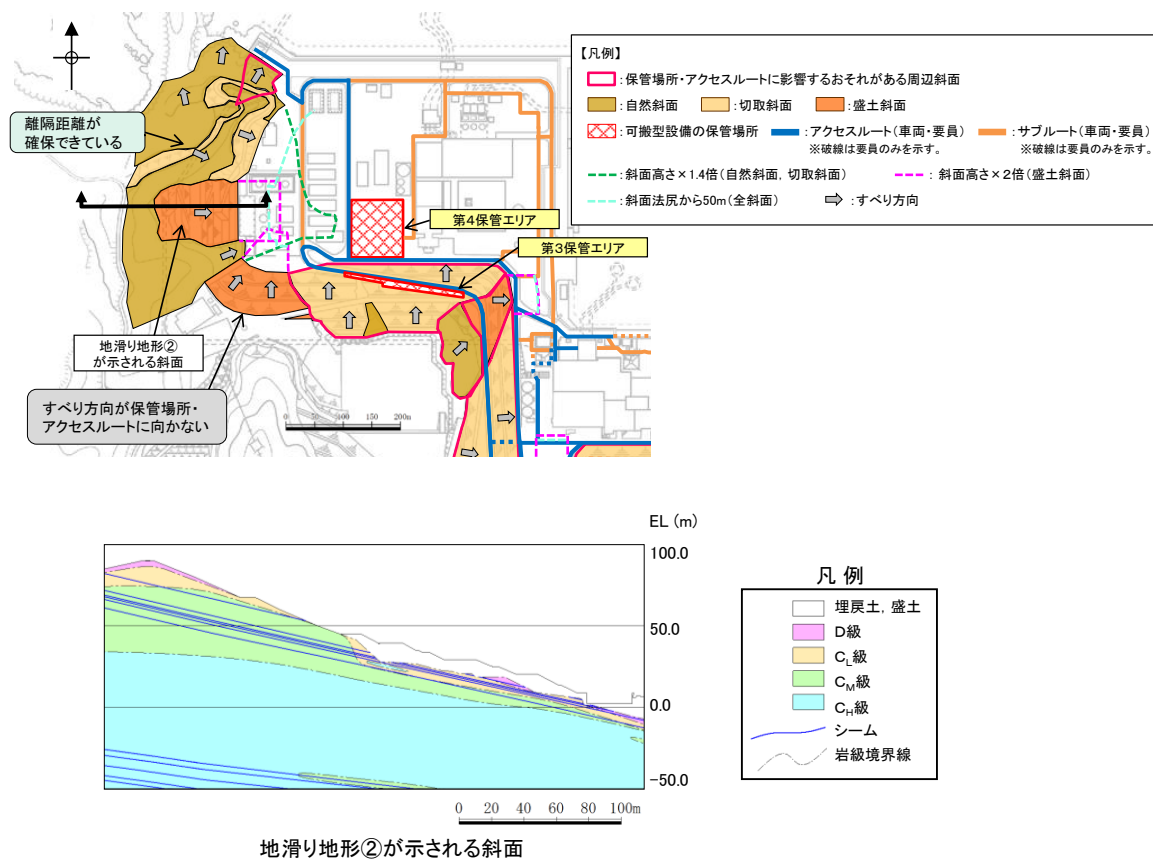


図 2.8.2.1-1 評価対象断面図

【参考：地滑り調査結果】

地滑り地形②について、図 2.8.2.1-2 に模式断面図を示す。

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

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

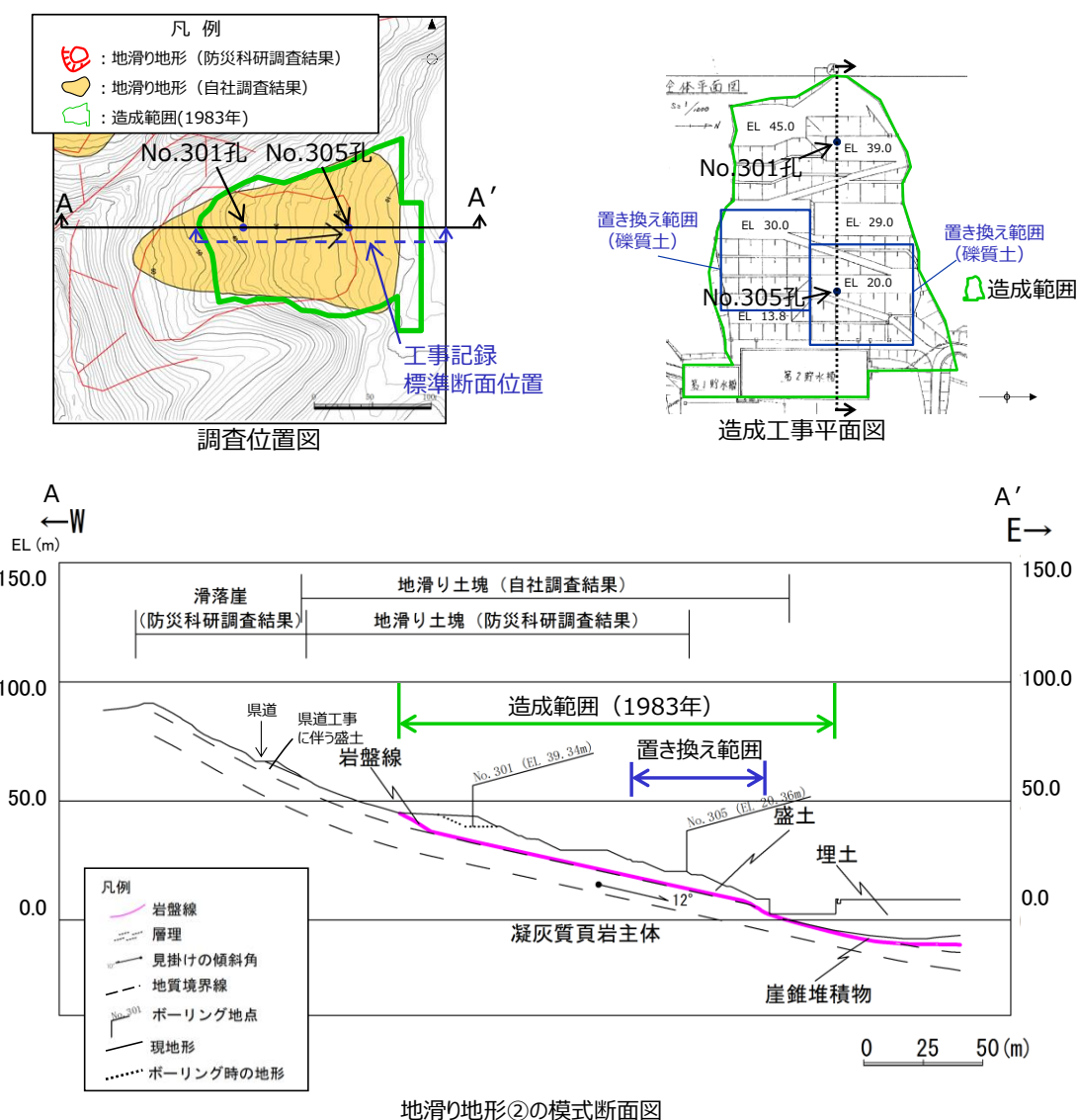


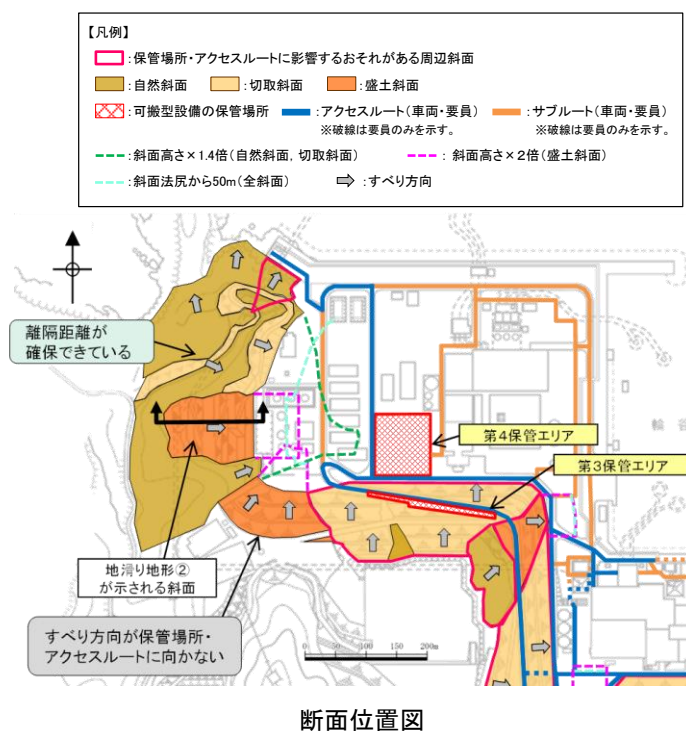
図 2.8.2.1-2 地滑り地形②の模式断面図

(2) 2次元浸透流解析モデルの解析条件

液状化影響検討用地下水位を設定するため、2次元浸透流解析(定常解析)を実施する。

解析モデルは図 2.8.2.1-3 のとおりとし、保守的な条件となるよう、EL 8.5m 盤及び上流側の盛土と地山の境界部において、地表面に水頭固定境界を設定する。

地表面水頭固定境界に挟まれた検討用地下水位の計算領域は、降雨考慮範囲として降雨条件 2400mm/年を考慮する。



断面位置図

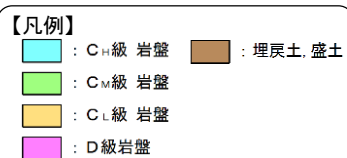
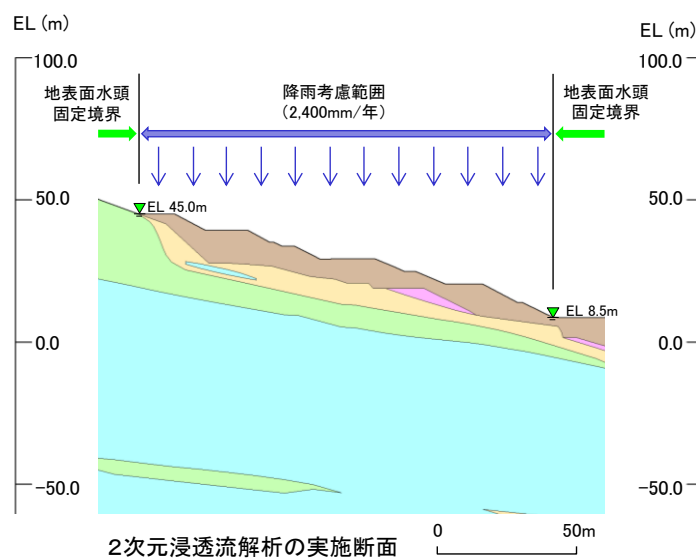


図 2.8.2.1-3 2次元浸透流解析の解析条件

(3) 検討用地下水位の条件

2次元浸透流解析の結果を図 2.8.2.1-4 に示す。2次元浸透流解析による検討用地下水位は、3次元浸透流解析による地下水位を上回っていることから、保守的な地下水位となっている。2次元浸透流解析の結果、盛土斜面内に地下水位が認められない。液状化範囲の設定に当たっては、地下水位以深の埋戻土を全て液状化範囲として設定する。

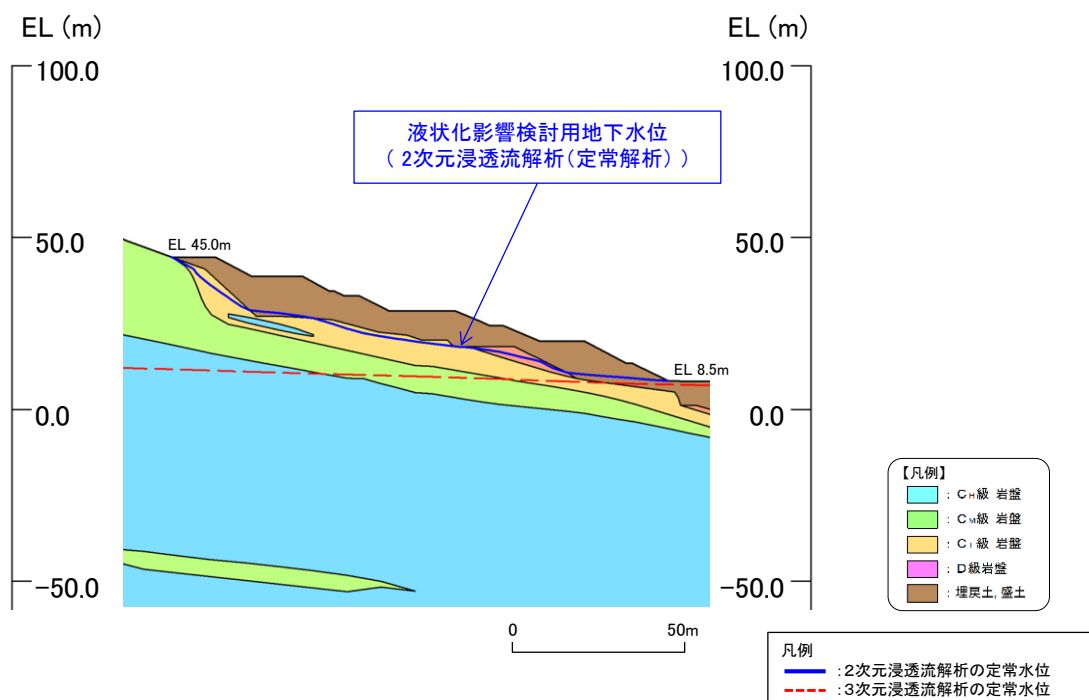


図 2.8.2.1-4 2次元浸透流解析結果

(4) すべり安定性評価結果

地滑り地形②の評価対象斜面の解析モデル図を図 2.8.2.1-5 に示す。

地滑り地形②の評価対象斜面について、基準地震動 S_s による 2 次元動的 FEM 解析により岩盤部を通るすべり面のすべり安定性評価を実施した結果、図 2.8.2.1-6 に示すとおり、最小すべり安全率（平均強度）が評価基準値 1.0 を上回っており、安定性を有することを確認した。なお、盛土部を通るすべりについても安定性を有することを確認した。

以上のことから、岩盤斜面と盛土斜面の同時崩壊は生じないと評価する。

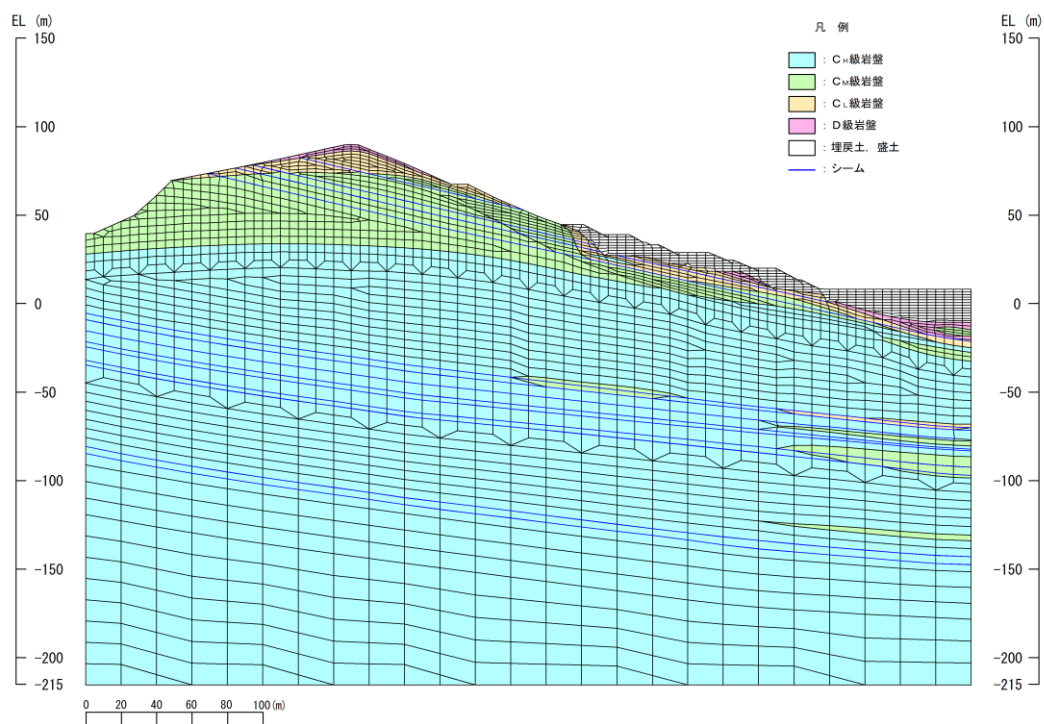
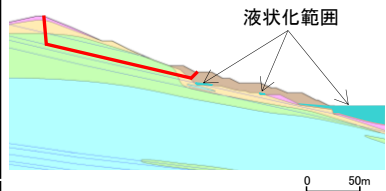
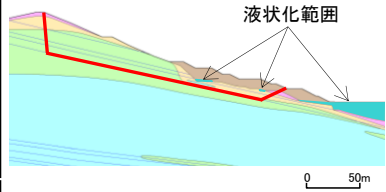
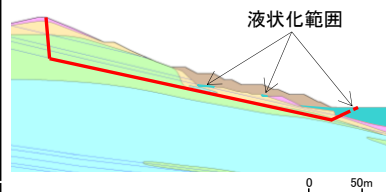
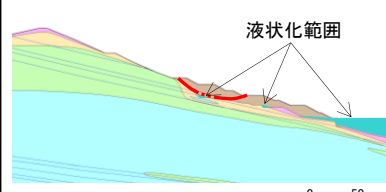










図 2.8.2.1-5 解析モデル図

・地滑り地形②が示される斜面 平均強度でのすべり安全率

	すべり面形状	基準地震動 ^{*1}	最小すべり安全率 ^{*2}
1	 <p>シーム沿いのすべり面(法肩からB23・24シームを通り盛土内に抜けるすべり面)</p>	Ss-D (-, -)	1.63 [8.98]
2	 <p>シーム沿いのすべり面(法肩からB19シーム及びD級岩盤を通り盛土内に抜けるすべり面)</p>	Ss-D (-, -)	1.65 [9.02]

	すべり面形状	基準地震動 ^{*1}	最小すべり安全率 ^{*2}
3	 <p>シーム沿いのすべり面(法肩からB19シームを通り法尻付近に抜けるすべり面)</p>	Ss-D (-, -)	1.57 [9.01]
4	 <p>簡便法により設定した埋戻土を通る円弧すべり</p>	Ss-N1 (+, +)	3.39 [7.76]

【凡例】			
	C ₁ 級 岩盤		C ₂ 級 岩盤
	C ₂ 級 岩盤		D級 岩盤
	埋戻土、盛土		シーム
	最小すべり安全率		すべり面 ^{*3}

注記 *1: 基準地震動(+,+)は反転なし, (-,+)は水平反転, (+,-)は鉛直反転, (-,-)は水平反転かつ鉛直反転を示す。

*2: []は、発生時刻(秒)を示す。

*3: 破線は液状化影響を考慮する範囲

図 2.8.2.1-6 すべり安定性評価結果

2.8.2.2 33m盤盛土斜面上部の岩盤斜面

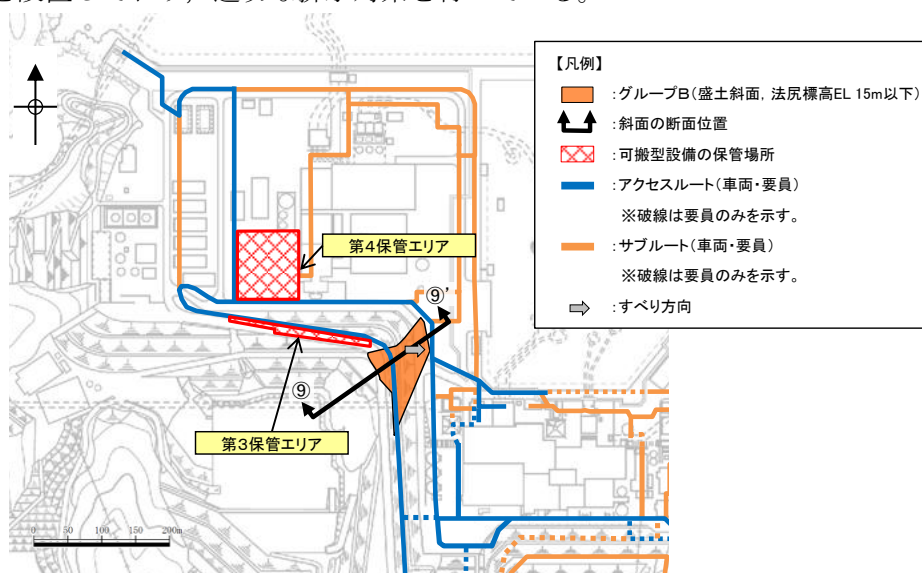
(1) 評価概要

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

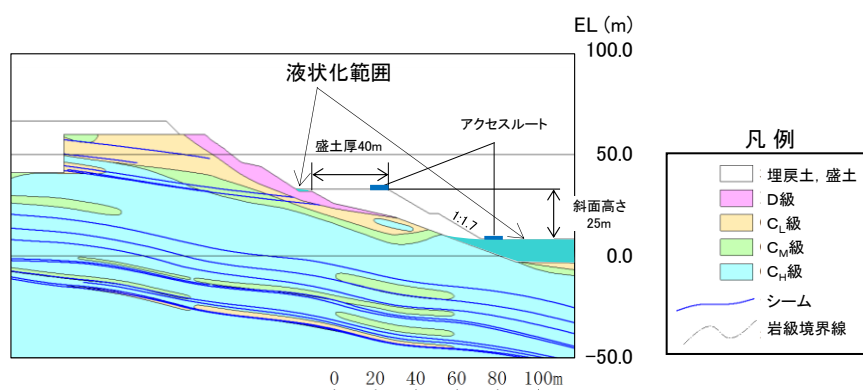
検討方針として、図2.8.2.2-1に示す断面図を対象に、岩盤部を通るすべり面のすべり安定性が確保されていることを確認することで、岩盤斜面と盛土斜面の同時崩壊が生じないことを確認する。

液状化範囲の設定に当たっては、2次元浸透流解析により求めた地下水位以深の埋戻土を全て液状化範囲として設定する。（「2.4.2.2 33m盤盛土斜面」参照）

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



断面位置図



⑨-⑨' 断面

図2.8.2.2-1 評価対象断面図

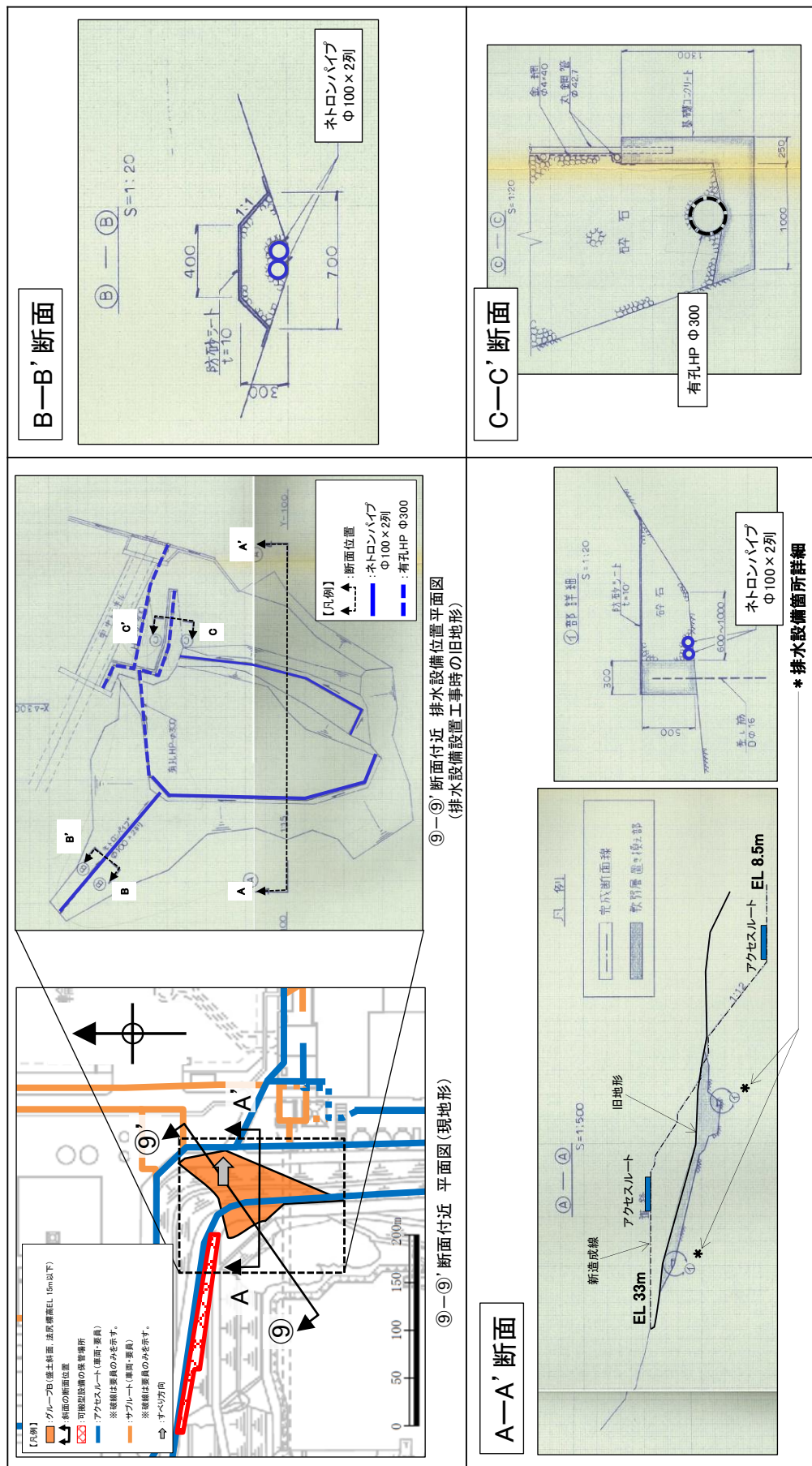


図 2.8.2.2-2 排水設備設置位置 (⑨-⑨' 断面付近)

(2) すべり安定性評価結果

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

33m盤の盛土斜面上部の岩盤斜面について、基準地震動 S_s による 2 次元動的 FEM 解析により岩盤部を通るすべり面のすべり安定性評価を実施した結果、図 2.8.2.2-4 に示すとおり、最小すべり安全率（平均強度）が評価基準値 1.0 を上回っており、安定性を有することを確認した。なお、盛土部を通るすべりについても安定性を有することを確認した。

以上のことから、岩盤斜面と盛土斜面の同時崩壊は生じないと評価する。

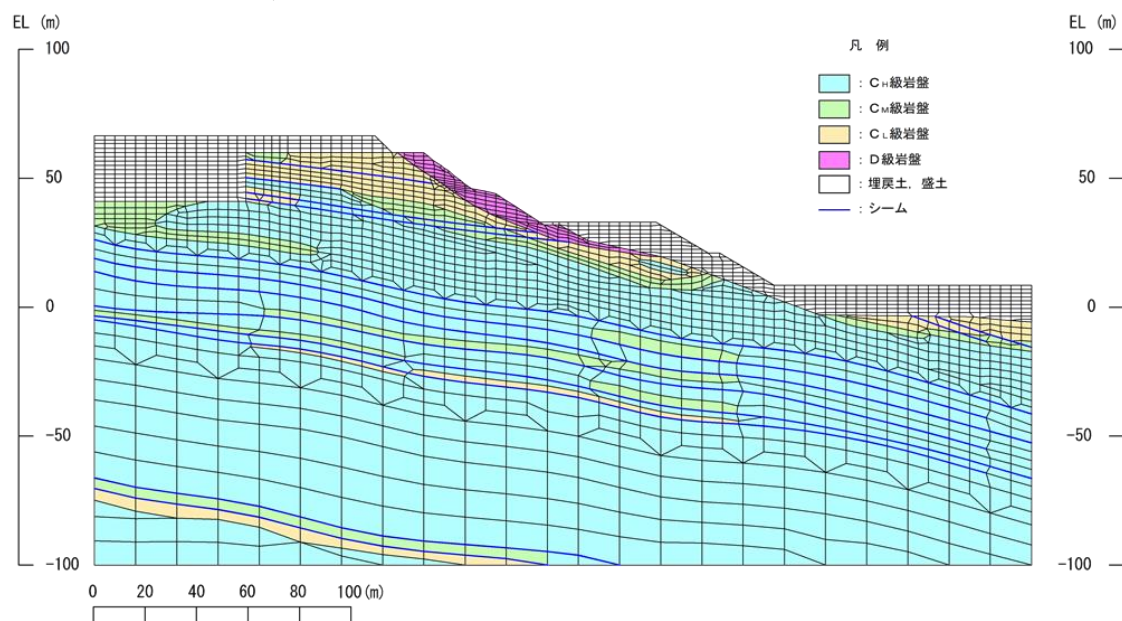


図 2.8.2.2-3 解析モデル図

・ 33m盤盛土斜面上部の岩盤斜面 平均強度でのすべり安全率

	すべり面形状	基準 地震動 ^{*1}	最小すべり 安全率 ^{*2}
1	<p>33m盤下のD級岩盤及び埋戻土を通るすべり面</p>	S_s-N2 (-,+)	1.90 [24.46]
2	<p>簡便法により設定した埋戻土を通る円弧すべり</p>	S_s-N1 (+,+)	1.36 [7.79]

【凡例】

■ : C₁₀級岩盤 ■ : C₁₀級岩盤 ■ : C₁₀級岩盤 ■ : D級岩盤
 : 埋戻土、盛土 — : シーム --- : すべり面^{*3}
 : 最小すべり安全率

注記 *1 : 基準地震動 (+,+) は反転なし, (-,+) は水平反転, (+,-) は鉛直反転, (-,-) は水平反転かつ鉛直反転を示す。

*2 : []は、発生時刻 (秒) を示す。

*3 : 破線は液状化影響を考慮する範囲

図 2.8.2.2-4 すべり安定性評価結果

2.8.3 応力状態を考慮した検討

2.8.3.1 すべり面の設定の考え方

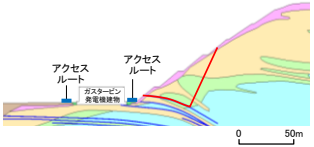
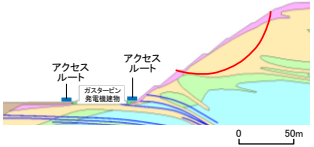
すべり安全率を算定するすべり面については、「2.6.2.5 評価基準値及び想定すべり面の設定」に記載のとおりとする。

⑫－⑫’断面，⑬－⑬’断面，⑭－⑭’断面に関しては，斜面上部にD級岩盤が分布することから，応力状態を踏まえ，簡便法によるすべり面及びシーム等の弱層を通るすべり面がモビライズド面等を通るすべり面になっていることを確認し，すべり面が妥当であることを示す。

2.8.3.2 ⑫－⑫' 断面

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

・ ⑫－⑫' 断面 平均強度でのすべり安全率

	すべり面形状	基準地震動 ^{*1}	最小すべり安全率 ^{*2}
1	 <p>シーム沿いのすべり面(斜面中腹あるいは斜面上方からシームを通り斜面法尻付近へ抜けるすべり面)</p>	Ss-N1 (+,+)	2.07 [7.59]
2	 <p>簡便法で設定したすべり面</p>	Ss-N1 (-,+)	2.25 [7.58]

注記 * 1: 基準地震動(+,+)は反転なし, (-,+)は水平反転, (+,-)は鉛直反転, (-,-)は水平反転かつ鉛直反転を示す。

* 2: []は、発生時刻(秒)を示す。

【凡例】

: C_H級 岩盤
 : C_M級 岩盤
 : C_L級 岩盤
 : D級 岩盤
 : 埋戻土、盛土
 : シーム
 : すべり面
 : 最小すべり安全率

図 2.8.3.2-1 すべり安定性評価結果

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

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

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

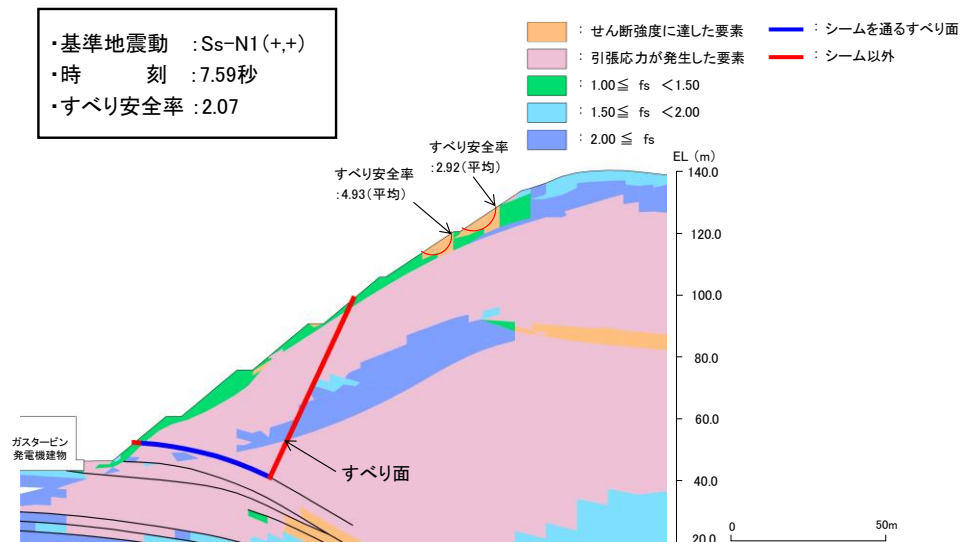


図 2.8.3.2-2 局所安全係数分布図

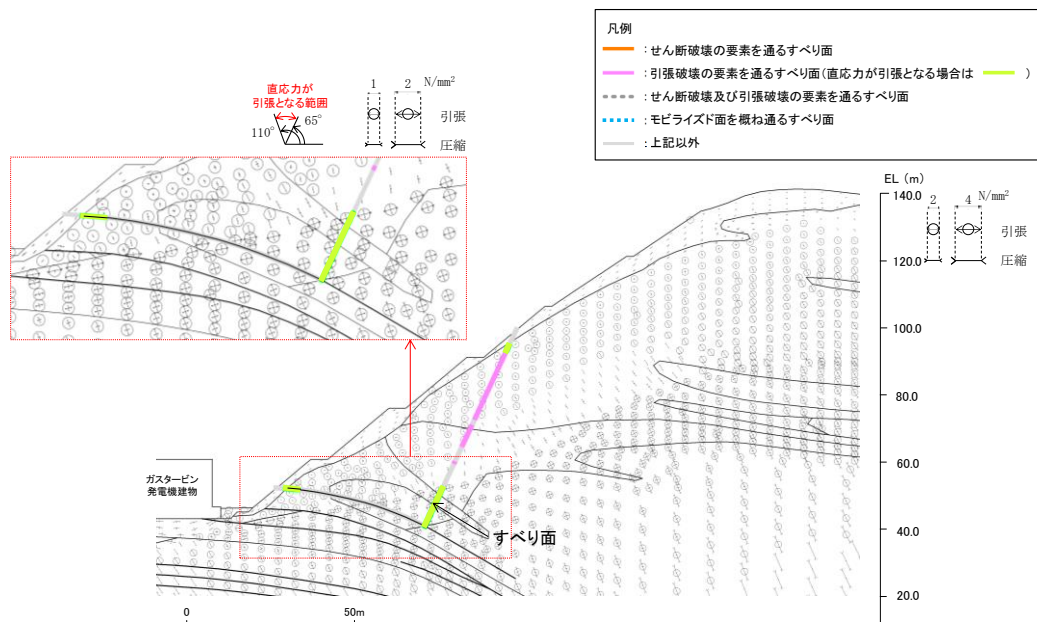


図 2.8.3.2-3 主応力分布図

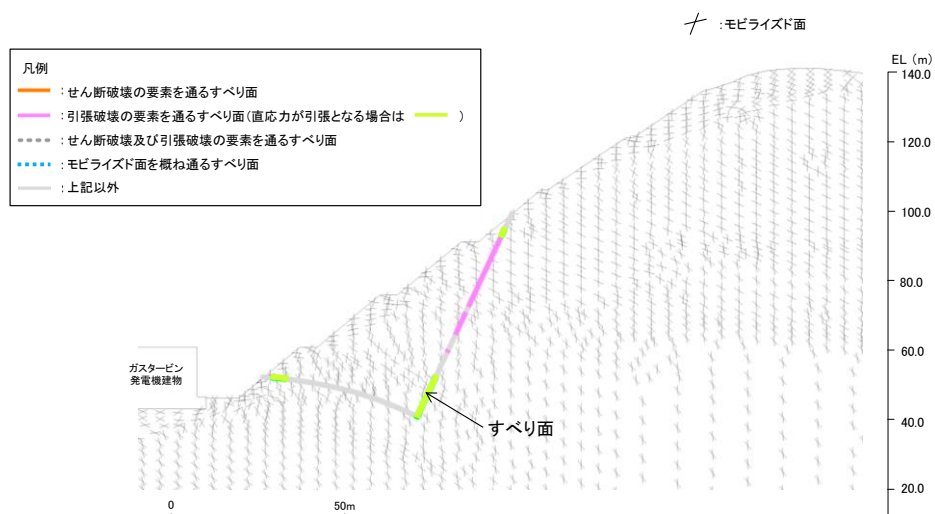
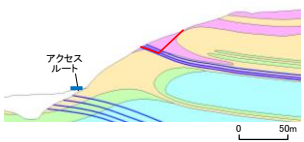
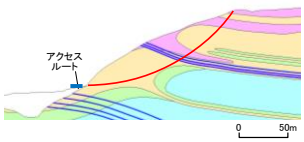


図 2.8.3.2-4 モビライズ面

2.8.3.3 ⑬-⑬' 断面

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

・⑬-⑬' 断面 平均強度でのすべり安全率

	すべり面形状	基準地震動 ^{*1}	最小すべり安全率 ^{*2}
1	 <p>アクセスルート</p> <p>シーム沿いのすべり面(D級岩盤及びシームを 通って斜面中腹に抜けるすべり面)</p> <p>0 50m</p>	Ss-N1 (-,+)	3.64 [7.80]
2	 <p>アクセスルート</p> <p>簡便法で設定したすべり面</p> <p>0 50m</p>	Ss-N1 (-,+)	1.47 [7.56]

【凡例】

■ : C₊級 岩盤 ■ : C₀級 岩盤 ■ : C₋級 岩盤 ■ : D級 岩盤
 : 埋戻土、盛土 — : シーム — : すべり面
 : 最小すべり安全率

注記 *1: 基準地震動(+,+)は反転なし, (-,+)は水平反転, (+,-)は鉛直反転, (-,-)は水平反転かつ鉛直反転を示す。
 *2: []は、発生時刻(秒)を示す。

図 2.8.3.3-1 すべり安定性評価結果

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

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

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

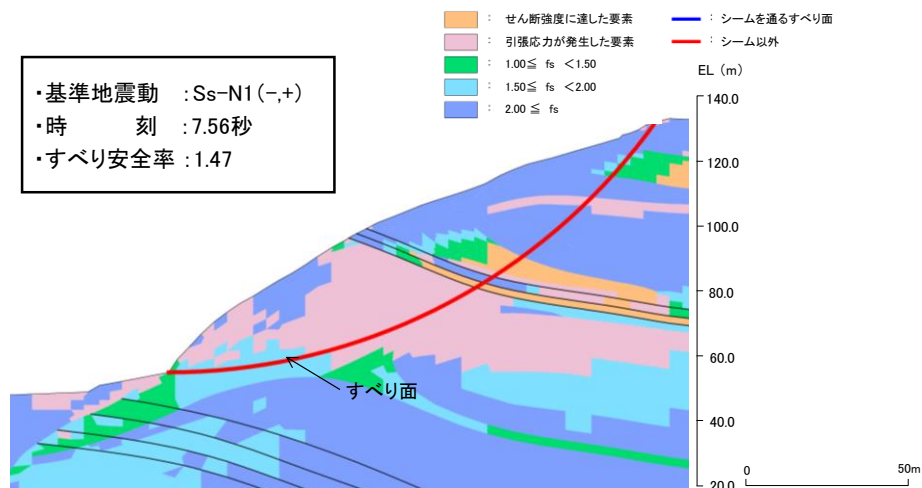


図 2.8.3.3-2 局所安全係数分布図

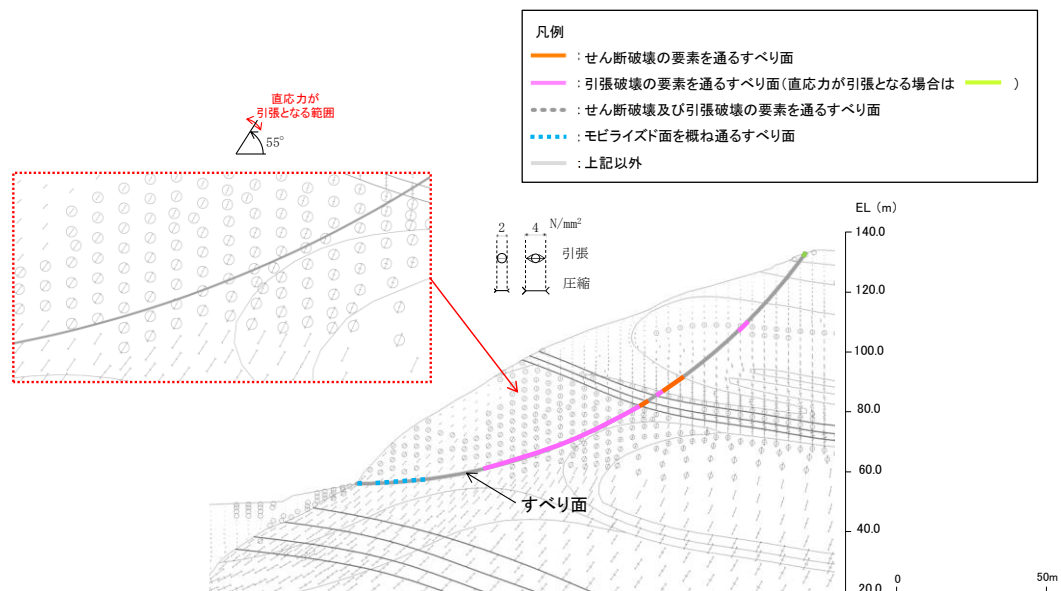


図 2.8.3.3-3 主応力分布図

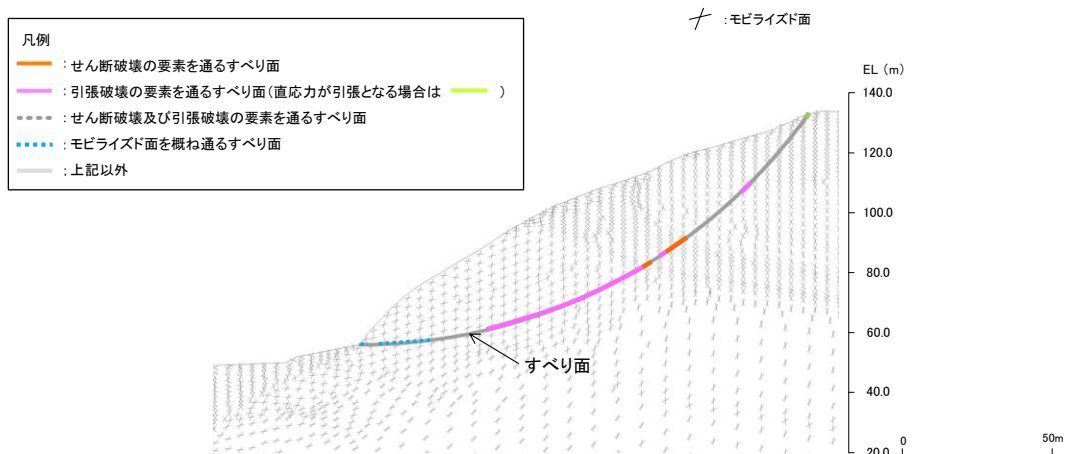
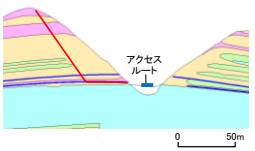
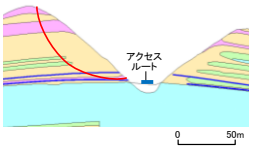


図 2.8.3.3-4 モビライズド面

2.8.3.4 ⑭－⑭' 断面

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

・ ⑭－⑭' 断面 平均強度でのすべり安全率

	すべり面形状	基準地震動 ^{*1}	最小すべり安全率 ^{*2}
1	 <p>シーム沿いのすべり面(斜面頂部からシーム及びD級岩盤内を通過して法尻付近に抜けるすべり面)</p>	Ss-D (-, -)	2.18 [9.20]
2	 <p>簡便法で設定したすべり面</p>	Ss-D (-, -)	1.53 [9.20]

【凡例】

- C₁級岩盤 (light blue)
- C₂級岩盤 (light green)
- C₃級岩盤 (light yellow)
- D級岩盤 (pink)
- 埋戻土、盛土 (white)
- シーム (blue line)
- すべり面 (red line)
- 最小すべり安全率 (white box with black border)

注記 * 1: 基準地震動(+,+)は反転なし, (-,+)は水平反転, (+,-)は鉛直反転, (-,-)は水平反転かつ鉛直反転を示す。

* 2: []は、発生時刻(秒)を示す。

図 2.8.3.4-1 すべり安定性評価結果

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

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

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

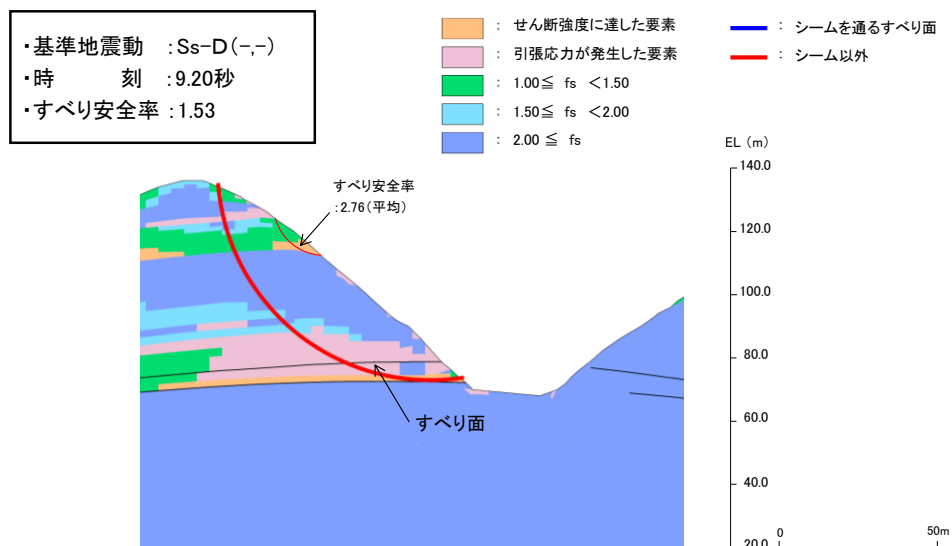


図 2. 8. 3. 4ー2 局所安全係数分布図

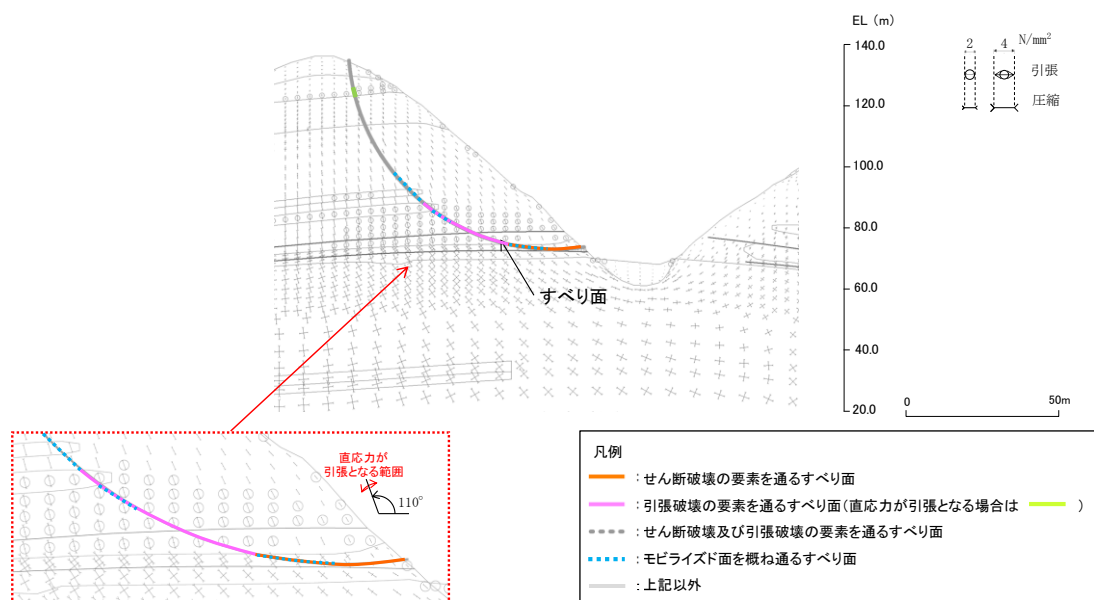


図 2. 8. 3. 4ー3 主応力分布図

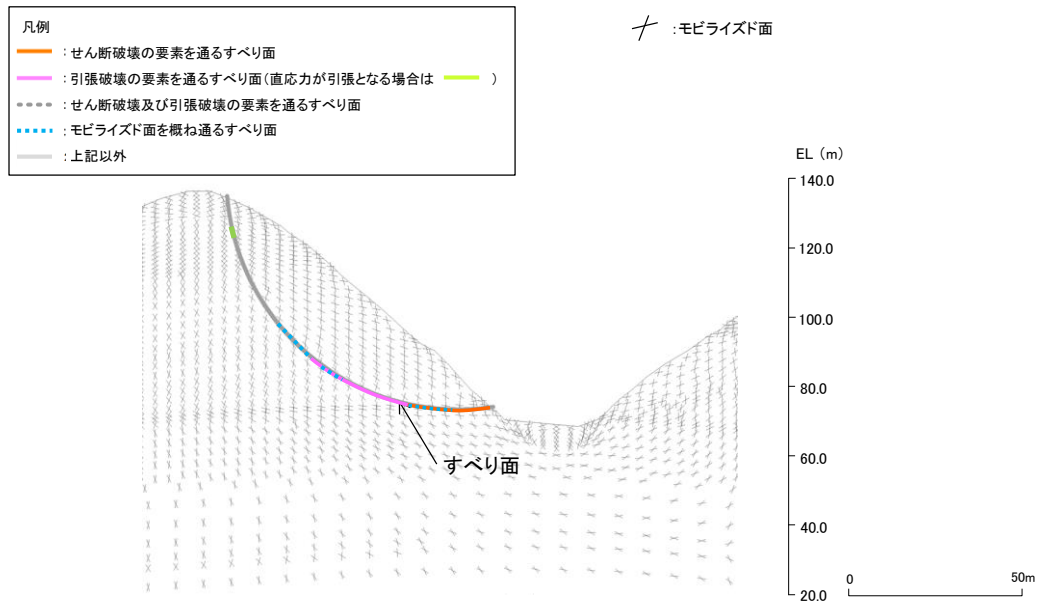


図 2. 8. 3. 4-4 モビライズド面

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 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。

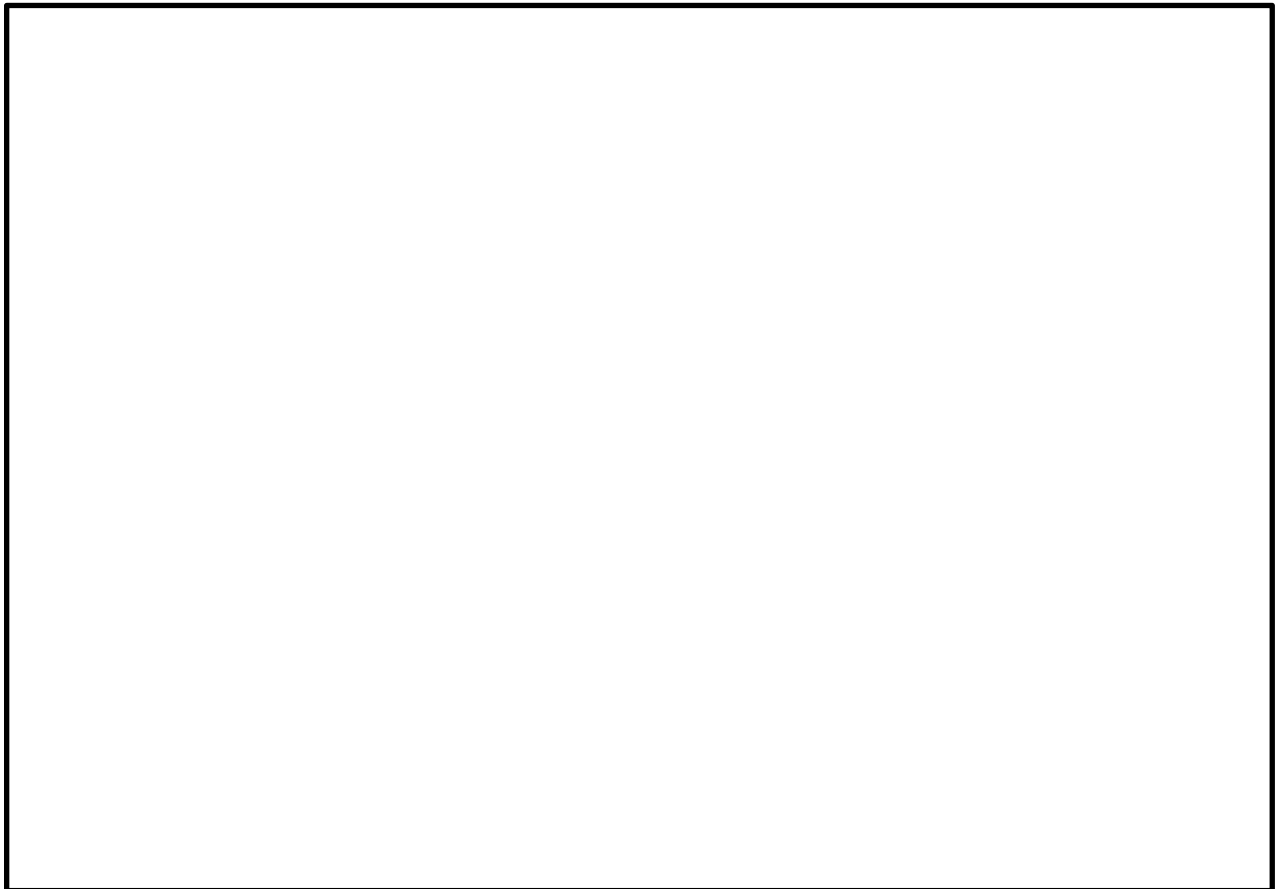


図 2.9.1-1 安全対策工事に伴う掘削平面位置図

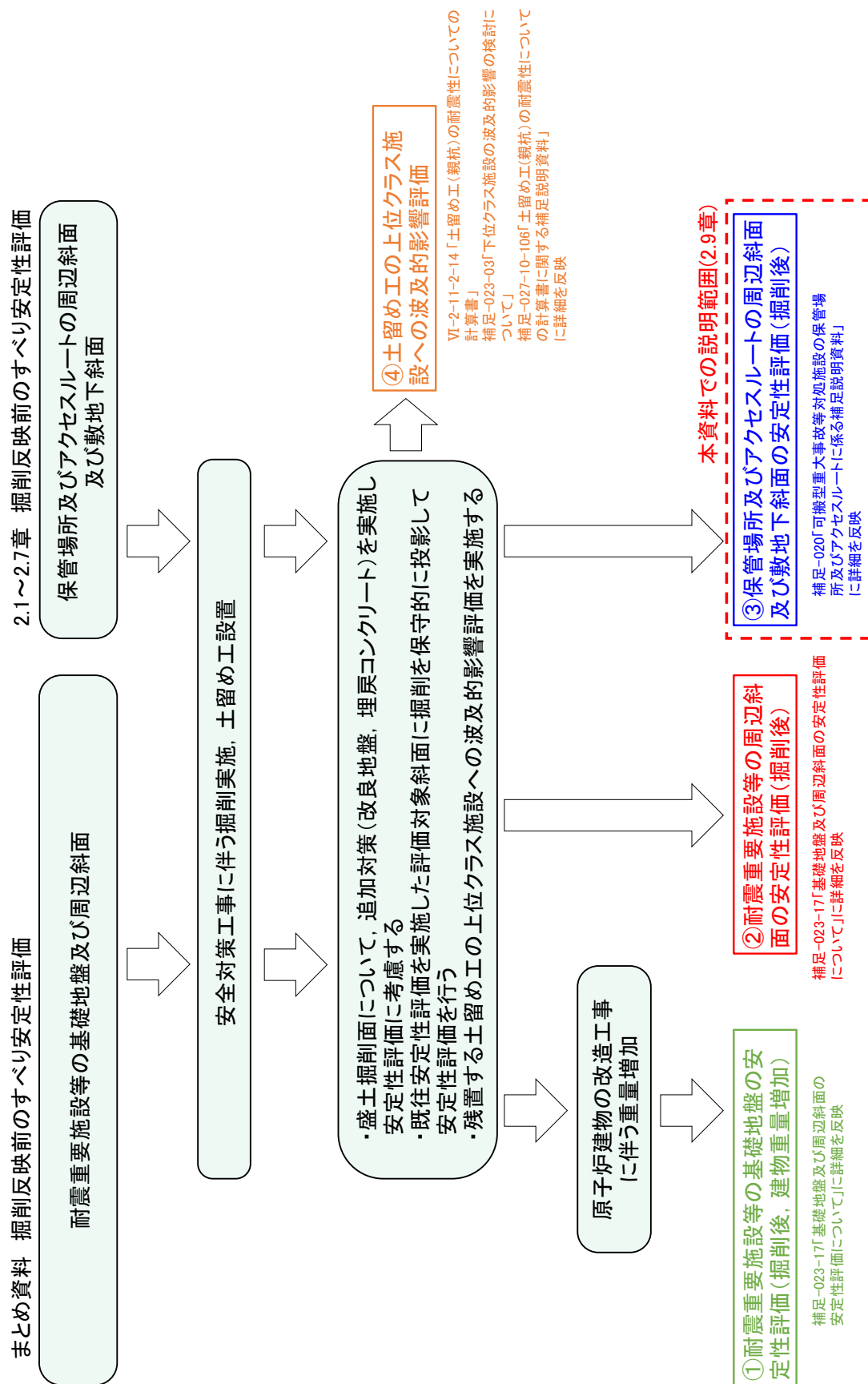


図 2.9.1-2 掘削による地盤の安定性評価の検討経緯フロー

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，図 2.9.1-2 に示す検討経緯フローのとおり，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。

