

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9

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

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

参考資料2 平成23年東北地方太平洋沖地震における女川原子力発電所の斜面被害について

参考資料3 松島幹線 No.1 送電鉄塔の入力地震動作成に用いる二次元有限要素法解析について

参考資料4 盛土斜面の降雨に対する安全性について

参考資料5 斜面のすべり計算に用いた解析コード「FLIP_suberi8」の適用性について

参考資料6 想定以上の段差が発生した場合の対応について

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、添付書類「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	可搬型ストレーナ	第 2 保管エリア 第 3 保管エリア 第 4 保管エリア
9	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
10	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
11	耐熱ホース(300A : 2m, 5m, 10m)	第 1 保管エリア 第 3 保管エリア
12	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

No.	設備名称	保管場所
13	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
14	高圧窒素ガスポンペ	原子炉建屋
15	連結管	原子炉建屋
16	P54-F1005A, B(代替高圧窒素ガス供給系窒素ガスポンペ安全弁(A), (B))	原子炉建屋
17	連結管	原子炉建屋
18	代替高圧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
19	無線連絡設備(携帯型)	制御建屋 緊急時対策建屋
20	衛星電話設備(携帯型)	制御建屋 緊急時対策建屋
21	携行型通話装置	制御建屋 緊急時対策建屋
22	可搬型計測器	制御建屋 緊急時対策建屋
23	可搬型照明(SA)	制御建屋
24	酸素濃度計(中央制御室用)	制御建屋
25	二酸化炭素濃度計(中央制御室用)	制御建屋
26	緊急時対策所可搬型エリアモニタ	緊急時対策建屋
27	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
28	γ線サーベイメータ	緊急時対策建屋
29	β線サーベイメータ	緊急時対策建屋
30	α線サーベイメータ	緊急時対策建屋
31	電離箱サーベイメータ	緊急時対策建屋
32	中央制御室待避所加圧設備(空気ポンペ)	制御建屋
33	緊急時対策所加圧設備(空気ポンペ)	緊急時対策建屋
34	可搬型ダスト・よう素サンプラ	緊急時対策建屋
35	小型船舶	第1保管エリア 第4保管エリア
36	代替気象観測設備	第2保管エリア 第4保管エリア
37	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

No.	設備名称	保管場所
38	放水砲	第1保管エリア 第4保管エリア
39	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
40	窒素供給用ホース(50A : 5m)	第1保管エリア 第4保管エリア
41	窒素供給用ヘッダ	第1保管エリア 第4保管エリア
42	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
43	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
44	シルトフェンス	第1保管エリア 第4保管エリア
45	泡消火薬剤混合装置	第1保管エリア 第4保管エリア
46	電源車	第2保管エリア 第3保管エリア 第4保管エリア
47	給油用ホース(20A : 7m)	電源車(緊急時対策所用)
48	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
49	主蒸気逃がし安全弁用可搬型蓄電池	制御建屋
50	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
51	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
52	給油用ホース(φ 25 : 50m)	第2保管エリア 第3保管エリア 第4保管エリア
53	酸素濃度計(緊急時対策所用)	緊急時対策建屋
54	二酸化炭素濃度計(緊急時対策所用)	緊急時対策建屋
55	ブルドーザ	第1, 4保管エリア
56	バックホウ	第1, 4保管エリア

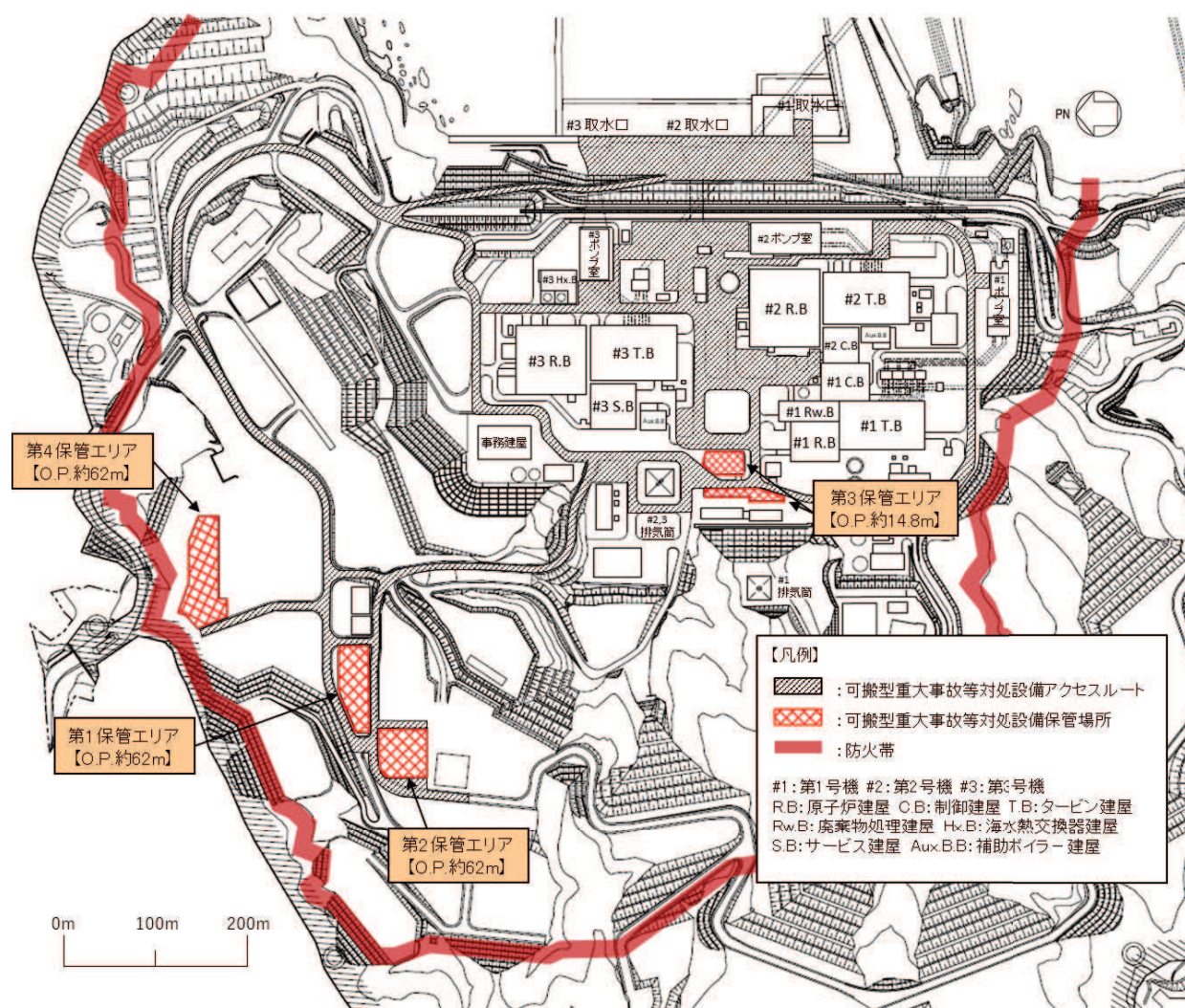


図 1-1 屋外の可搬型重大事故等対処設備の保管場所

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) 岩盤及び盛土の平面分布図

敷地内における岩盤部及び盛土部の平面的な分布を図 2.1-2 に示す。

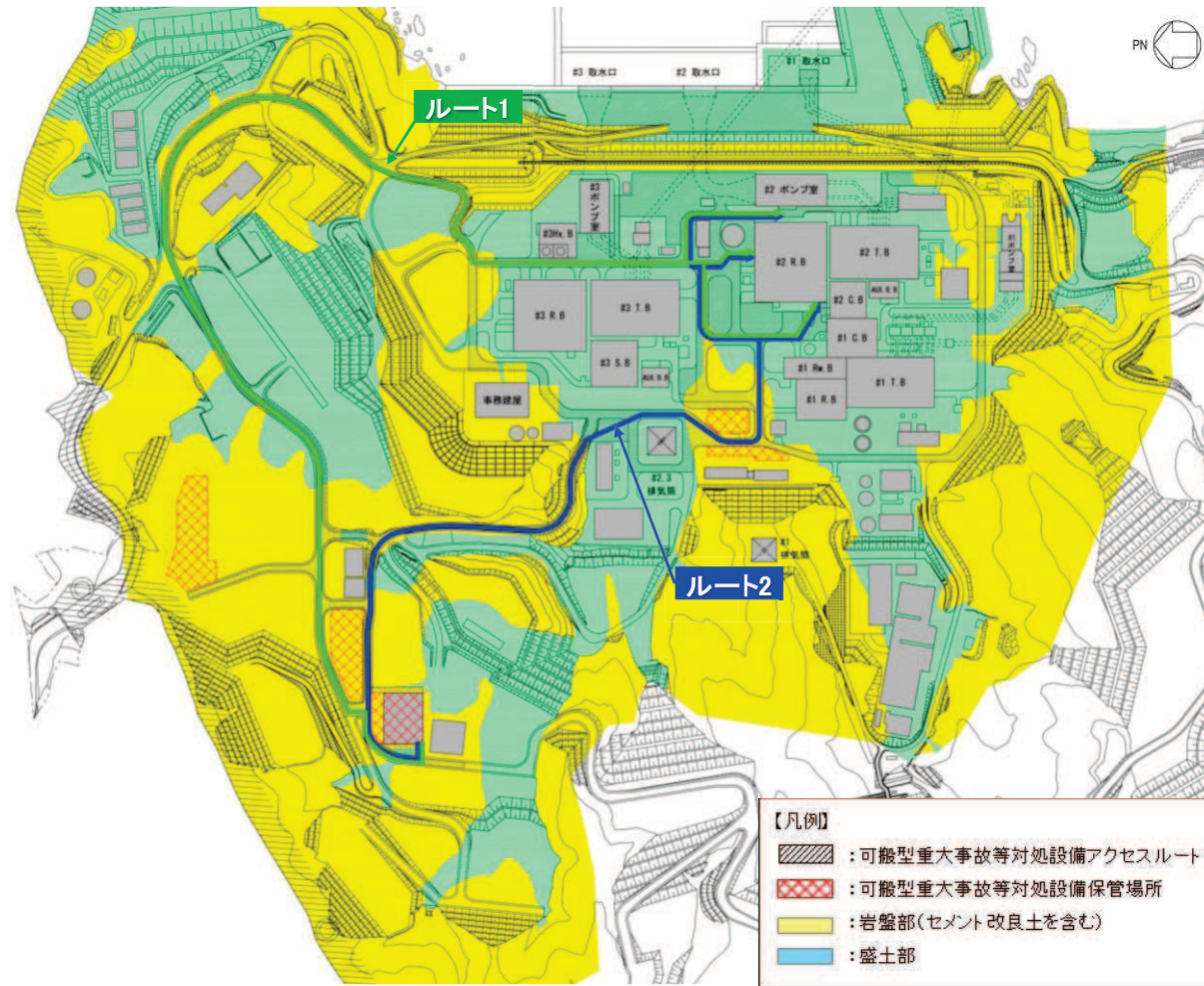
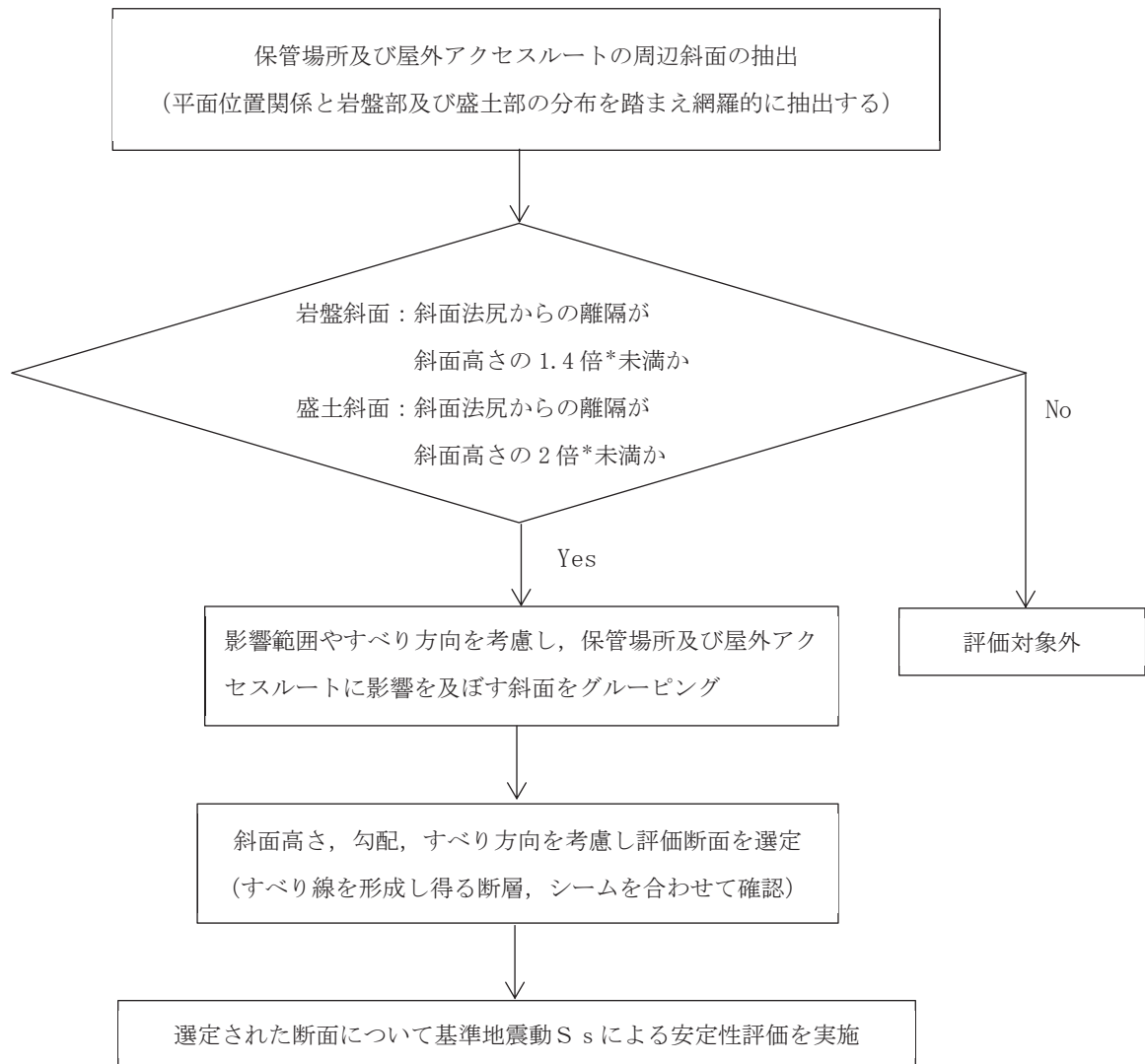


図 2.1-2 岩盤部及び盛土部の平面分布図

2.2 周辺斜面の選定根拠

保管場所及び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

岩盤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。

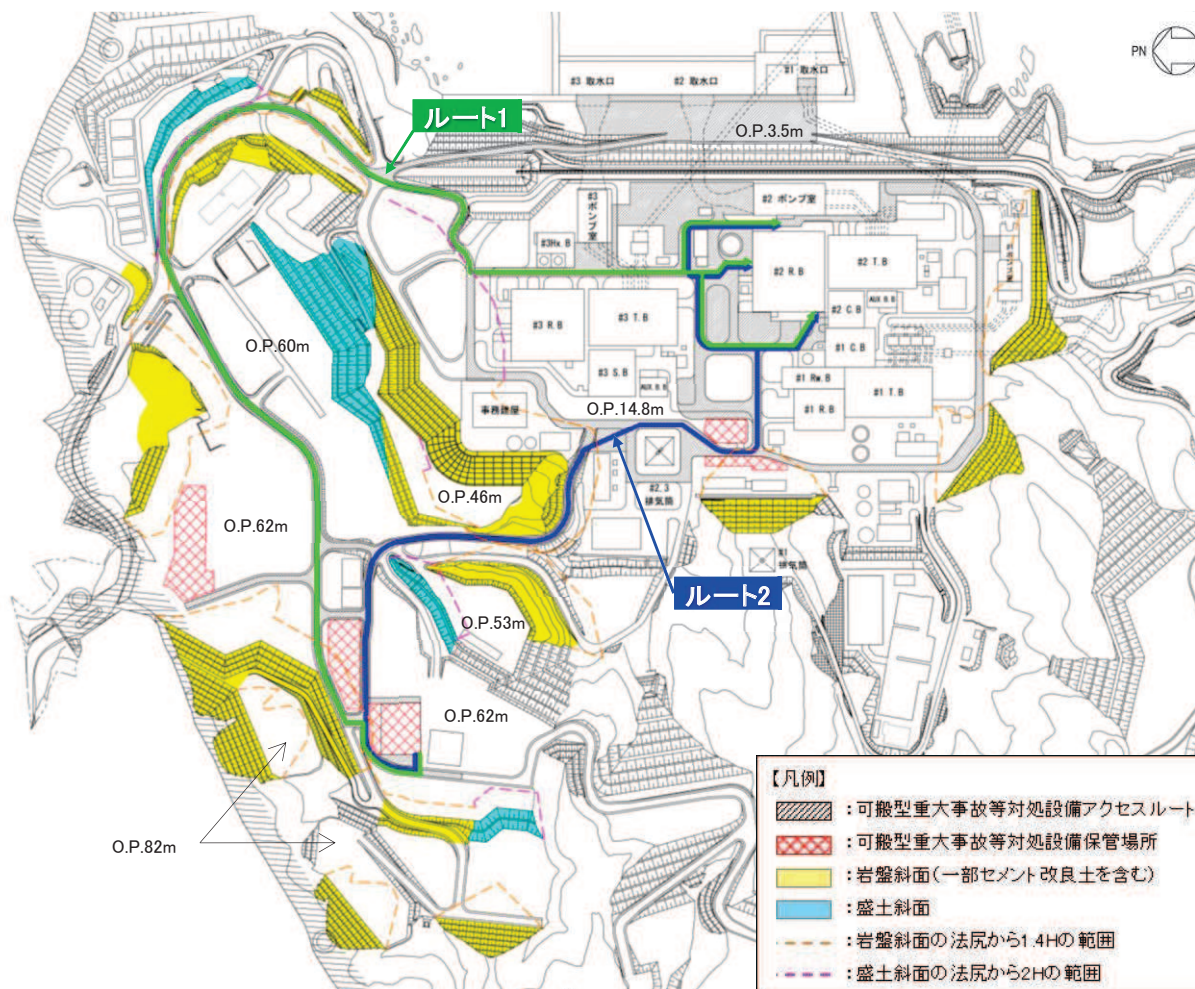


図 2.2-2 周辺斜面の抽出

(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屋外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 B

屋外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

屋外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

屋外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

屋外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 保管エリア及び屋外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

屋外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

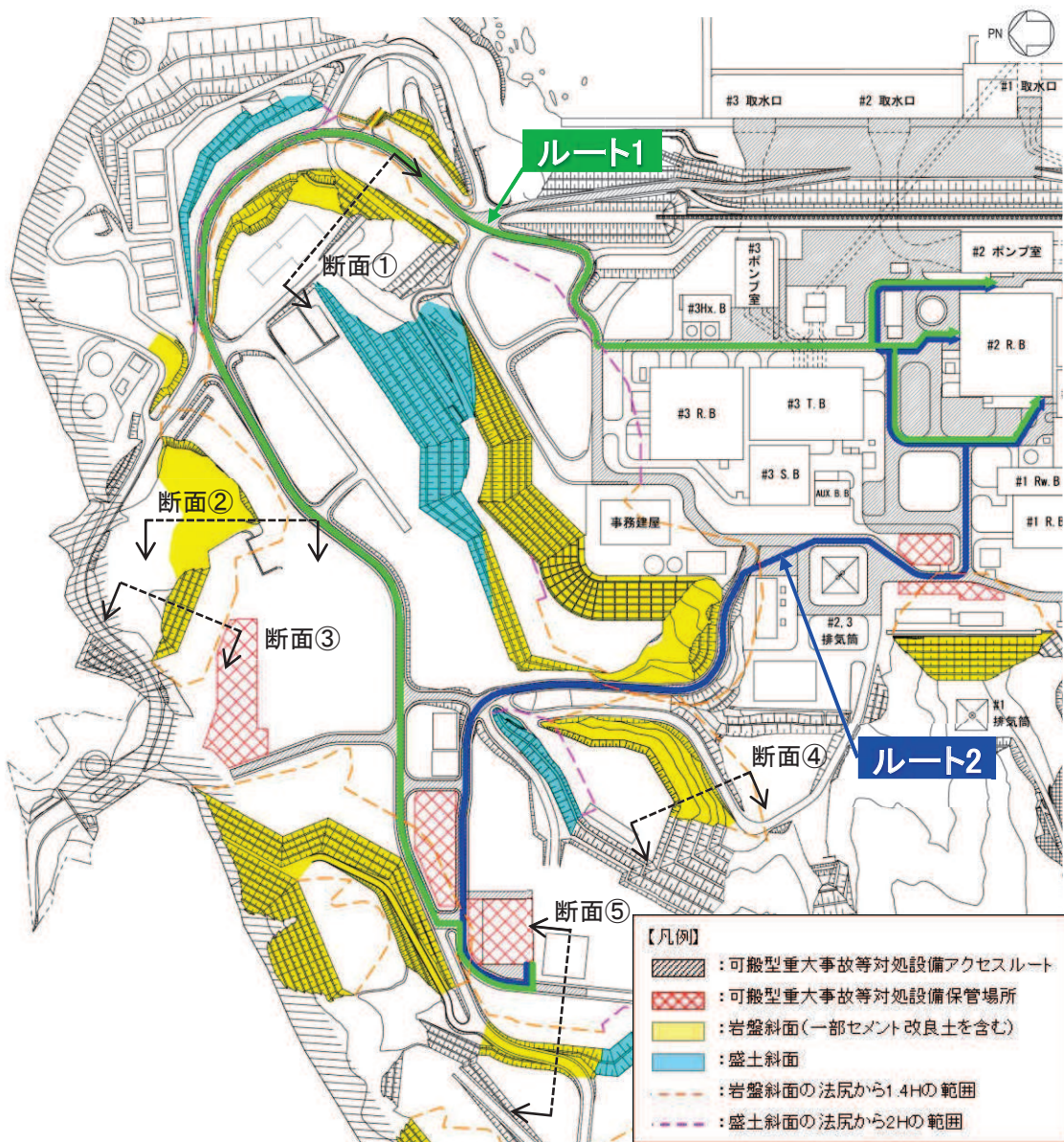


図 2.2-4 評価対象外とした周辺斜面の位置図

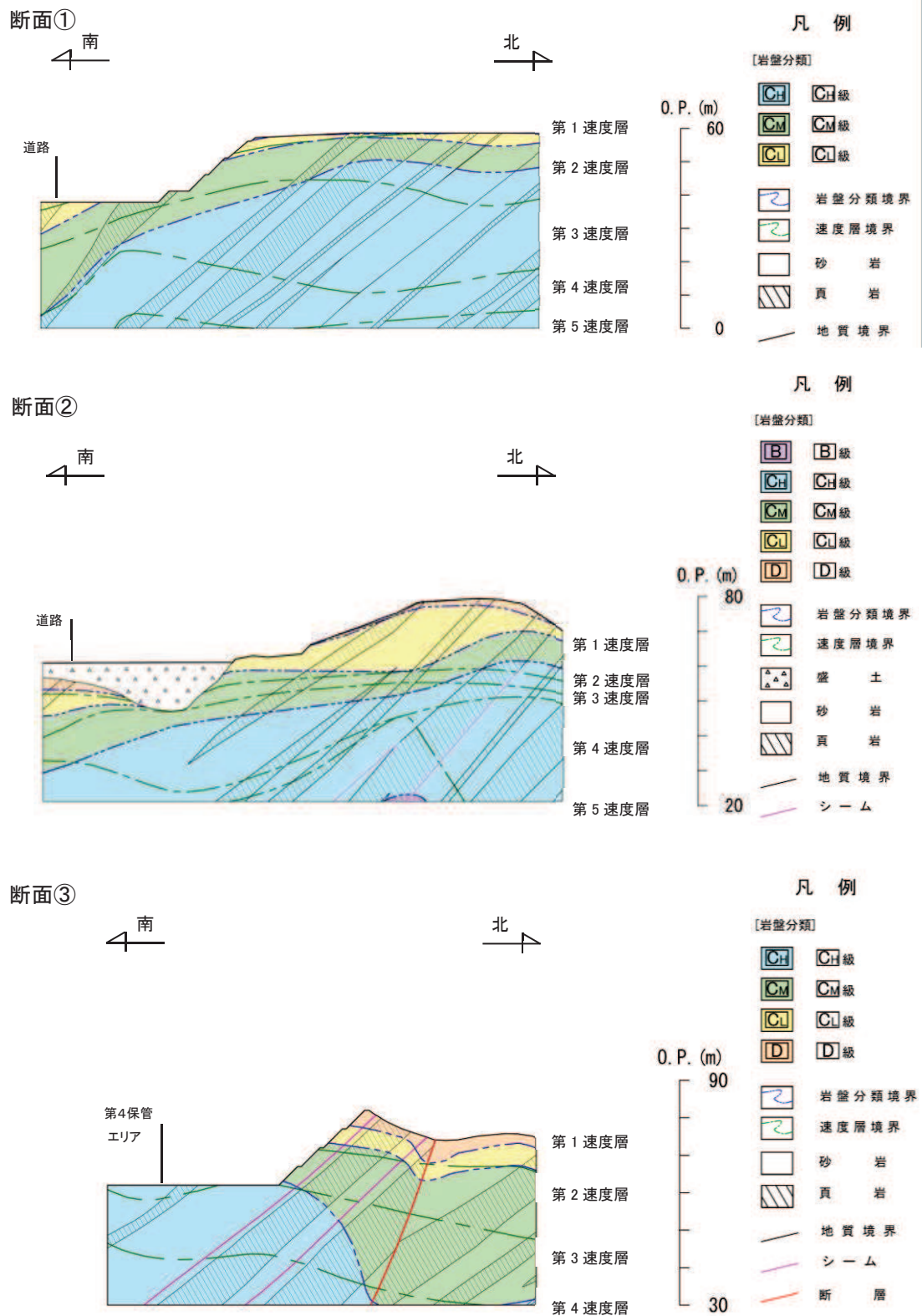
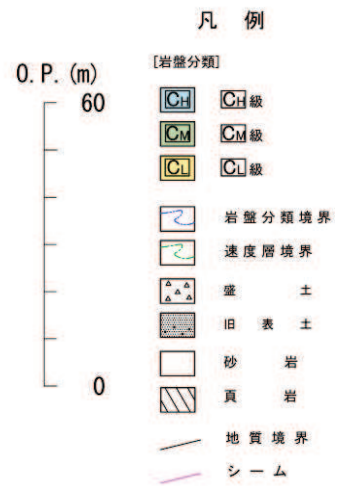
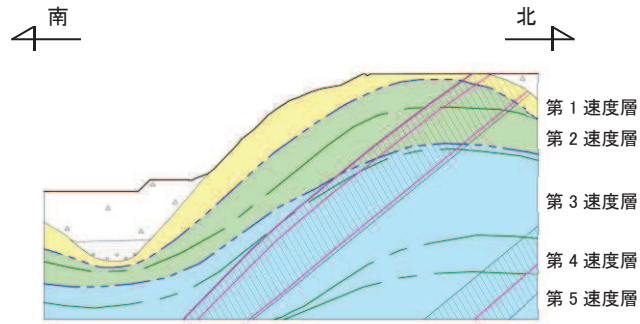


図 2.2-5 地質断面図 (断面①~③)

断面④



断面⑤

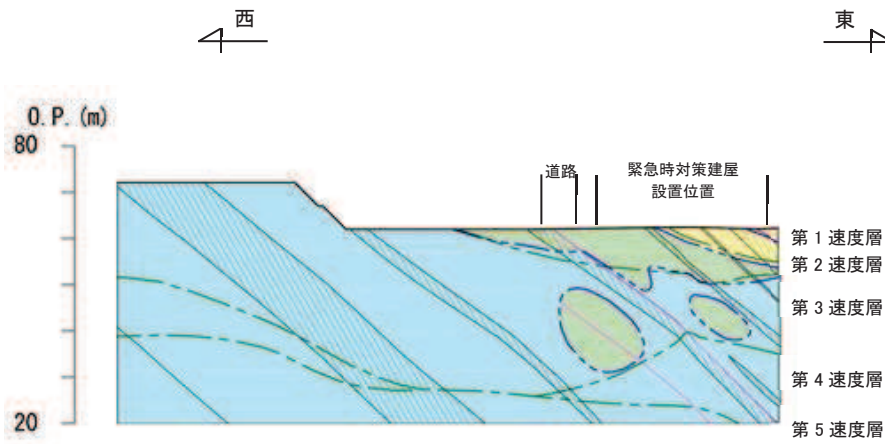


図 2.2-6 地質断面図 (断面④, ⑤)

(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。

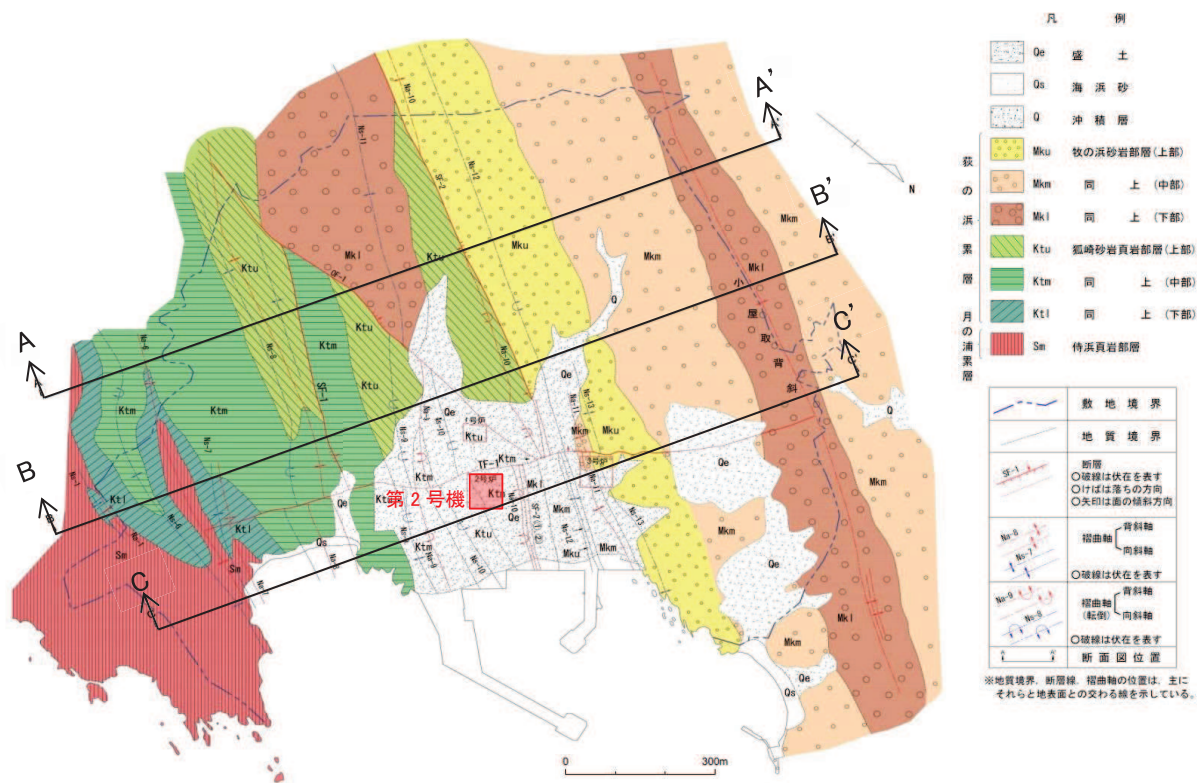


図 2.2-7 敷地の地質平面図

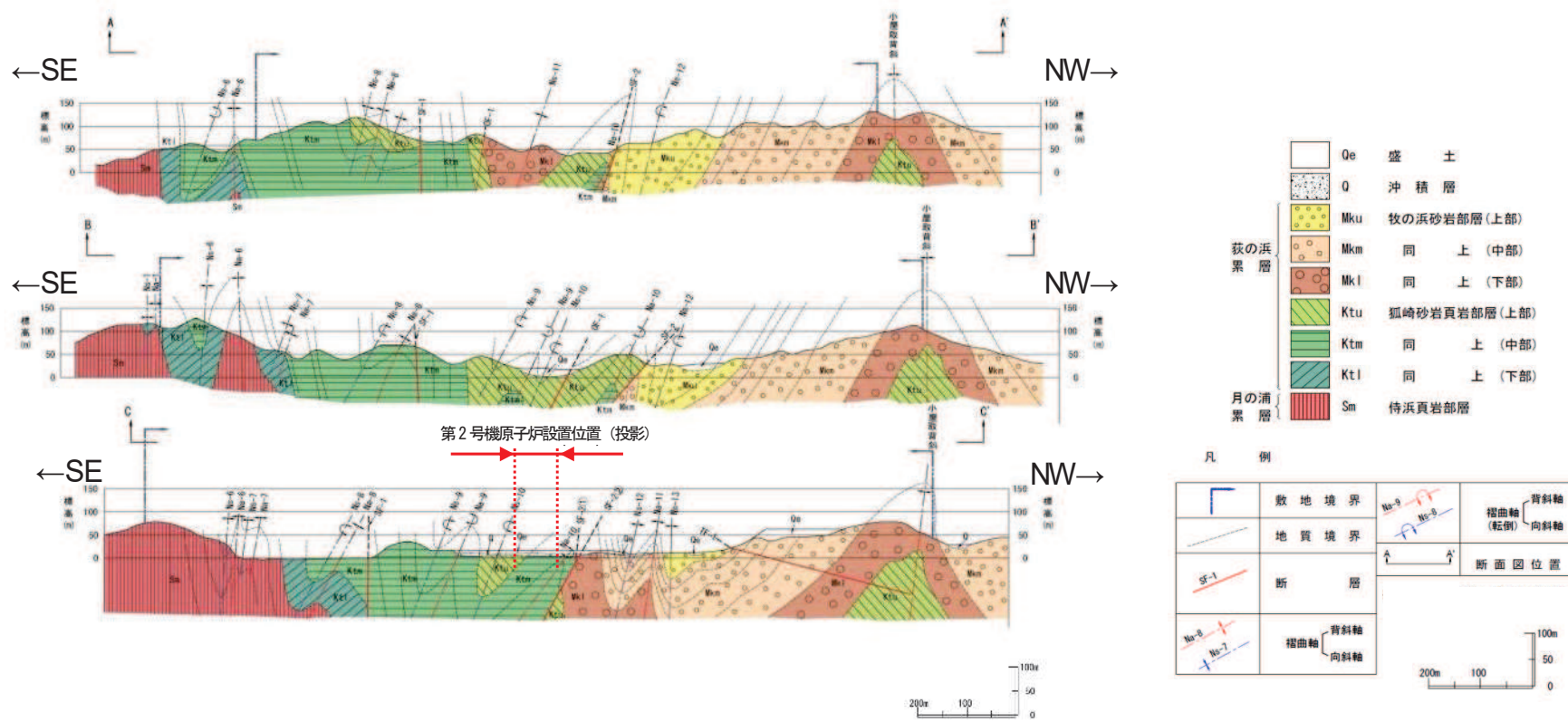


図 2.2-8 敷地の地質断面図

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。

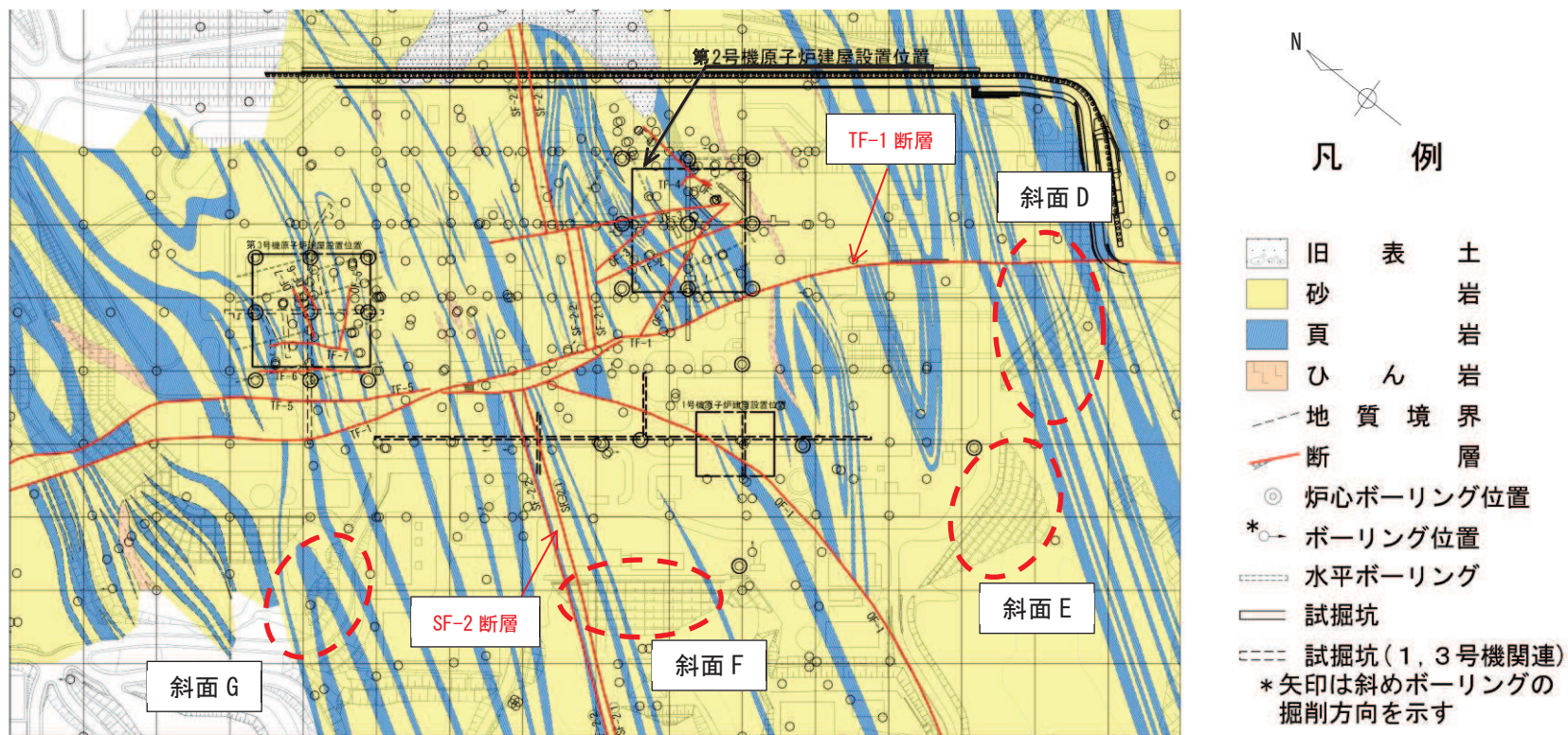
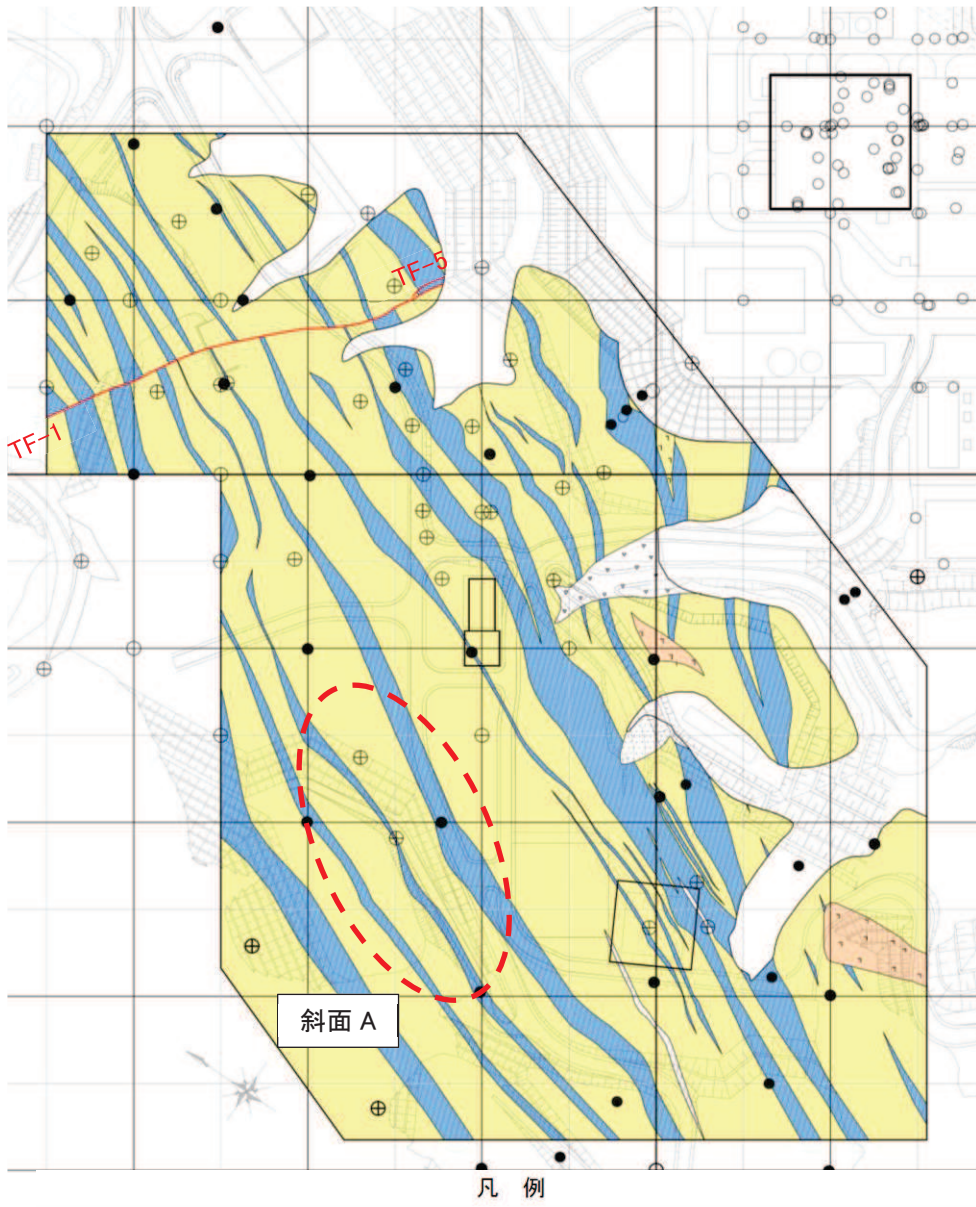


図 2.2-9 地質水平断面図 (0. P. -14. 1m)



- 凡 例
- | | | | | | | |
|---|----------------------|-----|---|----|---|------|
| ○ | ボーリング | ▲▲▲ | 盛 | 土 | — | 地質境界 |
| ● | ボーリング(2006~2013年度実施) | □ | 旧 | 表土 | — | 断層 |
| ⊕ | ボーリング(2014~2016年度実施) | ■ | 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及びボーリング調査位置を図 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。また、地質断面図作成にあたり参照したボーリング調査の代表位置を図 2.2-12 に併せて示す。

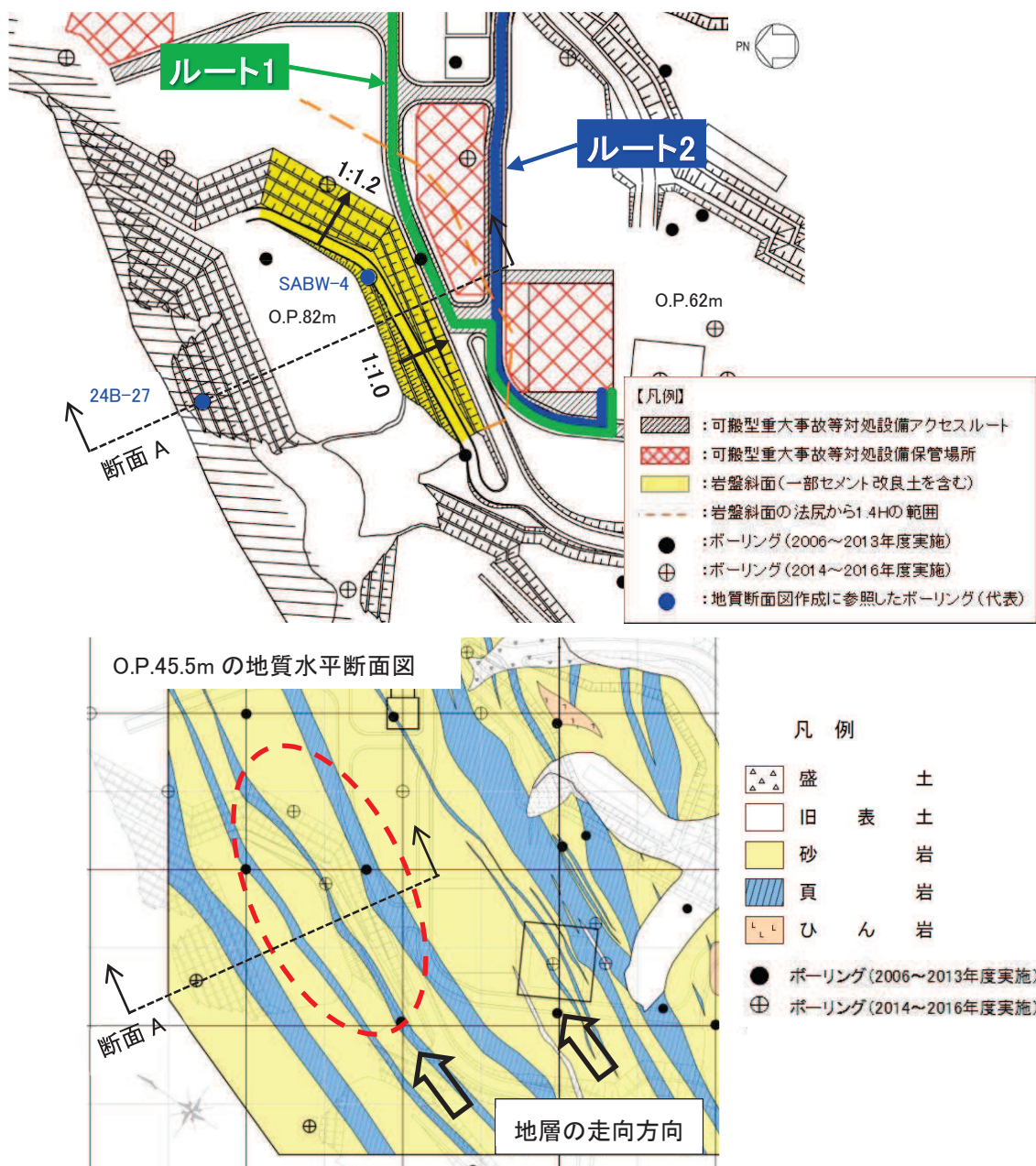


図 2.2-11 斜面 A の評価断面選定根拠及びボーリング調査位置

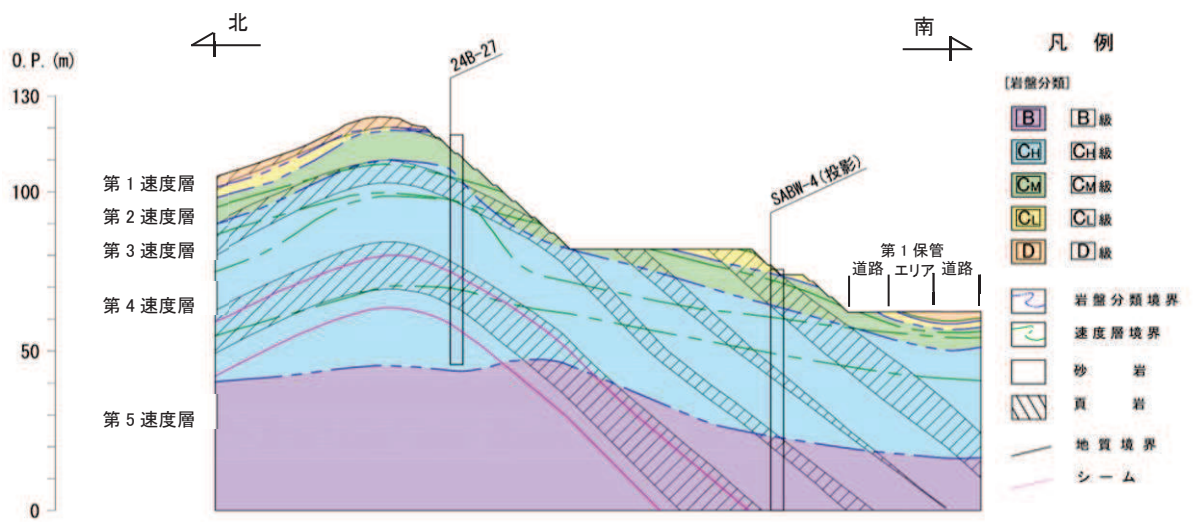


図 2.2-12 断面 A の地質断面図

b. 斜面 B

斜面 B の評価断面選定根拠及びボーリング調査位置を図 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 盤で屋外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。また、地質断面図作成にあたり参照したボーリング調査の代表位置を図 2.2-14 に併せて示す。

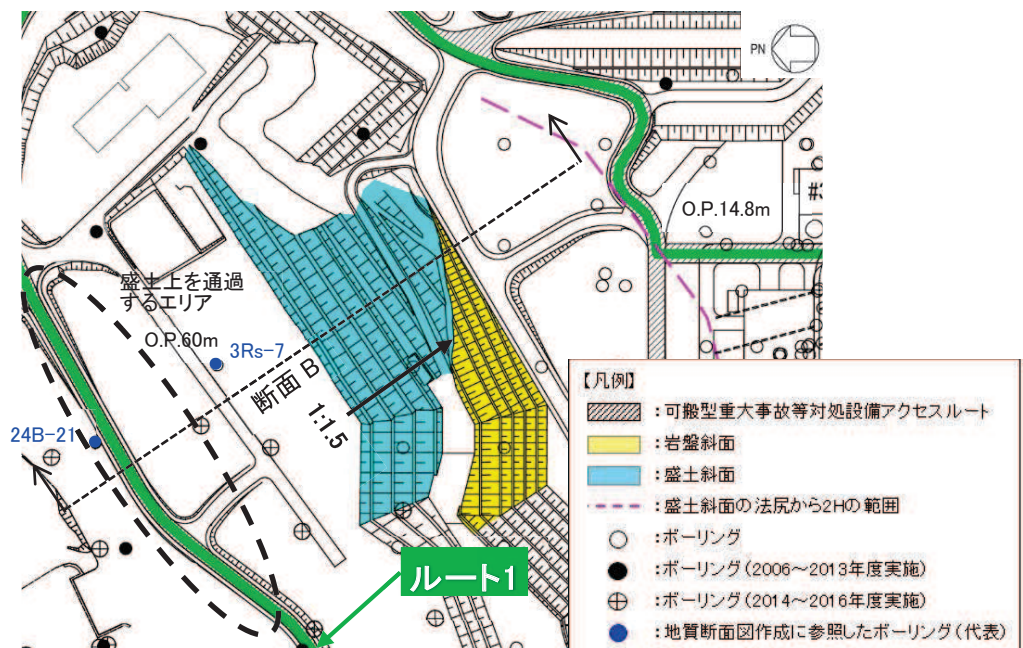


図 2.2-13 斜面 B の評価断面選定根拠及びボーリング調査位置

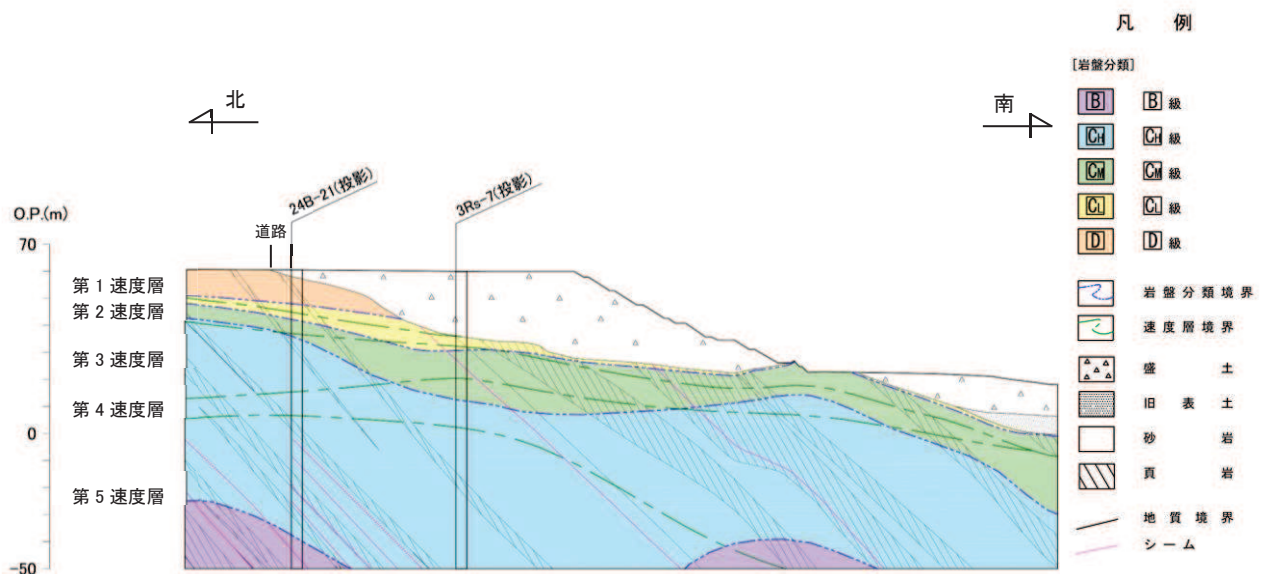


図 2.2-14 斜面 B の地質断面図

c. 斜面 C

斜面 C の評価断面選定根拠及びボーリング調査位置を図 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。また、地質断面図作成にあたり参照したボーリング調査の代表位置を図 2.2-16 に併せて示す。

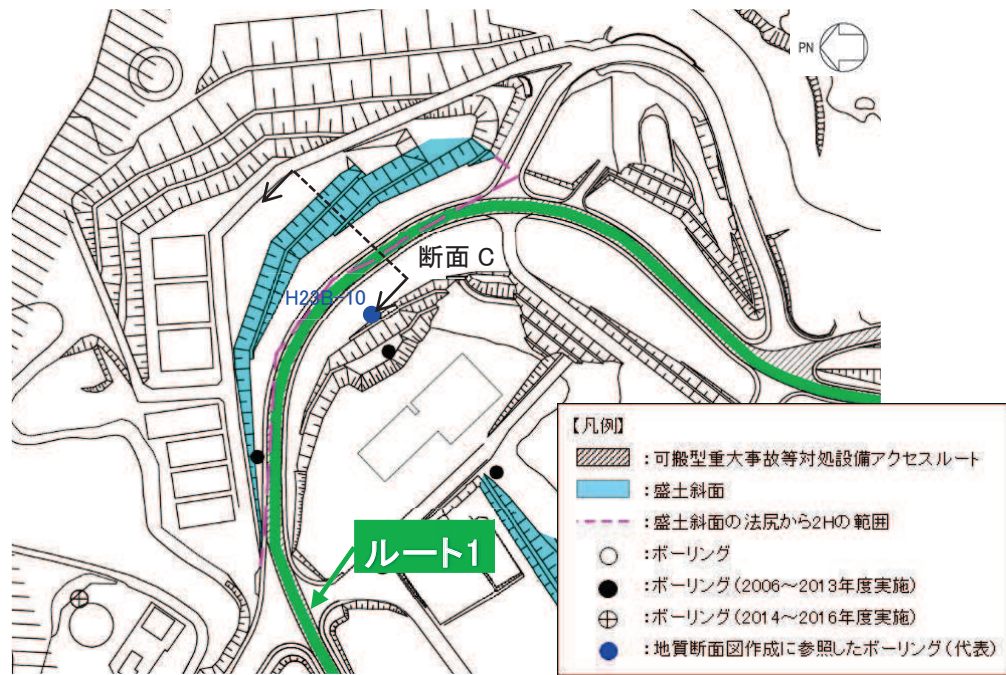


図 2.2-15 斜面 C の評価断面選定根拠及びボーリング調査位置

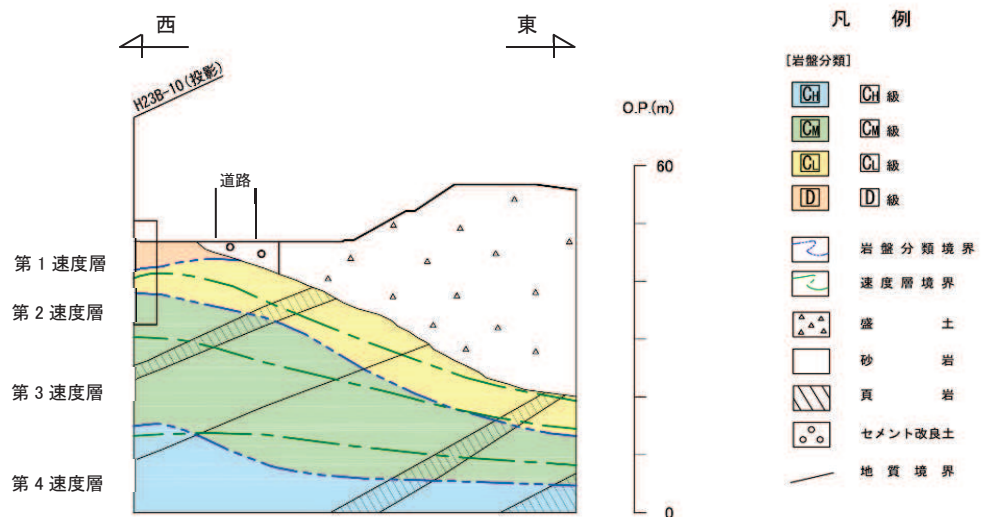


図 2.2-16 斜面 C の地質断面図

d. 斜面 F

斜面 F の評価断面選定根拠及びボーリング調査位置を図 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第 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。また、地質断面図作成にあたり参照したボーリング調査の代表位置を図 2.2-18 に併せて示す。

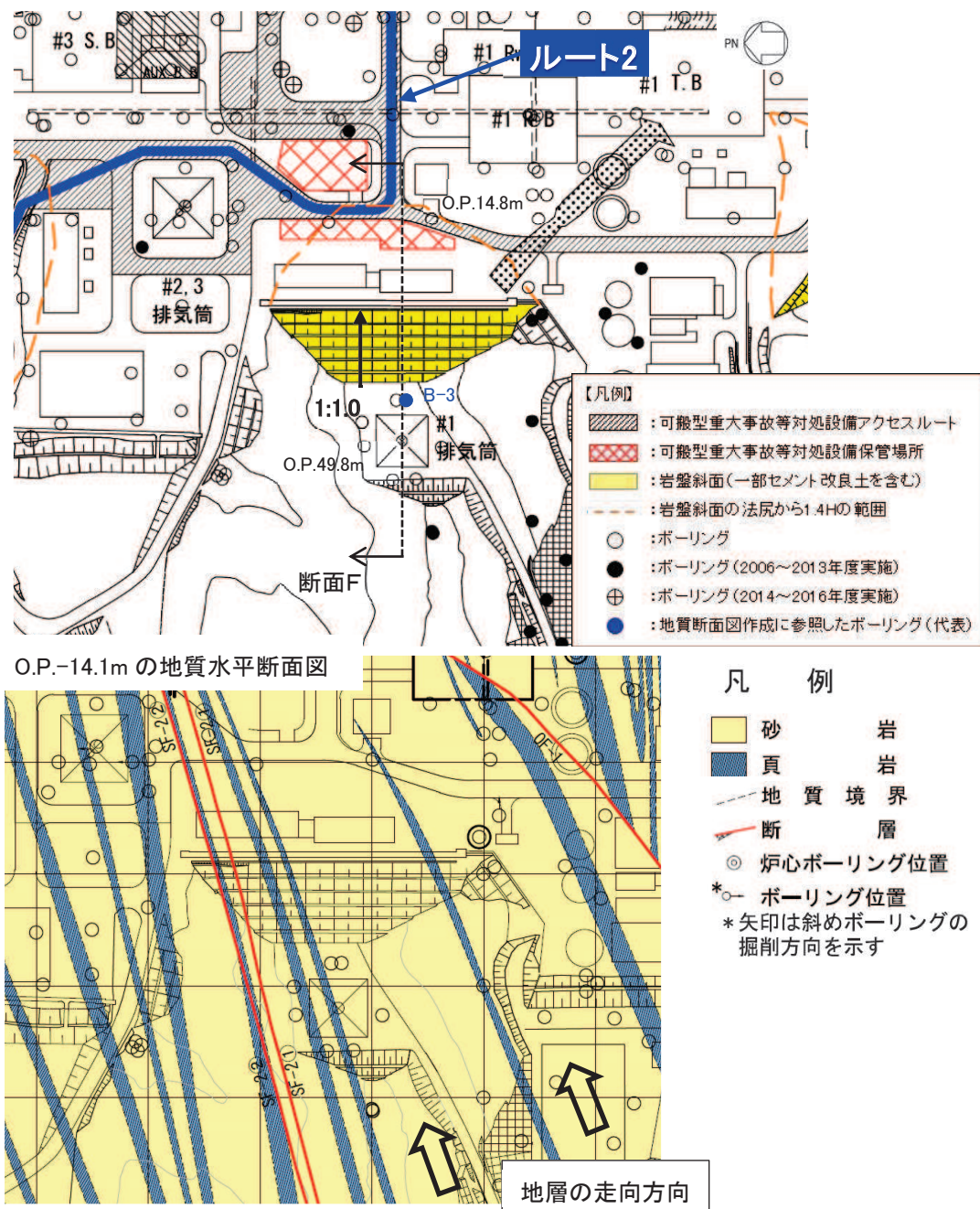


図 2.2-17 斜面 F の評価断面選定根拠及びボーリング調査位置

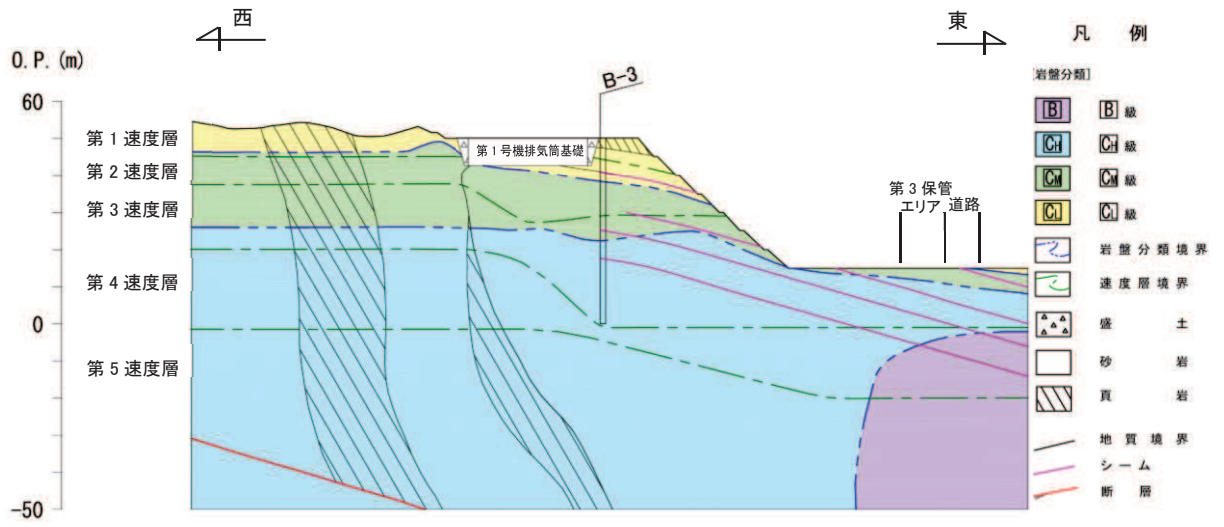


図 2.2-18 断面 F の地質断面図

e. 斜面 G

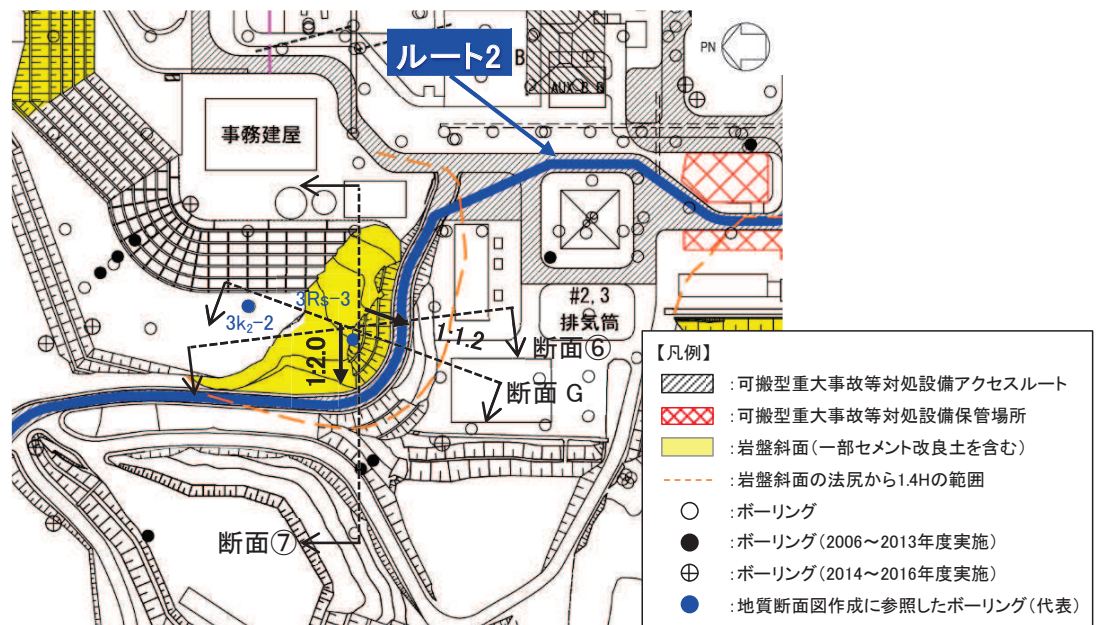
斜面 G の評価断面選定根拠及びボーリング調査位置を図 2.2-19 に示す。

屋外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では屋外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。また、地質断面図作成にあたり参照したボーリング調査の代表位置を図 2.2-20 に示す。



O.P.-14.1m の地質水平断面図

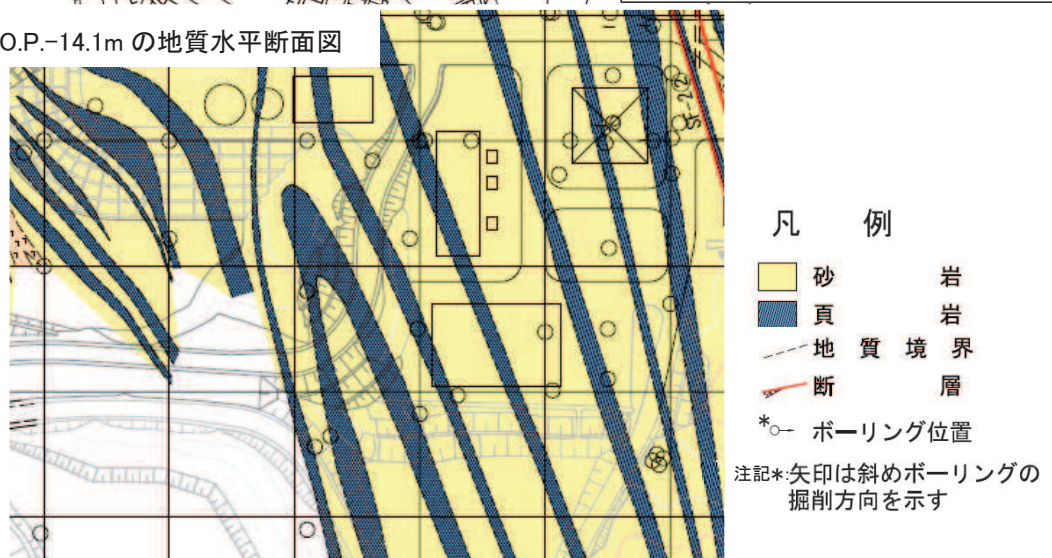


図 2.2-19 斜面 G の評価断面選定根拠及びボーリング調査位置

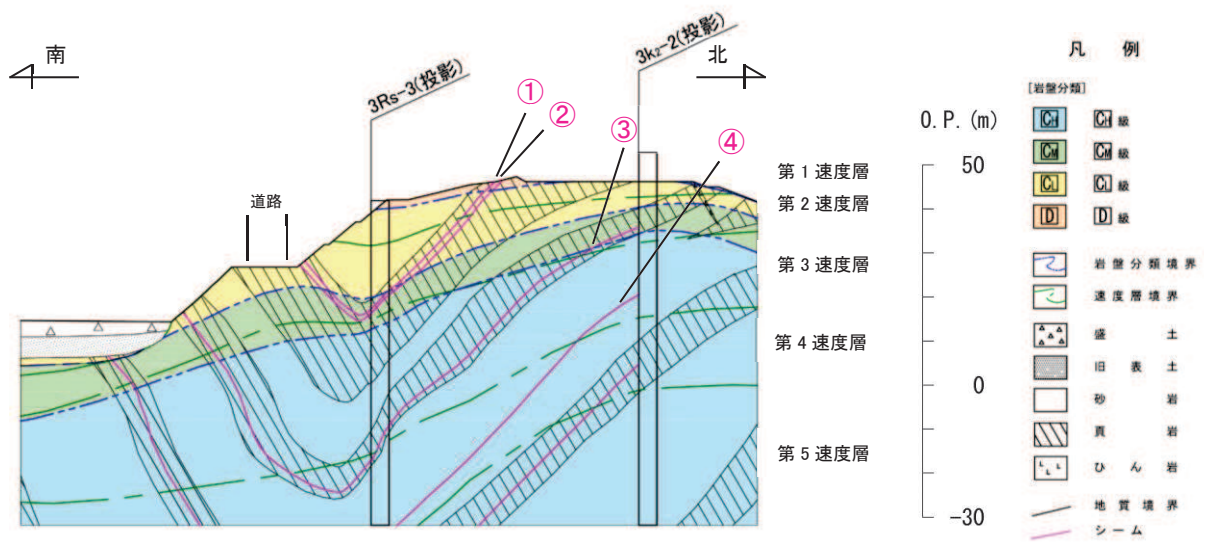


図 2.2-20 断面Gの地質断面図

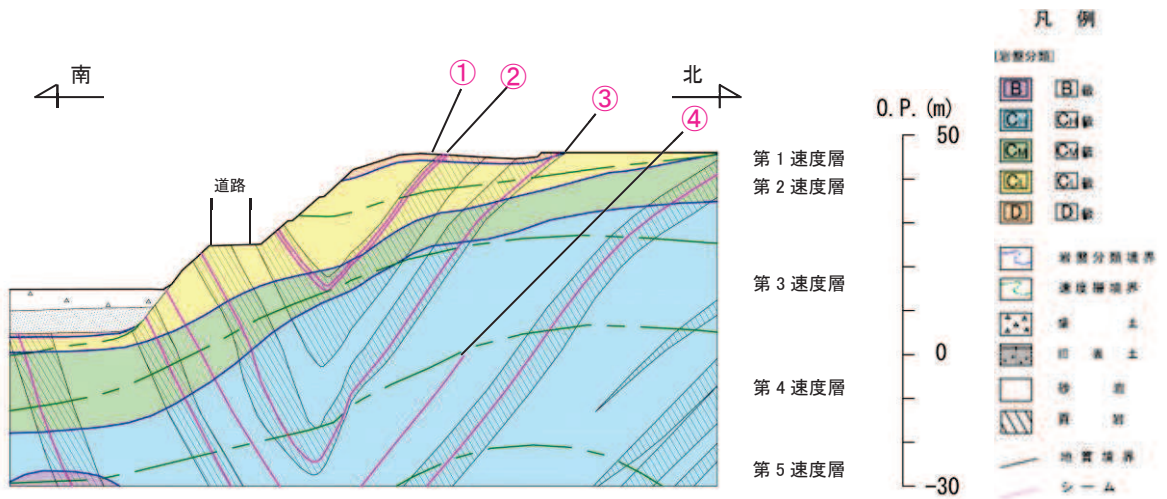


図 2.2-21 断面⑥の地質断面図

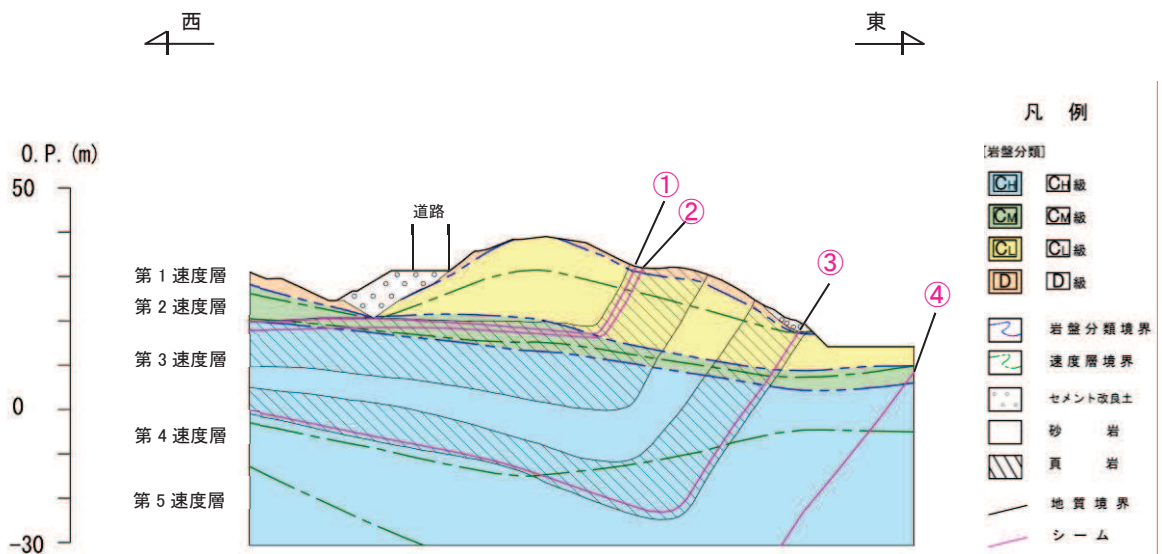


図 2.2-22 断面⑦の地質断面図

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。

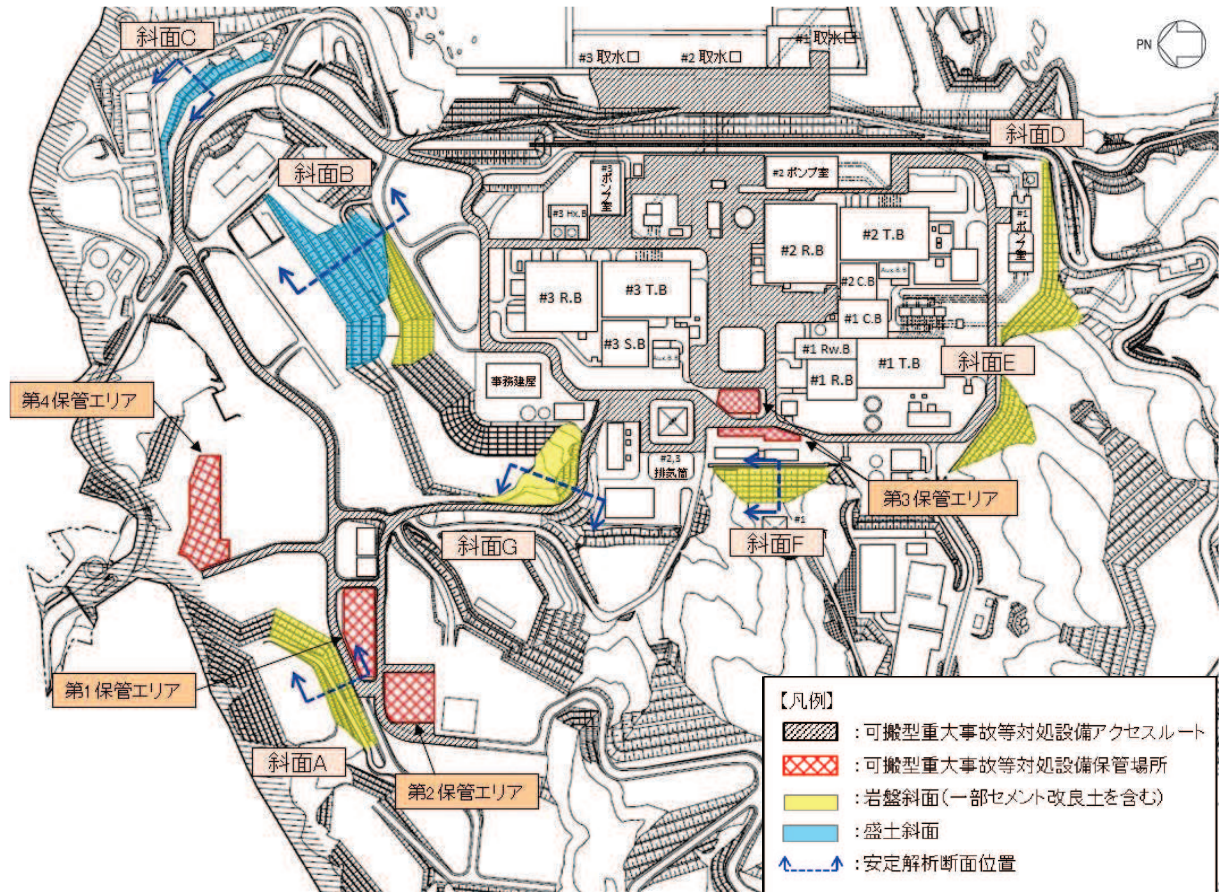


図 2.2-23 評価対象断面位置図

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 盤に至るまでの屋外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。

