

本資料のうち、枠囲みの内容は防護上の観点から、又は商業機密の観点から公開できません。

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-01-0200-14_改0
提出年月日	2021年3月23日

補足-200-14 可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセス

ルートについて

2021年3月

東北電力株式会社

目次

1. 可搬型重大事故等対処設備の保管場所について
2. 保管場所及び屋外アクセスルートの評価対象斜面の抽出について
3. 保管場所及び屋外アクセスルートに関する斜面の安定性評価について
4. 保管場所における地盤支持力評価について
5. 保管場所及び屋外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
6. 保管場所及び屋外アクセスルート周辺構造物の耐震性評価について
7. 屋外アクセスルートの段差及び傾斜評価に用いる沈下率の設定方法について
8. 屋外アクセスルートの段差緩和対策について
9. 保管場所及び屋外アクセスルートの評価における地下水位の設定方法について
10. 屋外アクセスルート仮復旧時間の評価について
11. 屋外アクセスルート仮復旧作業の検証について
12. 仮復旧作業の成立性について
13. 屋内アクセスルートの設定について
14. 屋内アクセスルート確保のための対策について
15. 森林火災時における保管場所及び屋外アクセスルートへの影響について
16. 第4保管エリア及び屋外アクセスルートの変更について
17. 第3保管エリアの変更について
18. 屋外タンク等からの溢水影響評価について
19. 主要変圧器の火災発生防止対策について

参考資料1 斜面のすべり計算に用いた解析コード「SFCALC」の適用性について

1. 可搬型重大事故等対処設備の保管場所について

可搬型重大事故等対処設備の保管場所については、VI-1-1-6-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」のうち「2.1 保管場所の基本方針」に示すとおり、地震、津波その他の自然現象及び人為事象による影響を考慮し、位置的分散を図り複数箇所に分散して保管を行う。

対象となる可搬型重大事故等対処設備を表 1-1 に、屋外の可搬型重大事故等対処設備の保管場所を図 1-1 に示す。

表 1-1 可搬型重大事故等対処設備一覧表

No.	設備名称	保管場所
1	大容量送水ポンプ(タイプ I)	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
2	取水用ホース(250A : 5m, 10m, 20m)	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
3	送水用ホース(300A : 2m, 5m, 10m, 20m, 50m)	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
4	注水用ヘッド	第 2 保管エリア 第 3 保管エリア 第 4 保管エリア
5	送水用ホース(150A : 1m, 2m, 5m, 10m, 20m)	第 2 保管エリア 第 3 保管エリア 第 4 保管エリア
6	スプレー用ホース(65A : 1m)	原子炉建屋
7	スプレーノズル	原子炉建屋
8	ホース延長回収車	第 2 保管エリア 第 3 保管エリア 第 4 保管エリア
9	原子炉補機代替冷却水系熱交換器ユニット(熱交換器)	第 1 保管エリア 第 3 保管エリア 第 4 保管エリア
10	耐熱ホース(300A : 2m, 5m, 10m)	第 1 保管エリア 第 3 保管エリア
11	除熱用ヘッド	第 1 保管エリア 第 3 保管エリア 第 4 保管エリア
12	耐熱ホース(201A : 5m, 10m)	第 1 保管エリア 第 3 保管エリア 第 4 保管エリア
13	高圧窒素ガスポンペ	原子炉建屋
14	連結管	原子炉建屋

No.	設備名称	保管場所
15	P54-F1005A, B(代替高压窒素ガス供給系窒素ガスボンベ安全弁(A), (B))	原子炉建屋
16	連結管	原子炉建屋
17	代替高压窒素ガス供給用フレキシブルホース (φ32.9, 6m, 8m)	原子炉建屋
18	無線連絡設備(携帯型)	制御建屋 緊急時対策建屋
19	衛星電話設備(携帯型)	制御建屋 緊急時対策建屋
20	携行型通話装置	制御建屋 緊急時対策建屋
21	可搬型計測器	制御建屋 緊急時対策建屋
22	可搬型照明(SA)	制御建屋
23	酸素濃度計(中央制御室用)	制御建屋
24	二酸化炭素濃度計(中央制御室用)	制御建屋
25	緊急時対策所可搬型エリアモニタ	緊急時対策建屋
26	可搬型モニタリングポスト	第1, 2, 4保管エリア 緊急時対策建屋
27	γ線サーベイメータ	緊急時対策建屋
28	β線サーベイメータ	緊急時対策建屋
29	α線サーベイメータ	緊急時対策建屋
30	電離箱サーベイメータ	緊急時対策建屋
31	中央制御室待避所加圧設備(空気ボンベ)	制御建屋
32	緊急時対策所加圧設備(空気ボンベ)	緊急時対策建屋
33	可搬型ダスト・よう素サンプラ	緊急時対策建屋
34	小型船舶	第1保管エリア 第4保管エリア
35	代替気象観測設備	第2保管エリア 第4保管エリア
36	大容量送水ポンプ(タイプII)	第1保管エリア 第2保管エリア 第4保管エリア
37	放水砲	第1保管エリア 第4保管エリア
38	可搬型窒素ガス供給装置	第1保管エリア 第4保管エリア

No.	設備名称	保管場所
39	窒素供給用ホース(50A : 5m)	第1保管エリア 第4保管エリア
40	窒素供給用ヘッダ	第1保管エリア 第4保管エリア
41	可搬型窒素ガス供給装置接続管	第1保管エリア 第4保管エリア
42	送水用ホース(65A : 20m)	第2保管エリア 第3保管エリア 第4保管エリア
43	シルトフェンス	第1保管エリア 第4保管エリア
44	泡消火薬剤混合装置	第1保管エリア 第4保管エリア
45	電源車	第2保管エリア 第3保管エリア 第4保管エリア
46	給油用ホース(20A : 7m)	電源車(緊急時対策所用)
47	電源車(緊急時対策所用)	緊急時対策建屋北側 第4保管エリア
48	主蒸気逃がし安全弁用可搬型蓄電池	制御建屋
49	タンクローリ	第2保管エリア 第3保管エリア 第4保管エリア
50	軽油払出用ホース(外径63mm : 2m)	第2保管エリア 第3保管エリア 第4保管エリア
51	給油用ホース(φ25 : 50m)	第2保管エリア 第3保管エリア 第4保管エリア
52	酸素濃度計(緊急時対策所用)	緊急時対策建屋
53	二酸化炭素濃度計(緊急時対策所用)	緊急時対策建屋
54	ブルドーザ	第1, 4保管エリア
55	バックホウ	第1, 4保管エリア

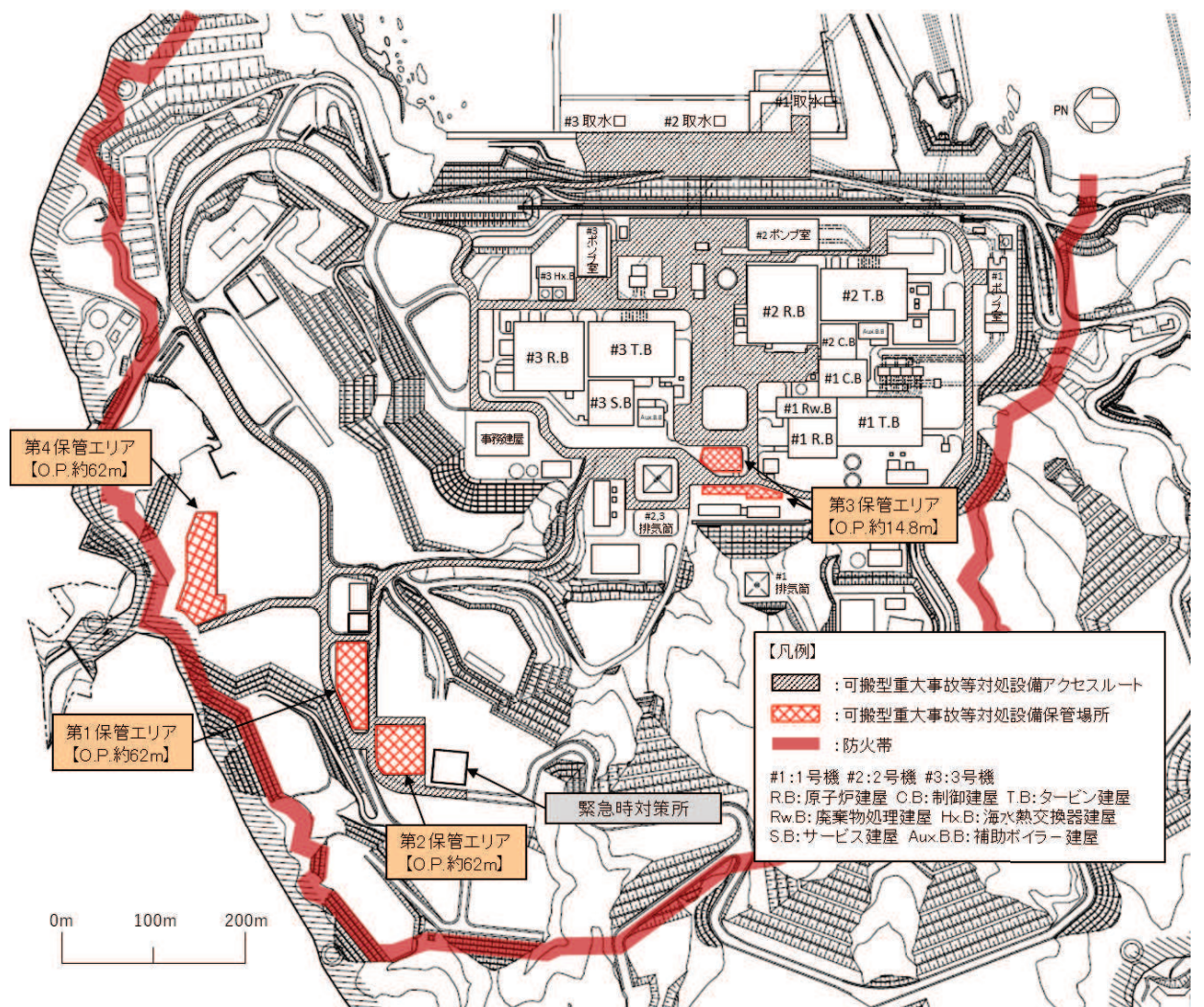


図1-1 屋外の可搬型重大事故等対処設備の保管場所

2. 保管場所及び屋外アクセスルートの評価対象斜面の抽出について

保管場所及び屋外アクセスルートに関する斜面の安定性評価を実施するに当たり、地質調査や建設に伴う敷地造成を踏まえた地質、盛土・旧表土厚等の分布形状を把握する。その上で、斜面からの離隔、斜面の勾配、すべり方向等を勘案して代表断面を選定し安定性評価を実施する。

2.1 敷地内斜面の抽出

(1) 地質調査位置

過去の地質調査位置を図 2.1-1 に示す。

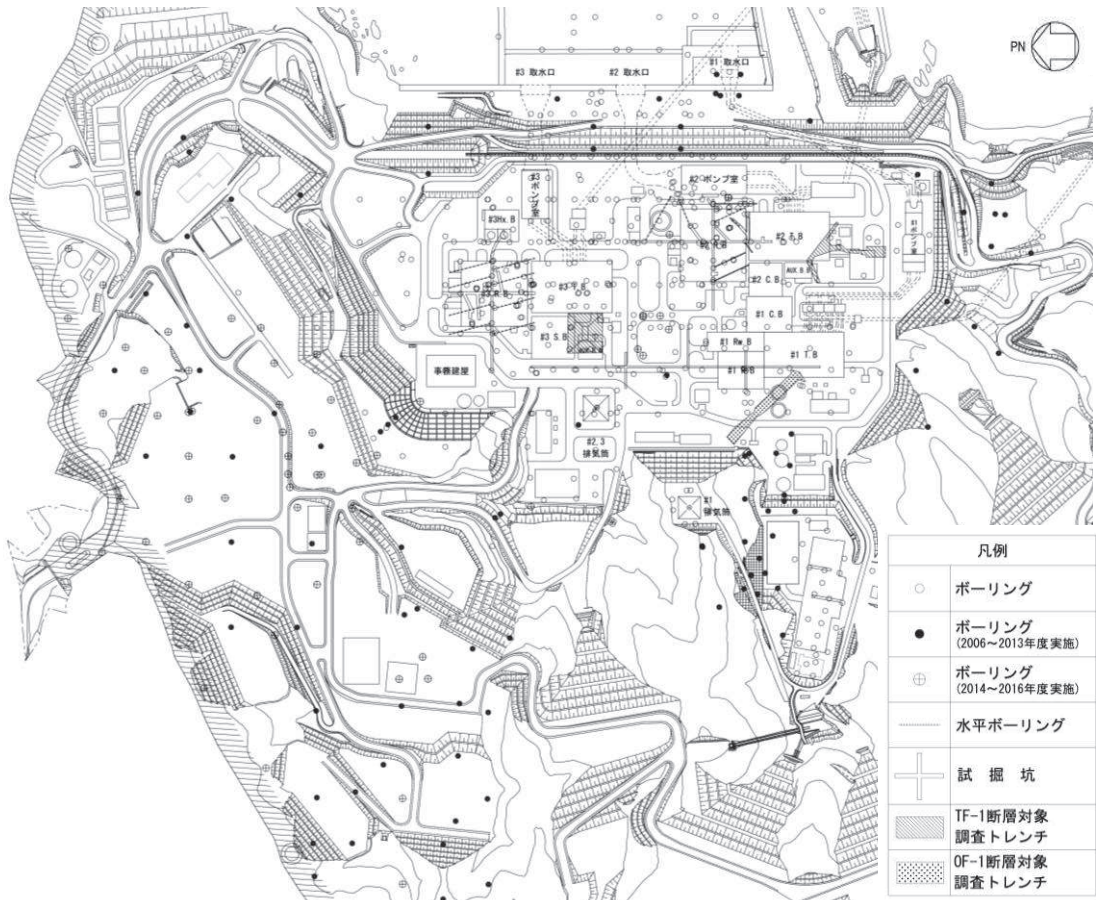


図 2.1-1 地質調査位置図

(2) 切土及び盛土の平面分布図

敷地内における切土部及び盛土部の平面的な分布を図 2.1-2 に示す。

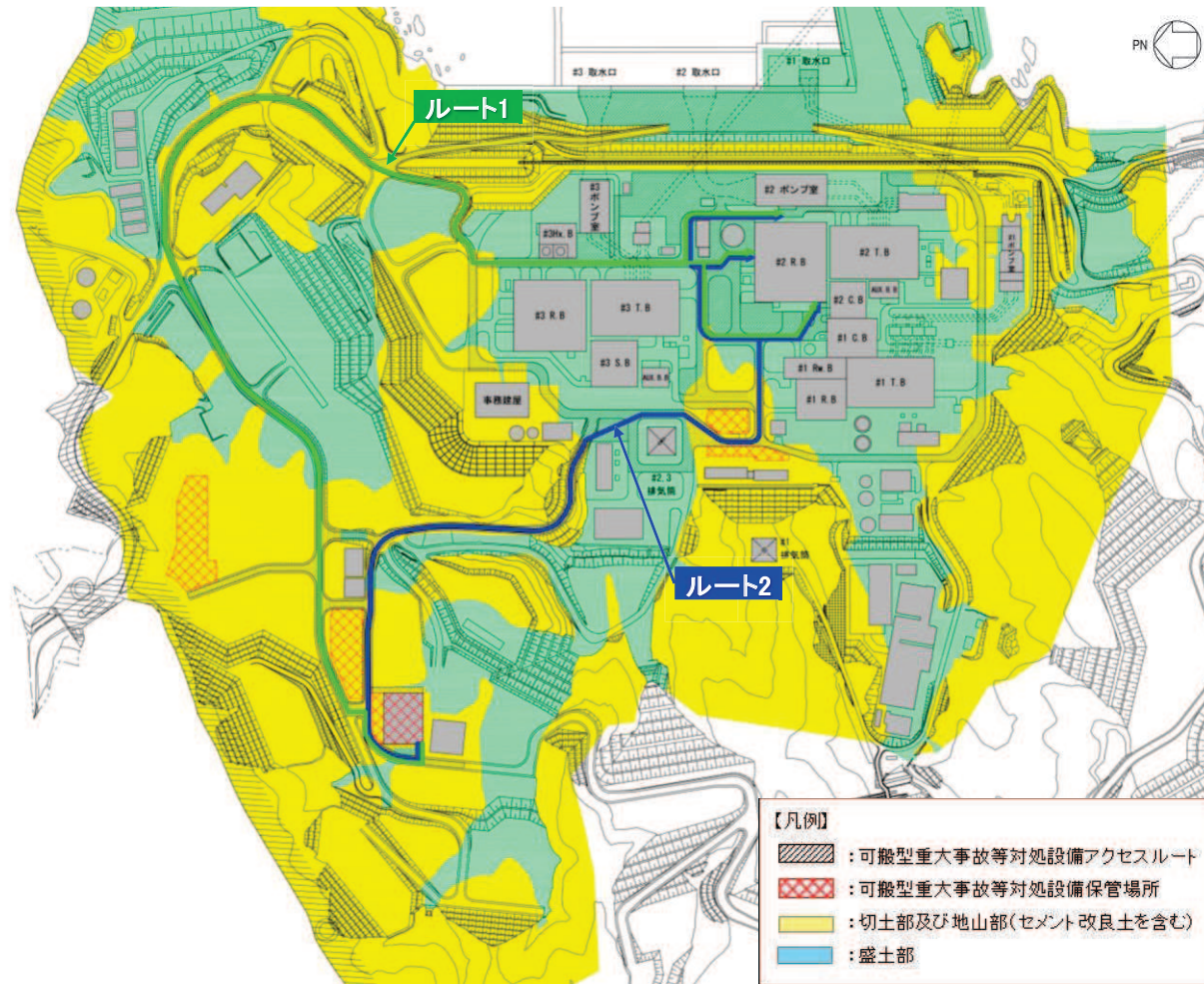
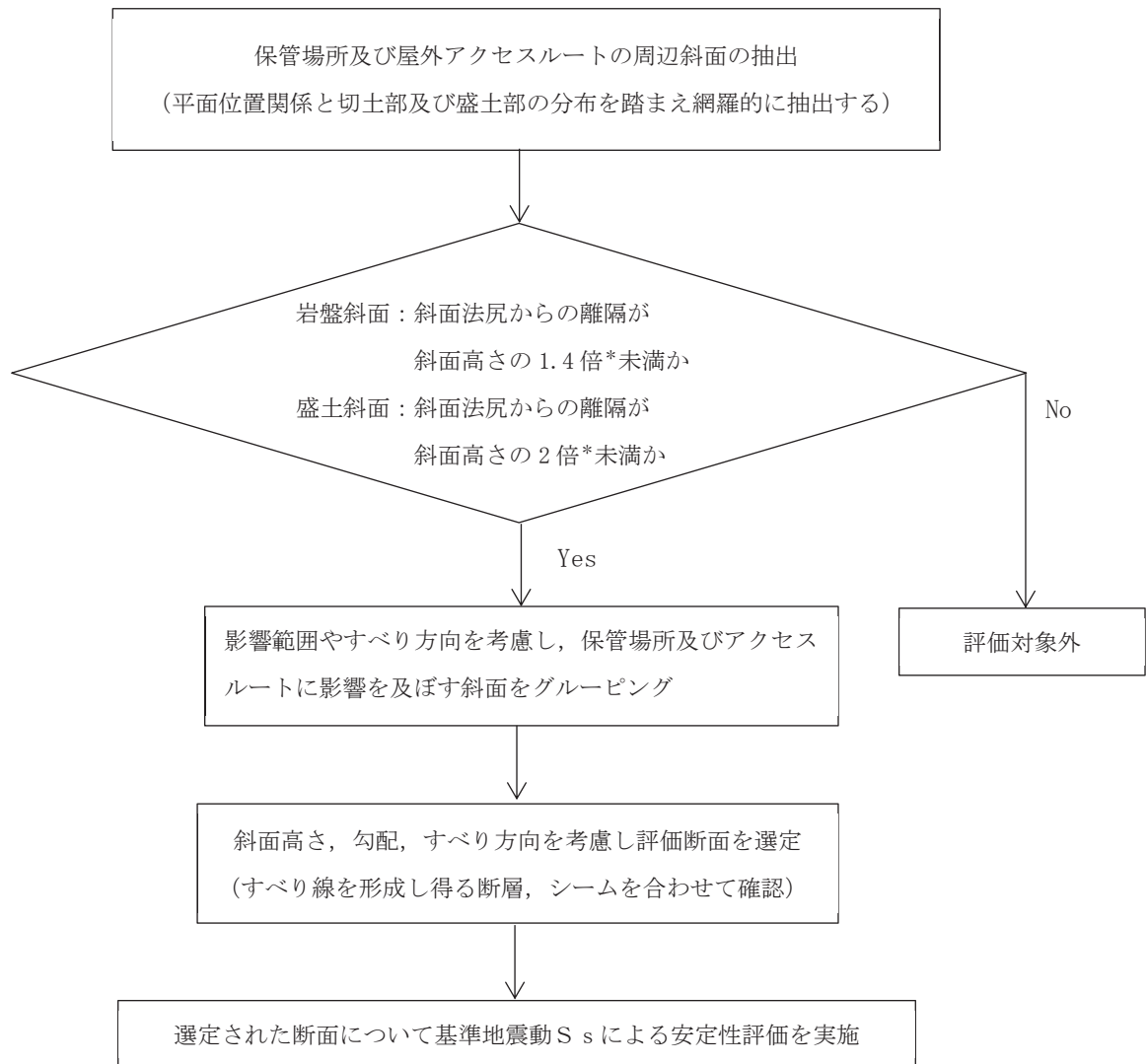


図 2.1-2 切土部及び盛土部の平面分布図

2.2 周辺斜面の選定根拠

保管場所と屋外アクセスルート周辺の斜面を網羅的に抽出する。評価対象とする周辺斜面の抽出から断面の選定までのフローを図 2.2-1 に示す。



注記*：離隔距離の根拠については「2.4 斜面からの離隔距離の考え方」に示す。

図 2.2-1 評価対象とする周辺斜面の選定フロー

(1) 周辺斜面の抽出

切土部及び盛土部の平面的な分布と斜面法尻からの離隔を踏まえ、保管場所及び屋外アクセスルートに影響を及ぼす可能性のある斜面を抽出する。図 2.2-2 に保管場所及び屋外アクセスルートに係る周辺斜面と斜面からの離隔を示す。

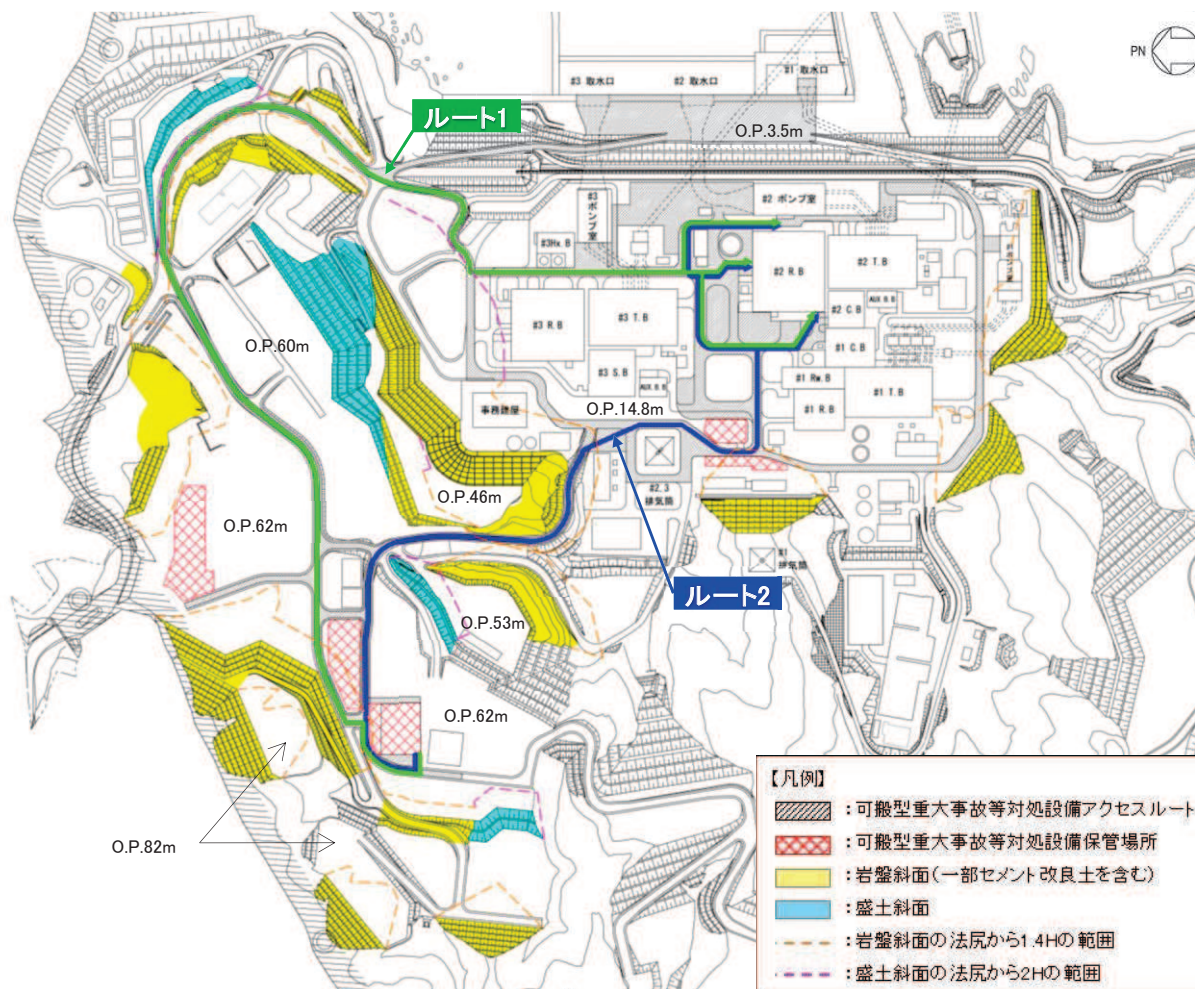


図 2.2-2 周辺斜面の抽出

(2) 評価対象とする周辺斜面の選定

斜面法尻から所要の離隔距離を確保できる斜面は評価対象外とした上で、評価対象とする斜面を斜面のすべり方向や影響範囲を考慮し、図 2.2-3 のとおりグループ分けする。各グループの抽出理由については以下のとおりである。

・斜面 A

第 1 保管エリア、第 2 保管エリア及び周辺のアksesルートに対して、岩盤斜面法尻から斜面高さの 1.4 倍の離隔を確保できないことから、すべり方向を考慮し一連の斜面を抽出する。

・斜面 B

アクセスルートに対して、盛土斜面法尻から斜面高さの 2 倍の離隔を確保できないことから、一連の斜面を抽出する。なお、抽出した斜面中に盛土と岩盤の切り盛り境界が存在するが、上段盛土斜面の崩壊距離が下段岩盤斜面まで到達することから、一連の盛土斜面として離隔距離を設定した。

・斜面 C

アクセスルートに対して、盛土斜面法尻から斜面高さの 2 倍の離隔を確保できないことから、すべり方向を考慮し一連の斜面を抽出する。

・斜面 D

アクセスルートに対して、岩盤斜面法尻から斜面高さの 1.4 倍の離隔を確保できないことから、すべり方向を考慮し一連の斜面を抽出する。

・斜面 E

アクセスルートに対して、岩盤斜面法尻から斜面高さの 1.4 倍の離隔を確保できないことから、すべり方向を考慮し一連の斜面を抽出する。

・斜面 F

第 3 保管エリア及びアクセスルートに対して、岩盤斜面法尻から斜面高さの 1.4 倍の離隔を確保できないことから、すべり方向を考慮し一連の斜面を抽出する。

・斜面 G

アクセスルートに対して、岩盤斜面法尻から斜面高さの 1.4 倍の離隔を確保できないことから、すべり方向を考慮し一連の斜面を抽出する。

また、離隔を確保することにより、評価対象外とした斜面の位置を図 2.2-4 に、地質断面図を図 2.2-5～図 2.2-6 に示す。

これらの斜面は高さが 10～20m 程度で、いずれも C_L ～ C_M 級岩盤が主体の斜面であり、断面②、断面③にわずかに D 級岩盤が分布する。岩盤の分布状況を踏まえると、大規模な崩壊は想定されず、また斜面高さの 1.4 倍の離隔を確保していることから、保管場所及び屋外アクセスルートへの影響はない。



図 2.2-3 評価対象とする周辺斜面のグループ分け

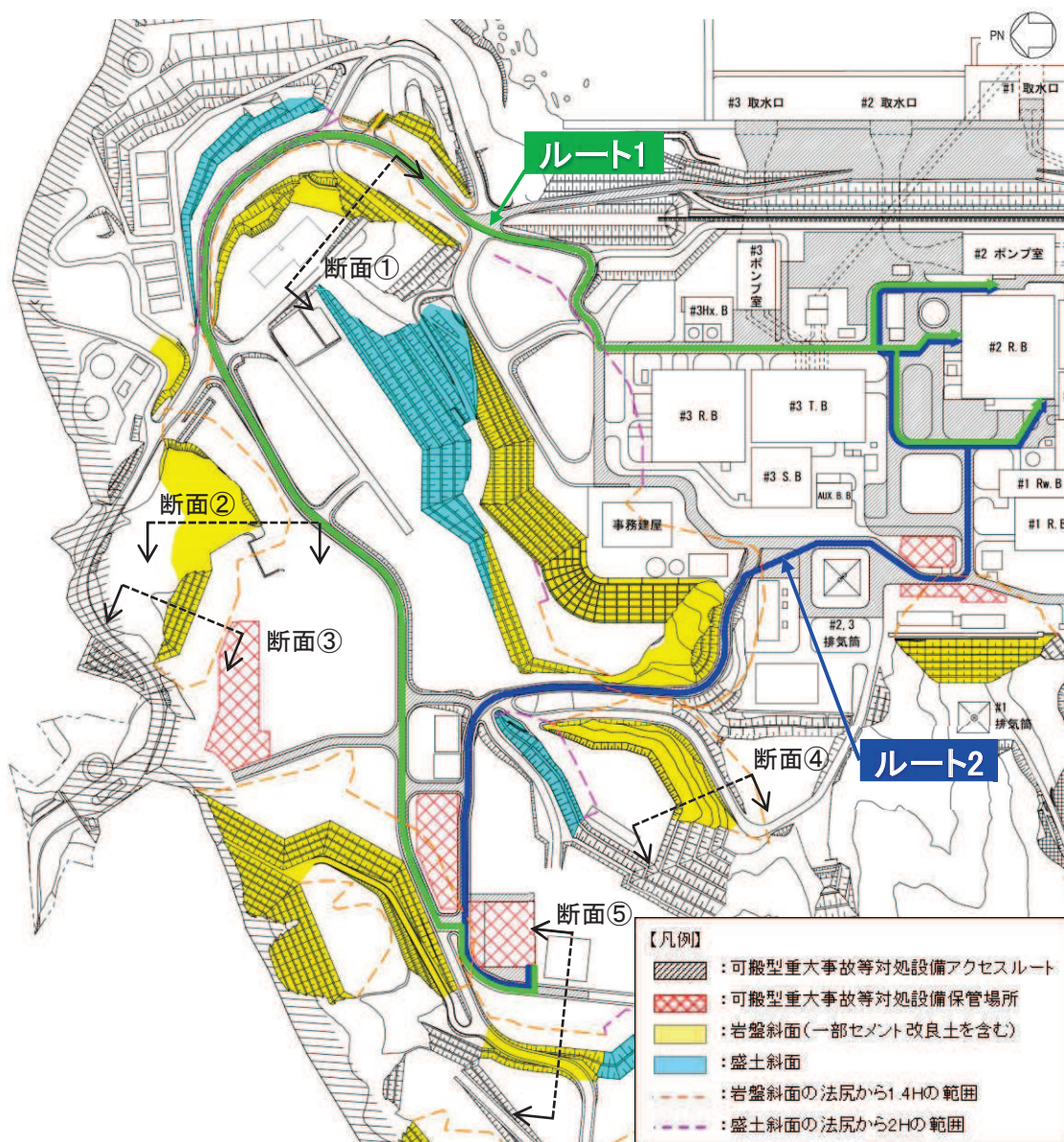


図 2.2-4 評価対象外とした周辺斜面の位置図

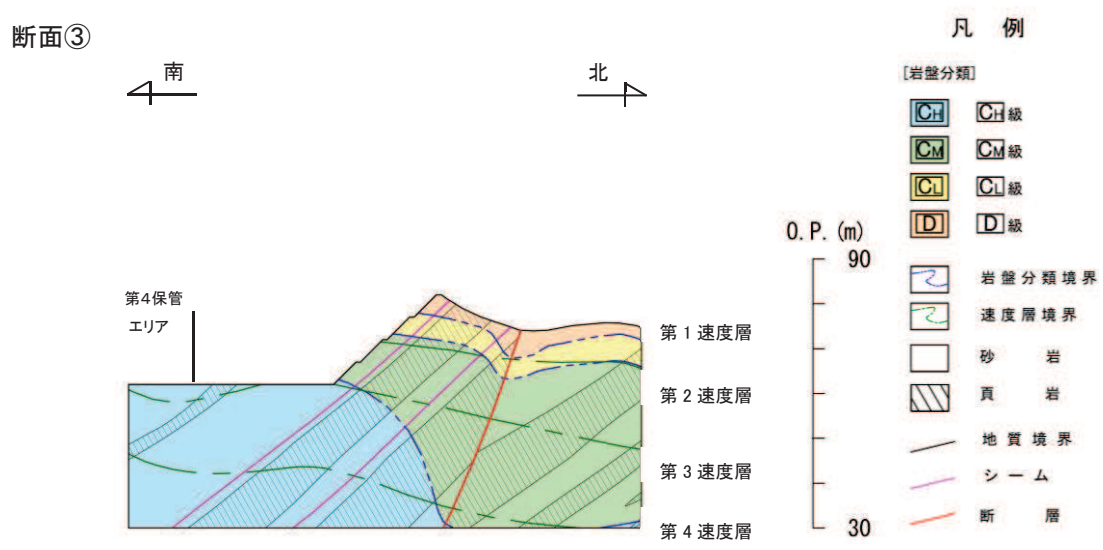
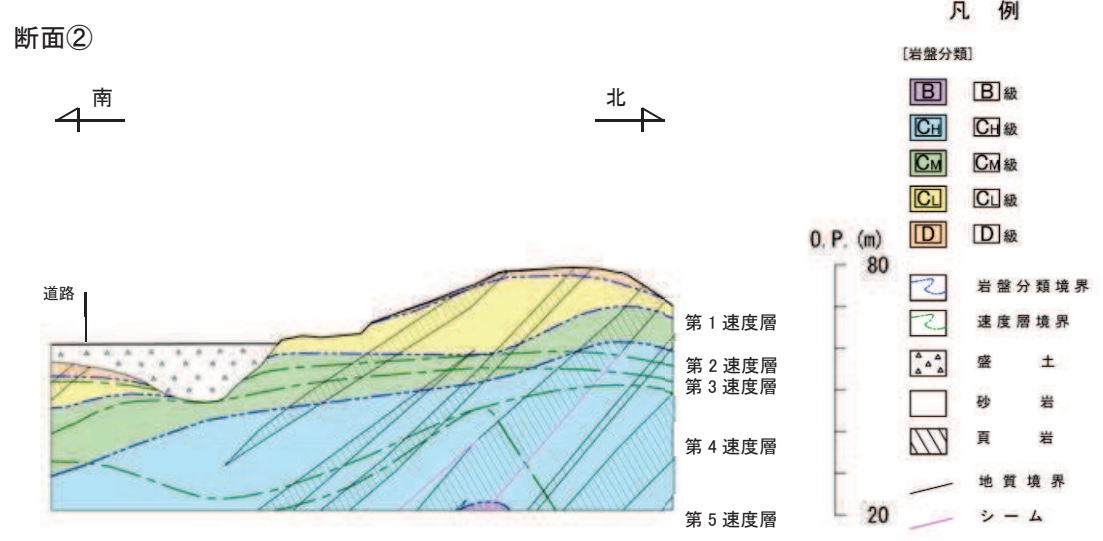
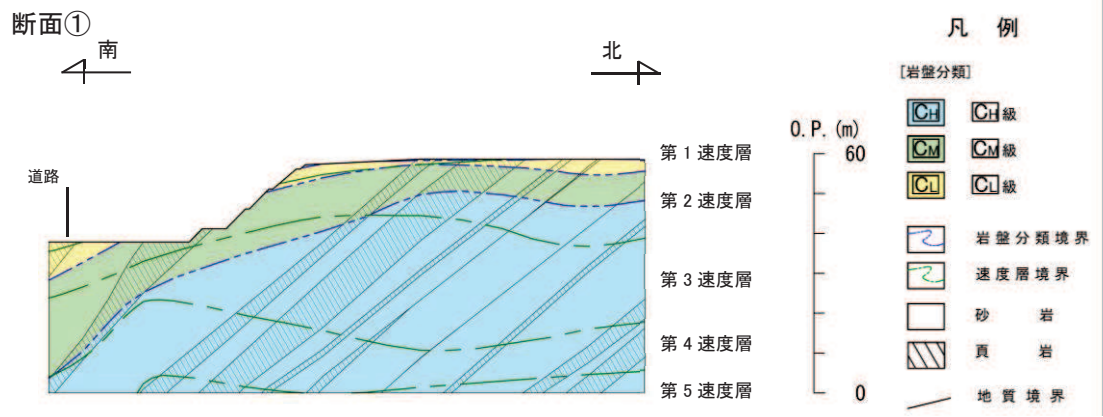
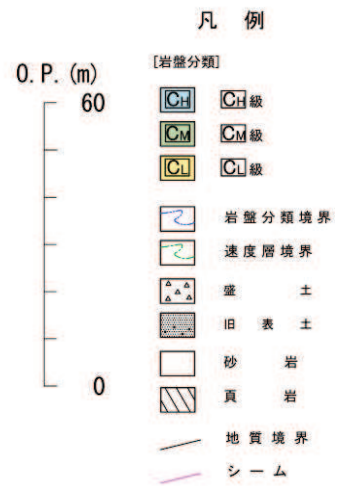
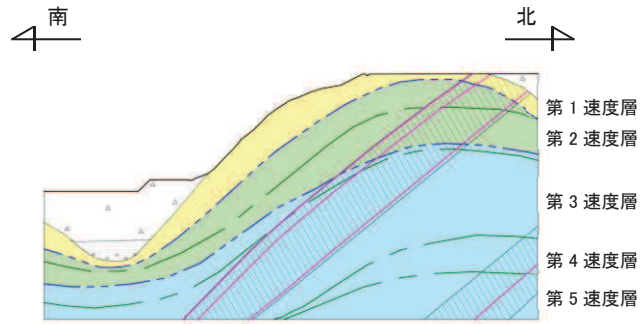


図 2.2-5 地質断面図 (断面①~③)

断面④



断面⑤

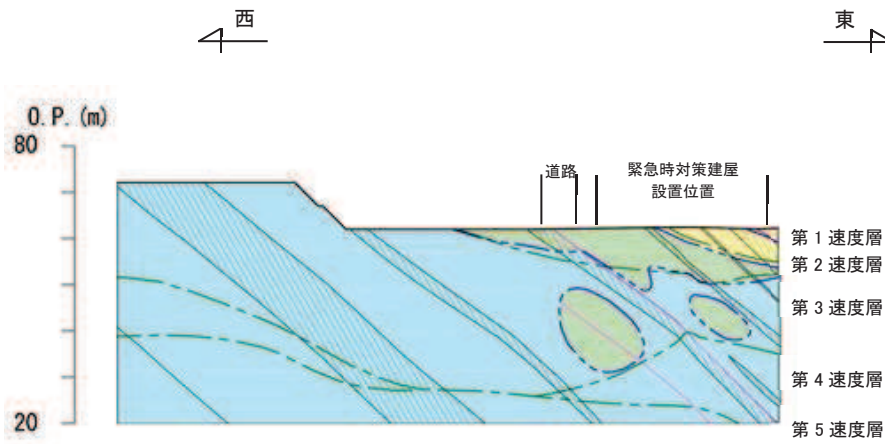


図 2.2-6 地質断面図 (断面④, ⑤)

(3) 敷地の地質

a. 敷地の地質・地質構造

敷地の地質は、中生界ジュラ系の牡鹿層群、荻の浜累層の砂岩、頁岩、砂岩頁岩互層が分布しており、顕著な褶曲構造（NNE-SSW～NE-SW 方向）と断層で特徴づけられる。図 2.2-7 に敷地の地質平面図を示す。また、図 2.2-8 に敷地の地質断面図を示す。小屋取背斜に代表される顕著な複褶曲構造を形成している。

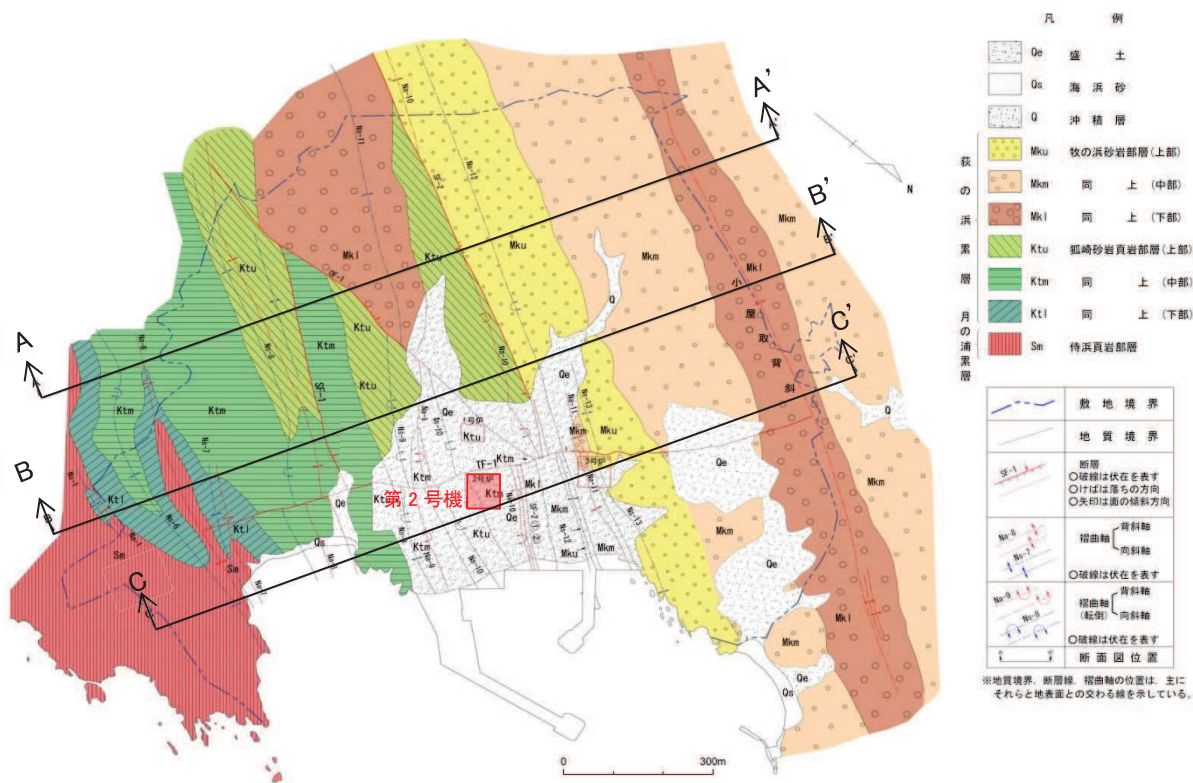


図 2.2-7 敷地の地質平面図

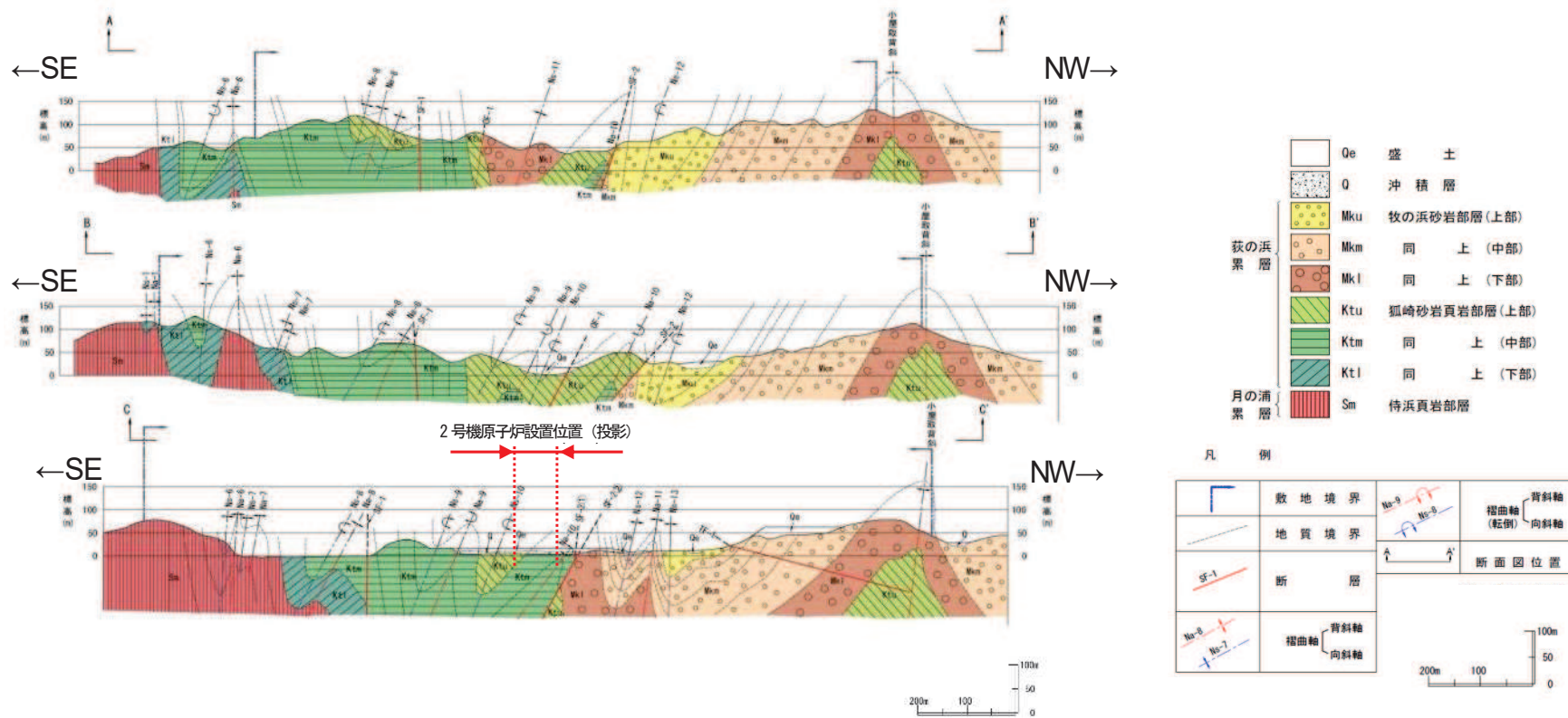


図 2.2-8 敷地の地質断面図

b. 敷地の断層分布

0. P. -14. 1m における地質水平断面図と斜面の位置関係を図 2.2-9 に示す。斜面 E 及び斜面 G に断層は分布しない。斜面 D にかかる TF-1 断層は、北北西の走向で 40~85° 南西に傾斜する正断層であるため、斜面のすべり方向にすべり線を形成し得ない。また、斜面 F にかかる SF-2 断層は北東走向で 23~54° 南東に傾斜する逆断層であることから、斜面のすべり方向にすべり線を形成し得ない。

また、0. P. 45. 5m における地質水平断面図と斜面の位置関係を図 2.2-10 に示す。地質水平断面図に示す TF-1 及び TF-5 断層は、評価対象として抽出した斜面 A には分布しない。

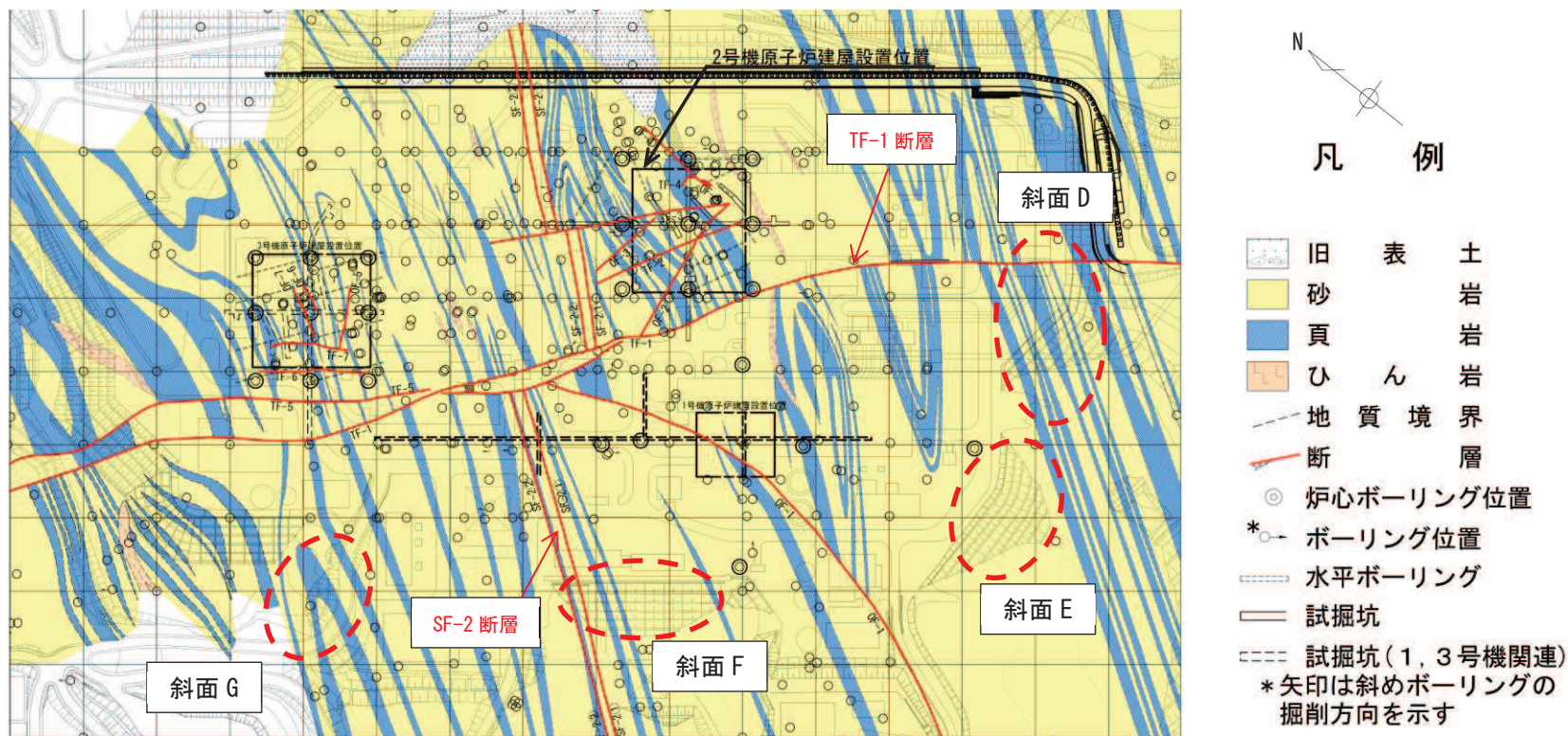
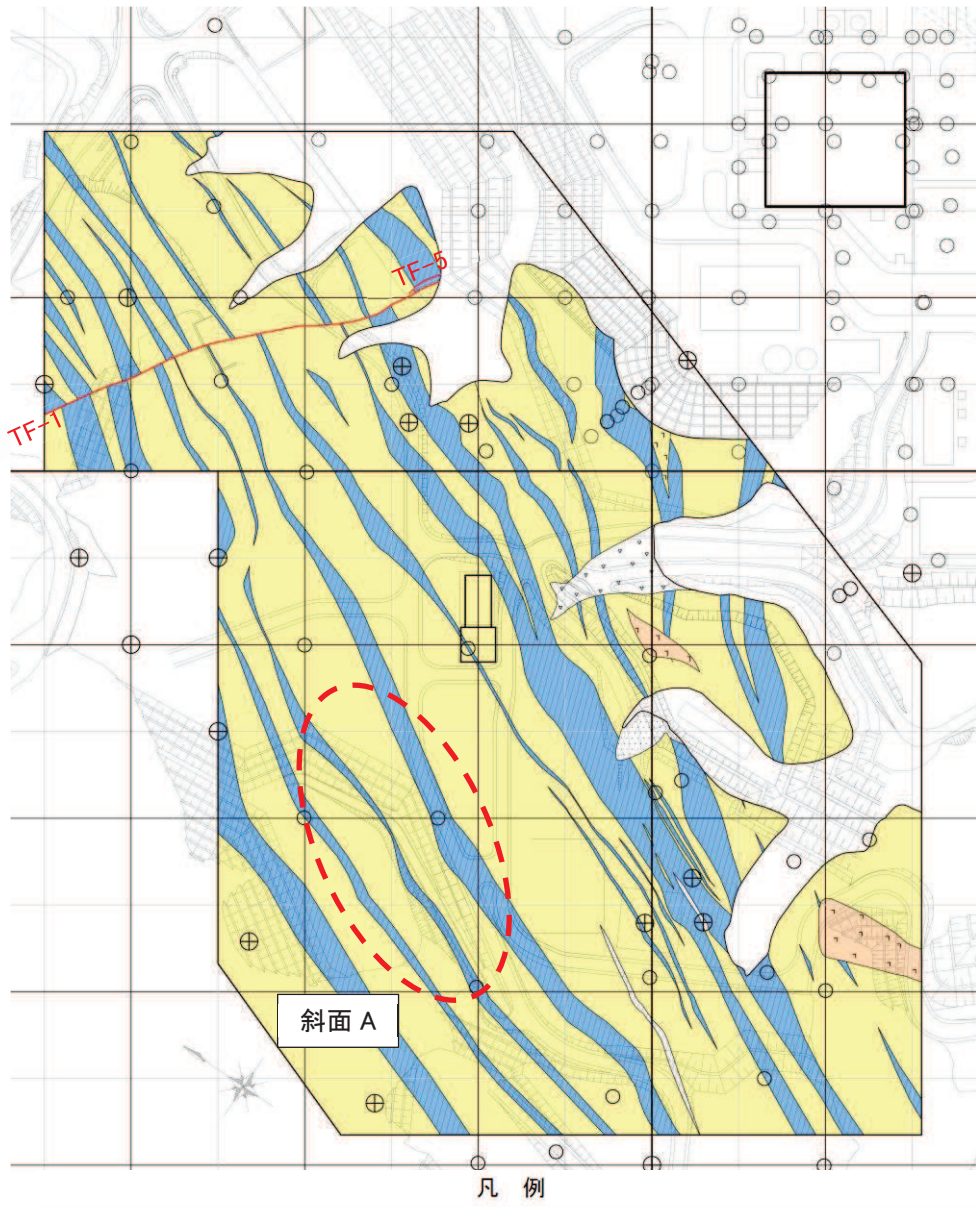


図 2.2-9 地質水平断面図 (0. P. -14. 1m)



凡例

- | | | | | | |
|---|----------------------|-----|-----|---|------|
| ○ | ボーリング孔 | ▲▲▲ | 盛土 | — | 地質境界 |
| ● | ボーリング孔(2006~2013年実施) | □ | 旧表土 | — | 断層 |
| ⊕ | ボーリング孔(申請後実施) | ■ | 砂岩 | | |
| | | ■ | 頁岩 | | |
| | | ■ | ひん岩 | | |

図 2.2-10 地質水平断面図 (0. P. 45. 5m)

(4) 周辺斜面の安定性評価断面の選定

a. 斜面 A

斜面 A の周辺における評価断面選定根拠を図 2.2-11 に示す。

斜面 A について一連の斜面高さは 20m で同じである。勾配については東側が 1:1.2, 西側が 1:1.0 であるため、急勾配である西側を評価対象に設定する。図 2.2-11 より、斜面 A はおおむね地層の走向方向と平行であることから、直交する断面 A を安定性評価断面として設定する。

安定性評価を実施する斜面 A の地質断面図を図 2.2-12 に示す。

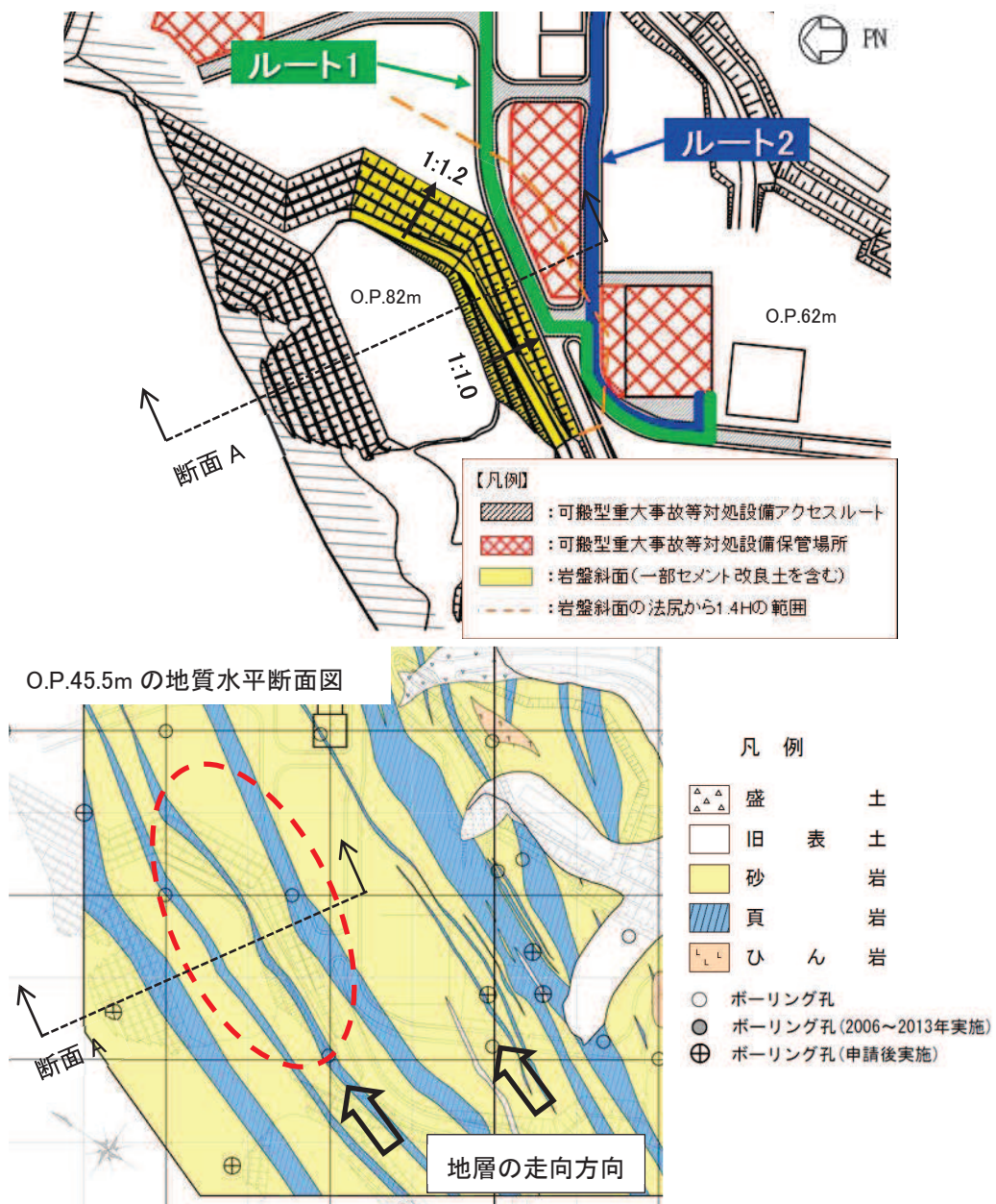


図 2.2-11 斜面 A の評価断面選定根拠

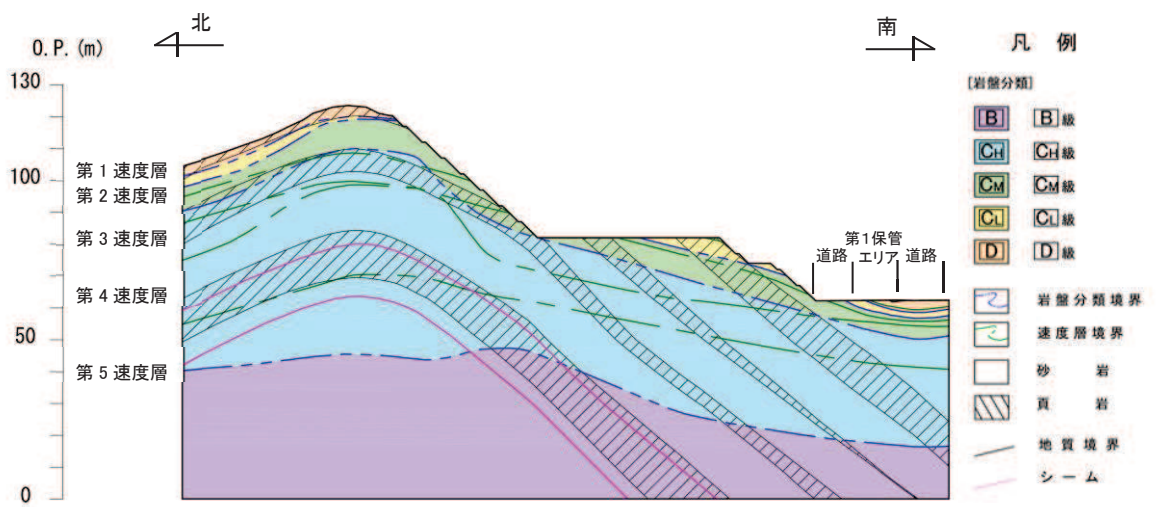


図 2.2-12 断面 A の地質断面図

b. 斜面 B

斜面 B の評価断面選定根拠を図 2.2-13 に示す。

図 2.2-13 のとおり、斜面 B は盛土斜面であるため、地層の走向方向は考慮しない。一連の盛土斜面は勾配が一定 (1:1.5) であるため、斜面高さが最大となる位置の断面 B を評価対象として選定する。なお、斜面 B 西側の一部岩盤斜面との境界になるエリアについては、盛土斜面の評価にて代表させる。

また、斜面 B において、O.P. 60m 盤でアクセスルートが盛土上を通過していくが、最も斜面高さの高い位置で安定性評価を実施することで、盛土部全体の代表性を考慮する。

安定性評価を実施する斜面 B の地質断面図を図 2.2-14 に示す。

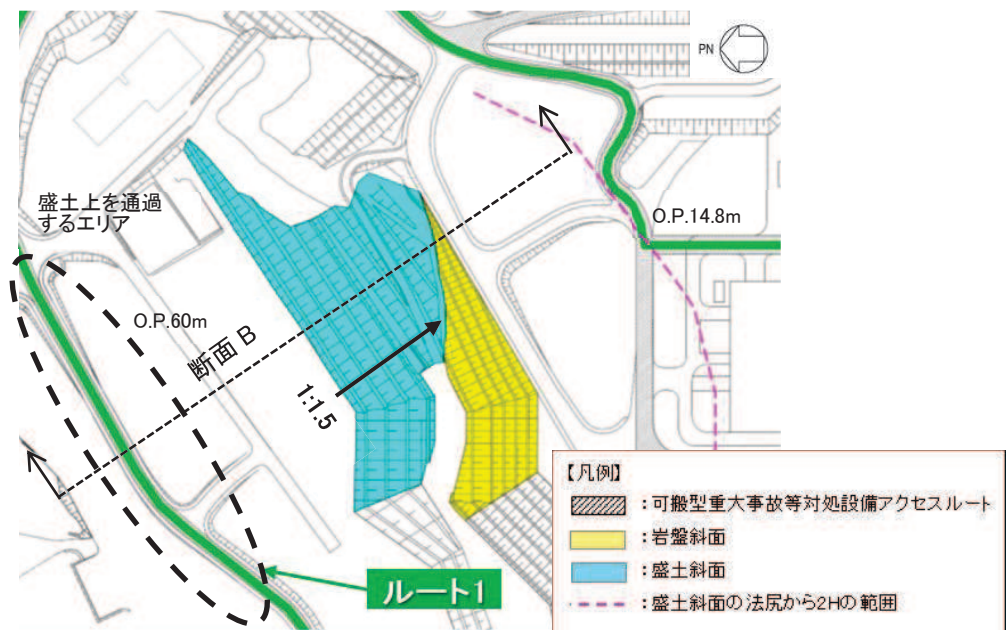


図 2.2-13 斜面 B の評価断面選定根拠

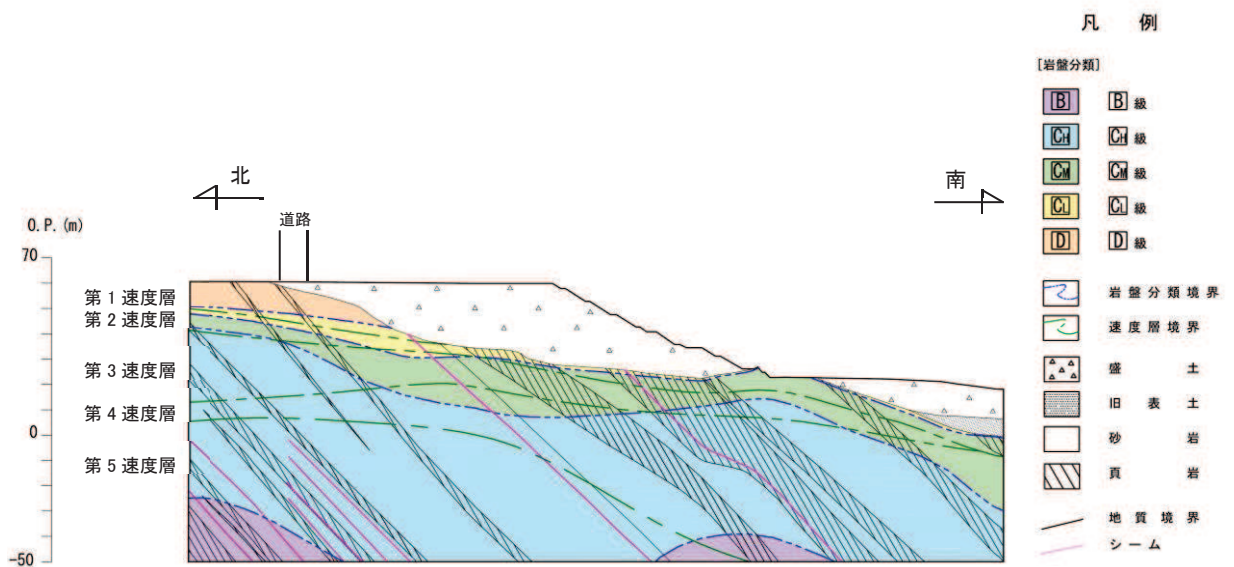


図 2.2-14 斜面 B の地質断面図

c. 斜面 C

斜面 C の評価断面選定根拠を図 2.2-15 に示す。

図 2.2-15 のとおり，斜面 C は盛土斜面であるため，地層の走向方向は考慮しない。一連の盛土斜面のうち，斜面高さが最大となる断面 C を評価対象として選定する。

安定性評価を実施する斜面 C の地質断面図を図 2.2-16 に示す。

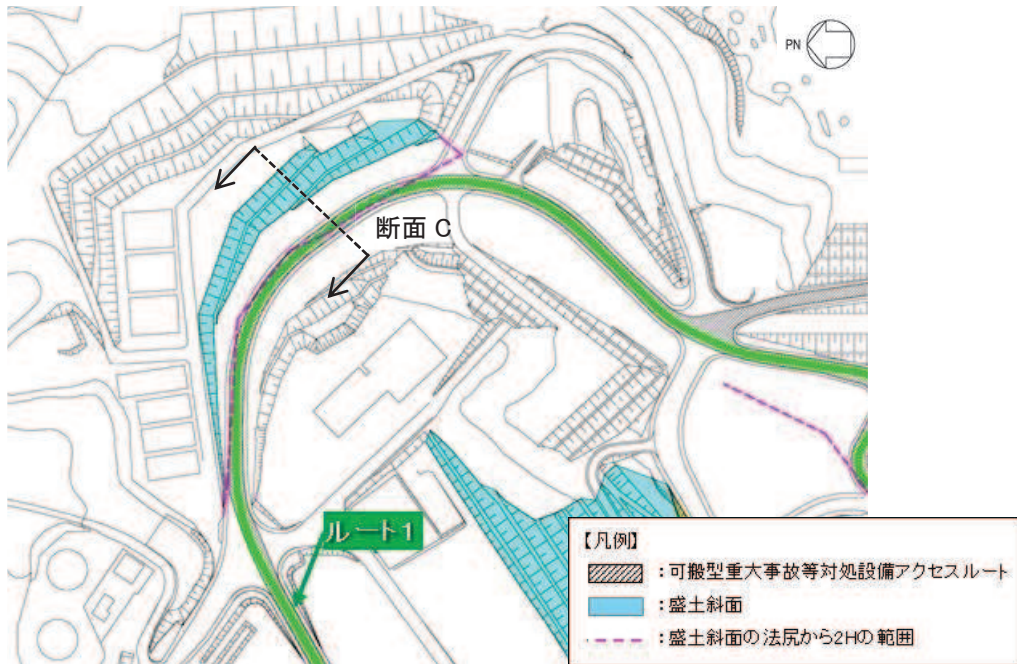


図 2.2-15 斜面 C の評価断面選定根拠

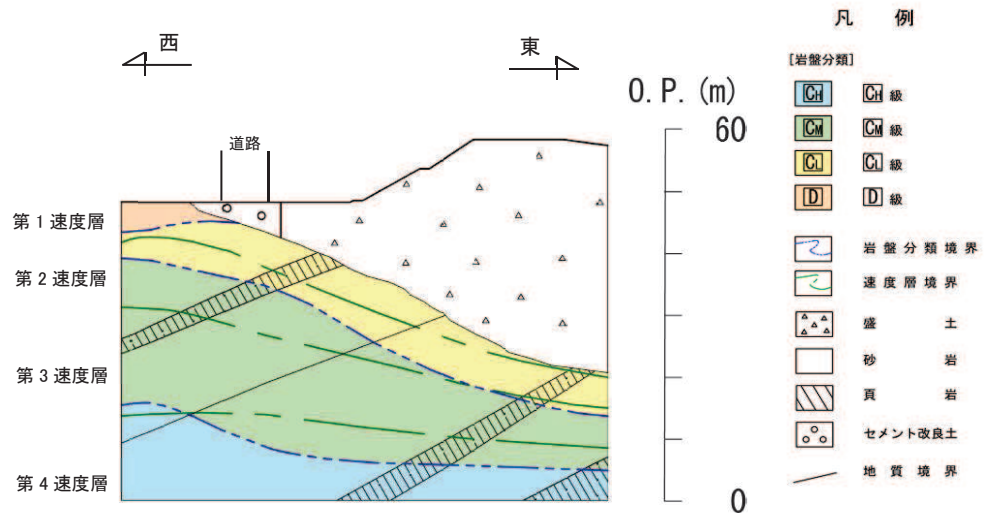


図 2.2-16 斜面 C の地質断面図

d. 斜面 F

斜面 F の評価断面選定根拠を図 2.2-17 に示す。

保管場所及び屋外アクセスルートに対するすべり方向を考慮し、東側の斜面を評価する。東側斜面については、一定の勾配であることから、斜面高さが最大となり 1 号機排気筒を含む断面を評価対象として選定した。