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。

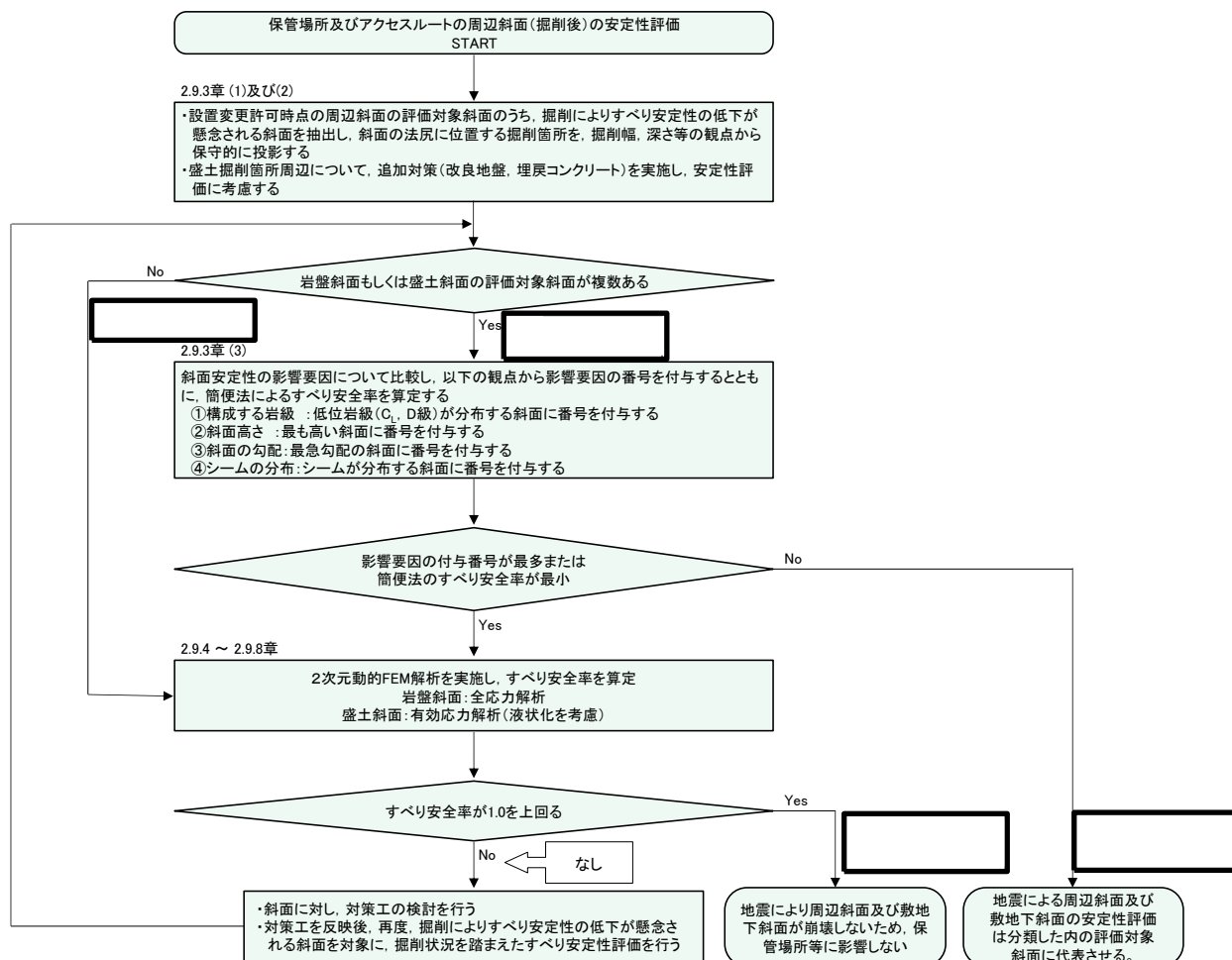


図 2.9.2-1 評価フロー

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。

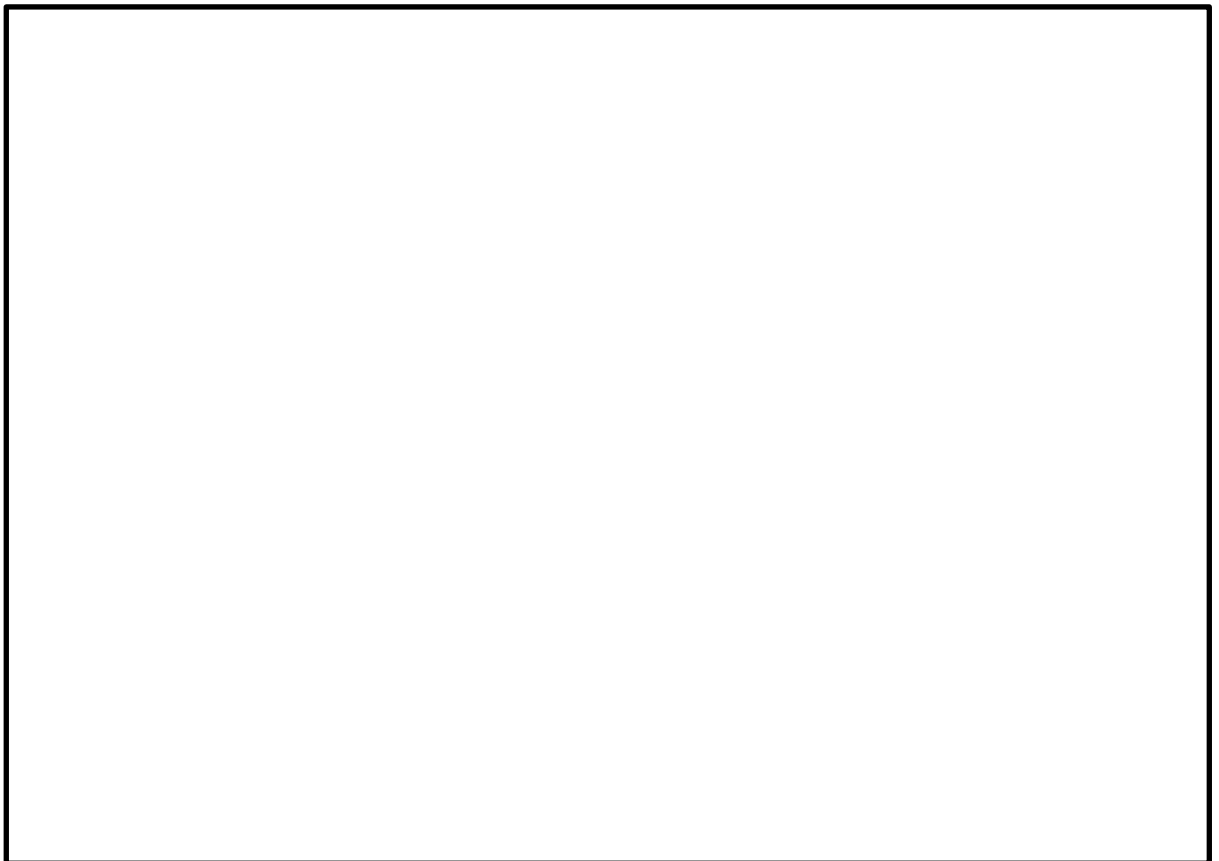


図 2.9.3-1 保管場所及びアクセスルートに影響する斜面と掘削箇所の位置図

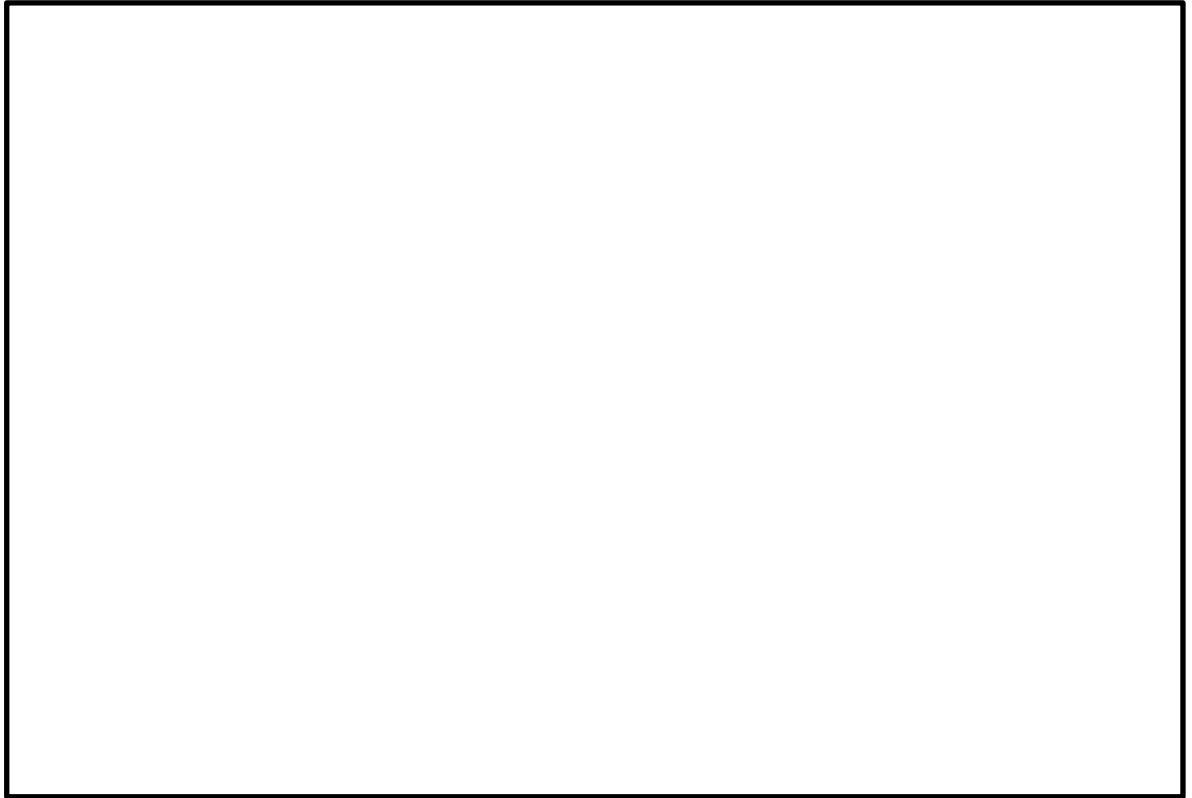



図 2.9.3-2 評価対象斜面及び掘削箇所的位置図

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.

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 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）

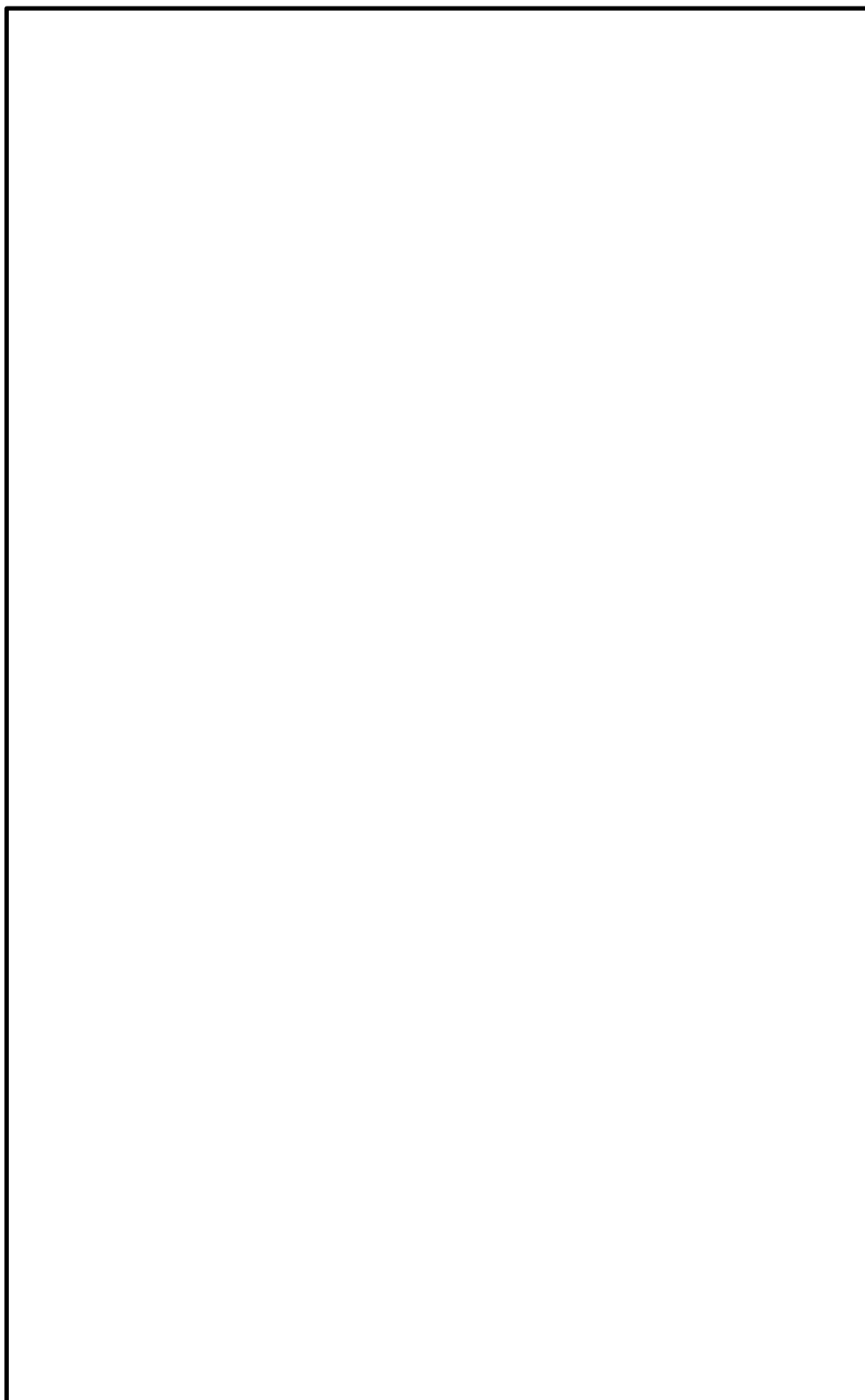





図 2.9.3-4 評価対象斜面図（掘削箇所投影）

b.



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 2.9.3-5 評価対象斜面位置図 ()

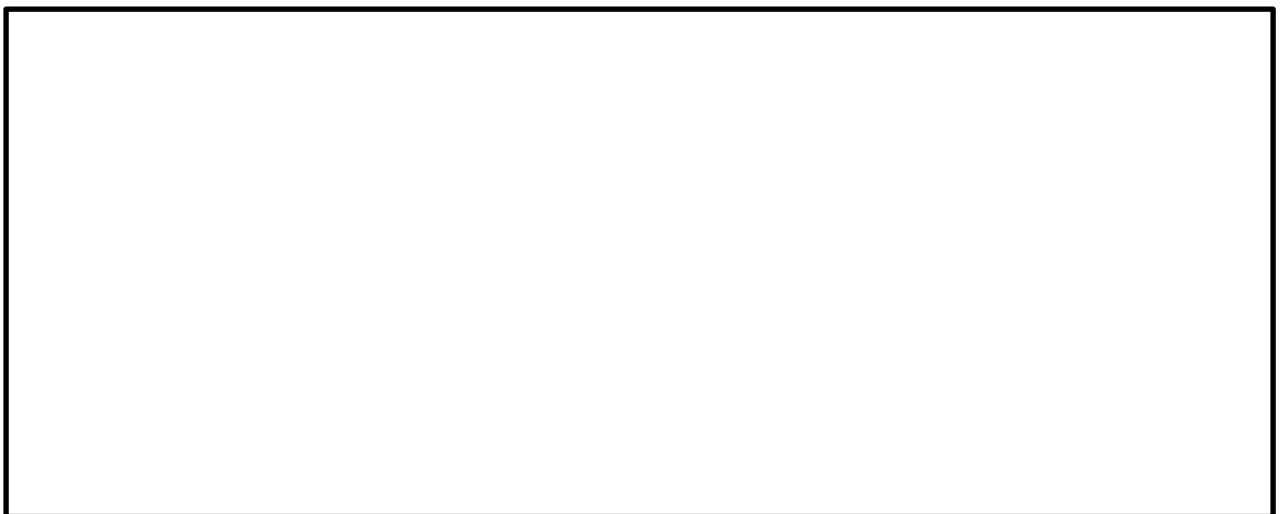


図 2.9.3-6 評価対象斜面図（掘削箇所投影）

(3) 評価対象斜面の比較

評価対象斜面のうち、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、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 () の選定結果

--

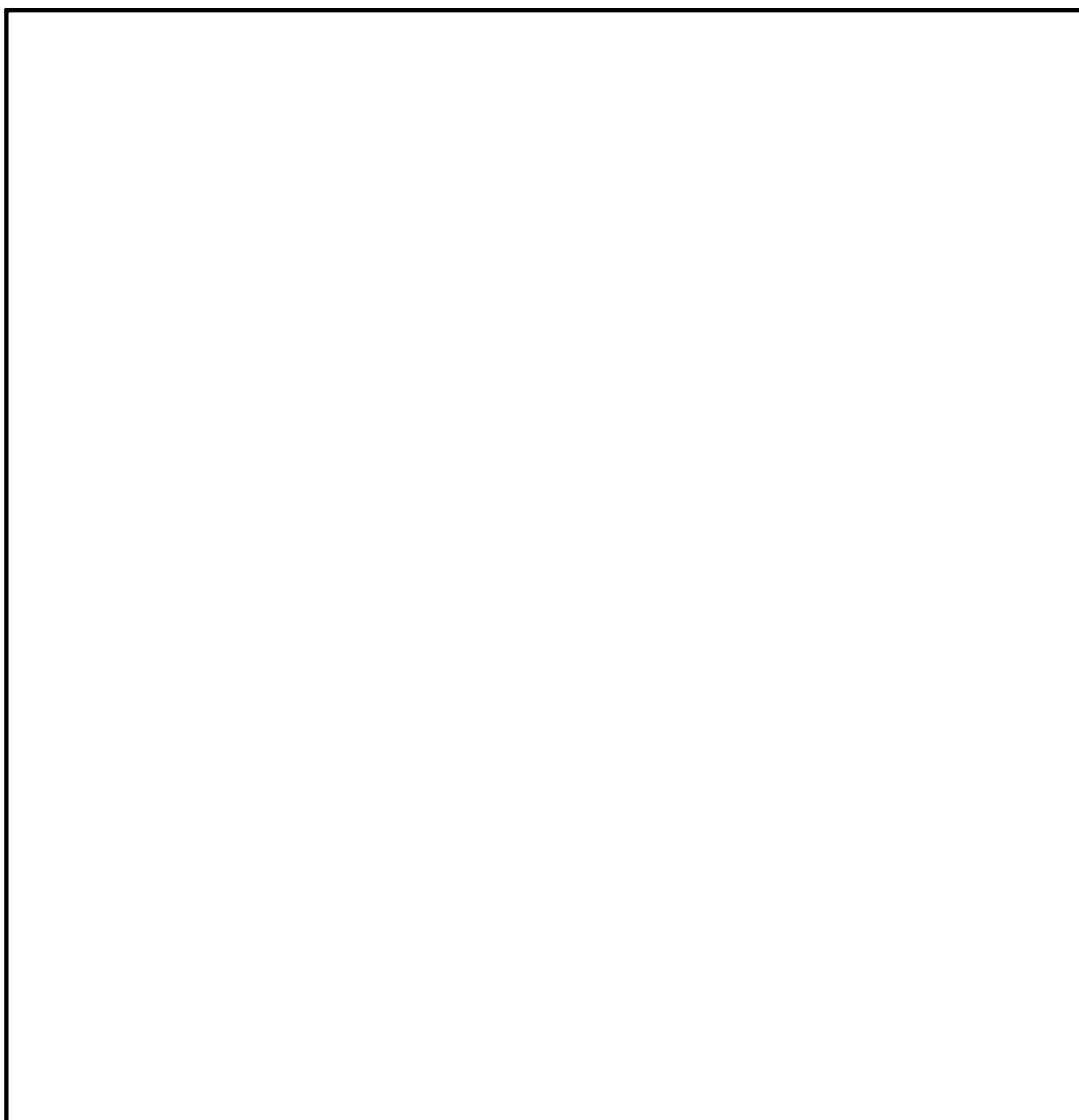


図 2.9.3-7 における評価対象斜面のすべり面
及び簡便法の最小すべり安全率

2.9.4 []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「2.6.2.2 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_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

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。

[]の安定性評価における解析モデルを図2.9.4-1に示す。

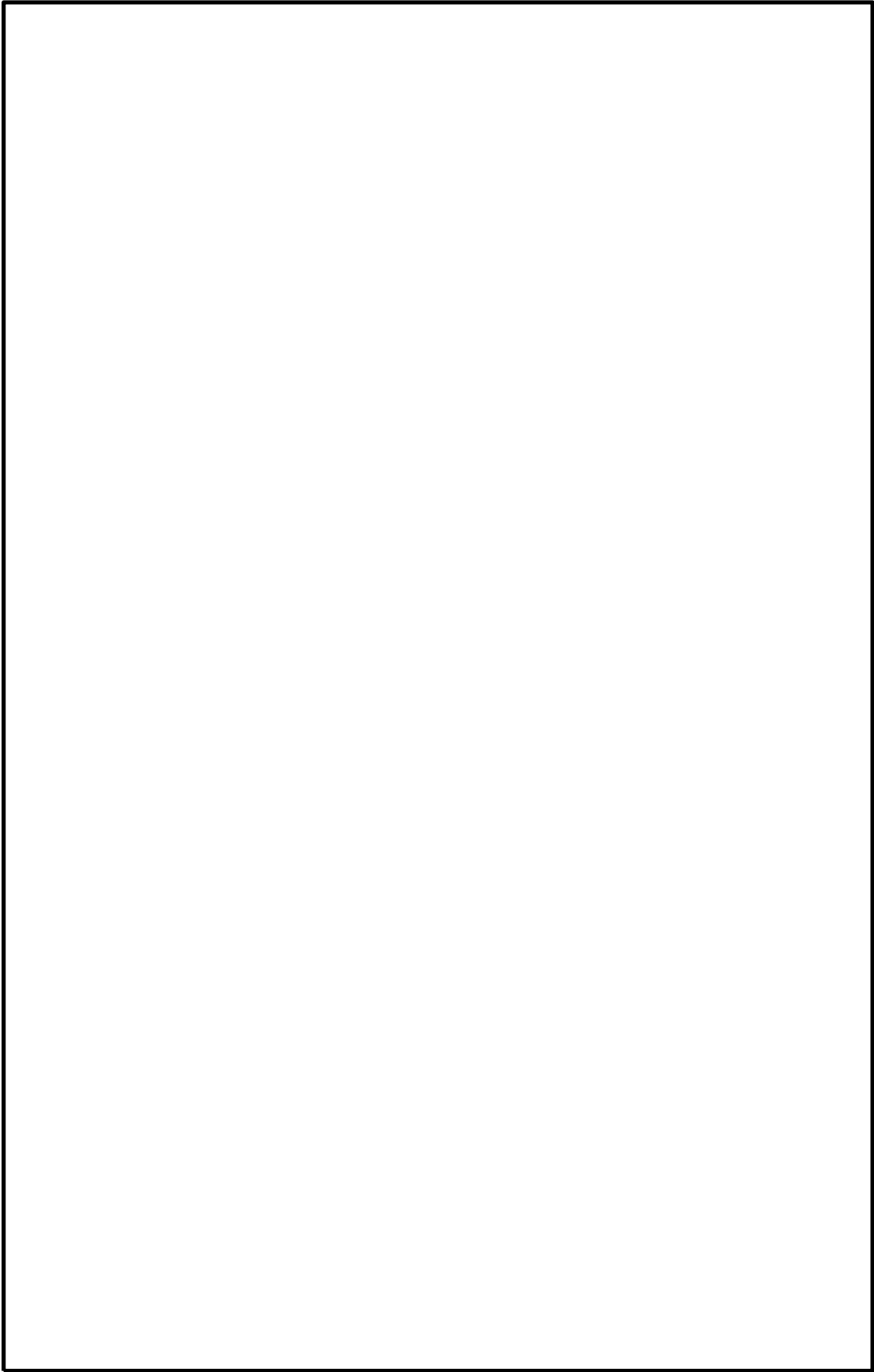


図 2.9.4-1 解析モデル ()

(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 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 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。

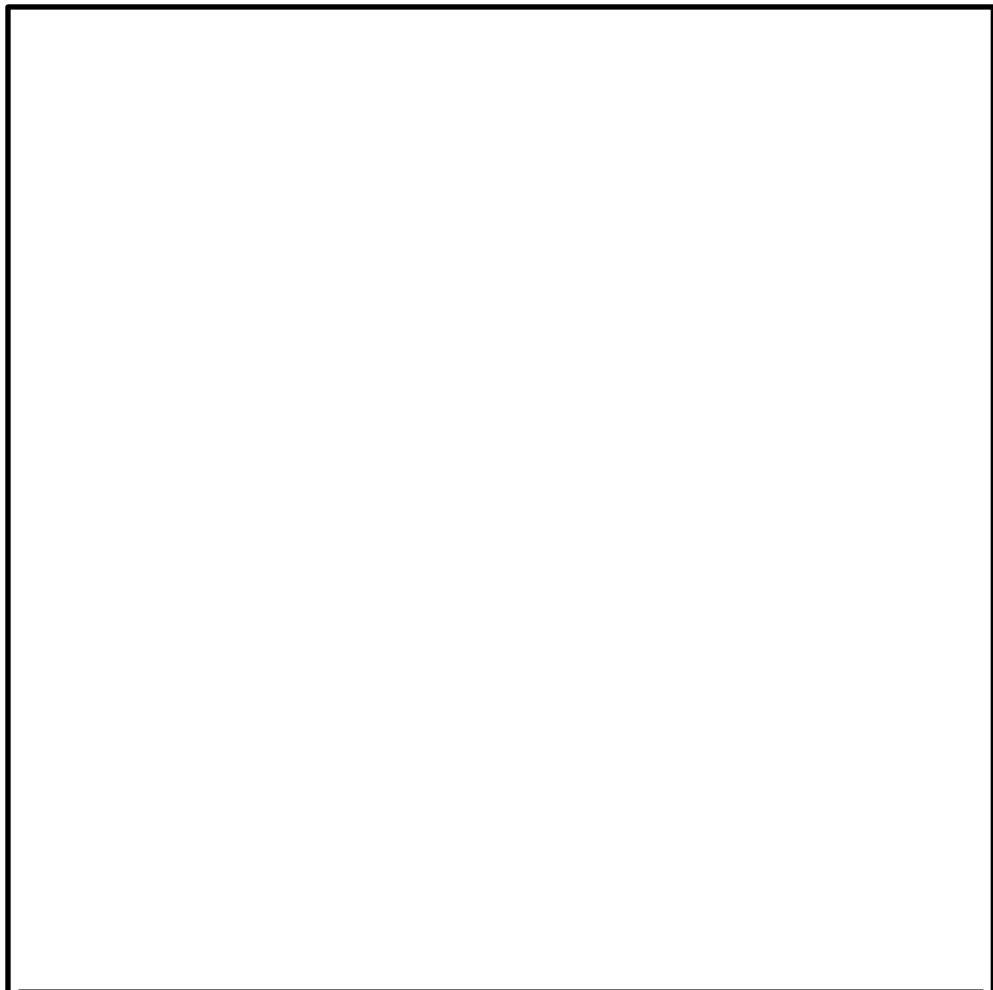


図 2.9.4-2 常時応力解析のステップ図

2.9.5 []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「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 、 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「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。

[]の安定性評価における解析モデルを図 2.9.5-1 に示す。

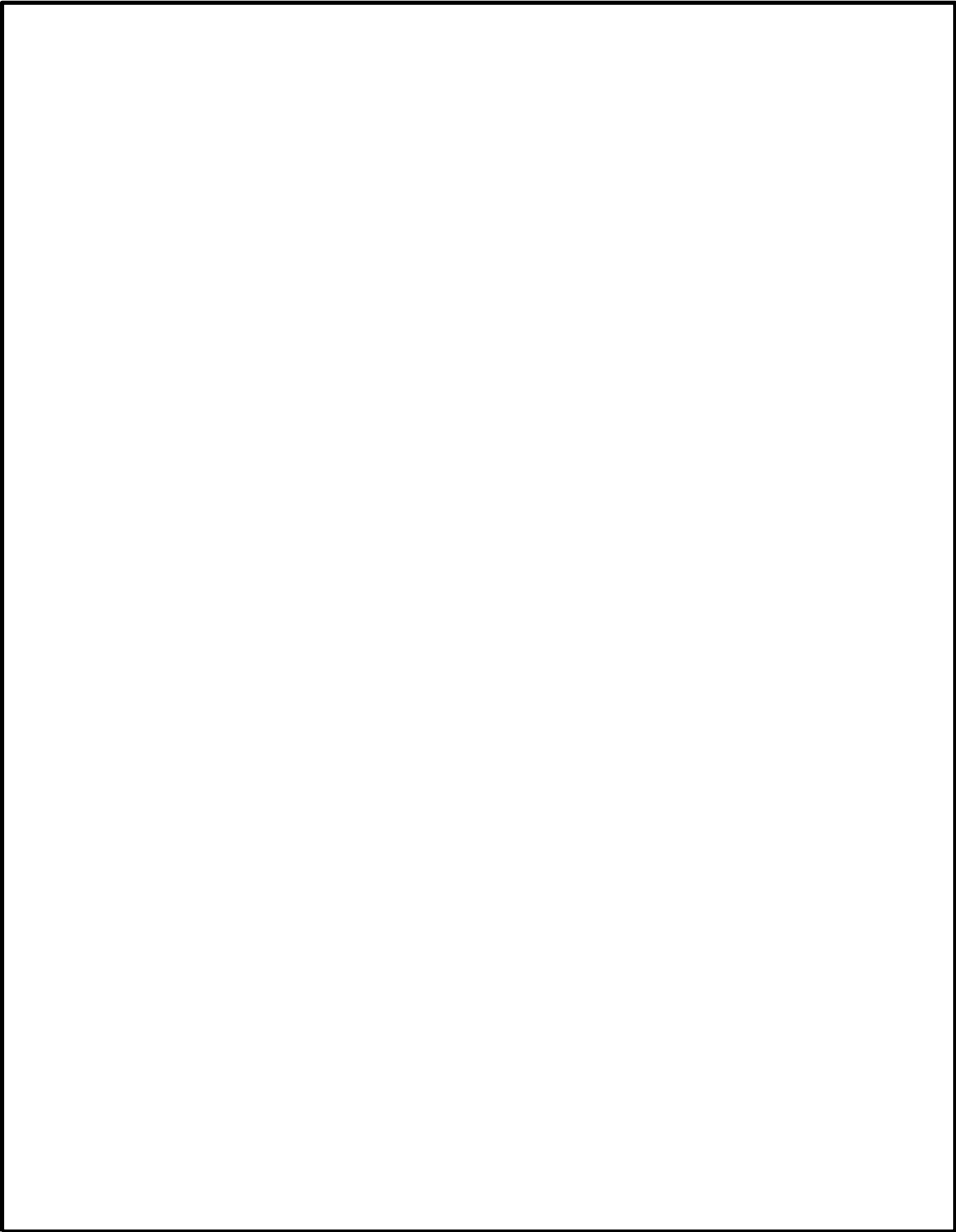


図 2.9.5-1 解析モデル ()

(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 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 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 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 1σ 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

「NS2-補-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）
（「NS2-補-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 ($^\circ$)	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 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 ($^\circ$)	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 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 (kN/m^3)	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)
1.0×10^7	1.0×10^7

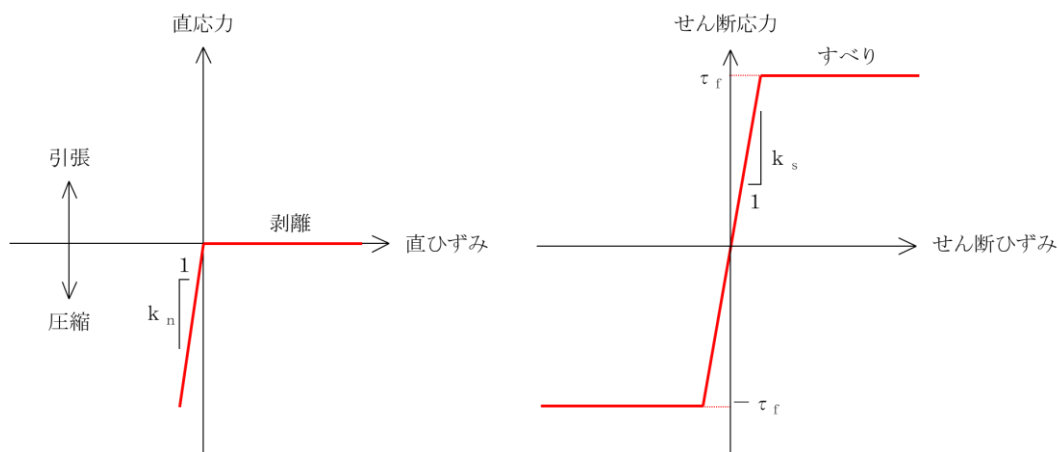


図 2.9.5-2 ジョイント要素の力学特性

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、「NS2-補-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

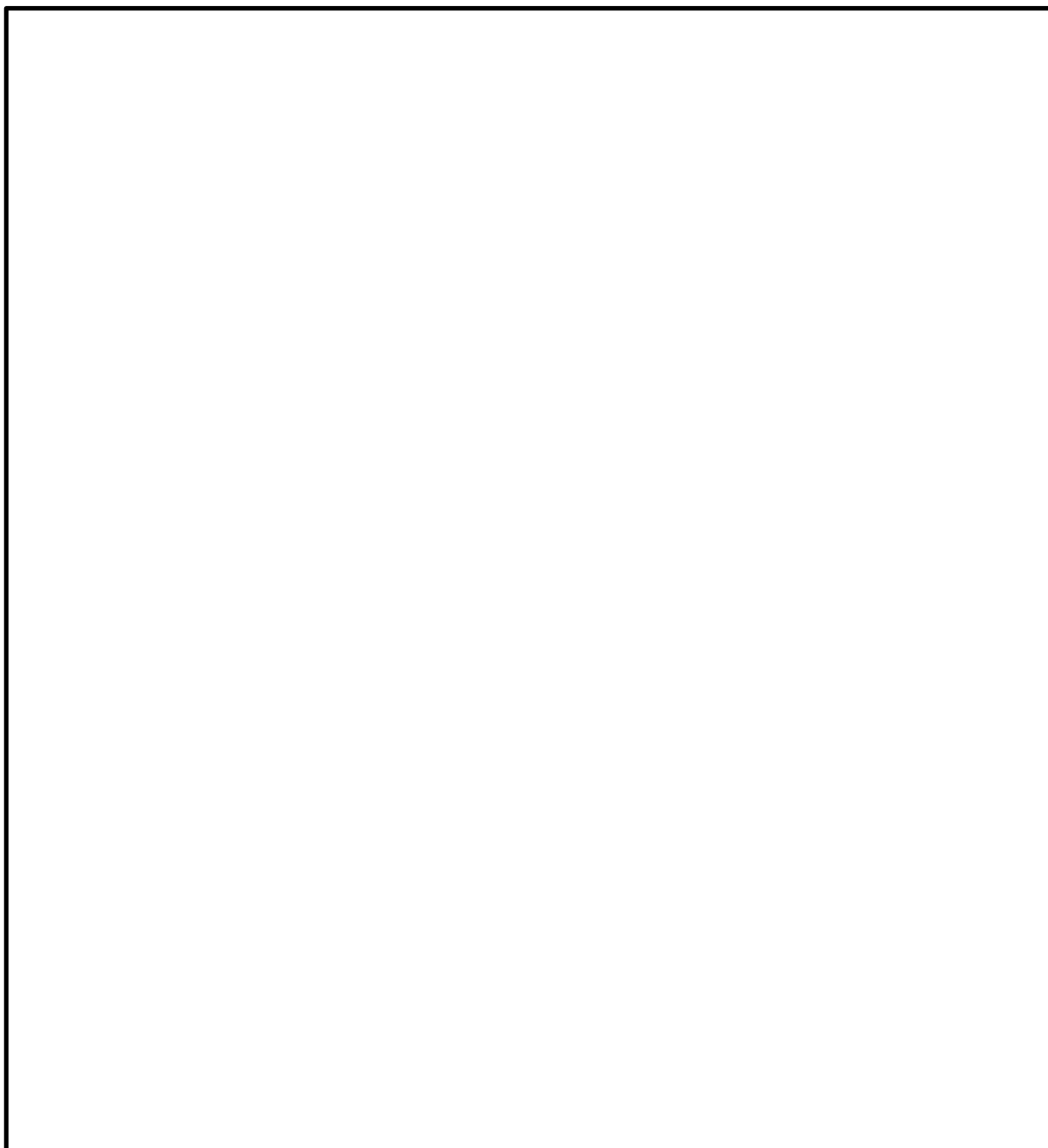


図 2.9.5-3 ジョイント要素の配置図

(8) 地下水位の設定

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 2.9.5-4 及び図 2.9.5-5 参照）

- ・「NS2-補-023-01 地盤の支持性能について」において、2次元浸透流解析による地下水位と、掘削形状及び追加対策工を反映した3次元浸透流解析による地下水位とを比較しており、2次元浸透流解析による地下水位が3次元浸透流解析による地下水位よりも保守的であることを確認している。

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。

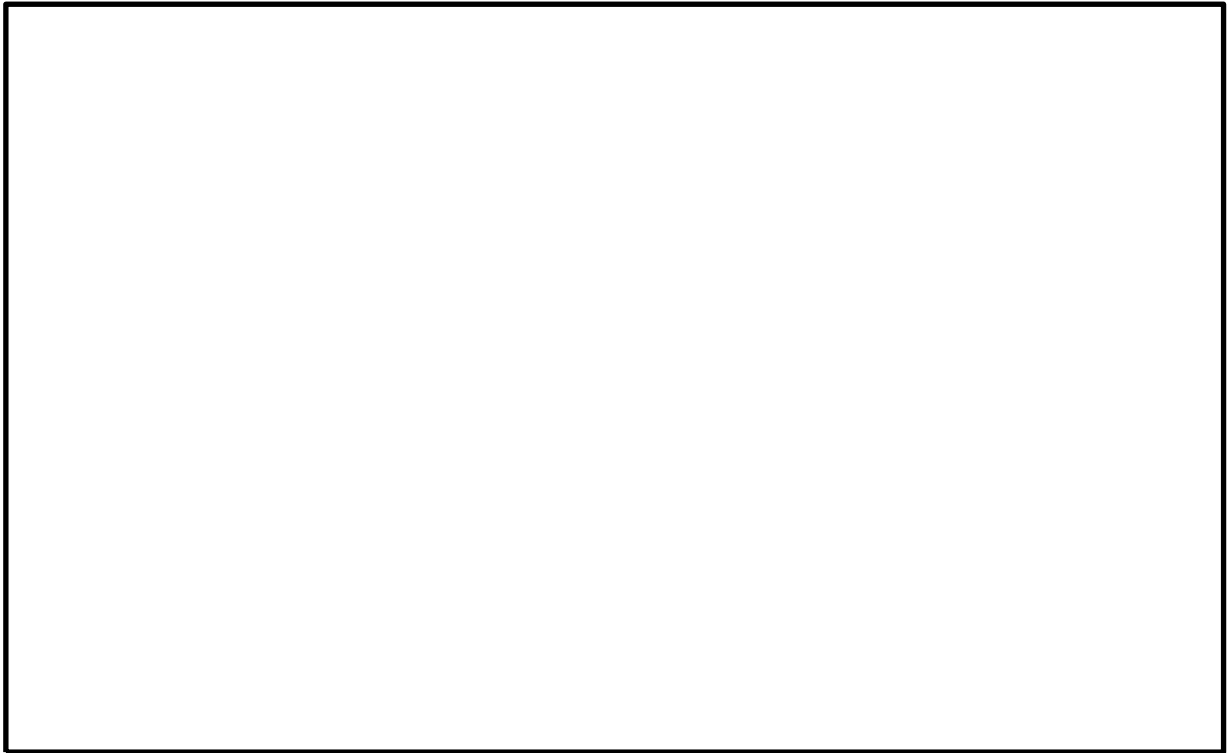


図 2.9.5-4 浸透流解析による地下水位の設定（掘削形状等反映前）

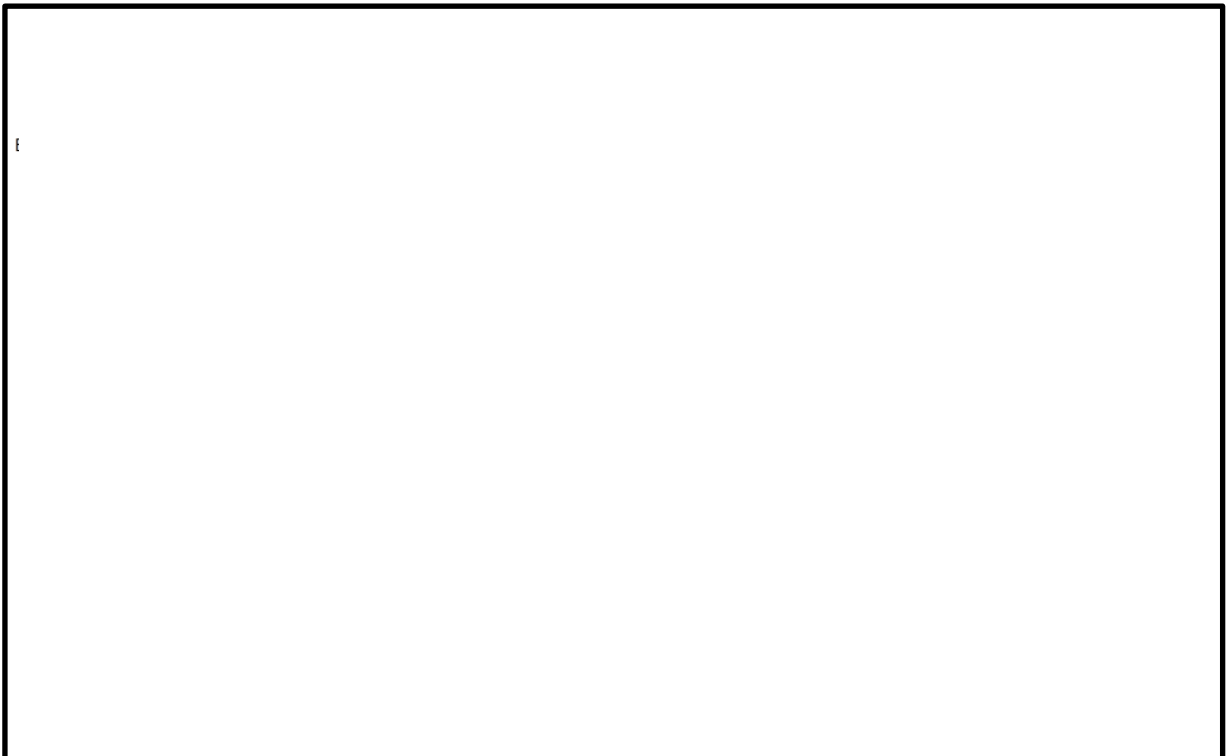


図 2.9.5-5 浸透流解析による地下水位の設定（掘削形状等反映後）

(9) [] 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 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。

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。

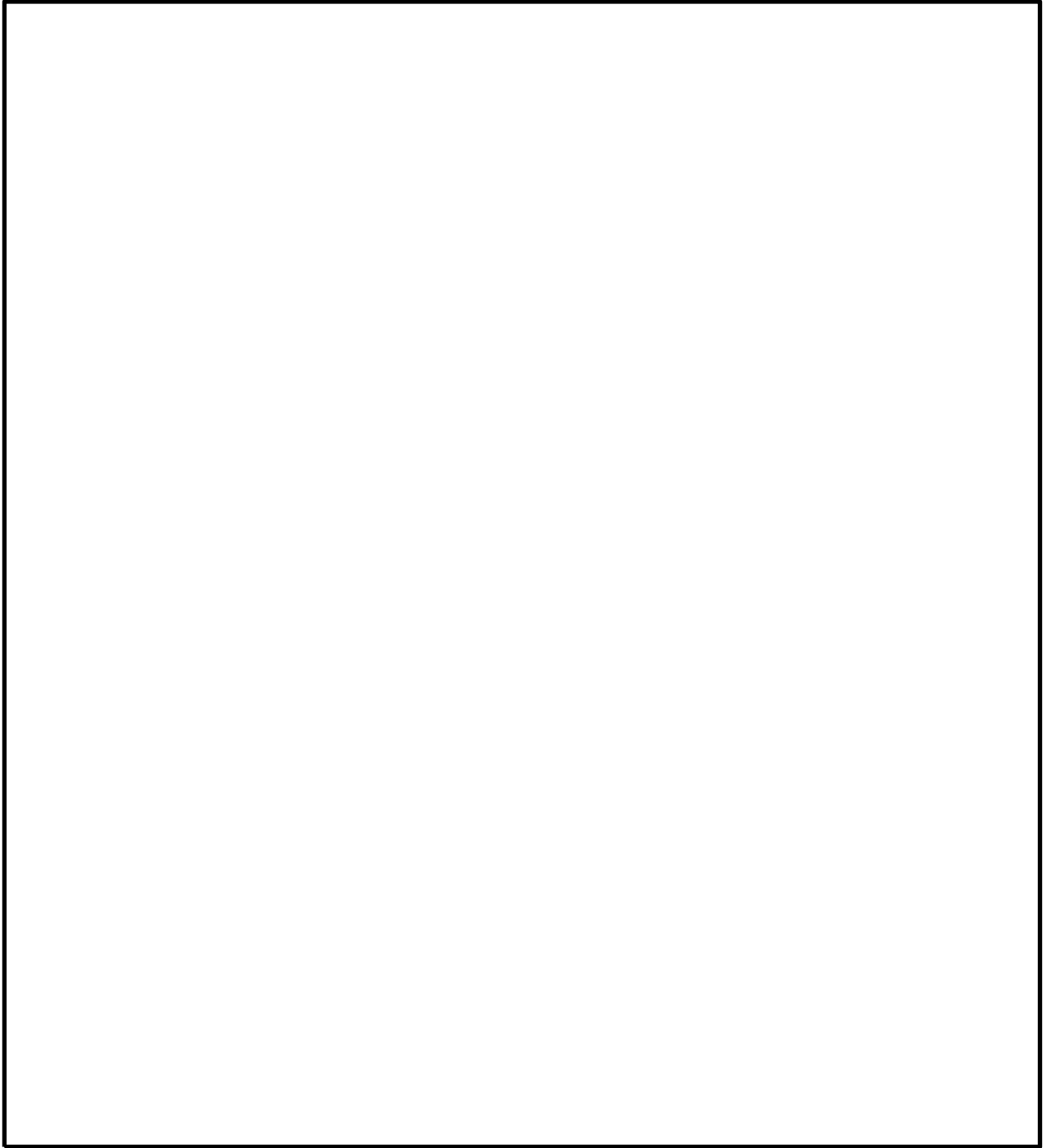
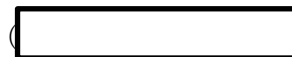


図 2.9.5-6 施工状況及び常時応力解析のモデル



掘削箇所近傍)

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 2.9.5-7 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となるように掘削形状を設定する。

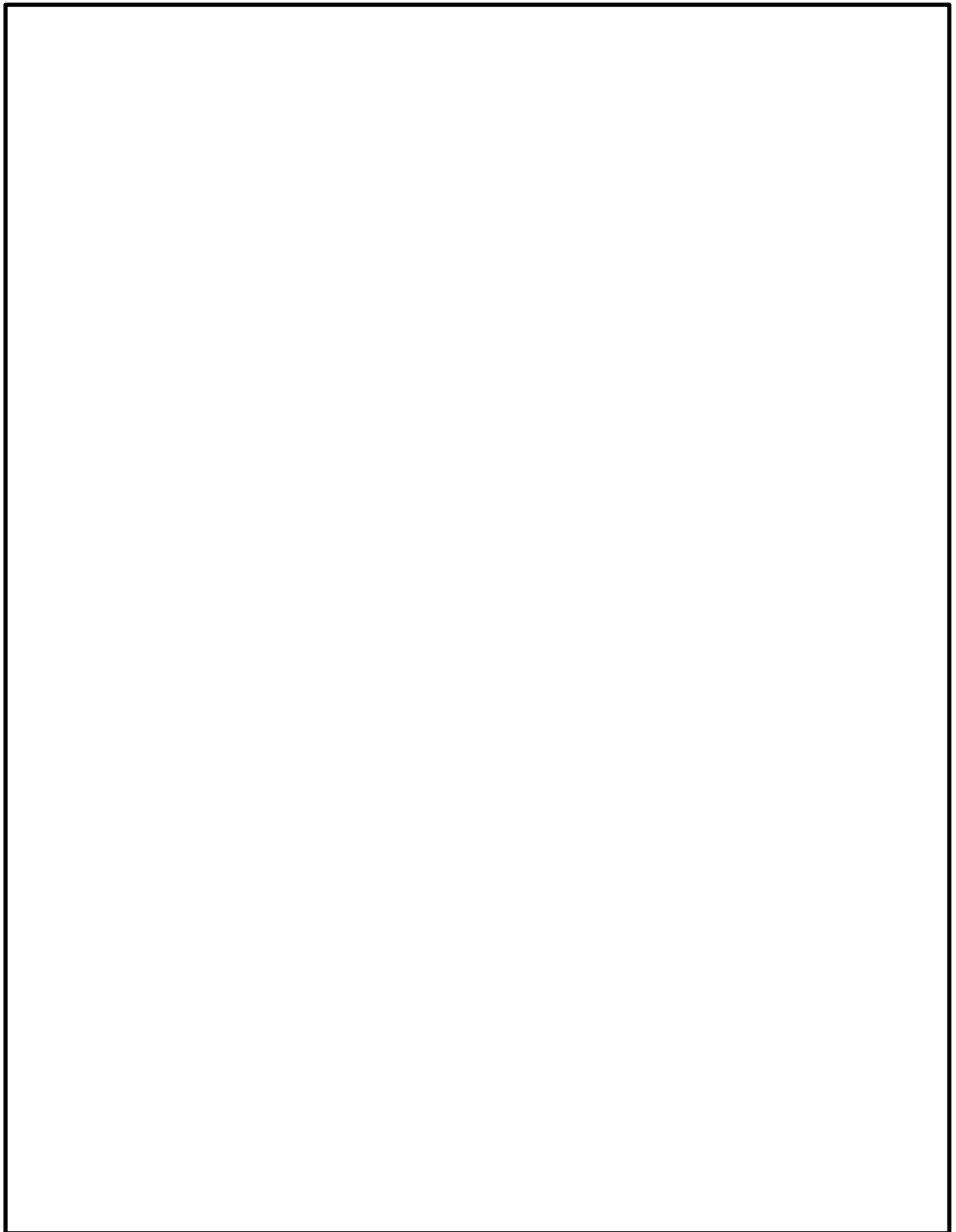


図 2.9.5-7 掘削形状の反映方法

(b) 解析ケース

掘削による応力解放の影響検討における解析ケースを表 2.9.5-6 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 2.9.5-6 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 2.9.5-8 及び図 2.9.5-9 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则认为る。

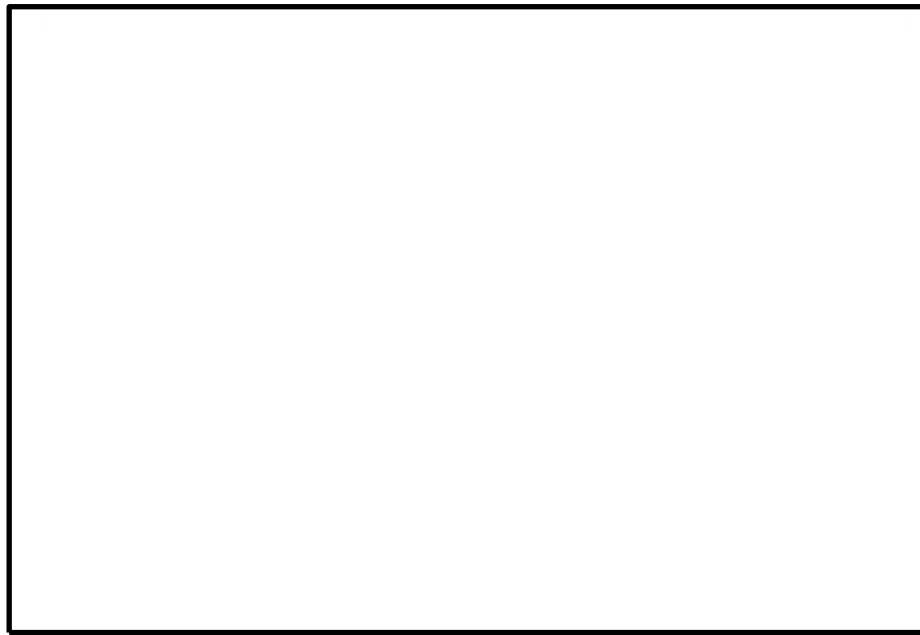


図 2.9.5-8 主応力図（解析ケース①：ステップ B のみの 1 ステップ）



図 2.9.5-9 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、「2.9.8
[]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 2.9.5-10 及び図 2.9.5-11 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 2.9.5-10 []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 2.9.5-11 []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)