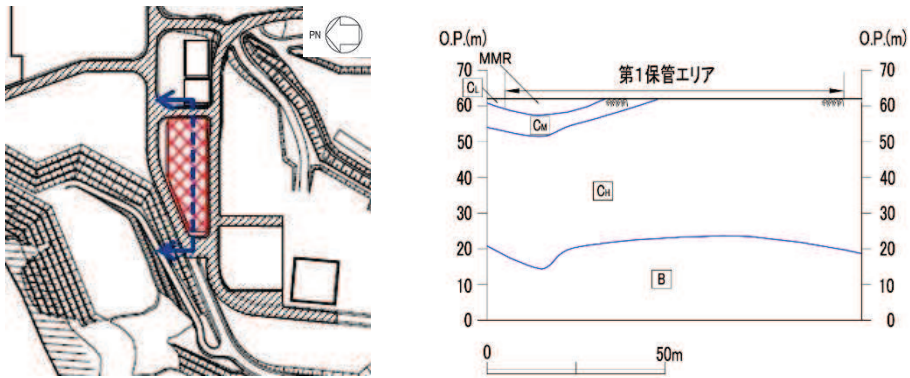


図 2.3-1 第1保管エリアの支持地盤

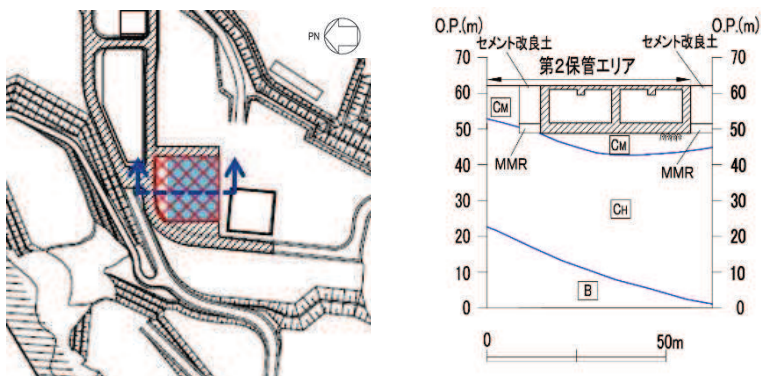


図 2.3-2 第2保管エリアの支持地盤

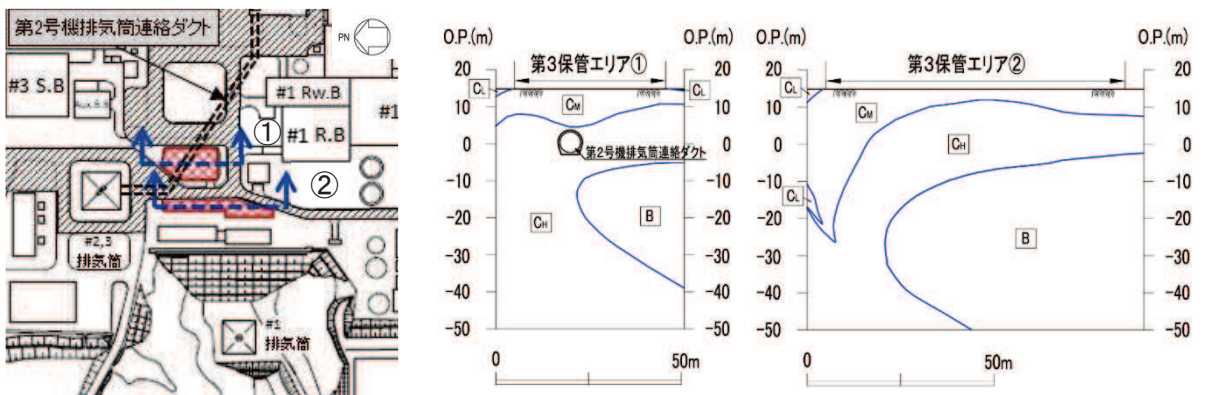


図 2.3-3 第3保管エリアの支持地盤

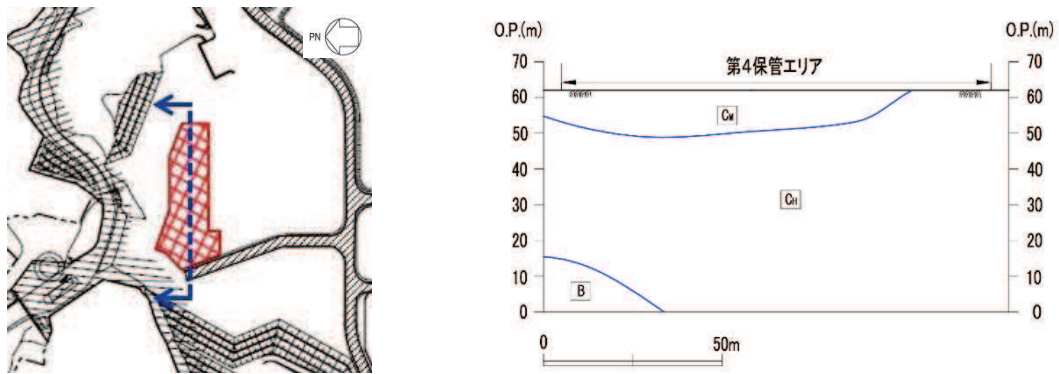


図 2.3-4 第4保管エリアの支持地盤

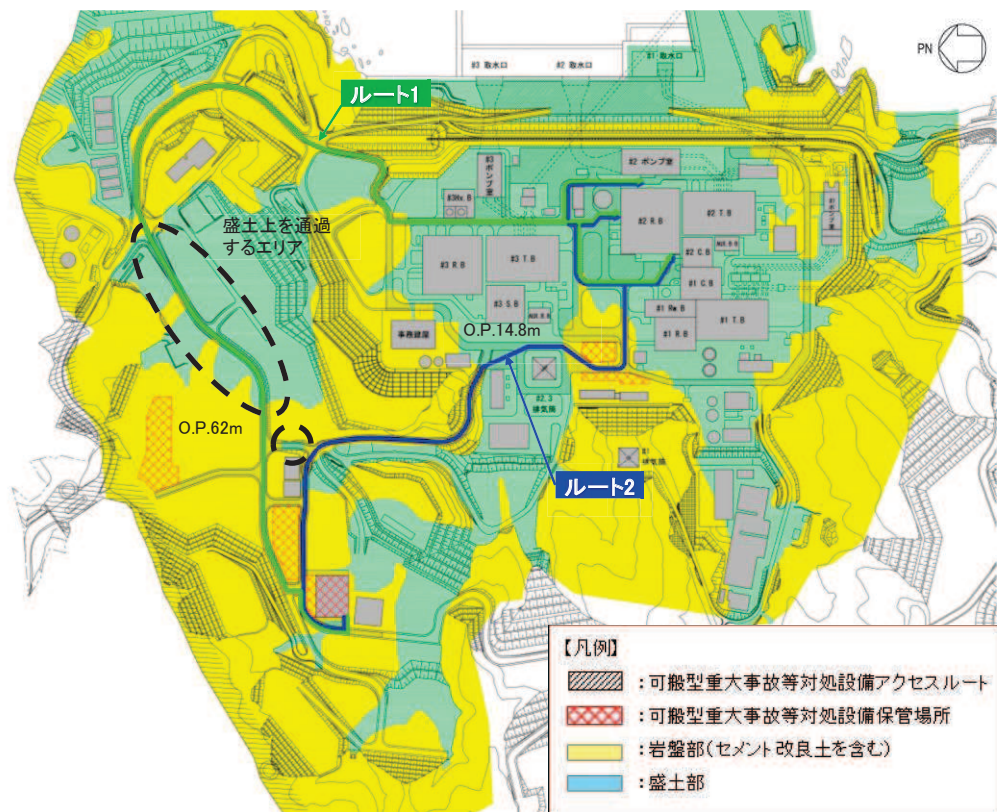


図 2.3-5 屋外アクセスルートの支持地盤

(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。

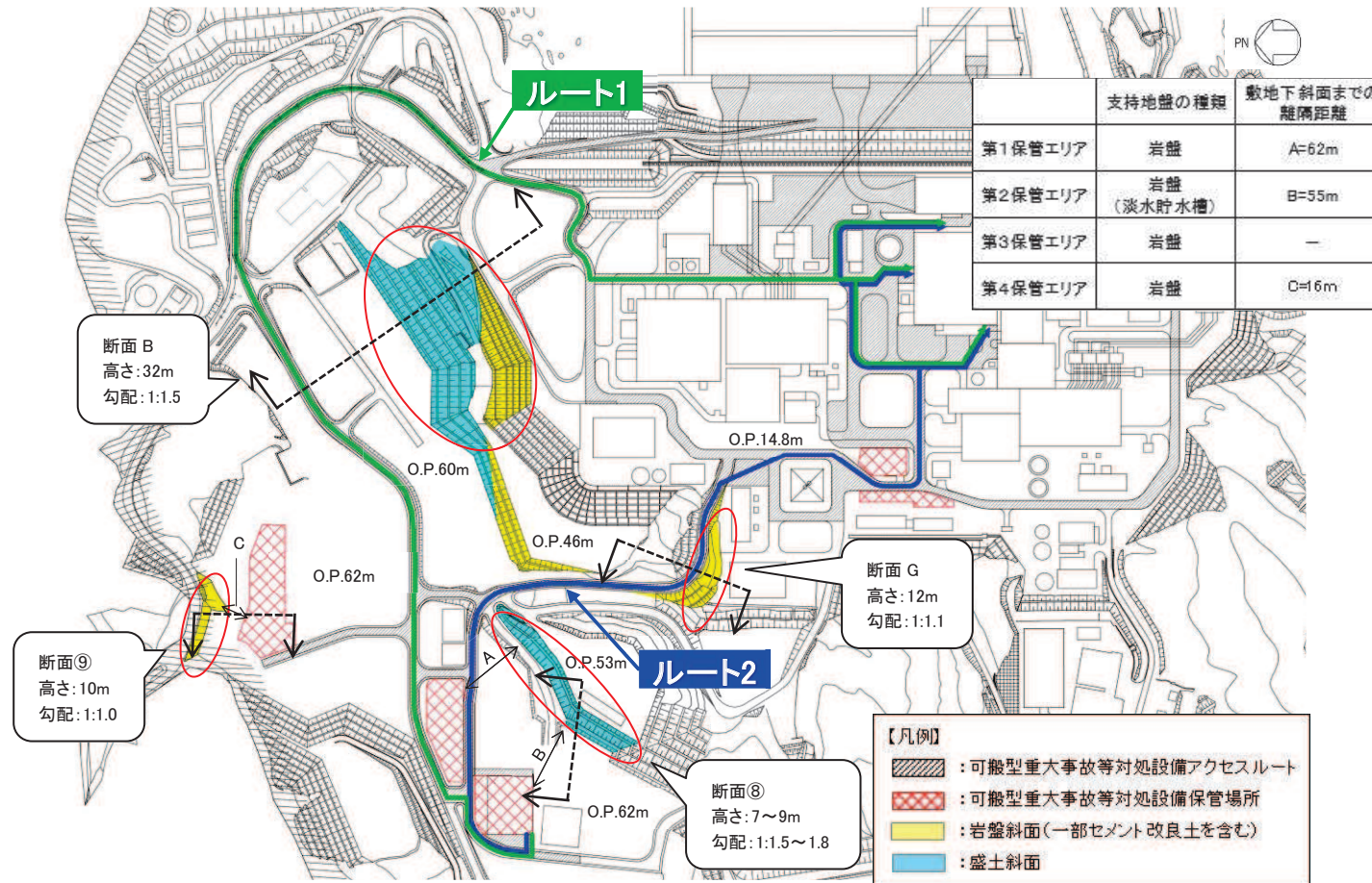


図 2.3-6 保管場所及び屋外アクセスルートの敷地下斜面の抽出

(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。

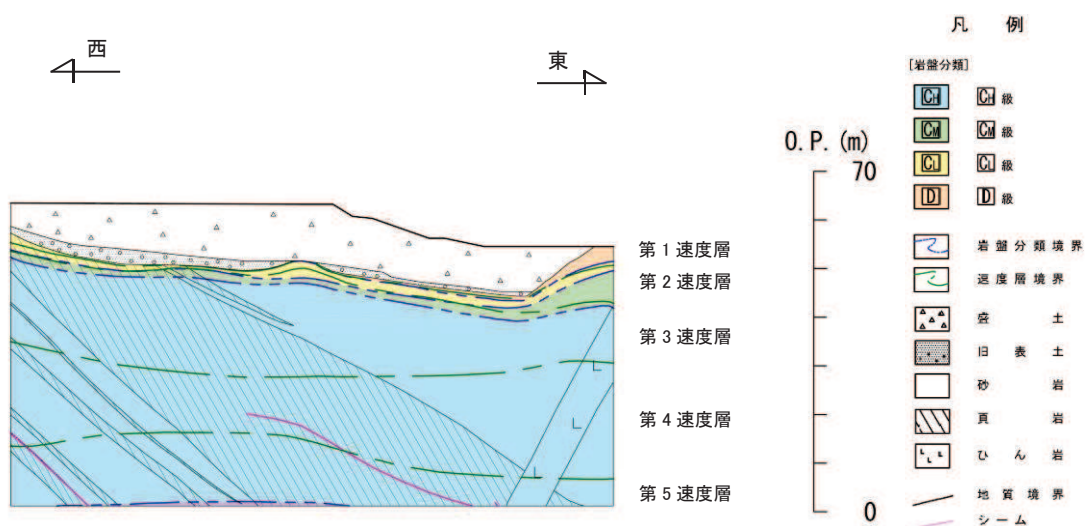


図 2.3-7 断面⑧の地質断面図

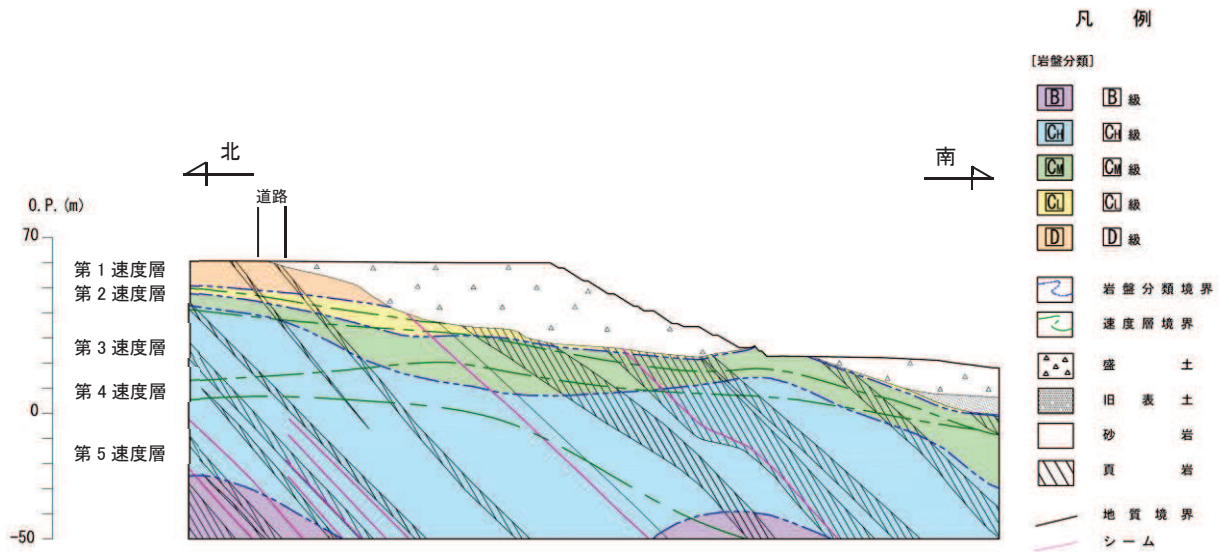


図 2.3-8 断面Bの地質断面図

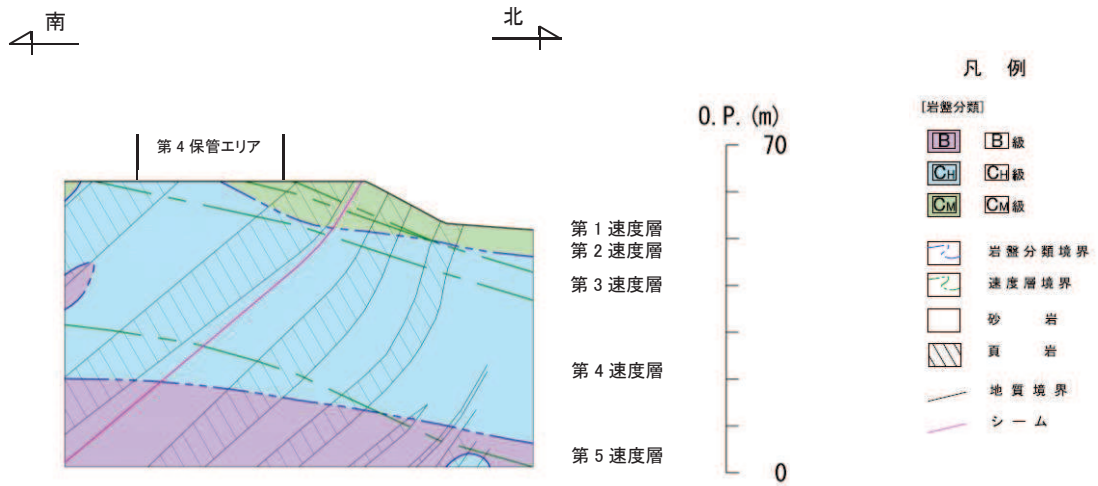


図 2.3-9 断面⑨の地質断面図

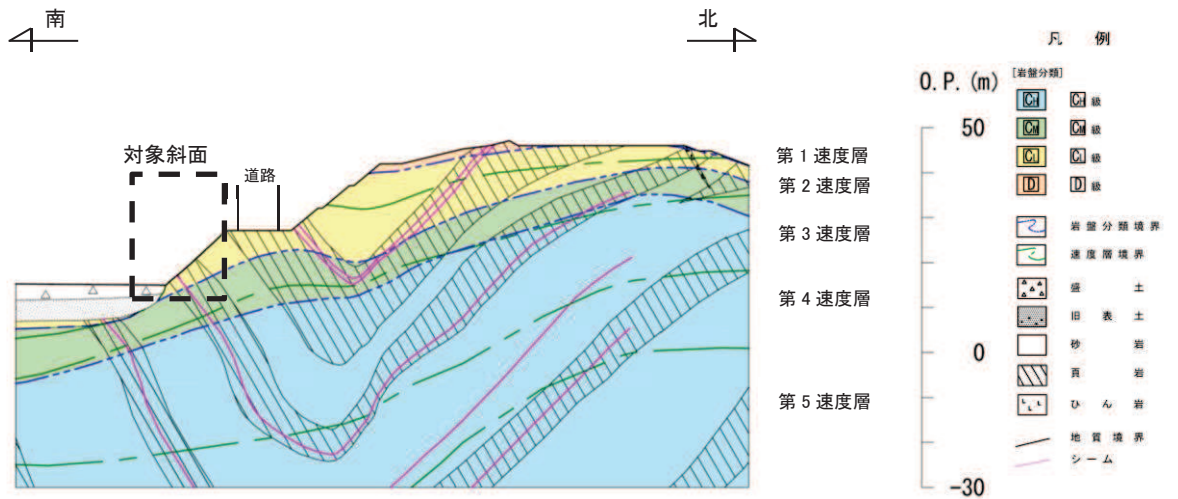


図 2.3-10 断面Gの地質断面図

(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。

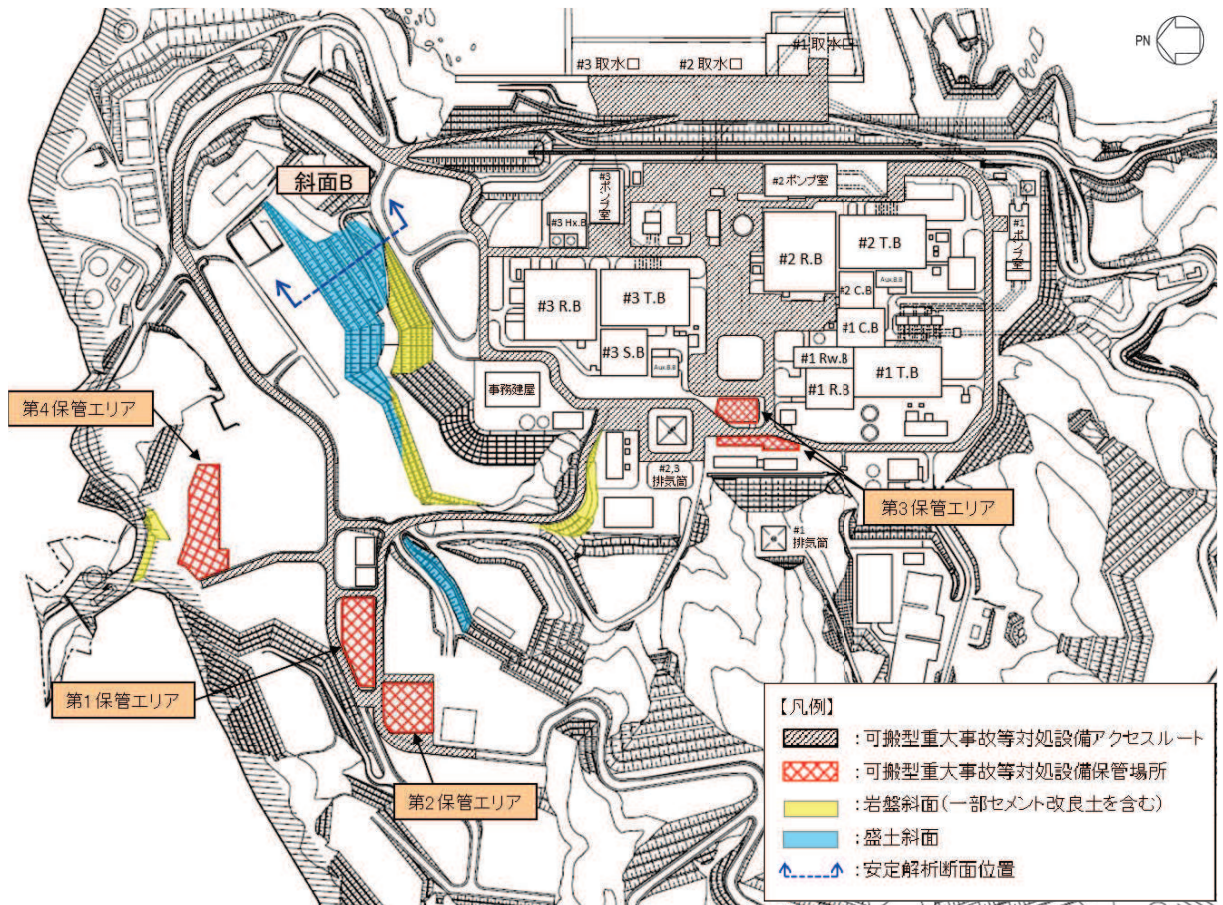


図 2.3-11 評価対象とする敷地下斜面

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

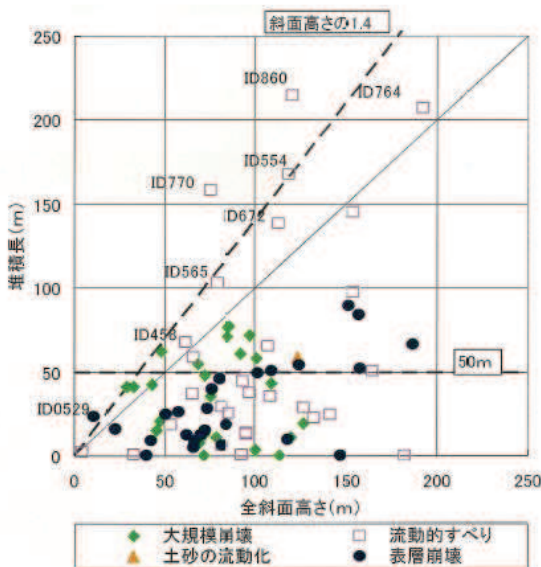
原子炉建屋基礎地盤，原子炉建屋周辺斜面の安定性評価に当たっては，地盤調査・試験結果をもとに適切な地盤モデルを定め，必要に応じてすべり面法等の慣用法による解析，有限要素法等による静的解析，動的解析を実施する。

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る。

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。

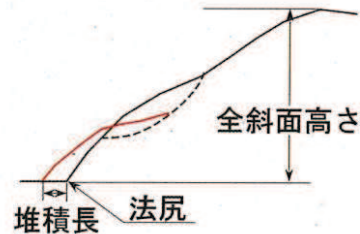
②原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料>

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。



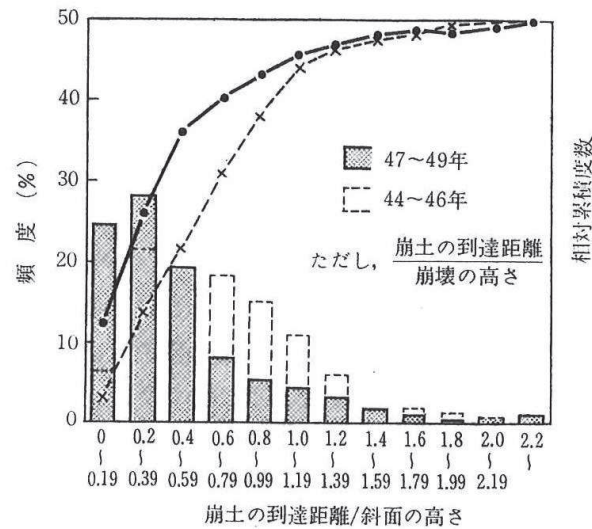
崩壊事例 135 件における崩壊土砂の堆積長 (= 到達距離) は，50m 以内及び斜面高さの 1.4 倍以内となっている。

注：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 高 $h(m)$	崩壊の幅 幅 $W(m)$	崩壊の深 深 $d(m)$	崩壊土量 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

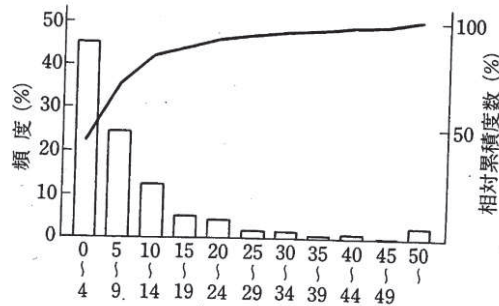


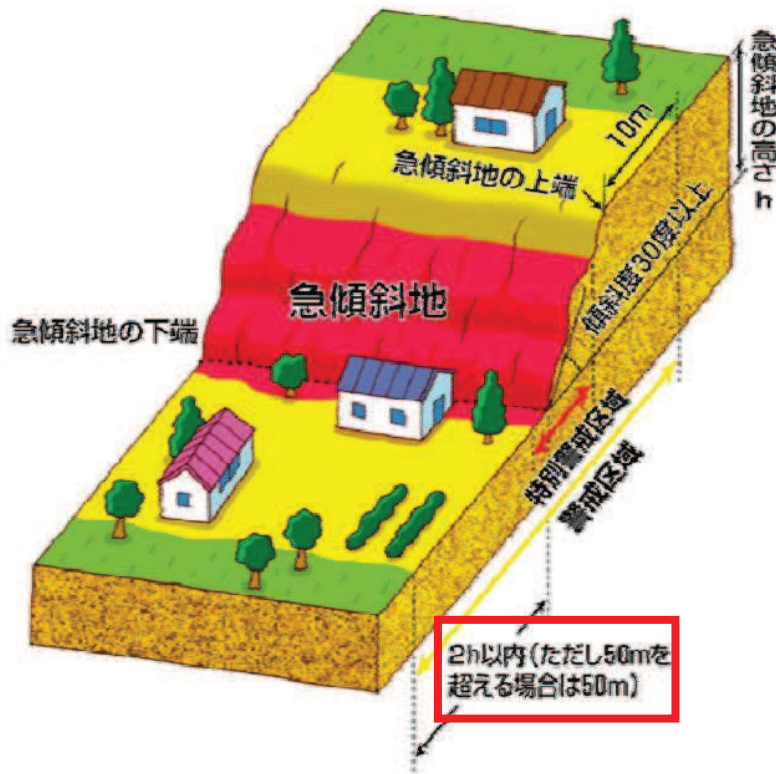
図-5.4 崩土の到達距離 (m) (1972~1982年)^[18]
 (Travel distance of failed materials)

【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
住宅や店舗等の建築や道路の敷設等の開発行為は、基準に満たない限り許可されず、【新築禁止】



建築物の構造規制
地震に耐える建築物は、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。
【新築禁止または市町村】



建築物の移転等の勧告
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、移転等の勧告が行われます。
移転等については、自治体防災関係の担当者との協議を受けられます。
【新築禁止】

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。

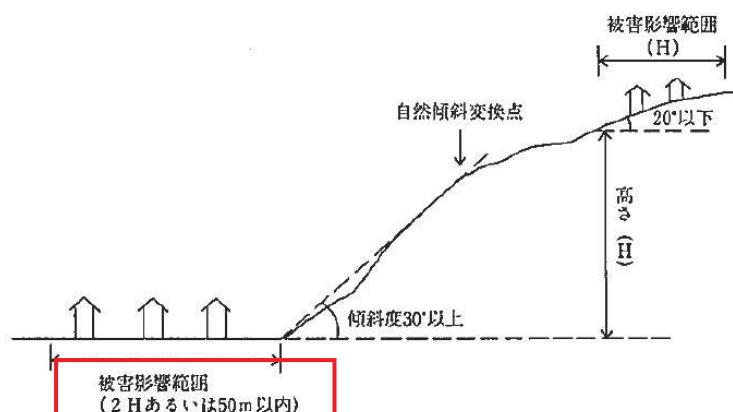


図 X.1 急傾斜地崩壊危険箇所の要件

【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。

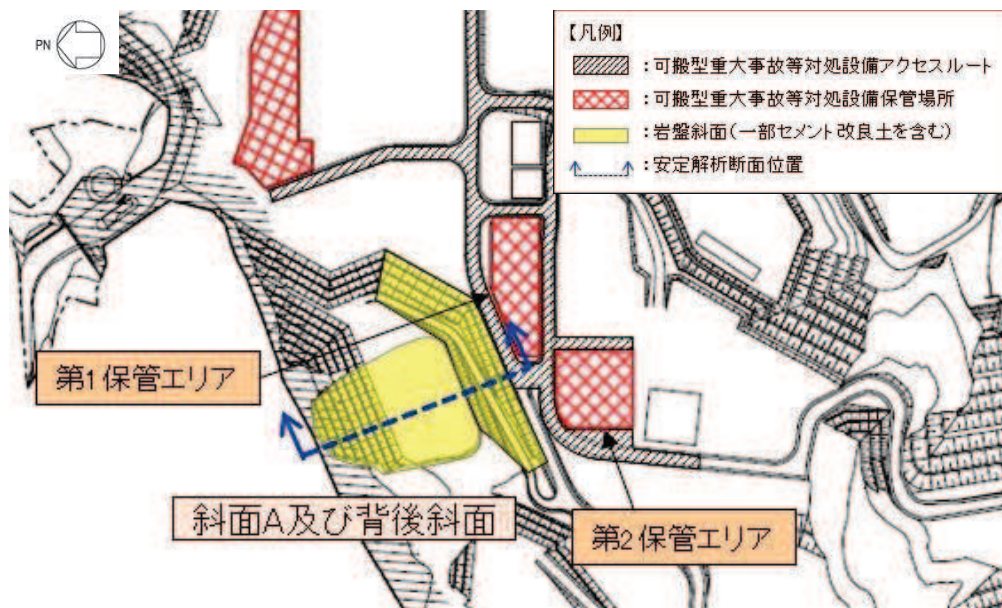


図 2.4-1 斜面 A 及び検討斜面位置

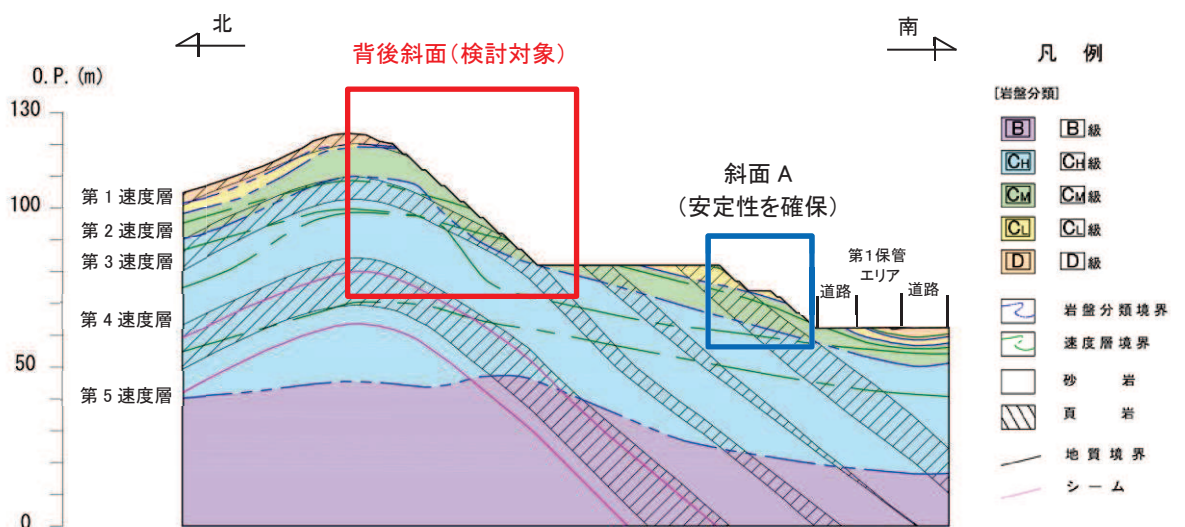


図 2.4-2 斜面 A 及び検討断面

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）

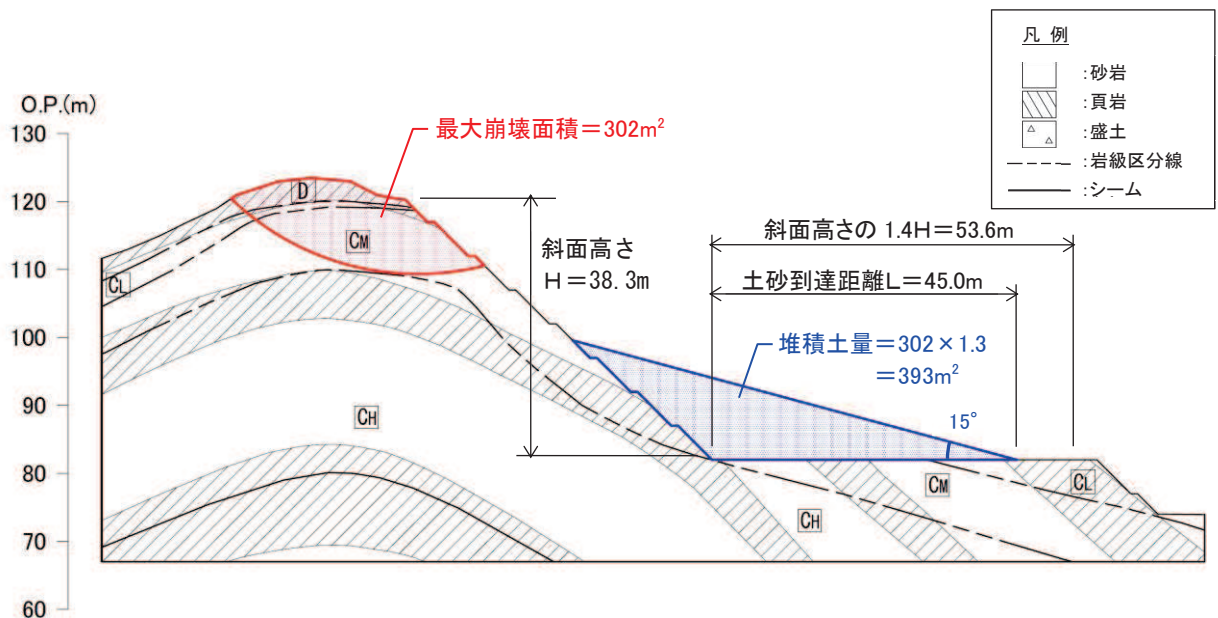


図 2.4-3 斜面崩壊時の最大到達距離

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。

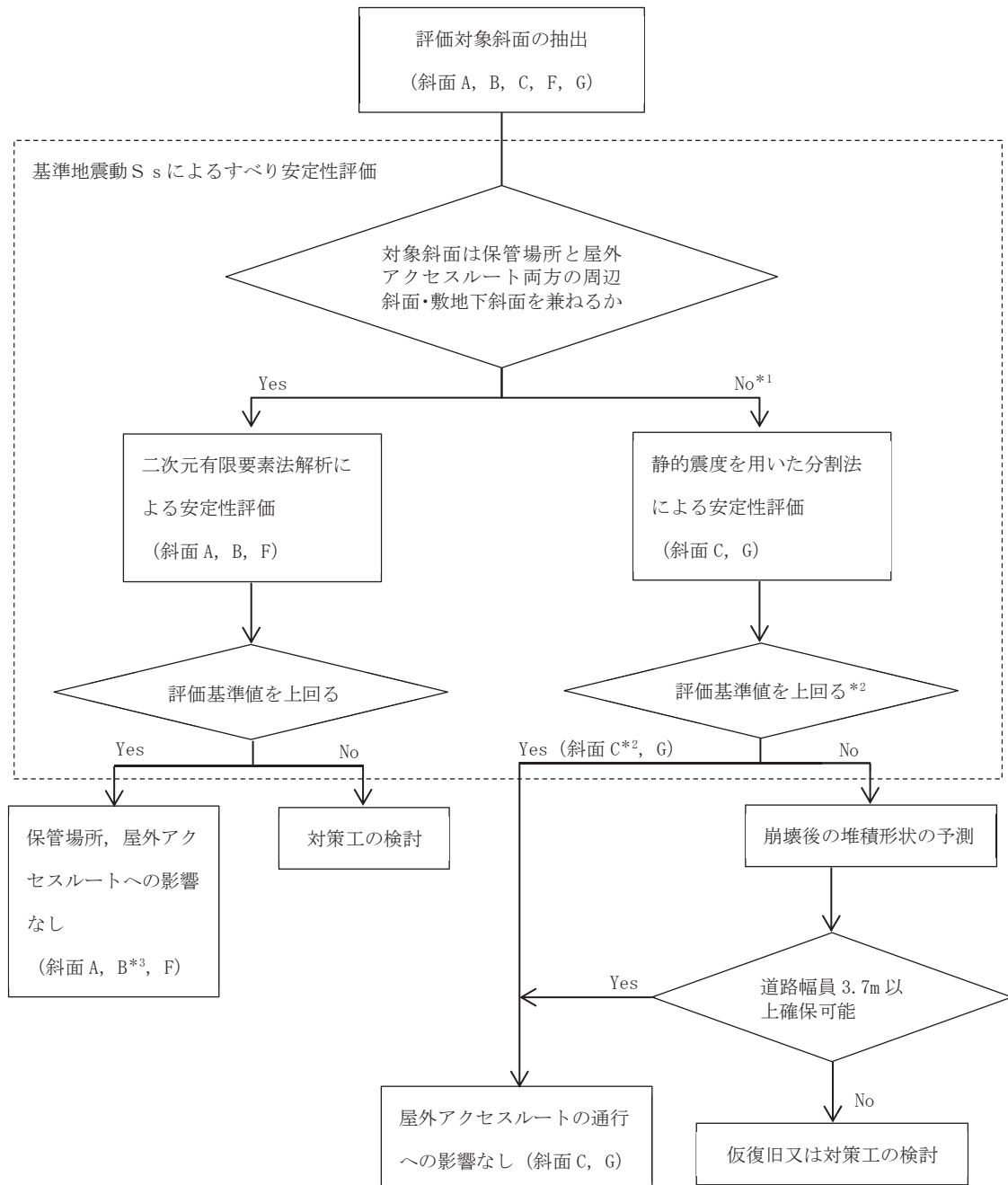
以上より、斜面法尻からの離隔の設定は妥当であると考ええる。

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。

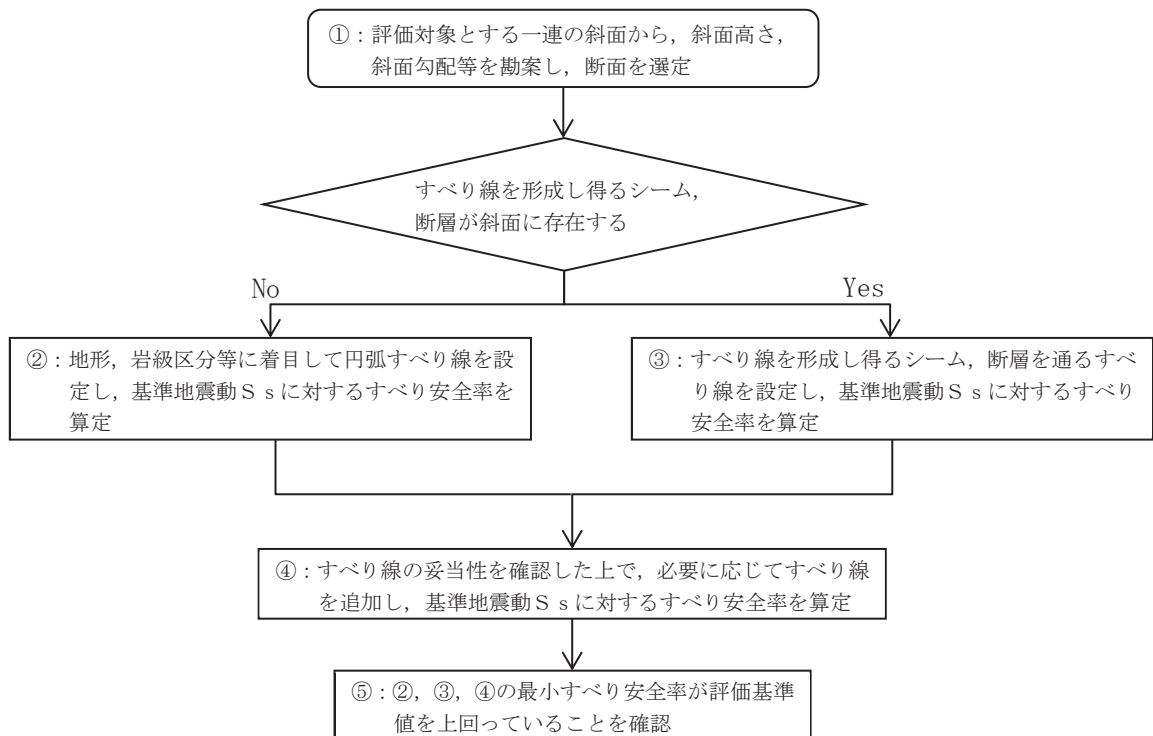


図 3.1-2 斜面の安定性評価フロー

(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		
			せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_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
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	
	ひん岩	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		0.03	
	頁岩	26.6	1.58	46.0	$1.36 \sigma^{0.62}$	2,160	0.25		0.03	
	ひん岩	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		0.03	
	頁岩	25.8	0.49	47.0	$1.16 \sigma^{0.62}$	980	0.20		0.03	
	ひん岩	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		0.03	
	頁岩	24.1	0.44	27.0	$0.58 \sigma^{0.31}$	400	0.31		0.03	
	ひん岩	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	$G_0 = 255.4 \sigma^{0.26}$ $G_d / G_0 =$ $1 / (1 + 119 \gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085 \gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$	
	頁岩	20.2	0.10	24.0	$0.12 \sigma^{0.21}$	39	0.38			
	ひん岩	20.2	0.10	24.0	$0.41 \sigma^{0.49}$	78	0.38			

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)	静的・動的特性			静的特性		動的特性		
			せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_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
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	$G_0 = 255.4 \sigma^{0.26}$ $G_d / G_0 =$ $1 / (1 + 119 \gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085 \gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$	
	頁岩	20.2	0.10	24.0	$0.12 \sigma^{0.21}$	39	0.38			
	ひん岩	20.2	0.10	24.0	$0.41 \sigma^{0.49}$	78	0.38			

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	物理特性 単位体積重量 γ (kN/m ³)	強度特性				変形特性				
		静的・動的特性				静的特性		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)	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	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.0201 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.0911 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
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	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.0311 \log \gamma$
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	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.0501 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$
背面補強工	24.0	—				28,000	0.2	11,667	0.2	0.05
置換コンクリート	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

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

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	動的特性
B級 及び 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					
	ひん岩		砂岩と同じ値	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		砂岩と同じ値	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		
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	PS検層	
	頁岩		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		
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	

注記* : B級については、C_H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・動的特性	静的特性	動的特性
B級	砂岩	密度試験	C _H 級と同じ値	換算値	PS 検層
	頁岩				
	ひん岩	C _H 級と同じ値			
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	
	頁岩		換算値	砂岩と同じ値	
	ひん岩		砂岩と同じ値	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	
	頁岩		ブロックせん断試験 摩擦抵抗試験	岩盤変形試験	
	ひん岩	砂岩と同じ値	砂岩と同じ値	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		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	
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	動的特性
盛土	現場密度試験	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	繰返し三軸試験
断層及びシーム	密度試験	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	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	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			

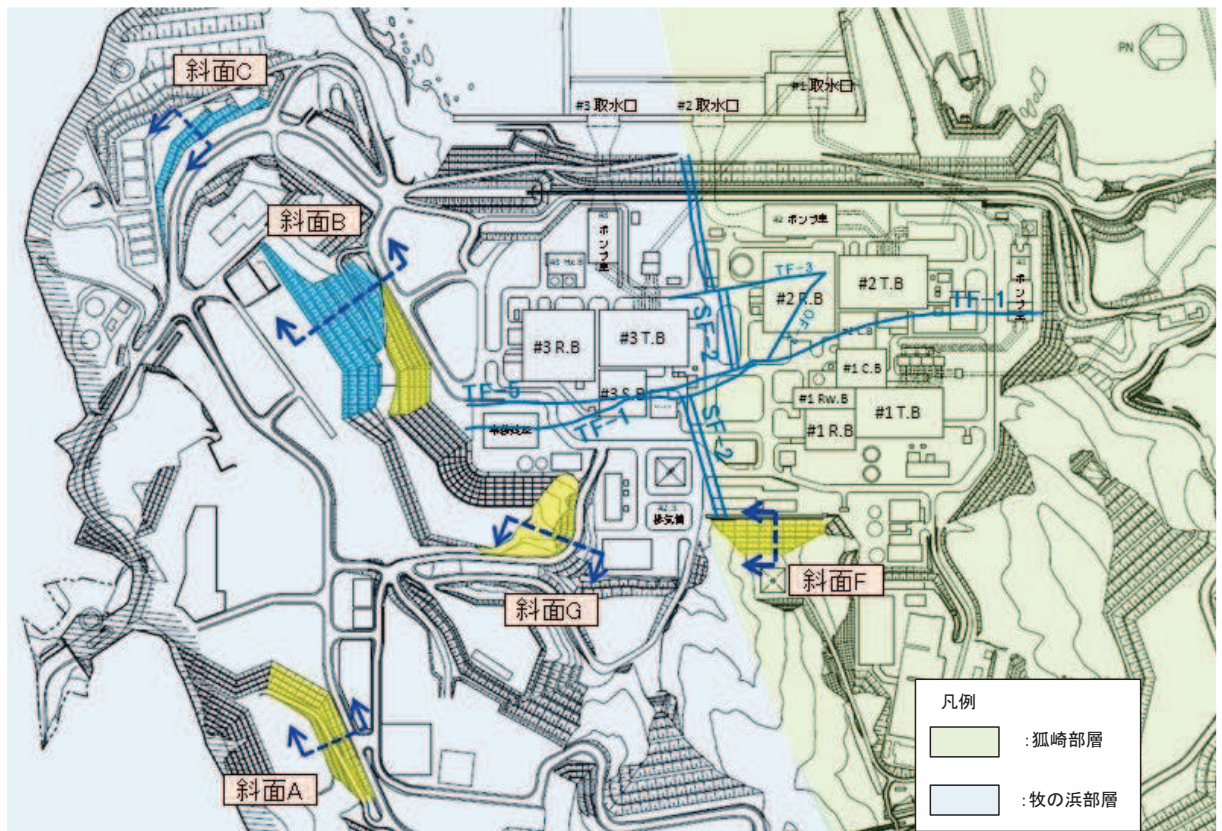


図 3.1-3 各部層と斜面の位置関係

(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。

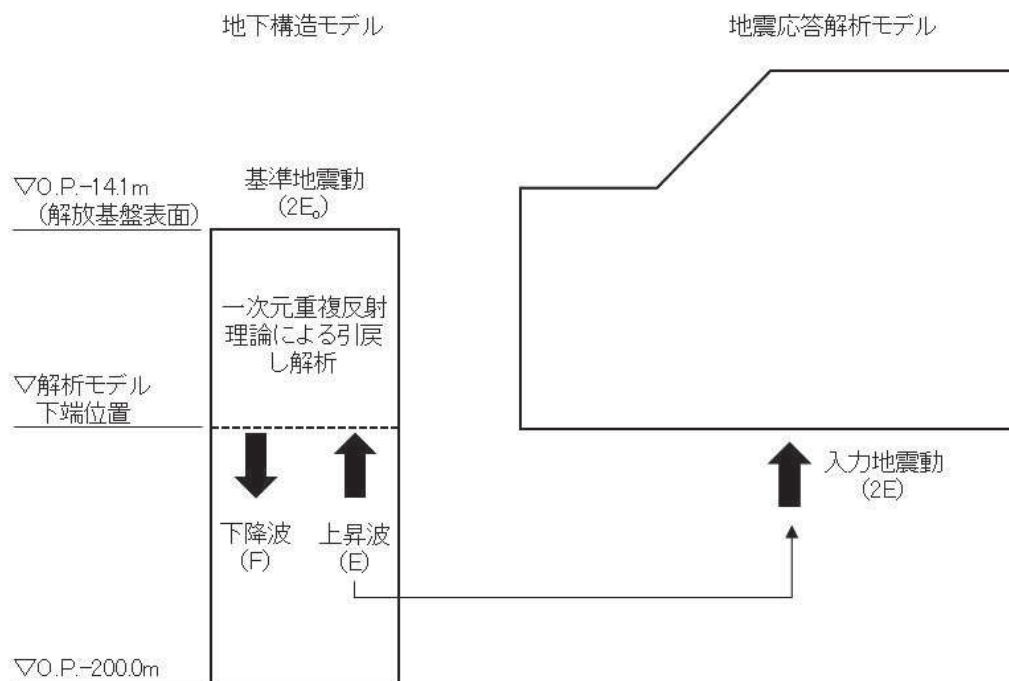


図 3.1-4 入力地震動算定の概念図

(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。

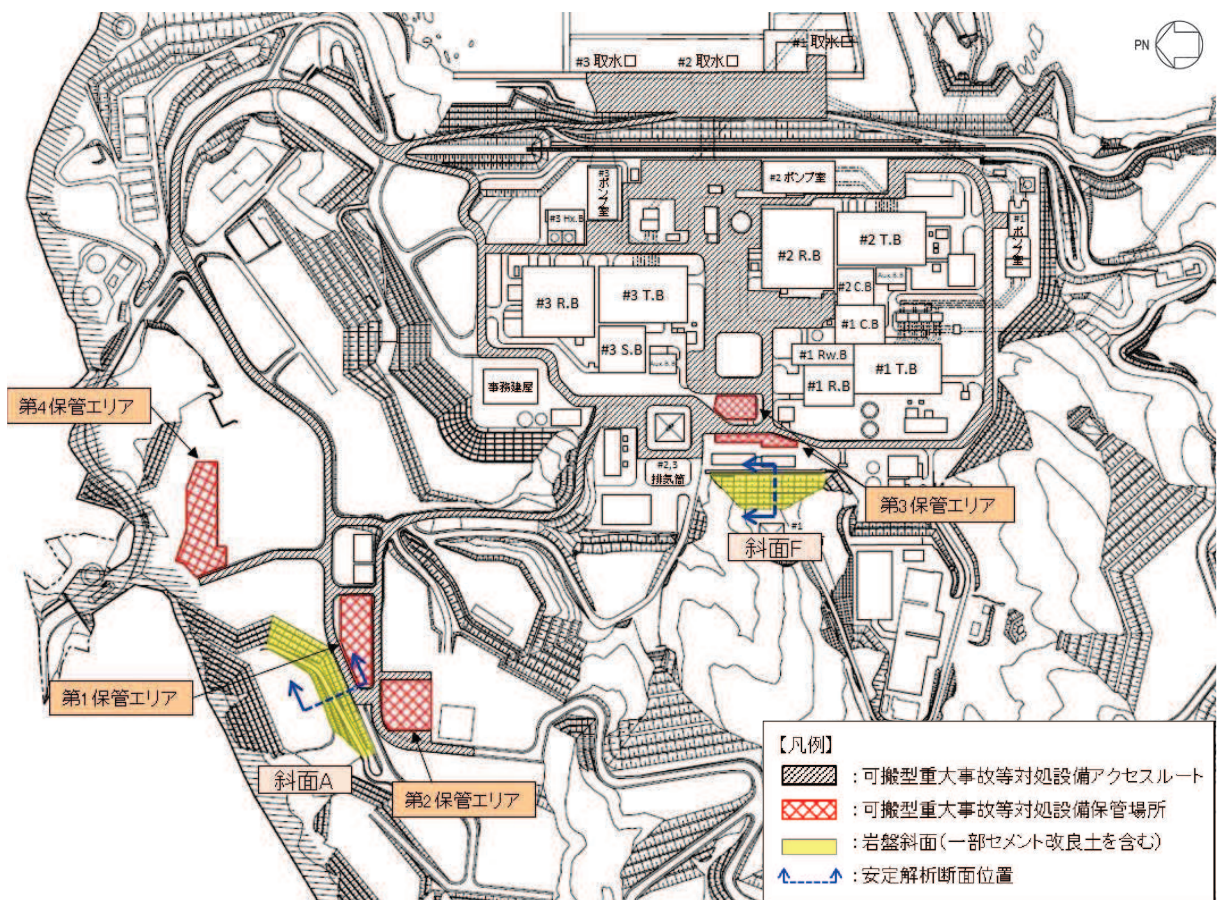


図 3.2.1-1 評価対象とする保管場所の周辺斜面

(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。

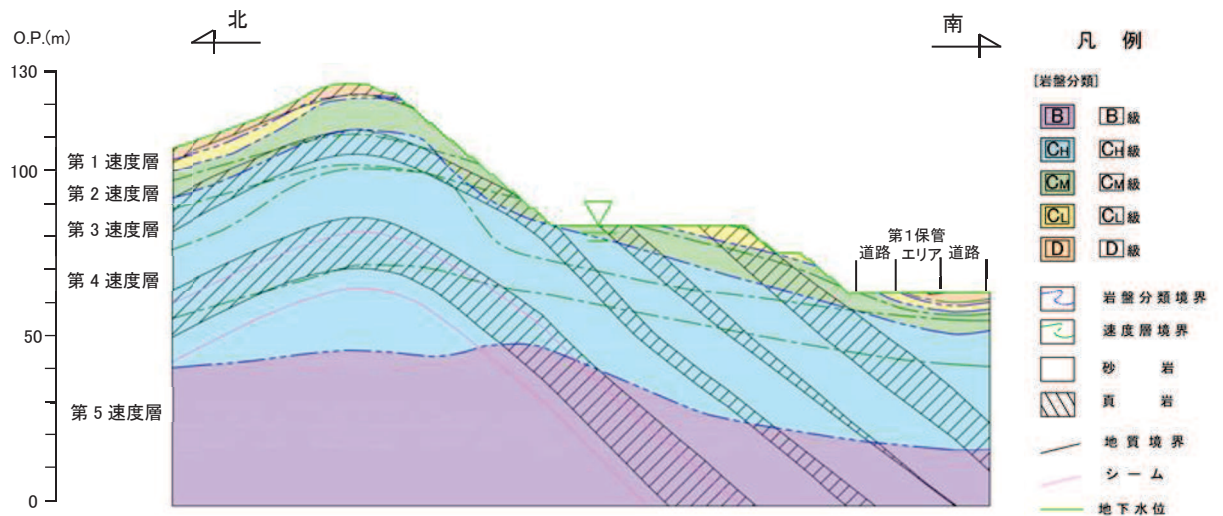


図 3.2.1-2 斜面 A の地質断面図

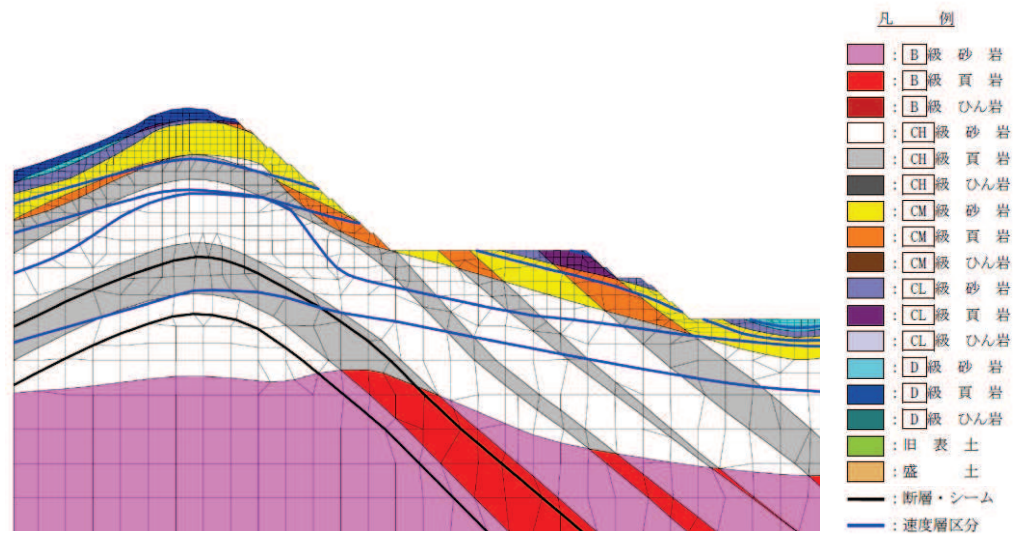


図 3.2.1-3 斜面 A の解析モデル図

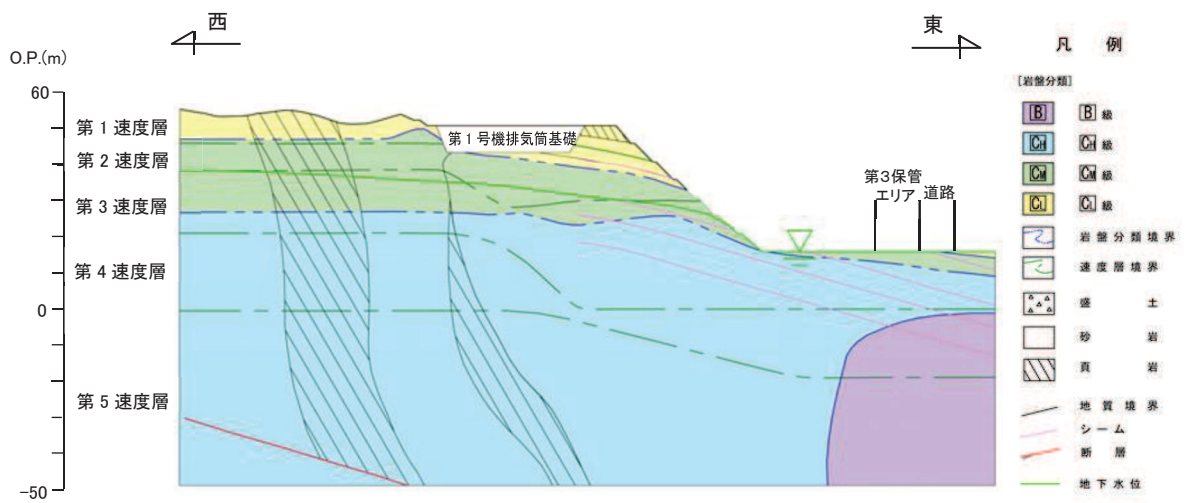


図 3. 2. 1-4 斜面 F の地質断面図

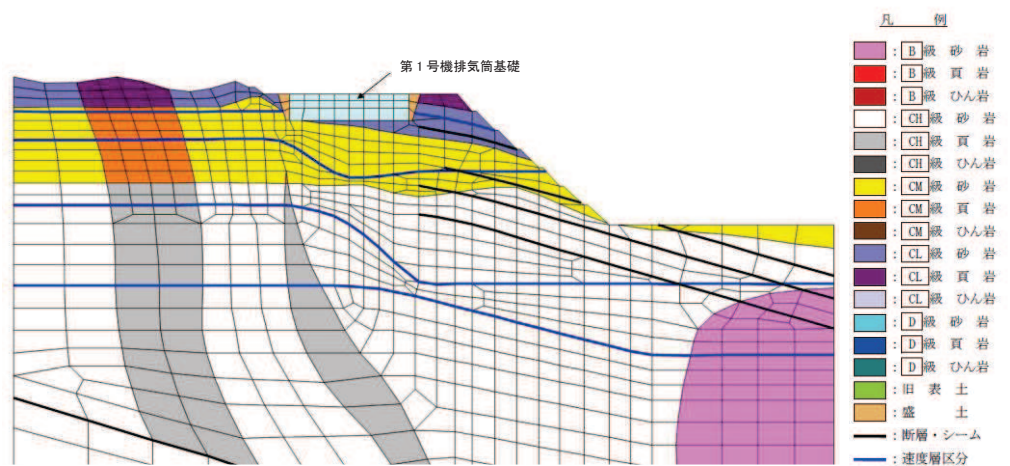


図 3. 2. 1-5 斜面 F の解析モデル図

(3) 評価結果

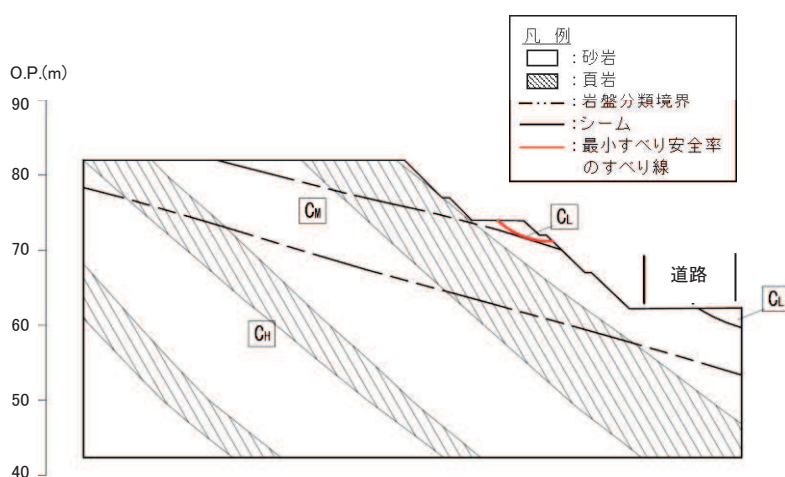
保管場所における周辺斜面の崩壊に対する影響評価結果を表 3. 2. 1-1, 図 3. 2. 1-6, 図 3. 2. 1-7 に示す。

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

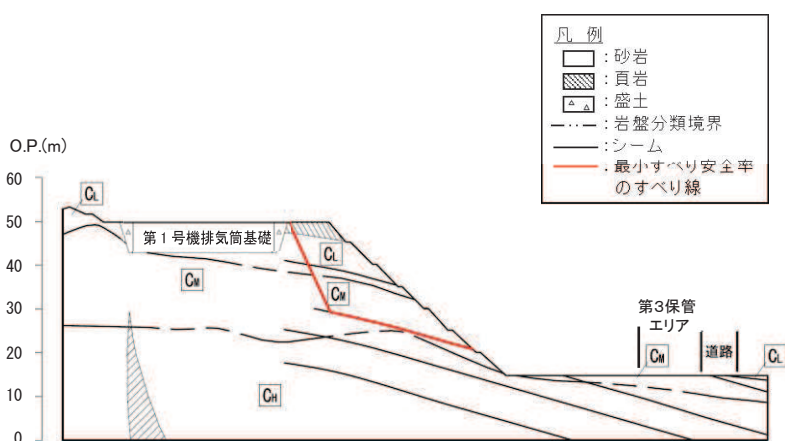
被害要因	評価結果			
	第1保管 エリア	第2保管 エリア	第3保管 エリア	第4保管 エリア
周辺斜面の崩壊	問題なし [$F_s > 1.0$]	問題なし [$F_s > 1.0$]	問題なし [$F_s > 1.0$]	該当なし



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。

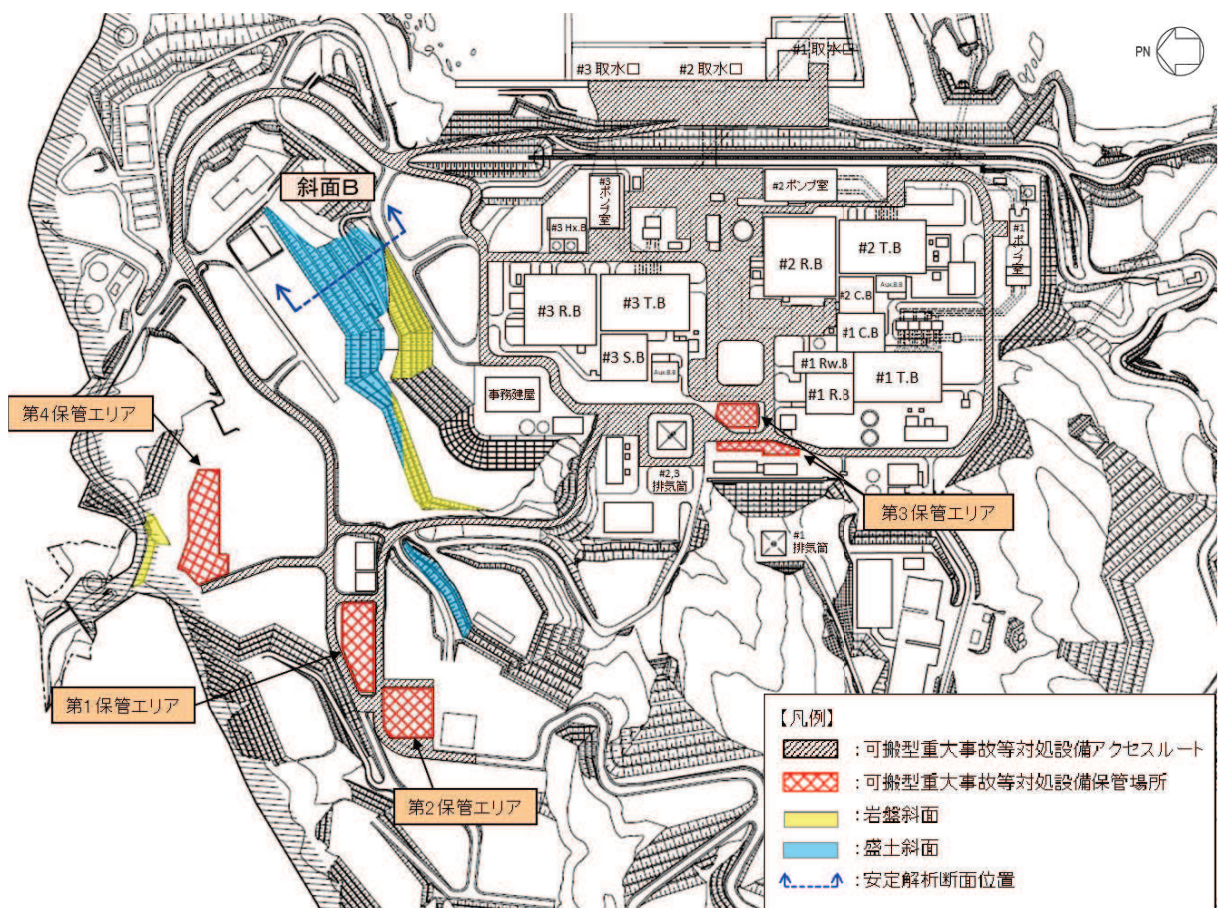


図 3.2.2-1 評価対象とする保管場所の敷地下斜面

(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。

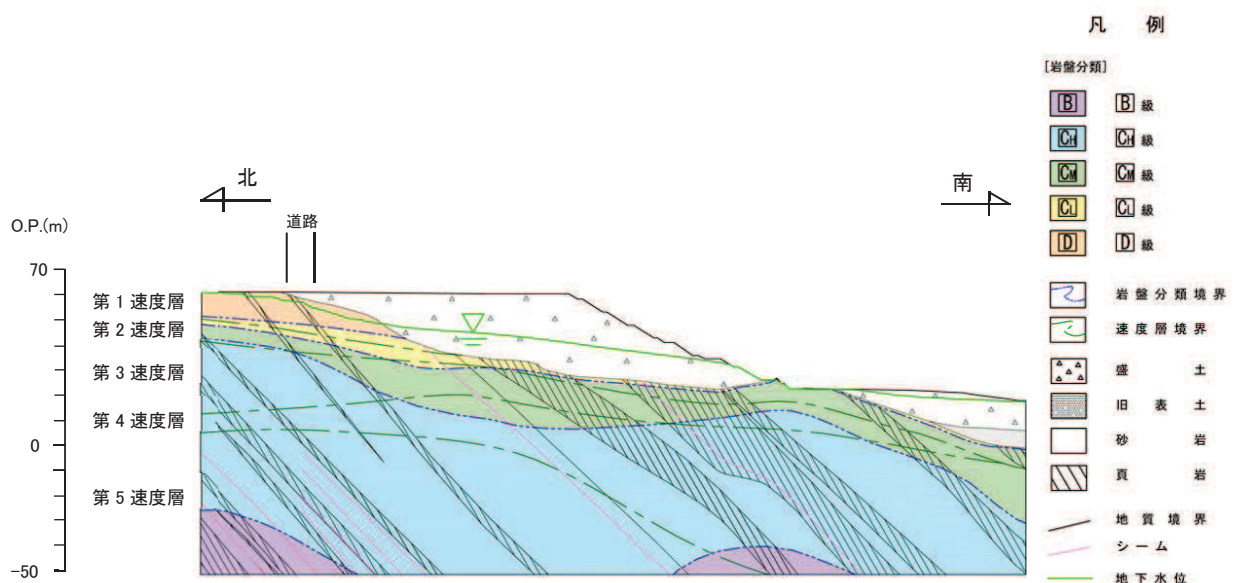


図 3.2.2-2 斜面 B の地質断面図

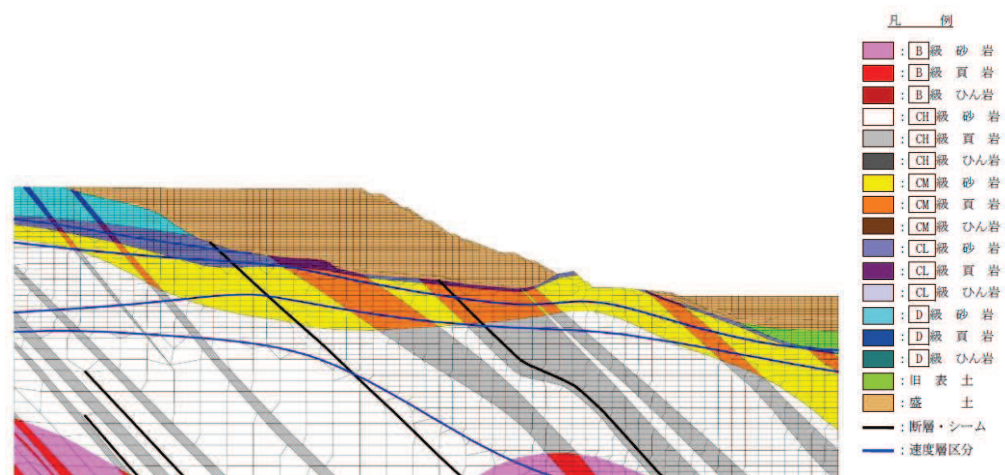


図 3.2.2-3 斜面 B の解析モデル図

(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 [$F_s > 1.0$]