安定性評価を実施する斜面 F の地質断面図を図 2.2-18 に示す。

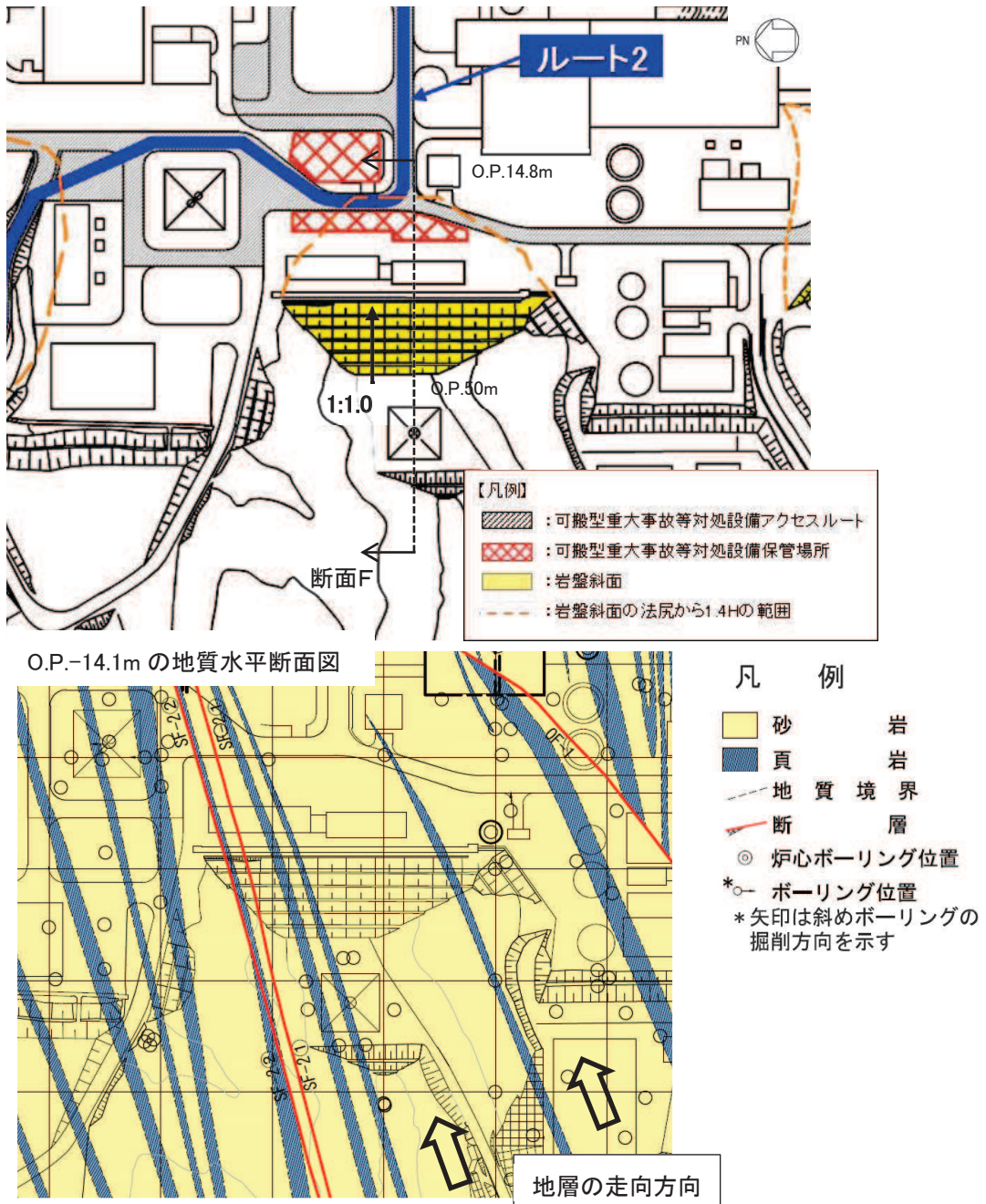


図 2.2-17 斜面 F の評価断面選定根拠

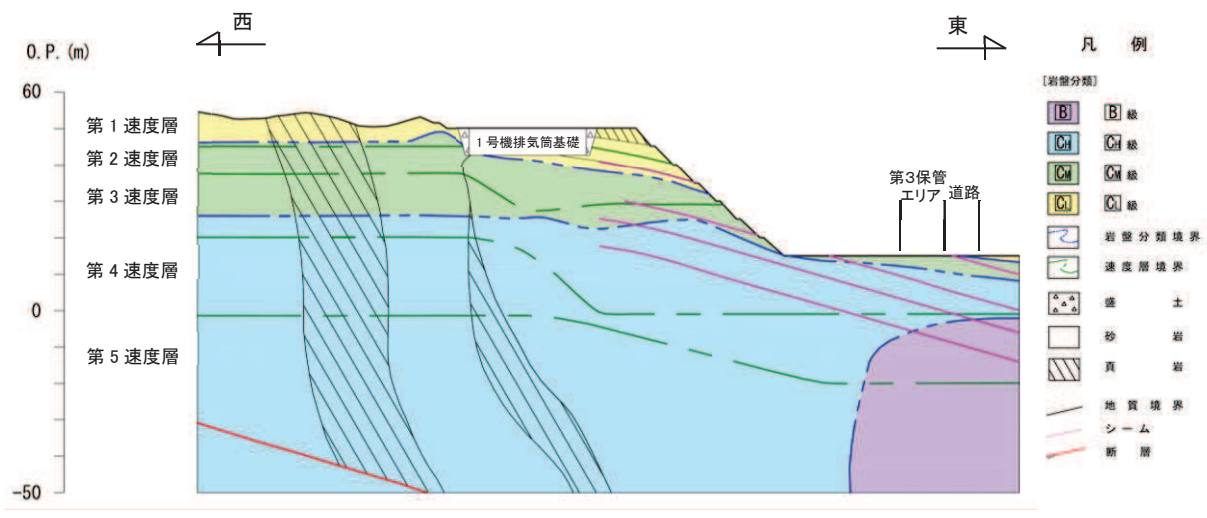


図 2.2-18 断面 F の地質断面図

e. 斜面 G

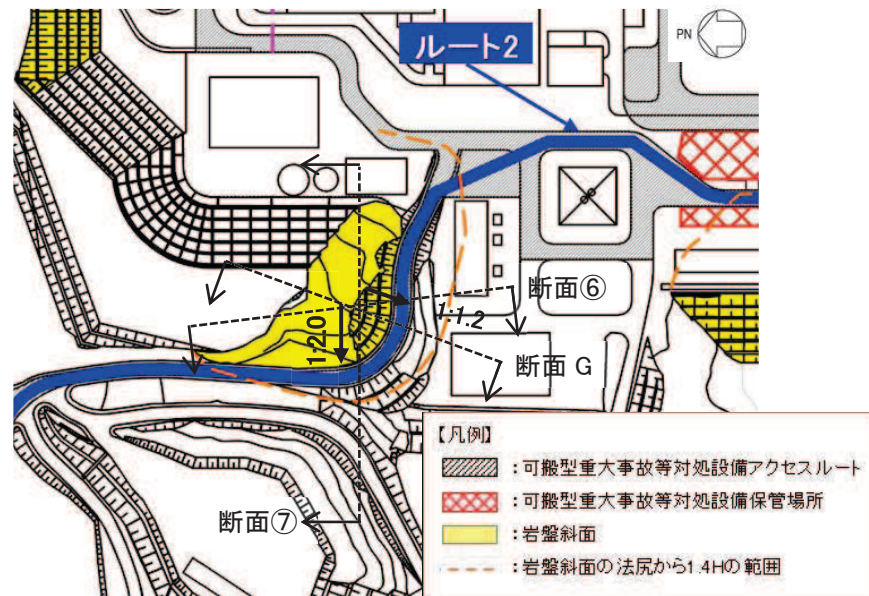
斜面 G の評価断面選定根拠を図 2.2-19 に示す。

アクセスルートに対するすべり方向を考慮し、おおむね地層の走向方向と直交し斜面高さ最大かつ最急勾配となる断面 G、地層の走向方向に直交する断面⑥及びおおむね地層の走向方向と平行な断面⑦を図 2.2-20～図 2.2-22 により検討する。

断面⑥は断面 G と比較して、岩級の分布は同等である。断面⑦は断面 G と比較して、斜面高さは低く緩勾配である。

また、全断面に共通して現れる①～④のシームは、断面⑦ではアクセスルートに係るすべり線を形成し得ず、断面 G と断面⑥ではすべり線を形成し得る。

以上より、地質情報、斜面高さ、斜面勾配を考慮し、斜面 G の安定性評価断面として断面 G (図 2.2-20) を選定する。



O.P.-14.1m の地質水平断面図

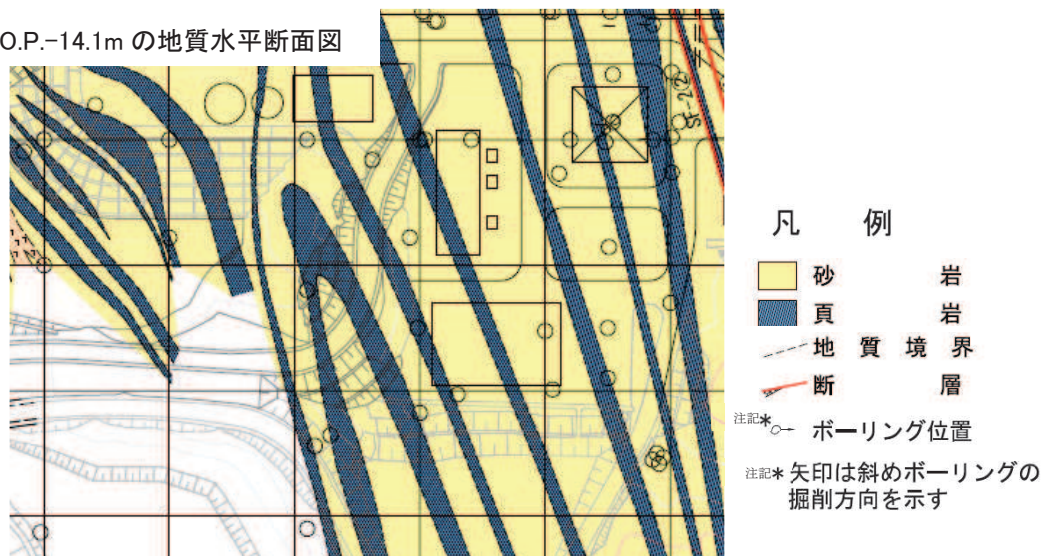


図 2.2-19 斜面 G の評価断面選定根拠

f. 斜面 D, 斜面 E

斜面 D 及び斜面 E については, 斜面崩壊を仮定した場合の影響範囲と復旧時間を考慮する。

(5) 選定結果

保管場所及び屋外アクセスルートの周辺斜面について、評価対象として選定した断面位置を図 2.2-23 に示す。

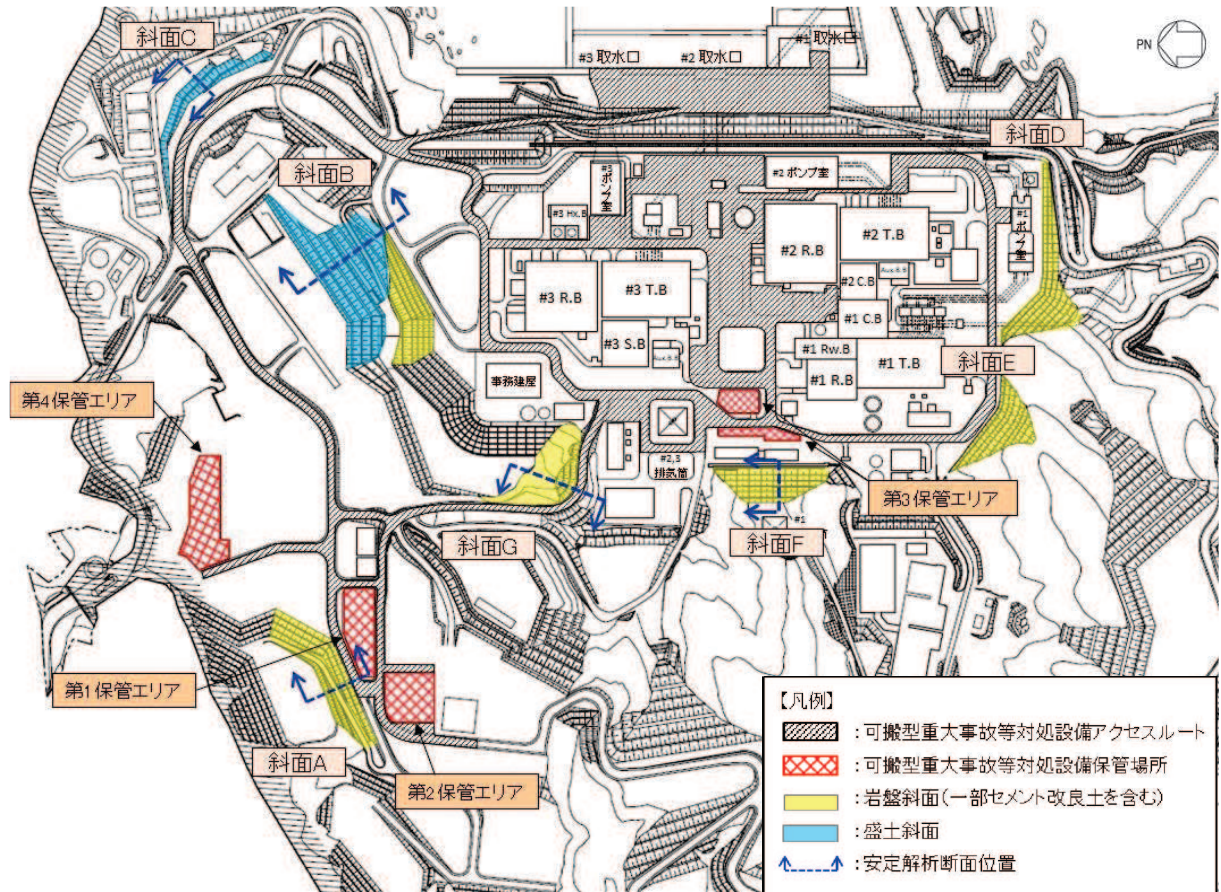


図 2.2-23 評価対象断面位置図

2.3 敷地下斜面の選定根拠

(1) 保管場所及び屋外アクセスルートへの支持地盤

図 2.3-1～図 2.3-4 に示すとおり、保管場所は岩盤等に支持されている。

また、図 2.3-5 に示すとおり O.P. 62m 盤から O.P. 14.8m 盤に至るまでのアクセスルートの大部分は岩盤上に設置されており、一部盛土上を通過する。

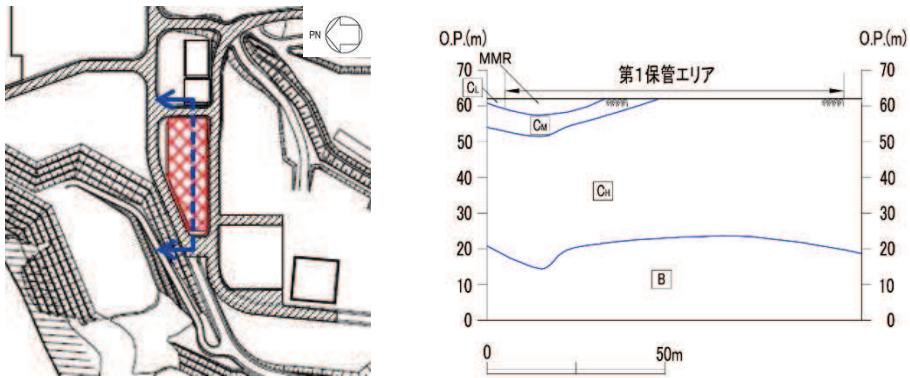


図 2.3-1 第1保管エリアの支持地盤

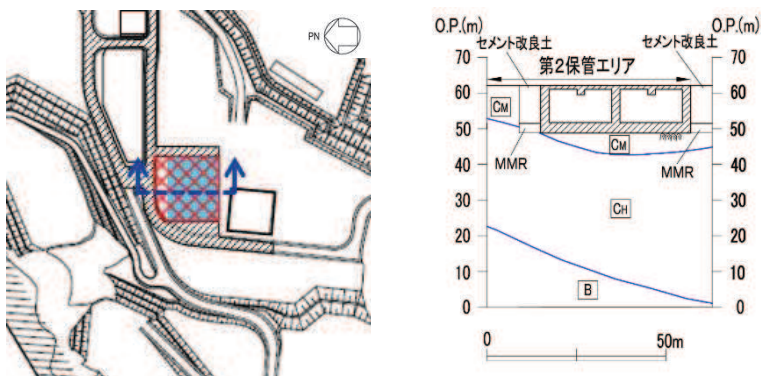


図 2.3-2 第2保管エリアの支持地盤

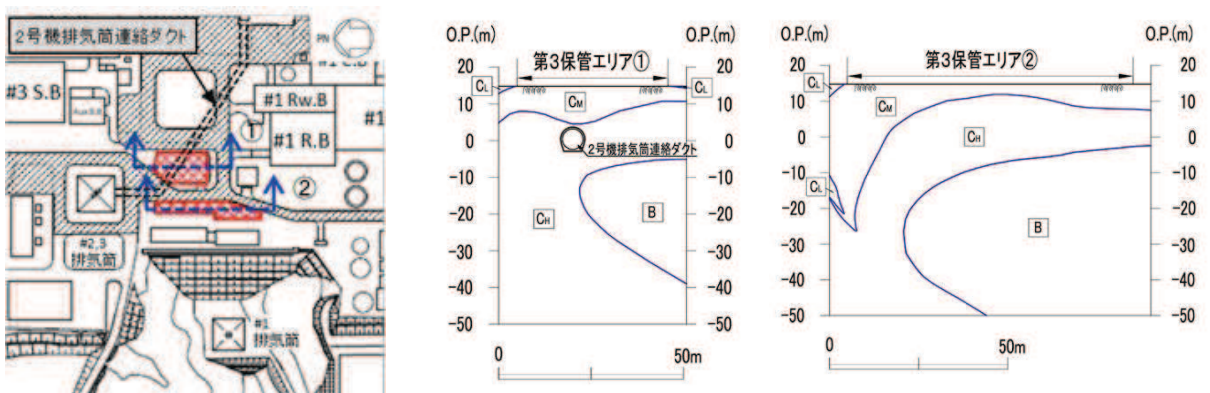


図 2.3-3 第3保管エリアの支持地盤

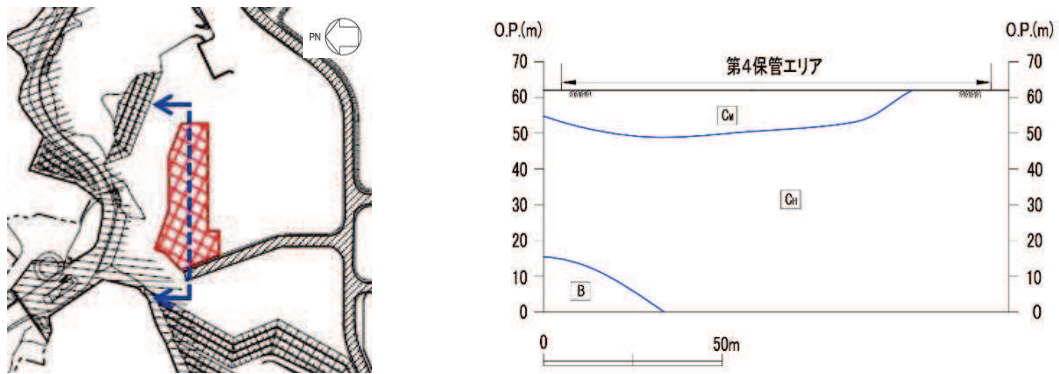


図 2.3-4 第4保管エリアの支持地盤

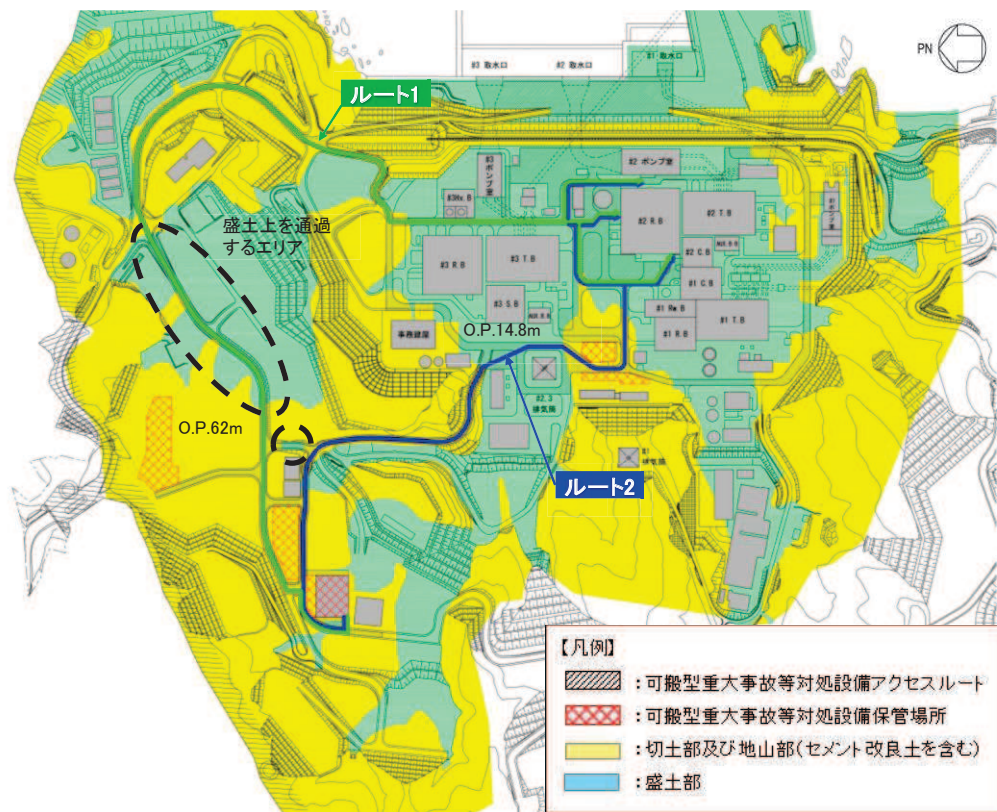


図 2.3-5 屋外アクセスルートの支持地盤

(2) 敷地下斜面の抽出

保管場所及び屋外アクセスルート of 支持地盤の状況も踏まえ、敷地下斜面を図 2.3-6 のとおり網羅的に抽出する。

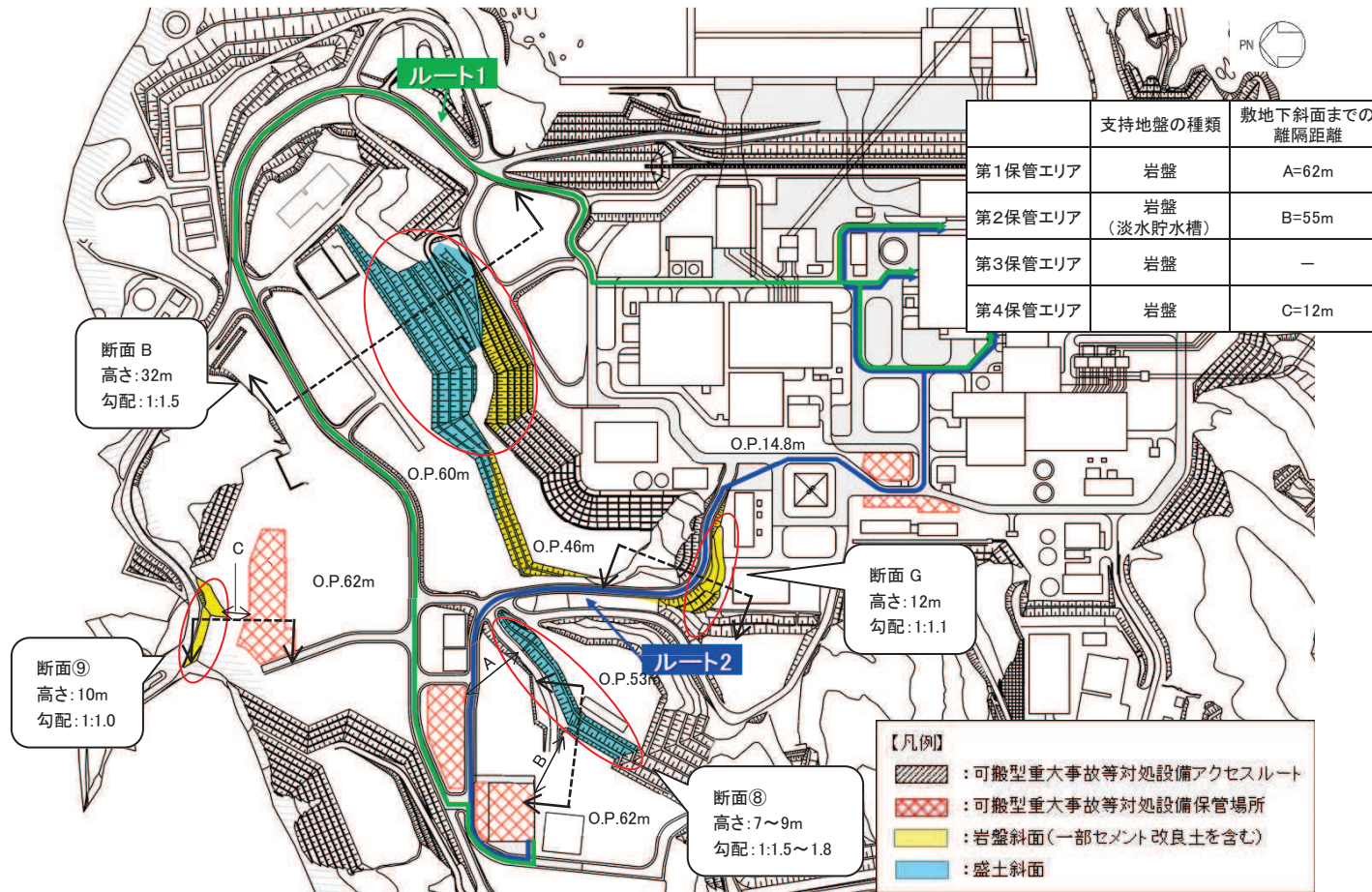


図 2.3-6 保管場所及び屋外アクセスルートの敷地下斜面の抽出

(3) 敷地下斜面の安定性評価断面

0. P. 62m 盤にある第 1, 第 2, 第 4 保管エリアは, いずれも岩盤上に設置されており, 法肩から斜面高さ以上の離隔を確保していることから, 敷地下斜面のすべりによる影響は想定されない。また, 第 3 保管エリアには敷地下斜面は存在しない。

0. P. 62m 盤の敷地下斜面の影響について, 岩盤と比べ比較的強度の小さい盛土で構成され, 斜面高さが最大となる斜面 B の安定性を確認し, 保管場所における敷地下斜面の評価を補完する。

屋外アクセスルート of 敷地下斜面について, 図 2.3-6 で抽出した斜面のすべり方向を考慮し, 各一連の斜面の地質断面図を図 2.3-7~図 2.3-10 に示す。

評価断面の選定に当たっては, 斜面高さや地盤の種類 (岩盤, 盛土) を勘案し, 斜面崩壊のおそれ大きいと考えられる斜面を選定する。

断面⑧は, 図 2.3-7 に示すとおり, 盛土からなる高さ 9m の斜面である。

断面 B は, 図 2.3-8 に示すとおり, 盛土からなる高さが 32m の斜面である。

断面⑨は, 図 2.3-9 に示すとおり, C_M 級が分布する岩盤からなる, 高さ 10m の斜面である。

断面 G は, 図 2.3-10 に示すとおり, C_L 級及び C_M 級が分布する岩盤からなる, 高さ 12m の斜面である。

断面 B は断面⑧と比べ斜面高さが高く, 地震時の加速度等の応答が大きいと想定されることから, 盛土斜面の評価は断面 B で代表する。

断面⑨及び断面 G は盛土からなる断面 B と比較して斜面高さが低く, 盛土より優位にせん断強度が大きい C_L 級以上の岩盤からなる斜面であることから, これら岩盤斜面の評価は断面 B で代表する。

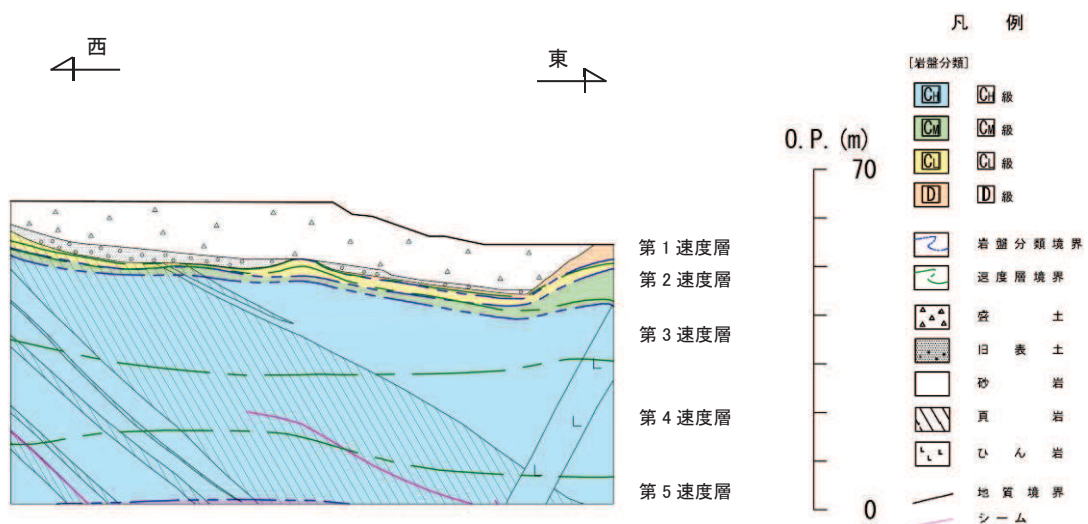


図 2.3-7 断面⑧の地質断面図

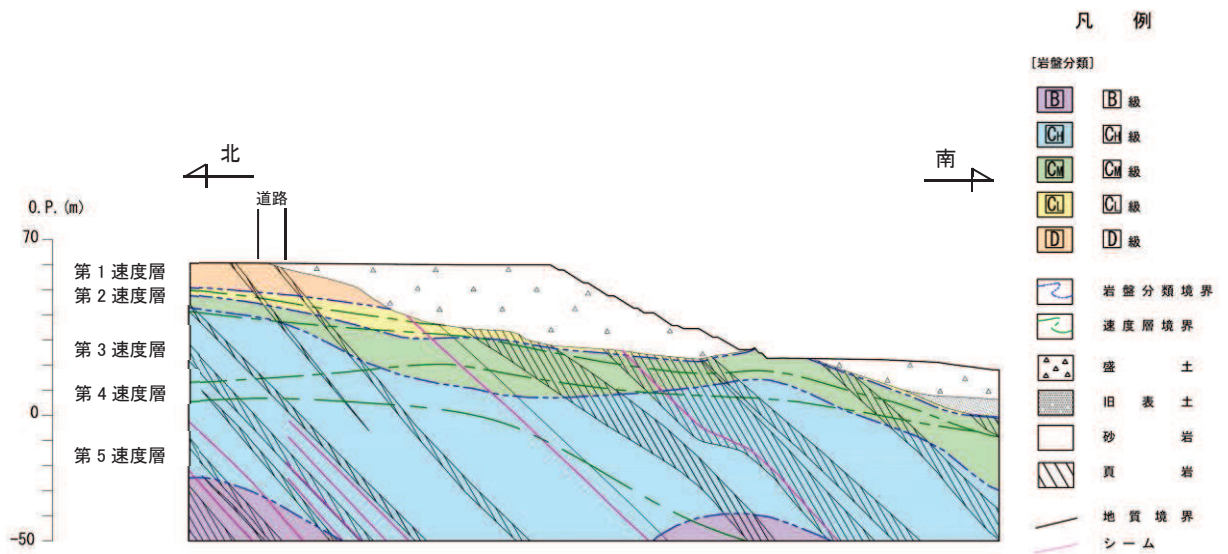


図 2.3-8 断面Bの地質断面図

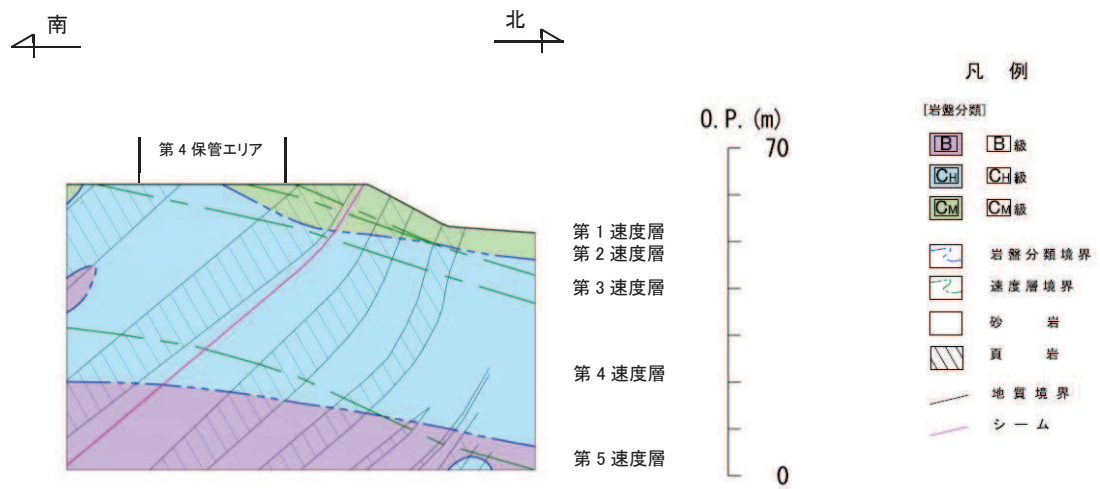


図 2.3-9 断面⑨の地質断面図

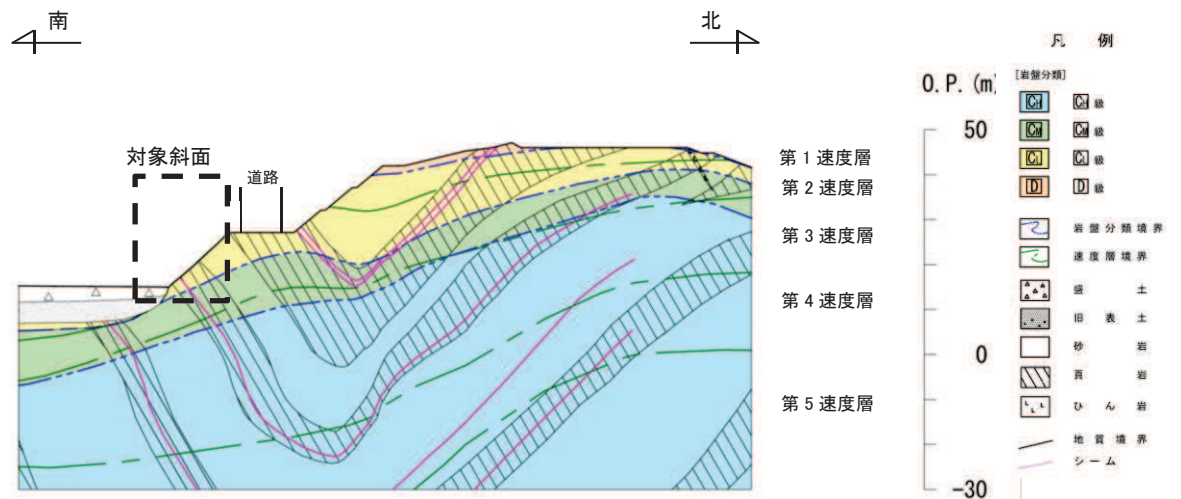


図 2.3-10 断面Gの地質断面図

(4) 選定結果

保管場所及び屋外アクセスルート of 敷地下斜面について、評価対象として選定した斜面 B の断面位置を図 2.3-11 に示す。

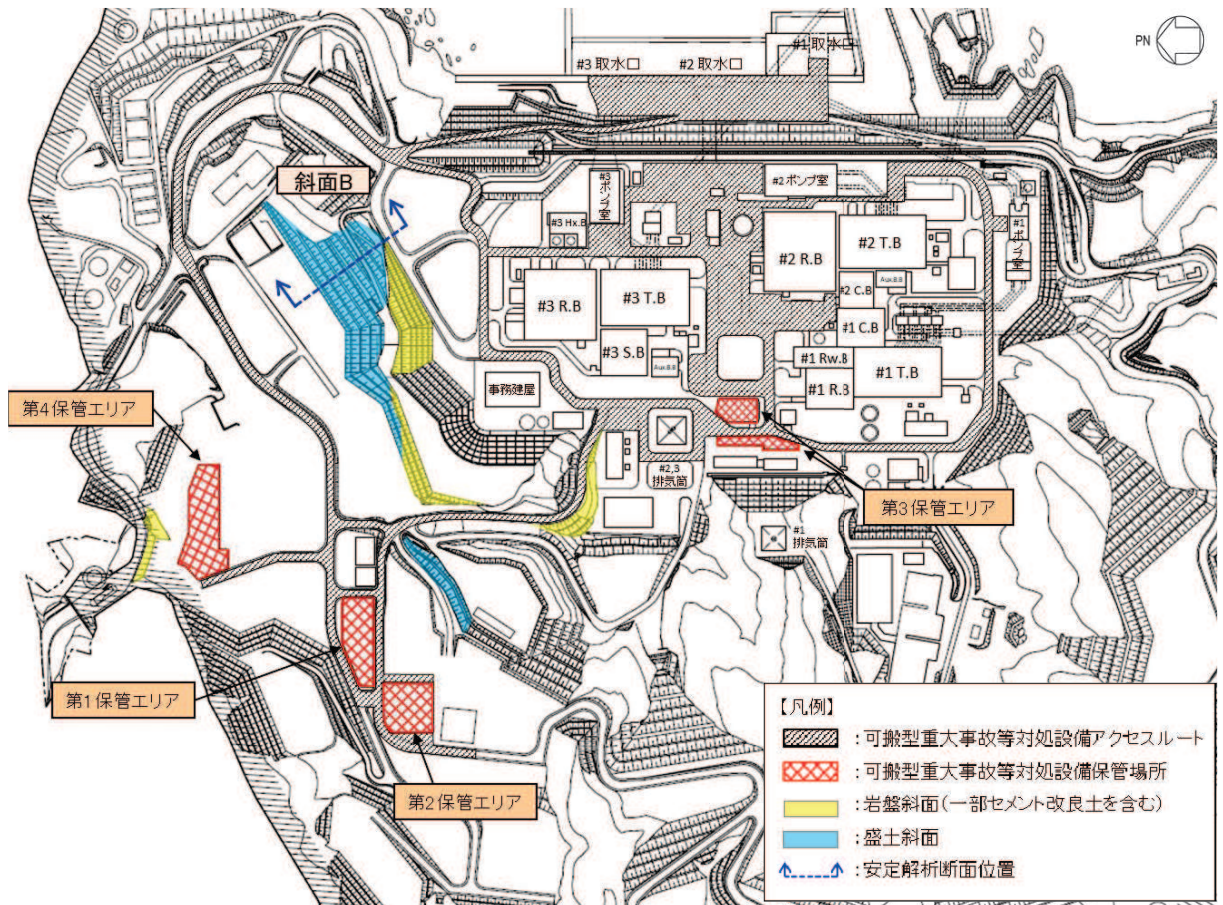


図 2.3-11 評価対象とする敷地下斜面

2.4 斜面からの離隔距離の考え方

保管場所及びア屋外アクセスルートの周辺斜面については、斜面から離隔を確保することを基本とし、離隔が確保できない場合は所要のすべり安全率を確保することにより崩壊土砂の影響を受けないことを確認している。

斜面からの離隔については、各種文献及び解析により岩盤斜面は斜面高さの1.4倍、盛土斜面は斜面高さの2倍と設定している。

(1) 各種文献の調査結果

土砂の到達距離についての各種文献の記載は以下のとおり。

文献名	記載内容	根拠	到達距離	対象斜面
① 原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 0 1 -1987)	原子炉建屋周辺斜面として安定性評価の対象とすべき斜面の考え方	実績	約 50m 以内 or 約 1.4H 以内	自然斜面
② 原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料>	2004年新潟県中越地震による斜面崩壊事例からの分析結果		1.4H (斜面高×1.4倍)	
③ 土質工学ハンドブック	昭和44～49年の崖崩れの事例収集		1.4H (斜面高×1.4倍)	
④ 土木工学ハンドブック	1972～1982年に発生した急傾斜地3500地区の調査結果		0.55～0.79H (崩壊高×0.55～0.79倍)	
⑤ 土砂災害防止法	土砂災害警戒区域	警戒区域*	2.0H (斜面高×2.0倍)	
⑥ 宅地防災マニュアルの解説	急傾斜地崩壊危険箇所の考え方		2.0H (斜面高×2.0倍)	

注記*：警戒区域：建築物に損壊が生じ、住民等の生命又は身体に著しい危害が生じるおそれがある区域。危険の周知、警戒避難体制の整備等が図られる。

【実績に基づいて整理された文献等：①～④】

①原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1 -1987）

当文献では、「原子炉建屋周辺斜面として安定性評価の対象とすべき斜面は、一般的に斜面のり尻と原子炉建屋の離隔距離が約50m以内あるいは斜面高さの約1.4倍以内の斜面と考えられる。」としている。

4.1.3 安全性評価の基本的な考え方

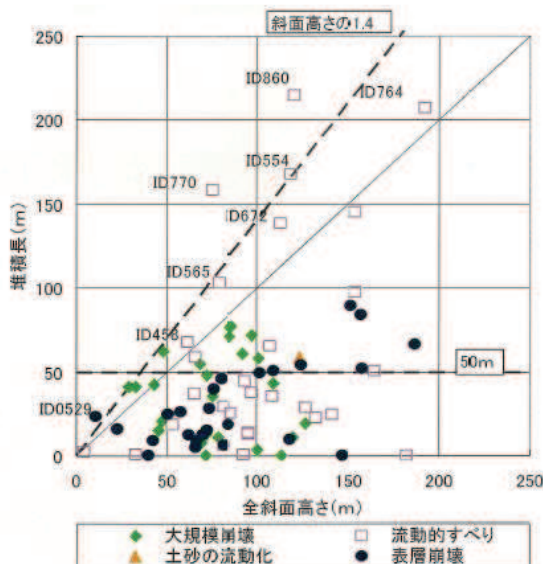
原子炉建屋基礎地盤，原子炉建屋周辺斜面の安定性評価に当たっては，地盤調査・試験結果をもとに適切な地盤モデルを定め，必要に応じてすべり面法等の慣用法による解析，有限要素法等による静的解析，動的解析を実施する。

原子炉建屋基礎地盤は，原則として十分に支持力のある安定した地盤に求められるために，一般には安定性が問題となることは少ないが，特に卓越した異方性あるいは顕著な不均質性が認められる場合には，応力的な不均衡が生じる可能性があるため，例えば弱層等に沿った地盤のすべり，支持力，沈下等を詳細に検討することが必要となろう。

一方，周辺斜面の場合には，原子炉建屋との離間距離，斜面の規模等を考慮して安定性評価の対象とすべき範囲を決めることが，まず必要となってくる。この点については「3.2.3 敷地内調査」で述べたように，既往の斜面崩壊事例の調査結果から，対象とすべき斜面は，一般に斜面のり尻と原子炉建屋の離間距離が約50 m以内あるいは斜面高さの約1.4倍以内の斜面と考えられる。斜面には岩盤斜面，土質斜面，盛土斜面等があり，安定性評価に際しては，これら構成材料の特性をよく把握して，適切な解析方法を用いることが重要である。

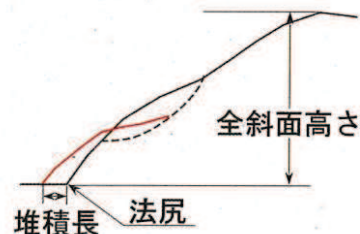
②原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料>

当文献では，全 135 件の崩壊事例をもとに斜面高さと堆積長の関係を整理した上で，「J E A G 4 6 0 1 - 1987 に定められる周辺斜面の離隔距離に関する目安値（約 50m 以内あるいは斜面高さの約 1.4 倍以内）は，崩壊土塊が水の影響を顕著に受ける場合を除いて，十分に保守的なものとなっている。」としている。



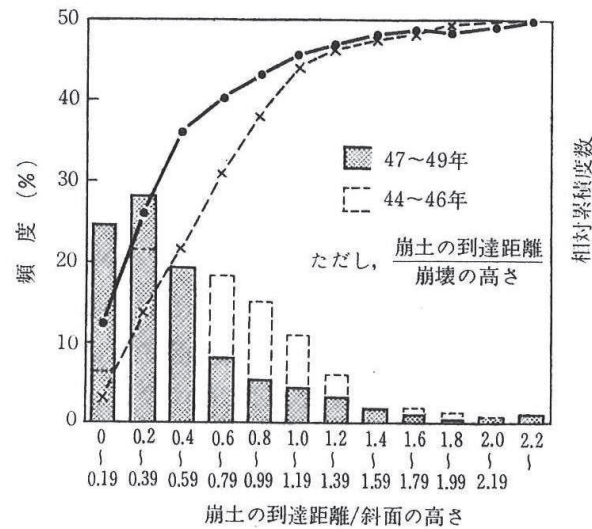
崩壊事例 135 件における崩壊土砂の堆積長 (= 到達距離) は，50m 以内及び斜面高さの 1.4 倍以内となっている。

注記* : 図中の ID860, ID554, ID770 は，斜面の上部で発生した崩壊による土塊が谷に沿って流動している事例である。



③土質工学ハンドブック

当文献は、昭和 44～49 年の崖崩れの事例を収集し、(崩土の到達距離) / (斜面の高さ) を分析したもので、斜面の高さの 1.4 倍までに、全体の 94.2%が含まれるとしている。



⑤ (崩土の到達距離)/(斜面の高さ) は、被災の範囲の実態を示す指標として重要なものであるが、図-29.79 に示すように、0.2～0.39 が最頻値で、0.6 以下で全体の 72.5% を占める。更に斜面の高さの 1.4 倍まで考えれば、全体の 94.2% が含まれる。実際問題では、斜面

④土木工学ハンドブック

当文献は、1972～1982 年に発生した急傾斜地 3500 地区の調査結果を分析したもので、(崩土の到達距離) / (崩壊の高さ) は土質により異なり、表土及び崩積土で 0.57～0.79 であるとしている。

表-5.2 斜面構成土質ごとの崩壊規模(平均値)(1978~1982年)^[18]
 Magnitude of failures versus material (average : 1978 to 1982)

	崩壊の高さ h (m)	崩壊の幅 W (m)	崩壊の深さ d (m)	崩壊土量 V (m ³)	崩土の到達距離 L (m)	h/H	L/h
表土	14.3	15.5	1.2	287.0	8.1	0.69	0.57
崩積土	16.2	21.2	1.5	667.5	11.3	0.80	0.79
火山碎屑物	14.3	17.6	3.1	321.6	13.8	0.85	0.96
段丘堆積物	13.9	23.8	2.1	333.1	12.2	0.91	0.84
強風化岩	13.9	16.2	1.6	172.0	7.0	0.72	0.55
岩 (I)	13.7	13.9	1.4	249.8	6.0	0.60	0.43
岩 (II)	13.5	15.1	1.3	220.1	6.8	0.56	0.57
全体	14.6	17.0	1.4	361.2	8.8	0.71	0.63

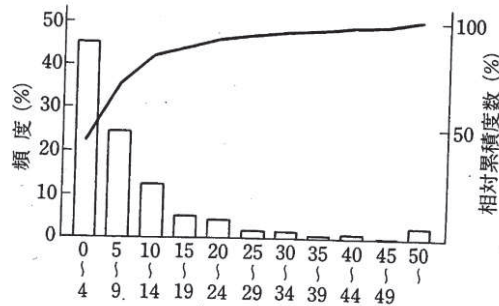


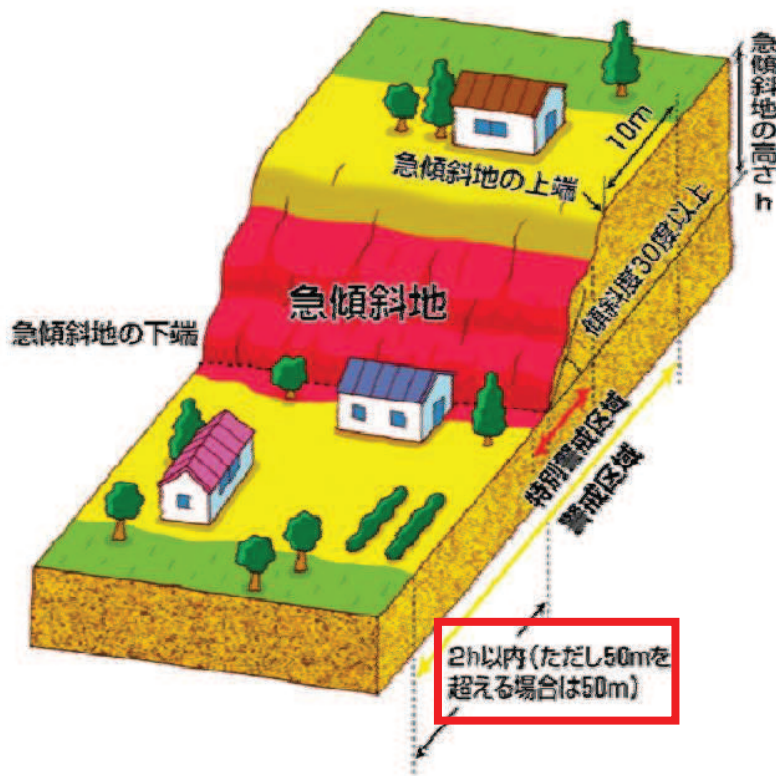
図-5.4 崩土の到達距離 (m) (1972~1982年)^[18]
 (Travel distance of failed materials)

【警戒区域を示した文献等：⑤，⑥】

⑤土砂災害防止法

当法令では、急傾斜地の土砂災害警戒区域指定の基準として、急傾斜地の高さの2倍以内という指標が用いられている。

また、急斜面地の下端から水平距離が当該急斜面地の高さに対応する距離の2倍以内の範囲を土砂災害警戒区域としながらも、「50mを超える場合は50m」と記載されており、上限は50mとなっている。



土砂災害警戒区域・特別警戒区域

土砂災害警戒区域

急傾斜地の崩壊等が発生した場合に、住民等の生命又は身体に危害が生じるおそれがあると認められる区域であり、危険の周知、警戒避難体制の整備が行われます。

土砂災害特別警戒区域

急傾斜地の崩壊等が発生した場合に、建築物に損壊が生じ住民等の生命又は身体に著しい危害が生ずるおそれがあると認められる区域で、特定の開発行為に対する許可制、建築物の構造規制等が行われます。

警戒区域では

警戒避難体制の整備

土砂災害から生命を守るため、災害情報の伝達や避難が早くできるように地域防災計画に定められ、警戒避難体制の整備が行われます。
【市町村等】



土砂災害ハザードマップの作成・配布
（茨城県鉾田市）



住民による土砂災害ハザードマップ確認状況
（鹿児島県垂水市）

特別警戒区域ではさらに



特定開発行為に対する許可制
住宅や店舗や民間事業用施設等用途の建築のための行為は、基準に合ったものに限り許可されます。
【新潟県】



建築物の構造規制
災害を有する建築物は、建築基準法に定められた、適用すると認定される建築物に対して建築物の構造が法定であるかどうかを審査されます。
【新潟県または市町村】



建築物の移転等の警告
著しい危険が生じるおそれのある建築物の移転等に対し、移転等の警告が配られます。移転等については、自治体防災関係の担当者との連携が行われます。
【新潟県】

⑥宅地防災マニュアルの解説

当文献では、土砂災害に係る危険箇所のうち、宅地造成に伴う災害に最も関連の深い急傾斜地崩壊危険箇所の考え方が示されており、急傾斜地崩壊危険箇所としての要件を整理する中で設定する「斜面下部」の定義がなされている。

急傾斜地の下端から当該急傾斜地の高さの2倍程度の範囲を斜面下部としながらも、「概ね50mを限度とする。」と記載されており、上限は50mとなっている。

土砂災害に係る危険箇所のうち、宅地造成に伴う災害に最も関連の深い急傾斜地崩壊危険箇所の考え方を以下に示す。

【危険箇所としての要件】

- ① 水平面とのなす角度が30度以上であること。
- ② 斜面の高さが5 m以上であること。
- ③ 斜面上部又は下部に人家が5戸以上あること（官公署、学校、病院、旅館等がある場合は5戸未満でも可）。

斜面上部又は下部とは、下図に示すように急傾斜地（傾斜30度以上のがけ）の下端及び上端から当該急傾斜地の高さの、それぞれ2倍及び1倍程度の範囲（概ね50mを限度とする）をいう。

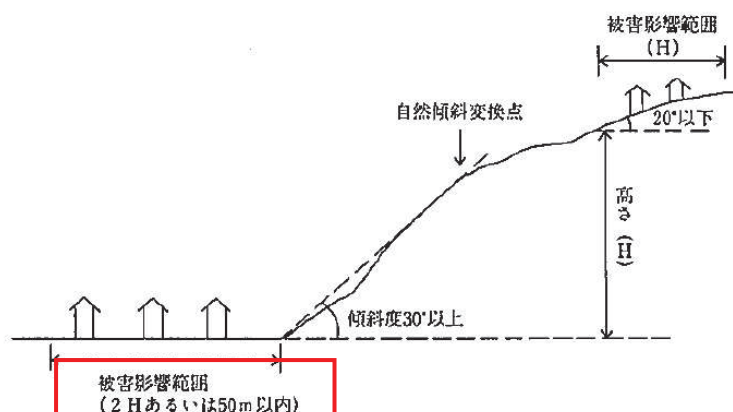


図 X.1 急傾斜地崩壊危険箇所の要件

【考え方】

- ・⑤、⑥の文献で示された到達距離 2.0H については、土砂災害の警戒範囲を示したものである。盛土斜面については、土砂を対象とした⑤、⑥の文献を踏まえ、斜面法尻からの離隔として斜面高さの2倍を適用する。
- ・①～④の文献では、岩盤斜面及び盛土斜面のいずれも含んだ崩壊の考え方や実績が整理されており、対象斜面の大部分で到達距離は斜面高さの1.4倍に含まれるとされている。よって、岩盤斜面については、斜面法尻からの離隔として斜面高さの1.4倍を適用する。

(2) 解析による検討結果

保管場所及び屋外アクセスルートの周辺斜面については、斜面から離隔を確保、又は離隔が確保できない場合、所要のすべり安全率を確保又は斜面崩壊を仮定した場合の影響範囲と復旧時間を考慮することにより、斜面崩壊の影響を受けないことを確認している。

岩盤斜面からの離隔については、崩壊の影響が及ぶ範囲を斜面高さの1.4倍としている。ここでは、所要の安全率を確保しない可能性のある斜面として、保管場所及び屋外アクセスルートの周辺斜面として抽出している岩盤斜面のうち、斜面高さや勾配及び地層の走向方向を考慮し斜面Aの背後斜面を対象とし、斜面崩壊時の到達距離を確認する。検討斜面位置を図2.4-1に、検討断面を図2.4-2に示す。

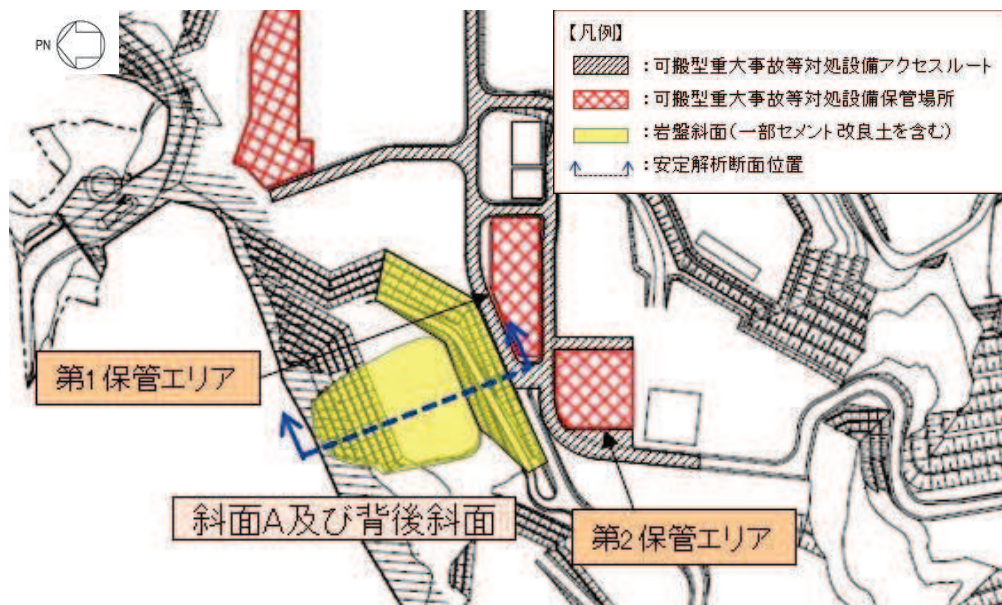


図 2.4-1 斜面 A 及び検討斜面位置

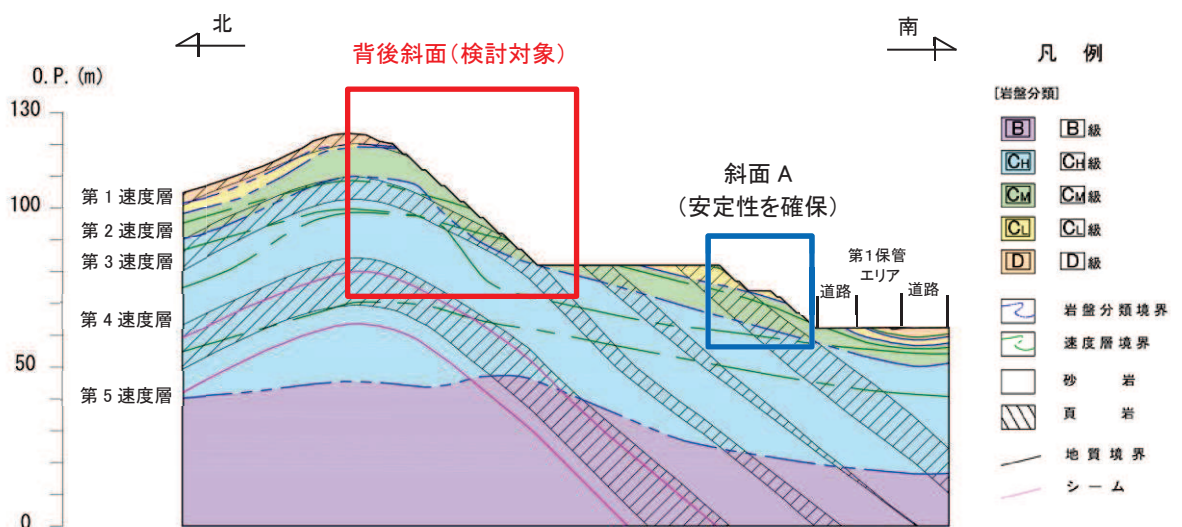


図 2.4-2 斜面 A 及び検討断面

到達距離は、二次元有限要素法解析によりすべり安全率を算定し、すべり安全率が 1.0 以下となるすべり線のうち、土量が最大となるすべり線を対象に確認する。到達距離の算定条件及び算定結果を以下に示す。

【考慮した条件】

- ・堆積時の角度は 15° とする。
(安息角と内部摩擦角の関係及び土砂移動時の内部摩擦角の下限値^{*1,2}より設定)
- ・すべり土塊の土量に対して土量変化率 1.3 を考慮する。

注記*1：砂防設計公式集（マニュアル）（全国治水砂防協会，S59.11）

*2：土砂災害防止に関する基礎調査の手引き（砂防フロンティア整備推進機構，H13.6）

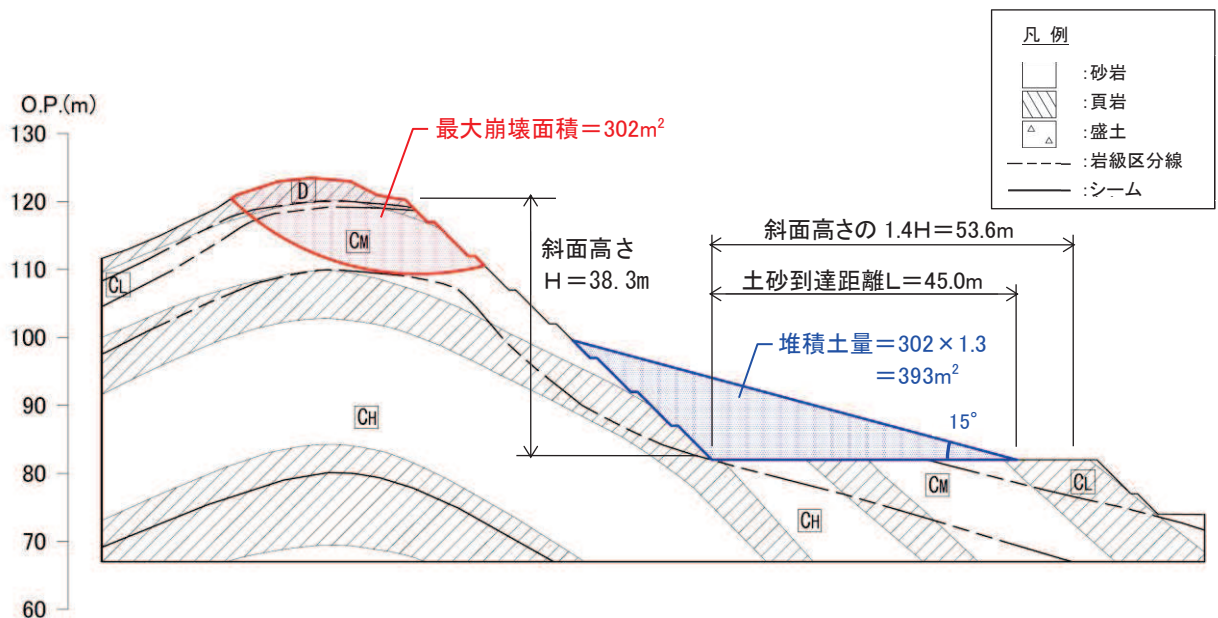


図 2.4-3 斜面崩壊時の最大到達距離

図 2.4-3 より、岩盤斜面で崩壊土量が最大となるケースにおいても、到達距離は $1.4H$ 未満であることを確認した。

(3) 斜面からの離隔距離の設定

「2.4 (1) 各種文献の調査結果」では、実績に基づいた到達距離は1.4H以内であることを確認した。

その上で、斜面法尻からの離隔は、岩盤斜面で斜面高さの1.4倍を、盛土斜面で保守的に斜面高さの2倍を考慮することとした。

さらに、「2.4 (2) 解析による検討結果」では、岩盤斜面で崩壊土量が最大となり堆積距離も最長となる場合の評価を実施し、到達距離が1.4H未満であることを確認した。

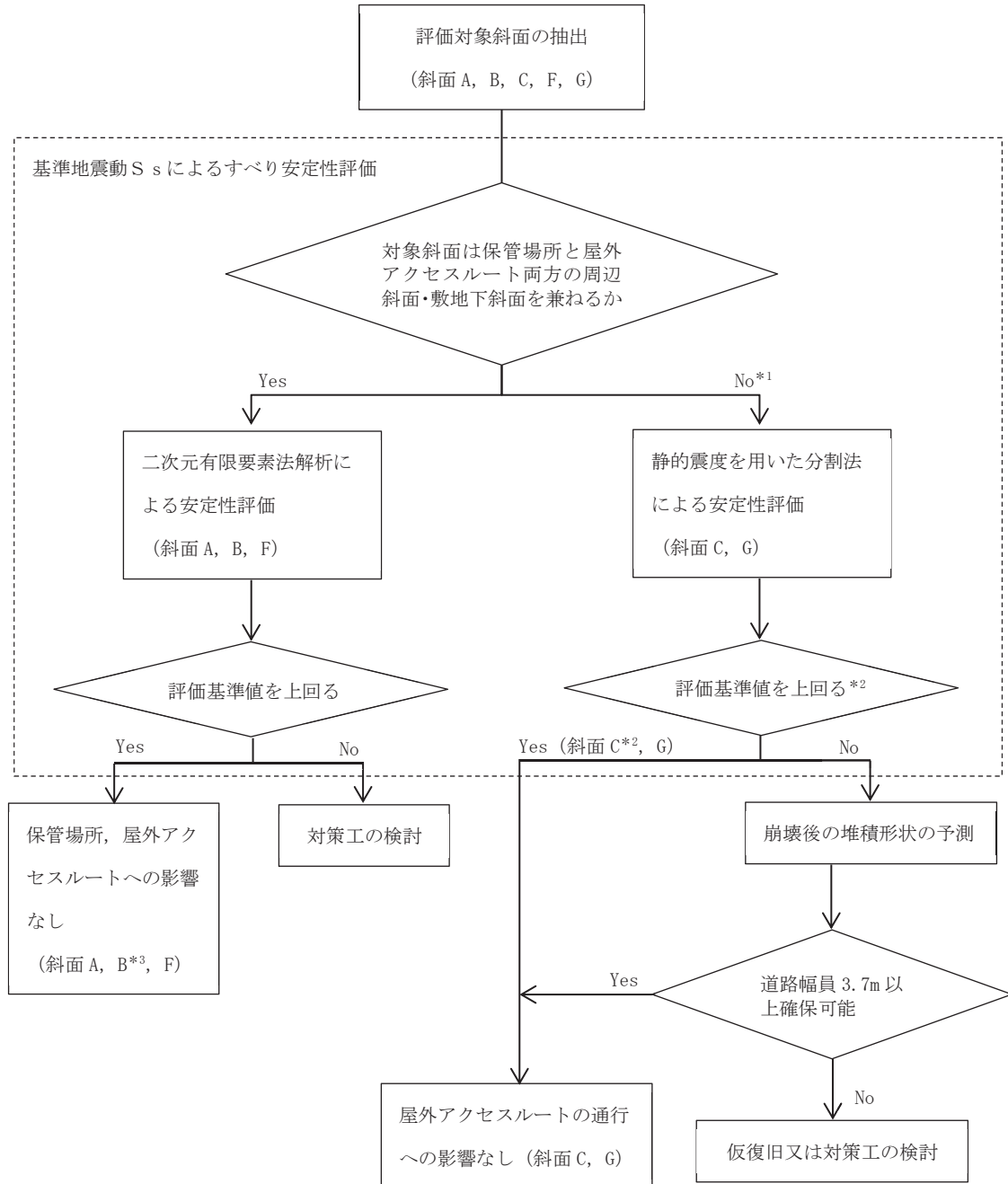
以上より、斜面法尻からの離隔の設定は妥当であると考ええる。

3. 保管場所及び屋外アクセスルートに関する斜面の安定性評価について
 保管場所及び屋外アクセスルートの周辺斜面の崩壊及び敷地下斜面のすべりによる影響評価について、安定性評価の詳細について説明する。

3.1 安定性評価の方法

(1) 斜面の評価フロー

評価対象として選定した斜面について、図 3.1-1 のフローにより評価を実施する。



注記*1：屋外アクセスルートのみ周辺の斜面・敷地下斜面の場合
 *2：裕度が小さい場合（すべり安全率 $F_s=1.5$ 未満を目安）は、より精緻な二次元有限要素法解析で確認する。
 *3：裕度が小さい（すべり安全率 $F_s=1.09$ ）ことから、地盤物性のばらつきや斜面崩壊を仮定した評価を実施する。

図 3.1-1 保管場所及び屋外アクセスルートに対する斜面の評価フロー

(2) 斜面の安定性評価フロー

斜面の安定性評価は、図 3.1-2 のフローにより行う。

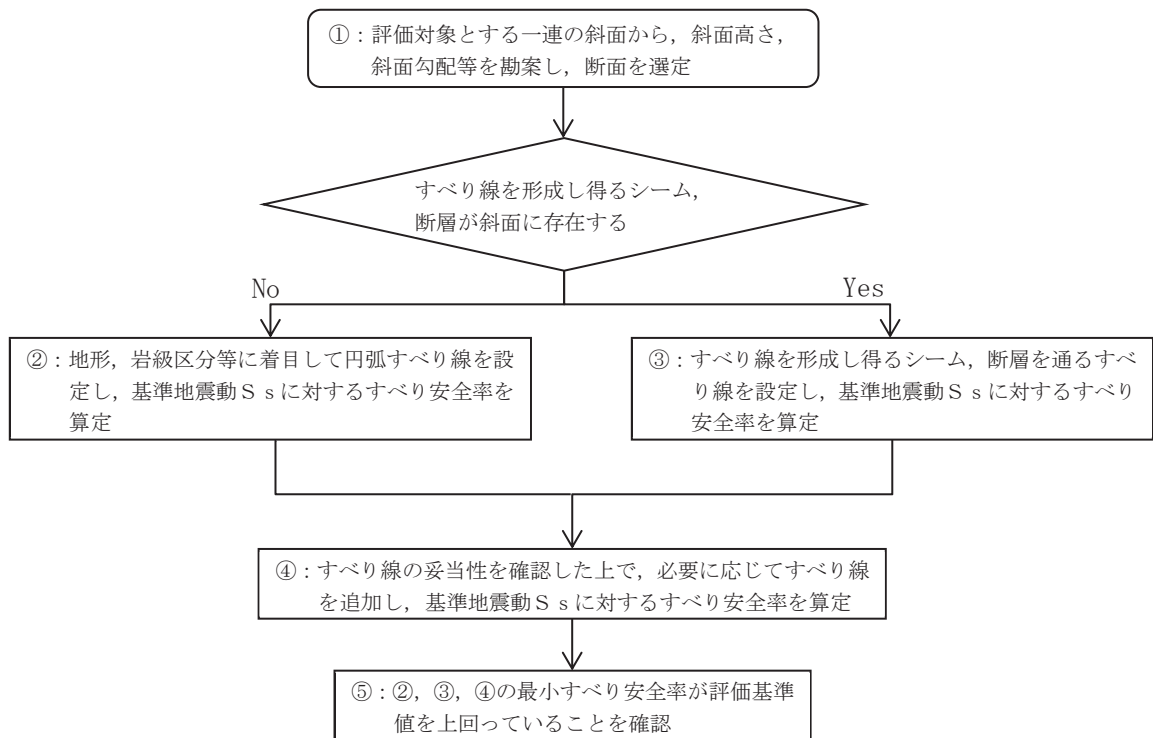


図 3.1-2 斜面の安定性評価フロー

(3) 解析用物性値

解析用物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき設定する。

すべり安定性評価に用いる解析用物性値を表 3.1-1～表 3.1-3 に、解析用物性値の設定根拠を表 3.1-4～表 3.1-6 に示す。

斜面 A, B, C, G には牧の浜部層の物性値を、斜面 F には狐崎部層の物性値を用いる。各部層と斜面の位置関係を図 3.1-3 に示す。

表 3.1-1 解析用物性値(狐崎部層) (1/2)

岩種・岩級	物理特性		強度特性				変形特性		
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	静的・動的特性			静的特性		動的特性		減衰定数 h
		せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	
[B] 級	砂岩	26.4	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.25	表3.1-1(2/2) 参照	0.03
	頁岩	26.9	1.58	46.0	$1.36\sigma^{0.62}$	2,160	0.28		0.03
	礫岩	28.7	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.31		0.03
[C _H] 級	砂岩	26.2	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.24	表3.1-1(2/2) 参照	0.03
	頁岩	26.6	1.58	46.0	$1.36\sigma^{0.62}$	2,160	0.25		0.03
	礫岩	28.0	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.29		0.03
[C _M] 級	砂岩	25.2	0.49	47.0	$1.16\sigma^{0.62}$	980	0.26	表3.1-1(2/2) 参照	0.03
	頁岩	25.8	0.49	47.0	$1.16\sigma^{0.62}$	980	0.20		0.03
	礫岩	25.2	0.49	47.0	$1.16\sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03
[C _L] 級	砂岩	24.1	0.46	44.0	$0.73\sigma^{0.76}$	400	0.31	表3.1-1(2/2) 参照	0.03
	頁岩	24.1	0.44	27.0	$0.58\sigma^{0.31}$	400	0.31		0.03
	礫岩	24.1	0.46	44.0	$0.73\sigma^{0.76}$	400	0.31		0.03
[D] 級	砂岩	20.2	0.10	24.0	$0.41\sigma^{0.49}$	78	0.38	表3.1-1(2/2) 参照	h =
	頁岩	20.2	0.10	24.0	$0.12\sigma^{0.21}$	39	0.38		0.085 γ /
	礫岩	20.2	0.10	24.0	$0.41\sigma^{0.49}$	78	0.38		(0.00026 + γ) + 0.028

表 3.1-1 解析用物性値(狐崎部層) (2/2)

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d
B級 及び C _H 級	砂岩	第2速度層	1.5×10^3	0.44
		第3速度層	5.9×10^3	0.40
		第4速度層	13.2×10^3	0.36
		第5速度層	16.5×10^3	0.35
	頁岩	第2速度層	1.6×10^3	0.44
		第3速度層	6.0×10^3	0.40
		第4速度層	13.5×10^3	0.36
		第5速度層	16.7×10^3	0.35
	ひん岩	第3速度層	6.4×10^3	0.40
		第4速度層	14.2×10^3	0.36
		第5速度層	17.6×10^3	0.35
	C _M 級	砂岩	第1速度層	0.2×10^3
第2速度層			1.5×10^3	0.44
第3速度層			5.7×10^3	0.40
第4速度層			12.7×10^3	0.36
第5速度層			15.8×10^3	0.35
頁岩		第1速度層	0.2×10^3	0.48
		第2速度層	1.5×10^3	0.44
		第3速度層	5.9×10^3	0.40
		第4速度層	13.0×10^3	0.36
		第5速度層	16.2×10^3	0.35
ひん岩		第2速度層	1.5×10^3	0.44
		第3速度層	5.7×10^3	0.40
		第4速度層	12.7×10^3	0.36
C _L 級	第1速度層	0.2×10^3	0.48	
	第2速度層	1.4×10^3	0.44	
	第3速度層	5.5×10^3	0.40	
D級	第1速度層	表 3.1-1 (1/2)	0.48	
	第2速度層	参照	0.44	

表 3.1-2 解析用物性値(牧の浜部層) (1/2)

岩種・岩級	物理特性		強度特性				変形特性			
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	静的・動的特性		静的特性		動的特性		減衰定数 h	
			内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d		
B級	砂岩	26.4	1.29	54.0	1.12 $\sigma^{0.74}$	4,100	0.21	表3.1-2 (2/2) 参照	0.03	
	頁岩	27.1	1.25	32.0	0.96 $\sigma^{0.31}$	3,700	0.23		0.03	
	ひん岩	27.9	1.29	54.0	1.12 $\sigma^{0.74}$	2,800	0.18		0.03	
C _H 級	砂岩	26.2	1.29	54.0	1.12 $\sigma^{0.74}$	1,900	0.19		0.03	
	頁岩	27.1	1.25	32.0	0.96 $\sigma^{0.31}$	1,900	0.22		0.03	
	ひん岩	27.9	1.29	54.0	1.12 $\sigma^{0.74}$	1,900	0.18		0.03	
C _M 級	砂岩	25.5	0.78	50.0	1.09 $\sigma^{0.72}$	1,200	0.24		0.03	
	頁岩	25.4	0.76	32.0	0.96 $\sigma^{0.31}$	1,500	0.21		0.03	
	ひん岩	25.5	0.78	50.0	1.09 $\sigma^{0.72}$	1,200	0.24		0.03	
C _L 級	砂岩	23.1	0.46	44.0	0.73 $\sigma^{0.76}$	250	0.26		0.03	
	頁岩	23.1	0.44	27.0	0.58 $\sigma^{0.31}$	180	0.26	0.03		
	ひん岩	23.1	0.46	44.0	0.73 $\sigma^{0.76}$	250	0.26	0.03		
D級	砂岩	20.2	0.10	24.0	0.41 $\sigma^{0.49}$	78	0.38	$G_0 = 255.4 \sigma^{0.26}$ $G_d/G_0 = 1/(1+119\gamma^{0.63})$	h =	
	頁岩	20.2	0.10	24.0	0.12 $\sigma^{0.21}$	39	0.38		0.085 γ /	
	ひん岩	20.2	0.10	24.0	0.41 $\sigma^{0.49}$	78	0.38		(0.00026 + γ) + 0.028	

表 3.1-2 解析用物性値(牧の浜部層) (2/2)

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d
B級 及び C _H 級	砂岩	第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第4速度層	11.5×10^3	0.34
		第5速度層	16.8×10^3	0.33
	頁岩	第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第4速度層	11.5×10^3	0.34
		第5速度層	16.8×10^3	0.33
	ひん岩	第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第4速度層	11.5×10^3	0.34
		第5速度層	16.8×10^3	0.33
	C _M 級	砂岩	第1速度層	0.2×10^3
第2速度層			1.2×10^3	0.45
第3速度層			4.7×10^3	0.41
第4速度層			11.5×10^3	0.34
第5速度層			16.8×10^3	0.33
頁岩		第1速度層	0.2×10^3	0.48
		第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第4速度層	11.5×10^3	0.34
		第5速度層	16.8×10^3	0.33
ひん岩		第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第4速度層	11.5×10^3	0.34
C _L 級	第1速度層	0.2×10^3	0.48	
	第2速度層	1.2×10^3	0.45	
	第3速度層	4.7×10^3	0.41	
D級	第1速度層	表 3.1-2 (1/2) 参照	0.48	
	第2速度層		0.45	

表 3. 1-3 解析用物性値(盛土ほか)