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。

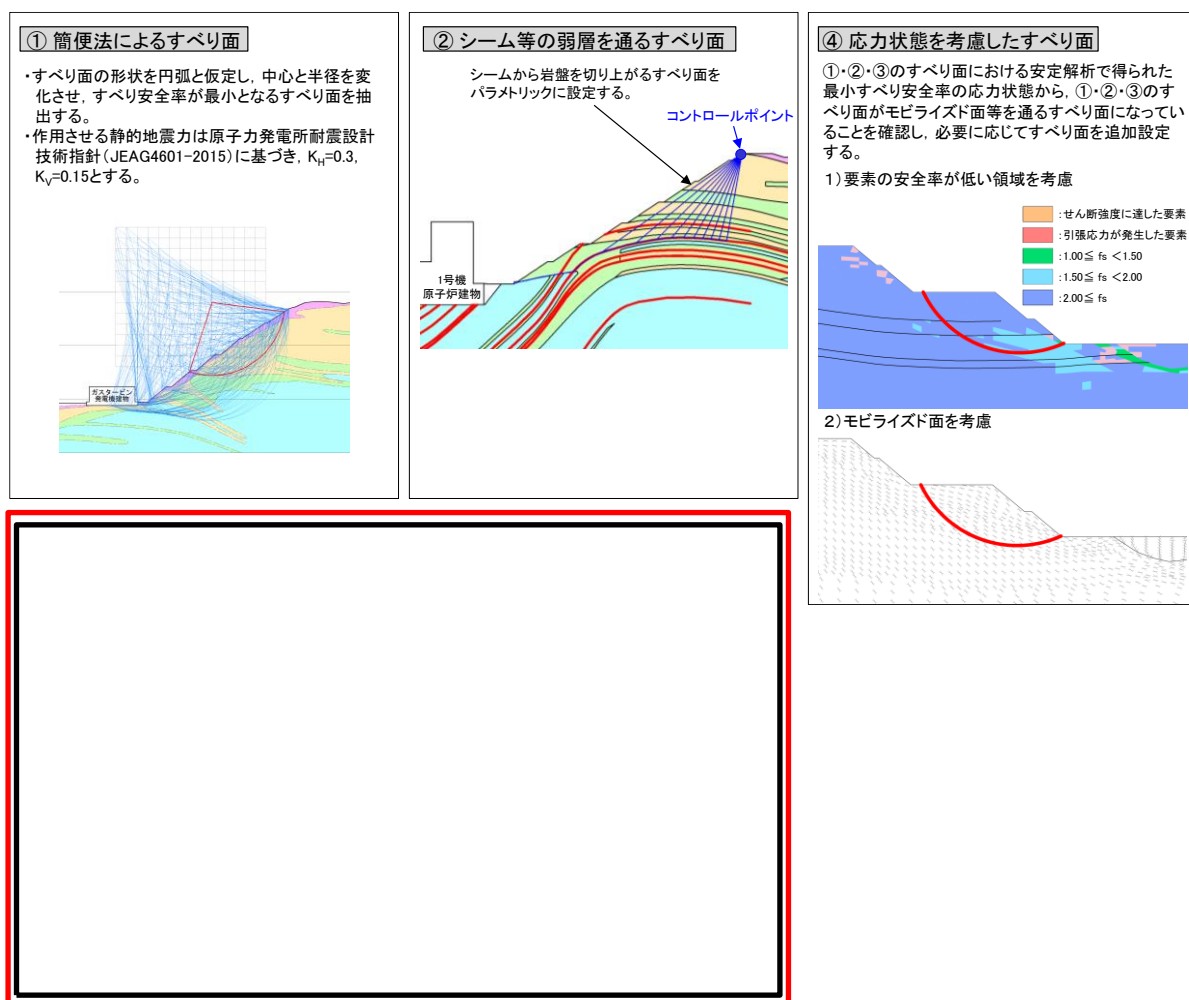


図 2.9.6-1 想定すべり面の設定方法（赤枠追加）

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。

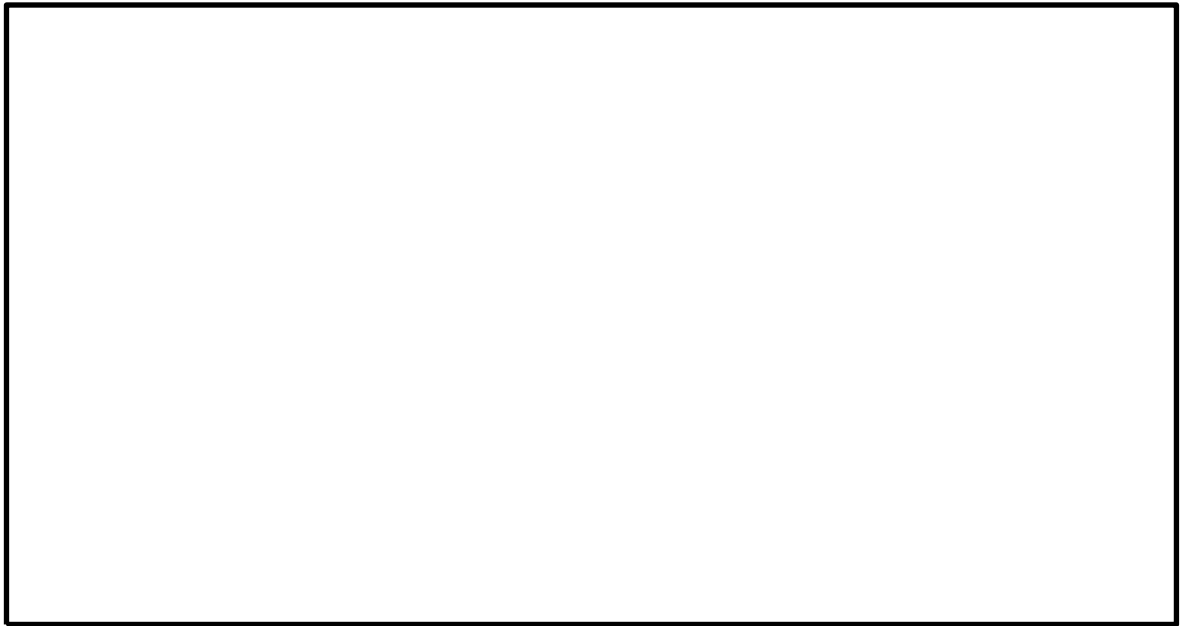


図 2.9.6-2 すべり安全率算定における起動力及び抵抗力の設定
（2次元動的 FEM 解析（有効応力解析））

(2) 全応力解析と有効応力解析の比較

2.9章の[]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 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)

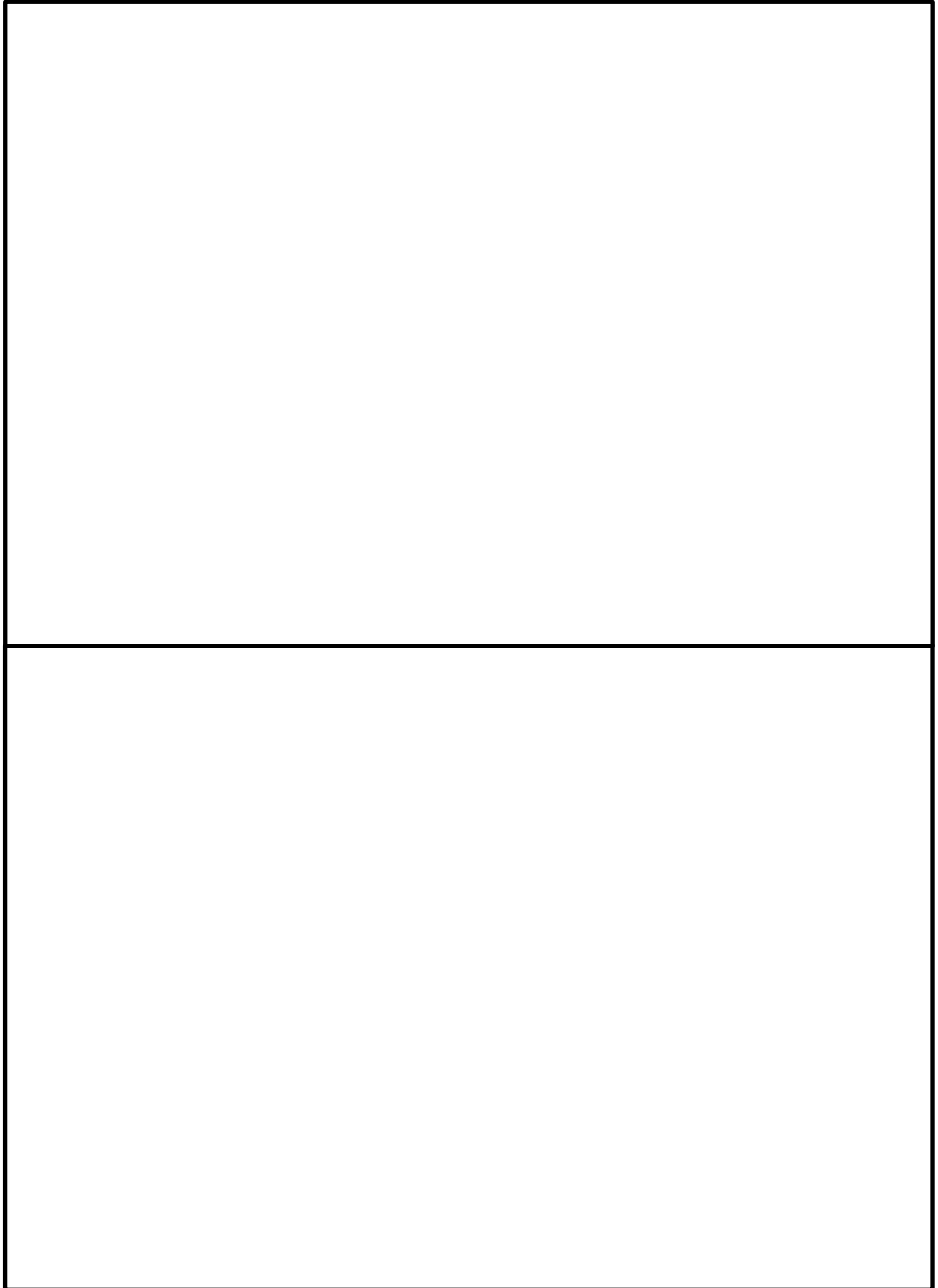


図 2.9.6-4 全応力解析と有効応力解析の比較
(設置変更許可段階まとめ資料より抜粋)

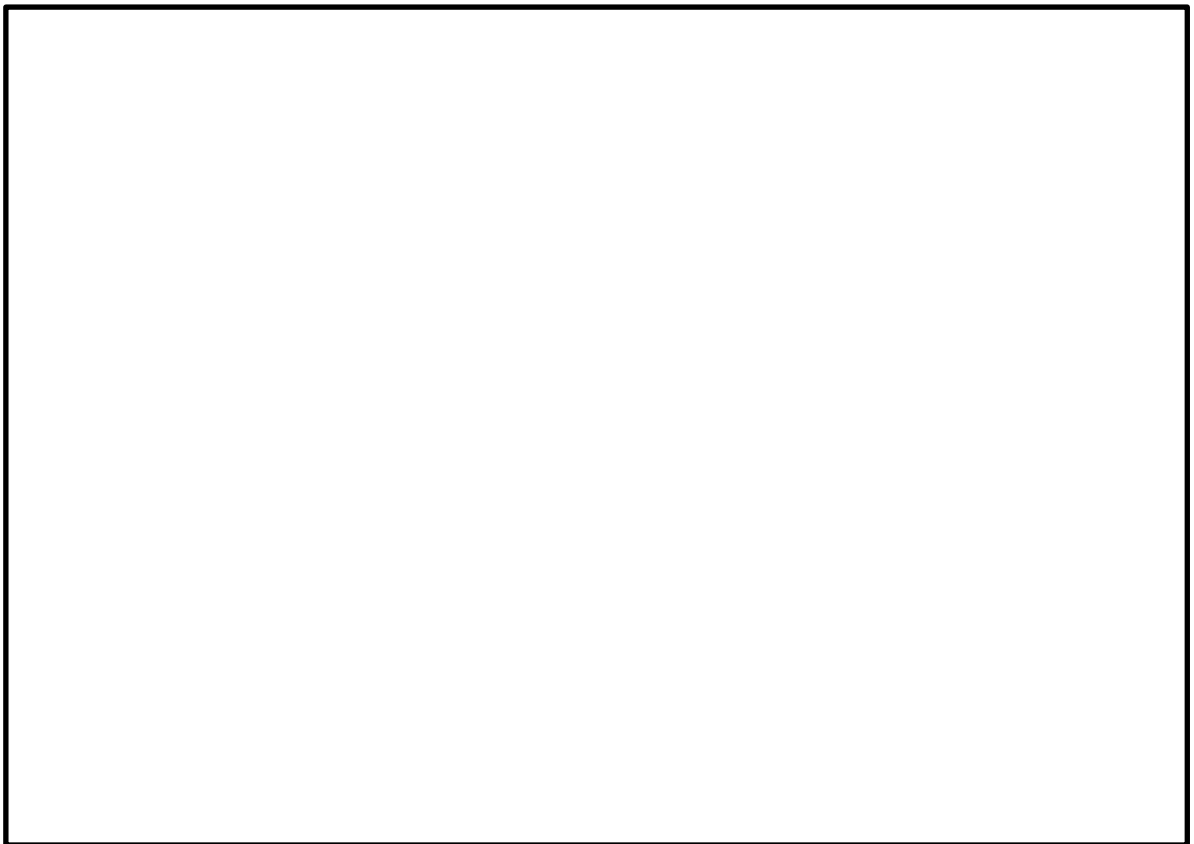
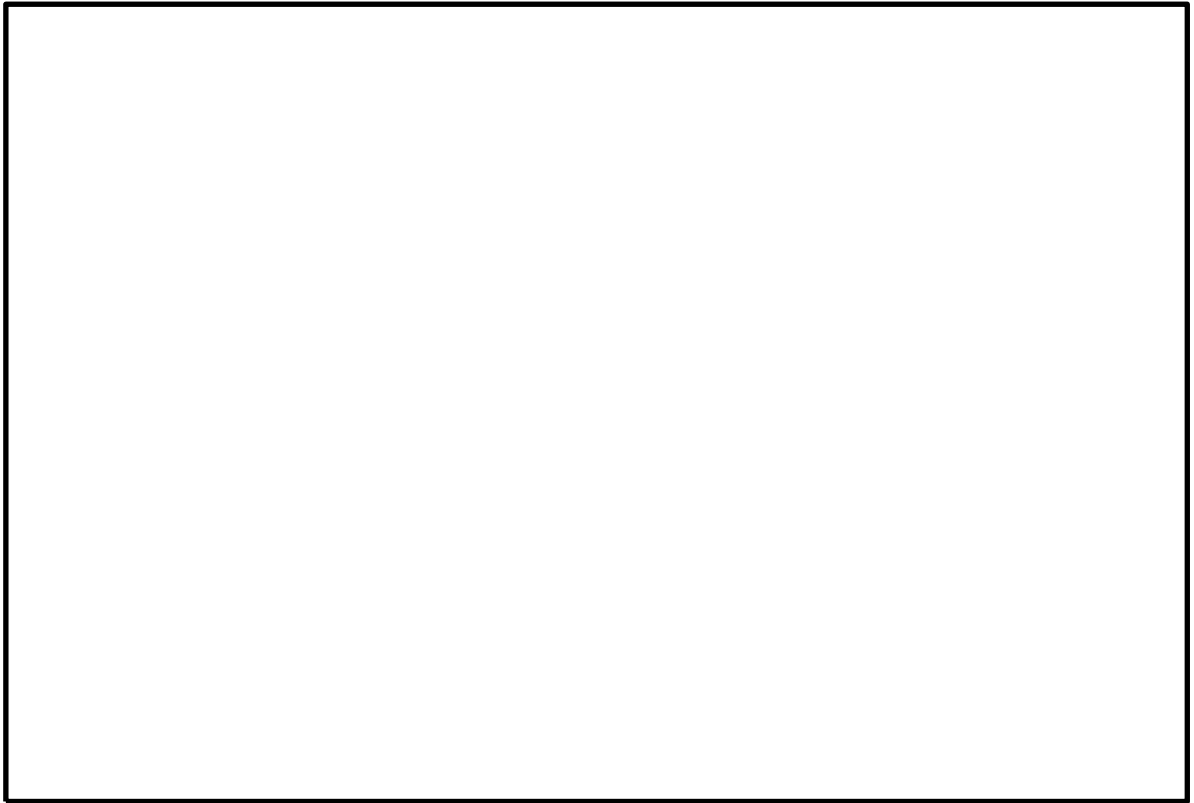


図 2.9.6－5 全応力解析と有効応力解析の比較
(設置変更許可段階まとめ資料より抜粋)

(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 []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 2.9.7-1～表 2.9.7-4 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 1.0 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)

--

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100	101	102	103	104	105	106	107	108	109	110	111	112	113	114	115	116	117	118	119	120	121	122	123	124	125	126	127	128	129	130	131	132	133	134	135	136	137	138	139	140	141	142	143	144	145	146	147	148	149	150	151	152	153	154	155	156	157	158	159	160	161	162	163	164	165	166	167	168	169	170	171	172	173	174	175	176	177	178	179	180	181	182	183	184	185	186	187	188	189	190	191	192	193	194	195	196	197	198	199	200	201	202	203	204	205	206	207	208	209	210	211	212	213	214	215	216	217	218	219	220	221	222	223	224	225	226	227	228	229	230	231	232	233	234	235	236	237	238	239	240	241	242	243	244	245	246	247	248	249	250	251	252	253	254	255	256	257	258	259	260	261	262	263	264	265	266	267	268	269	270	271	272	273	274	275	276	277	278	279	280	281	282	283	284	285	286	287	288	289	290	291	292	293	294	295	296	297	298	299	300	301	302	303	304	305	306	307	308	309	310	311	312	313	314	315	316	317	318	319	320	321	322	323	324	325	326	327	328	329	330	331	332	333	334	335	336	337	338	339	340	341	342	343	344	345	346	347	348	349	350	351	352	353	354	355	356	357	358	359	360	361	362	363	364	365	366	367	368	369	370	371	372	373	374	375	376	377	378	379	380	381	382	383	384	385	386	387	388	389	390	391	392	393	394	395	396	397	398	399	400	401	402	403	404	405	406	407	408	409	410	411	412	413	414	415	416	417	418	419	420	421	422	423	424	425	426	427	428	429	430	431	432	433	434	435	436	437	438	439	440	441	442	443	444	445	446	447	448	449	450	451	452	453	454	455	456	457	458	459	460	461	462	463	464	465	466	467	468	469	470	471	472	473	474	475	476	477	478	479	480	481	482	483	484	485	486	487	488	489	490	491	492	493	494	495	496	497	498	499	500	501	502	503	504	505	506	507	508	509	510	511	512	513	514	515	516	517	518	519	520	521	5
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	---

Date	Time	Location	Weather	Remarks
1998-01-01	08:00	St. John's, NL	Clear	Arrived at 07:30, left at 08:00
1998-01-01	12:00	St. John's, NL	Clear	Left at 11:30, arrived at 12:00
1998-01-01	16:00	St. John's, NL	Clear	Left at 15:30, arrived at 16:00
1998-01-01	20:00	St. John's, NL	Clear	Left at 19:30, arrived at 20:00
1998-01-01	24:00	St. John's, NL	Clear	Left at 23:30, arrived at 24:00
1998-01-02	08:00	St. John's, NL	Clear	Left at 07:30, arrived at 08:00
1998-01-02	12:00	St. John's, NL	Clear	Left at 11:30, arrived at 12:00
1998-01-02	16:00	St. John's, NL	Clear	Left at 15:30, arrived at 16:00
1998-01-02	20:00	St. John's, NL	Clear	Left at 19:30, arrived at 20:00
1998-01-02	24:00	St. John's, NL	Clear	Left at 23:30, arrived at 24:00
1998-01-03	08:00	St. John's, NL	Clear	Left at 07:30, arrived at 08:00
1998-01-03	12:00	St. John's, NL	Clear	Left at 11:30, arrived at 12:00
1998-01-03	16:00	St. John's, NL	Clear	Left at 15:30, arrived at 16:00
1998-01-03	20:00	St. John's, NL	Clear	Left at 19:30, arrived at 20:00
1998-01-03	24:00	St. John's, NL	Clear	Left at 23:30, arrived at 24:00
1998-01-04	08:00	St. John's, NL	Clear	Left at 07:30, arrived at 08:00
1998-01-04	12:00	St. John's, NL	Clear	Left at 11:30, arrived at 12:00
1998-01-04	16:00	St. John's, NL	Clear	Left at 15:30, arrived at 16:00
1998-01-04	20:00	St. John's, NL	Clear	Left at 19:30, arrived at 20:00
1998-01-04	24:00	St. John's, NL	Clear	Left at 23:30, arrived at 24:00
1998-01-05	08:00	St. John's, NL	Clear	Left at 07:30, arrived at 08:00
1998-01-05	12:00	St. John's, NL	Clear	Left at 11:30, arrived at 12:00
1998-01-05	16:00	St. John's, NL	Clear	Left at 15:30, arrived at 16:00
1998-01-05	20:00	St. John's, NL	Clear	

表 2.9.7-4 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 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 0.07N/mm^2 であり、当該箇所に分布する [] 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 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。

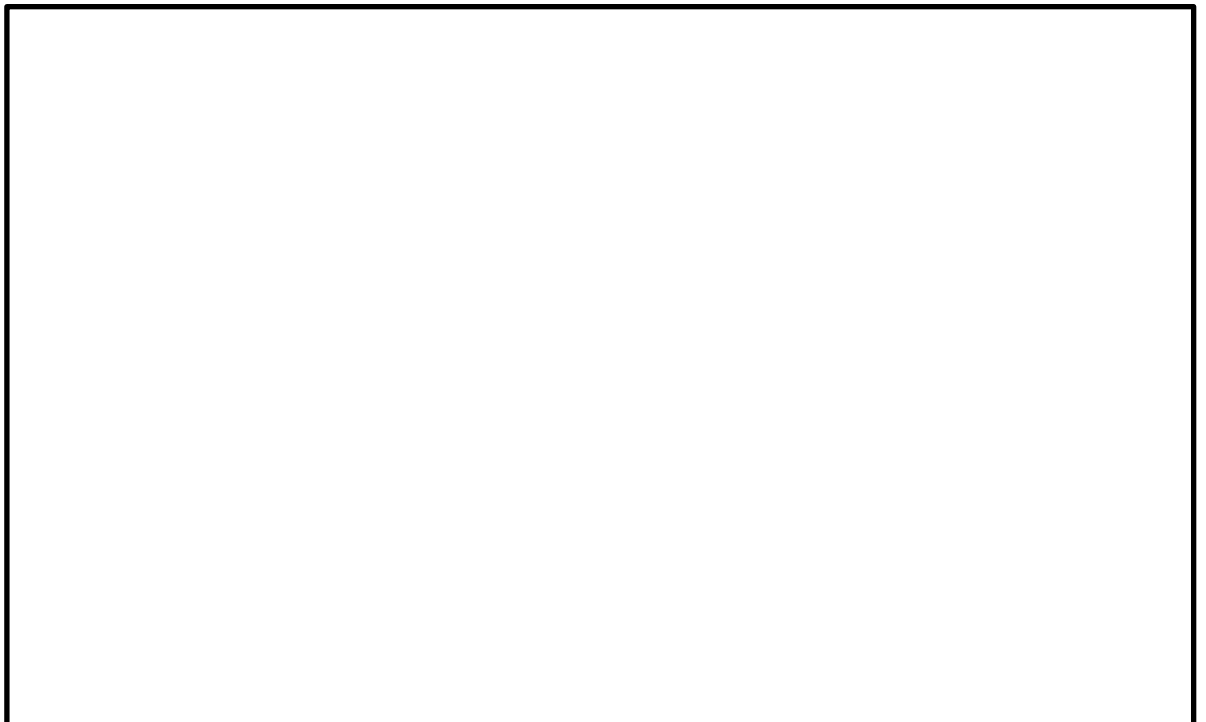


図 2.9.7-1 局所安全係数分布図 ([])
($S_s - D(-+)$, $t = 19.15$)

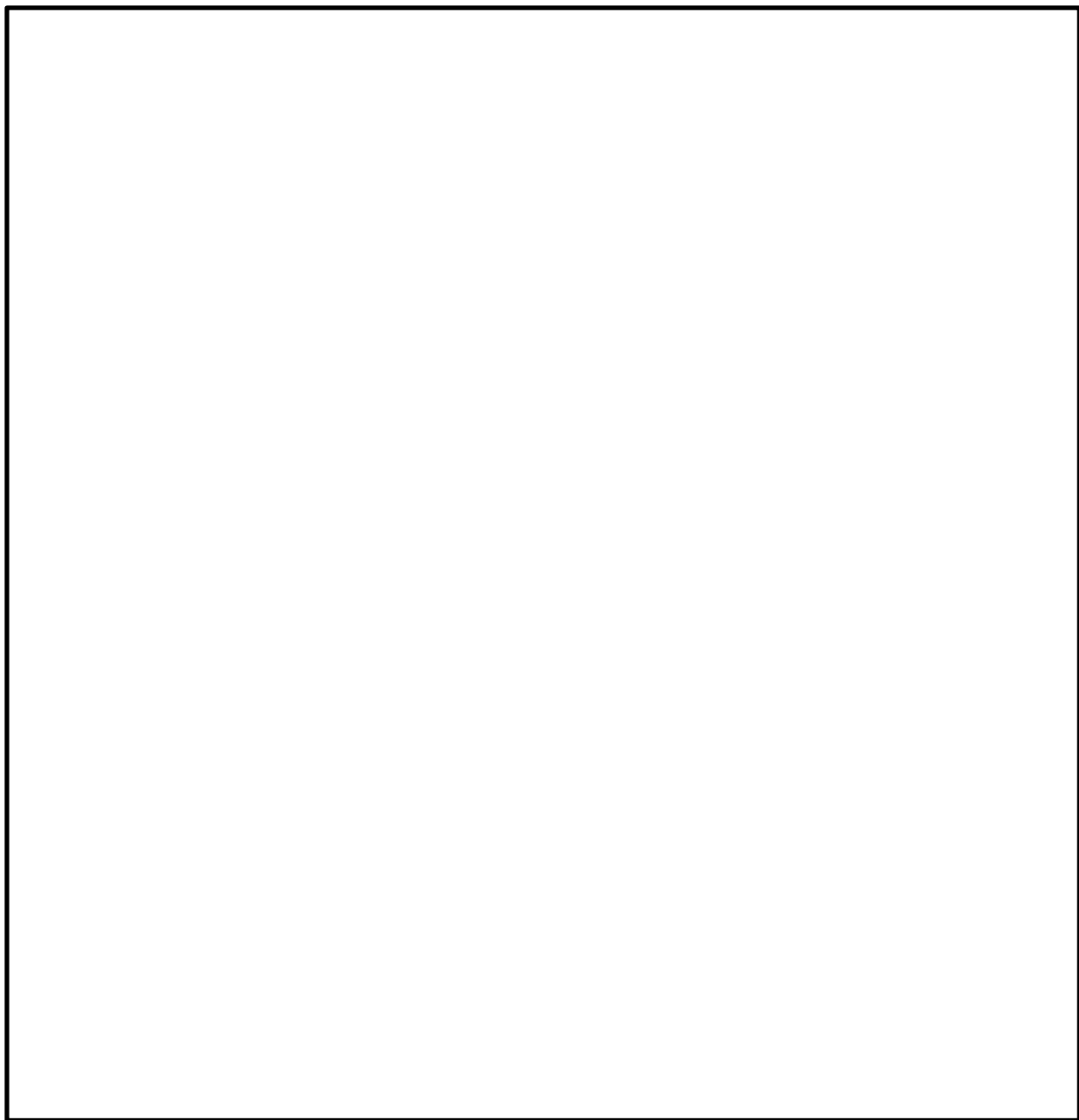


图 2.9.7-2 主応力图 ()
($S_s - D$ (- +) , $t = 19.15$)

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)

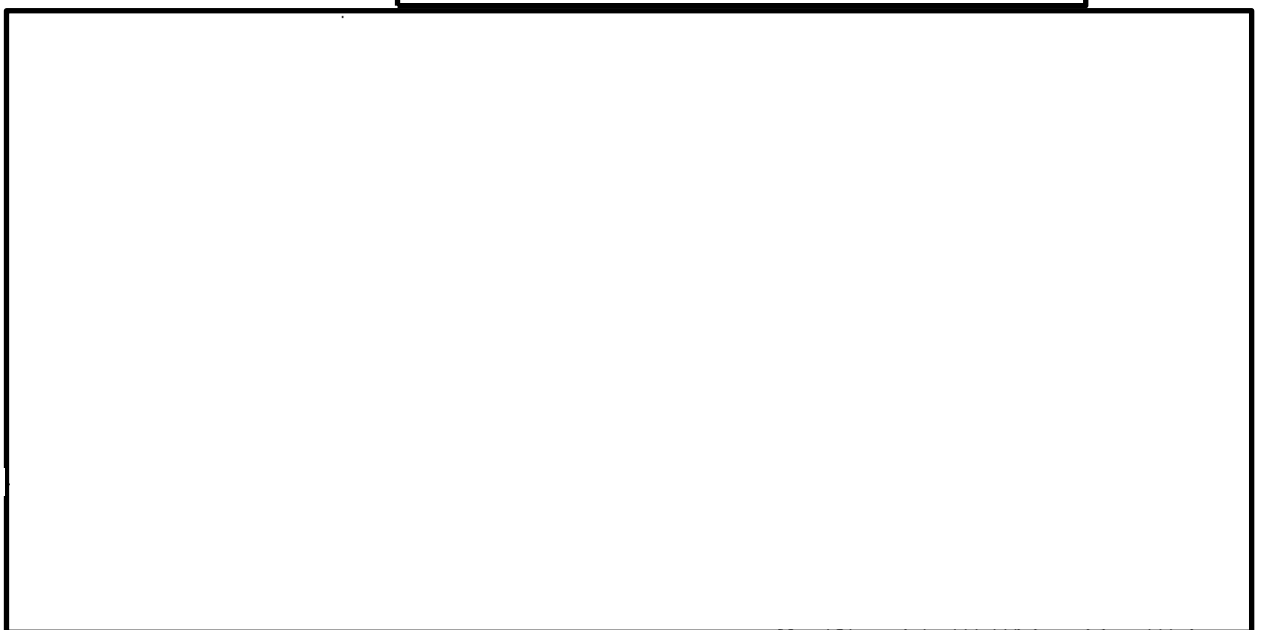


図 2.9.7-4 主応力図 ()
(掘削前)

2.9.8 []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 2.9.8-4 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 1.0 を上回ることを確認した。

なお、表 2.9.8-4 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(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。

Date	Time	Location	Weather	Temperature	Humidity	Wind Speed	Wind Direction	Cloud Cover	Notes
2023-10-27	08:00	Campsite	Clear	15°C	65%	10 km/h	SE	10%	Morning routine
2023-10-27	12:00	Campsite	Clear	22°C	70%	15 km/h	SE	10%	Lunch break
2023-10-27	16:00	Campsite	Clear	18°C	75%	12 km/h	SE	10%	Evening routine
2023-10-28	06:00	Campsite	Clear	12°C	70%	8 km/h	SE	10%	Early start
2023-10-28	10:00	Campsite	Clear	20°C	75%	12 km/h	SE	10%	Morning hike
2023-10-28	14:00	Campsite	Clear	25°C	80%	15 km/h	SE	10%	Afternoon hike
2023-10-28	18:00	Campsite	Clear	20°C	85%	10 km/h	SE	10%	Evening routine
2023-10-29	07:00	Campsite	Clear	18°C	80%	12 km/h	SE	10%	Morning routine
2023-10-29	11:00	Campsite	Clear	22°C	85%	15 km/h	SE	10%	Morning hike
2023-10-29	15:00	Campsite	Clear	25°C	90%	18 km/h	SE	10%	Afternoon hike
2023-10-29	19:00	Campsite	Clear	20°C	95%	12 km/h	SE	10%	Evening routine
2023-10-30	06:00	Campsite	Clear	15°C	85%	10 km/h	SE	10%	Early start
2023-10-30	10:00	Campsite	Clear	20°C	90%	12 km/h	SE	10%	Morning hike
2023-10-30	14:00	Campsite	Clear	25°C					

[The page contains faint, illegible markings or bleed-through from the reverse side.]




表 2.9.8-4 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 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。

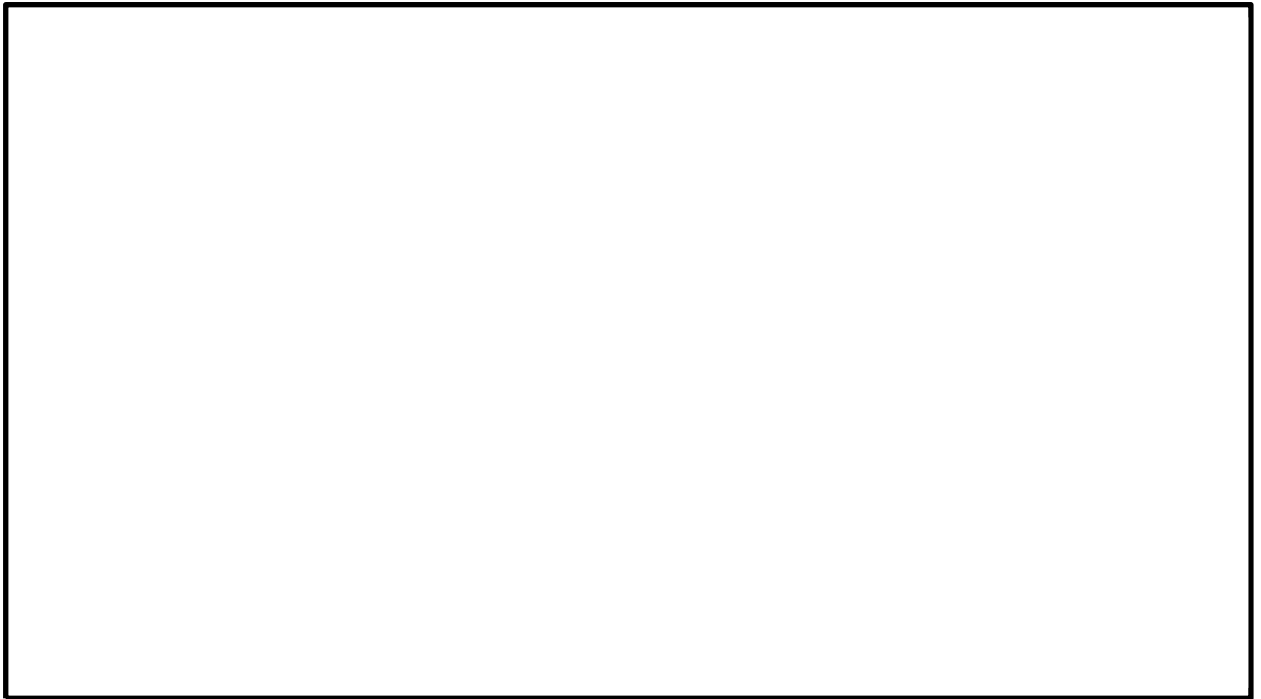


図 2.9.8-1 局所安全係数分布図 ()
($S_s - N1$ (++) , $t = 7.71$)

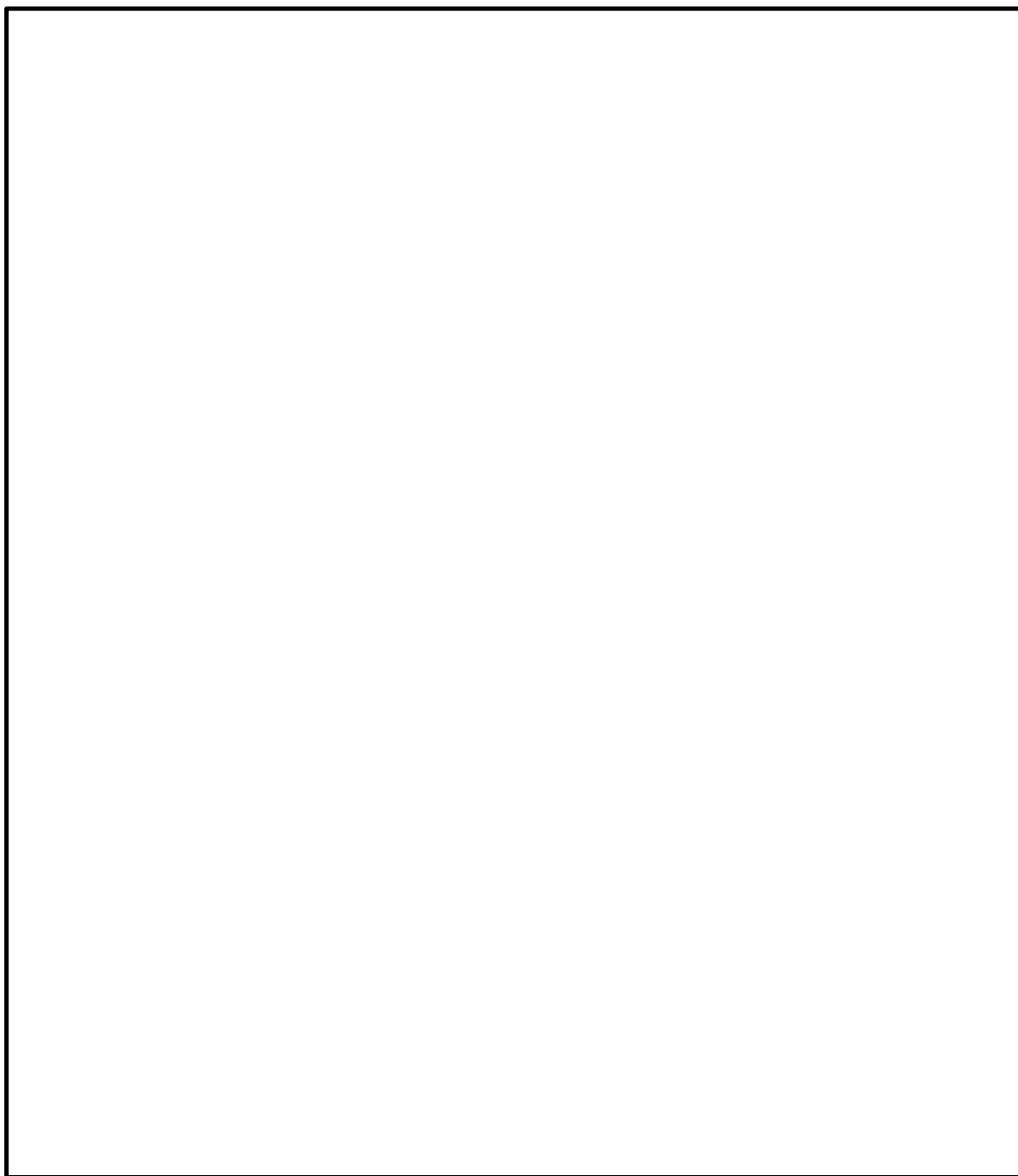


图 2.9.8-2 主应力图 ()
($S_s - N_1$ (++) , $t = 7.71$)

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。

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 [redacted] [redacted] ことから、法肩付近の引張応力はせん断抵抗に影響していないと評価した。



図 2.9.8-3 主応力図 [redacted]
(掘削後 (有効応力解析), [redacted])



図 2.9.8-4 主応力図 [redacted]
(掘削前 [redacted])

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 2.9.8-5 及び図 2.9.8-6 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 2.9.8-5 過剰間隙水圧比分布図
(掘削後 (有効応力解析),

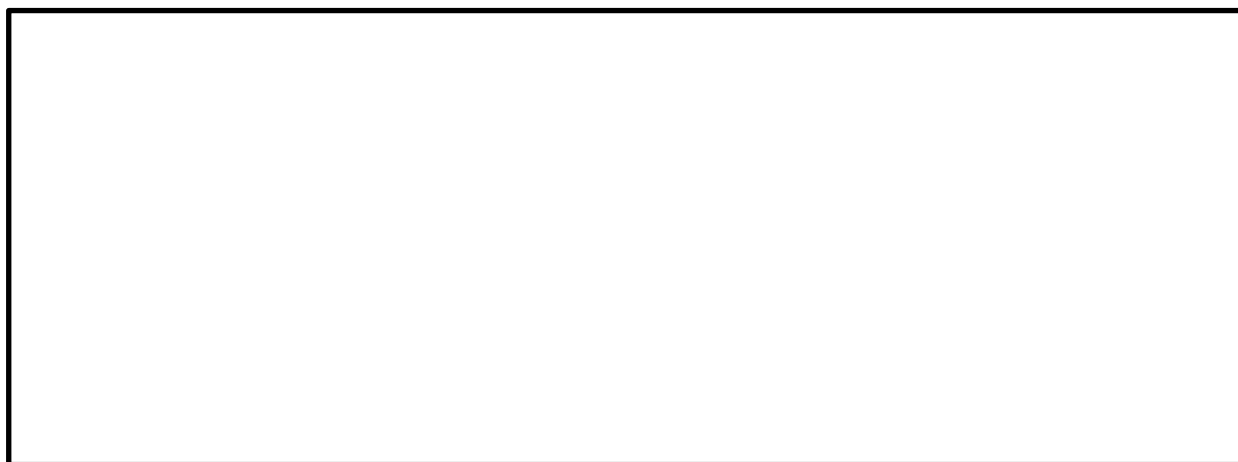
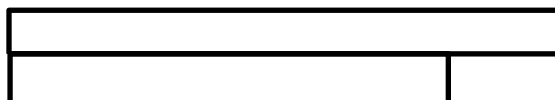


図 2.9.8-6 過剰間隙水圧比分布図
(掘削前 (



(3) 液状化範囲

掘削後の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 2.9.8-7 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 2.9.8-8 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 $S_s - D$ (一一) を対象に、検討を行う。

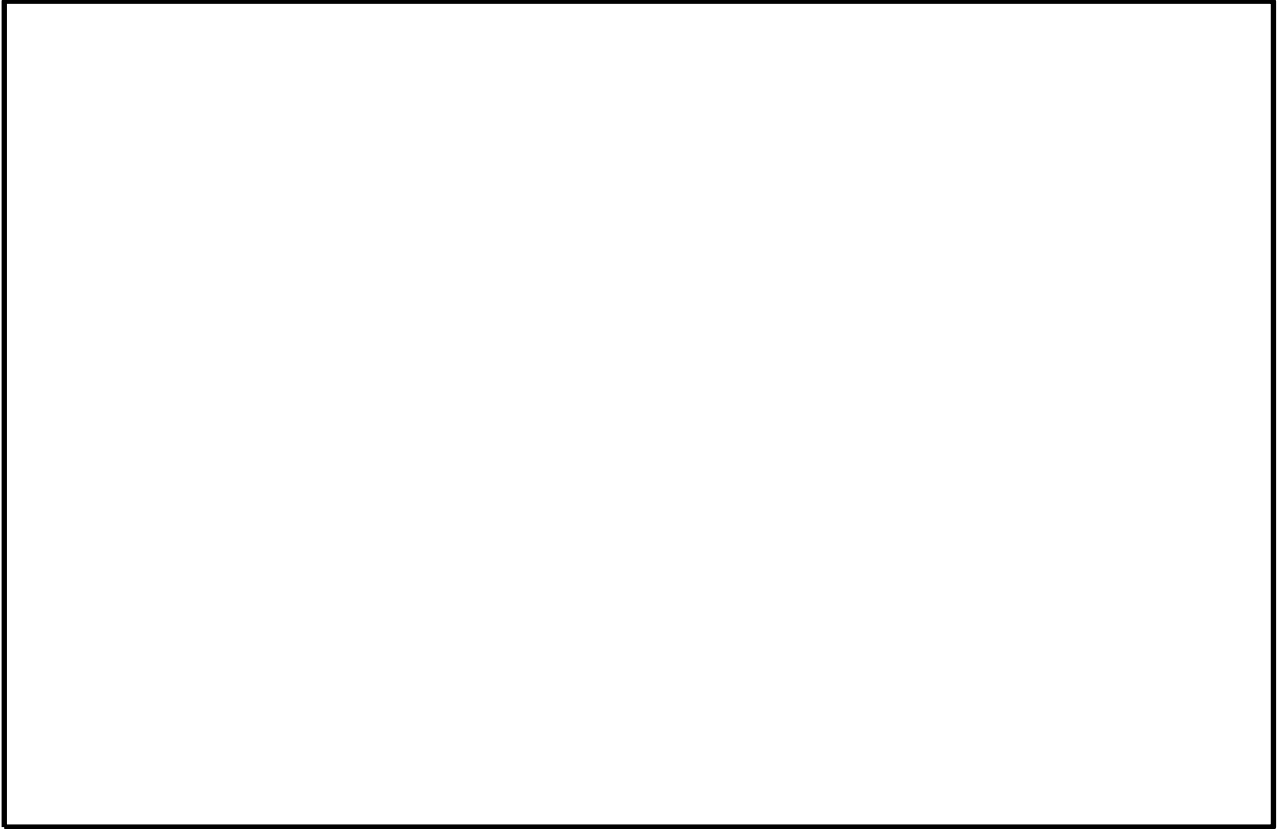


図 2.9.8－7 液状化範囲の比較

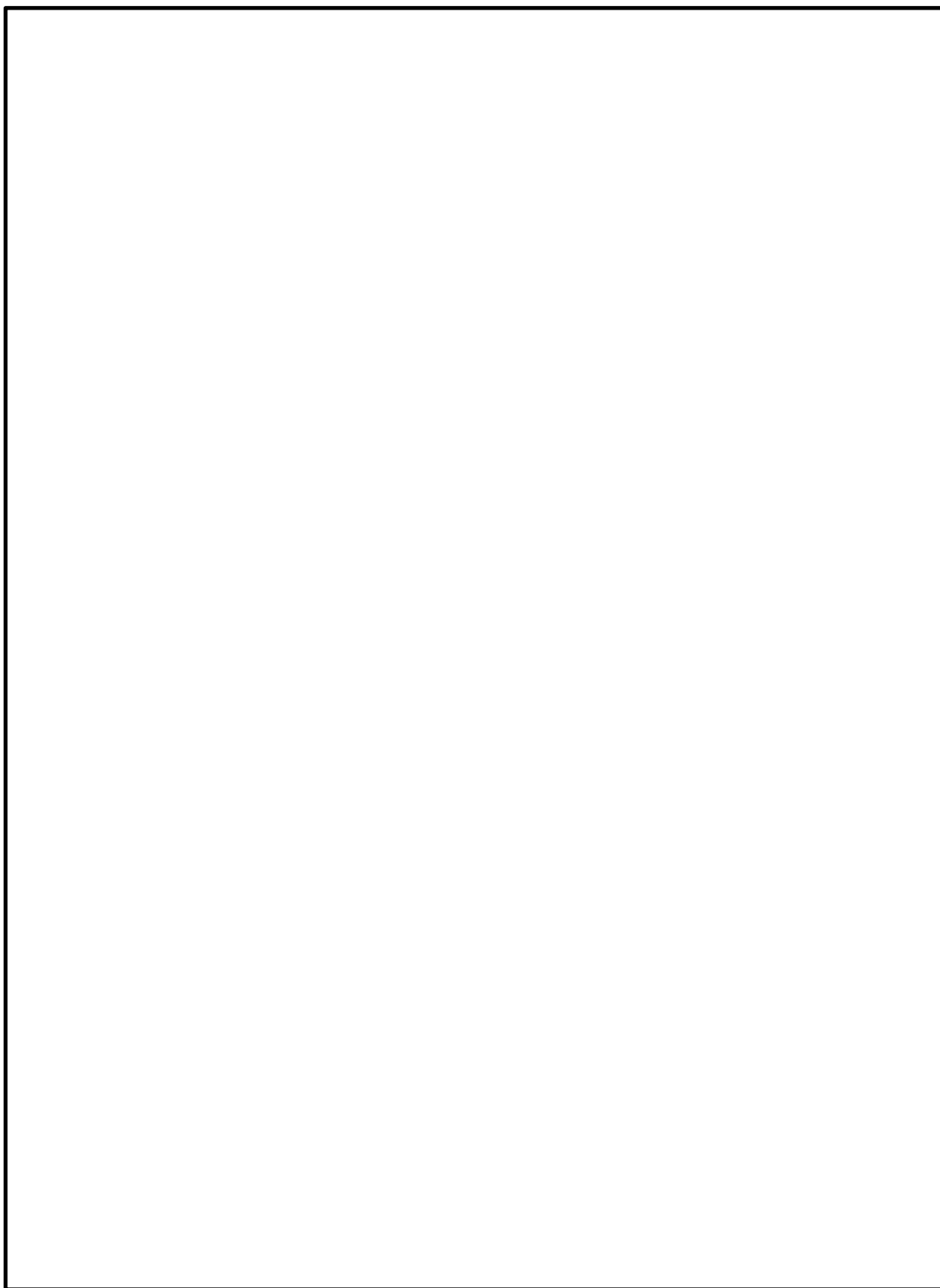


図 2.9.8-8 $S_s - D$ の各地震動方向における過剰間隙水圧比分布図
(全時刻最大)

液状化範囲が広く分布する $S_s - D$ (ー) について、過剰間隙水圧比の発生状況の時刻歴を図 2.9.8-9 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】

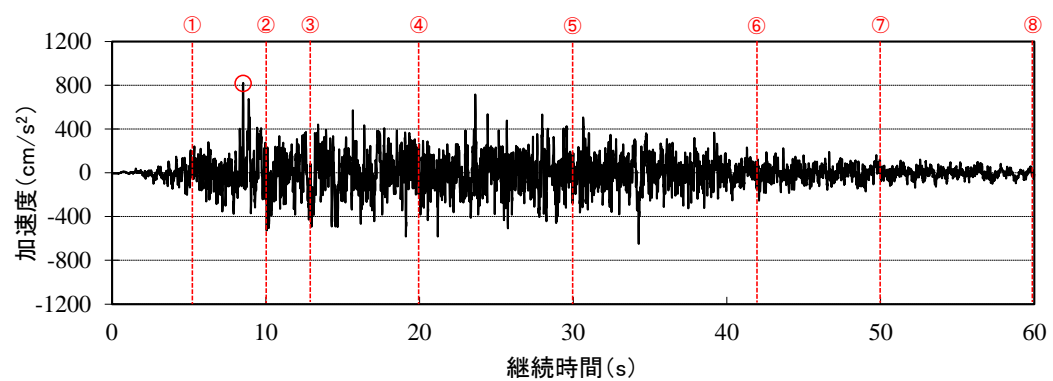


図 2.9.8-9 S s - D (- -) における過剰間隙水圧の発生状況の時刻歴

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るが，念のため，図 2.9.8-10 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 2.9.8-11 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。

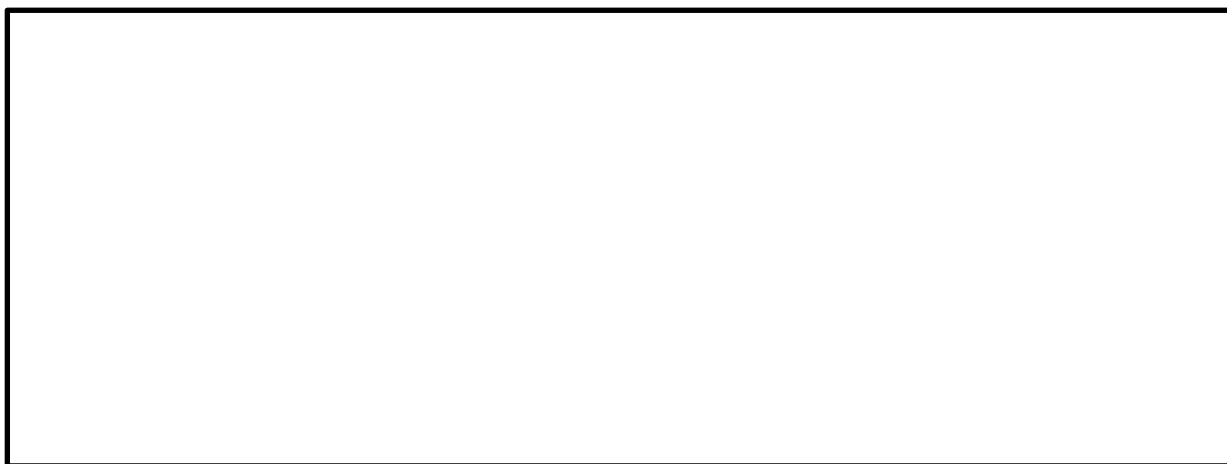


図 2.9.8-10 液状化により安全率が厳しくなると考えられるすべり面
(S s - D (—) における過剰間隙水圧比分布 (全時刻最大))



図 2.9.8-11 液状化範囲を通るすべり面の最小すべり安全率
(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 2.9.8-5 及び表 2.9.8-6 に、引張破壊に対する局所安全係数を表 2.9.8-7 及び表 2.9.8-8 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 2.9.8-5 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 2.9.8-6 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 2.9.8-7 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

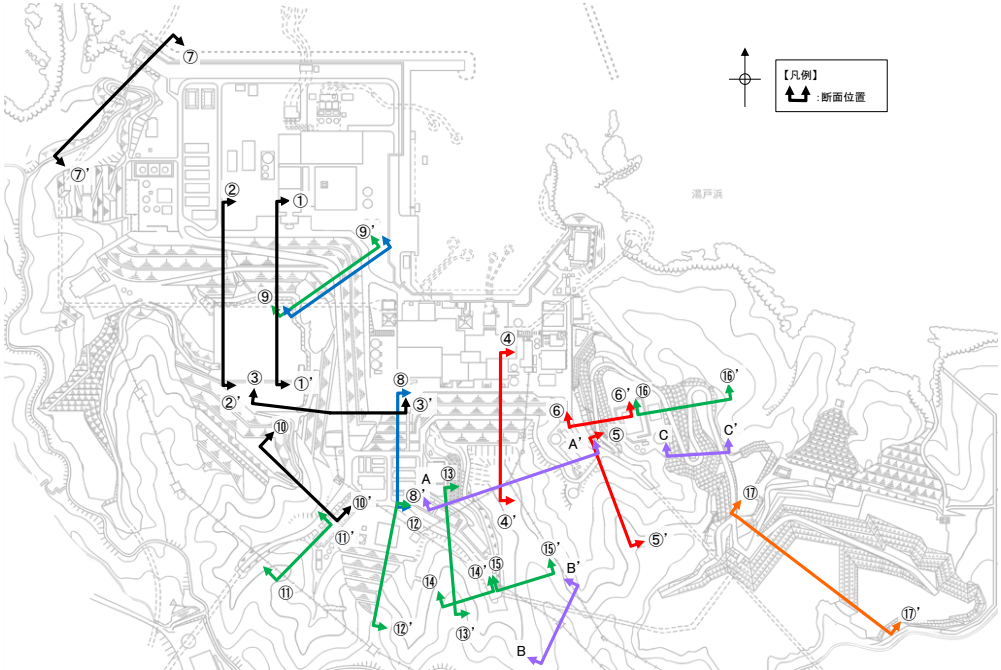
表 2.9.8-8 改良地盤（南側）の引張破壊に対する評価結果

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 1) 各断面の比較検討結果及び評価対象斜面の選定根拠

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、グループごとに整理し、選定した評価対象断面を図 1 に示す。



グループ	斜面番号	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	評価対象斜面
グループA	④－④'	○	
	⑤－⑤'	○	○
	⑥－⑥'	○	
グループB	⑧－⑧'	○	○
	⑨－⑨'	○	
グループC	⑨－⑨'	○	
	⑪－⑪'	○	
	⑫－⑫'	○	○
	⑬－⑬'	○	○
	⑭－⑭'	○	○
	⑮－⑮'	○	
グループD	⑮－⑮'	○	
	⑯－⑯'	○	○
鉄塔斜面	A－A'	鉄塔斜面	○
	B－B'	鉄塔斜面	○
	C－C'	鉄塔斜面	
対策工有	①－①'	○	○
	②－②'	○	○
	③－③'	○	○
	⑦－⑦'	○	○
	⑩－⑩'	○	○

図 1 保管場所及びアクセスルートに影響するおそれのある斜面
及びグループごとの評価対象断面

1. グループ A における評価対象斜面の選定理由（詳細）

- ・岩盤で構成される斜面

グループ A の岩盤斜面である④－④’ 断面～⑥－⑥’ 断面の比較検討結果及び評価対象斜面の選定根拠の詳細を断面毎に示す。

【④－④’ 断面】

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

当該斜面は、⑤－⑤’ 断面に比べ、斜面高さが高いが、勾配が緩いこと、及び簡便法の最小すべり安全率が大きいことから、⑤－⑤’ 断面の評価に代表させる。

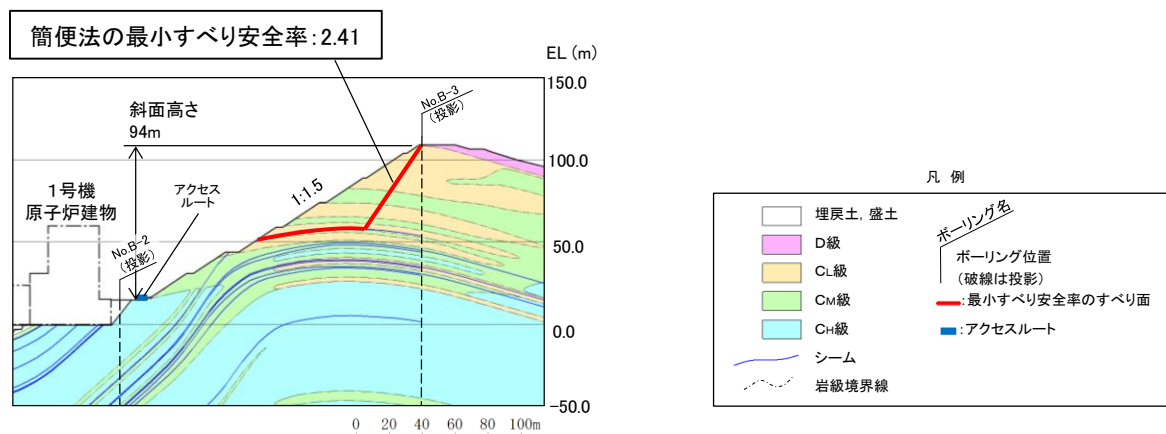
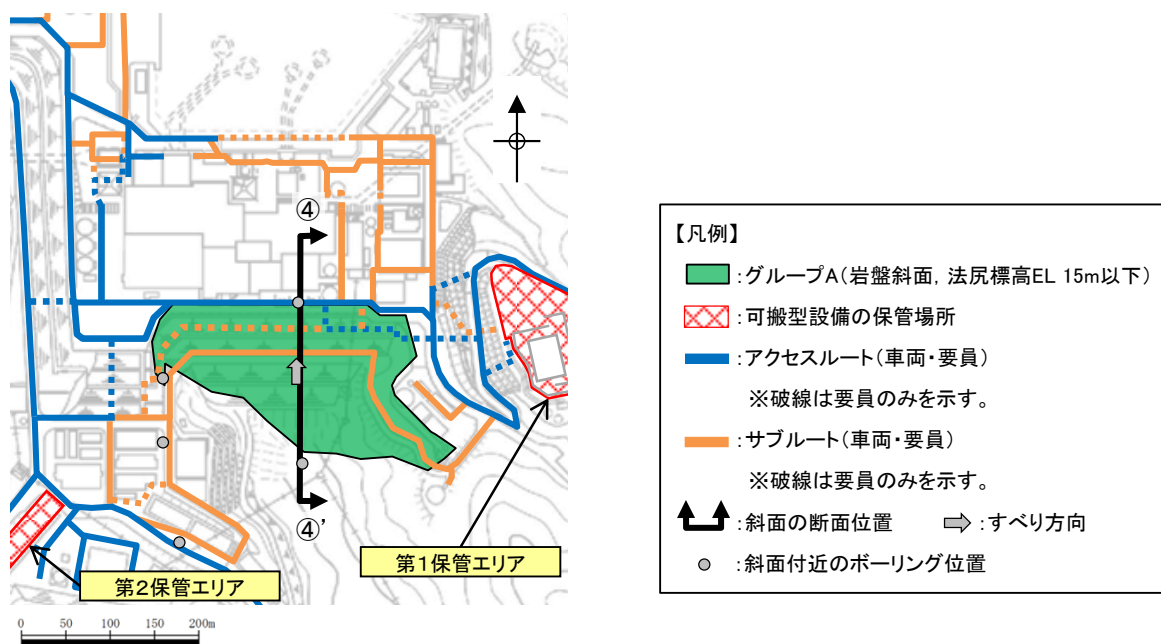