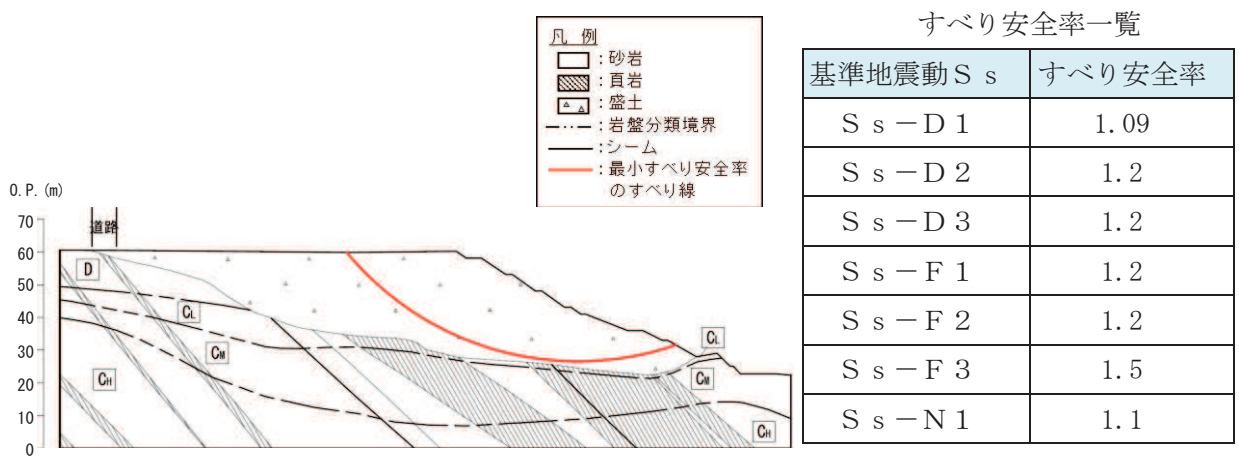


図 3.2.2-4 斜面Bのすべり安定性評価結果

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。

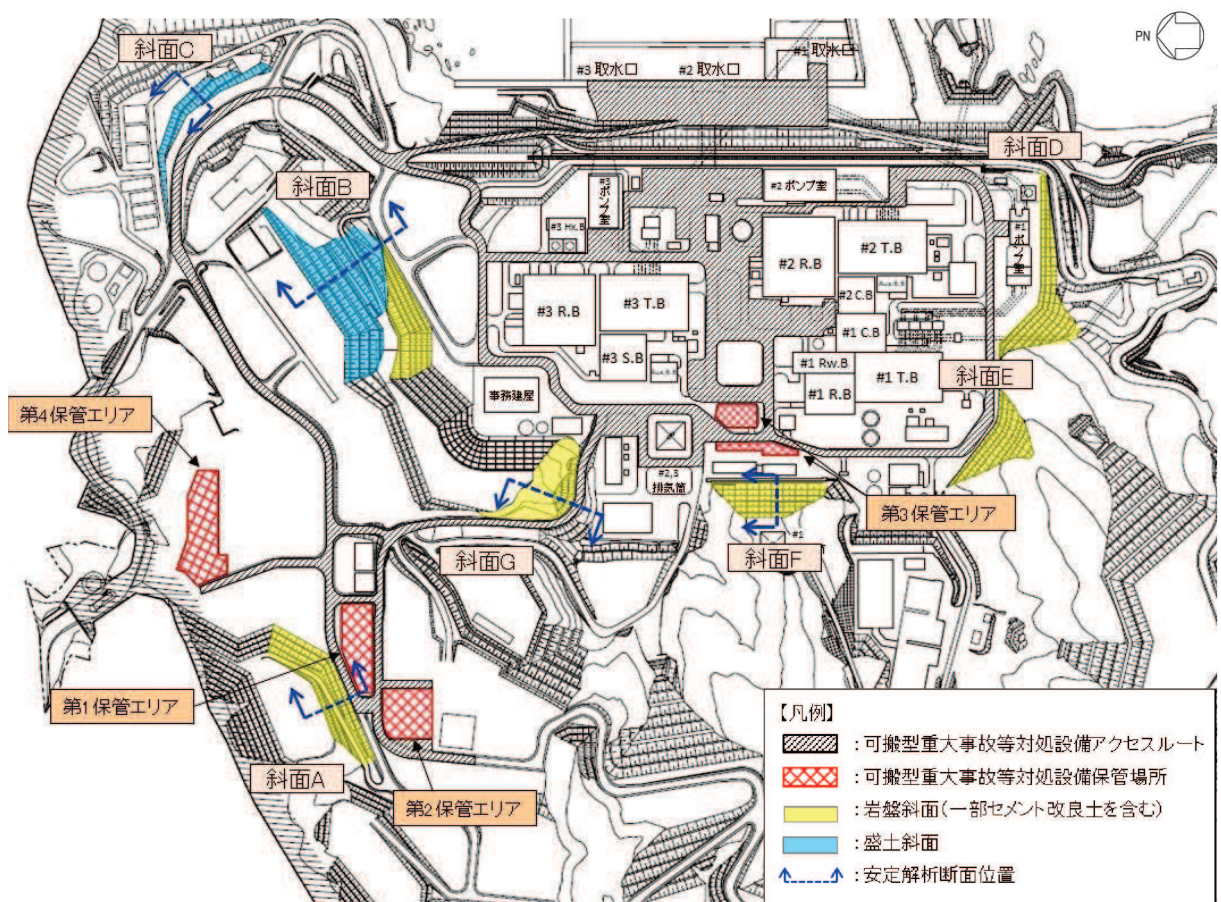


図 3.3.1-1 評価対象とする屋外アクセスルートの周辺斜面

(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。

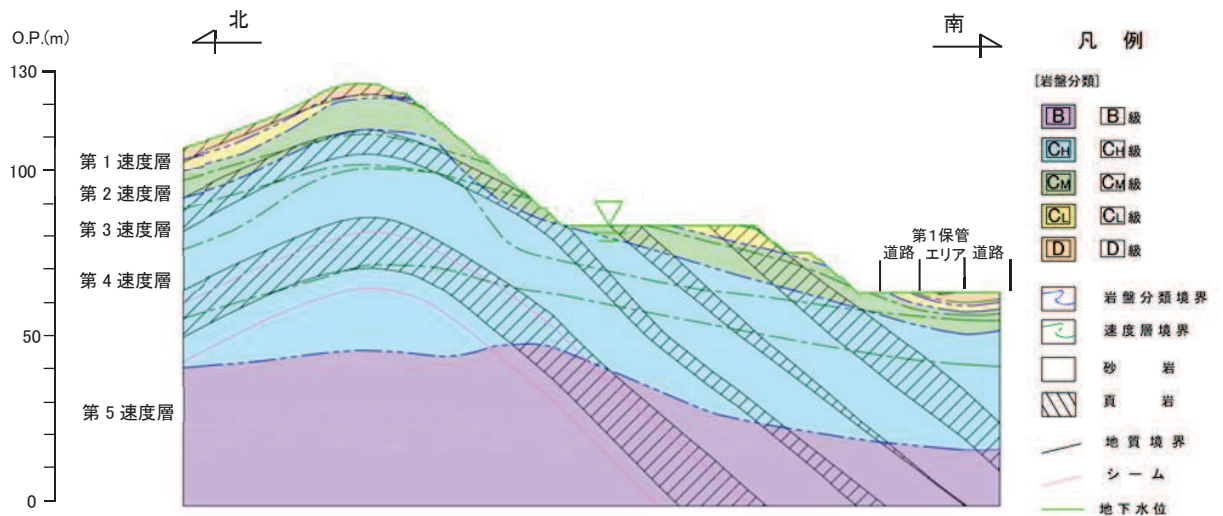


図 3. 3. 1-2 斜面 A の地質断面図

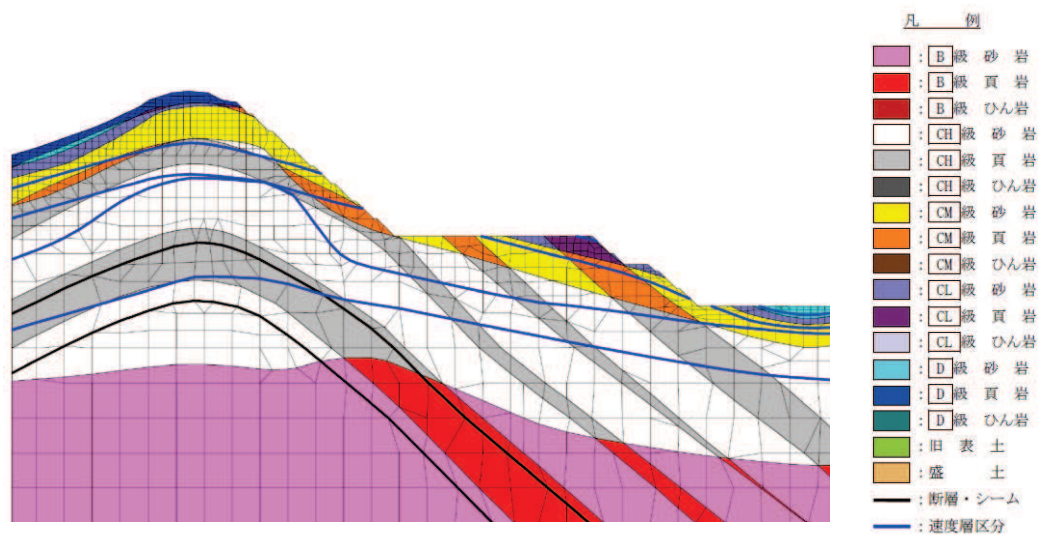


図 3. 3. 1-3 斜面 A の解析モデル図

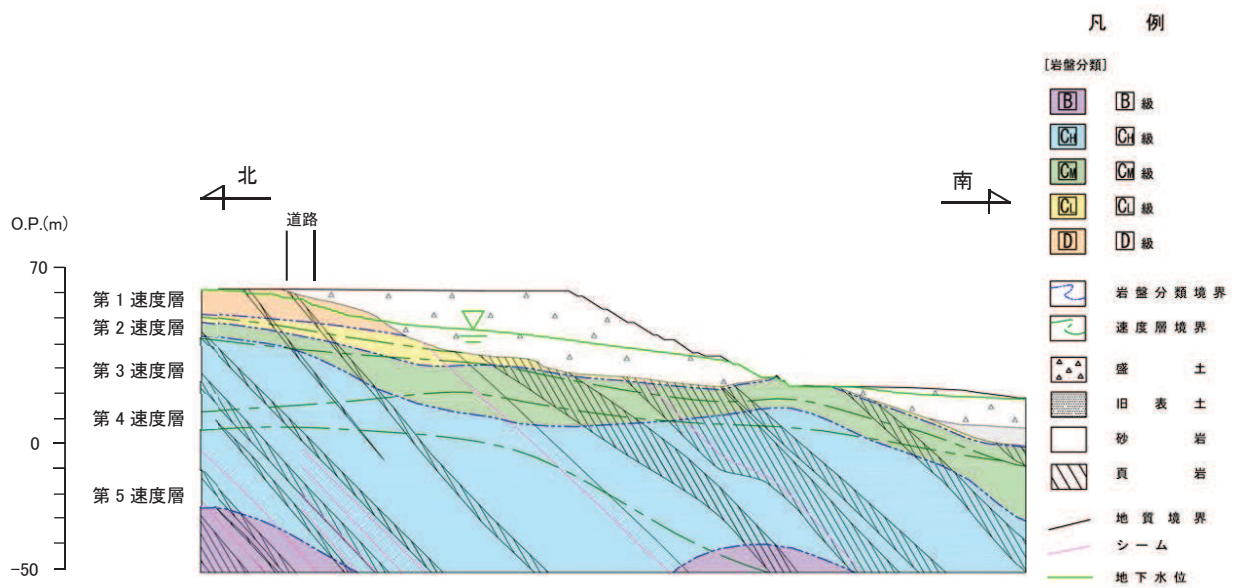


図 3.3.1-4 斜面 B の地質断面図

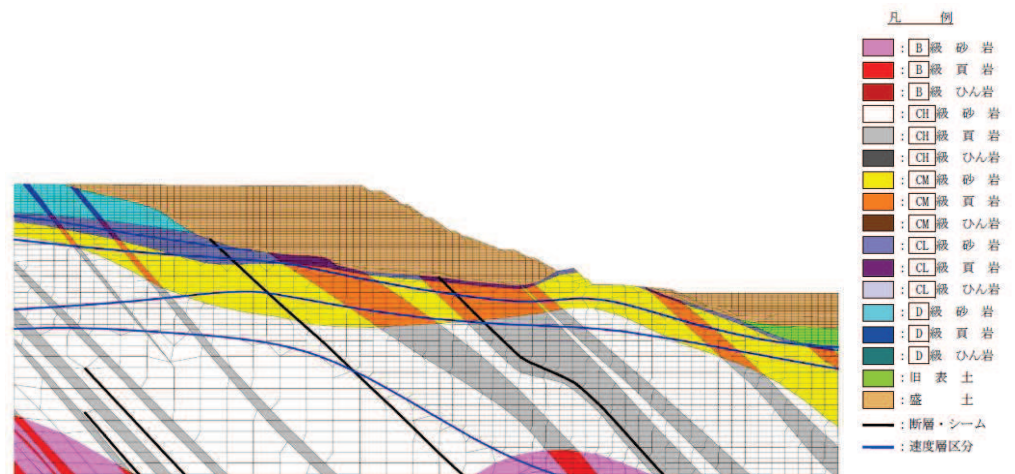


図 3.3.1-5 斜面 B の解析モデル図

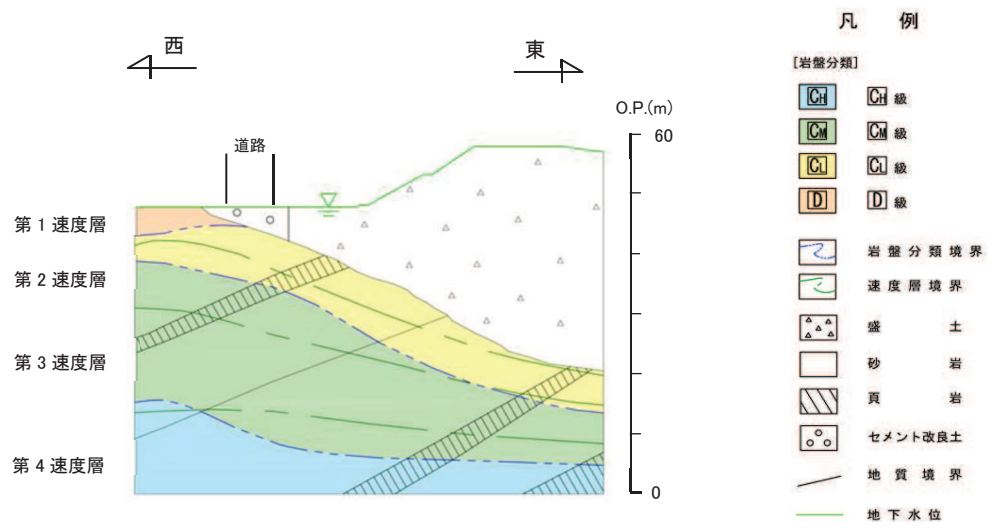


図 3.3.1-6 斜面 C の地質断面図

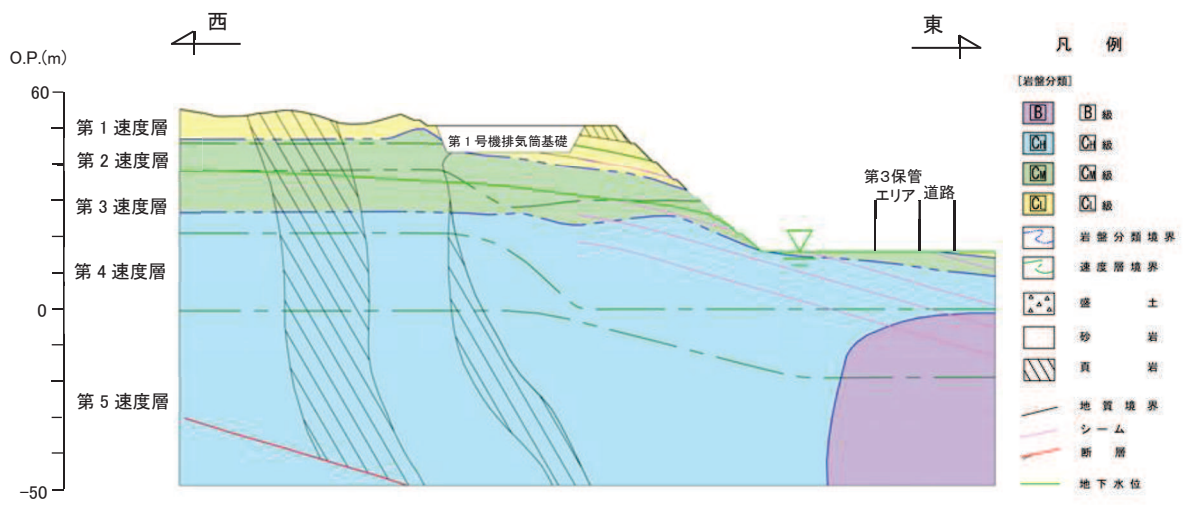


図 3. 3. 1-7 斜面 F の地質断面図

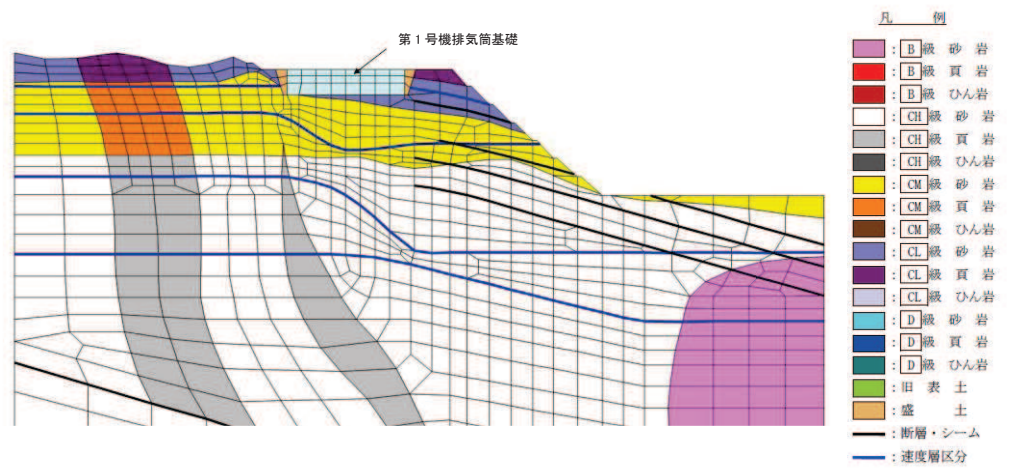


図 3. 3. 1-8 斜面 F の解析モデル図

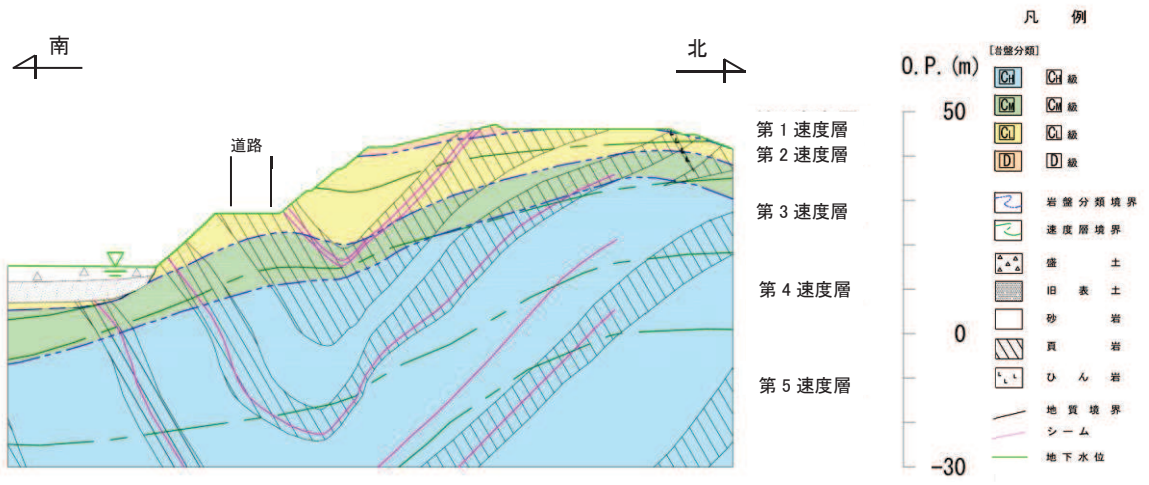


図 3. 3. 1-9 斜面 G の地質断面図

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。

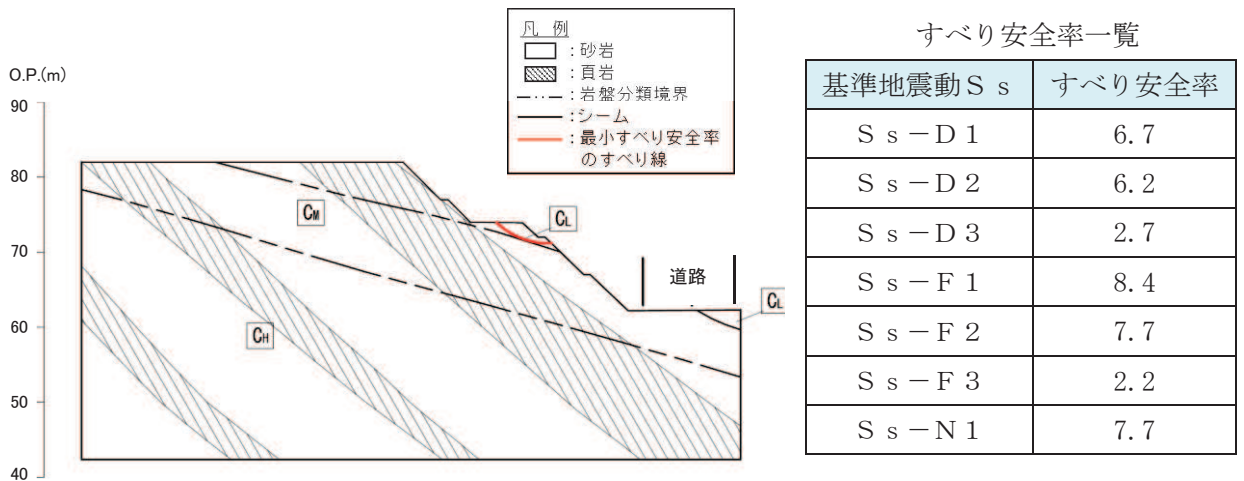
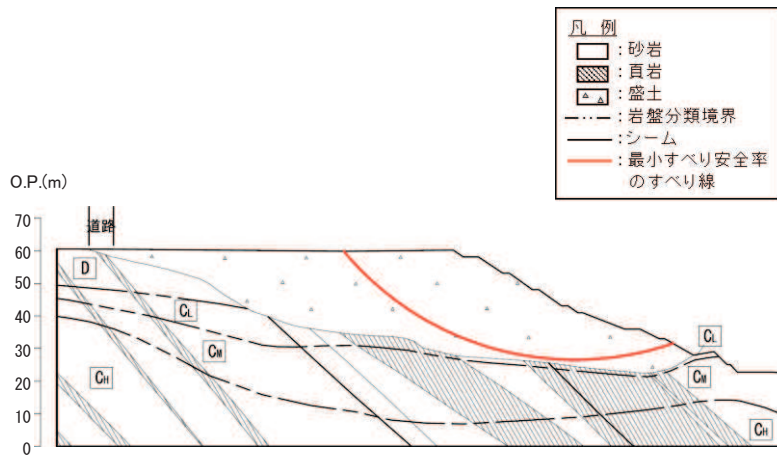


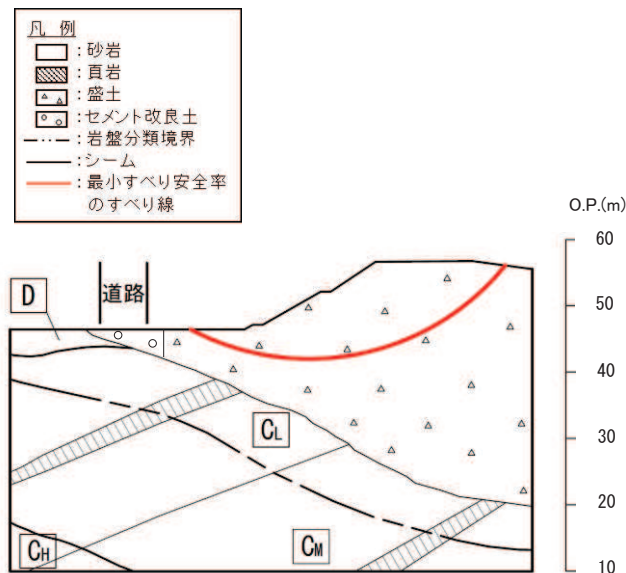
図 3.3.1-10 斜面 A のすべり安定性評価結果



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

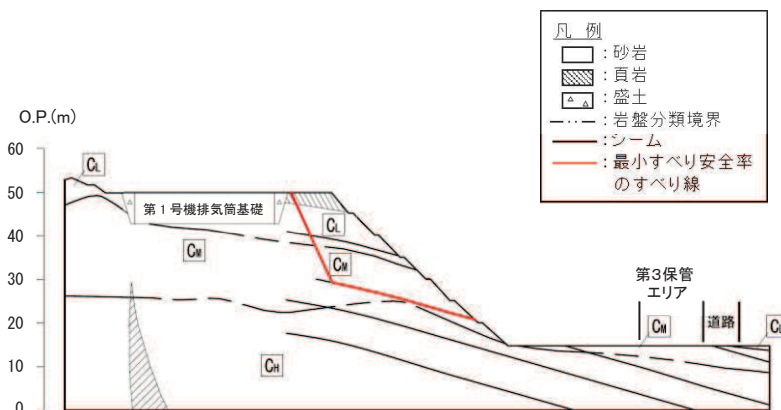
図 3.3.1-11 斜面 B のすべり安定性評価結果



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

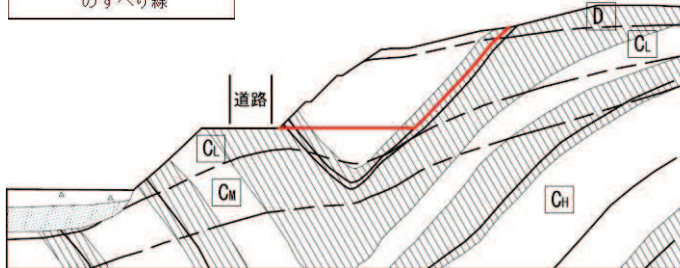
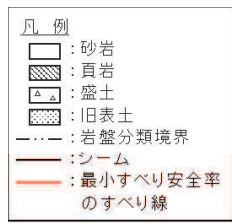
図 3.3.1-12 斜面 C のすべり安定性評価結果



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

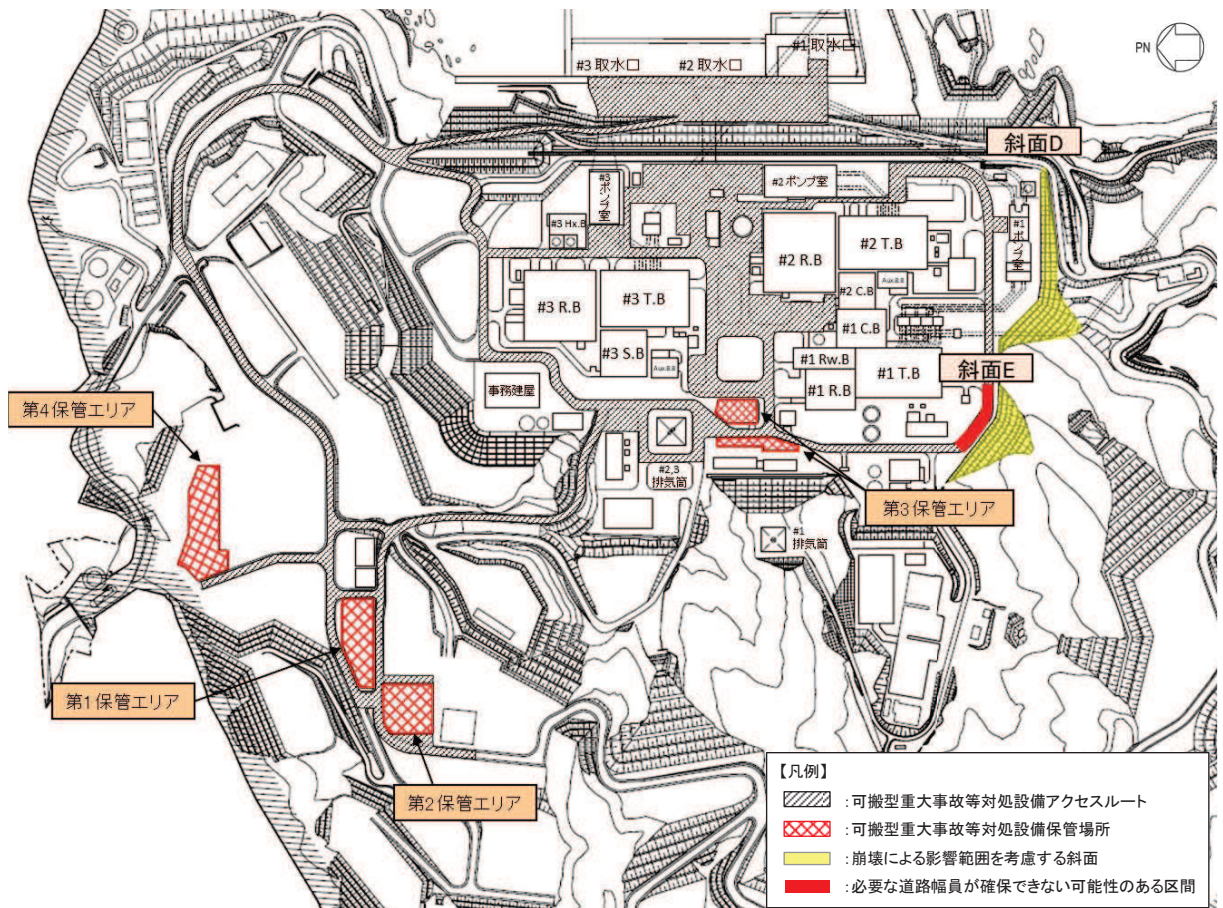


図 3.3.1-15 必要な道路幅員を確保できない可能性のある区間の抽出結果

3.3.2 屋外アクセスルートにおける敷地下斜面のすべり

(1) 評価対象

屋外アクセスルート及び評価対象とする斜面の位置を図 3.3.2-1 に示す。

O.P. 62m 盤を通る屋外アクセスルートの敷地下斜面については、岩盤より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 を代表として評価する。

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。

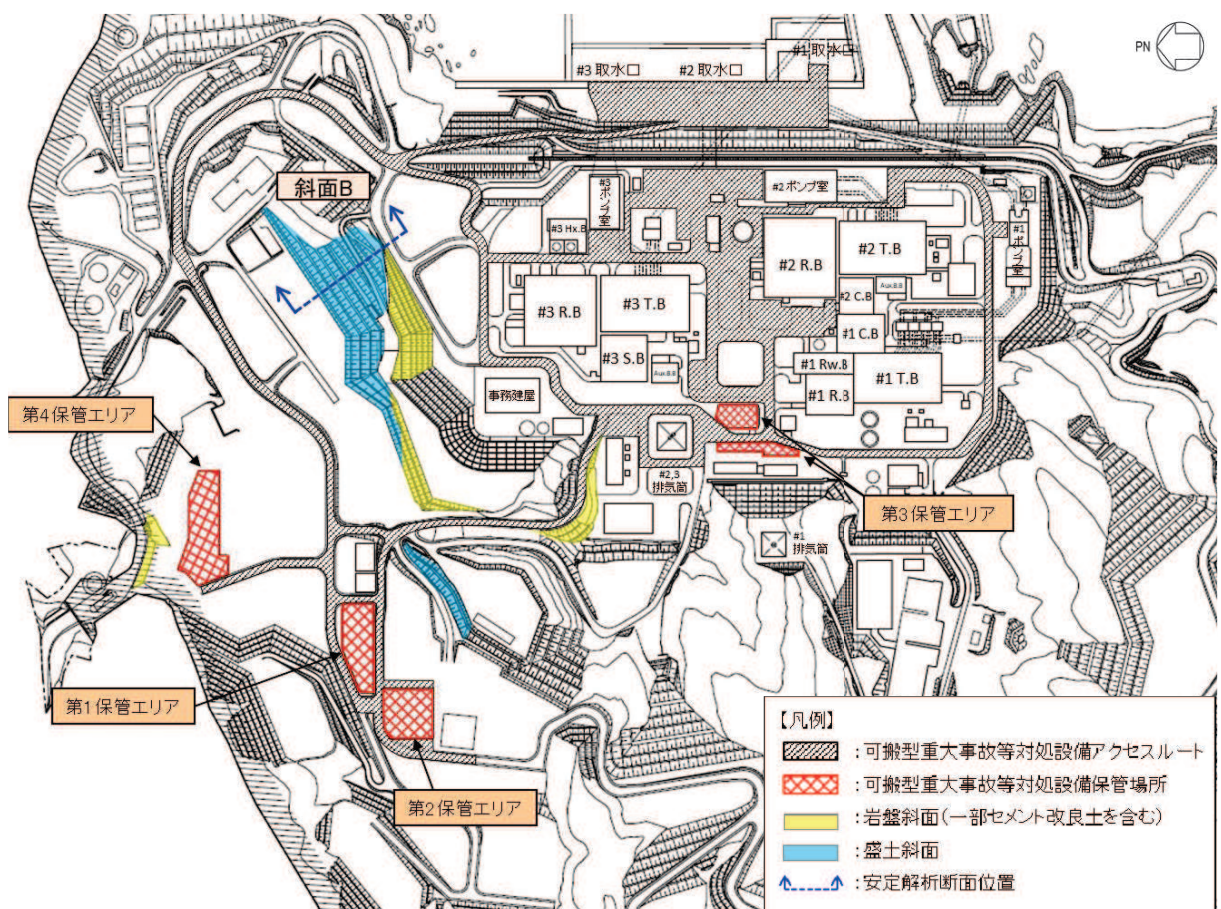


図 3.3.2-1 評価対象とする屋外アクセスルートの敷地下斜面

(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。

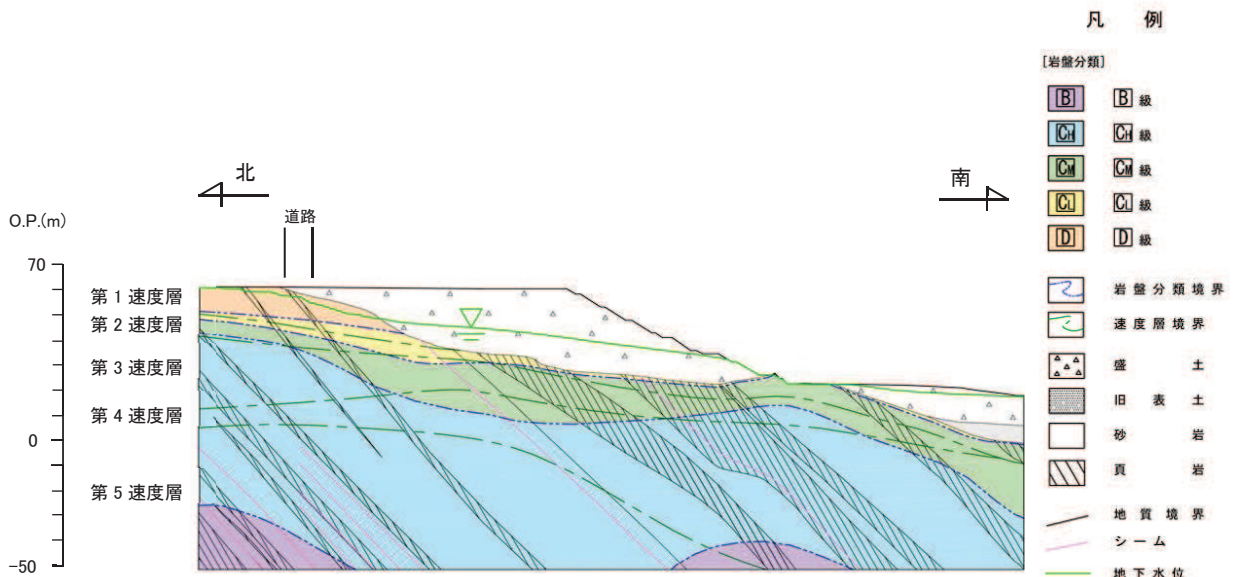


図 3.3.2-2 斜面Bの地質断面図

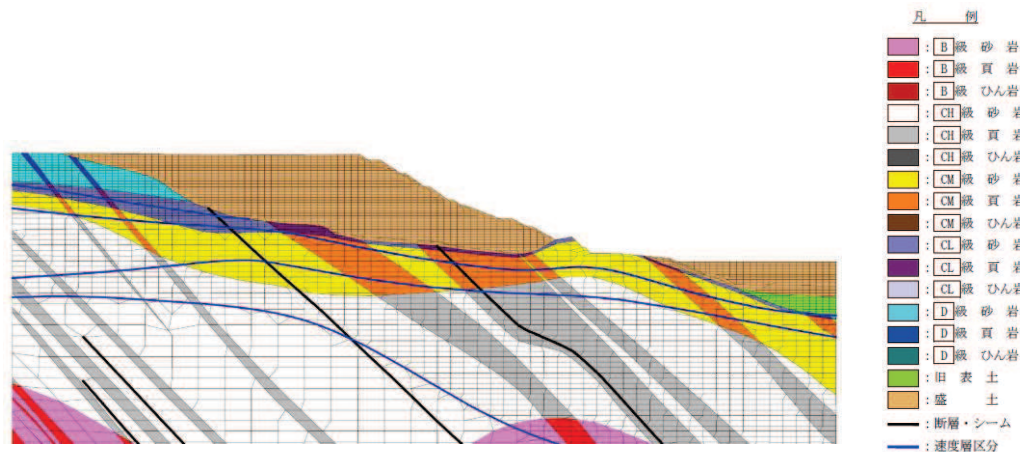


図 3.3.2-3 斜面Bの解析モデル図

(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。

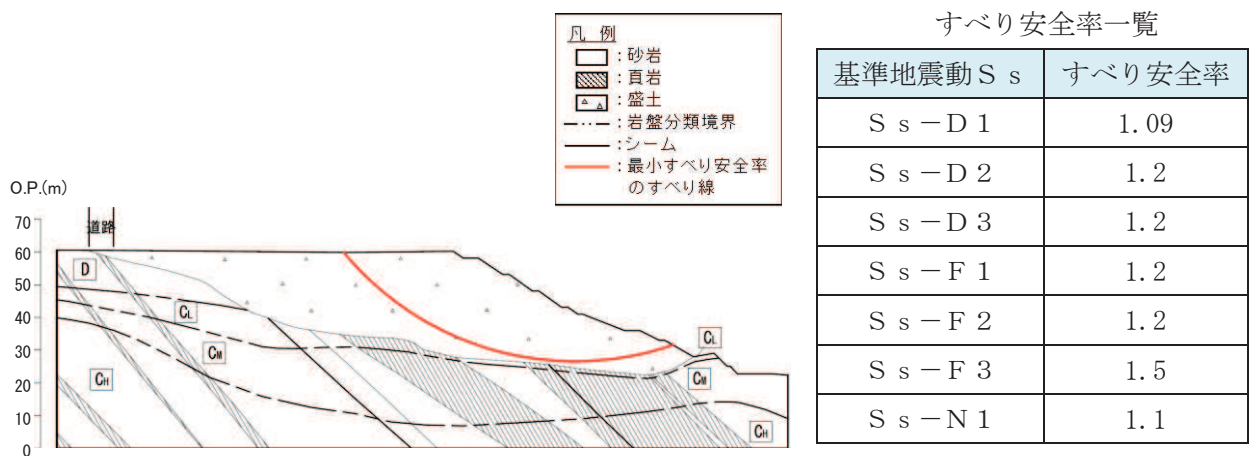


図 3.3.2-4 斜面 B のすべり安定性評価結果

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 -2015（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。

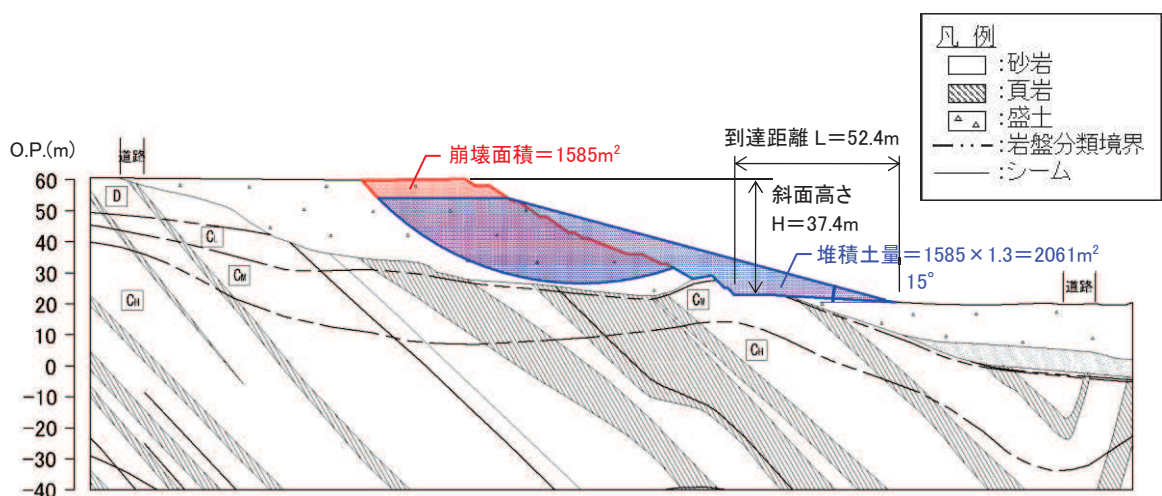


図 3.4-1 斜面 B の崩壊土砂到達距離

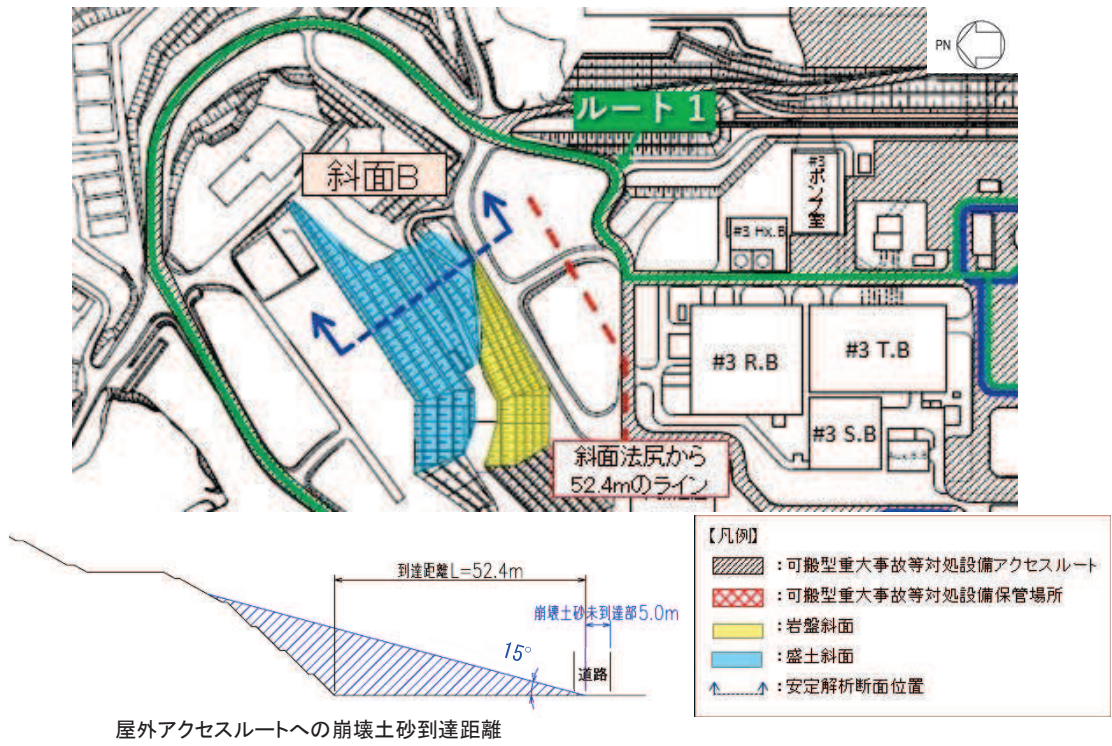


図 3.4-2 崩壊土砂の影響範囲

(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。

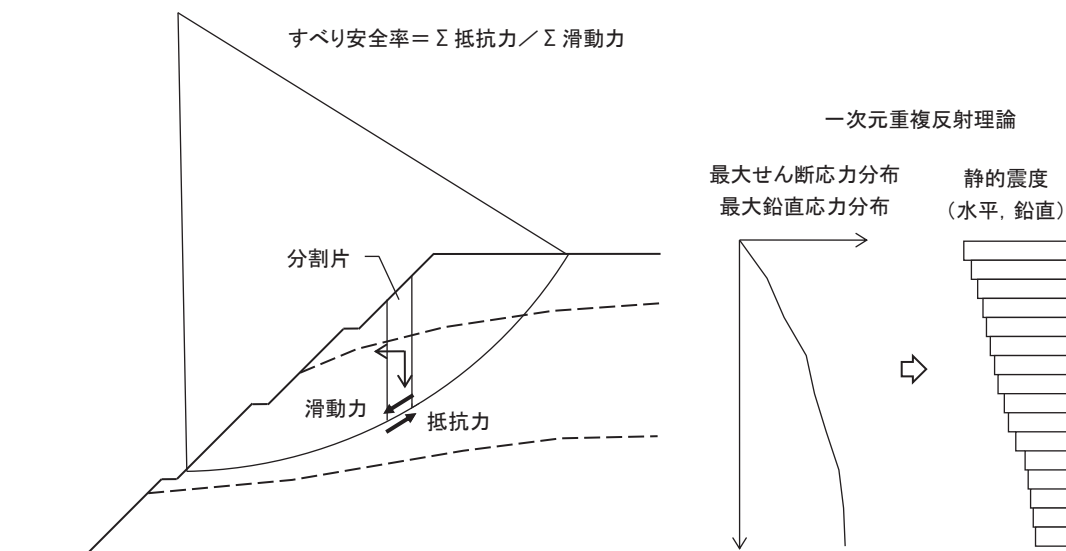



図 3.4-3 静的震度を用いた分割法による安定計算の概要

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	$S_s - D1$

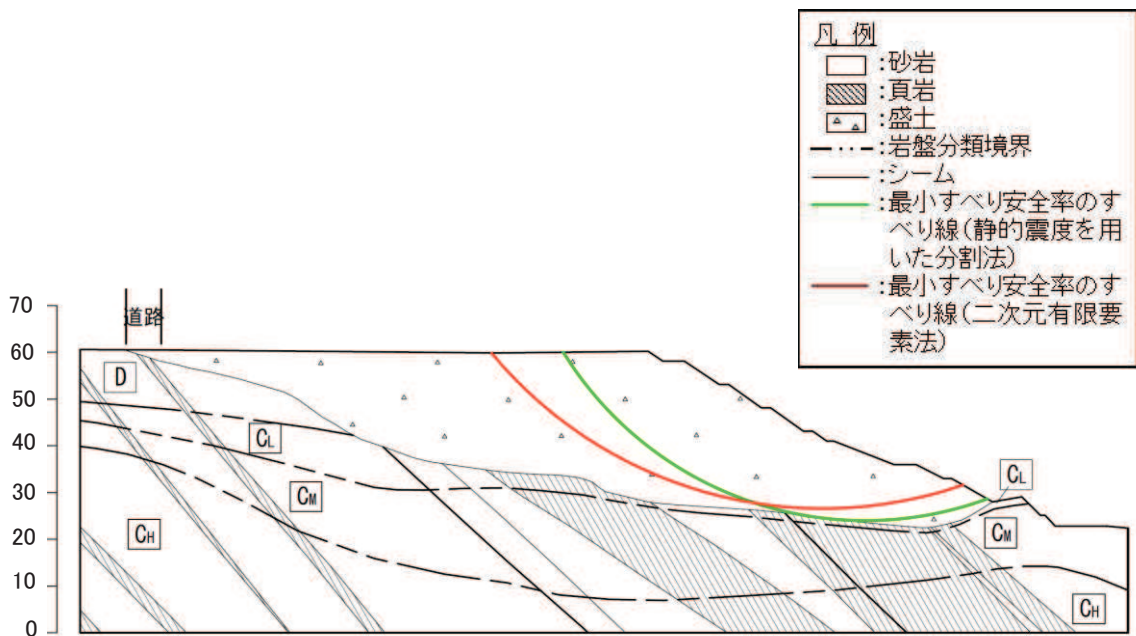


図 3.4-4 最小すべり安全率の比較結果

(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。

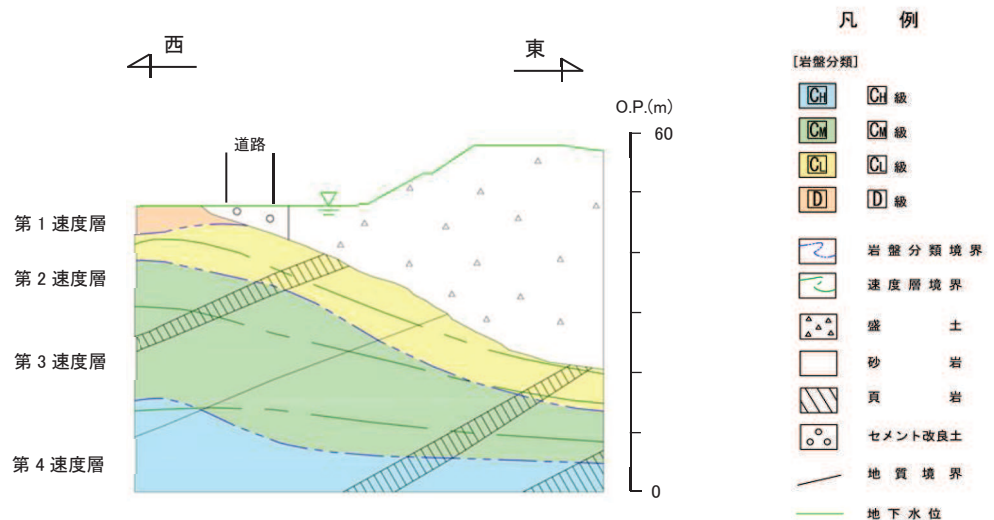


図 3.4-5 斜面Cの地質断面図

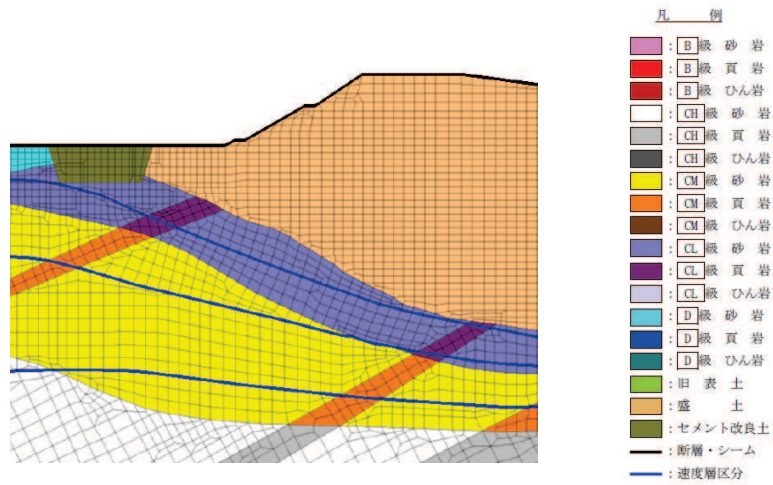


図 3.4-6 斜面 C の解析モデル図

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。

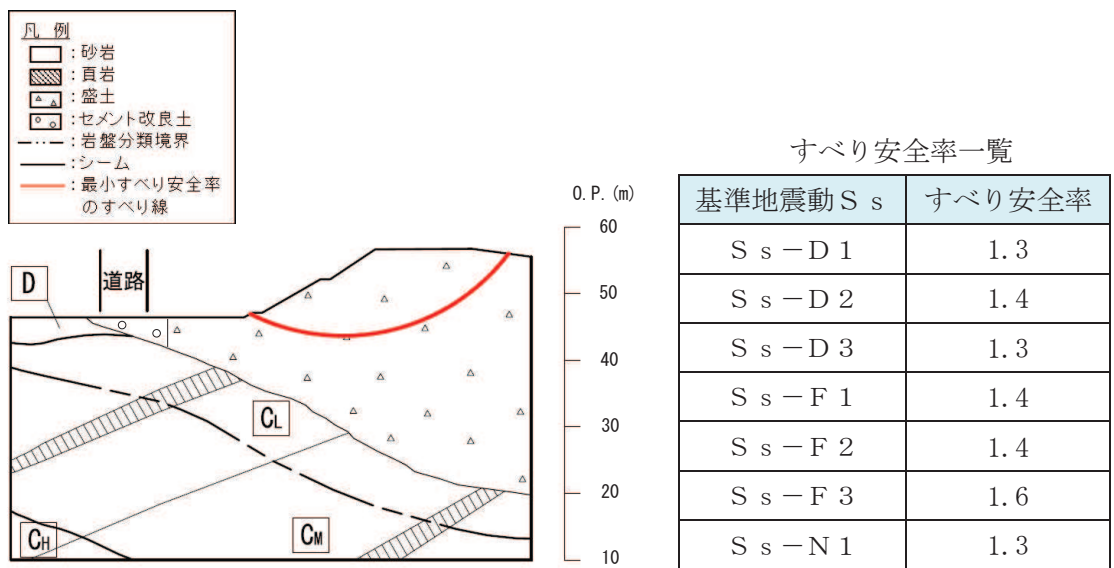
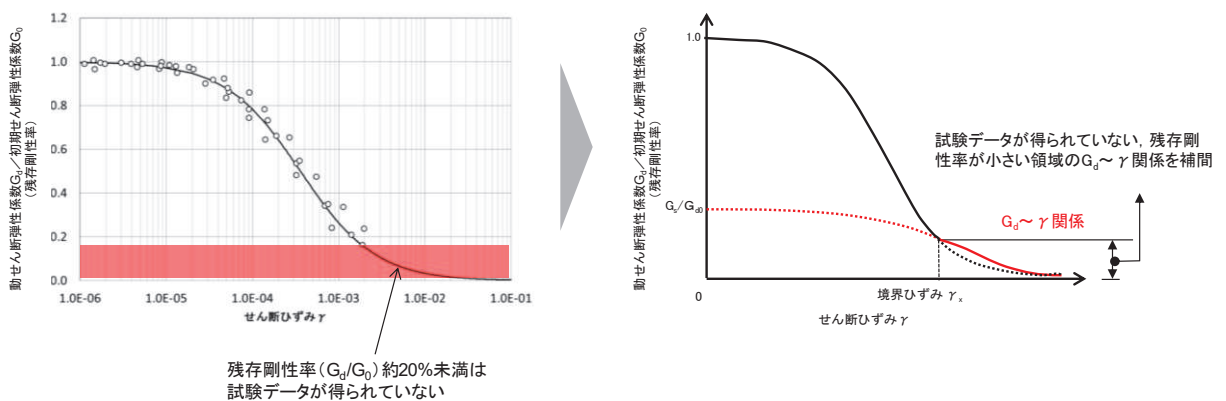


図 3.4-7 すべり安定性評価結果

(4) 盛土における解析上の取扱い

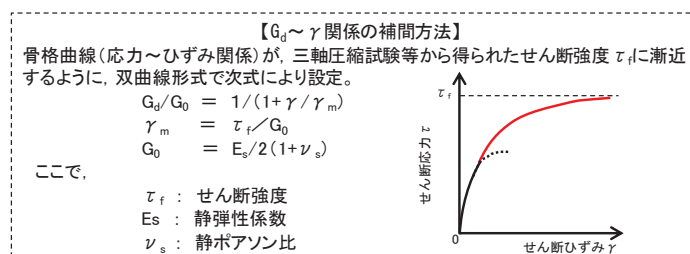
a. 盛土の動的変形特性の設定について

盛土の解析用物性値における $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係は、「補足-600-1 地盤の支持性能について」に示すとおり、せん断ひずみが 2.0×10^{-3} 程度（残存剛性率が約 20%の領域）の範囲においては、動的変形試験結果に基づいた $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係を設定している。動的変形試験範囲を超える領域については、三軸圧縮試験等によって得られた応力～ひずみ関係及びせん断強度 τ_f を基に双曲線形式により $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係を設定している。盛土における残存剛性率が小さい領域の補間について図 3.4-8 に示す。



(a) 盛土の $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係

(b) 残存剛性率が小さい領域の補間イメージ



(c) $G_d \sim \gamma$ 関係の補間方法

図 3.4-8 盛土の $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係のうち残存剛性率が小さい領域の補間について

(第 778 回審査会合（令和元年 9 月 27 日）資料 1-7-2 p. 65 抜粋)

b. 盛土の強度設定について

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、残留強度又は強度ゼロを設定している。

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し、垂直応力が引張側である場合は強度ゼロとする。

すべり安全率の算定における地盤強度の考え方を図 3.4-9 に示す。

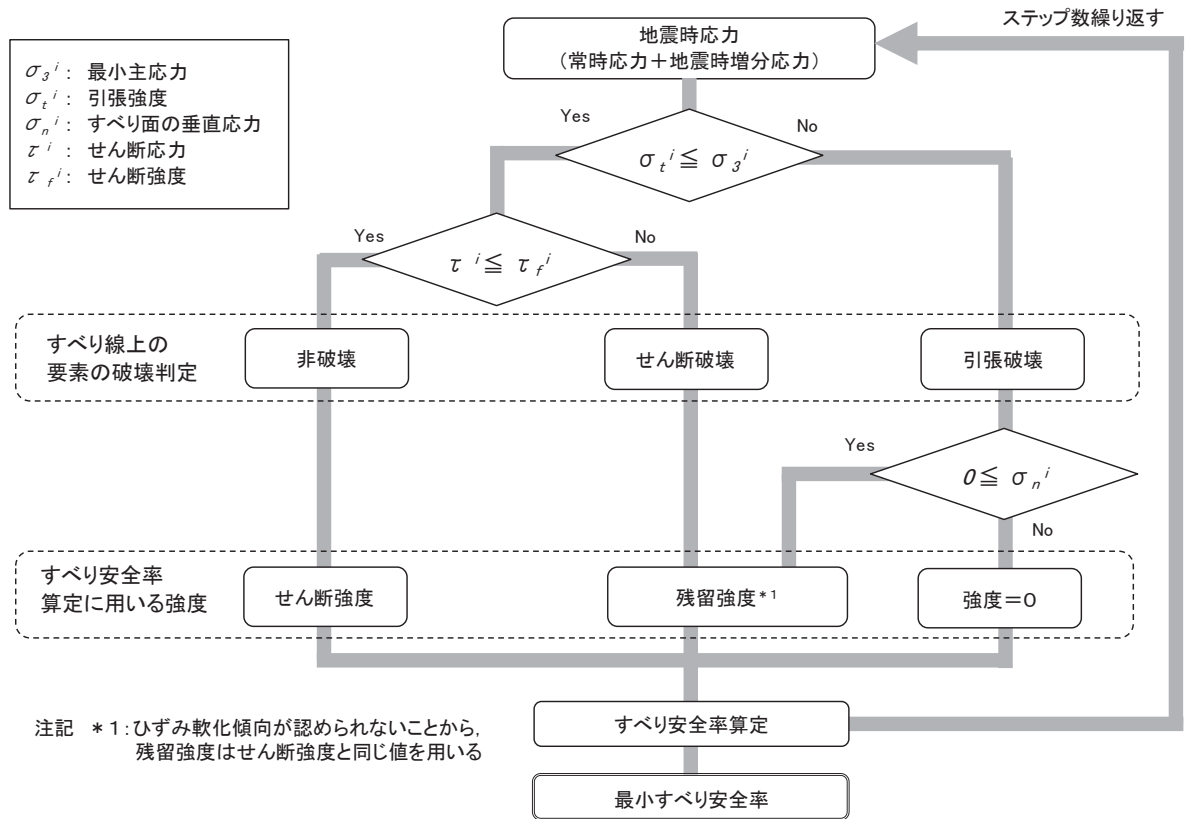


図 3.4-9 すべり安全率の算定における地盤強度の考え方

(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	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$

イ. 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 3.4-10 に、三軸圧縮試験結果のうち応力～ひずみ関係を図 3.4-11 に、破壊包絡線を図 3.4-12 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 3.4-11 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。

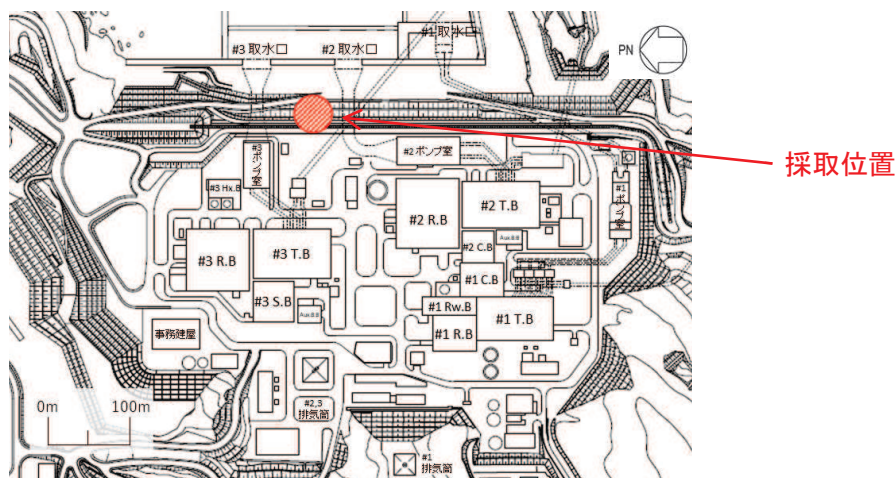


図 3.4-10 試料採取位置（盛土）

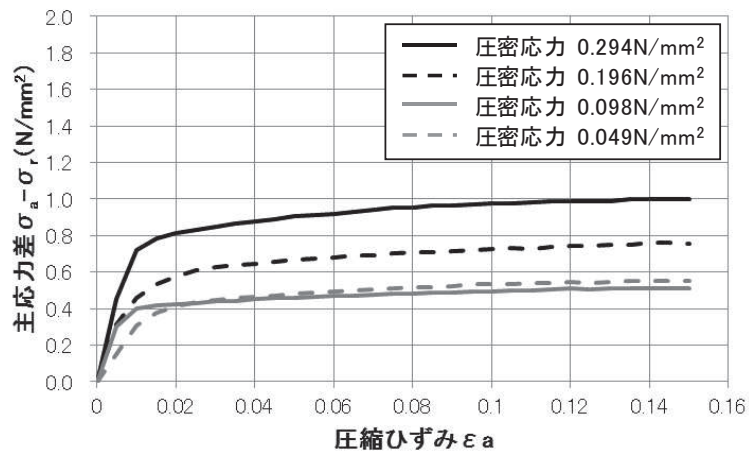


図 3.4-11 応力～ひずみ関係（盛土）

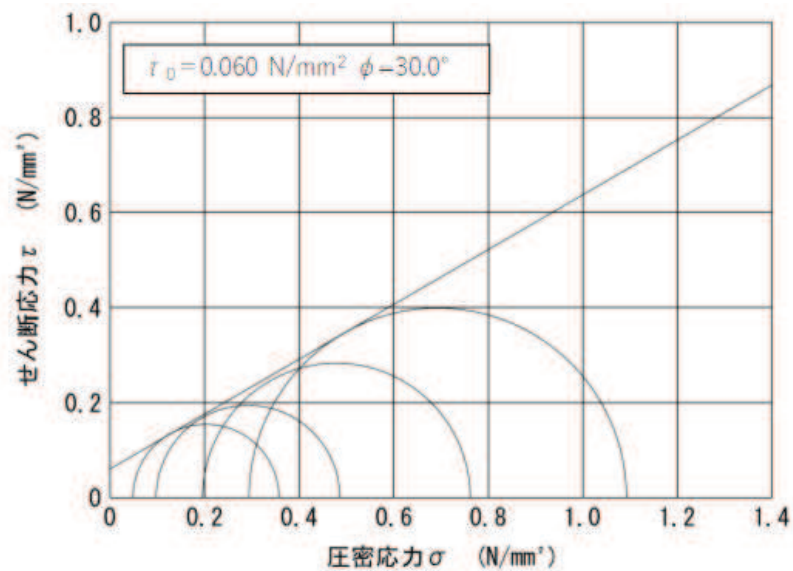


図 3.4-12 破壊包絡線（盛土）

(b) 三軸圧縮試験のひずみレベル

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）に記載の下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 3.4-13 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 3.4-14 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% 未満である。

なお，盛土の動的変形試験で得られたせん断ひずみレベル以上のせん断ひずみが発生していること，設計用地下水位が盛土内に分布しており，液状化の影響が考えられることから，有効応力解析にて斜面の安定性に対する影響を確認する。

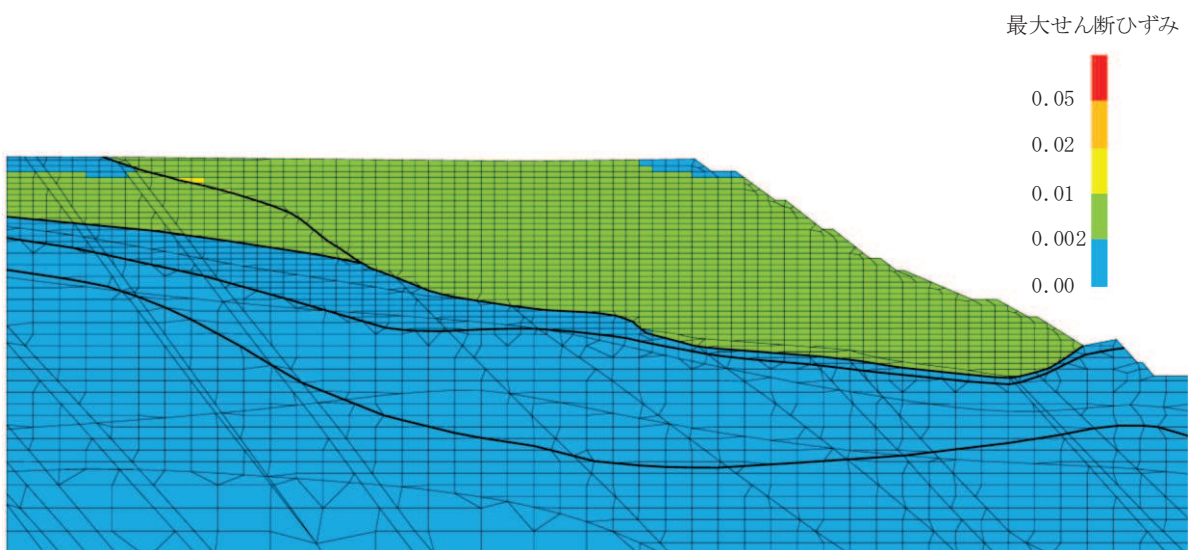


図 3.4-13 斜面 B における最大せん断ひずみ分布図 ($S_s - D1$)

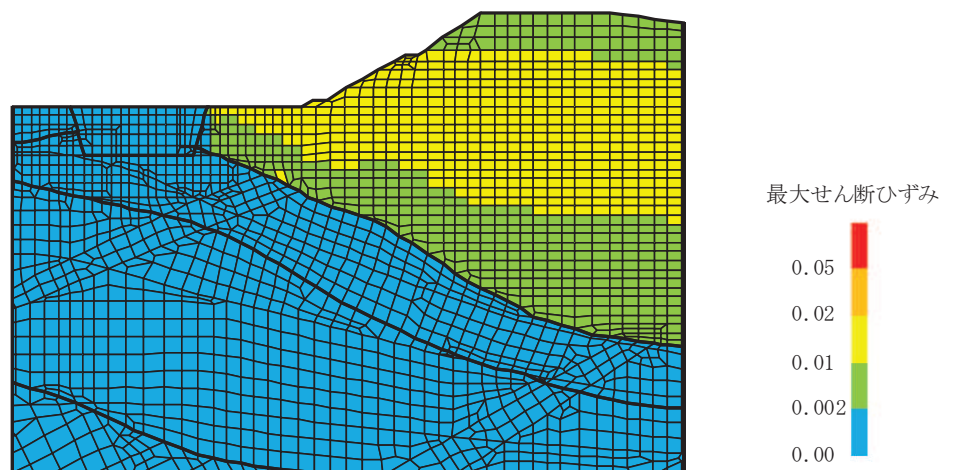


図 3.4-14 斜面 C における最大せん断ひずみ分布図 ($S_s - N1$)

(5) 盛土斜面における液状化の影響検討

保管場所及び屋外アクセスルートの周辺斜面及び敷地下斜面において、解析により安定性を確認している斜面のうち、盛土斜面について液状化の影響を確認する。

a. 評価方針

保管場所及び屋外アクセスルートの周辺斜面及び敷地下斜面においては、二次元有限要素法解析（等価線形解析（全応力解析））（以下「二次元等価線形解析」という。）等により、斜面の安定性を確認している。

二次元等価線形解析は、地盤を構成する土骨格と間隙水を一体としてモデル化する全応力解析である。一方、盛土で構成される斜面において、地下水位が高い場合は地震動が作用することにより液状化が発生する可能性がある。

地盤の液状化は、地震動に伴う土骨格の変形（体積変化を含む）と間隙水の相互作用により生じることから、地震応答解析で液状化の影響を評価するためには、土骨格と間隙水を個別にモデル化する有効応力解析を選定する必要がある。図 3.4-15 に液状化の概念図を、図 3.4-16 に全応力解析及び有効応力解析の概念図を示す。