岩種・岩級	強度特性										変形特性							
	物理特性					静的・動的特性					静的特性				動的特性			
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	残留強度 τ (N/mm ²)	E_s (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h							
盛土	20.6	0.06	30.0	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$	$198 \sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00036)^*$	0.48	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$								
旧表土	19.0	0.08	26.2	—	$0.08 + \sigma \tan 26.2^\circ$	$302 \sigma^{0.80}$	0.40	$G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00087)$	0.46	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.020 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.091 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$								
断層 及びシーム	18.6	0.067	22.2	—	$0.067 + \sigma \tan 22.2^\circ$	圧縮方向 $124.5 \sigma^{0.90}$ せん断方向 $44.43 \sigma^{0.90}$	0.40	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.0012)^*$	0.46	$\gamma < 1 \times 10^{-4}$ $h = 0.024$ $1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$ $h = 0.024 + 0.089 (\log \gamma + 4)$ $1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$								
セメント改良土	21.6	0.65	44.3	0.46	$0.21 + \sigma \tan 40.9^\circ$	690	0.26	$G_0 = 1670$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00085)$	0.36	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.031 \log \gamma$								
改良地盤	20.6	1.39	22.1	0.65	$0.51 + \sigma \tan 34.6^\circ$	4,480	0.19	$G_0 = 1940$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00136)$	0.35	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.050 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$								
背面補強工 置換コンクリート	24.0 22.5	—	—	—	—	28,000	0.2	11,667	0.2	0.05								

注記*: 残存剛性率 (G_d/G_0) が小さい領域は次式で補間

$$G_0 = E_s / 2(1 + \nu_s), \quad G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / \gamma_m), \quad \gamma_m = \tau_r / G_0$$

表 3.1-4 解析用物性値の設定根拠(狐崎部層)

岩種・岩級	物理特性	強度特性		変形特性	
		静的・動的特性	静的特性	静的特性	動的特性
B級 及び C _{II} 級	密度試験	ブロックせん断試験* 摩擦抵抗試験*	岩盤変形試験*	砂岩と同じ値	PS換層
			岩盤変形試験*		
			砂岩と同じ値		
C _{II} 級	密度試験	ブロックせん断試験 摩擦抵抗試験	岩盤変形試験	砂岩と同じ値	PS換層
			砂岩と同じ値		
			砂岩と同じ値		
C _I 級	密度試験	ブロックせん断試験 摩擦抵抗試験	換算値	砂岩と同じ値	PS換層
			砂岩と同じ値		
			砂岩と同じ値		
D級	密度試験	ブロックせん断試験 摩擦抵抗試験	換算値	砂岩と同じ値	繰返し三軸試験
			砂岩と同じ値		
			砂岩と同じ値		
D級	換算値	換算値	換算値	砂岩と同じ値	砂岩と同じ値
			換算値		
			換算値		

注記* : B級については, C_{II}級と同じ値を用いる。

表 3.1-5 解析用物性値の設定根拠(牧の浜部層)

岩種・岩級	物理特性	強度特性		変形特性	
		静的・動的的特性	静的特性	静的特性	動的的特性
B級	砂岩	[C _H]級と同じ値	[C _H]級と同じ値	換算値	
	頁岩				
	ひん岩				
C _H 級	砂岩	密度試験	ブロックせん断試験 摩擦抵抗試験	岩盤変形試験	PS 検層
	頁岩			砂岩と同じ値	
	ひん岩			砂岩と同じ値	
C _M 級	砂岩	密度試験	ブロックせん断試験 摩擦抵抗試験	岩盤変形試験	PS 検層
	頁岩			岩盤変形試験	
	ひん岩			砂岩と同じ値	
C _L 級	砂岩	密度試験	ロックせん断試験 摩擦抵抗試験	換算値	
	頁岩			砂岩と同じ値	
	ひん岩			砂岩と同じ値	
D級	砂岩	密度試験	ロックせん断試験 摩擦抵抗試験	換算値	繰返し三軸試験
	頁岩	換算値	換算値	換算値	砂岩と同じ値
	ひん岩	砂岩と同じ値	砂岩と同じ値	砂岩と同じ値	砂岩と同じ値

表 3.1-6 解析用物性値の設定根拠(盛土(ほか))

岩種・岩級	物理特性	強度特性		変形特性	
		静的・動的特性	静的特性	静的特性	動的特性
盛土	現場密度試験	三軸圧縮試験	三軸圧縮試験	三軸圧縮試験	繰返し三軸試験
旧表土	密度試験	三軸圧縮試験	三軸圧縮試験	三軸圧縮試験	繰返し三軸試験
断層及びびしーム	密度試験	単純せん断試験	単純せん断試験	単純せん断試験	繰返し単純せん断試験
セメント改良土	現場密度試験	三軸圧縮試験 岩石の引張強さ試験	三軸圧縮試験	三軸圧縮試験	PS 検層 繰返し三軸試験
改良地盤	密度試験	三軸圧縮試験 岩石の引張強さ試験	三軸圧縮試験	平板載荷試験	PS 検層 繰返し三軸試験
背面補強工 置換コンクリート		コンクリート標準示方書 構造性能照査編			

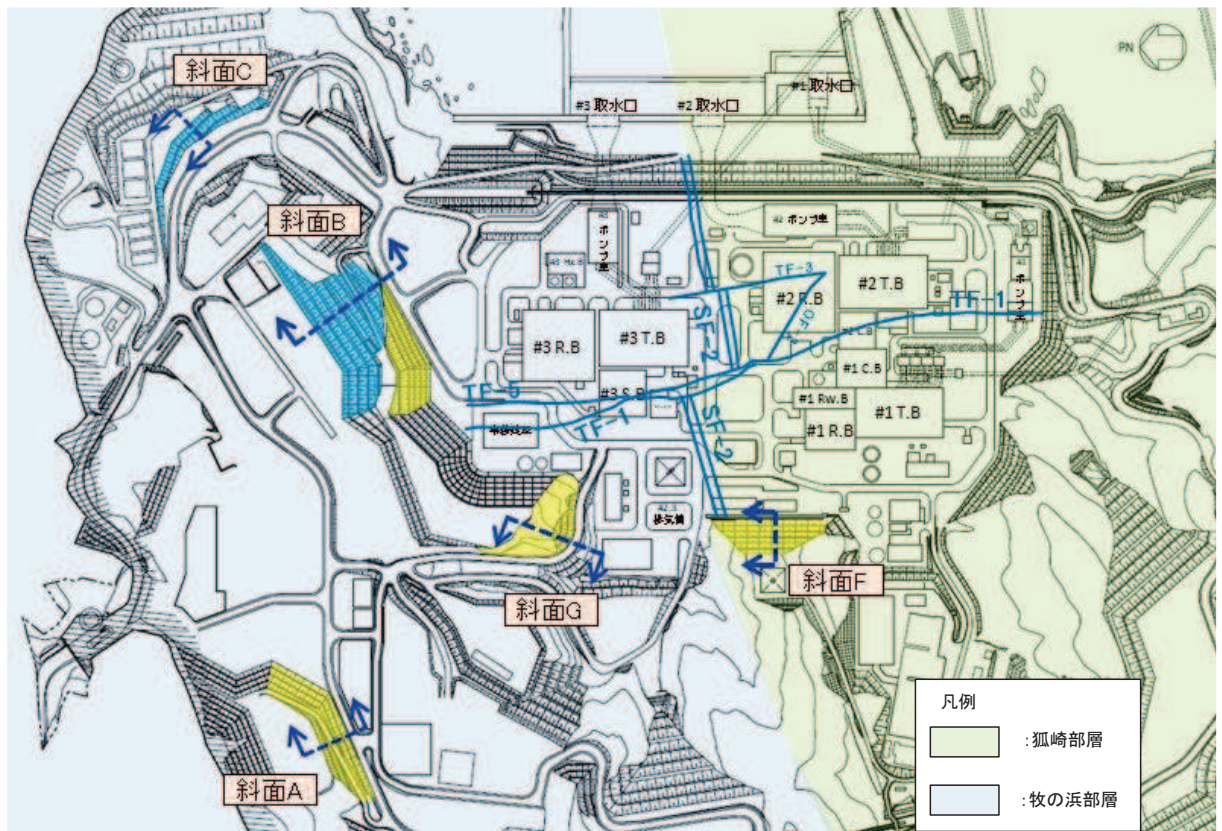


図 3.1-3 各部層と斜面の位置関係

(4) 入力地震動

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を一次元重複反射理論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。

入力地震動算定の概念図を図 3.1-4 に示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE Ver1.6」を使用する。

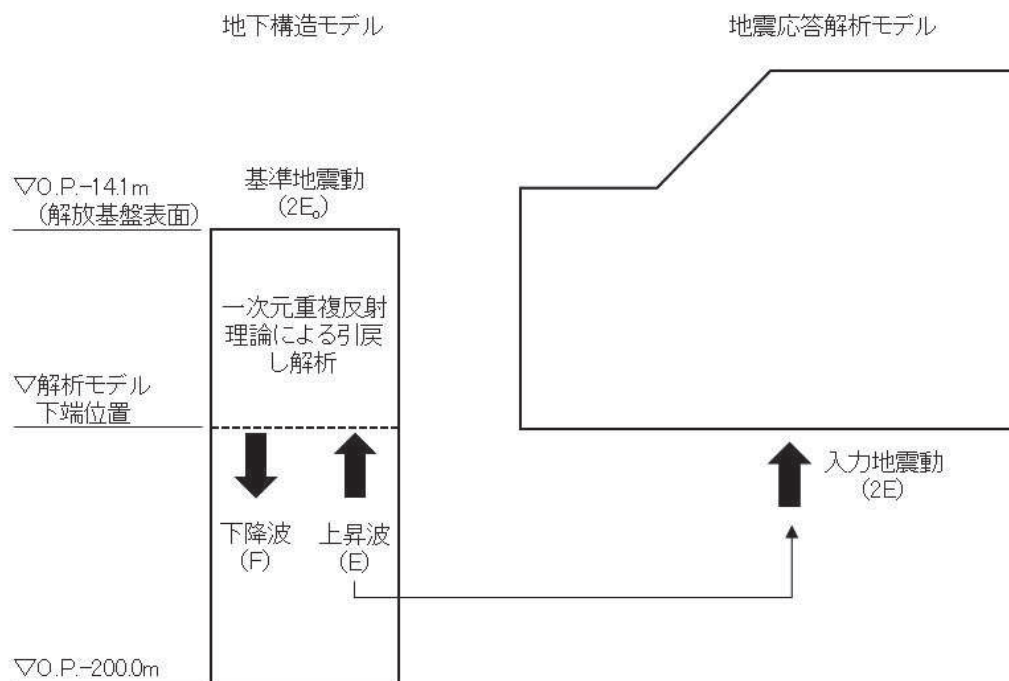


図 3.1-4 入力地震動算定の概念図

(5) 評価基準値

すべり安定性評価の評価基準値としては、道路土工—盛土工指針（日本道路協会 平成 22 年 4 月）において、盛土の安定性照査について、「レベル 2 地震動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 を満足するとみなしてよい。」と記載されている。

また、性能 2 とは、「安全性及び修復性を満たすものであり、盛土の機能が応急復旧程度の作業により速やかに回復できる。」と記載されており、斜面に隣接する施設等に影響を与える規模の崩壊ではなく、修復可能な小規模の損傷であると判断される。

本評価では、水平・鉛直震度を同時に考慮した基準地震動 S_s に対する動的解析により、保守的にすべり安全率を算定していることから、すべり安定性の評価基準値としては、すべり安全率が 1.0 とする。

(6) 地下水位

地下水位は「9. 保管場所及び屋外アクセスルートの評価における地下水位の設定方法について」に示す。

3.2 保管場所における周辺斜面の崩壊及び敷地下斜面のすべり

3.2.1 保管場所における周辺斜面の崩壊

(1) 評価対象

保管場所及び評価対象とする周辺斜面の位置を図 3.2.1-1 に示す。

第1及び第2保管エリアの周辺斜面として斜面Aを、第3保管エリアの周辺斜面として斜面Fを選定した。なお、第4保管エリアには斜面法尻から所定の離隔を確保できない斜面は存在しない。

評価対象とする斜面A、Fについて、すべり方向を考慮するとともに、斜面高さ、勾配ともに最大となる断面を斜面ごとに1断面選定した。

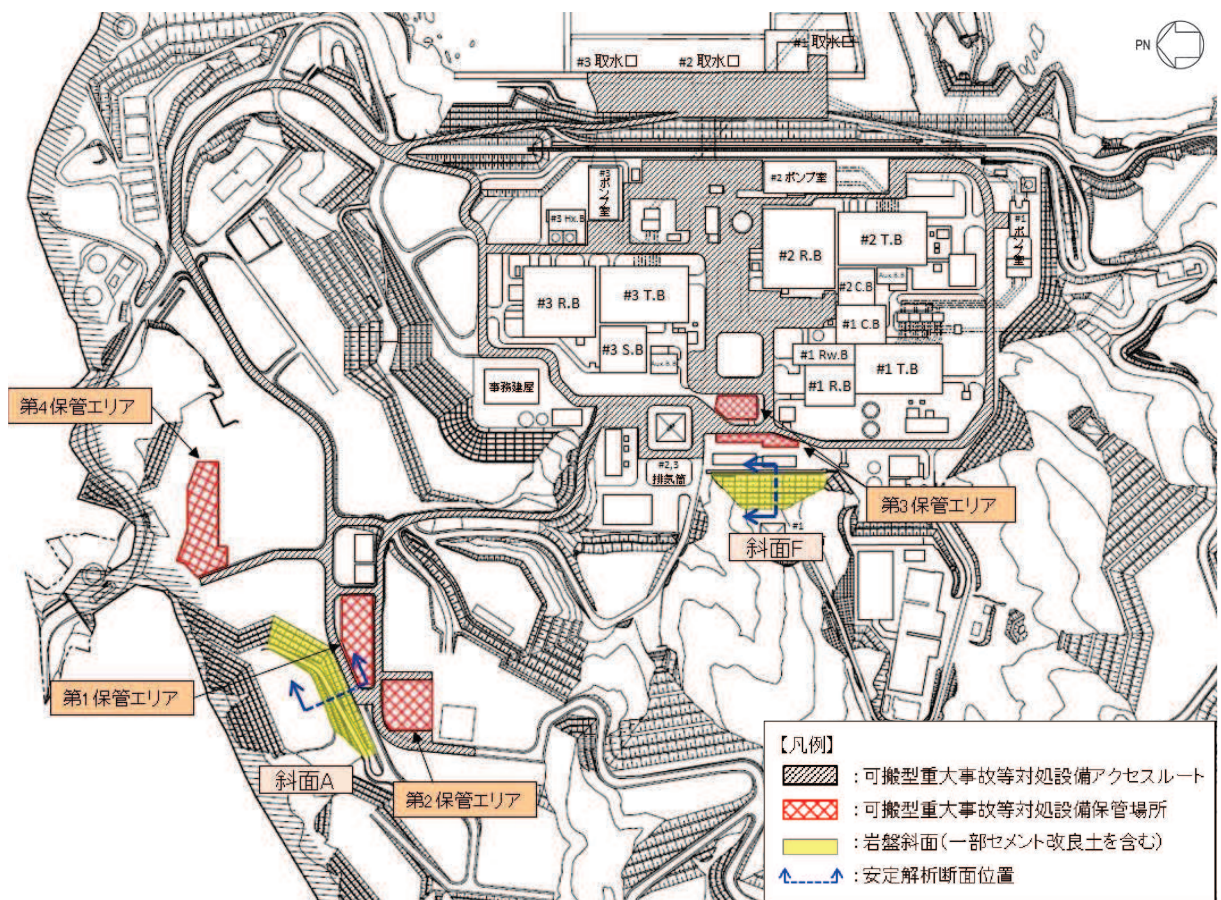


図 3.2.1-1 評価対象とする保管場所の周辺斜面

(2) 評価方法

斜面 A, F の安定性は、基準地震動 S_s に基づく二次元有限要素法解析を行い、算定されるすべり安全率 (F_s) が評価基準値を上回っていることを確認する。評価基準値は 1.0 とする。

安定性評価を行う斜面 A, F の地質断面図及び解析モデル図を図 3.2.1-2～図 3.2.1-5 に示す。安定性評価に用いる地質断面図は、発電所建設時及び以降の地質調査の結果に基づき作成している。

斜面 A については、静的解析には解析コード「stress-NLAP Ver. 2.91」を、地震応答解析には解析コード「SuperFLUSH/2D Ver. 6.0」を、すべり計算には解析コード「suberi_sf Ver. 2」を使用する。

斜面 F については、静的解析には解析コード「BG0195HDW1 Ver. 5.0.6」を、地震応答解析には解析コード「VESL-DYN Ver. 2.03」を、すべり計算には解析コード「SLIP02HDW1 Ver. 4.07」を使用する。

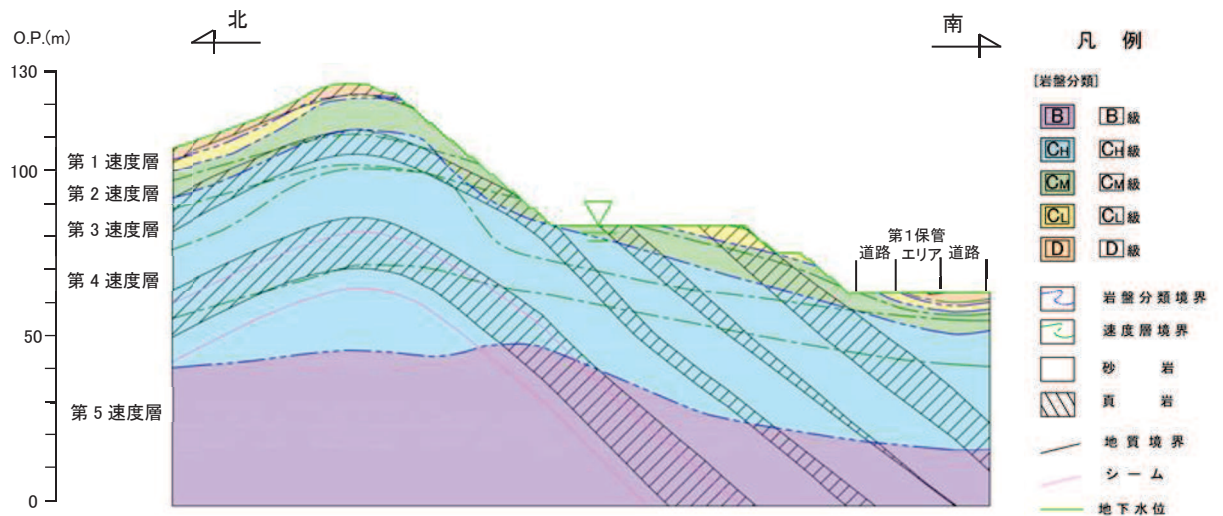


図 3.2.1-2 斜面 A の地質断面図

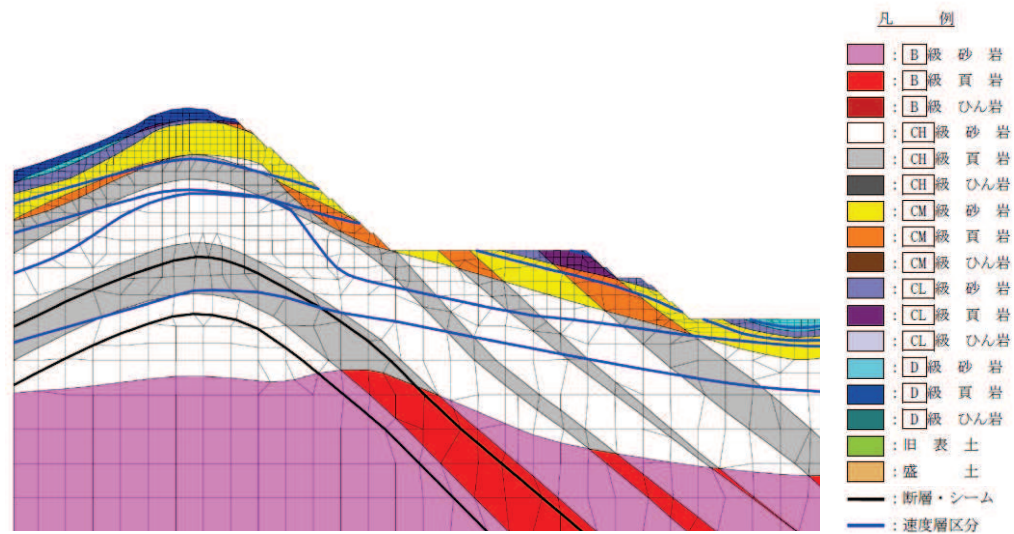


図 3.2.1-3 斜面 A の解析モデル図

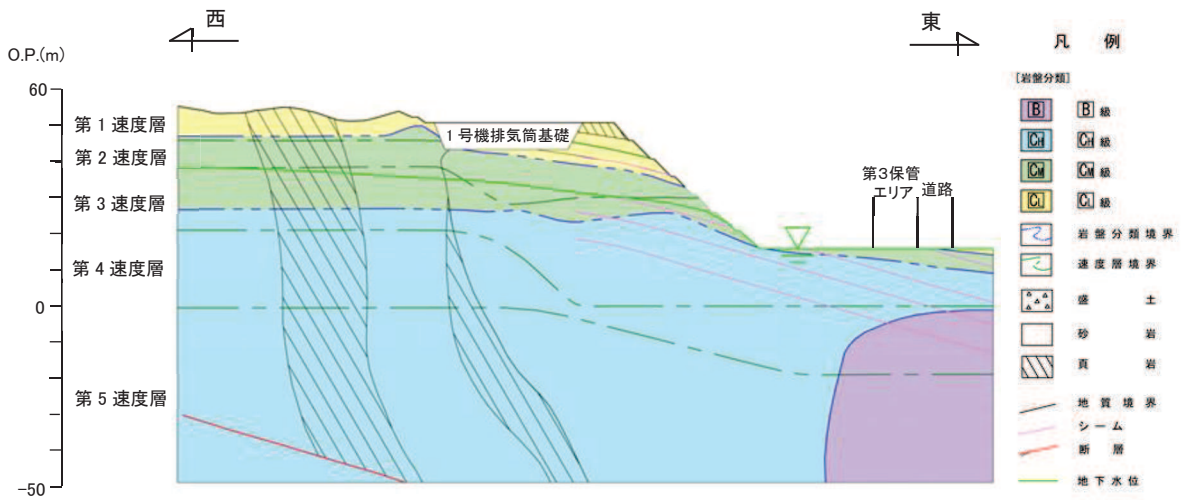


図 3.2.1-4 斜面 F の地質断面図

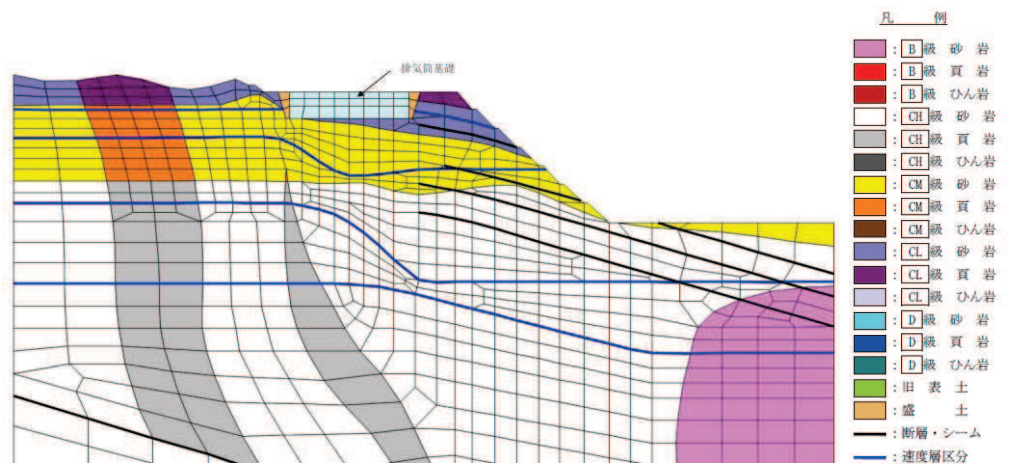


図 3.2.1-5 斜面 F の解析モデル図

(3) 評価結果

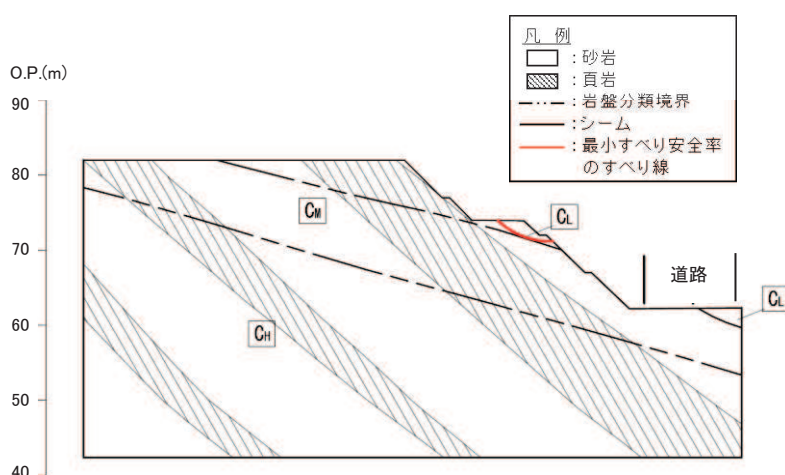
保管場所における周辺斜面の崩壊に対する影響評価結果を表 3.2.1-1, 図 3.2.1-6, 図 3.2.1-7 に示す。

保管場所における周辺斜面の最小すべり安全率はすべて評価基準値を上回っていることから「問題なし」と評価し、周辺斜面の崩壊が保管場所に影響を及ぼさないことを確認した。

また、第 4 保管エリアについては、評価対象となる周辺斜面が存在しないことから「該当なし」と評価した。

表 3.2.1-1 周辺斜面の崩壊に対する影響評価結果

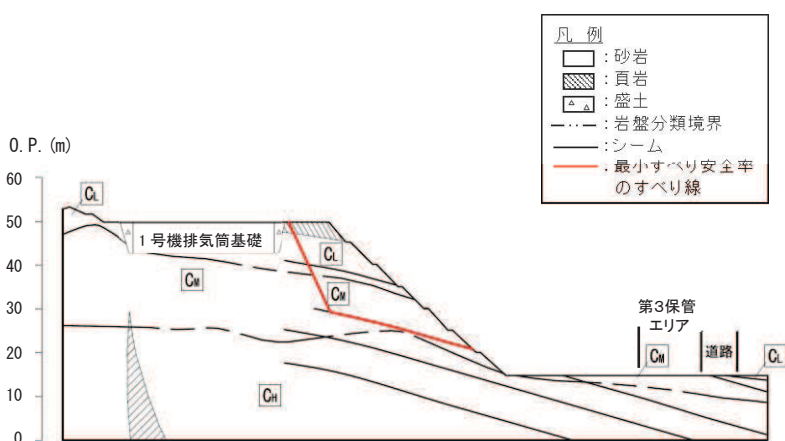
被害要因	評価結果			
	第1保管 エリア	第2保管 エリア	第3保管 エリア	第4保管 エリア
周辺斜面の崩壊	問題なし [$F_s > 1.0$]	問題なし [$F_s > 1.0$]	問題なし [$F_s > 1.0$]	該当なし



すべり安全率一覧

基準地震動 S_s	すべり安全率
$S_s - D 1$	6.7
$S_s - D 2$	6.2
$S_s - D 3$	2.7
$S_s - F 1$	8.4
$S_s - F 2$	7.7
$S_s - F 3$	2.2
$S_s - N 1$	7.7

図 3.2.1-6 斜面 A のすべり安定性評価結果



すべり安全率一覧

基準地震動 S_s	すべり安全率
$S_s - D 1$	2.0
$S_s - D 2$	2.0
$S_s - D 3$	2.2
$S_s - F 1$	2.7
$S_s - F 2$	1.7
$S_s - F 3$	2.2
$S_s - N 1$	1.8

図 3.2.1-7 斜面 F のすべり安定性評価結果

3.2.2 保管場所における敷地下斜面のすべり

(1) 評価対象

保管場所及び評価対象とする敷地下斜面の位置を図 3.2.2-1 に示す。

O.P. 62m 盤にある第 1, 第 2, 第 4 保管エリアは、いずれも岩盤上に設置されており、法肩から斜面高さ以上の離隔を確保していることから、敷地下斜面のすべりによる影響は想定されない。また、第 3 保管エリアには敷地下斜面は存在しない。

O.P. 62m 盤の敷地下斜面の影響として、岩盤と比べ比較的強度の小さい盛土で構成され、斜面高さが最大となる斜面 B の安定性を確認することで、保管場所における敷地下斜面の評価を補完する。

評価対象とする斜面 B について、すべり方向を考慮するとともに、斜面高さ、勾配ともに最大となる断面を 1 断面選定した。

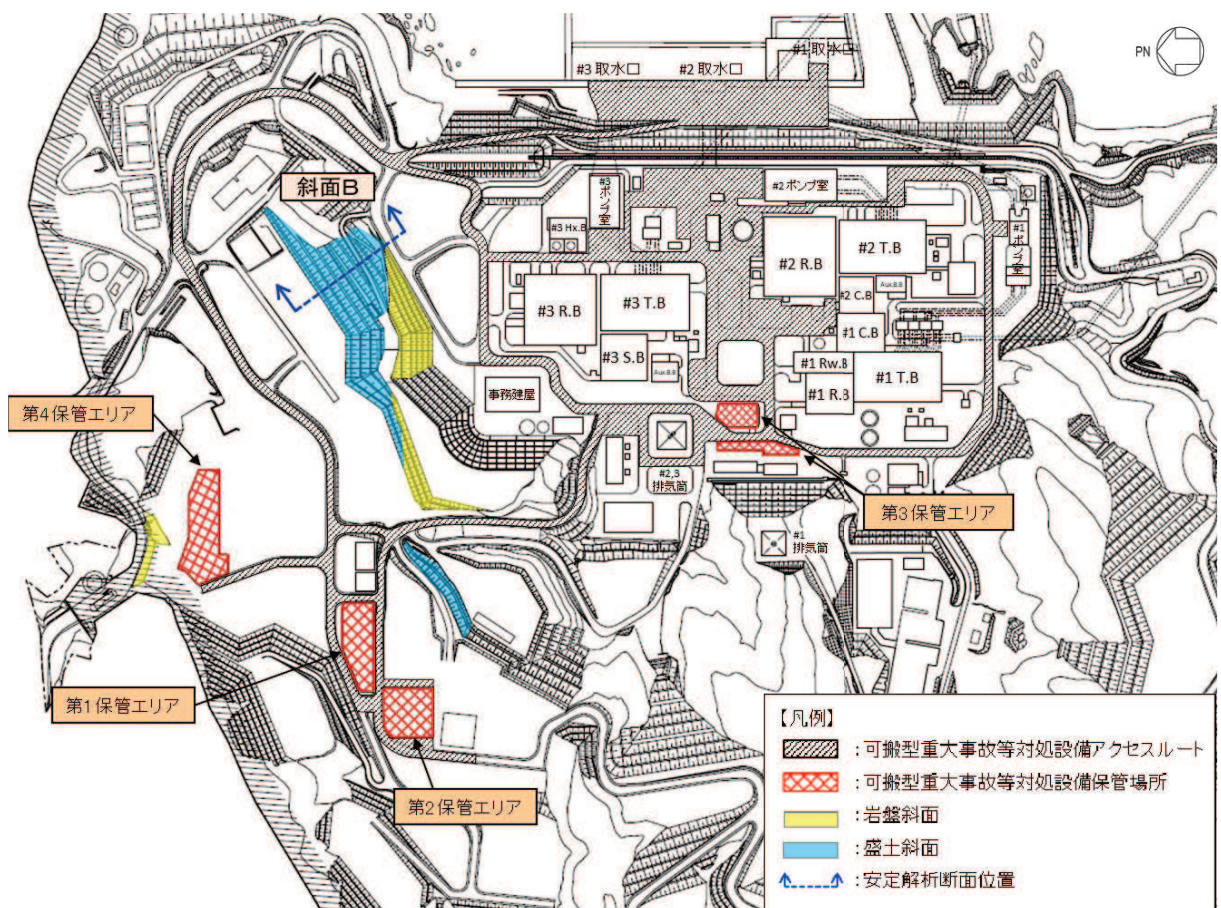


図 3.2.2-1 評価対象とする保管場所の敷地下斜面

(2) 評価方法

斜面 B の安定性は基準地震動 S_s に基づく二次元有限要素法解析を行い、算定されるすべり安全率が評価基準値を上回っていることを確認する。評価基準値は 1.0 とする。

安定性評価を行う斜面 B の地質断面図及び解析モデル図を図 3.2.2-2～図 3.2.2-3 に示す。解析に用いる地質断面図は、発電所建設時及び以降の地質調査の結果に基づき作成している。

静的解析には解析コード「SAC2D Ver.2.10」、地震応答解析には解析コード「SuperFLUSH/2D Ver.6.0」、すべり計算には解析コード「suberi_Type6789_SAC2D-HD1 Ver.0」を使用する。

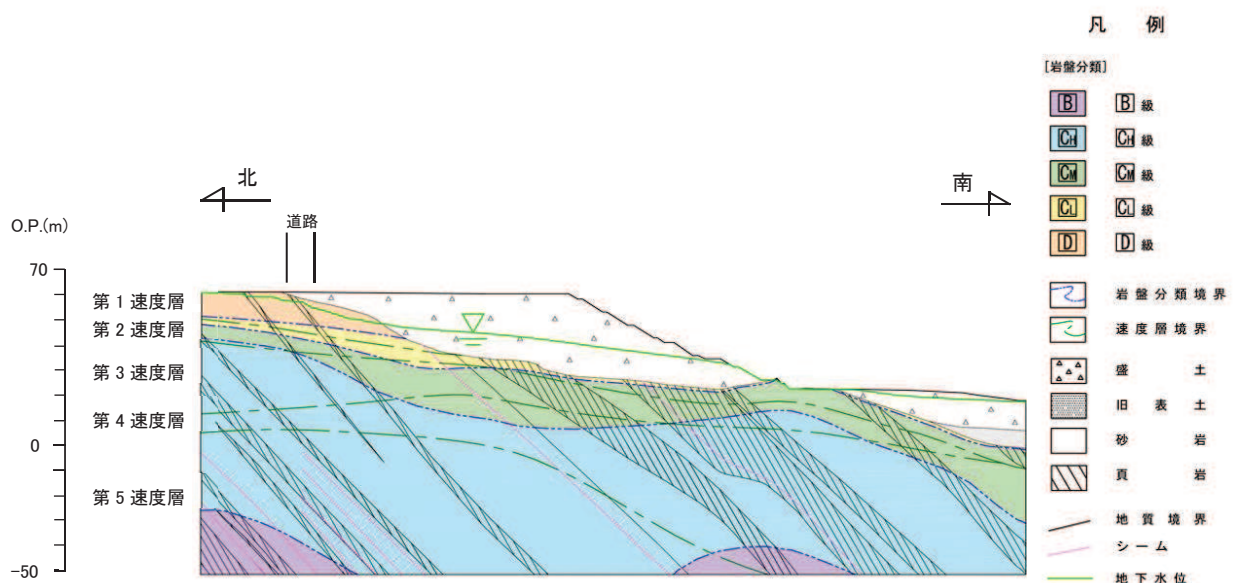


図 3.2.2-2 斜面 B の地質断面図

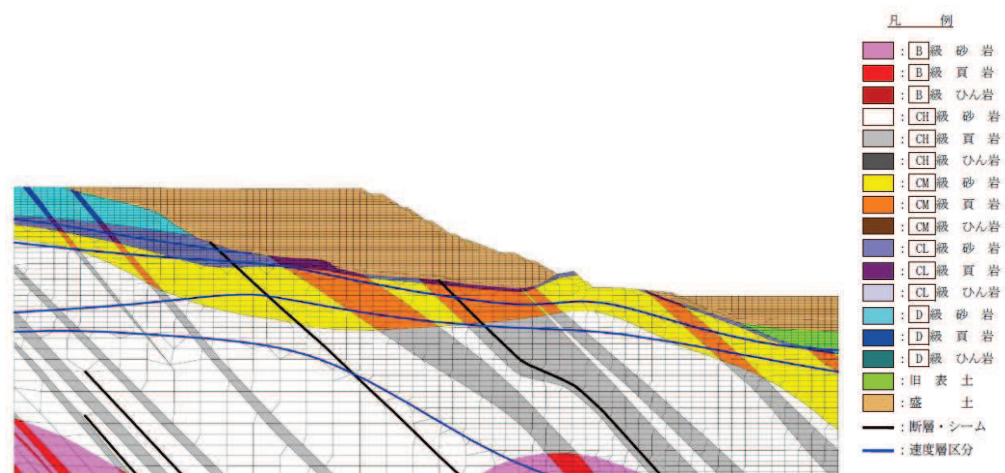


図 3.2.2-3 斜面 B の解析モデル図

(3) 評価結果

保管場所における敷地下斜面のすべりに対する影響評価結果を表3.2.2-1及び図3.2.2-4に示す。

保管場所における敷地下斜面の最小すべり安全率はすべて評価基準値を上回っていることから「問題なし」と評価し、敷地下斜面のすべりが保管場所に影響を及ぼさないことを確認した。

また、第3保管エリアについては、評価対象となる敷地下斜面が存在しないことから「該当なし」と評価した。

表 3.2.2-1 敷地下斜面のすべ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
敷地下斜面のすべり	問題なし [$F_s > 1.0$]	問題なし [$F_s > 1.0$]	該当なし	問題なし [$F_s > 1.0$]

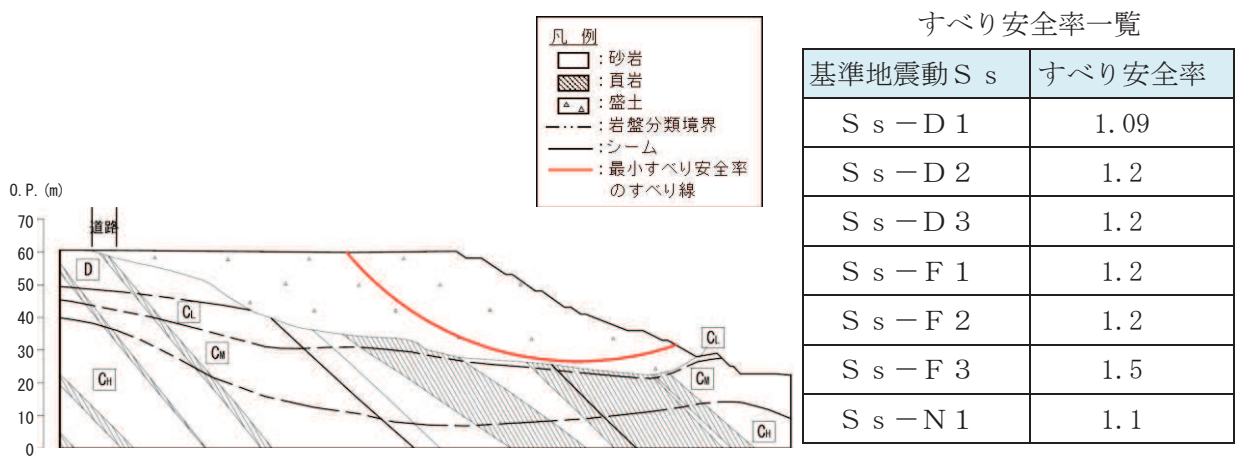


図 3.2.2-4 斜面 B のすべり安定性評価結果

3.3 屋外アクセスルートにおける周辺斜面の崩壊及び敷地下斜面のすべり

3.3.1 屋外アクセスルートにおける周辺斜面の崩壊

(1) 評価対象

屋外アクセスルート及び評価対象とする周辺斜面の位置を図 3.3.1-1 に示す。

評価対象とする斜面 A, B, C, F, G について、すべり方向を考慮するとともに、斜面高さ、勾配ともに最大となる断面を斜面ごとに 1 断面選定した。斜面 D 及び斜面 E については、斜面崩壊による影響範囲を考慮する。

なお、防潮堤盛土堤防部と鋼管式鉛直壁部の海側については、防潮堤の一部として基準地震動 S_s に対する安全性を確保することから、評価対象斜面としては抽出しない。

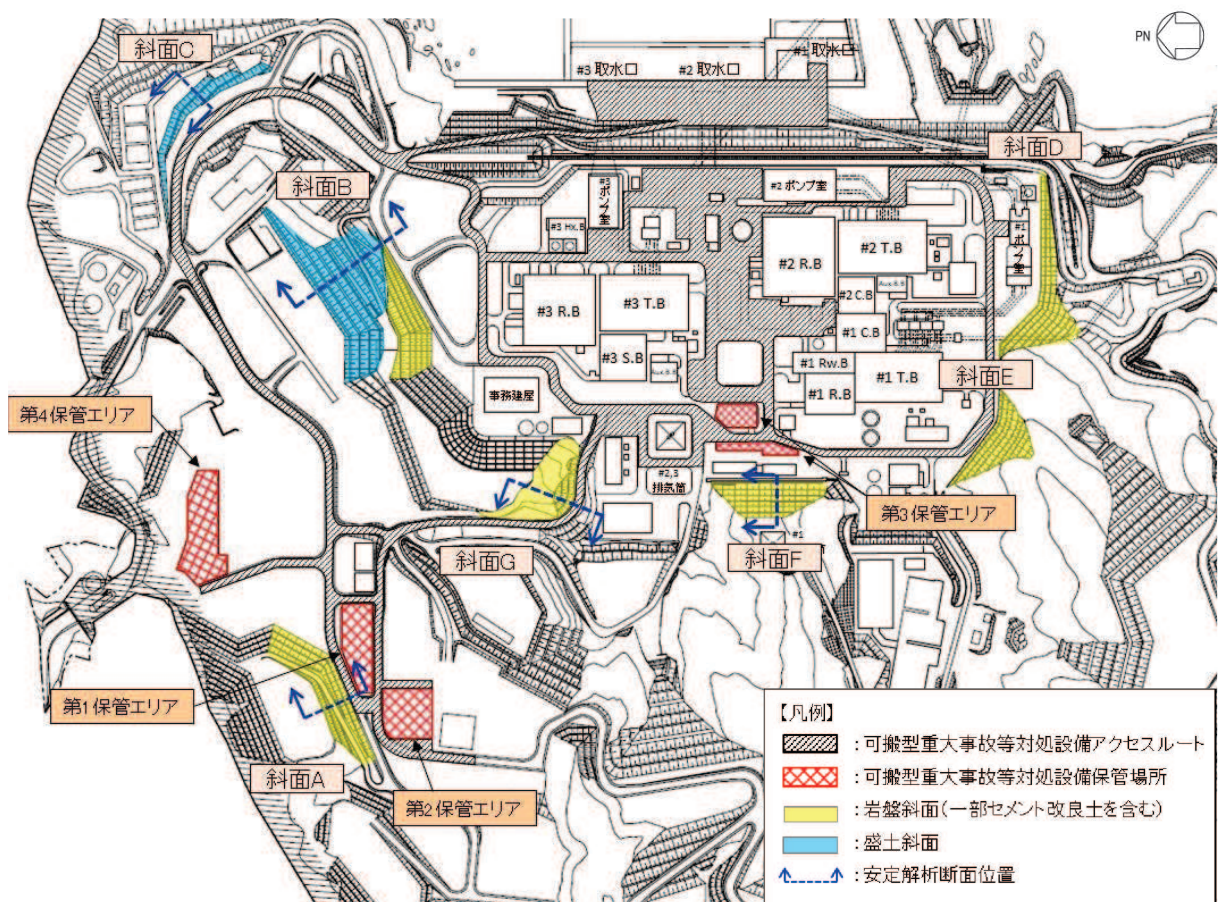


図 3.3.1-1 評価対象とする屋外アクセスルートの周辺斜面

(2) 評価方法

屋外アクセスルートの周辺斜面における安定性は、当該斜面が屋外アクセスルートと保管場所の周辺斜面を兼ねる場合（斜面 A, B, F）は、基準地震動 S_s に基づく二次元有限要素法解析を、屋外アクセスルートのみ周辺の斜面である場合（斜面 C, G）は基準地震動 S_s に基づく静的震度を用いた分割法による安定性評価を行い、算定されるすべり安全率が評価基準値を上回っていることを確認する。評価基準値は 1.0 とする。

安定性評価を行う斜面 A, B, C, F, G の地質断面図及び斜面 A, B, F の解析モデル図を図 3.3.1-2～図 3.3.1-9 に示す。安定性評価に用いる地質断面図は、発電所建設時及び以降の地質調査の結果に基づき作成している。

各斜面の解析に使用する解析コードは表 3.3.1-1 のとおりである。

なお、静的震度を用いた分割法による安定性評価の結果、すべり安全率の裕度が小さい場合（すべり安全率 1.5 未満を目安）は、より精緻な二次元有限要素法解析による評価も実施する。

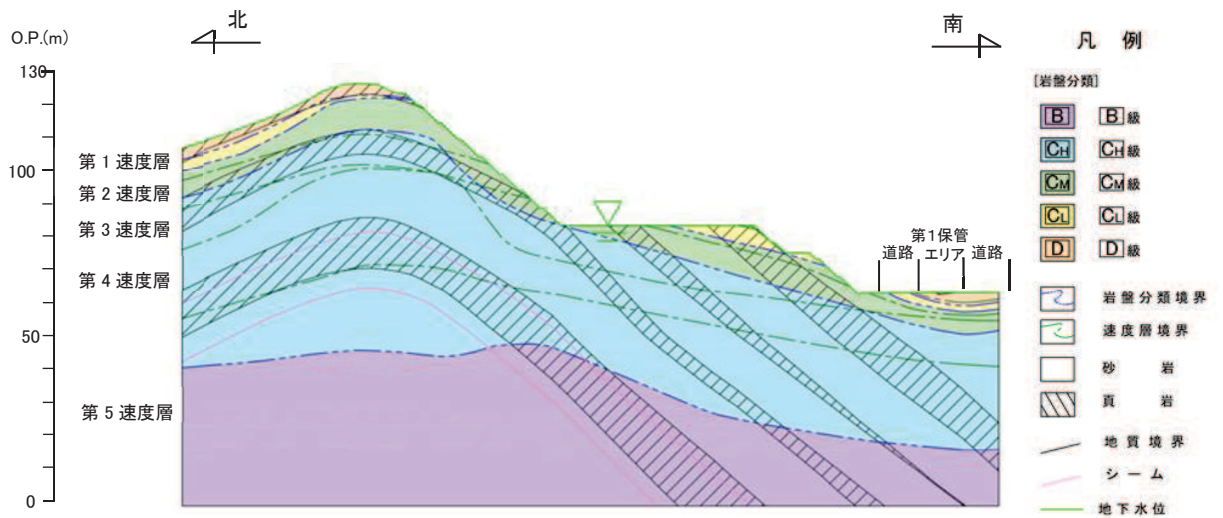


図 3.3.1-2 斜面 A の地質断面図

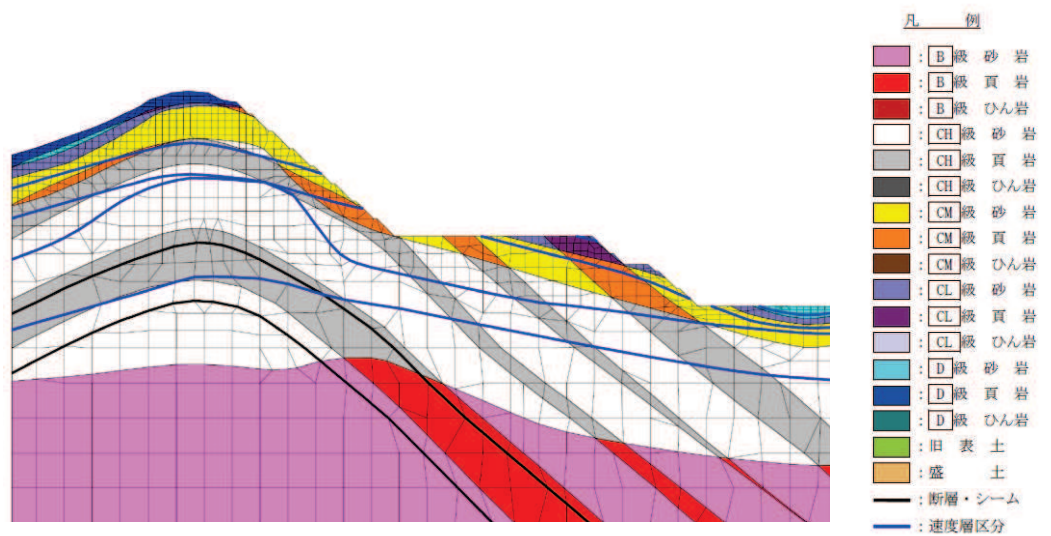


図 3.3.1-3 斜面 A の解析モデル図

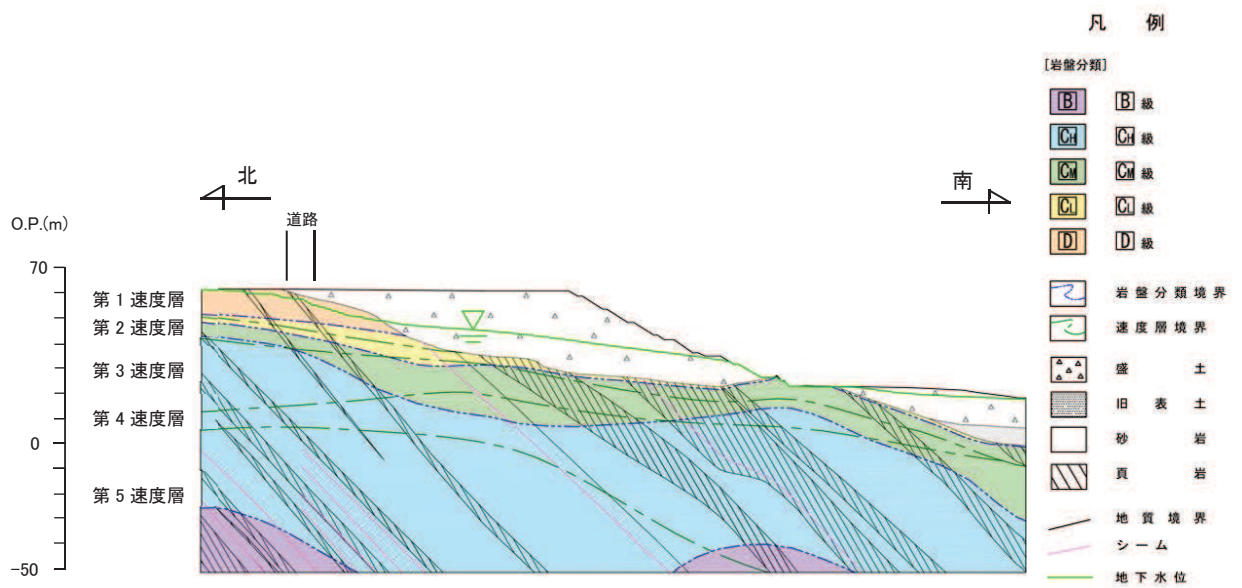


図 3.3.1-4 斜面 B の地質断面図

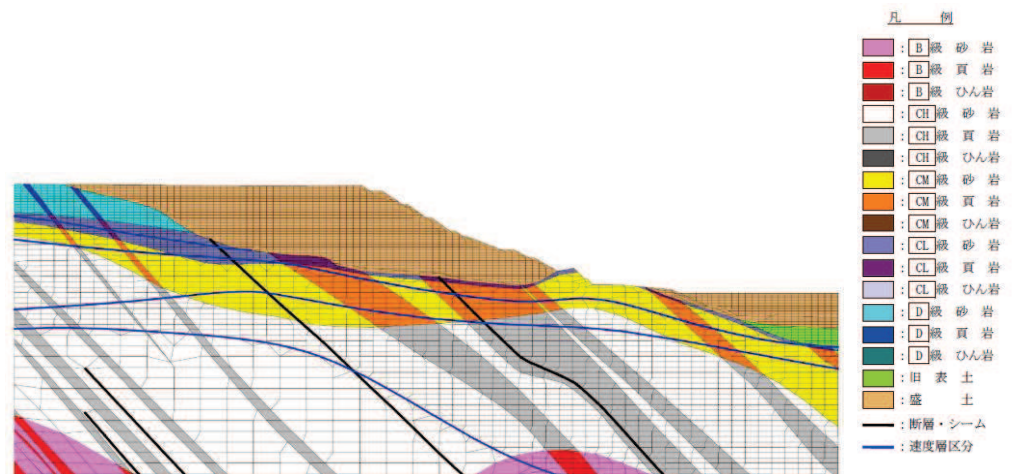


図 3.3.1-5 斜面 B の解析モデル図

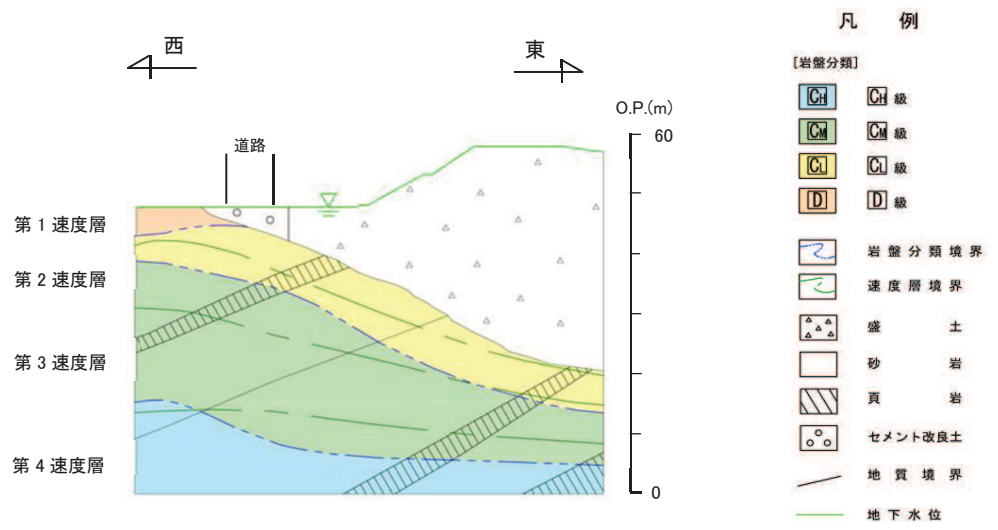


図 3.3.1-6 斜面 C の地質断面図

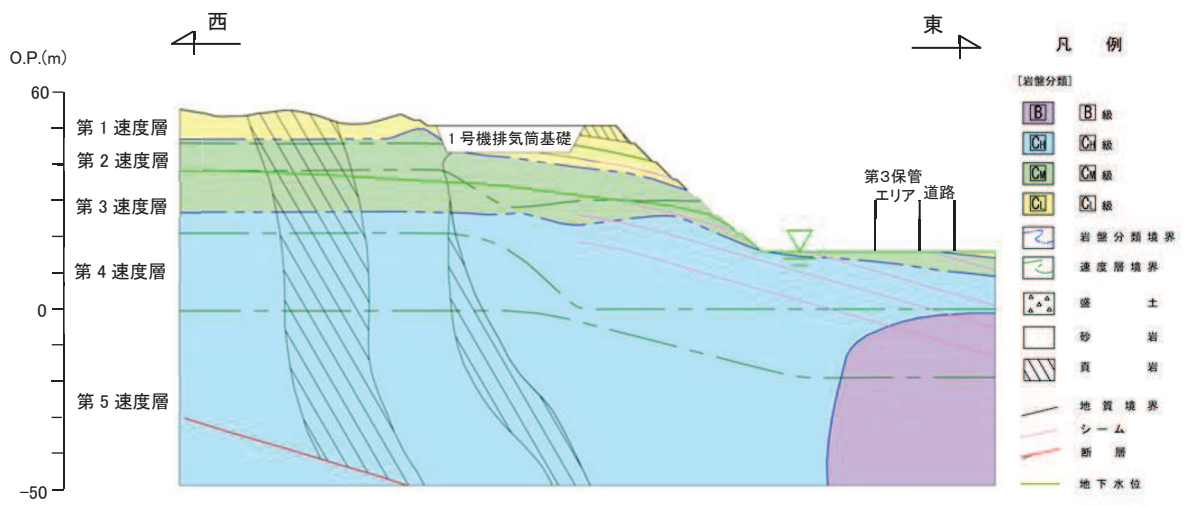


図 3. 3. 1-7 斜面 F の地質断面図

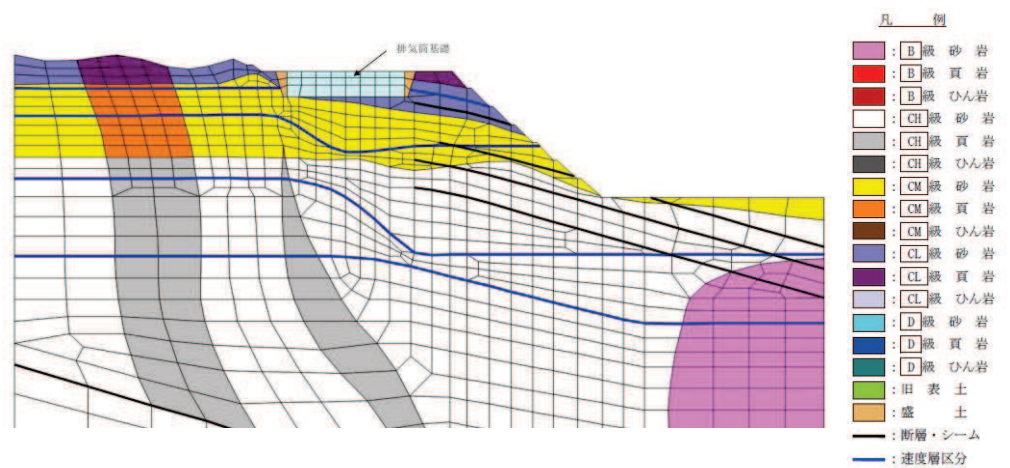


図 3. 3. 1-8 斜面 F の解析モデル図

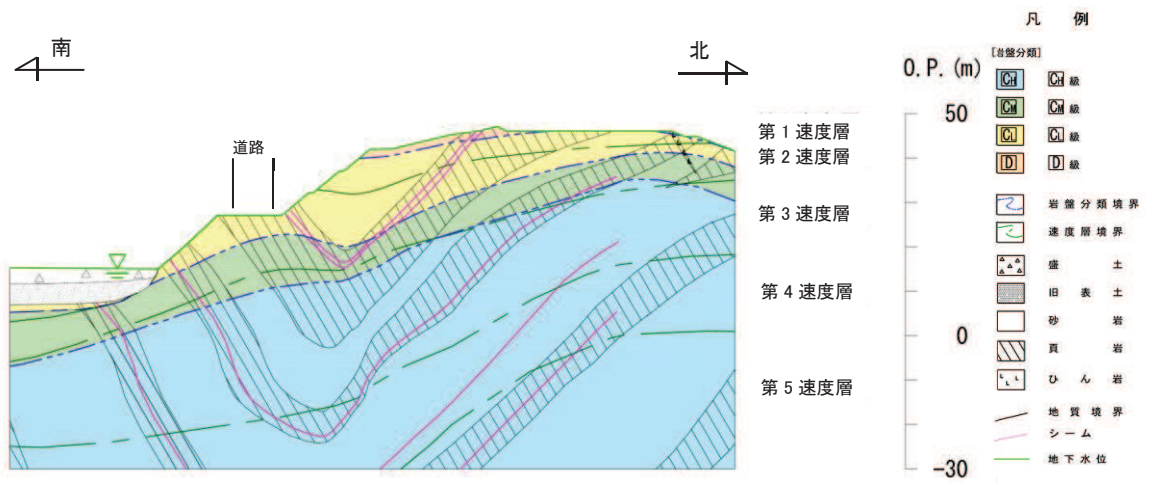


図 3. 3. 1-9 斜面 G の地質断面図

表 3.3.1-1 各斜面の解析に用いる解析コード

	静的解析	地震応答解析	すべり計算
斜面 A	stress-NLAP Ver. 2.91	SuperFLUSH/2D Ver. 6.0	suberi_sf Ver. 2
斜面 B	SAC2D Ver. 2.10	SuperFLUSH/2D Ver. 6.0	suberi_Type6789_SAC2D-HD1 Ver. 0
斜面 C	—	LIQUEUR Ver. 16.1B	COSTANA Ver. 18.1F
斜面 F	BG0195HDW1 Ver. 5.0.6	VESL-DYN Ver. 2.03	SLIP02HDW1 Ver. 4.07
斜面 G	—	LIQUEUR Ver. 15.1H	COSTANA Ver. 18.1F

(3) 評価結果

屋外アクセスルートにおける周辺斜面の崩壊に対する影響評価結果を図 3.3.1-10～図 3.3.1-14 に示す。

屋外アクセスルート周辺斜面の最小すべり安全率はすべて評価基準値を上回っていることから「問題なし」と評価し、周辺斜面の崩壊が屋外アクセスルートに影響を及ぼさないことを確認した。

また、すべり安全率の裕度が小さい斜面 C は二次元有限要素法解析による評価も実施し、すべり安全率が 1.0 を上回ることを確認している。斜面 C における二次元有限要素法解析の結果については、「3.4 (3) 斜面 C の二次元有限要素法解析による評価」に示す。

斜面 D 及び斜面 E について、斜面崩壊による影響範囲を考慮した場合に、可搬型重大事故等対処設備の通行に必要な道路幅員 (3.7m) を確保できない可能性がある区間として抽出した箇所を図 3.3.1-15 に示す。

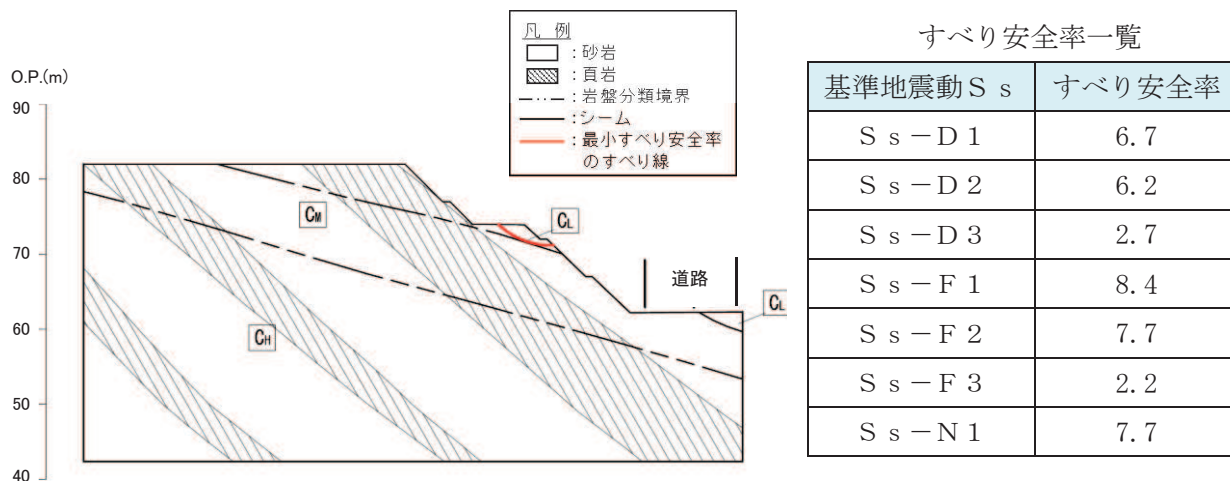
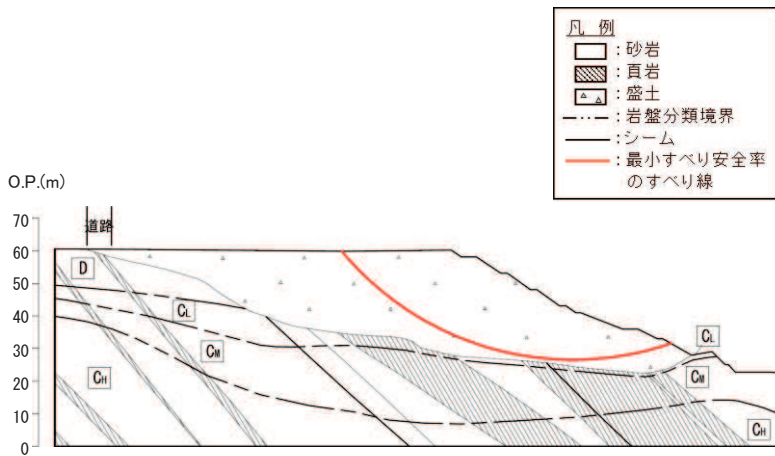


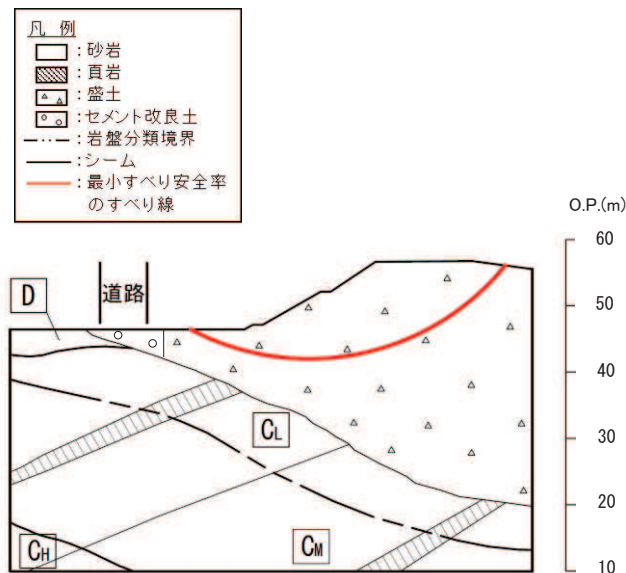
図 3.3.1-10 斜面 A のすべり安定性評価結果



すべり安全率一覧

基準地震動 S_s	すべり安全率
$S_s - D 1$	1.09
$S_s - D 2$	1.2
$S_s - D 3$	1.2
$S_s - F 1$	1.2
$S_s - F 2$	1.2
$S_s - F 3$	1.5
$S_s - N 1$	1.1

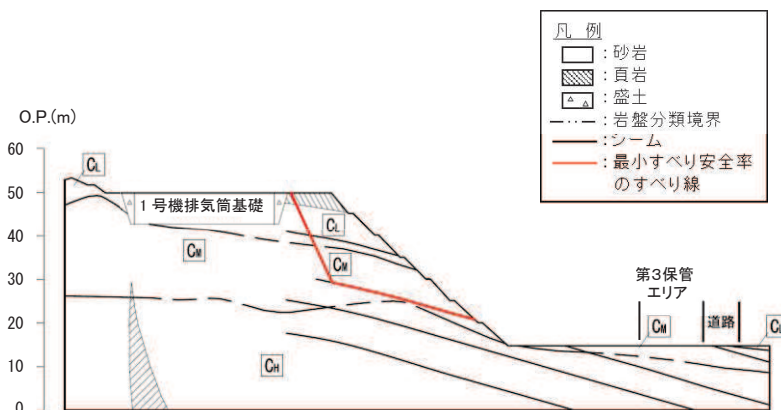
図 3.3.1-11 斜面 B のすべり安定性評価結果



すべり安全率一覧

基準地震動 S_s	すべり安全率
$S_s - D 1$	1.2
$S_s - D 2$	1.3
$S_s - D 3$	1.3
$S_s - F 1$	1.3
$S_s - F 2$	1.3
$S_s - F 3$	1.4
$S_s - N 1$	1.09

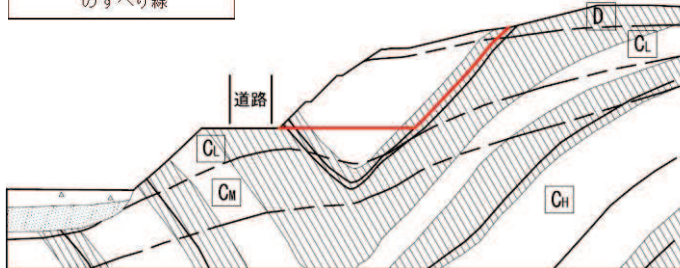
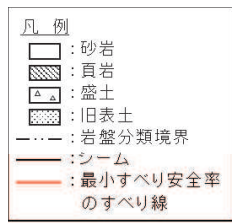
図 3.3.1-12 斜面 C のすべり安定性評価結果



すべり安全率一覧

基準地震動 S_s	すべり安全率
$S_s - D 1$	2.0
$S_s - D 2$	2.0
$S_s - D 3$	2.2
$S_s - F 1$	2.7
$S_s - F 2$	1.7
$S_s - F 3$	2.2
$S_s - N 1$	1.8

図 3.3.1-13 斜面 F のすべり安定性評価結果



すべり安全率一覧

基準地震動 S_s	すべり安全率
$S_s - D 1$	1.6
$S_s - D 2$	1.5
$S_s - D 3$	1.8
$S_s - F 1$	1.9
$S_s - F 2$	1.9
$S_s - F 3$	1.8
$S_s - N 1$	1.7

図 3.3.1-14 斜面 G のすべり安定性評価結果

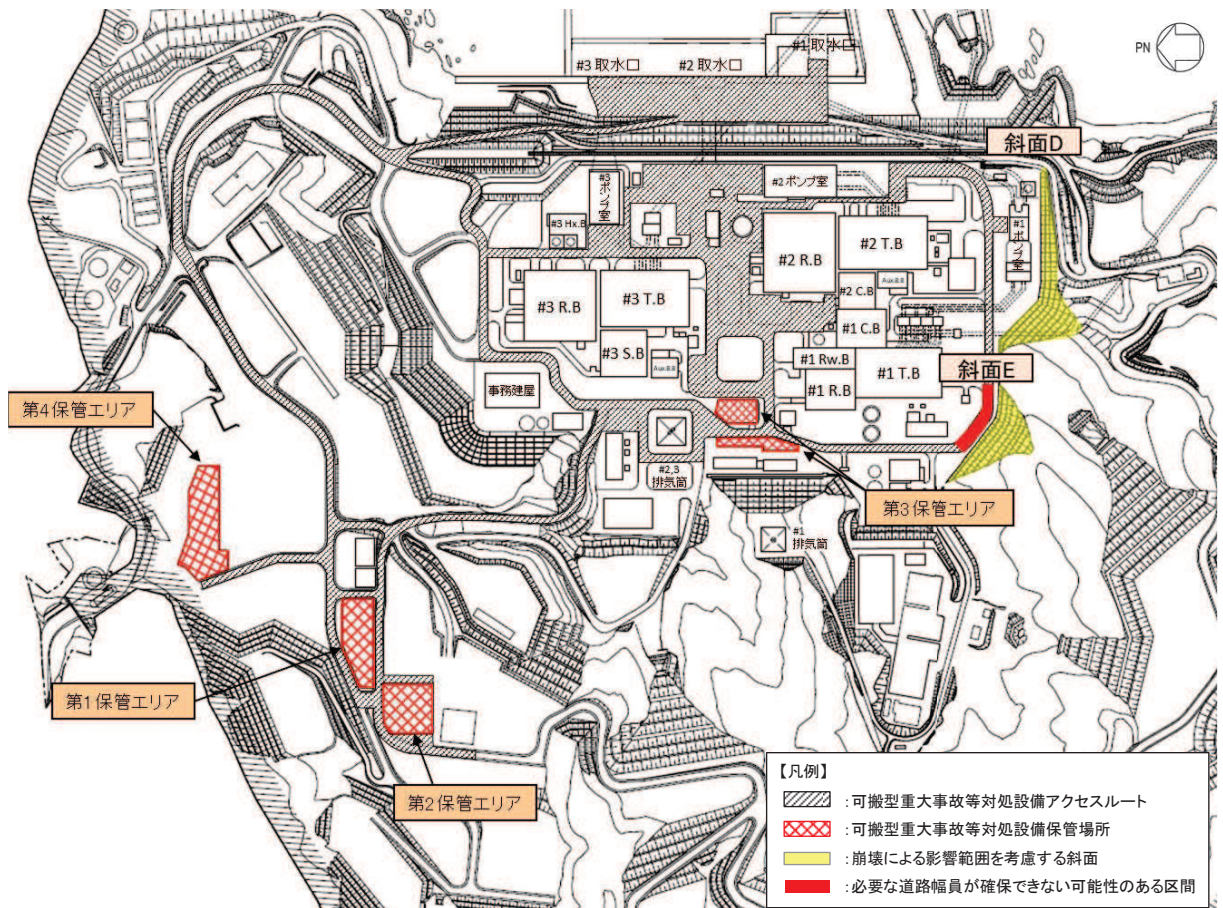


図 3.3.1-15 必要な道路幅員を確保できない可能性のある区間の抽出結果

(2) 評価方法

屋外アクセスルートの数地下斜面として評価する斜面Bの安定性は基準地震動 S_s に基づく二次元有限要素法解析を行い、算定されるすべり安全率が評価基準値を上回っていることを確認する。評価基準値は1.0とする。

安定性評価を行う斜面Bの地質断面図及び解析モデル図を図3.3.2-2～図3.3.2-3に示す。解析に用いる地質断面図は、発電所建設時及び以降の地質調査の結果に基づき作成している。

静的解析には解析コード「SAC2D Ver.2.10」、地震応答解析には解析コード「SuperFLUSH/2D Ver.6.0」、すべり計算には解析コード「suberi_Type6789_SAC2D-HD1 Ver.0」を使用する。