図 2 ④－④’ 断面の比較結果

【⑤－⑤’ 断面（評価対象斜面）】

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

当該斜面は，C_L級岩盤が分布すること，平均勾配が1:2.1と緩いが，局所的な急勾配部（1:0.6，C_L級岩盤）があること，シームが分布すること，及び簡便法の最小すべり安全率が小さいことから，評価対象斜面に選定する。

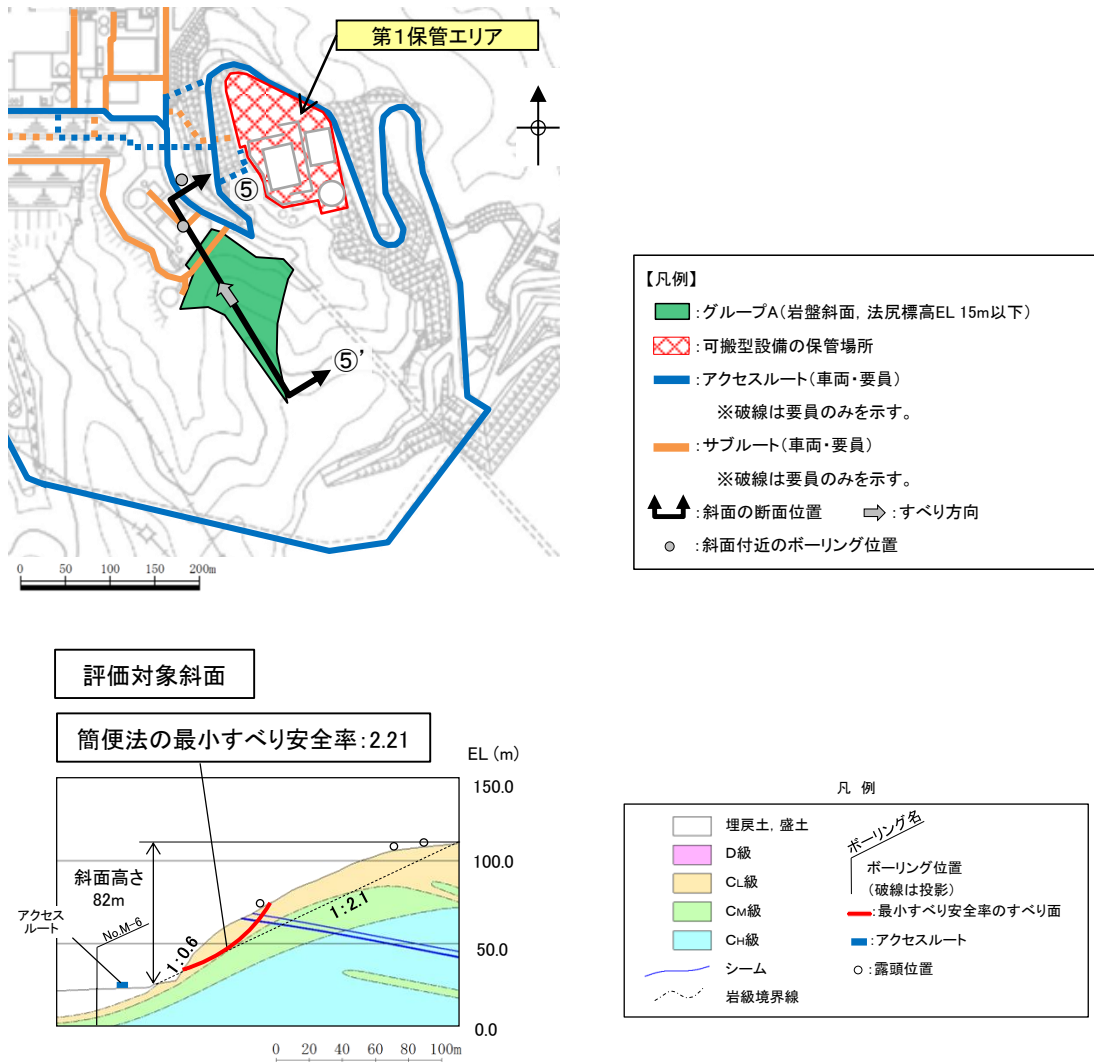


図3 ⑤－⑤’ 断面の比較結果

【⑥－⑥’ 断面】

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

当該斜面は，⑤－⑤’ 断面に比べ，斜面高さが低いこと，及び簡便法の最小すべり安全率が大きいことから，⑤－⑤’ 断面の評価に代表させる。

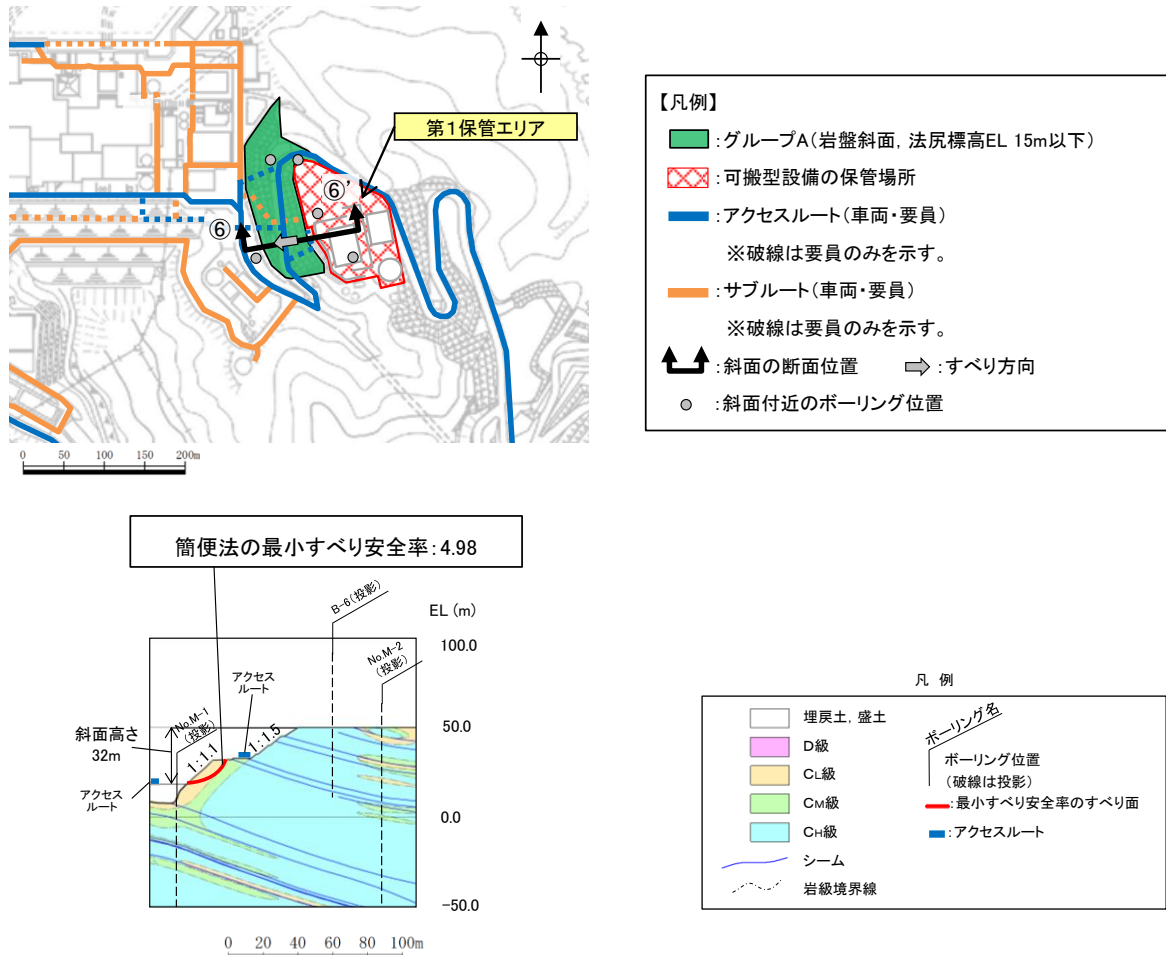


図4 ⑥－⑥’ 断面の比較結果

2. グループ B における評価対象斜面の選定理由（詳細）

・盛土で構成される斜面

グループ B の盛土斜面である⑧－⑧' 断面及び⑨－⑨' 断面の比較検討結果及び評価対象斜面の選定根拠の詳細を断面毎に示す。

【⑧－⑧' 断面（評価対象斜面）】

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

当該斜面は，⑨－⑨' 断面に比べて，盛土厚が 100m と厚いこと，斜面高さが高いこと，及び簡便法の最小すべり安全率が小さいことから，評価対象斜面に選定する。

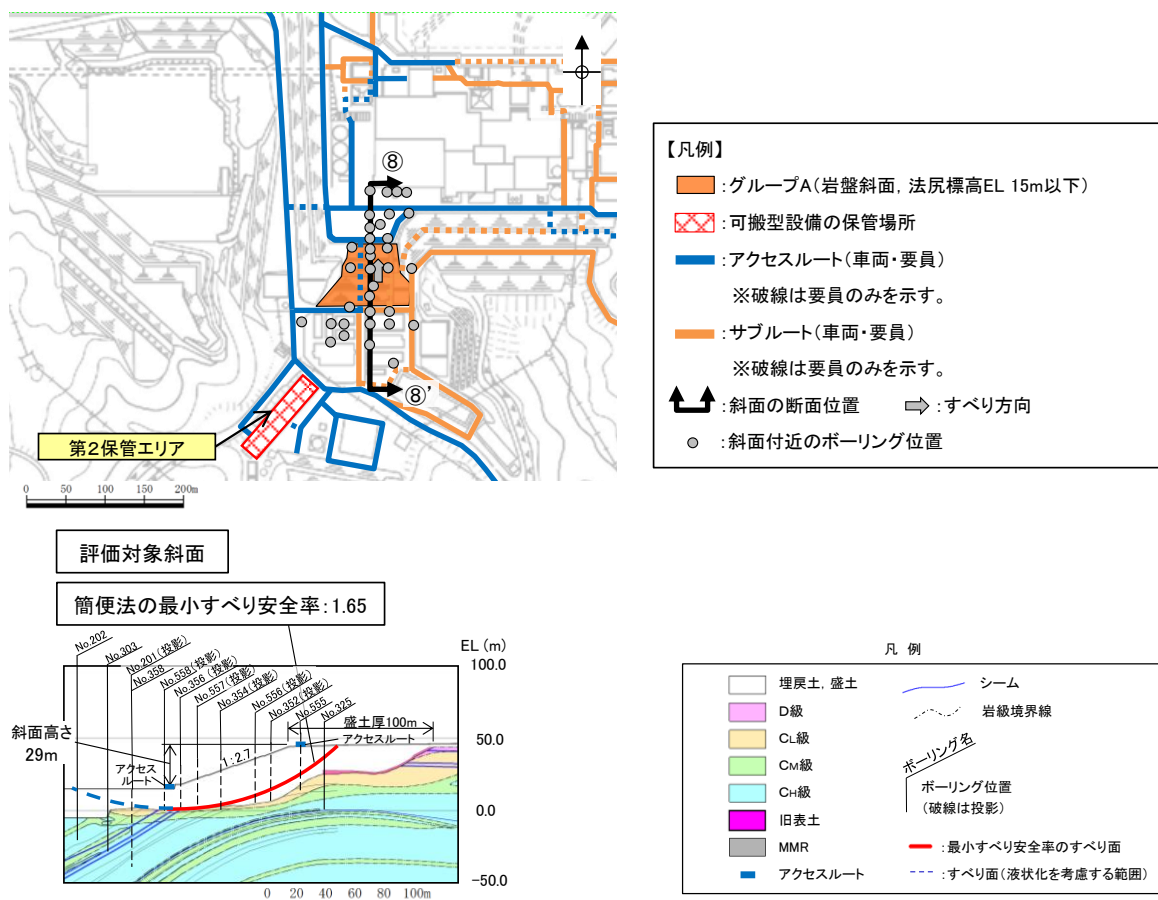


図 5 ⑧－⑧' 断面の比較結果

【⑨－⑨’ 断面】

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

当該斜面は、⑧－⑧’ 断面に比べ、勾配が急ではあるが、盛土厚が 40m と薄いと、斜面高さが低いこと、及び簡便法の最小すべり安全率が大きいことから、⑧－⑧’ 断面の評価に代表させる。

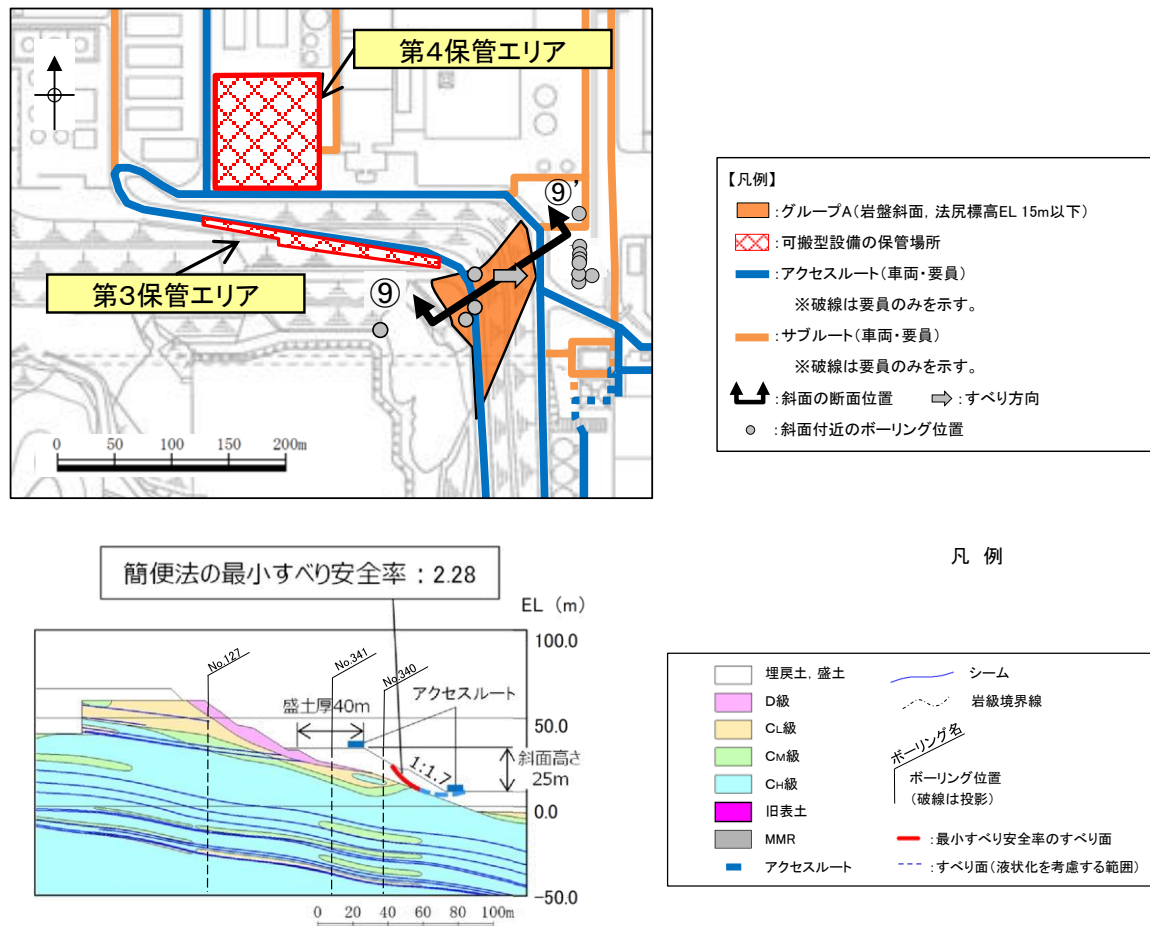


図6 ⑨－⑨’ 断面の比較結果

3. グループCにおける評価対象斜面の選定理由（詳細）

グループCの岩盤斜面である⑨－⑨'断面、⑪－⑪'断面～⑬－⑬'断面の比較検討結果及び評価対象斜面の選定根拠の詳細を断面毎に示す。

【⑨－⑨'断面】

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

当該斜面は、⑫－⑫'断面に比べ、斜面高さが低いこと、斜面の勾配が緩いこと、及び簡便法の最小すべり安全率が大きいことから、⑫－⑫'断面の評価に代表させる。

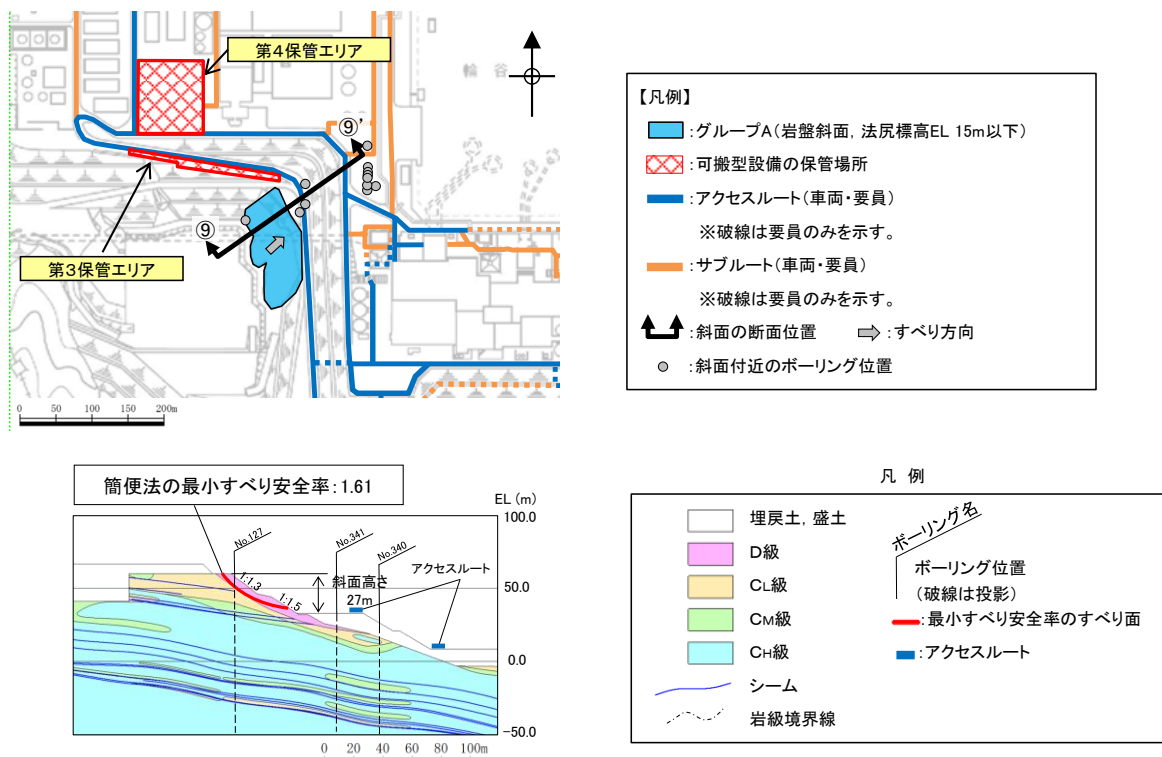


図7 ⑨－⑨'断面の比較結果

【⑪－⑪’ 断面】

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

当該斜面は，⑫－⑫’ 断面に比べ，斜面高さが低いこと，及び簡便法の最小すべり安全率が大きいことから，⑫－⑫’ 断面の評価に代表させる。

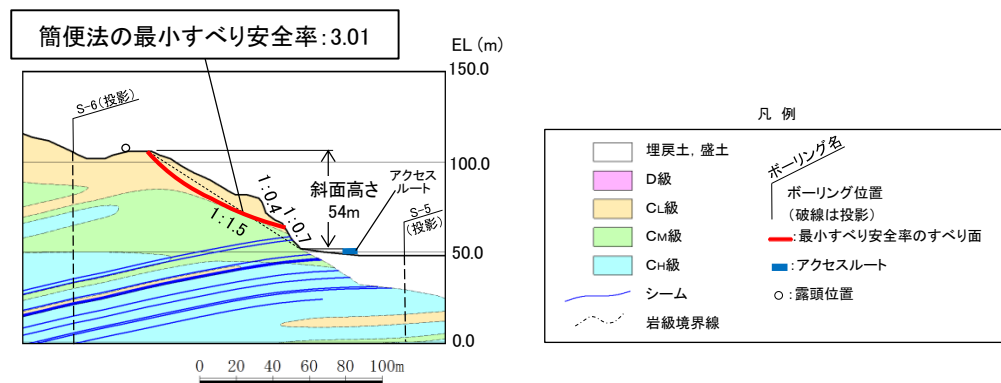
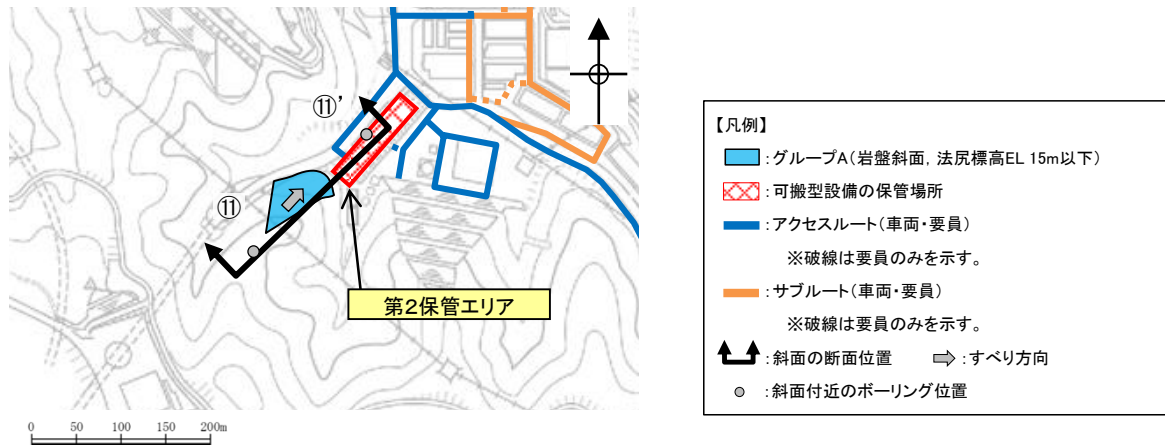


図 8 ⑪－⑪’ 断面の比較結果

【⑫－⑫’ 断面（評価対象斜面）】

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

当該斜面は、D級岩盤及びCL級岩盤が分布すること、斜面高さが94mとグループC（EL 33m～50m）の斜面で最も高いこと、1：1.2の急勾配部があること、シームが分布すること、及び簡便法の最小すべり安全率が小さいことから、評価対象斜面に選定する。

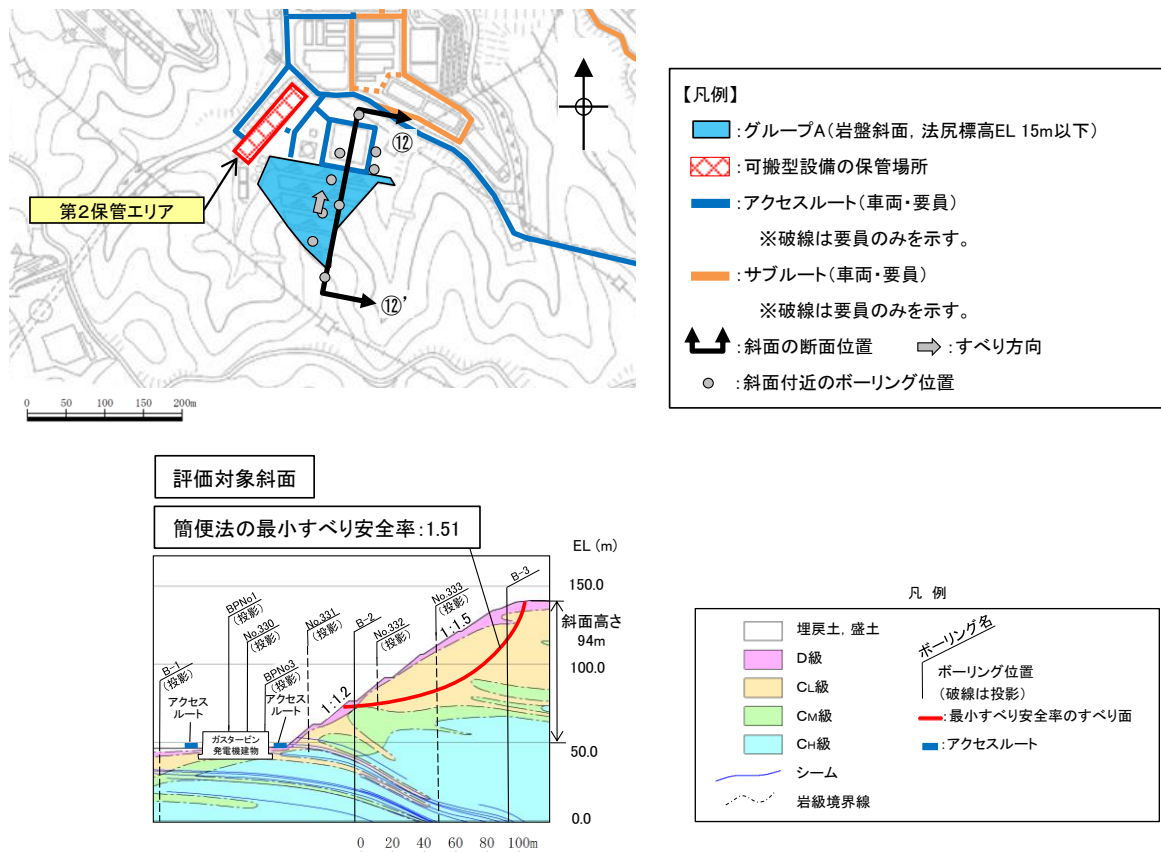


図9 ⑫－⑫’ 断面の比較結果

【⑬－⑬’ 断面（評価対象斜面）】

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

当該斜面は，D級岩盤及びC_L級岩盤が分布すること，局所的な急勾配部（1:0.7，C_L級岩盤）があること，シームが分布すること，及び⑫－⑫’ 断面に比べ簡便法の最小すべり安全率が小さいことから，評価対象斜面に選定する。

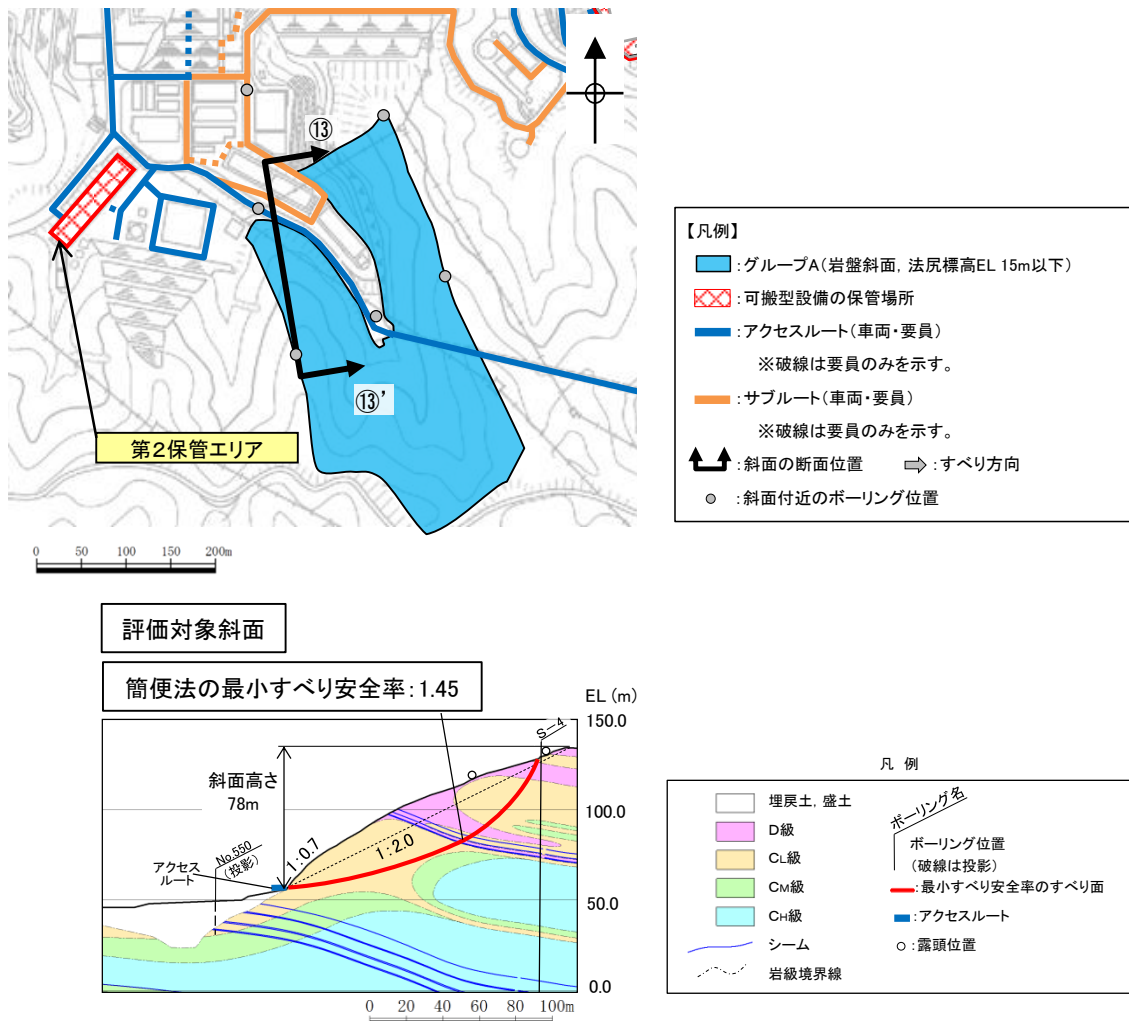


図 10 ⑬－⑬’ 断面の比較結果

【⑭－⑭' 断面（評価対象斜面）及び⑮－⑮' 断面】

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

⑭－⑭' 断面の斜面は、D級岩盤及びC_L級岩盤が分布すること、シームが分布すること、及び⑫－⑫' 断面に比べ簡便法の最小すべり安全率が小さいことから、評価対象斜面に選定する。

また、⑮－⑮' 断面の斜面は、⑫－⑫' 断面に比べ、斜面高さが低いこと、平均勾配が緩いこと、及び簡便法の最小すべり安全率が大きいことから、⑫－⑫' 断面の評価に代表させる。

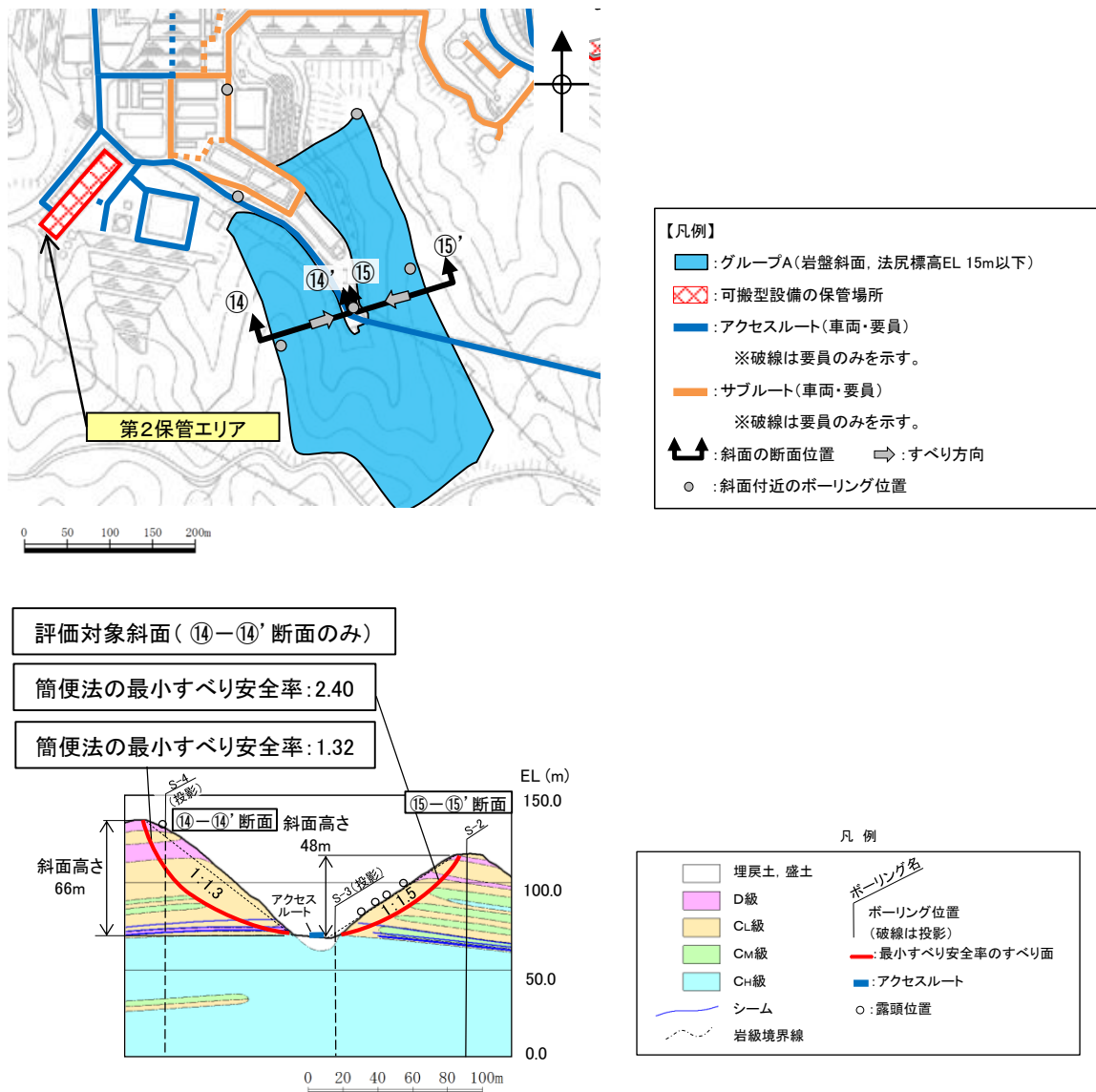


図 11 ⑭－⑭' 断面及び⑮－⑮' 断面の比較結果

【⑩－⑩’ 断面】

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

当該斜面は、⑫－⑫’ 断面に比べ、斜面高さが低いこと、平均勾配が 1:1.5 と緩いこと、シームが分布しないこと、及び簡便法の最小すべり安全率が大きいことから、⑫－⑫’ 断面の評価に代表させる。

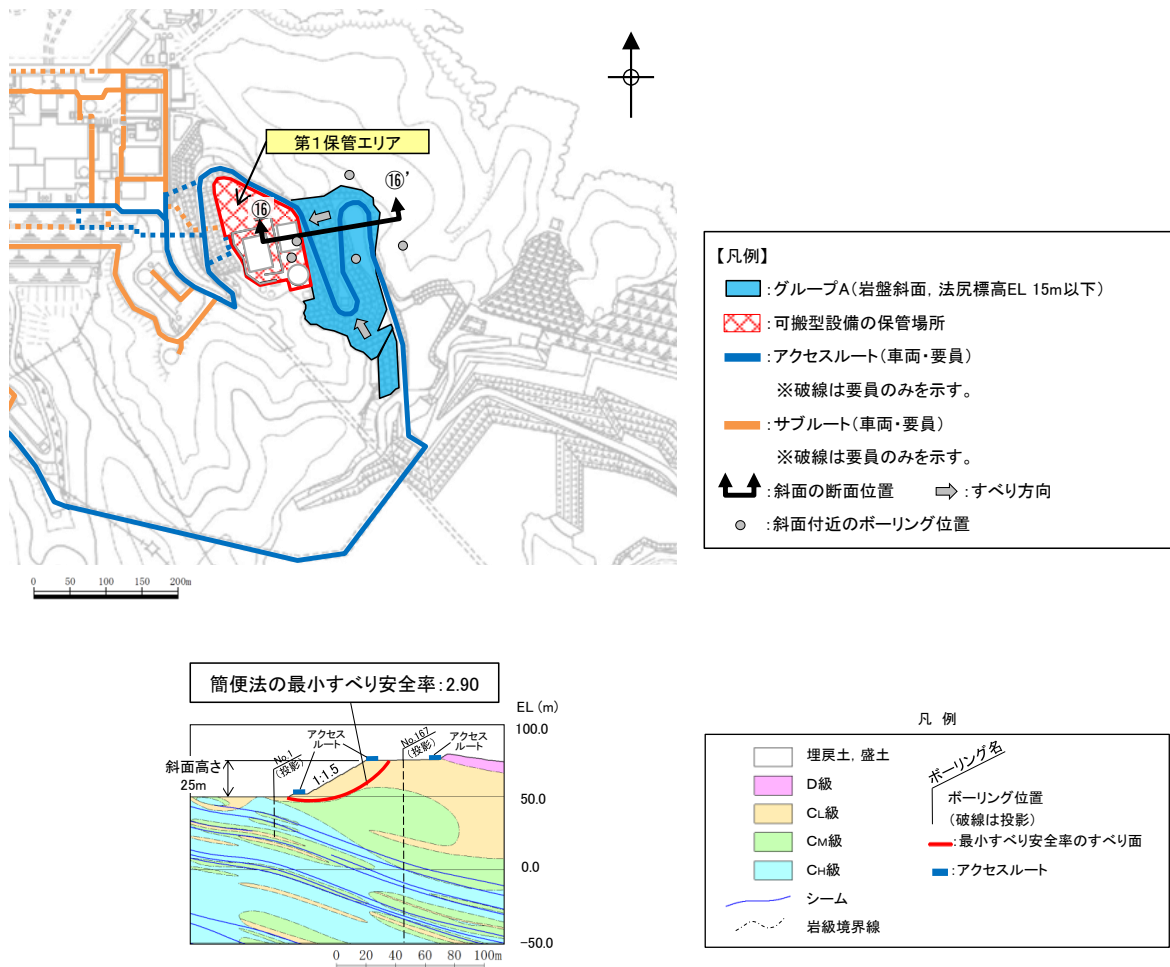


図 12 ⑩－⑩’ 断面の比較結果

(参考資料 2) すべり安定性評価の基準値の設定について

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

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

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

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

注記*1：社団法人地盤工学会，P81

*2：国土交通省 国土技術政策総合研究所，平成 17 年 3 月，P132

*3：社団法人日本道路協会，平成 22 年 4 月，P123

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

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

(参考資料 3) 斜面のすべり安定性評価に用いた解析コードの適用性について

- ・ADV ANF
- ・AF IMEX
- ・S - S TAN
- ・C POST SK
- ・TDAP III

・解析コード（ADVANF）の概要

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

・解析コード（AFIME X）の概要

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

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

・解析コード（S－S T A N）の概要

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

1. 一般事項

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

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

2. 解析コードの特徴

本解析コードの主な特徴として、以下の①～③を挙げることができる。

① 2次元有限要素法による解析プログラムである。

② 地盤～構造物連成系モデルの相互作用解析が可能である。

③ 地盤の掘削過程を考慮したステップ解析が可能である。

3. 解析手法

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

(1) 釣合い方程式

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

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

(2) 変位とひずみの関係

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

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

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

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

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

(3) 応力とひずみの関係

応力-ひずみ関係は次式のようになる。

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

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

(4) 有限要素の定式化

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

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

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

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

4. 解析フローチャート

解析フローチャートを図1に示す。

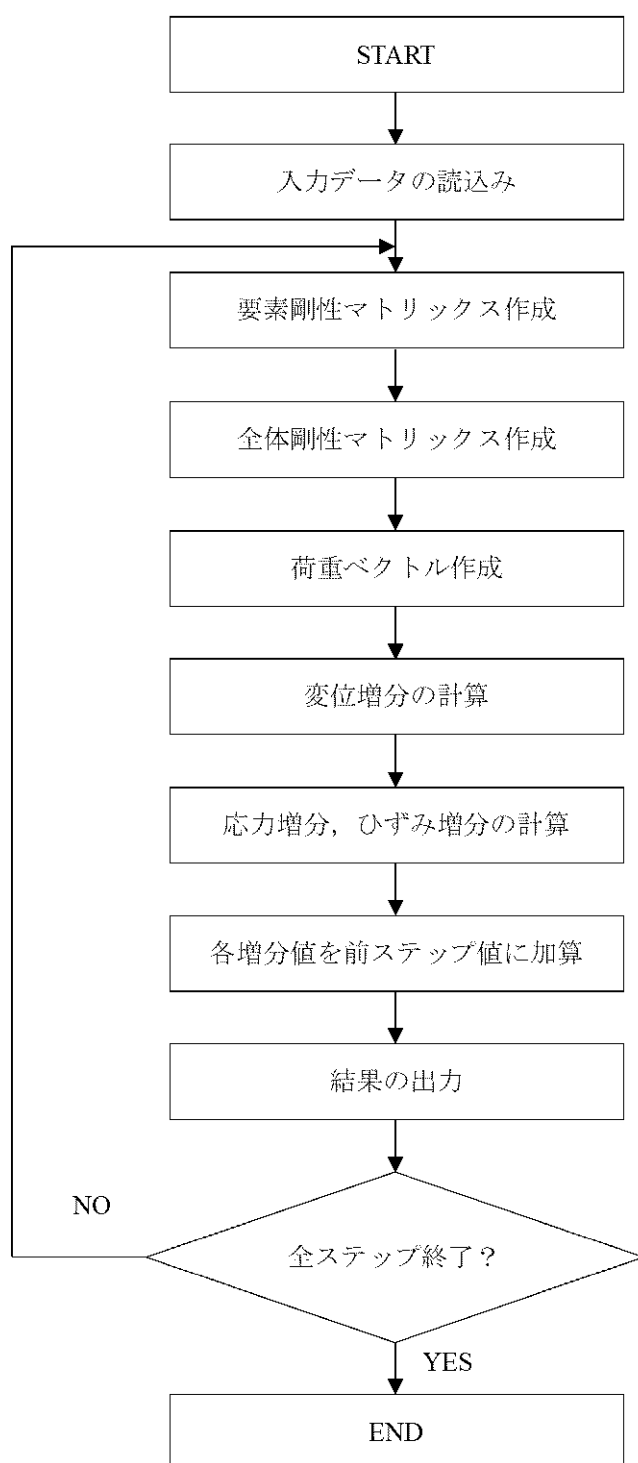


図1 解析フローチャート

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

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

5.1 検証 (Verification)

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

比較結果より，解析解が理論解とおおむね一致することを確認した。

(1) 解析モデル

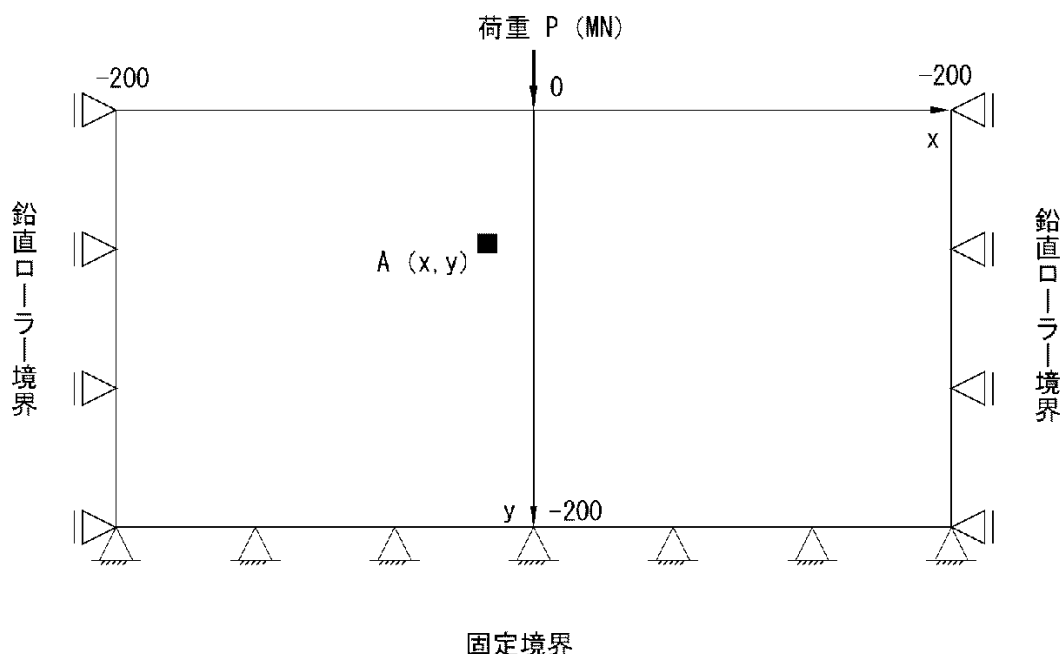


図 2 解析対象とした地盤モデル

(2) 解析条件

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

(3) 鉛直応力

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

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

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

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

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

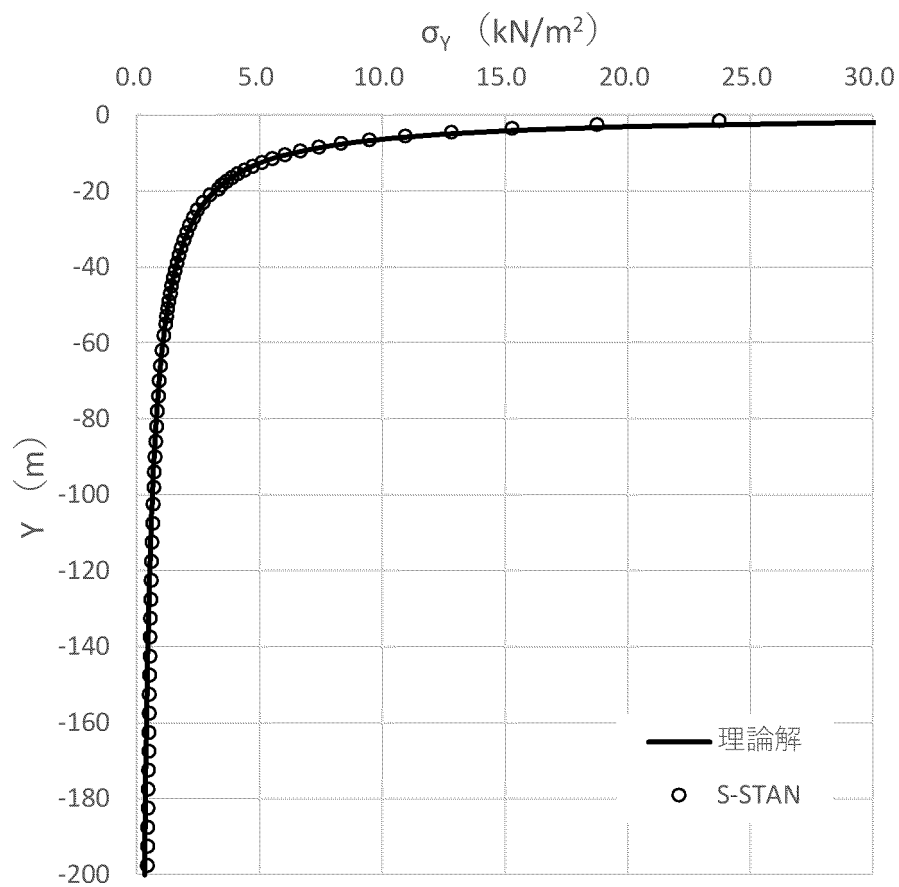


図 3 検証結果

5.2 妥当性確認 (Validation)

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

(1) 検証モデル

検討モデル及び境界条件を図4に示す。

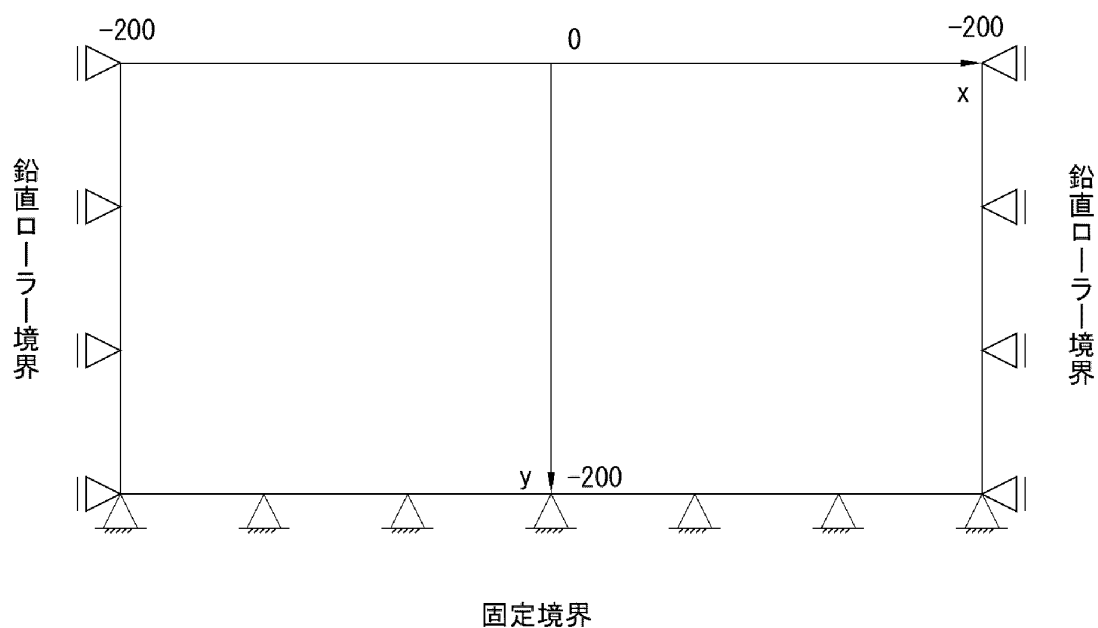


図4 解析モデル

(2) 解析条件

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

(3) 解析結果

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

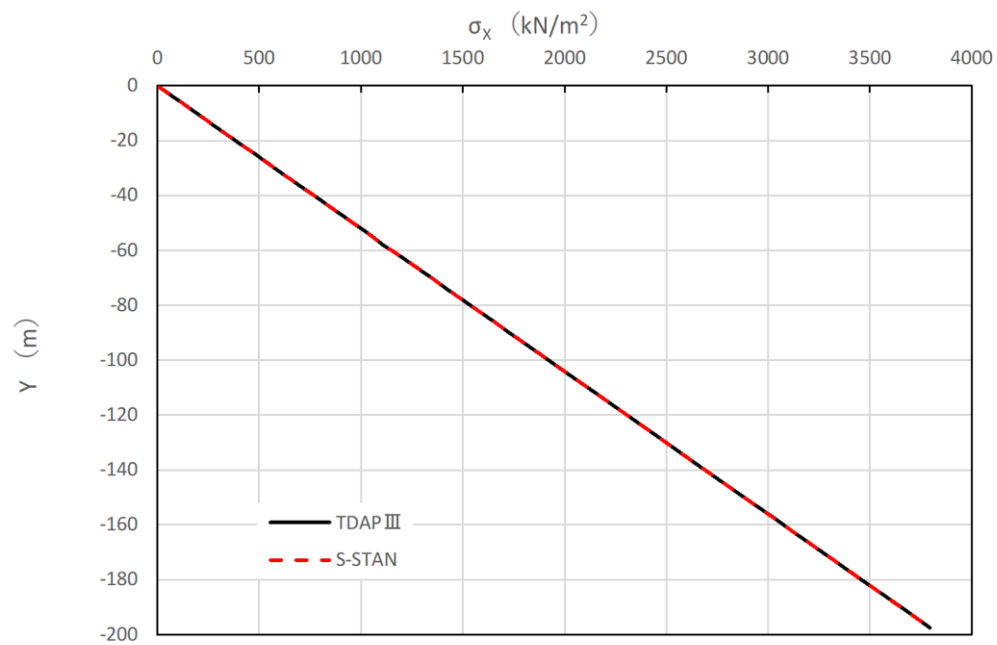


図 5 水平応力 σ_x

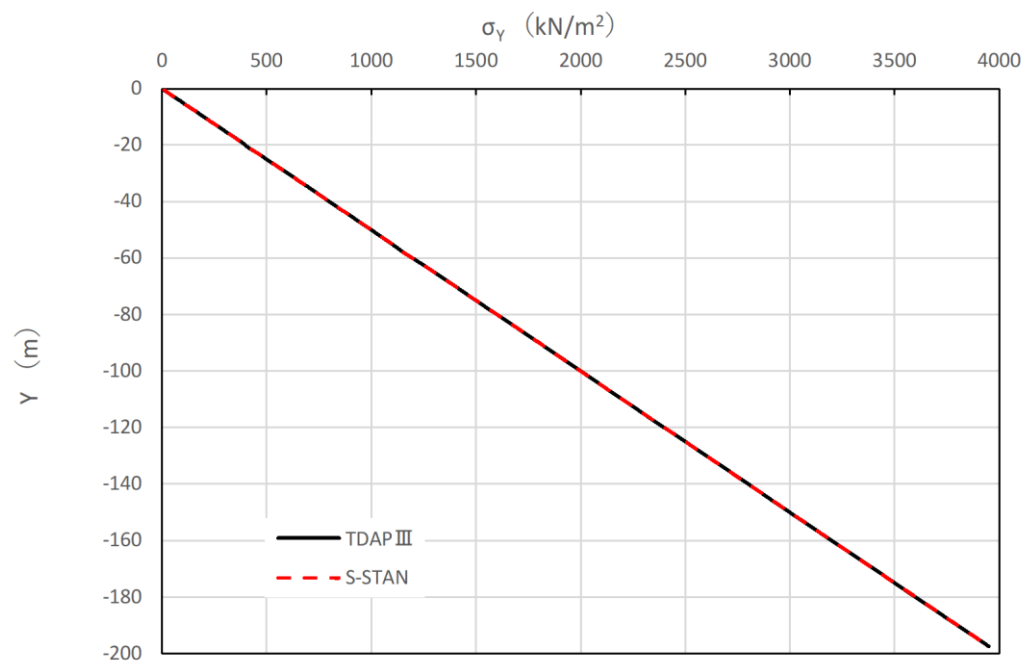


図 6 鉛直応力 σ_y

5.3 評価結果

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

以上のことから，本解析コードを本解析に使用することは妥当である。

・解析コード（CPOSTSK）の概要

項目 \ コード名	CPOSTSK
使用目的	すべり安全率の算定
開発期間	中電技術コンサルタント株式会社
開発時期	2013 年（初版開発時期 1999 年）
使用したバージョン	Ver. 19.1
コードの概要	<p>CPOSTSK（以下「本解析コード」という。）は，すべり安全率算定を行う解析コードである。本解析コードの主な特徴は，以下のとおりである。</p> <p>① 2次元有限要素法による地震応答解析プログラムの地盤応力から，任意のすべり線の安全率を時刻歴で算定することができる。</p> <p>② 要素の破壊状態により，各要素の強度をピーク強度，残留強度，強度なしから判定することができる。</p>
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>【検証 (Verification)】</p> <p>本解析コードの検証の内容は，以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ すべり線が通過する要素ごとの起動力と抵抗力の解析解が，理論解と一致することを確認している。 ・ 本解析コードの運用環境について，動作確認を満足する計算機にインストールして用いていることを確認している。 <p>【妥当性確認 (Validation)】</p> <p>本解析コードの妥当性確認の内容は，以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 検証の内容のとおり，すべり安全率算定に関して検証していることから，解析の目的に照らして今回の解析に適用することは妥当である。