以上から、二次元有限要素法解析（有効応力解析）（以下「二次元有効応力解析」という。）を用いて、液状化の影響を考慮する範囲を評価し、二次元等価線形解析の結果に基づき、液状化の影響を考慮した斜面の安定性評価を実施する。

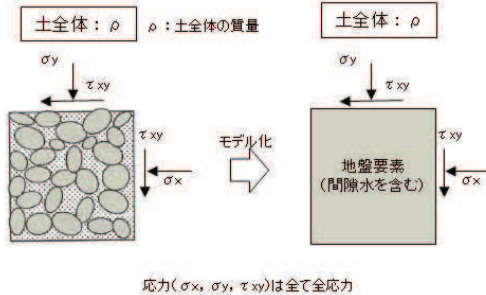
液状化の概念



図 3.4-15 液状化の概念図

全応力解析による地震応答解析

地盤を構成する土骨格と間隙水を一体としてモデル化



応力 $(\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy})$ は全て全応力

有効応力解析による地震応答解析

地盤を構成する土骨格と間隙水を個別にモデル化

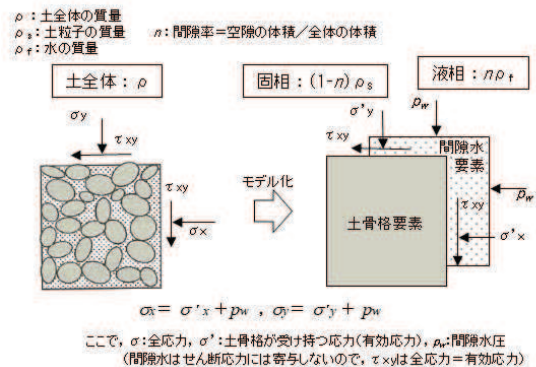


図 3.4-16 全応力解析及び有効応力解析の概念図

b. 評価方法

二次元等価線形解析は、液状化による影響を評価できないことから、二次元有効応力解析を用いて液状化を考慮する範囲を評価し、盛土斜面のすべり安定性に対する液状化の影響を確認する。

具体的には、二次元有効応力解析において過剰間隙水圧比が 0.95 以上となる範囲を、液状化を考慮する範囲として設定する。液状化が発生した地盤は、せん断剛性が急激に低下し、斜面のすべりを引き起こす起動力及び抵抗力は発生しないことを前提として、起動力及び抵抗力はゼロになるとみなす。次に、二次元等価線形解析において、設定された液状化を考慮する範囲の起動力及び抵抗力をゼロとしてすべり安全率を算定し、液状化の影響を考慮したすべり安全率が評価基準値 (1.0) を上回ることを確認する (すべり安全率の算定方法①)。

また、二次元等価線形解析は液状化の影響を考慮できず、せん断剛性が低下してほぼゼロになる場合でも、せん断力は発生することから、保守的に、液状化を考慮する範囲の起動力を考慮し、抵抗力のみゼロとした場合のすべり安全率を算定する (すべり安全率の算定方法②)。

さらに、二次元有効応力解析は間隙水圧の上昇によるせん断剛性の低下を考慮できることから、二次元有効応力解析の応力状態を用いたすべり安全率を算定する。すべり安全率の算定においては、上記のすべり安全率の算定方法②と同様に、液状化を考慮する範囲の起動力は保守的に考慮し、抵抗力のみゼロとした場合のすべり安全率を算定し、二次元等価線形解析を用いた液状化の影響検討の妥当性を確認する (すべり安全率の算定方法③)。

液状化の影響を考慮した評価フローを図 3.4-17 に、すべり安全率の算定方法を表 3.4-3 に示す。

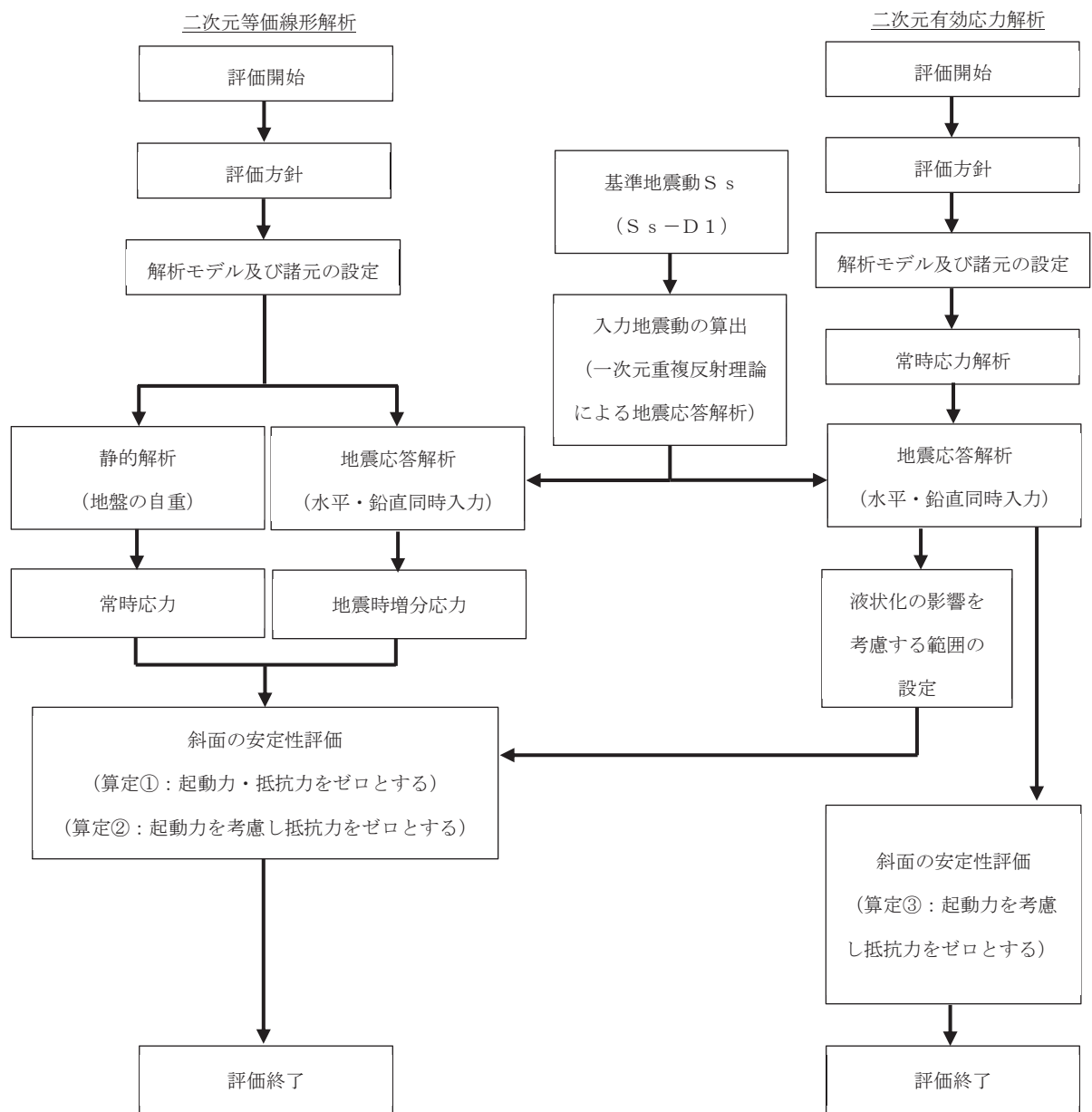


図 3.4-17 評価フロー

表 3.4-3 液状化の影響を考慮したすべり安全率の算定方法

項目	すべり安全率の算定方法 ①	すべり安全率の算定方法 ②	すべり安全率の算定方法 ③
応力状態を求める 解析コード	二次元等価線形解析 (FLUSH)	二次元等価線形解析 (FLUSH)	二次元有効応力解析 (FLIP)
液状化の影響を考慮する 範囲以外の起動力	考慮する (時刻性を考慮)	考慮する (時刻性を考慮)	考慮する (時刻性を考慮)
液状化の影響を考慮する 範囲以外の抵抗力	考慮する (時刻性を考慮)	考慮する (時刻性を考慮)	考慮する (時刻性を考慮)
液状化の影響を考慮する 範囲の設定	過剰間隙水圧比 0.95 以上の範囲 ($S_s - D_1$ の全時刻)	過剰間隙水圧比 0.95 以上の範囲 ($S_s - D_1$ の全時刻)	過剰間隙水圧比 0.95 以上の範囲 ($S_s - D_1$ (+-) の全時刻)
液状化の影響を考慮する 範囲の起動力	考慮しない (ゼロとする)	考慮する (時刻性を考慮)	考慮する (時刻性を考慮)
液状化の影響を考慮する 範囲の抵抗力	考慮しない (ゼロとする)	考慮しない (ゼロとする)	考慮しない (ゼロとする)

c. 評価対象

二次元等価線形解析により安定性を確認している盛土斜面は図 3.4-18 に示すとおり斜面 B 及び斜面 C* の 2 つあり，最小すべり安全率が小さく，斜面高さの高い斜面 B を代表として液状化の影響を確認する。

評価を行う斜面 B の地質断面図を図 3.4-19 に示す。

注記*：斜面 C は静的震度を用いた分割法による評価の結果，すべり安全率は評価基準値 (1.0) を上回っているものの，裕度が小さいことから二次元等価線形解析による斜面の安定性評価も実施している。

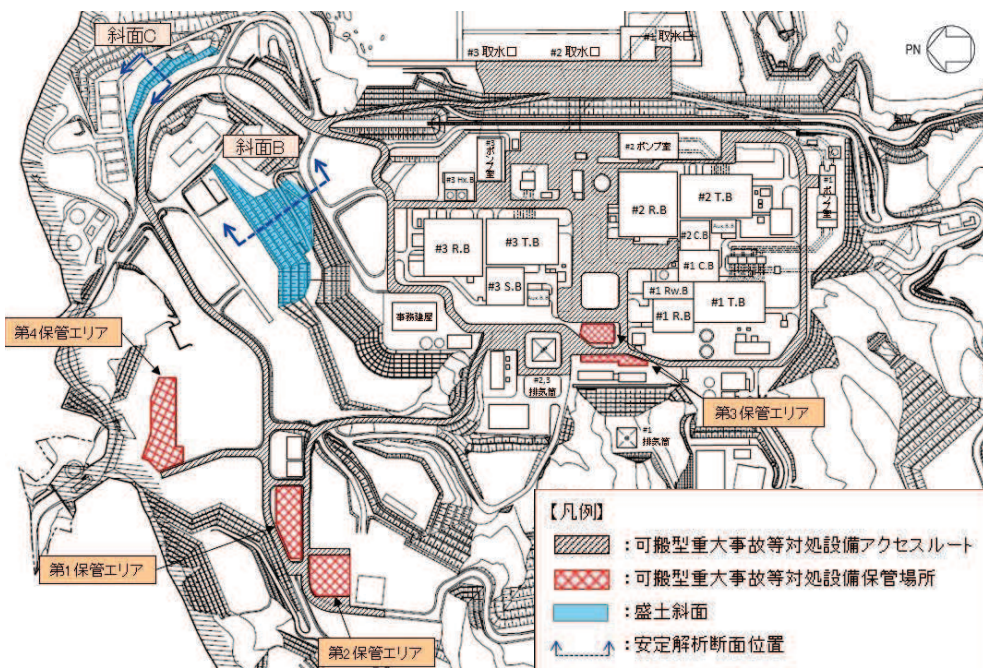


図 3.4-18 盛土斜面の位置

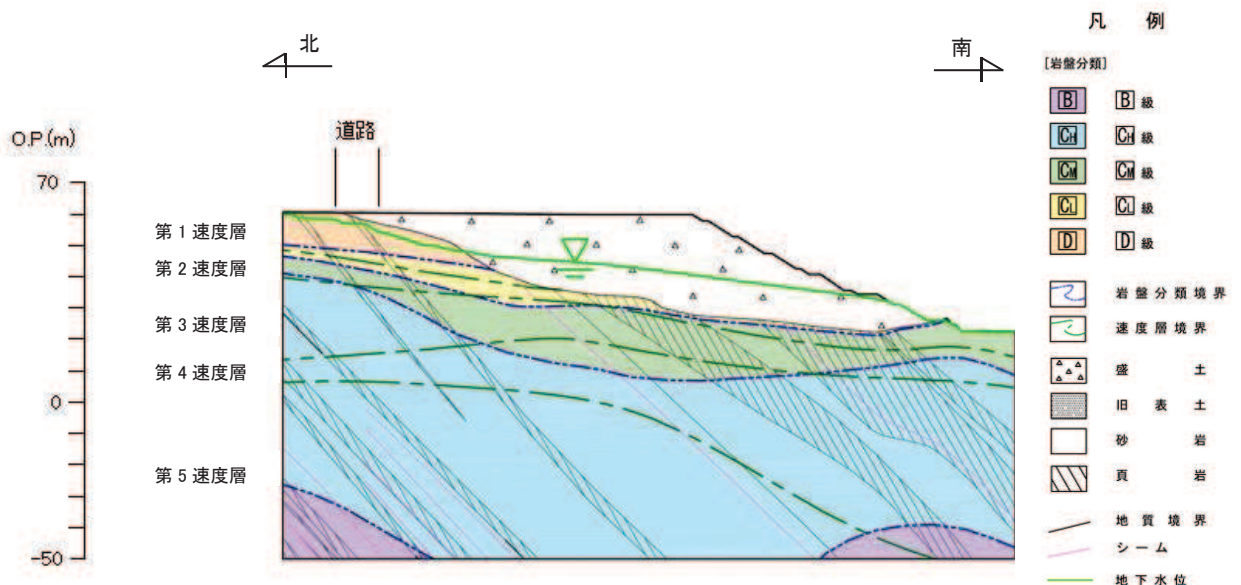


図 3.4-19 斜面 B の地質断面図

d. 液状化の影響を考慮する範囲の検討

(a) 検討方法

液状化の影響を考慮する範囲は、二次元有効応力解析により地下水位以深の盛土における過剰間隙水圧比を確認し、過剰間隙水圧比が0.95以上となる範囲とする。

液状化の影響を考慮する範囲の検討は、二次元等価線形解析によるすべり安全率が最小となったS s-D 1を対象とし、水平動及び鉛直動の反転を考慮し、保守的にすべてのケースを包絡した範囲*とする。

なお、二次元有効応力解析における入力地震動及び地下水位は、「3.1 安定性評価の方法」の示すとおり設定する。

二次元有効応力解析は解析コード「FLIP Ver. 7. 4. 1」を使用する。

注記*：すべり安全率の算定③については、二次元等価線形解析を用いた液状化の影響検討の妥当性を確認する目的で実施することから、二次元等価線形解析によるすべり安全率が最小となったS s-D 1 (+)を対象として液状化の影響を考慮する範囲を設定する。

(b) 二次元有効応力解析モデル

二次元等価線形解析における液状化影響範囲の検討に用いる二次元有効応力解析の解析モデルは以下のとおり作成する。また、解析モデルを図3.4-20に示す。

イ. 解析領域

二次元有効応力解析による解析モデルの解析領域は、境界条件の影響が地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。

ロ. 境界条件

(イ) 常時応力解析

常時応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。常時応力解析の境界条件は底面固定とし、側方は自重による鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。

(ロ) 地震応答解析

地震応答解析は、有限要素法解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不成形地盤速報の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

ハ. 地盤のモデル化

D級を除く岩盤は、線形の平面ひずみ要素でモデル化する。

D級岩盤及び盛土・旧表土は、地盤の非線形性を考慮するためマルチスプリング要素でモデル化することとし、ばね特性は双曲線モデル(H-Dモデル)を用いる。その

うち、盛土及び旧表土は、マルチスプリング要素及び間隙水要素でモデル化し、D級岩盤については地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。なお、シームはジョイント要素でモデル化する。

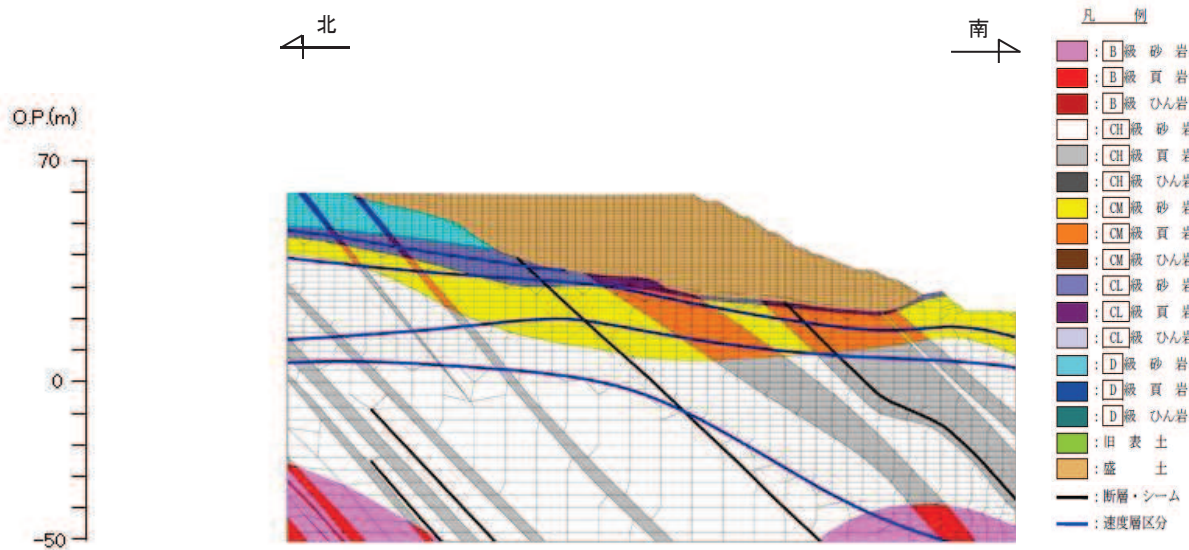


図 3.4-20 解析モデル図

(c) 減衰定数

減衰定数は、「補足-610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に従い、粘性減衰及び履歴減衰で考慮する。

粘性減衰は、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与える。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α, β : 係数

Rayleigh 減衰は、剛性比例型減衰 ($\alpha = 0, \beta = 0.002$) を考慮する。なお、係数 β の設定については、「FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」」を基に設定している。

(d) 解析用物性値

二次元有効応力解析に用いる物性値は、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。二次元有効応力解析に用いる解析用物性値を表 3.4-4 に示す。

表 3.4-4 二次元有効応力解析に用いる解析用物性値

		旧表土	盛土	D級岩盤		
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	1.94 (1.88)*	2.10 (1.90)*	2.06 (1.95)*		
	間隙率 n	0.437	0.363	0.349		
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	2.110×10 ⁵	7.071×10 ⁴	2.000×10 ⁵		
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	1.0×10 ³	1.0×10 ³	1.0×10 ³		
	ポアソン比 ν	0.40	0.40	第1速度層	0.48	
				第2速度層	0.44(狐崎部層) 0.45(牧の浜部層)	
減衰定数の上限値 h_{max}	0.220	0.183	0.113			
強度特性	粘着力 c (N/mm ²)	0.08 (0.00)*	0.06 (0.10)*	0.10		
	内部摩擦角 ϕ (°)	26.2 (38.7)*	30.0 (33.9)*	24.0		
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	28.0	28.0	/		
	液状化パラメータ	S_1	0.005			0.005
		W_1	1.0			14.0
		p_1	1.4			1.0
		p_2	1.5			0.6
		c_1	2.0			2.8

注記*：括弧内の数字は、地下水位以浅の値を表す。

e. すべり安全率の算定

(a) 算定方法

すべり安全率は、二次元等価線形解析及び二次元有効応力解析ともに、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上の抵抗力の和をすべり線上の起動力の和で除して求める。すべり安全率の算定フローは、二次元等価線形解析と二次元有効応力解析で同様であり、図 3.4-21 に示すとおりである。

想定するすべり線は、図 3.4-22 に示す、二次元等価線形解析による評価において、すべり安全率が最小となったすべり線とし、すべり安全率の算定における地震動は最小すべり安全率となった $S_s - D1$ とする。

なお、二次元等価線形解析及び二次元有効応力解析に用いる入力地震動及び地下水位は、「3.1 安定性評価の方法」の示すとおり設定する。

二次元等価線形解析によるすべり安全率算定においては、静的解析には解析コード「stress-NLAP Ver. 2.91」、地震応答解析には解析コード「SuperFLUSH/2D Ver. 6.1」、すべり計算には解析コード「suberi_sf Ver. 2」を使用する。

二次元有効応力解析によるすべり安全率算定においては、常時解析及び地震応答解析には解析コード「FLIP Ver. 7.4.1」、すべり計算には解析コード「FLIP_suberi8 Ver. 3」を使用する。

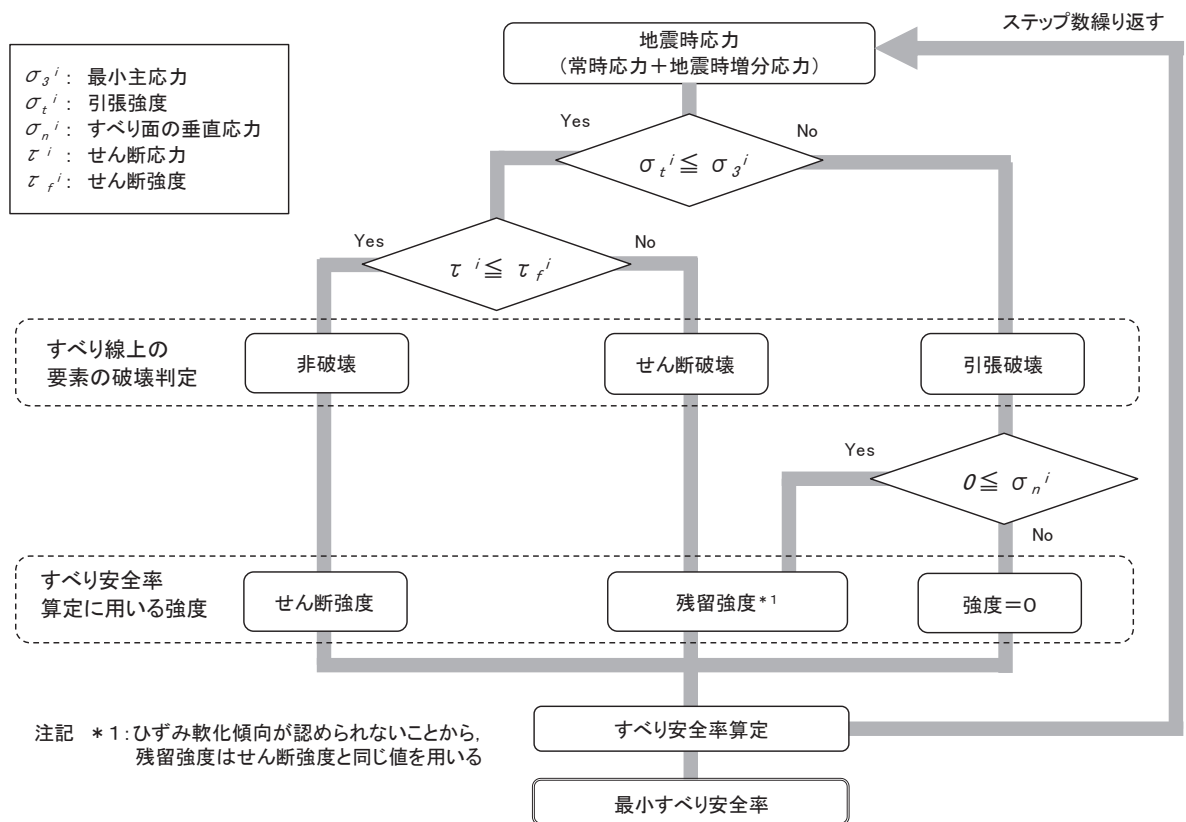


図 3.4-21 すべり安全率の算定フロー

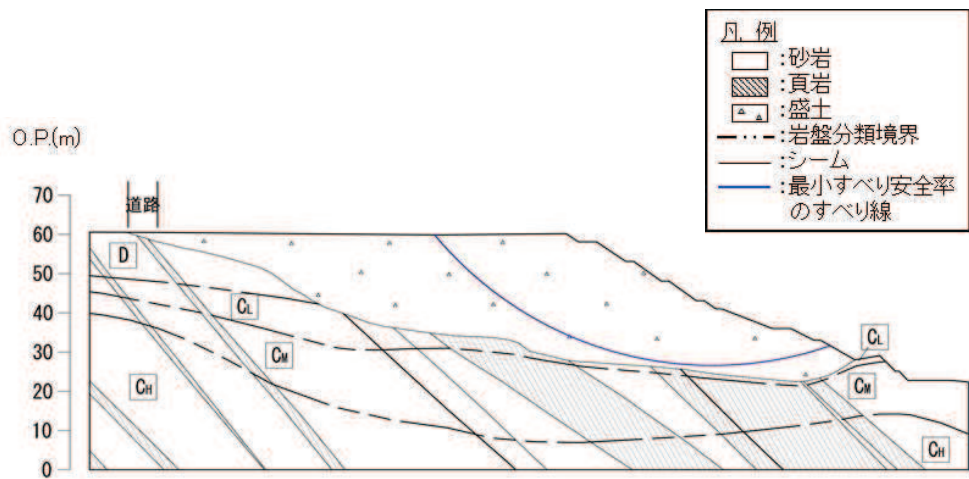


図 3.4-22 すべり安全率が最小となったすべり面

(b) 解析モデル

すべり安全率を算定する、二次元等価線形解析の解析モデルは以下のとおり作成する。また、解析モデルを図 3.4-23 に示す。なお、二次元有効応力解析におけるすべり安全率を算定する解析モデルは、液状化の影響を考慮する範囲の検討における解析モデルと同一とする。

イ. 解析領域

二次元等価線形解析による解析モデルの解析領域は、境界条件の影響が地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。

ロ. 境界条件

(イ) 静的解析

静的解析は、地盤の自重を載荷することによる常時の応力を算定するために行う。静的解析の境界条件は底面固定とし、側方は自重による鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。

(ロ) 地震応答解析

地震応答解析は、有限要素法解析における半無限地盤を模擬するため、底面に粘性境界を、側面にエネルギー伝達境界を設ける。

ハ. 地盤のモデル化

岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。また、盛土は等価線形化法により、動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性を考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。また、シームはジョイント要素でモデル化する。

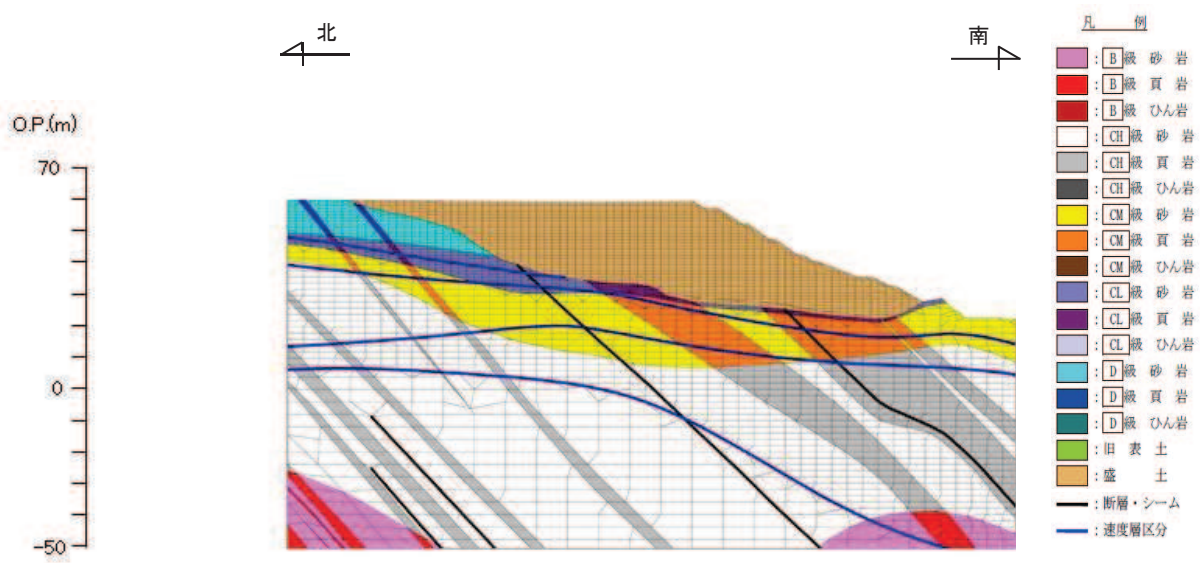


図 3.4-23 解析モデル図

(c) 減衰定数

減衰定数は、等価線形化法によってひずみ依存性を考慮する。

(d) 解析用物性値

二次元等価線形解析に用いる解析用物性値は、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。二次元等価線形解析に用いる解析用物性値を表 3.4-5 に示す。

表 3.4-5 二次元等価線形解析に用いる解析用物性値(牧の浜部層) (1/2)

岩種・岩級		物理特性 単位体積重量 γ (kN/m ³)	強度特性*			変形特性				
			静的・動的特性			静的特性		動的特性		
			せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_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
B級	砂岩	26.4	1.29	54.0	$1.12 \sigma^{0.74}$	4,100	0.21	表3.4-5 (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	$G_0 = 255.4 \sigma^{0.26}$ $G_d/G_0 =$ $1 / (1 + 119 \gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085 \gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$	
	頁岩	20.2	0.10	24.0	$0.12 \sigma^{0.21}$	39	0.38			
	ひん岩	20.2	0.10	24.0	$0.41 \sigma^{0.49}$	78	0.38			

注記* : 岩盤の引張強度は、潜在亀裂を考慮して見込まない。

表 3.4-5 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 3.4-5 (1/2) 参照	0.48	
	第2速度層		0.45	

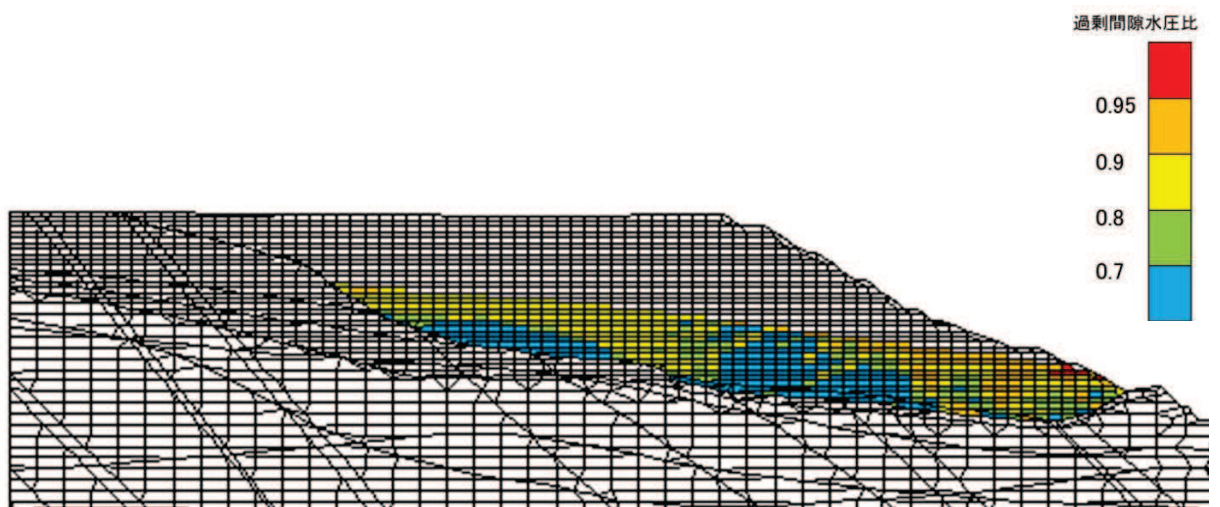
f. 評価結果

(a) 液状化の影響を考慮する範囲の確認結果

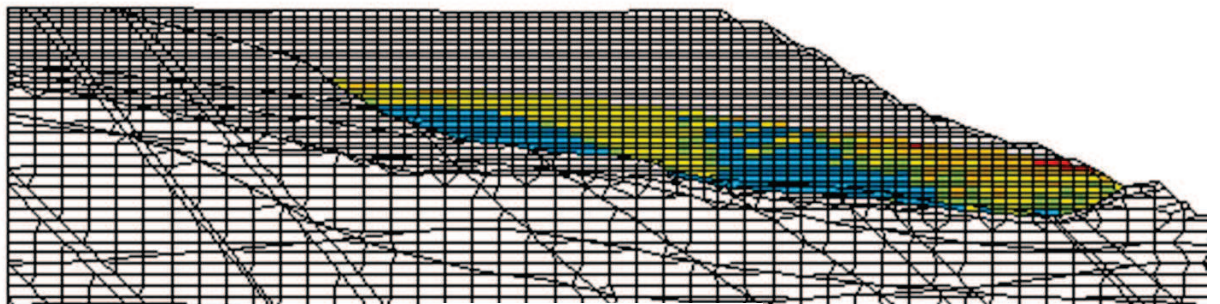
S_s-D1における過剰間隙水圧比の分布を図3.4-24に示す。また、図3.4-24を踏まえて設定した液状化の影響を考慮する範囲を図3.4-25に示す。

液状化の影響を考慮する範囲は、S_s-D1における位相の反転を考慮し、過剰間隙水圧比が0.95以上となる全要素を包絡するように設定する。

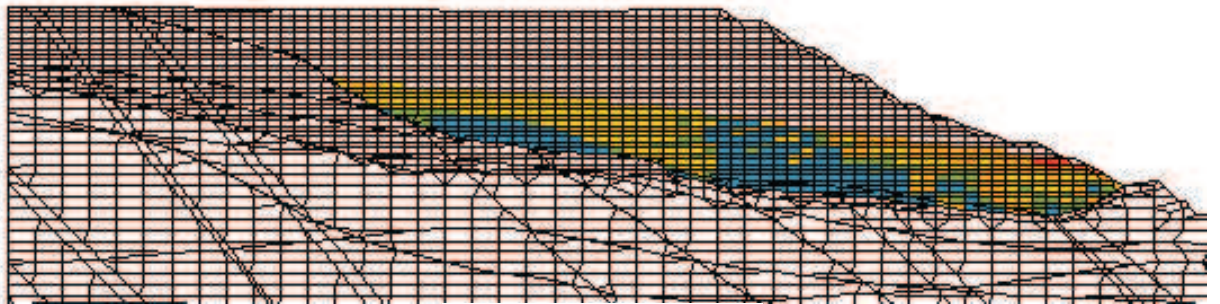
過剰間隙水圧比が0.95以上となる要素は、おおむね斜面法尻付近の一部のみであり、盛土の液状化による剛性低下及び強度低下の影響は限定的であると考えられる。



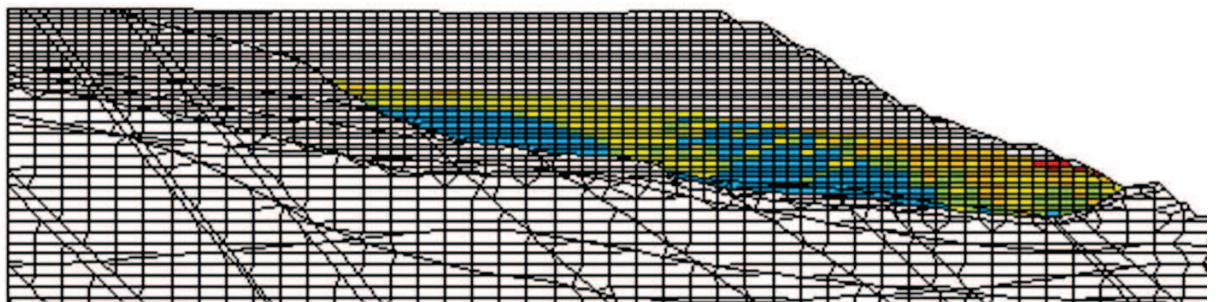
$S_s - D1 (+, +)$



$S_s - D1 (-, +)$



$S_s - D1 (+, -)$



$S_s - D1 (-, -)$

図 3.4-24 過剰間隙水圧比の分布図

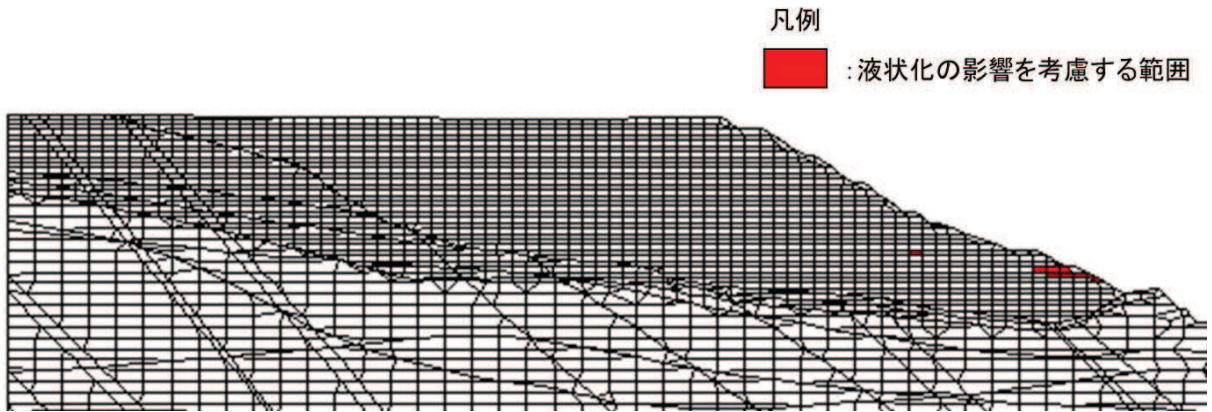


図 3.4-25 液状化の影響を考慮する範囲の設定

(b) すべり安定性の評価結果

イ. すべり安全率の算定方法①

液状化の影響を考慮する範囲の確認結果を踏まえたすべり安全率の算定結果を表 3.4-6 に、すべり線を図 3.4-26 に示す。

液状化の影響を考慮したすべり安全率は 1.09 となり、評価基準値を上回ることを確認した。

表 3.4-6 すべり安全率の算定結果

基準地震動 S_s	算定ケース	すべり安全率
$S_s - D1$	すべり安全率の算定方法① (液状化の影響を考慮する範囲の起動力及び抵抗力をゼロ)	1.09 (1.03) *

注記* : () 内は、地盤の強度特性のばらつきを考慮したすべり安全率を示す。

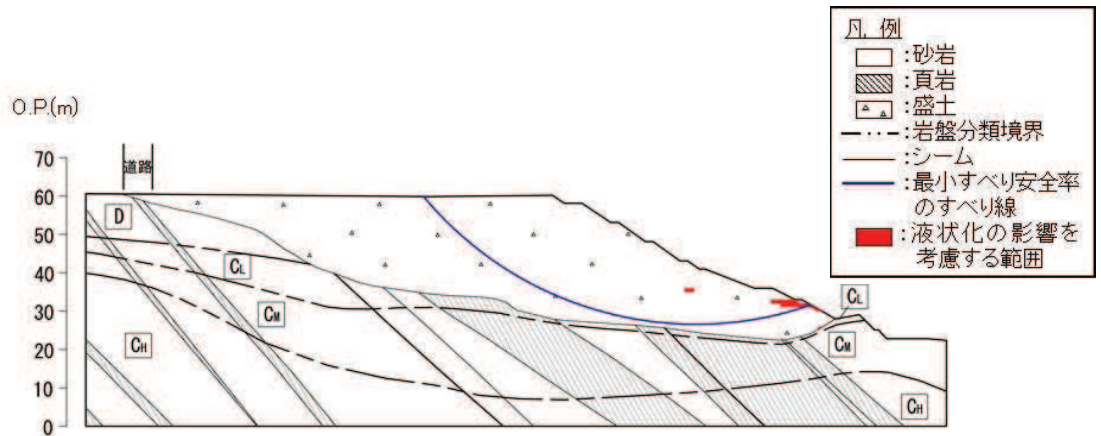


図 3.4-26 すべり線

ロ. すべり安全率の算定方法②及び③

液状化の影響を考慮する範囲の起動力及び抵抗力については、後述する(c)のとおり、ゼロとする妥当性を確認しているが、保守的に起動力を考慮したケースについてもすべり安全率を算定する。液状化の影響を考慮する範囲の起動力を考慮し、抵抗力をゼロとした二次元等価線形解析及び二次元有効応力解析によるすべり安全率の算定結果を表3.4-7に示す。

すべり安全率の算定方法②におけるすべり安全率は1.08となり、評価基準値を上回ることを確認した。また、すべり安全率の算定方法③におけるすべり安全率は1.5となった。なお、液状化の影響は斜面法尻付近の一部の範囲に限られ、液状化による剛性低下及び強度低下の影響は限定的であることから、有効応力解析におけるすべり線は、二次元等価線形解析と同じすべり線を用いて評価を行った。

すべり安全率の算定方法②では、液状化の影響を考慮する範囲の起動力を考慮した場合のすべり安全率を算定したが、液状化を考慮すべき範囲は限定的であることから、起動力の考慮の有無の影響は小さく、液状化の影響を考慮する範囲の起動力及び抵抗力をゼロとした場合(すべり安全率の算定方法①)と比較し、すべり安全率は同等となった。

すべり安全率の算定方法③では、二次元有効応力解析による応力状態を用いてすべり安全率を算定したが、二次元等価線形解析の応力状態を用いた場合(すべり安全率の算定方法②)と比較し、最小すべり安全率が向上している。この結果は、二次元有効応力解析では、間隙水圧の上昇によるせん断剛性の低下を考慮でき、起動力及び抵抗力が変化したためである。

以上より、すべり安全率の算定方法②はすべり安全率の算定方法③より保守的な評価となっており、等価線形解析による斜面安定性評価の妥当性を確認した。

表 3.4-7 すべり安全率の算定結果

基準地震動 S_s	算定ケース	すべり安全率
$S_s - D1$	すべり安全率の算定方法② (液状化の影響を考慮する範囲の抵抗力をゼロ)	1.08 (1.02)
	すべり安全率の算定方法③ (液状化の影響を考慮する範囲の抵抗力をゼロ)	1.5

注記* : ()内は、地盤の強度特性のばらつきを考慮したすべり安全率を示す。

(c) 液状化の影響を考慮する範囲におけるすべり線上の起動力及び抵抗力の確認結果

二次元有効応力解析により確認した液状化の影響を考慮する範囲における起動力及び抵抗力を比較する。図3.4-27に液状化の影響を考慮する範囲における起動力及び抵抗力を示す。

以下の確認の結果、液状化の影響を考慮する範囲の起動力及び抵抗力をゼロとすることの妥当性を確認した。

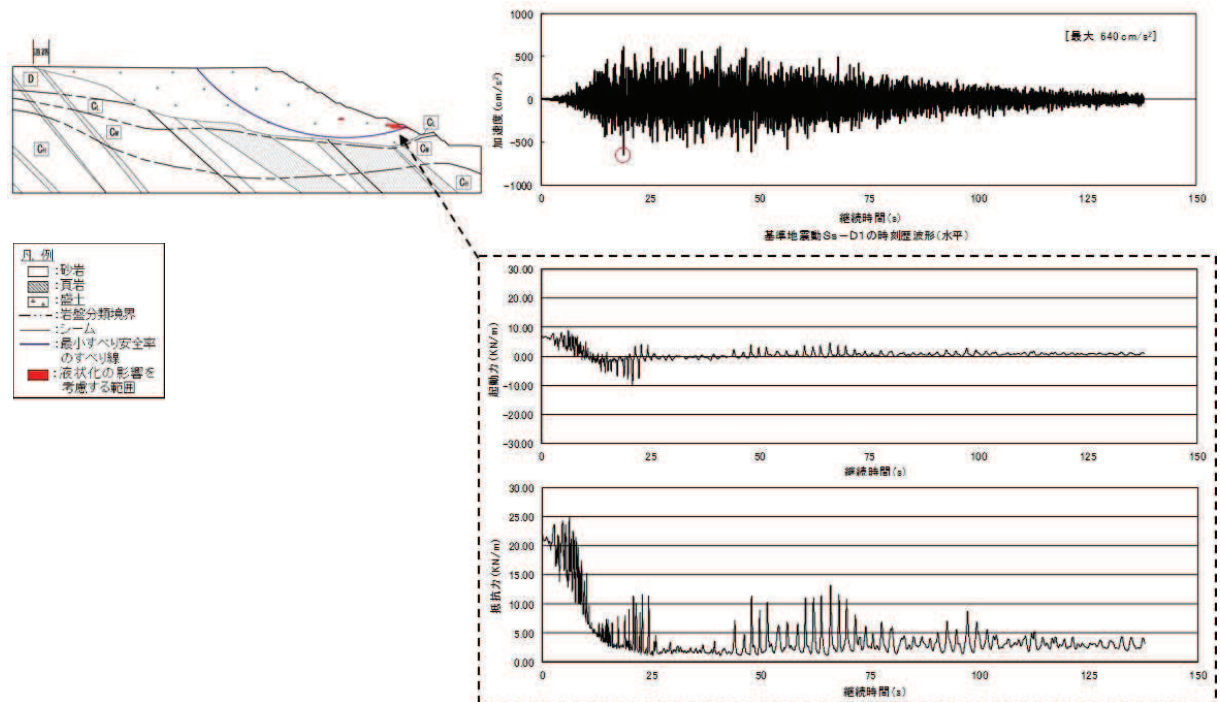


図3.4-27 液状化の影響を考慮する範囲における起動力及び抵抗力

イ. 液状化の影響を考慮する範囲の起動力

地盤の液状化は、地震動に伴う土骨格の変形と間隙水の相互作用により生じ、間隙水圧の上昇により、徐々に有効応力が低下し、せん断抵抗を失っていく現象である。二次元有効応力解析では、約 10 秒から過剰間隙水圧の上昇に伴う有効応力の低下が顕著に現れ始め、徐々に減少して約 25 秒以降概ねゼロになっており、解析においても液状化の現象が確認できる。

ロ. 液状化の影響を考慮する範囲の抵抗力

上記の起動力と同様に、液状化による間隙水圧の上昇により、せん断抵抗が徐々に減少していく。二次元有効応力解析でも、地震の継続に伴う抵抗力の低下が確認でき、約 10 秒から過剰間隙水圧の上昇に伴う有効応力の低下が顕著に現れ始め、徐々に減少して約 25 秒以降ゼロに近づくが、抵抗力を若干有している。

ハ. 液状化の影響を考慮する範囲の起動力及び抵抗力の設定

以上より、過剰間隙水圧の上昇に伴い、起動力は概ねゼロとなるが、抵抗力はゼロに近づくものの、抵抗力を若干有している。

全時刻を通して、起動力と比べ抵抗力が大きい状態で推移していることから、液状化の影響を考慮する範囲の起動力及び抵抗力をゼロとして評価を行うことが保守的と判断できる。

(6) 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 3.4-28 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。

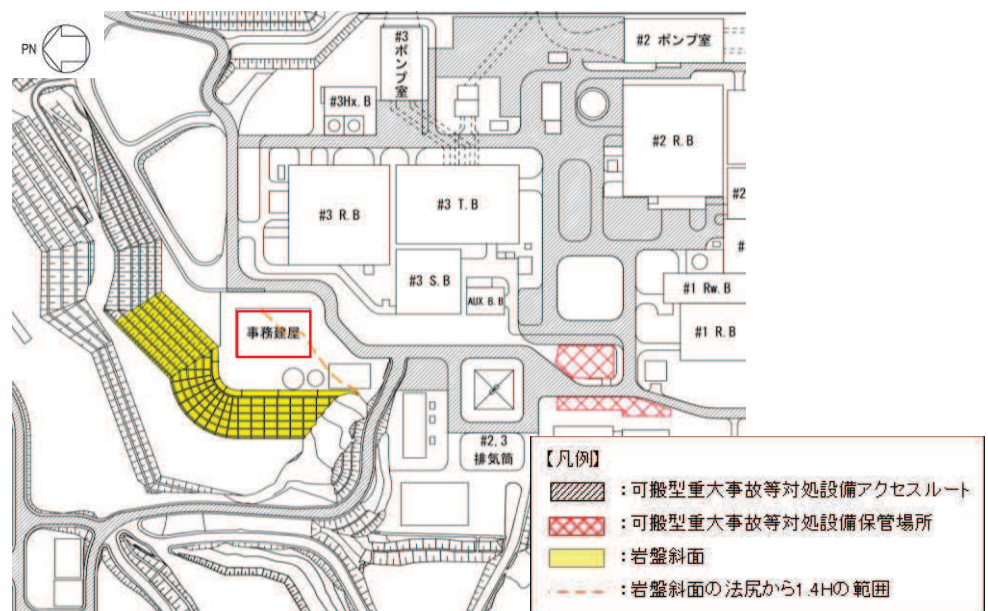
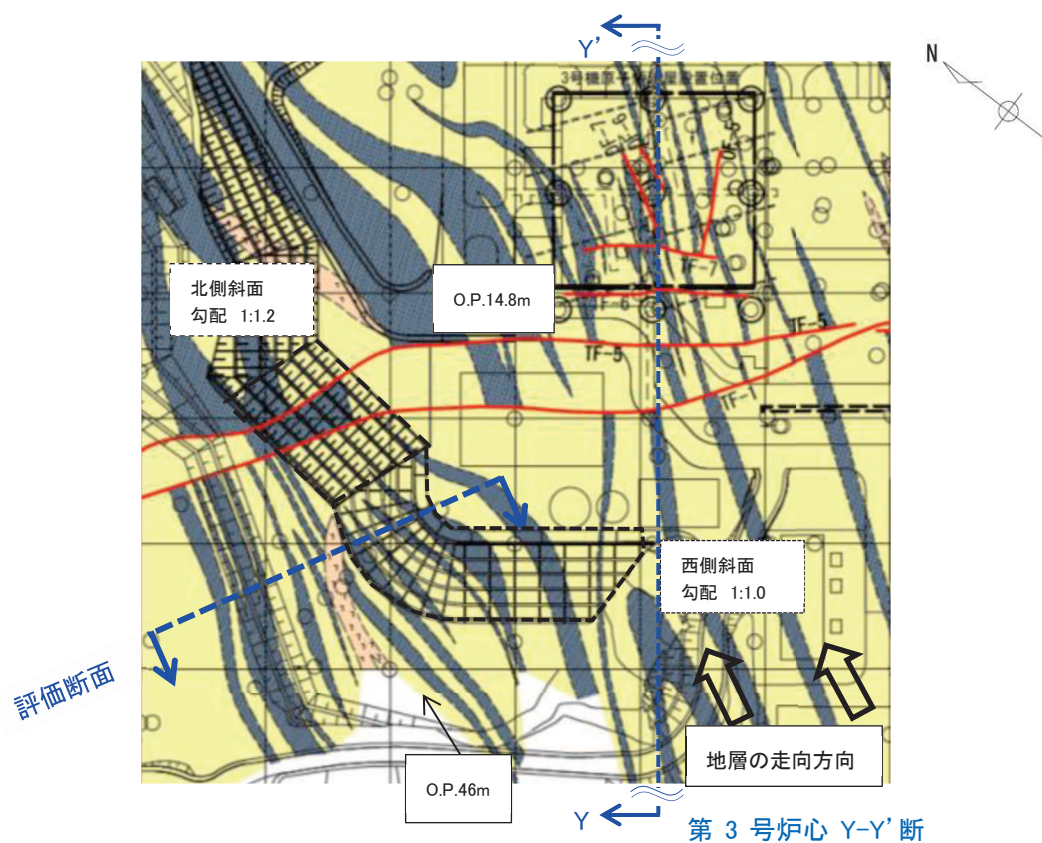


図 3.4-28 事務建屋の位置図

b. 評価断面の選定

図 3.4-29 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及び地質断面図作成にあたり参照したボーリング調査の代表位置を図 3.4-30 に、解析モデル図を図 3.4-31 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）

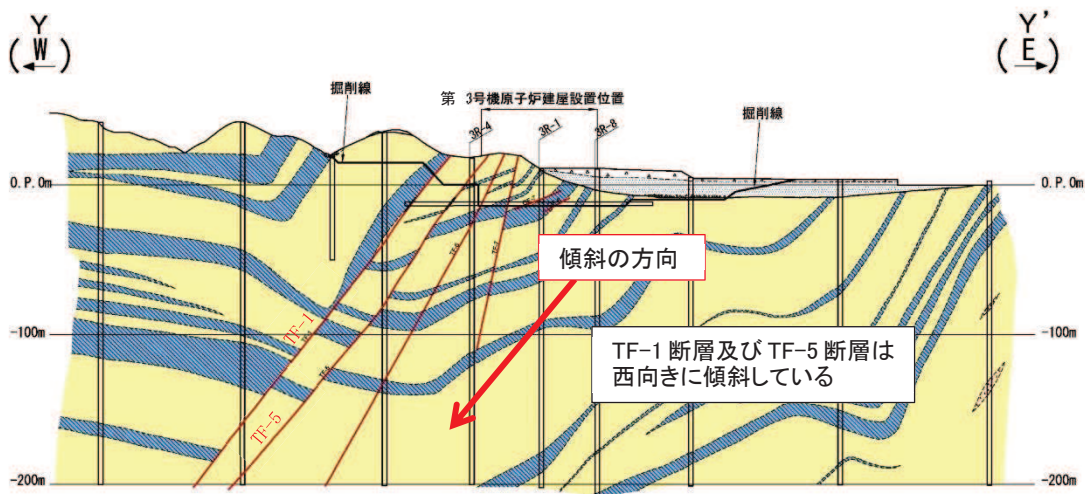


図 3.4-29 事務建屋の周辺斜面の評価断面選定根拠

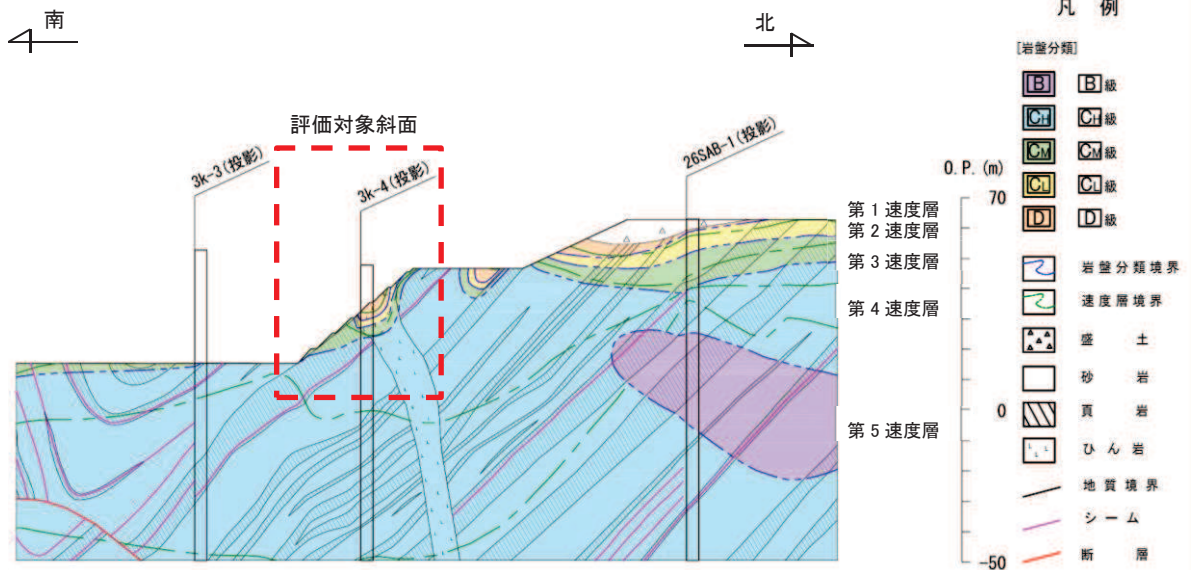
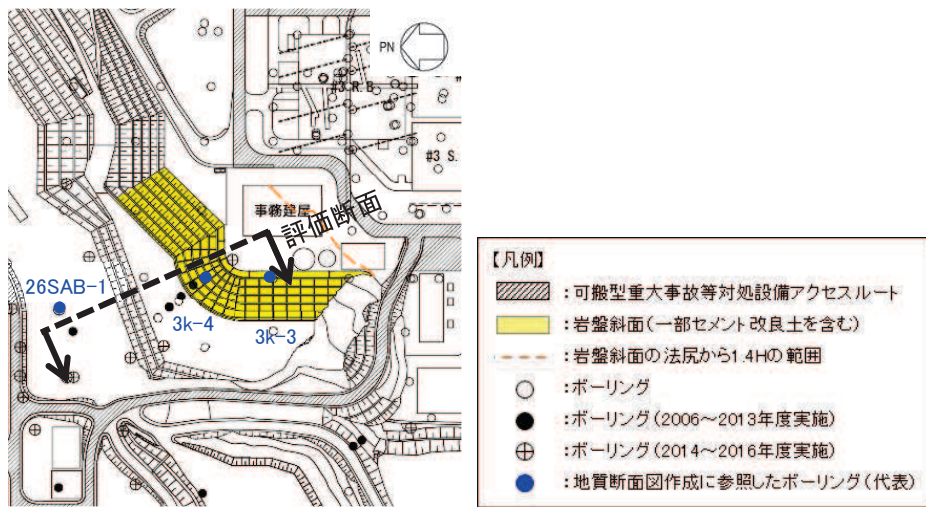


図 3.4-30 地質断面図及びボーリング調査の代表位置

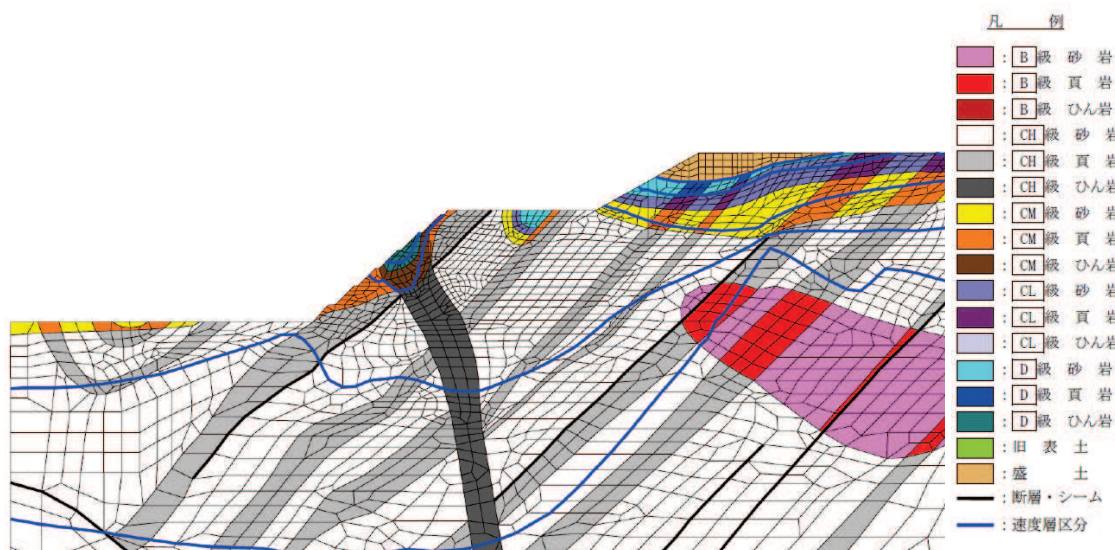


図 3.4-31 解析モデル図

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3.4-32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。

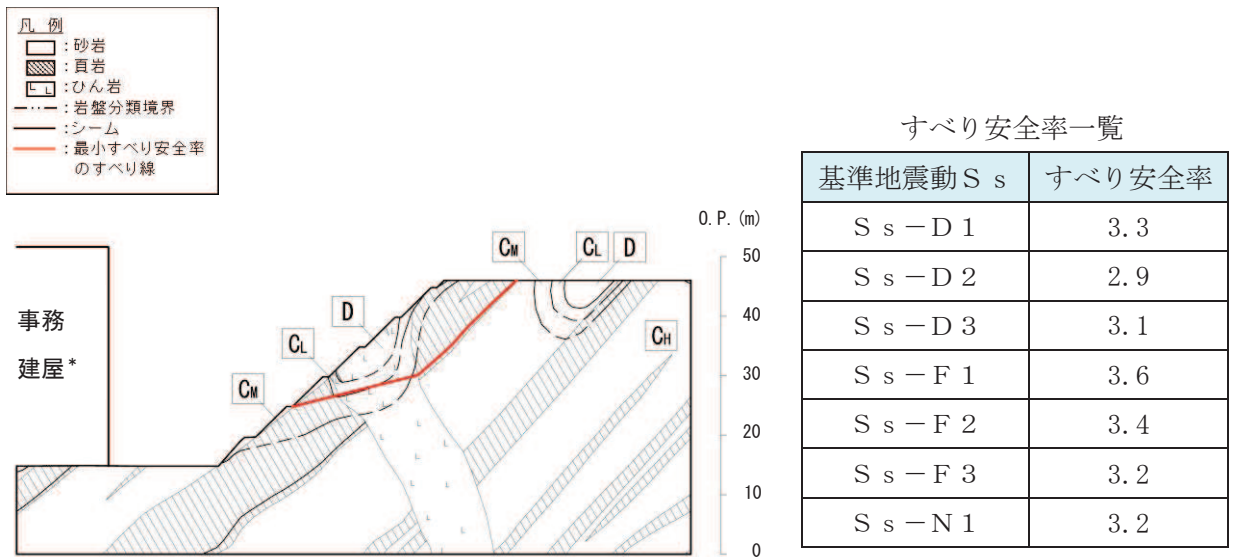


図 3.4-32 事務建屋の周辺斜面のすべり安定性評価結果

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 保管エリアにおける可搬型重大事故等対処設備（車両型）は全て淡水貯水槽の上に保管し、淡水貯水槽周囲の岩盤及びセメント改良土の上には保管しない設計とする。第 2 保管エリアの可搬型重大事故等対処設備（車両型）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 に対する健全性を確認している淡水貯水槽により支持する。なお、淡水貯水槽の健全性については、補足説明資料「補足-600-23 可搬型重大事故等対処設備の耐震性に関する説明書に係る補足説明資料」に示す。

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。

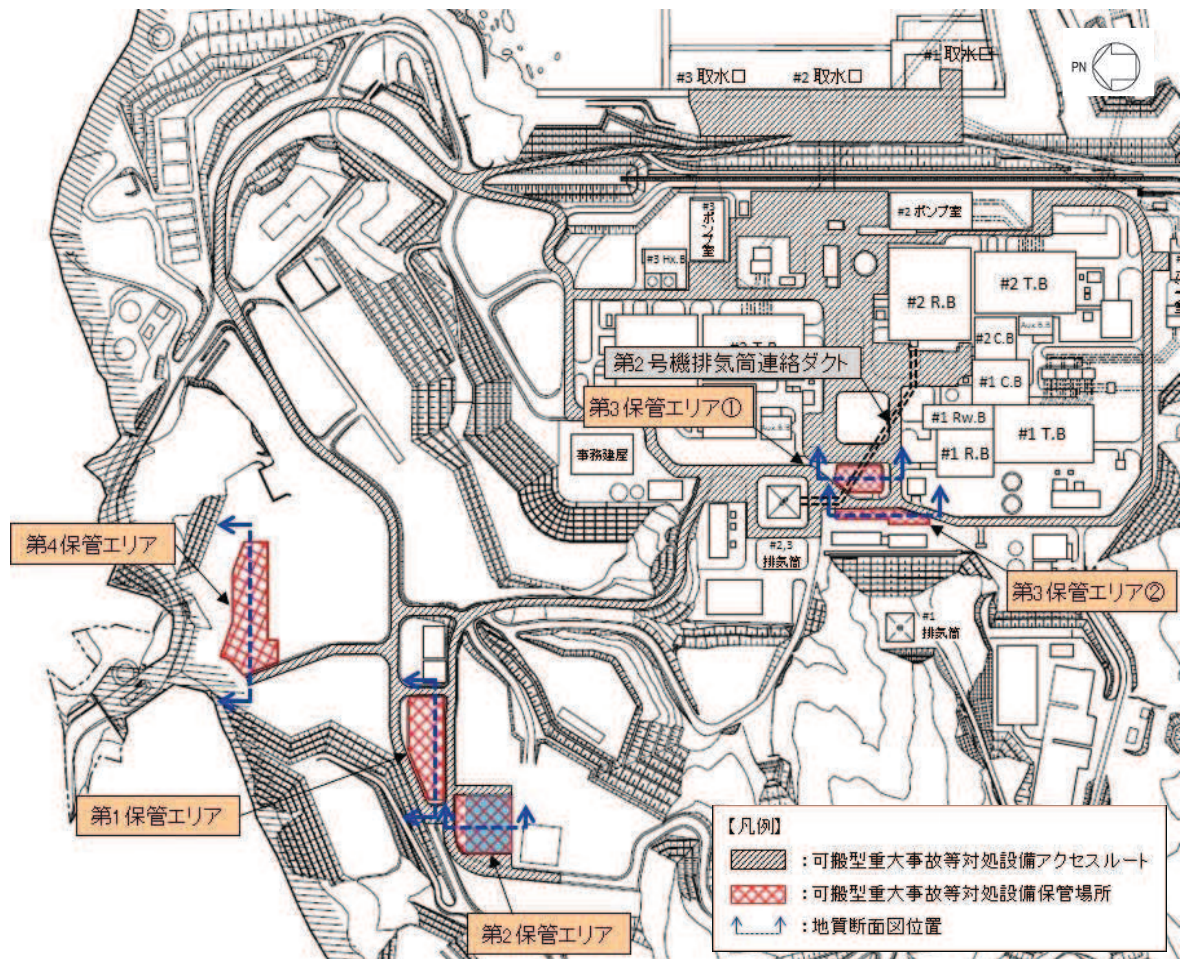


図 4.2-1 保管場所の位置

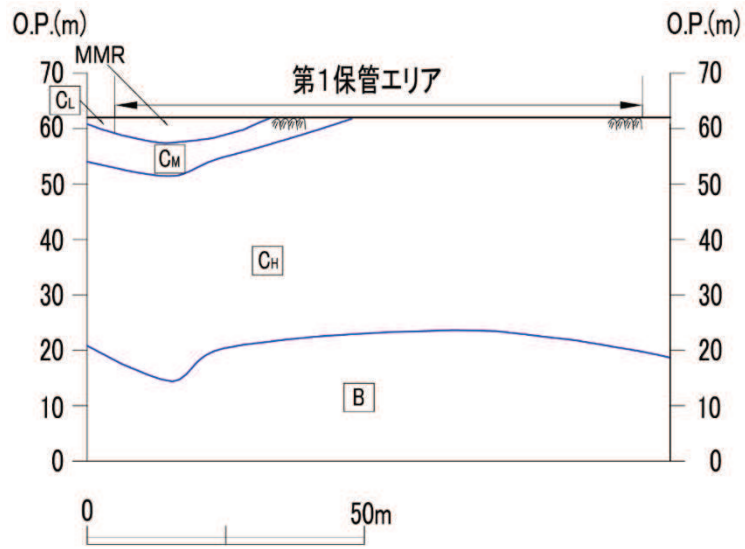


図 4.2-2 第1保管エリアの地質断面図

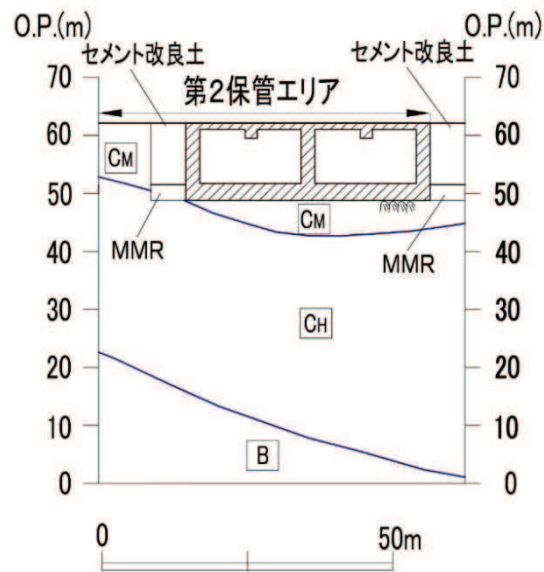


図 4.2-3 第2保管エリアの地質断面図

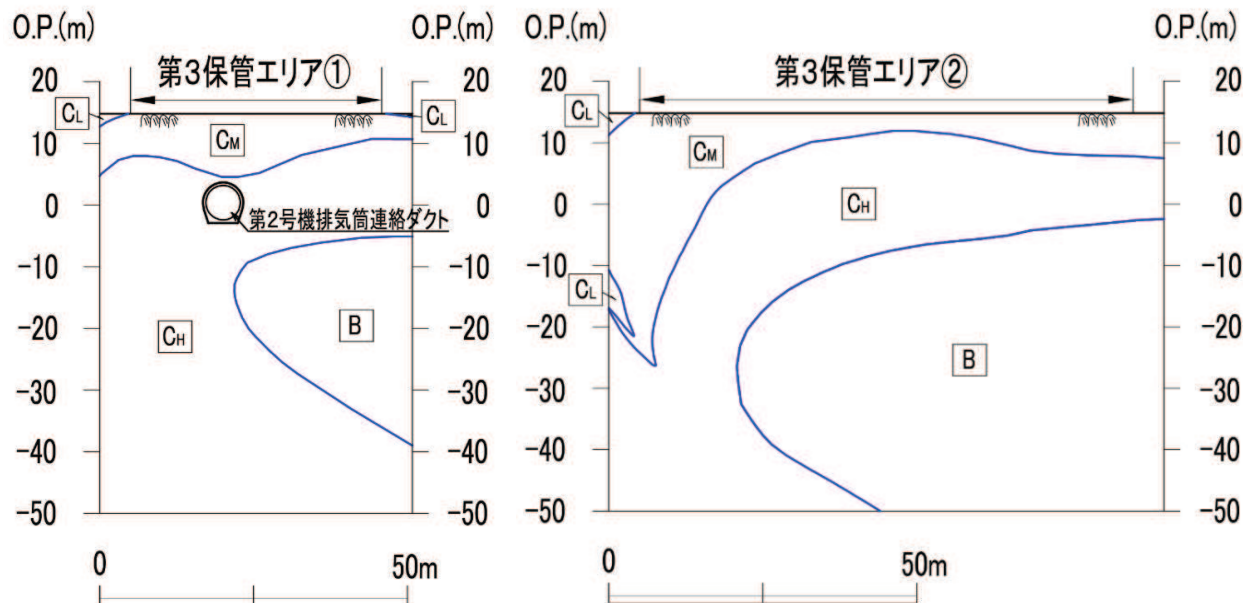


図 4.2-4 第3保管エリアの地質断面図

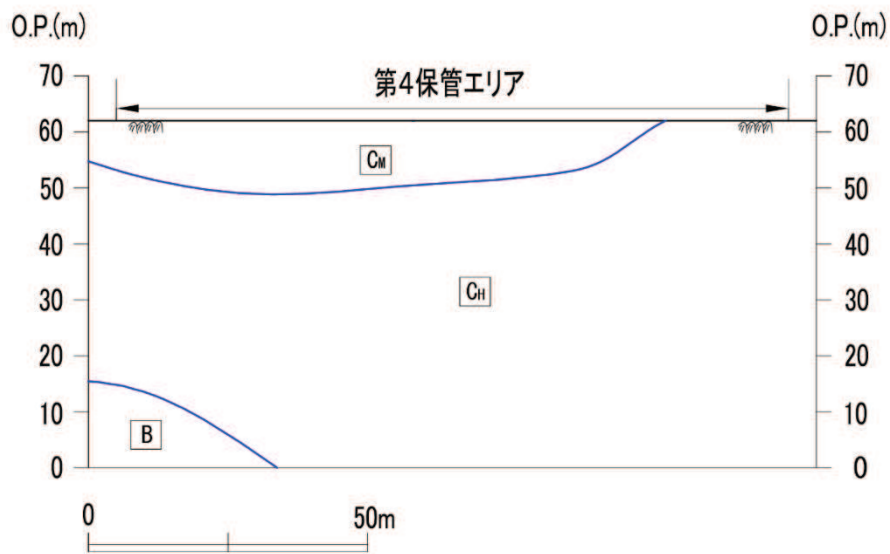


図 4.2-5 第4保管エリアの地質断面図

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。

第2保管エリアは、岩盤に直接支持され基準地震動 S_s に対する健全性を確認してい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。なお、淡水貯水槽の耐震評価については、「補足-600-23 可搬型重大事故等対処設備の耐震性に関する説明書に関する補足説明資料」に示す。

(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(423 kN)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。保管場所に保管する可搬型重大事故等対処設備(車両型)の車両総重量及び1輪当たりの最大重量を表4.3-3、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。

なお、ブルドーザ及びバックホウについては、クローラ片側当たりの重量から常時接地圧を算出し、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以下であることを確認している。

- ・常時接地圧 : 最も荷重の大きい前輪重量(1輪当たり 38.344 kN)をタイヤの接地面積(0.295 m×0.2 m^{*1})で除して算出(図4.3-2参照)

注記*1:「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

表4.3-3 保管場所に保管する可搬型重大事故等対処設備(車両型)の一覧

(単位:kN (kN/m²))

設備名称	車両総重量	1輪当たりの最大重量
大容量送水ポンプ(タイプⅠ)	247	25
大容量送水ポンプ(タイプⅡ)	263	24
ホース延長回収車	162	32
原子炉補機代替冷却水系熱交換器ユニット	423	39
可搬型窒素ガス供給装置	334	34
電源車	86	15
タンクローリ	86	15
ブルドーザ	275	138(80) ^{*2}
バックホウ	403	202(91) ^{*2}