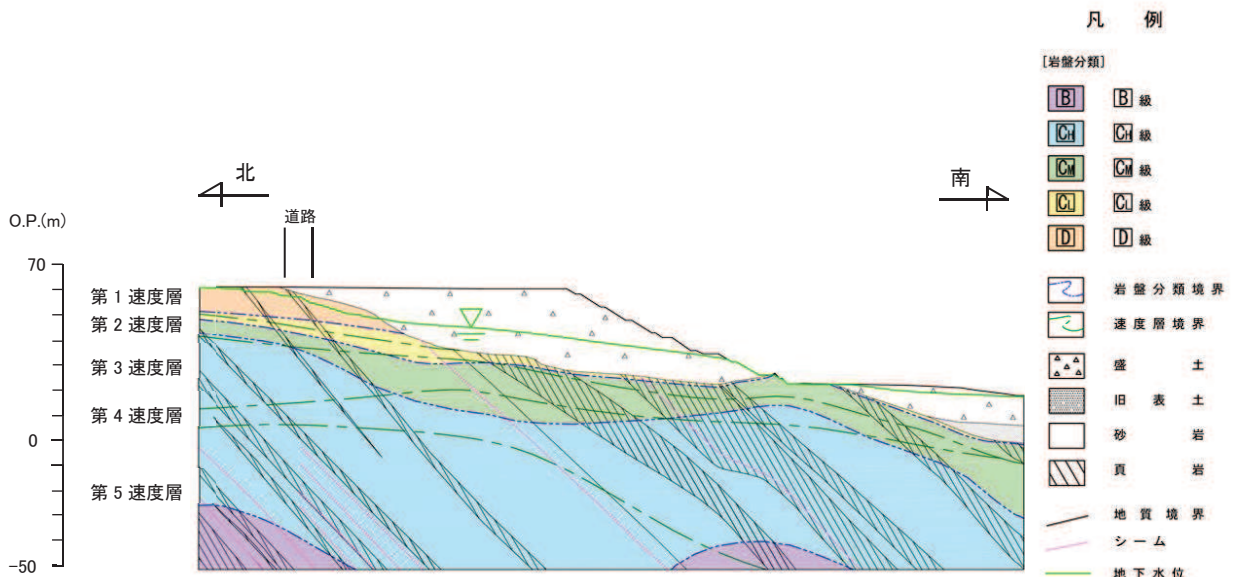


図 3.3.2-2 斜面Bの地質断面図

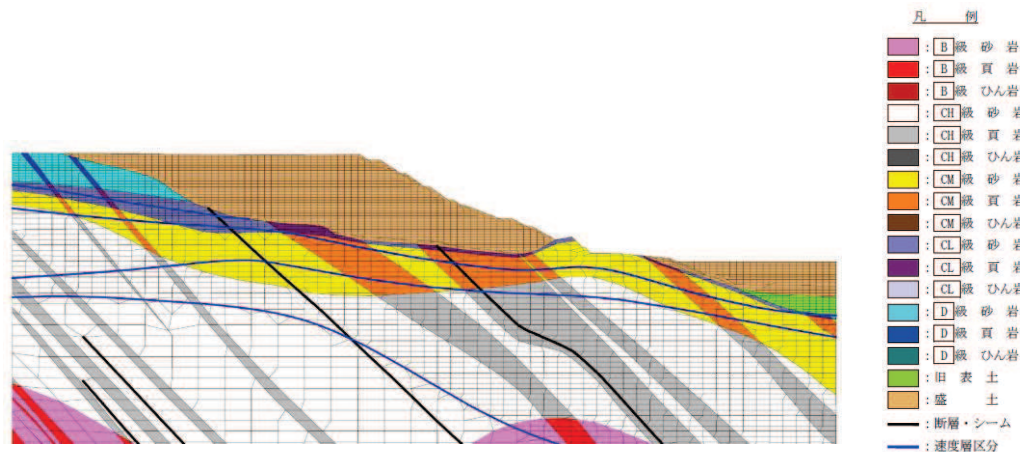


図 3.3.2-3 斜面Bの解析モデル図

(3) 評価結果

屋外アクセスルートにおける敷地下斜面の崩壊に対する影響評価結果を図 3.3.2-4 に示す。

屋外アクセスルートの敷地下斜面における最小すべり安全率はすべて評価基準値を上回っていることから「問題なし」と評価し、敷地下斜面の崩壊が屋外アクセスルートに影響を及ぼさないことを確認した。

また、屋外アクセスルートはすべり安全率が最小となる下記のすべり線から十分に隔離を確保するように配置しており、敷地下斜面のすべりは車両の通行に影響しない。

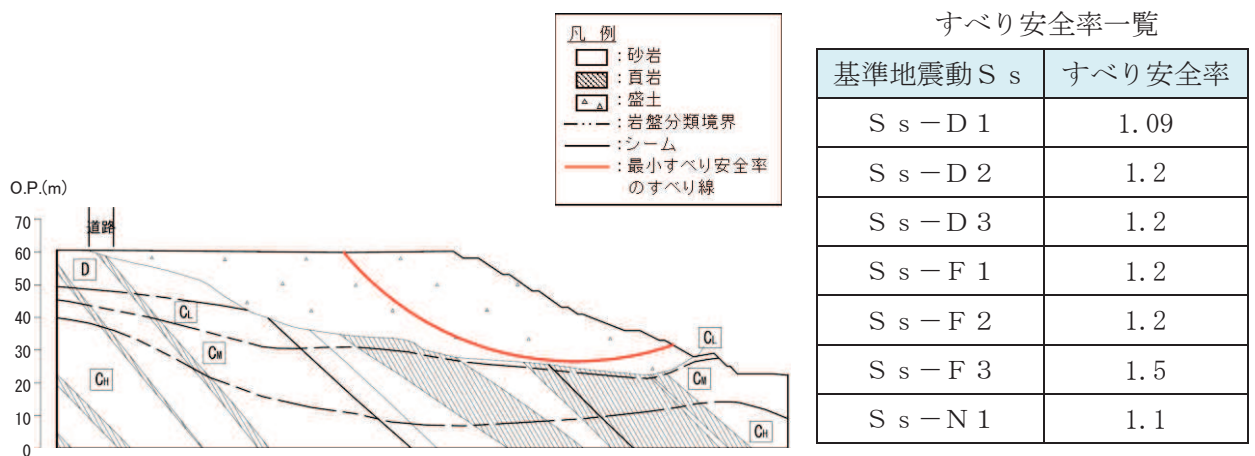


図 3.3.2-4 斜面 B のすべり安定性評価結果

3.4 斜面評価に係る補足説明

(1) 斜面Bの評価に係る補足説明

a. 地盤物性のばらつきを考慮した評価

斜面Bについては、二次元有限要素法解析による評価の結果、すべり安全率は評価基準値を上回っているものの裕度が小さいこと ($F_s=1.09$) から、地盤物性のばらつきを考慮した評価を実施する。すべり安全率に対しては、地盤物性のうち強度特性のばらつきが大きく影響する^{*1,2}ことから、強度特性に関するばらつき(平均値-1 σ 強度)を考慮する。

評価結果を表3.4-1に示す。地盤物性のばらつきを考慮しても、すべり安全率は評価基準値を上回っており、斜面Bの安定性を確認している。

注記*1：原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -2008 (日本電気協会)

*2：原子力発電所の基礎地盤および周辺斜面の安定性評価技術 (土木学会, 2009)

表 3.4-1 評価結果

基準地震動 S_s	すべり安全率 (平均強度)	地盤物性のばらつきを 考慮したすべり安全率	評価基準値
$S_s - D 1$	1.09	1.03	1.0
$S_s - D 2$	1.20	1.13	
$S_s - D 3$	1.29	1.22	
$S_s - F 1$	1.22	1.15	
$S_s - F 2$	1.20	1.13	
$S_s - F 3$	1.53	1.44	
$S_s - N 1$	1.12	1.05	

b. 斜面崩壊を仮定した場合の評価

斜面 B はすべり安全率の裕度が小さいため、万一斜面が崩壊した場合の土砂到達距離を評価することにより、屋外アクセスルートへの影響を確認する。

(a) 土砂到達距離の算定方法

斜面 B はすべり安全率が評価基準値を上回ることが確認されていることから、崩壊を想定するすべり線は、安定性評価において示したすべり安全率が最も小さいすべり線とする。

また、土砂到達距離の算定に当たっては、以下の条件を考慮する。

- ・堆積時の角度は 15° とする。

(安息角と内部摩擦角の関係及び土砂移動時の内部摩擦角の下限値^{*1,2}より設定)

- ・すべり土塊の土量に対して土量変化率 1.3 を考慮する。

注記*1：砂防設計公式集（マニュアル）（全国治水砂防協会，S59.11）

*2：土砂災害防止に関する基礎調査の手引き（砂防フロンティア整備推進機構，H13.6）

(b) 評価結果

評価断面における崩壊土砂の到達距離を図 3.4-1 に示す。評価断面において、崩壊土砂は屋外アクセスルートに到達しないことが確認できる。

また、図 3.4-1 で算定した到達距離 52.4m を用いて、斜面 B における崩壊土砂の影響範囲を図 3.4-2 にて検討した。その結果、ルート 1 に対して土砂は到達せず、その他の屋外アクセスルートに一部土砂が到達するが、必要な道路幅員 (3.7m) は確保できることを確認した。

以上より、仮に斜面 B の崩壊を仮定した場合でも、崩壊土砂は屋外アクセスルートに対して影響を与えないことを確認した。

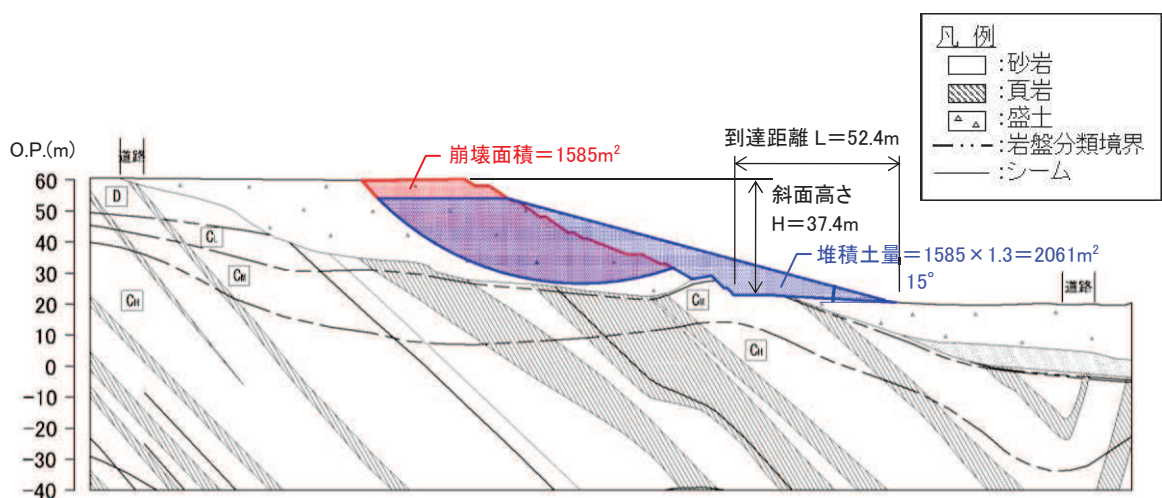


図 3.4-1 斜面 B の崩壊土砂到達距離

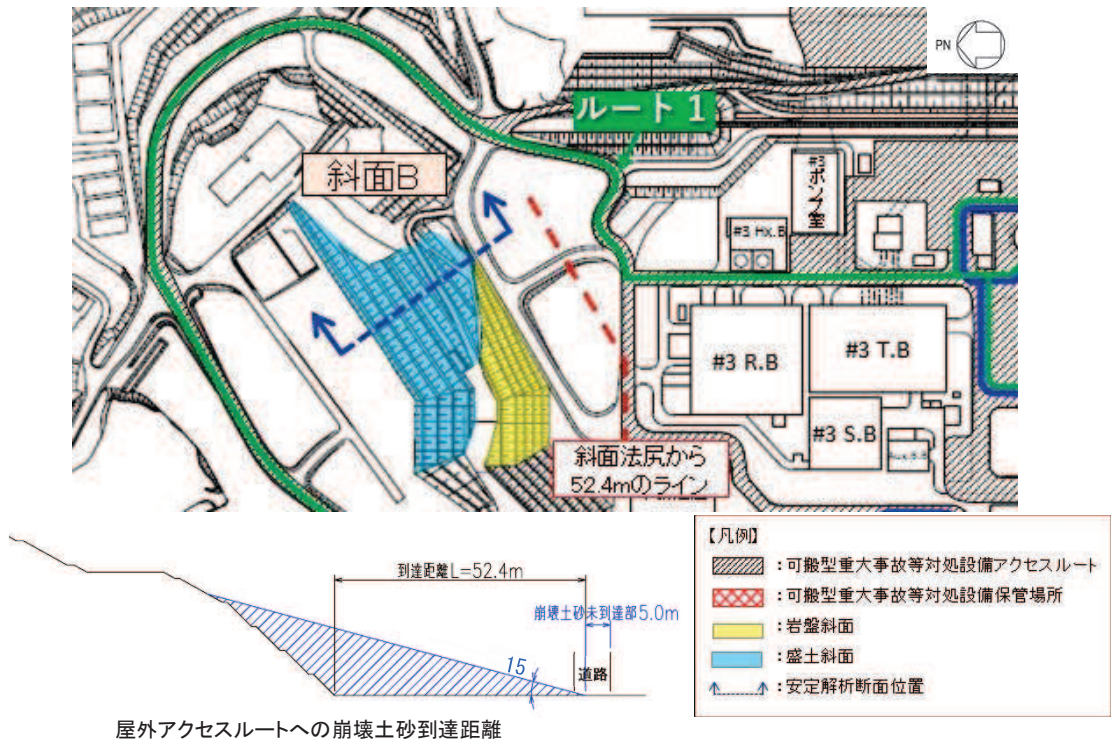


図 3.4-2 崩壊土砂の影響範囲

(2) 静的震度を用いた分割法による評価

保管場所及び屋外アクセスルートにおける周辺斜面の崩壊及び敷地下斜面のすべりによる影響評価は、図 3.1-1 のフローのとおり、評価対象斜面により静的震度を用いた分割法と二次元有限要素法解析とを使い分けた評価を行っている。

ここでは、静的震度を用いた分割法による周辺斜面の崩壊及び敷地下斜面のすべりによる影響評価の妥当性を、斜面 B における安全率の比較により確認する。

a. 妥当性の確認方法

静的震度を用いた分割法による評価は、道路土工（切土工・斜面安定工指針）に基づき、分割法による安定計算を行い、すべり安全率を算定する（図 3.4-3）。

各分割片におけるすべり面の抵抗力は、岩級及び岩種の分布状況をもとに各岩種・岩級に応じた強度により算定し、滑動力は土塊重量及び地震時慣性力を考慮して算定する。地震時慣性力は原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1 - 1987）に基づき、斜面位置での基準地震動 S_s に対する一次元重複反射理論により得られたせん断応力分布と鉛直応力分布をもとに静的震度として考慮する。なお、水平震度と鉛直震度については、保守的に全時刻を通しての最大値を組み合わせる。

地震応答解析には解析コード「LIQUEUR Ver. 15.1H」、すべり計算には解析コード「COSTANA Ver. 18.1F」を使用する。

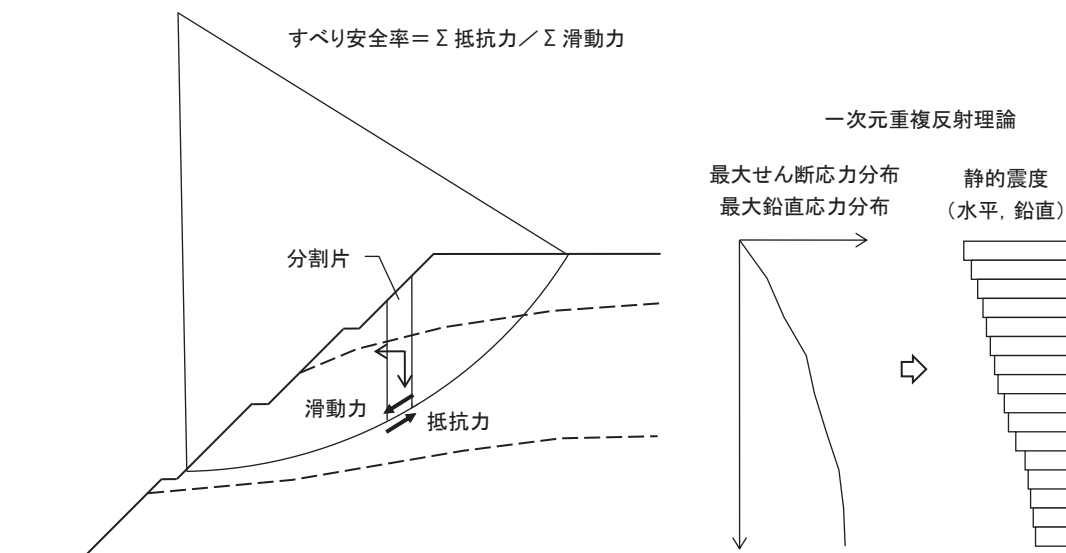



図 3.4-3 静的震度を用いた分割法による安定計算の概要

b. 妥当性の確認結果

妥当性の確認結果を図 3.4-4 に示す。それぞれの評価方法における最小すべり安全率を比較した結果、静的震度を用いた分割法の方が保守的な結果が得られる。以上より、保管場所及び屋外アクセスルート周辺の斜面の崩壊及び敷地下斜面のすべりによる影響評価に用いる、静的震度を用いた分割法による評価は妥当な結果であると考えられる。

なお、斜面 B については二次元有限要素法解析による評価により、評価基準値であるすべり安全率 1.0 を上回っており、斜面の安定性を有することを確認している。

すべり線	評価方法	最小すべり安全率	基準地震動 S_s
	静的震度を用いた分割法	0.98	$S_s - D1$
	二次元有限要素法	1.09	$S_s - D1$

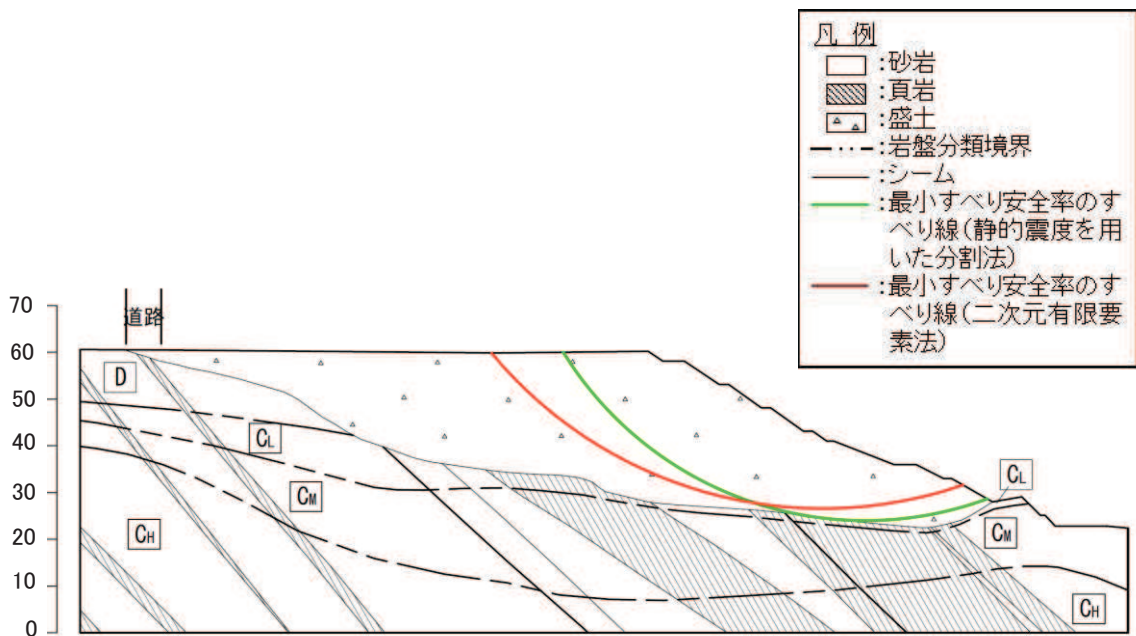


図 3.4-4 最小すべり安全率の比較結果

(3) 斜面Cの二次元有限要素法解析による評価

斜面Cは静的震度を用いた分割法による評価により、すべり安全率は評価基準値を上回っているものの、裕度が小さい ($F_s=1.09$) ことから、より精緻な二次元有限要素法解析による安定性評価を実施する。

a. 評価方法

基準地震動 S_s に基づく二次元有限要素法解析を実施し、算定されるすべり安全率が評価基準値を上回っていることを確認する。評価基準値は 1.0 とする。地質断面図を図 3.4-5 に、解析モデル図を図 3.4-6 に示す。

静的解析には解析コード「Soil Plus Ver.2015 Build2」を、地震応答解析には解析コード「SuperFLUSH/2D Ver.6.1」を、すべり計算には解析コード「SFCALC ver.5.2」を使用する。

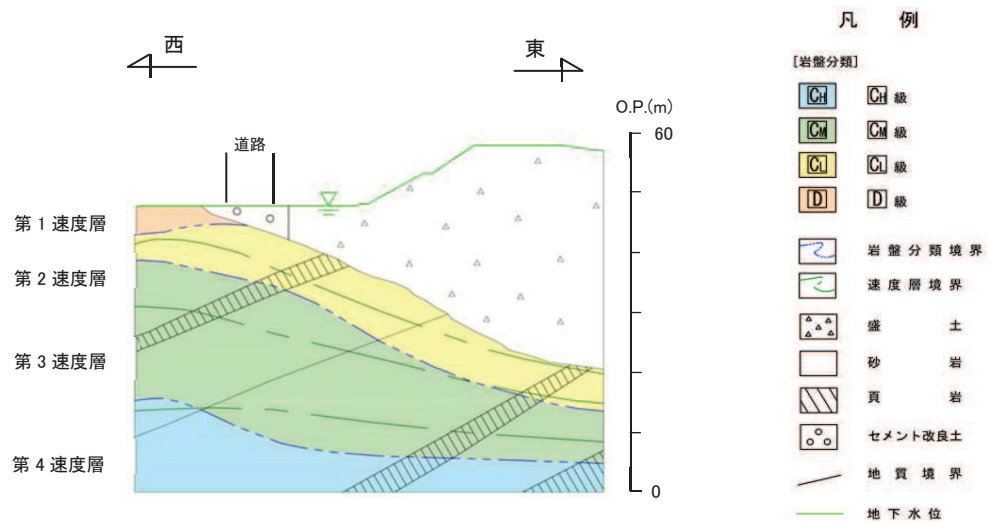


図 3.4-5 斜面Cの地質断面図

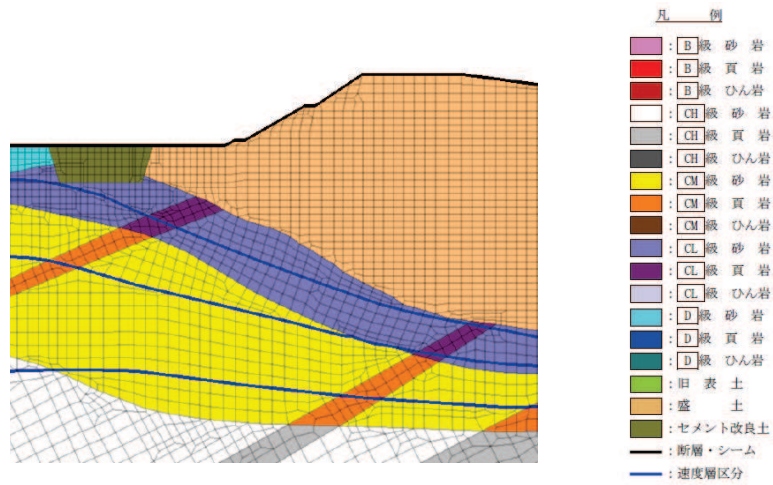


図 3.4-6 斜面 C の解析モデル図

b. 評価結果

斜面 C のすべり安定性評価結果を図 3.4-7 に示す。すべり安全率は二次元有限要素法解析においても評価基準値を上回っていることから「問題なし」と評価した。

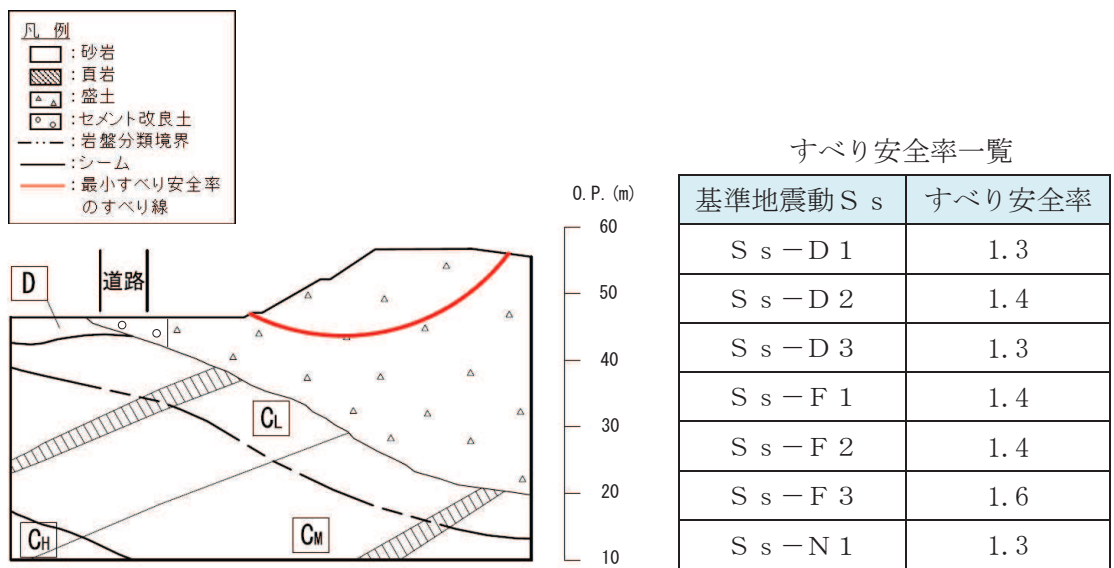


図 3.4-7 すべり安定性評価結果

(4) 盛土斜面における強度設定の妥当性確認

すべり安全率の算定において、すべり線が通過する要素の応力状態に応じて健全強度又は残留強度を設定している。

せん断応力がせん断強度を下回っている場合は、非破壊と判定し健全強度を適用する。

せん断応力がせん断強度を超えている場合は、せん断破壊と判定するものの、ひずみ軟化傾向が認められないことを試験で確認していることから、残留強度を適用する。また、引張破壊と判定され、かつすべり面の垂直応力が圧縮側である場合にも残留強度を適用する。

すべり安全率の算定における地盤強度の考え方を図 3.4-8 に示す。

保管場所及び屋外アクセスルートにおける周辺斜面の崩壊及び敷地下斜面のすべりによる影響評価を行っている斜面 B 及び斜面 C には盛土が分布していることから、盛土における強度設定の妥当性を確認する。

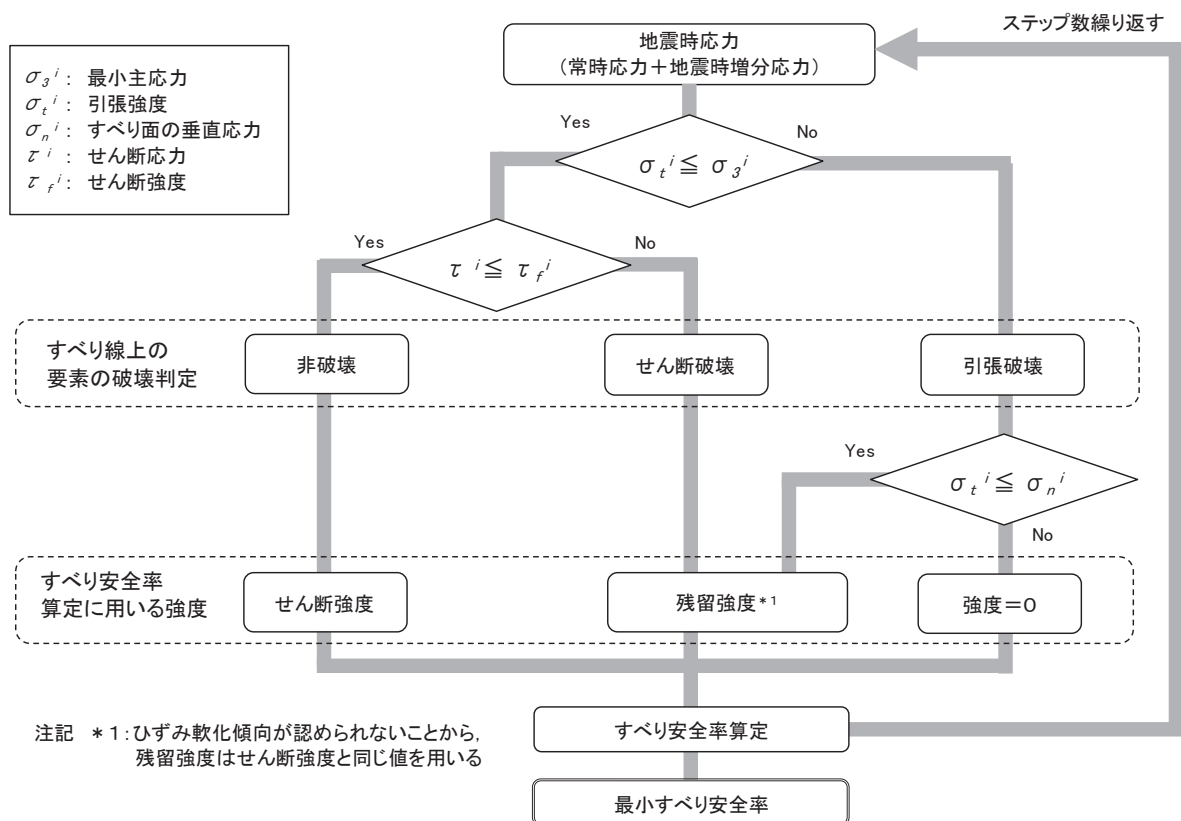


図 3.4-8 すべり安全率の算定における地盤強度の考え方

a. 盛土の強度特性

設置変更許可申請書に記載された盛土の解析用物性値（強度特性）を表 3.4-2 に示す。

表 3.4-2 設置変更許可申請書に記載された盛土の解析用物性値（強度特性）

岩種・岩級	強度特性			
	静的・動的特性			
	せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	残留強度 τ (N/mm ²)
盛土	0.06	30.0	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$

(a) 盛土の強度特性の設定

盛土の強度特性は、敷地内で採取した盛土材の三軸圧縮試験結果から設定した。試料採取位置を図 3.4-9 に、三軸圧縮試験結果のうち応力～ひずみ関係を図 3.4-10 に、破壊包絡線を図 3.4-11 に示す。

せん断強度の設定に当たっては、解析で発生するひずみレベルを踏まえて、試験で実施した圧縮ひずみ 15%よりも保守的に小さいひずみにおける主応力差から設定している。

よって、健全強度と残留強度をそれぞれ設定することとし、要素のすべり安全率の算定においては、せん断応力がせん断強度を下回っている場合は、非破壊と判定し健全強度を適用する。せん断応力がせん断強度を超えている場合は、せん断破壊と判定し残留強度を適用する。

一方、図 3.4-10 に示す応力～ひずみ関係において、圧縮ひずみ 15%程度になってもひずみ軟化傾向が認められないことから、盛土のすべり安全率を算定する場合に要素破壊時に適用する残留強度については、せん断強度と同じ値で設定した。

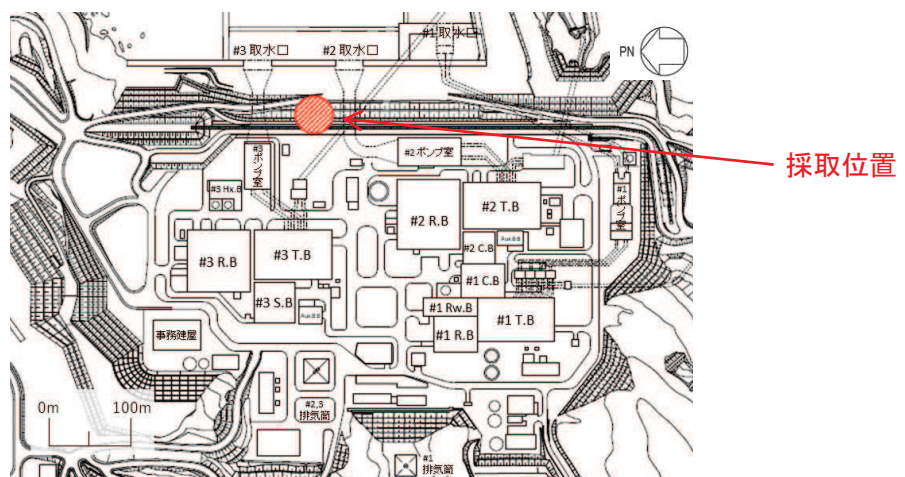


図 3.4-9 試料採取位置（盛土）

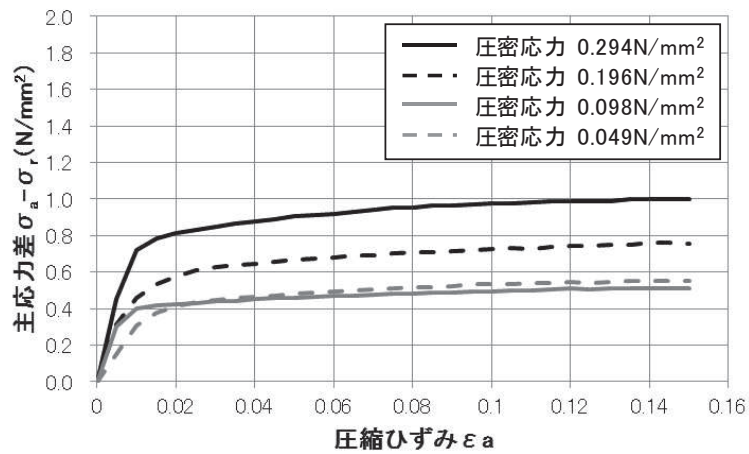


図 3.4-10 応力～ひずみ関係 (盛土)

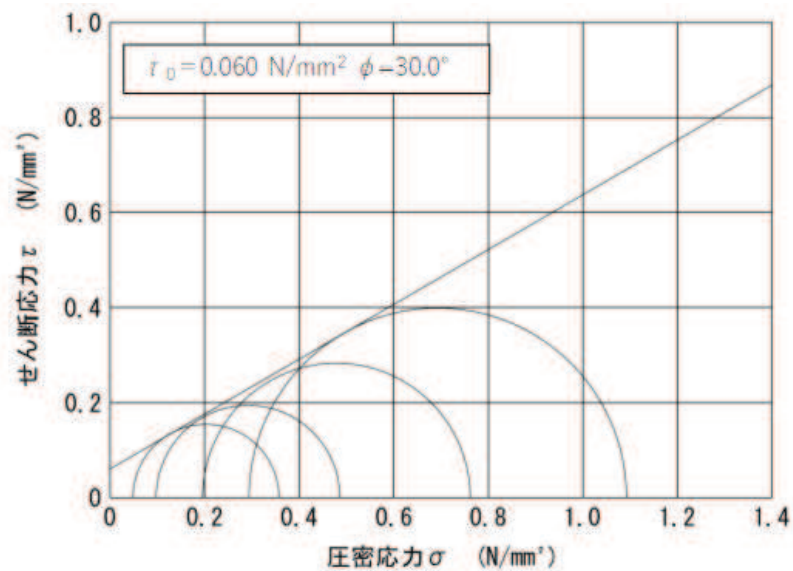


図 3.4-11 破壊包絡線 (盛土)

b. 基準地震動 S_s による発生せん断ひずみと三軸圧縮試験のひずみレベルの関係

盛土の残留強度は、「a. 盛土の強度特性」で示すように、三軸圧縮試験においてひずみ軟化傾向が認められないことから、せん断強度と同じ値で設定している。

三軸圧縮試験における圧縮ひずみ ϵ_a は、地盤材料試験の方法と解説 (地盤工学会, 2009年11月) に記載の式によりせん断ひずみ γ に換算することができる。

$$\gamma = 3/2 \cdot \epsilon_a$$

盛土の三軸圧縮試験では、圧縮ひずみ $\epsilon_a = 15\%$ 程度までの範囲においてひずみ軟化傾向が認められないことが確認されているが、これはせん断ひずみ γ に換算すると $\gamma = 22.5\%$ 程度までに相当し、地盤のひずみレベルとして十分な範囲である。

c. 斜面 B 及び斜面 C における基準地震動 S_s による発生せん断ひずみ

斜面 B において、二次元有限要素法解析によるすべり安全率が最小となる $S_s - D1$ における最大せん断ひずみの分布を図 3.4-12 に示す。

斜面 C において、二次元有限要素法解析によるすべり安全率が最小となる $S_s - N1$ における最大せん断ひずみの分布を図 3.4-13 に示す。

斜面 B 及び斜面 C における基準地震動 S_s による発生せん断ひずみ γ は最大でも 2% 未満であり、三軸圧縮試験のひずみレベルに対し十分に小さい。

以上より、盛土における強度設定は妥当だと考えられる。

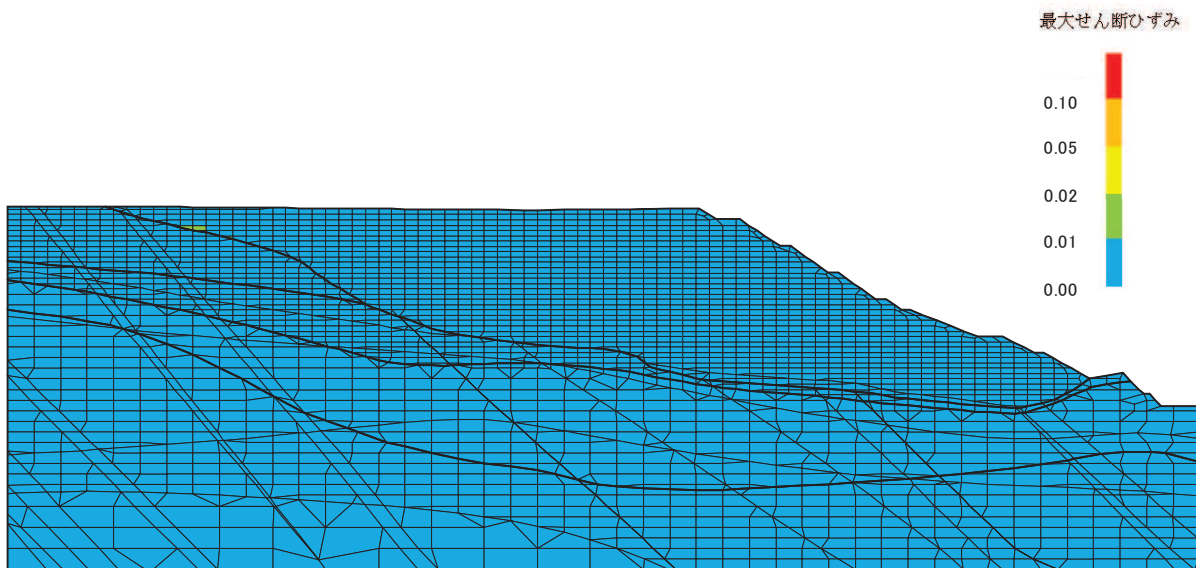


図 3.4-12 斜面 B における最大せん断ひずみ分布図 ($S_s - D1$)

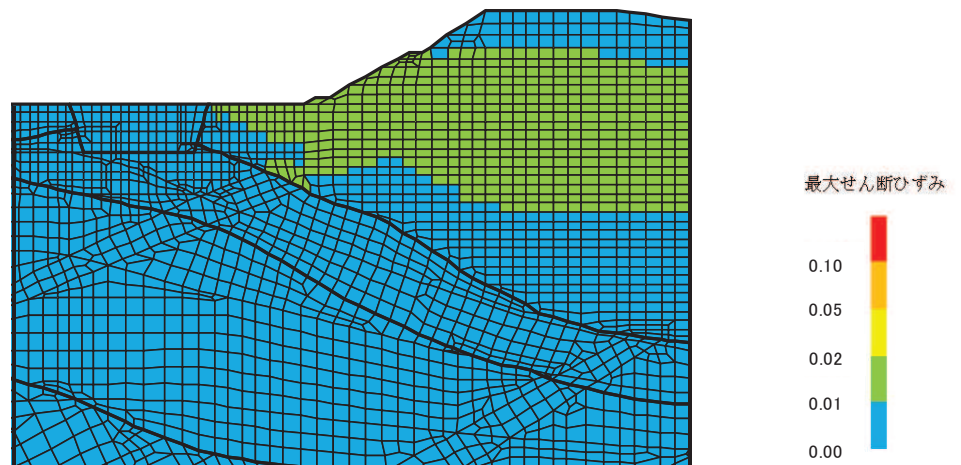


図 3.4-13 斜面 C における最大せん断ひずみ分布図 ($S_s - N1$)

(5) 事務建屋の周辺斜面について

a. 評価対象

事務建屋の位置を図 3.4-14 に示す。

事務建屋は平日勤務時間中において、重大事故等対策要員のほとんどが執務をしており、夜間及び休日においては、初動対応要員が執務若しくは宿泊をする場所である。

事務建屋の周辺斜面は屋外アクセスルートに対して、斜面高さの 1.4 倍以上の離隔を確保している岩盤斜面であるが、事務建屋及び対策本部要員の安全性を確認するため、保管場所及び屋外アクセスルートの評価に準じて周辺斜面の安定性評価を実施する。

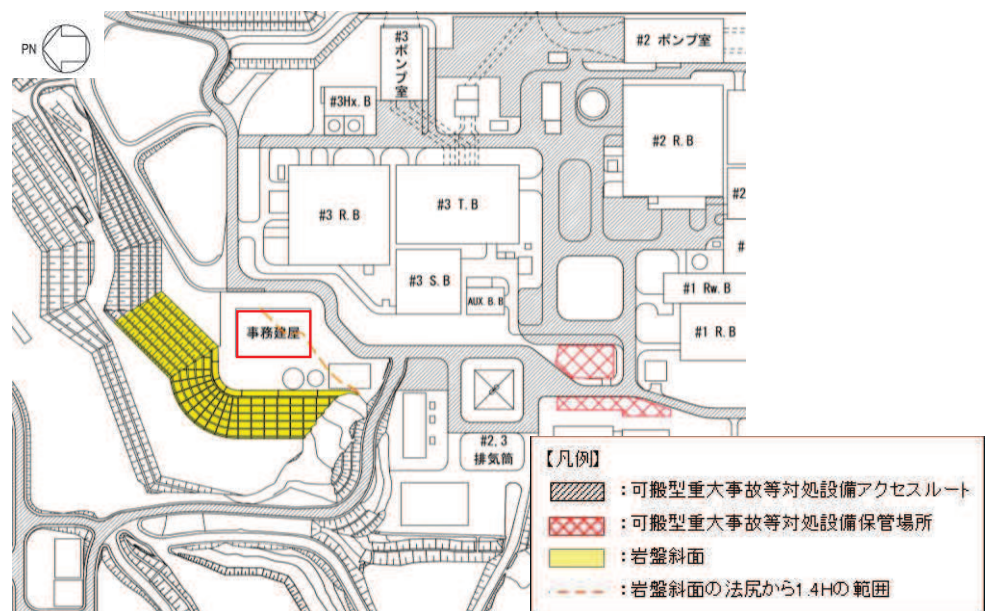
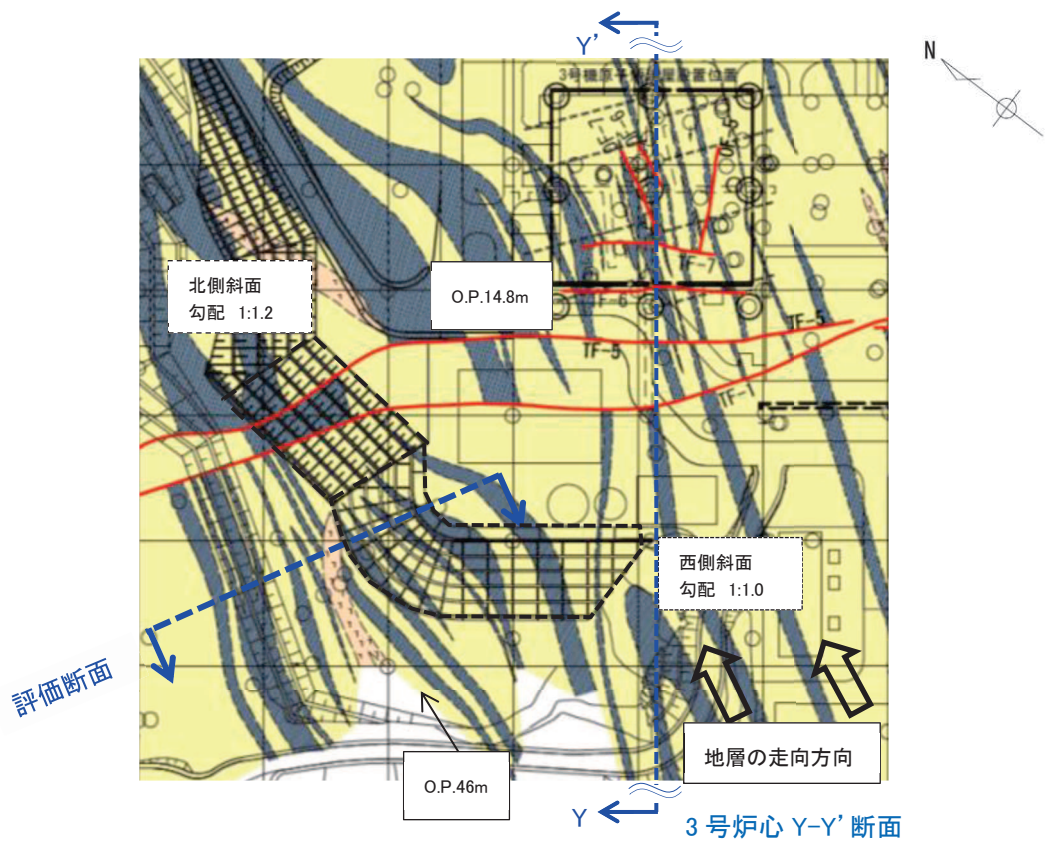


図 3.4-14 事務建屋の位置図

b. 評価断面の選定

図 3.4-15 のとおり一連の斜面の高さは約 31m である。勾配については北側が 1:1.2、西側が 1:1.0 であるため、地層の走向におおむね直交し急勾配である西側の一連から評価断面を選定する。また、選定した断面の地質断面図を図 3.4-16 に、解析モデル図を図 3.4-17 に示す。

なお、北側の斜面に TF-1 断層及び TF-5 断層が分布するが、TF-1 断層は北北西の走向で 40～85° 南西に傾斜する正断層、TF-5 断層は北北西の走向で 50～82° 南西に傾斜する正断層であり、事務建屋方向にはすべり線を形成し得ないことから、評価断面としては選定しない。



注記*：地質の水平断面図は O.P. -14.1m における，地質及び断層の分布を示す。

●断層の傾斜について (3号炉心 Y-Y' 断面)

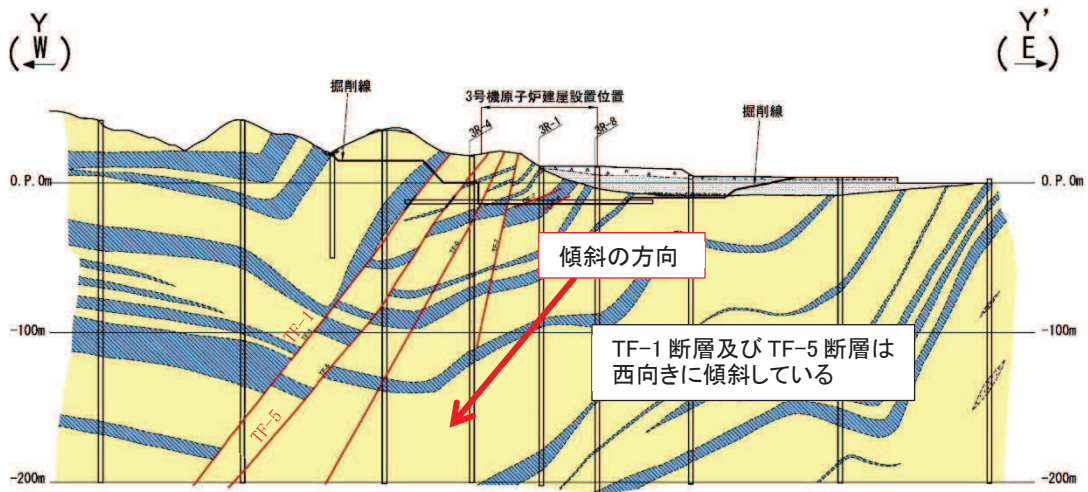


図 3.4-15 事務建屋の周辺斜面の評価断面選定根拠

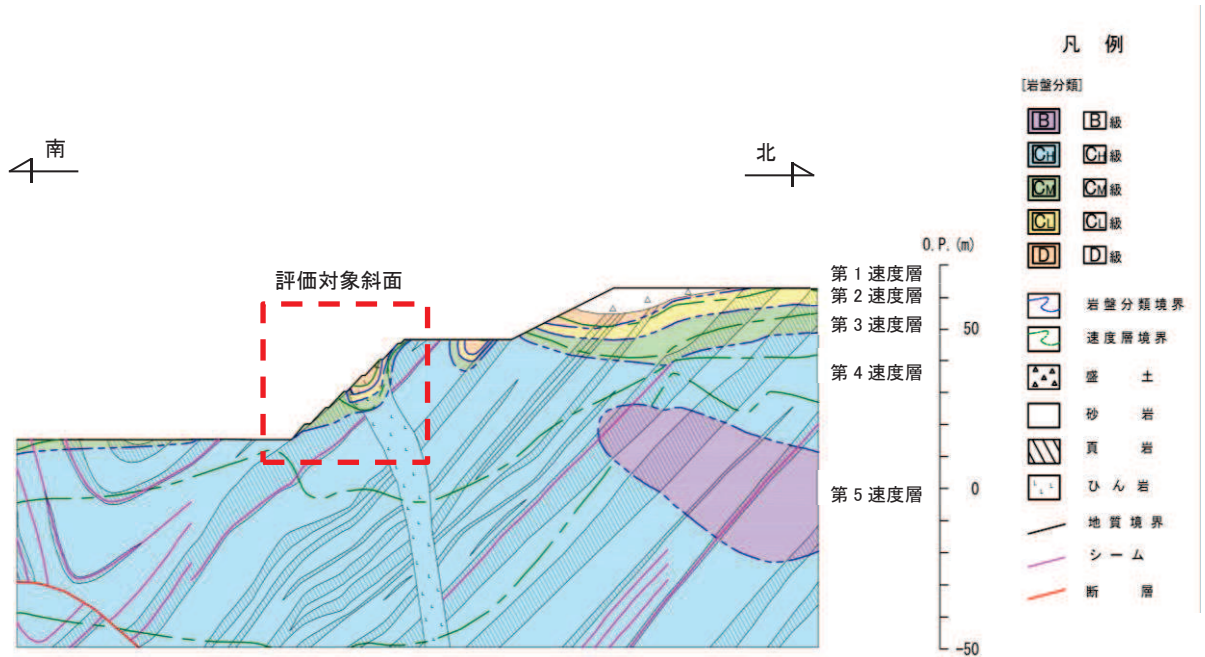


図 3.4-16 地質断面図

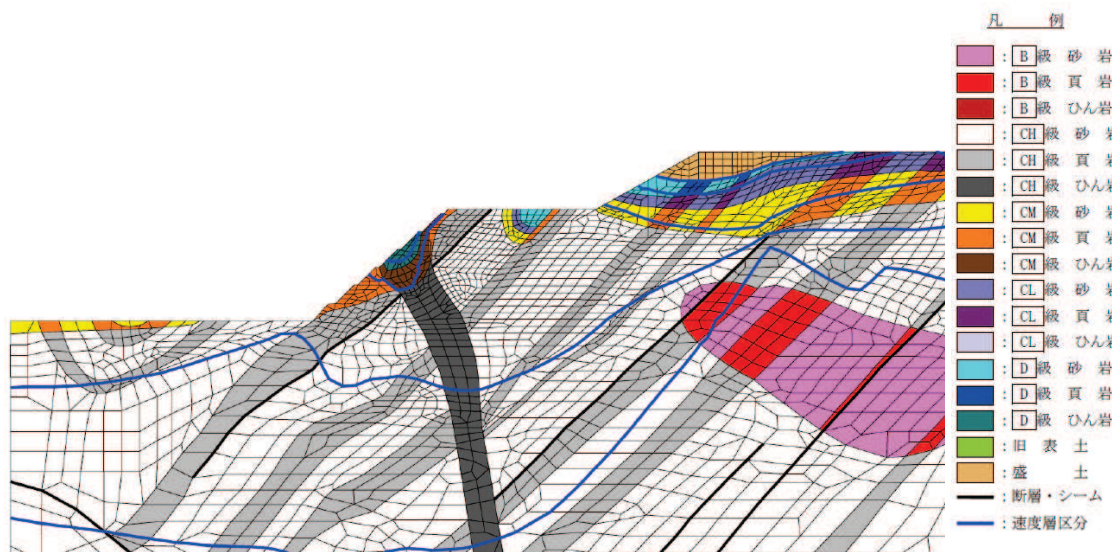


図 3.4-17 解析モデル図

c. 評価方法

保管場所及び屋外アクセスルート周辺の斜面の評価に準じて、二次元有限要素法解析による安定性評価を行い、算定されるすべり安全率が評価基準値を上回っていることを確認する。評価基準値は1.0とする。

静的解析には解析コード「Stress-NLAP Ver.2.91」を、地震応答解析には解析コード「SuperFLUSH/2D Ver.6.0」を、すべり計算には解析コード「suberi_sf Ver.2」を使用する。

d. 評価結果

背後斜面のすべり安定性評価結果を図 3.4-18 に示す。すべり安全率は評価基準値を上回っており、斜面の安定性を有することを確認した。

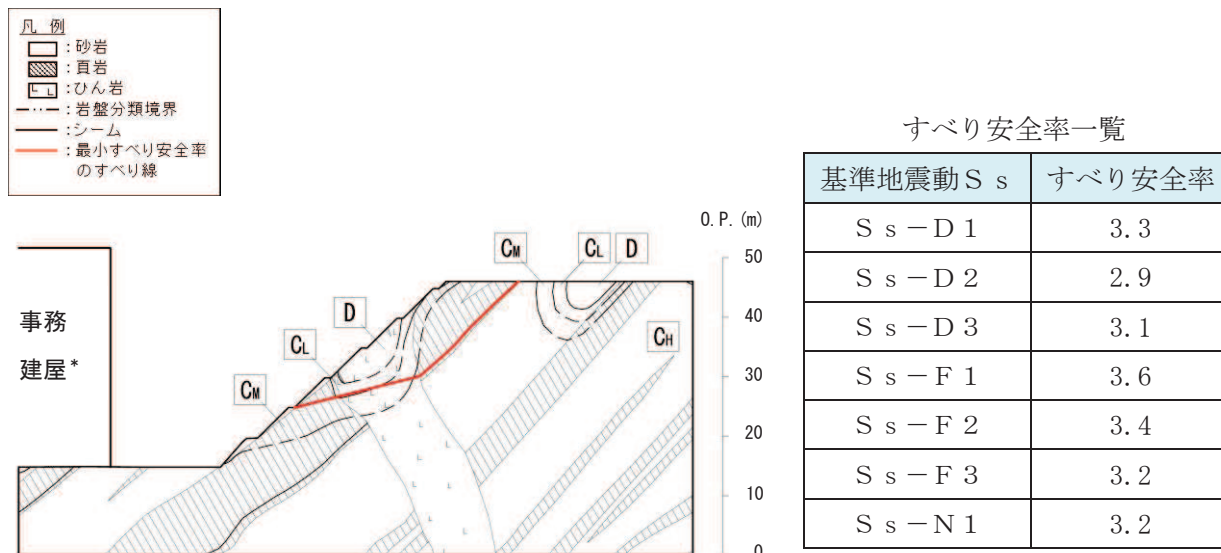


図 3.4-18 事務建屋の周辺斜面のすべり安定性評価結果

4. 保管場所における地盤支持力評価について

4.1 概要

保管場所における地盤支持力評価については、地震時接地圧と地盤支持力を比較することにより、地盤支持力の不足による保管場所への影響を評価する。

4.2 保管場所の構造

保管場所の位置を図 4.2-1 に、保管場所の地質断面図を図 4.2-2～図 4.2-5 に示す。

第 1 保管エリアは、図 4.2-2 に示すとおり、 C_M 級以上の岩盤又はマンメイドロック（以下「MMR」という。）により可搬型重大事故等対処設備を支持する。

第 2 保管エリアは、図 4.2-3 に示すとおり、岩盤に直接支持され基準地震動 S_s に対して機能維持する淡水貯水槽、岩盤及び淡水貯水槽周囲のセメント改良土により可搬型重大事故等対処設備を支持しており、可搬型重大事故等対処設備（車両型）は淡水貯水槽により支持する。

第 3 保管エリア及び第 4 保管エリアは、図 4.2-4～図 4.2-5 に示すとおり、 C_M 級以上の岩盤により可搬型重大事故等対処設備を支持する。

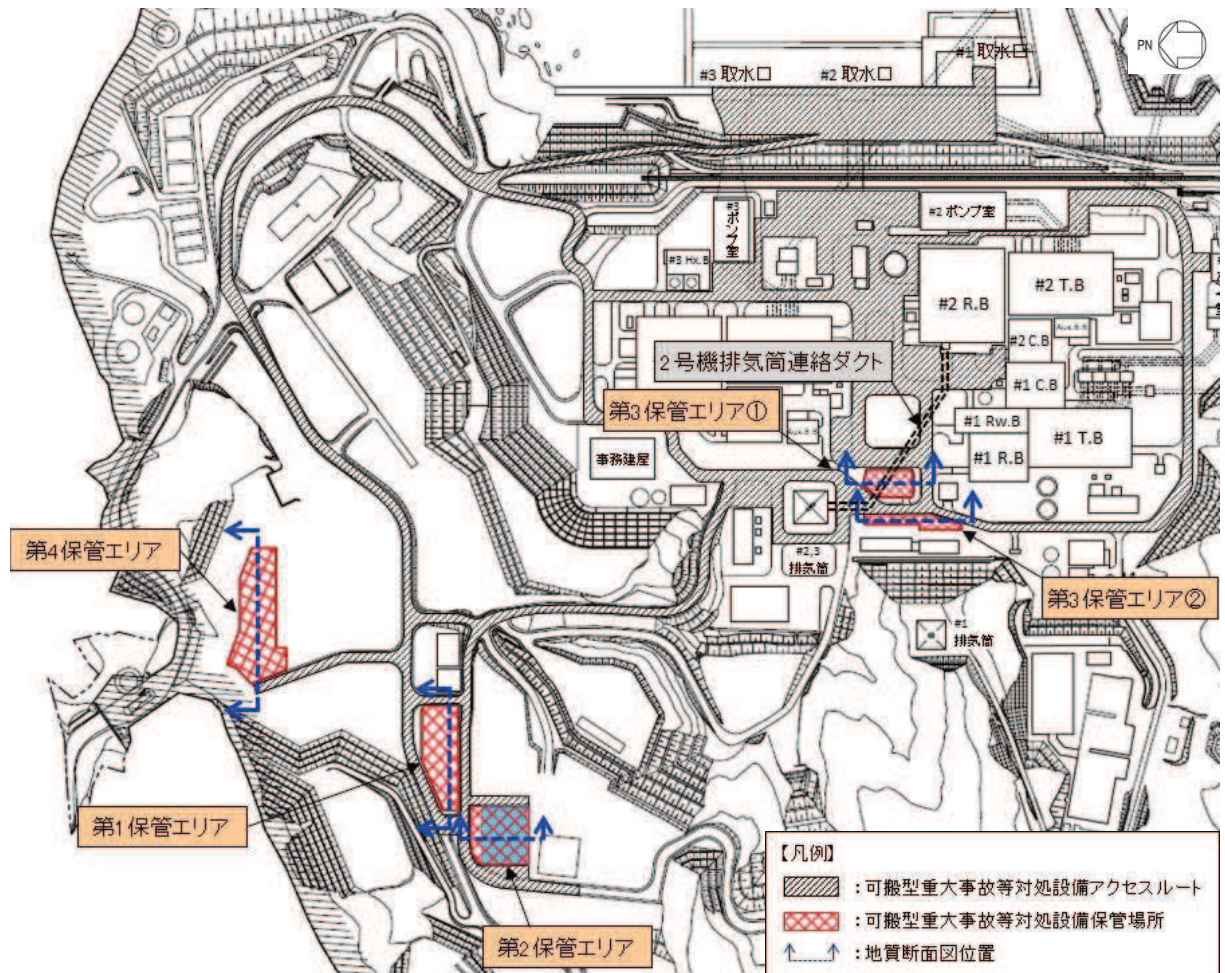


図 4.2-1 保管場所の位置

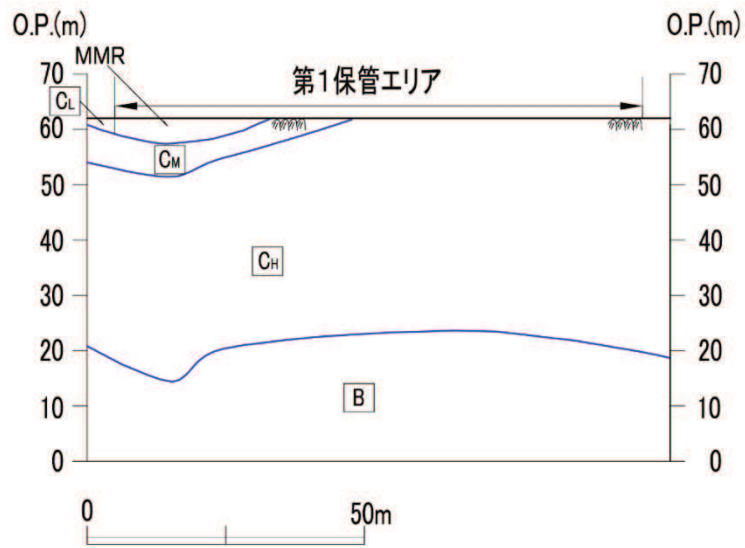


図 4.2-2 第1保管エリアの地質断面図

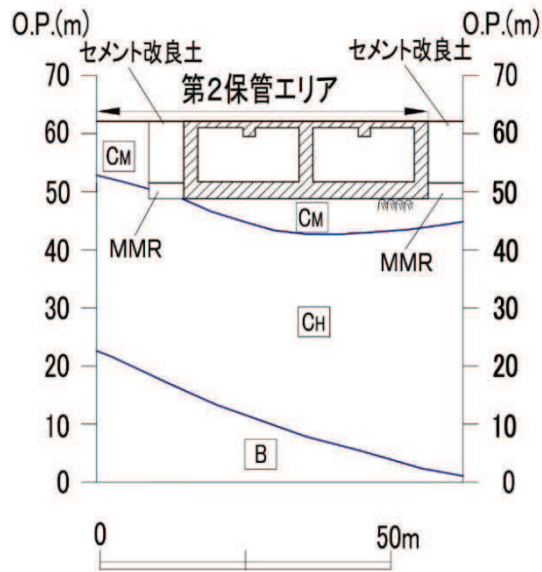


図 4.2-3 第2保管エリアの地質断面図

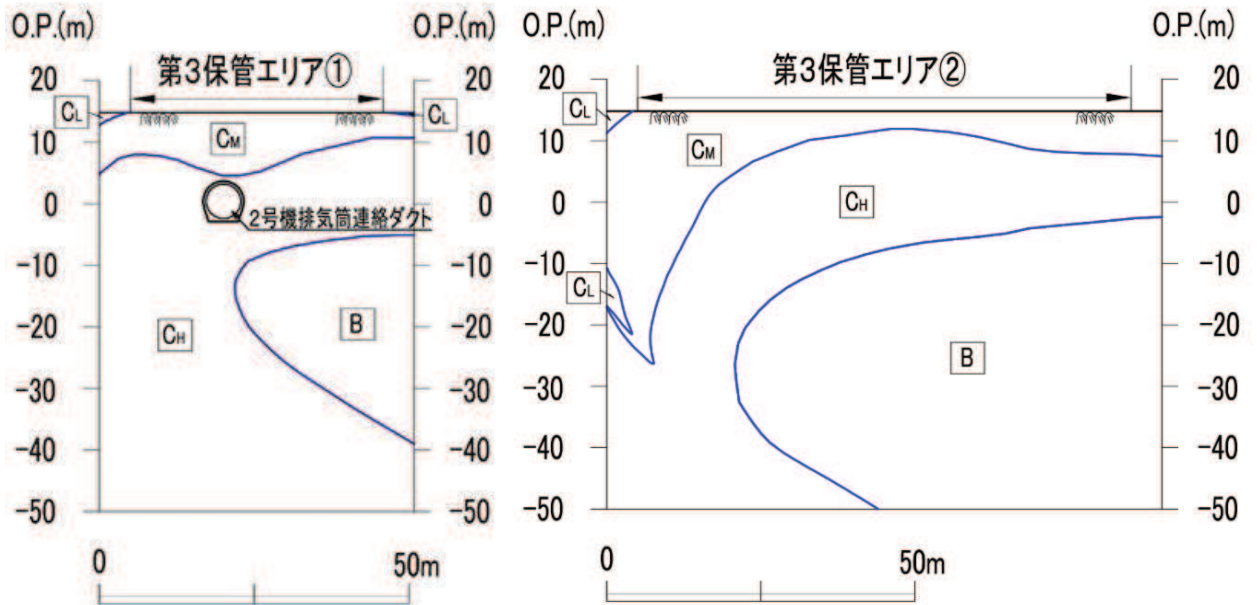


図 4.2-4 第3保管エリアの地質断面図

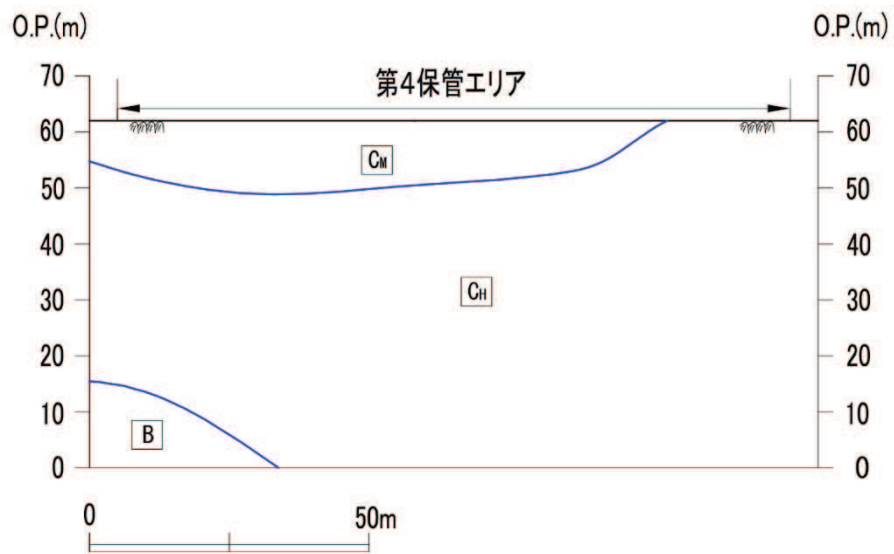


図 4.2-5 第4保管エリアの地質断面図

4.3 評価方法

保管される可搬型重大事故等対処設備の地震時接地圧を算定し、算定した地震時接地圧に対する安全率が評価基準値を上回ることを確認する。

なお、第2保管エリアは、岩盤に直接支持され基準地震動 S_s に対して機能維持する地中埋設構造物である淡水貯水槽上に可搬型重大事故等対処設備（車両型）を設置することから評価対象から除外する。

(1) 地震時接地圧の算定

地震時接地圧については、添付書類「VI-2-別添3 可搬型重大事故等対処設備等の耐震性に関する説明書」に基づく基準地震動 S_s による各保管エリア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出する。

各保管エリアの基準地震動 S_s による地表面での鉛直最大応答加速度及び鉛直震度係数を表4.3-1、鉛直最大応答加速度及び鉛直震度係数の最大値を表4.3-2に示す。

表 4.3-1 基準地震動 S_s における地表面での鉛直最大応答加速度及び鉛直震度係数

保管場所	支持地盤	基準地震動 S _s	鉛直最大応答加速度 (Gal)	鉛直震度係数
第 1 保管 エリア	C _M 級以上の 岩盤	S _s -D 1	393	1.41
		S _s -D 2	494	1.51
		S _s -D 3	535	1.55
		S _s -F 1	342	1.35
		S _s -F 2	374	1.39
		S _s -F 3	385	1.40
		S _s -N 1	292	1.30
	MMR 部	S _s -D 1	399	1.41
		S _s -D 2	500	1.52
		S _s -D 3	555	1.57
		S _s -F 1	348	1.36
		S _s -F 2	379	1.39
		S _s -F 3	391	1.40
		S _s -N 1	295	1.31
第 3 保管 エリア	C _M 級岩盤	S _s -D 1	468	1.48
		S _s -D 2	661	1.68
		S _s -D 3	674	1.69
		S _s -F 1	403	1.42
		S _s -F 2	427	1.44
		S _s -F 3	438	1.45
		S _s -N 1	314	1.33
第 4 保管 エリア	C _M 級以上の 岩盤	S _s -D 1	402	1.42
		S _s -D 2	518	1.53
		S _s -D 3	570	1.59
		S _s -F 1	357	1.37
		S _s -F 2	385	1.40
		S _s -F 3	398	1.41
		S _s -N 1	296	1.31

表 4.3-2 基準地震動 S_s における地表面での鉛直最大応答加速度及び鉛直震度係数の最大値

保管場所	支持地盤	地表面での鉛直最大応答加速度 (Gal)	鉛直震度係数
第 1 保管エリア	C _M 級以上の岩盤	535	1.55
	MMR 部	555	1.57
第 3 保管エリア	C _M 級岩盤	674	1.69
第 4 保管エリア	C _M 級以上の岩盤	570	1.59

(2) 常時接地圧の算定

常時接地圧については、可搬型重大事故等対処設備のうち 1 輪当たりの重量が最も大きい原子炉補機代替冷却水系熱交換器ユニット（約 43 t）を対象車両とし、最も荷重の大きい前輪重量から算出する。原子炉補機代替冷却水系熱交換器ユニットの仕様を図 4.3-1 に、常時接地圧を図 4.3-2 に示す。

- ・常時接地圧：最も荷重の大きい前輪重量（1 輪当たり 3910 kg）をタイヤの接地面積（0.295 m×0.2 m*）で除して算出（図 4.3-2 参照）

注記*：「道路橋示方書・同解説 I 共通編（日本道路協会，平成 14 年 3 月）」における，T 荷重の載荷面幅をもとに設定

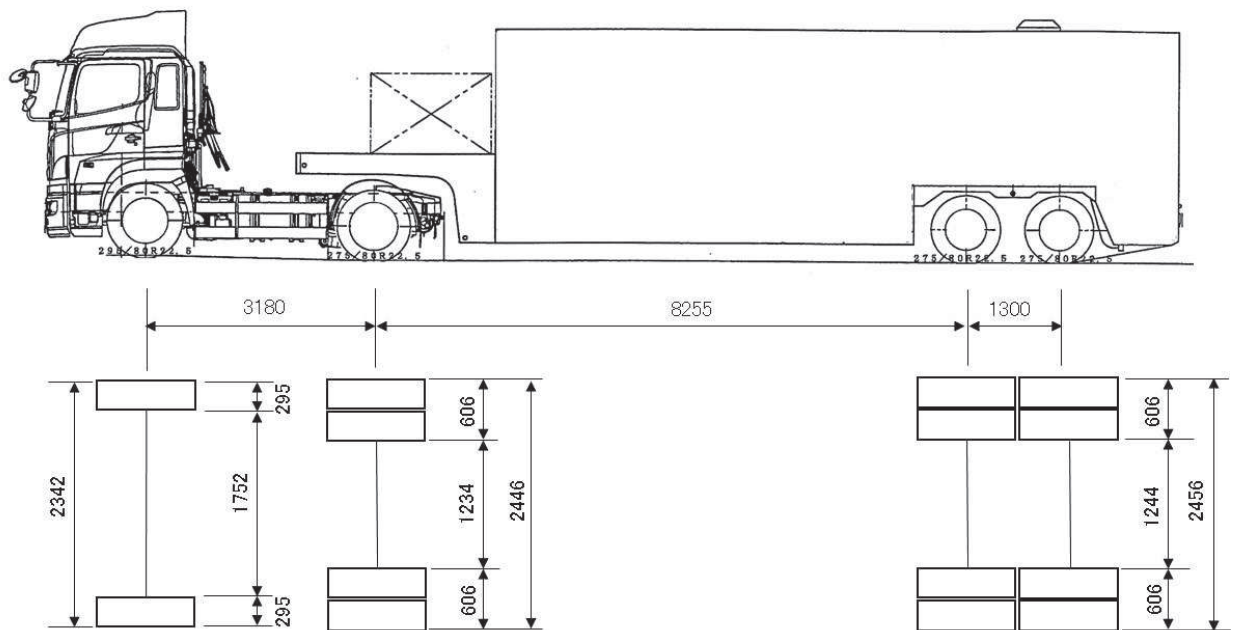
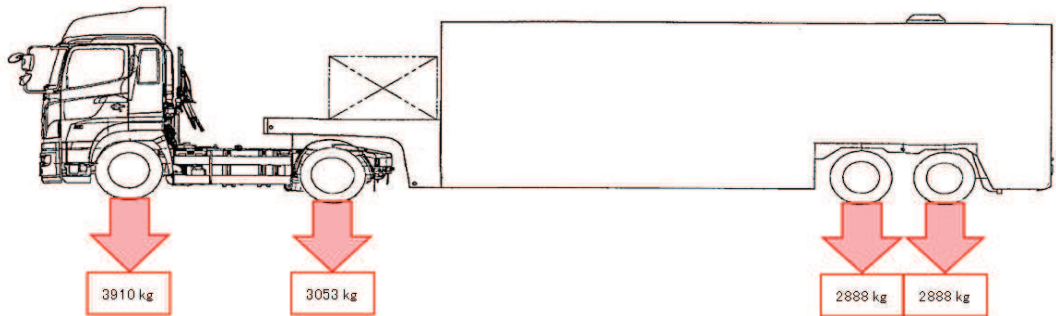


図 4.3-1 原子炉補機代替冷却水系熱交換器ユニットの仕様



図は車輪重量であり、車両総重量*は 43130 kg である。

注記*：車両総重量＝車両重量＋最大積載量（車両重量は燃料等の規定量を含む。）

【タイヤ接地面積】



【荷重条件】

常時接地圧

650 kN/m²

544 kN/m²

515 kN/m²

515 kN/m²

図 4.3-2 原子炉補機代替冷却水系熱交換器ユニットの常時接地圧

(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、各保管エリア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により算定する。

第1保管エリアは C_M 級以上の岩盤及び MMR で構成されているため、 C_M 級以上の岩盤及び MMR について地震時接地圧に対する安全率を算定する。

第3保管エリア及び第4保管エリアは C_M 級以上の岩盤で構成されているため、 C_M 級以上の岩盤について地震時接地圧に対する安全率を算定する。

(4) 地盤支持力の設定

C_M 級以上の岩盤の支持力については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、表 4.3-3 に示す C_M 級岩盤の極限支持力とする。各保管エリアの位置及び地盤の種別について図 4.3-3 に示す。

表 4.3-3 C_M 級岩盤の極限支持力

保管場所	地盤	極限支持力 (kN/m ²)
第1保管エリア	牧の浜部層	11400
第3保管エリア	狐崎部層	13700
第4保管エリア	牧の浜部層	11400