1. 一般事項

本資料は、すべり安全率算定用解析コードCPOSTSKの概要である。

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

2. 解析コードの特徴

本解析コードの主な特徴として、以下の①、②を挙げることができる。

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

3. 解析手法

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

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

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

(1) せん断破壊

せん断破壊した要素の強度定数には、残留強度を用いる。

(2) 引張破壊あるいは複合破壊

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

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

4. 解析フローチャート

解析フローチャートを図1に示し、破壊判定のフローチャートを図2に示す。

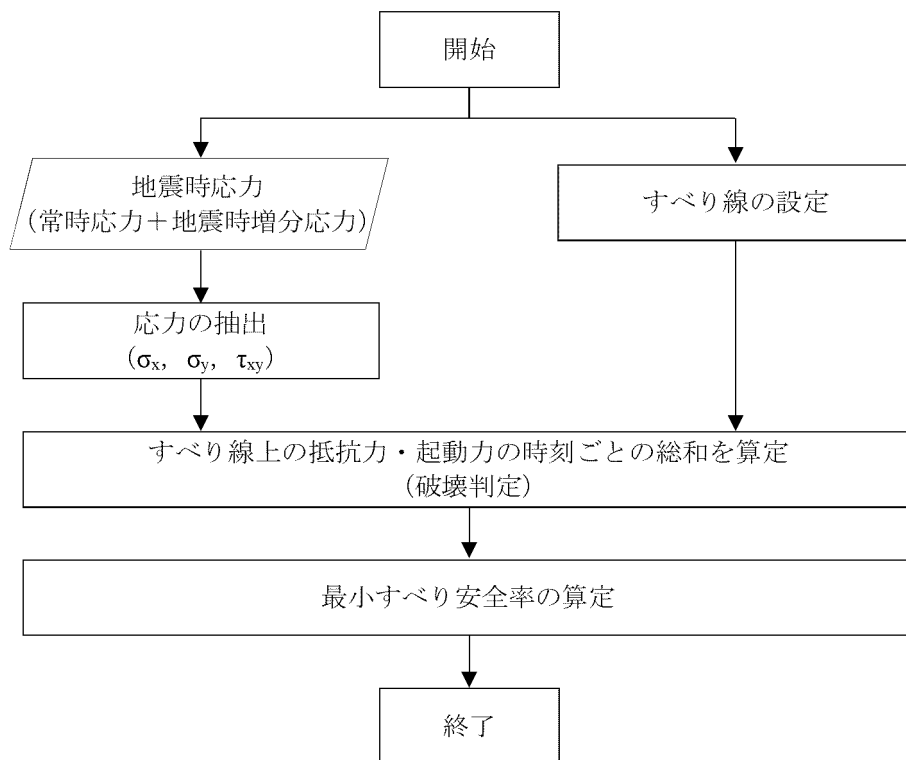


図1 解析フローチャート

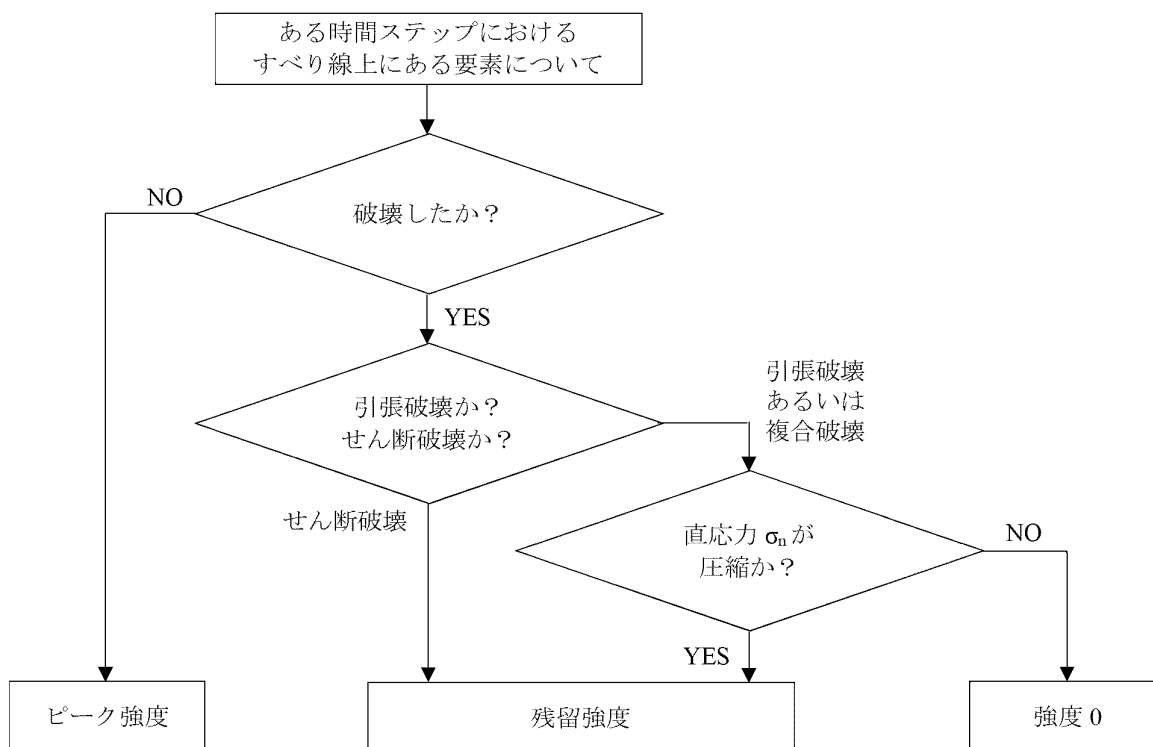


図2 破壊判定フローチャート

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

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

5.1 検証 (Verification)

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

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

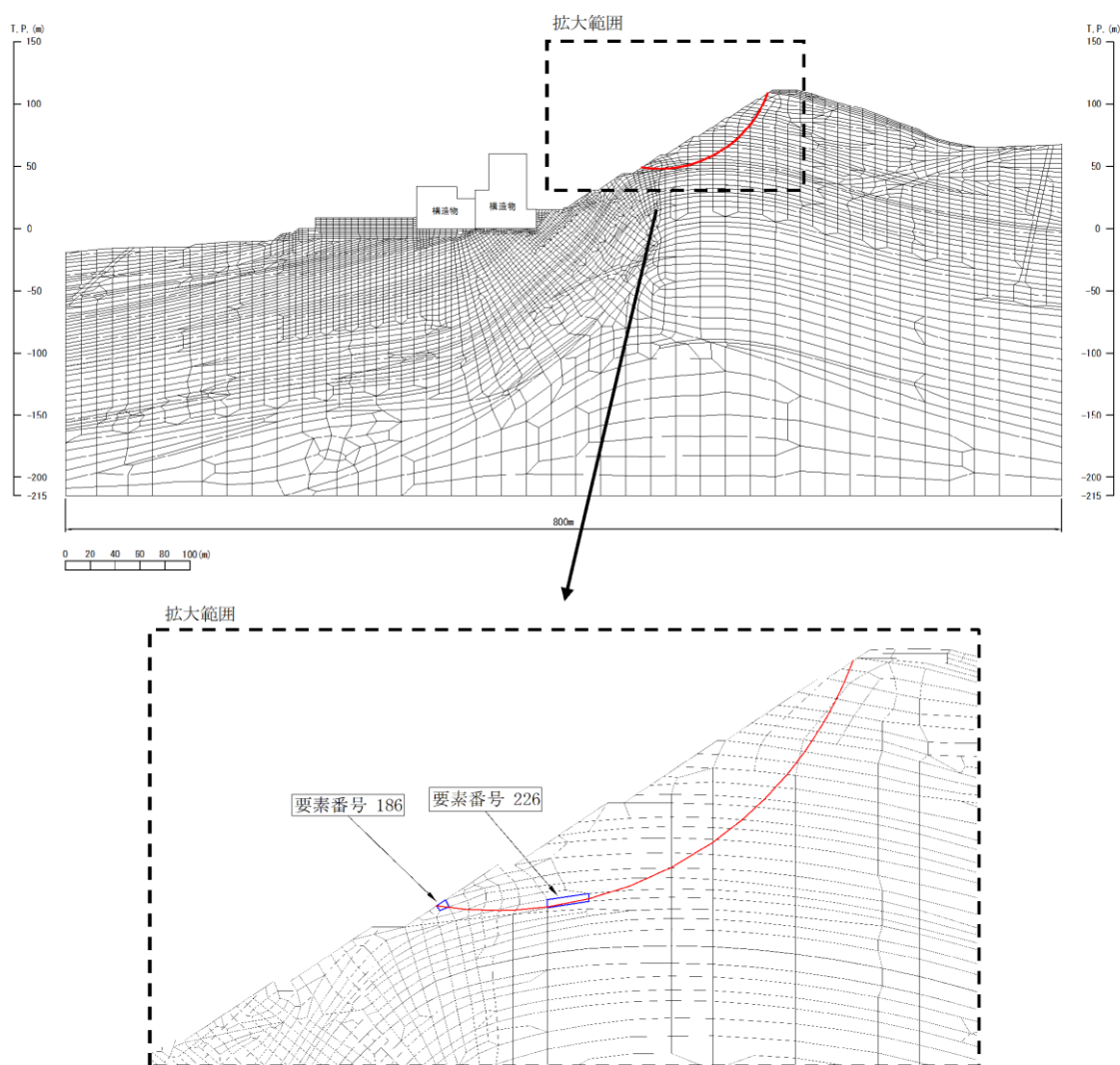


図3 解析モデル及び検証用すべり線

表 1 解析コードCPOSTSKによる解析解と論理解との比較

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

	CPOSTSK		理論解	
Σ =	26996.0	-17103.5	26996.0	-17103.5
安全率Fs=	1.578		1.578	

(Fs=抵抗力/起動力)

ここに

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

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

解析結果より

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

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

ピーク強度 $\tau = C + \tan \phi$

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

図 4 すべり線の要素番号 186 の理論解

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

<

解析結果より

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

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

ピーク強度 $\tau = C + \tan \phi$

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

図 5 すべり線の要素番号 226 の理論解

5.2 妥当性確認 (Validation)

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

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

・解析コード（TDAPⅢ）の概要

項目 \ コード名	TDAPⅢ
使用目的	3次元有限要素法（ソリッド要素，ジョイント要素）による応力解析
開発機関	大成建設株式会社 株式会社アーク情報システム
開発時期	1994 年
使用したバージョン	Ver. 3. 12
コードの概要	<p>TDAPⅢ（以下「本解析コード」という）は，2次元及び3次元の有限要素解析の汎用プログラムである。</p> <p>主として，地盤～構造物連成系の地震応答解析を行うものである。</p> <p>また，土木・建築分野に特化した要素群，材料非線形モデルを数多くサポートしており，日本国内では，建設部門を中心として，官公庁，大学，民間問わず，多くの利用実績がある。</p> <p>本解析コードの主な特徴は，以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ① 2次元及び3次元有限要素プログラムである。 ② 地盤～構造物連成系モデルの相互作用解析が可能である。 ③ 線形要素，平面要素，立体要素等を用いることができる。 ④ 静的解析を引継いだ動的解析を行うことができる。 ⑤ 地盤及び構造物の非線形を考慮できる。
検証(Verification) 及び 妥当性確認(Validation)	<p>【検証(Verification)】</p> <p>本解析コードの検証内容は以下のとおりである。</p> <p>今回の工認申請で使用する3次元有限要素法（ソリッド要素，ジョイント要素）による静的解析の検証として，理論式から想定される応力やひずみと一致することを確認している。</p> <p>本解析コードの運用環境について，開発機関から提示されていた要件を満足していることを確認している。</p> <p>【妥当性確認(Validation)】</p> <p>本解析コードの妥当性確認の内容は，以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 本解析コードは，国内の土木・建築分野における使用実

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

1. 一般事項

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

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

2. 解析コードの特徴

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

主な特徴を下記に示す。

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

3. 解析手法

3.1 剛性方程式

多自由度系の剛性方程式は一般に下式で表わされる。

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

ここで,

$[K]$: 剛性マトリクス

$\{U\}$: 変位ベクトル

$\{F\}$: 荷重ベクトル

$[K]$ は以下のとおりである。

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

ここに,

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

ここに,

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

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

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

4. 解析フローチャート

本コードを用いた解析フローチャートを図1に示す。

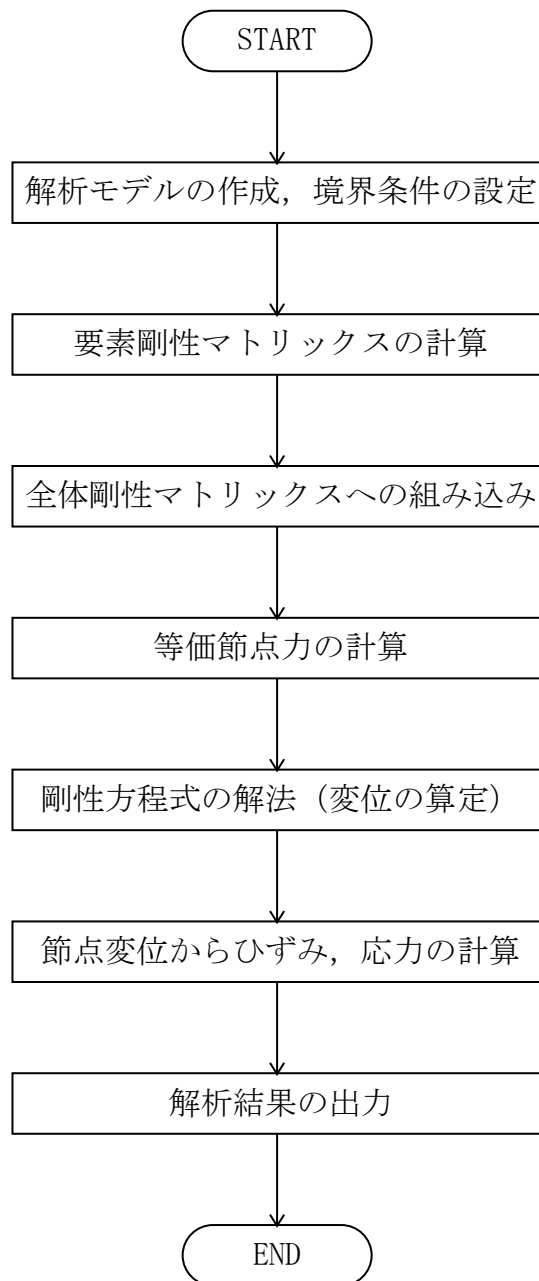


図1 解析フローチャート

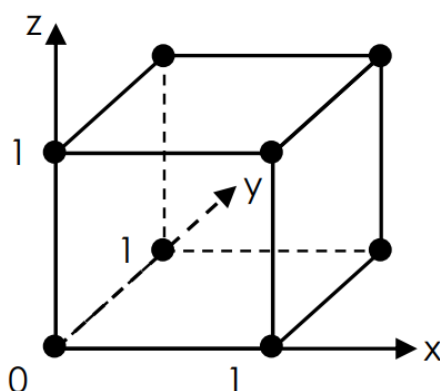
5. 検証 (Verification) 及び妥当性確認 (Validation)

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

5.1 3次元有限要素法（ソリッド要素）による静的解析の検証

5.1.1 解析条件

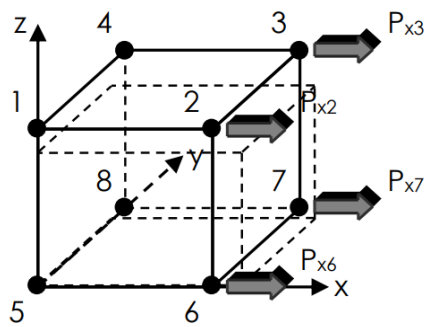
単位辺長のソリッド要素（8節点6面体要素）を用い、単位辺長での単純引張問題、単純せん断問題での精度を検証する。解析モデルと物性値は図2に示す。



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

図2 解析モデルと物性値

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



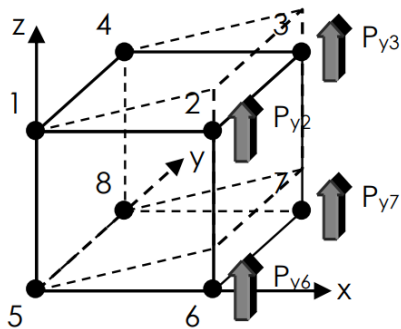
荷重条件 : $P_{x2}=P_{x3}=P_{x6}=P_{x7}=P=250\text{N}$

境界条件 : $U_1=V_1=0, V_2=0, U_4=0,$

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

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

図3 解析条件 (単純引張問題)



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

境界条件 : $U_1=V_1=W_1=0, U_2=V_2=0,$

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

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

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

図4 解析条件 (単純せん断問題)

5.1.2 解析結果

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

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

表 1 解析結果（単純引張問題）

	理論解	8 節点 6 面体要素
U_2, U_3, U_6, U_7	$4P/E = 1.00E-04$	$1.00E-04$
V_3, V_4, V_7, V_8	$-0.25E-04$	$-0.25E-04$
W_1, W_2, W_3, W_4	$-0.25E-04$	$-0.25E-04$

表 2 解析結果（単純せん断問題）

	理論解	8 節点 6 面体要素
W_2, W_3, W_6, W_7	$4P/G = 0.25E-03$	$0.25E-03$

5.2 3次元有限要素法（ジョイント要素）による静的解析の検証

5.2.1 解析条件

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

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

また、3次元ジョイント要素の要素応答値の初期値を表5に示す。

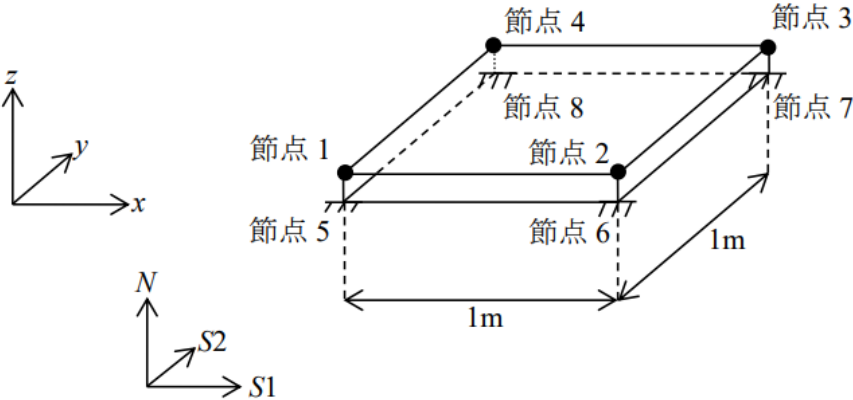


図5 解析モデル図

表3 物性パラメータ

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

表4 非線形材料のパラメータ

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

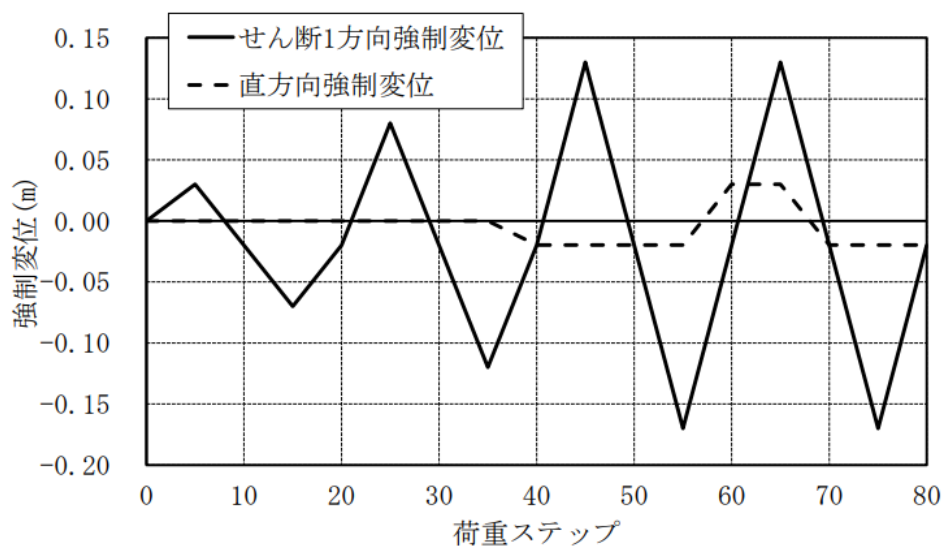


図6 強制変形波形

表5 3次元ジョイント要素 (JOINT3D) に与える初期値

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

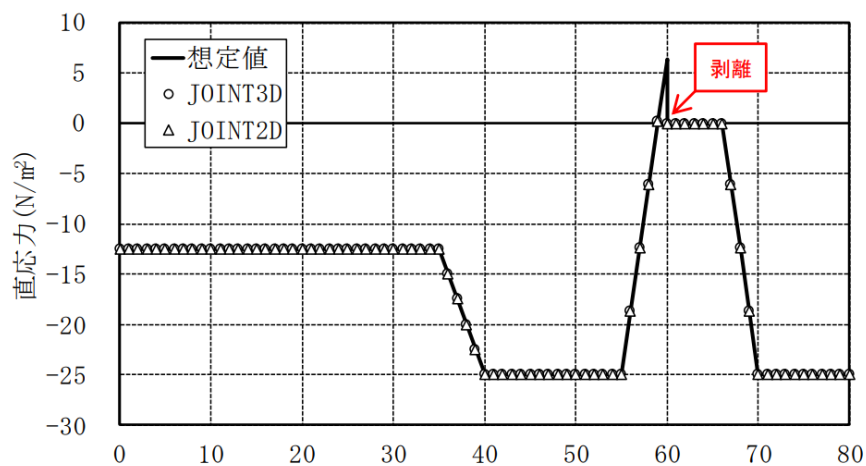
5.2.2 検証方法

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

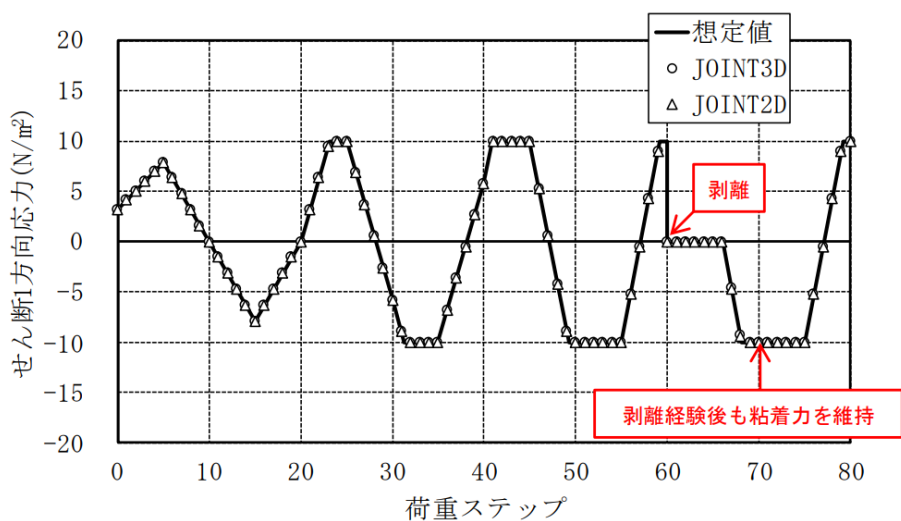
- ①入力した強制変位に対して想定される応力 (別途表計算ソフトで計算した理論解) と一致すること
- ②2次元ジョイント要素 (JOINT2D) を用いた等価2次元モデルから得られた応力と一致すること

5.2.3 解析結果

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



(a) 直応力



(b) せん断1方向応力

図7 直応力とせん断1方向応力

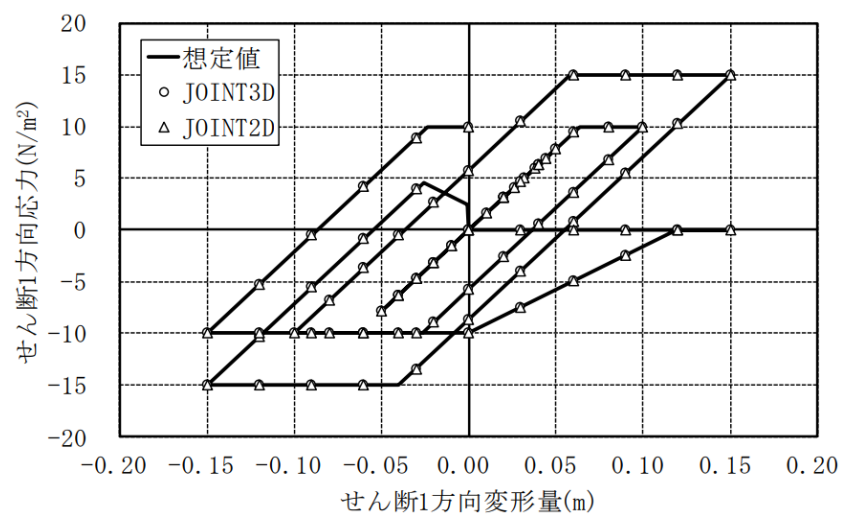


図 8 せん断 1 方向応力－せん断 1 方向変形量の関係

5.3 まとめ

以上に述べたように、本計算機コードについて、

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

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

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

したがって、本計算機コードの当該機能は適切なものである。

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

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

(参考資料 4) D 級岩盤等の間隙率の設定について

1. D 級岩盤の間隙率の設定方法

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

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

e : 間隙比

G_s : 土粒子の比重 (真比重, g/cm³)

ρ_d : 乾燥密度 (g/cm³)

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

n : 間隙率

表 1 D 級岩盤の間隙率の算定結果

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

2. シームの間隙率の設定方法

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

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

ρt : 湿潤密度 (g/cm³)

 w : 含水比

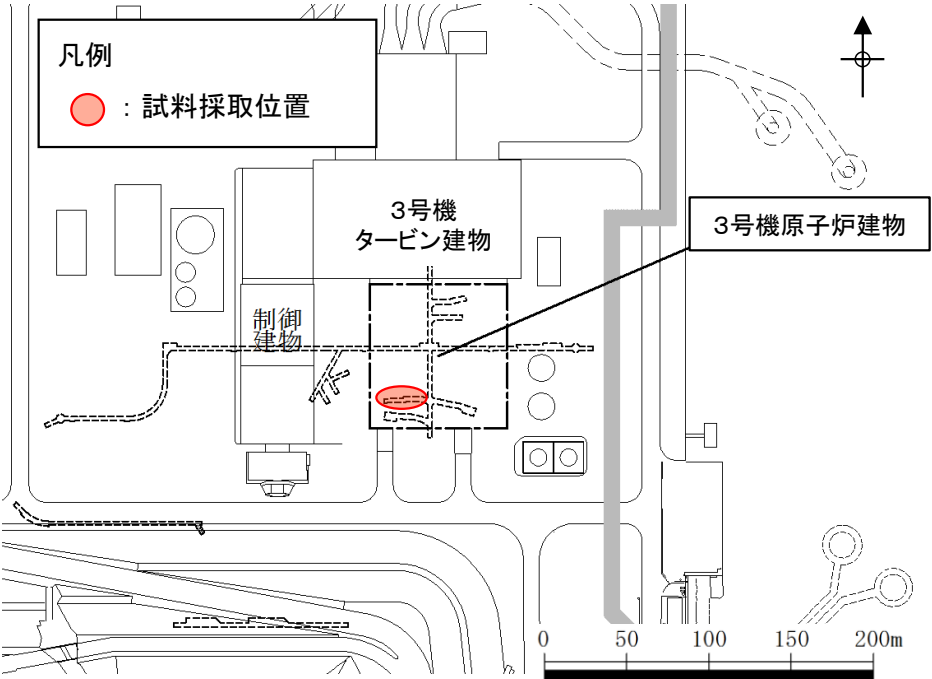


図 1 試料採取位置図（シーム）

表2 シームの間隙率の算定結果

土粒子 の比重 Gs (g/cm ³)	湿潤密度 ρ t (g/cm ³)		含水比 w (%)		間隙比 e		間隙率 n	
2.75	2.095	2.246	14.2	12.93	0.50	0.388	0.333	0.276
	2.330		12.2		0.32		0.245	
	2.348		12.3		0.32		0.240	
	2.177		12.9		0.43		0.299	
	1.963		18.4		0.66		0.397	
	2.320		12.0		0.33		0.247	
	2.311		9.8		0.31		0.235	
	2.304		12.1		0.34		0.253	
	2.317		11.8		0.33		0.246	
	2.305		11.3		0.33		0.247	
	2.304		12.9		0.35		0.258	
	2.180		15.2		0.45		0.312	
	2.205		2.219		13.2		10.83	
	2.230	9.0		0.34	0.256			
	2.107	12.8		0.47	0.321			
	2.065	11.1		0.48	0.324			
	2.196	9.6		0.37	0.271			
	2.249	10.8		0.35	0.262			
	2.165	10.9		0.41	0.290			
	2.249	10.9		0.36	0.263			
	2.302	9.2		0.30	0.233			
	2.295	11.0		0.33	0.248			
	2.269	11.1		0.35	0.257			
	2.294	10.3		0.32	0.244			
	2.172	2.235		14.0	10.10	0.44		0.356
	2.264		13.3	0.38		0.273		
	2.276		10.0	0.33		0.248		
	2.275		10.4	0.33		0.251		
	2.197		9.7	0.37		0.272		
	2.154		9.8	0.40		0.287		
	2.207		7.7	0.34		0.255		
	2.021		5.3	0.43		0.302		
	2.248		9.5	0.34		0.253		
	2.142		9.6	0.41		0.289		
	2.319		8.2	0.28		0.221		
	2.260		9.4	0.33		0.249		
	2.331		11.9	0.32		0.243		
	2.155		11.5	0.42		0.297		
	2.322		9.8	0.30		0.231		
	2.194		11.8	0.40		0.286		
	2.259		10.6	0.35		0.257		
	2.318	9.6	0.30	0.231				
	2.277	10.8	0.34	0.253				
	2.307	9.1	0.30	0.231				
—	—	2.23	—	10.5	—	0.37	—	0.27

3. 旧表土の間隙率の設定方法

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

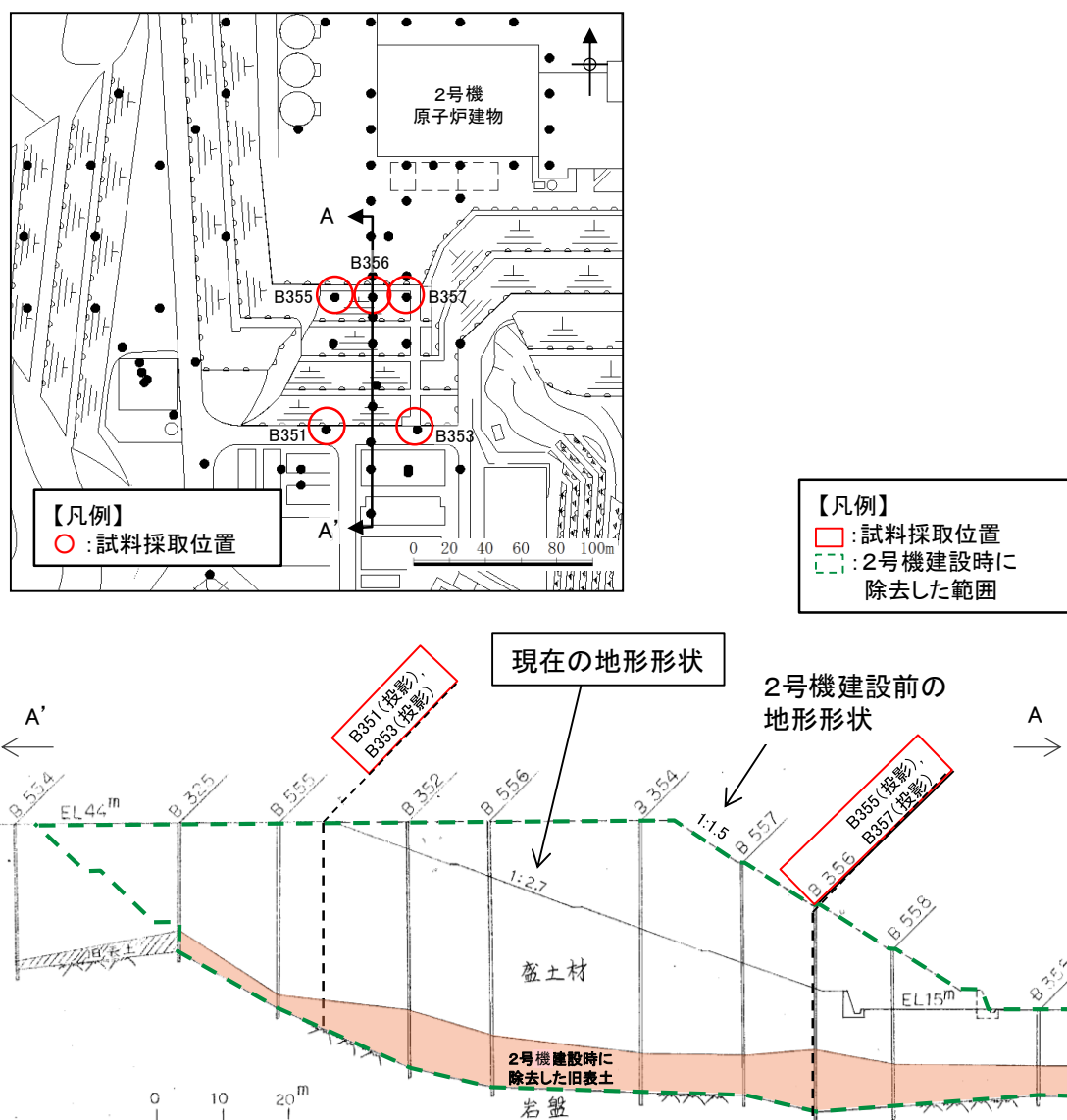


図2 試料採取位置図(旧表土)

表 3 旧表土の間隙率の算定結果

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

3. 液状化及び揺すり込みによる沈下量及び傾斜の算定方法について

3.1 概要

保管場所及びアクセスルートにおける液状化及び揺すり込みによる沈下量の算定方法、不等沈下量及び傾斜量の算定方法について説明する。

3.2 沈下量の算定方針

沈下量の算定方法を図 3-1 に示す。

液状化による沈下量については、Ishihara ほか(1992)の地盤の相対密度に応じた最大せん断ひずみ及び体積ひずみ（沈下率）の関係^{*1}に基づき設定した液状化による沈下率（A）を、対象地点の地下水位以深における液状化の検討対象層の層厚に乗じて算定する。

また、揺すり込みによる沈下量については、海野ら(2006)の知見^{*2}を採用し、安全側に飽和地盤が完全に液状化した後の再圧密による体積収縮量と等しいと仮定した揺すり込みによる沈下率（B）を、対象地点の地下水位以浅における不飽和地盤の層厚に乗じて算定する。

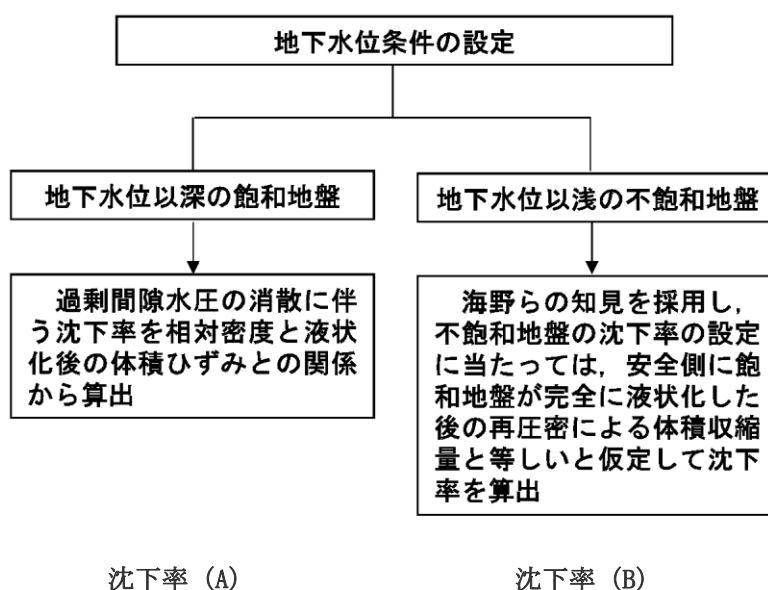


図 3-1 沈下量の算定方法

注記*1: Kenji Ishihara, Mitsutoshi Yoshimine: Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, Soils and Foundations, 1992

*2: 海野 寿康, 風間 基樹, 渦岡 良介, 仙頭 紀明: 同一繰返しせん断履歴における乾燥砂と飽和砂の体積収縮の関係, 土木学会論文集 C, 2006

3.3 液状化による沈下量の算定方法

(1) 液状化による沈下量の検討対象層

液状化による沈下量の検討対象層については、地下水位以深の飽和地盤すべて（埋戻土（掘削ズリ）、埋戻土（粘性土）、砂礫層及び旧表土）とする。なお、埋戻土（粘性土）及び旧表土は、粘性土を含むため液状化しないが、保守的に埋戻土（掘削ズリ）として沈下量を算出する。また、砂礫層は、図3-2に示す粒径加積曲線が埋戻土（掘削ズリ）と同様な傾向を示すことから、埋戻土（掘削ズリ）として液状化対象層とする。

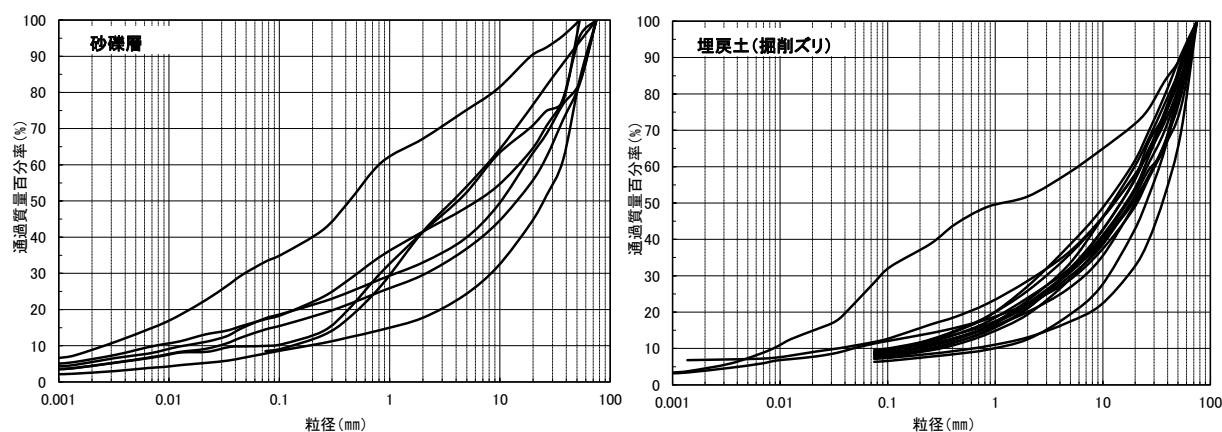


図3-2 粒径加積曲線

(2) 液状化による沈下率

液状化による沈下率は、液状化検討対象層の相対密度の調査結果と、最大せん断ひずみ及び体積ひずみ（沈下率）の関係に基づき設定する。

a. 相対密度の設定

液状化検討対象層の相対密度の調査位置と調査結果を図3-3及び図3-4に示す。液状化による沈下量の設定に用いる相対密度については、埋戻土（掘削ズリ）の調査結果から、平均で71.3%となるが、ばらつきを考慮すると54.1%となる。

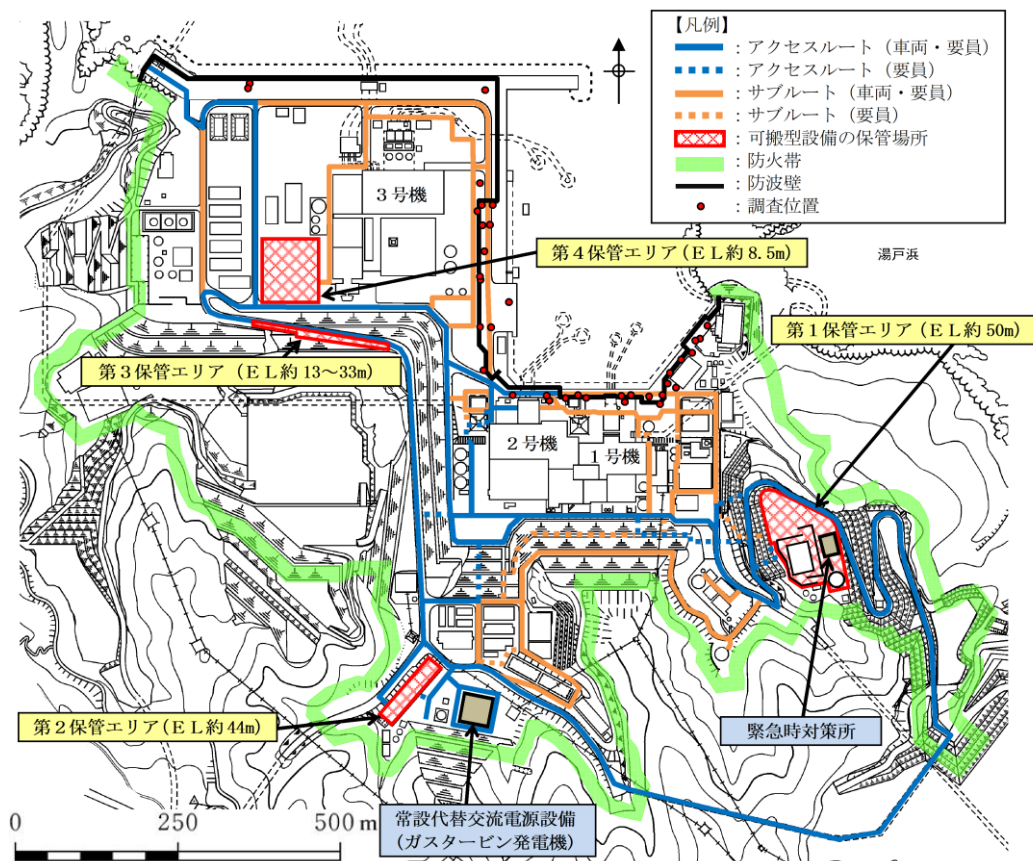


図 3-3 埋戻土（掘削ズリ）の相対密度の調査位置

地層	相対密度 [%]		備考 (調査位置)
	平均	平均- σ	
埋戻土（掘削ズリ）	71.3	54.1	防波壁周辺

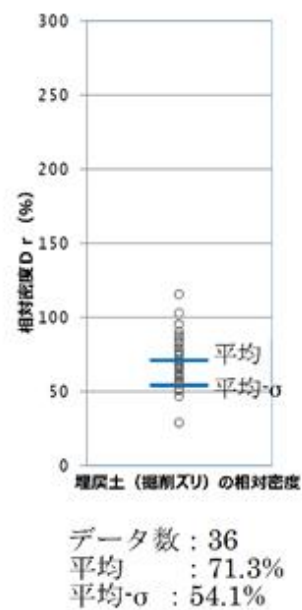


図 3-4 液状化対象層の相対密度の調査結果

b. 液状化による沈下率の設定

Ishihara ほか(1992)の地盤の相対密度に応じた最大せん断ひずみ及び体積ひずみ（沈下率）の関係を図3-5に示す。

Ishihara ほか(1992)の地盤の相対密度に応じた最大せん断ひずみ及び体積ひずみ（沈下率）の関係は砂を対象としているが、保守的に沈下率を設定するため、砂礫についても本関係を用いて評価する。

液状化による沈下率(A)は、液状化後の体積ひずみとし、相対密度の平均値71.3%から沈下率(A)は2.5%となるが、ばらつきを考慮して算出した相対密度54.1%から保守的に沈下率(A)を3.5%とする。

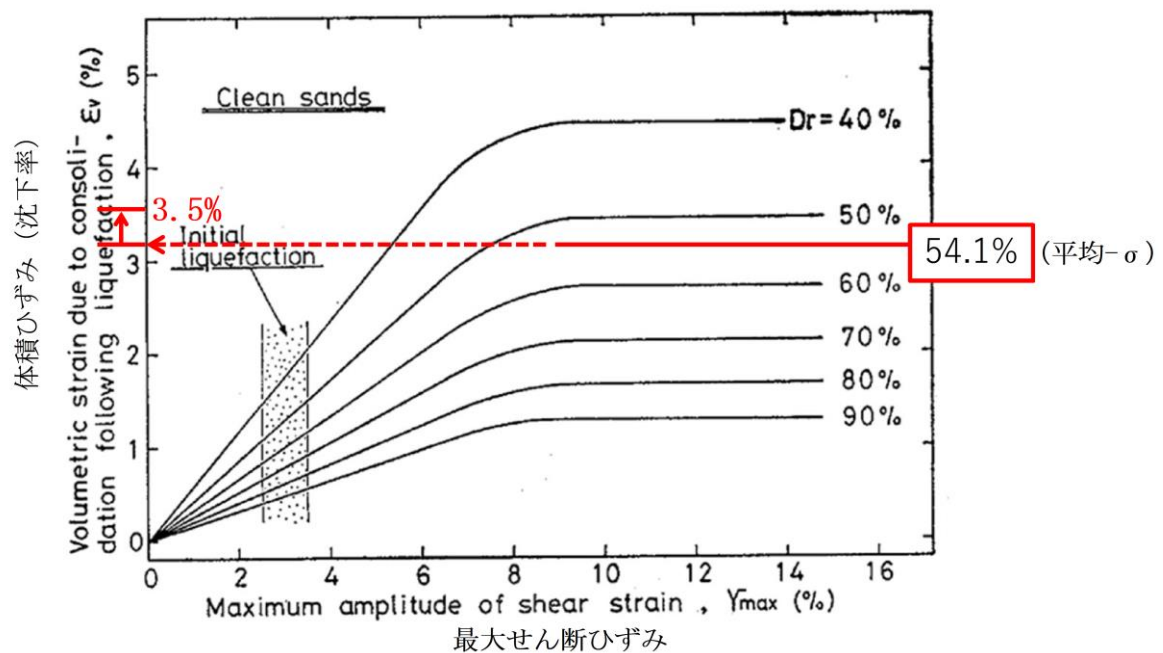


図3-5 Ishihara ほか(1992)の地盤の相対密度に応じた最大せん断ひずみ及び体積ひずみ（沈下率）の関係

3.4 揺すり込みによる沈下量の算定方法

(1) 揺すり込みによる沈下量の検討対象層

揺すり込みによる沈下量の検討対象層は、地下水位以浅の不飽和地盤すべて（埋戻土（掘削ズリ）、埋戻土（粘性土）、砂礫層及び旧表土）とする。なお、埋戻土（粘性土）及び旧表土は、粘性土を含むため液状化しないが、保守的に埋戻土（掘削ズリ）として沈下量を算出する。また、砂礫層は、埋戻土（掘削ズリ）として評価する。

(2) 揺すり込みによる沈下率

揺すり込み沈下量は、海野ら（2006）の知見を採用し、保守的に飽和地盤が完全に液状化した後の再圧密による体積収縮量と等しいと仮定して沈下率を設定し、これに揺すり込みによる沈下量の検討対象層の厚さを乗じて算出する。揺すり込みによる沈下量の算定方法を図 3-6 に示す。

したがって、揺すり込みによる沈下率（B）は液状化による沈下率の設定と同様に 3.5%とする。

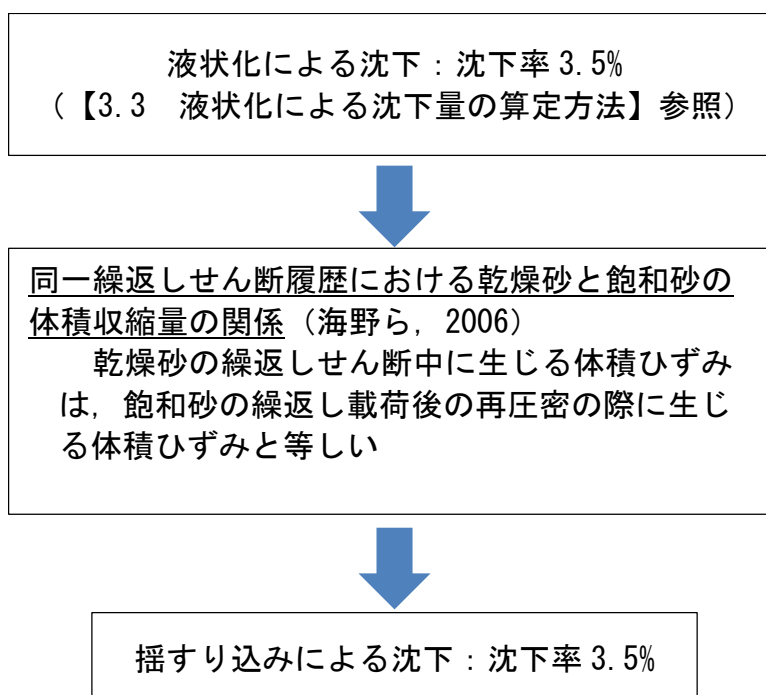


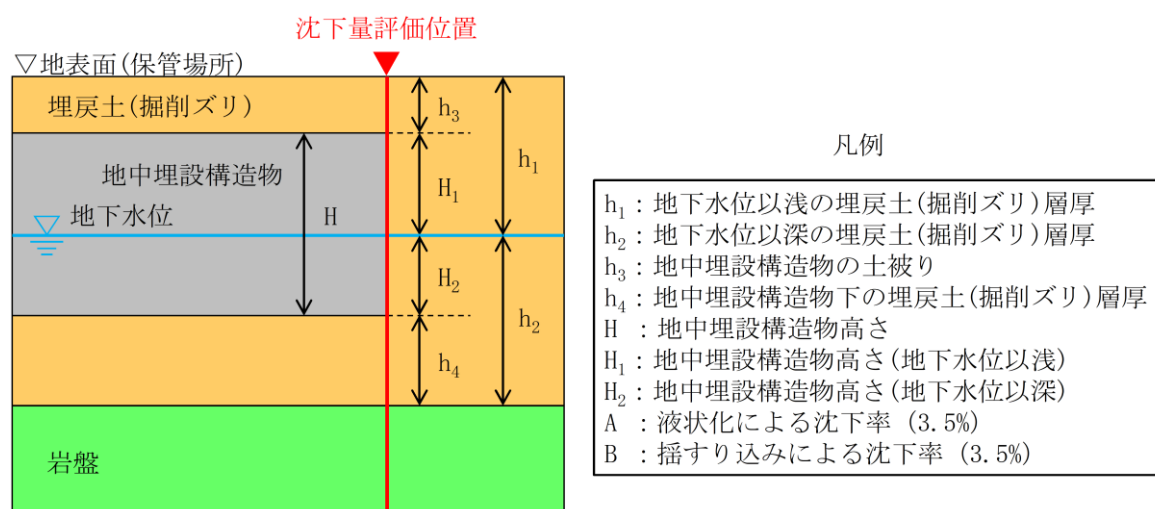
図 3-6 埋戻土（掘削ズリ）の揺すり込みによる沈下量の算定方法

3.5 不等沈下量及び傾斜量の算定方法

(1) 不等沈下量の算定方法

不等沈下量については、地中埋設構造物と埋戻土との境界部に生ずる段差量を評価する。不等沈下量の算定方法を図3-7に示す。

沈下量評価位置においては、図3-7に示すとおり、地中埋設構造物と埋戻土との境界部に生ずる不等沈下量は、地下水位の高低によらず、地中埋設構造物高さ×3.5%で表される。



$$\text{地盤の沈下量 } \delta_1 : \delta_1 = h_1 \cdot B + h_2 \cdot A = h_1 \cdot 3.5\% + h_2 \cdot 3.5\% = (h_1 + h_2) \cdot 3.5\%$$

$$\text{地中埋設構造物上部の沈下量 } \delta_2 : \delta_2 = h_3 \cdot B = h_3 \cdot 3.5\% = (h_1 - H_1) \cdot 3.5\%$$

$$\text{地中埋設構造物下部の沈下量 } \delta_3 : \delta_3 = h_4 \cdot A = h_4 \cdot 3.5\% = (h_2 - H_2) \cdot 3.5\%$$

地中埋設構造物位置での相対沈下量 δ :

$$\delta = \delta_1 - \delta_2 - \delta_3 = (h_1 + h_2) \cdot 3.5\% - (h_1 - H_1) \cdot 3.5\% - (h_2 - H_2) \cdot 3.5\%$$

$$= (H_1 + H_2) \cdot 3.5\%$$

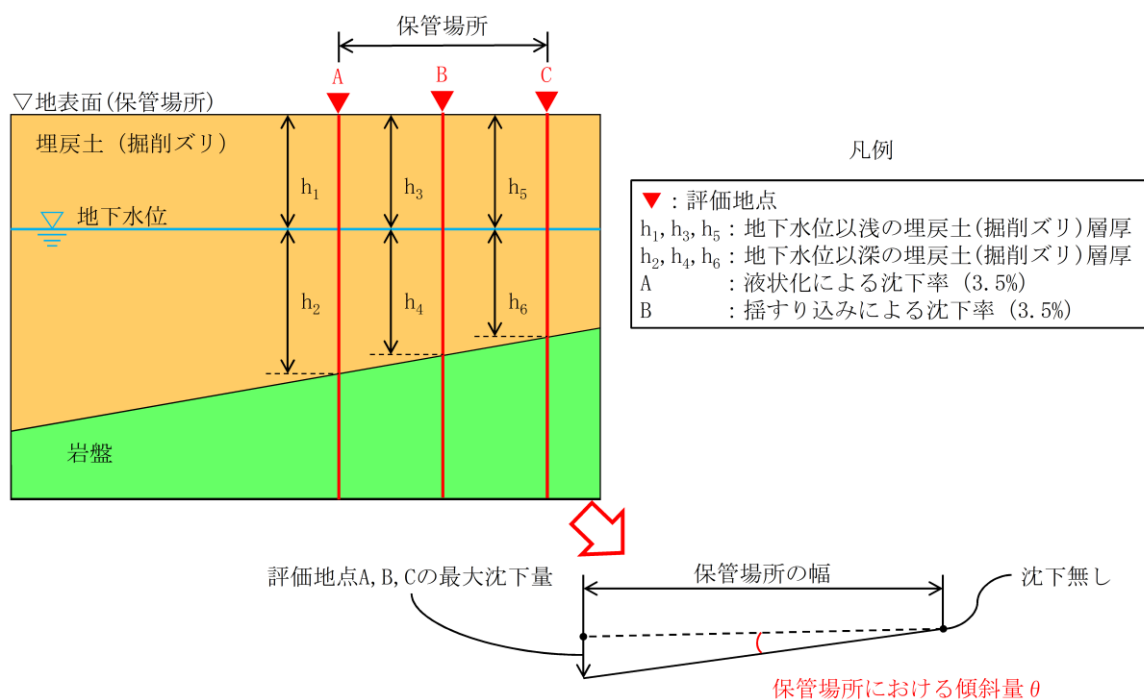
$$= H \cdot 3.5\%$$

図3-7 地中埋設構造物位置における不等沈下量の算定方法

(2) 傾斜量の算定方法

傾斜量の算定については、各評価地点（中央部及び両端部）における沈下量に基づき算定する。保管場所における傾斜量の算定方法を図 3-8 に示す。

傾斜量の算定にあたっては、地層の分布及び傾きの不確かさを考慮するため、各評価地点で算定した沈下量の最大値を保管場所の幅で除することで、保守的な傾斜量を算定する。



評価地点 A の沈下量 δ_A : $\delta_A = h_1 \cdot B + h_2 \cdot A = h_1 \cdot 3.5\% + h_2 \cdot 3.5\% = (h_1 + h_2) \cdot 3.5\%$

評価地点 B の沈下量 δ_B : $\delta_B = h_3 \cdot B + h_4 \cdot A = h_3 \cdot 3.5\% + h_4 \cdot 3.5\% = (h_3 + h_4) \cdot 3.5\%$

評価地点 C の沈下量 δ_C : $\delta_C = h_5 \cdot B + h_6 \cdot A = h_5 \cdot 3.5\% + h_6 \cdot 3.5\% = (h_5 + h_6) \cdot 3.5\%$

↓

保管場所の傾斜量 θ :