注記*2:クローラ片側当たりの重量(括弧内は常時接地圧)を示す。

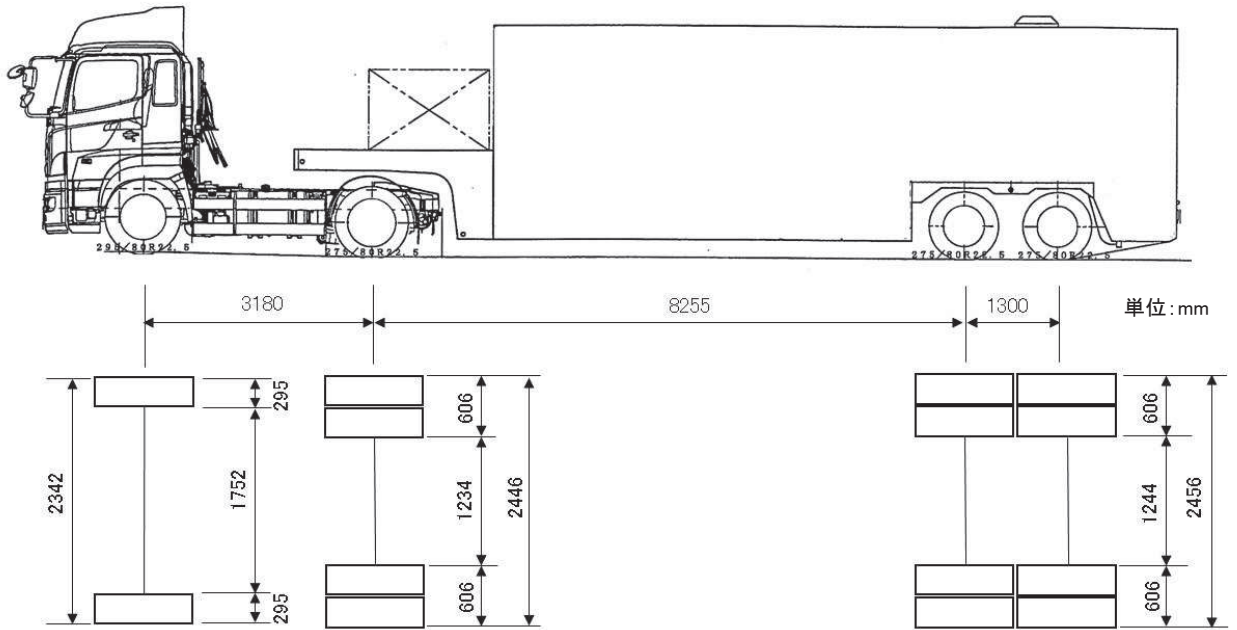
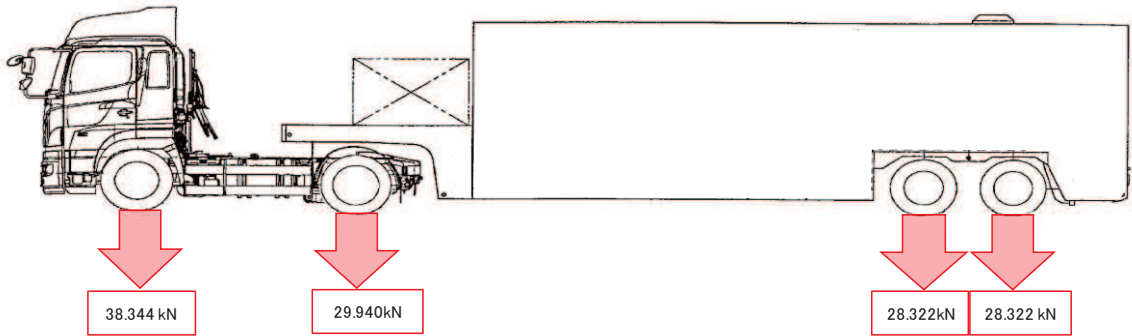


図 4.3-1 原子炉補機代替冷却水系熱交換器ユニットの仕様



図は車輪重量であり、車両総重量*は 423 kN 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 4.3-4 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 4.3-4 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

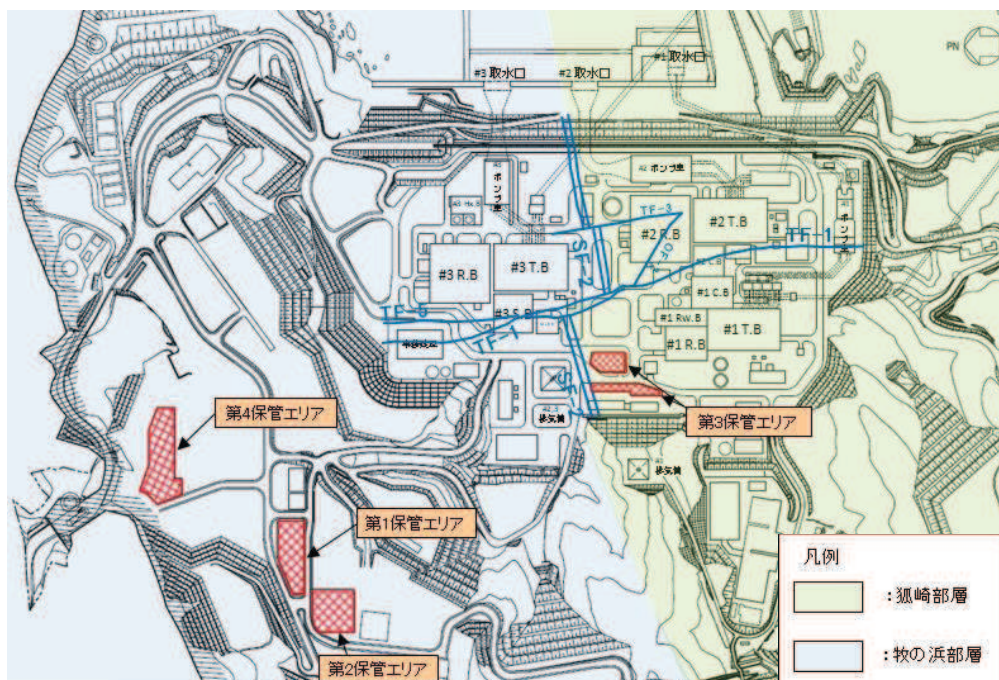


図 4.3-3 各保管エリアの位置及び地盤の種別

MMRについては、表 4.3-4 に示す C_M 級岩盤の極限支持力と、表 4.3-5 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 4.3-5 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

現場調査及び図面確認により、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。

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

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。

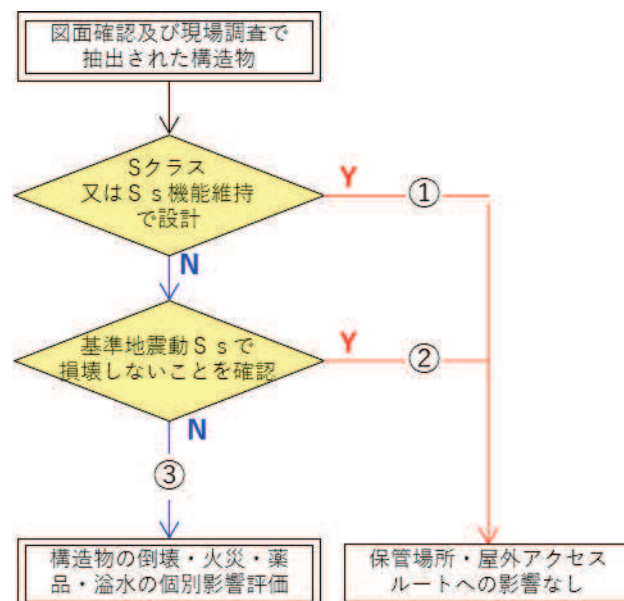
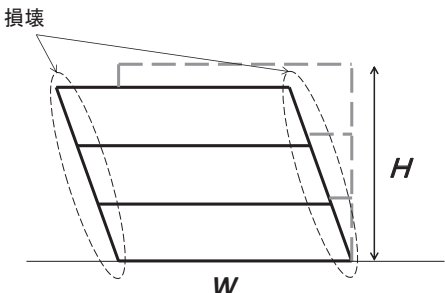
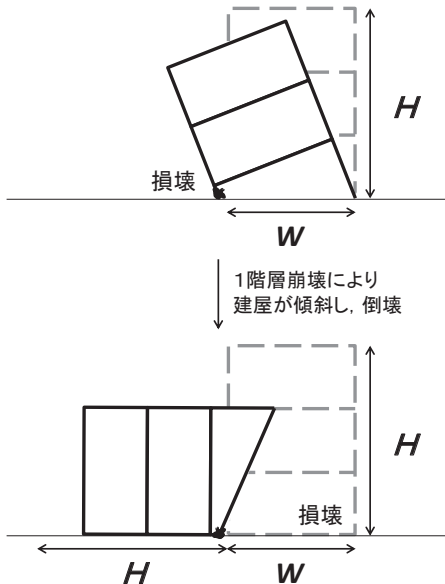
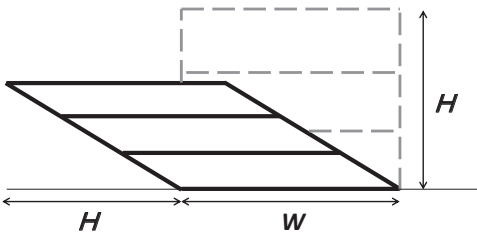
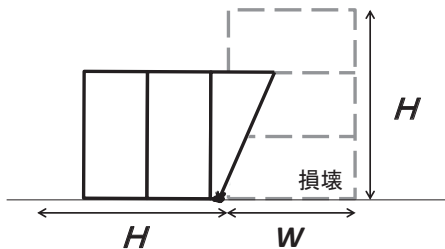


図5-1 個別影響評価要否判断フロー

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 (第 1, 2 号機)	③	17.51	18.21	8.62				図 5-3	
2	第 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	第 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	第 1 号機液体窒素貯槽	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	第 1 号機復水貯蔵タンク	③	18.85	18.85	12.20				図 5-3	
9	第 1, 2 号機開閉所引留鉄構	③	2.50	44.50	29.00				図 5-3	
10	第 1 号機主変圧器	③	7.50	12.25	8.80	○			図 5-3	
11	第 1 号機所内変圧器 B	③	4.90	5.00	5.30	○			図 5-3	
12	第 1 号機所内変圧器 A	③	4.90	5.00	5.30	○			図 5-3	
13	第 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	第 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	第 1 号機硫酸貯槽	③	3.64	1.50	2.96		○	○	図 5-3	
18	第 1 号機苛性ソーダ貯槽	③	5.04	2.50	4.06		○	○	図 5-3	
19	第 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	第 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	第 1 号機防潮壁	③	23.50	39.60	2.00				図 5-3	
25	第 1 号機除塵装置電源室	③	9.80	15.30	4.30				図 5-3	
26	第 1 号機軽油貯蔵タンク	③	8.70	8.70	6.11	○			図 5-3	
27	第 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	第 1 号機制御建屋	②	41.05	53.85	18.36			○	図 5-3	
32	第 1 号機原子炉建屋	②	43.85	53.35	47.68				図 5-3	
33	第 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	第1号機廃棄物処理建屋	②	23.05	66.30	29.85				図5-3	
35	第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	第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	第2号機苛性ソーダ貯槽	③	6.56	2.80	4.16		○	○	図5-3	
39	第2号機硫酸貯槽	③	4.29	1.60	3.56		○	○	図5-3	
40	第2号機起動変圧器	③	7.62	9.11	7.41	○			図5-3	
41	第2号機所内変圧器A	③	4.75	5.40	5.72	○			図5-3	
42	第2号機所内変圧器B	③	4.75	5.40	5.72	○			図5-3	
43	第2号機主変圧器	③	9.60	13.55	9.50	○			図5-3	
44	第2号機励磁電源変圧器	③	3.28	5.07	4.78	○			図5-3	
45	第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(第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	第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	第2号機泡消火設備	③	-	-	-				図5-3	軽油タンク地下化により撤去
49	防潮壁(第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	第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	第2号機PLR-VVVF(B)入力変圧器	③	3.10	4.59	3.27	○			図5-3	
53	第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	第2/3号機液体窒素貯槽	③	3.80	13.97	5.30		○		図5-3	
56	第2号機除塵装置電源室	③	8.22	13.11	4.80				図5-3	
57	第2号機原子炉建屋	①	84.00	77.00	36.94				図5-3	
58	第2号機制御建屋	①	40.00	41.00	33.77				図5-3	
59	第2号機タービン建屋	②	57.70	99.10	19.29				図5-3	
60	第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	第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	第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	第3号機所内変圧器A	③	4.94	5.73	5.72	○			図5-3	
65	第3号機所内変圧器B	③	4.94	5.73	5.72	○			図5-3	
66	第3号機主変圧器	③	9.00	13.60	9.50	○			図5-3	
67	第3号機励磁電源変圧器	③	3.28	5.10	2.80	○			図5-3	
68	第3号機苛性ソーダ貯槽	③	4.35	1.90	3.61		○	○	図5-3	
69	第3号機硫酸貯槽	③	2.90	1.10	2.71		○	○	図5-3	
70	第3号機ガスボンベ庫	③	7.21	16.66	4.70	○			図5-3	移設予定
71	防潮壁(第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	第3号機除塵装置電源室	③	12.22	8.22	4.80				図5-3	移設予定

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			
73	防潮壁 (第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	第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	第3号機海水熱交換器建屋 (南側)	③	26.53	4.21	5.65				図5-3		
76	第3号機軽油タンクB	②	8.70	8.70	7.60				図5-3		
77	第3号機軽油タンクA	②	8.70	8.70	7.60				図5-3		
78	第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がないことを確認	
79	第3号機海水熱交換器建屋 (北側)	③	5.61	16.31	5.66				図5-3		
80	第3号機PLR-VVVF(B)入力変圧器	③	3.10	4.59	3.27	○			図5-3		
81	第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 (第3号機)	③	20.66	23.74	6.45			○	図5-3		
83	第3号機原子炉建屋	②	77.06	80.56	36.94				図5-3		
84	第3号機サービス建屋	②	50.06	52.06	24.16			○	図5-3		
85	第3号機タービン建屋	②	60.76	97.66	24.47				図5-3		
86	第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	第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	第1,2号機給排水処理建屋	③	23.65	32.15	11.30			○	○	図5-3	
97	第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がないことを確認	
100-1	第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	第3号機排気筒	①							図5-3		
101	第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	第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	第3号機開閉所引留鉄構	③	2.50	42.00	25.20				図5-3		
106	第3号機起動変圧器A	③	6.11	8.80	6.90	○			図5-3		
107	第3号機起動変圧器B	③	6.11	8.80	6.90	○			図5-3		
108	第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	第3号機給排水処理建屋	③	20.85	50.55	15.85			○	○	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		
111	第3号機純水タンク	③	11.60	11.60	10.69			○	図5-3	
112	第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	
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	No.1原水タンク	③	19.80	19.80	14.60			○	図5-4	
127	No.2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ボ 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	消火水タンク	③						○	図5-3	
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	第2号機ガスポンベ庫	③	-	-	-	○			-	撤去中(再建設予 定)

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		
152	防潮堤	①	総延長約 800m 高さ O. 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	第 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	第 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
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

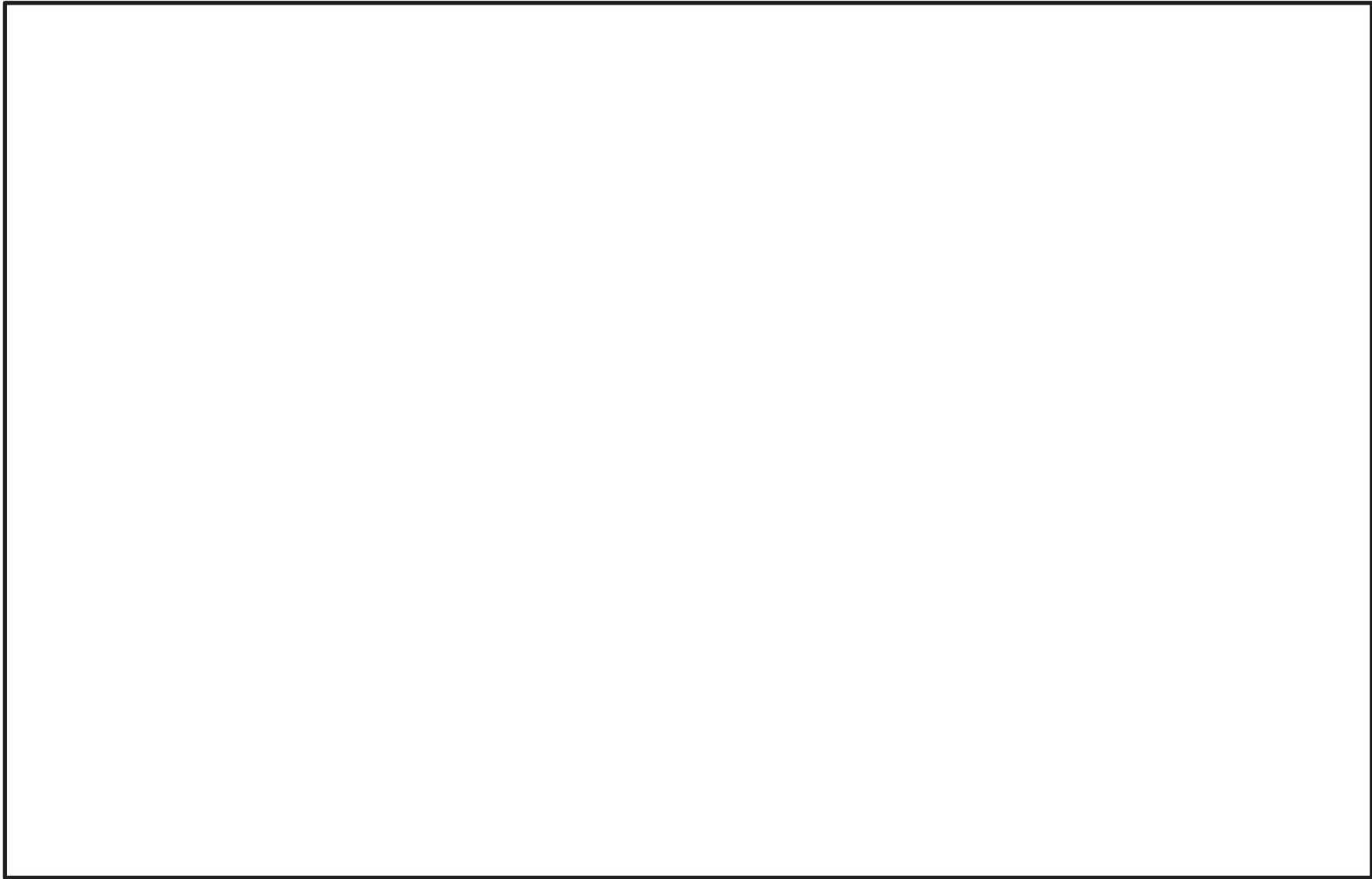


図 5-2 アクセスルート周辺の構造物（発電所全体図）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

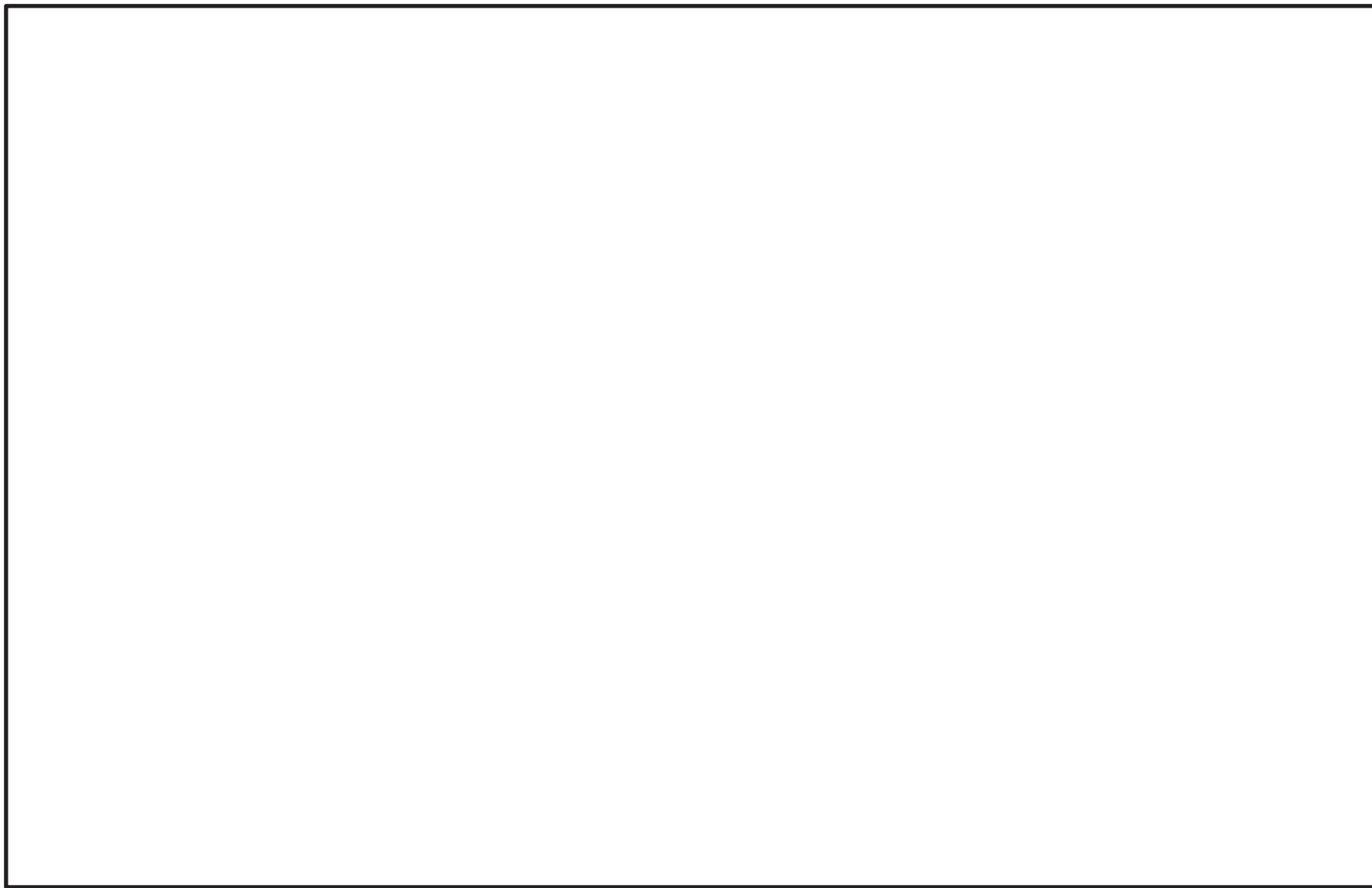


図 5-3 アクセスルート周辺の構造物（主要建屋周辺詳細図）

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）

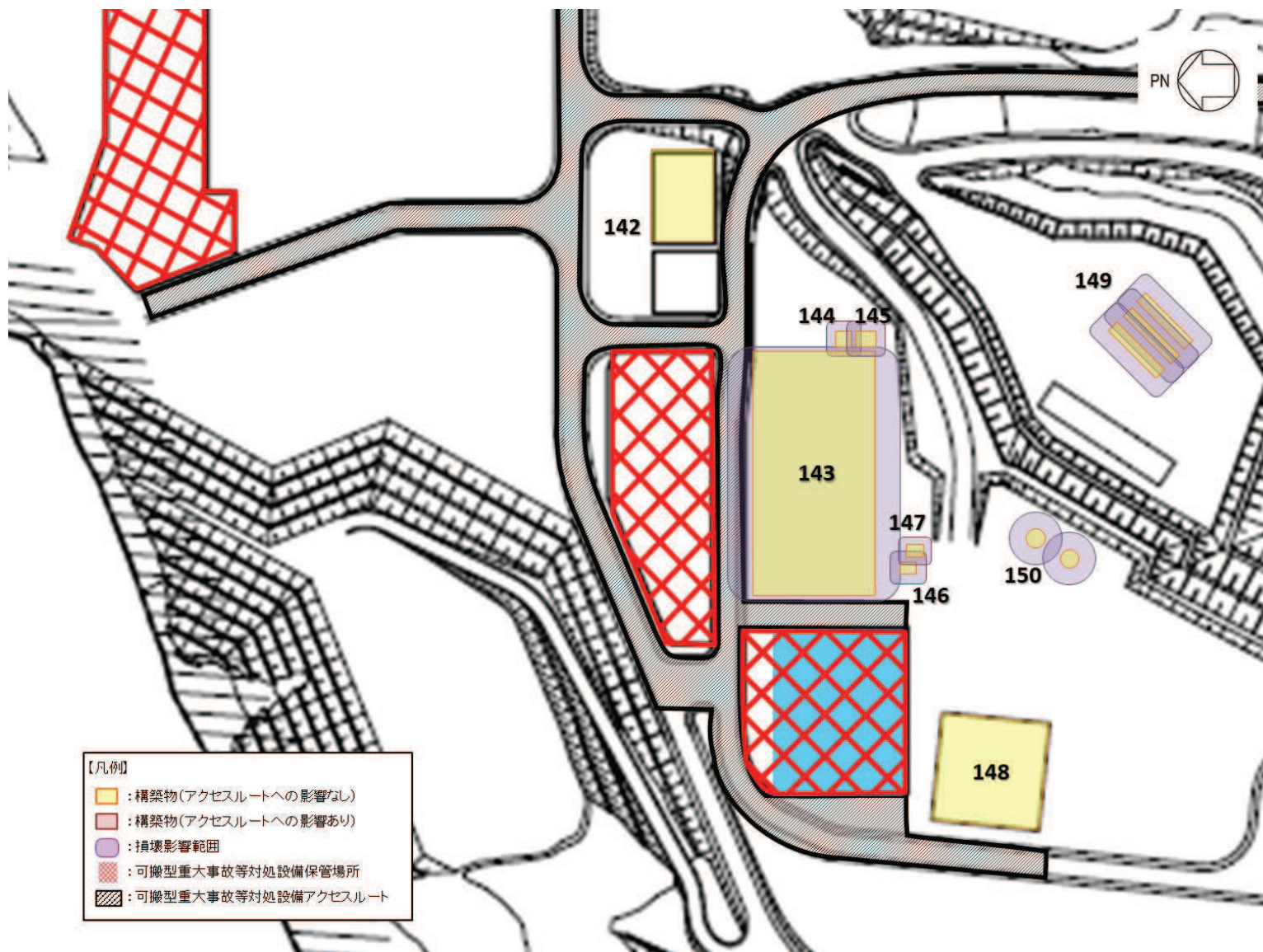


図 5-5 アクセスルートの周辺構造物（緊急時対策建屋周辺詳細図）

5.4 保管場所及び屋外アクセスルート周辺の障害となり得る小規模構造物と影響評価について
 保管場所及び屋外アクセスルート周辺の障害となり得る小規模構造物を現場調査及び図面確認により、保管場所及び屋外アクセスルート周辺の障害となり得る小規模構造物を抽出し、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。

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

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

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

小規模構造物の個別影響評価要否判断フローを図 5-6 に示す。

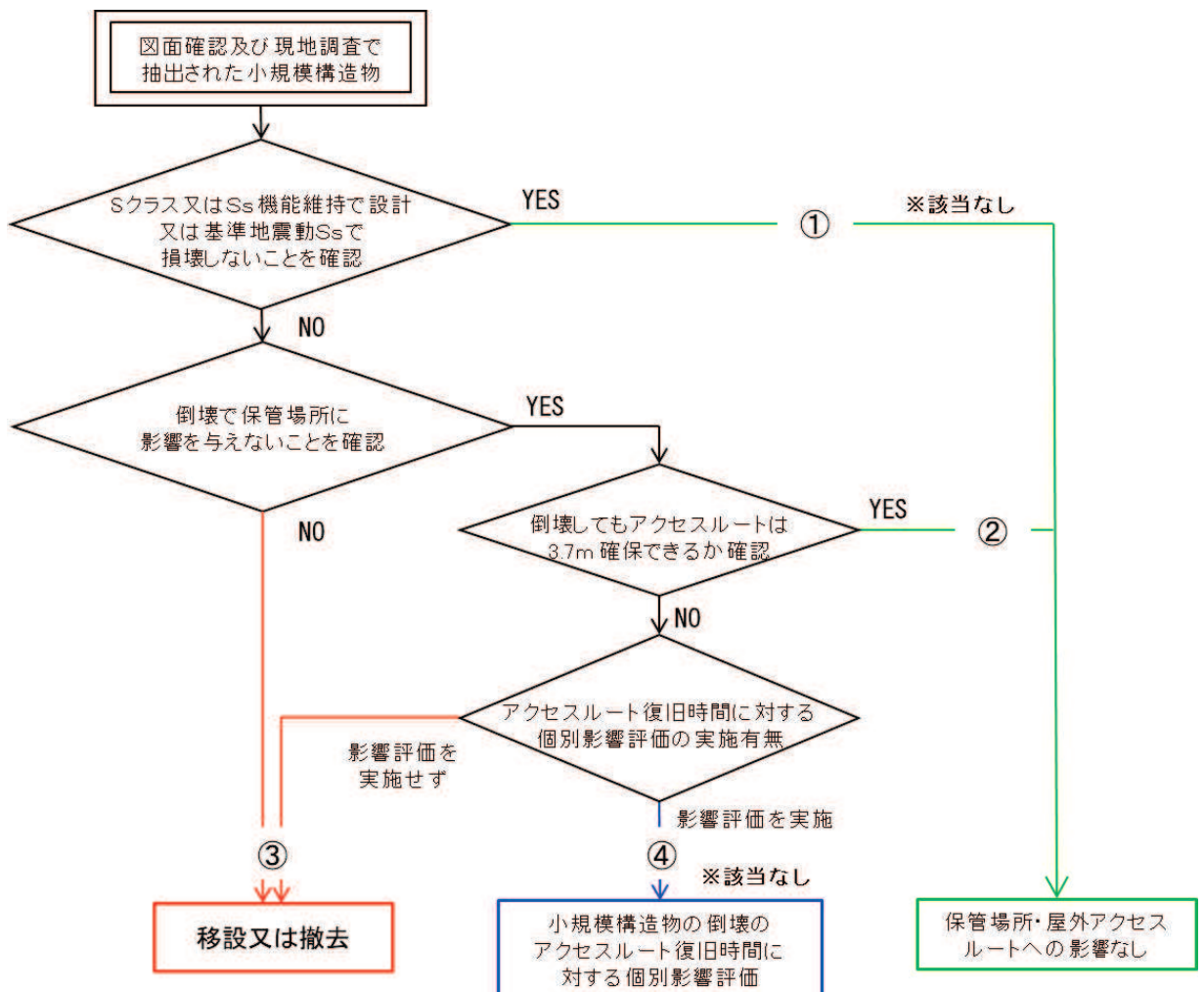


図 5-6 小規模構造物の個別影響評価要否判断フロー

5.6 小規模構造物の損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

保管場所又は屋外アクセスルート周辺の主な小規模構造物の概要を表 5-3、小規模構造物の配置を図 5-7～図 5-9 に示す。小規模構造物の損壊により、仮復旧時間の評価に関わる屋外アクセスルート（ルート 1，ルート 2）が必要な幅員（3.7m）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。

なお、小規模構造物については、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 により損壊に至らないことを確認している評価フロー①に該当する構造物は無いことから、全ての小規模構造物が損壊する想定で影響を確認した。

表 5-3 主要建屋周辺の主な小規模構造物の概要

構造物名称	寸法 [単位：mm]		備考
	柱上部最大幅	地上部高さ	
カーブミラー	77	3300	
道路標識	77	2400	
旗ポール	140	15000	
街灯	165	8000	
配電柱（9m柱）	300	7500	
配電柱（11m柱）	337	9200	
配電柱（12m柱）	323	10000	
配電柱（13m柱）	334	10900	
配電柱（14m柱）	345	11700	
配電柱（15m柱）	370	12500	
配電柱（16m柱）	393	13500	
火災感知器（ポール）	406	6500	

小規模構造物の損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及び損壊により影響を与える場合の対応方針を以下に示す。

（1）主要建屋周辺の第3保管エリア及び屋外アクセスルート（ルート 1，ルート 2）周辺の小規模構造物（図 5-7）

a. カーブミラー，道路標識，旗ポール，温度表示計

（a）第3保管エリア周辺のカーブミラー（No. 1），道路標識（No. 2）及び旗ポール（No. 3）は損壊時に第3保管エリア内の可搬型重大事故等対処施設へ影響を与えることから、保管場所及び屋外アクセスルートに影響を与えない範囲に撤去又は移設を行う方針とする。

⇒ 評価フロー③

（b）屋外アクセスルート上の道路標識（No. 4）は、道路幅の拡張に伴い、保管場所及び屋外アクセスルートに影響を与えない範囲に撤去又は移設を行う方針とする。

⇒ 評価フロー③

(c) その他の主要建屋周辺の道路標識，旗ポール及び温度表示計は損壊しても屋外アクセスルートに必要な幅員（3.7m）を確保可能である。

⇒ 評価フロー②

b. 街灯

(a) 第3保管エリア周辺の街灯（No.5）は損壊時に可搬型重大事故等対処施設へ影響を与えることから，保管場所及び屋外アクセスルートに影響を与えない範囲に撤去又は移設を行う方針とする。

⇒ 評価フロー③

(b) その他の主要建屋周辺の街灯は損壊しても屋外アクセスルートに必要な幅員（3.7m）を確保可能である。

⇒ 評価フロー②

c. 配電柱

主要建屋周辺の配電柱は損壊しても保管場所及び屋外アクセスルートに影響を与えない位置に設置している。

⇒ 評価フロー②

d. 火災感知器

主要建屋周辺の火災感知器は設置用のポールが損壊しても保管場所及び屋外アクセスルートに影響を与えない位置に設置している。

⇒ 評価フロー②

(2) 北側エリアの屋外アクセスルート周辺の小規模構造物（図 5-8）

a. カーブミラー，道路標識

北側エリアの道路標識，旗ポール及び温度表示計は損壊しても屋外アクセスルートに必要な幅員（3.7m）を確保可能である。

⇒ 評価フロー②

b. 街灯

北側エリアの街灯は損壊しても屋外アクセスルートに必要な幅員（3.7m）を確保可能である。

⇒ 評価フロー②

c. 配電柱

(a) 北側エリアの配電柱（No.6～9，12m柱）は詳細拡大図に示すとおり，損壊しても屋外アクセスルートに必要な幅員（3.7m）を確保可能である。

⇒ 評価フロー②

(b) その他の北側エリアの配電柱は損壊しても屋外アクセスルートに影響を与えない位置に設置している。

⇒ 評価フロー②

(3) 緊急時対策建屋周辺の第1, 第2, 第4保管エリア及び屋外アクセスルート周辺の小規模構造物 (図5-9)

a. 配電柱

(a) 第1, 第2保管エリア及び屋外アクセスルート周辺の配電柱 (No. 10~16) は損壊時に可搬型重大事故等対処施設へ影響を与えることから, 保管場所及び屋外アクセスルートに影響を与えない範囲に撤去又は移設を行う方針とする。

⇒ 評価フロー③

(b) その他の緊急時対策建屋周辺の配電柱は損壊しても屋外アクセスルートに影響を与えない位置に設置している。

⇒ 評価フロー②

b. 火災感知器

緊急時対策建屋周辺の火災感知器は設置用のポールが損壊しても保管場所及び屋外アクセスルートに影響を与えない位置に設置している。

⇒ 評価フロー②

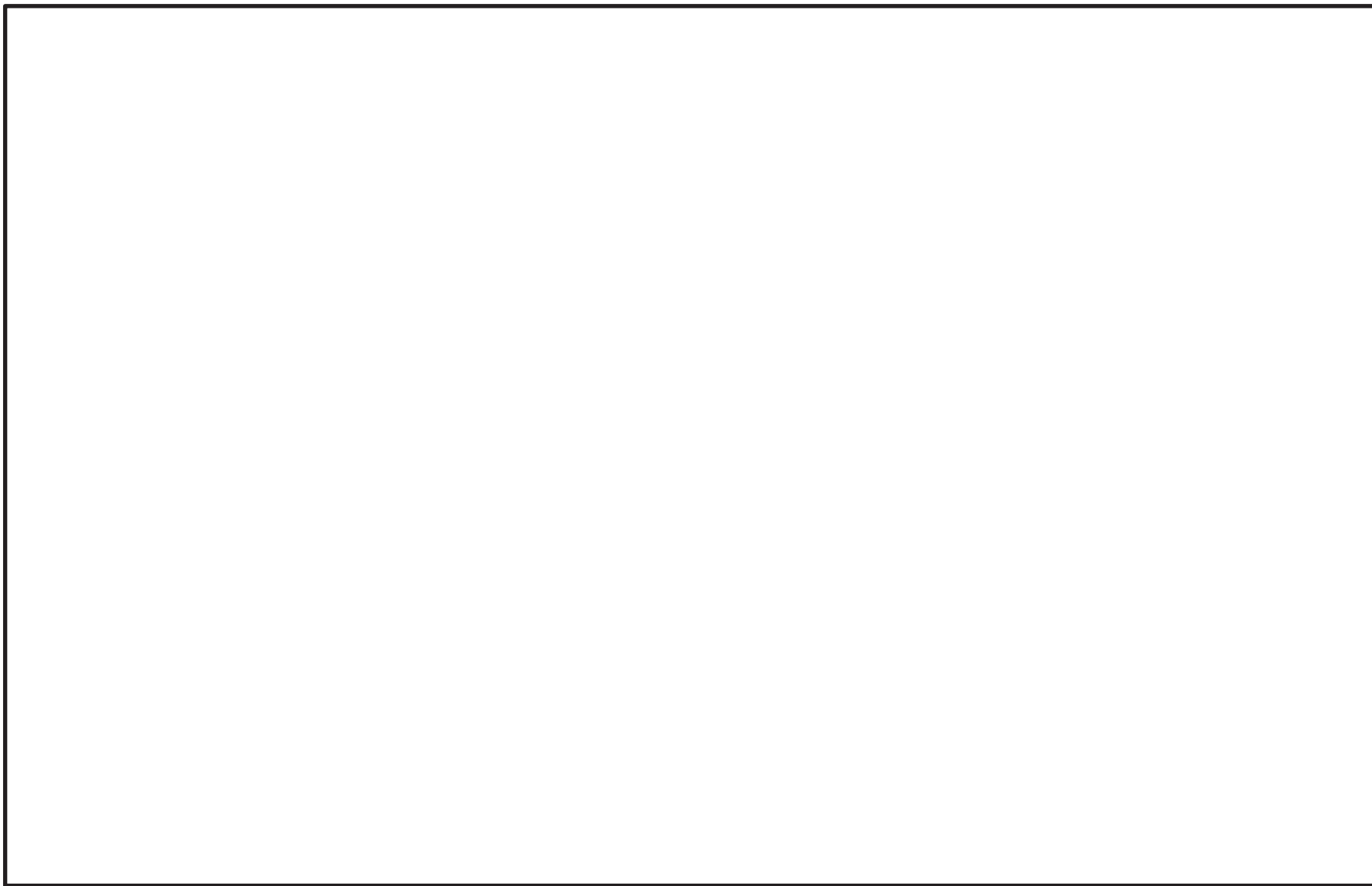


図 5-7 保管場所及び屋外アクセスルート周辺の小規模構造物（主要建屋周辺）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

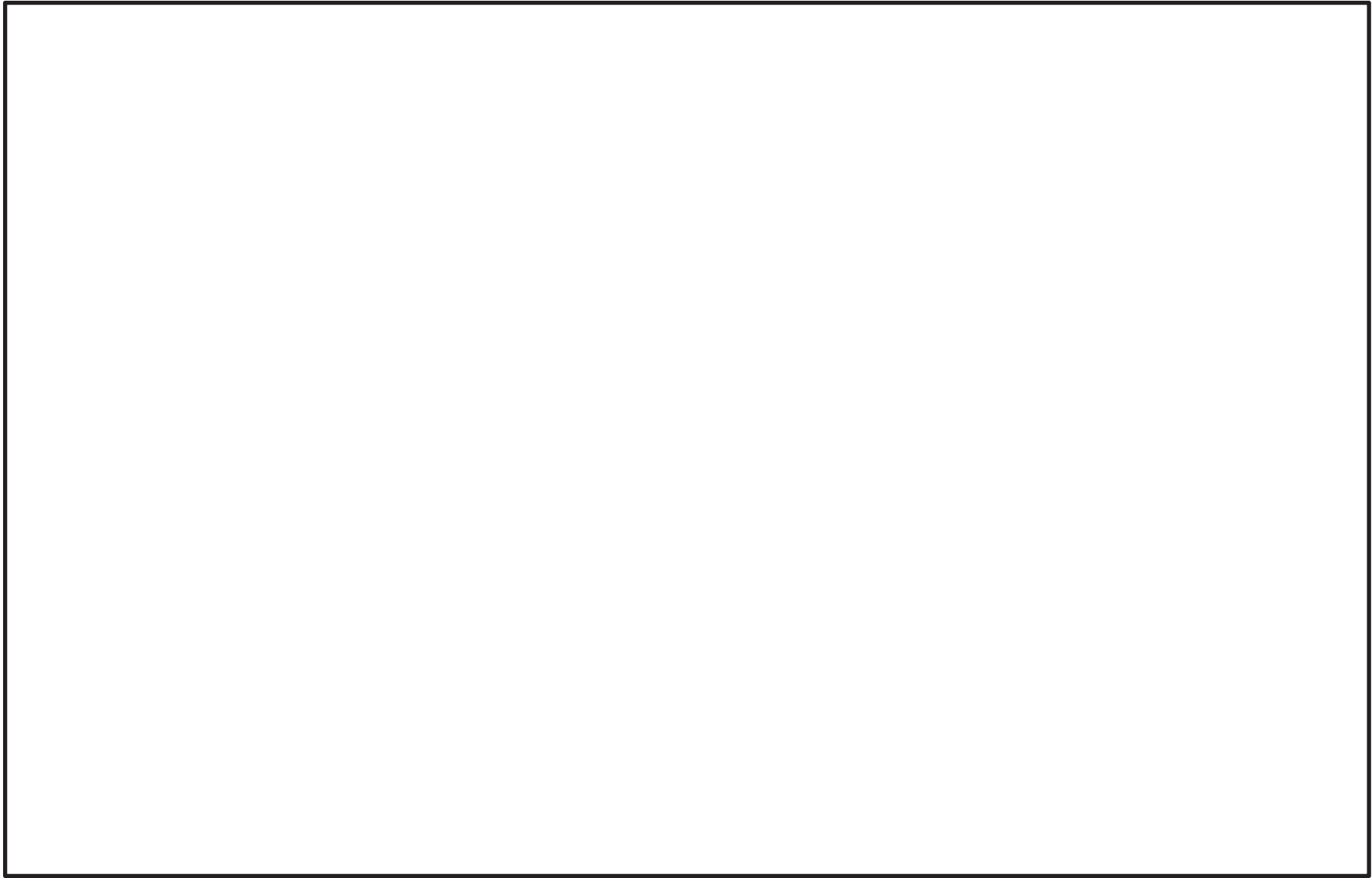


図 5-8 アクセスルート周辺の小規模構造物（北側エリア）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

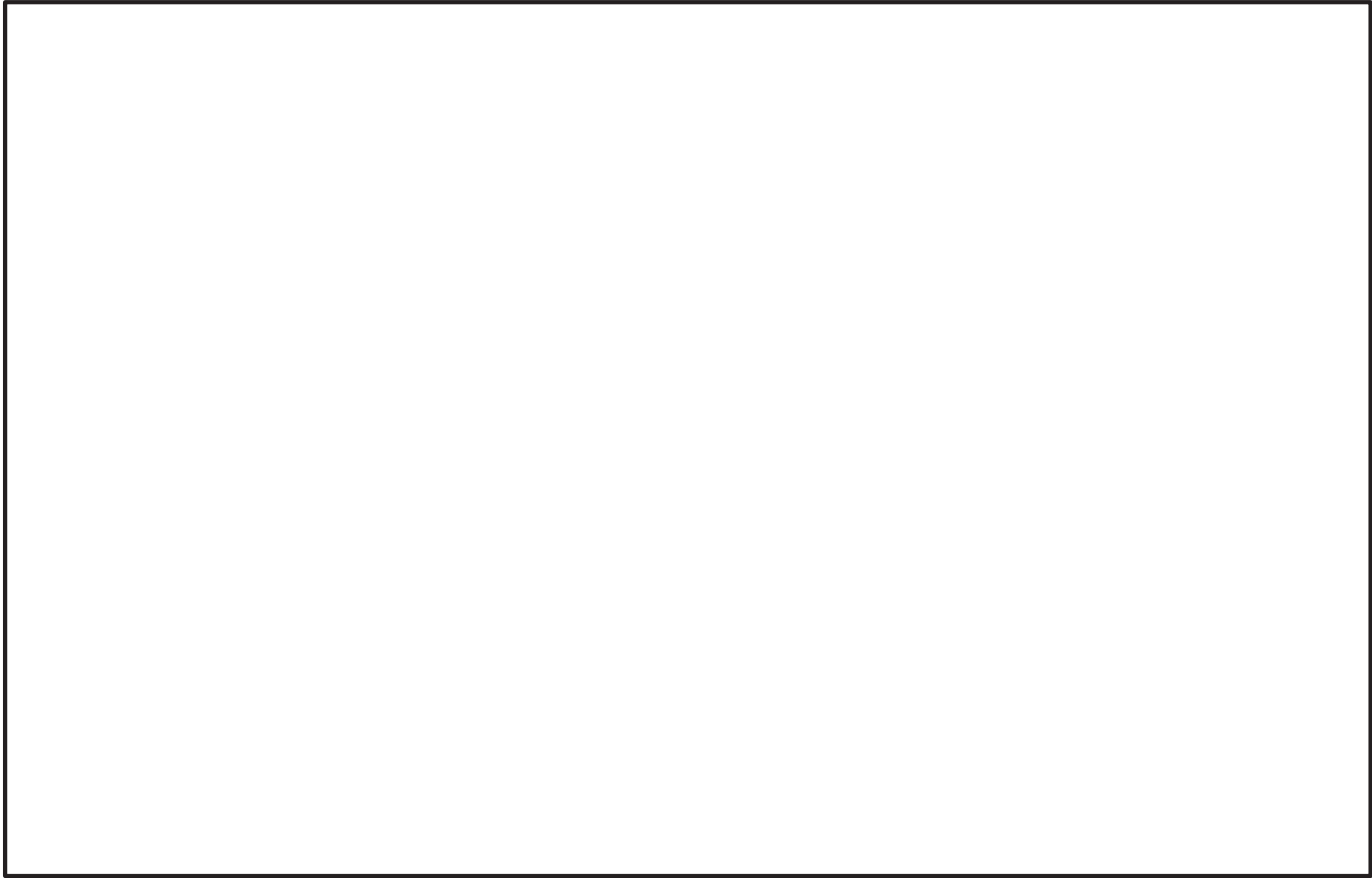


図 5-9 保管場所及び屋外アクセスルート周辺の小規模構造物（緊急時対策建屋周辺）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

(別紙) 保管場所及び屋外アクセスルートの周辺構造物の現場調査及び図面確認について

1. 概要

保管場所及び屋外アクセスルート周辺の構造物について、基準地震動 S_s により倒壊、又は可燃物施設が燃焼した場合に、保管場所及び屋外アクセスルートに対し悪影響を与える可能性があることから、現場調査及び図面確認を実施し、影響評価を行っている。

2. 調査対象施設

以下の項目に該当するものを調査対象として抽出する。

(1) 構造物

建物、鉄塔、タンク、クレーン、変圧器、開閉所等

(2) 可燃物施設

石油類を貯蔵している施設（車両は除く）、タンク、ポンペ

(3) 薬品関係施設

薬品類を貯蔵している施設（ビン等で貯蔵された少量のものは除く）、タンク

(4) 小規模構造物

配電柱、電灯、道路標識等

3. 調査方法

調査方法については以下の手順で実施する。

- (1) 2. 調査対象に該当するものを確認した場合は、当該施設を実施結果記録様式に記載する。
- (2) 当該施設の全体写真を撮る。
- (3) 当該施設の位置を調査対象設備等配置図に記載する。調査対象設備等配置図には実施結果記録様式のNo.と整合を取り確認できるようにする。
- (4) 抽出された調査対象設備について、図面等を用いて高さ、詳細位置等の情報を入力する。
- (5) ウォークダウン結果を確認し、フォローする。

4. 現場調査実施及び保管場所等変更の時系列について

2013年12月 原子炉設置変更許可申請

2017年10月 原子炉設置変更許可時の第1～4保管エリア、アクセスルート（ルート1, 2）
決定

2017年11月 現場調査及び図面確認実施

2020年2月 原子炉設置変更許可

2020年11月 工事計画認可補正申請に合わせて現場工事の進捗状況を図面確認により反映

2021年2月 第3保管エリア形状変更

2021年3月 第4保管エリア形状変更、アクセスルート（ルート1）形状変更

2021年9月 現場調査及び図面確認実施

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号機海水熱交換器建屋に設置する第3号機軽油タンクの耐震性評価は、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、添付書類「VI-2-2-29 第3号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書」にて示す各種応答値から算出した添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す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する。

第3号機軽油タンクは、第3号機の設計基準対象施設においてはSクラス施設に分類される。以下、設計基準対象施設としての構造強度評価を示す。

なお、第3号機軽油タンクは、添付書類「VI-2-1-13 機器・配管系の計算書作成の方法」に記載の平底たて置円筒形容器と類似の構造であるため、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		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>底板を基礎ボルトで基礎に据え付ける。</p>	<p>たて置円筒形 (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)</p>	<p>(単位: mm)</p>

(3) 固有周期

a. 固有周期の計算

水平方向については、平成 10 年 6 月 8 日付け平成 10・03・31 資第 1 号にて認可された工事計画の参考資料「参考資料 6. 軽油タンクの耐震性についての計算書」による。

鉛直方向については、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【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)

水平方向	0.046
鉛直方向	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のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表 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のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表 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【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（設計基準対象施設）

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 $0.6 \cdot S_u$ 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値と $1.2 \cdot S$ との大きい方	左欄の 1.5 倍の値	弾性設計用地震動 S_d 又は基準地震動 S_s 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 $2 \cdot S_y$ 以下であれば、疲労解析は不要。	
Ⅳ _A S	$0.6 \cdot S_u$	左欄の 1.5 倍の値		

注記*1 : 座屈による評価は、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。

表 6.2.1-5 許容応力 (クラス 2, 3 容器)

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 (MPa)	S _y (MPa)	S _u (MPa)	S _y (RT) (MPa)
		最高使用温度					
胴板	SM400B (厚さ ≤ 16 mm)	最高使用温度	66	—	234	385	—
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。なお，弾性設計用地震動 S_d 及び静的震度は基準地震動 S_s を下回っており，基準地震動 S_s による発生値が，弾性設計用地震動 S_d 又は静的震度に対する評価における許容限界を満足するため，弾性設計用地震動 S_d 又は静的震度による発生値の算出を省略した。

(6) スロッシングの評価

速度ポテンシャル理論によりスロッシングの1次固有周期及び波高を算出し、スロッシングの波高が屋根に到達するか確認する。算出結果を表6.2.1-7に示す。算出方法は以下のとおりである。

a. 液面の固有円振動数 (ω)

$$\omega^2 = \frac{1.841 \cdot g}{R} \cdot \tanh\left(1.841 \cdot \frac{H}{R}\right)$$

$$\omega = \sqrt{\frac{1.841 \cdot g}{R} \cdot \tanh\left(1.841 \cdot \frac{H}{R}\right)}$$

ここで、胴の内半径Rは、

$$R = \frac{D_i}{2}$$

b. 液面の固有周期 (T)

$$T = \frac{2 \cdot \pi}{\omega}$$

c. スロッシングの波高 (ζ)

$$\zeta = 0.837 \cdot R \cdot S_a$$

表 6.2.1-7 速度ポテンシャル理論によるスロッシングの1次固有周期及び波高の算出結果

	容器内半径 R [m]	液位 H [m]	加速度応答 スペクトル S _a [G]	スロッシングの 1次固有周期 T [s]	スロッシン グの波高 ζ [m]
第3号機軽油タンク	4.35	5.60	0.49	3.111	1.77

第3号機軽油タンクの胴高さ7.60 m に対して、スロッシングによる最大液面高さが7.37 m であるため、屋根に到達しない。

【第3号機軽油タンクの耐震性についての計算結果】

1. 設計基準対象施設

1.1 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		基準地震動 S _s		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	鉛直方向	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度	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	第3号機海水熱交換器建屋 0. P. 15. 00*1	0. 046	0. 008	—*2	—*2	C _H =2. 95	C _V =1. 95	静水頭	66	40	0. 86

注記*1：基準床レベルを示す。

*2：Ⅲ_sSについては、基準地震動 S_s で評価する。

1.2 機器要目

m _o (kg)	m _e (kg)	D _i (mm)	t (mm)	E (MPa)	G (MPa)	φ _g (mm)	H (mm)	s	n
299100	38600	8700	15. 0	200000*1	77100*1	3689	5600	15	72

D _c (mm)	D _{b o} (mm)	D _{b i} (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 (胴板) (MPa)	S _u (胴板) (MPa)	S (胴板) (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)
234*1 (厚さ≤16 mm)	385*1 (厚さ≤16 mm)	—	215*2 (径>16 mm)	400*2 (径>16 mm)	215	258

注記*1：最高使用温度で算出

*2：周囲温度で算出

1.3 計算数値

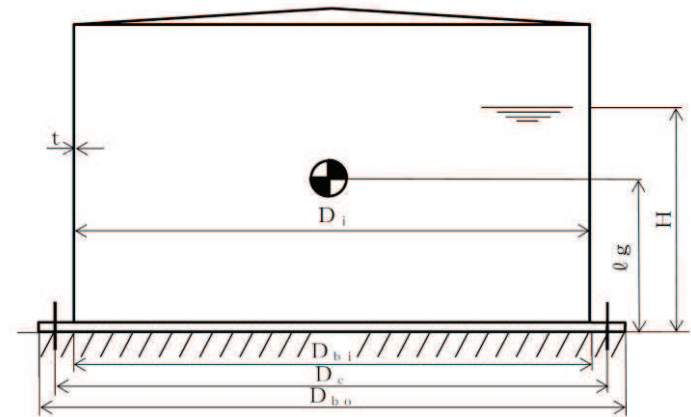
1.3.1 胴に生じる応力

(1) 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} =—*	—	—	σ _{φ1} =14	—	—
鉛直方向地震による引張応力	σ _{φ2} =—*	—	—	σ _{φ2} =27	—	—
空質量による圧縮応力	—	σ _{x2} =—*	—	—	σ _{x2} =1	—
鉛直方向地震による軸方向応力	—	σ _{x3} =—*	—	—	σ _{x3} =2	—
水平方向地震による圧縮応力	—	σ _{x4} =—*	τ=—*	—	σ _{x4} =36	τ=43
応力の和	引張側	σ _φ =—*	σ _{x t} =—*	—	σ _φ =41	σ _{x t} =37
	圧縮側	σ _φ =—*	σ _{x c} =—*	—	σ _φ =-41	σ _{x c} =39
組合せ応力	引張り	σ _{o t} =—*	—	—	σ _{o t} =81	—
	圧縮	σ _{o c} =—*	—	—	σ _{o c} =57	—

注記*：Ⅲ_sSについては、基準地震動 S_s で評価する。



(2) 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	$\sigma_{\phi 2} = -$ *	$\sigma_{x 3} = -$ *	—	$\sigma_{\phi 2} = 27$	$\sigma_{x 3} = 2$	—
水平方向地震による圧縮応力	—	$\sigma_{x 4} = -$ *	$\tau = -$ *	—	$\sigma_{x 4} = 36$	$\tau = 43$
応力の和	引張側	$\sigma_{2\phi} = -$ *	$\sigma_{2xt} = -$ *	$\sigma_{2\phi} = 27$	$\sigma_{2xt} = 38$	—
	圧縮側	$\sigma_{2\phi} = -$ *	$\sigma_{2xc} = -$ *	$\sigma_{2\phi} = -27$	$\sigma_{2xc} = 38$	—
組合せ応力 (変動値)	引張り	$\sigma_{2t} = -$ *			$\sigma_{2t} = 150$	
	圧縮	$\sigma_{2c} = -$ *			$\sigma_{2c} = 117$	

注記*：Ⅲ,Sについては、基準地震動 S s で評価する。

1.3.2 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	$\sigma_b = -$ *	$\sigma_b = 73$
圧縮応力	$\tau_b = -$ *	$\tau_b = 58$

注記*：Ⅲ,Sについては、基準地震動 S s で評価する。

1.4 結論

1.4.1 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	$T_V = 0.008$

1.4.2 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	$\sigma_0 = 81^{*2}$	$S_a = 231^{*2}$	$\sigma_0 = 81$	$S_a = 231$
		一次+二次	$\sigma_2 = 150^{*2}$	$S_a = 469^{*2}$	$\sigma_2 = 150$	$S_a = 469$
		圧縮と曲げの 組合せ	$\frac{\eta \cdot (\sigma_{x2} + \sigma_{x3})}{f_c} + \frac{\eta \cdot \sigma_{x4}}{f_t} \leq 1$		$\frac{\eta \cdot (\sigma_{x2} + \sigma_{x3})}{f_c} + \frac{\eta \cdot \sigma_{x4}}{f_t} \leq 1$	
		(座屈の評価)	0.31 (無次元) ^{*2}		0.31 (無次元)	
基礎ボルト	SS400	引張り	$\sigma_b = 73^{*2}$	$f_{ts} = 179^{*1}$	$\sigma_b = 73$	$f_{ts} = 179^{*1}$
		せん断	$\tau_b = 58^{*2}$	$f_{sb} = 148^{*2}$	$\tau_b = 58$	$f_{sb} = 148$

注記*1： $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{ts}]$ より算出

*2：基準地震動 S s による算出値

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松島幹線 No.1 送電鉄塔について、基準地震動 S_s による地震力に対して松島幹線 No.1 送電鉄塔の耐震性評価を実施し、倒壊に至らないことを確認する。

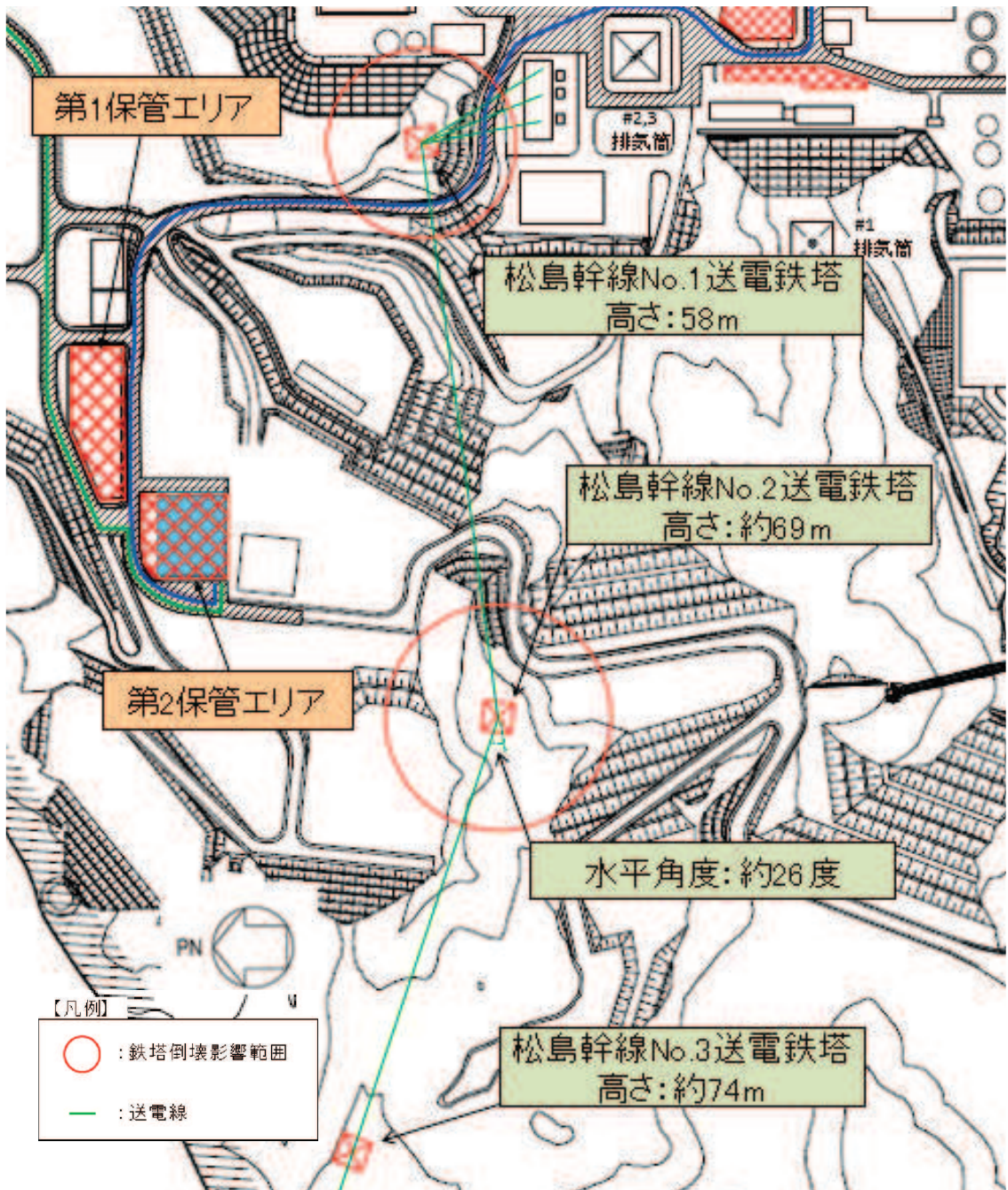


図 6.2.2-1 鉄塔位置関係図

(2) 鉄塔解析手法

現在送電用鉄塔は，送電用鉄塔設計基準（JEC-127-1965）に基づき，台風や冬期季節風を荷重条件として設計されている。これは鉄塔が強度に比して軽量であるため慣性力による地震荷重よりも風荷重の方が支配的と考えられているためである。

地震荷重については建築分野等で用いられる層せん断力係数法などがあるが，この手法は架渉線の振動特性を考慮することが困難であり，従来個々の鉄塔にて耐震評価を行う際には架渉線と鉄塔をモデル化した連成系による時刻歴応答解析が用いられてきた。

よって，今回の地震応答解析は，実績のある架渉線と鉄塔をモデル化した連成系による時刻歴応答解析を行った。

(3) 鉄塔解析手順

送電鉄塔の耐震性を確認するために，基準地震動 S_s による鉄塔基礎部の地表面の応答波形を入力地震動として用い，鉄塔・架渉線連成系の有限要素モデルにて，弾塑性状態を考慮した時刻歴応答解析を実施し，支柱材及び腹材に発生する軸力や応力，頂部応答の変位を評価した。

また，各入力地震動における時刻歴応答解析において，鉄塔基礎部の節点に生じる，圧縮力，引揚力及び水平力を算出し，その鉄塔荷重を用い松島幹線 No. 1 送電鉄塔基礎の耐震性評価を実施した。基礎の耐震性評価の詳細は，6.2.3 章に示す。

耐震性評価解析フローを図 6.2.2-2 に示す。

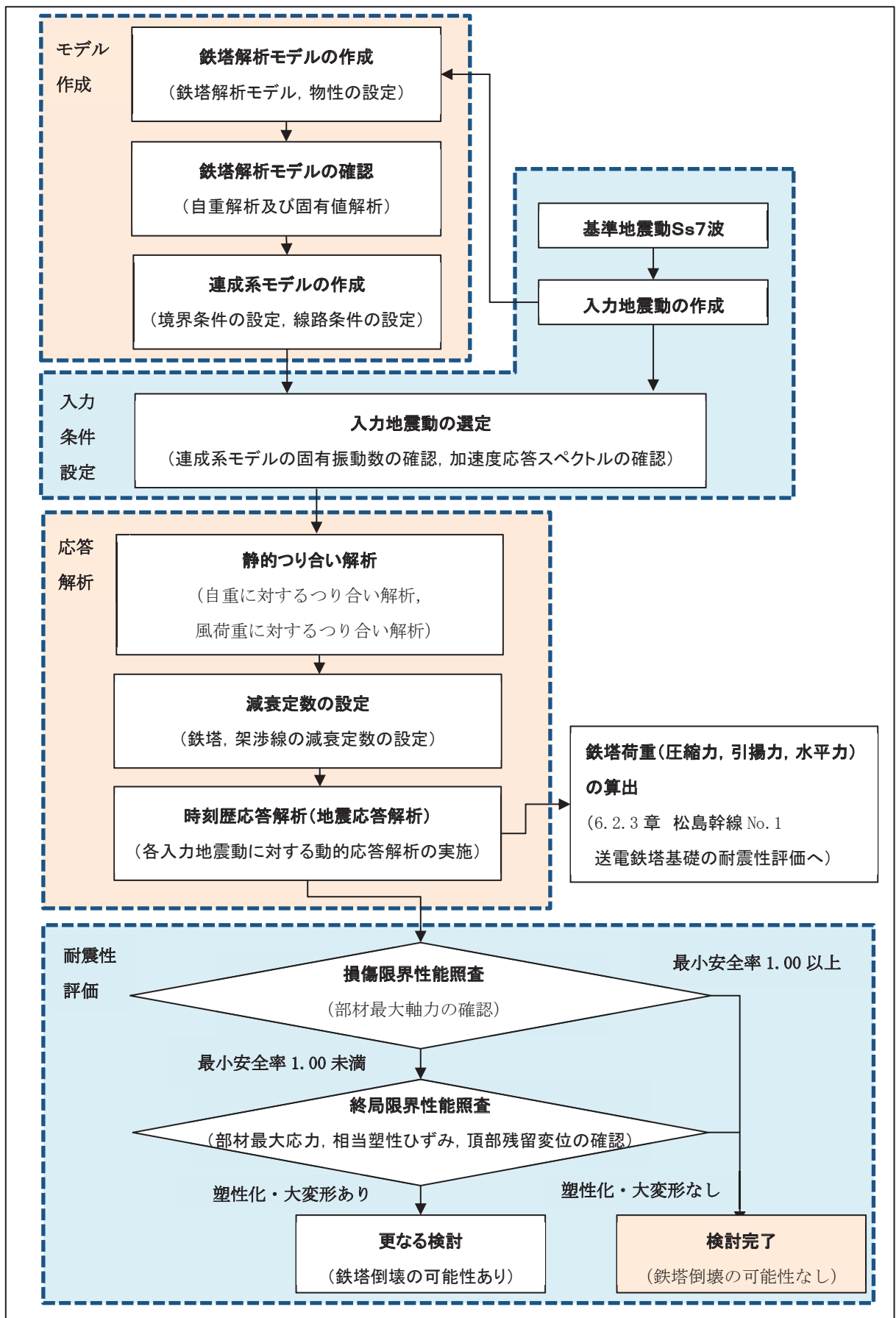


図 6.2.2-2 耐震性評価解析フロー

(4) 解析コード

解析には、ダッソー・システムズ社が所有するコード「ABAQUS 2021.HF6」を用いた。

なお、評価に用いる解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

(5) 鉄塔解析モデルの作成

a. 鉄塔モデル

耐震性評価に用いる松島幹線 No.1 送電鉄塔の解析モデルの条件について、以下のとおり設定した。解析モデルを図 6.2.2-3 に、鉄塔本体に設定する材料物性を表 6.2.2-1 に示す。

なお、松島幹線 No.1 送電鉄塔は、図 6.2.2-2 の耐震評価フローに基づき、過去に経験した大規模地震の地震動（2011.3.11, 2011.4.7）と基準風速 30m/s の風荷重を加えた耐震性評価を実施し、部材の安全率が 1.00 以上となることを確認している。また、地震直後の巡視や定期的な支持物・架渉線点検において、部材が健全であることを確認している。過去に経験した大規模地震による地震動は、女川原子力発電所における観測記録*を使用し、「(8) 入力地震動の選定」と同様の方法で鉄塔各脚の位置の地震動データを作成し、耐震性評価に用いる地震動を選定している。参考として、入力地震動の選定に使用した加速度応答スペクトルを表 6.2.2-4 に、鉄塔解析結果を表 6.2.2-5 に示す。

注記*：解放基盤表面より浅部の地盤による影響を考慮しないはざり解析結果。女川原子力発電所における地震観測点の位置は「(参考資料 2) 平成 23 年東北地方太平洋沖地震における女川原子力発電所の斜面被害について」参照。

- ・鉄塔は、梁要素（ビーム要素）で全部材をモデル化する。
- ・部材の物性値は、「JIS G 3101:2015 一般鋼材用圧延鋼材」, 「JEC-127-1979 送電用支持物設計標準」, 「2018 年制定 剛・合成構造標準示方書」に基づき、非線形材料モデルで設定した。
- ・梁要素の断面特性は、電気設備技術基準及び JEC-127 に準拠した日本鉄塔協会の「中空鋼管許容応力表」及び「等辺山形鋼許容応力表」から断面積、断面二次モーメントを設定する。
- ・鉄塔基部の境界条件は、変位と回転を固定する完全拘束で設定する。

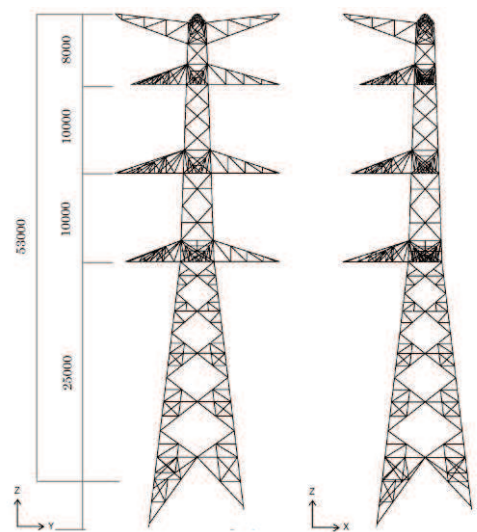


図 6.2.2-3 松島幹線 No.1 送電鉄塔の有限要素モデル

表 6.2.2-1 物性の設定

使用鋼材	厚さ t (mm)	降伏点 σ_y (N/mm ²)	ヤング率 E [ポアソン比] (N/mm ²)
SS400	$t \leq 16$	245	206000 [0.3]
SS540	$t \leq 16$ $16 < t \leq 40$	400 390	

(6) 鉄塔解析モデルの確認

作成した松島幹線 No. 1 送電鉄塔単独モデルに対して、自重及び固有値解析を行った。

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、鉄塔単体モデルの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

パネル	鉄塔質量				自重解析		
	1 脚当たり		4 脚合計		解析 結果 1*1	プレート・ ホルト率*2	解析 結果 2*3
	累計	パネル毎	累計	パネル毎			
	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	(-)	(kg)
1	1225	1225	4900	4900	3010	1.63	4900
2	1425	200	5700	800	580	1.38	800
3	2884	1459	11536	5836	3691	1.58	5836
4	3201	317	12804	1268	926	1.37	1268
5	3523	322	14092	1288	942	1.37	1288
6	3907	384	15628	1536	1015	1.51	1536
7	5753	1846	23012	7384	4652	1.59	7384
8	6494	741	25976	2964	2032	1.46	2964
9	7416	922	29664	3688	2702	1.36	3688
10	9385	1969	37540	7876	5367	1.47	7876
11	10248	863	40992	3452	2478	1.39	3452
12	11182	934	44728	3736	3084	1.21	3736
13	12504	1322	50016	5288	4388	1.21	5288
14	14118	1614	56472	6456	5446	1.19	6456
15	—	—	66126	9654	9006	1.07	9654
合計				66126	49319		66126