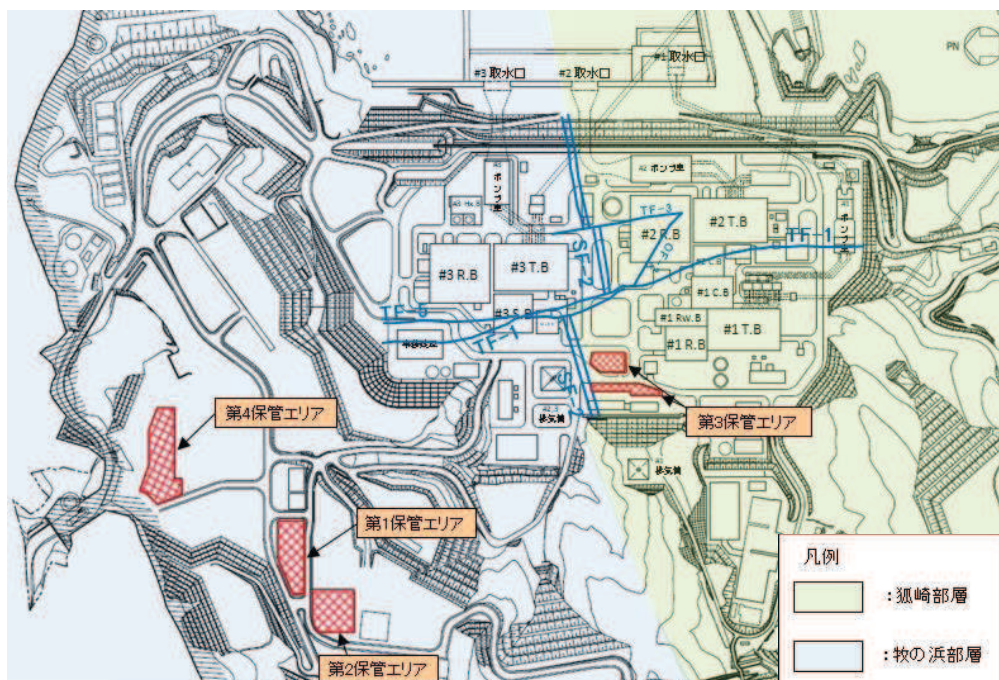


図 4.3-3 各保管エリアの位置及び地盤の種別

MMR については、表 4.3-3 に示す C_M 級岩盤の極限支持力と、表 4.3-4 に示すコンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002) に基づくコンクリートの支圧強度を比較し、強度が小さい C_M 級岩盤の極限支持力を用いる。

表 4.3-4 コンクリートの支圧強度

保管場所	設計基準強度 (N/mm^2)	支圧強度 (kN/m^2)
第 1 保管エリア	$f'_{ck}=21.0$	21000

(5) 評価基準値

評価基準値は、地震時接地圧による安全率を 1.0 とする。

4.4 評価結果

表 4.4-1 に示すとおり、基準地震動 S_s に基づき算定した地震時接地圧に対する安全率は評価基準値を上回っており、地盤支持力の不足による各保管エリアへの問題はないことを確認した。

地盤支持力の不足に対する影響評価結果を表 4.4-2 に示す。

表 4.4-1 地震時接地圧に対する安全率の算定結果

保管場所	評価箇所	地震時接地圧 (kN/m ²)	地盤支持力 (kN/m ²)	地震時接地圧に 対する安全率	評価 基準値
第 1 保管エリア	C _M 級以上の岩盤部	1008	11400	11.3	1.0
	MMR 部	1021	11400	11.1	
第 3 保管エリア	C _M 級岩盤部	1099	13700	12.4	
第 4 保管エリア	C _M 級以上の岩盤部	1034	11400	11.0	

表 4.4-2 地盤支持力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
地盤支持力の不足	問題なし	問題なし	問題なし	問題なし

5. 保管場所及び屋外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

保管場所及び屋外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屋外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、過去の地震時の建屋被害事例から損傷モードを想定し、影響範囲を設定した。

5.1 保管場所及び屋外アクセスルート近傍の構造物の抽出

図面確認及び現場調査により、保管場所及び屋外アクセスルート近傍の障害となり得る構造物を抽出する。

5.2 構造物の倒壊による保管場所及び屋外アクセスルートへの影響範囲の評価方法

保管場所及び屋外アクセスルートの障害となり得るとして抽出した構造物のうち、Sクラス（S_s機能維持含む。）もしくは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構造物以外の構造物については、基準地震動S_sにより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。

構造物のうち建屋の倒壊による影響範囲は、過去の地震時の建屋被害事例から建屋の損傷モードを想定し評価した。表5-1に示すとおり、建屋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屋の根元から倒壊するものとして建屋高さ分を設定した。

建屋以外の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屋外アクセスルート側に倒壊するものとして設定した。

個別影響評価要否判断フローを図5-1に示す。

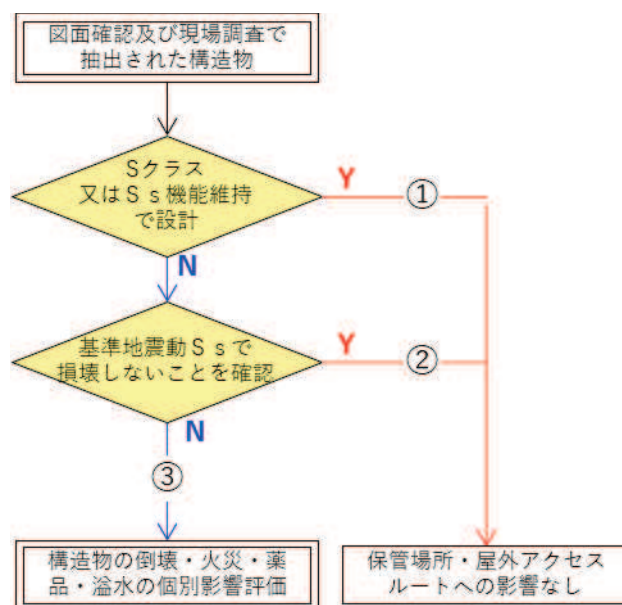
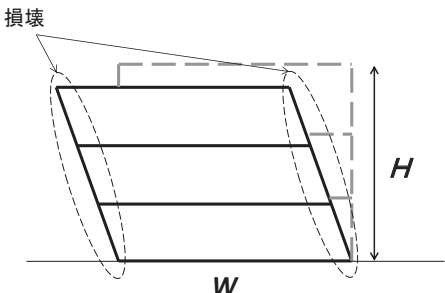
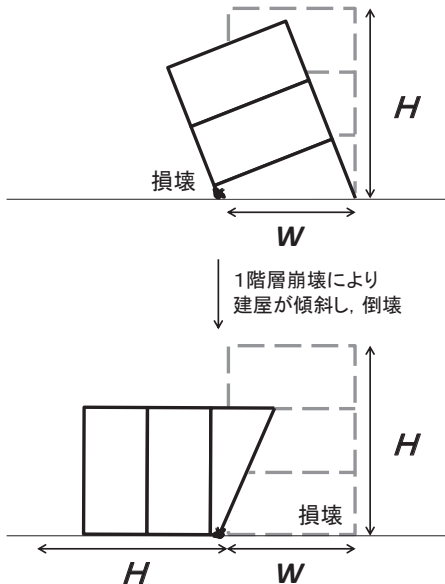
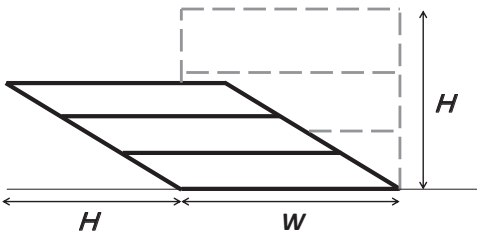
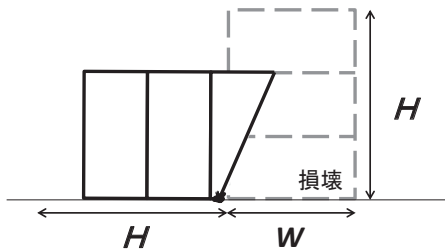


図 5-1 個別影響評価要否判断フロー

表 5-1 建屋の損傷モード及び損壊による影響範囲

損傷モード	層崩壊	転倒崩壊
<p>阪神・淡路大震災時の被害の特徴</p>	<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>
<p>想定される損傷モード</p>	<p>隣接する保管場所及び屋外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階層崩壊後に倒壊に至る崩壊を想定。</p>  <p>1階層崩壊により建屋が傾斜し、倒壊</p>
<p>想定する建屋の損壊範囲</p>	<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、建屋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、保管場所及び屋外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、建屋高さH分には到達しないもののHとして設定。</p> 
<p>建屋の損壊による影響範囲</p>	<p style="text-align: center;">H (建屋高さ分を設定)</p>	

5.3 構造物の倒壊による保管場所及び屋外アクセスルートへの影響評価結果

構造物の損壊による保管場所又は屋外アクセスルートへの影響評価結果を表 5-2、損壊により影響を与える構造物の位置を図 5-2～図 5-5 に示す。保管場所は構造物の損壊による影響範囲にかかった場合、屋外アクセスルートに必要な幅員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。

評価フロー①及び②の構造物の耐震性評価については「6. 屋外アクセスルート周辺建屋及び機器の耐震性評価について」に示す。

表 5-2 保管場所及び屋外アクセスルートの周辺構造物

管理番号	構造物名称	評価フロー	寸法 [単位： m]			個別影響評価			参照図面	備考
			奥行き	幅	高さ	火災	薬品	溢水		
1	出入管理室 (1,2 号機)	③	17.51	18.21	8.62				図 5-3	
2	1,2 号機連絡通路	③	70.50	50.20	5.25				図 5-3	総延長の奥行き、幅の値を記載
3	3 号機連絡通路	③	158.30	8.27	3.27				図 5-3	総延長の奥行き、幅の値を記載
4	1 号液体窒素貯槽	③	2.30	2.30	5.89		○		図 5-3	
5	No.2 サプレッションプール水貯蔵タンク	③	13.90	13.90	11.33			○	図 5-3	設備廃止に伴い撤去
6	トレンチ入口 (T-11)	③	3.52	3.00	2.80				図 5-3	
7	No.1 サプレッションプール水貯蔵タンク	③	17.80	17.80	12.18			○	図 5-3	
8	1 号機復水貯蔵タンク	③	18.85	18.85	12.20				図 5-3	
9	1,2 号機開閉所引留鉄構	③	2.50	44.50	29.00				図 5-3	
10	1 号機主変圧器	③	7.50	12.25	8.80	○			図 5-3	
11	1 号機所内変圧器 B	③	4.90	5.00	5.30	○			図 5-3	
12	1 号機所内変圧器 A	③	4.90	5.00	5.30	○			図 5-3	
13	1 号機起動変圧器	③	6.55	8.47	6.20	○			図 5-3	
14	開閉所がいし汚損計	③	2.70	3.80	7.80				図 5-3	
15	1 号機ガスボンベ庫	③	9.91	11.91	4.04	○			図 5-3	
16	新燃料貯蔵庫	③	23.60	25.90	13.27				図 5-3	
17	1 号機硫酸貯槽	③	3.64	1.50	2.96		○	○	図 5-3	
18	1 号機苛性ソーダ貯槽	③	5.04	2.50	4.06		○	○	図 5-3	
19	1 号機プロパンガスボンベ庫	③	1.50	5.30	2.70	○			図 5-3	
20	主復水器要電解鉄イオン注入装置電解槽	③	1.60	1.60	4.59			○	図 5-3	
21	OF 洞道トレンチ入口	③	2.80	3.40	2.50				図 5-3	
22	OF 洞道送風機	③	8.39	4.65	1.60				図 5-3	
23	1 号機海水ポンプ室門型クレーン	③	14.00	27.80	16.23				図 5-3	
24	1 号機防潮壁	③	23.50	39.60	2.00				図 5-3	
25	1 号機除塵装置電源室	③	9.80	15.30	4.30				図 5-3	
26	1 号機軽油貯蔵タンク	③	8.70	8.70	6.11	○			図 5-3	
27	1,2 号機 B ゲート前検査所	③	5.48	10.88	3.53				図 5-3	
28	再生純水タンク	③	13.60	13.60	10.67			○	図 5-3	
29	ガスボンベ庫 (化学分析用)	③	1.50	4.20	2.70	○			図 5-3	
30	洗濯設備チラー	③	1.00	3.00	2.30				図 5-3	
31	1 号機制御建屋	②	41.05	53.85	18.36			○	図 5-3	
32	1 号機原子炉建屋	②	43.85	53.35	47.68				図 5-3	
33	1 号機タービン建屋	③	93.50	61.05	19.53				図 5-3	

管理 番号	構造物名称	評価 フロー	寸法 [単位 : m]			個別影響評価			参照 図面	備考
			奥行き	幅	高さ	火災	薬品	溢水		
34	1号機廃棄物処理建屋	②	23.05	66.30	29.85				図5-3	
35	2号機補助ボイラー用変圧器A	③	5.13	5.70	5.65	○			図5-3	
36	2号機補助ボイラー用変圧器B	③	5.13	5.70	5.65	○			図5-3	
37	0F 洞道トレンチ入口	③	3.50	3.90	3.35				図5-3	
38	2号機苛性ソーダ貯槽	③	6.56	2.80	4.16		○	○	図5-3	
39	2号機硫酸貯槽	③	4.29	1.60	3.56		○	○	図5-3	
40	2号機起動変圧器	③	7.62	9.11	7.41	○			図5-3	
41	2号機所内変圧器A	③	4.75	5.40	5.72	○			図5-3	
42	2号機所内変圧器B	③	4.75	5.40	5.72	○			図5-3	
43	2号機主変圧器	③	9.60	13.55	9.50	○			図5-3	
44	2号機励磁電源変圧器	③	3.28	5.07	4.78	○			図5-3	
45	1号機泡消火設備	③	-	-	-			○	図5-3	現地調査にてアクセスルートに影響ないことを確認
46	防潮壁 (2号機放水立坑)	①	約48	約73	5.20				図5-3	奥行き、幅は概略寸法を記載
47	2号機海水ポンプ室門型クレーン	②	15.50	35.40	22.55				図5-3	
48	2号機泡消火設備	③	-	-	-			○	図5-3	現地調査にてアクセスルートに影響ないことを確認
49	防潮壁 (2号機海水ポンプ室)	①	約45	約64	5.20				図5-3	奥行き、幅は概略寸法を記載
50	2号機復水貯蔵タンク	①	23.60	23.60	11.80				図5-3	
51	トレンチ入口 (2T-8)	③	3.06	4.06	3.00				図5-3	マンホール化により撤去
52	2号機 PLR-VVVF (B) 入力変圧器	③	3.10	4.59	3.27	○			図5-3	
53	2号機 PLR-VVVF (A) 入力変圧器	③	3.10	4.59	3.27	○			図5-3	
54	固化剤タンク	③	2.00	2.00	5.72	○		○	図5-3	設備廃止に伴い撤去
55	2/3号液体窒素貯槽	③	3.80	13.97	5.30		○		図5-3	
56	2号機除塵装置電源室	③	8.22	13.11	4.80				図5-3	
57	2号機原子炉建屋	①	84.00	77.00	36.94				図5-3	
58	2号機制御建屋	①	40.00	41.00	33.77				図5-3	
59	2号機タービン建屋	②	57.70	99.10	19.29				図5-3	
60	2号機補助ボイラー建屋	②	18.95	30.00	11.90				図5-3	
61	サイトバンカ建屋	③	35.00	30.00	30.18				図5-3	
62	3号機補助ボイラー用変圧器B	③	4.10	5.45	4.31	○			図5-3	
63	3号機補助ボイラー用変圧器A	③	4.10	5.45	4.31	○			図5-3	
64	3号機所内変圧器A	③	4.94	5.73	5.72	○			図5-3	
65	3号機所内変圧器B	③	4.94	5.73	5.72	○			図5-3	
66	3号機主変圧器	③	9.00	13.60	9.50	○			図5-3	
67	3号機励磁電源変圧器	③	3.28	5.10	2.80	○			図5-3	
68	3号機苛性ソーダ貯槽	③	4.35	1.90	3.61		○	○	図5-3	
69	3号機硫酸貯槽	③	2.90	1.10	2.71		○	○	図5-3	
70	3号機ガスボンベ庫	③	7.21	16.66	4.70	○			図5-3	
71	防潮壁 (3号機放水立坑)	①	約38	約47	5.20				図5-3	奥行き、幅は概略寸法を記載
72	3号機除塵装置電源室	③	12.22	8.22	4.80				図5-3	
73	防潮壁 (3号機海水ポンプ室)	①	約38	約51	6.20				図5-3	奥行き、幅は概略寸法を記載
74	3号機海水ポンプ室門型クレーン	③	14.55	34.33	18.10				図5-3	設備廃止に伴い撤去
75	3号機海水熱交換器建屋 (南側)	③	26.53	4.21	5.65				図5-3	

管理 番号	構造物名称	評価 フロー	寸法 [単位 : m]			個別影響評価			参照 図面	備考
			奥行き	幅	高さ	火災	薬品	溢水		
76	3号機軽油タンク B	②	8.70	8.70	7.60				図 5-3	
77	3号機軽油タンク A	②	8.70	8.70	7.60				図 5-3	
78	3号機泡消火設備	③	-	-	-			○	図 5-3	現地調査にてアクセスルートに影響ないことを確認
79	3号機海水熱交換器建屋 (北側)	③	5.61	16.31	5.66				図 5-3	
80	3号機 PLR-VVVF (B) 入力変圧器	③	3.10	4.59	3.27	○			図 5-3	
81	3号機 PLR-VVVF (A) 入力変圧器	③	3.10	4.59	3.27	○			図 5-3	
82	出入管理室 (3号機)	③	20.66	23.74	6.45			○	図 5-3	
83	3号機原子炉建屋	②	77.06	80.56	36.94				図 5-3	
84	3号機サービス建屋	②	50.06	52.06	24.16			○	図 5-3	
85	3号機タービン建屋	②	60.76	97.66	24.47				図 5-3	
86	3号機補助ボイラー建屋	③	20.06	22.06	15.65				図 5-3	
87	事務本館/事務別館	②	23.15 20.19	45.80 39.19	20.80 24.50			○	図 5-3	上段:本館 下段:別館
88	バス待合所	③	19.80	3.60	3.20				図 5-3	
89	尿尿浄化槽機械室	③	7.80	13.10	6.89				図 5-3	
90	尿尿浄化槽機械室(増築)	③	11.60	8.70	4.05				図 5-3	
91	油脂倉庫	③	5.08	10.18	3.50	○			図 5-3	
92	No.1 純水タンク	③	11.77	11.77	10.66			○	図 5-3	
93	1,2号機ろ過水タンク	③	15.50	15.50	12.54			○	図 5-3	
94	純水移送ポンプ室	③	5.84	9.84	4.65				図 5-3	
95	No.2 純水タンク	③	15.50	15.50	12.75			○	図 5-3	
96	1,2号機給排水処理建屋	③	23.65	32.15	11.30		○	○	図 5-3	
97	1,2号機給排水処理 薬品タンク	③	1.60	4.27	2.90		○	○	図 5-3	アクセスルートに近い苛性ソーダ貯槽のデータを記載
98	予備品倉庫	③	18.64	36.34	7.65				図 5-3	
99	総合排水ポンプ	③	-	-	-				図 5-3	現地調査にてアクセスルートに影響ないことを確認
100-1	2号機排気筒	①	38.00	38.00	160.00				図 5-3	奥行き、幅は基礎の値を記載
100-2	3号機排気筒	①				図 5-3				
101	2号機スタック放射線モニタ建屋	③	13.15	9.48	4.30				図 5-3	
102	3号機スタック放射線モニタ建屋	③	9.90	9.38	4.67				図 5-3	
103	体育館	③	36.16	53.51	17.93			○	図 5-3	
104	体育館用空調機械室	③	3.51	3.51	3.57				図 5-3	
105	3号機開閉所引留鉄構	③	2.50	42.00	25.20				図 5-3	
106	3号機起動変圧器 A	③	6.11	8.80	6.90	○			図 5-3	
107	3号機起動変圧器 B	③	6.11	8.80	6.90	○			図 5-3	
108	3号機開閉所がいし汚損計	③	2.30	3.60	6.70				図 5-3	
109	松島幹線 No.1 送電鉄塔	②	10.76	10.76	58.00				図 5-3	
110	3号機給排水処理建屋	③	20.85	50.55	15.85		○	○	図 5-3	
111	3号機純水タンク	③	11.60	11.60	10.69			○	図 5-3	
112	3号機ろ過水タンク	③	15.50	15.50	12.09			○	図 5-3	
113	事務建屋	②	31.72	56.82	36.70			○	図 5-3	
114	指定可燃物倉庫	③	13.39	8.48	4.21	○			図 5-4	
115	第2 油脂倉庫	③	6.34	8.44	4.16	○			図 5-4	
116	撤去物保管倉庫	③	23.68	17.94	9.54				図 5-4	
117	撤去物保管倉庫	③	23.68	17.94	9.54				図 5-4	

管理番号	構造物名称	評価 フロー	寸法 [単位 : m]			個別影響評価			参照 図面	備考
			奥行き	幅	高さ	火災	薬品	溢水		
118	撤去物保管倉庫	③	23.68	17.94	9.54				図 5-4	
119	資機材倉庫	③	33.68	10.89	9.17				図 5-4	
120	資機材倉庫	③	25.68	10.89	9.17				図 5-4	
121	資機材倉庫	③	25.68	10.89	9.17				図 5-4	
122	予備品・貯蔵品倉庫	③	25.68	10.89	9.17				図 5-4	
123	配水池	③	11.00	11.00	3.50			○	図 5-4	
124	ろ過タンク (浄水)	③	1.75	1.75	4.50			○	図 5-4	
125	浄化ポンプ室	③	4.40	10.30	3.20				図 5-4	
126	原水タンク	③	19.80	19.80	14.60			○	図 5-4	
127	原水タンク	③	19.80	19.80	14.60			○	図 5-4	
128	倉庫	③	6.50	5.58	3.55				図 5-4	
129	環境放射能測定センター ポンベ室	③	2.95	1.55	2.33	○			図 5-4	
130	排水処理装置上屋	③	4.22	4.92	5.30		○		図 5-4	
131	環境放射能測定センター倉庫	③	6.18	5.25	3.38				図 5-4	
132	原子力技術訓練センター倉庫	③	7.40	5.60	3.30				図 5-4	
133	原子力技術訓練センター 機械室	③	8.34	7.42	3.70				図 5-4	
134	資材倉庫	③	2.30	7.20	2.60				図 5-4	
135	資材倉庫	③	2.30	7.20	2.60				図 5-4	
136	環境放射能測定センター	③	23.45	30.60	8.65		○		図 5-4	
137	原子力技術訓練センター	③	18.20 26.18	31.20 32.68	8.50 14.30				図 5-4	上段：事務棟 下段：実習棟
138	環境放射能測定センター前 バス待合所	③	2.50	3.00	2.52				図 5-4	
139	気象観測建屋 (露場)	③	4.69	4.69	3.13				図 5-4	
140	ドップラーソーダ	③	4.15	8.40	3.50				図 5-4	
141	気象観測建屋	③	4.69	3.79	3.13				図 5-4	
142	緊急用電気品建屋	①	20.73	30.71	6.60				図 5-5	
143	保修センター	②	39.70	79.30	21.75			○	図 5-5	
144	上水受水槽	③	5.00	5.00	3.00			○	図 5-5	
145	雑用水受水槽	③	6.50	5.00	3.00			○	図 5-5	
146	保修センター機械室	③	4.90	3.70	3.45				図 5-5	
147	保修センター浄化槽用プロアポ ンプ室	③	5.50	3.80	2.45				図 5-5	
148	緊急時対策建屋	①	36.40	36.40	13.90				図 5-5	
149	大容量電源装置	③	4.00	21.80	4.93	○		○	図 5-5	一番大きいエンク ロージャの値を記 載
150-1	No.1 屋外消火系消火水タンク	③	6.00	6.00	5.40			○	図 5-5	
150-2	No.2 屋外消火系消火水タンク	③	6.00	6.00	5.40			○	図 5-5	
151	2号機ガスボンベ庫	③	-	-	-	○			-	撤去中 (再建設予 定)
152	防潮堤	①	総延長約 800m 高さ 0. P. 30. 0m						図 5-3	
153	防潮壁 (第 3 号機海水熱交換器 建屋)	①	6.20	10.40	6.20				図 5-3	
154	浸水防止壁	①	32.50	26.00	0.40				図 5-3	
155	1号機排気筒	②	32.00	32.00	125.00				図 5-3	奥行き、幅は基礎 の値を記載
156	1号機スタック放射線モニタ建 屋	③	-	-	-				図 5-3	現地調査にてアク セスルートに影響 ないことを確認

管理 番号	構造物名称	評価 フロー	寸法 [単位： m]			個別影響評価			参照 図面	備考
			奥行き	幅	高さ	火災	薬品	溢水		
157	電源装置用局舎	③	-	-	-				図 5-3	現地調査にてアクセスルートに影響 ないことを確認

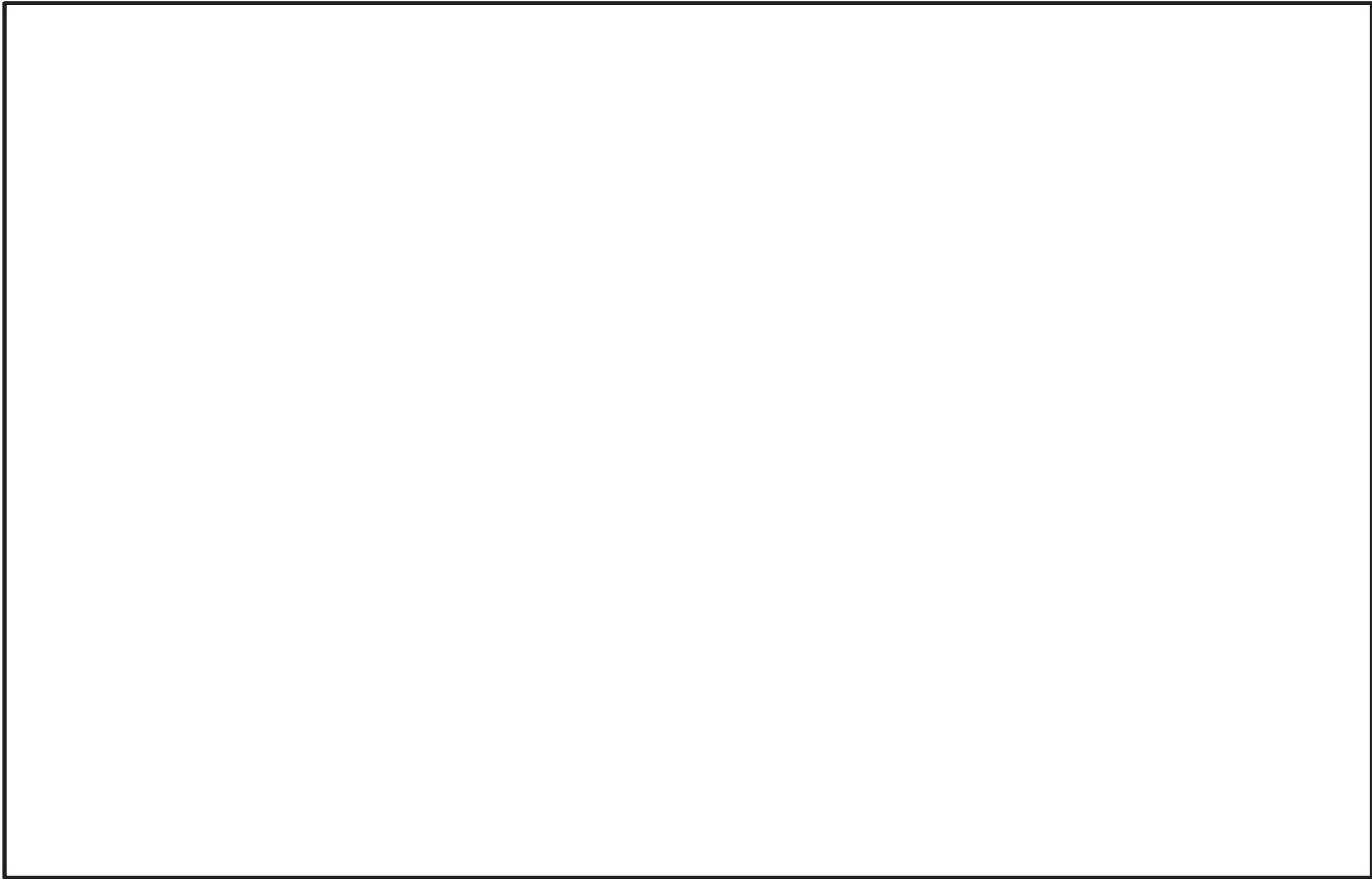


図 5-2 アクセスルート周辺の構造物（発電所全体図）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

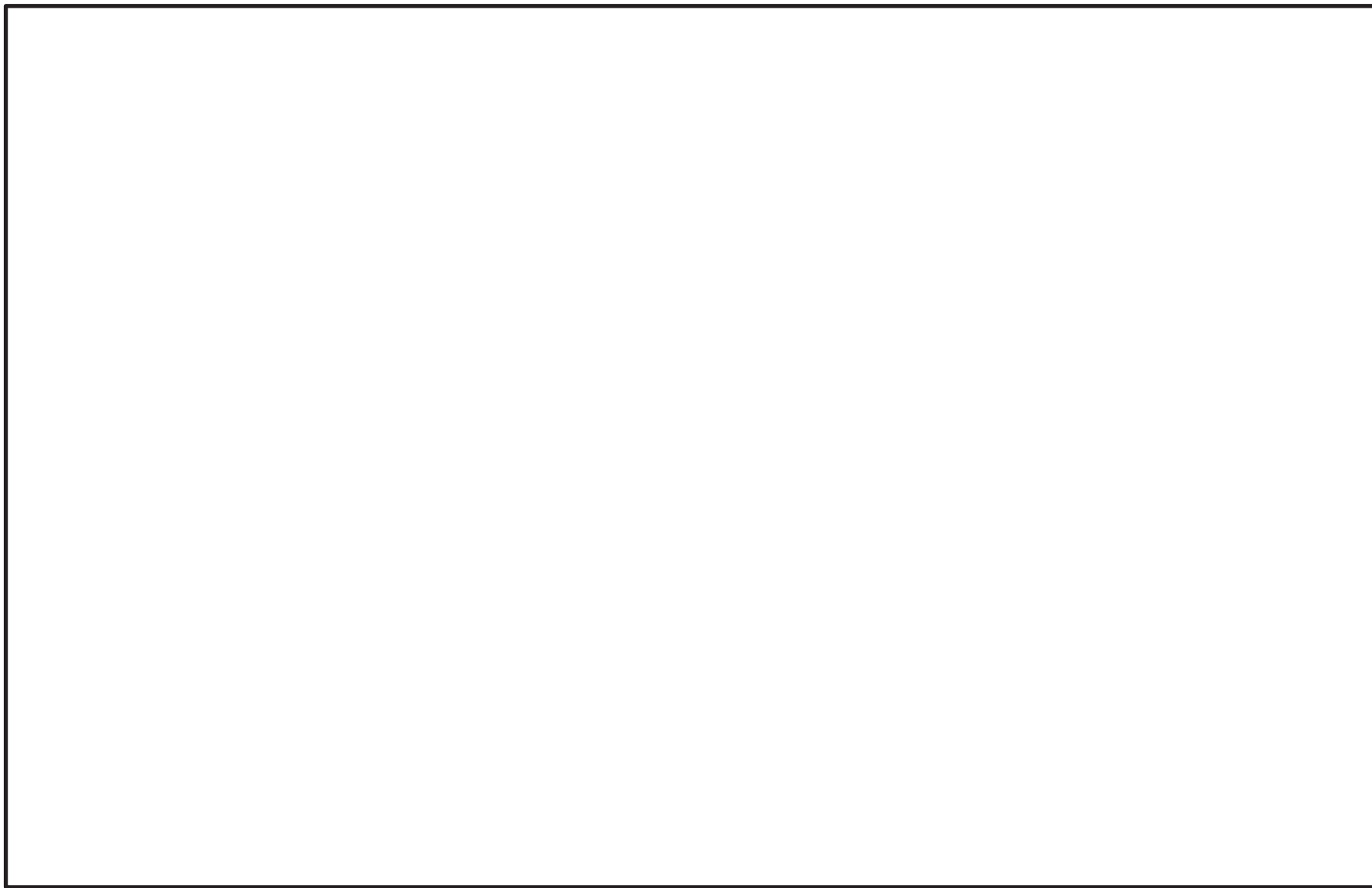


図 5-3 アクセスルート周辺の構造物（主要建屋周辺詳細図）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



図 5-4 アクセスルートの周辺構造物（北側エリア詳細図）

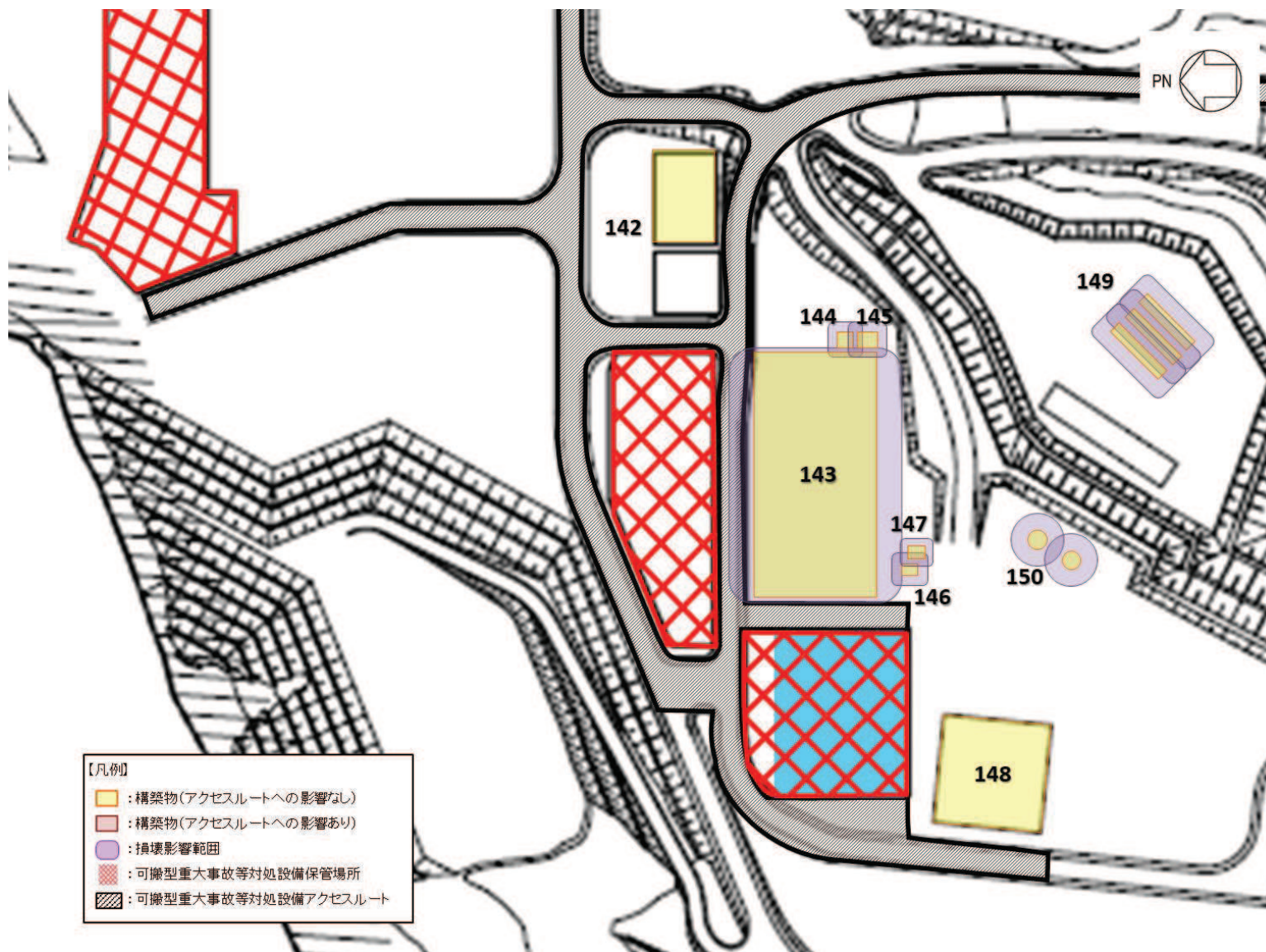


図 5-5 アクセスルートの周辺構造物（緊急時対策建屋周辺詳細図）

6. 保管場所及び屋外アクセスルート周辺建造物の耐震性評価について

6.1 他資料において耐震性を確認している周辺建造物

保管場所及び屋外アクセスルート周辺建造物のうち、原子炉建屋、制御建屋、タービン建屋等については、以下の資料において基準地震動 S_s に対する耐震性を有していることを説明している。

(1) 第1号機制御建屋

- ・ VI-2-11-2-5 第1号機制御建屋の耐震性についての計算書

(2) 防潮壁（第2号機放水立坑）

- ・ VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書

(3) 第2号機海水ポンプ室門型クレーン

- ・ VI-2-11-2-1 海水ポンプ室門型クレーンの耐震性についての計算書

(4) 防潮壁（第2号機海水ポンプ室）

- ・ VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書

(5) 第2号機復水貯蔵タンク

- ・ VI-2-5-6-2-2 復水貯蔵タンクの耐震性についての計算書

(6) 第2号機原子炉建屋

- ・ VI-2-2-2 原子炉建屋の耐震性についての計算書

(7) 第2号機制御建屋

- ・ VI-2-2-4 制御建屋の耐震性についての計算書

(8) 第2号機タービン建屋

- ・ VI-2-11-2-3 タービン建屋の耐震性についての計算書

(9) 第2号機補助ボイラー建屋

- ・ VI-2-11-2-4 補助ボイラー建屋の耐震性についての計算書

(10) 防潮壁（第3号機放水立坑）

- ・ VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書

(11) 防潮壁（第3号機海水ポンプ室）

- ・ VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書

- (12) 第2号機排気筒
 - ・ VI-2-7-2-1 排気筒の耐震性についての計算書

- (13) 第3号機排気筒
 - ・ VI-2-7-2-1 排気筒の耐震性についての計算書

- (14) 緊急用電気品建屋
 - ・ VI-2-2-22 緊急用電気品建屋の耐震性についての計算書

- (15) 緊急時対策建屋
 - ・ VI-2-2-24 緊急時対策建屋の耐震性についての計算書

- (16) 防潮堤
 - ・ VI-2-10-2-2 防潮堤の耐震性についての計算書

- (17) 防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）
 - ・ VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書

- (18) 浸水防止壁
 - ・ VI-2-10-2-9 浸水防止壁の耐震性についての計算書

- (19) 第1号機排気筒
 - ・ VI-2-11-2-15 第1号機排気筒の耐震性についての計算書

6.2 機器の耐震性評価

6.2.1 第3号機軽油タンクの耐震性評価

(1) 概要

第3号機軽油タンク耐震性評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度の設計方針に基づき、第3号機軽油タンクが基準地震動 S_s に対して十分な構造強度を有していることを確認する。

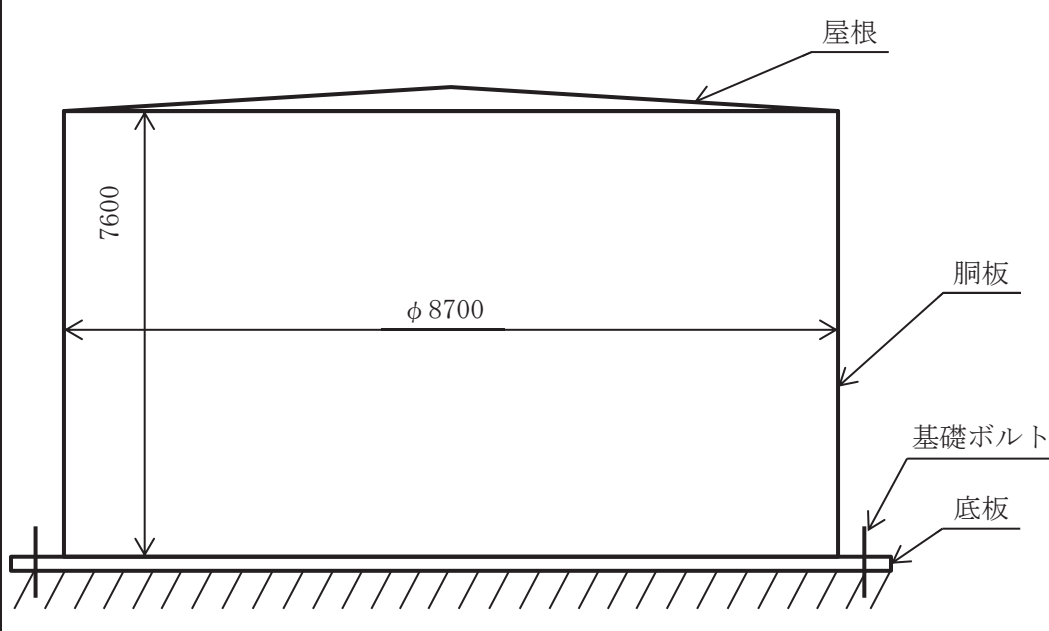
なお、第3号機軽油タンクは、添付書類「VI-2-1-13 計算書作成の方法」に記載の平底たて置円筒形容器であるため、添付書類「VI-2-1-13-3 平底たて置円筒形容器の耐震性についての計算書作成の基本方針」に基づき評価を実施する。

(2) 一般事項

a. 構造計画

第3号機軽油タンクの構造計画を表6.2.1-1に示す。

表 6.2.1-1 構造計画

計画の概要	基礎・支持構造	底板を基礎ボルトで基礎に据え付ける。
	主体構造	上面に屋根、側面に胴板、下面に底板を有する平底たて置円筒形容器である。
概略構造図	 <p style="text-align: right;">(単位：mm)</p>	

(3) 固有周期

a. 固有周期の計算

理論式により固有周期を計算する。固有周期の計算に用いる計算条件は、本資料の「(5)b. 第3号機軽油タンクの耐震性についての計算結果」の機器要目に示す。

計算の結果、固有周期は0.05秒以下であり、剛であることを確認した。固有周期の計算結果を表6.2.1-2に示す。

表 6.2.1-2 固有周期 (単位:s)

水平	0.046
鉛直	0.008

(4) 構造強度評価

a. 構造強度評価方法

第3号機軽油タンクの構造強度評価は、添付書類「VI-2-1-13-3 平底たて置円筒形容器の耐震性についての計算書作成の基本方針」に記載の耐震計算方法に基づき行う。

b. 荷重の組合せ及び許容応力

(a) 荷重の組合せ及び許容応力状態

第3号機軽油タンクの荷重の組合せ及び許容応力状態を表6.2.1-3に示す。

(b) 許容応力

第3号機軽油タンクの許容応力は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき、表6.2.1-4及び表6.2.1-5のとおりとする。

(c) 使用材料の許容応力評価条件

第3号機軽油タンクの使用材料の許容応力評価条件を表6.2.1-6に示す。

c. 計算条件

応力計算に用いる計算条件は、本資料の「(5)b. 第3号機軽油タンクの耐震性についての計算結果」の設計条件及び機器要目に示す。

表 6.2.1-3 荷重の組合せ及び許容応力状態（設計基準対処施設）

施設区分		機器名称	耐震重要度 分類	機器等の区 分	荷重の 組合せ	許容応力状 態
その他発電用 原子炉の附属 施設	非常用 電源設備	第3号機軽 油タンク	S	—*	$D + P_D +$ $M_D + S_d^*$	Ⅲ _A S
					$D + P_D +$ $M_D + S_s$	Ⅳ _A S

注記* : クラス 2, 3 容器及びクラス 2, 3 支持構造物の荷重の組合せ及び許容応力を適用する。

表 6.2.1-4 許容応力（クラス 2, 3 容器）

許容応力状 態	許 容 限 界 ^{*1, *2}			
	一次一般膜応力	一次膜応力＋ 一次曲げ応力	一次＋二次応力	一次＋二次＋ ピーク応力
Ⅲ _A S	S _y と 0.6・S _u の小さい方 ただし, オーステナイト系ス テンレス鋼及び高ニッケル 合金については上記の値と 1.2・S のうち大きい方	左欄の 1.5 倍の値	S _d 又は S _s 地震動のみによる 疲労解析を行い, 疲労累積係数が 1.0 以下であること。ただし, 地 震動のみによる一次＋二次応力 の変動値が 2・S _y 以下であれば 疲労解析は不要。	
Ⅳ _A S	0.6・S _u	左欄の 1.5 倍の値		

注記*1 : 座屈に対する評価が必要な場合には, クラスMC容器の座屈に対する評価式による。

*2 : 当該の応力が生じない場合, 規格基準で省略可能とされている場合及び他の応力で代表可能である場合は評価を省略する。

*3 : 2・S_y を超える場合は弾塑性解析を行う。この場合, 設計・建設規格 PVB-3300 (PVB-3313 を除く。S_m は 2/3・S_y と読み替える。) の簡易弾塑性解析を用いる。

表 6.2.1-5 許容応力（クラス 2, 3 支持構造物）

許容応力状態	許容限界*1, *2 (ボルト等)	
	一次応力	
	引張り	せん断
Ⅲ _A S	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_s$
Ⅳ _A S	$1.5 \cdot f_t^*$	$1.5 \cdot f_s^*$

注記*1：応力の組合せが考えられる場合には，組合せ応力に対しても評価を行う。

*2：当該の応力が生じない場合，規格基準で省略可能とされている場合及び他の応力で代表可能である場合は評価を省略する。

表 6.2.1-6 使用材料の許容応力評価条件（設計基準対象施設）

評価部材	材料	温度条件 (°C)		S _y (MPa)	S _u (MPa)	S _y (R T) (MPa)
		最高使用 温度				
胴板	SM400B (厚さ ≤ 16 mm)	最高使用 温度	66	241	395	—
基礎ボルト	SS400 (径 > 40mm)	周囲環境 温度	40	215	400	—

(5) 評価結果

a. 設計基準対象施設としての評価結果

第 3 号機軽油タンクの設計基準対象施設としての耐震評価結果を以下に示す。発生値は許容限界を満足しており，設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを確認した。

(a) 構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次頁以降の表に示す。

b. 第3号機軽油タンクの耐震性についての計算結果

(a) 設計条件

機器名称	耐震重要度分類	据付場所及び床面高さ (m)	固有周期 (s)		弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度	
			水平方向	鉛直方向	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度
第3号機軽油タンク	S	海水熱交換器建屋 O.P. 15.00*	0.046	0.046	—	—
弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度		最高使用圧力 (MPa)	最高使用温度 (°C)	周囲環境温度 (°C)	比重	
水平方向設計震度	鉛直方向設計震度					
C _H =2.95	C _V =1.95	静水頭	66	40	0.86	

注記*：基準床レベルを示す。

(b) 機器要目

m _o (kg)	m _e (kg)	D _i (mm)	t (mm)	E (MPa)	G (MPa)	l _g (mm)	H (mm)	s	n
299100	39000	8700	15.0	201000* ¹	77200* ¹	3689	5600	15	72

D _c (mm)	D _{bo} (mm)	D _{bi} (mm)	d (mm)	A _b (mm ²)	M _s (N・mm)	
					弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度	基準地震動 S _s
8950	9300	8600	52 (M52)	2124	—	3.192×10 ¹⁰

S _y (銅板) (MPa)	S _u (銅板) (MPa)	S (銅板) (MPa)	S _y (基礎ボルト) (MPa)	S _u (基礎ボルト) (MPa)	F (基礎ボルト) (MPa)	F* (基礎ボルト) (MPa)
241* ¹ (厚さ≤16mm)	395* ¹ (厚さ≤16mm)	—	215* ² (径>16mm)	400* ² (径>16mm)	215	258

注記*1：最高使用温度で算出

*2：周囲温度で算出

(c) 計算数値

イ. 胴に生じる応力

(イ) 一次一般膜応力

(単位：MPa)

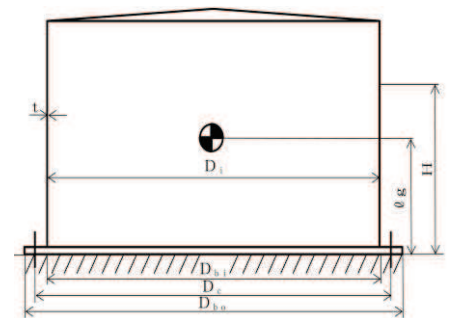
	弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度			基準地震動 S _s		
	周方向応力	軸方向応力	せん断応力	周方向応力	軸方向応力	せん断応力
静水頭による応力	—	—	—	σ _{φ1} =14	—	—
鉛直方向地震による引張応力	—	—	—	σ _{φ2} =27	—	—
空質量による圧縮応力	—	—	—	—	σ _{x2} =1	—
鉛直方向地震による軸方向応力	—	—	—	—	σ _{x3} =2	—
水平方向地震による圧縮応力	—	—	—	—	σ _{x4} =36	τ=43
応力の和	引張側	—	—	σ _φ =41	σ _{xt} =37	—
	圧縮側	—	—	σ _φ =-41	σ _{xc} =39	—
組合せ応力	引張り	—			σ _{ot} =81	
	圧縮	—			σ _{oc} =57	

(ロ) 地震動のみによって生じる一次応力と二次応力の和の変動値 (単位: MPa)

	弾性設計用地震動 S d 又は静的震度			基準地震動 S s		
	周方向応力	軸方向応力	せん断応力	周方向応力	軸方向応力	せん断応力
鉛直方向地震による応力	—	—	—	$\sigma_{\phi 2}=27$	$\sigma_{x 3}=2$	—
水平方向地震による圧縮応力	—	—	—	—	$\sigma_{x 4}=36$	$\tau=43$
応力の和	引張側	—	—	$\sigma_{2\phi}=27$	$\sigma_{2xt}=38$	—
	圧縮側	—	—	$\sigma_{2\phi}=-27$	$\sigma_{2xc}=38$	—
組合せ応力 (変動値)	引張り	—		$\sigma_{2t}=150$		
	圧縮	—		$\sigma_{2c}=114$		

ロ. 基礎ボルトに生じる応力 (単位: MPa)

	弾性設計用地震動 S d 又は静的震度	基準地震動 S s
引張応力	—	$\sigma_b=98$
圧縮応力	—	$\tau_b=57$



(d) 結論

イ. 固有周期 (単位: s)

方 向	固有周期
水平方向	$T_H=0.046$
鉛直方向	$T_V=0.008$

ロ. 応力 (単位: MPa)

部 材	材 料	応 力	弾性設計用地震動 S d 又は静的震度		基準地震動 S s	
			算出応力	許容応力	算出応力	許容応力
胴板	SM400B	一次一般膜	—	—	$\sigma_0=81$	$S_a=237$
		一次+二次	—	—	$\sigma_2=150$	$S_a=482$
		圧縮と曲げの 組合せ (座屈の評価)	—		$\frac{\eta \cdot (\sigma_{x 2} + \sigma_{x 3})}{f_c} + \frac{\eta \cdot \sigma_{x 4}}{f_b} \leq 1$	
			—		0.33 (無次元)	
基礎ボルト	SS400	引張り	—	—	$\sigma_b=98$	$f_{ts}=179^*$
		せん断	—	—	$\tau_b=57$	$f_{sb}=148$

注記*: $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}]$ より算出。

すべて許容応力以下である。

6.2.2 松島幹線 No.1 送電鉄塔の耐震性評価

(1) 評価概要

女川原子力発電所における保管場所及び屋外アクセスルートに影響を与える可能性のある鉄塔として松島幹線 No.1 送電鉄塔が挙げられることから、松島幹線 No.1 送電鉄塔の倒壊評価を実施し、影響がないことを確認する。

松島幹線 No.1 送電鉄塔は、松島幹線 No.2 送電鉄塔及び鉄構側の架渉線を引き留める引留型鉄塔であるため、最も保守的な条件*として全架渉線が架線された状態で No.1 送電鉄塔の倒壊評価した結果、松島幹線 No.1 送電鉄塔は倒壊には至らないと評価している。

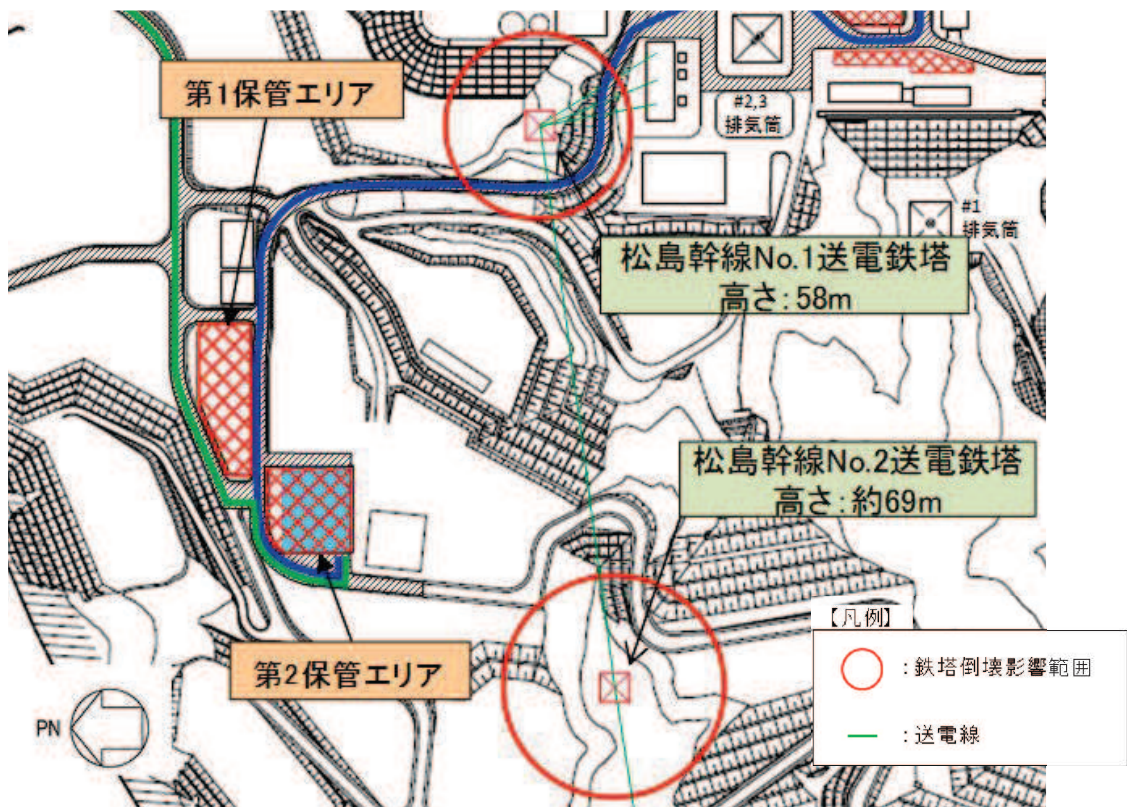


図 6.2.2-1 鉄塔位置関係図

注記*：何らかの原因により No.1 送電鉄塔と No.2 送電鉄塔間の電線及び地線がすべて断線した場合、No.2 送電鉄塔は No.3 送電鉄塔側に倒壊することが想定されるが、この場合、No.1 送電鉄塔が引留める張力荷重は減少する。また、No.2 送電鉄塔が側方又は No.1 送電鉄塔側に倒壊した場合、電線支持点の距離が短くなるため、No.1 送電鉄塔が引留める張力荷重は減少する。以上より、電線及び地線の引留張力を考慮した評価条件が最も保守的である。

(2) 評価方法

松島幹線 No.1 送電鉄塔を有限要素モデルで鉄塔単体のモデルを作成し、自重及び固有値解析を実施し、その後開閉所及び松島幹線 No.2 送電鉄塔の連成モデルを作成し、基準地震動 S_s による影響評価を実施した。

図 6.2.2-2 に評価フローを示す。

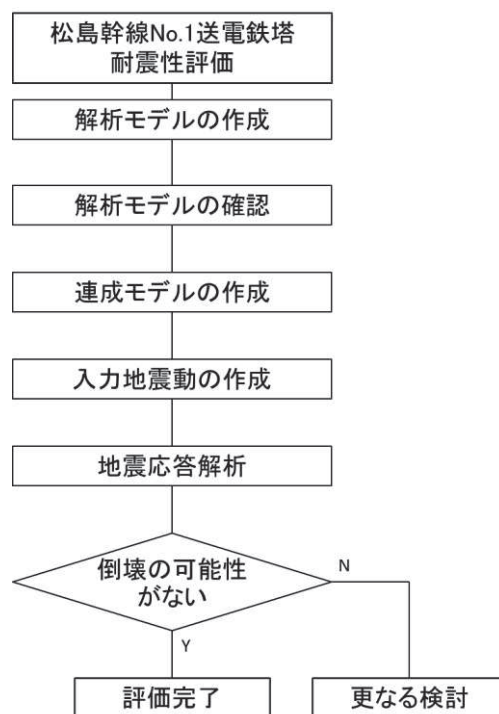


図 6. 2. 2-2 松島幹線 No. 1 送電鉄塔耐震性評価フロー

a. 解析モデルの作成

耐震評価に用いる松島幹線 No. 1 送電鉄塔の解析モデルについて図 6. 2. 2-3 に示す。鉄塔のモデルについては、すべて梁要素でモデル化している。また、鉄塔本体に設定する材料物性について表 6. 2. 2-1 に示す。

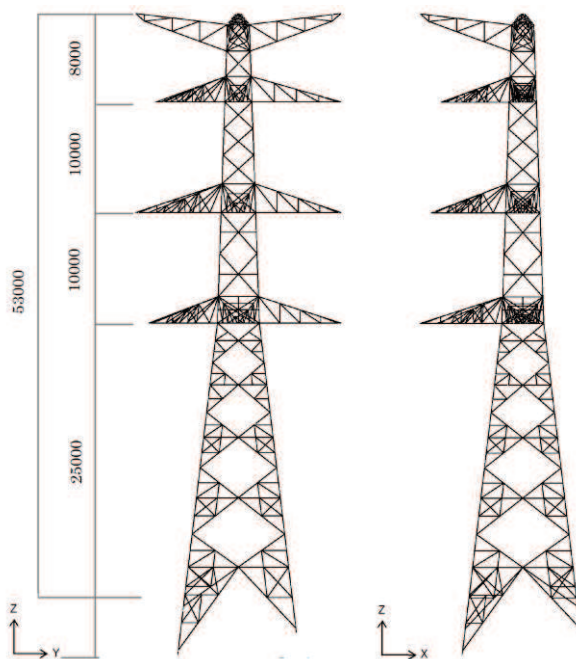


図 6. 2. 2-3 松島幹線 No. 1 送電鉄塔の有限要素モデル

表 6.2.2-1 物性の設定

使用鋼材	降伏点 σ_y (N/mm ²)	ヤング率 [ホ [°] アソ [°] 比] (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)
SS400	245	205800 [0.3]	400
SS540	400		540

b. 解析モデルの確認

作成した松島幹線 No.1 送電鉄塔の有限要素モデルについて、自重及び固有値解析を実施し、モデル化の確認を行った。

自重解析では鉄塔パネルごとに密度を同定し、質量の設定を行った。自重解析結果を表 6.2.2-2 に示す。また、固有値解析結果を図 6.2.2-4 に示す。

表 6.2.2-2 自重解析結果

ハ [°] ソ [°]	1脚 当たり		4脚		解析 結果 1	プレート・ ホル [°] 率	解析 結果 2
	累計	ハ [°] ソ [°] 毎	累計	ハ [°] ソ [°] 毎			
	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)			
1	1225	1225	4900	4900	2961	1.65	4900
2	1425	200	5700	800	580	1.38	800
3	2884	1459	11536	5836	3682	1.59	5836
4	3201	317	12804	1268	926	1.37	1268
5	3523	322	14092	1288	943	1.37	1288
6	3907	384	15628	1536	1016	1.51	1536
7	5753	1846	23012	7384	4644	1.59	7384
8	6494	741	25976	2964	2033	1.46	2964
9	7416	922	29664	3688	2704	1.36	3688
10	9385	1969	37540	7876	5371	1.47	7876
11	10248	863	40992	3452	2480	1.39	3452
12	11182	934	44728	3736	3086	1.21	3736
18	12504	1322	50016	5288	4391	1.20	5288
19	14118	1614	56472	6456	5449	1.18	6456
20			66126	9654	9018	1.07	9654
合計				66126	49285		66127

解析結果 1 : 骨組解析モ[°]ルに対し、密度 7.8e-9t/mm³として重量を計算

プレート・ホル[°]率 : ハ[°]ソ[°]重量 ÷ 解析結果 1

解析結果 2 : 7.8e-9 t/mm³ × プレートホル[°]率

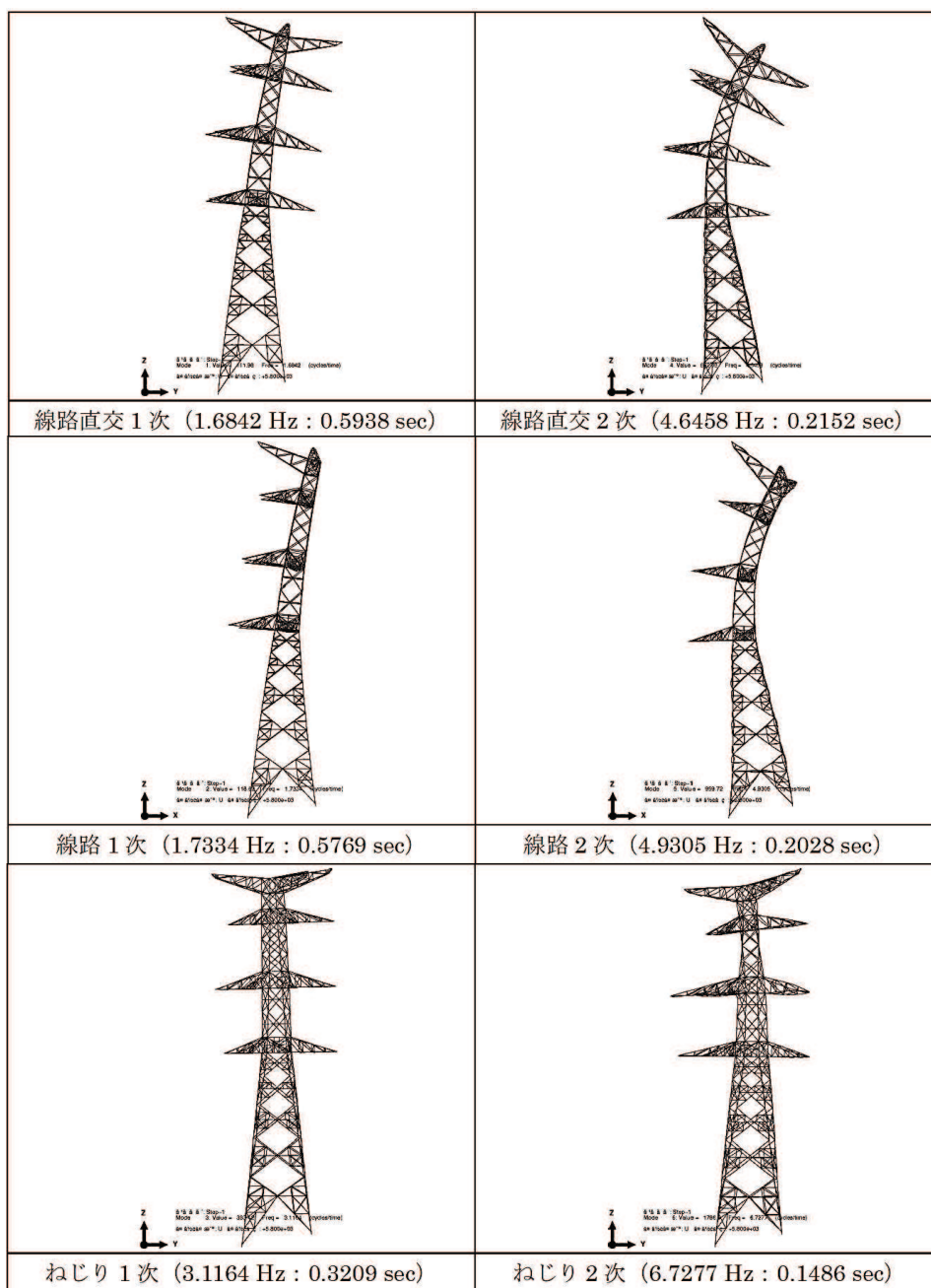


図 6. 2. 2-4 固有値解析結果

c. 連成モデルの作成

松島幹線 No. 1 送電鉄塔は引留鉄構及び松島幹線 No. 2 送電鉄塔に架線されているため、松島幹線 No. 1 送電鉄塔を解析対象とした連成モデルを作成した。線路条件を表 6. 2. 2-3 及び図 6. 2. 2-5 に、作成した連成モデル図を図 6. 2. 2-6 に示す。

表 6.2.2-3 線路条件

幹線・番号	型名	塔高	径間	水平角度
松島幹線 No. 1	D2 (275kV)	58m	81m (引留鉄構側) 354m (No. 2側)	0 引留 L75.5°

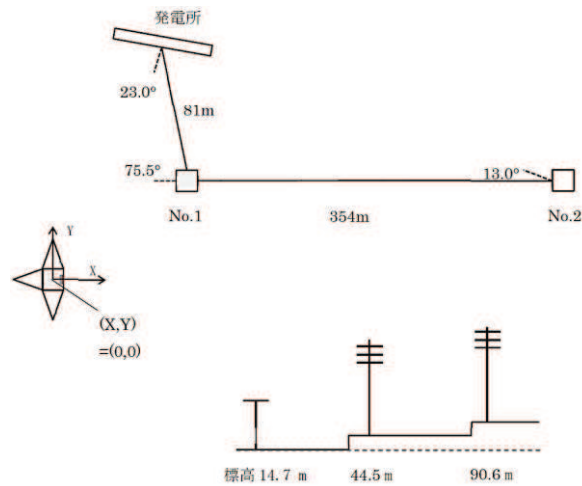


図 6.2.2-5 連成モデル線路条件

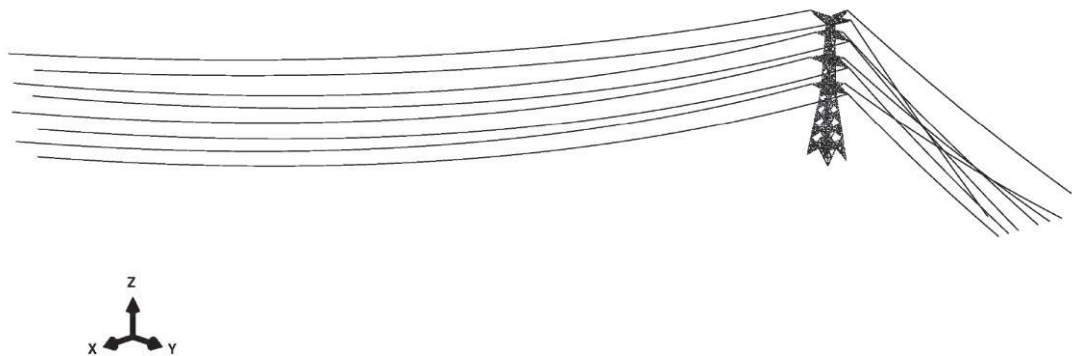


図 6.2.2-6 連成モデル (全体図)

d. 入力地震動の作成

解析モデルに入力する地震動は検討用地震動から評価対象地点の地震動を求め、入力地震動を作成する。

(a) 検討用地震動

検討用地震動は基準地震動 S s7 波とする。

(b) 入力地震動

入力地震動は検討用地震動を解放基盤面の地表面と仮定し、岩盤モデル 0. P. -200m での上昇波 (E_1) を求めた。次に求めた上昇波を鉄塔立地の対象地点岩盤モデルの 0. P. -200m に入力し地表面波 (E_2+F_2) を求め、その応答波を鉄塔の入力地震動とした。(プログラム SHAKE (一次元重複反射理論) で検討)

(c) 地震動の入力位置及び方向

地震動の入力位置及び方向を図 6. 2. 2-7 に示す。

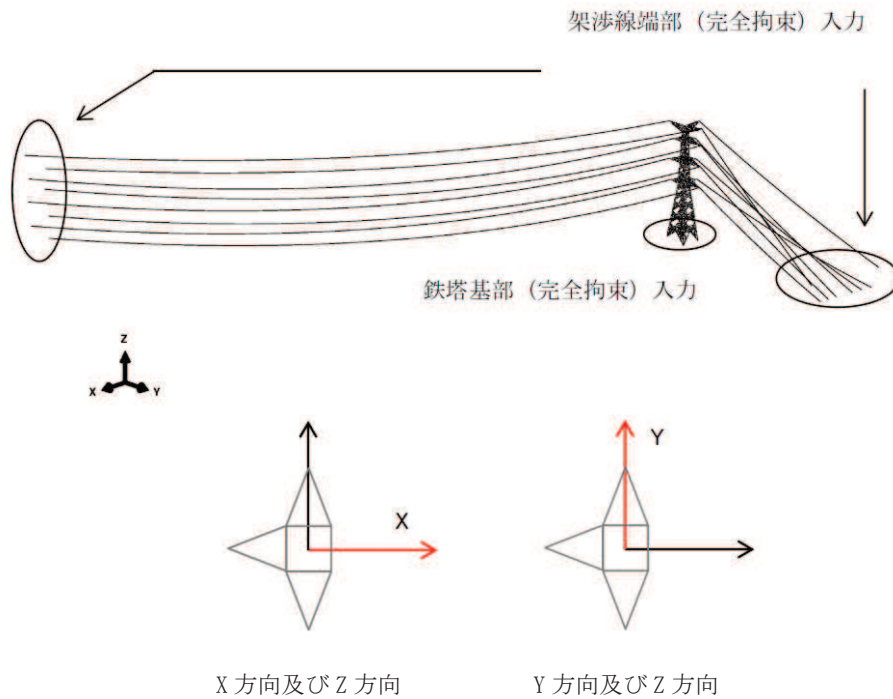


図 6. 2. 2-7 地震動の入力位置及び方向

(d) 減衰の設定

鉄塔本体の減衰は Rayleigh 減衰 2%とし、電線、地線及びびがいしについては、剛性比例型 0. 4%を設定した。(表 6. 2. 2-4、図 6. 2. 2-8 参照)

表 6. 2. 2-4 減衰の設定

対象	振動数 f (Hz)		減衰定数 h^*
鉄塔本体	1 次	1. 6842	2%
	2 次	4. 9305	2%
電線, 地線, がいし	1 次	0. 1	0. 4%

注記* : 「平成 7 年兵庫県南部地震を踏まえた送配電設備の耐震性評価 (架空送電用支持物の耐震性に関する検討 , 電力中央研究所報告 依頼元 : 電気事業連合会 平成 8 年 3 月)」において、減衰定数は鉄塔本体を 5%、電線、地線及びびがいしを 0. 4%と設定している。これに対して、松島幹線 No. 1 送電鉄塔の倒壊評価は、保守的な値 (鉄塔本体) 又は同値 (電線、地線及びびがいし) を設定した。

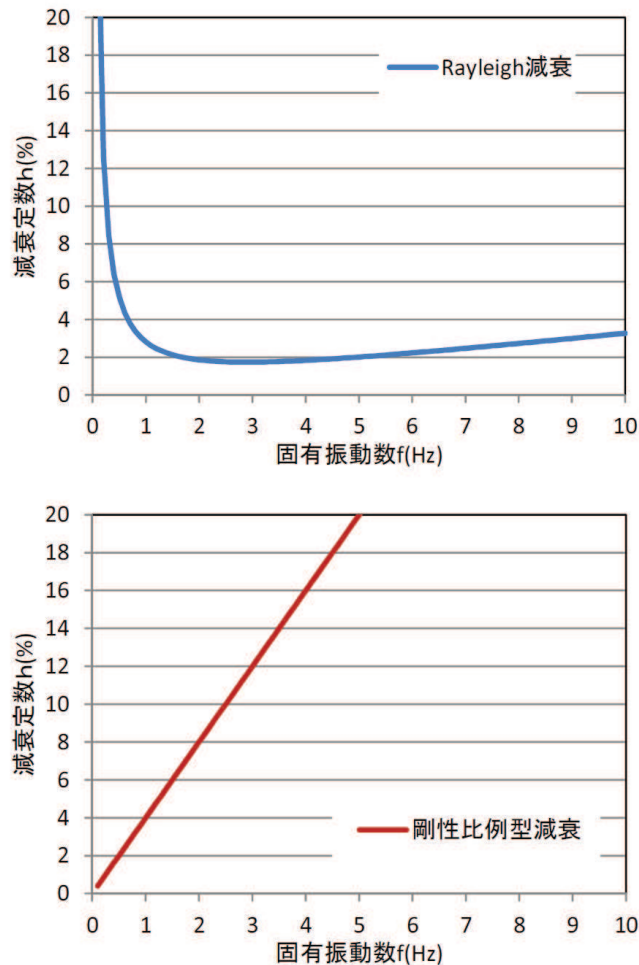


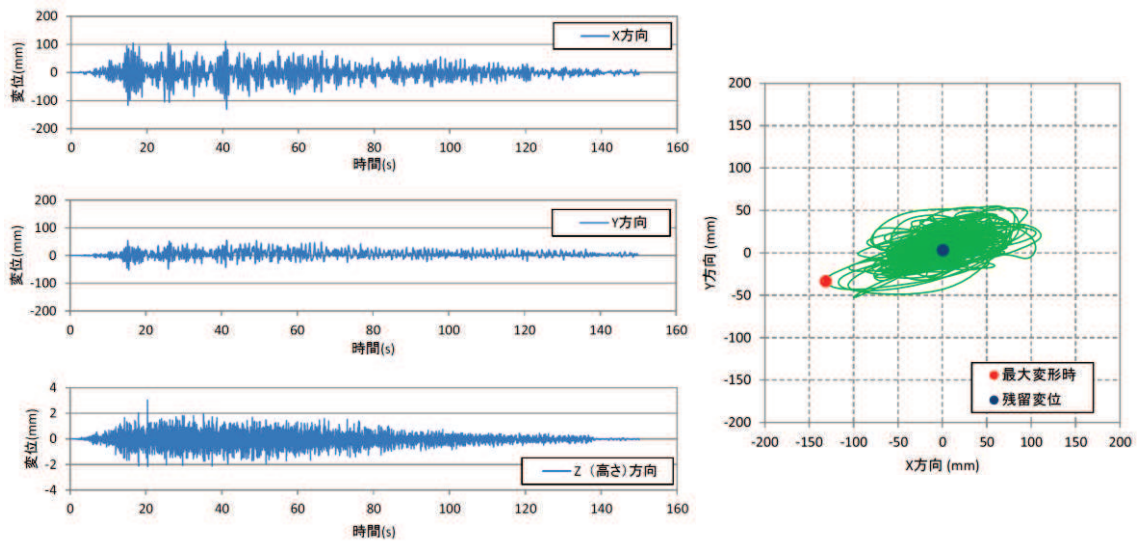
図 6. 2. 2-8 減衰定数の設定（上段：鉄塔本体，下段：電線，地線及びびがいし）

(3) 地震応答解析結果

解析モデルに対し，作成した地表面加速度波形を入力として弾塑性状態を考慮した地震応答解析を実施した。解析に当たっては，汎用構造解析コード「ABAQUS6.10-EF3」を用い，基準地震動 S s 7 波に対して，水平方向と鉛直方向の組合せについて 2 パターン（①線路方向＋鉛直方向，②線路直交＋鉛直方向）を考慮し，合計 14 ケースの解析を行った。

解析の結果，一部の部材に塑性変形が認められたものの，解析終了後の鉄塔先端位置は図 6. 2. 2-9 に示すとおり，ほぼ原点に戻っていることから，鉄塔全体での残留変位がほぼ発生していないことが分かる。この結果より，アクセスルートに影響を及ぼすような鉄塔の倒壊などの大規模な損傷は発生しない。

また，鉄塔各脚基部における引揚力と基礎引揚支持力を図 6. 2. 2-10，表 6. 2. 2-5 に示す。



鉄塔頂部変位 (X 方向及び Z 方向)