$\theta = (\delta_A, \delta_B, \delta_C \text{ の最大値}) \div \text{保管場所の幅}$

図 3-8 保管場所における傾斜量の算定方法

4. 保管場所における液状化及び揺すり込みによる不等沈下・傾斜、液状化に伴う浮き上がりによる影響評価について

4.1 概要

可搬型設備の保管場所に**おける**液状化及び揺すり込みによる不等沈下・傾斜、液状化に伴う浮き上がりに対する影響評価を**示す。**

4.2 液状化及び揺すり込みによる不等沈下・傾斜

(1) 評価方法

保管場所への影響評価では、液状化及び揺すり込みによる沈下量及び傾斜量を算定し、評価基準内に収まることを確認する。

保管エリアの位置図を図4-1に、保管エリア内の可搬型設備の配置図を図4-2に示す。なお、可搬型設備（一部の α 及び予備）については、重大事故等対応において作業成立性上期待していないため、保管エリア内の埋戻土上に保管し、作業成立性上期待している可搬型設備やアクセスルートに対して十分な離隔距離を確保する。

第1保管エリアの可搬型設備は、切土地盤（岩盤）上に配置するが、保管エリアから屋外のアクセスルート（車両・要員）の動線の一部に埋戻土が存在することから、影響評価を実施する。

第2保管エリアの可搬型設備は、盛土地盤に支持された輪谷貯水槽（西1/西2）の上に配置することから、影響評価を実施する。

第3保管エリアの可搬型設備は、すべて切土地盤（岩盤）上に保管することから、評価対象から除く。

第4保管エリアの可搬型設備**（予備を除く。）**は、切土地盤（岩盤）上に配置する。なお、可搬型設備は埋戻土上を避けて岩盤及びコンクリート置換部を走行することから、評価対象から除く。

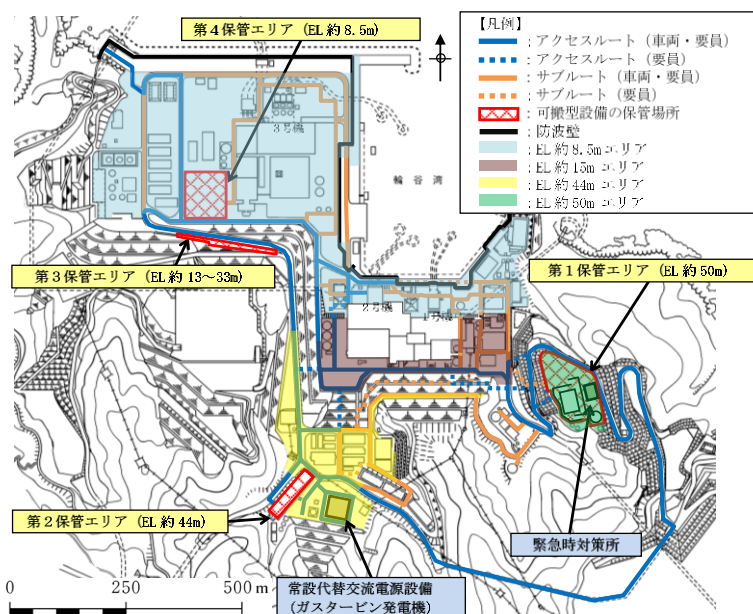
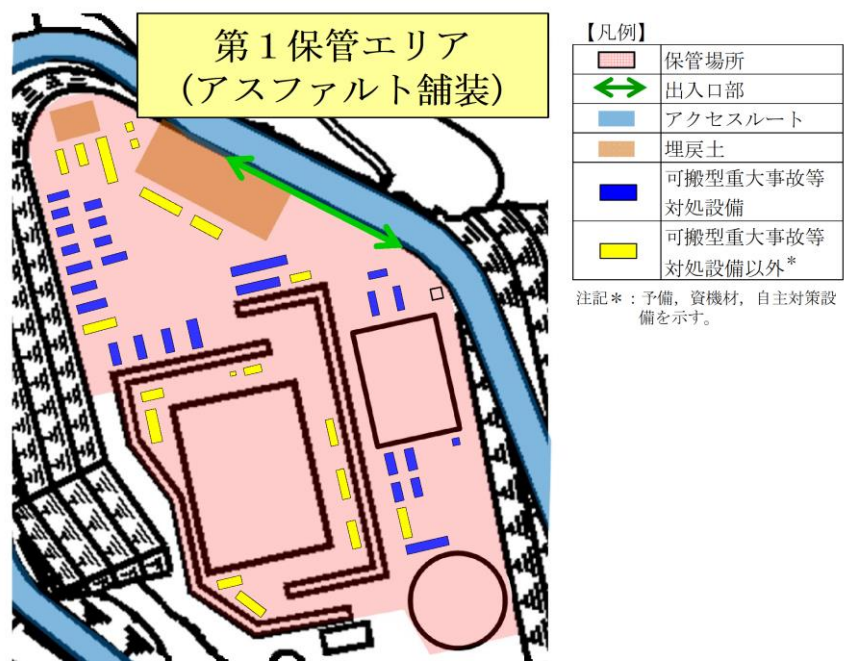
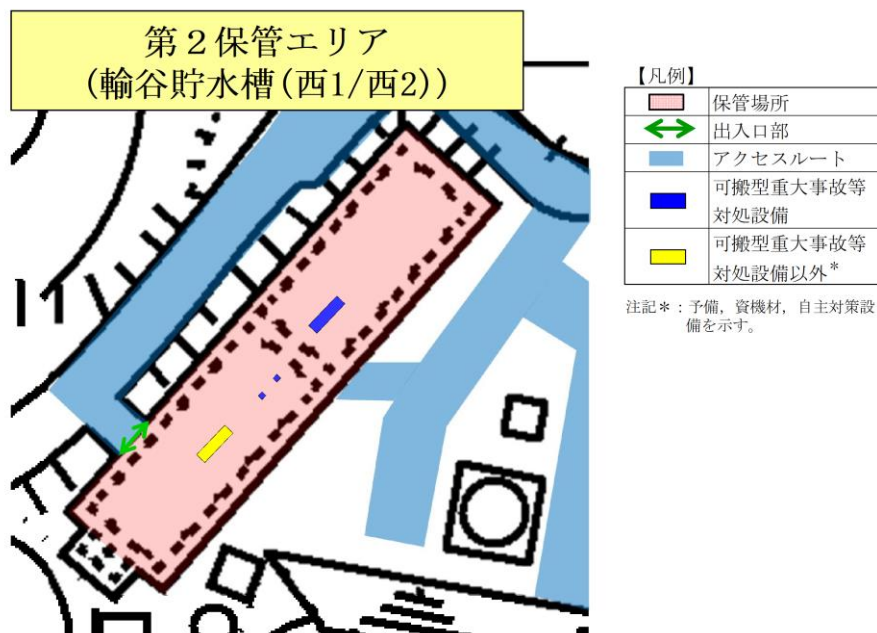


図4-1 保管エリア位置図



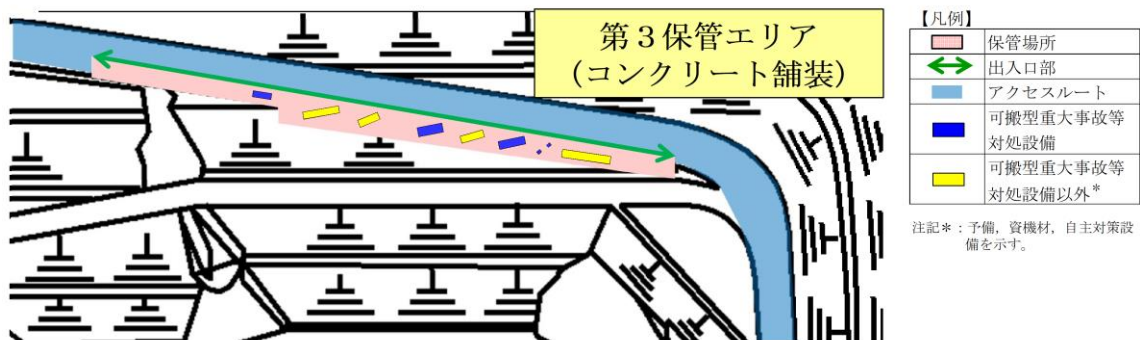
第1 保管エリア

図 4-2 (1) 各保管エリア内の可搬型設備の配置図



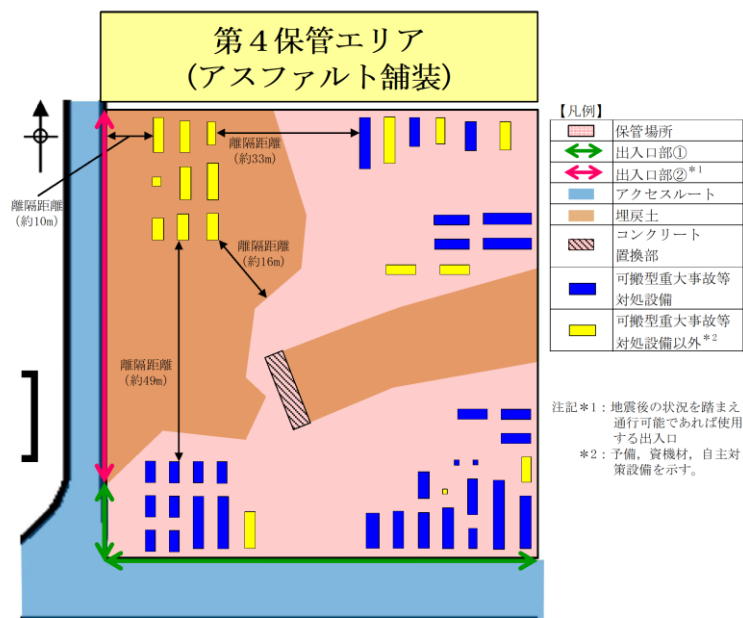
第2 保管エリア

図 4-2 (2) 各保管エリア内の可搬型設備の配置図



第3保管エリア

図 4-2 (3) 各保管エリア内の可搬型設備の配置図



第4保管エリア

図 4-2 (4) 各保管エリア内の可搬型設備の配置図

a. 不等沈下に対する影響評価方法

不等沈下に対する影響評価では、「3. 液状化及び揺すり込みによる沈下量及び傾斜の算定方法について」に示すとおり、第1保管エリアの切土地盤（岩盤）及び第2保管エリアの構造物（輪谷貯水槽（西1／西2））と埋戻土の境界部に生ずる相対沈下量を算定する。

b. 傾斜に対する影響評価方法

傾斜に対する影響評価では、「3. 液状化及び揺すり込みによる沈下量及び傾斜の算定方法について」に示すとおり、第1保管エリアは、最大沈下量を断面図の岩盤傾斜面の幅で除した傾斜量、第2保管エリアは保管場所の端部及び中央部の評価地点での総沈下量から最大沈下量を保管場所の幅で除した傾斜量により評価する。

c. 液状化による沈下量

液状化による沈下量については、地下水位以深の飽和砂質地盤すべて（埋戻土（掘削ズリ）、埋戻土（粘性土）、砂礫層及び旧表土）を対象層とし、「3. 液状化及び揺すり込みによる沈下量の算定方法について」に示すとおり、対象層厚の3.5%を沈下量として算定する。

d. 揺すり込みによる沈下量

揺すり込みによる沈下量については、地下水位以浅の不飽和地盤すべてを対象層とし、「3. 液状化及び揺すり込みによる沈下量の算定方法について」に示すとおり、対象層厚の3.5%を沈下量として算定する。

e. 地下水位の設定

地下水位については、3次元浸透流解析結果に基づいて設定する。ただし、液状化による沈下量及び揺すり込みによる沈下量の算出においては、ともに層厚の3.5%として算定されるため、地下水位の設定による沈下量への影響はない。

f. 評価基準

評価基準については、可搬型設備が徐行により走行可能な段差量15cm及び登坂可能な勾配15%とする。

段差量は、「地震時の段差被害に対する補修と交通開放の管理・運用方法について」（依藤ら 2007年）によると、段差走行実験より、走行速度5km/hの場合、15cmの段差を通行が可能とされている。また、「8. 屋外アクセスルートの段差緩和対策について」に示すとおり、可搬型設備の段差量15cmの通行性及び段差通行後の健全性の検証結果を踏まえ、段差量は15cmを設定する。

勾配は、「小規模道路の平面線形及び縦断勾配の必要水準に関する基礎的検討」（濱本ら 2012年）によると、車両の登坂能力から検討した縦断勾配の限界値として、積雪時において最も小さく、15%とされている。このことから、登坂可能な勾

配は、15%を設定する。

(2) 評価結果

a. 不等沈下の評価結果

液状化及び揺すり込みによる不等沈下に対する影響評価結果について、保管場所への影響評価結果を表 4-1 に示す。

第 1 保管エリアは、敷地造成による切土地盤（岩盤）からなるが、一部に埋戻土が存在する。岩盤と埋戻土の境界では、図 4-3 のように擦り付ける工夫がなされていることから、許容段差量 15cm を超える局所的な段差は発生せず、通行への影響はない。

第 2 保管エリアは、輪谷貯水槽（西 1/西 2）の上であることから、車両通行の許容段差量 15cm を超える局所的な段差は発生せず、通行への影響はない。

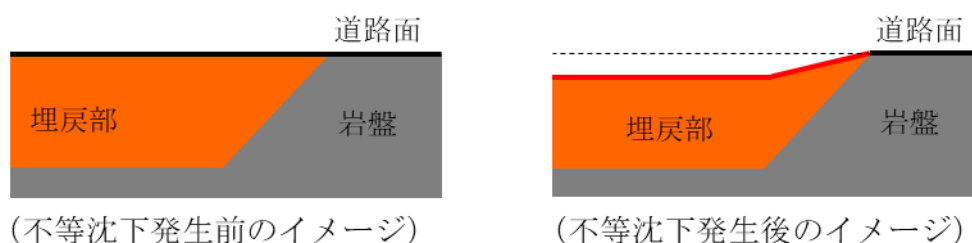


図 4-3 岩盤と埋戻土との境界部の状況（第 1 保管エリア）

表 4-1 沈下に対する影響評価結果

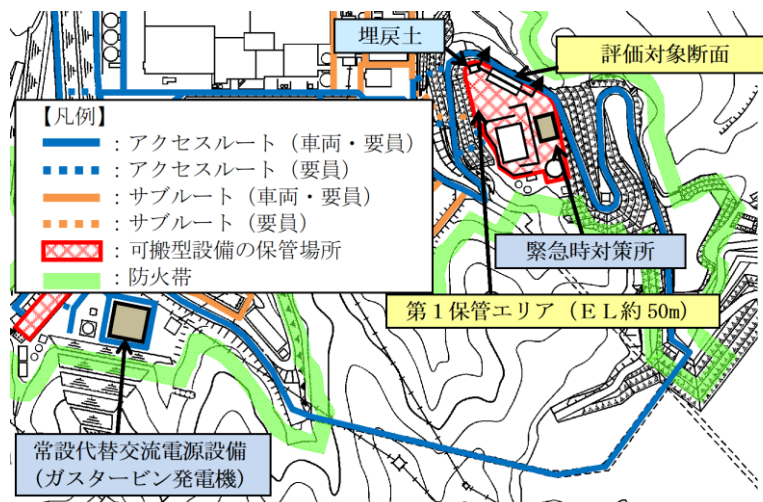
被害要因	評価結果			
	第 1 保管エリア	第 2 保管エリア	第 3 保管エリア	第 4 保管エリア
液状化及び揺すり込みによる不等沈下	問題なし	問題なし	該当なし	該当なし

b. 傾斜の評価結果

液状化及び揺すり込みによる傾斜に対する影響評価結果について、各保管場所の評価を図 4-4 及び図 4-5 に、傾斜量の算定結果を表 4-2 及び表 4-3 に、評価結果を表 4-4 に示す。

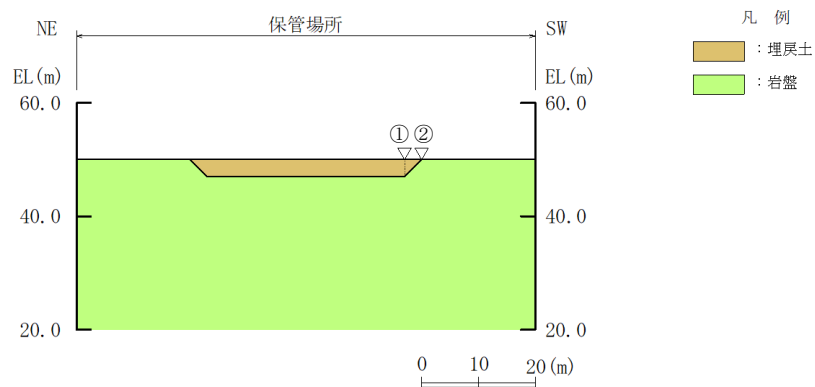
第 1 保管エリアにおける傾斜が発生する箇所として埋戻土が存在することから、広範囲に傾斜が生じる埋戻土を評価地点とする。評価地点のうち、想定される最大の傾斜（最大沈下量/岩盤傾斜面の幅）は 3.5%であることから通行への影響はない。

第 2 保管エリアにおける液状化及び揺すり込みによる傾斜についても、評価地点のうち、想定される最大の傾斜（最大沈下量/保管場所の幅）は 4.1%であることから通行への影響はない。



平面図

▽: 沈下量評価地点

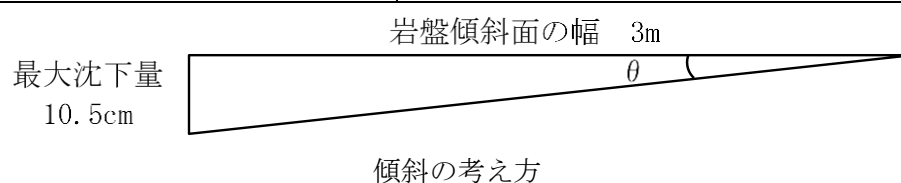


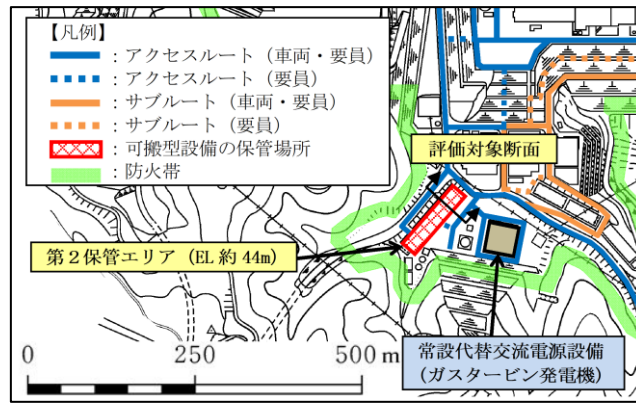
断面図

図 4-4 第1保管エリアの傾斜評価地点

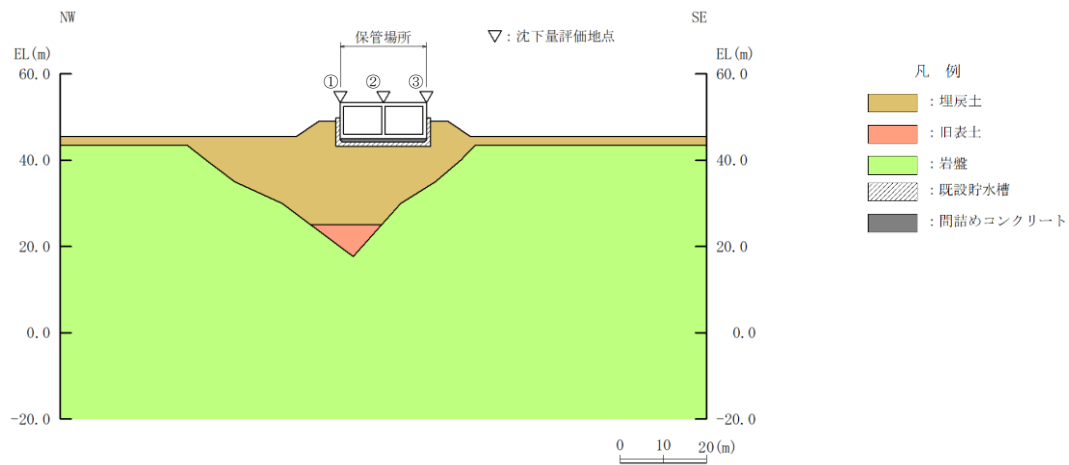
表 4-2 第1保管エリアの傾斜評価結果

沈下対象層	① 北東側		② 南西側	
	対象厚さ (m)	沈下量 (cm)	対象厚さ (m)	沈下量 (cm)
埋戻土	3.0	10.5	0.0	0.0
最大沈下量	10.5cm		0.0cm	
岩盤傾斜面の幅	3.0m			
保管場所の傾斜（θ） （最大沈下量/岩盤傾斜面の幅）	3.5%			





平面図

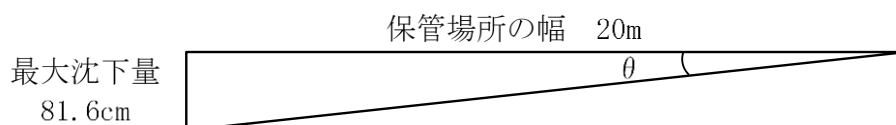


断面図（短辺方向）

図 4-5 第2保管エリアの傾斜評価地点

表 4-3 第2保管エリアの傾斜評価結果

沈下対象層	①北西側		②中央部		③南東側	
	対象厚さ (m)	沈下量 (cm)	対象厚さ (m)	沈下量 (cm)	対象厚さ (m)	沈下量 (cm)
埋戻土	17.7	62.0	17.7	62.0	9.5	33.3
旧表土	5.6	19.6	－	－	－	－
総沈下量	81.6cm		62.0cm		33.3cm	
最大沈下量	81.6cm					
保管場所の幅	20m					
保管場所の傾斜（θ） （最大沈下量/保管場所の幅）	4.1％					



傾斜の考え方

表 4-4 傾斜に対する影響評価結果

被害要因	評価結果			
	第 1 保管エリア	第 2 保管エリア	第 3 保管エリア	第 4 保管エリア
液状化及び揺すり込みによる傾斜	問題なし	問題なし	該当なし	該当なし

4.3 液状化に伴う浮き上がり

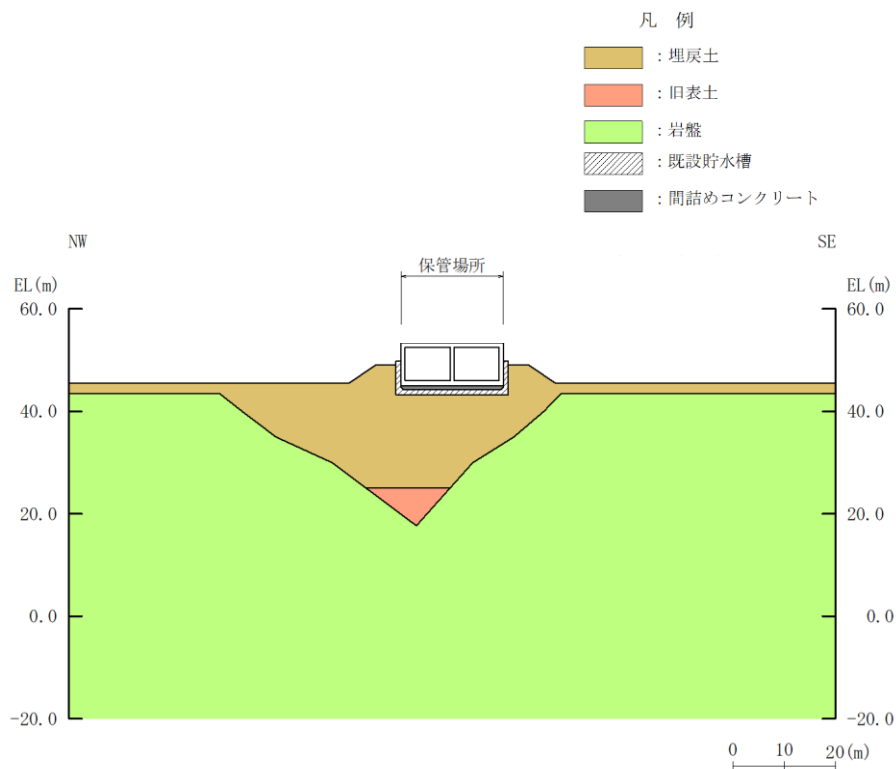
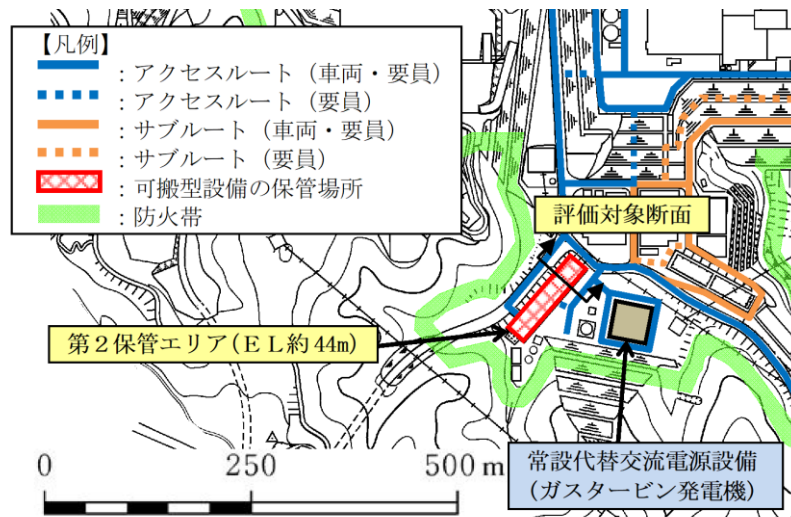
(1) 評価方法

液状化に伴う浮き上がりに対する保管場所への影響を評価する。

図 4-6 に第 2 保管エリアの位置図及び断面図を示す。浮き上がりの評価の対象については、地中埋設構造物である輪谷貯水槽（西 1/西 2）を対象とする。なお、第 1 保管エリア、第 3 保管エリア及び第 4 保管エリアについては、対象となる地中埋設構造物が存在しないことから、液状化に伴う地中埋設構造物の浮き上がりによる影響はない。

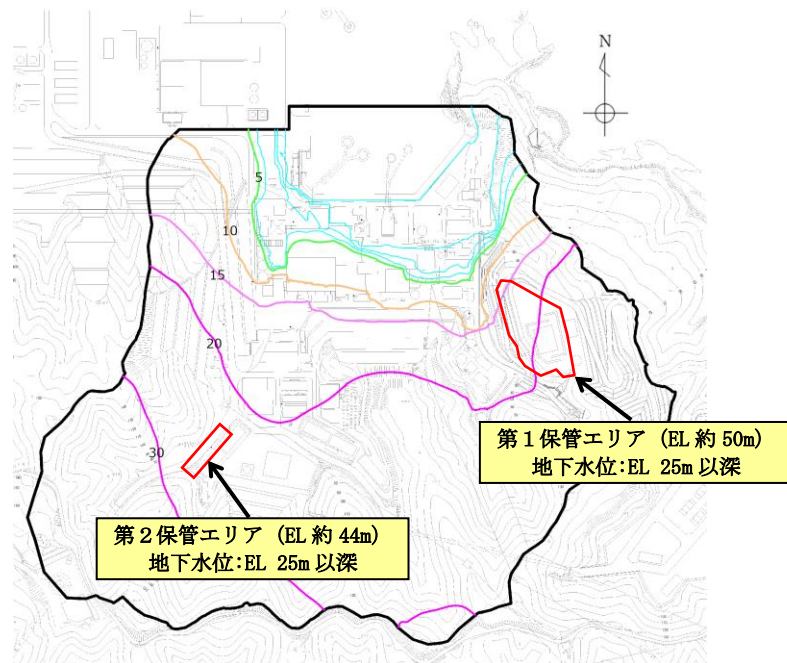
保管場所への影響評価では、「トンネル標準示方書（土木学会 2006）」に基づき、地下水位以深の地中埋設構造物の揚圧力と抵抗力から浮き上がりに対する安全率を算定し、算定した浮き上がり安全率が評価基準以上となることを評価する。評価基準は、浮き上がりに対する安全率が 1.0 とする。

また、影響評価に用いる地下水位については、地下水位低下設備の機能に期待しない条件により実施した 3 次元浸透流解析結果に基づいて設定する。図 4-7 に地下水位分布図を示す。

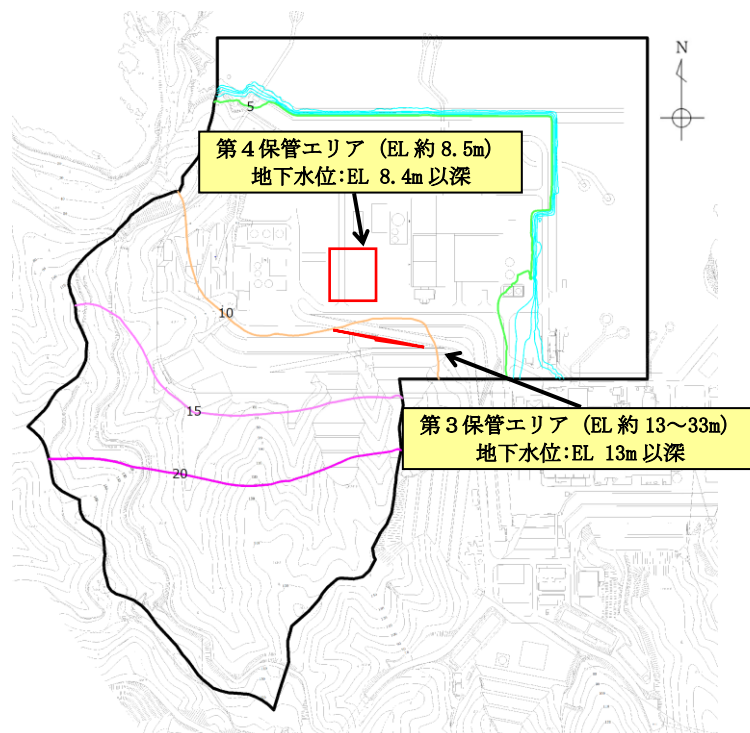


※ 地下水位は輪谷貯水槽（西 1 / 西 2）の下端（EL 43.6m）より十分に低い

図 4-6 保管場所（第 2 保管エリア）の地中埋設構造物
(輪谷貯水槽（西 1 / 西 2）)



1, 2号機エリア



3号機エリア

図 4-7 保管場所の影響評価において参照する地下水位分布

(2) 評価結果

第2保管エリアの液状化に伴う浮き上がりに対する影響評価結果について、保管場所への影響評価結果を表4-5に示す。

評価対象とした地中埋設構造物（輪谷貯水槽（西1／西2））の地下水位が構造物の下端（EL 43.6m）より十分低く、構造物に揚圧力は発生しないことから「問題なし」と評価し、液状化に伴う浮き上がりが保管場所に影響を及ぼさないことを確認した。

表4-5 液状化に伴う浮き上がりに対する影響評価結果

被害要因	評価結果			
	第1保管エリア	第2保管エリア	第3保管エリア	第4保管エリア
液状化に伴う 浮き上がり	該当なし	問題なし	該当なし	該当なし

5. 保管場所における地盤支持力評価について

5.1 概要

可搬型設備の保管場所における地盤支持力評価は、地盤支持力の不足による保管場所への影響を評価する。

5.2 評価方法

保管される可搬型設備の地震時接地圧に対する安全率を算定し、評価基準を上回ることを確認する。

(1) 地震時接地圧の算定

地震時接地圧については、VI-2「耐震性に関する説明書」のうちVI-2-別添 3-2「可搬型重大事故等対処設備の保管エリア等における入力地震動」に基づき、各保管場所の地表面での鉛直最大応答加速度から鉛直震度係数を算定し、常時接地圧に鉛直震度係数を乗じて算定する。

表 5-1 に基準地震動 S_s による各保管場所の鉛直震度係数を示す。

表 5-1 基準地震動 S_s による各保管場所の鉛直震度係数

保管場所	地表面での 鉛直最大応答加速度	鉛直震度係数 (G) *
第 1 保管エリア	707Gal	1.73
第 2 保管エリア	897Gal	1.92
第 3 保管エリア	452Gal	1.47
第 4 保管エリア	485Gal	1.50

注記*：鉛直震度係数 (G) = $1 + (\text{地表面での鉛直最大応答加速度} / \text{重力加速度})$

(2) 常時接地圧の算定

常時接地圧は、総重量が最大となる可搬型設備を選定し、当該可搬型設備の軸重量を用いて、保管場所の舗装及び地盤改良による荷重分散を考慮して地山上の接地圧を算定する。

第1, 3, 4 保管エリアについては、図 5-1 に示す可搬型設備のうち接地圧が最も大きい移動式代替熱交換設備 (42620kg) を代表として、前前軸重量 (7181kg) から舗装による荷重分散を考慮して算定する。

第2 保管エリアについては、盛土上の輪谷貯水槽 (西 1/西 2) の上であることから、大量送水車、中型ホース展開車 (150A)、可搬型ストレーナの合計重量 (21194kg) に輪谷貯水槽 (西 1/西 2) 1 槽分の重量を加え、輪谷貯水槽 (西 1/西 2) 1 槽分の面積による荷重分散を考慮して算定する。

代表とした移動式代替熱交換設備の接地圧 P は、下式に基づき算定する。なお、地山上における輪荷重の載荷面が隣り合う車輪の輪荷重の載荷面と重複する場合は、その重複を考慮する。

$$P = W / 2 / A$$

ここで、

W : 対象車両の軸重量 (kN) (70.4kN)

A : 地山上における輪荷重の載荷面の面積 (m²) (0.058m²)

$$A = (W_1 \cdot W_b)$$

ここで、

W_1 : 地山上における輪荷重の載荷面延長 (m) (0.20m)

W_b : 地山上における輪荷重の載荷面幅 (m) (0.29m)

$$P = 70.4 / 2 / 0.058$$

$$= 606.9 \text{ kN/m}^2$$

$$= 0.61 \text{ N/mm}^2$$

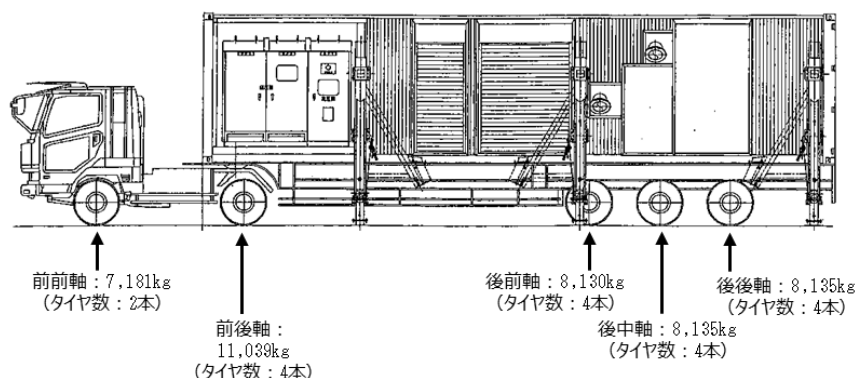


図 5-1 移動式代替熱交換設備の仕様

(3) 地震時接地圧に対する安全率の算定

地震時接地圧に対する安全率は、保管場所の地山部における地盤の種類による地盤支持力を、地震時接地圧で除すことで算出する。地盤支持力は以下のとおり設定する。

- ・第1保管エリアは、 C_L 級～ C_H 級の岩盤に設置されていることから、岩盤部を対象に評価する。岩盤部については、安全側の評価の観点から、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき C_L 級岩盤の地盤支持力 (3.9N/mm^2) を評価基準値に設定する。
- ・第2保管エリアは、盛土上の輪谷貯水槽（西1/西2）の上に設置されることから、図5-2に示す埋戻土の地盤支持力 (1.2N/mm^2) を評価基準値に設定する。
- ・第3保管エリアは、 C_L 級～ C_H 級の岩盤に設置されているが、安全側の評価の観点から、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき C_L 級岩盤の地盤支持力 (3.9N/mm^2) を評価基準値に設定する。
- ・第4保管エリアは、 C_L 級～ C_H 級の岩盤に設置されているが、安全側の評価の観点から、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき C_L 級岩盤の地盤支持力 (3.9N/mm^2) を評価基準値に設定する。

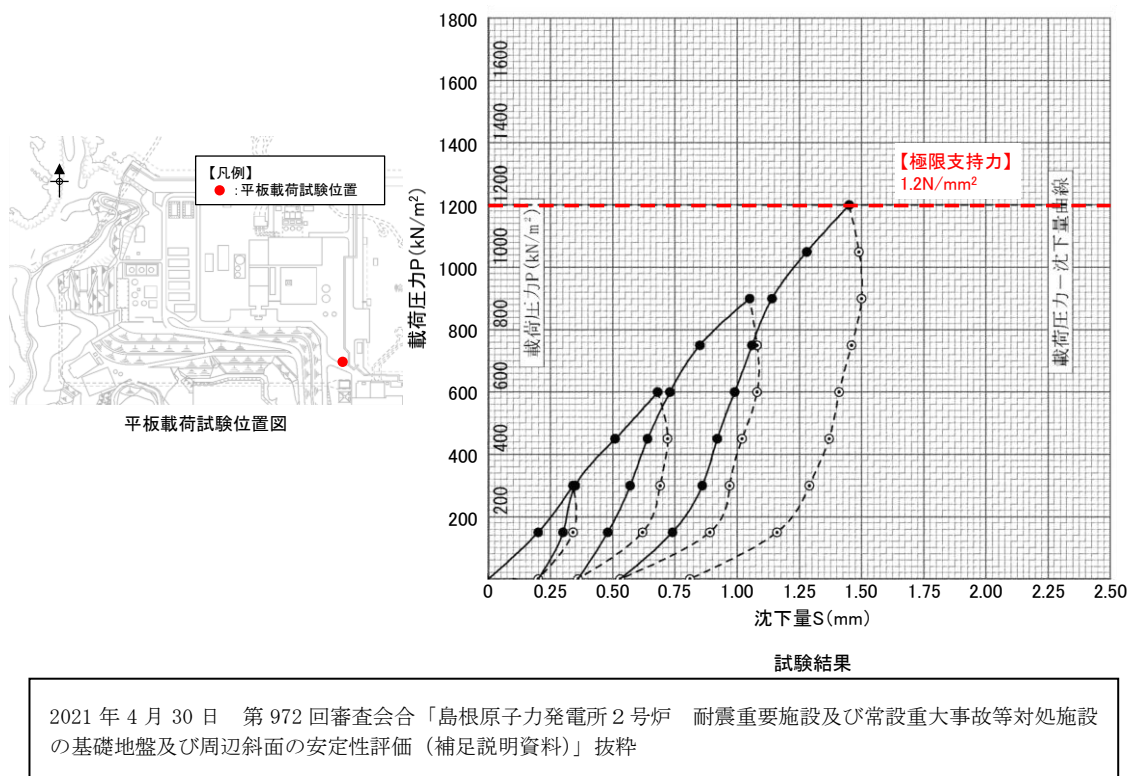


図5-2 平板載荷試験結果（埋戻土）

(4) 評価基準

評価基準は、地震時接地圧による安全率が1.0以上とする。

5.3 評価結果

評価結果を表 5-2 に示す。

いずれも地震時接地圧に対する安全率が評価基準を上回っており、地盤支持力の不足による保管場所への影響はないことを確認した。

表 5-2 地盤支持力に対する影響評価結果

被害要因	保管場所	地震時 接地圧 (N/mm ²)	地盤 支持力 (N/mm ²)	地震時接地圧 に対する 安全率	評価基準
地盤支持力 不足	第 1 保管エリア	1.1	3.9	3.5	1.0
	第 2 保管エリア	0.4	1.2	3.0	
	第 3 保管エリア	0.9	3.9	4.3	
	第 4 保管エリア	0.9	3.9	4.3	

6. 保管場所及び屋外のアクセスルート近傍の障害となり得る構造物と影響評価について

保管場所及びアクセスルート近傍の障害となり得る構造物を抽出し、抽出した構造物に対し保管場所及びアクセスルートへの影響評価を実施した。また、影響評価における建物の倒壊による影響範囲については、過去の地震時の建物被害事例から損傷モードを想定し、設定した。

6.1 保管場所及びアクセスルート近傍の構造物の抽出

現場調査及び図面確認により、保管場所及びアクセスルート近傍の障害となり得る構造物を抽出した。保管場所については、抽出結果を表 6-1 及び表 6-2 に、抽出した構造物の配置を図 6-1～図 6-3 に示す。アクセスルートについては、抽出結果を表 6-3 及び表 6-4 に、抽出した構造物の配置を図 6-4～図 6-8 に示す。

保管場所及びアクセスルートの周辺構造物の現場調査及び図面確認の概要については別紙に示す。

表 6-1 保管場所の周辺構造物（建物）

管理番号	構造物名称	参照図面
1	緊急時対策所	図 6-1
51	50m 盤消火ポンプ室	
52	通信棟	
53	免震重要棟	
33	3 号機サービス建物	図 6-3
34	3 号機出入管理棟	
39	3 号機補機海水系ポンプメンテナンス建物	
43	10 号倉庫	
54	メンテナンス建物（除じん機）	
55	3 号機制御室建物	

表 6-2 保管場所の周辺構造物（建物以外）

管理番号	構造物名称	参照図面
A	通信用無線鉄塔	図 6-1
B	統合原子力防災 NW 用屋外アンテナ	
ii	非常用ろ過水タンク	
jj	A-50m 盤消火タンク	
kk	B-50m 盤消火タンク	
ll	免震重要棟遮蔽壁	
G	輪谷貯水槽（西 1）	図 6-2
H	輪谷貯水槽（西 2）	
M	220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔	
N	220kV 第二島根原子力幹線 No. 2 鉄塔	
z	配管ダクト出入口建物	図 6-3
aa	配管・ケーブル架台	
mm	補助消火水槽（B）	

表 6-3 アクセスルートの周辺構造物（建物）（1/2）

管理番号	構造物名称	参照図面
1	緊急時対策所	図 6-5
2	1 号水ろ過装置室	図 6-5, 図 6-6
3	技術訓練棟 2 号館	
4	管理事務所 1 号館	図 6-5, 図 6-7
5	管理事務所 2 号館	
6	ガスタービン発電機建物	図 6-6
7	協力企業 A 社事務所 1	
8	協力企業 A 社事務所 2	
9	協力企業 A 社事務所 3	
10	協力企業 A 社事務所 4	
11	協力企業 B 社事務所 1	
12	協力企業 B 社事務所 2	
13	協力企業 B 社事務所 3	
14	協力企業 C 社事務所 1	
15	協力企業 D 社売店	
16	合併処理施設機械室	
17	固体廃棄物貯蔵所 B 棟	
18	1 号機原子炉建物	図 6-7
19	1 号機廃棄物処理建物	
20	2 号機原子炉建物	
21	2 号機廃棄物処理建物	
22	2 号機タービン建物	
23	屋内開閉所	
24	44m 盤事務所	
26	西側事務所	
27	北口警備所	
28	2 号機取水コントロール建物	
29	2 号機鉄イオン貯蔵建物	
30	2 号機排気筒モニタ室	
31	地下湧水浄化設備	

表 6-3 アクセスルートの周辺構造物（建物）(2/2)

管理番号	構造物名称	参照図面
32	3 号機原子炉建物	図 6-8
33	3 号機サービス建物	
34	3 号機出入管理棟	
35	放水路モニタ建物	
36	給水設備建物	
37	野外放射線モニタ関係資材倉庫	
38	第 1 危険物倉庫	
39	3 号機補機海水系ポンプメンテナンス建物	
40	7 号倉庫	
41	8 号倉庫	
42	9 号倉庫	
43	10 号倉庫	
44	資材倉庫	
45	新 2 号倉庫	
46	恒常物品保管倉庫	
47	協力企業 A 社倉庫 1	
48	協力企業 A 社倉庫 2	
49	協力企業 A 社倉庫 3	
50	協力企業 C 社事務所 2	





表 6-4 アクセスルートの周辺構造物（建物以外）（1/2）

管理番号	構造物名称	参照図面
A	通信用無線鉄塔	図 6-5
B	統合原子力防災 NW 用屋外アンテナ	
C	除だく槽設備	
D	1 号ろ過水タンク	図 6-5, 図 6-6
E	2 号開閉所遮風壁	図 6-6
F	2 号開閉所防護壁	
G	輪谷貯水槽（西 1）	
H	輪谷貯水槽（西 2）	
I	輪谷貯水槽（東 1）	
J	輪谷貯水槽（東 2）	
K	66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔	
L	66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔	
M	220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔	
N	220kV 第二島根原子力幹線 No. 2 鉄塔	
O	第 2-66kV 開閉所屋外鉄構	
P	ガスタービン発電機用軽油タンク	
Q	ガスタービン発電機用軽油タンク用消火タンク	
R	碍子水洗タンク	
S	協力企業 B 社設備 1	
T	協力企業 B 社設備 2	
U	協力企業 B 社設備 3	
V	協力企業 B 社倉庫 1	
W	協力企業 B 社倉庫 2	
X	宇中系統中継水槽（西山水槽）	図 6-7
Y	雑用水タンク	
Z	2 号機 NGC 液体窒素貯蔵タンク	
a	2 号機 NGC 液体窒素蒸発装置	
b	1 号機復水貯蔵タンク	
e	原子炉建物空気冷却系冷凍機	
f	原子炉建物空気冷却系冷凍機制御盤	
g	1, 2 号機開閉所間電路接続用洞道	
h	低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽	
i	第 1 ベントフィルタ格納槽	

表 6-4 アクセスルートの周辺構造物（建物以外）（2/2）

管理番号	構造物名称	参照図面
j	補助消火水槽	図 6-7
k	B-ディーゼル燃料貯蔵タンク	
l	2号機復水貯蔵タンク	
m	2号機補助復水貯蔵タンク	
n	2号機トーラス水受入タンク	
o	2号機排気筒	
p	ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備	
q	2号機鉄イオン溶解タンク	
r	取水槽除じん機エリア防水壁	
s	取水槽海水ポンプエリア防護対策設備	
t	2号機起動変圧器	
u	2号機所内変圧器	
v	2号機主変圧器	
w	取水槽ガントリクレーン	
x	1号機排気筒	
y	防波壁	図 6-7, 図 6-8
z	配管ダクト出入口建物	図 6-8
aa	配管・ケーブル架台	
bb	訓練用模擬水槽	
cc	非常用ディーゼル発電設備軽油タンク (B)	
dd	500kV 島根原子力幹線 No. 1 鉄塔	図 6-4
ee	500kV 島根原子力幹線 No. 2 鉄塔	
ff	500kV 島根原子力幹線 No. 3 鉄塔	
gg	第二輪谷トンネル	図 6-4, 図 6-6
hh	連絡通路	図 6-5, 図 6-7
ll	免震重要棟遮蔽壁	図 6-5
nn	仮設耐震構台	図 6-7

管理番号	保管場所周辺 構造物名称
1	緊急時対策所
51	50m盤消火ポンプ室
52	通信棟
53	免震重要棟
A	通信用無線鉄塔
B	統合原子力防災NW用屋外アンテナ
ii	非常用ろ過水タンク
jj	A-50m 盤消火タンク
kk	B-50m 盤消火タンク
11	免震重要棟遮蔽壁

【凡例】	
	: アクセスルート (車両・要員)
	: アクセスルート (要員)
	: 可搬型設備の保管場所
	: 対象設備

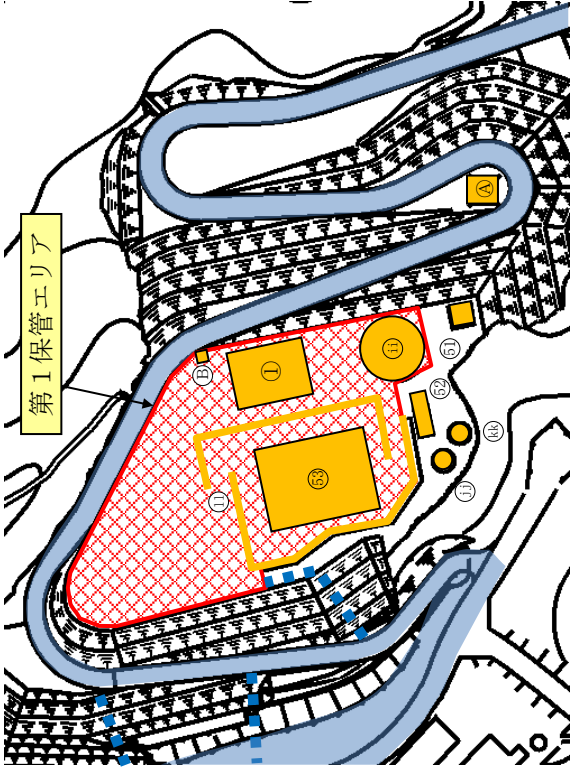


図 6-1 保管場所の周辺構造物 (第1保管エリア)

管理番号	保管場所周辺 構造物名称
G	輪谷貯水槽（西1）
H	輪谷貯水槽（西2）
M	220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔
N	220kV第二島根原子力幹線No.2鉄塔

【凡例】	
	: アクセスルート（車両・要員）
	: アクセスルート（要員）
	: 可搬型設備の保管場所
	: 送電線
	: 対象設備

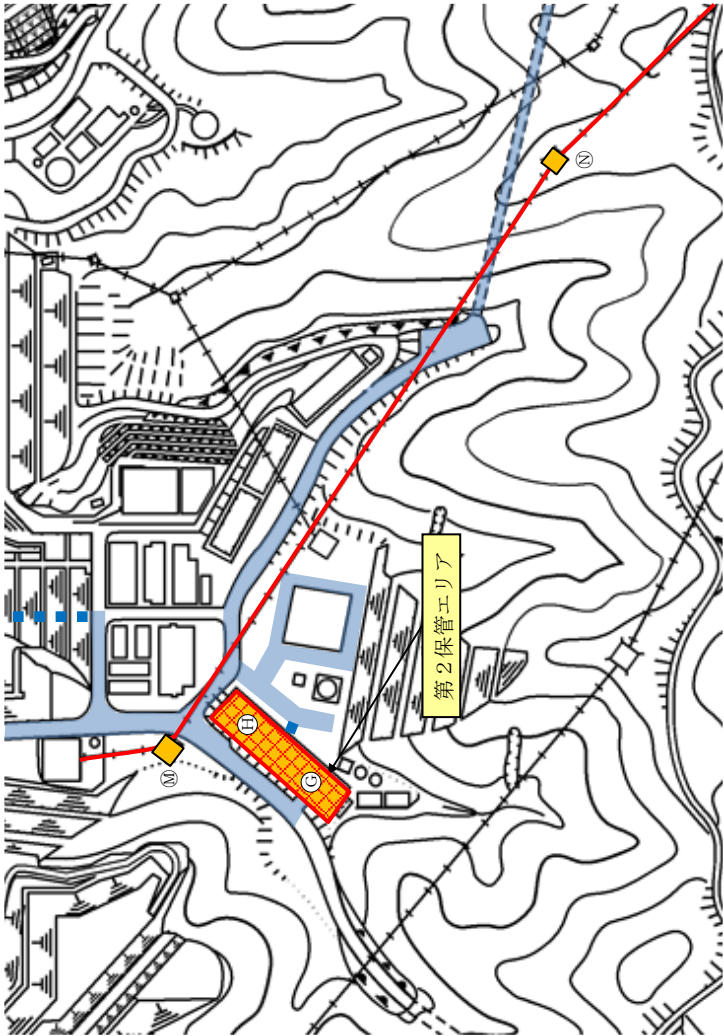





図 6-2 保管場所の周辺構造物（第2保管エリア）

管理番号	保管場所周辺 構造物名称
33	3号機サービス建物
34	3号機出入管理棟
39	3号機補機海水系ポンプメンテナンス 建物
43	10号倉庫
54	メンテナンス建物（除じん機）
55	3号機制御室建物
z	配管ダクト出入口建物
aa	配管・ケーブル架台
mm	補助消火水槽（B）

【凡例】	
	: アクセスルート（車両・要員）
	: 可機型設備の保管場所
	: 対象設備

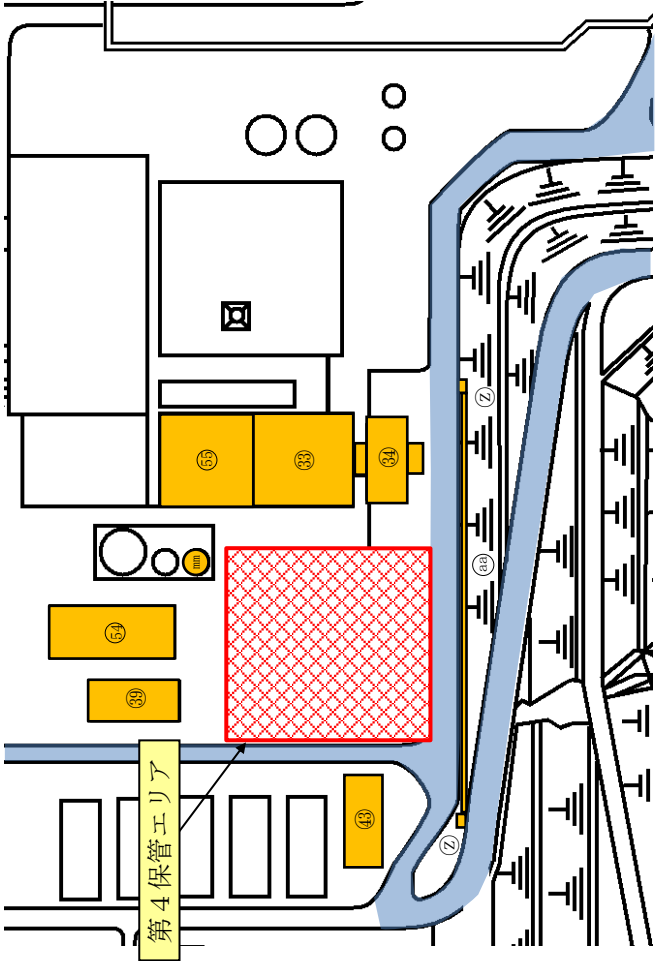


図 6－3 保管場所の周辺構造物（第4保管エリア）

管理番号	アクセスルート周辺 構造物名称
dd	500kV島根原子力幹線No.1鉄塔
ee	500kV島根原子力幹線No.2鉄塔
ff	500kV島根原子力幹線No.3鉄塔
gg	第二輪谷トンネル

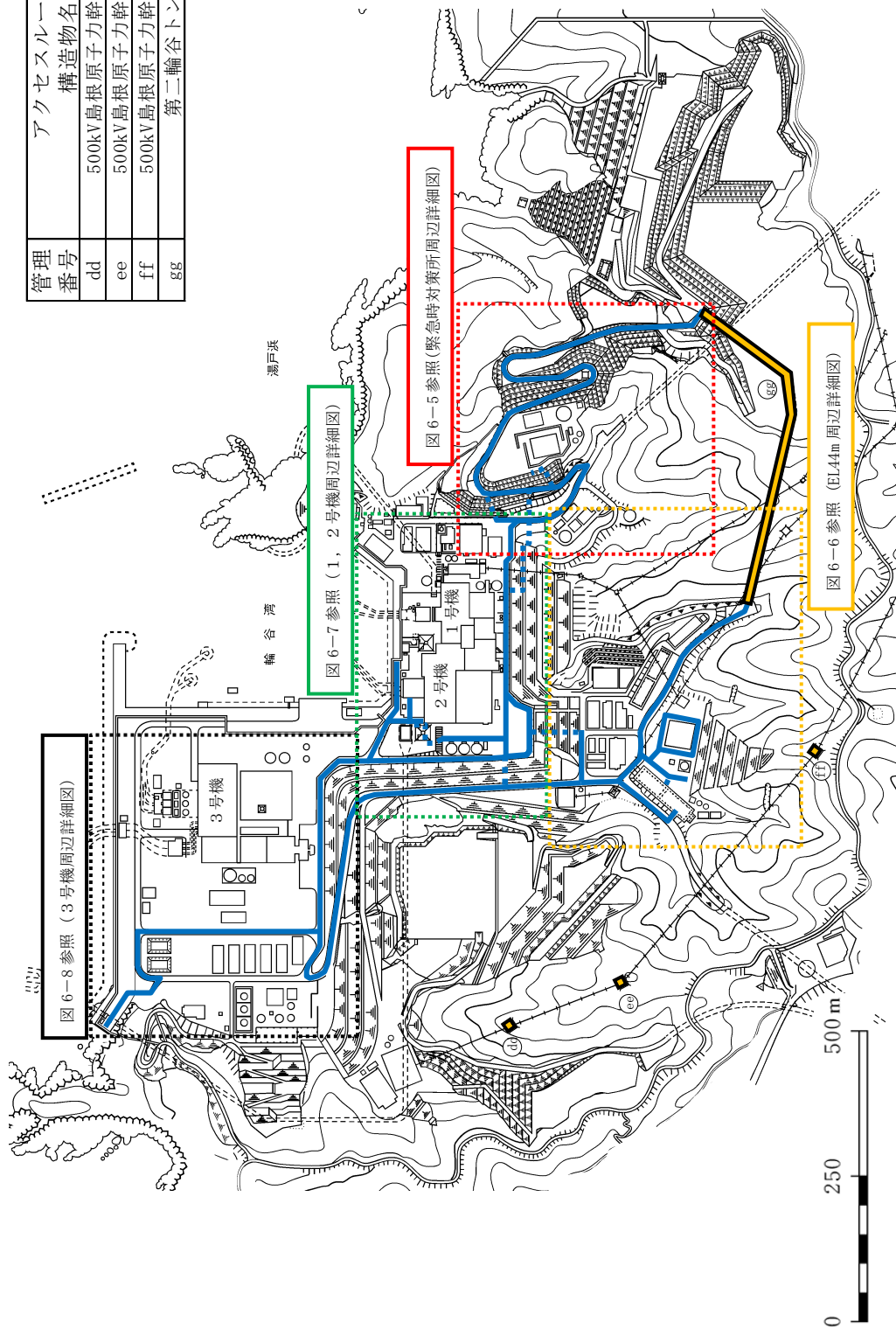


図 6-4 アクセスルートの周辺構造物 (発電所全体図)