注記*1：骨組解析モデルに対し、密度 7.8×10^{-6} [kg/mm³] として質量と体積を計算

*2：鉄塔質量 ÷ 解析結果 1

*3：密度 7.8×10^{-6} [kg/mm³] × プレート・ホルト率により、パネルごとの密度を同定し、質量を計算

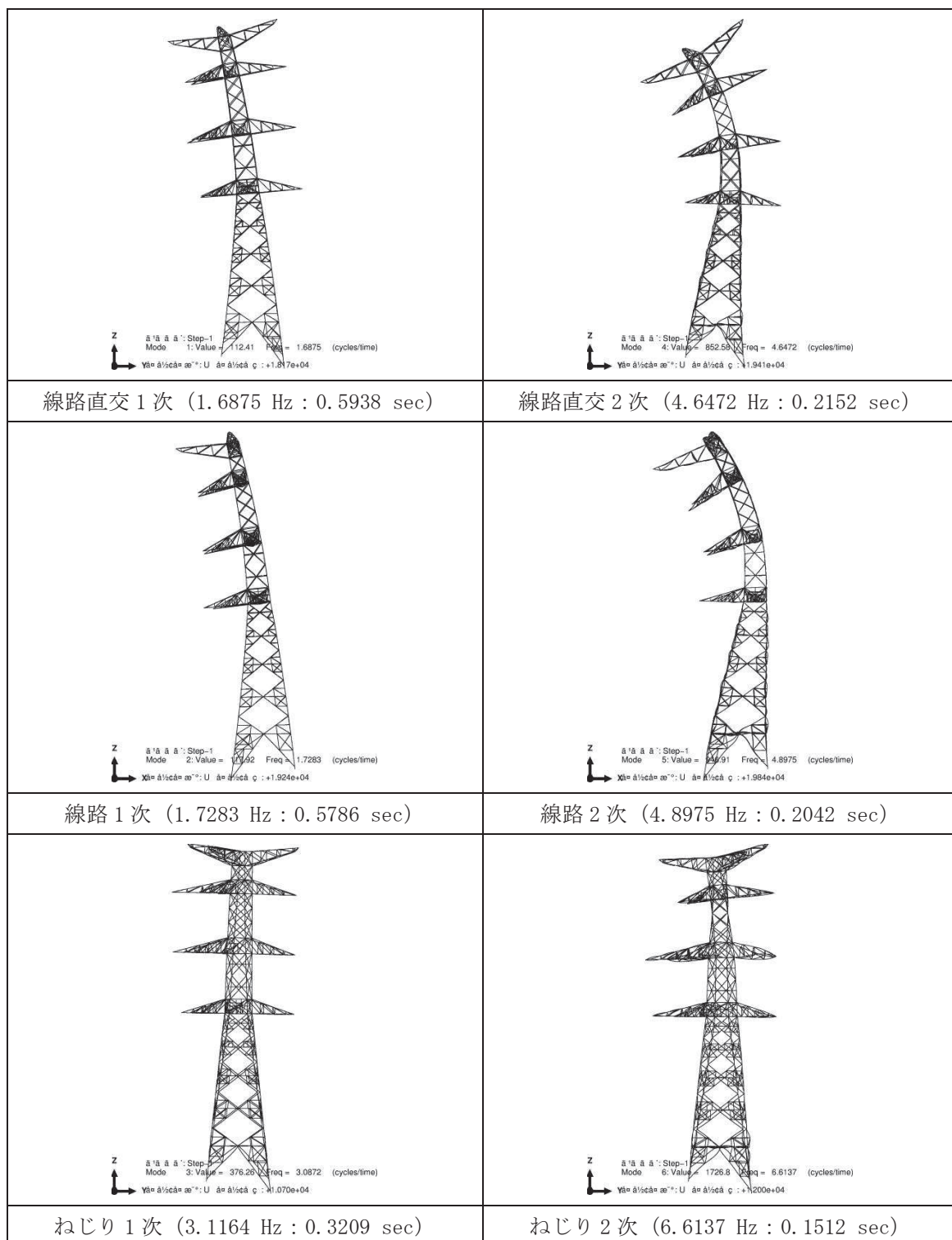


図 6.2.2-4 鉄塔単体モデルの固有値解析結果

(7) 連成系モデルの作成

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、以下の条件で松島幹線 No. 1 送電鉄塔を解析対象とした 1 基 2 径間の連成系にてモデルを作成した。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。

- ・架空地線、電力線及び碍子装置は、軸剛性のみ考慮するトラス要素でモデル化し、張力による幾何剛性を考慮することで、自重と張力とのつり合いによるカテナリー曲線を再現する。
- ・地震荷重と組み合わせる荷重として、風荷重を想定し、前後径間の架渉線に風荷重が生じることで、松島幹線 No. 1 には風荷重による張力増加を考慮した張力荷重を作用させる。
- ・架渉線端部の境界条件は、地震応答時の架渉線の自由振動を再現するため、回転を自由として設定する。松島幹線 No. 2 及び引留鉄構の架渉線端部の変位を固定*1として設定する。
- ・各架渉線張力は、台風襲来時の気温 15℃を想定し、無風時状態の初期張力を設定し、地震応答解析時、風の影響による張力増加を考慮する。
- ・地震応答解析の地震動の水平方向及び鉛直方向の応答波の入力は、①X 方向及び Z 方向、②Y 方向及び Z 方向の 2 ケースを設定し、各入力ケースの水平方向によらず、同じ応答波を入力した。

なお、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、架線状態の最も保守的な条件*2として、全架渉線が架線された状態で松島幹線 No. 1 送電鉄塔の耐震性を評価する。

注記*1：連成系モデル作成において、松島幹線 No. 1 送電鉄塔と松島幹線 No. 2 送電鉄塔との相対変位を考慮した場合、電線に弛みがあることから地震動に伴う相対変位が及ぼす松島幹線 No. 1 送電鉄塔の強度への影響は僅かであり、地震動に重畳させる風荷重により生ずる松島幹線 No. 1～No. 2 間の架渉線から作用する荷重については、松島幹線 No. 2 送電鉄塔が松島幹線 No. 1 送電鉄塔側にたわむことによって緩和傾向となる場合がある。地震動による相対変位の松島幹線 No. 1 送電鉄塔への影響は瞬時であり僅かであること、重畳させる風荷重が松島幹線 No. 1 送電鉄塔の強度評価を行う際に過小とならないよう保守的に評価するため、連成系モデルの架渉線端部の境界条件を固定として設定することとする。

*2：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 送電鉄塔の倒壊影響については、No. 2 送電鉄塔の前後径間には水平角度が約 26 度あるため、全架線線が架線された状態では側方へ倒壊することが想定される。No. 3 送電鉄塔が倒壊した場合については、No. 2 送電鉄塔は No. 1 送電鉄塔側に倒壊することが想定されるが、これらを想定した場合においても、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。

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°

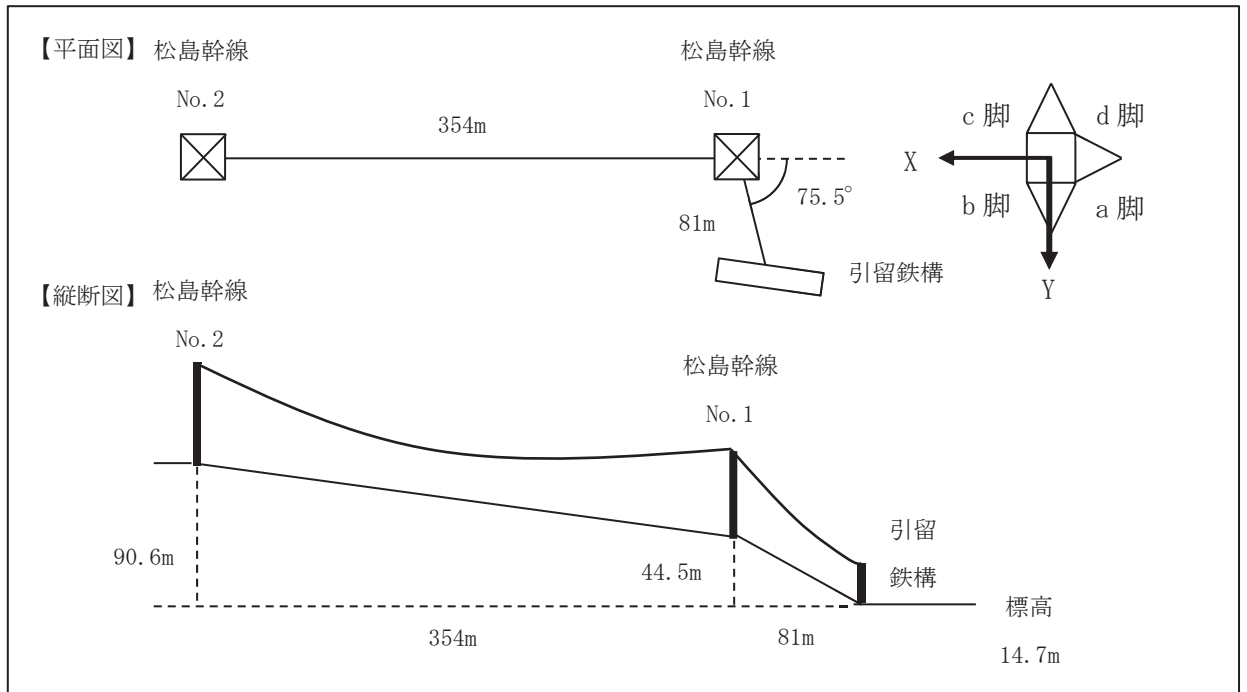


図 6.2.2-5 連成モデル (平面図, 縦断図)

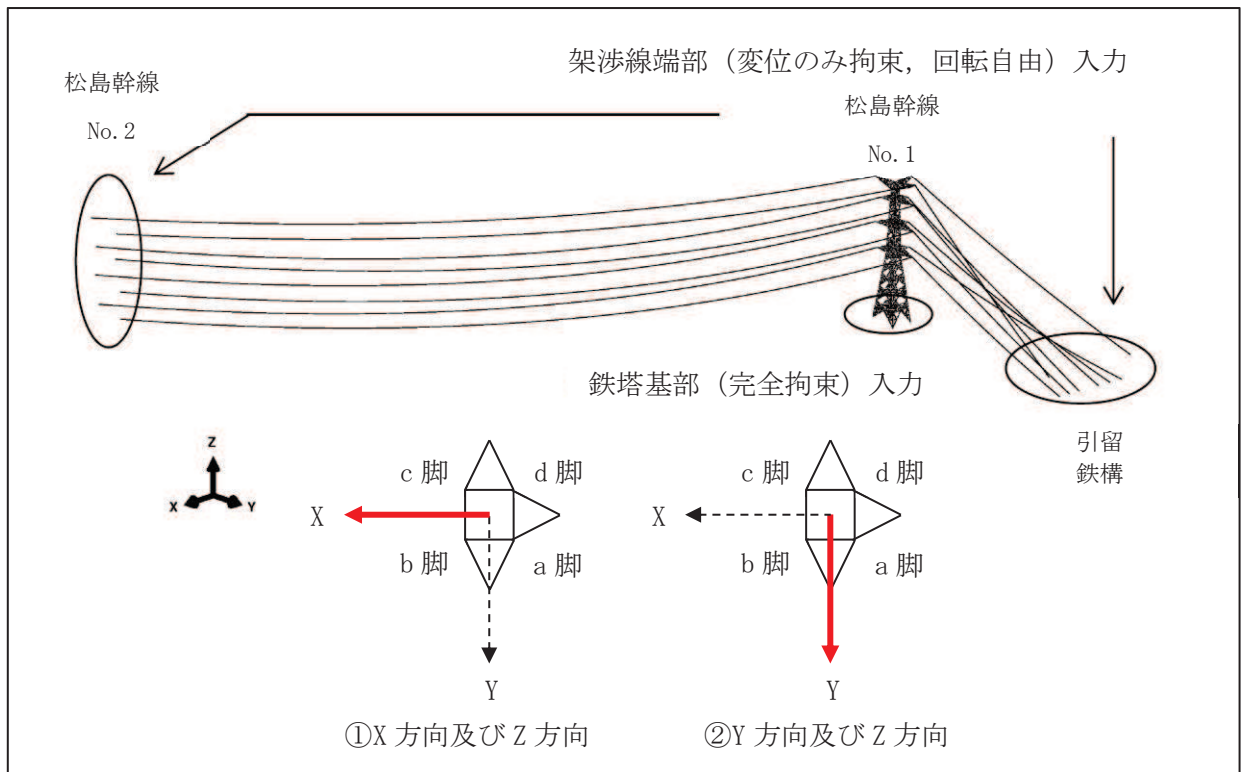


図 6.2.2-6 連成モデル (全体図)

(8) 入力地震動の選定

a. 入力地震動の作成

松島幹線 No.1 送電鉄塔は斜面上に位置していることから、斜面による地震動の増幅を考慮し、二次元有限要素法により入力地震動を算出する。松島幹線 No.1 送電鉄塔の地震応答解析に用いる入力地震動は、二次元有限要素法解析を用いて算出し、鉄塔基礎各脚 (a 脚～d 脚) の立地地点における地表面の応答加速度を用いる。二次元有限要素法解析については、参考資料 3 に示す。検討用地震動は基準地震動 S_s7 波とする。図 6.2.2-7 に入力地震動算出の概念図を示す。

二次元有限要素法解析については、解析コード「SuperFLUSH/2D Ver. 6.1」を使用する。

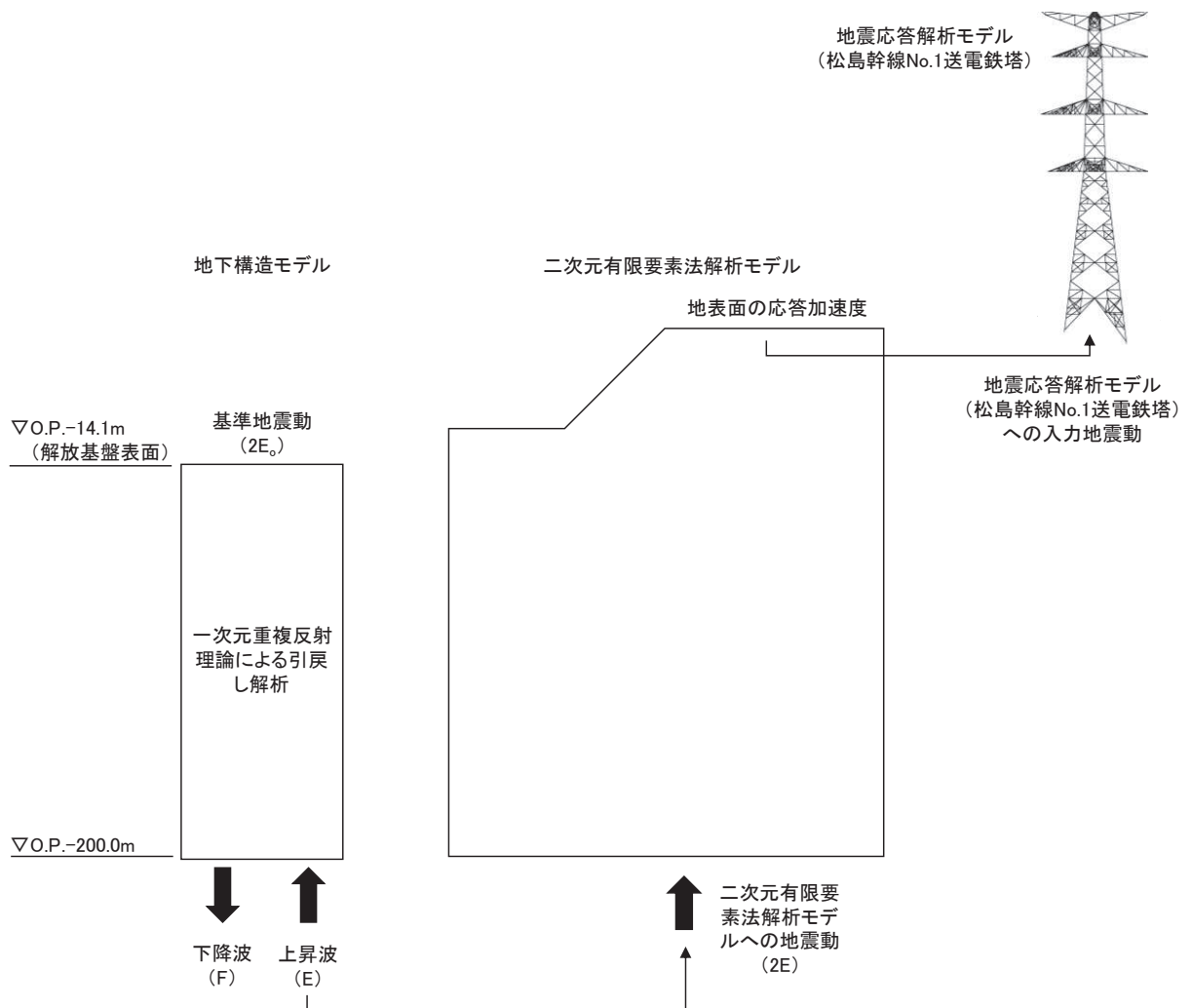


図 6.2.2-7 入力地震動算出の概念図

(a) 入力地震動算出断面

入力地震動の算出断面は、松島幹線 No.1 送電鉄塔が設置されている斜面 G において、鉄塔を含む断面のうち斜面高さ最大かつ最急勾配となる断面を選定した。入力地震動算出における断面位置図、地質断面図及び地震応答解析モデルを図 6.2.2-8～10 に示す。

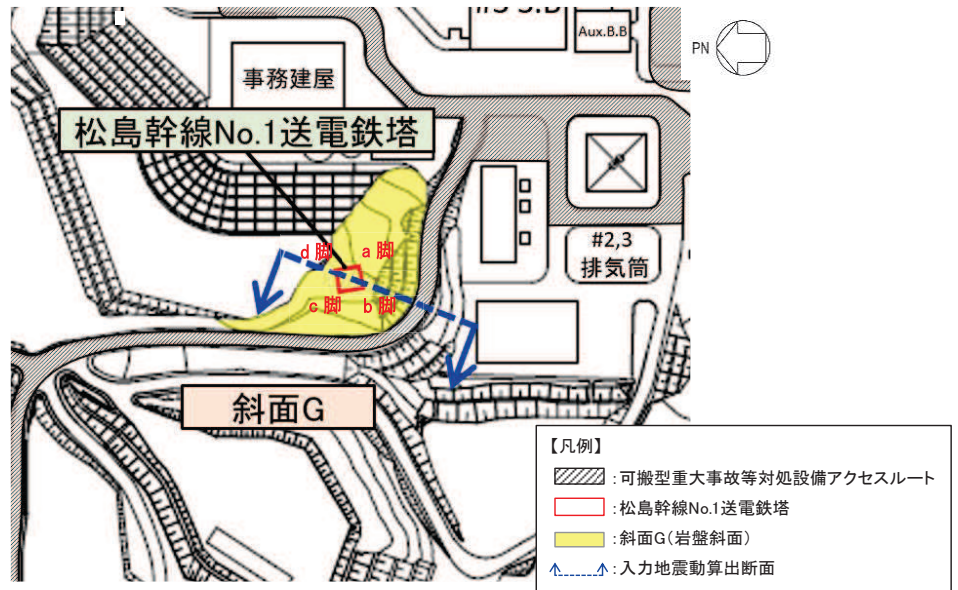


図 6.2.2-8 入力地震動の算出断面位置

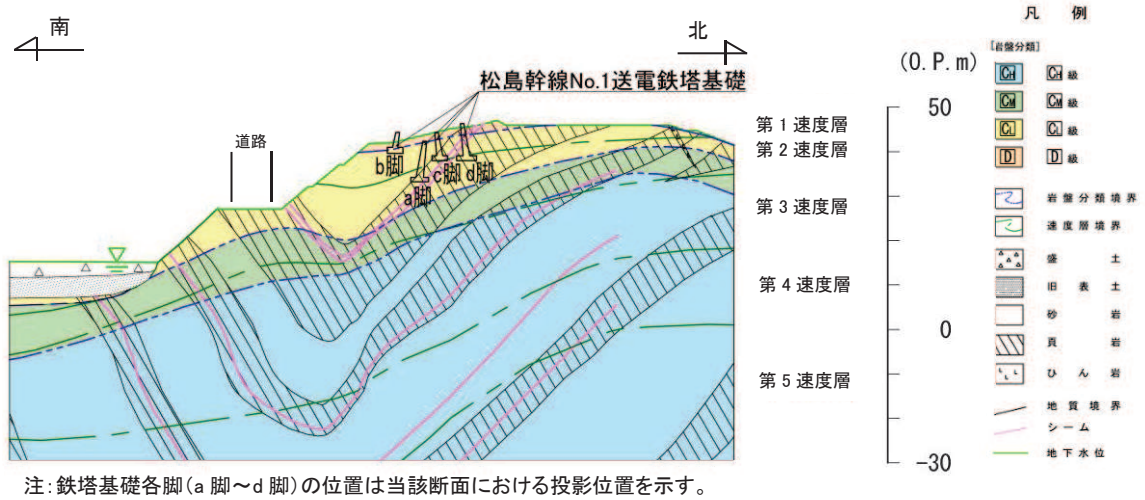


図 6.2.2-9 地質断面図

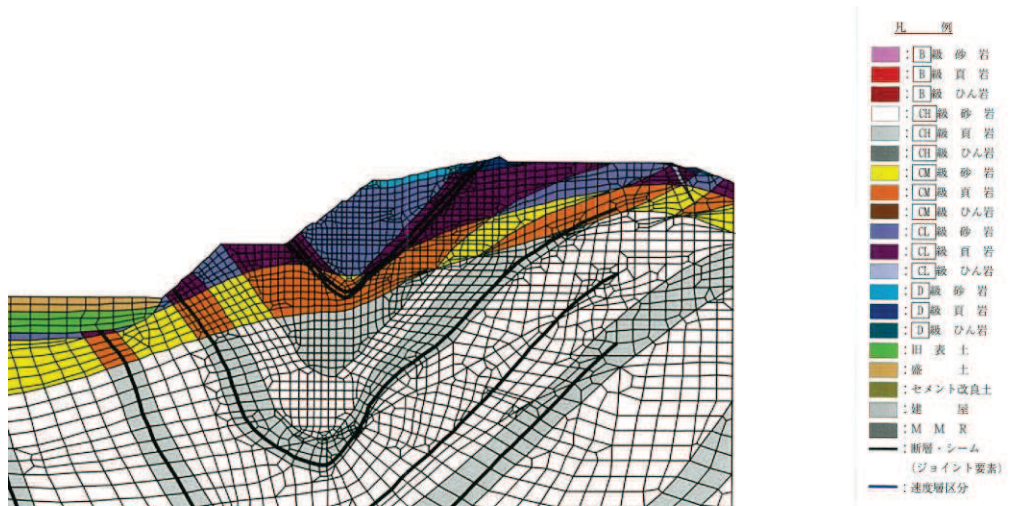
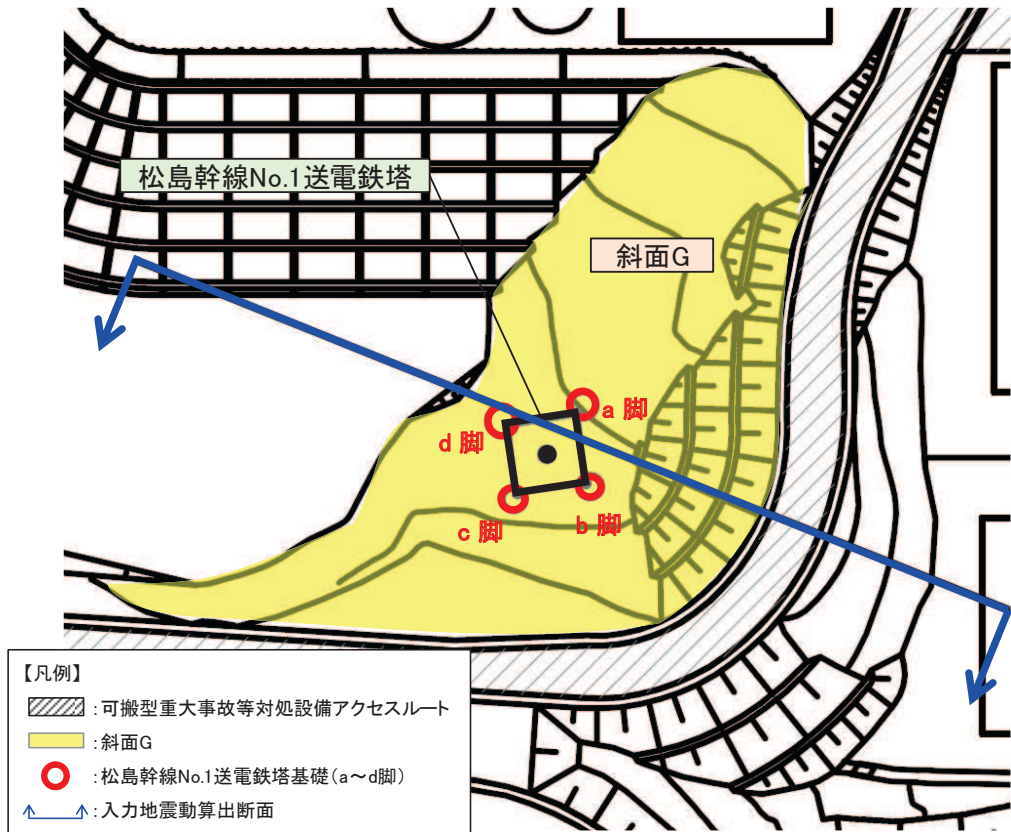


図 6.2.2-10 二次元有限要素法解析モデル図

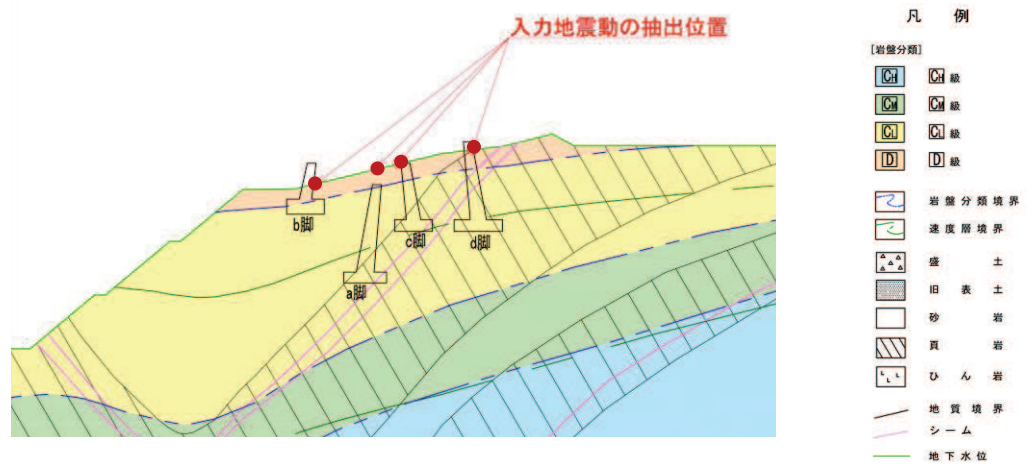
(b) 入力地震動算出結果

松島幹線 No. 1 送電鉄塔の地震応答解析に用いる入力地震動の抽出位置を図 6.2.2-11 に示す。

松島幹線 No. 1 送電鉄塔の基礎下端は地表面より深い位置となるが、入力地震動の抽出位置は、保守的に加速度の大きくなる地表面に設定する。



(1) 入力地震動の算出断面位置



(2) 入力地震動の算出断面 (拡大図)

図 6.2.2-11 松島幹線 No. 1 送電鉄塔の入力地震動抽出位置

b. 解析用入力地震動の選定

鉄塔各脚の位置の地震動データから、図 6.2.2-12 の連成モデルに入力する地震動を選定するため、解析ケース毎の鉄塔基部に対する鉄塔頂部の加速度の応答倍率の周波数特性から、鉄塔頂部の応答が卓越する固有振動数を確認した。

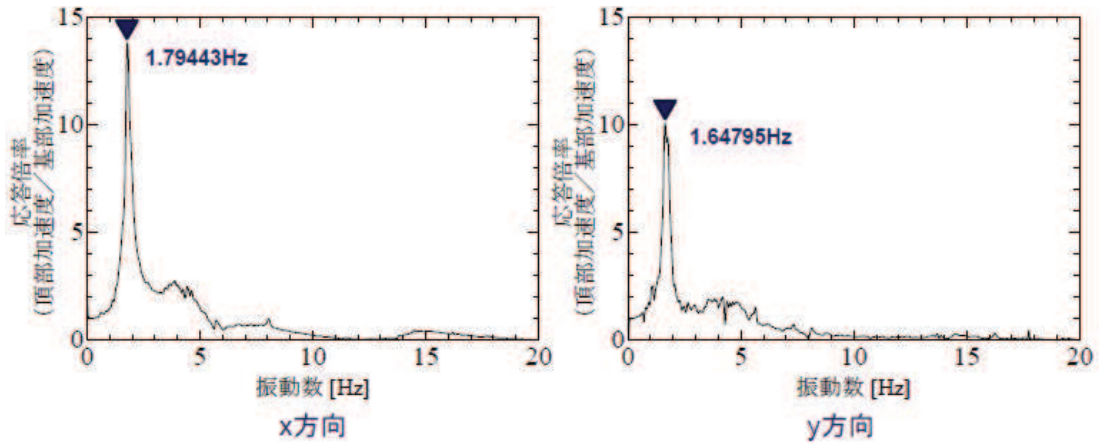


図 6.2.2-12 振動数－応答倍率（頂部加速度／基部加速度）

入力地震動の選定に用いた水平波の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図 6.2.2-13～6.2.2-37 に示す。参考として、鉛直波の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを併記している。減衰定数 $h=5.0\%$ を用いた。

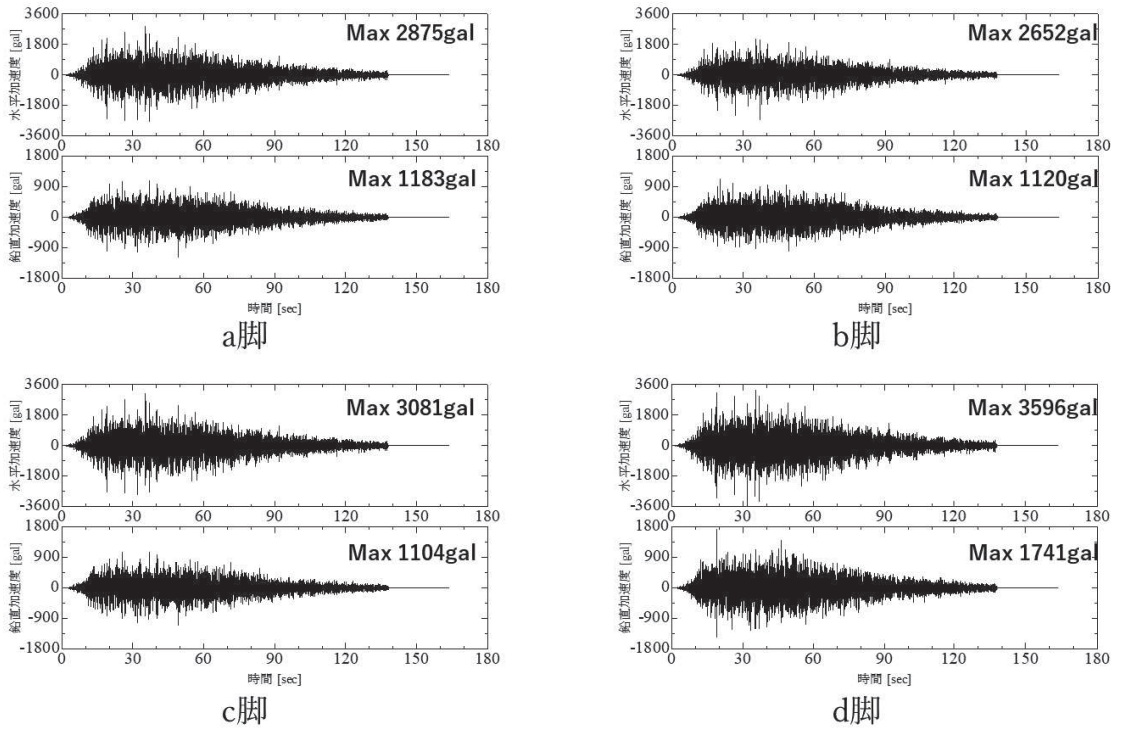


図 6.2.2-13 加速度時刻歴波形 (Ss-D1)

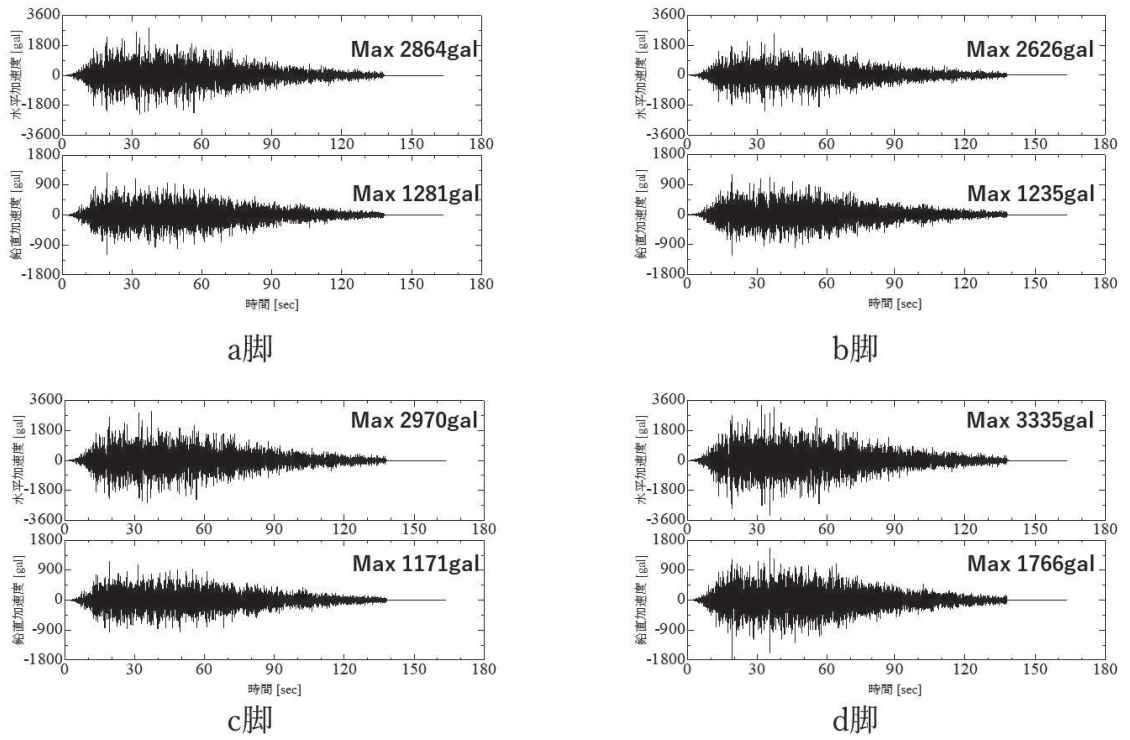
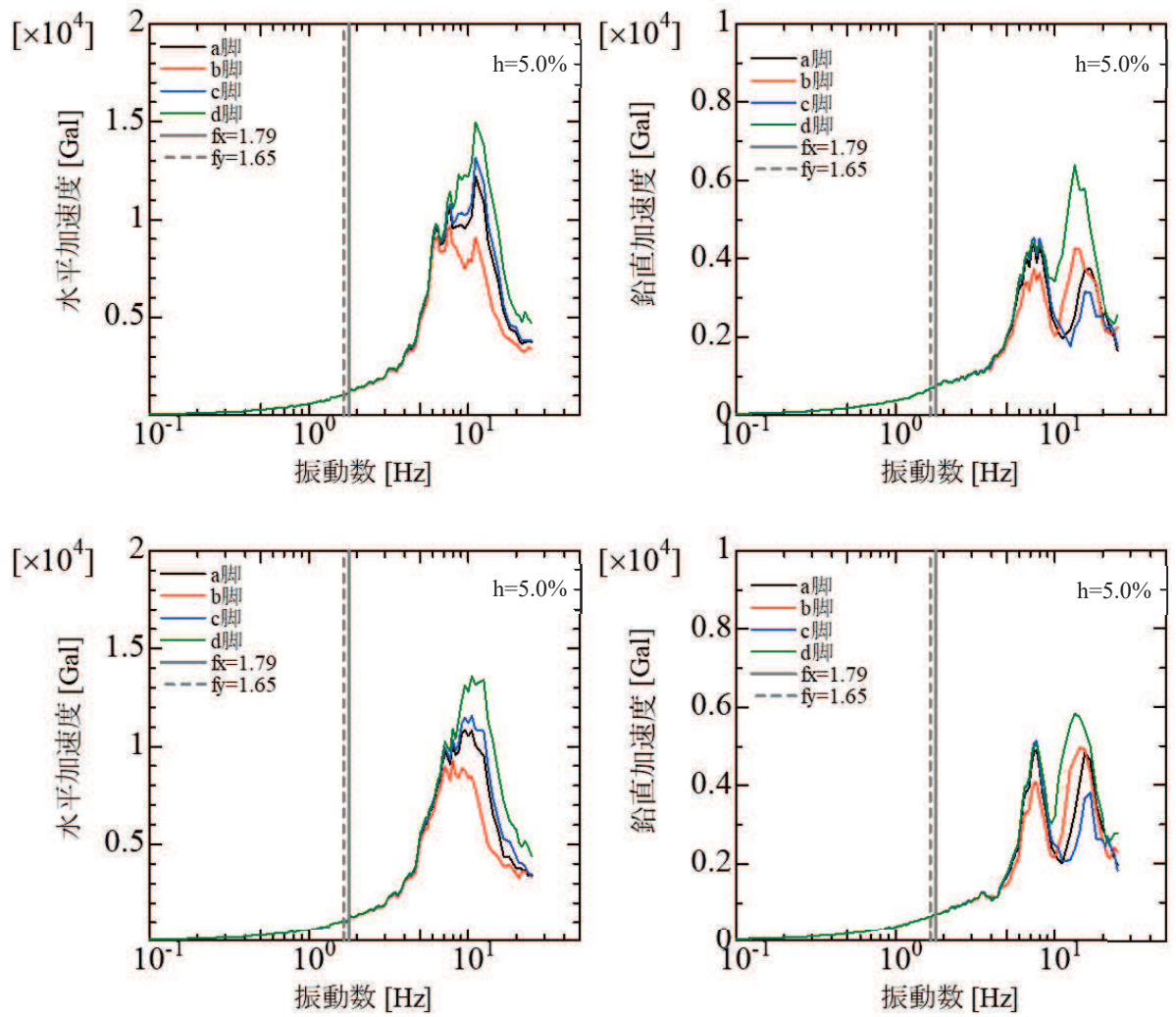


図 6.2.2-14 加速度時刻歴波形 (Ss-D1 位相反転ケース)



(下が位相反転ケースの応答スペクトル)

図 6.2.2-15 加速度時刻歴波形 (Ss-D1 加速度応答スペクトル)

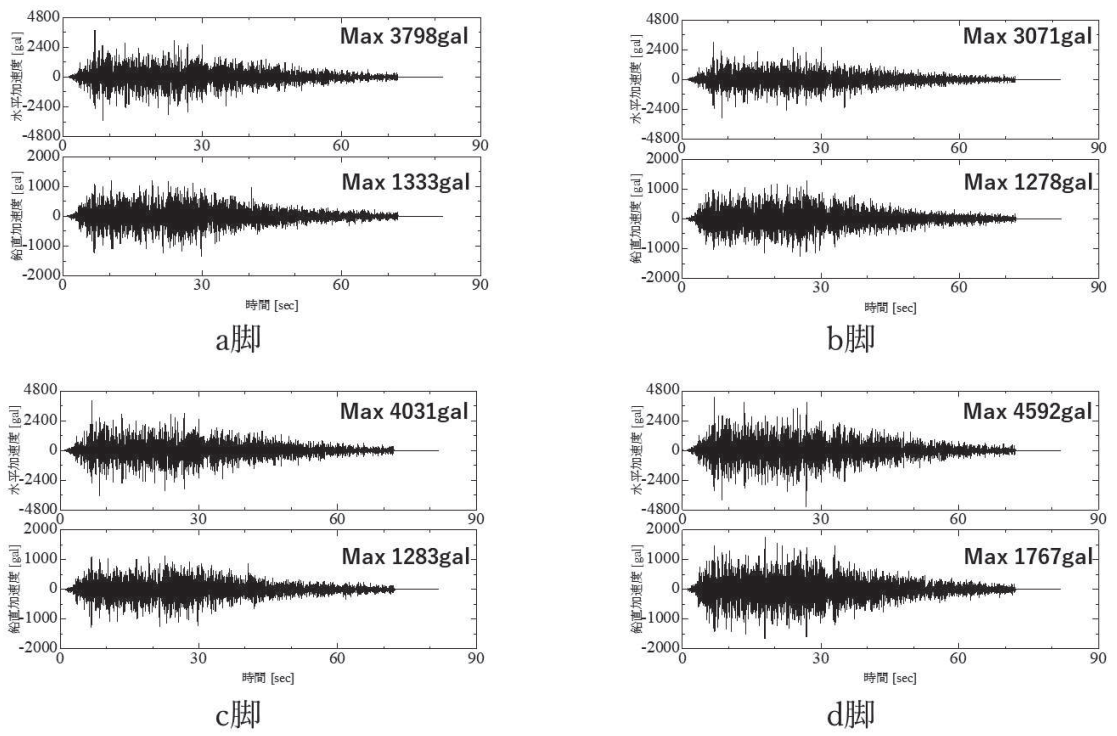


図 6.2.2-16 加速度時刻歴波形 (Ss-D2)

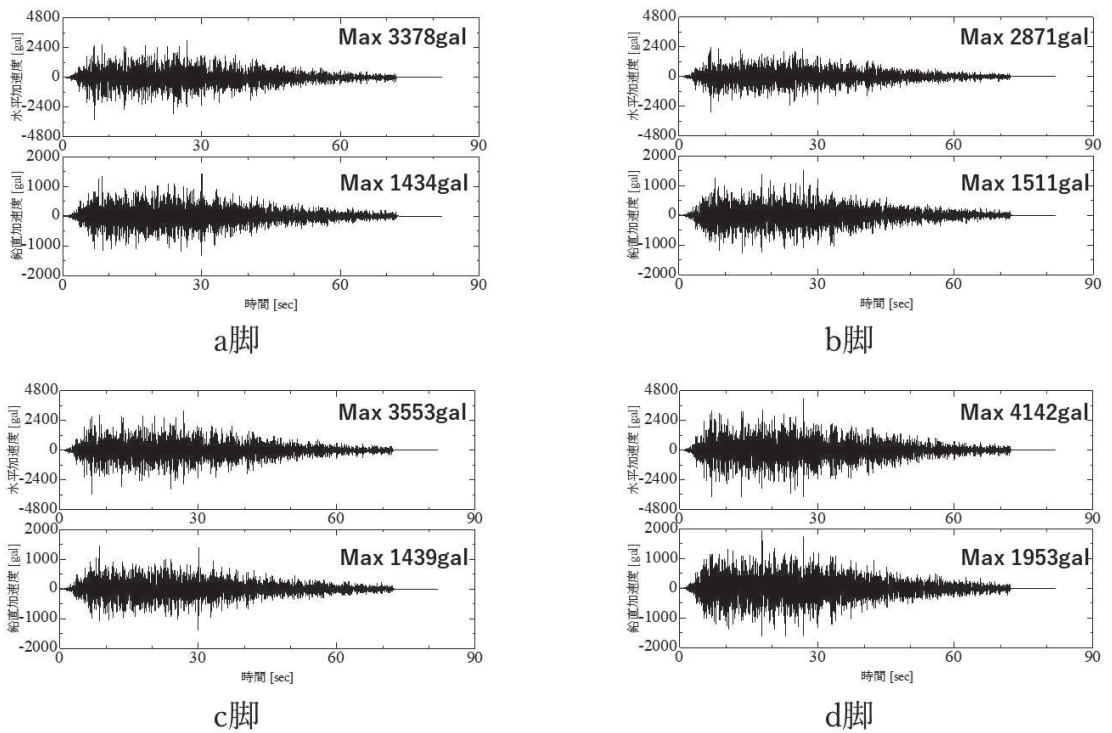
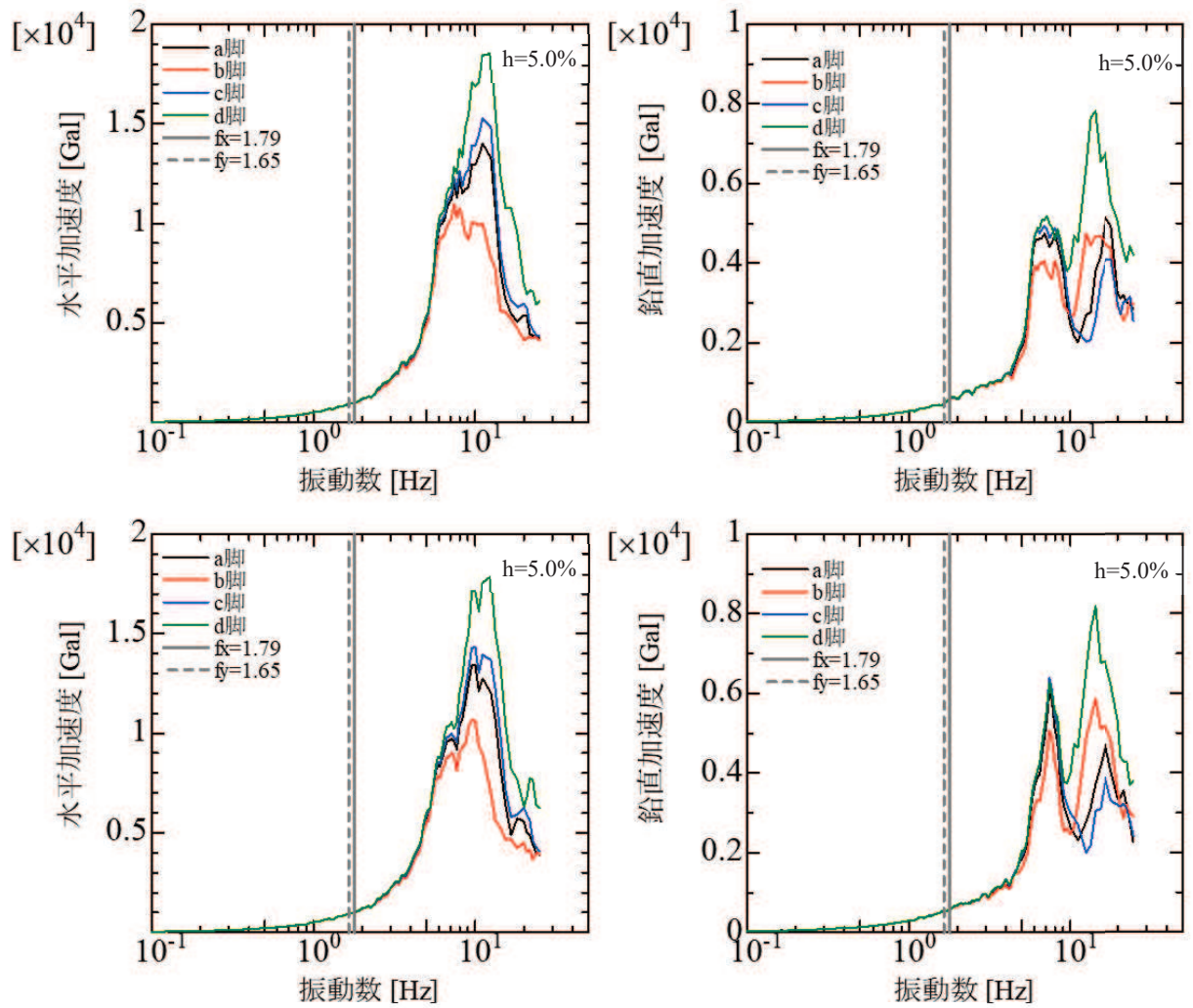


図 6.2.2-17 加速度時刻歴波形 (Ss-D2 位相反転ケース)



(下が位相反転ケースの応答スペクトル)

図 6.2.2-18 加速度時刻歴波形 (Ss-D2 加速度応答スペクトル)

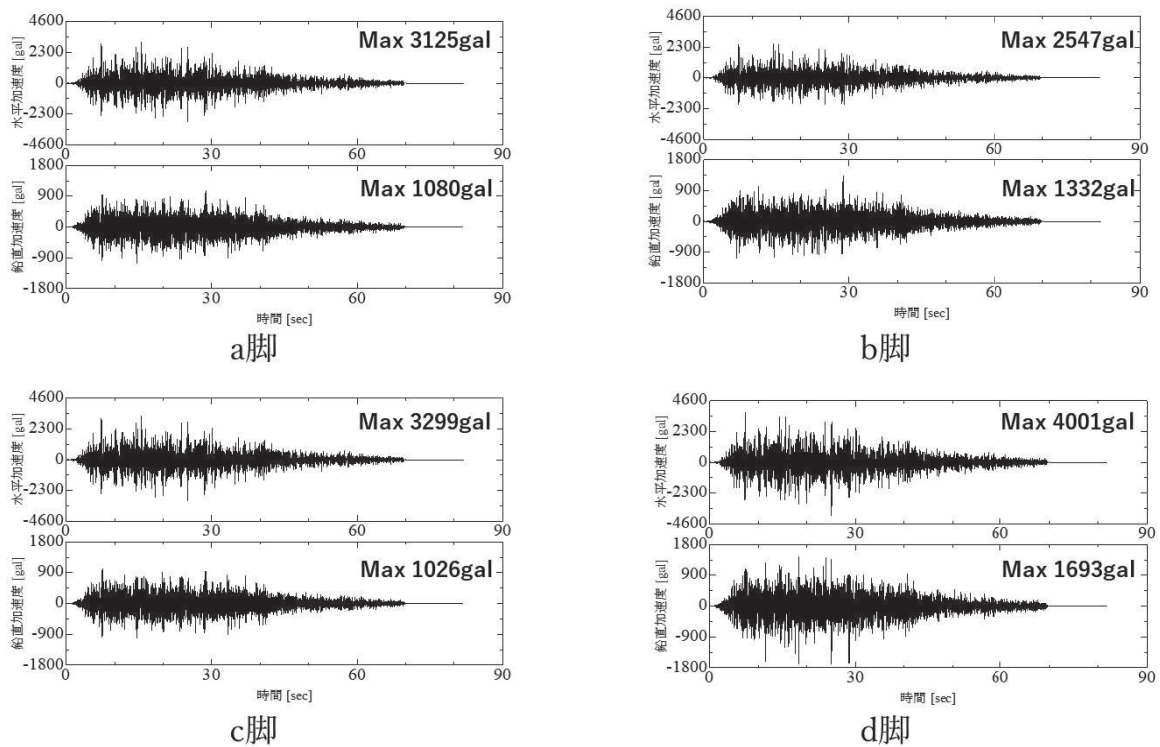


図 6. 2. 2-19 加速度時刻歴波形 (Ss-D3)

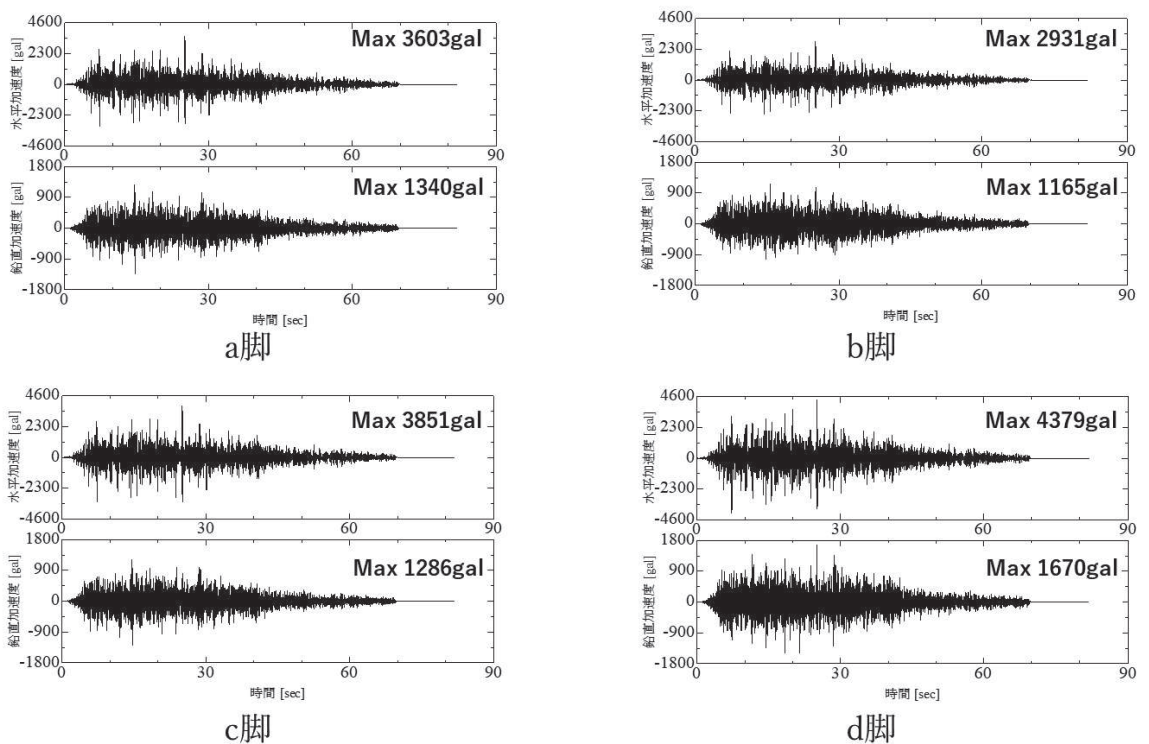
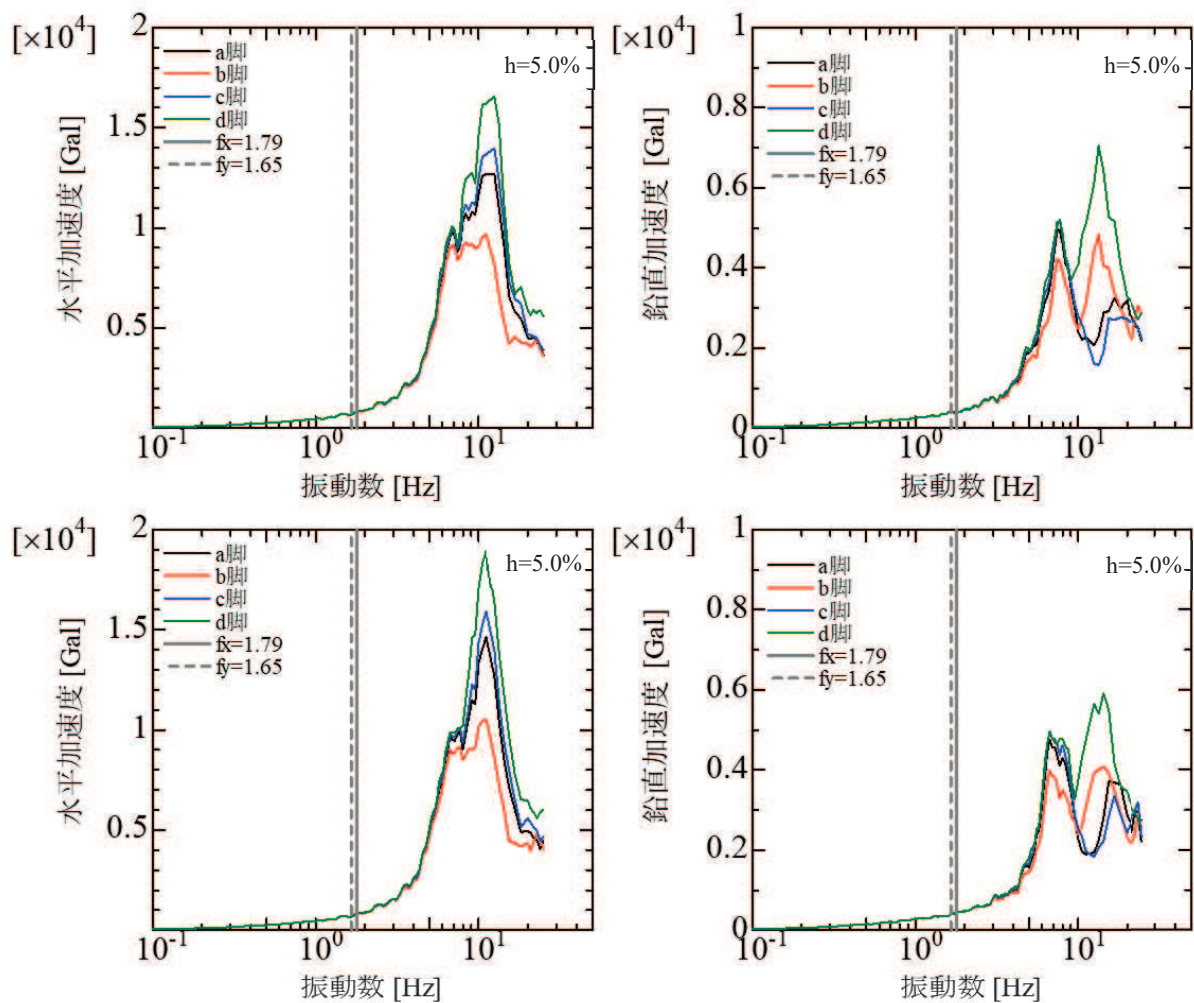


図 6. 2. 2-20 加速度時刻歴波形 (Ss-D3 位相反転ケース)



(下が位相反転ケースの応答スペクトル)

図 6.2.2-21 加速度時刻歴波形 (Ss-D3 加速度応答スペクトル)

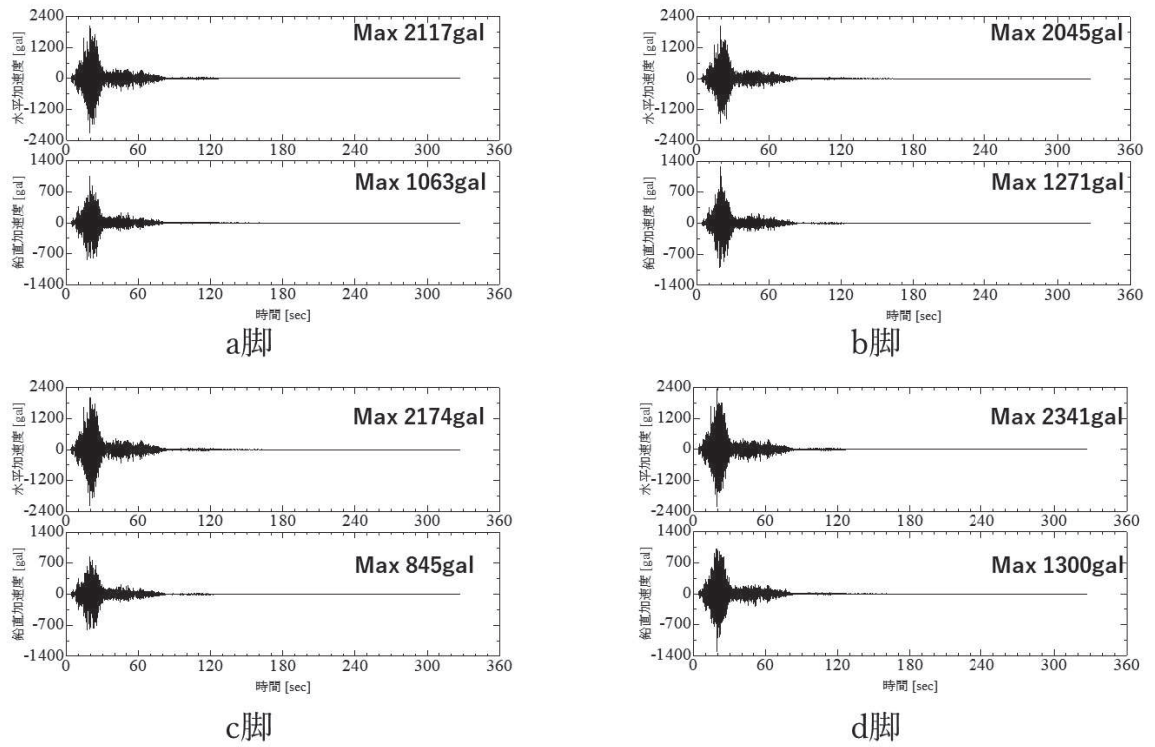


図 6. 2. 2-22 加速度時刻歴波形 (Ss-F1)

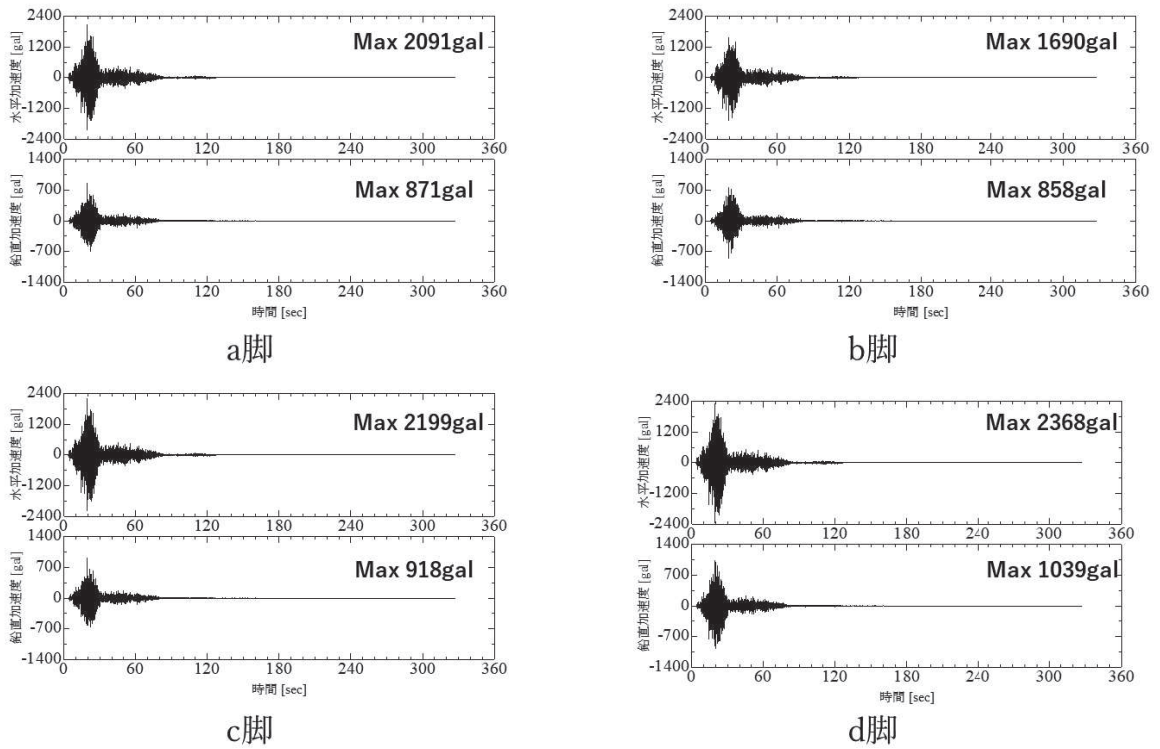
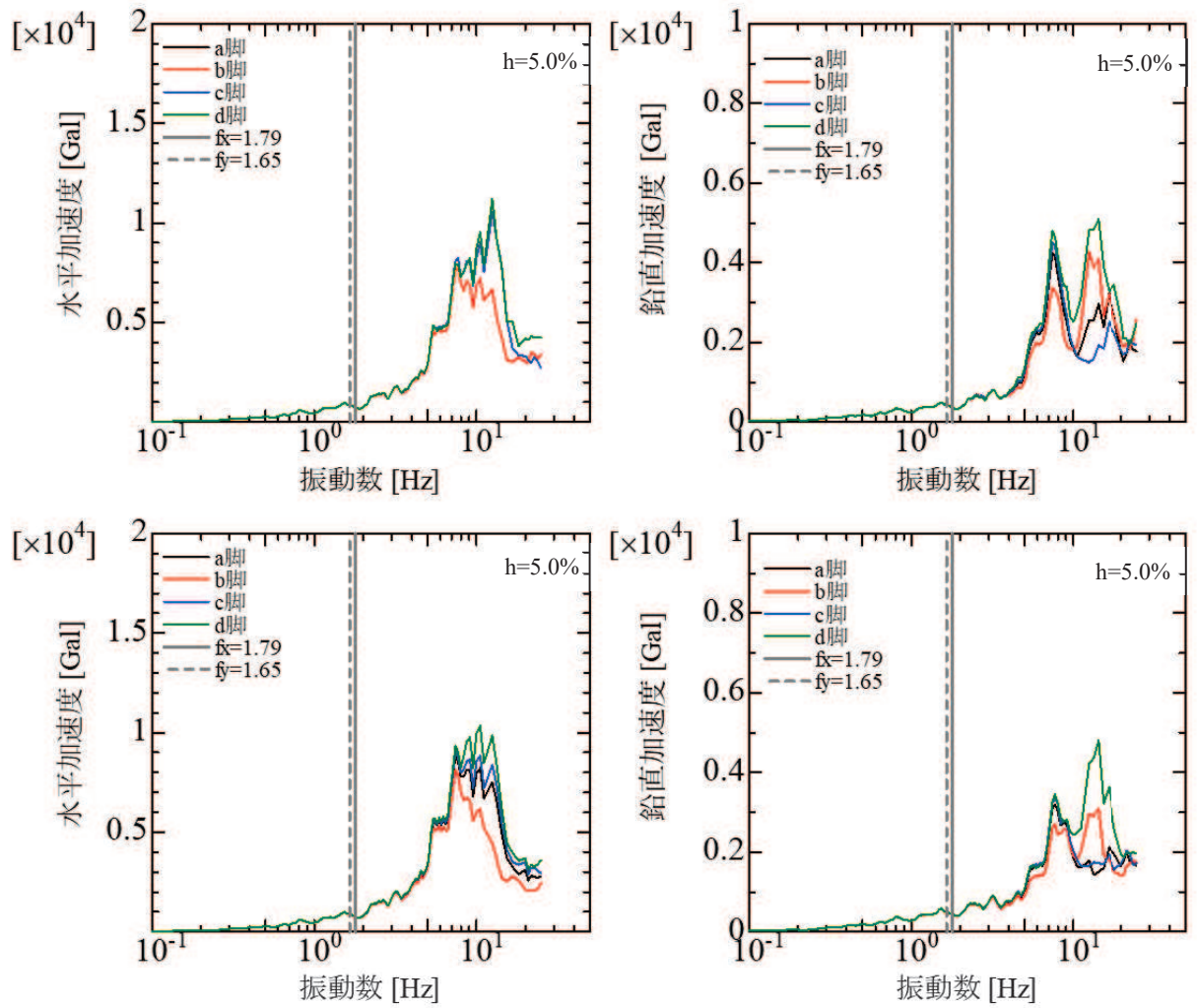


図 6. 2. 2-23 加速度時刻歴波形 (Ss-F1 位相反転ケース)



(下が位相反転ケースの応答スペクトル)

図 6.2.2-24 加速度時刻歴波形 (Ss-F1 加速度応答スペクトル)

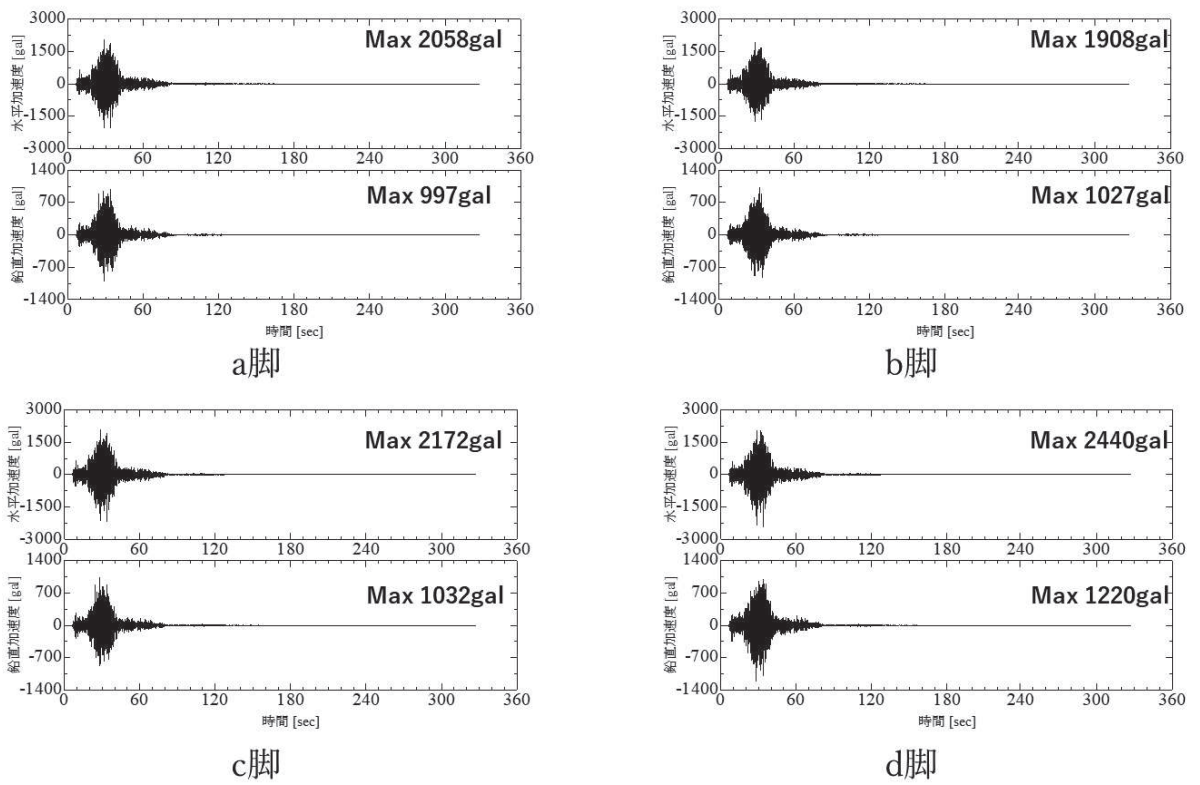


図 6.2.2-25 加速度時刻歴波形 (Ss-F2)

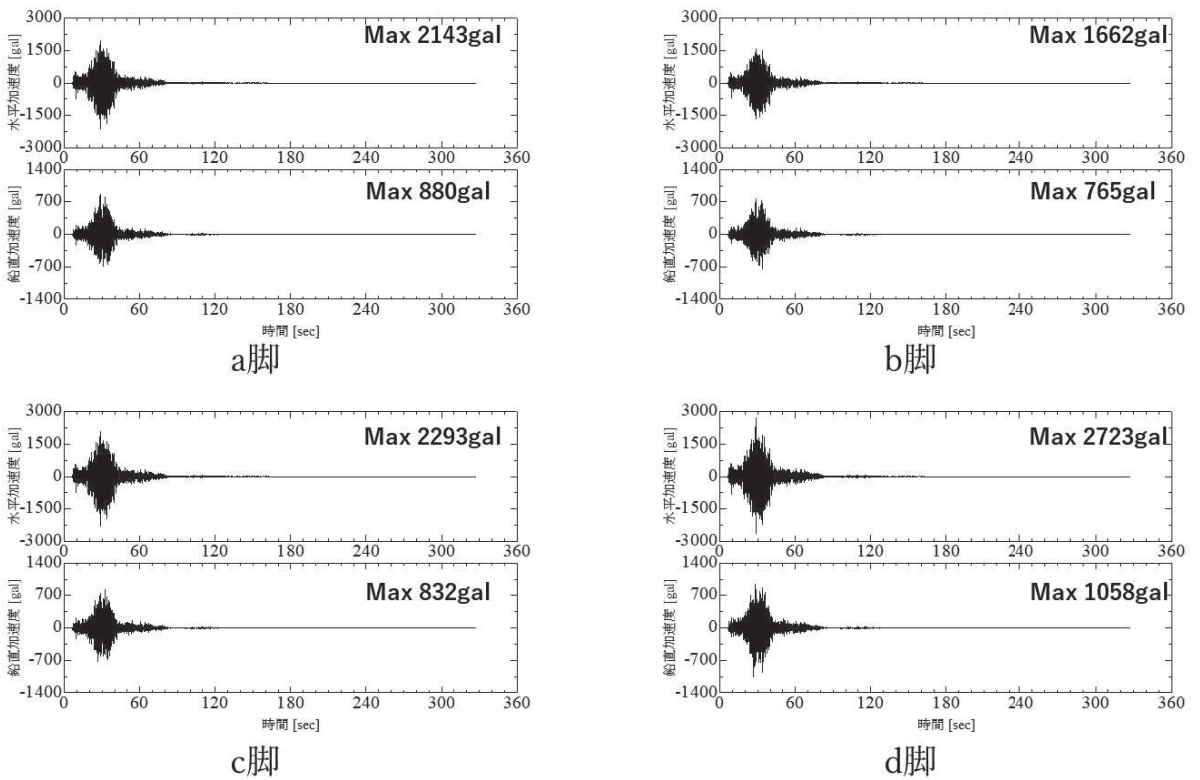
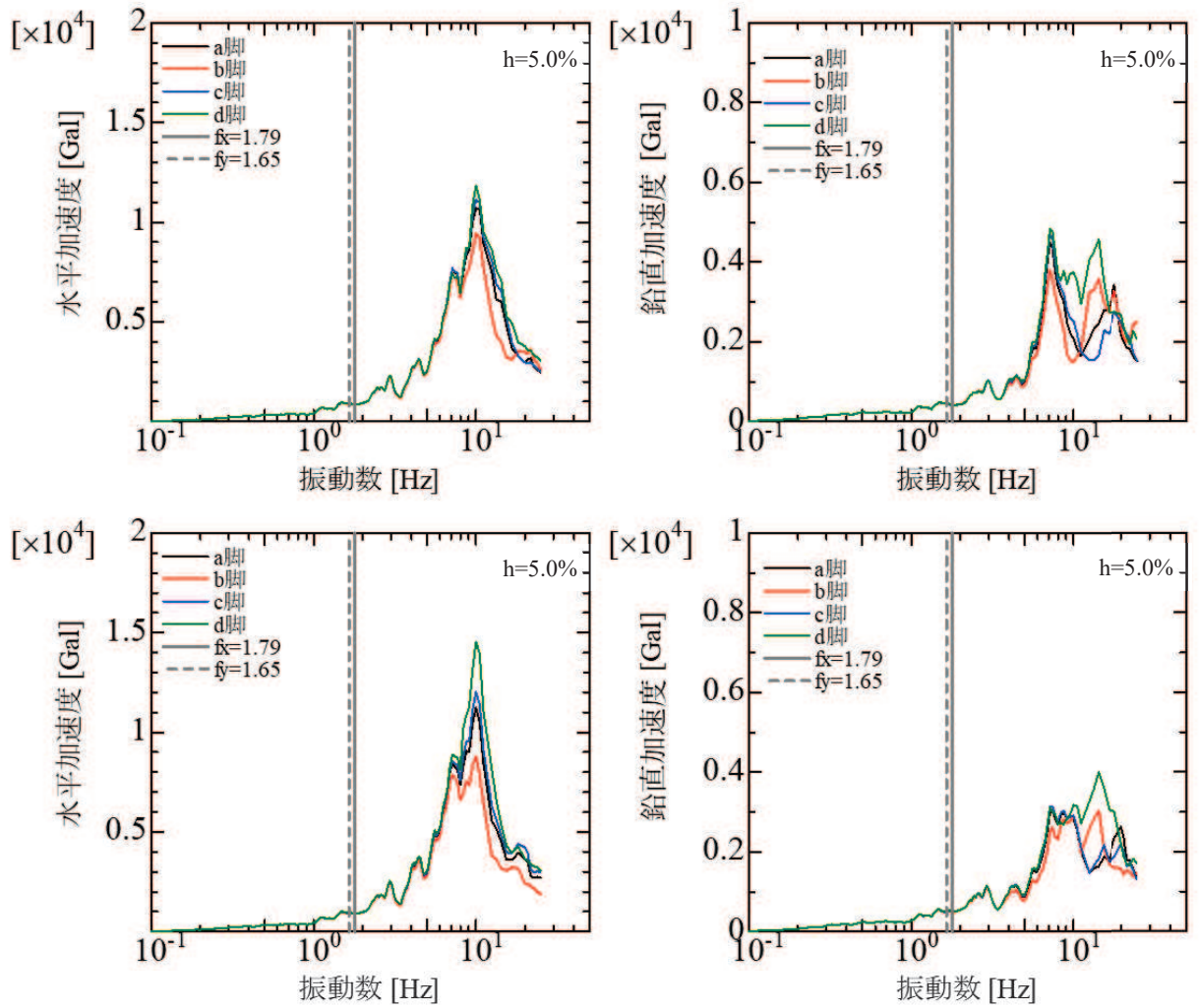