図 6.2.2-9 S_s-D1 による評価結果例

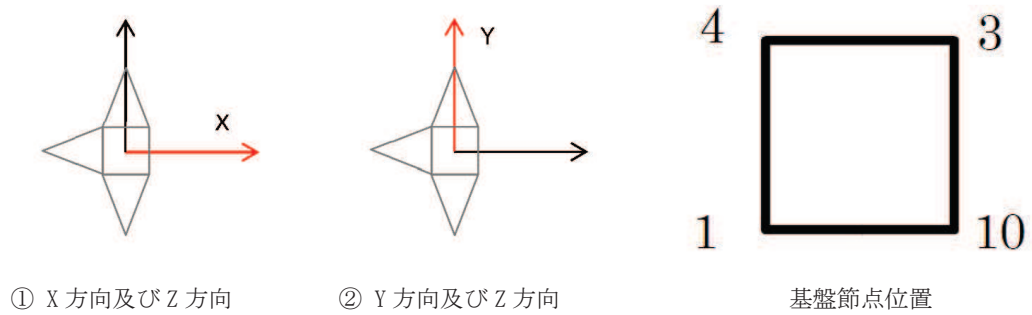


図 6.2.2-10 基礎各脚評価点

表 6.2.2-5 鉄塔各脚基部における引揚力と基礎引揚支持力の比較

入力		基盤節点番号 (引揚力 : kN)			
地震動	方向	4	3	10	1
S _s -D1	①	1,117	-	361	1,855
	②	1,030	-	409	1,753
S _s -D2	①	821	-	394	1,979
	②	930	-	307	1,655
S _s -D3	①	710	-	276	1,698
	②	624	-	205	1,378
S _s -F1	①	790	-	273	1,460
	②	656	-	296	1,409
S _s -F2	①	754	-	439	1,723
	②	662	-	237	1,516
S _s -F3	①	827	-	158	1,718
	②	830	-	244	1,539
S _s -N1	①	910	-	305	2,223
	②	850	-	548	1,606
基礎引揚支持力 (kN)		2,840	1,213	1,414	3,600
最大引揚力 (kN) (SF : 安全率)		1,117 (SF=2.54)	-	548 (SF=2.58)	2,223 (SF=1.61)



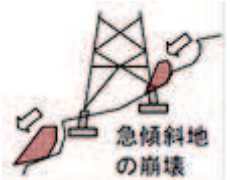
注 : 引揚力が生じない基盤節点は「-」で表示

6.2.3 鉄塔基礎の安定性について

(1) 概要

経済産業省原子力安全・保安院指示文書「原子力発電所及び再処理施設の外部電源の信頼性確保について（指示）」（平成 23・04・15 原院第 3 号機）に基づき敷地周辺の地盤変状の影響による二次的被害の要因である「盛土の崩壊」、「地すべり」及び「急傾斜地の崩壊」を評価し、抽出した鉄塔について、地質専門家による現地踏査結果を踏まえ、鉄塔基礎の安定性に影響がないことを確認した。

表 6.2.3-1 現地踏査評価項目

評価項目	主な評価項目	評価方法
盛土の崩壊 	<ul style="list-style-type: none"> ・盛土の状況（形状・規模） ・鉄塔と盛土の距離 ・崩壊跡の有無 	<ul style="list-style-type: none"> ・現地踏査に際しては、盛土の状況（形状・規模）、鉄塔との距離、崩壊跡の有無を確認し、健全性を評価した。
地すべり 	<ul style="list-style-type: none"> ・地すべり地形（地形・地質・変状） ・鉄塔と地すべり地形の距離 ・露岩分布 ・移動土塊の状況 ・地表面の変状の有無 ・地すべり地形の明瞭度 	<ul style="list-style-type: none"> ・現地踏査に際しては、調査の対象とする地区に対して可能な限り見通しの良い正面又は側面から全体の地形、勾配、傾斜変換線の位置等を確認して地すべり地の概略を把握した。 ・その後、地形状況、露岩分布状況、移動土塊の状況、地表面の変状の有無等について詳細に確認し、健全性を評価した。
急傾斜地の崩壊 	<ul style="list-style-type: none"> ・急斜面地形（地質・斜度・斜面変状） ・鉄塔と急傾斜地の距離 ・崩壊跡の有無 	<ul style="list-style-type: none"> ・現地踏査に際しては、斜面勾配等の地形条件、斜面上の変状の有無、植生状況、地下水や表流水の集水条件等を調査し、健全性を評価した。

(2) 現地踏査基数と対策必要箇所

女川原子力発電所の外部電源線において、鉄塔敷地周辺の地盤変状の影響による二次的被害の影響を評価し、抽出した鉄塔について現地踏査結果を踏まえ、基礎の安定性に影響がないことを確認した。

対象線路	対象基数	現地踏査基数			崩壊防止対策等の追加対策が必要な基数
		盛土の崩壊	地すべり	急傾斜地の崩壊	
275kV 松島幹線	233 基	0 基	14 基	41 基	0 基
275kV 牡鹿幹線	86 基	4 基	3 基	21 基	0 基
66kV 塚浜支線	10 基	0 基	0 基	4 基	0 基
66kV 鮎川線	70 基	0 基	5 基	35 基	0 基
66kV 万石線	77 基	1 基	2 基	17 基	0 基
5 線 路	476 基	5 基	24 基	118 基	0 基

6.3 建屋の耐震性評価

各建屋の諸元を表 6.3-1 に示す。各建屋の耐震評価方法等を表 6.3-2 に示し、耐震性評価については本資料の 6.3.1～6.3.8 に示す。各建屋の耐震評価結果を 6.3-3 表に示し、耐震性評価については 6.3.1～6.3.8 に示す。

表 6.3-1 各建屋の諸元

管理 番号*1	建屋名称	構造	階数	基礎構造	平面形状		地上 高さ (m)	竣工日
					NS(X) (m)	EW(Y) (m)		
32	第 1 号機原子炉建屋	鉄筋コンクリート造	地上 5 階 地下 2 階	直接基礎	53.30	43.80	46.78	昭和 58 年 9 月 30 日
34	第 1 号機廃棄物処理 建屋	鉄筋コンクリート造	地上 4 階 地下 2 階	直接基礎	66.00	22.95	29.03	昭和 58 年 9 月 30 日
83	第 3 号機原子炉建屋	鉄筋コンクリート造	地上 3 階 地下 3 階	直接基礎	80.50	77.00	35.70	平成 13 年 6 月 20 日
84	第 3 号機サービス建 屋	鉄筋コンクリート造	地上 3 階 地下 4 階	直接基礎	52.00	50.00	19.20	平成 13 年 6 月 20 日
85	第 3 号機タービン建 屋	鉄筋コンクリート造	地上 2 階 地下 3 階	直接基礎	97.00	60.70	23.20	平成 13 年 6 月 20 日
87	事務本館	鉄筋コンクリート造	地上 4 階 塔屋 1 階	直接基礎	45.80	23.20	20.80	昭和 57 年 2 月 22 日 増築部 平成元年 5 月 16 日
	事務別館	鉄骨鉄筋 コンクリート造	地上 4 階 塔屋 2 階	直接基礎	39.20	20.20	24.50	平成 5 年 11 月 11 日
113	事務建屋	鉄骨造 (免震構造)	地上 8 階	直接基礎	56.80	31.70	36.70	平成 23 年 8 月 19 日
143	保修センター	鉄骨造	地上 4 階	直接基礎	79.30	39.70	21.75	平成 8 年 4 月 19 日

注記*：「5. 保管場所及び屋外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
表 5-2 保管場所及び屋外アクセスルートの周辺構造物」による管理番号

表 6.3-2 各建屋の諸元

管理番号*1	建屋名称 (参照章番号)	評価方法	1次 固有周期	検討用地震動 (使用根拠)	必要保有 水平耐力 算定値	保有水平 耐力算定値
32	第1号機原子炉建 屋 (6.3.1)	保有水平耐力 による評価*2	固有値解析	基準地震動S s 7波*2 (基礎下岩盤及び設置 レベルを確認*4)	新設工認時	新設工認時
34	第1号機廃棄物 処理建屋 (6.3.2)	保有水平耐力 による評価*2	固有値解析	基準地震動S s 7波*2 (基礎下岩盤及び設置 レベルを確認*4)	新設工認時	新設工認時
83	第3号機原子炉建 屋 (6.3.3)	保有水平耐力 による評価*2	固有値解析	基準地震動S s 7波*2 (基礎下岩盤及び設置 レベルを確認*4)	工事反映*6	工事反映*6
84	第3号機サービス 建屋 (6.3.4)	保有水平耐力 による評価*2	固有値解析	基準地震動S s 7波*2 (基礎下岩盤及び設置 レベルを確認*4)	新設工認時	新設工認時
85	第3号機タービン 建屋 (6.3.5)	保有水平耐力 による評価*2	固有値解析	基準地震動S s 7波*2 (基礎下岩盤及び設置 レベルを確認*4)	工事反映*6	新設工認時
87	事務本館/別館 (6.3.6)	地震応答解析による 層間変形角	固有値解析	基準地震動S s 7波 (基礎下岩盤を確認*5)	—	—
113	事務建屋 (6.3.7)	地震応答解析による 層間変形角(上部構造) せん断ひずみ(免震層)	固有値解析	基準地震動S s 7波 (基礎下岩盤を確認*5)	—	—
143	保修センター (6.3.8)	保有水平耐力 による評価*2	告示*3	基準地震動S s 7波*2 (加速度応答スペクト ルを確認)	新設時	新設時

注記*1:「5. 保管場所及び屋外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
表 5-2 保管場所及び屋外アクセスルートの周辺構造物」による管理番号

注記*2: 基準地震動S s 時に対応する必要保有水平耐力が保有水平耐力以下であることを確認する

注記*3:「昭和 55 年建設省告示第 179 第 3 号機第二 Rt を算出する方法」により算出

注記*4: 基礎下岩盤及び設置レベルが解放基盤と大きな差がないことを確認

注記*5: 基礎下岩盤と解放基盤下岩盤は同等の岩盤であることを確認

注記*6: 既工認時以降の重量増減や耐震性に影響のある工事を反映
(重量増減の場合は Ai 分布見直し)

表 6.3-3 建屋関係の耐震評価結果

管理番号*1	建屋名称 (参照章番号)	評価方法			評価結果		影響
					評価基準値	Qu/Qu _n 又は最大応答値	
32	第1号機原子炉建屋 (6.3.1)	保有水平耐力(Q _u)／基準地震動S _s 時に 対応する必要保有水平耐力(Q _{un})			1.00以上	1.45	無
34	第1号機廃棄物処理 建屋 (6.3.2)	保有水平耐力(Q _u)／基準地震動S _s 時に 対応する必要保有水平耐力(Q _{un})			1.00以上	1.29	無
83	第3号機原子炉建屋 (6.3.3)	保有水平耐力(Q _u)／基準地震動S _s 時に 対応する必要保有水平耐力(Q _{un})			1.00以上	2.22	無
84	第3号機サービス建 屋 (6.3.4)	保有水平耐力(Q _u)／基準地震動S _s 時に 対応する必要保有水平耐力(Q _{un})			1.00以上	1.41	無
85	第3号機タービン建 屋 (6.3.5)	保有水平耐力(Q _u)／基準地震動S _s 時に 対応する必要保有水平耐力(Q _{un})			1.00以上	1.07	無
87	事務本館/別館 (6.3.6)	地震応答解析	事務本館	層間	1/75以下*2	1/244	無
			事務別館	変形角		1/162	無
113	事務建屋 (6.3.7)	地震応答解析	上部構造	層間 変形角	1/30以下*3	1/300	無
			免震層	せん断 ひずみ	250%以下*4	147%	無
143	保修センター (6.3.8)	保有水平耐力(Q _u)／基準地震動S _s 時に 対応する必要保有水平耐力(Q _{un})			1.00以上	1.03	無

注記*1:「5. 保管場所及び屋外アクセスルート近傍の障害となり得る要因構造物と影響評価について 表5-2 保管場所及び屋外アクセスルートの周辺構造物」による管理番号

注記*2:「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説(日本建築学会)」において、壁フレーム構造の安全限界状態とされる層間変形角の値。安全限界状態とは、地震応答時の応力及び地震終了時の鉛直荷重による応力を安定して維持することができる状態であり、建物の被災度は大破がおおむねこれに対応する。

注記*3:「震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針」((財)日本建築防災協会)において、鉄骨構造物(ラーメン構造)が被災度区分「大破」と判定される残留変形角の目安となる値。被災度区分は、「軽微」、「小破」、「中破」、「大破」、「倒壊」の5区分があり、「大破」は、再使用するには詳細調査を実施し、建築物の耐震改修の促進に関する法律に準拠した耐震診断によって復旧計画を立案できる状態である。

注記*4:免震構造の試評価例及び試設計例((独)JNES, 2014)における設計目標である。

6.3.1 第1号機原子炉建屋の耐震性評価

(1) 目的

第1号機原子炉建屋に対し、基準地震動S_s7波に対する建屋の耐震性について検討を行い、建屋のアクセスルートへの影響を確認する。

(2) 建屋概要

建屋概要を表6.3.1-1に、平面図を図6.3.1-1、断面図を図6.3.1-2に示す。

表6.3.1-1 建屋概要

構 造	鉄筋コンクリート造
階 数	地上5階，地下2階
基礎構造	直接基礎
平面形状	53.30m(NS方向)×43.80m(EW方向)
高さ	地上高さ46.78m
竣工日	昭和58年9月30日

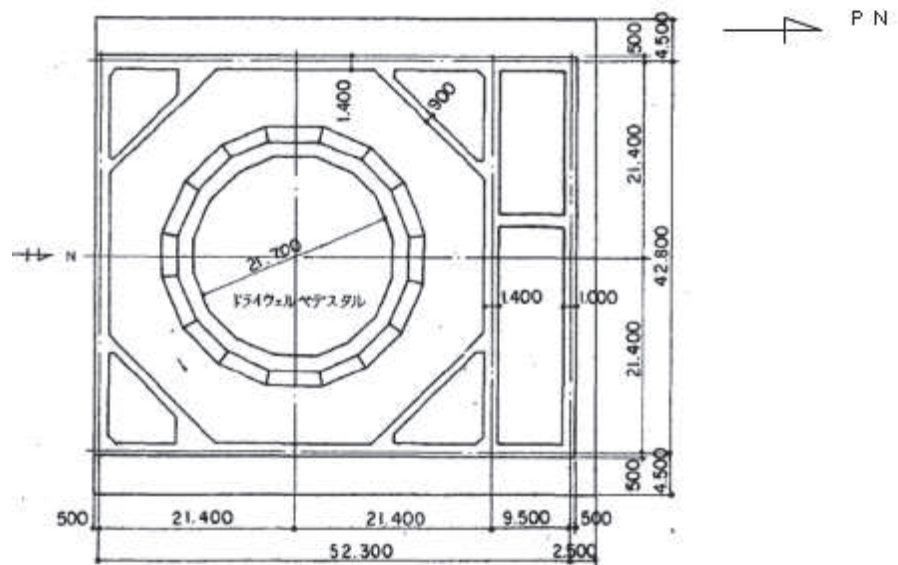


図6.3.1-1 平面図（地下1階）

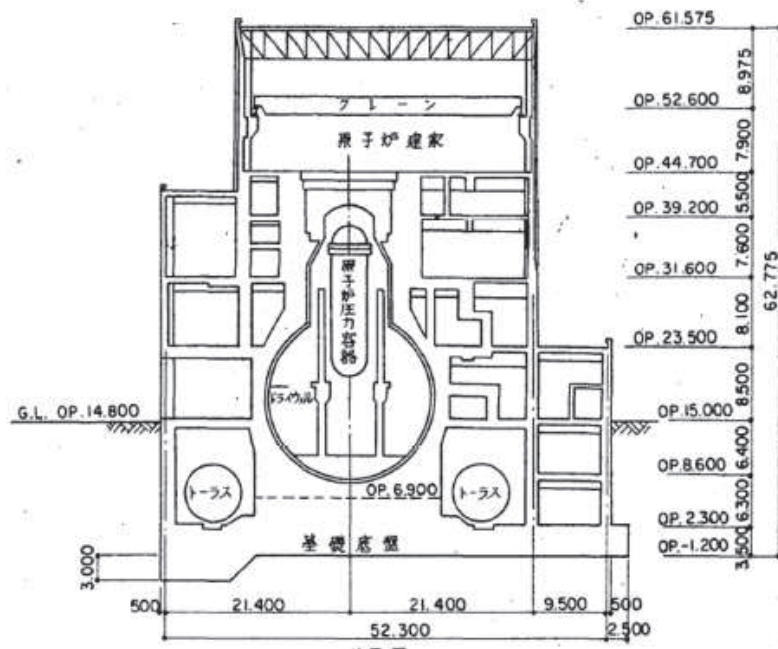


図 6. 3. 1-2 断面図

(3) 検討内容

a. 検討方針

基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力が保有水平耐力以下であることを確認する。

(a) 基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力 Q_{un}

基準地震動 S_s の加速度応答スペクトルにより建屋の1次固有周期に対応する応答加速度を求めて、標準せん断力係数 (1.0) を割増して計算した必要保有水平耐力とする。算定フローを図 6.3.1-3 に示す。

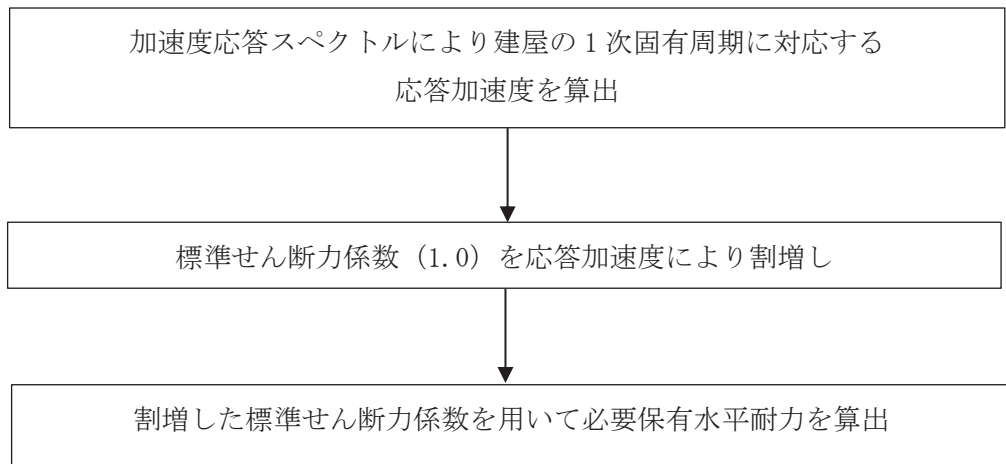


図 6.3.1-3 算定フロー

(b) 保有水平耐力 Q_u

保有水平耐力は、各層の個々の耐震壁の保有水平耐力を加え合わせたものとする。

(c) 検討用地震動

地震応答解析に用いる検討用地震動は、基準地震動 S_s 7 波とする。

- ① 基準地震動 $S_s - D 1$
- ② 基準地震動 $S_s - D 2$
- ③ 基準地震動 $S_s - D 3$
- ④ 基準地震動 $S_s - F 1$
- ⑤ 基準地震動 $S_s - F 2$
- ⑥ 基準地震動 $S_s - F 3$
- ⑦ 基準地震動 $S_s - N 1$

(d) 評価基準値

本建屋の評価基準値を表 6.3.1-2 に示す。

評価基準値は保有水平耐力を基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力で除した値が 1.00 を上回っていることを確認する。

表 6.3.1-2 評価基準値

部位	評価基準値
上部構造	1.00 以上

b. 基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力 Q_{un}

(a) 応答加速度による標準せん断力係数の割増し

基準地震動 S_s 7 波の解放基盤表面における加速度応答スペクトルを図 6.3.1-4 に示す。基礎下岩盤及び設置レベルが解放基盤と大きな差がない（第 1 号機原子炉建屋基礎下レベル O.P. -1.2m, 解放基盤レベル O.P. -14.1m）ことから、解放基盤表面における加速度応答スペクトルを採用する。また、減衰定数は鉄筋コンクリート造建屋のため 5% を採用する。

本建屋の 1 次固有周期は NS 方向が 0.279 秒, EW 方向が 0.265 秒である。その周期の応答加速度は, NS 方向が最大 1,392Gal であり, 標準せん断力係数の割増しは 1.42, EW 方向が最大 1,448Gal であり, 標準せん断力係数の割増しは 1.48 となる。割増した標準せん断力係数を用いて算出した, 当該部分に作用する水平地震力を表 6.3.1-3 に示す。なお, 標準せん断力係数割増し前の当該部分に作用する水平地震力は第 1 号機工事計画認可申請書申請時の地震力算定重量を基に算出した値を SI 単位に換算する。

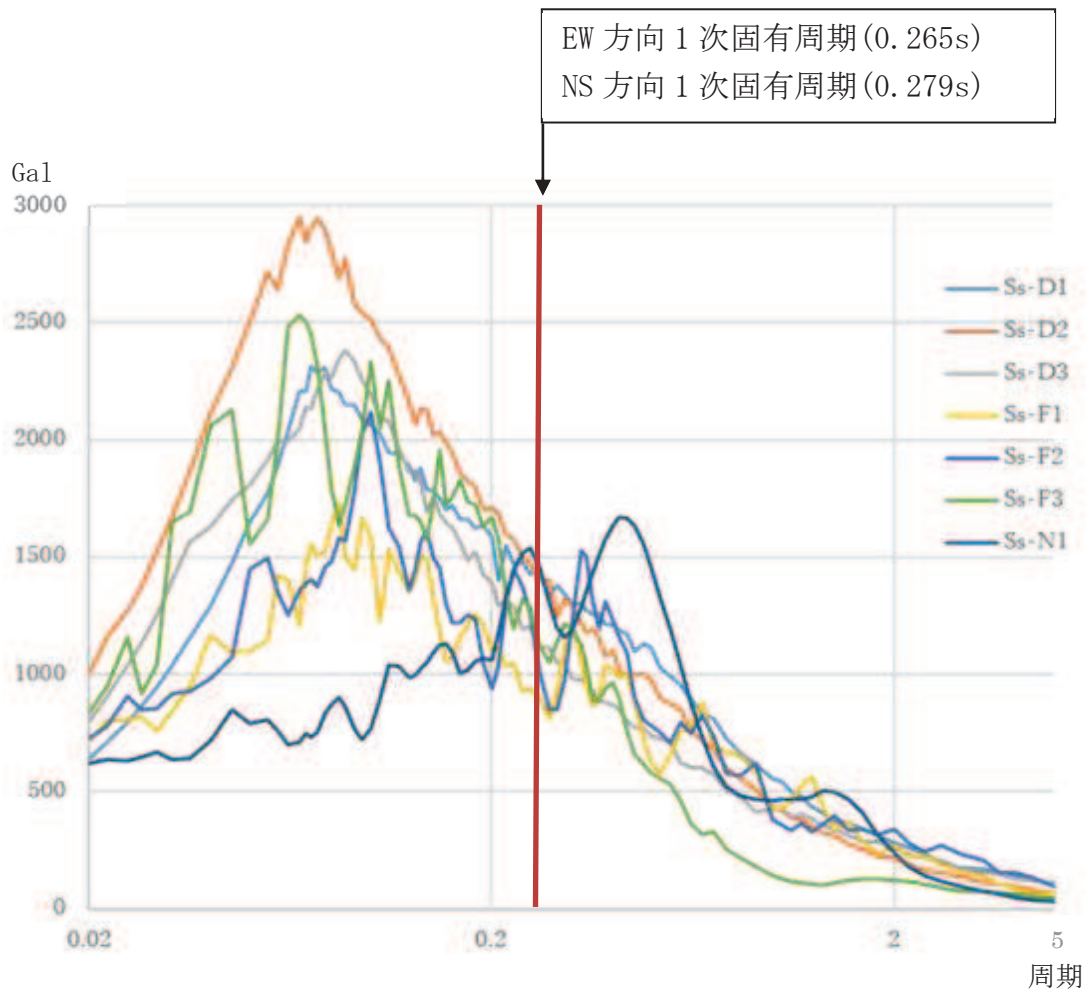


図 6.3.1-4 基準地震動 S s 7 波 加速度応答スペクトル (h=0.05)

表 6. 3. 1-3 当該部分に作用する水平地震力一覧表

方向	階数	標準せん断力係数割増し前の水平地震力 [$\times 10^3$ kN]	標準せん断力係数割増し値	標準せん断力係数割増し後の水平地震力 [$\times 10^3$ kN]
NS 方向	クレーン	87.03	1.42	123.59
	5F	128.50		182.46
	中 4F	—		—
	4F	213.82		303.62
	3F	333.10		473.00
	2F	445.52		632.64
	1F	530.42		753.19
	中地下 1F	590.78		838.90
	地下 1F	—		—
	地下 2F	605.28		859.50
EW 方向	クレーン	85.01	1.48	125.82
	5F	132.42		195.99
	中 4F	207.30		306.80
	4F	218.17		322.89
	3F	330.54		489.19
	2F	455.59		674.27
	1F	548.15		811.26
	中地下 1F	599.04		886.58
	地下 1F	612.94		907.15
	地下 2F	623.75		923.14

(b) 基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力

基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力 (Q_{un}) は以下の計算式による。

$$Q_{un} = D_s \times F_{es} \times Q_{ud}$$

$$Q_{ud} = n \times Z \times C_I \times W_I$$

$$C_I = R_t \times A_i \times C_0$$

Q_{un} : 基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力 (t)

D_s : 各層の構造特性係数 ($D_s=0.55$)

F_{es} : 各層の形状特性係数 ($F_{es}=1.00$)

Q_{ud} : 標準せん断力係数の割増しを行い算定した当該部分に作用する
水平地震力 (t)

n : 重要度に応じた係数 ($n=1.0$)

Z : 地震地域係数 ($Z=1.0$)

C_I : せん断力係数

W_I : 当該部分が支える重量 (t)

R_t : 振動特性係数 ($R_t=0.8$)

A_i : せん断力係数の高さ方向の分布係数で、建屋—地盤連成モデル
の固有値を用いたモーダル解析法 (2乗和平方根法) により求める。

C_0 : 割増した標準せん断力係数

第1号機工事計画認可申請書申請時の地震力算定重量を基に上記計算式により算出した結果を表 6.3.1-4 に示す。単位は SI 単位に換算する。

表 6.3.1-4 基準地震動 S s 時に対応する必要保有水平耐力算定表

方向	階数	Ds	Fes	Qud[×10 ³ kN]	Qun[×10 ³ kN]
NS 方向	クレーン	0.55	1.00	123.59	67.97
	5F			182.46	100.36
	中 4F			—	—
	4F			303.62	166.99
	3F			473.00	260.15
	2F			632.64	347.95
	1F			753.19	414.26
	中地下 1F			838.90	461.40
	地下 1F			—	—
	地下 2F			859.50	472.73
EW 方向	クレーン	0.55	1.00	125.82	69.20
	5F			195.99	107.79
	中 4F			306.80	168.74
	4F			322.89	177.59
	3F			489.19	269.06
	2F			674.27	370.85
	1F			811.26	446.19
	中地下 1F			886.58	487.62
	地下 1F			907.15	498.93
	地下 2F			923.14	507.73

c. 保有水平耐力の算定

保有水平耐力 (Qu) の計算方法は、耐震壁のせん断強度と曲げ強度より求まる曲げ降伏時のせん断力のうち、いずれか小さい方とする。

せん断強度と曲げ降伏時のせん断力は以下の計算式により算出する。

(a) せん断強度

$$Q_{su} = \tau_u \times A_e$$

$$\tau_u = \{1 - \tau_s / (4.5\sqrt{F_c})\} \times \tau_o + \tau_s \quad (\tau_s \leq 4.5\sqrt{F_c} \text{の時})$$

$$= 4.5\sqrt{F_c} \quad (\tau_s > 4.5\sqrt{F_c} \text{の時})$$

$$\tau_o = \{3 - 1.8M / (Q \times d)\} \sqrt{F_c}$$

$$\tau_s = (p_v + p_h) \times s \sigma_y / 2 + \sigma_v / 2$$

Q_{su} : せん断強度 (kg)

A_e : 耐震壁の有効せん断断面積 (cm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (kg/cm²)

$M / (Q \times d)$: せん断スパン比 (1.0 以上の時は 1.0 とする。)

$s \sigma_y$: 鉄筋の材料強度 (kg/cm²)

p_v : 縦筋比

p_h : 横筋比

(b) 曲げ降伏時のせん断力

$$Q_{mu} = Q \times \frac{M_u}{M}$$

Q_{mu} : 全塑性モーメント時のせん断力 (kg)

M_u : 全塑性モーメント (kg・cm)

Q : 設計用地震力によるせん断力 (kg)

M : 設計用地震力による曲げモーメント (kg・cm)

各数値は第 1 号機工事計画認可申請書申請時の値とする。計算結果を表 6.3.1-5 に示す。単位は SI 単位に換算する。

表 6. 3. 1-5 保有水平耐力算定表

方向	階数	保有水平耐力 Q_u [$\times 10^3$ kN]
NS 方向	クレーン	98. 39
	5F	168. 84
	中 4F	—
	4F	492. 63
	3F	776. 03
	2F	908. 64
	1F	1, 291. 96
	中地下 1F	1, 710. 66
	地下 1F	—
	地下 2F	2, 210. 89
EW 方向	クレーン	125. 67
	5F	161. 45
	中 4F	560. 50
	4F	673. 40
	3F	825. 46
	2F	1, 012. 76
	1F	1, 295. 67
	中地下 1F	1, 744. 75
	地下 1F	2, 244. 17
	地下 2F	2, 245. 13

(4) 評価結果

評価結果を表 6.3.1-6 に示す。

NS 方向及び EW 方向すべての階で Q_u/Q_{un} が評価基準値を上回ることから、本建屋は基準地震動 S_s に対して倒壊しないことを確認した。

表 6.3.1-6 評価結果一覧表

方向	階数	基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力 $Q_{un}[\times 10^3\text{kN}]$	保有水平耐力 $Q_u[\times 10^3\text{kN}]$	Q_u/Q_{un}
NS 方向	クレーン	67.97	98.39	<u>1.45</u>
	5F	100.36	168.84	1.68
	中 4F	—	—	—
	4F	166.99	492.63	2.95
	3F	260.15	776.03	2.98
	2F	347.95	908.64	2.61
	1F	414.26	1,291.96	3.12
	中地下 1F	461.40	1,710.66	3.71
	地下 1F	—	—	—
	地下 2F	472.73	2,210.89	4.68
EW 方向	クレーン	69.20	125.67	1.82
	5F	107.79	161.45	<u>1.50</u>
	中 4F	168.74	560.50	3.32
	4F	177.59	673.40	3.79
	3F	269.06	825.46	3.07
	2F	370.85	1,012.76	2.73
	1F	446.19	1,295.67	2.90
	中地下 1F	487.62	1,744.75	3.58
	地下 1F	498.93	2,244.17	4.50
	地下 2F	507.73	2,245.13	4.42

(注)：下線は各方向の最小値

(5) まとめ

アクセスルートへの影響の観点からは、以下のように評価する。

女川原子力発電所の第 1 号機原子炉建屋に対し、保有水平耐力計算を基に検討をした結果、基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力が保有水平耐力以下であり、基準地震動 S_s に対し本建屋が倒壊せず、アクセスルートへの影響がないことを確認した。

6.3.2 第1号機放射性廃棄物処理建屋の耐震性評価

(1) 目的

第1号機放射性廃棄物処理建屋に対し、基準地震動S s 7波に対する建屋の耐震性について検討を行い、建屋のアクセスルートへの影響を確認する。

(2) 建屋概要

建屋概要を表6.3.2-1に、平面図を図6.3.2-1、断面図を図6.3.2-2に示す。

表 6.3.2-1 建屋概要

構 造	鉄筋コンクリート造
階 数	地上4階，地下2階
基 礎 構 造	直接基礎
平 面 形 状	66.00m(NS方向)×22.95m(EW方向)
高 さ	地上高さ29.03m
竣 工 日	昭和58年9月30日

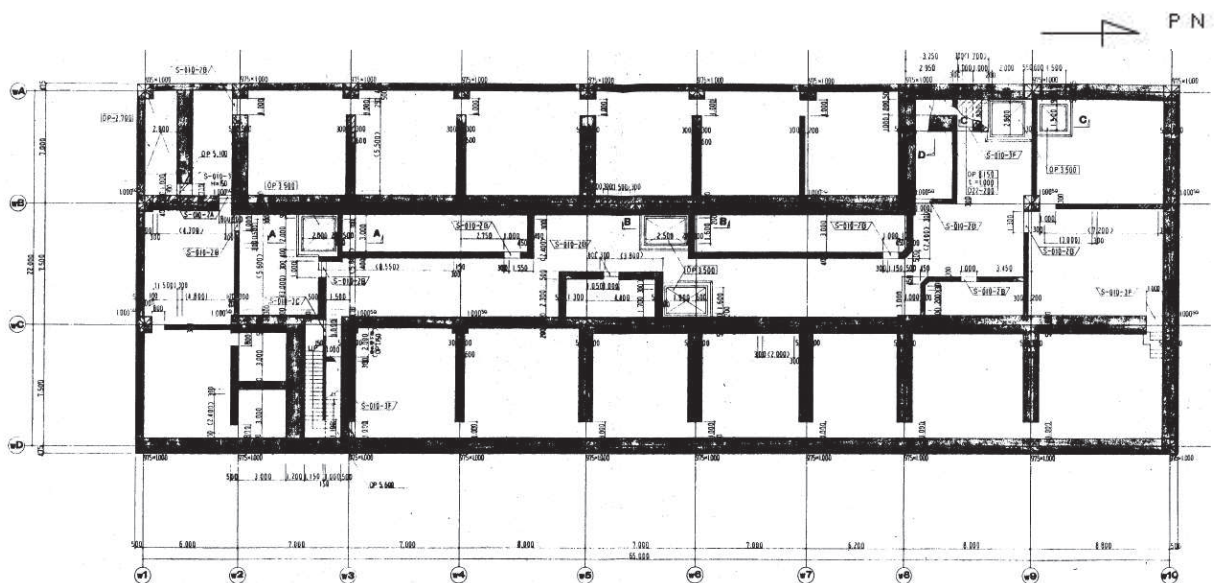


図 6.3.2-1 平面図（地下2階）

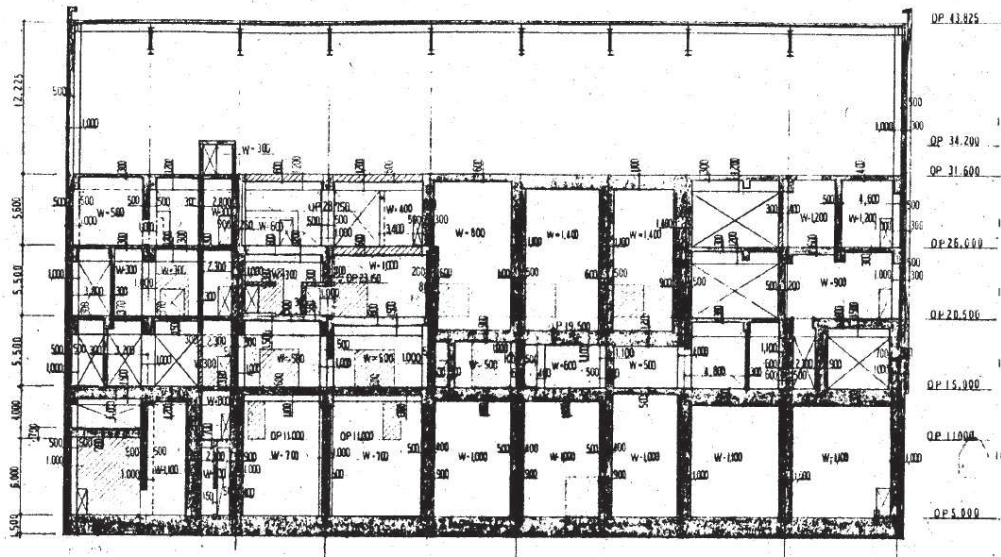


图 6.3.2-2 断面图

(3) 検討内容

a. 検討方針

基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力が保有水平耐力以下であることを確認する。

(a) 基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力 Q_{un}

基準地震動 S_s の加速度応答スペクトルにより建屋の1次固有周期に対応する応答加速度を求めて、標準せん断力係数 (1.0) を割増して計算した必要保有水平耐力とする。算定フローを図 6.3.2-3 に示す。

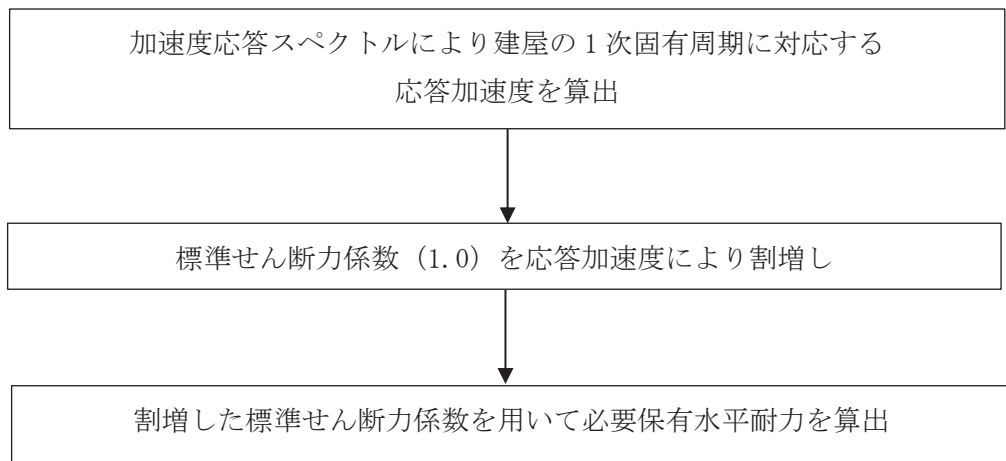


図 6.3.2-3 算定フロー

(b) 保有水平耐力 Q_u

保有水平耐力は、各層の個々の耐震壁の保有水平耐力を加え合わせたものとする。

(c) 検討用地震動

地震応答解析に用いる検討用地震動は、基準地震動 S_s 7 波とする。

- ① 基準地震動 $S_s - D 1$
- ② 基準地震動 $S_s - D 2$
- ③ 基準地震動 $S_s - D 3$
- ④ 基準地震動 $S_s - F 1$
- ⑤ 基準地震動 $S_s - F 2$
- ⑥ 基準地震動 $S_s - F 3$
- ⑦ 基準地震動 $S_s - N 1$

(d) 評価基準値

本建屋の評価基準値を表 6.3.2-2 に示す。

評価基準値は保有水平耐力を基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力で除した値が 1.00 を上回っていることを確認する。

表 6.3.2-2 評価基準値

部位	評価基準値
上部構造	1.00 以上

b. 基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力 Q_{un}

(a) 応答加速度による標準せん断力係数の割増し

基準地震動 S_s 7 波の解放基盤表面における加速度応答スペクトルを図 6.3.2-4 に示す。基礎下岩盤及び設置レベルが解放基盤と大きな差がない（第 1 号機放射性廃棄物処理建屋基礎下レベル O.P. +3.5m, 解放基盤レベル O.P. -14.1m）ことから、解放基盤表面における加速度応答スペクトルを採用する。また、減衰定数は鉄筋コンクリート造建屋のため 5% を採用する。

本建屋の 1 次固有周期は NS 方向が 0.136 秒, EW 方向が 0.213 秒である。その周期の応答加速度は, NS 方向が最大 2,136Gal であり, 標準せん断力係数の割増しは 2.18, EW 方向が最大 1,630Gal であり, 標準せん断力係数の割増しは 1.66 となる。割増した標準せん断力係数を用いて算出した, 当該部分に作用する水平地震力を表 6.3.2-3 に示す。なお, 標準せん断力係数割増し前の当該部分に作用する水平地震力は第 1 号機工事計画認可申請書申請時の地震力算定重量を基に算出した値を SI 単位に換算する。

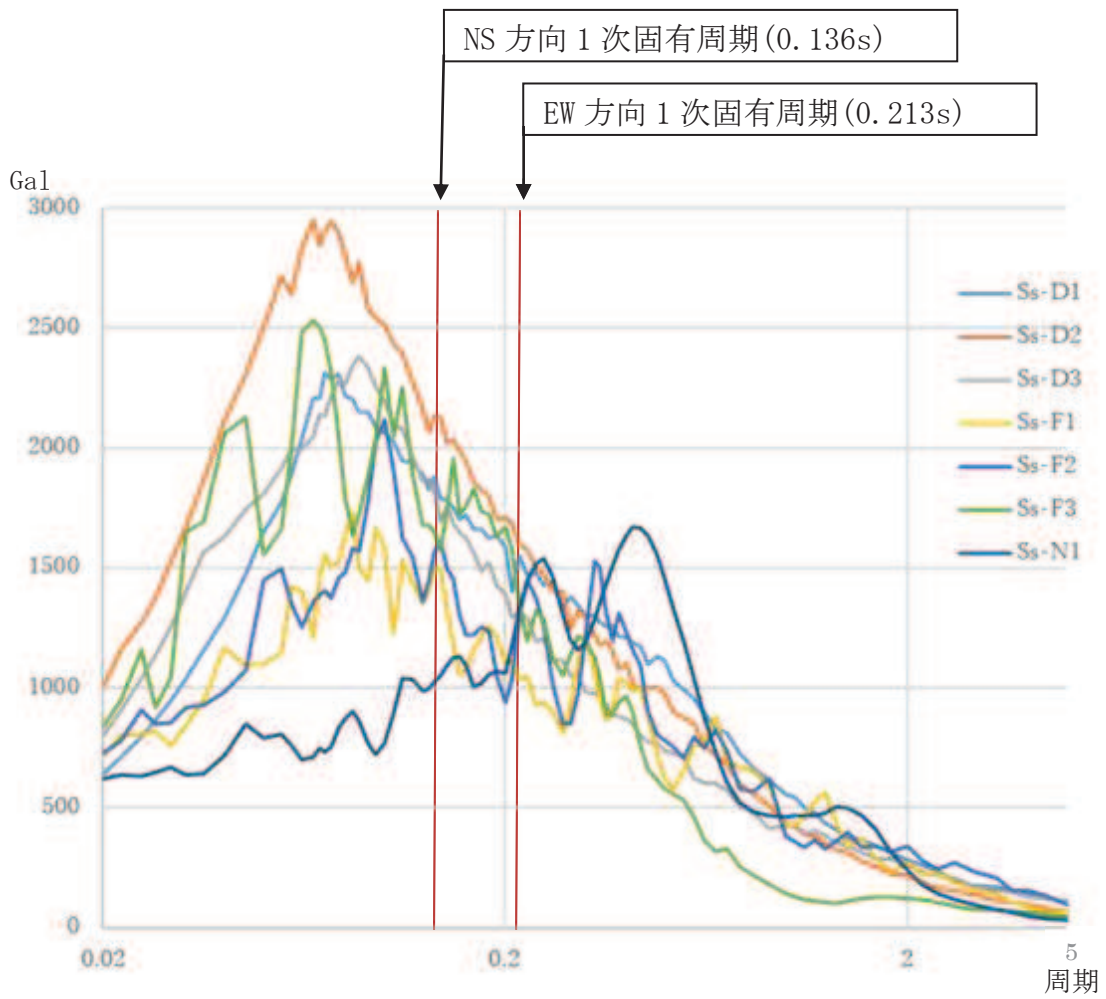


図 6.3.2-4 基準地震動 S s 7 波 加速度応答スペクトル(h=0.05)

表 6. 3. 2-3 当該部分に作用する水平地震力一覧表

方向	階数	標準せん断力係数割増し前の水平地震力 [$\times 10^3$ kN]	標準せん断力係数割増し値	標準せん断力係数割増し後の水平地震力 [$\times 10^3$ kN]
NS 方向	クレーン	29.55	2.18	64.42
	4F	47.74		104.07
	3F	113.34		247.07
	2F	184.24		401.63
	1F	243.62		531.08
	地下 1F	286.38		624.31
	地下 2F	306.99		669.24
EW 方向	クレーン	40.36	1.66	66.99
	4F	62.24		103.31
	3F	126.48		209.95
	2F	194.61		323.06
	1F	248.67		412.78
	地下 1F	289.37		480.35
	地下 2F	306.99		509.60

(b) 基準地震動 S s 時に対応する必要保有水平耐力

基準地震動 S s 時に対応する必要保有水平耐力 (Qun) は以下の計算式による。

$$Qun = D_s \times F_{es} \times Q_{ud}$$

$$Q_{ud} = n \times Z \times C_I \times W_I$$

$$C_I = R_t \times A_i \times C_0$$

Qun : 基準地震動 S s 時に対応する必要保有水平耐力 (t)

Ds : 各層の構造特性係数 (Ds=0.55)

Fes : 各層の形状特性係数 (Fes=1.00)

Qud : 標準せん断力係数の割増しを行い算定した当該部分に作用する
水平地震力 (t)

n : 重要度に応じた係数 (n=1.0)

Z : 地震地域係数 (Z=1.0)

C_I : せん断力係数

W_I : 当該部分が支える重量 (t)

R_t : 振動特性係数 (R_t=0.8)

A_i : せん断力係数の高さ方向の分布係数で、建屋—地盤連成モデル
の固有値を用いたモーダル解析法 (2乗和平方根法) により求める。

C₀ : 割増した標準せん断力係数

第1号機工事計画認可申請書申請時の地震力算定重量を基に上記計算式により算出した結果を表 6.3.2-4 に示す。単位は SI 単位に換算する。

表 6.3.2-4 基準地震動 S s 時に対応する必要保有水平耐力算定表

方向	階数	Ds	Fes	Qud [$\times 10^3$ kN]	Qun [$\times 10^3$ kN]
NS 方向	クレーン	0.55	1.00	64.42	35.43
	4F			104.07	57.24
	3F			247.07	135.89
	2F			401.63	220.90
	1F			531.08	292.10
	地下 1F			624.31	343.37
	地下 2F			669.24	368.08
EW 方向	クレーン	0.55	1.00	66.99	36.84
	4F			103.31	56.82
	3F			209.95	115.47
	2F			323.06	177.68
	1F			412.78	227.03
	地下 1F			480.35	264.19
	地下 2F			509.60	280.28

c. 保有水平耐力の算定

保有水平耐力 (Qu) の計算方法は、耐震壁のせん断強度と曲げ強度より求まる曲げ降伏時のせん断力のうち、いずれか小さい方とする。

せん断強度と曲げ降伏時のせん断力は以下の計算式により算出する。

(a) せん断強度

$$Q_{su} = \tau_u \times A_e$$

$$\tau_u = \{1 - \tau_s / (4.5\sqrt{F_c})\} \times \tau_o + \tau_s \quad (\tau_s \leq 4.5\sqrt{F_c} \text{の時})$$

$$= 4.5\sqrt{F_c} \quad (\tau_s > 4.5\sqrt{F_c} \text{の時})$$

$$\tau_o = \{3 - 1.8M / (Q \times d)\} \sqrt{F_c}$$

$$\tau_s = (p_v + p_h) \times s \sigma_y / 2 + \sigma_v / 2$$

Q_{su} : せん断強度 (kg)

A_e : 耐震壁の有効せん断断面積 (cm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (kg/cm²)

$M / (Q \times d)$: せん断スパン比 (1.0 以上の時は 1.0 とする。)

$s \sigma_y$: 鉄筋の材料強度 (kg/cm²)

p_v : 縦筋比

p_h : 横筋比

(b) 曲げ降伏時のせん断力

$$Q_{mu} = Q \times \frac{M_u}{M}$$

Q_{mu} : 全塑性モーメント時のせん断力 (kg)

M_u : 全塑性モーメント (kg・cm)

Q : 設計用地震力によるせん断力 (kg)

M : 設計用地震力による曲げモーメント (kg・cm)

各数値は第 1 号機工事計画認可申請書申請時の値とする。計算結果を表 6.3.2-5 に示す。
単位は SI 単位に換算する。

表 6. 3. 2-5 保有水平耐力算定表

方向	階数	保有水平耐力 Q_u [$\times 10^3$ kN]
NS 方 向	クレーン	177. 34
	4F	176. 33
	3F	794. 86
	2F	796. 69
	1F	687. 24
	地下 1F	846. 39
	地下 2F	830. 10
EW 方 向	クレーン	109. 18
	4F	92. 49
	3F	415. 12
	2F	451. 46
	1F	411. 52
	地下 1F	407. 64
	地下 2F	361. 81

(4) 評価結果

評価結果を表 6.3.2-6 に示す。

NS 方向及び EW 方向すべての階で Q_u/Q_{un} が評価基準値を上回ることから、本建屋は基準地震動 S_s に対して倒壊しないことを確認した。

表 6.3.2-6 評価結果一覧表

方向	階数	基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力 $Q_{un}[\times 10^3\text{kN}]$	保有水平耐力 $Q_u[\times 10^3\text{kN}]$	Q_u/Q_{un}
NS 方向	クレーン	35.43	177.34	5.01
	4F	57.24	176.33	3.08
	3F	135.89	794.86	5.85
	2F	220.90	796.69	3.61
	1F	292.10	687.24	2.35
	地下 1F	343.37	846.39	2.46
	地下 2F	368.08	830.10	<u>2.26</u>
EW 方向	クレーン	36.84	109.18	2.96
	4F	56.82	92.49	1.63
	3F	115.47	415.12	3.60
	2F	177.68	451.46	2.54
	1F	227.03	411.52	1.81
	地下 1F	264.19	407.64	1.54
	地下 2F	280.28	361.81	<u>1.29</u>

(注)：下線は各方向の最小値

(5) まとめ

アクセスルートへの影響の観点からは、以下のように評価する。

女川原子力発電所の第 1 号機放射性廃棄物処理建屋に対し、保有水平耐力計算を基に検討をした結果、基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力が保有水平耐力以下であり、基準地震動 S_s に対し本建屋が倒壊せず、アクセスルートへの影響がないことを確認した。

6.3.3 第3号機原子炉建屋の耐震性評価

(1) 目的

第3号機原子炉建屋に対し、基準地震動S s 7波に対する建屋の耐震性について検討を行い、建屋のアクセスルートへの影響を確認する。

(2) 建屋概要

建屋概要を表 6.3.3-1 に、平面図を図 6.3.3-1、断面図を図 6.3.3-2 に示す。

表 6.3.3-1 建屋概要

構 造	鉄筋コンクリート造
階 数	地上3階，地下3階
基礎構造	直接基礎
平面形状	80.50m(NS方向)×77.00m(EW方向)
高さ	地上高さ35.70m
竣工日	平成13年6月20日

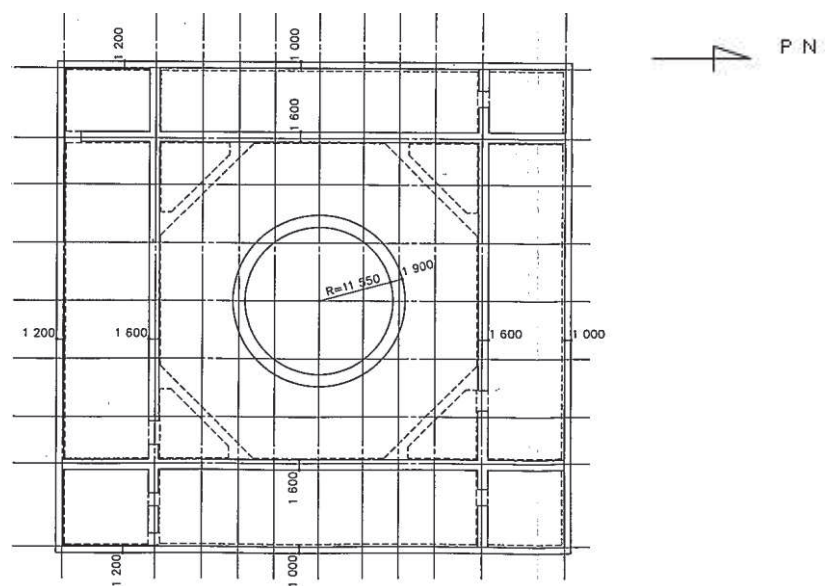


図 6.3.3-1 平面図 (地下1階)

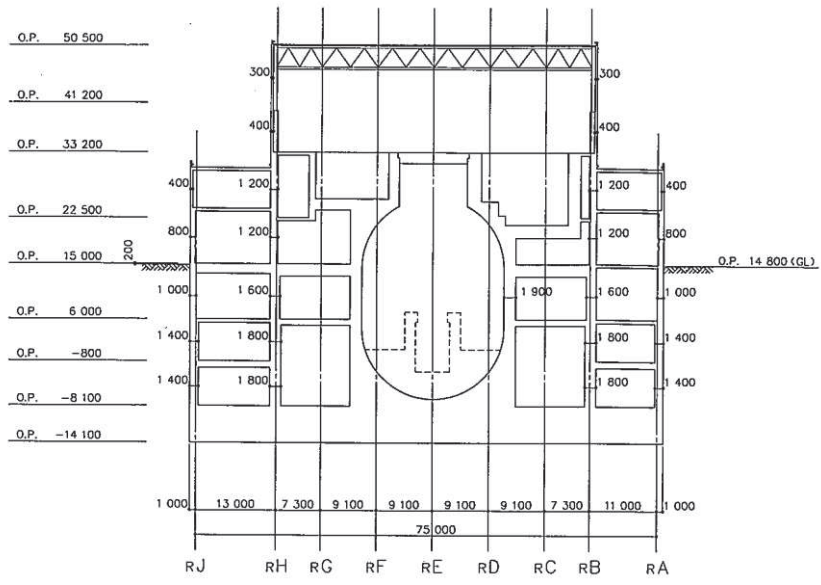


图 6.3.3-2 断面图

(3) 検討内容

a. 検討方針

基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力が保有水平耐力以下であることを確認する。

(a) 基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力 Q_{un}

基準地震動 S_s の加速度応答スペクトルにより建屋の1次固有周期に対応する応答加速度を求めて、標準せん断力係数 (1.0) を割増して計算した必要保有水平耐力とする。算定フローを図 6.3.3-3 に示す。

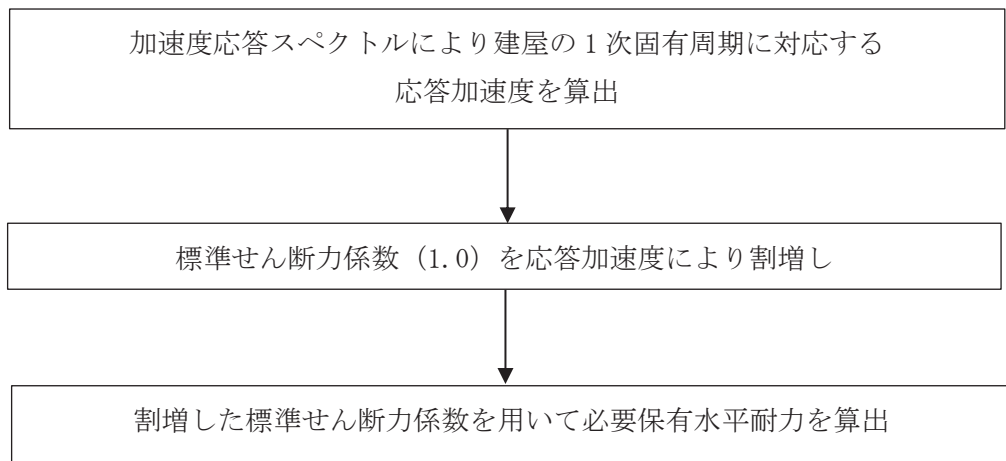


図 6.3.3-3 算定フロー

(b) 保有水平耐力 Q_u

保有水平耐力は、各層の個々の耐震壁の保有水平耐力を加え合わせたものとする。

(c) 検討用地震動

地震応答解析に用いる検討用地震動は、基準地震動 S_s 7 波とする。

- ① 基準地震動 $S_s - D 1$
- ② 基準地震動 $S_s - D 2$
- ③ 基準地震動 $S_s - D 3$
- ④ 基準地震動 $S_s - F 1$
- ⑤ 基準地震動 $S_s - F 2$
- ⑥ 基準地震動 $S_s - F 3$
- ⑦ 基準地震動 $S_s - N 1$

(d) 評価基準値

本建屋の評価基準値を表 6.3.3-2 に示す。

評価基準値は保有水平耐力を基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力で除した値が 1.00 を上回っていることを確認する。

表 6.3.3-2 評価基準値

部位	評価基準値
上部構造	1.00 以上

b. 基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力 Q_{un}

(a) 応答加速度による標準せん断力係数の割増し

基準地震動 S_s 7 波の解放基盤表面における加速度応答スペクトルを図 6.3.3-4 に示す。基礎下岩盤及び設置レベルが解放基盤と差がない（第 3 号機原子炉建屋基礎下レベル 0.P. -14.1m, 解放基盤レベル 0.P. -14.1m）ことから、解放基盤表面における加速度応答スペクトルを採用する。また、減衰定数は鉄筋コンクリート造建屋のため 5% を採用する。

本建屋の 1 次固有周期は NS 方向が 0.219 秒、EW 方向が 0.223 秒である。その周期の応答加速度は、NS 方向が最大 1,593Gal であり、標準せん断力係数の割増しは 1.63、EW 方向が最大 1,586Gal であり、標準せん断力係数の割増しは 1.62 となる。割増した標準せん断力係数を用いて算出した、当該部分に作用する水平地震力を表 6.3.3-3 に示す。なお、標準せん断力係数割増し前の当該部分に作用する水平地震力は第 3 号機工事計画認可申請書申請時の値を基に屋上ブロック撤去及び耐震補強工事を反映した値を SI 単位に換算する。

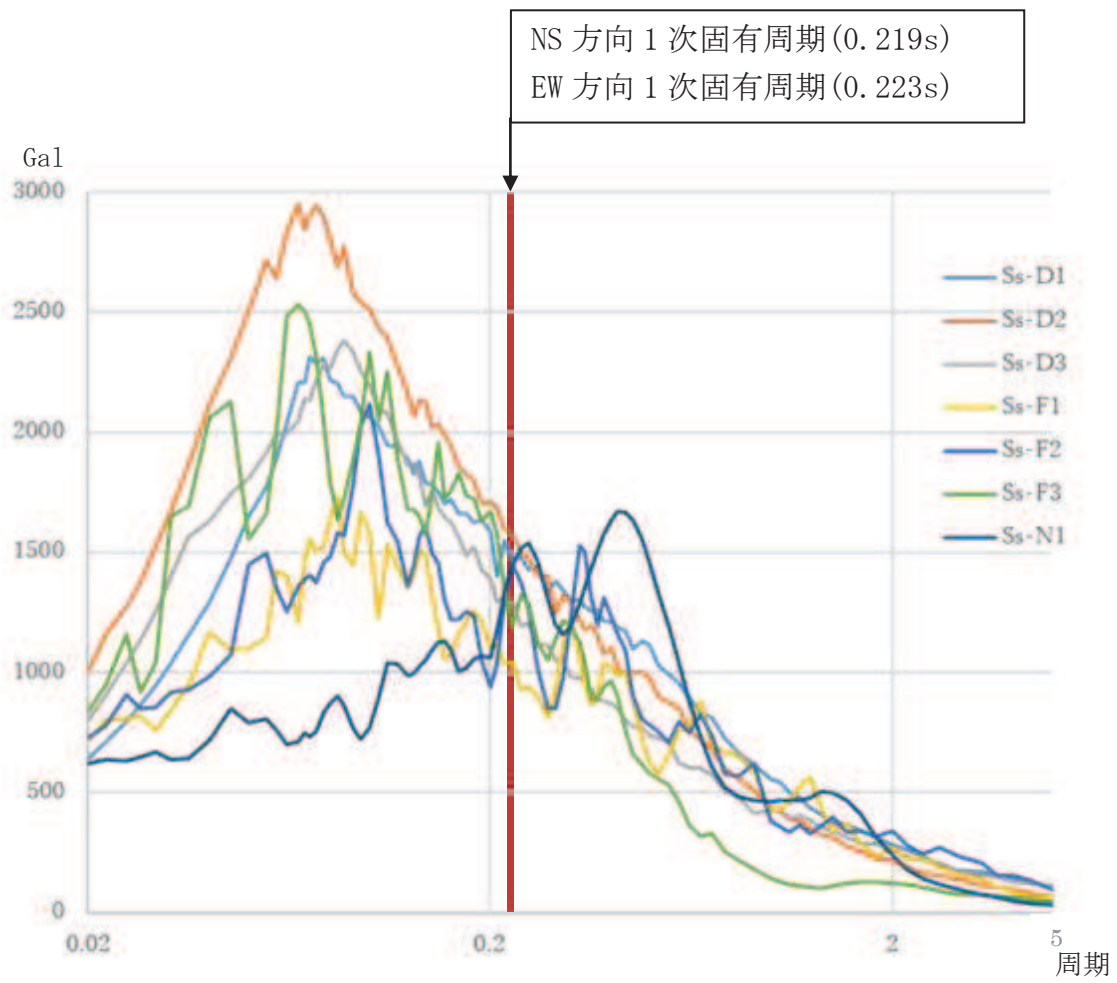


図 6.3.3-4 基準地震動 S_s7 波 加速度応答スペクトル(h=0.05)

表 6. 3. 3-3 当該部分に作用する水平地震力一覧表

方向	階数	標準せん断力係数割増し前の水平地震力 [$\times 10^3$ kN]	標準せん断力係数割増し値	標準せん断力係数割増し後の水平地震力 [$\times 10^3$ kN]
NS 方向	クレーン	78.70	1.63	128.27
	3F	173.79		283.27
	2F	535.16		872.30
	1F	965.17		1,573.23
	地下 1F	1,281.92		2,089.53
	地下 2F	1,481.39		2,414.67
	地下 3F	1,627.19		2,652.32
EW 方向	クレーン	67.03	1.62	108.59
	3F	161.52		261.66
	2F	522.05		845.71
	1F	955.56		1,548.01
	地下 1F	1,285.87		2,083.11
	地下 2F	1,487.53		2,409.80
	地下 3F	1,627.19		2,636.05

(b) 基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力

基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力 (Q_{un}) は以下の計算式による。

$$Q_{un} = D_s \times F_{es} \times Q_{ud}$$

$$Q_{ud} = n \times Z \times C_I \times W_I$$

$$C_I = R_t \times A_i \times C_0$$

Q_{un} : 基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力 (t)

D_s : 各層の構造特性係数 ($D_s=0.55$)

F_{es} : 各層の形状特性係数 ($F_{es}=1.00$)

Q_{ud} : 標準せん断力係数の割増しを行い算定した当該部分に作用する
水平地震力 (t)

n : 重要度に応じた係数 ($n=1.0$)

Z : 地震地域係数 ($Z=1.0$)

C_I : せん断力係数

W_I : 当該部分が支える重量 (t)

R_t : 振動特性係数 ($R_t=0.8$)

A_i : せん断力係数の高さ方向の分布係数で、建屋—地盤連成モデル
の固有値を用いたモーダル解析法 (2乗和平方根法) により求める。

C_0 : 割増した標準せん断力係数

各数値は第3号機工事計画認可申請書申請時の値を基に屋上ブロック撤去及び耐震補強工事を反映した値とする。計算結果を表6.3.3-4に示す。単位はSI単位に換算する。

表 6.3.3-4 基準地震動 S s 時に対応する必要保有水平耐力算定表

方向	階数	Ds	Fes	Qud [$\times 10^3$ kN]	Qun [$\times 10^3$ kN]
NS 方向	クレーン	0.55	1.00	128.27	70.55
	3F			283.27	155.80
	2F			872.30	479.77
	1F			1,573.23	865.28
	地下 1F			2,089.53	1,149.24
	地下 2F			2,414.67	1,328.07
	地下 3F			2,652.32	1,458.78
EW 方向	クレーン	0.55	1.00	108.59	59.73
	3F			261.66	143.91
	2F			845.71	465.14
	1F			1,548.01	851.41
	地下 1F			2,083.11	1,145.71
	地下 2F			2,409.80	1,325.39
	地下 3F			2,636.05	1,449.83

c. 保有水平耐力の算定

保有水平耐力 (Qu) の計算方法は、耐震壁のせん断強度と曲げ強度より求まる曲げ降伏時のせん断力のうち、いずれか小さい方とする。

せん断強度と曲げ降伏時のせん断力は以下の計算式により算出する。

(a) せん断強度

$$Q_{su} = \tau_u \times A_e$$

$$\tau_u = \{1 - \tau_s / (4.5\sqrt{F_c})\} \times \tau_o + \tau_s \quad (\tau_s \leq 4.5\sqrt{F_c} \text{の時})$$

$$= 4.5\sqrt{F_c} \quad (\tau_s > 4.5\sqrt{F_c} \text{の時})$$

$$\tau_o = \{3 - 1.8M / (Q \times d)\} \sqrt{F_c}$$

$$\tau_s = (p_v + p_h) \times s \sigma_y / 2 + \sigma_v / 2$$

Q_{su} : せん断強度 (kg)

A_e : 耐震壁の有効せん断断面積 (cm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (kg/cm²)

$M / (Q \times d)$: せん断スパン比 (1.0 以上の時は 1.0 とする。)

$s \sigma_y$: 鉄筋の材料強度 (kg/cm²)

p_v : 縦筋比

p_h : 横筋比

(b) 曲げ降伏時のせん断力

$$Q_{mu} = Q \times \frac{M_u}{M}$$

Q_{mu} : 全塑性モーメント時のせん断力 (kg)

M_u : 全塑性モーメント (kg・cm)

Q : 設計用地震力によるせん断力 (kg)

M : 設計用地震力による曲げモーメント (kg・cm)

各数値は第3号機工事計画認可申請書申請時の値を基に耐震補強工事を反映した値とする。計算結果を表 6.3.3-5 に示す。単位は SI 単位に換算する。

表 6. 3. 3-5 保有水平耐力算定表

方向	階数	保有水平耐力 Q_u [$\times 10^3$ kN]
NS 方 向	クレーン	218.95
	3F	345.24
	2F	1,459.75
	1F	2,419.88
	地下 1F	3,199.48
	地下 2F	4,080.30
	地下 3F	4,132.50
EW 方 向	クレーン	168.63
	3F	337.87
	2F	1,472.15
	1F	2,436.87
	地下 1F	2,983.13
	地下 2F	3,953.00
	地下 3F	4,021.74

(4) 評価結果

評価結果を表 6.3.3-6 に示す。

NS 方向及び EW 方向すべての階で Q_u/Q_{un} が評価基準値を上回ることから、本建屋は基準地震動 S_s に対して倒壊しないことを確認した。

表 6.3.3-6 評価結果一覧表

方向	階数	基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力 $Q_{un}[\times 10^3\text{kN}]$	保有水平耐力 $Q_u[\times 10^3\text{kN}]$	Q_u/Q_{un}
NS 方 向	クレーン	70.55	218.95	3.10
	3F	155.80	345.24	<u>2.22</u>
	2F	479.77	1,459.75	3.04
	1F	865.28	2,419.88	2.80
	地下 1F	1,149.24	3,199.48	2.78
	地下 2F	1,328.07	4,080.30	3.07
	地下 3F	1,458.78	4,132.50	2.83
EW 方 向	クレーン	59.73	168.63	2.82
	3F	143.91	337.87	<u>2.35</u>
	2F	465.14	1,472.15	3.16
	1F	851.41	2,436.87	2.86
	地下 1F	1,145.71	2,983.13	2.60
	地下 2F	1,325.39	3,953.00	2.98
	地下 3F	1,449.83	4,021.74	2.77

(注)：下線は各方向の最小値

(5) まとめ

アクセスルートへの影響の観点からは、以下のように評価する。

女川原子力発電所の第 3 号機原子炉建屋に対し、保有水平耐力計算を基に検討をした結果、基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力が保有水平耐力以下であり、基準地震動 S_s に対し本建屋が倒壊せず、アクセスルートへの影響がないことを確認した。

6.3.4 第3号機サービス建屋の耐震性評価

(1) 目的

第3号機サービス建屋に対し、基準地震動S s 7波に対する建屋の耐震性について検討を行い、建屋のアクセスルートへの影響を確認する。

(2) 建屋概要

建屋概要を表 6.3.4-1 に、平面図を図 6.3.4-1、断面図を図 6.3.4-2 に示す。

表 6.3.4-1 建屋概要

構 造	鉄筋コンクリート造
階 数	地上3階，地下4階
基礎構造	直接基礎
平面形状	52.00m(NS方向)×50.00m(EW方向)
高さ	地上高さ19.20m
竣工日	平成13年6月20日

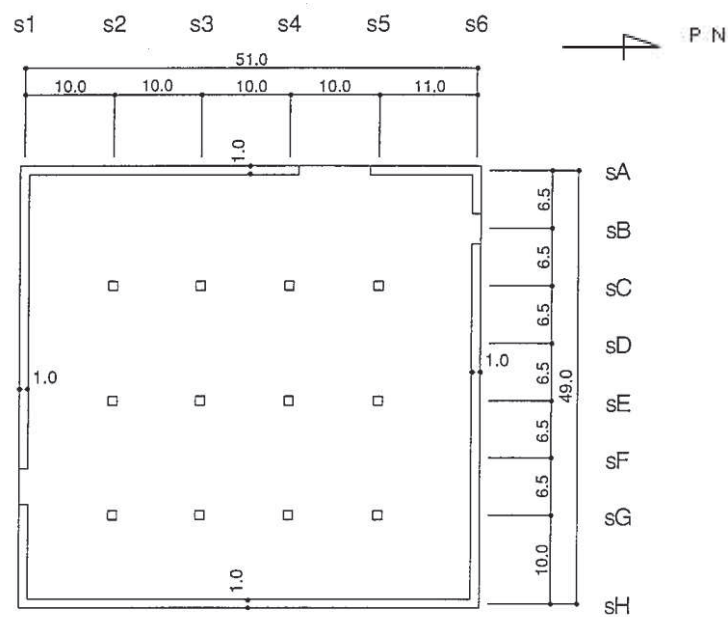


図 6.3.4-1 平面図（1階）

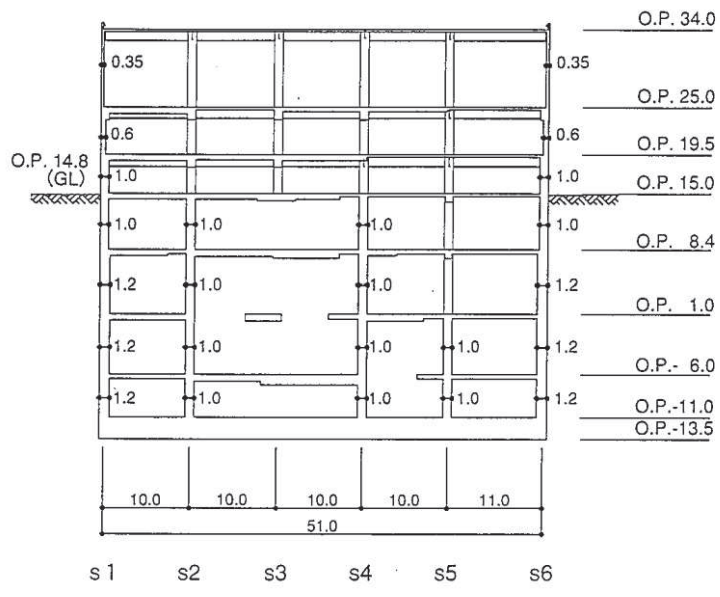


图 6.3.4-2 断面图

(3) 検討内容

a. 検討方針

基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力が保有水平耐力以下であることを確認する。

(a) 基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力 Q_{un}

基準地震動 S_s の加速度応答スペクトルにより建屋の1次固有周期に対応する応答加速度を求めて、標準せん断力係数 (1.0) を割増して計算した必要保有水平耐力とする。算定フローを図 6.3.4-3 に示す。

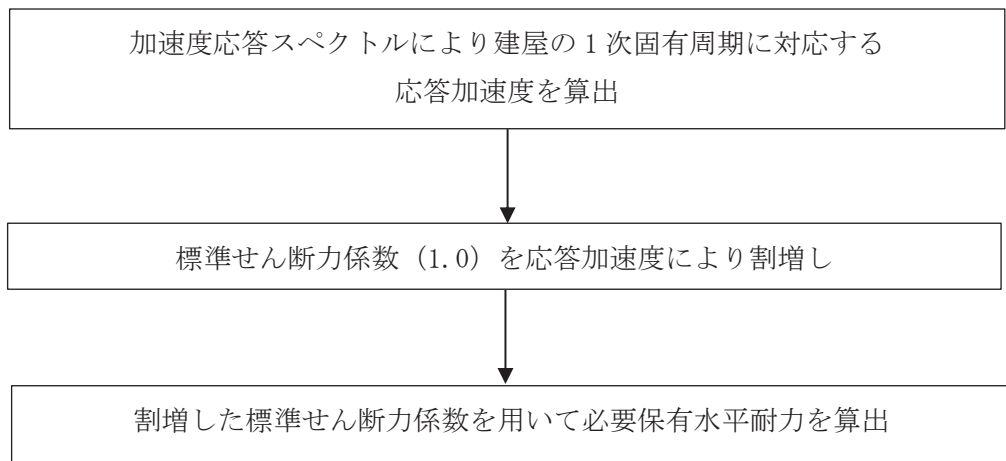


図 6.3.4-3 算定フロー

(b) 保有水平耐力 Q_u

保有水平耐力は、各層の個々の耐震壁の保有水平耐力を加え合わせたものとする。

(c) 検討用地震動

地震応答解析に用いる検討用地震動は、基準地震動 S_s 7 波とする。

- ① 基準地震動 $S_s - D 1$
- ② 基準地震動 $S_s - D 2$
- ③ 基準地震動 $S_s - D 3$
- ④ 基準地震動 $S_s - F 1$
- ⑤ 基準地震動 $S_s - F 2$
- ⑥ 基準地震動 $S_s - F 3$
- ⑦ 基準地震動 $S_s - N 1$

(d) 評価基準値

本建屋の評価基準値を表 6.3.4-2 に示す。

評価基準値は保有水平耐力を基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力で除した値が 1.00 を上回っていることを確認する。

表 6.3.4-2 評価基準値

部位	評価基準値
上部構造	1.00 以上

b. 基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力 Q_{un}

(a) 応答加速度による標準せん断力係数の割増し

基準地震動 S_s 7 波の解放基盤表面における加速度応答スペクトルを図 6.3.4-4 に示す。基礎下岩盤及び設置レベルが解放基盤と差がない（第 3 号機サービス建屋基礎下レベル O.P. -13.5m, 解放基盤レベル O.P. -14.1m）ことから、解放基盤表面における加速度応答スペクトルを採用する。また、減衰定数は鉄筋コンクリート造建屋のため 5% を採用する。

本建屋の 1 次固有周期は NS 方向が 0.215 秒、EW 方向が 0.207 秒である。その周期の応答加速度は、NS 方向が最大 1,620Gal であり、標準せん断力係数の割増しは 1.65、EW 方向が最大 1,690Gal であり、標準せん断力係数の割増しは 1.72 となる。割増した標準せん断力係数を用いて算出した、当該部分に作用する水平地震力を表 6.3.4-3 に示す。なお、標準せん断力係数割増し前の当該部分に作用する水平地震力は第 3 号機工事計画認可申請書申請時の値を SI 単位に換算する。