管理番号	アクセスルート周辺 構造物名称
1	緊急時対策所
2	1号水ろ過装置室
3	技術訓練棟2号館
4	管理事務所1号館
5	管理事務所2号館
A	通信用無線鉄塔
B	統合原子力防災NW用屋外アンテナ
C	除だく槽設備
D	1号ろ過水タンク
hh	連絡通路
ll	免震重要棟遮蔽壁

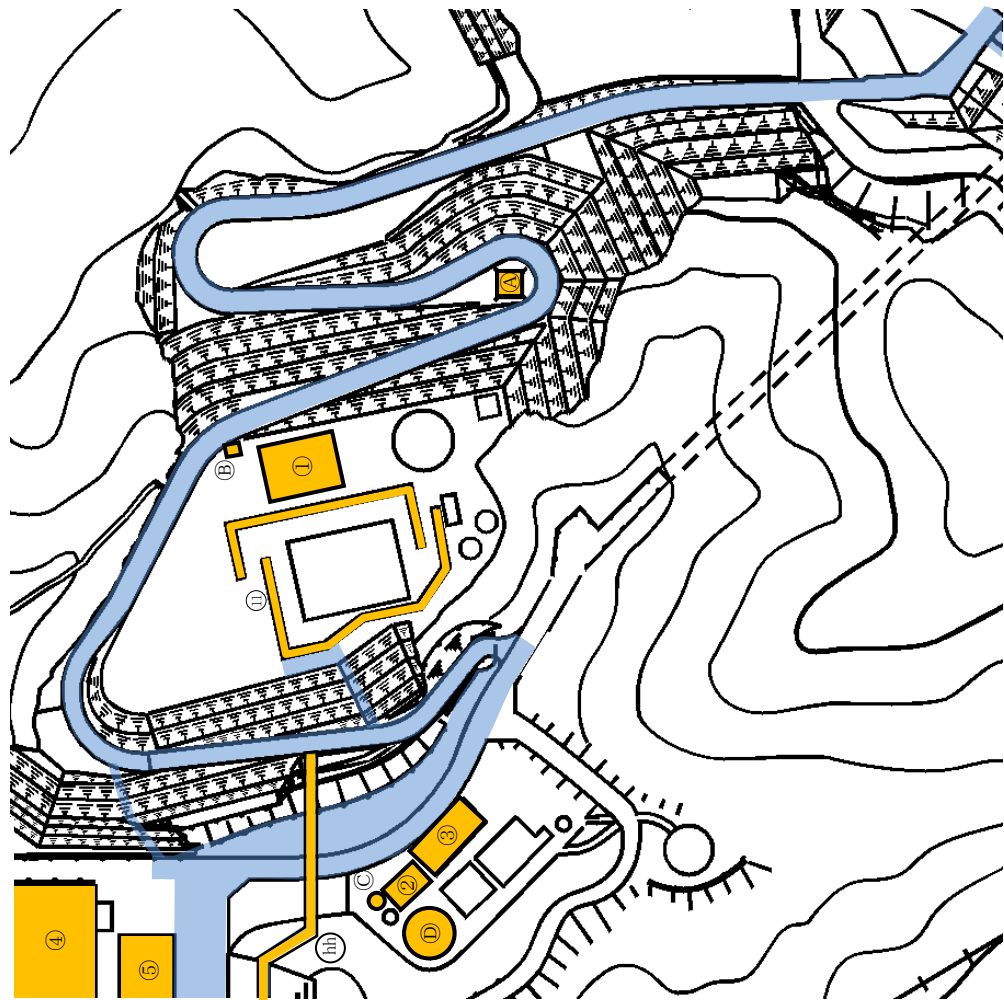


図 6-5 アクセスルートの周辺構造物（緊急時対策所周辺詳細図）

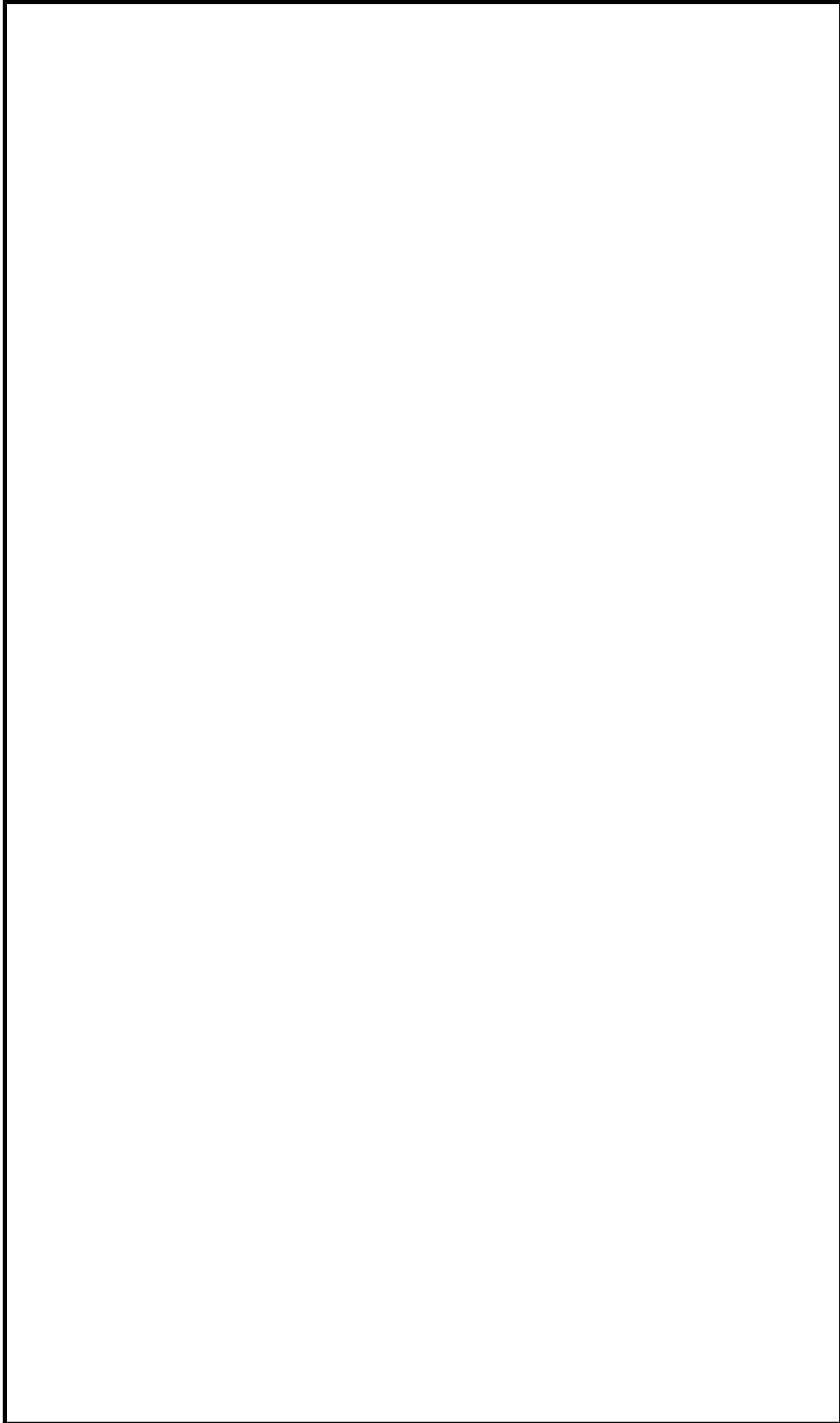


図 6-6 アクセスルートの周辺構造物 (EL44m 周辺詳細図)

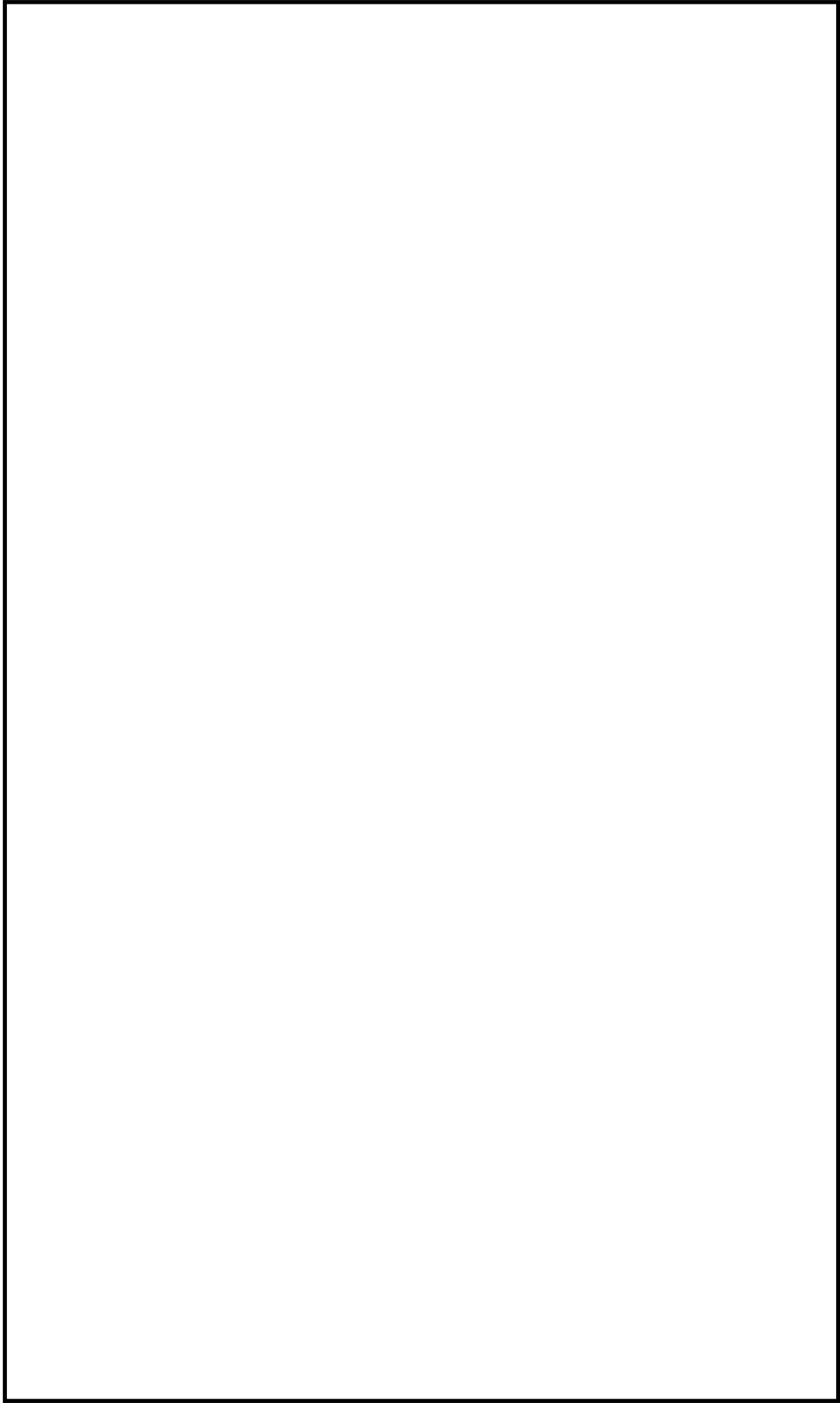


図 6-7 アクセスルートの周辺構造物（1，2 号機周辺詳細図）

管理番号	アクセスルート周辺 構造物名称
32	3号機原子炉建物
33	3号機サービス建物
34	3号機出入管理棟
35	放水路モニタ建物
36	給水設備建物
37	野外放射線モニタ関係資材倉庫
38	第1危険物倉庫
39	3号機補機海水系ポンプメンテナンス 建物
40	7号倉庫
41	8号倉庫
42	9号倉庫
43	10号倉庫
44	資材倉庫
45	新2号倉庫
46	恒常物品保管倉庫
47	協力企業A社倉庫1
48	協力企業A社倉庫2
49	協力企業A社倉庫3
50	協力企業C社事務所2
y	防波壁
z	配管ダクト出入口建物
aa	配管・ケーブル架台
bb	訓練用模擬水槽
cc	非常用ディーゼル発電設備軽油タンク(B)

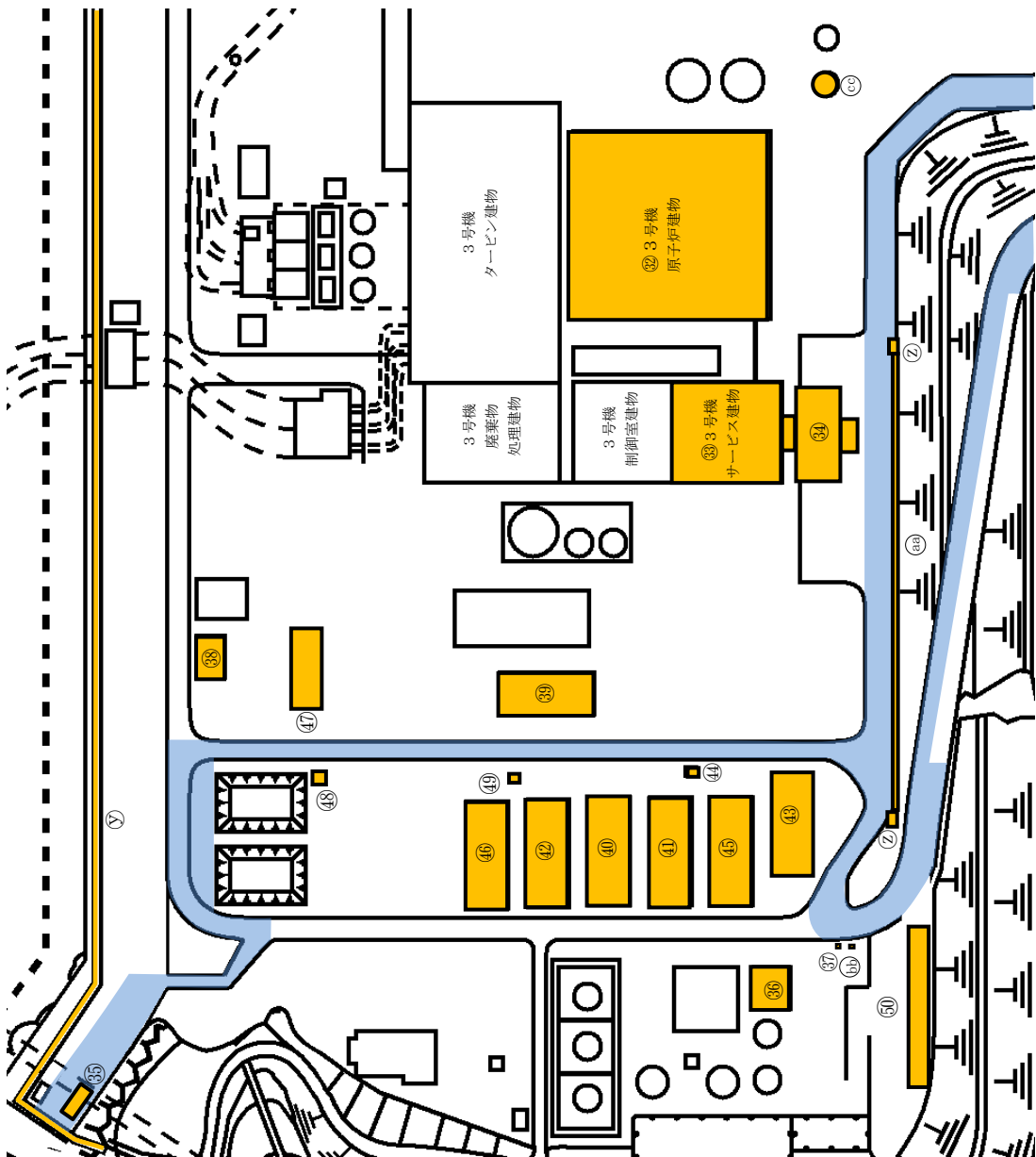


図 6-8 アクセスルートの周辺構造物（3号機周辺詳細図）

6.2 建造物の倒壊による保管場所及びアクセスルートへの影響範囲の評価

(1) 評価方法

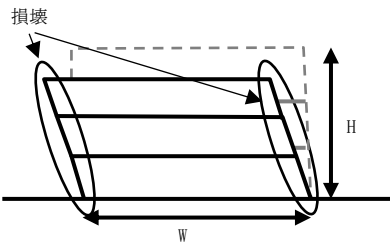
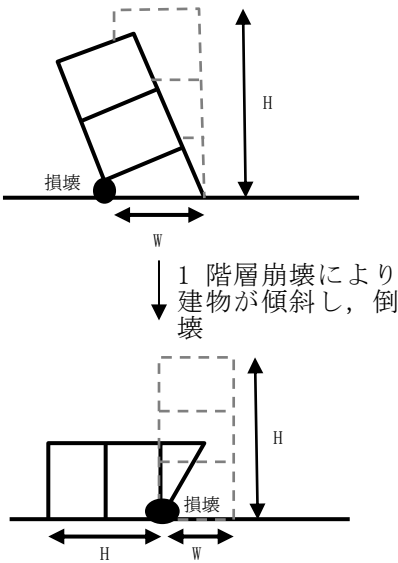
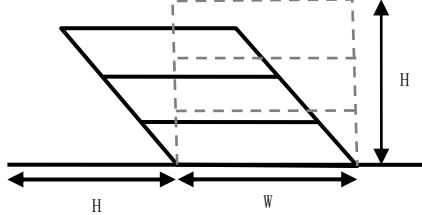
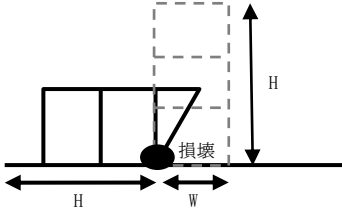
保管場所及びアクセスルート近傍の障害となり得るとして抽出した建造物のうち、Sクラス若しくはSクラス以外で基準地震動 S_s により倒壊に至らないことを確認している建造物以外の建造物については、基準地震動 S_s により保守的に倒壊するものとして保管場所及びアクセスルートへの影響評価を実施した。

ただし、Sクラスの建造物及びSクラス以外で基準地震動 S_s により倒壊に至らないことを確認している建造物については、保管場所及びアクセスルートへの影響を及ぼさない建造物とする。

建造物のうち建物の損壊による影響範囲は、過去の地震時の建物被害事例から建物の損傷モードを想定し評価した。表 6-5 に示すとおり、建物の損傷モードを層崩壊及び転倒崩壊とし、影響範囲は全層崩壊、又は建物の根元から転倒するものとして建物高さ分を設定した。

建物以外の建造物の損壊による影響範囲は、建造物が根元から保管場所及びアクセスルート側に倒壊するものとして設定し評価した。

表 6-5 建物の損傷モード及び倒壊による影響範囲

損傷モード	層崩壊	転倒崩壊
阪神・淡路大震災時の被害の特徴*	<p>○崩壊形状としては、1階層崩壊・中間層崩壊・全層崩壊。</p> <p>○柱の耐力不足・剛性の偏在や層間での急な剛性・耐力の違い・重量偏在が崩壊の主な原因に挙げられる。</p> <p>○1階層崩壊の被害事例はピロティ構造物の被害率が著しく高い。</p> <p>○中間層崩壊は、6～12階建ての建築物に確認されている。</p>	<p>○1階層崩壊後に建築物が大きく傾き転倒に至ったケースが確認されている。</p>
想定される損傷モード	<p>隣接するアクセスルートへの影響範囲が大きくなると想定される全層崩壊を損傷モードに選定した。</p> 	<p>1階層崩壊後に転倒に至る崩壊を想定。</p> 
想定する建物の損壊範囲	<p>全層崩壊は地震時に構造物が受けるエネルギーを各層で配分することから、各層の損傷は小さいため、建物全体の傾斜は過去の被害事例からも小さいが、各層が各層高さ分、アクセスルート側へ大きく傾斜するものとして設定。</p> 	<p>上述の損傷モードに基づき、建物高さH分には到達しないもののHとして設定。</p> 
建物の損壊による影響範囲	<p>H (建物高さ分を設定)</p>	

注記*：「阪神・淡路大震災調査報告 共通編－1 総集編，阪神・淡路大震災調査報告編集委員会」参照

(2) 評価基準

評価基準として、保管場所については、倒壊影響範囲との離隔距離 0.0m 以上を確保できない場合は、倒壊の影響を受けると評価した。なお、保管場所内に施設されている構造物若しくは倒壊影響範囲に保管場所が含まれる構造物については、倒壊影響範囲と可搬型設備との離隔距離 0.0m 以上を確保できない場合は、倒壊の影響を受けると評価した。

アクセスルートについては、可搬型設備の通行及びホース敷設幅を考慮した道路幅員とし可搬型設備のうち最大幅の大型送水ポンプ車の車両幅約 2.5m 及び使用ホース中最大サイズの 300A ホース 1 本敷設の幅約 0.4m を考慮し、3.0m とする。3.0m を確保できない場合は、倒壊の影響を受けると評価した。

また、損壊時にアクセスルートに干渉する全ての構造物について、アクセスルートを挟んだ向かい側にアクセスルートに干渉する構造物の有無、ある場合は必要な幅員が確保可能か確認し、確保できないと想定される場合は損壊の影響を受けると評価した。

評価基準である保管場所若しくは可搬型設備と倒壊影響範囲との離隔距離及び可搬型設備が通行可能な道路幅員の設定方針について、図 6-9 及び図 6-10 に示す。また、図中に示す建物高さは屋上設置設備を含めた高さとした。

構造物と保管場所若しくは可搬型設備の位置関係	
<p>構造物高さ H (m)</p> <p>保管場所 対象距離 L (m)</p> <p>保管場所若しくは 可搬型設備</p>	
$L-H$ が正の値の場合	$L-H$ が負の値の場合
<p>構造物が損壊してもがれきが保管場所に届かないため、通行性に影響なし →判定「A」</p>	<p>構造物が損壊するとがれきが保管場所に干渉するため、倒壊による影響範囲に可搬型設備が含まれないことを確認し、影響なし →判定「B」</p>
【判定】	
<p>「A」：保管場所に影響がない構造物 (耐震性があるため損壊しない、がれきが保管場所に干渉しない、設備の移設等の対策を実施)</p> <p>「B」：保管場所に影響があるが可搬型設備に影響がない構造物 (がれきが保管場所に干渉する、倒壊による影響範囲に可搬型設備を配置しない)</p>	

図 6-9 保管場所若しくは可搬型設備と倒壊影響範囲との離隔距離の設定方針

構造物とアクセスルートの位置関係	
$L-H$ が正の値の場合	$L-H$ が負の値の場合
構造物が損壊してもがれきがアクセスルートに届かないため、通行性に影響なし →判定「A」	構造物が損壊するとがれきがアクセスルートに干渉するため、詳細評価が必要となる
$L+W-H$ が 3m 以上の場合	$L+W-H$ が 3m 未満の場合
がれきがアクセスルートに干渉するが、道幅 3m を確保可能なため、通行性に影響なし →判定「A」	道幅 3m が確保困難なため、がれき撤去、人力によるホース等の敷設、迂回路の通行のいずれかの対応が必要 →判定「B」, 「C」
【判定】	
「A」：通行性に影響がない構造物 （耐震性があるため損壊しない、がれきがルートに干渉しない、がれきがルートに干渉するがルートの必要幅が確保可能、設備の移設等の対策を実施） 「B」：がれき撤去によりアクセスルートを確保する構造物 （車両通行のみの場合はがれき撤去不要な構造物も含む。） 「C」：がれき発生時は迂回路を通行する構造物	

アクセスルート対象距離：L の設定にあたり、全ての構造物の影響範囲を確認（参考資料－1）した上で、アクセスルートに干渉する可能性のある面との距離を算出する。

図 6－10 可搬型設備が通行可能な道路幅員の設定方針

6.3 建造物の倒壊による保管場所及びアクセスルートへの影響評価結果

建造物の倒壊による保管場所及びアクセスルートへの影響評価結果について、保管場所への影響評価結果を表 6-6 及び表 6-7 に、倒壊により影響を与える構築物の位置を図 6-11～図 6-13 に示す。アクセスルートへの影響評価結果を表 6-8 及び表 6-9 に、倒壊により影響を与える構築物の位置を図 6-14～図 6-18 に示す。また、周辺建造物の屋上に設置されている設備によるアクセスルートへの影響評価結果を表 6-10 及び表 6-11 に示す。

なお、屋上に設備が設置されている周辺建造物は、VI-1-1-7-別添 1「可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルート」において選定した保管場所及びアクセスルート周辺に存在しているものの、倒壊により影響を及ぼすおそれのある設備はないことから、島根原子力発電所発電用原子炉設置変更許可申請書（2号発電用原子炉施設の変更）のうち添付資料十「1. 重大事故の発生及び拡大の防止に必要な措置を実施するために必要な技術的能力」の追補 1.1～1.19 に影響を及ぼさないことを確認した。

また、表 6-8 及び表 6-9 において、損壊時にアクセスルートに干渉する建造物（L（アクセスルート対象距離）－H（建造物高さ）の値が負の数の建造物）について、建造物の影響範囲を確認（図 6-14～図 6-18）した上で、確保可能なアクセスルートの幅員が建造物の単独損壊評価よりも狭くなるおそれがある建造物について、損壊時に確保可能なアクセスルートの幅員を確認した。評価結果を表 6-12、詳細確認結果を図 6-19 及び図 6-20 に示す。

表 6-6 建物の損傷モード及び倒壊による影響範囲における保管場所への影響評価結果（建物）

参照 図面	管理 番号	保管場所周辺構造物	構造物諸元					評価方法	影響評価	
			耐震 クラス	建物 構造	階数 n	高さ (m) H	保管場所 対象距離 (m) L		判定値： L-H 正の数： 干渉なし	判定
図 6-11	1	緊急時対策所	C(Ss)	RC 造	—	—	—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	A
	51	50m 盤消火ポンプ室	—	RC 造	1	4.50	8.30	損壊による影響範囲を H として評価	3.80	A
	52	通信棟	—	RC 造	1	4.90	4.90	損壊による影響範囲を H として評価	0	A
	53	免震重要棟	—	SRC 造 S 造	—	—	—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	A
図 6-13	33	3 号機サービズ建物	—	RC 造 S 造	4	19.52	20.00	損壊による影響範囲を H として評価	0.48	A
	34	3 号機出入管理棟	—	RC 造 S 造	1	5.83	23.30	損壊による影響範囲を H として評価	17.47	A
	39	3 号機補機海水系ポンプメンテナンス建 物	—	S 造	1	16.87	26.50	損壊による影響範囲を H として評価	9.63	A
	43	10 号倉庫	—	S 造	1	11.99	15.99	損壊による影響範囲を H として評価	4.00	A
	54	メンテナンス建物（除じん機）	—	S 造	1	17.30	26.60	損壊による影響範囲を H として評価	9.30	A
	55	3 号機制御室建物	—	RC 造 SRC 造 S 造	4	14.71	20.00	損壊による影響範囲を H として評価	5.29	A

【判定】 □：「A」 保管場所に影響がない構造物（耐震性があるため損壊しない，がれきが保管場所に干渉しない，設備の移設等の対策を実施）

■：「B」 保管場所に影響があるが可搬型設備に影響がない構造物（がれきが保管場所に干渉する，倒壊による影響範囲に可搬型設備を配置しない）

表 6-7 構造物の損傷モード及び倒壊による影響範囲における保管場所への影響評価結果（建物以外）

参照 図面	管理 番号	保管場所周辺構造物	構造物諸元			評価方法	影響評価	
			耐震 クラス	高さ (m) H	保管場所 対象距離 (m) L		判定値： L-H 正の数： 干渉なし	判定
図 6-11	A	通信用無線鉄塔	—	—	—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	A
	B	統合原子力防災 NW 用屋外アンテナ	— (Ss)	—	—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	A
	ii	非常用ろ過水タンク	—	—	—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	A
	jj	A-50m 盤消火タンク	—	6.69	7.80	損壊による影響範囲を H として評価	1.11	A
	kk	B-50m 盤消火タンク	—	6.69	14.00	損壊による影響範囲を H として評価	7.31	A
	ll	免震重要棟遮蔽壁	—	—	—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	A
図 6-12	G	輪谷貯水槽 (西 1)	—	—	—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	A
	H	輪谷貯水槽 (西 2)	—	—	—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	A
	M	220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔	—	—	—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	A
	N	220kV 第二島根原子力幹線 No. 2 鉄塔	—	—	—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	A
	z	配管ダクト出入口建物	—	3.75	35.40	損壊による影響範囲を H として評価	31.65	A
	aa	配管・ケーブル架台	—	2.85	18.00	損壊による影響範囲を H として評価	15.15	A
図 6-13	mm	補助消火水槽 (B)	—	5.90	9.00	損壊による影響範囲を H として評価	3.10	A

【判定】 ☐ : 「A」 保管場所に影響がない構造物（耐震性があるため損壊しない、 がれきが保管場所に干渉しない、 設備の移設等の対策を実施）

☐ : 「B」 保管場所に影響があるが可搬型設備に影響がない構造物（ がれきが保管場所に干渉する、 倒壊による影響範囲に可搬型設備を配置しない）

表 6-8 建物の損傷モード及び倒壊による影響範囲におけるアクセスルートへの影響評価結果 (建物) (1/3)

参照 図面	管理 番号	アクセスルート周辺構造物	構造物諸元				アクセスルート 幅 (m) W	評価方法	影響評価		
			耐震 クラス	建物 構造	階数 n	高さ (m) H	アクセスルート 対象距離 (m) L		判定値： L-H 正の数； 干渉なし	判定値： L+W-H 3m 以上； 影響なし	判定
図 6-15 図 6-16 図 6-15 図 6-17	1	緊急時対策所	C (Ss)	RC 造	—	—	—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	—	A
	2	1号水ろ過装置室	—	S 造	1	4.80	13.80	損壊による影響範囲を H として評価	9.00	27.80	A
	3	技術訓練棟 2 号館	—	S 造	2	8.00	5.20	損壊による影響範囲を H として評価	-2.80	16.00	A
	4	管理事務所 1 号館	—	SRC 造	6	24.90	29.41	損壊による影響範囲を H として評価	4.51	16.76	A
	5	管理事務所 2 号館	—	RC 造 S 造	5	18.80	6.90	損壊による影響範囲を H として評価	-11.90	4.00	A
図 6-16	6	ガスタービン発電機建物	— (Ss)	RC 造 SRC 造 S 造	—	—	—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	—	A
	7	協力企業 A 社事務所 1	—	S 造	1	4.21	3.00 (北側) 13.00 (西側)	損壊による影響範囲を H として評価	-1.21 (北側) 8.79 (西側)	6.19 (北側) 18.59 (西側)	A
	8	協力企業 A 社事務所 2	—	S 造	1	6.88	5.40	損壊による影響範囲を H として評価	-1.48	5.92	A
	9	協力企業 A 社事務所 3	—	S 造	3	8.78	18.00	損壊による影響範囲を H として評価	9.22	19.02	A
	10	協力企業 A 社事務所 4	—	S 造	3	11.65	27.70	損壊による影響範囲を H として評価	16.05	25.85	A
	11	協力企業 B 社事務所 1	—	S 造	1	3.70	2.40	損壊による影響範囲を H として評価	-1.30	8.50	A
	12	協力企業 B 社事務所 2	—	RC 造 S 造	3	12.16	8.00	損壊による影響範囲を H として評価	-4.16	5.84	A
	13	協力企業 B 社事務所 3	—	S 造	2	8.55	35.00	損壊による影響範囲を H として評価	26.45	34.53	A
	14	協力企業 C 社事務所 1	—	S 造	3	12.49	15.92	損壊による影響範囲を H として評価	3.43	18.81	A
	15	協力企業 D 社売店	—	S 造	1	4.00	2.00	損壊による影響範囲を H として評価	-2.00	7.80	A
	16	合併処理施設機械室	—	RC 造	1	3.40	12.00	損壊による影響範囲を H として評価	8.60	18.40	A
	17	固体廃棄物貯蔵所 B 棟	B	RC 造	2	10.00	13.90	損壊による影響範囲を H として評価	3.90	13.70	A

【判定】 : 「A」 通行性に影響がない構造物 (耐震性があるため損壊しない、 がれきがルートに干渉しない、 がれきがルートに干渉するがルートの必要幅が確保可能、
設備の移設等の対策を実施)

 : 「B」 がれき撤去によりアクセスルートを確認する構造物 (車両通行のみの場合はがれき撤去不要な構造物も含む。)

 : 「C」 がれき発生時は迂回路を通行する構造物

表 6-8 建物の損傷モード及び倒壊による影響範囲におけるアクセスルートへの影響評価結果 (建物) (2/3)

参照 図面	管理 番号	アクセスルート周辺構造物	構造物諸元				アクセスルート 幅 (m) W	評価方法	影響評価		
			耐震 クラス	建物 構造	階数 n	高さ (m) H	アクセスルート 対象距離 (m) L		判定値： L-H 正の数： 干渉なし	判定値： L+W-H 3m 以上： 影響なし	判定
図 6-17	18	1 号機原子炉建物	—	RC 造 S 造	—	—	—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	—	A
	19	1 号機廃棄物処理建物	—	RC 造	—	—	—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	—	A
	20	2 号機原子炉建物	S	RC 造 S 造	—	—	—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	—	A
	21	2 号機廃棄物処理建物	B	RC 造	—	—	—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	—	A
	22	2 号機タービン建物	B	RC 造 S 造	—	—	—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	—	A
	23	屋内開閉所	—	S 造	1	13.50	44.50	損壊による影響範囲を H として評価	31.00	39.30	A
	24	44m 盤事務所	—	RC 造	3	13.05	11.80	損壊による影響範囲を H として評価	-1.25	8.55	A
	26	西側事務所	—	RC 造	2	8.00	3.30 (北側) 3.50 (西側)	損壊による影響範囲を H として評価	-4.70 (北側) -4.50 (西側)	3.30 (北側) 4.70 (西側)	A
	27	北口警備所	—	S 造	2	7.15	14.00	損壊による影響範囲を H として評価	6.85	14.85	A
	28	2 号機取水コントロール建物	C	RC 造	1	4.23	3.90	損壊による影響範囲を H として評価	-0.33	7.67	A
	29	2 号機鉄イオン貯蔵建物	C	S 造	1	4.06	1.00 (南側) 4.90 (北側)	損壊による影響範囲を H として評価	-3.06 (南側) 0.84 (北側)	5.94 (南側) 8.84 (北側)	A
	30	2 号機排気筒モニタ室	C	RC 造	—	—	—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	—	A
	31	地下湧水浄化設備	—	S 造	1	2.40	2.00	損壊による影響範囲を H として評価	-0.40	7.60	A

【判定】□□：「A」通行性に影響がない構造物（耐震性があるため損壊しない，がれきがアクセスルートに干渉するがルートの必要幅が確保可能，設備の移設等の対策を実施）

■：「B」がれき撤去によりアクセスルートを確保する構造物（車両通行のみの場合はがれき撤去不要な構造物も含む。）

■：「C」がれき発生時は迂回路を通行する構造物

表 6-8 建物の損傷モード及び倒壊による影響範囲におけるアクセスルートへの影響評価結果 (建物) (3/3)

参照 図面	管理 番号	アクセスルート周辺構造物	構造物諸元				アクセス 幅 (m) W	評価方法	影響評価		
			耐震 クラス	建物 構造	階数 n	高さ (m) H	アクセス 対象距離 (m) L		判定値： L-H 正の数： 干渉なし	判定値： L+W-H 3m 以上： 影響なし	判定
図 6-18	32	3 号機原子炉建物	—	SRC 造 RC 造 S 造	6	46.96	42.40	損壊による影響範囲を H として評価	-4.56	5.24	A
	33	3 号機サーベイス建物	—	RC 造 S 造	4	19.52	31.20	損壊による影響範囲を H として評価	11.68	24.08	A
	34	3 号機出入管理棟	—	RC 造 S 造	1	5.83	2.30	損壊による影響範囲を H として評価	-3.53	6.27	A
	35	放水路モニタ建物	—	RC 造	1	3.70	0.00	損壊による影響範囲を H として評価	-3.70	6.95	A
	36	給水設備建物	—	S 造	1	6.55	18.90	損壊による影響範囲を H として評価	12.35	21.35	A
	37	野外放射線モニタ関係資材 倉庫	—	S 造	1	2.70	3.00	損壊による影響範囲を H として評価	0.30	9.30	A
	38	第 1 危廃物倉庫	—	RC 造	1	4.36	26.30	損壊による影響範囲を H として評価	21.94	29.84	A
	39	3 号機補機海水系ポンプ メンテナンス建物	—	S 造	1	16.87	16.00	損壊による影響範囲を H として評価	-0.87	7.03	A
	40	7 号倉庫	—	S 造	2	11.99	24.00	損壊による影響範囲を H として評価	12.01	19.91	A
	41	8 号倉庫	—	S 造	2	11.99	24.00	損壊による影響範囲を H として評価	12.01	19.91	A
	42	9 号倉庫	—	S 造	1	11.99	24.00	損壊による影響範囲を H として評価	12.01	19.91	A
	43	10 号倉庫	—	S 造	1	11.99 (東側) 9.44 (南西側)	5.50 (東側) 5.70 (南西側)	損壊による影響範囲を H として評価	-6.49 (東側) -3.74 (南西側)	4.00 (東側) 6.16 (南西側)	A
	44	資材倉庫	—	S 造	1	2.50	9.30	損壊による影響範囲を H として評価	6.80	14.70	A
	45	新 2 号倉庫	—	S 造	1	11.99	24.00	損壊による影響範囲を H として評価	12.01	19.91	A
	46	恒常物品保管倉庫	—	S 造	2	11.99	25.00	損壊による影響範囲を H として評価	13.01	20.91	A
	47	協力企業 A 社倉庫 1	—	S 造	1	7.14	14.70	損壊による影響範囲を H として評価	7.56	15.46	A
	48	協力企業 A 社倉庫 2	—	S 造	1	4.50	6.30	損壊による影響範囲を H として評価	1.80	9.70	A
	49	協力企業 A 社倉庫 3	—	S 造	1	3.40	9.10	損壊による影響範囲を H として評価	5.70	13.60	A
	50	協力企業 C 社事務所 2	—	S 造	2	6.70	10.30	損壊による影響範囲を H として評価	3.60	12.60	A


【判定】□□：「A」通行性に影響がない構造物（耐震性があるため損壊しない，がれきがルートに干渉しない，がれきがルートに干渉するがルートの必要幅が確保可能，設備の移設等の対策を実施）


□：「B」がれき撤去によりアクセスルートを確認する構造物（車両通行のみの場合はがれき撤去不要な構造物も含む。）

□：「C」がれき発生時は迂回路を通行する構造物

表 6-9 構造物の損傷モード及び倒壊におけるアクセスルートへの影響評価結果（建物以外）（1/3）

参照 図面	管理 番号	アクセスルート周辺構造物	構造物諸元				アクセスルート 幅 (m) W	評価方法	影響評価		
			耐震 クラス	高さ (m) H	アクセスルート 対象距離 (m) L				判定値： L-H 正の数： 干渉なし	判定値： L+W-H 3m 以上： 影響なし	判定
図 6-15	A	通信用無線鉄塔	—	—	—	—	—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	—	A
	B	統合原子力防災 NW 用屋外アンテナ	— (Ss)	—	—	—	—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	—	A
	C	除く槽設備	—	6.90	15.00	18.80	18.80	損壊による影響範囲を H として評価	8.10	26.90	A
図 6-15 図 6-16	D	1 号ろ過水タンク	—	11.60	33.30	18.80	18.80	損壊による影響範囲を H として評価	21.70	40.50	A
	E	2 号開閉所遮風壁	—	12.00	0.00	9.80	9.80	構造的にアクセスルート側に損壊しない	—	—	A
	F	2 号開閉所防護壁	—	—	—	—	—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	—	A
	G	輪谷貯水槽 (西 1)	—	—	—	—	—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	—	A
	H	輪谷貯水槽 (西 2)	—	—	—	—	—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	—	A
	I	輪谷貯水槽 (東 1)	—	—	—	—	—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	—	A
	J	輪谷貯水槽 (東 2)	—	—	—	—	—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	—	A
	K	66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔	—	—	—	—	—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	—	A
	L	66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔	—	29.4	111.10	9.80	9.80	損壊による影響範囲を H として評価	81.70	91.50	A
	M	220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔	—	—	—	—	—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	—	A
	N	220kV 第二島根原子力幹線 No. 2 鉄塔	—	—	—	—	—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	—	A
	O	第 2-66kV 開閉所屋外鉄構	—	—	—	—	—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	—	A
	P	ガスタービン発電機用軽油タンク	— (Ss)	—	—	—	—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	—	A
	Q	ガスタービン発電機用軽油タンク用消火 タンク	—	3.60	10.61	18.03	18.03	損壊による影響範囲を H として評価	7.01	25.04	A
	R	碍子水洗タンク	—	6.10	6.00	9.80	9.80	損壊による影響範囲を H として評価	-0.10	9.70	A
	S	協力企業 B 社設備 1	—	2.40	3.10	9.80	9.80	損壊による影響範囲を H として評価	0.70	10.50	A
	T	協力企業 B 社設備 2	—	1.90	8.50	9.80	9.80	損壊による影響範囲を H として評価	6.60	16.40	A
	U	協力企業 B 社設備 3	—	1.00	1.00	9.80	9.80	損壊による影響範囲を H として評価	0.00	9.80	A
	V	協力企業 B 社倉庫 1	—	2.70	2.10	9.80	9.80	損壊による影響範囲を H として評価	-0.60	9.20	A
	W	協力企業 B 社倉庫 2	—	2.45	5.10	9.80	9.80	損壊による影響範囲を H として評価	2.65	7.95	A

【判定】  : 「A」 通行性に影響がない構造物（耐震性があるため損壊しない、 がれきがルートに干渉するがルートに干渉するがルートの必要幅が確保可能、
設備の移設等の対策を実施）

 : 「B」 がれき撤去によりアクセスルートを確保する構造物（車両通行のみの場合はがれき撤去不要な構造物も含む。）


 : 「C」 がれき発生時は迂回路を通行する構造物

表 6-9 構造物の損傷モード及び倒壊による影響範囲におけるアクセスルートへの影響評価結果（建物以外）（2/3）

参照 図面	管理 番号	アクセスルート周辺構造物	構造物諸元				アクセスルート 幅 (m) W	評価方法	影響評価		
			耐震 クラス	高さ (m) H	アクセスルート 対象距離 (m) L				判定値： L-H 正の数の 干渉なし	判定値： L+W-H 3m 以上： 影響なし	判定
図 6-17	X	宇中系統中継水槽（西山水槽）	—	2.00	6.80		9.80	損壊による影響範囲を H として評価	4.80	14.60	A
	Y	雑用水タンク	—	2.50	6.80		9.80	損壊による影響範囲を H として評価	4.30	14.10	A
	Z	2号機 NGC 液体窒素貯蔵タンク	C	6.01	3.80		8.30	損壊による影響範囲を H として評価	-2.21	6.09	A
	a	2号機 NGC 液体窒素蒸発装置	C	4.41	2.90		8.30	損壊による影響範囲を H として評価	-1.51	6.79	A
	b	1号機復水貯蔵タンク	—	—	—		—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	—	A
	e	原子炉建物空気冷却系冷凍機	—	4.84	6.30		8.30	損壊による影響範囲を H として評価	1.46	9.76	A
	f	原子炉建物空気冷却系冷凍機制御盤	—	2.10	2.20		8.30	損壊による影響範囲を H として評価	0.10	8.40	A
	g	1, 2号機開閉所間電路接続用洞道	C	2.30	0.00		8.30	損壊による影響範囲を H として評価	-2.30	6.00	A
	h	低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽*	—	—	—		—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	—	A
	i	第1ベントフィルタ格納槽*	—	—	—		—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	—	A
	j	補助消火水槽*	—	—	—		—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	—	A
	k	B-ディーゼル燃料貯蔵タンク*	—	—	—		—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	—	A
	l	2号機復水貯蔵タンク	B	—	—		—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	—	A
	m	2号機補助復水貯蔵タンク	B	—	—		—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	—	A
	n	2号機トラス水受入タンク	B	—	—		—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	—	A
	o	2号機排気筒	C	—	—		—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	—	A
	p	ディーゼル燃料移送ポンプエリア 防護対策設備	—	—	—		—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	—	A
	q	2号機鉄イオン溶解タンク	C	4.80	1.50		9.00	損壊による影響範囲を H として評価	-3.30	5.70	A
	r	取水槽除じん機エリア防水壁	S	—	—		—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	—	A
	s	取水槽海水ポンプエリア防護対策設備	C	—	—		—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	—	A
	t	2号機起動変圧器	C	6.80	37.20		8.00	損壊による影響範囲を H として評価	30.40	38.40	A

【判定】 ：「A」通行性に影響がない構造物（耐震性があるため損壊しない， がれきがルートに干渉するがルートに干渉するがルートの必要幅が確保可能，
設備の移設等の対策を実施）



 ：「B」 がれき撤去によりアクセスルートを確保する構造物（車両通行のみの場合はがれき撤去不要な構造物も含む。）

 ：「C」 がれき発生時は迂回路を通行する構造物

注記*：地上入口部を示す。

表 6-9 構造物の損傷モード及び倒壊による影響範囲におけるアクセスルートへの影響評価結果（建物以外）（3/3）

参照 図面	管理 番号	アクセスルート周辺構造物	構造物諸元				アクセスルート 幅 (m) W	評価方法	影響評価		
			耐震 クラス	高さ (m) H	アクセスルート 対象距離 (m) L				判定値： L-H 正の数； 干渉なし	判定値： L+W-H 3m 以上； 影響なし	判定
図 6-17	u	2号機所内変圧器	C	5.39	37.20		8.00	損壊による影響範囲をHとして評価	31.81	39.81	A
	v	2号機主変圧器	C	8.45	37.20		8.00	損壊による影響範囲をHとして評価	28.75	36.75	A
	w	取水槽ガントリクレーン*1	C	20.79	20.20		8.00	損壊による影響範囲をHとして評価	-0.59	7.41	A
	x	1号機排気筒	—	—	—		—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	—	A
図 6-17 図 6-18	y	防波壁	S	—	—		—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	—	A
図 6-18	z	配管ダクト出入口建物	—	3.75	1.20		9.80	損壊による影響範囲をHとして評価	-2.55	7.25	A
	aa	配管・ケーブル架台	—	2.85	2.90		9.80	損壊による影響範囲をHとして評価	0.05	9.85	A
	bb	訓練用模擬水槽	—	1.93	3.50		9.00	損壊による影響範囲をHとして評価	1.57	10.57	A
	cc	非常用ディーゼル発電設備軽油タンク (B)	—	11.51	46.00		8.00	損壊による影響範囲をHとして評価	34.49	42.49	A
図 6-14	dd	500kV 島根原子力幹線 No.1 鉄塔	—	70.3	310.21		13.00	損壊による影響範囲をHとして評価	239.91	252.91	A
	ee	500kV 島根原子力幹線 No.2 鉄塔	—	70.7	266.26		13.10	損壊による影響範囲をHとして評価	195.56	208.66	A
	ff	500kV 島根原子力幹線 No.3 鉄塔	—	70.7	225.64		15.30	損壊による影響範囲をHとして評価	154.94	170.24	A
図 6-14 図 6-16	gg	第二輪谷トンネル	—	—	—		—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	—	A
図 6-15 図 6-17	hh*2	連絡通路	—	—	—		—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	—	A
図 6-15	ll	免震重要棟遮蔽壁	—	—	—		—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	—	A
図 6-17	nn	仮設耐震構台	—	—	—		—	耐震評価に基づき影響がないことを確認	—	—	A

【判定】  : 「A」 通行性に影響がない構造物（耐震性があるため損壊しない、がれきがルートに干渉するがルートに必要な幅が確保可能、設備の移設等の対策を実施）
 : 「B」 がれき撤去によりアクセスルートを確保する構造物（車両通行のみの場合はがれき撤去不要な構造物も含む。）


 : 「C」 がれき発生時は迂回路を通行する構造物
注記*1：2号機取水槽東側に位置する係留場所における影響評価結果を示す。なお、2号機取水槽上においては、耐震評価に基づき影響がないことを確認している。
*2：土石流及び送電線の垂れ下がりによる影響を受けないアクセスルート

表 6-10 周辺構造物の屋上に設置されている設備による保管場所への影響評価結果（屋上設置設備）

参照 図面	管理 番号	保管場所周辺構造物	耐震 クラス	構造物諸元				影響評価*	対応内容
				屋上設置設備名称	台数	最大高さ (m) H	最大重量 (t)		
図 6-13	33	3 号機サービス建物	—	冷凍機	2	2.38	4.11	保管場所へ影響なし	—
				空調室外機	11	1.68	0.69		

注記*：建物高さに設備高さを加えた高さを倒壊影響範囲と設定し、倒壊影響範囲が保管場所に届くかどうか影響評価を実施。保管場所に届く場合は、周辺構造物の屋上に設置されている設備の影響を受けると評価した。

表 6-11 周辺構造物の屋上に設置されている設備によるアクセスルートへの影響評価結果（屋上設置設備）

参照 図面	管理 番号	アクセスルート周辺構造物	耐震 クラス	構造物諸元				影響評価*	対応内容
				屋上設置設備名称	台数	最大高さ (m) H	最大重量 (t)		
図 6-15 図 6-17	4	管理事務所 1 号館	—	空調室外機	23	3.27	0.58	アクセスルートへ影響なし	—
				アンテナ	7	10.41	1.02		
				電気盤	4	2.45	0.90		
				避雷針	6	6.50	0.08		
				蓄電池設備	1	2.61	0.51		
				通信基地局	2	1.78	1.08		
図 6-17	5	管理事務所 2 号館	—	消火用水槽	1	2.14	1.09	アクセスルートへ影響なし	—
				電気温水器	1	2.60	2.70		
				空調関係設備	6	3.05	1.85		
				空調室外機	15	3.81	0.46		
				タンク	1	1.20	0.12		
				ドップラーソーダ設備	4	2.10	0.29		
図 6-18	24 26 32 33 38	44m 盤事務所 西側事務所 3 号機原子炉建物 3 号機サービス建物 第 1 危険物倉庫	—	排煙機	1	1.78	0.19	アクセスルートへ影響なし	—
				制御盤	1	0.40	0.01		
				アンテナ	6	3.53	0.01		
				アンテナ	5	3.83	0.01		
				排気筒	1	22.80	96.00		
				排気サイレンサ カメラ 空調ダクト	3 1 2	6.10 1.03 1.90	12.50 0.08 14.50		
図 6-18	33 38	3 号機サービス建物 第 1 危険物倉庫	—	冷凍機	2	2.38	4.11	アクセスルートへ影響なし	—
				空調室外機	11	1.68	0.69		
				避雷針	1	3.00	0.03		
				避雷針	1	3.00	0.03		
				避雷針	1	3.00	0.03		
				避雷針	1	3.00	0.03		

注記*：建物高さに設備高さを加えた高さを倒壊影響範囲と設定し、倒壊影響範囲とアクセスルートとの離隔距離が 3.0m 以上確保できるか影響評価を実施。3.0m 以上確保できない場合は、周辺構造物の屋上に設置されている設備の影響を受けると評価した。

表 6-12 損壊時にアクセスルートに干渉する構造物の評価結果

管理 番号	損壊時に単独損壊評価よりも 幅員が狭くなるおそれのある 構造物の組合せ	損壊時に確保 可能な道幅	対応方針	参照 図面
z	2号機 NGC 液体窒素貯蔵タンク	3.79m	車両の通行に影響がないことを確認した	図 6-19
a	2号機 NGC 液体窒素蒸発装置			
g	1, 2号機開閉所間電路接続用洞道			
z	配管ダクト出入口建物	6.27m	車両の通行に影響がないことを確認した	図 6-20
aa	配管・ケーブル架台			
34	3号機出入管理棟			

管理番号	保管場所周辺 構造物名称
1	緊急時対策所
51	50m盤消火ポンプ室
52	通信棟
53	免震重要棟
A	通信用無線鉄塔
B	統合原子力防災NW用屋外アンテナ
ii	非常用ろ過水タンク
jj	A-50m 盤消火タンク
kk	B-50m 盤消火タンク
ll	免震重要棟遮蔽壁

【凡例】	
	: アクセスルート (車両・要員)
	: アクセスルート (要員)
	: 可搬型設備の保管場所
	: 対象設備
	: 倒壊影響範囲

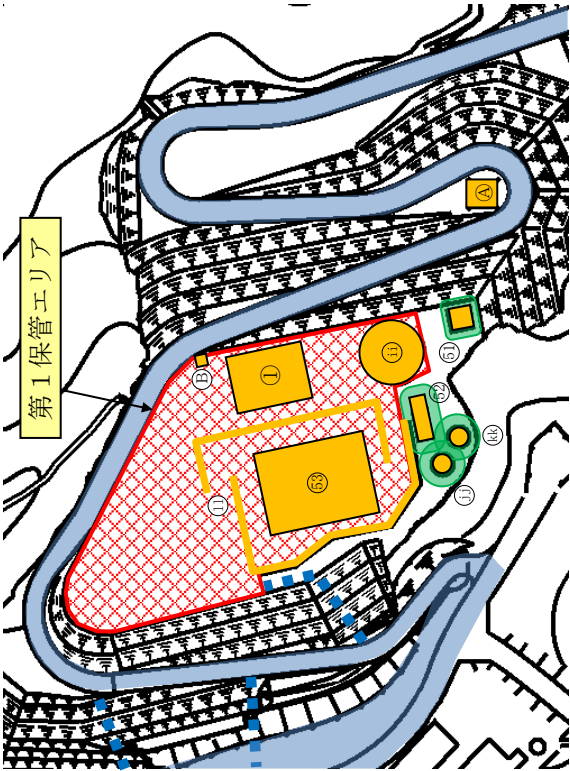


図 6-11 建物等倒壊時の保管場所への影響評価結果 (第 1 保管エリア)

管理番号	保管場所周辺 構造物名称
G	輪谷貯水槽（西1）
H	輪谷貯水槽（西2）
M	220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔
N	220kV第二島根原子力幹線No.2鉄塔

【凡例】

：アクセスルート（車両・要員）

：アクセスルート（要員）

：可搬型設備の保管場所

：送電線

：対象設備

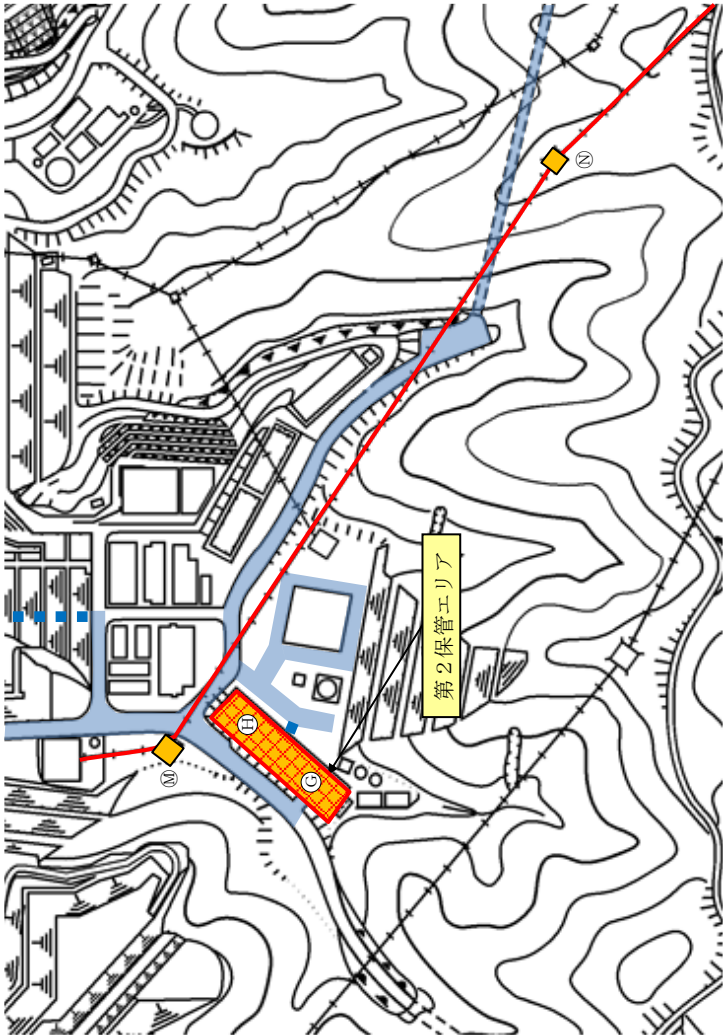






図 6－12 建物等倒壊時の保管場所への影響評価結果（第2保管エリア）

管理番号	保管場所周辺 構造物名称
33	3号機サービス建物
34	3号機出入管理棟
39	3号機補機海水系ポンプメンテナンス 建物
43	10号倉庫
54	メンテナンス建物（除じん機）
55	3号機制御室建物
z	配管ダクト出入口建物
aa	配管・ケーブル架台
mm	補助消火水槽（B）