図 6.2.2-26 加速度時刻歴波形 (Ss-F2 位相反転ケース)



(下が位相反転ケースの応答スペクトル)

図 6.2.2-27 加速度時刻歴波形 (Ss-F2 加速度応答スペクトル)

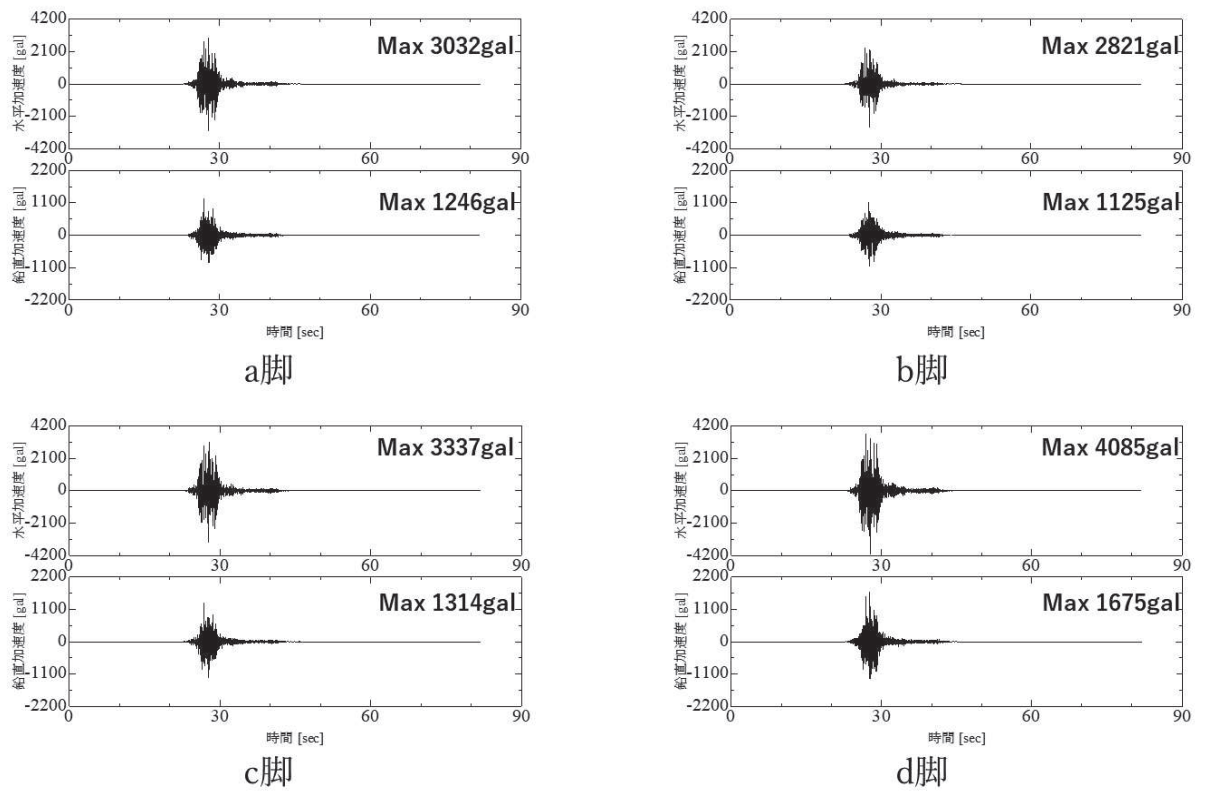


図 6. 2. 2-28 加速度時刻歴波形 (Ss-F3)

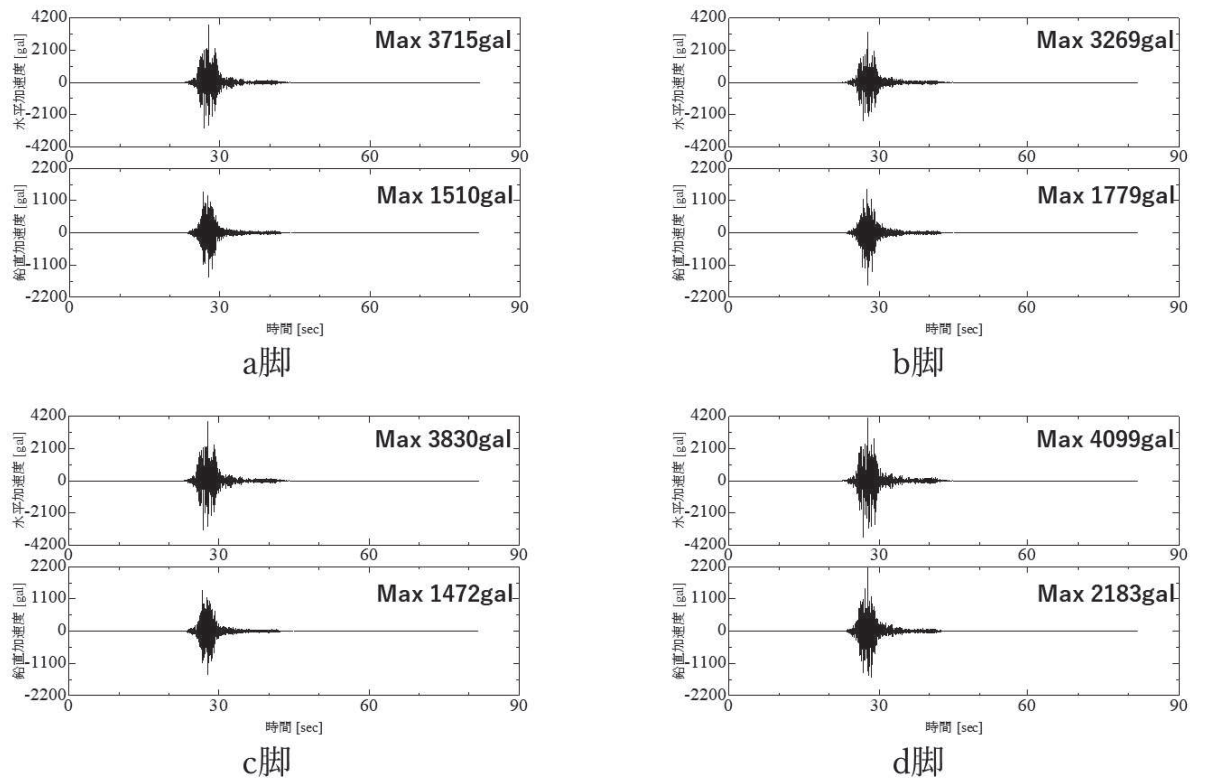
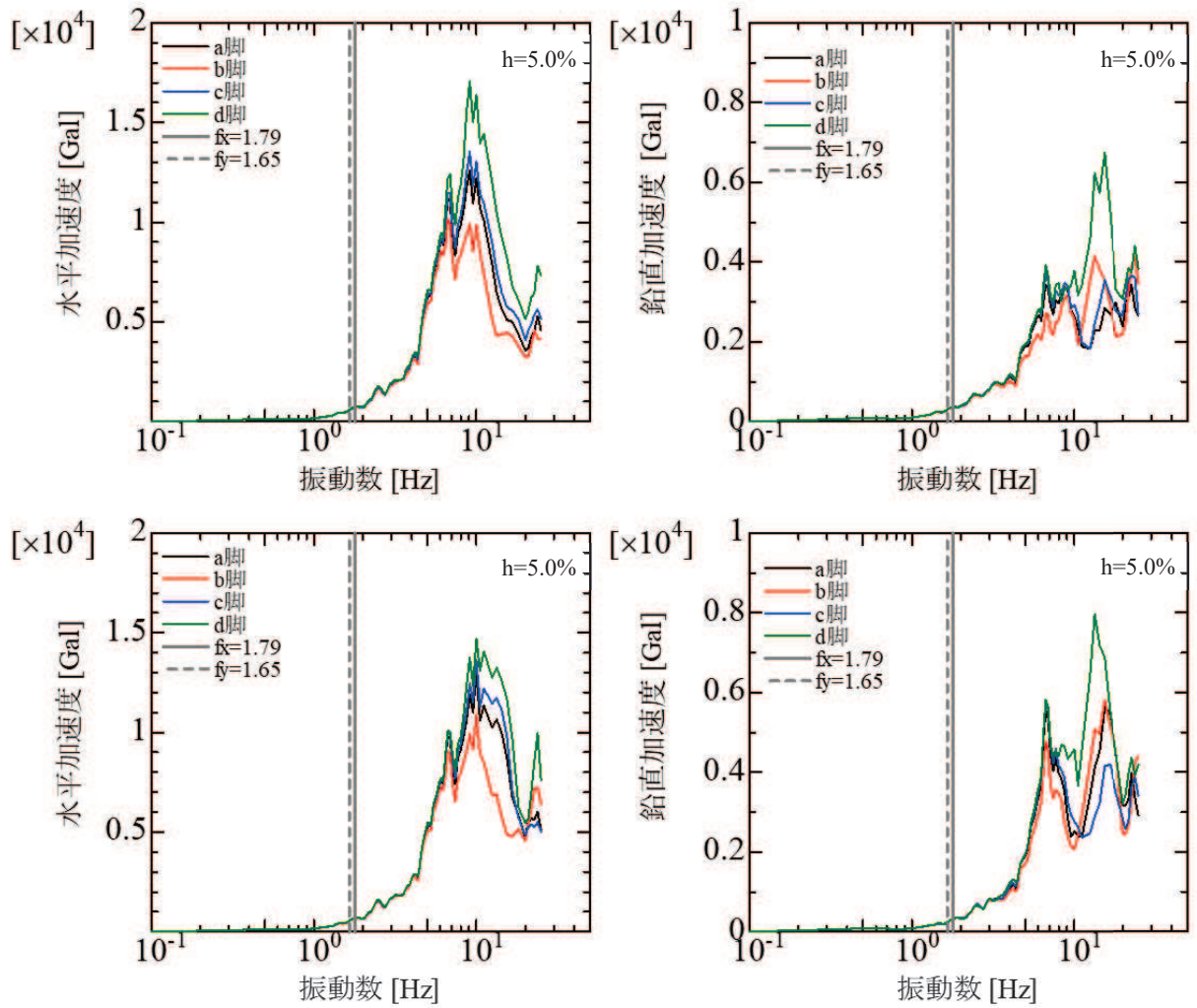


図 6. 2. 2-29 加速度時刻歴波形 (Ss-F3 位相反転ケース)



(下が位相反転ケースの応答スペクトル)

図 6.2.2-30 加速度時刻歴波形 (Ss-F3 加速度応答スペクトル)

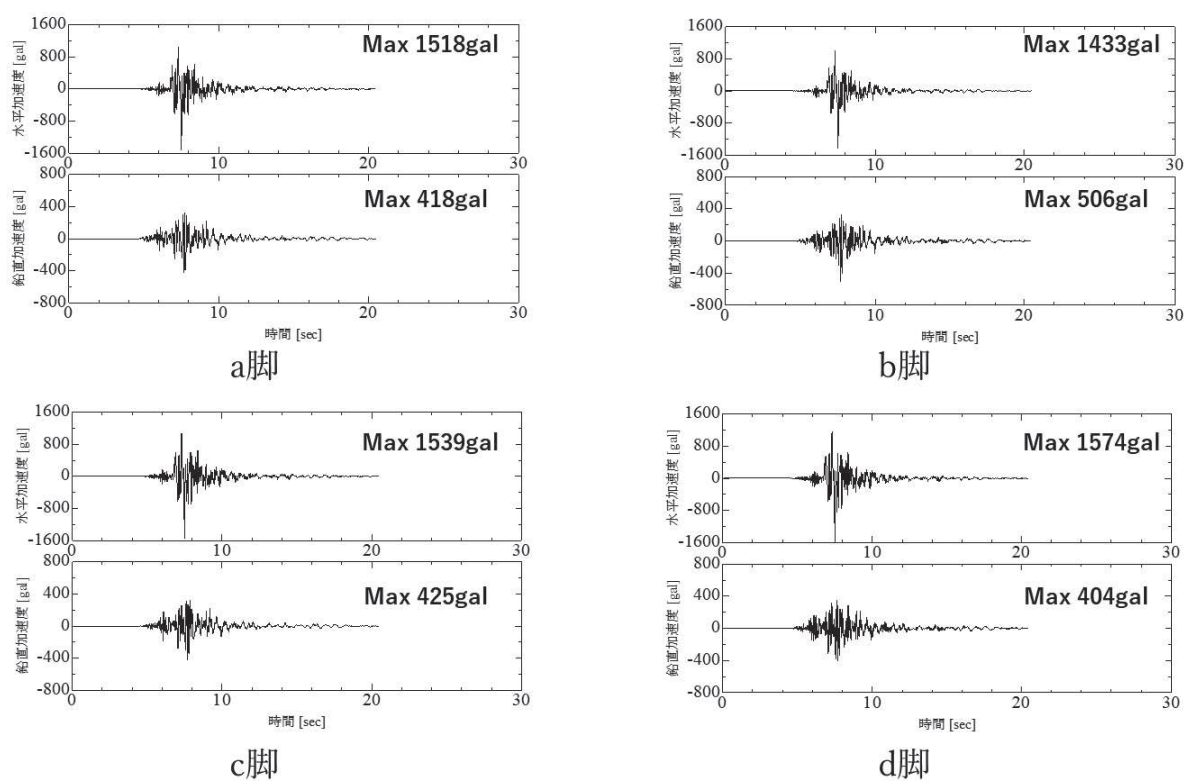


図 6.2.2-31 加速度時刻歴波形 (Ss-N1)

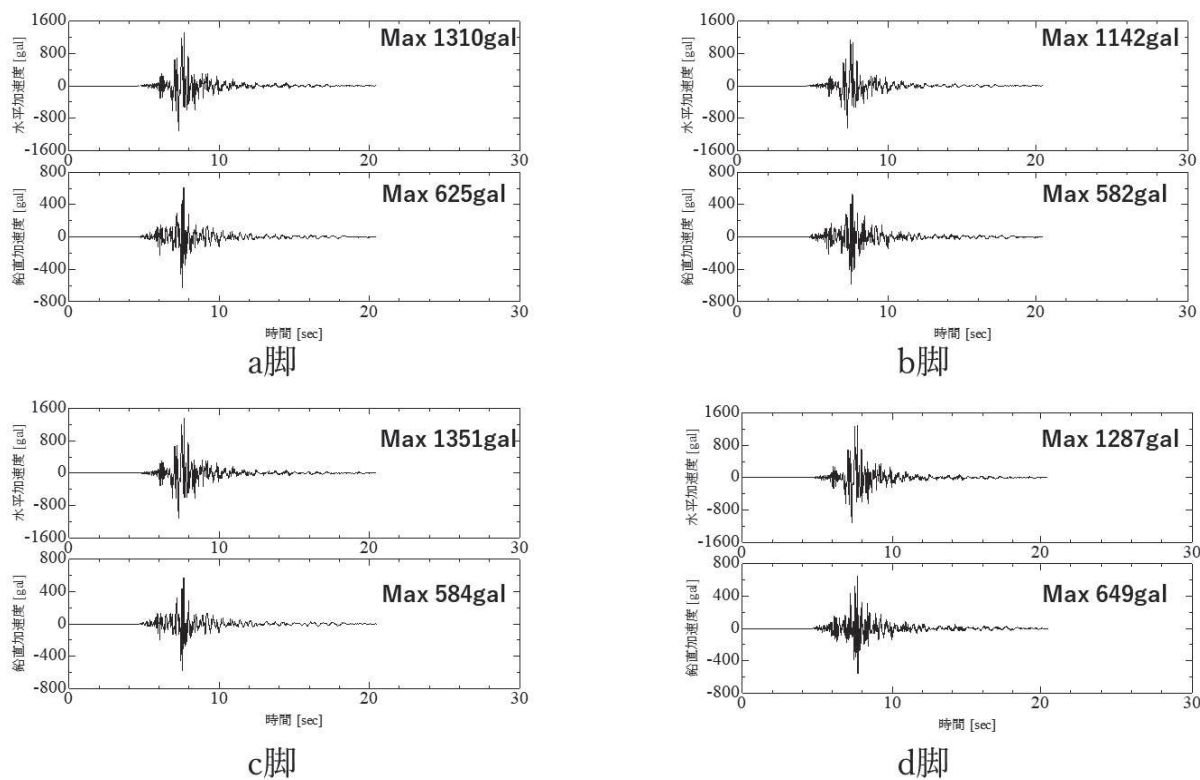
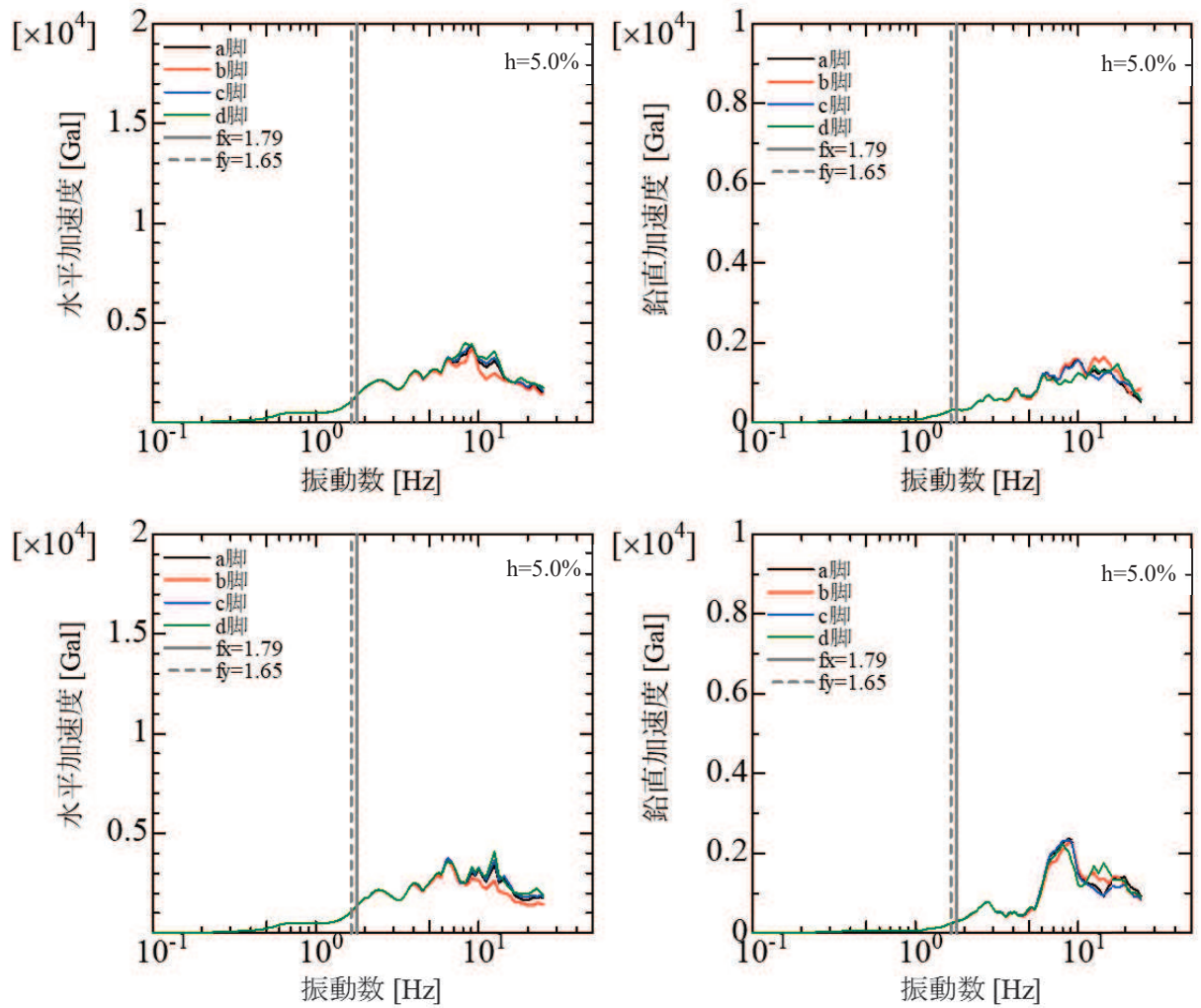


図 6.2.2-32 加速度時刻歴波形 (Ss-N1 位相反転ケース)



(下が位相反転ケースの応答スペクトル)

図 6.2.2-33 加速度時刻歴波形 (Ss-N1 加速度応答スペクトル)

※参考（経験した大規模地震による地震動データ）

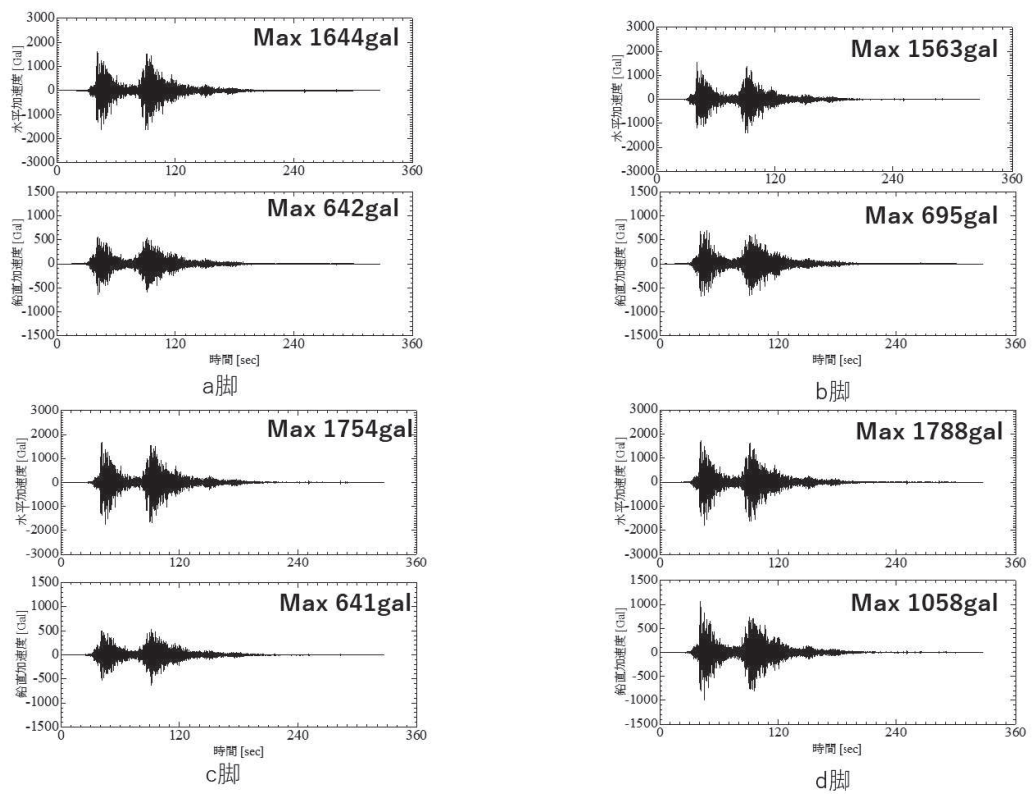


図 6.2.2-34 加速度時刻歴波形（2011. 3. 11）

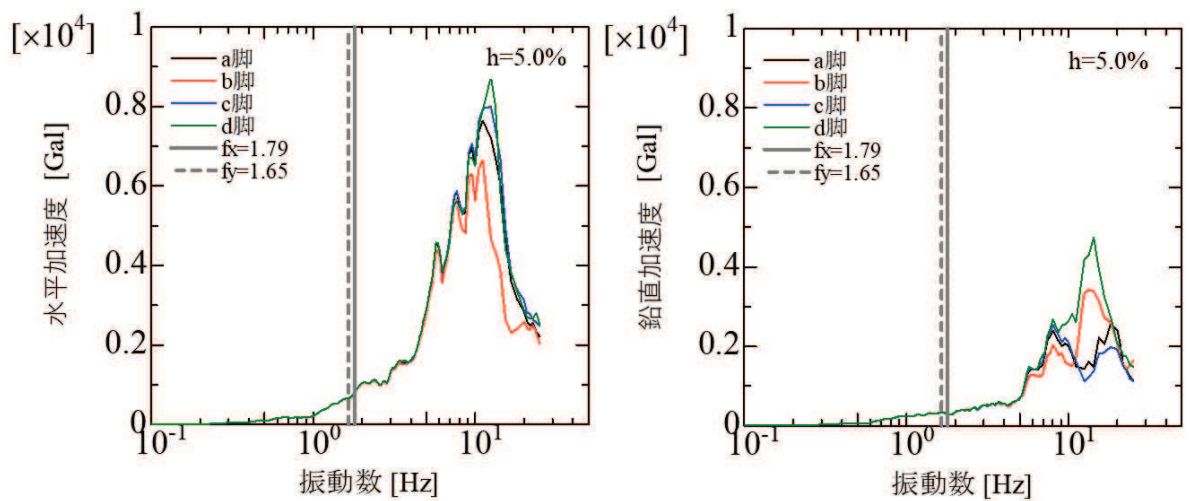


図 6.2.2-35 加速度時刻歴波形（2011. 3. 11 加速度応答スペクトル）

※参考（経験した大規模地震による地震動データ）

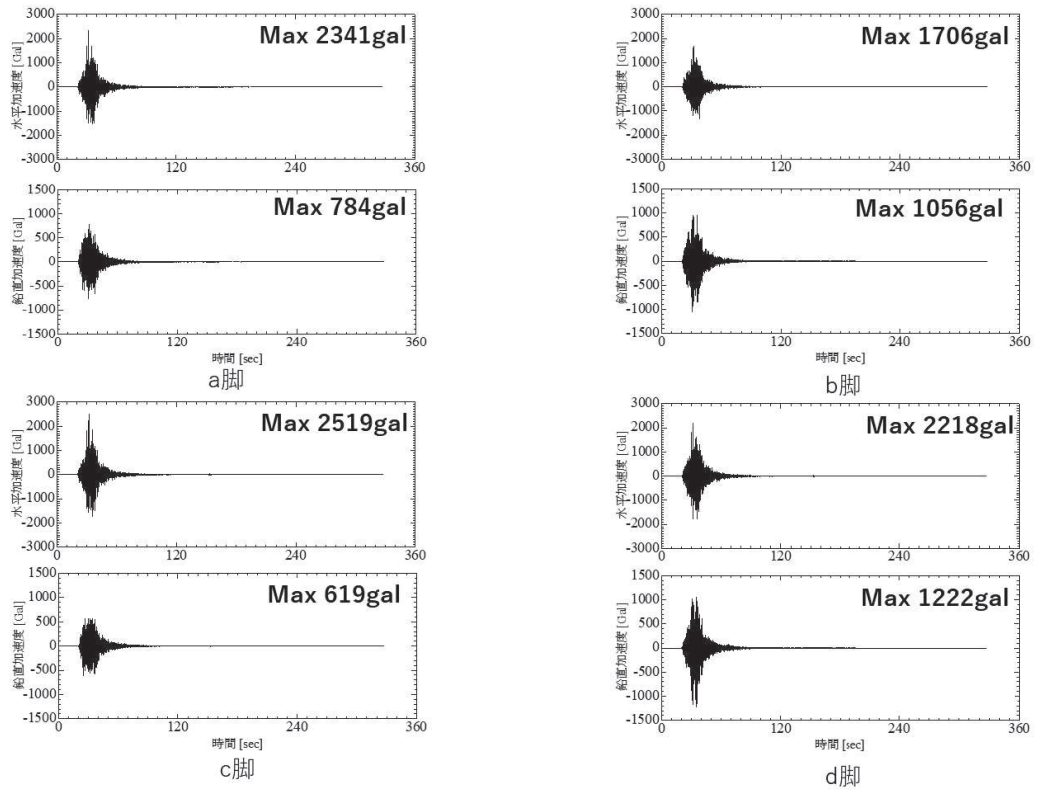


図 6.2.2-36 加速度時刻歴波形（2011.4.7）

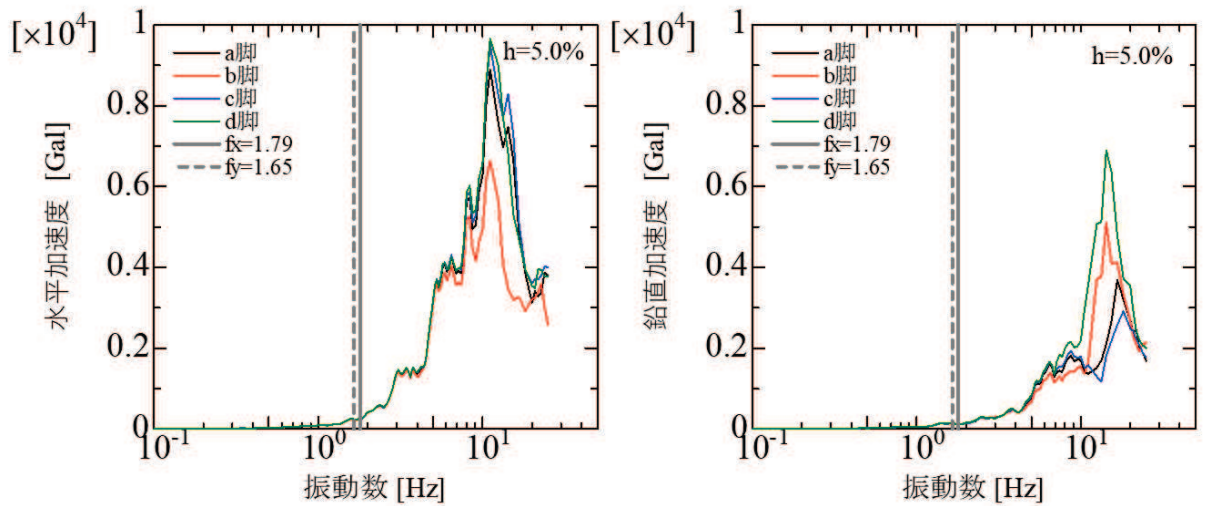


図 6.2.2-37 加速度時刻歴波形（2011.4.7 加速度応答スペクトル）

連成系モデルの固有振動数 (X 方向 : 1.79443Hz, Y 方向 : 1.64795Hz) における脚毎の入力地震動の加速度応答スペクトルの算出結果を表 6.2.2-4 に示す。基準地震動 S_s の耐震評価においては、解析ケースによらず d 脚位置の値が最大となり、地震応答解析時の入力地震動として、頂部応答が最も卓越する d 脚位置の地震動データを設定した。

表 6.2.2-4 入力地震動の加速度応答スペクトル一覧

基準 地震動	荷重の 組合せ	加速度応答スペクトル値				選定結果
		a 脚	b 脚	c 脚	d 脚	
S _s -D1	①X-Z	1261	1244	1267	<u>1285</u>	d 脚
	②Y-Z	1067	1053	1071	<u>1080</u>	d 脚
S _s -D2	①X-Z	994	994	993	<u>995</u>	d 脚
	②Y-Z	968	957	972	<u>976</u>	d 脚
S _s -D3	①X-Z	840	831	842	<u>849</u>	d 脚
	②Y-Z	689	682	692	<u>701</u>	d 脚
S _s -F1	①X-Z	720	712	724	<u>735</u>	d 脚
	②Y-Z	889	885	891	<u>895</u>	d 脚
S _s -F2	①X-Z	879	872	881	<u>883</u>	d 脚
	②Y-Z	1009	989	1015	<u>1034</u>	d 脚
S _s -F3	①X-Z	737	717	743	<u>760</u>	d 脚
	②Y-Z	567	551	572	<u>586</u>	d 脚
S _s -N1	①X-Z	1367	1361	1369	<u>1370</u>	d 脚
	②Y-Z	1069	1064	1071	<u>1074</u>	d 脚
参考* 2011.3.11	①X-Z	807.7	803.5	809.0	<u>809.1</u>	d 脚
	②Y-Z	662.4	653.8	666.0	<u>668.8</u>	d 脚
参考* 2011.4.7	①X-Z	260.1	254.8	261.6	<u>262.2</u>	d 脚
	②Y-Z	237.6	229.5	<u>239.1</u>	238.5	c 脚

注記* : 参考として、過去に経験した大規模地震 (2011.3.11 および 4.7) による入力地震動の加速度応答スペクトル結果を示す。

(9) 解析条件の設定

地震応答解析に大きく影響する定数として、送電鉄塔、架渉線の減衰定数、風の影響及び部材強度がある。以下に各定数の設定について説明する。

a. 減衰定数の設定

減衰定数*は、鉄塔本体については剛性比例型 5%、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。

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。

また、平成16年に土木学会の構造工学論文集に掲載された「山形鋼トラス鉄塔の等価減衰特性に関する研究」では、地震時の入力加速度レベルと減衰定数の変化に着目し、ボルト接合された山形鋼トラス鉄塔を対象とした実験を行い、線形モデルにて弾性領域内の応答解析結果との比較を行っている。実験では、加速度レベルが増加するに従い、ボルト接合部に生じるすべり量が増加し、減衰定数が増加する傾向を確認している。解析結果との比較では、図6.2.2-38のとおり、入力地震動の最大加速度と減衰定数の関係を多項式で示し、最大加速度が600galを超える場合、減衰定数が5%以上となることが確認されている。

松島幹線 No.1 送電鉄塔はボルト接合された山形鋼トラス鉄塔であるため、上記論文の結果に基づき減衰定数を設定する。また、選定した入力地震動の最大加速度は600galを超えており、保守的な鉄塔本体の減衰定数を設定している。

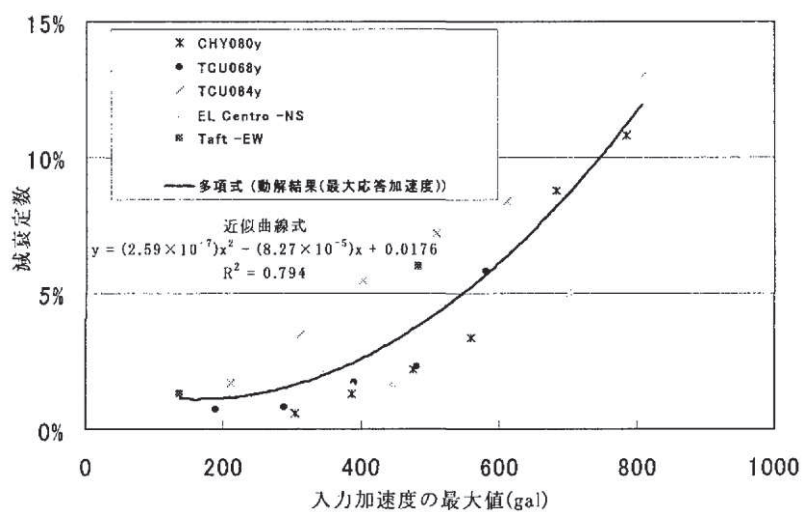


図 6.2.2-38 地震応答解析における等価粘性減衰定数の探索結果

b. 風の影響

地震発生時に作用する風速として、平成 12 年 5 月 31 日建設省告示第 1454 号に基づき、基準風速 30m/s を考慮する。ただし、ガスト影響係数は 1 とする。風向は、Y 方向* を設定した。

注記*：JEC-TR-00007-2015「送電用鉄塔設計標準」では、地震時状態として、主たる地震時荷重と従たる固定荷重および風荷重の組み合わせを考え、重畳させる風速として当該地域における 10 分間平均風速の年平均値を採ることを基本としている。

また、同標準では、全国 14 官署の 1991 年～2009 年の気象データを基に、日最大の 10 分間平均風速の年平均値の調査結果が示されており、それによれば、各官署間の最大値は 7.0m/s 以下（粗度区分Ⅱ，地上 10m 換算）であるが、今回の松島幹線 No. 1 送電鉄塔の評価では、強風季を想定した基準風速 30m/s を設定することで保守的な評価となっている。

また、松島幹線 No. 2 送電鉄塔方向に引っ張られた状態となるよう、高張力側（松島幹線 No. 1 送電鉄塔～松島幹線 No. 2 送電鉄塔）の架渉線に対して直交方向の風が吹く Y 方向を設定した。

なお、松島幹線 No. 1 送電鉄塔の前後径間の架渉線は、難着雪化対策品が取付けられており、着雪による影響はほとんどないことから、積雪荷重は考慮しない。

c. 部材強度

部材の強度は、日本鉄塔協会が定める「等辺山形鋼許容応力表」に基づき設定する。
鉄塔設計における部材の許容強度は、降伏点に対する強度を1.5で除した強度である。
耐震評価用の部材強度には、降伏点对応強度を用いる。

参考として、松島幹線 No.1 送電鉄塔の最下節上の腹材 (L100×10) 部材強度の算出例を以下に示す。

【部材圧縮強度】

有効細長比

$$\lambda_k = L_k / r = 233 / 1.95 \approx 120$$

ここで、 L_k : 有効座屈長 (cm)

r : 部材断面の回転半径 (cm)

許容座屈応力度

$$\sigma_{ka} = 1550 - 762 (\lambda_k / 100) = 1550 - 762 (120 / 100) \approx 635 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

許容圧縮応力

$$C = \sigma_{ka} \times A \times 10^{-3} = 635 \times 19.00 \times 10^{-3} \approx 12.06 \text{ (t)}$$

ここで、 A : 部材の断面積 (cm²)

耐震評価用の降伏点对応強度

$$C' = 1.5 \times C \times g = 1.5 \times 12.06 \times 9.80665 \approx 177.4 \text{ (kN)}$$

ここで、 g : 重力加速度

【部材引張強度】

許容引張応力度

$$\sigma_t = 1650 \text{ (kg/mm}^2\text{)}$$

許容引張応力

$$\begin{aligned} T &= (0.75 \times A - n \times d \times t) \sigma_t \times 10^{-3} \\ &= (0.75 \times 19.00 - 1 \times 2.25 \times 1) 1650 \times 10^{-3} = 19.8 \text{ (t)} \end{aligned}$$

ここで、 n : 控除本数

d : 控除穴径 (cm)

t : 山形鋼の厚さ (cm)

耐震評価用の降伏点对応強度

$$T' = 1.5 \times T \times g = 1.5 \times 19.8 \times 9.80665 \approx 291.2 \text{ (kN)}$$

(10) 地震応答解析

解析モデルに対し、基準風速 30m/s の風圧荷重を静的に作用させた後、選定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、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。

JEC-TR-00007-2015「送電用鉄塔設計標準」に基づき、損傷限界性能(部材の塑性化, 過度な部材変形が生じていない状態)の照査として、鉄塔の支柱材及び腹材の部材強度(部材の許容座屈応力度や許容引張応力度から求めた降伏点对応強度)を解析結果の発生軸力(部材圧縮力, 部材引張力)で除して求めた最小安全率を確認した結果を表 6.2.2-5 に示す。

表 6.2.2-5 鉄塔解析結果 (支柱材・腹材の最小安全率)

鉄塔	鉄塔構造	基準地震動	荷重の組合せ	支柱材			腹材		
				部材強度 [kN]*1	発生応力 [kN]*1	最小安全率	部材強度 [kN]*1	発生応力 [kN]*1	最小安全率
松島 幹線 No.1 送電 鉄塔	山形鋼	Ss-D1	①X-Z	4707.5	2296.8	2.05	-177.4	-191.1	<u>0.93</u>
			②Y-Z	-4855.3	-2407.9	2.02	-177.4	-171	1.04
		Ss-D2	①X-Z	-4210	-1960.9	2.15	-177.4	-199.9	<u>0.89</u>
			②Y-Z	4707.5	2209.1	2.13	-177.4	-185.1	<u>0.96</u>
		Ss-D3	①X-Z	4707.5	2309	2.04	-177.4	-209.3	<u>0.85</u>
			②Y-Z	4707.5	2210.1	2.13	-177.4	-201.5	<u>0.88</u>
		Ss-F1	①X-Z	3484.6	1480.6	2.35	-177.4	-143.3	1.24
			②Y-Z	-4855.3	-2069.3	2.35	-177.4	-132.3	1.34
		Ss-F2	①X-Z	-4855.3	-2160.1	2.25	-177.4	-151.3	1.17
			②Y-Z	3484.6	1665.2	2.09	-177.4	-157.5	1.13
		Ss-F3	①X-Z	4707.5	2240.4	2.1	-177.4	-222.5	<u>0.8</u>
			②Y-Z	4707.5	2373.2	1.98	-177.4	-221.1	<u>0.8</u>
		Ss-N1	①X-Z	3484.6	1867.9	1.87	-177.4	-168.9	1.05
			②Y-Z	-2412.4	-1105.8	2.18	-177.4	-122.6	1.45
参考*2 2011.3.11	①X-Z	-2412.4	-1039.7	2.32	-177.4	-122.1	1.45		
	②Y-Z	-2412.4	-960	2.51	-177.4	-107	1.66		
参考*2 2011.4.7	①X-Z	-4855.3	-1786.6	2.72	-177.4	-110.8	1.6		
	②Y-Z	-4855.3	-1879.3	2.58	-177.4	-100.5	1.77		

注記*1 : (+ : 引張り, - : 圧縮)

注記*2 : 参考として、過去に経験した大規模地震 (2011.3.11 および 4.7) による鉄塔解析結果を示す。

解析の結果、腹材の一部において、部材圧縮強度に対する安全率が 1.00 未満となる結果が確認されたため、同標準に基づく終局限界状態（鉄塔の折損、倒壊、転倒）の照査として、最小安全率 1.00 未満の腹材を対象に地震応答解析結果から得られる発生応力、相当塑性ひずみ（PEEQ）*と鉄塔頂部の残留変位を確認した。

図 6.2.2-39 に時刻歴の復元力特性（発生応力-ひずみ特性）の評価結果例を示す。腹材の部材強度（部材の許容座屈応力度や許容引張応力度から求めた降伏点对応強度）を解析結果の発生軸力（部材圧縮力、部材引張力）で除して求めた最小安全率が 1.00 未満であった全ての腹材を対象に、部材断面に発生する応力と表 6.2.2-1 に示す降伏点 σ_y に対応する材料特性との比較を行い、時刻歴に発生する最大応力が弾性領域内であり、部材が塑性化していないことを確認した。

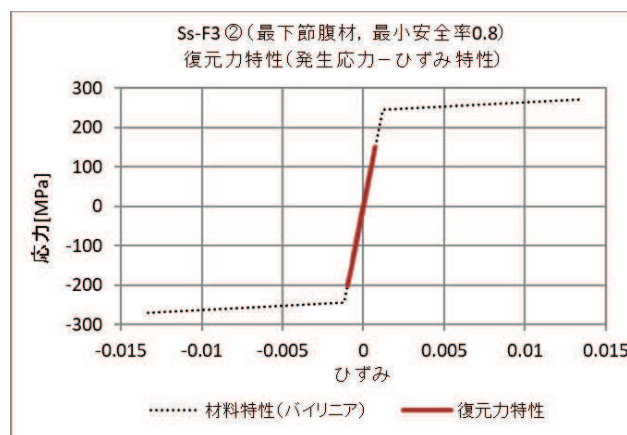


図 6.2.2-39 復元力特性（発生応力-ひずみ特性）

図 6.2.2-40 に相当塑性ひずみの評価結果例を示す。仮に部材断面の発生応力が弾性領域を超え部材が塑性化した場合、図 6.2.2-40 左図のように PEEQ>0 となる。一方、右図の Ss-F3 ②の例で示すとおり、最小安全率 1.00 未満の腹材は、解析終了後も PEEQ=0 であることが確認できる。この結果より、発生応力は弾性領域内であり、部材が塑性化していないことが判る。

注記*：相当塑性ひずみは、JSME（日本機械学会）において、塑性変形時の塑性分の相当ひずみ増分の和として定式化されている。

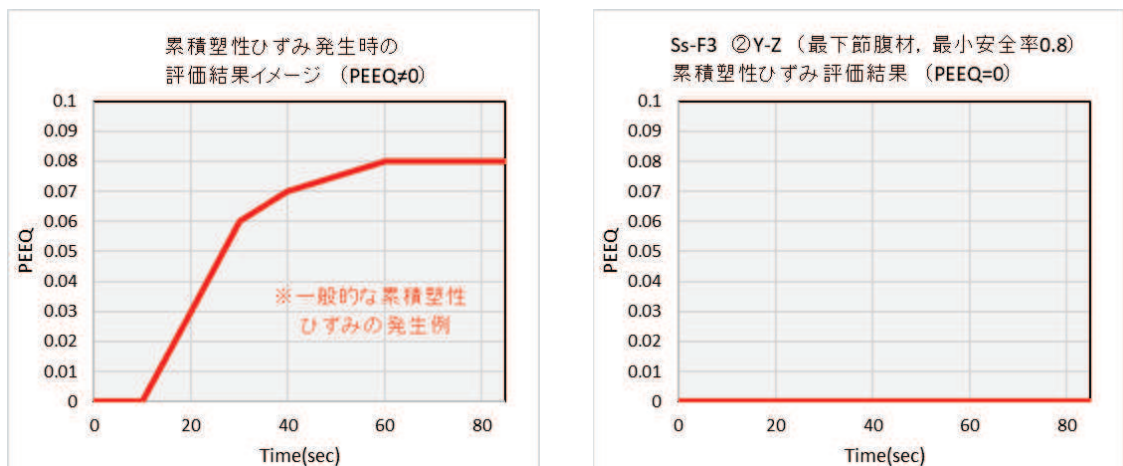
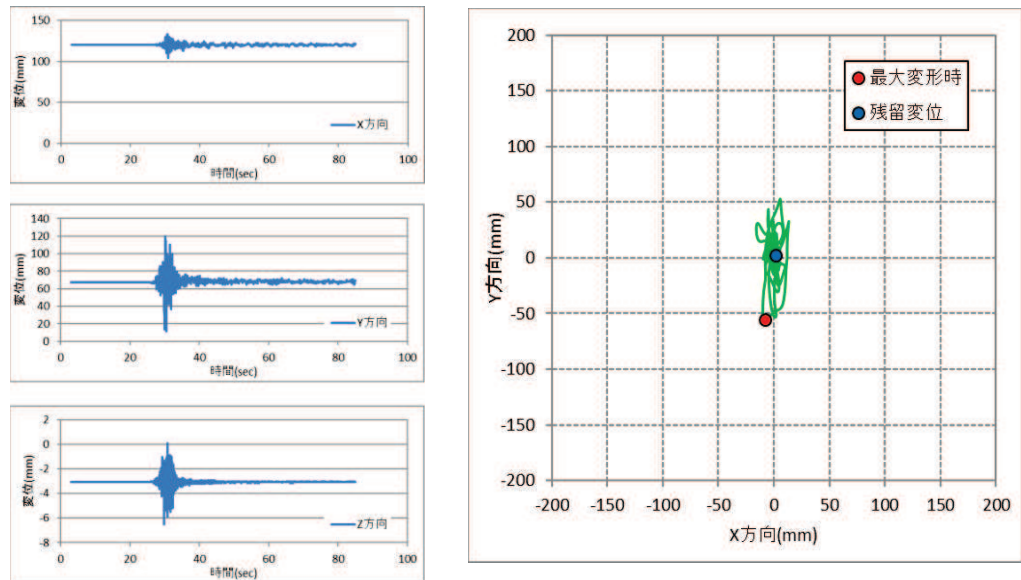


図 6.2.2-40 累積相当塑性ひずみ評価結果

鉄塔頂部の残留変位の確認では、図 6.2.2-41 の Ss-F3②の例で示すとおり、解析終了後も鉄塔頂部の位置は、ほぼ原点に戻っていることから、鉄塔全体に大変形が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。



(鉄塔頂部変位)

図 6.2.2-41 Ss-F3②Y-Z (最下節腹材, 最小安全率 0.8) による評価結果例

6.2.3 松島幹線 No.1 送電鉄塔基礎の耐震性評価

(1) 評価概要

松島幹線 No.1 送電鉄塔の鉄塔基礎について、安定照査及び構造照査を実施し、基準地震動 S_s による鉄塔荷重及び地震荷重が作用した場合においても、基礎が安定し、また基礎部に損傷が発生しないことを確認する。

(2) 評価方法

松島幹線 No.1 送電鉄塔の鉄塔基礎（逆T字型基礎）を梁要素でモデル化し、鉄塔上部からの荷重と基準地震動 S_s による基礎周辺の地盤の変位を応答変位法により作用させ、基準地震動 S_s による耐震性評価を実施する。

耐震性評価は、鉄塔荷重及び地盤荷重を考慮した応答変位法による二次元静的有限要素法解析にて実施する。応答変位法の解析には、解析コード「TDAPⅢ Ver.3.12」を用いる。

図 6.2.3-1 に耐震性評価フローを示す。

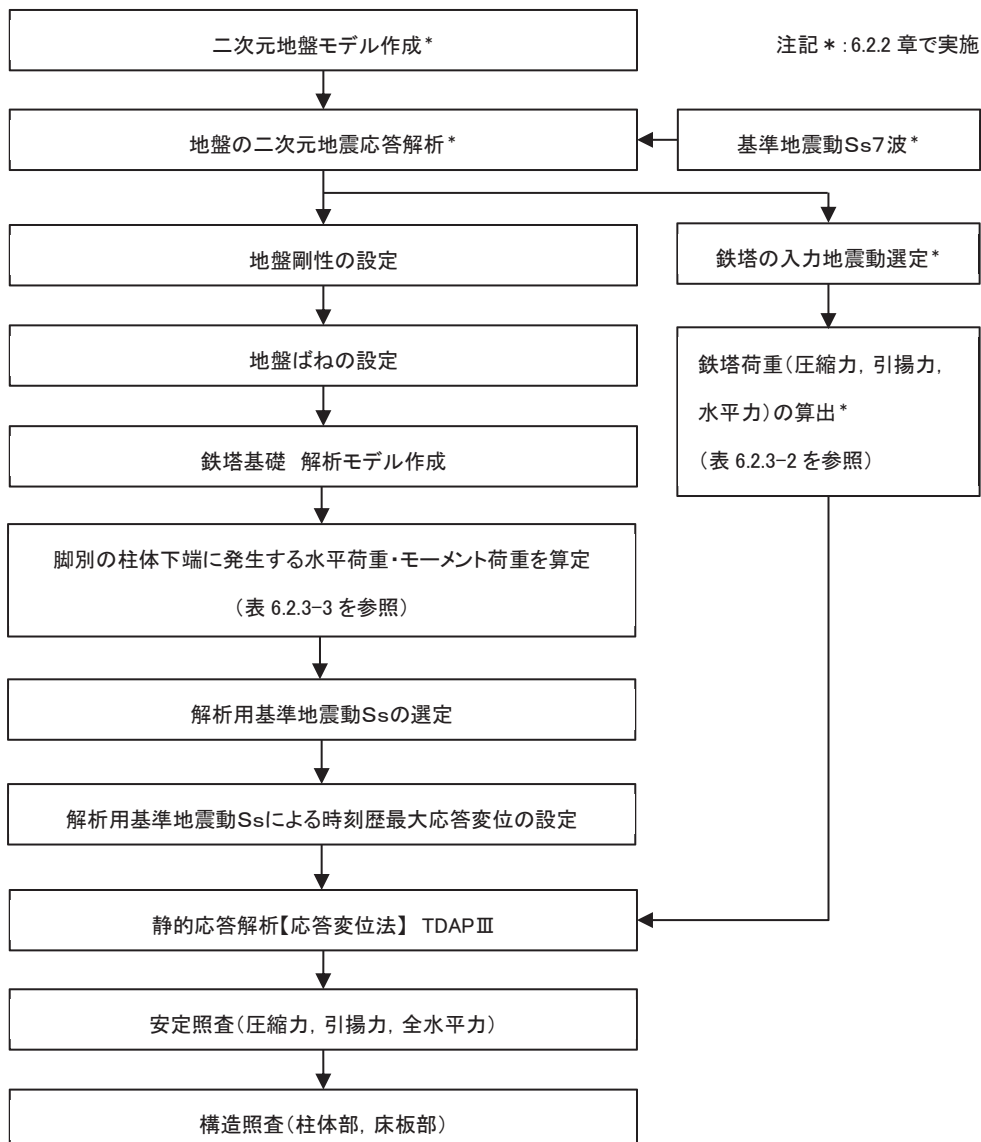


図 6.2.3-1 松島幹線 No.1 送電鉄塔 耐震性評価フロー

(3) 松島幹線 No. 1 送電鉄塔基礎

松島幹線 No. 1 送電鉄塔の鉄塔基礎の位置関係及び基礎形状を図 6. 2. 3-2, 諸元を表 6. 2. 3-1 に示す。

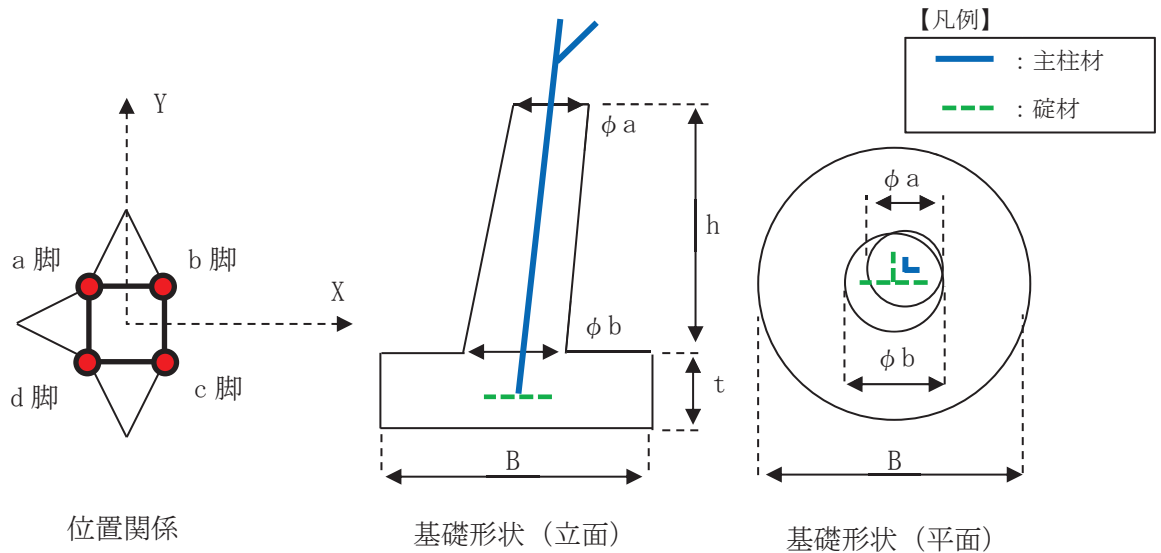


図 6. 2. 3-2 松島幹線 No. 1 送電鉄塔の鉄塔基礎の位置関係及び基礎形状

表 6. 2. 3-1 松島幹線 No. 1 送電鉄塔 鉄塔基礎諸元

脚	a	b	c	d
基礎型	逆 T 字型基礎	逆 T 字型基礎	逆 T 字型基礎	逆 T 字型基礎
柱体形状	円形	円形	円形	円形
床板形状	円形	円形	円形	円形
天端幅 ϕa (m)	0. 835	0. 815	0. 825	0. 775
天端幅 ϕb (m)	1. 650	1. 150	1. 350	1. 500
柱体高 h (m)	8. 150	3. 350	5. 250	7. 250
床板厚さ t (m)	1. 000	1. 400	1. 100	1. 100
床板幅 B (m)	4. 000	3. 500	3. 500	4. 500
主柱材	HL250×35	HL250×35	HL250×35	HL250×35

(4) 作用荷重

松島幹線 No. 1 送電鉄塔の鉄塔基礎には、基準地震動 S_s による鉄塔本体から作用する荷重（以下「鉄塔荷重」という。）及び地盤から作用する荷重（以下「地盤荷重」という。）を基礎へ作用させる。

鉄塔荷重は、基準地震動 S_s に対する鉄塔本体の地震応答解析で求めた各脚基部の節点に、圧縮時、引揚時に生じる鉛直力及び水平力の最大荷重を用いる。表 6. 2. 3-2 に各脚の鉄塔荷重を示す。

表 6. 2. 3-2 鉄塔荷重

脚		a	b	c	d
圧縮時	圧縮力(kN)	765.6	2362.0	1707.3	2.9
	水平力(kN)	247.2	515.1	413.5	192.2
引揚時	引揚力(kN)	1202.3	-	543.2	2306.5
	水平力(kN)	331.5	-	226.4	612.0

地盤荷重は、図 6. 2. 3-1 の耐震評価フローに基づき、基準地震動 S_s に対する基礎周辺地盤の二次元地震応答解析で求めた応答変位から、図 6. 2. 3-3 に示す解析モデルにより、各脚 (a 脚～d 脚) の柱体下端に発生する水平荷重・モーメント荷重を算出し、その値が最大となる解析用基準地震動 S_s を選定する。表 6. 2. 3-3 に各脚の解析用基準地震動 S_s の選定結果を示す。

表 6. 2. 3-3 解析用基準地震動 S_s の選定結果

脚		a	b	c	d
水平荷重	作用荷重(kN)	1426.76	291.53	859.05	1570.38
	基準地震動	S_s -D2	S_s -D2	S_s -D2	S_s -D2
モーメント荷重	作用荷重(kN・m)	7113.51	563.37	2647.68	7337.81
	基準地震動	S_s -D2	S_s -D2	S_s -D2	S_s -D2

解析モデルへは、図 6. 2. 3-3 に示すとおり表 6. 2. 3-2 の鉄塔荷重を柱体天端部に作用させ、選定した解析用基準地震動 S_s による各脚の地表面位置における床板中心を基準とした水平方向の相対変位 (δ_x) の時刻歴最大応答変位を柱体水平ばねに作用させ、解析モデルの各節点に発生する水平荷重及びモーメント荷重により、柱体部および床板部の断面性能を照査する。

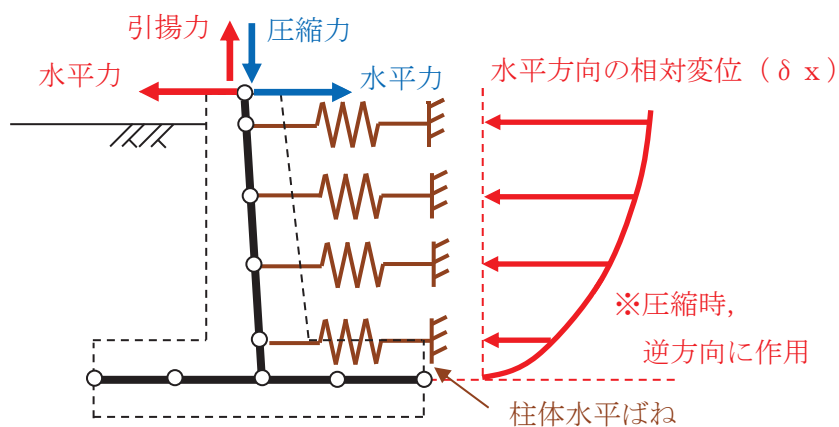
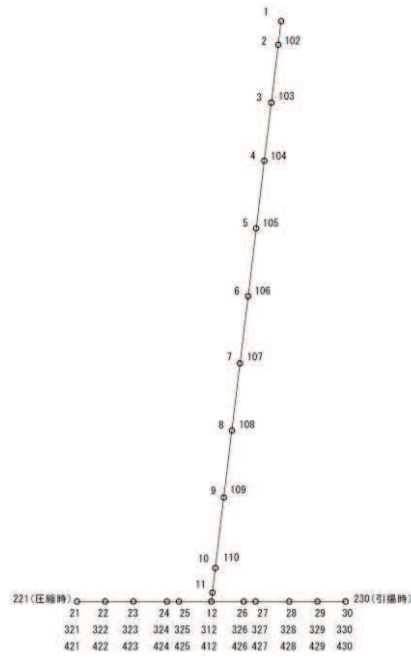
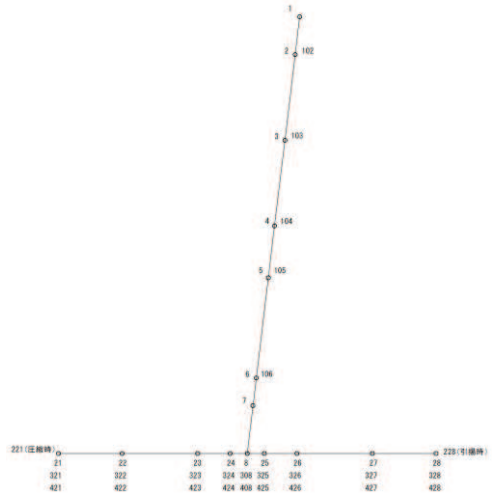


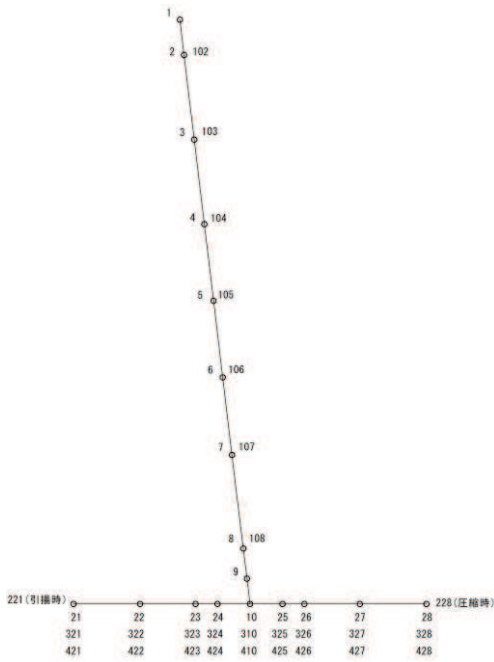
図 6. 2. 3-3 荷重の作用位置



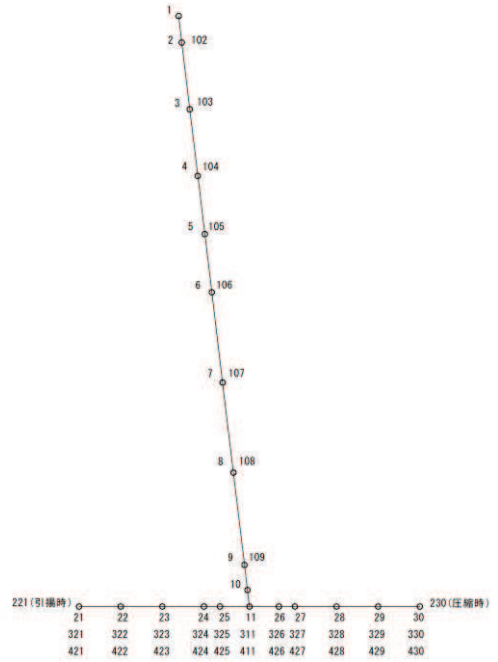
(a 脚)



(b 脚)



(c 脚)



(d 脚)

図 6. 2. 3-4 松島幹線 No. 1 送電鉄塔基礎 解析モデル

(6) 評価項目

鉄塔基礎の評価項目を表 6.2.3-4 へ示す。

表 6.2.3-4 評価項目

評価項目		評価方法		
安定 照査	圧縮安定	床板部の地盤反力の解析結果が降伏圧縮支持力（JEC-2 式）を超過しないことを確認する。		
	引揚安定	鉄塔本体からの基礎引揚力が降伏引揚支持力（せん断法）を超過しないことを確認する。		
	水平安定	床板部の水平方向反力の解析結果が降伏水平支持力（JEC-2 式）を超過しないことを確認する。		
構造 照査	柱 体	発生曲げ モーメント	柱体に発生する発生曲げモーメントが、柱体部曲げ耐力を超過しないことを確認する。	
	床 板	コンクリート	床板の各節点に発生する圧縮力が、コンクリートの短期許容圧縮力を超過しないことを確認する。	
		コンクリート	せん断	床板の各節点に発生するせん断力が、コンクリートの短期許容せん断力を超過しないことを確認する。
		鉄筋引張	床板の各節点に発生する引張力が、鉄筋の短期許容引張力を超過しないことを確認する。	

(7) 材料物性値及び材料強度

鉄塔基礎の材料物性値を表 6.2.3-5、材料強度を表 6.2.3-6 へ示す。

コンクリート標準示方書, JEC-127-1979「送電用支持物設計標準」及び建設省告示第 2464 号「鋼材等及び溶接部の許容応力度並びに材料強度の基準強度を定める件」に基づき設定した。

表 6.2.3-5 材料物性値

材料	材料物性値
コンクリート設計基準強度	18 N/mm ²
鉄筋コンクリート単位体積重量	24 kN/m ³
鉄筋コンクリートヤング係数	2.2×10 ⁷ kN/m ²
埋戻し土の単位体積重量	15.2 N/mm ²
基礎床板底面の地盤定数	斜面の地震応答解析時のモデル化で設定した地盤物性値と同一の値を用いる。
基礎床板直上の地盤定数	埋戻し土の地盤物性値を用いる。

表 6. 2. 3-6 材料強度

強度種別	材料強度 (短期)
コンクリート許容圧縮応力度	13.76 N/mm ²
コンクリート許容せん断応力度	0.78 N/mm ²
鉄筋許容引張応力度	290 N/mm ²

(8) 安定照査結果

松島幹線 No.1 送電鉄塔基礎の基準地震動 S_s に対する安定照査結果を表 6. 2. 3-7 へ示す。圧縮安定, 引張安定, 水平安定いずれも, 安全率 1.00 以上となることを確認した。

表 6. 2. 3-7 安定性照査結果

照査項目		a 脚	b 脚	c 脚	d 脚
圧縮 安定	短期許容 (kN/m ²)	35027.39	32863.84	33244.15	35542.73
	発生応力 (kN/m ²)	793.03	526.20	931.15	819.3
	安全率	44.16	62.45	35.70	43.38
	判定	OK	OK	OK	OK
引張 安定	短期許容 (kN)	3656.7	1529.05	1793.14	4643.84
	発生応力 (kN)	1202.3	0	543.2	2306.5
	安全率	3.04	-	3.30	2.01
	判定	OK	-	OK	OK
水平 安定	短期許容 (kN)	639.98	414.33	391.57	842.88
	発生応力 (kN)	353.22	172.85	325.04	369.19
	安全率	1.81	2.39	1.20	2.28
	判定	OK	OK	OK	OK

(9) 構造照査結果

松島幹線 No.1 送電鉄塔基礎の基準地震動 S_s に対する構造照査結果を表 6. 2. 3-8 及び表 6. 2. 3-9 へ示す。

基礎柱体部において, 基礎を構成している支柱材 (HL250×35, SS540) の剛性及び断面積を考慮した曲げ耐力と発生曲げモーメントとの比較を行い, 発生曲げモーメントと柱体部曲げ耐力の比が 1.00 未満であることを確認した。

表 6.2.3-8 基礎柱体部の照査結果

照査項目	a 脚	b 脚	c 脚	d 脚
発生曲げモーメント (kNm)	1695.57	568.15	1272.80	938.59
柱体部曲げ耐力 (kNm)	3394.51	1172.27	1851.87	1481.46
応力比	0.50	0.48	0.69	0.63
判定	OK	OK	OK	OK

基礎床板部において、コンクリート曲げ圧縮、コンクリートせん断、鉄筋引張と発生応力の比較を行い、発生応力度と許容応力度の比率が 1.00 未満であることを確認した。

表 6.2.3-9 基礎床板部の照査結果

照査項目		a 脚	b 脚	c 脚	d 脚
コンクリート 曲げ圧縮	発生応力度 (kN/mm ²)	5.225	2.627	4.934	4.767
	許容応力度 (kN/mm ²)	13.76	13.76	13.76	13.76
	応力比	0.38	0.19	0.36	0.35
	判定	OK	OK	OK	OK
コンクリート せん断	発生応力度 (kN/mm ²)	0.59	0.43	0.66	0.56
	許容応力度 (kN/mm ²)	0.78	0.78	0.78	0.78
	応力比	0.76	0.55	0.85	0.72
	判定	OK	OK	OK	OK
鉄筋引張	発生応力度 (kN/mm ²)	285.057	157.957	279.145	277.270
	許容応力度 (kN/mm ²)	290	290	290	290
	応力比	0.98	0.54	0.96	0.96
	判定	OK	OK	OK	OK

(10) 耐震性評価結果

安定照査及び構造照査の結果より、基準地震動 S_s による鉄塔荷重及び地震荷重が作用した場合においても、松島幹線 No.1 送電鉄塔の鉄塔基礎が安定し、基礎部の損傷が発生しないことを確認した。

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は発生しない。

6.2.4 斜面の安定性への影響確認

松島幹線 No.1 送電鉄塔が設置されている斜面 G について、鉄塔荷重の変更に対する斜面安定性への影響を確認する。

(1) 確認方法

斜面 G については、「3.1 安定性評価の方法」に基づき、屋外アクセスルートのみ周辺の斜面であることから、静的震度を用いた分割法による安定性評価を行っており、算定されるすべり安全率が評価基準値 (1.0) を上回っていることを確認している。斜面 G のすべり安定性評価結果を図 6.2.4-1 に示す。最小すべり安全率は $S_s - D2$ に対する 1.5 である。

静的震度を用いた分割法による安定性評価においては、一次元重複反射理論により算出した鉄塔荷重を用いており、これと二次元有限要素法解析により算出した鉄塔荷重を比較することにより斜面の安定性への影響を確認する。

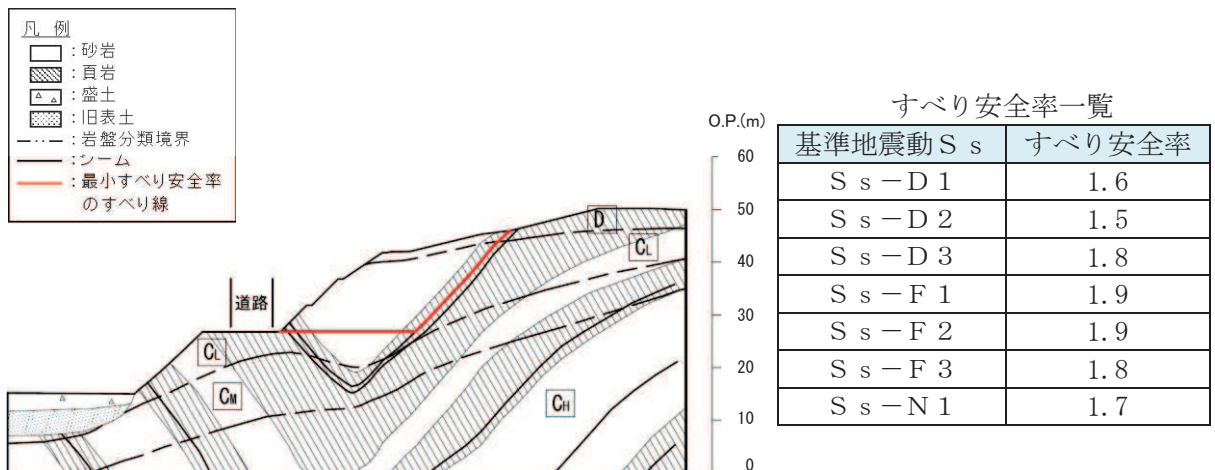


図 6.2.4-1 斜面 G のすべり安定性評価結果

(2) 確認結果

鉄塔荷重 (水平力) の比較を表 6.2.4-1 に示す。

鉄塔荷重の増分は 5% 程度であり、鉄塔荷重の増加によるすべり安全率への影響は十分小さいと考えられ、斜面の安定性に影響はない。

表 6.2.4-1 鉄塔荷重 (水平力) の比較結果 ($S_s - D2$)