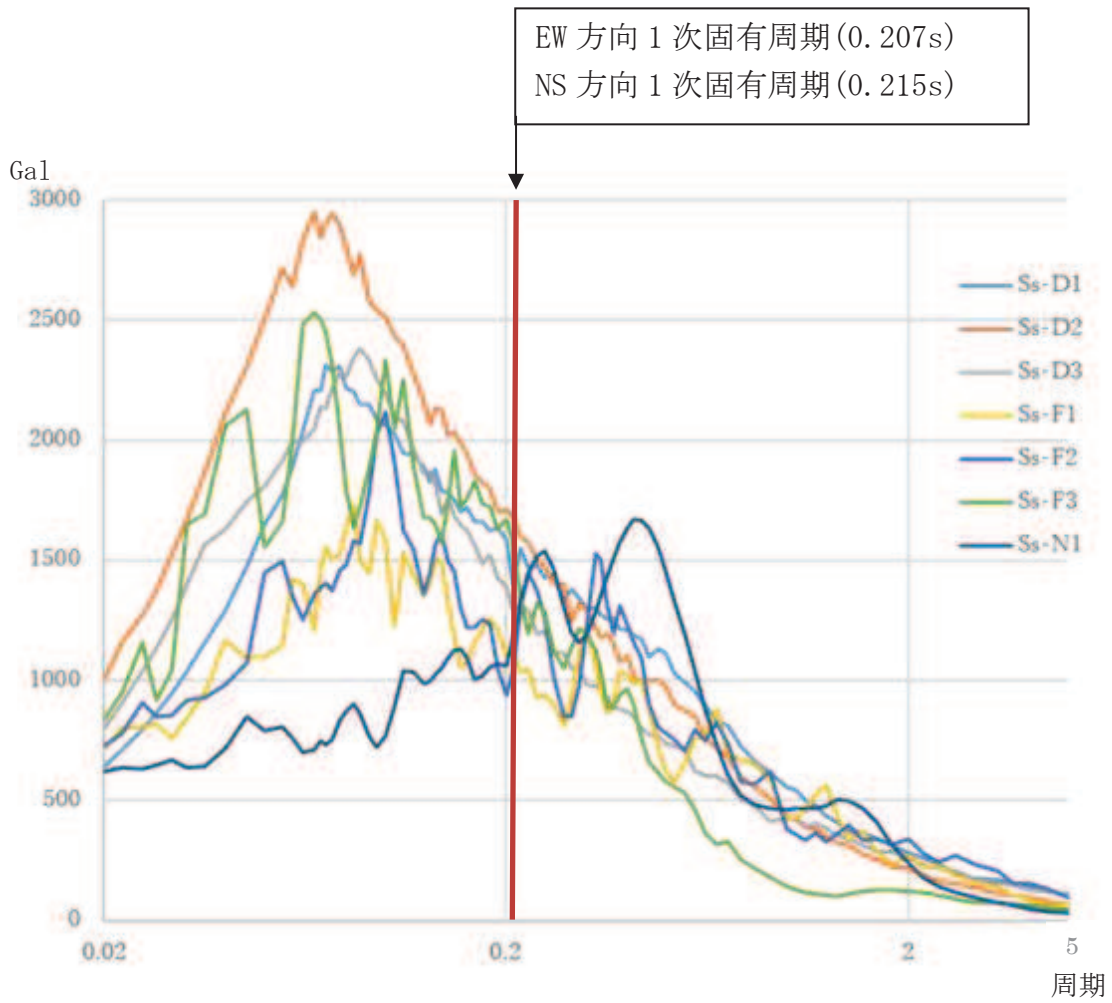


図 6.3.4-4 基準地震動 S s 7 波 加速度応答スペクトル(h=0.05)

表 6.3.4-3 当該部分に作用する水平地震力一覧表

方向	階数	標準せん断力係数割増し前の水平地震力 [$\times 10^3$ kN]	標準せん断力係数割増し値	標準せん断力係数割増し後の水平地震力 [$\times 10^3$ kN]
NS 方向	3F	124.86	1.65	206.02
	2F	231.08		381.28
	1F	304.30		502.10
	地下 1F	384.92		635.12
	地下 2F	484.13		798.81
	地下 3F	559.13		922.56
	地下 4F	602.33		993.84
EW 方向	3F	134.37	1.72	231.12
	2F	241.01		414.54
	1F	311.64		536.02
	地下 1F	388.31		667.89
	地下 2F	486.38		836.58
	地下 3F	559.74		962.75
	地下 4F	602.33		1,036.00

(b) 基準地震動 S s 時に対応する必要保有水平耐力

基準地震動 S s 時に対応する必要保有水平耐力 (Qun) は以下の計算式による。

$$Q_{un} = D_s \times F_{es} \times Q_{ud}$$

$$Q_{ud} = n \times Z \times C_I \times W_I$$

$$C_I = R_t \times A_i \times C_0$$

Qun : 基準地震動 S s 時に対応する必要保有水平耐力 (t)

Ds : 各層の構造特性係数 (Ds=0.55)

Fes : 各層の形状特性係数 (Fes=1.00)

Qud : 標準せん断力係数の割増しを行い算定した当該部分に作用する
水平地震力 (t)

n : 重要度に応じた係数 (n=1.0)

Z : 地震地域係数 (Z=1.0)

C_I : せん断力係数

W_I : 当該部分が支える重量 (t)

R_t : 振動特性係数 (R_t=0.8)

A_i : せん断力係数の高さ方向の分布係数で、建屋—地盤連成モデル
の固有値を用いたモーダル解析法 (2乗和平方根法) により求める。

C₀ : 割増した標準せん断力係数

各数値は第3号機工事計画認可申請書申請時の値を採用する。計算結果を表6.3.4-4に示す。単位はSI単位に換算する。

表 6.3.4-4 基準地震動 S s 時に対応する必要保有水平耐力算定表

方向	階数	Ds	Fes	Qud[×10 ³ kN]	Qun[×10 ³ kN]
NS 方向	3F	0.55	1.00	206.02	113.31
	2F			381.28	209.70
	1F			502.10	276.16
	地下 1F			635.12	349.32
	地下 2F			798.81	439.35
	地下 3F			922.56	507.41
	地下 4F			993.84	546.61
EW 方向	3F	0.55	1.00	231.12	127.12
	2F			414.54	228.00
	1F			536.02	294.81
	地下 1F			667.89	367.34
	地下 2F			836.58	460.12
	地下 3F			962.75	529.51
	地下 4F			1,036.00	569.80

c. 保有水平耐力の算定

保有水平耐力 (Qu) の計算方法は、耐震壁のせん断強度と曲げ強度より求まる曲げ降伏時のせん断力のうち、いずれか小さい方とする。

せん断強度と曲げ降伏時のせん断力は以下の計算式により算出する。

(a) せん断強度

$$Q_{su} = \tau_u \times A_e$$

$$\tau_u = \{1 - \tau_s / (4.5\sqrt{F_c})\} \times \tau_o + \tau_s \quad (\tau_s \leq 4.5\sqrt{F_c} \text{の時})$$

$$= 4.5\sqrt{F_c} \quad (\tau_s > 4.5\sqrt{F_c} \text{の時})$$

$$\tau_o = \{3 - 1.8M / (Q \times d)\} \sqrt{F_c}$$

$$\tau_s = (p_v + p_h) \times s \sigma_y / 2 + \sigma_v / 2$$

Q_{su} : せん断強度 (kg)

A_e : 耐震壁の有効せん断断面積 (cm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (kg/cm²)

$M / (Q \times d)$: せん断スパン比 (1.0 以上の時は 1.0 とする。)

$s \sigma_y$: 鉄筋の材料強度 (kg/cm²)

p_v : 縦筋比

p_h : 横筋比

(b) 曲げ降伏時のせん断力

$$Q_{mu} = Q \times \frac{M_u}{M}$$

Q_{mu} : 全塑性モーメント時のせん断力 (kg)

M_u : 全塑性モーメント (kg・cm)

Q : 設計用地震力によるせん断力 (kg)

M : 設計用地震力による曲げモーメント (kg・cm)

各数値は第3号機工事計画認可申請書申請時の値を採用する。計算結果を表 6.3.4-5 に示す。単位は SI 単位に換算する。

表 6.3.4-5 保有水平耐力算定表

方向	階数	保有水平耐力 Q_u [$\times 10^3$ kN]
NS 方向	3F	190.26
	2F	380.17
	1F	562.56
	地下 1F	829.26
	地下 2F	1,050.61
	地下 3F	1,174.49
	地下 4F	1,166.79
EW 方向	3F	178.76
	2F	359.78
	1F	534.78
	地下 1F	996.08
	地下 2F	1,175.88
	地下 3F	1,355.47
	地下 4F	1,330.67

(4) 評価結果

評価結果を表 6.3.4-6 に示す。

NS 方向及び EW 方向すべての階で Q_u/Q_{un} が評価基準値を上回ることから、本建屋は基準地震動 S_s に対して倒壊しないことを確認した。

表 6.3.4-6 評価結果一覧表

方向	階数	基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力 $Q_{un}[\times 10^3\text{kN}]$	保有水平耐力 $Q_u[\times 10^3\text{kN}]$	Q_u/Q_{un}
NS 方向	3F	113.31	190.26	<u>1.68</u>
	2F	209.70	380.17	1.81
	1F	276.16	562.56	2.04
	地下 1F	349.32	829.26	2.37
	地下 2F	439.35	1,050.61	2.39
	地下 3F	507.41	1,174.49	2.31
	地下 4F	546.61	1,166.79	2.13
EW 方向	3F	127.12	178.76	<u>1.41</u>
	2F	228.00	359.78	1.58
	1F	294.81	534.78	1.81
	地下 1F	367.34	996.08	2.71
	地下 2F	460.12	1,175.88	2.56
	地下 3F	529.51	1,355.47	2.56
	地下 4F	569.80	1,330.67	2.34

(注)：下線は各方向の最小値

(5) まとめ

アクセスルートへの影響の観点からは、以下のように評価する。

女川原子力発電所の第 3 号機サービス建屋に対し、保有水平耐力計算を基に検討をした結果、基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力が保有水平耐力以下であり、基準地震動 S_s に対し本建屋が倒壊せず、アクセスルートへの影響がないことを確認した。

6.3.5 第3号機タービン建屋の耐震性評価

(1) 目的

第3号機タービン建屋に対し、基準地震動S s 7波に対する建屋の耐震性について検討を行い、建屋のアクセスルートへの影響を確認する。

(2) 建屋概要

建屋概要を表 6.3.5-1 に、平面図を図 6.3.5-1、断面図を図 6.3.5-2 に示す。

表 6.3.5-1 建屋概要

構造	鉄筋コンクリート造
階数	地上2階，地下3階
基礎構造	直接基礎
平面形状	97.00m(NS方向)×60.70m(EW方向)
高さ	地上高さ23.20m
竣工日	平成13年6月20日

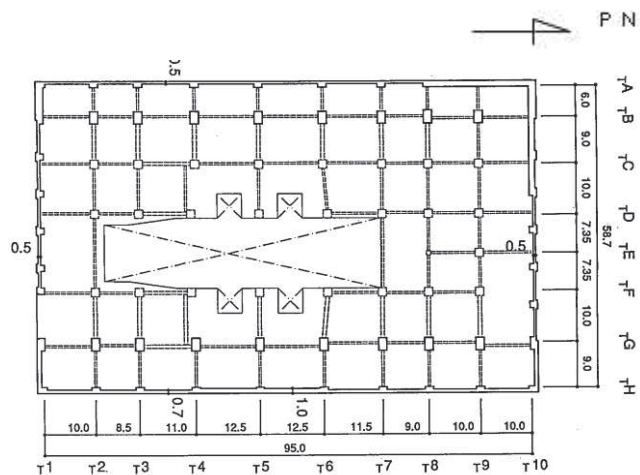


図 6.3.5-1 平面図 (1階)

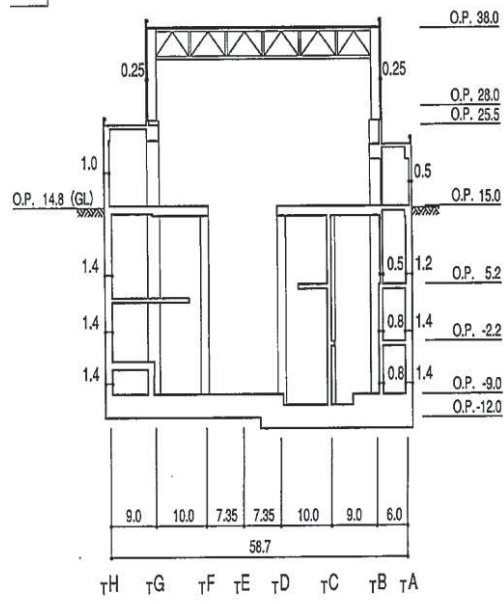


图 6.3.5-2 断面图

(3) 検討内容

a. 検討方針

基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力が保有水平耐力以下であることを確認する。

(a) 基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力 Q_{un}

基準地震動 S_s の加速度応答スペクトルにより建屋の1次固有周期に対応する応答加速度を求めて、標準せん断力係数 (1.0) を割増して計算した必要保有水平耐力とする。算定フローを図 6.3.5-3 に示す。

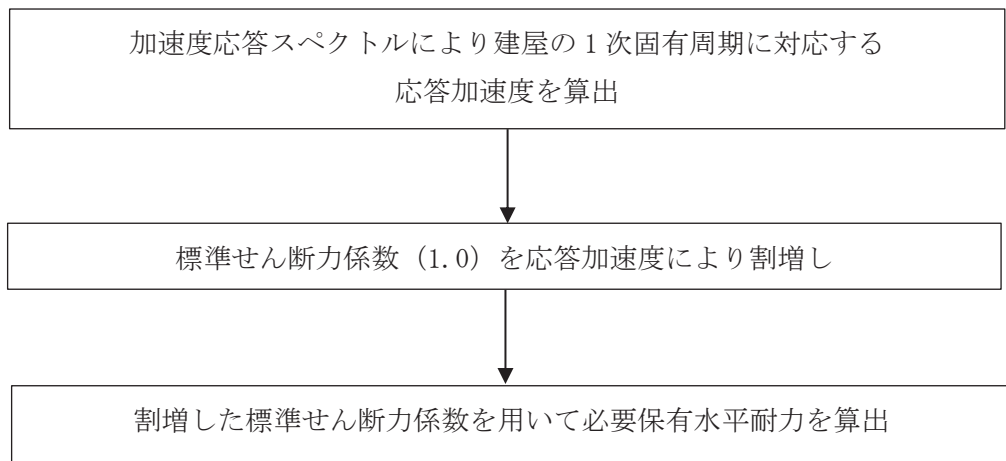


図 6.3.5-3 算定フロー

(b) 保有水平耐力 Q_u

保有水平耐力は、各層の個々の耐震壁の保有水平耐力を加え合わせたものとする。

(c) 検討用地震動

地震応答解析に用いる検討用地震動は、基準地震動 S_s 7 波とする。

- ① 基準地震動 $S_s - D 1$
- ② 基準地震動 $S_s - D 2$
- ③ 基準地震動 $S_s - D 3$
- ④ 基準地震動 $S_s - F 1$
- ⑤ 基準地震動 $S_s - F 2$
- ⑥ 基準地震動 $S_s - F 3$
- ⑦ 基準地震動 $S_s - N 1$

(d) 評価基準値

本建屋の評価基準値を表 6.3.5-2 に示す。

評価基準値は保有水平耐力を基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力で除した値が 1.00 を上回っていることを確認する。

表 6.3.5-2 評価基準値

部位	評価基準値
上部構造	1.00 以上

b. 基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力 Q_{un}

(a) 応答加速度による標準せん断力係数の割増し

基準地震動 S_s 7 波の解放基盤表面における加速度応答スペクトルを図 6.3.5-4 に示す。基礎下岩盤及び設置レベルが解放基盤と差がない（第 3 号機タービン建屋基礎下レベル O.P. -12.0m, 解放基盤レベル O.P. -14.1m）ことから、解放基盤表面における加速度応答スペクトルを採用する。また、減衰定数は鉄筋コンクリート造建屋のため 5% を採用する。

本建屋の 1 次固有周期は NS 方向が 0.228 秒, EW 方向が 0.277 秒である。その周期の応答加速度は, NS 方向が最大 1,573Gal であり, 標準せん断力係数の割増しは 1.60, EW 方向が最大 1,404Gal であり, 標準せん断力係数の割増しは 1.43 となる。割増した標準せん断力係数を用いて算出した, 当該部分に作用する水平地震力を表 6.3.5-3 に示す。なお, 標準せん断力係数割増し前の当該部分に作用する水平地震力は第 3 号機工事計画認可申請書申請時の値を基に屋上ブロック撤去を反映した値を SI 単位に換算する。

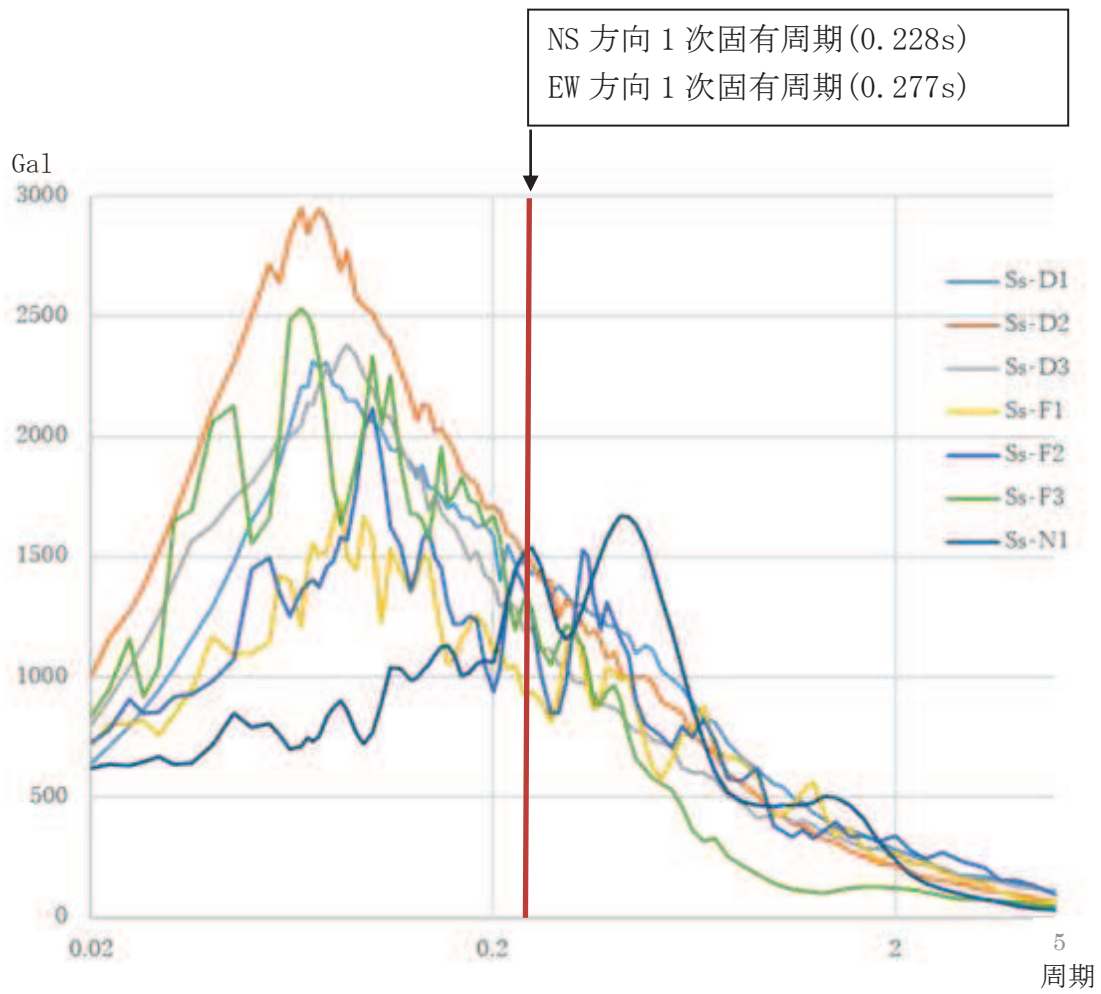


図 6.3.5-4 基準地震動 S s 7 波 加速度応答スペクトル (h=0.05)

表 6.3.5-3 当該部分に作用する水平地震力一覧表

方向	階数	標準せん断力 係数割増し前の 水平地震力 [$\times 10^3$ kN]	標準せん断力 係数割増し値	標準せん断力 係数割増し後の 水平地震力 [$\times 10^3$ kN]
NS 方向	クレーン	122.95	1.60	196.72
	中 2F	161.57		258.51
	1F	319.08		510.53
	地下 1F	591.32		946.10
	地下 2F	786.52		1,258.43
	地下 3F	878.76		1,406.01
EW 方向	クレーン	120.71	1.43	172.62
	中 2F	168.87		241.49
	1F	359.52		514.11
	地下 1F	619.24		885.52
	地下 2F	795.38		1,137.40
	地下 3F	878.76		1,256.62

(b) 基準地震動 S s 時に対応する必要保有水平耐力

基準地震動 S s 時に対応する必要保有水平耐力 (Qun) は以下の計算式による。

$$Qun = D_s \times F_{es} \times Q_{ud}$$

$$Q_{ud} = n \times Z \times C_I \times W_I$$

$$C_I = R_t \times A_i \times C_0$$

Qun : 基準地震動 S s 時に対応する必要保有水平耐力 (t)

Ds : 各層の構造特性係数 (Ds=0.55)

Fes : 各層の形状特性係数 (Fes=1.00)

Qud : 標準せん断力係数の割増しを行い算定した当該部分に作用する
水平地震力 (t)

n : 重要度に応じた係数 (n=1.0)

Z : 地震地域係数 (Z=1.0)

C_I : せん断力係数

W_I : 当該部分が支える重量 (t)

R_t : 振動特性係数 (R_t=0.8)

A_i : せん断力係数の高さ方向の分布係数で、建屋—地盤連成モデル
の固有値を用いたモーダル解析法 (2乗和平方根法) により求める。

C₀ : 割増した標準せん断力係数

各数値は第3号機工事計画認可申請書申請時の値を基に屋上ブロック撤去を反映した値とする。計算結果を表 6.3.5-4 に示す。単位は SI 単位に換算する。

表 6.3.5-4 基準地震動 S s 時に対応する必要保有水平耐力算定表

方向	階数	Ds	Fes	Qud[×10 ³ kN]	Qun[×10 ³ kN]
NS 方向	クレーン	0.55	1.00	196.72	108.20
	中 2F			258.51	142.18
	1F			510.53	280.79
	地下 1F			946.10	520.36
	地下 2F			1,258.43	692.14
	地下 3F			1,406.01	773.31
EW 方向	クレーン	0.55	1.00	172.62	94.94
	中 2F			241.49	132.82
	1F			514.11	282.76
	地下 1F			885.52	487.04
	地下 2F			1,137.40	625.57
	地下 3F			1,256.62	691.14

c. 保有水平耐力の算定

保有水平耐力（ Q_u ）の計算方法は、耐震壁のせん断強度と曲げ強度より求まる曲げ降伏時のせん断力のうち、いずれか小さい方とする。

せん断強度と曲げ降伏時のせん断力は以下の計算式により算出する。

(a) せん断強度

$$Q_{su} = \left[\frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 180)}{\sqrt{\frac{M}{Q \cdot d} + 0.12}} + 2.7 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh} + 0.1 \sigma_o} \right] \times A_e$$

- Q_{su} : せん断強度 (kg)
 $M / (Q \times d)$: せん断スパン比 (0.4 以上の時は 0.4 とする。)
 p_{te} : 等価引張主筋比
 F_c : コンクリートの設計基準強度 (kg/cm²)
 σ_{wh} : 水平せん断補強筋の材料強度 (kg/cm²)
 p_{wh} : 水平せん断補強筋比
 σ_o : 全断面積に対する平均軸方向応力度 (kg/cm²)
 A_e : 耐震壁の有効せん断断面積 (cm²)

(b) 曲げ降伏時のせん断力

$$Q_{mu} = Q \times \frac{M_u}{M}$$

- Q_{mu} : 全塑性モーメント時のせん断力 (kg)
 M_u : 全塑性モーメント (kg・cm)
 Q : 設計用地震力によるせん断力 (kg)
 M : 設計用地震力による曲げモーメント (kg・cm)

各数値は第 3 号機工事計画認可申請書申請時の値を採用する。計算結果を表 6.3.5-5 に示す。単位は SI 単位に換算する。

表 6.3.5-5 保有水平耐力算定表

方向	階数	保有水平耐力 Q_u [$\times 10^3$ kN]
NS 方向	クレーン	190.90
	中 2F	208.97
	1F	615.12
	地下 1F	1,409.63
	地下 2F	1,856.50
	地下 3F	2,168.58
EW 方向	クレーン	141.76
	中 2F	142.23
	1F	378.01
	地下 1F	1,181.57
	地下 2F	1,508.08
	地下 3F	1,597.07

(4) 評価結果

評価結果を表 6.3.5-6 に示す。

NS 方向及び EW 方向すべての階で Q_u/Q_{un} が評価基準値を上回ることから、本建屋は基準地震動 S_s に対して倒壊しないことを確認した。

表 6.3.5-6 評価結果一覧表

方向	階数	基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力 $Q_{un}[\times 10^3\text{kN}]$	保有水平耐力 $Q_u[\times 10^3\text{kN}]$	Q_u/Q_{un}
NS 方向	クレーン	108.20	190.90	1.76
	中 2F	142.18	208.97	<u>1.47</u>
	1F	280.79	615.12	2.19
	地下 1F	520.36	1,409.63	2.71
	地下 2F	692.14	1,856.50	2.68
	地下 3F	773.31	2,168.58	2.80
EW 方向	クレーン	94.94	141.76	1.49
	中 2F	132.82	142.23	<u>1.07</u>
	1F	282.76	378.01	1.34
	地下 1F	487.04	1,181.57	2.43
	地下 2F	625.57	1,508.08	2.41
	地下 3F	691.14	1,597.07	2.31

(注)：下線は各方向の最小値

(5) まとめ

アクセスルートへの影響の観点からは、以下のように評価する。

女川原子力発電所の第 3 号機タービン建屋に対し、保有水平耐力計算を基に検討をした結果、基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力が保有水平耐力以下であり、基準地震動 S_s に対し本建屋が倒壊せず、アクセスルートへの影響がないことを確認した。

6.3.6 事務本館／事務別館の耐震性評価

(1) 目的

事務本館／事務別館に対し、基準地震動S s 7波に対する建屋の耐震性について検討を行い、建屋のアクセスルートへの影響を確認する。

(2) 建屋概要

建屋概要を表 6.3.6-1 に、平面図と立面図を図 6.3.6-1 に示す。各々の建屋は、エキスパンションジョイントにより構造的に分割されている。各建屋は、外付け鉄骨ブレース（一部鉄筋コンクリート壁増打）による耐震補強が行われている。

表 6.3.6-1 建屋概要

建屋名	事務本館	事務別館
構造	RC造	柱SRC造，梁S造
階数	地上4階，塔屋1階	地上4階，塔屋2階
基礎構造	直接基礎	直接基礎
平面形状 (X方向×Y方向)	45.80m×23.20m	39.20m×20.20m
高さ	地上高さ20.80m	地上高さ24.50m
竣工日	昭和57年2月22日 平成元年5月16日（増築部）	平成5年11月11日

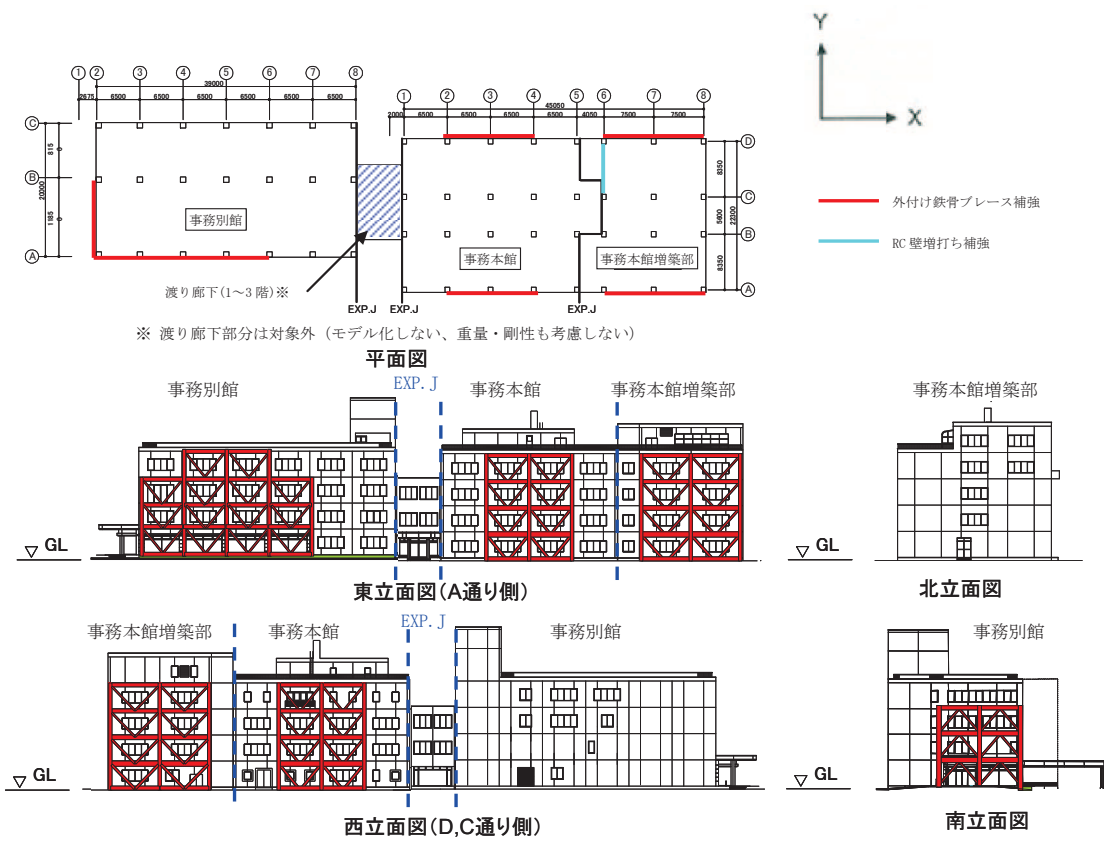


図 6.3.6-1 平面図・立面図

(3) 検討内容

a. 検討方針

耐震壁付き鉄筋コンクリート造ラーメン構造である事務本館，耐震壁付き鉄骨鉄筋コンクリート造ラーメン構造（一部鉄骨造梁）である事務別館について，地震応答解析を実施し，上部構造に対する応答について検討を実施する。

本検討では，事務本館と事務別館をつなぐ渡り廊下部分は検討対象外とする。

地震応答解析に用いる検討用地震動は，基準地震動 S_s7 波とする。

- ① 基準地震動 S_s-D1
- ② 基準地震動 S_s-D2
- ③ 基準地震動 S_s-D3
- ④ 基準地震動 S_s-F1
- ⑤ 基準地震動 S_s-F2
- ⑥ 基準地震動 S_s-F3
- ⑦ 基準地震動 S_s-N1

また，X方向，Y方向とも片面のみ補強を行っており，ねじれの影響が懸念される事務別館を代表として，ねじれの影響について検討を実施する。

本建屋の評価基準値を表 6.3.6-2 に示す。

評価基準値は鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針において，安全限界状態とされる層間変形角値である $1/75$ とする。

表 6.3.6-2 評価基準値

部位	項目	評価基準値
上部構造	層間変形角	$1/75$ 以下

b. 解析モデル
 (a) 初期剛性

解析モデルと初期剛性に関する諸元を図 6.3.6-2～図 6.3.6-4 に示す。

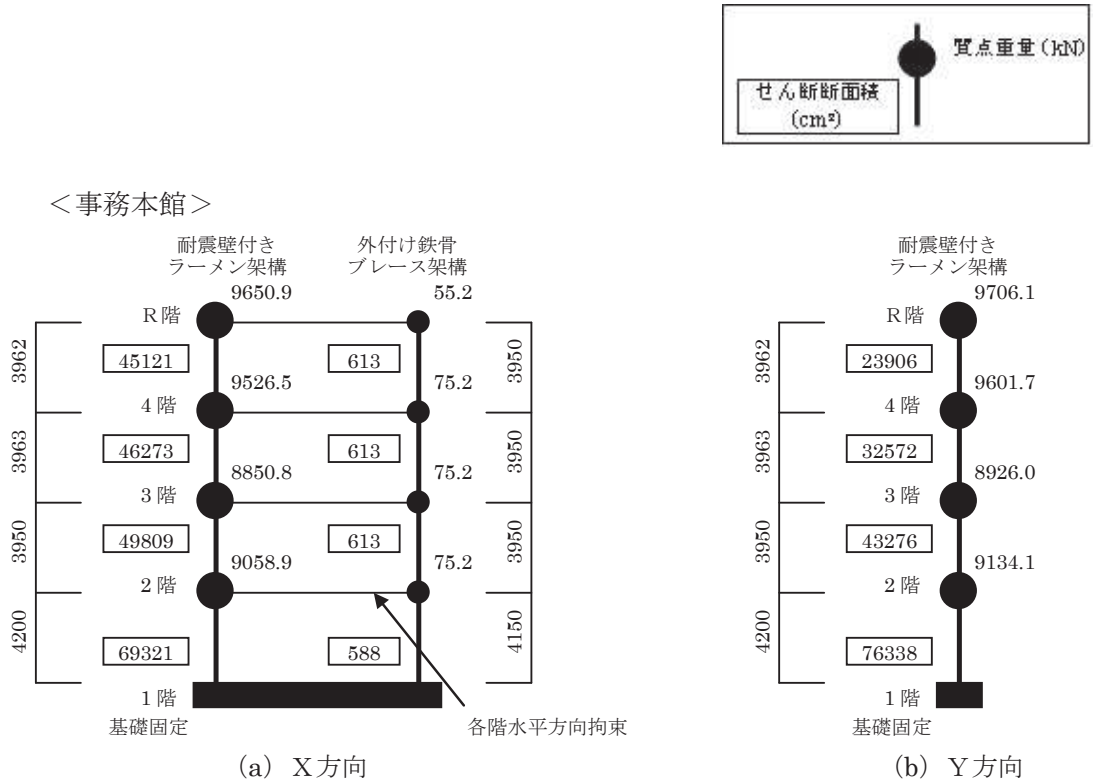


図 6.3.6-2 事務本館 解析モデル諸元

<事務本館増築部>

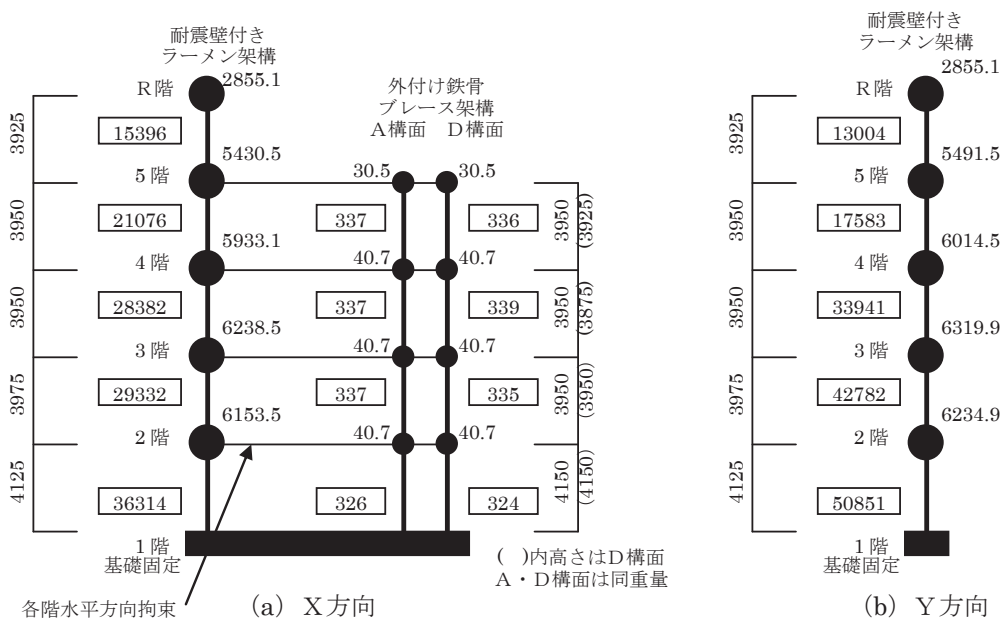


図 6.3.6-3 事務本館増築部 解析モデル諸元

<事務別館>

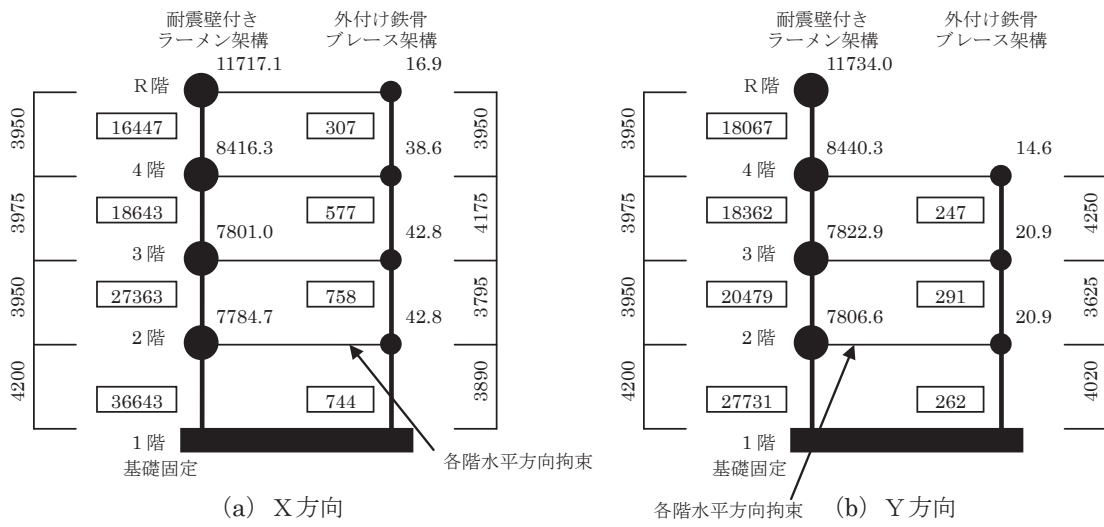


図 6.3.6-4 事務別館 解析モデル諸元

(b) 履歴特性・減衰特性

耐震壁付きラーメン架構の履歴特性は、最大点指向型を仮定する。また、外付け鉄骨ブレース架構の履歴特性は、K型ブレース（梁が弱い場合）のため完全弾塑性型と最大点指向バイリニア型の混合された履歴特性を仮定する。耐震壁付きラーメン架構の履歴特性を図 6.3.6-5 に、外付け鉄骨ブレース架構の履歴特性を図 6.3.6-6 に示す。

建屋の減衰特性はひずみエネルギー比例減衰とし、減衰定数は耐震壁付きラーメン架構を 5%，外付け鉄骨ブレース架構を 2%とする。

イ. 耐震壁付きラーメン架構

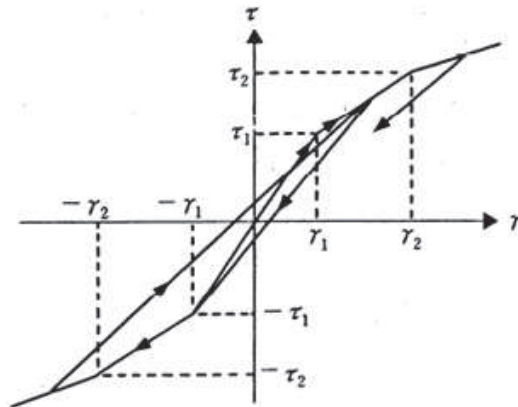


図 6.3.6-5 耐震壁付きラーメン架構の履歴特性（最大点指向型）

ロ. 外付け鉄骨ブレース架構

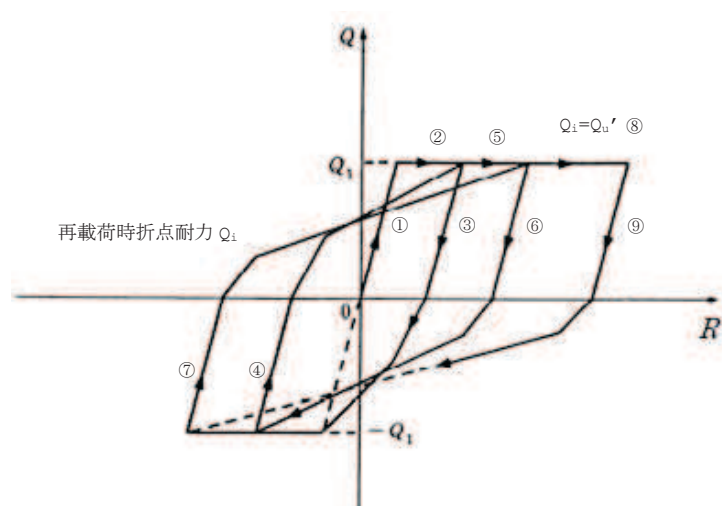


図 6.3.6-6 外付け鉄骨ブレース架構の履歴特性
(完全弾塑性型+最大点指向バイリニア型)

(c) 各階のせん断スケルトンの設定

イ. 耐震壁付きラーメン架構

耐震壁付きラーメン架構（RC造，SRC造，一部S造梁部を含む。）の荷重－変形関係（スケルトン数値表）は，一貫計算プログラム Super Build/SS2-SRC (Ver2.95) による荷重増分解析により算定する。

スケルトンの算定結果として，事務本館を表 6.3.6-3 に，事務本館増築部を表 6.3.6-4 に，事務別館を表 6.3.6-5 に示す。

表 6. 3. 6-3 耐震壁付きラーメン架構のスケルトン数値表（事務本館）

○ X方向

	4階		3階		2階		1階	
	γ	Q(N)	γ	Q(N)	γ	Q(N)	γ	Q(N)
(γ_1, Q_1)	5.048E-05	2264000	8.075E-05	3714000	9.620E-05	4763000	8.095E-05	5578000
(γ_2, Q_2)	2.322E-04	8890000	1.052E-03	14413000	1.354E-03	18161000	1.150E-03	21952000
(γ_3, Q_3)	4.000E-03	30911719	4.000E-03	15154299	4.000E-03	19165562	4.000E-03	22909523

○ Y方向

	4階		3階		2階		1階	
	γ	Q(N)	γ	Q(N)	γ	Q(N)	γ	Q(N)
(γ_1, Q_1)	1.111E-04	2639000	1.337E-04	4330000	1.291E-04	5554000	8.571E-05	6504000
(γ_2, Q_2)	1.239E-03	11713000	1.312E-03	16594000	1.299E-03	22028000	1.300E-03	31703000
(γ_3, Q_3)	4.000E-03	13367702	4.000E-03	19997767	4.000E-03	26082447	4.000E-03	34236486

表 6. 3. 6-4 耐震壁付きラーメン架構のスケルトン数値表（事務本館増築部）

○ X方向

	5階		4階		3階		2階		1階	
	γ	Q(N)	γ	Q(N)	γ	Q(N)	γ	Q(N)	γ	Q(N)
(γ_1, Q_1)	9.172E-05	1333000	9.620E-05	1914000	1.038E-04	2781000	1.258E-04	3483000	1.164E-04	3989000
(γ_2, Q_2)	2.650E-04	3787000	2.608E-04	4146000	1.248E-03	9806000	1.703E-03	11936000	1.617E-03	13720000
(γ_3, Q_3)	4.000E-03	39888420	4.000E-03	16864016	4.000E-03	10393090	4.000E-03	12556124	4.000E-03	14426342

○ Y方向

	5階		4階		3階		2階		1階	
	γ	Q(N)	γ	Q(N)	γ	Q(N)	γ	Q(N)	γ	Q(N)
(γ_1, Q_1)	1.478E-04	1814000	2.354E-04	3908000	1.772E-04	5678000	1.761E-04	7112000	1.697E-04	8146000
(γ_2, Q_2)	5.427E-04	4621000	7.190E-04	7200000	6.152E-04	12451000	5.937E-04	14039000	1.833E-03	22615000
(γ_3, Q_3)	4.000E-03	8919331	4.000E-03	15057795	4.000E-03	22918698	4.000E-03	28875468	4.000E-03	24873585

表 6. 3. 6-5 耐震壁付きラーメン架構のスケルトン数値表（事務別館）

○ X方向

	4階		3階		2階		1階	
	γ	Q(N)	γ	Q(N)	γ	Q(N)	γ	Q(N)
(γ_1, Q_1)	1.823E-04	2908000	1.685E-04	3048000	1.418E-04	3763000	1.214E-04	4316000
(γ_2, Q_2)	1.514E-03	11313000	1.625E-03	11642000	1.625E-03	14546000	1.271E-03	17310000
(γ_3, Q_3)	4.000E-03	14093464	4.000E-03	14468376	4.000E-03	17869809	4.000E-03	20933407

○ Y方向

	4階		3階		2階		1階	
	γ	Q(N)	γ	Q(N)	γ	Q(N)	γ	Q(N)
(γ_1, Q_1)	2.684E-04	4703000	2.767E-04	4929000	3.063E-04	6085000	2.595E-04	6981000
(γ_2, Q_2)	1.587E-03	10176000	1.630E-03	10444000	1.795E-03	12026000	1.714E-03	14687000
(γ_3, Q_3)	4.000E-03	12675499	4.000E-03	12843929	4.000E-03	14650274	4.000E-03	17238955

ロ. 外付け鉄骨ブレース架構

外付け鉄骨ブレース架構の復元力特性は、JEAG4601-1991 追補版「4.3 鉄骨架構の復元力特性の評価法」に基づき設定する。

本建屋の外付け鉄骨ブレース架構は、K型ブレースであり、「b. 梁が弱い場合」として復元力特性を設定する。

全体のスケルトンカーブ、完全弾塑性型と最大点指向型のスケルトン分離は、JEAG4601-1991 追補版「4.3 鉄骨架構の復元力特性の評価法」に基づき設定する。

スケルトンの算定結果として、事務本館を表 6.3.6-6 に、事務本館増築部を表 6.3.6-7 に、事務別館を表 6.3.6-8 に示す。

表 6.3.6-6 外付け鉄骨ブレース架構のスケルトン数値表（事務本館）

○ X方向

	4階		3階		2階		1階	
	γ	Q(N)	γ	Q(N)	γ	Q(N)	γ	Q(N)
(γ_1, Q_1)	1.708E-03	8272000	1.708E-03	8272000	1.708E-03	8272000	1.692E-03	7858000
(γ_2, Q_2)	4.000E-03	287101226812	4.000E-03	287101226812	4.000E-03	287101226812	4.000E-03	246798461211

表 6.3.6-7 外付け鉄骨ブレース架構のスケルトン数値表（事務本館増築部）

○ X方向(A構面)

	4階		3階		2階		1階	
	γ	Q(N)	γ	Q(N)	γ	Q(N)	γ	Q(N)
(γ_1, Q_1)	1.572E-03	4186000	1.572E-03	4186000	1.572E-03	4186000	1.548E-03	3987000
(γ_2, Q_2)	4.000E-03	114330157674	4.000E-03	114330157674	4.000E-03	114330157674	4.000E-03	98127850049

○ X方向(D構面)

	4階		3階		2階		1階	
	γ	Q(N)	γ	Q(N)	γ	Q(N)	γ	Q(N)
(γ_1, Q_1)	1.586E-03	4211000	1.593E-03	4266000	1.581E-03	4184000	1.557E-03	3985000
(γ_2, Q_2)	4.000E-03	118803969679	4.000E-03	123769146195	4.000E-03	116368327045	4.000E-03	100071944549

表 6.3.6-8 外付け鉄骨ブレース架構のスケルトン数値表（事務別館）

○ X方向

	4階		3階		2階		1階	
	γ	Q(N)	γ	Q(N)	γ	Q(N)	γ	Q(N)
(γ_1, Q_1)	1.705E-03	4136000	1.653E-03	7537000	1.744E-03	10444000	1.735E-03	10200000
(γ_2, Q_2)	4.000E-03	143582103075	4.000E-03	198271853910	4.000E-03	509754169583	4.000E-03	473363011097

○ Y方向

	3階		2階		1階	
	γ	Q(N)	γ	Q(N)	γ	Q(N)
(γ_1, Q_1)	1.904E-03	3715000	1.914E-03	4399000	1.906E-03	3946000
(γ_2, Q_2)	4.000E-03	141604591749	4.000E-03	228393647608	4.000E-03	168170055847

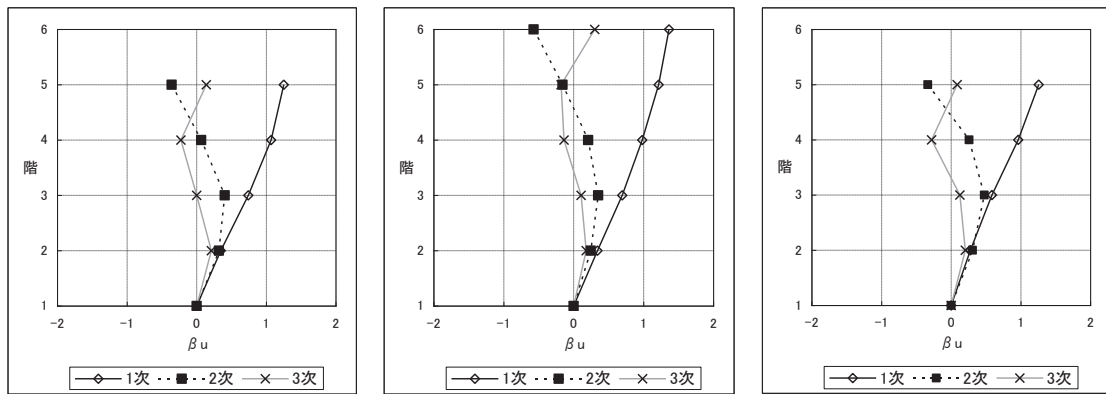
c. 固有値解析結果

X方向の固有周期と刺激係数を表 6.3.6-9 に示し、モード図を図 6.3.6-7 に示す。また、Y方向の固有周期と刺激係数を表 6.3.6-10 に示し、モード図を図 6.3.6-8 に示す。

表 6.3.6-9 固有周期 (X方向)

次数	事務本館		事務本館増築部		事務別館	
	固有周期 (S)	刺激係数 [※]	固有周期 (S)	刺激係数 [※]	固有周期 (S)	刺激係数 [※]
1	0.146	1.252	0.169	1.364	0.208	1.257
2	0.051	0.404	0.066	0.571	0.076	0.475
3	0.034	0.226	0.044	0.301	0.049	0.281

※ 最大値を1で基準化した各次固有モードに対する刺激係数として求め絶対値を示す。



(a) 事務本館

(b) 事務本館増築部

(c) 事務別館

図 6.3.6-7 モード図 (X方向)

表 6.3.6-10 固有周期 (Y方向)

次数	事務本館		事務本館増築部		事務別館	
	固有周期 (S)	刺激係数 [※]	固有周期 (S)	刺激係数 [※]	固有周期 (S)	刺激係数 [※]
1	0.167	1.302	0.164	1.444	0.238	1.235
2	0.064	0.440	0.071	0.646	0.083	0.435
3	0.043	0.313	0.046	0.292	0.053	0.258

※ 最大値を1で基準化した各次固有モードに対する刺激係数として求め絶対値を示す。

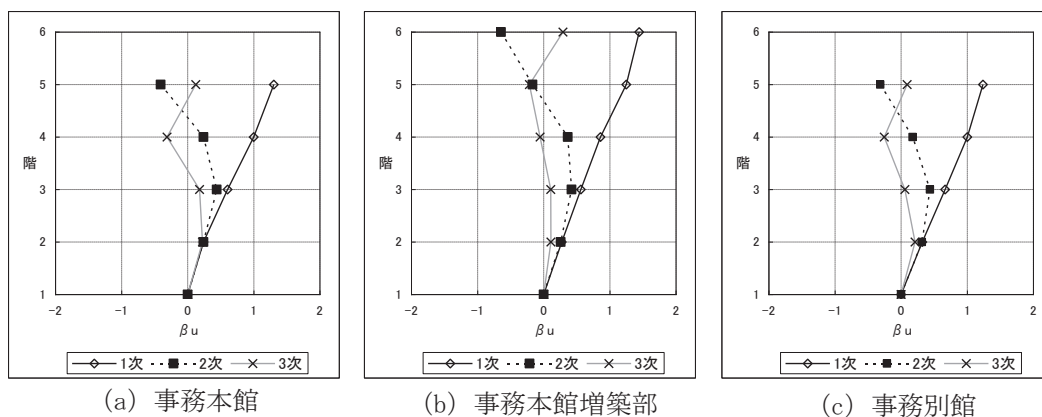


図 6.3.6-8 モード図 (Y方向)

d. 検討用地震動

検討用の地震動は基準地震動 $S_s - D1$, 基準地震動 $S_s - D2$, 基準地震動 $S_s - D3$, 基準地震動 $S_s - F1$, 基準地震動 $S_s - F2$, 基準地震動 $S_s - F3$ 及び基準地震動 $S_s - N1$ の7波とする。

事務本館／事務別館基礎下岩盤と解放基盤下岩盤は同等の岩盤であることから，解放基盤表面における加速度応答スペクトルを採用する。事務本館／事務別館配置図及び地質断面比較図を図 6.3.6-9 に示す。基準地震動 $S_s 7$ 波の解放基盤表面における加速度応答スペクトルを図 6.3.6-10 に示す。また，減衰定数は耐震壁付きラーメン架構を 5%，外付け鉄骨ブレース架構を 2% とする。

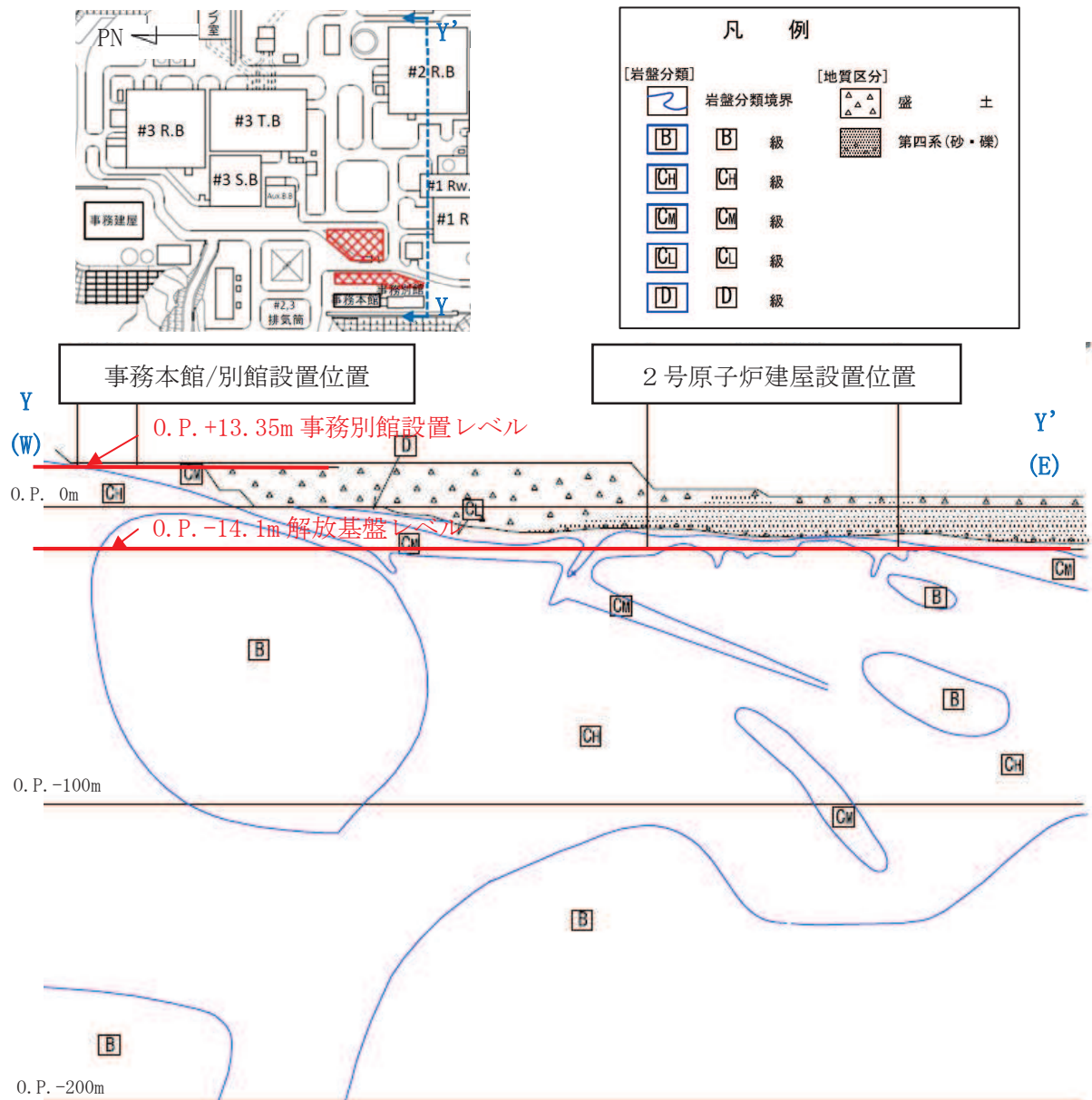


図 6.3.6-9 事務本館／事務別館配置図及び地質断面比較図

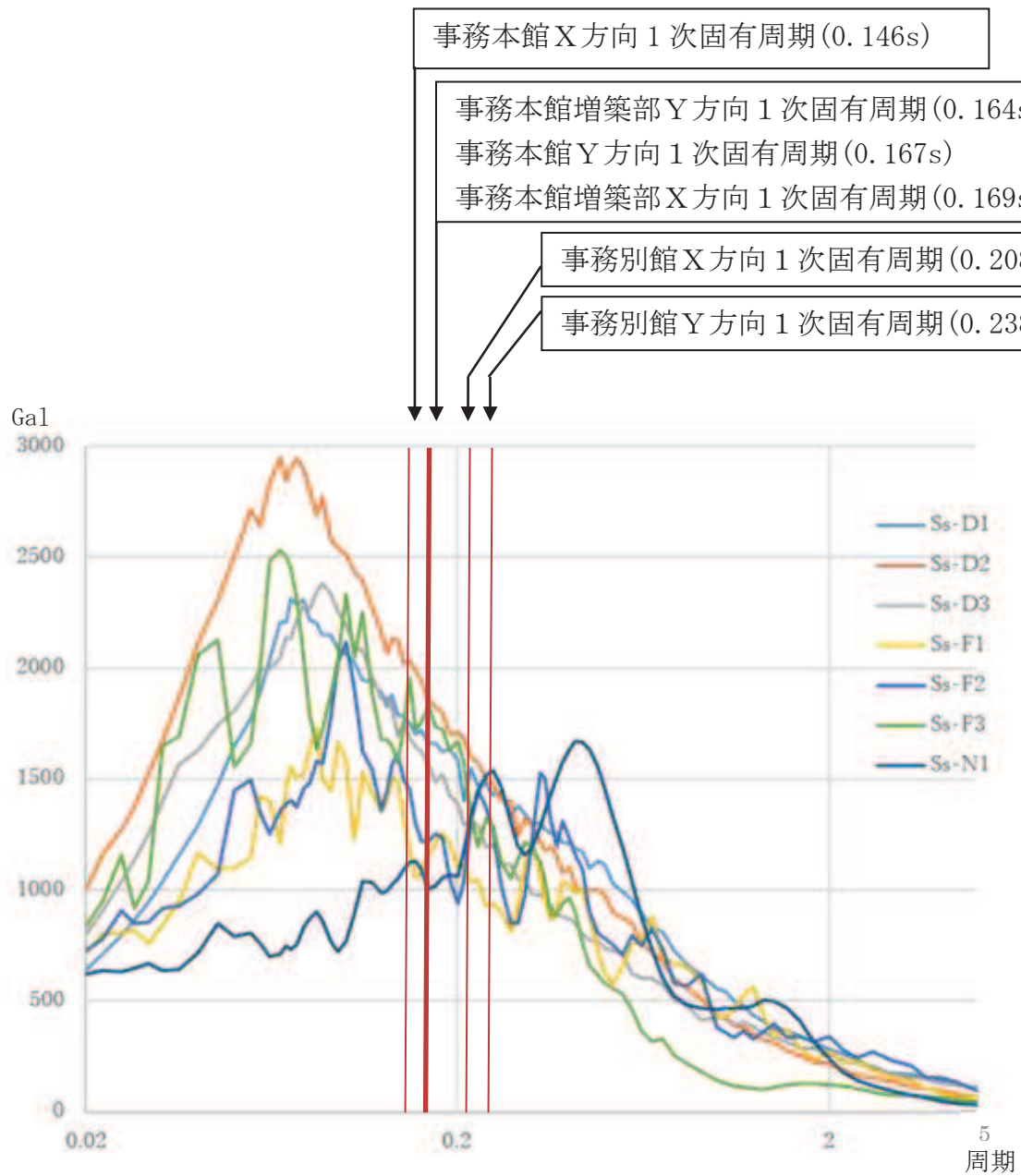


図 6.3.6-10 基準地震動 S s 7 波 加速度応答スペクトル (h=0.05)

e. 地震応答解析結果

各建屋の地震応答解析結果を表 6.3.6-11～表 6.3.6-13 に示す。

表 6.3.6-11 事務本館地震応答解析結果一覧表

○ X方向

地震動		S s - D 1	S s - D 2	S s - D 3	S s - F 1	S s - F 2	S s - F 3	S s - N 1
最大応答 層間変形 角	RF	1/2981	1/2278	1/3121	1/4258	1/3028	1/4873	1/3554
	3F	1/726	1/614	1/840	1/990	1/793	1/1118	1/822
	2F	1/423	1/472	1/659	1/810	1/598	1/729	1/533
	1F	1/398	1/465	1/652	1/873	1/670	1/638	<u>1/309</u>

○ Y方向

地震動		S s - D 1	S s - D 2	S s - D 3	S s - F 1	S s - F 2	S s - F 3	S s - N 1
最大応答 層間変形 角	RF	1/593	1/639	1/608	1/883	1/846	1/810	1/832
	3F	<u>1/263</u>	1/329	1/456	1/719	1/707	1/527	1/371
	2F	1/418	1/402	1/750	1/849	1/814	1/493	1/290
	1F	1/904	1/835	1/997	1/1147	1/1028	1/868	1/697

(注)：下線は各方向の最大層間変形角

表 6.3.6-12 事務本館増築部地震応答解析結果一覧表

○ X方向

地震動		S s - D 1	S s - D 2	S s - D 3	S s - F 1	S s - F 2	S s - F 3	S s - N 1
最大応答 層間変形 角	RF	1/3185	1/3011	1/3620	1/4252	1/3638	1/3563	1/3387
	4F	1/998	1/1105	1/1276	1/1487	1/1197	1/1260	1/1175
	3F	1/657	1/774	1/858	1/997	1/875	1/925	1/798
	2F	1/388	1/518	1/614	1/773	1/709	1/623	1/530
	1F	1/334	1/372	1/613	1/743	1/703	1/466	<u>1/244</u>

○ Y方向

地震動		S s - D 1	S s - D 2	S s - D 3	S s - F 1	S s - F 2	S s - F 3	S s - N 1
最大応答 層間変形 角	RF	1/1960	1/2076	1/1861	1/2627	1/2422	1/2142	1/3511
	4F	<u>1/383</u>	1/523	1/447	1/847	1/688	1/724	1/1061
	3F	1/488	1/777	1/957	1/1674	1/1177	1/1874	1/1045
	2F	1/465	1/603	1/842	1/1081	1/752	1/1642	1/546
	1F	1/494	1/548	1/704	1/755	1/613	1/812	1/527

(注)：下線は各方向の最大層間変形角

表 6.3.6-13 事務別館地震応答解析結果一覧表

○ X方向

地震動		S s - D 1	S s - D 2	S s - D 3	S s - F 1	S s - F 2	S s - F 3	S s - N 1
最大応答 層間変形 角	RF	1/611	1/576	1/737	1/900	1/837	1/787	1/729
	3F	<u>1/270</u>	1/345	1/585	1/652	1/619	1/595	1/378
	2F	1/452	1/485	1/614	1/681	1/680	1/602	1/507
	1F	1/495	1/469	1/584	1/733	1/702	1/504	1/346

○ Y方向

地震動		S s - D 1	S s - D 2	S s - D 3	S s - F 1	S s - F 2	S s - F 3	S s - N 1
最大応答 層間変形 角	RF	1/545	1/567	1/482	1/578	1/516	1/466	1/568
	3F	1/354	1/411	1/456	1/426	1/412	1/389	1/370
	2F	1/258	1/266	1/371	1/346	1/268	1/351	1/209
	1F	1/310	1/302	1/463	1/386	1/225	1/423	<u>1/162</u>

(注) : 下線は各方向の最大層間変形角

(4) まとめ

各建屋の最大応答層間変形角をまとめて表 6.3.6-14 及び表 6.3.6-15 に示す。

アクセスルート及び保管エリアへの影響の観点からは、以下のように評価する。

鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針において、安全限界状態とされる層間変形角は 1/75 である。各建屋の最大応答層間変形角はこの 1/75 を大幅に下回っており、建屋は倒壊しない。以上のことから、アクセスルート及び保管エリアへの影響はないことを確認した。

表 6.3.6-14 事務本館及び増築部最大応答層間変形角

○ X方向

部位	項目	最大応答値	評価基準値
上部構造	最大応答層間変形角	1/244 (S s - N 1, 1F 増築部)	1/75

○ Y方向

部位	項目	最大応答値	評価基準値
上部構造	最大応答層間変形角	1/263 (S s - D 1, 3F)	1/75

表 6.3.6-15 事務別館最大応答層間変形角

○ X方向

部位	項目	最大応答値	評価基準値
上部構造	最大応答層間変形角	1/270 (S s - D 1, 3F)	1/75

○ Y方向

部位	項目	最大応答値	評価基準値
上部構造	最大応答層間変形角	1/162 (S s - N 1, 1F)	1/75

(5) ねじれの検討

X, Y方向とも片面のみ補強を行い、ねじれの影響が懸念される事務別館について、ねじれの影響を検討する。

a. 検討方針

ねじれ応答の影響を詳細に確認するため、立体フレームモデルによる地震応答解析を行い、ねじれの影響を評価する。

図 6.3.6-11 に示す検討フローで建物の立体地震応答解析モデルを作成し、地震時の各フレームの層間変形角を評価し、偏心によるねじれの影響を検討する。

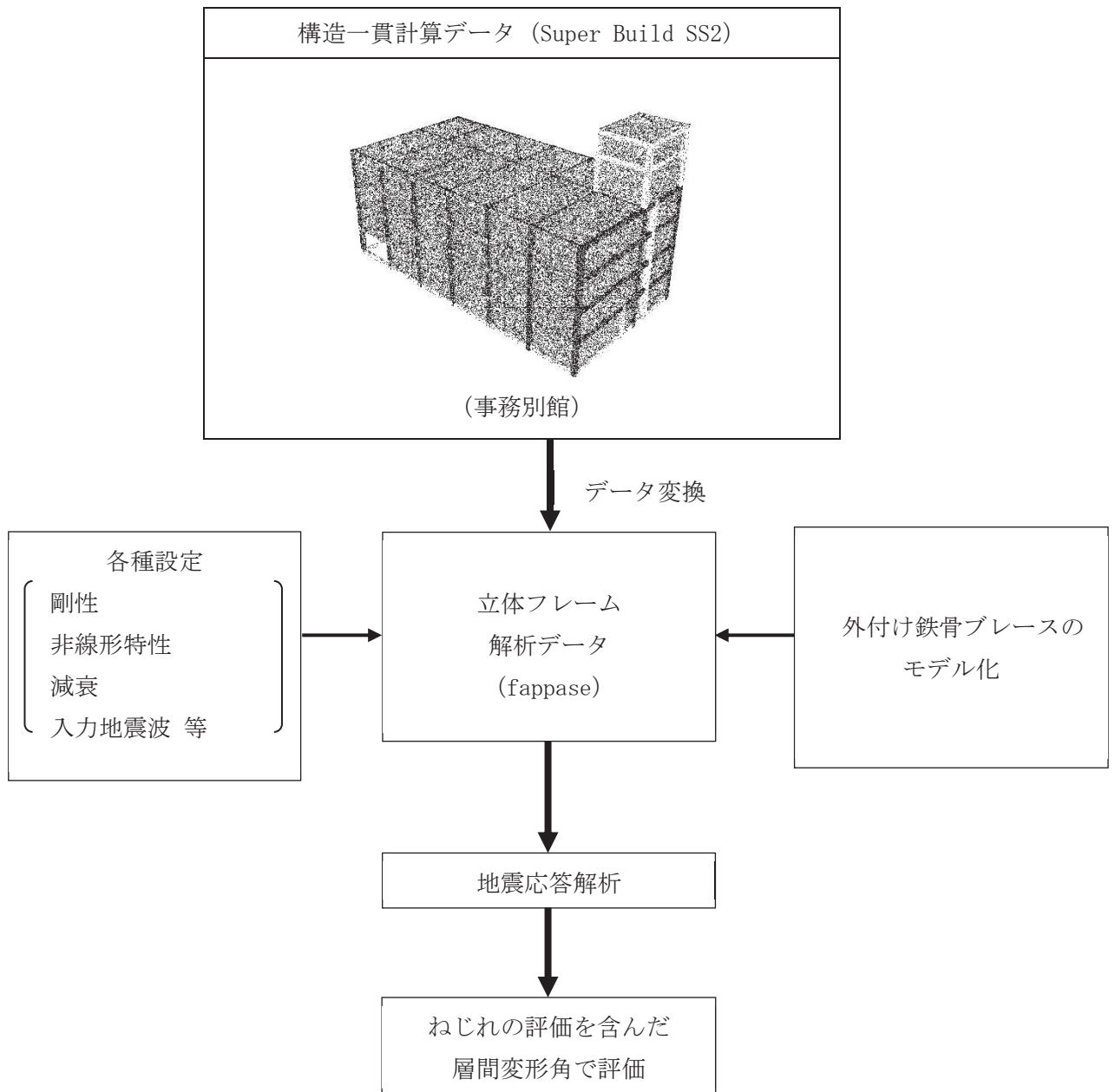


図 6.3.6-11 検討フロー

b. 解析モデル

(a) 節点座標

平面座標は柱芯位置に設け、立面座標は質点系モデル（図 6.3.6-4 参照）に合わせて設定する。

なお、事務別館の塔屋のモデル化は行わず、重量のみ R 階に考慮する。

(b) 材料定数

コンクリートの材料強度は、 $F_c=26\text{N/mm}^2$ である。コンクリート、鉄骨の材料定数は表 6.3.6-16 による。

表 6.3.6-16 材料定数

項目	コンクリート	鉄骨
ヤング係数 $E(\text{N/mm}^2)$	2.328×10^4	2.05×10^5
せん断弾性係数 $G(\text{N/mm}^2)$	9.70×10^3	7.9×10^4
ポアソン比	0.2	0.3

(c) 部材要素

部材要素の設定方法を図 6.3.6-12 に示す。

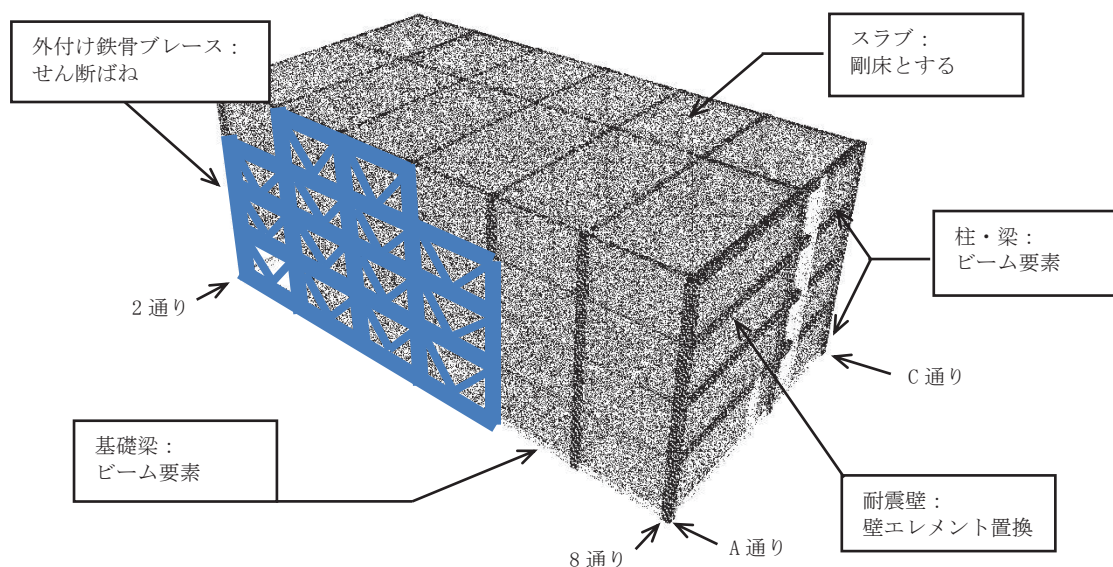


図 6.3.6-12 部材要素の設定

イ. 柱, 梁, 基礎梁

曲げ, せん断, 軸剛性及びねじれ剛性をもつビーム要素でモデル化を行う。

部材剛性 (軸断面積, 断面 2 次モーメント) は, RC 部材はコンクリート及び鉄筋を考慮し, SRC 部材はコンクリート, 鉄筋及び鉄骨を考慮する。

ロ. 耐震壁

耐震壁は, 壁エレメント置換とし, 図 6.3.6-13 に示す。

- i. 壁 柱 : 曲げ, せん断及び軸剛性をもつビーム要素とする。
- ii. 付帯柱 : 上記, 柱及び梁の項目で設定した柱部材に対して, 柱頭及び柱脚をピン接合とする。
- iii. 付帯梁 : 上記, 柱及び梁の項目で設定した梁部材に対して, 曲げ, せん断及び軸剛性増大率を 100 倍とする。
- iv. 剛 域 : 両端ピンとした十分に剛なビーム要素とする。