【凡例】	
	: アクセスルート（車両・要員）
	: 可搬型設備の保管場所
	: 対象設備
	: 倒壊影響範囲

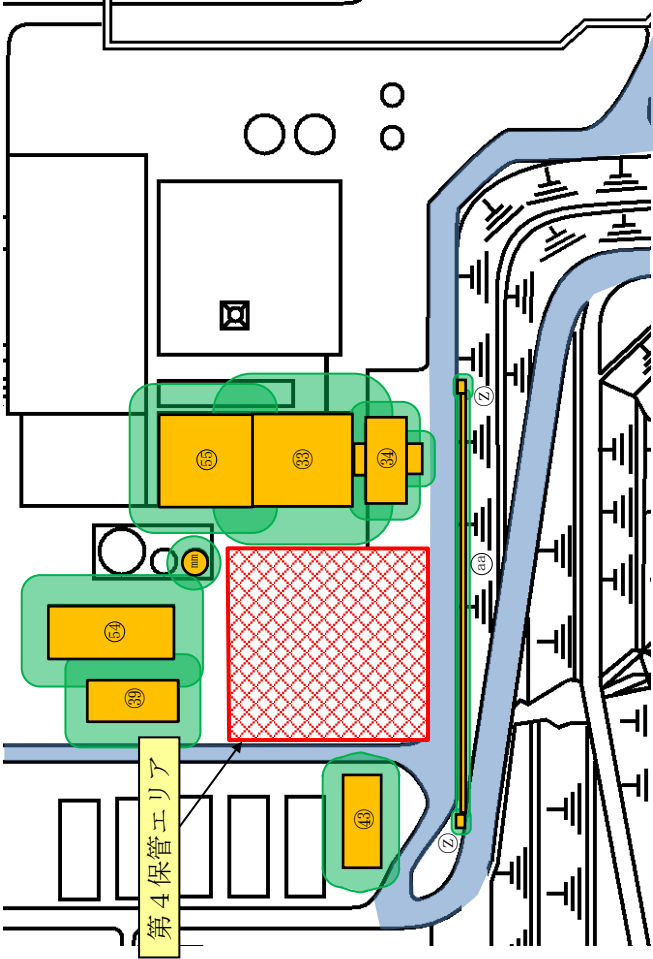


図 6-13 建物等倒壊時の保管場所への影響評価結果（第 4 保管エリア）

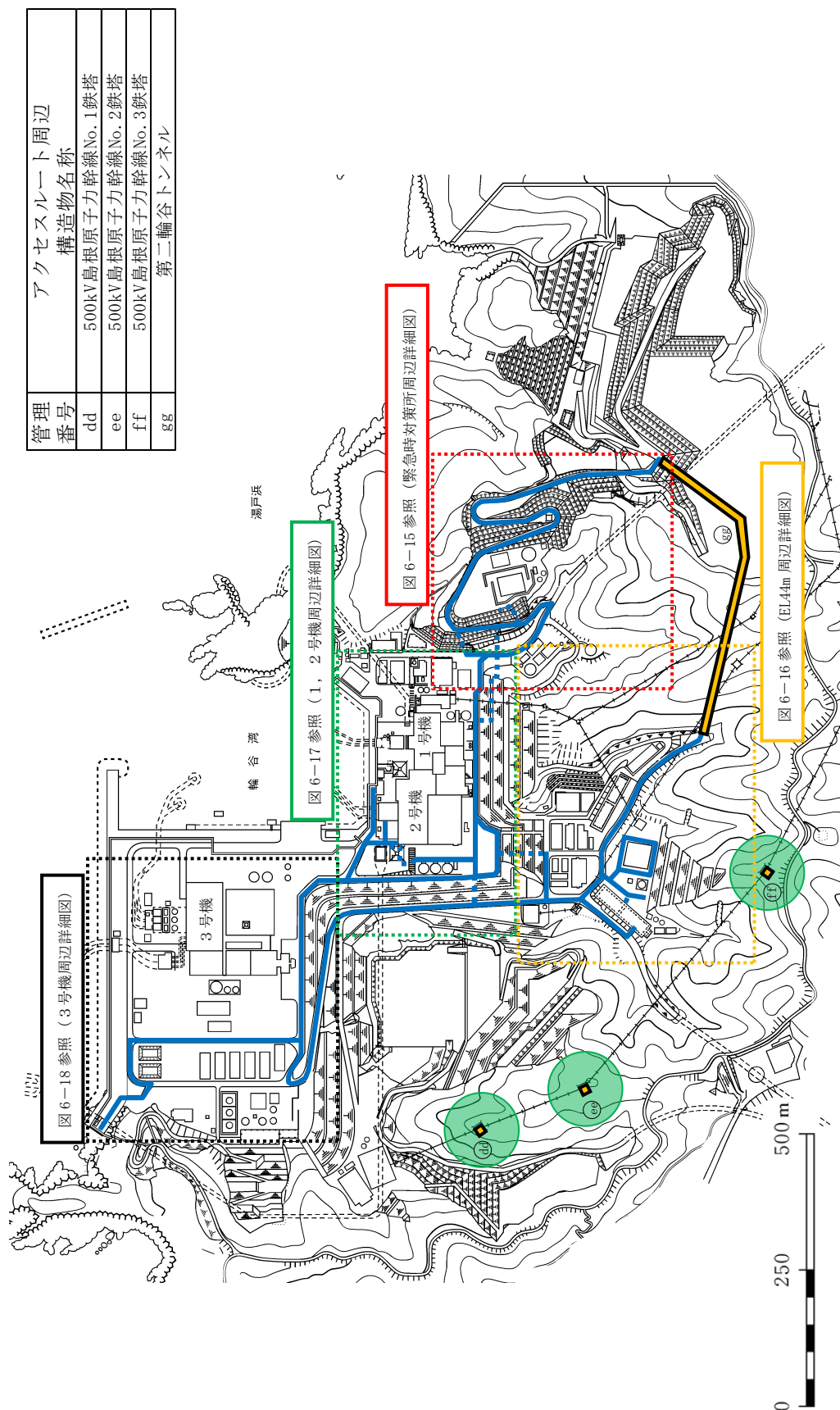


図 6-14 建物等倒壊時のアクセスルートへの影響評価結果（発電所全体）

管理番号	アクセスルート周辺 構造物名称
1	緊急時対策所
2	1号水ろ過装置室
3	技術訓練棟2号館
4	管理事務所1号館
5	管理事務所2号館
A	通信用無線鉄塔
B	統合原子力防災NW用屋外アンテナ
C	除だく槽設備
D	1号ろ過水タンク
hh	連絡通路
11	免震重要棟遮蔽壁

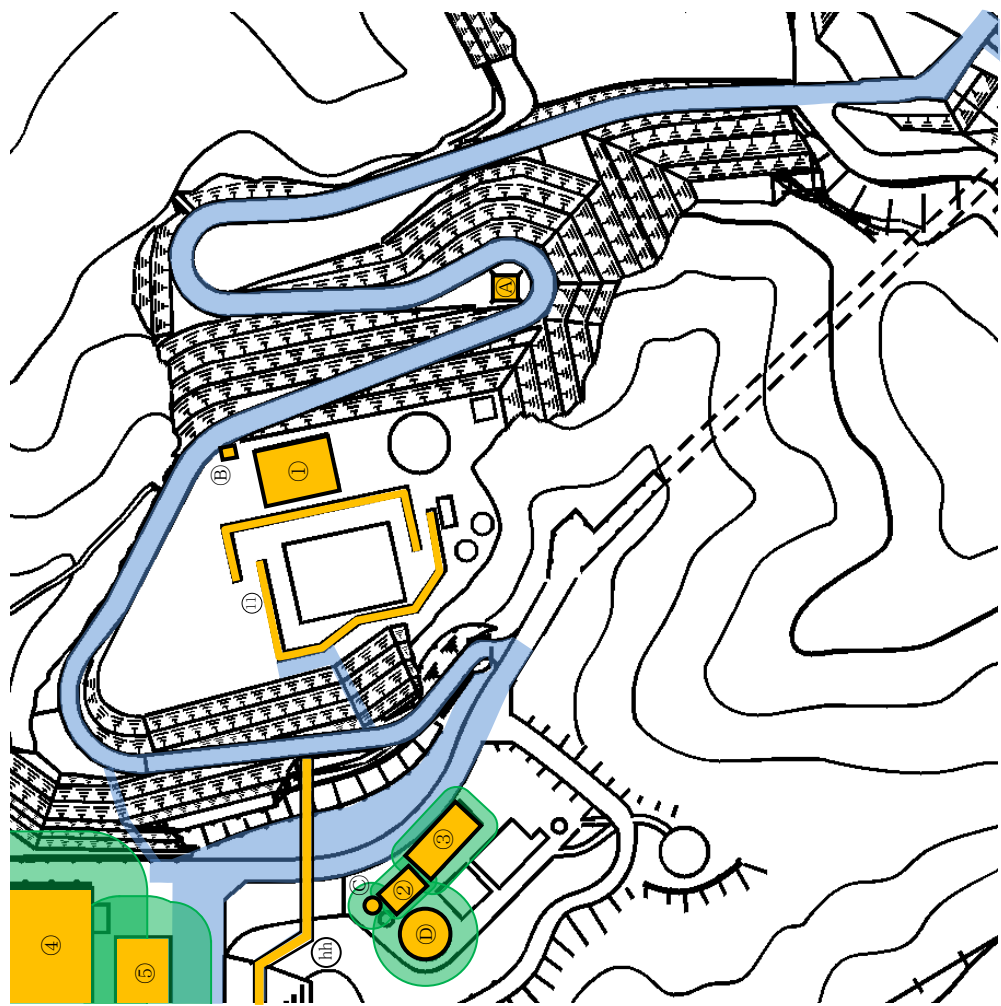


図 6-15 建物等倒壊時のアクセスルートへの影響評価結果（緊急時対策所周辺詳細図）

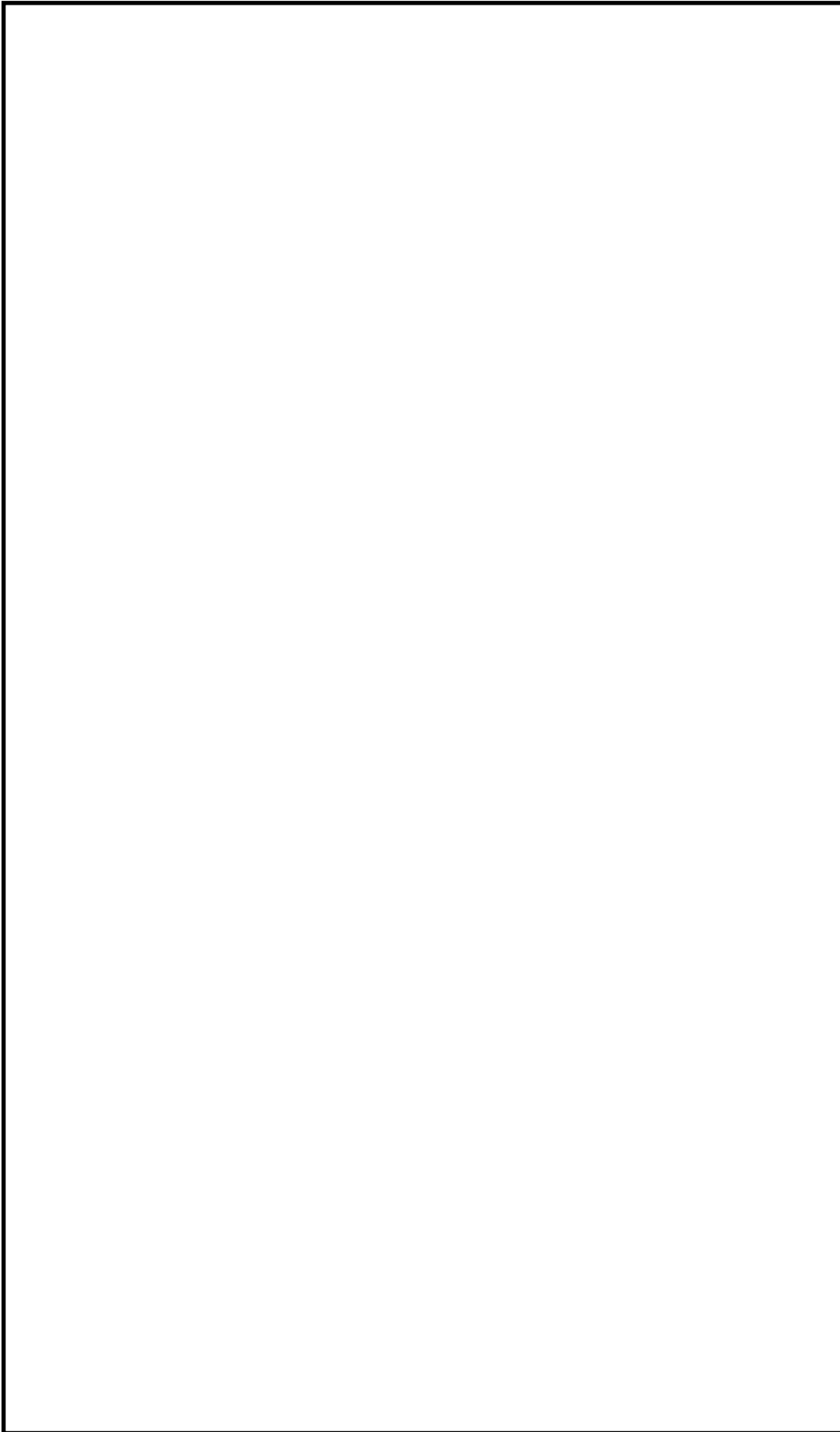


図 6-16 建物等倒壊時のアクセスルートへの影響評価結果 (EL44m 周辺詳細図)

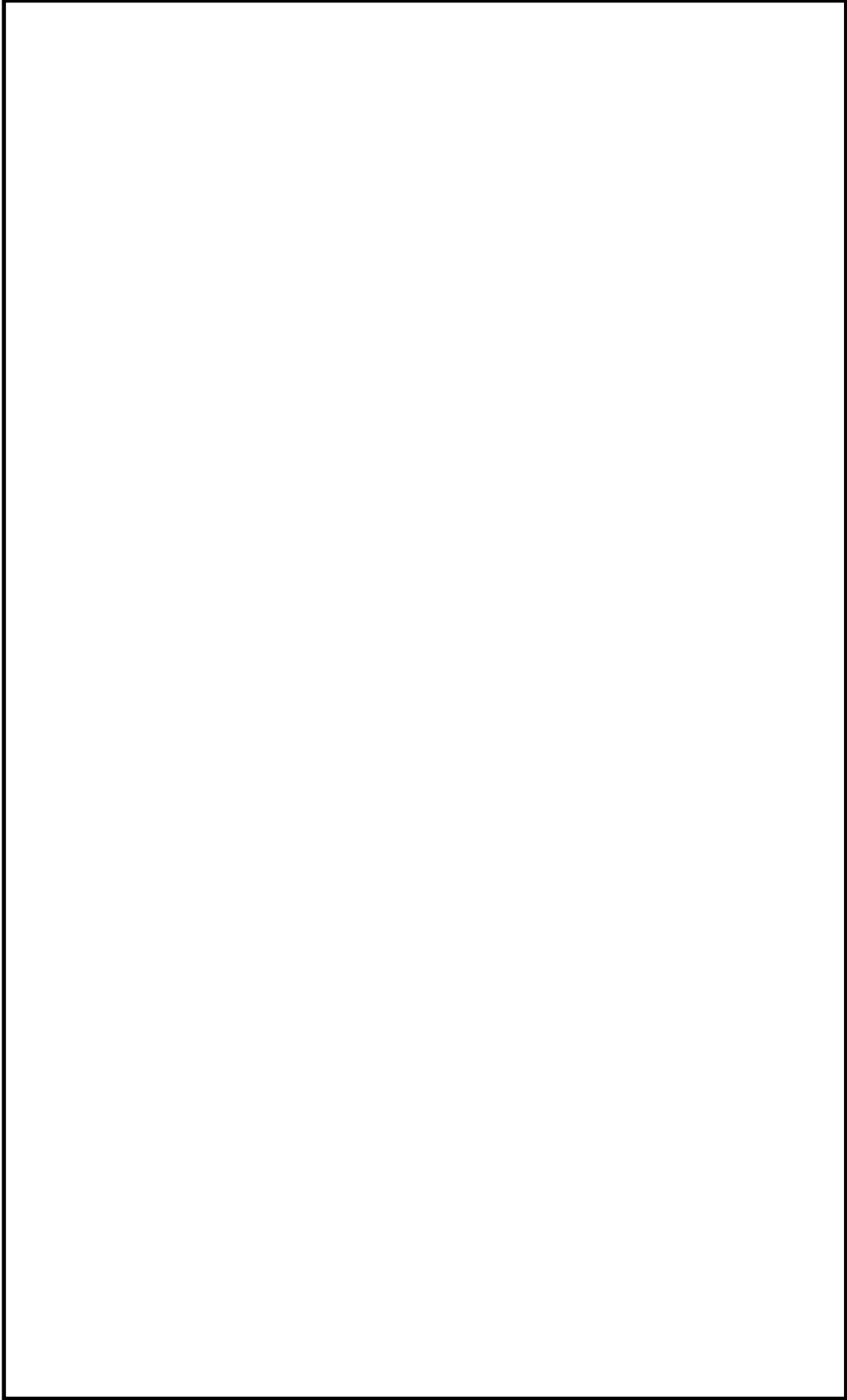


図 6-17 建物等倒壊時のアクセスルートへの影響評価結果（1，2号機周辺詳細図）

管理番号	アクセスルート周辺 構造物名称
32	3号機原子炉建物
33	3号機サービス建物
34	3号機出入管理棟
35	放水路モニタ建物
36	給水設備建物
37	野外放射線モニタ関係資材倉庫
38	第1危険物倉庫
39	3号機補機海水系ポンプメンテナンス 建物
40	7号倉庫
41	8号倉庫
42	9号倉庫
43	10号倉庫
44	資材倉庫
45	新2号倉庫
46	恒常物品保管倉庫
47	協力企業A社倉庫1
48	協力企業A社倉庫2
49	協力企業A社倉庫3
50	協力企業C社事務所2
y	防波壁
z	配管ダクト出入口建物
aa	配管・ケープル架台
bb	訓練用模擬水槽
cc	非常用ディーゼル発電設備軽油タンク (B)

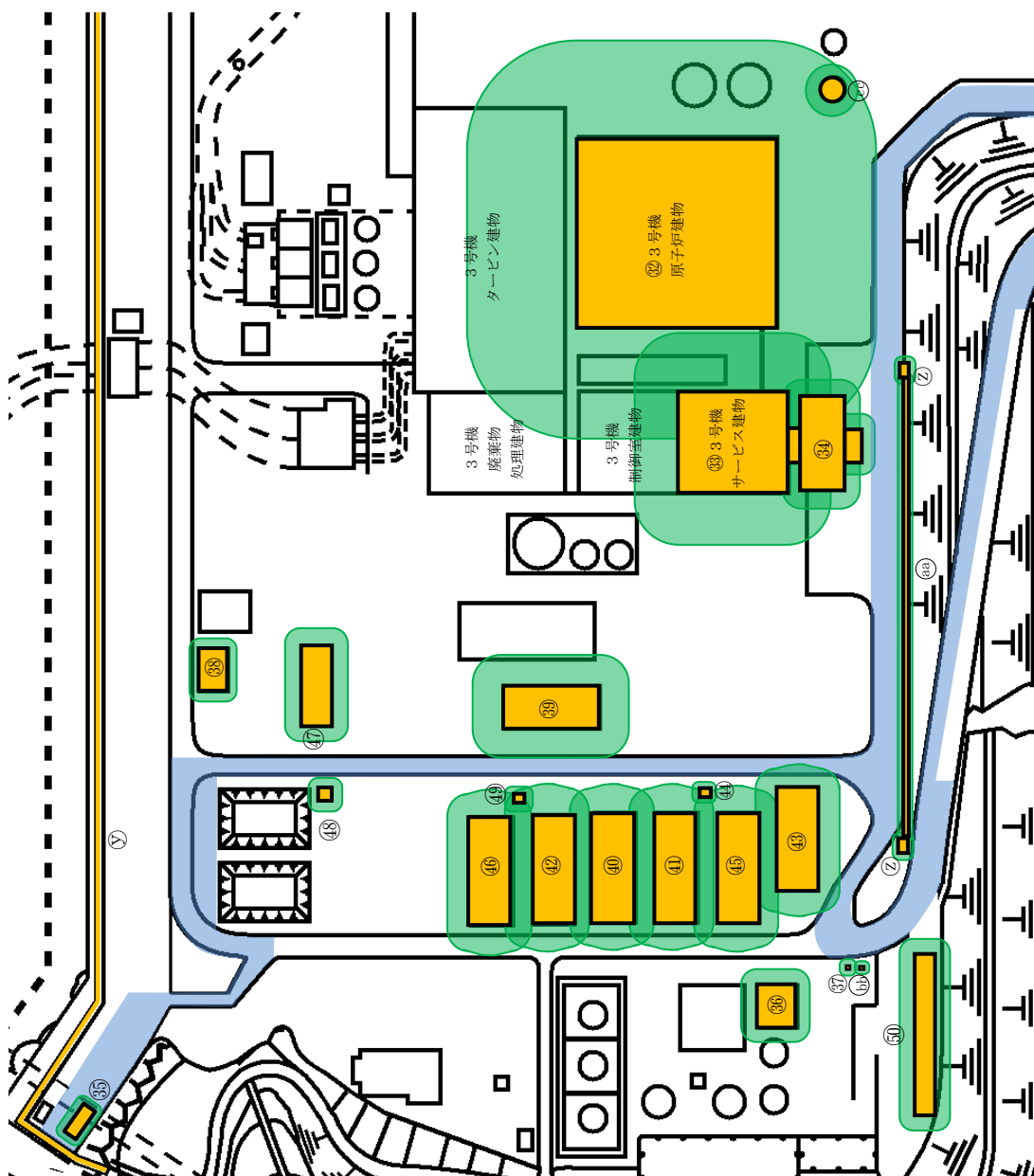


図 6-18 建物等倒壊時のアクセスルートへの影響評価結果（3号機周辺詳細図）

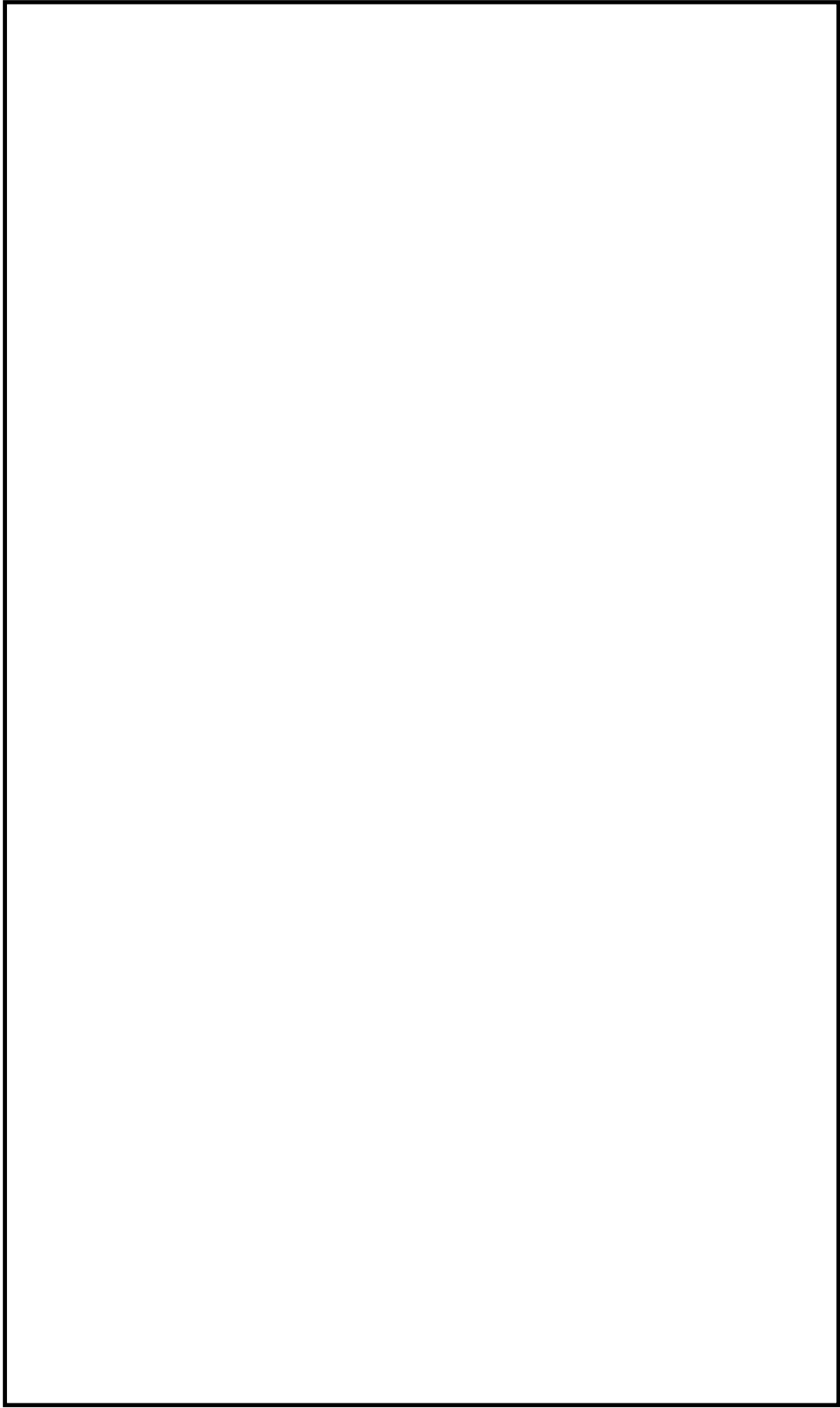
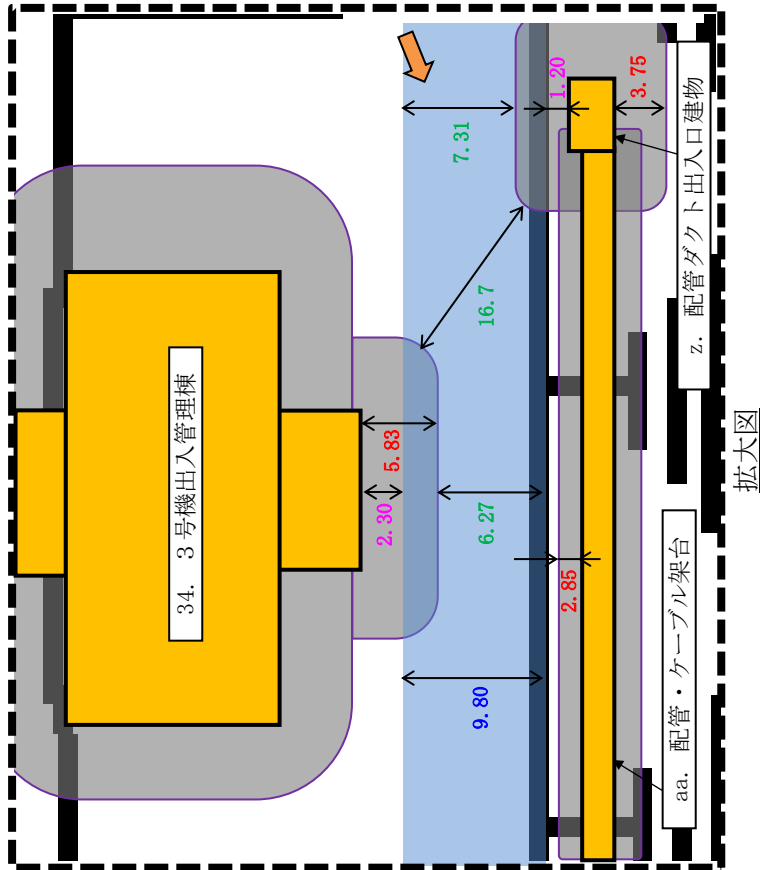
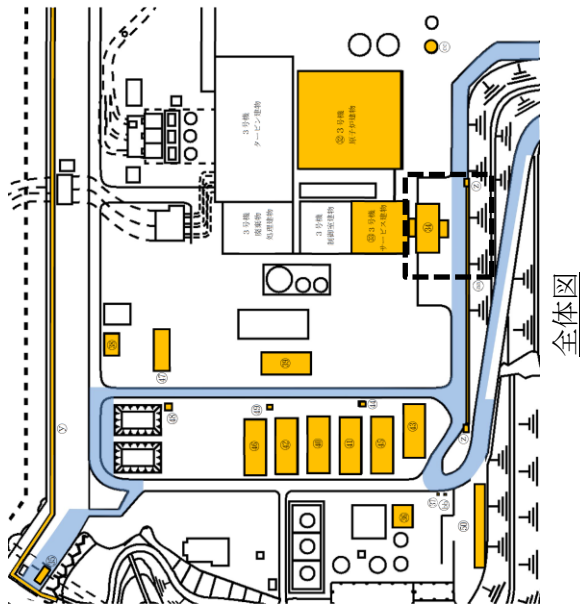


図 6-19 2号機 NGC 液体窒素貯蔵タンク等の構造物とアクセスルートの位置関係及び外観



【凡例】

- : アクセスルート (車両・要員) 赤字 : 建物及び構造物高さ
- : 建物, 構造物 青字 : アクセスルート幅
- : 構造物損壊範囲 桃字 : アクセスルートまでの距離
- : 撮影方向 緑字 : 通行可能幅

図 6-20 3号機出入管理棟等の建物及び構造物とアクセスルートの位置関係及び外観

6.4 保管場所及びアクセスルート周辺の障害となり得る小規模構造物と影響評価について

保管場所及びアクセスルート周辺の障害となり得る小規模構造物を現場調査及び図面確認により抽出し、抽出した構造物に対し保管場所及びアクセスルートへの影響評価を実施した。

保管場所及びアクセスルートの周辺構造物の現場調査及び図面確認の概要については別紙に示す。

6.5 小規模構造物の損壊による保管場所及びアクセスルートへの影響範囲の評価方法

保管場所及びアクセスルートの障害となり得るとして抽出した小規模構造物のうち、Sクラス（S_s機能維持含む）又はSクラス以外で基準地震動S_sにより損壊に至らないことを確認している構造物以外の小規模構造物については、基準地震動S_sにより損壊するものとして保管場所及びアクセスルートへの影響評価を実施した。

小規模構造物の損壊による影響範囲は、構造物が根元から保管場所及びアクセスルート側に損壊するものとして設定した。

小規模構造物の個別影響評価要否判断フローを図6-21に示す。

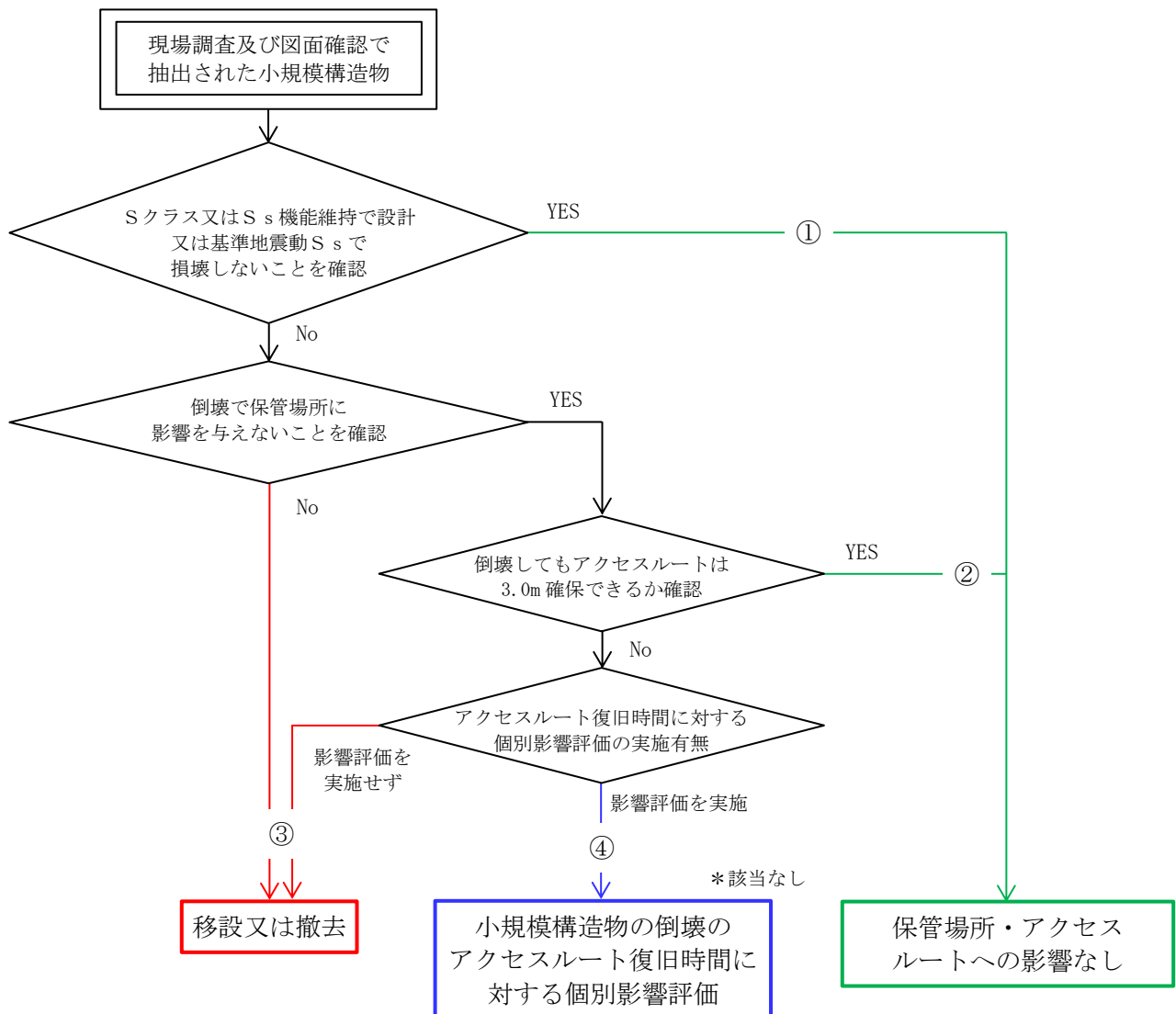


図 6-21 小規模構造物の個別影響評価要否判断フロー

6.6 小規模構造物の損壊による保管場所及びアクセスルートへの影響評価結果

保管場所又はアクセスルート周辺の主な小規模構造物の概要を表 6-13 に、小規模構造物の配置を図 6-22～図 6-25 に示す。小規模構造物の損壊により、アクセスルートが必要な幅員 (3.0m) を確保できないと想定される場合は損壊の影響を受けると評価した。

表 6-13 保管場所又はアクセスルート周辺の主な小規模構造物の概要

構造物名称	寸法 [単位：mm]	
	柱状部最大幅	地上部最大高さ
カーブミラー	1600	2500
道路標識	800	3600
街灯	165	5620
配電柱 (5m 柱)	165	5000
配電柱 (10m 柱)	350	10000
配電柱 (12m 柱)	323	12000
配電柱 (14m 柱)	345	14000
配電柱 (15m 柱)	390	15000
配電柱 (16m 柱)	366	16000
燃料貯蔵タンクベント管	60	4200
カメラ等支柱	1600	5040
受信用アンテナ (1・2 号)	305	1200

小規模構造物の損壊による保管場所及びアクセスルートへの影響評価結果及び損壊により影響を与える場合の対応方針を以下に示す。

(1) 緊急時対策所周辺の第 1 保管エリア及びアクセスルート周辺の小規模構造物 (図 6-22)

a. 道路標識, 街灯, 配電柱 (10m 柱), 燃料貯蔵タンクベント管

- (a) 第 1 保管エリア周辺の街灯, 燃料貯蔵タンクベント管は損壊時に可搬型設備へ影響を与えることから, 保管場所及びアクセスルートに影響を与えない範囲に移設又は撤去を行う方針とする。

⇒ 評価フロー③

- (b) 緊急時対策所周辺の道路標識, 配電柱 (10m 柱) は損壊時にアクセスルートの必要な幅員 (3.0m) を確保できないことから, 保管場所及びアクセスルートに影響を与えない範囲に移設又は撤去を行う方針とする。

⇒ 評価フロー③

b. カーブミラー, 道路標識, 街灯, 配電柱 (10m 柱), カメラ等支柱, 受信用アンテナ (1・2 号)

- (a) 緊急時対策所周辺の受信用アンテナ (1・2 号) は基準地震動 S_s により損壊しない設計とすることから保管場所及びアクセスルートに影響を与えない。なお, 受信用アンテナ (1・2 号) の耐震性評価は VI-2-6-7-3-4-8 「受信用アンテナ (1・2 号) の耐震性についての計算書」 に示す。

⇒ 評価フロー①

- (b) 緊急時対策所周辺の街灯, カメラ等支柱は損壊しても第1保管エリア及びアクセスルートに影響を与えない位置に設置している。

⇒ 評価フロー②

- (c) 緊急時対策所周辺のカーブミラー, 道路標識, 街灯, 配電柱 (10m 柱), カメラ等支柱は損壊してもアクセスルートの必要な幅員 (3.0m) を確保可能である。

⇒ 評価フロー②

- (2) EL44m 周辺の第2保管エリア及びアクセスルート周辺の小規模構造物 (図 6-23)

- a. 配電柱 (10m 柱), 配電柱 (12m 柱), 配電柱 (15m 柱), 配電柱 (16m 柱)

- (a) 第2保管エリア周辺の配電柱 (15m 柱) は損壊時に可搬型設備へ影響を与えることから, 保管場所及びアクセスルートに影響を与えない範囲に移設又は撤去を行う方針とする。

⇒ 評価フロー③

- (b) EL44m 周辺の配電柱 (10m 柱), 配電柱 (12m 柱), 配電柱 (15m 柱), 配電柱 (16m 柱) は損壊時にアクセスルートの必要な幅員 (3.0m) を確保できないことから, 保管場所及びアクセスルートに影響を与えない範囲に移設又は撤去を行う方針とする。

⇒ 評価フロー③

- b. カーブミラー, 道路標識, 街灯, 配電柱 (5m 柱), 配電柱 (10m 柱), 配電柱 (12m 柱), 配電柱 (14m 柱), 配電柱 (15m 柱), 配電柱 (16m 柱), カメラ等支柱

- (a) EL44m 周辺の配電柱 (5m 柱), 配電柱 (14m 柱) は損壊しても第2保管エリア及びアクセスルートに影響を与えない位置に設置している。

⇒ 評価フロー②

- (b) EL44m 周辺のカーブミラー, 道路標識, 街灯, 配電柱 (5m 柱), 配電柱 (10m 柱), 配電柱 (12m 柱), 配電柱 (15m 柱), 配電柱 (16m 柱), カメラ等支柱は損壊してもアクセスルートの必要な幅員 (3.0m) を確保可能である。

⇒ 評価フロー②

- (3) 1, 2号機周辺のアクセスルート周辺の小規模構造物 (図 6-24)

- a. 道路標識, 街灯

- (a) 1, 2号機周辺の道路標識, 街灯は損壊時にアクセスルートの必要な幅員 (3.0m) を確保できないことから, 保管場所及びアクセスルートに影響を与えない範囲に移設又は撤去を行う方針とする。

⇒ 評価フロー③

- b. 道路標識, 街灯, 燃料貯蔵タンクベント管, カメラ等支柱

- (a) 1, 2号機周辺の街灯, カメラ等支柱は損壊してもアクセスルートに影響を与えない位置に設置している。

⇒ 評価フロー②

- (b) 1, 2号機周辺の道路標識, 街灯, 燃料貯蔵タンクベント管, カメラ等支柱は損壊してもアクセスルートの必要な幅員 (3.0m) を確保可能である。

⇒ 評価フロー②

- (4) 3号機周辺の第3保管エリア, 第4保管エリア及びアクセスルート周辺の小規模構造物 (図 6-25)

a. 道路標識, 街灯, カメラ等支柱

- (a) 第3保管エリア及び第4保管エリア周辺の道路標識, 街灯, カメラ等支柱は損壊時に可搬型設備へ影響を与えることから, 保管場所及びアクセスルートに影響を与えない範囲に移設又は撤去を行う方針とする。

⇒ 評価フロー③

- (b) EL44m 周辺の街灯は損壊時にアクセスルートの必要な幅員 (3.0m) を確保できないことから, 保管場所及びアクセスルートに影響を与えない範囲に移設又は撤去を行う方針とする。

⇒ 評価フロー③

b. カーブミラー, 道路標識, 街灯, カメラ等支柱

- (a) 3号機周辺の街灯は損壊しても第3保管エリア, 第4保管エリア及びアクセスルートに影響を与えない位置に設置している。

⇒ 評価フロー②

- (b) 3号機周辺のカーブミラー, 道路標識, 街灯, カメラ等支柱は損壊してもアクセスルートの必要な幅員 (3.0m) を確保可能である。

⇒ 評価フロー②

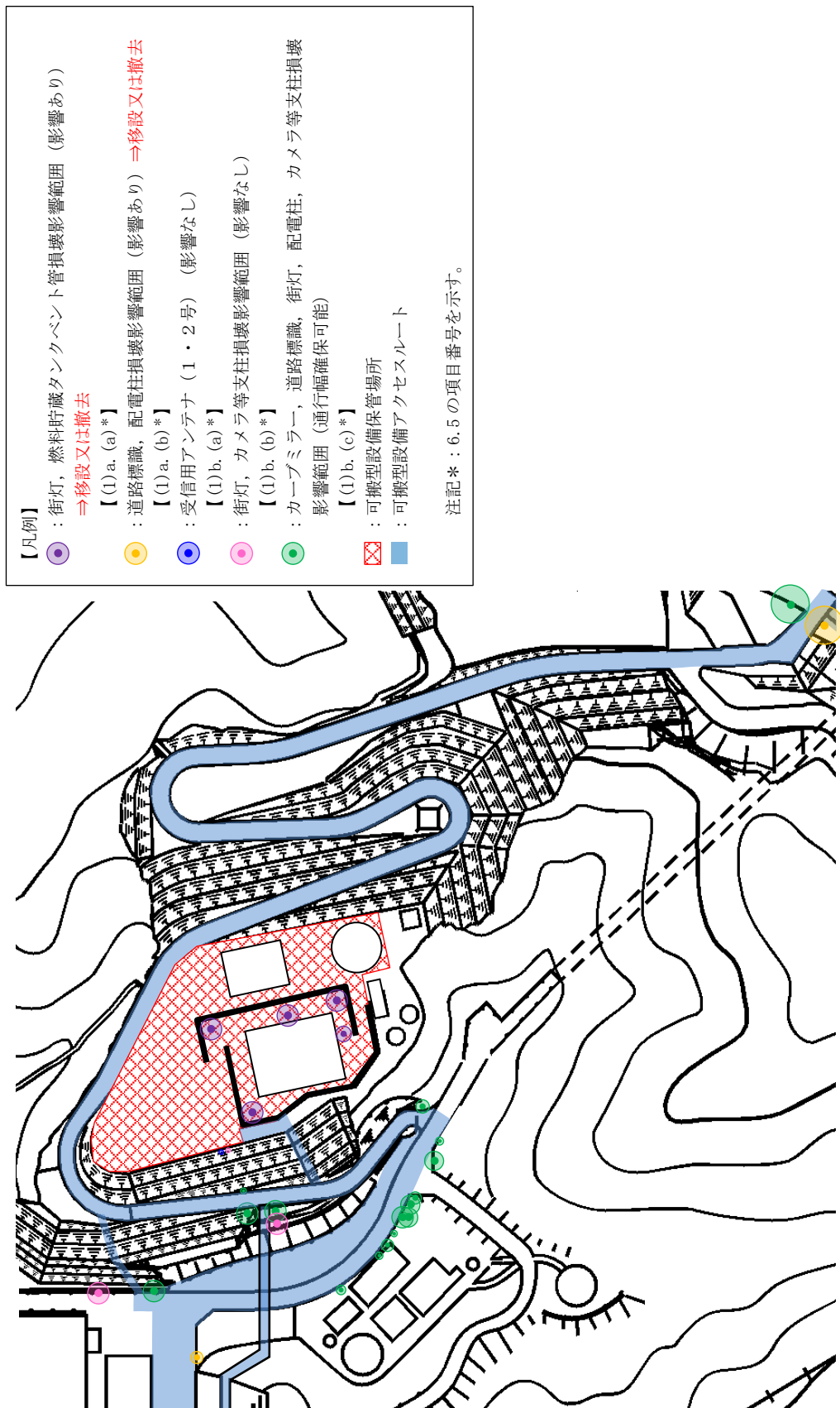


図 6-22 保管場所及びアクセスルート周辺の小規模構造物（緊急時対策所周辺）

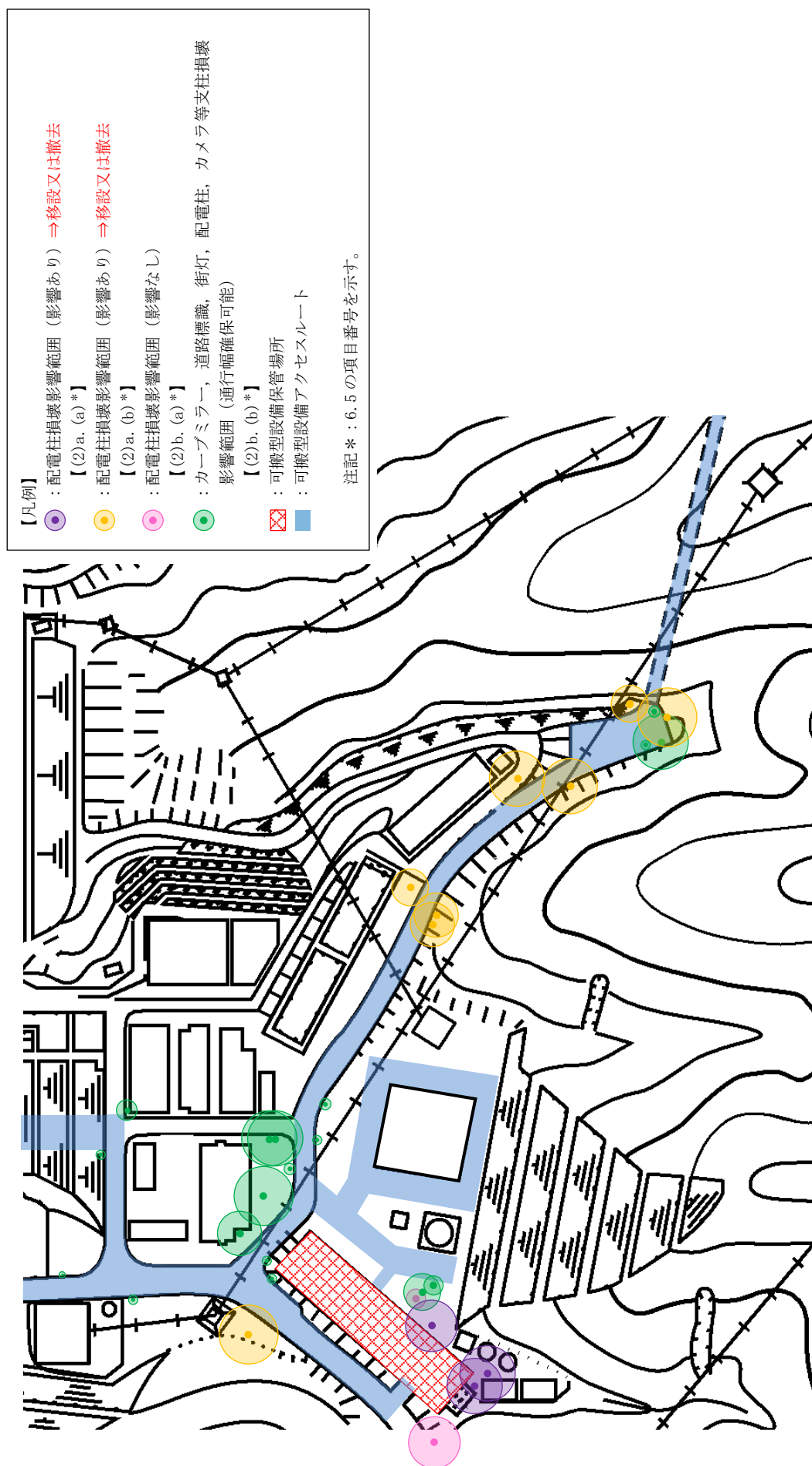


図 6-23 保管場所及びアクセスルート周辺の小規模構造物 (EL44m 周辺)

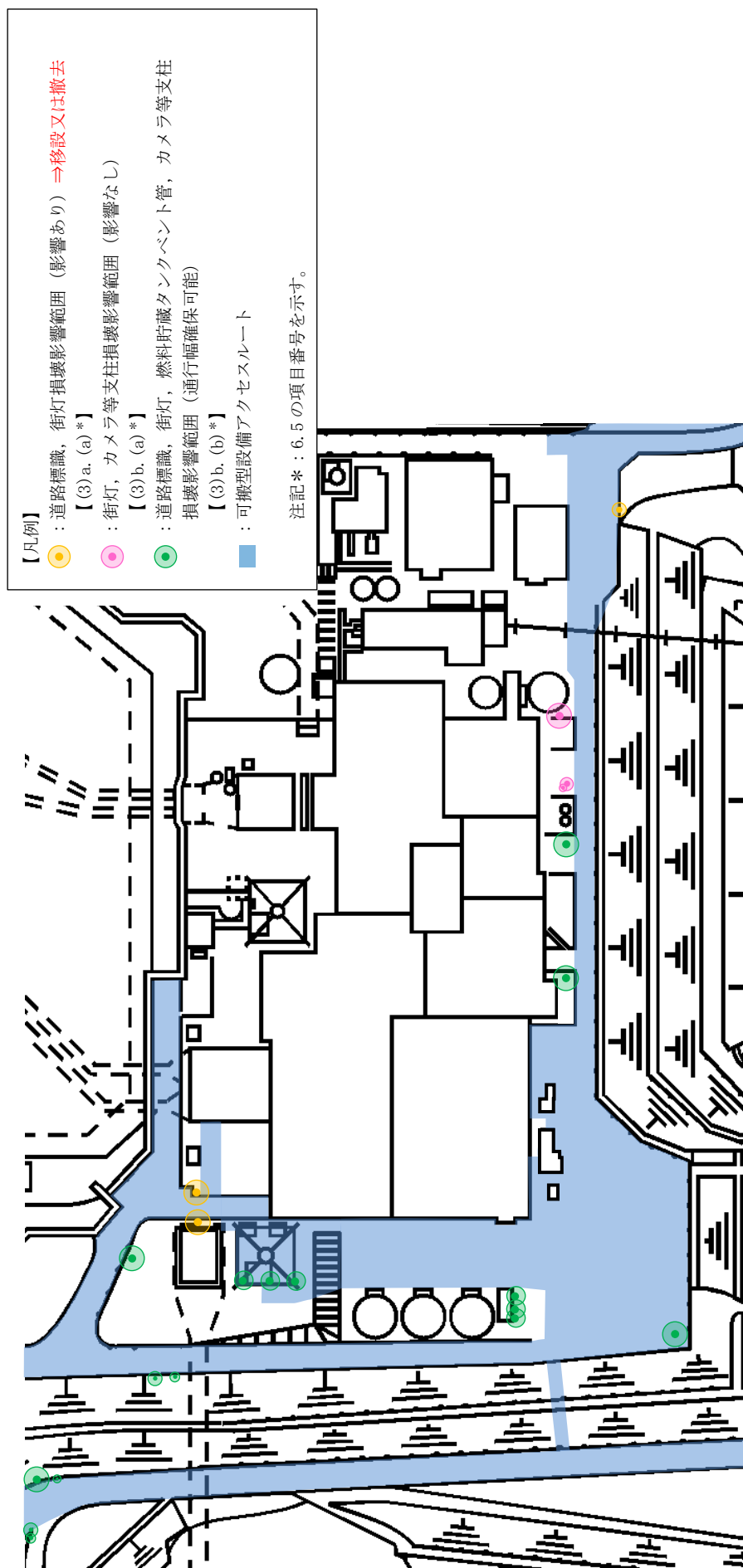


図 6-24 保管場所及びアクセスルート周辺の小規模構造物 (1, 2 号機周辺)

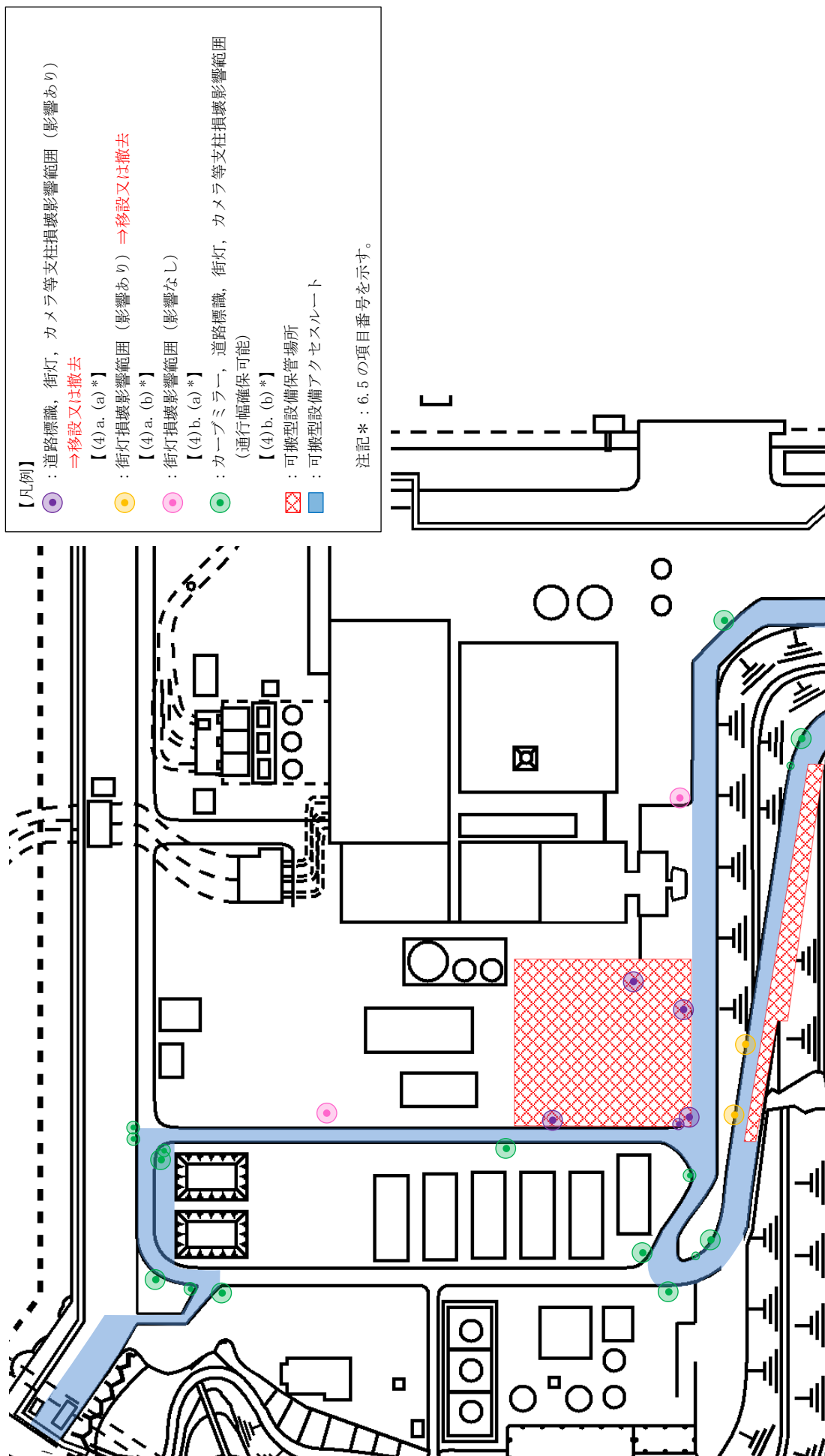


図 6-25 保管場所及びアクセスルート周辺の小規模構造物（3号機周辺）