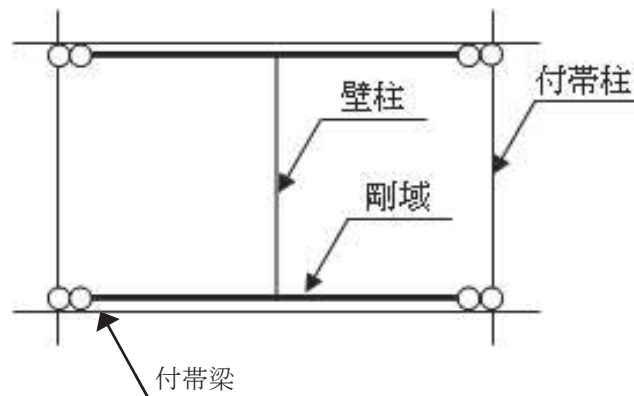


図 6.3.6-13 耐震壁のエレメント置換

ハ. スラブ

要素としてのモデル化は行わず, 各階剛床仮定 (面内方向に剛) とする。

二. 外付け鉄骨ブレース

質点系モデル（図 6.3.6-4 参照）で用いている外付け鉄骨ブレースの等価せん断剛性を，せん断ばねとしてモデル化する。

モデル化イメージを図 6.3.6-14 に示し，外付け鉄骨ブレースの非線形特性の設定を表 6.3.6-17 に示す。

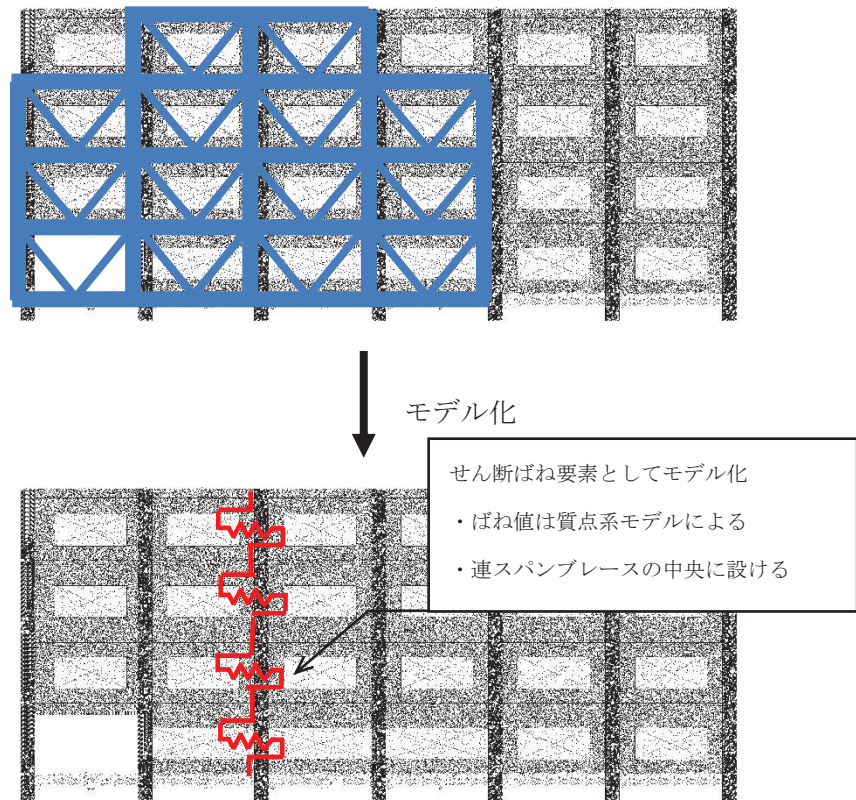


図 6.3.6-14 外付け鉄骨ブレースのモデル化

表 6.3.6-17 外付け鉄骨ブレースの非線形特性の設定

完全弾塑性型スケルトン

通り	階	$\beta 2$	Q_{p1} (kN)	K_{p1} (kN/m)
A通り	4階	0.347	1435	212832
	3階	0.263	1982	287033
	2階	0.488	5097	770277
	1階	0.464	4733	700736
2通り	3階	0.381	1415	174922
	2階	0.519	2283	328606
	1階	0.426	1681	219652

最大点指向バイリニア型スケルトン

通り	階	$(1-\beta 2)$	Q_{M1} (kN)	K_{M1} (kN/m)
A通り	4階	0.653	2701	400517
	3階	0.737	5555	804346
	2階	0.512	5347	808160
	1階	0.536	5467	809471
2通り	3階	0.619	2300	284192
	2階	0.481	2116	304546
	1階	0.574	2265	295963

$\beta 2$: 分配率

Q_{p1}, K_{p1} : 完全弾塑性型スケルトンカーブの折点

Q_{M1}, K_{M1} : 最大点指向バイリニア型スケルトンカーブの折点

(d) 部材の非線形特性

部材の非線形特性は、表 6.3.6-18 による。

表 6.3.6-18 部材の非線形特性

	曲げ	せん断	軸	備考
柱	<ul style="list-style-type: none"> ・トリニア*² ①ひび割れ耐力 (Mc) ②終局耐力 (Mu) 	弾性	弾性	長期軸力に対して曲げ耐力を設定
梁	<ul style="list-style-type: none"> ・トリニア (RC/SRC) *² ①ひび割れ耐力 (Mc) ②終局耐力 (Mu) ・バイリニア (S) *³ ①終局耐力 (Mu) 	弾性	弾性	—
壁 (壁柱)	<ul style="list-style-type: none"> ・壁脚部トリニア*² (耐特委ループ) ①ひび割れ耐力 (Mc) ②終局耐力 (Mu) 	トリリニア* ⁴ (最大点指向ループ) ①ひび割れ耐力 (Qc) ②終局耐力 (Qu)	<ul style="list-style-type: none"> ・非対称バイリニア*² ①終局耐力 (Nuc, Nut) 	—
壁付 帯柱	弾性	弾性	<ul style="list-style-type: none"> ・非対称バイリニア*² ①終局耐力 (Nuc, Nut) 	—
壁付 帯梁	弾性	弾性	弾性	—
外付け 鉄骨 ブレース	—	完全弾塑性型 + 最大点指向 バイリニア	—	質点系モデル _外付け鉄骨 ブレース架構 _参照

(表中の○内の数値は各折れ点位置を示す。)

*1 壁柱の曲げ非線形特性は①ひび割れ耐力>②終局耐力の場合はバイリニアとする。

*2 終局耐力後の剛性低下率は初期剛性に対して 1/1000 とする。

*3 S 梁の終局耐力後の剛性低下率は、ほかの部材に合わせて 1/1000 とする。

*4 壁は通常、最大耐力である終局耐力以降は負勾配になるが、終局耐力後の剛性低下率は初期剛性に対して 1/1000 とする。

(e) 境界条件
基礎下をピン支持とする。

(f) 重量
重量は質点系モデルの値を層ごとに用いる。なお、既存建屋と外付け鉄骨ブレース架構の重量は層ごとに合算する。

剛床設定時の重心位置は、柱梁交差部の各節点重量を基に算出する。
外付け鉄骨ブレース架構と柱梁交差部の重量位置を図 6.3.6-15 に示す。

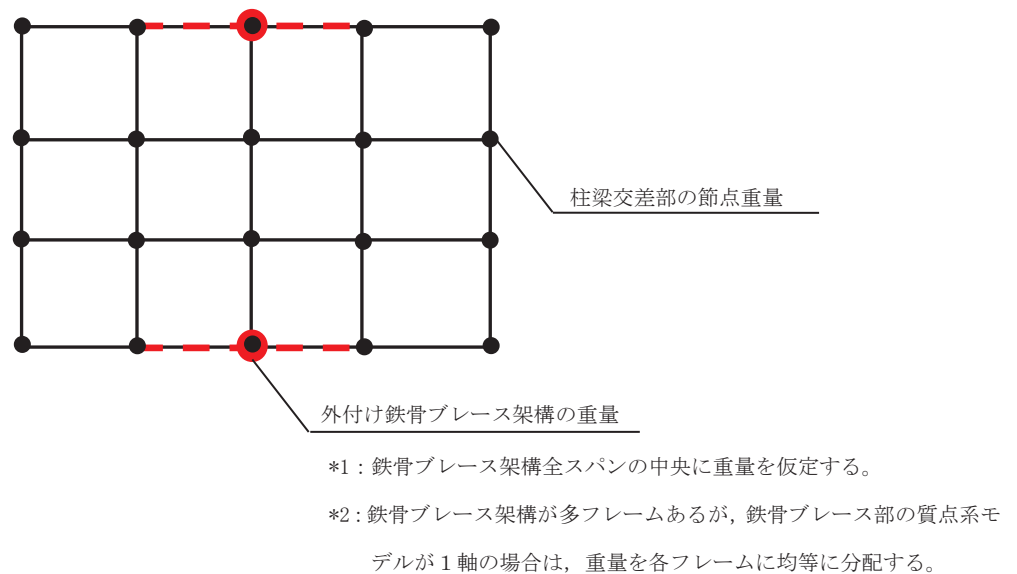


図 6.3.6-15 重量位置

Z 軸（鉛直方向軸）まわりの回転慣性モーメントを考慮する。
層の回転慣性モーメントは、各節点で下式により算定し、その合計値とする。
(層の回転慣性モーメント) = $\sum \{ (\text{節点重量}) \times (\text{重心から節点までの距離})^2 \}$
各階の重量、重心位置及び回転慣性モーメントを表 6.3.6-19 に示す。

表 6.3.6-19 各階の重量、重心位置、回転慣性モーメント

階	重量 (kN)	重心位置 (m) ^{**}		回転慣性モーメント (kNm ²)	
		X方向	Y方向	X方向	Y方向
PH2, PH1, R	11734.0	22.990	11.847	1917777.3	549011.1
4	8454.9	21.058	10.270	1403005.1	458839.6
3	7843.8	19.246	10.728	1287179.9	427429.6
2	7827.5	20.087	10.951	1274660.8	423827.8

* 重心の原点位置は X 方向 : ②通り, Y 方向 : ①通り

(g) 減衰特性
建屋の減衰特性はひずみエネルギー比例減衰とし、減衰定数は耐震壁付きラーメン架構を 5%、外付け鉄骨ブレース架構を 2%とする。

c. 固有値解析結果

本モデルによる固有値解析結果を表 6.3.6-20 に示し、モード図を図 6.3.6-16～図 6.3.6-18 に示す。

表 6.3.6-20 固有周期

次数	固有周期 (s)	刺激係数*		備考
		X 方向	Y 方向	
1	0.222	0.458	0.764	Y 方向 1 次
2	0.205	0.600	0.521	X 方向 1 次
3	0.140	0.383	0.045	ねじれ 1 次

*最大値を 1 で基準化した各次固有モードに対する刺激係数として求め絶対値を示す。

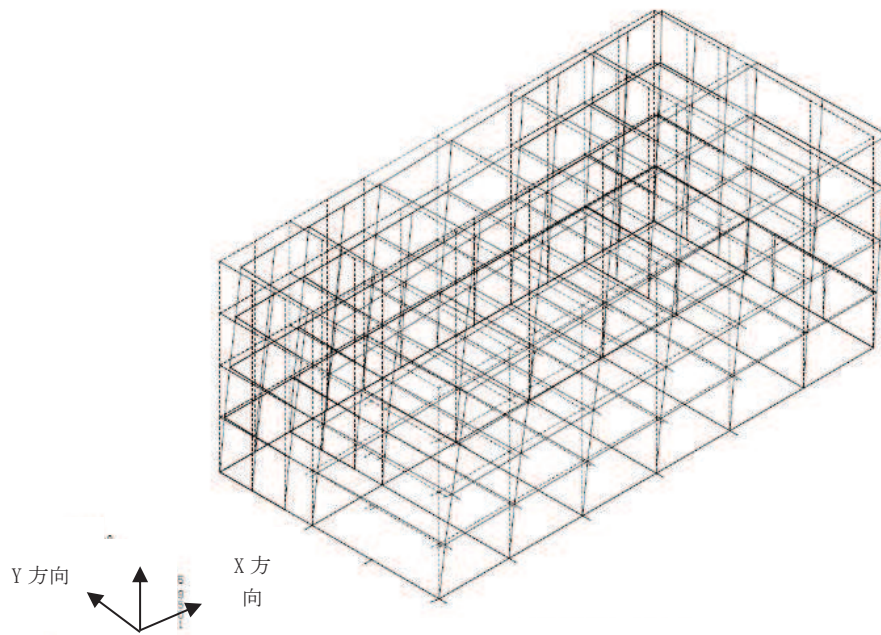


図 6-16 モード図(1 次)

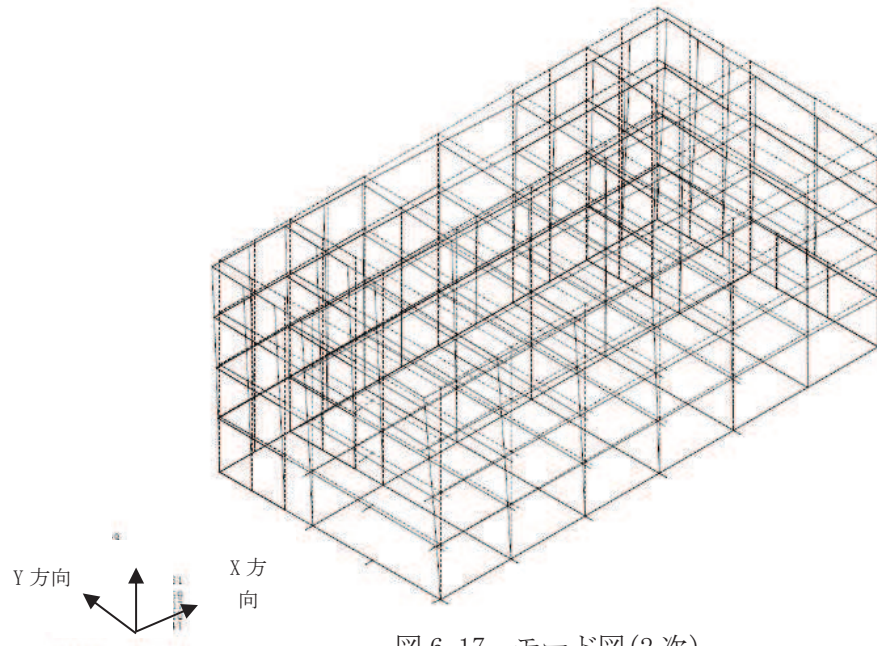


図 6-17 モード図(2次)

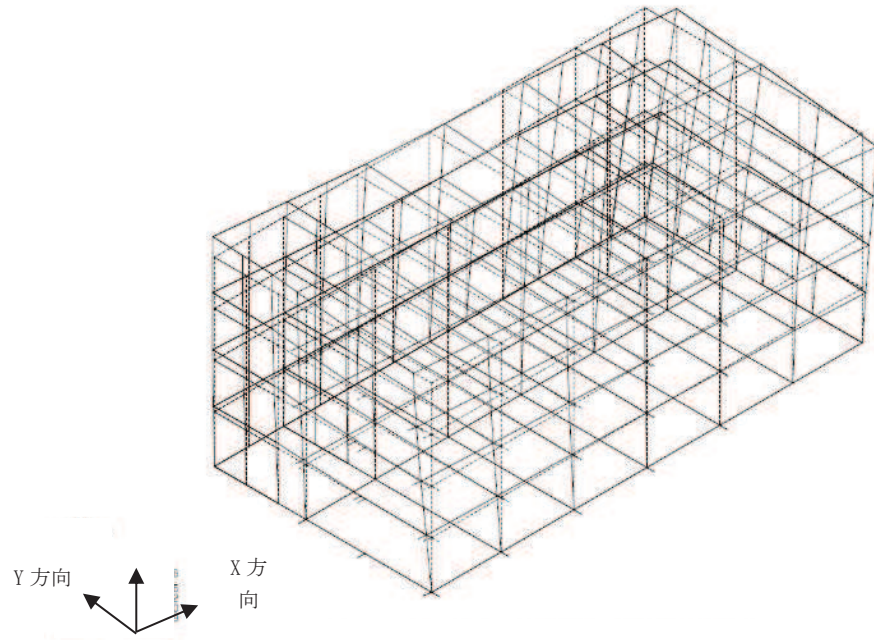


図 6-18 モード図(3次)

d. 検討用地震動

検討用の地震動は基準地震動 $S_s - D1$, 基準地震動 $S_s - D2$, 基準地震動 $S_s - D3$, 基準地震動 $S_s - F1$, 基準地震動 $S_s - F2$, 基準地震動 $S_s - F3$ 及び基準地震動 $S_s - N1$ の7波とする。

事務別館基礎下岩盤と解放基盤下岩盤は同等の岩盤であることから、解放基盤表面における加速度応答スペクトルを採用する。事務別館配置図及び地質断面比較図を図6.3.6-19に示す。基準地震動 S_s7 波の解放基盤表面における加速度応答スペクトルを図6.3.6-20図に示す。また、減衰定数は耐震壁付きラーメン架構を5%、外付け鉄骨ブレース架構を2%とする。

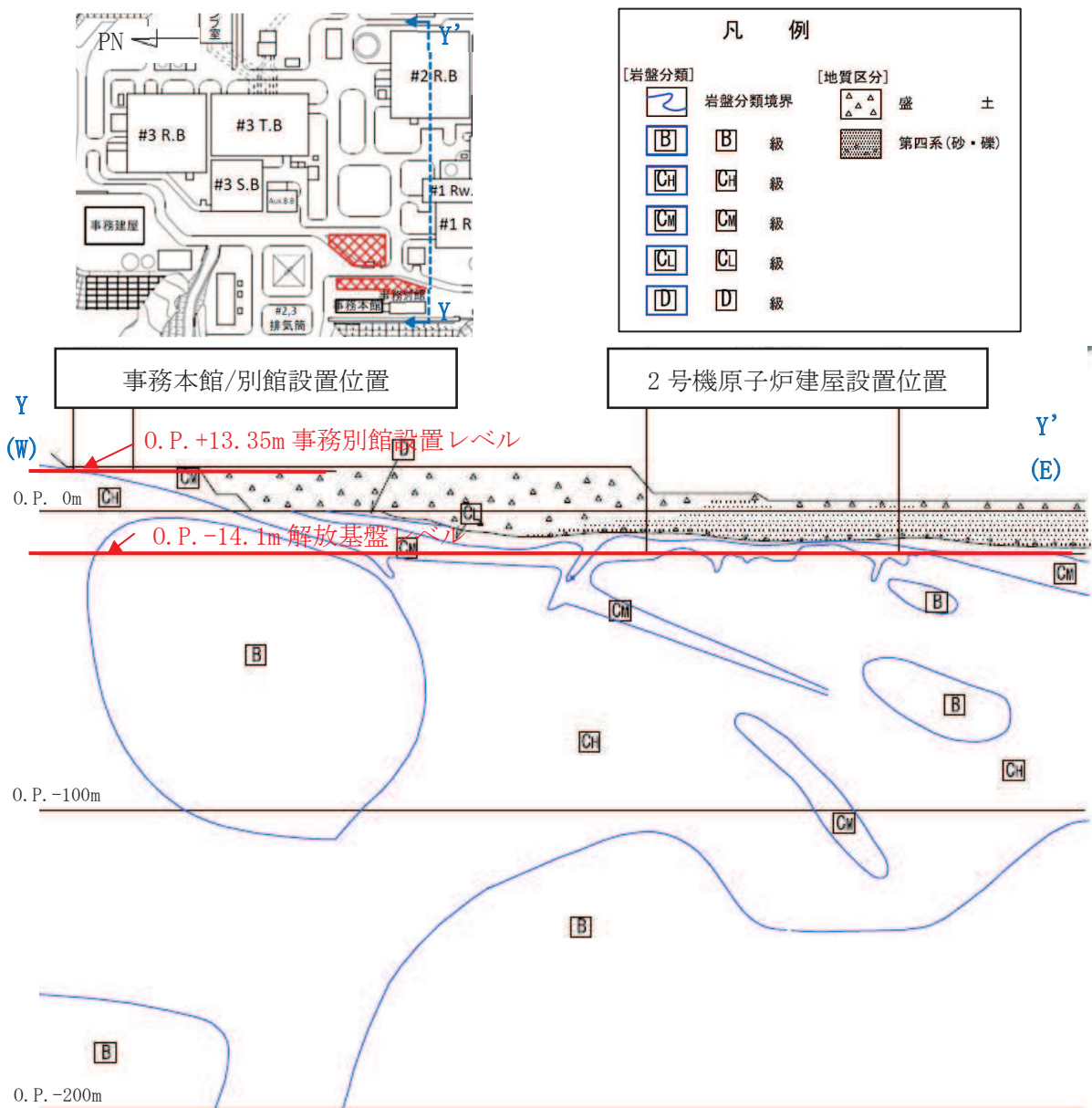


図 6.3.6-19 事務別館配置図及び地質断面比較図

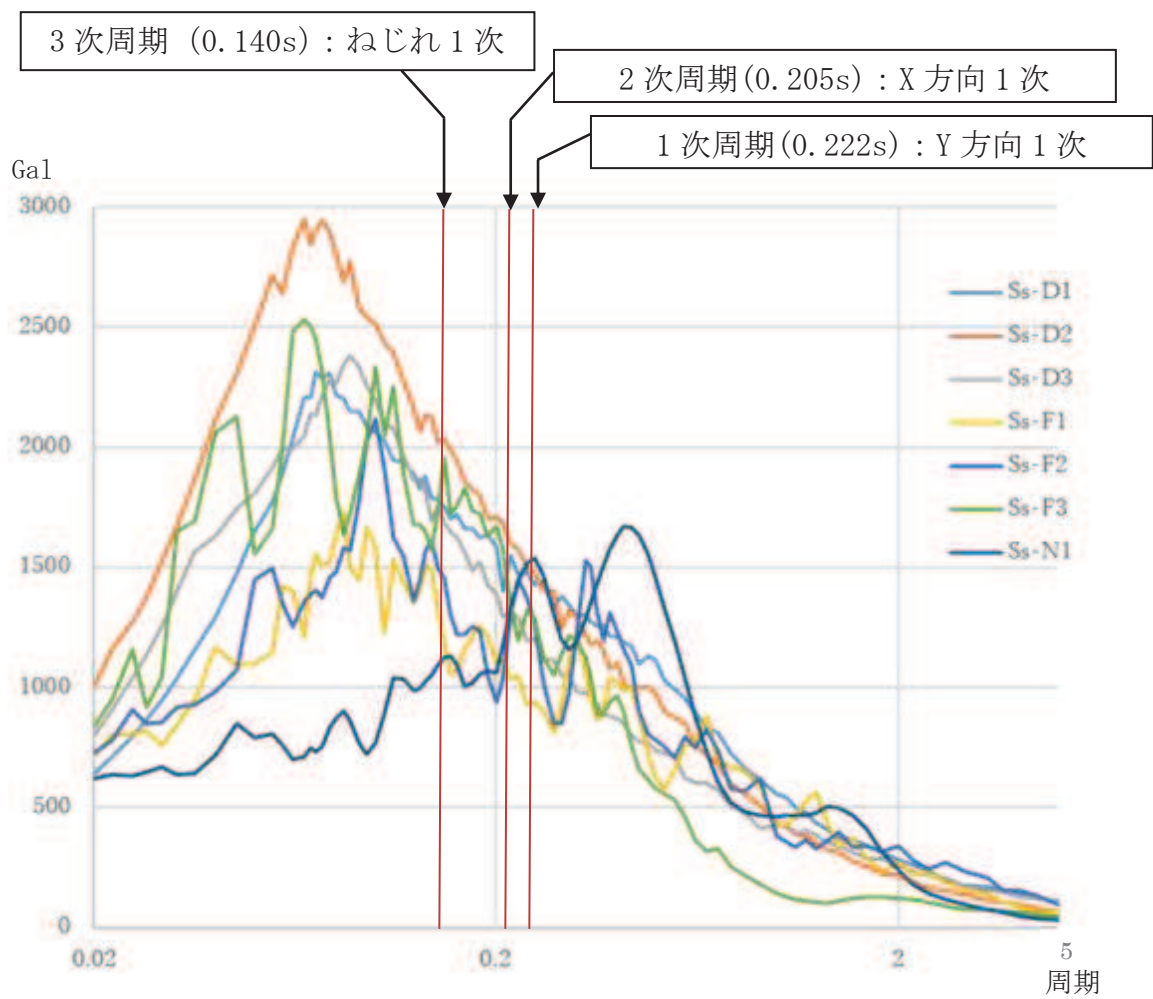


図 6.3.6-20 基準地震動 S s 7 波 加速度応答スペクトル (h=0.05)

e. 地震応答解析結果

X方向の最大応答層間変形角を表 6.3.6-21 に示す。また、Y方向の最大応答層間変形角を表 6.3.6-22 に示す。

最大応答層間変形角は、X方向はS_s-D 1波の2階C通りで1/299、Y方向はS_s-F 2波の2階8通りで1/210となった。

表 6.3.6-21 X方向の最大応答層間変形角

階数	S _s -D 1	S _s -D 2	S _s -D 3	S _s -F 1	S _s -F 2	S _s -F 3	S _s -N 1
RF	1/509	1/585	1/824	1/868	1/891	1/767	1/689
3F	1/360	1/414	1/679	1/718	1/671	1/651	1/471
2F	<u>1/299</u>	1/371	1/654	1/786	1/693	1/587	1/402
1F	1/412	1/516	1/709	1/890	1/878	1/586	1/391

注記*：下線は最大層間変形角

表 6.3.6-22 Y方向の最大応答層間変形角

階数	S _s -D 1	S _s -D 2	S _s -D 3	S _s -F 1	S _s -F 2	S _s -F 3	S _s -N 1
RF	1/420	1/258	1/663	1/881	1/513	1/644	1/483
3F	1/288	1/225	1/382	1/381	1/256	1/450	1/293
2F	1/211	1/247	1/363	1/279	<u>1/210</u>	1/319	1/225
1F	1/334	1/356	1/552	1/345	1/253	1/464	1/276

注記*：下線は最大層間変形角

f. まとめ

ねじれの影響を考慮した立体フレームモデルによる地震応答解析結果から、X方向の最大層間変形角は、S_s-D 1波の2階C通りで1/299、Y方向の最大層間変形角は、S_s-F 2波の2階8通りで1/210であり、鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針において、安全限界状態とされる1/75を十分下回っており、ねじれの影響を考慮しても問題ないことを確認した。

6.3.7 事務建屋の耐震性評価

(1) 目的

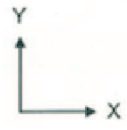
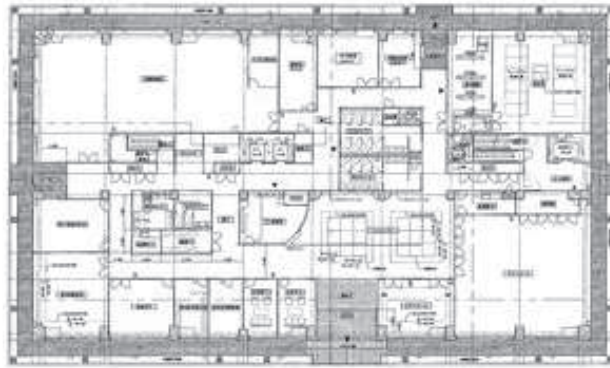
事務建屋に対し、基準地震動 S_s 7 波に対する地震応答解析により建屋並びに免震装置の耐震性能について検討を行い、建屋のアクセスルートへの影響を確認する。

(2) 建屋概要

建屋概要を表 6.3.7-1 に、平面図を図 6.3.7-1 に、立面図を図 6.3.7-2 に示す。検討建屋は、上部構造が鉄骨造ラーメン構造で、1 階床下の免震層に免震装置（天然ゴム系積層ゴム、鉛プラグ入り積層ゴム、弾性すべり支承、オイルダンパ）を配置した免震構造である。

表 6.3.7-1 建屋概要

構 造	鉄骨造（免震構造）
階 数	地上 8 階
基 礎 構 造	直接基礎（岩盤に免震ピットが直接設置）
平 面 形 状	56.80m(X方向)×31.70m(Y方向)
高 さ	地上高さ 36.70m
竣 工 日	平成 23 年 8 月 19 日

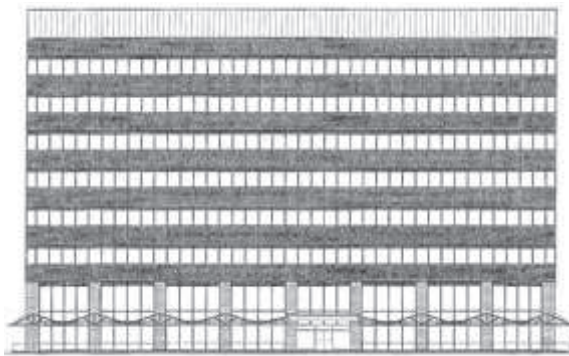


1階



4階

图 6.3.7-1 平面图



東立面



南立面

图 6.3.7-2 立面图

(3) 免震装置概要

本建屋に使用している免震装置は、天然ゴム系積層ゴム9台、鉛プラグ入り積層ゴム9台及び弾性すべり支承9台の合計27台に加え、オイルダンパをX方向、Y方向にそれぞれ4台、合計8台である。免震装置の概要を表6.3.7-2に、免震装置の配置図を図6.3.7-3に示す。

表 6.3.7-2 免震装置の概要

免震装置	ゴム材料せん断弾性率	形状	積層ゴムサイズ	ゴム総厚	鉛径	基数
天然ゴム系積層ゴム	0.29 N/mm ² *1	丸形	φ 1,000mm	195.0mm (7.5x26)	—	9
鉛プラグ入り積層ゴム	0.385 N/mm ² *1	丸形	φ 1,000mm	201.0mm (6.7x30)	220mm	9
弾性すべり支承	0.78 N/mm ²	丸形	φ 1,100mm	40.0mm (8.0x5)	—	9
オイルダンパ	—	—	—	—	—	8

*1: 20℃での値

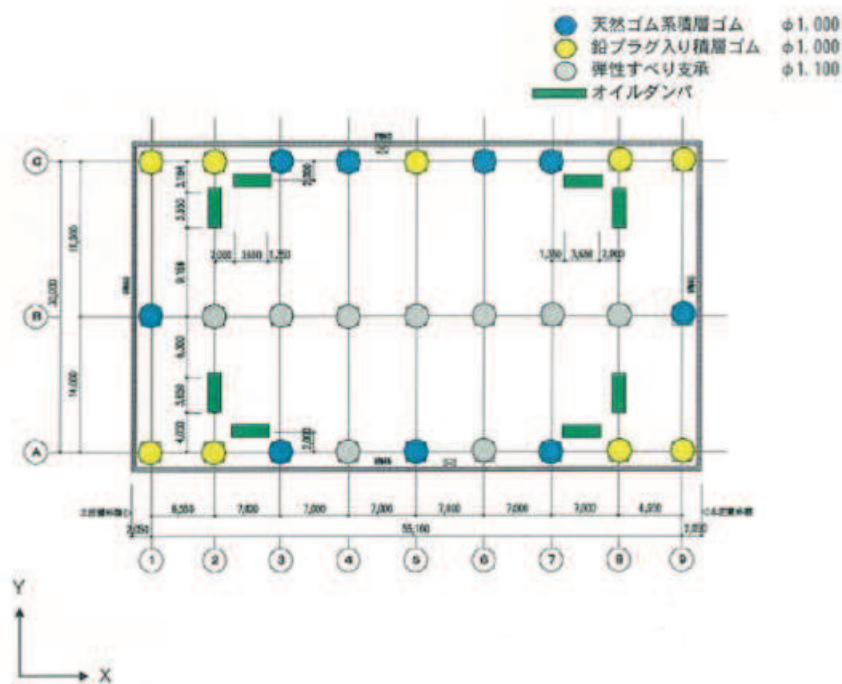


図 6.3.7-3 免震装置配置図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(4) 検討内容

a. 検討方針

免震構造の本建屋の倒壊は、免震装置が破壊するモードを想定し地震応答解析を実施し、上部構造並びに免震層に対する応答について検討を実施する。

地震応答解析に用いる検討用地震動は、基準地震動 S_s7 波とする。

- ① 基準地震動 $S_s - D1$
- ② 基準地震動 $S_s - D2$
- ③ 基準地震動 $S_s - D3$
- ④ 基準地震動 $S_s - F1$
- ⑤ 基準地震動 $S_s - F2$
- ⑥ 基準地震動 $S_s - F3$
- ⑦ 基準地震動 $S_s - N1$

本建屋の評価基準値を表 6.3.7-3 に示す。

評価基準値は上部構造については、「震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針」((一財)日本建築防災協会)において、鉄骨構造物(ラーメン構造)が被災度区分「大破」と判定される残留変形角の目安となる値である $1/30$ とする。

免震層及び免震装置は免震構造の試評価例及び試設計例((独)JNES, 2014)における設計目標値とする。

表 6.3.7-3 評価基準値

部位	項目	評価基準値
上部構造	層間変形角	$1/30$ 以下
免震層・免震装置	せん断ひずみ	250%以下

b. 解析モデル

解析モデルを図 6.3.7-4 に示す。

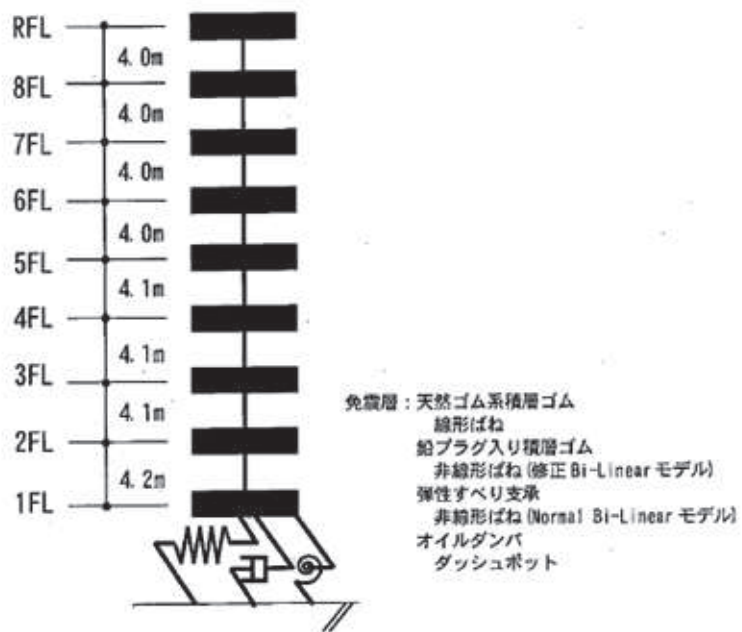


図 6.3.7-4 解析モデル

(a) 上部構造のモデルの諸元

上部構造を線形とした解析モデルの諸元を表 6.3.7-4 に示す。減衰特性は剛性比例の内部粘性減衰とし、減衰定数は免震層上部 1 階床位置固定時の 1 次固有周期に対して 2% とする。

表 6.3.7-4 各階、階高、重量、弾性剛性

階数	階高 (m)	重量 (kN)	弾性剛性 $\times 10^5$ (kN/m)	
			X 方向	Y 方向
RF	—	16,990*	—	—
8F	4.00	13,144	8.156	9.019
7F	4.00	13,972	8.315	9.057
6F	4.00	14,416	8.144	8.997
5F	4.00	14,641	8.342	9.194
4F	4.10	14,880	8.208	8.952
3F	4.10	16,422	8.178	9.108
2F	4.10	14,258	9.046	10.189
1F	4.20	22,140	11.406	13.021
計	—	140,862	—	—

*RF の重量には塔屋部分の重量 (881kN) が含まれる。

(b) 免震層のモデルの諸元

イ. 水平ばね要素

免震層の水平ばねは、天然ゴム系積層ゴム、鉛プラグ入り積層ゴム及び弾性すべり支承をそれぞれモデル化し、その特性を線形ばね、非線形ばねで評価する。

なお、水平方向の地震応答解析では免震装置部分は履歴減衰のみを考慮し、材料減衰は考慮しない。

i. 天然ゴム系積層ゴムの特性を表す水平ばね

天然ゴム系積層ゴムの特性を表す水平ばねは線形ばねにモデル化する。

$$\text{天然ゴム剛性} : K_r = A_r \cdot G_r / h_r$$

$$\text{天然ゴムせん断弾性率} : G_r = 0.294 \text{ N/mm}^2 (15^\circ\text{C})$$

ここで、 A_r : 積層ゴムの断面積、 h_r : ゴム層の総厚さ

天然ゴム系積層ゴムの特性を表す水平ばねに考慮する諸元を表 6.3.7-5、表 6.3.7-6 に示す。

表 6.3.7-5 天然ゴム系積層ゴムによる免震層水平ばねの諸元

ゴムの せん断弾性率 G_r (N/mm^2)	積層ゴムの 断面積の総和* A_r (cm^2)	ゴム層総厚さ d (cm)
0.294	70,509	19.5

*値は9基の合計

表 6.3.7-6 天然ゴム系積層ゴムの水平剛性

種類	基数	仕様 ゴム	水平剛性* K_r (kN/m)
$\phi 1,000$	9	R3	1.063×10^4

*値は9基の合計

ii. 鉛プラグ入り積層ゴムの特性を表す水平ばね

鉛プラグ入り積層ゴムの特性を表す水平ばねは図 6.3.7-5 に修正バイリニア型にモデル化する。

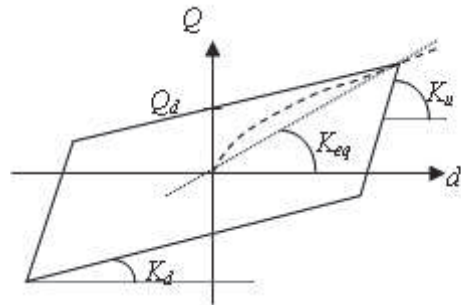


図 6.3.7-5 修正バイリニア型履歴

鉛プラグ入り積層ゴムの特性を表す水平ばねに考慮する諸元を表 6.3.7-7 に示す。

また、表 6.3.7-8 に各免震装置の種々の振幅レベルでの等価水平剛性を示す。

表 6.3.7-7 鉛プラグ入り積層ゴムによる免震層水平ばねの諸元

ゴムのせん断弾性率 G_r (N/mm^2)	積層ゴムの断面積の総和 A_r (cm^2) *	鉛プラグの断面積の総和 A_p (cm^2) *	ゴム層総厚さ d (cm)
0.392	67,265	3,421	20.1

*値は9基の合計

表 6.3.7-8 鉛プラグ入り積層ゴムの等価剛性

種類	鉛径 (cm)	基数	使用 ゴム	水平剛性 (kN/m) *		
				$d=2.0cm$ ($\gamma=10\%$)	$d=20cm$ ($\gamma=100\%$)	$d=40cm$ ($\gamma=200\%$)
$\phi 1,000$	22	9	G4	1.419×10^5	2.830×10^4	2.008×10^4

*値は9基の合計

iii. 弾性すべり支承の特性を表す水平ばね

地震応答解析では、計9基の弾性すべり支承をそれぞれ図6.3.7-6に示すように、弾性剛性及び、折点荷重を摩擦力とした非線形水平ばねにモデル化する。これにはバイリニア型の履歴特性を考慮し、履歴による減衰のみを考慮する。設定諸元を表6.3.7-9に示す。

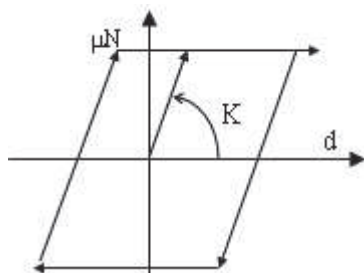


図 6.3.7-6 弾性すべり支承に与える非線形特性

表 6.3.7-9 弾性すべり支承による免震層水平ばねモデルの諸元

鉛直力* N (kN)	摩擦係数 μ	摩擦力 μN (kN)	弾性剛性* K (kN/m)
56,811.6	0.011	624.9	1.732×10^5

*値は9基の合計

ロ. 減衰要素

減衰要素はオイルダンパをダッシュポット要素にモデル化する。ダッシュポット要素の諸元を表 6.3.7-10 に示す。

表 6.3.7-10 オイルダンパによる免震層ダッシュポットモデルの諸元

減衰係数 C1 (kN/cm/s)	減衰係数 C2 (kN/cm/s)	リリース 荷重 Fr (kN)	リリース 速度 Vr (m/s)	最大 荷重 Fmax (kN)	最大 速度 Vmax (m/s)
25.0	1.695	800	0.32	1,000	1.50

注記* : 値は1台当たりの値

オイルダンパはX, Y各方向4基ずつ, 計8基配置する。オイルダンパの特性を図 6.3.7-7 に示す。

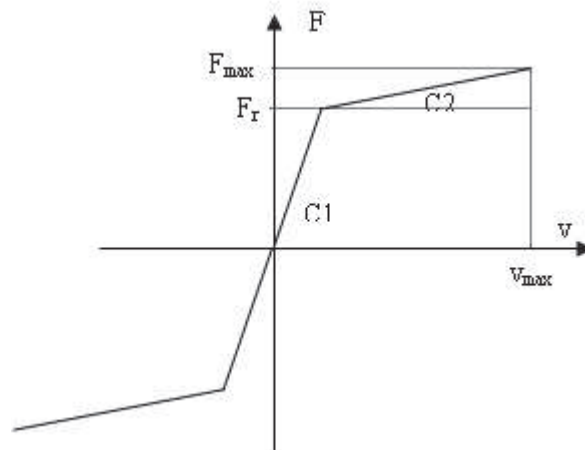


図 6.3.7-7 オイルダンパに与える特性

ハ. 回転ばね要素

免震層の回転ばねは免震層直上部分を剛版と仮定し, 積層ゴム及びすべり支承の鉛直剛性より評価する。回転ばねの諸元を表 6.3.7-11 に示す。

表 6.3.7-11 免震層回転ばねの諸元

方向	X方向 (Y軸回り)	Y方向 (X軸回り)
回転ばね剛性 (kN.m/rad)	6.217x10 ¹⁰	2.667x10 ¹⁰

ニ. 地盤ばね

地盤の剛性は免震層及び上部建物の水平周期に対し十分剛であると考えられるため, 地盤ばねは考慮しない。

(c) 免震装置の特性変動

イ. 天然ゴム系積層ゴム

免震装置のうち、天然ゴム系積層ゴムの剛性のバラツキに対して表 6.3.7-12 に示す 3 要因を設定した。

表 6.3.7-12 天然ゴム系積層ゴムのバラツキ

バラツキの要因	剛性 K_r
製品誤差（設計値に対して）	-10%～+10%
経年変化（初期値に対して）	0%～+10%
環境温度（設計値に対して）	-4%～ +6%

ロ. 鉛プラグ入り積層ゴム

免震装置のうち、鉛プラグ入り積層ゴムの降伏後剛性及び降伏荷重特性値のバラツキに対して表 6.3.7-13 に示す 3 要因を設定した。

表 6.3.7-13 鉛プラグ入り積層ゴムのバラツキ

バラツキの要因	降伏後剛性 K_d	降伏荷重特性値 Q_d
製品誤差（設計値に対して）	-10%～+10%	-10%～+10%
経年変化（初期値に対して）	0%～+10%	変化なし
環境温度（設計値に対して）	-3%～ +5%	-13%～+19%

ハ. 弾性すべり支承

免震装置のうち、弾性すべり支承の 1 次剛性及び摩擦係数に対して表 6.3.7-14 に示す要因について変動を考慮した。

表 6.3.7-14 (1/2) 弾性すべり支承のバラツキ（1次剛性）

バラツキの要因	1 次剛性 K_1
製品誤差（設計値に対して）	-20%～+20%
環境温度（設計値に対して）	-8%～ +13%
繰り返し特性（設計値に対して）	0%～+20%

表 6.3.7-14 (2/2) 弾性すべり支承のバラツキ（摩擦係数）

バラツキの要因	摩擦係数 μ
製品誤差（設計値に対して）	-20%～+20%
繰り返し特性（設計値に対して）	0%

ニ. オイルダンパ

免震装置のうち、オイルダンパの減衰係数及びリリーフ荷重のバラツキに対して表 6.3.7-15 に示す 3 要因を設定した。

表 6.3.7-15 オイルダンパのバラツキ

バラツキの要因	減衰係数 C リリーフ荷重 F _r
製品誤差（設計値に対して）	-10%～+10%
経年変化（初期値に対して）	-3%～ +3%
環境温度（設計値に対して）	-5%～ +5%

・オイルダンパ減衰係数及びリリーフ荷重のバラツキ：設計値に対して-18%～+18%

ホ. 解析条件

天然ゴム系積層ゴム、鉛プラグ入り積層ゴム、弾性すべり支承及びオイルダンパのバラツキについては、免震層全体での等価剛性が最大あるいは最小となる組み合わせについて検討を実施する。すなわち、剛性が最大となるケースとして、天然ゴム系積層ゴムの剛性が最大、かつ鉛プラグ入り積層ゴムの降伏後剛性及び降伏荷重特性値が最大、かつ弾性すべり支承の摩擦力が最大、かつオイルダンパの減衰係数、リリーフ荷重が最大となる組み合わせ及びその逆の 2 ケースを考慮する。解析ケースを表 6.3.7-16 に示す。

上部建物モデル及びそのほかの条件は設計用地震応答解析に用いたものとする。

表 6.3.7-16 解析ケース一覧

解析ケース	天然ゴム系 積層ゴム	鉛入り 積層ゴム	弾性すべり支承	オイルダンパ
剛性最小	Kr: 0.86	Kd: 0.87 Qd: 0.77	1次剛性: 0.72 摩擦係数: 0.80	減衰係数 : 0.82 リリーフ荷重: 0.82
設計値	Kr: 1.00	Kd: 1.00 Qd: 1.00	1次剛性: 1.00 摩擦係数: 1.00	減衰係数 : 1.00 リリーフ荷重: 1.00
剛性最大	Kr: 1.26	Kd: 1.25 Qd: 1.29	1次剛性: 1.53 摩擦係数: 1.20	減衰係数 : 1.18 リリーフ荷重: 1.18

c. 固有値解析結果

上部構造は線形とし、免震層の水平ばねを各振幅レベルの等価線形値を取る場合について固有値解析を実施した。

(a) 免震層の水平変形時の固有周期

免震層が水平変形 $d = 20\text{cm}$ ($\gamma = 100\%$) 及び $d = 40\text{cm}$ ($\gamma = 200\%$) における等価剛性をもつ場合の固有値解析結果を表 6.3.7-17 及び表 6.3.7-18 に示す。

表 6.3.7-17 水平変形 $d = 20\text{cm}$ ($\gamma = 100\%$) における固有周期

方向	次数	固有周期(s)	刺激係数*
X方向	1	3.86	1.069
	2	0.78	0.082
	3	0.40	0.020
Y方向	1	3.84	1.063
	2	0.75	0.075
	3	0.38	0.017

注記* : 最大値を 1 で基準化した各次固有モードに対する刺激係数として求め絶対値を示す。

表 6.3.7-18 水平変形 $d = 40\text{cm}$ ($\gamma = 200\%$) における固有周期

方向	次数	固有周期(s)	刺激係数*
X方向	1	4.36	1.054
	2	0.79	0.064
	3	0.40	0.015
Y方向	1	4.34	1.049
	2	0.75	0.059
	3	0.38	0.013

注記* : 最大値を 1 で基準化した各次固有モードに対する刺激係数として求め絶対値を示す。

d. 検討用地震動

検討用の地震動は基準地震動 $S_s - D1$, 基準地震動 $S_s - D2$, 基準地震動 $S_s - D3$, 基準地震動 $S_s - F1$, 基準地震動 $S_s - F2$, 基準地震動 $S_s - F3$ 及び基準地震動 $S_s - N1$ の7波とする。

事務建屋基礎下岩盤と解放基盤下岩盤は同等の岩盤であることから、解放基盤表面における加速度応答スペクトルを採用する。事務建屋配置図及び地質断面比較図を図6.3.7-8に示す。基準地震動 S_s7 波の解放基盤表面における加速度応答スペクトルを図6.3.7-9に示す。また、減衰定数は鉄骨造建屋のため2%を採用する。

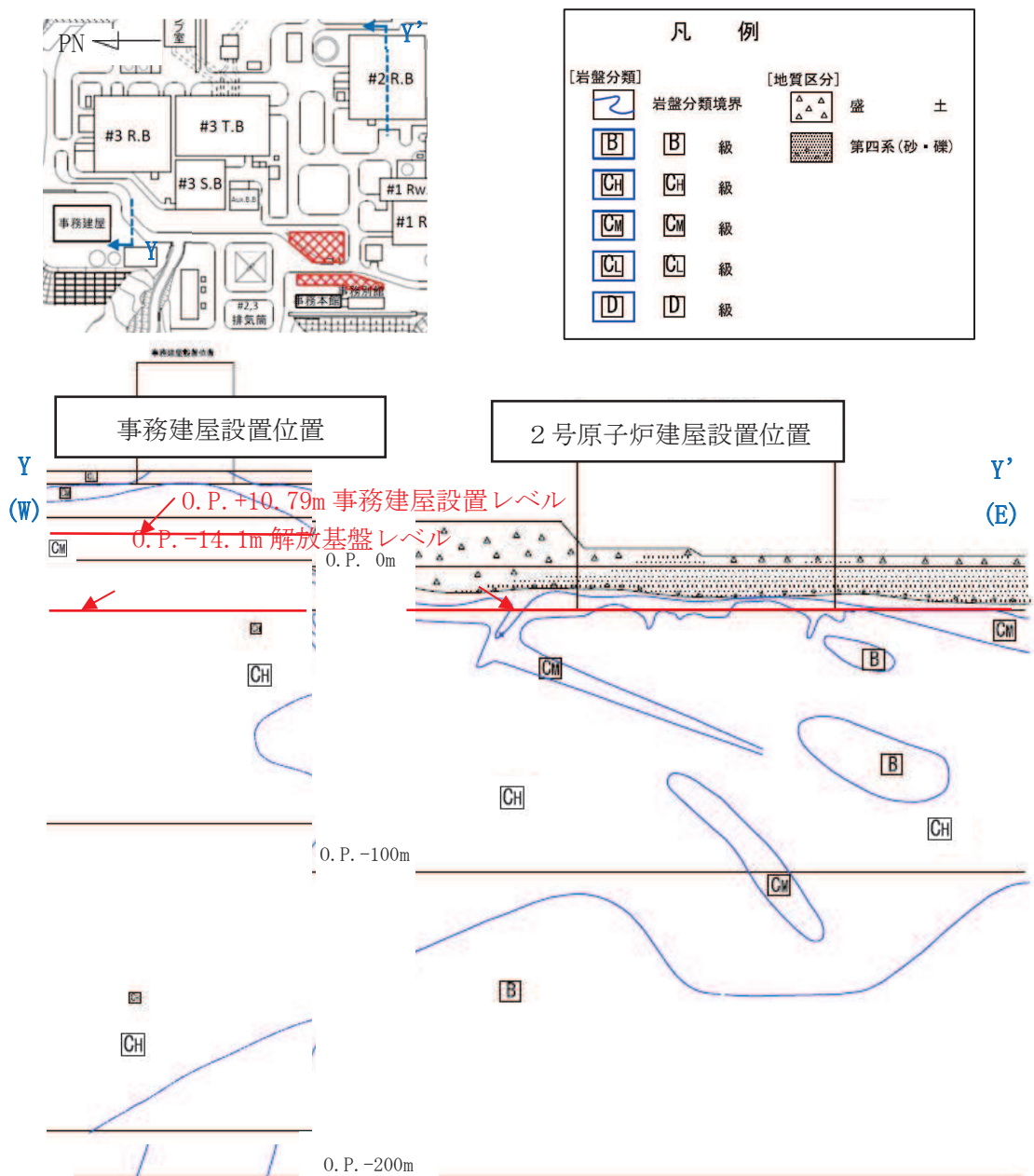


図 6.3.7-8 事務建屋配置図及び地質断面比較図

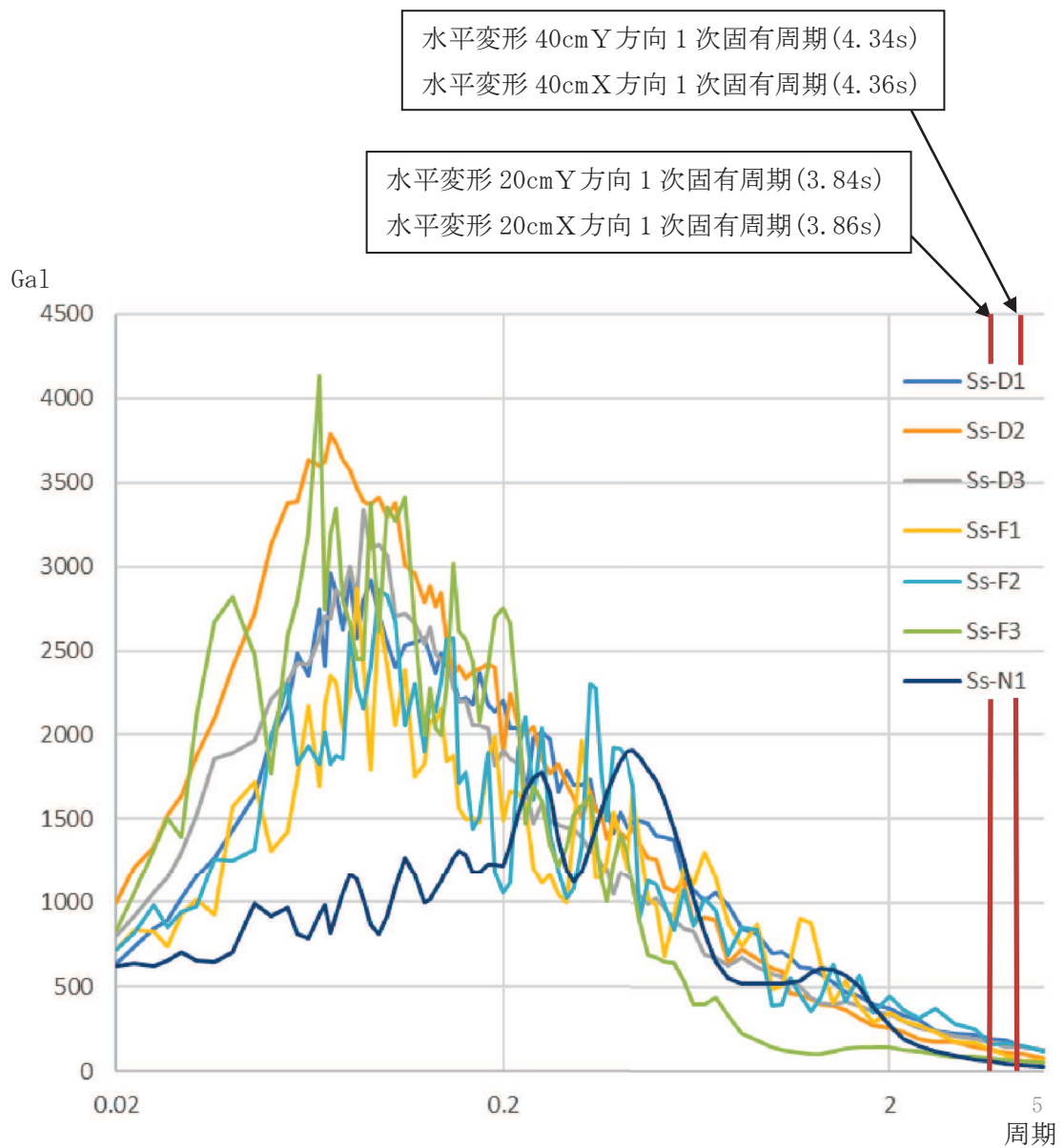


図 6.3.7-9 基準地震動 S s 7 波 加速度応答スペクトル(h=0.02)

e. 地震応答解析結果

地震応答解析結果を表 6.3.7-19～表 6.3.7-25 に示す。

表 6.3.7-19 地震応答解析結果一覧表（基準地震動 $S_s - D1$ ）

○ 上部層間変形角

階数	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
8F	1/704	1/890	1/819	1/997
7F	1/464	1/588	1/526	1/636
6F	1/360	1/485	1/401	1/530
5F	1/319	1/437	1/353	1/487
4F	1/306	1/422	<u>1/332</u>	1/460
3F	<u>1/300</u>	1/417	1/335	1/468
2F	1/319	1/447	1/356	1/500
1F	1/418	1/567	1/471	1/645

注記* 下線は各方向の最大層間変形角

○ 免震層せん断ひずみ

方向	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
免震層せん断ひずみ	109.74%	146.67%	107.69%	147.18%

表 6.3.7-20 地震応答解析結果一覧表 (基準地震動 $S_s - D2$)

○ 上部層間変形角

階数	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
8F	1/919	1/1208	1/1036	1/1347
7F	1/622	1/824	1/712	1/890
6F	1/536	1/650	1/600	1/766
5F	1/474	1/588	1/518	1/671
4F	1/406	1/488	<u>1/420</u>	1/552
3F	1/407	1/461	1/421	1/532
2F	<u>1/394</u>	1/530	1/462	1/626
1F	1/465	1/647	1/542	1/763

注記*: 下線は各方向の最大層間変形角

○ 免震層せん断ひずみ

方向	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
免震層せん断ひずみ	58.97%	91.79%	61.54%	90.77%

表 6.3.7-21 地震応答解析結果一覧表（基準地震動 S_s-D3）

○ 上部層間変形角

階数	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
8F	1/824	1/1282	1/952	1/1508
7F	1/526	1/849	1/601	1/989
6F	1/414	1/702	1/482	1/787
5F	<u>1/394</u>	1/673	1/456	1/733
4F	1/404	1/581	1/449	1/628
3F	1/402	1/515	<u>1/442</u>	1/571
2F	1/409	1/518	1/473	1/582
1F	1/524	1/630	1/585	1/711

注記*：下線は各方向の最大層間変形角

○ 免震層せん断ひずみ

方向	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
免震層せん断ひずみ	72.82%	106.67%	74.36%	107.69%

表 6.3.7-22 地震応答解析結果一覧表（基準地震動 S_s - F1）

○ 上部層間変形角

階数	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
8F	1/806	1/1051	1/890	1/1144
7F	1/514	1/674	1/554	1/720
6F	1/402	1/527	1/442	1/567
5F	1/343	1/488	1/382	1/517
4F	1/317	1/476	1/343	1/508
3F	<u>1/312</u>	1/458	<u>1/339</u>	1/511
2F	1/364	1/531	1/388	1/576
1F	1/473	1/694	1/539	1/764

注記*：下線は各方向の最大層間変形角

○ 免震層せん断ひずみ

方向	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
免震層せん断ひずみ	70.77%	81.03%	70.26%	77.44%

表 6.3.7-23 地震応答解析結果一覧表（基準地震動 $S_s - F2$ ）

○ 上部層間変形角

階数	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
8F	1/667	1/954	1/710	1/1174
7F	1/438	1/614	1/460	1/747
6F	1/364	1/483	1/387	1/595
5F	1/346	1/445	1/370	1/546
4F	1/320	1/428	1/339	1/513
3F	<u>1/301</u>	1/428	<u>1/324</u>	1/487
2F	1/317	1/450	1/346	1/489
1F	1/391	1/534	1/440	1/598

注記*：下線は各方向の最大層間変形角

○ 免震層せん断ひずみ

方向	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
免震層せん断ひずみ	120.00%	137.44%	122.56%	136.41%

表 6.3.7-24 地震応答解析結果一覧表（基準地震動 $S_s - F3$ ）

○ 上部層間変形角

階数	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
8F	1/791	1/1221	1/878	1/1374
7F	1/546	1/831	1/594	1/913
6F	<u>1/487</u>	1/732	<u>1/535</u>	1/807
5F	1/525	1/802	1/575	1/871
4F	1/548	1/897	1/586	1/931
3F	1/572	1/769	1/600	1/807
2F	1/561	1/814	1/664	1/888
1F	1/643	1/1026	1/738	1/1187

注記*：下線は各方向の最大層間変形角

○ 免震層せん断ひずみ

方向	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
免震層せん断ひずみ	26.67%	29.23%	26.15%	29.74%

表 6.3.7-25 地震応答解析結果一覧表（基準地震動 S_s - N1）

○ 上部層間変形角

階数	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
8F	1/710	1/1102	1/844	1/1247
7F	1/463	1/704	1/542	1/779
6F	1/380	1/556	1/450	1/620
5F	1/380	1/527	1/435	1/582
4F	1/379	1/528	1/407	1/574
3F	<u>1/366</u>	1/534	<u>1/401</u>	1/588
2F	1/369	1/503	1/433	1/588
1F	1/422	1/587	1/496	1/691

注記*：下線は各方向の最大層間変形角

○ 免震層せん断ひずみ

方向	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
免震層せん断ひずみ	79.49%	97.44%	81.54%	98.97%

(5) まとめ

地震応答解析により評価された結果の最大応答値を表 6.3.7-26 に示す。

アクセスルートへの影響の観点からは、以下のように評価する。

「震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針」(一財)日本建築防災協会において、鉄骨構造物(ラーメン構造)が被災度区分「大破」と判定される残留変形角の目安となる値は1/30である。今回の解析結果による最大層間変形角は、上記の指針に基づく評価基準値である残留変形角1/30を大幅に下回っており、建屋は倒壊しない。以上のことから、アクセスルートへの影響はないことを確認した。

表 6.3.7-26 最大応答値一覧

○ X方向

部位	項目	最大応答値	評価基準値
上部構造	最大層間変形角	1/300 (S _s -D1, 3F, 剛性最大)	1/30
免震層	せん断ひずみ	147% (S _s -D1, 剛性最小)	250%

○ Y方向

部位	項目	最大応答値	評価基準値
上部構造	最大層間変形角	1/324 (S _s -F2, 3F, 剛性最大)	1/30
免震層	せん断ひずみ	147% (S _s -D1, 剛性最小)	250%

6.3.8 保修センターの耐震性評価

(1) 目的

保修センターに対し、基準地震動S s 7 波に対する建屋の耐震性について検討を行い、建屋のアクセスルートへの影響を確認する。

(2) 建屋概要

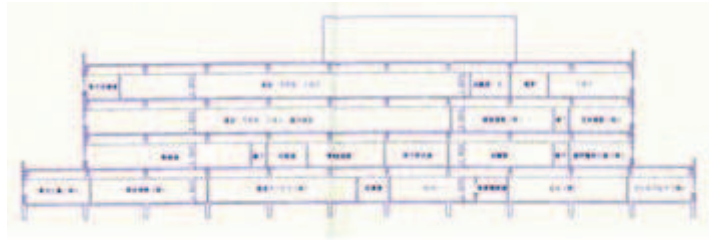
建屋概要を表 6.3.8-1 に、平面図を図 6.3.8-1、断面図を図 6.3.8-2 に示す。

表 6.3.8-1 建屋概要

構 造	鉄骨造
階 数	地上 4 階
基 礎 構 造	直接基礎
平 面 形 状	79.30m(X方向)×39.70m(Y方向)
高 さ	地上高さ 21.75m
竣 工 日	平成 8 年 4 月 19 日



図 6.3.8-1 平面図（1階）



東西断面



南北断面

图 6.3.8-2 断面图

(3) 検討内容

a. 検討方針

基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力が保有水平耐力以下であることを確認する。

(a) 基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力 Q_{un}

基準地震動 S_s の加速度応答スペクトルにより建屋の1次固有周期に対応する応答加速度を求めて、標準せん断力係数 (1.0) を割増して計算した必要保有水平耐力とする。算定フローを図 6.3.8-3 に示す。

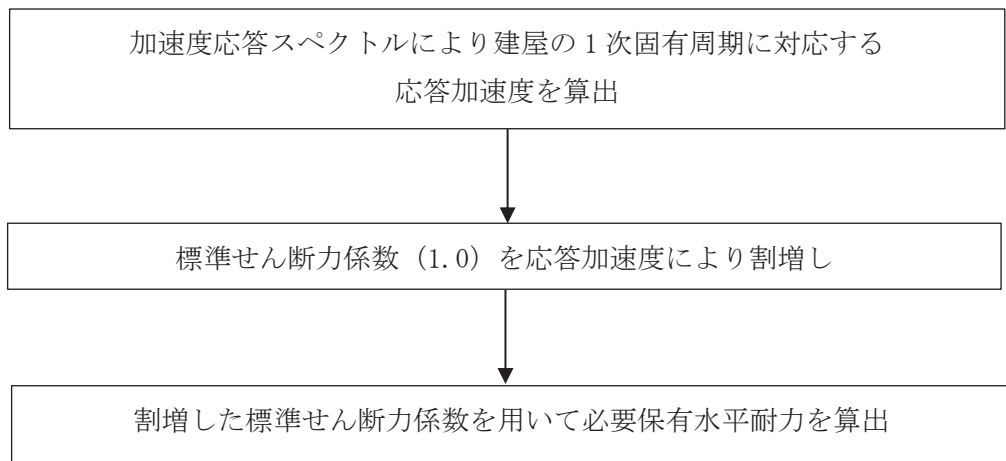


図 6.3.8-3 算定フロー

(b) 保有水平耐力 Q_u

保有水平耐力は一貫計算プログラム Super Build/SS1-改訂版により計算した値を用いる。

(c) 検討用地震動

地震応答解析に用いる検討用地震動は、基準地震動 S_s 7 波とする。

- ① 基準地震動 $S_s - D 1$
- ② 基準地震動 $S_s - D 2$
- ③ 基準地震動 $S_s - D 3$
- ④ 基準地震動 $S_s - F 1$
- ⑤ 基準地震動 $S_s - F 2$
- ⑥ 基準地震動 $S_s - F 3$
- ⑦ 基準地震動 $S_s - N 1$

(d) 評価基準値

本建屋の評価基準値を表 6.3.8-2 に示す。

評価基準値は保有水平耐力を基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力で除した値が 1.00 を上回っていることを確認する。

表 6.3.8-2 評価基準値

部位	評価基準値
上部構造	1.00 以上

b. 基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力 Q_{un}

(a) 応答加速度による標準せん断力係数の割増し

保修センター設置地盤面と解放基盤表面の加速度応答スペクトルは同等であることから、解放基盤表面における加速度応答スペクトルを採用する。基準地震動 S_s 7 波の解放基盤表面における 1 次固有周期を図 6.3.8-4 に、解放基盤表面と保修センター設置地盤面の加速度応答スペクトルの比較を図 6.3.8-5 に、保修センター設置地盤面の加速度応答スペクトルの算定に用いた地盤物性値を表 6.3.8-3 に示す。また、減衰定数は鉄骨造建屋のため 2% を採用する。

本建屋は X, Y 方向とも、柱が角型鋼管のラーメン構造であることを踏まえ、1 次固有周期は、一貫計算プログラム Super Build/SS1-改訂版より算出し、0.495 秒とした。その周期の応答加速度は、最大 1,744Gal であり、標準せん断力係数の割増しは 1.78 となる。

割増した標準せん断力係数を用いて算出した、当該部分に作用する水平地震力を表 6.3.8-4 に示す。なお、標準せん断力係数割増し前の当該部分に作用する水平地震力は一貫計算プログラム Super Build/SS1-改訂版により計算した。

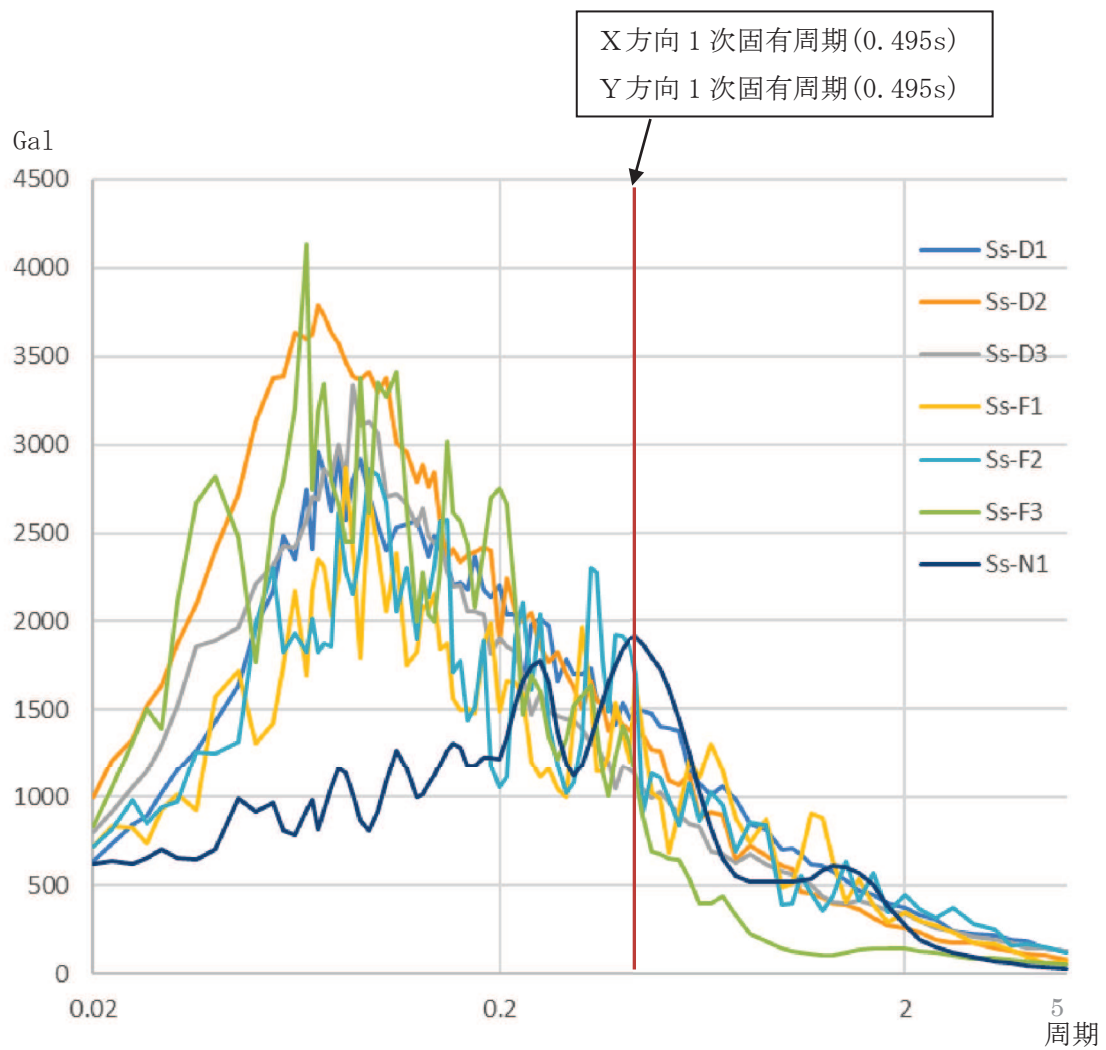


図 6.3.8-4 基準地震動 S s 7 波 加速度応答スペクトル (h=0.02)

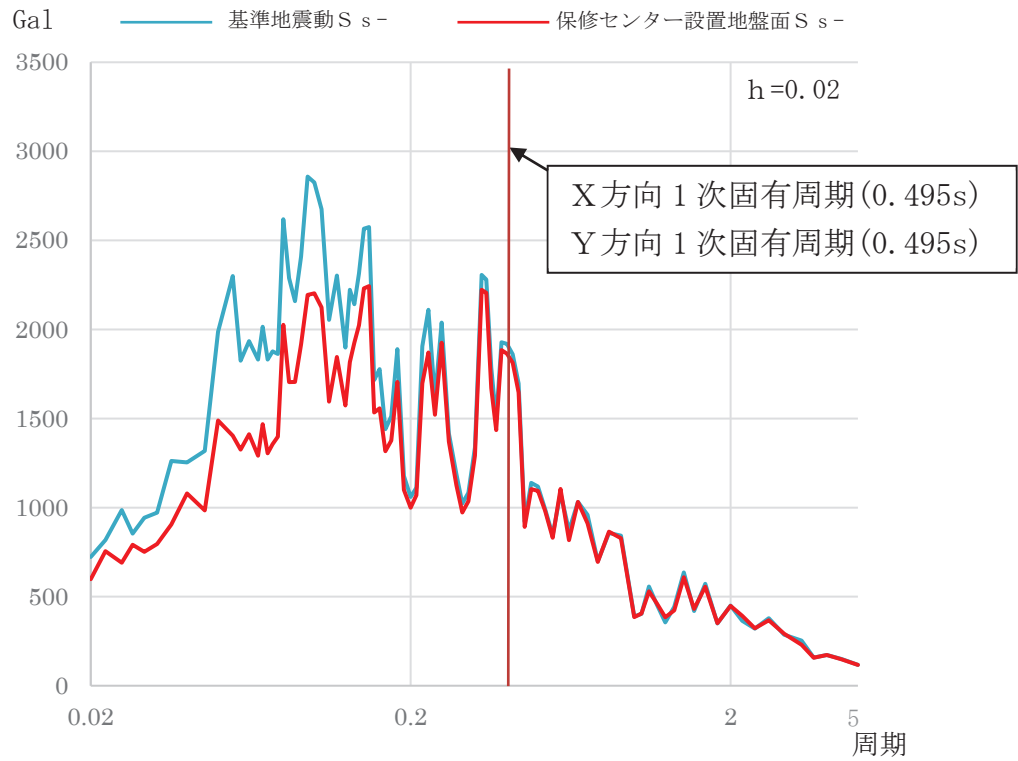


図 6.3.8-5 (1/2) 加速度応答スペクトルの比較図 (S s - F 2)

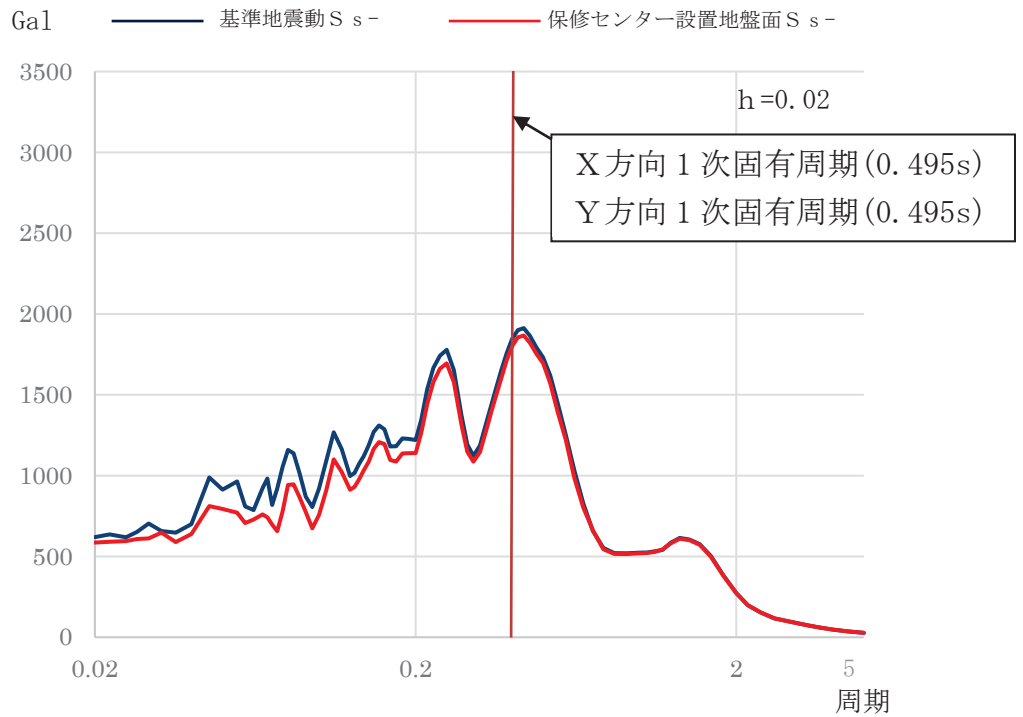


図 6.3.8-5 (2/2) 加速度応答スペクトルの比較図 (S s - N 1)