一次元重複反射理論により算出した鉄塔荷重* (kN) [A]	二次元有限要素法解析により算出した鉄塔荷重* (kN) [B]	比率 [B/A]
112	116.9	1.05

注記* : 鉄塔各脚基部の節点に生じる最大水平力の総和

6.2.5 松島幹線 No.1 送電鉄塔基礎の保守管理

原子力発電所構内に設置される送電鉄塔は、電気事業法第四十二条に基づき、送電事業を所掌する東北電力ネットワーク株式会社が保安規程において、架空送電鉄塔の維持に係る巡視および点検を以下のとおり実施することを定めている。

架空送電設備全般の巡視：2回／年

電線・支持物の外観点検：1回／10年

また、台風、地震等の自然現象により電線路の異常が予想される場合については、必要の都度巡視を実施することを定めている。

女川原子力発電所においては、屋外アクセスルートを確保するため、基準地震動 S_s であっても、松島幹線 No.1 送電鉄塔が倒壊しアクセスルートの閉塞させないことが求められていることから、発電所構内の送電鉄塔について原子力安全を確保するために相応の保守管理が必要である。

よって、原子力発電所構内に設置される送電鉄塔に関し、東北電力ネットワークの保守に係る点検等で設備に異常が確認された場合、速やかに東北電力へ報告することを求めることとする。

大規模な地震発生時においても送電鉄塔が屋外アクセスルートに悪影響を与えないことを確認するため、大規模な地震（保安管理用地震計にて250ガル）が発生した際には東北電力ネットワーク株式会社に対し、発電所構内の送電鉄塔について巡視、点検等を実施するよう求める旨を保安規定に定めて管理する。

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*	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	53.35	43.85	47.68	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	66.30	23.05	29.85	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	80.56	77.06	36.94	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	52.06	50.06	24.16	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	97.66	60.76	24.47	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	23.15	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	39.19	20.19	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	56.82	31.72	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

*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

*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

*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

*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

*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(Qu)/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(Qu)/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(Qu)/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(Qu)/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(Qu)/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(Qu)/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

*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。

*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。

*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	53.35m(NS方向)×43.85m(EW方向)
高 さ	地上高さ47.68m
竣 工 日	昭和58年9月30日

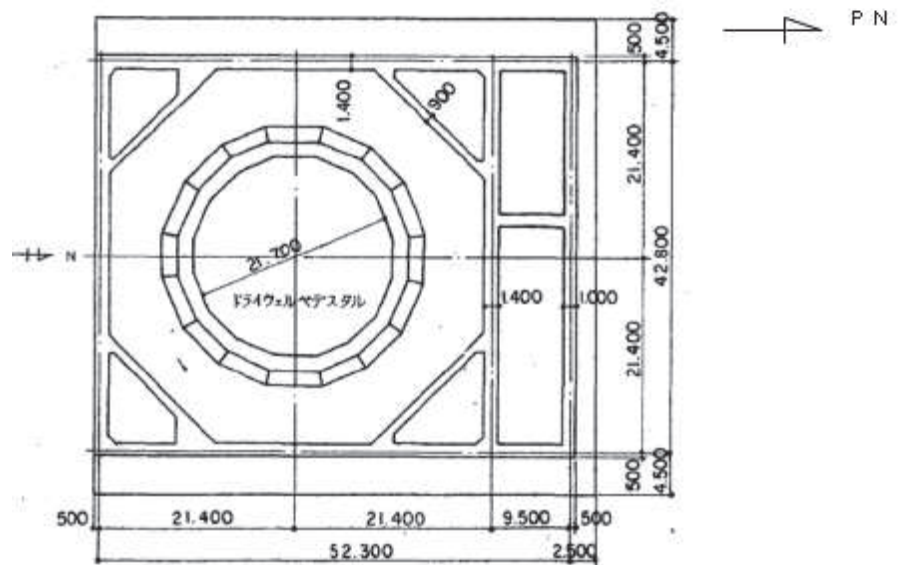


図6.3.1-1 平面図（地下1階）

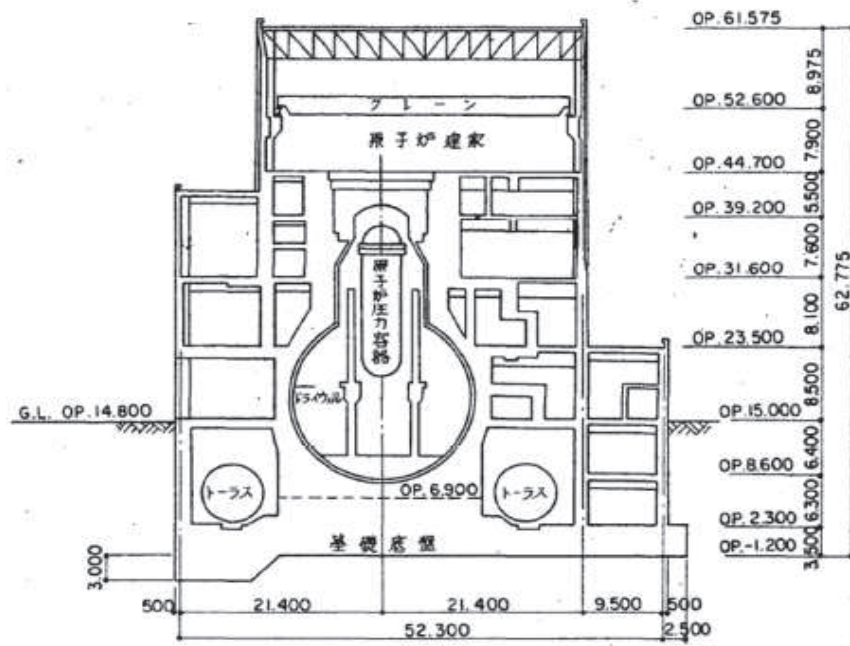


図 6. 3. 1-2 断面図

(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。

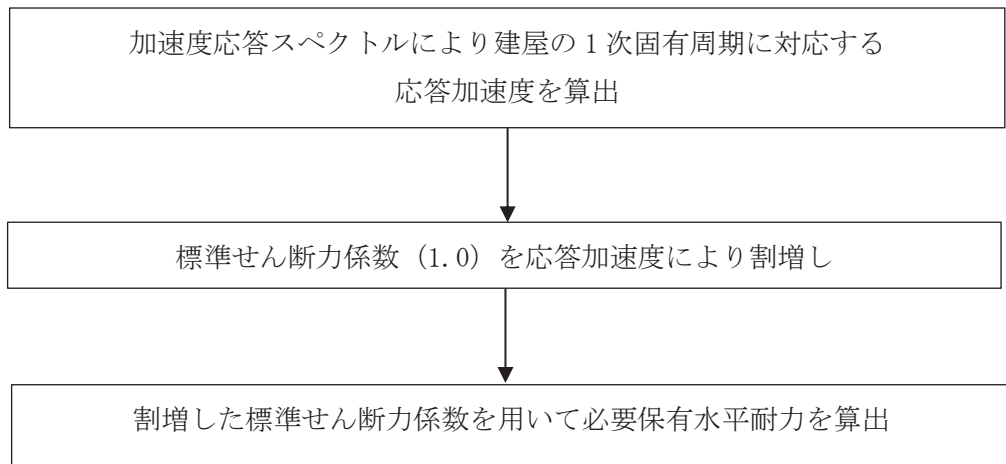


図 6.3.1-3 算定フロー

(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。

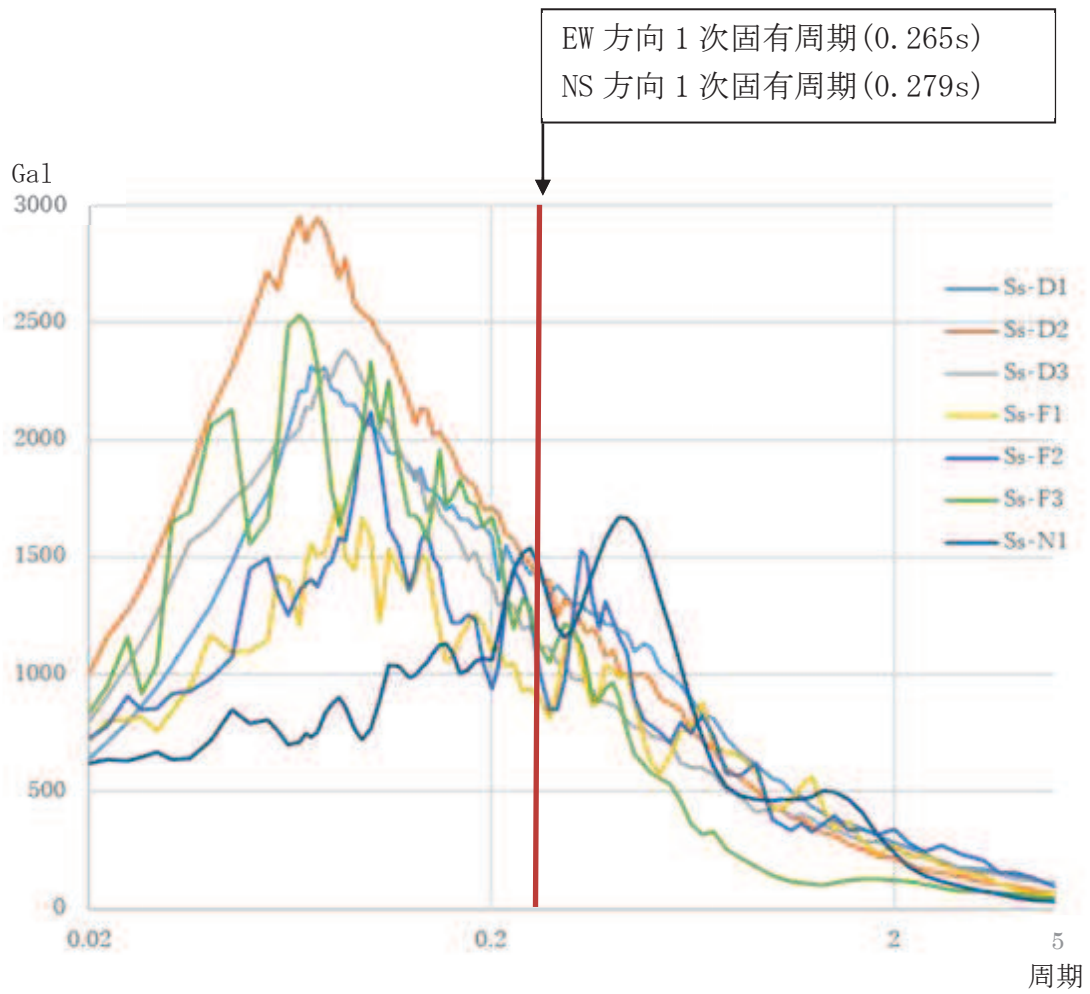


図 6.3.1-4 基準地震動 S s 7 波 加速度応答スペクトル (h=0.05)

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。

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

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

$$C_I = R_t \cdot A_i \cdot C_o$$

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_o : 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	D _s	F _{es}	Q _{ud} [×10 ³ kN]	Q _{un} [×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

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

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

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

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

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

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)

$M / (Q \cdot D)$: 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

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

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号機廃棄物処理建屋の耐震性評価

(1) 目的

第1号機廃棄物処理建屋に対し、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6.3.2-1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	66.30m(NS方向)×23.05m(EW方向)
高 さ	地上高さ29.85m
竣 工 日	昭和58年9月30日

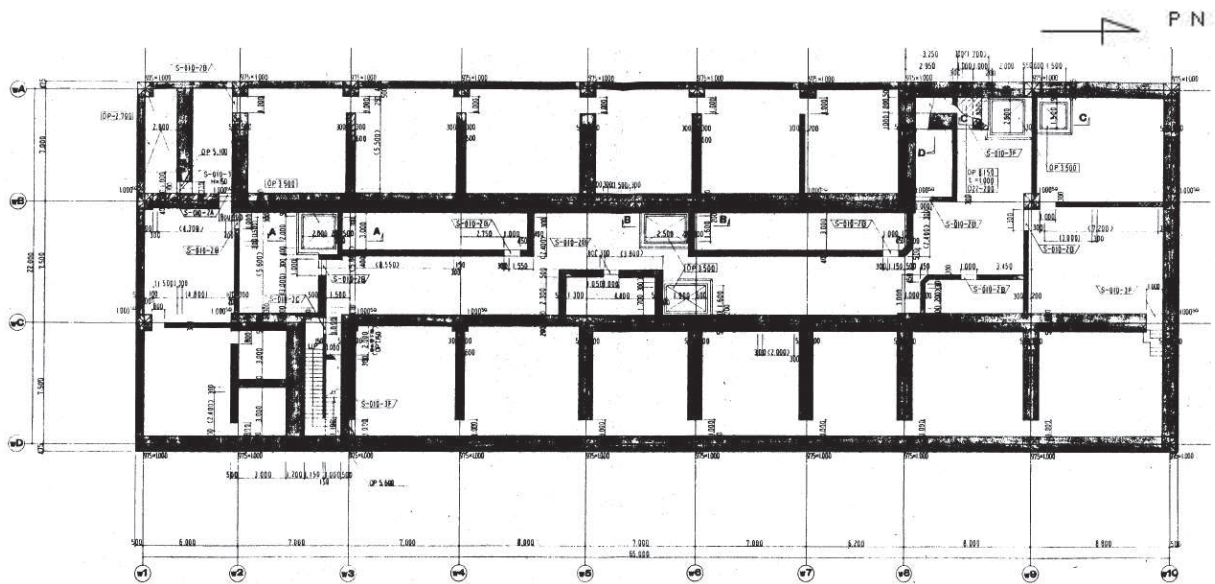


図 6.3.2-1 平面図 (地下2階)

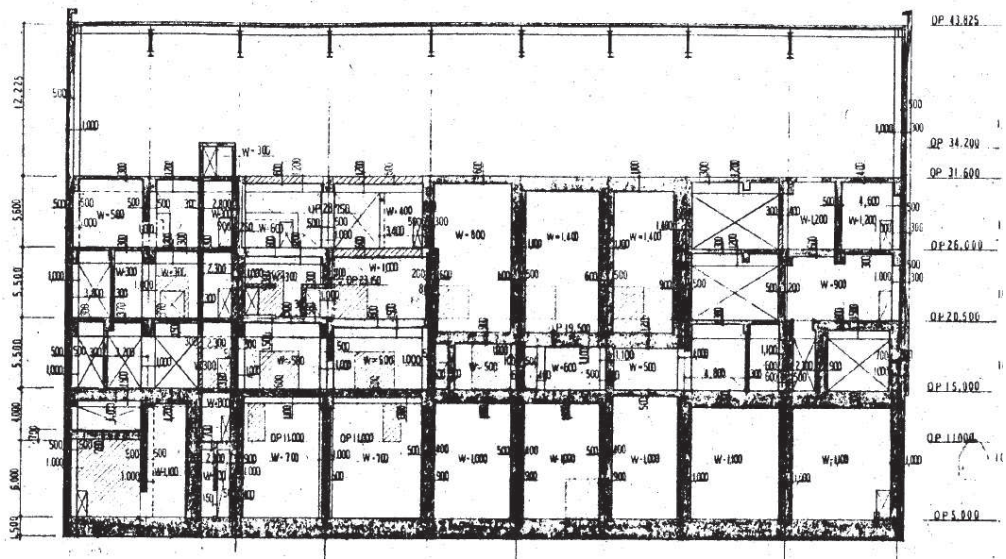


图 6.3.2-2 断面图

(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。

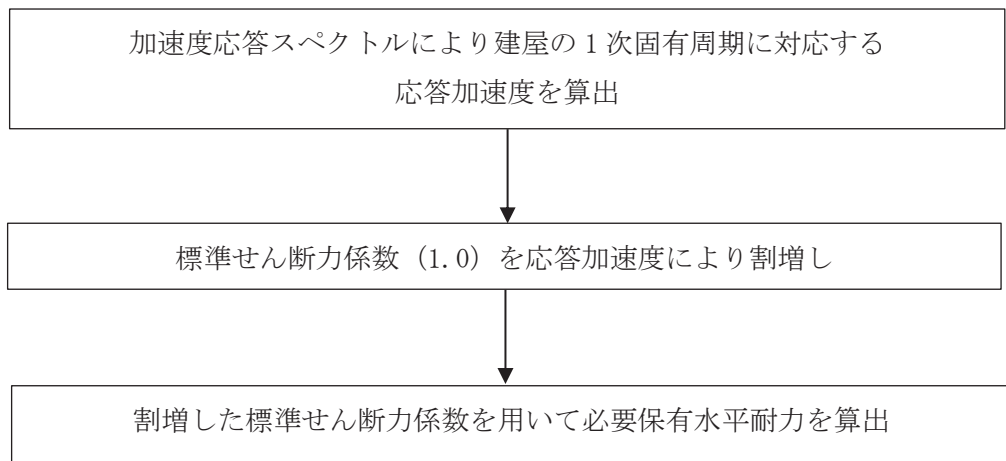


図 6.3.2-3 算定フロー

(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。

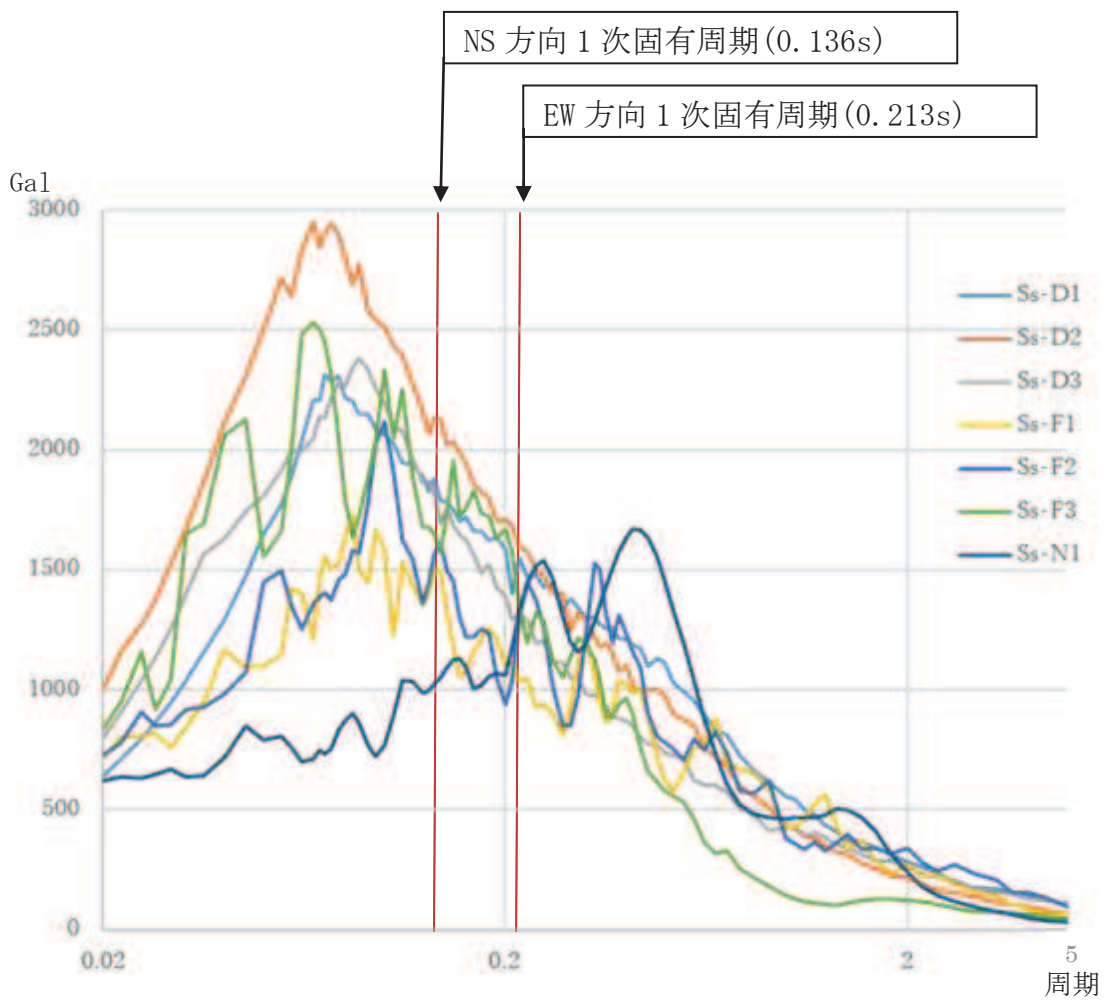


図 6.3.2-4 基準地震動 S s 7 波 加速度応答スペクトル(h=0.05)

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。

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

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

$$C_I = R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

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

外周部耐震壁のせん断強度については、「原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 1 0-1991 追補版)」に基づき、以下の式より算出している。

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

$$\tau_u = \begin{cases} \{1 - \tau_s / (4.5 \cdot \sqrt{F_c})\} \cdot \tau_o + \tau_s & (\tau_s \leq 4.5 \cdot \sqrt{F_c} \text{の時}) \\ 4.5 \cdot \sqrt{F_c} & (\tau_s > 4.5 \cdot \sqrt{F_c} \text{の時}) \end{cases}$$

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

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

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)

$M / (Q \cdot D)$: 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

ボックス壁ではない外周部耐震壁以外の耐震壁については、「保有水平耐力の計算方法（平成 19 年 5 月 18 日国交省告示 594 号第四）」に基づき、以下の式より算出している。

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

- Q_{su} : せん断強度 (kg)
 $M / (Q \cdot D)$: 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

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

- 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_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6.3.3-1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	80.56m(NS方向)×77.06m(EW方向)
高さ	地上高さ36.94m
竣工日	平成13年6月20日

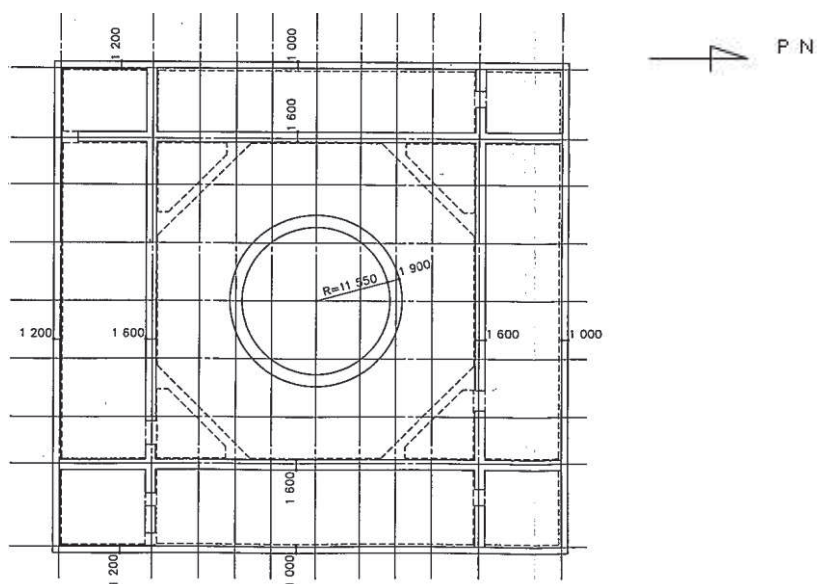


図 6.3.3-1 平面図 (地下1階)

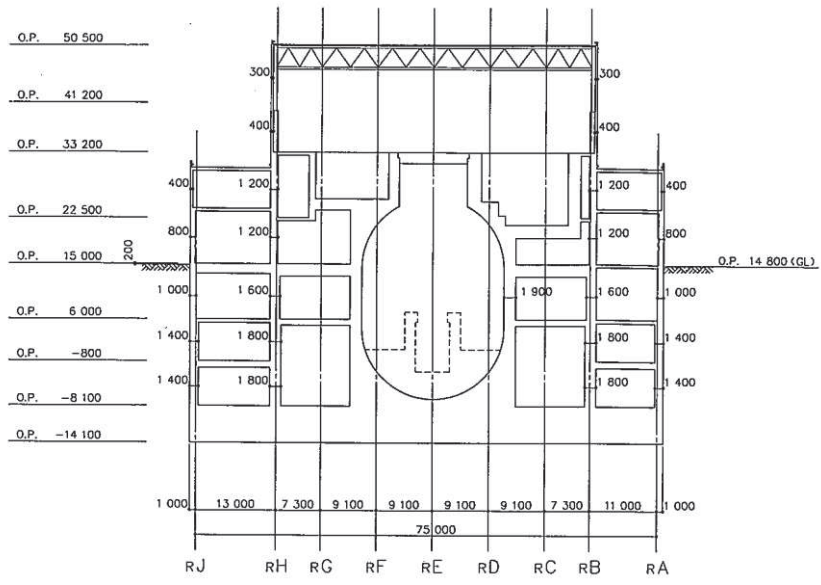


图 6.3.3-2 断面图

(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。

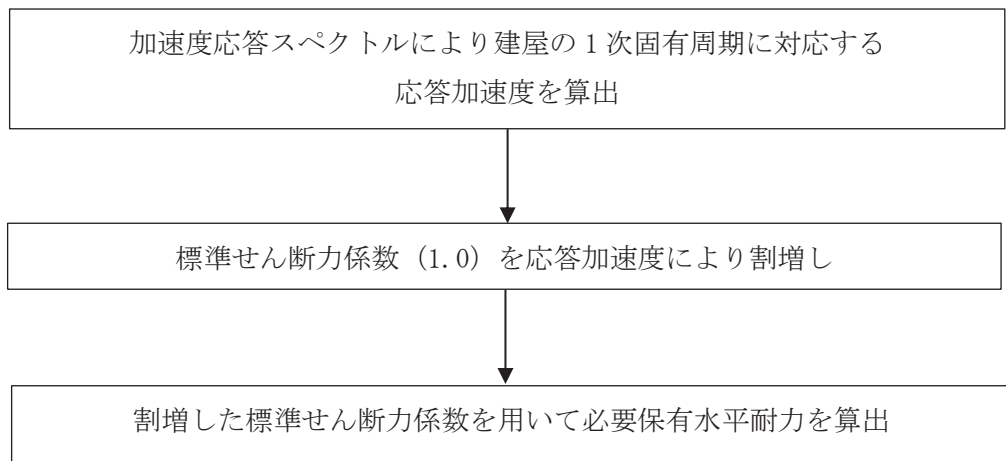


図 6.3.3-3 算定フロー

(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。

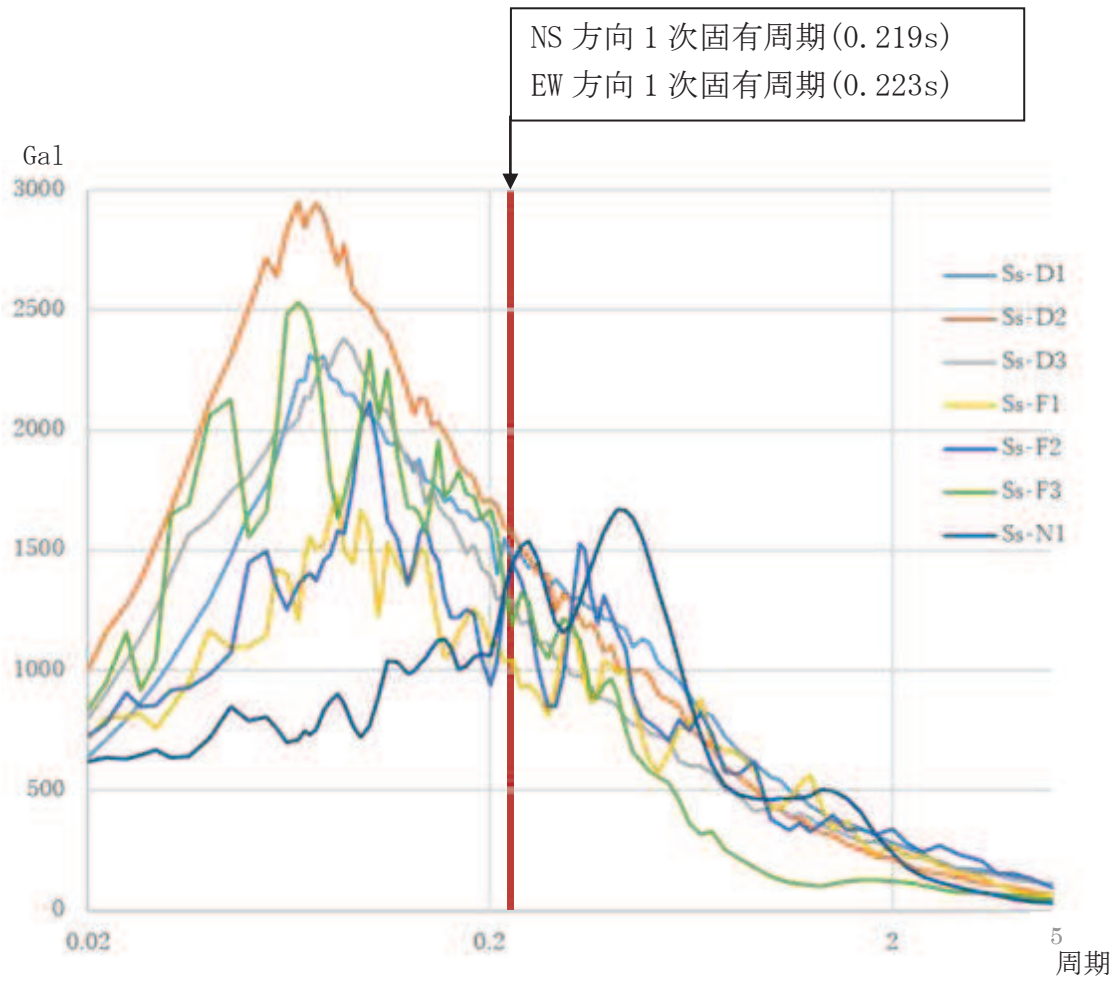


図 6.3.3-4 基準地震動 S_s7 波 加速度応答スペクトル(h=0.05)

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。

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

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

$$C_I = R_t \cdot A_i \cdot C_o$$

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_o : 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	D_s	F_{es}	$Q_{ud} [\times 10^3 \text{kN}]$	$Q_{un} [\times 10^3 \text{kN}]$
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

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

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

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

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

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

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)

$M / (Q \cdot D)$: 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

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

Q_{μ} : 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	52.06m(NS方向)×50.06m(EW方向)
高さ	地上高さ24.16m
竣工日	平成13年6月20日

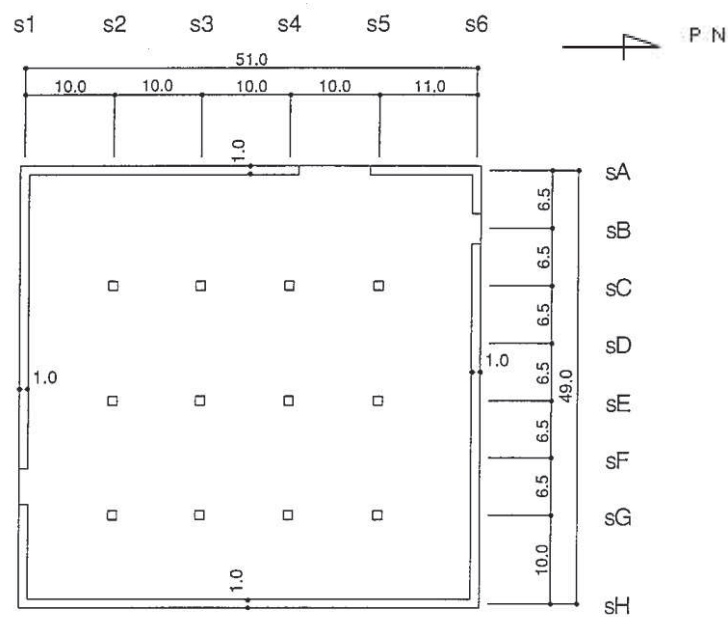


図 6.3.4-1 平面図（1階）

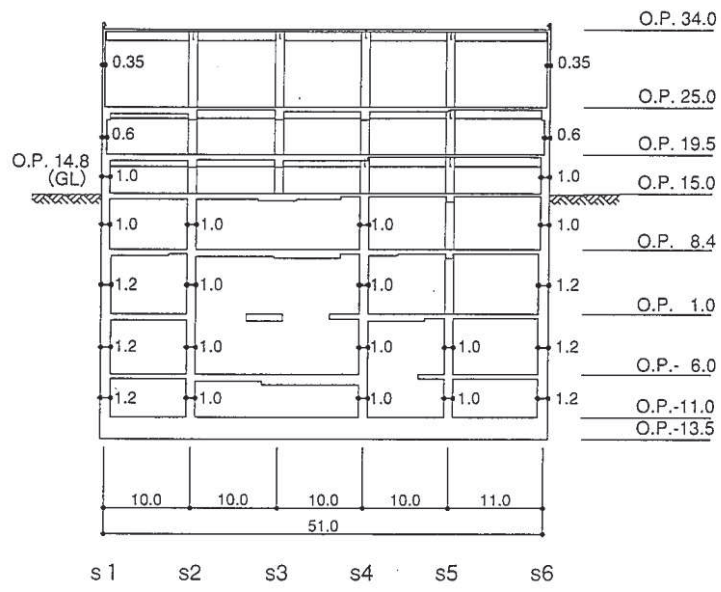


图 6.3.4-2 断面图

(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。

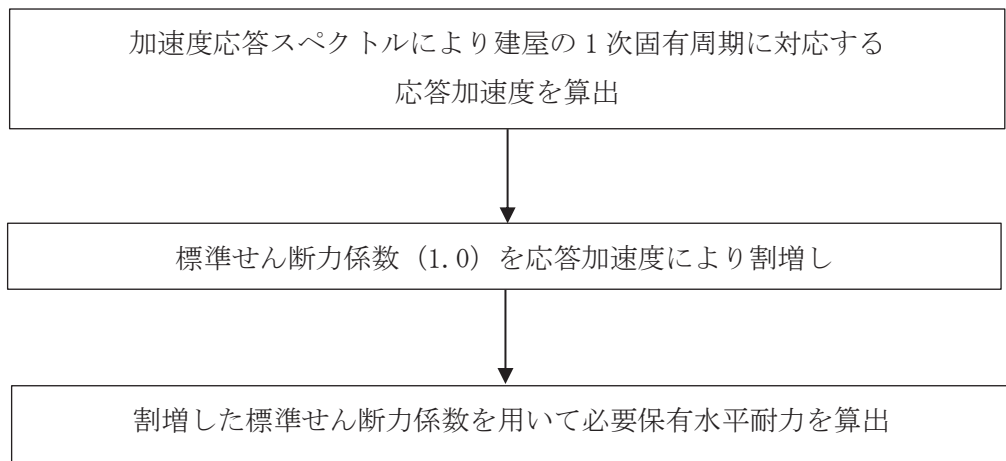


図 6.3.4-3 算定フロー

(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。

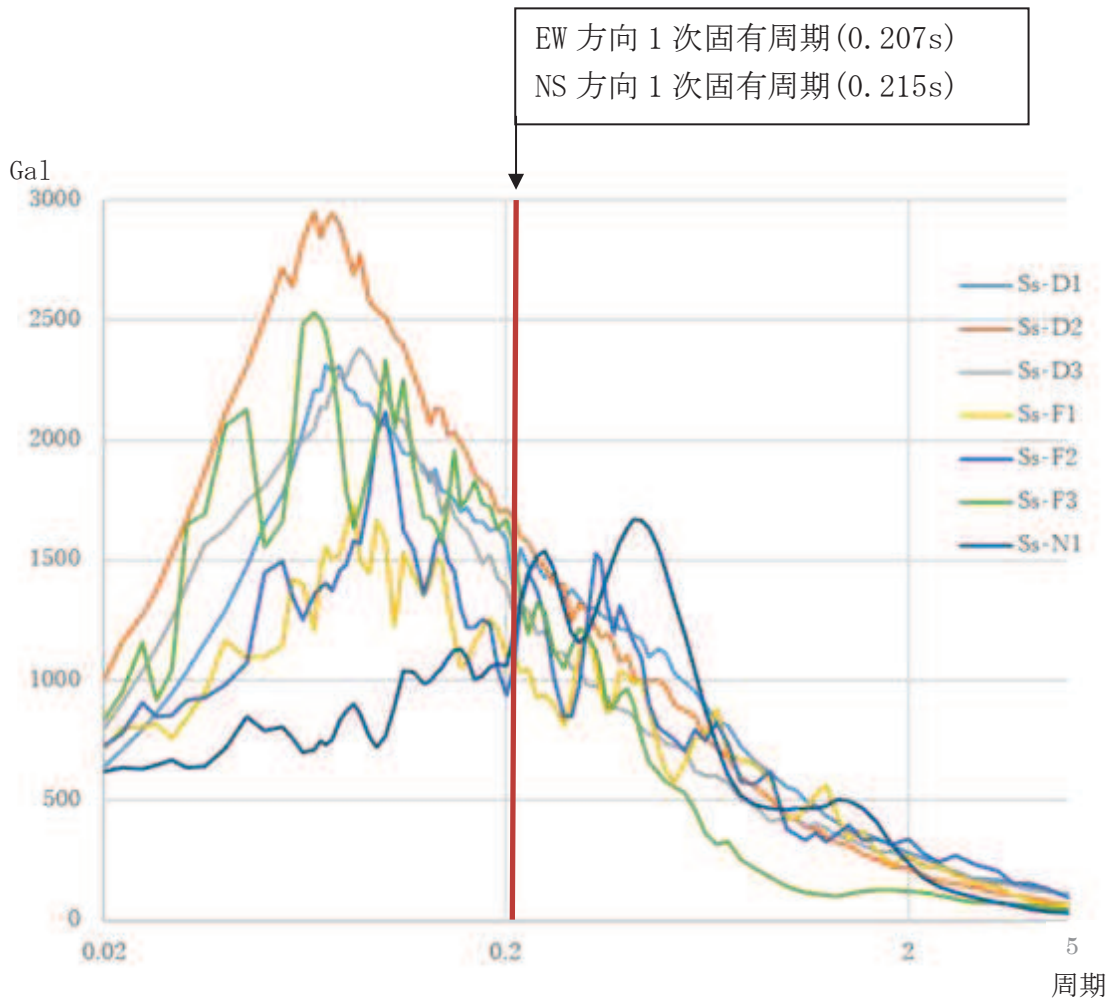


図 6.3.4-4 基準地震動 S s 7 波 加速度応答スペクトル(h=0.05)

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 (Q_{un}) は以下の計算式による。

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

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

$$C_I = R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

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 [$\times 10^3$ kN]	Qun [$\times 10^3$ 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

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

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

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

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

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

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)

$M / (Q \cdot D)$: 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

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

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	97.66m(NS方向)×60.76m(EW方向)
高さ	地上高さ24.47m
竣工日	平成13年6月20日

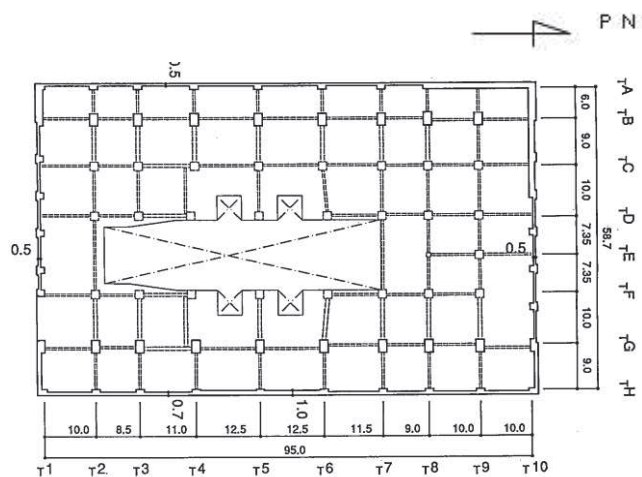


図 6.3.5-1 平面図 (1階)

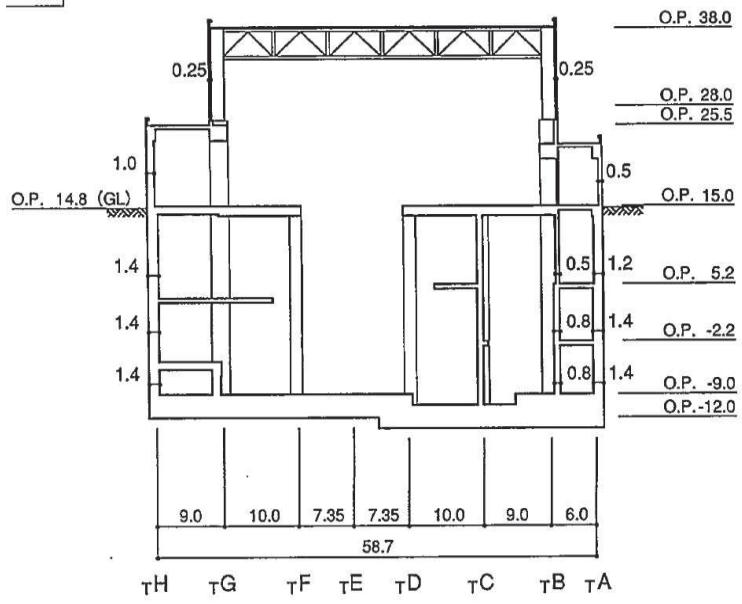


图 6.3.5-2 断面图

(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。

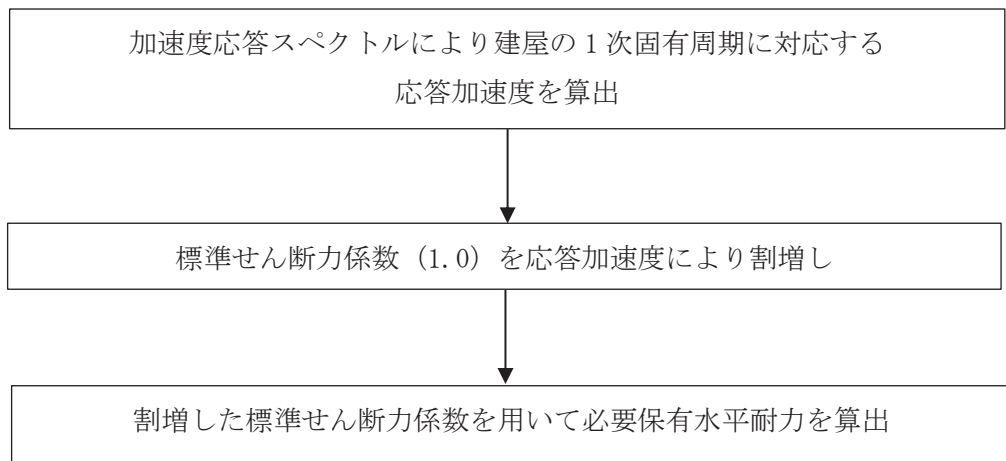


図 6.3.5-3 算定フロー

(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 0.P. -12.0m, 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 0.228 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。

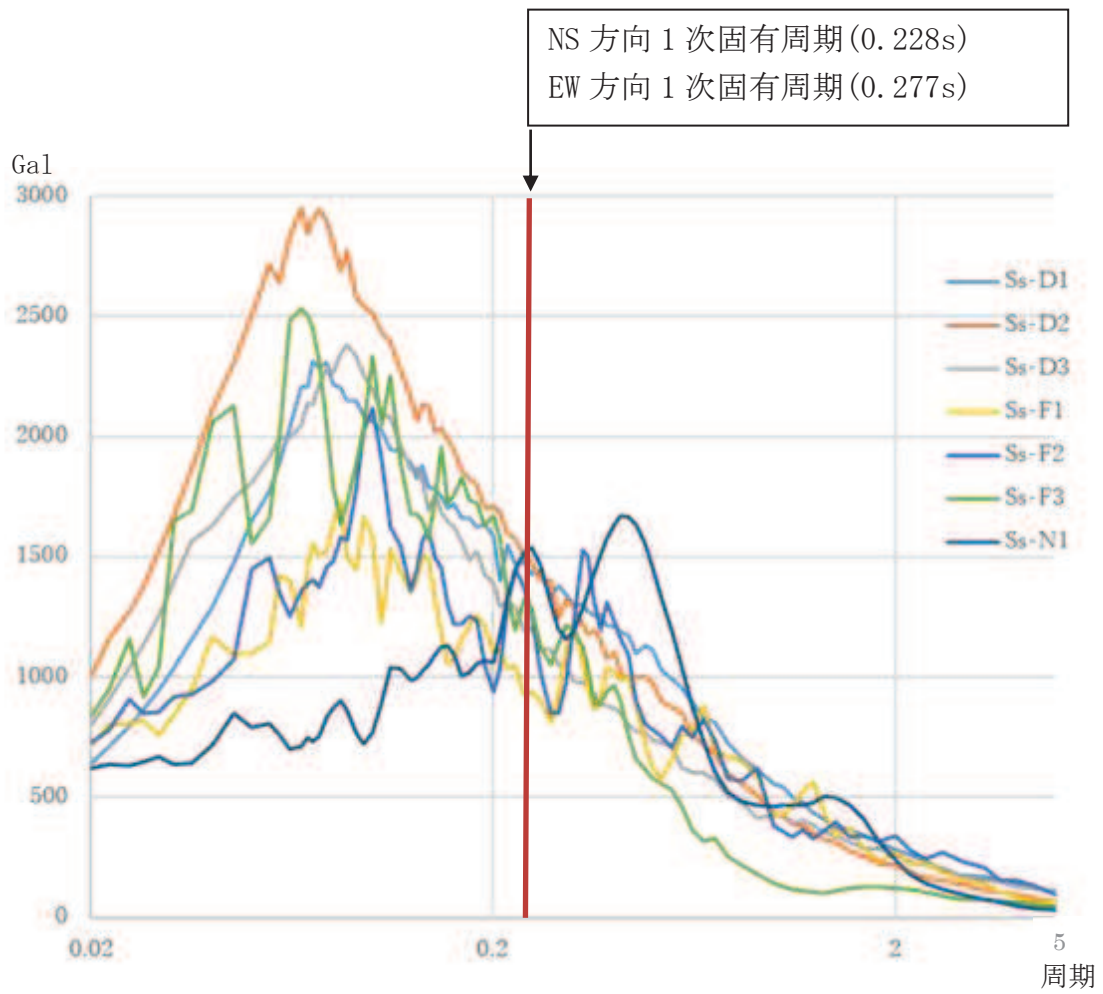


図 6.3.5-4 基準地震動 S s 7 波 加速度応答スペクトル (h=0.05)

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。

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

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

$$C_I = R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

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 (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

外周部耐震壁のせん断強度については、「原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 1 0-1991 追補版)」に基づき、以下の式より算出している。

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

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

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

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

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

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)

$M / (Q \cdot D)$: 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

ボックス壁ではない外周部耐震壁以外の耐震壁については、「保有水平耐力の計算方法（平成 19 年 5 月 18 日国交省告示 594 号第四）」に基づき、以下の式より算出している。

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

- Q_{su} : せん断強度 (kg)
 $M / (Q \cdot D)$: 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

$$Q_{\mu} = Q \cdot \frac{M_{\mu}}{M}$$

- Q_{μ} : 全塑性モーメント時のせん断力 (kg)
 M_{μ} : 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×23.15m	39.19m×20.19m
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

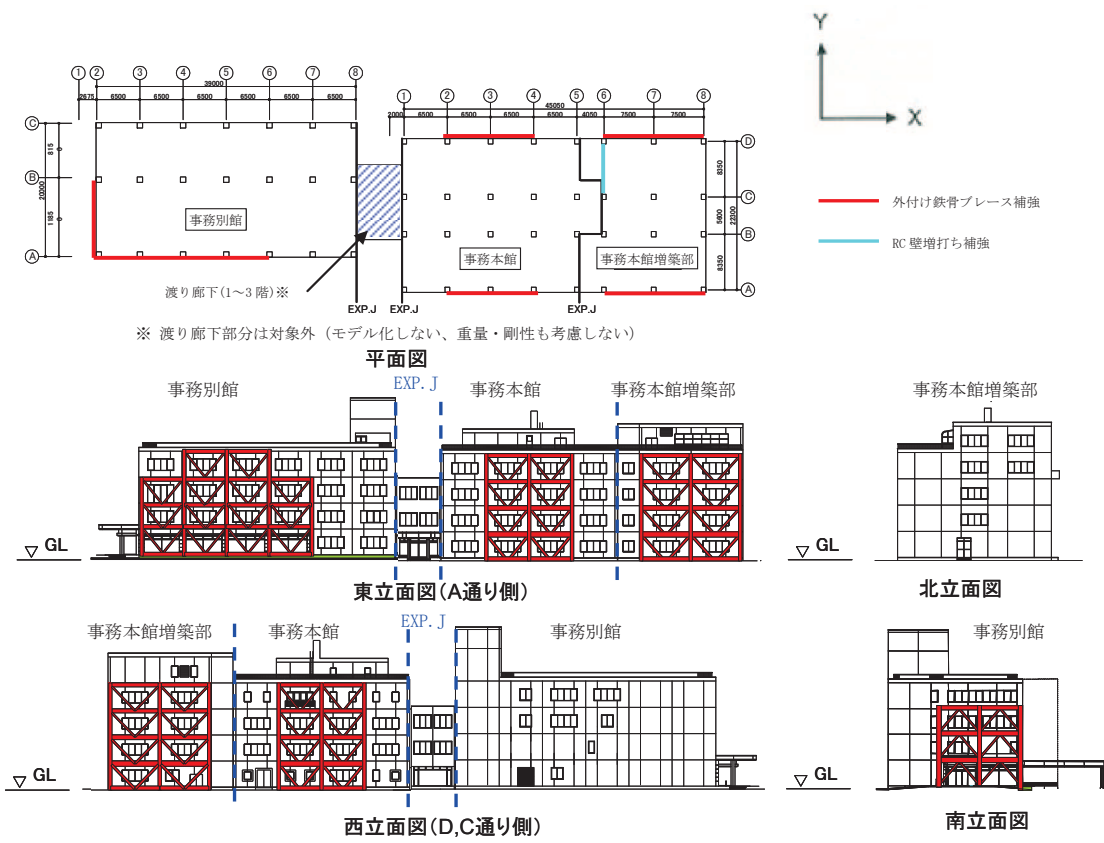


図 6.3.6-1 平面図・立面図

(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 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

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。

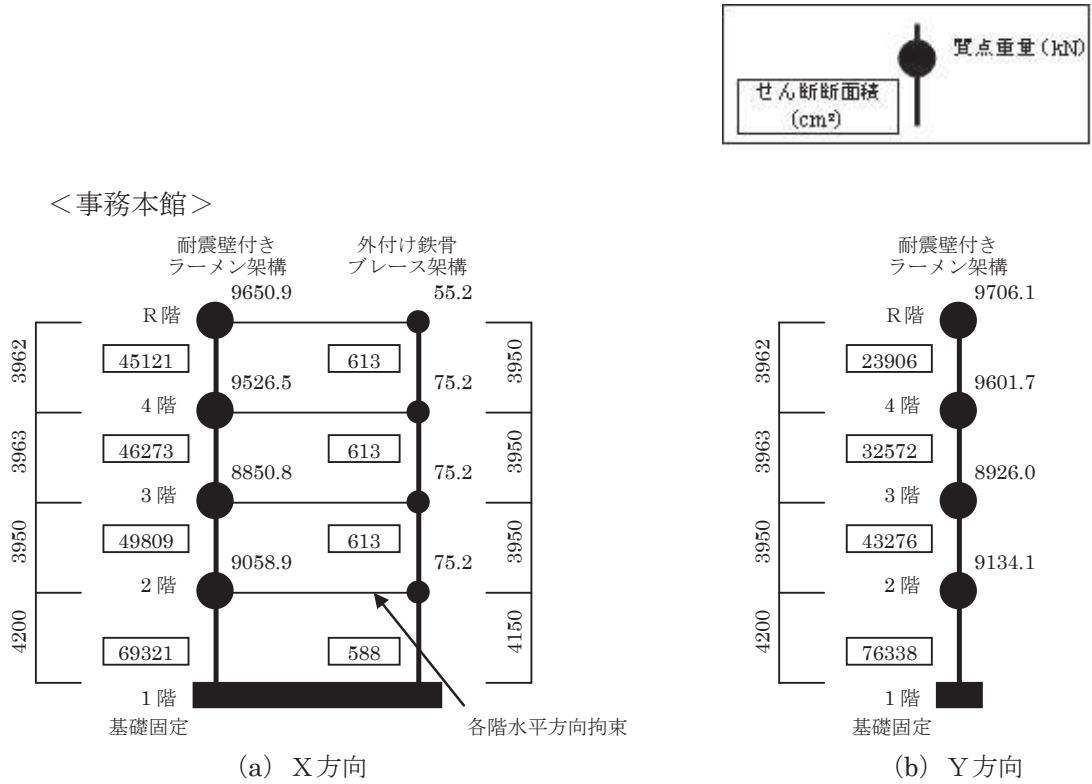


図 6.3.6-2 事務本館 解析モデル諸元

＜事務本館増築部＞

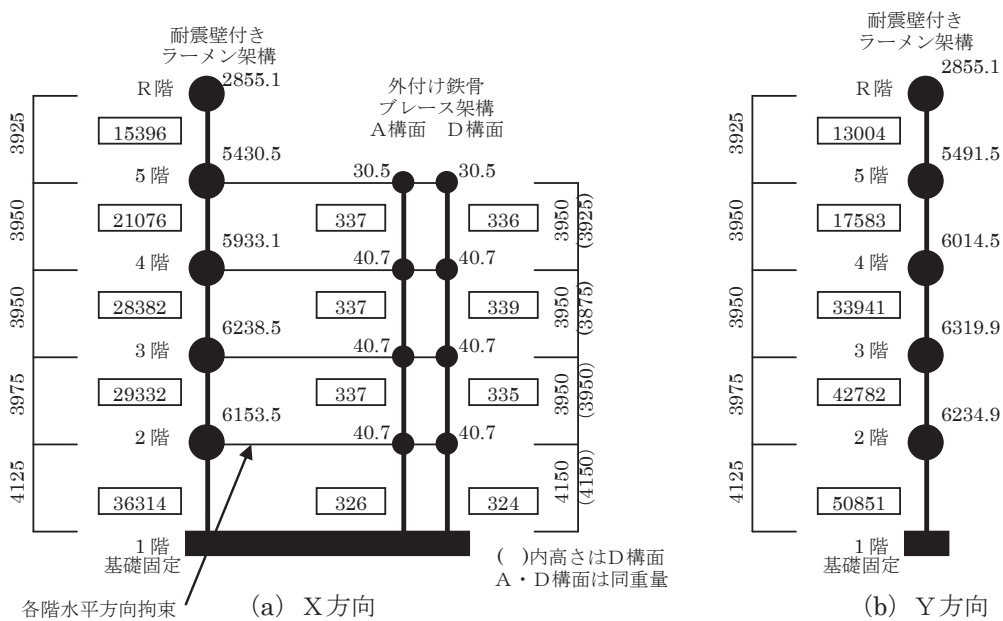


図 6.3.6-3 事務本館増築部 解析モデル諸元

<事務別館>

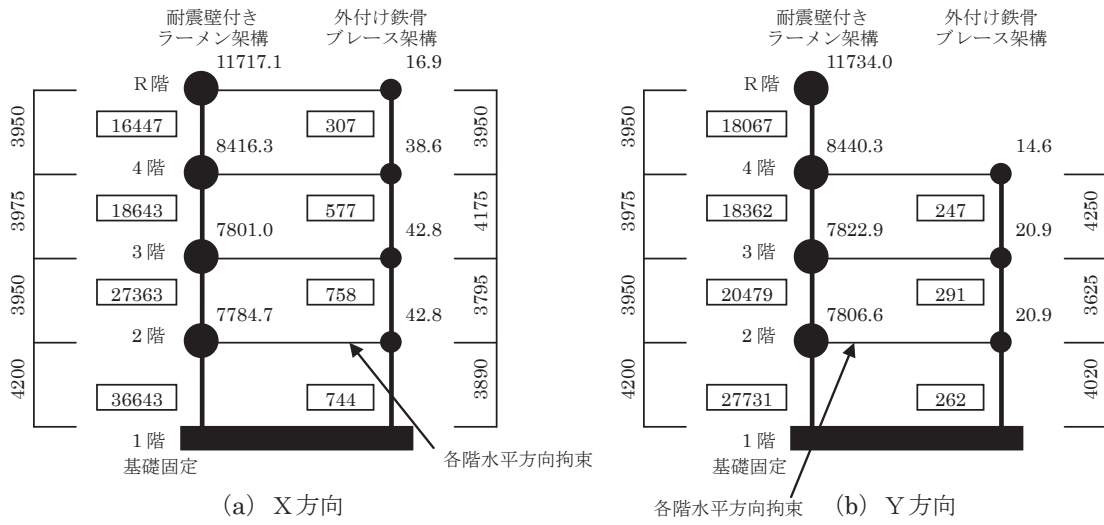


図 6.3.6-4 事務別館 解析モデル諸元

(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

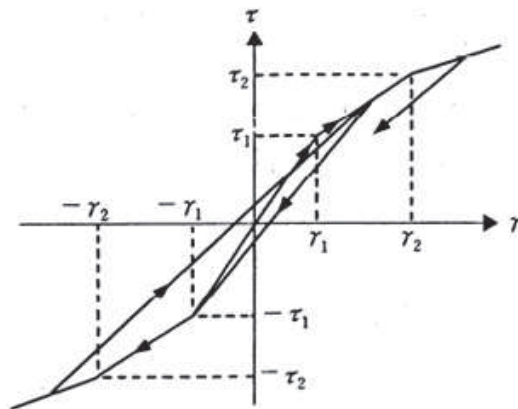


図 6.3.6-5 耐震壁付きラーメン架構の履歴特性（最大点指向型）

ロ. 外付け鉄骨ブレース架構

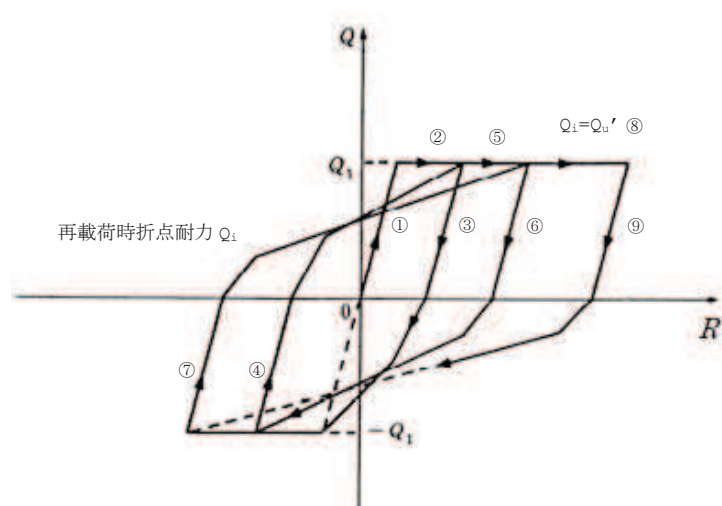


図 6.3.6-6 外付け鉄骨ブレース架構の履歴特性
(完全弾塑性型+最大点指向バイリニア型)

(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、「原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 1 0-1991 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、「原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 1 0-1991 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

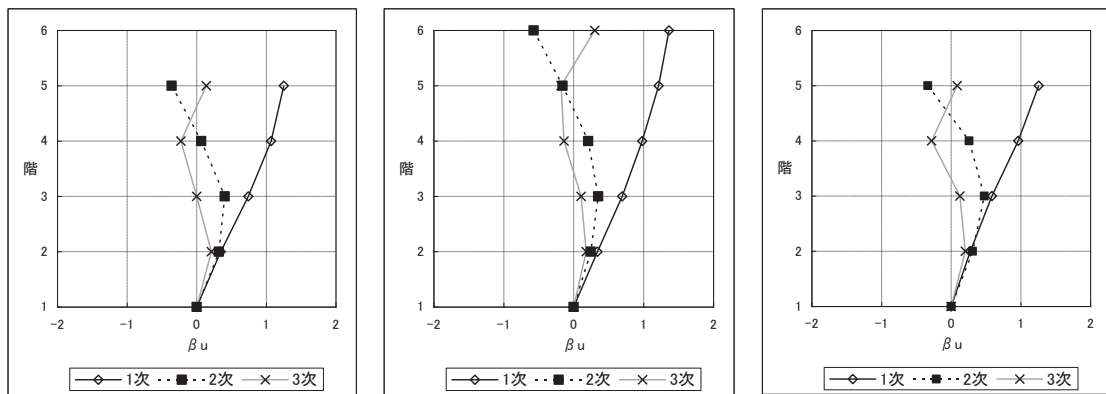
c. 固有値解析結果

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

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。



(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

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。

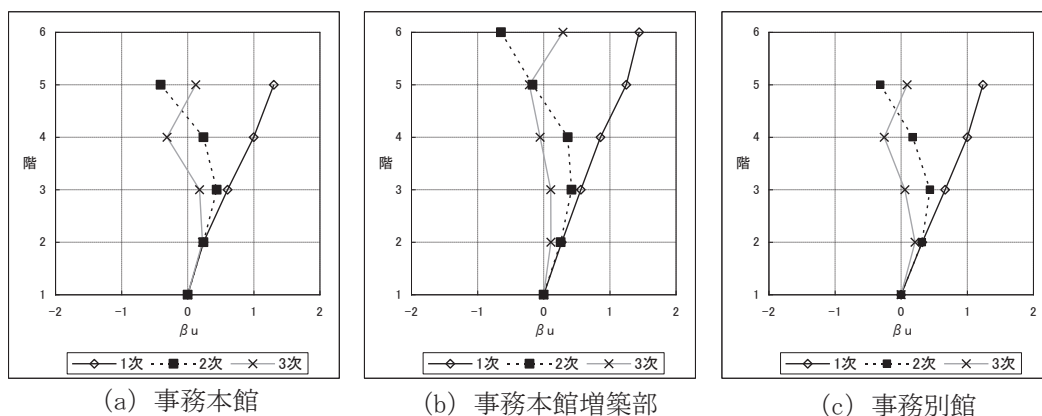


図 6.3.6-8 モード図 (Y方向)

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。

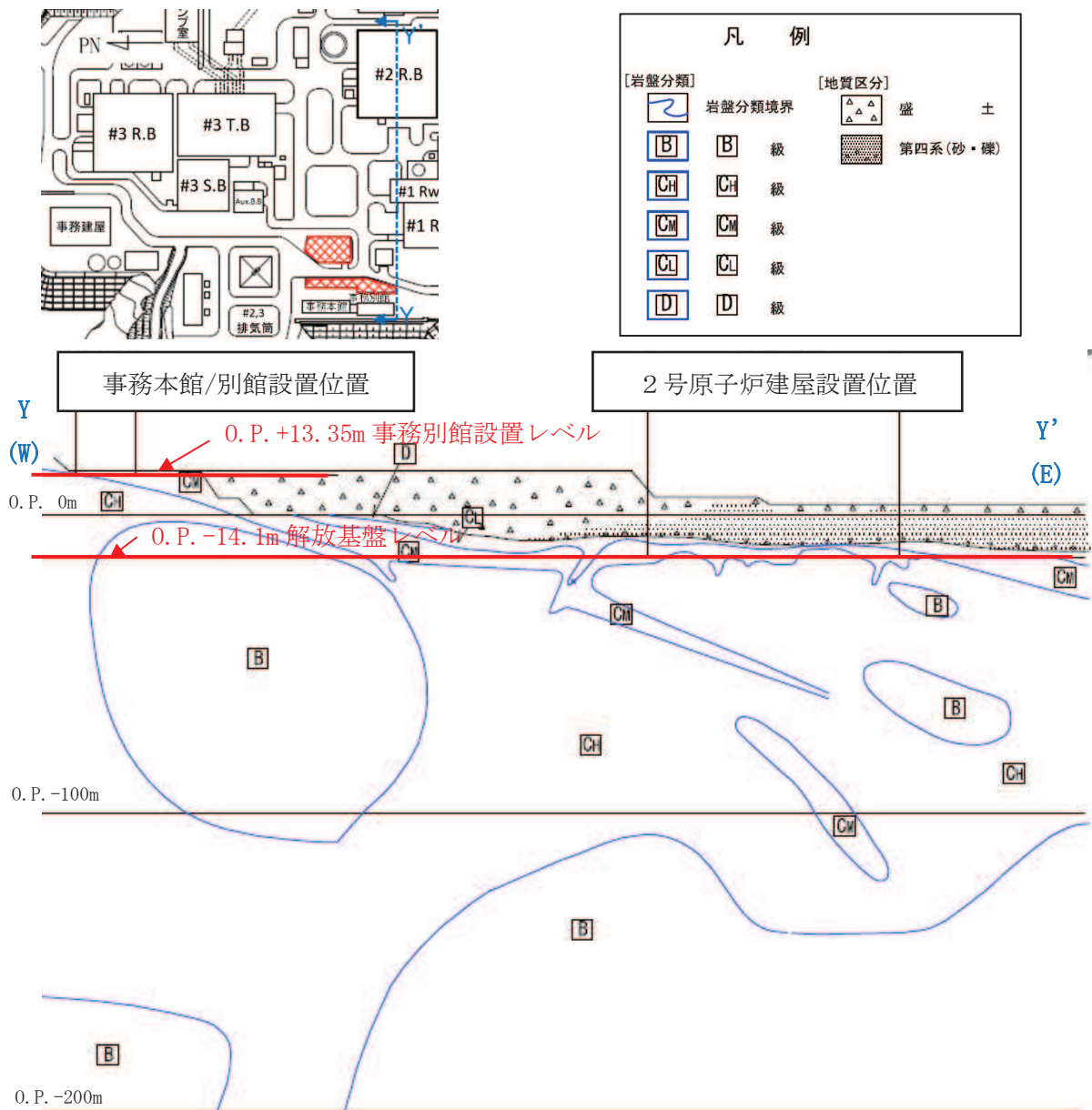


図 6.3.6-9 事務本館／事務別館配置図及び地質断面比較図

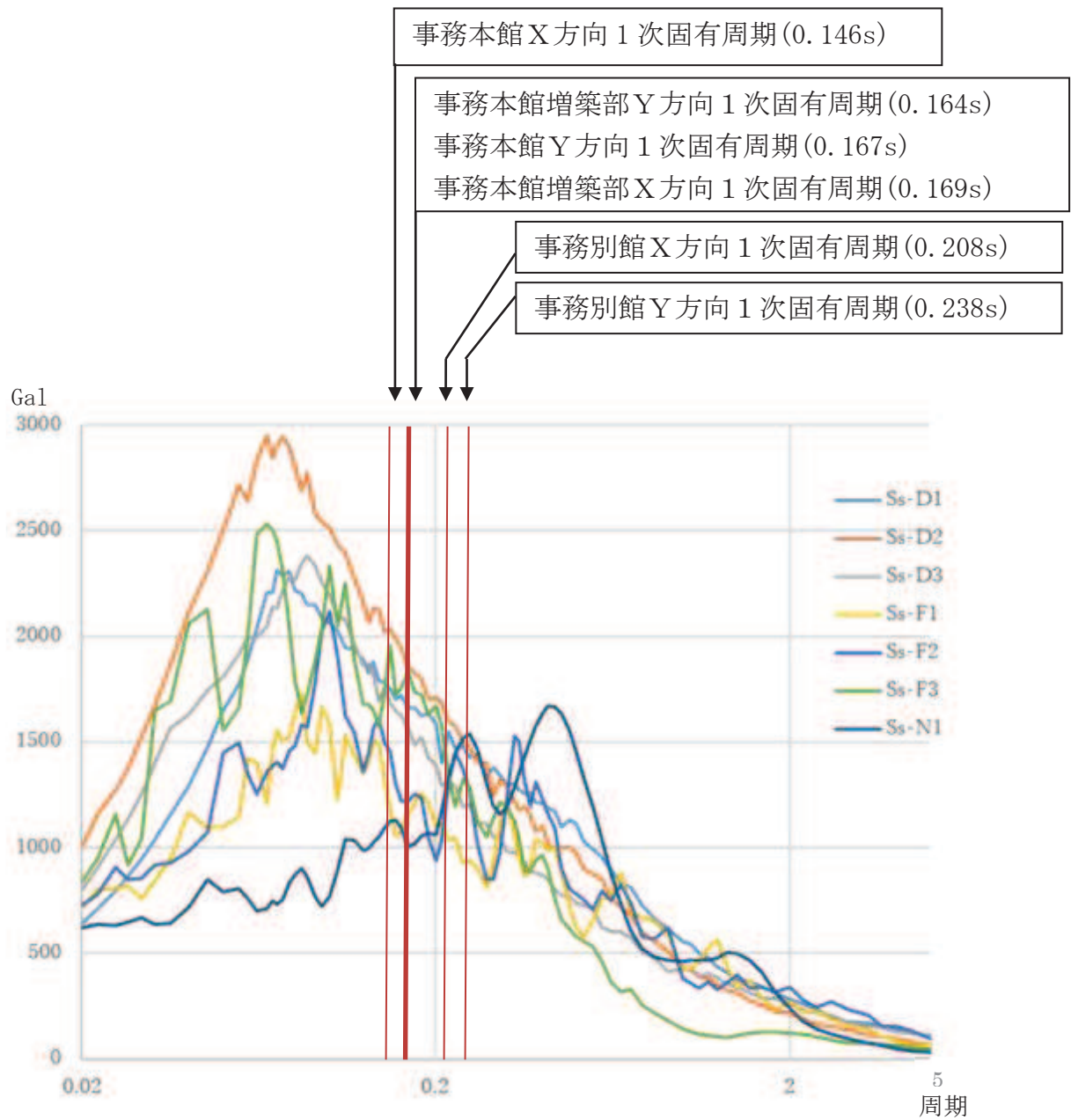


図 6.3.6-10 基準地震動 S s 7 波 加速度応答スペクトル (h=0.05)

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。

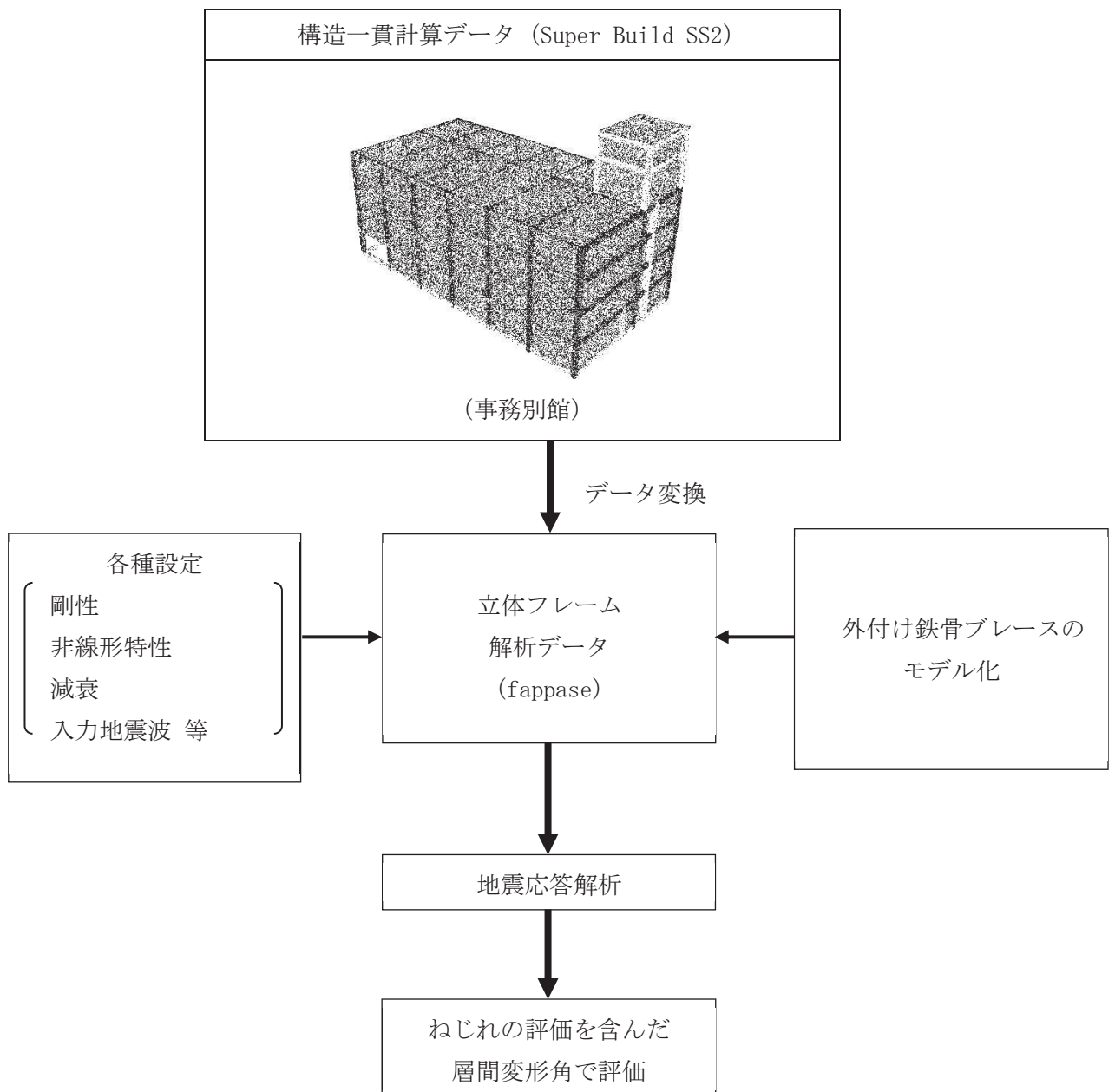


図 6.3.6-11 検討フロー

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。

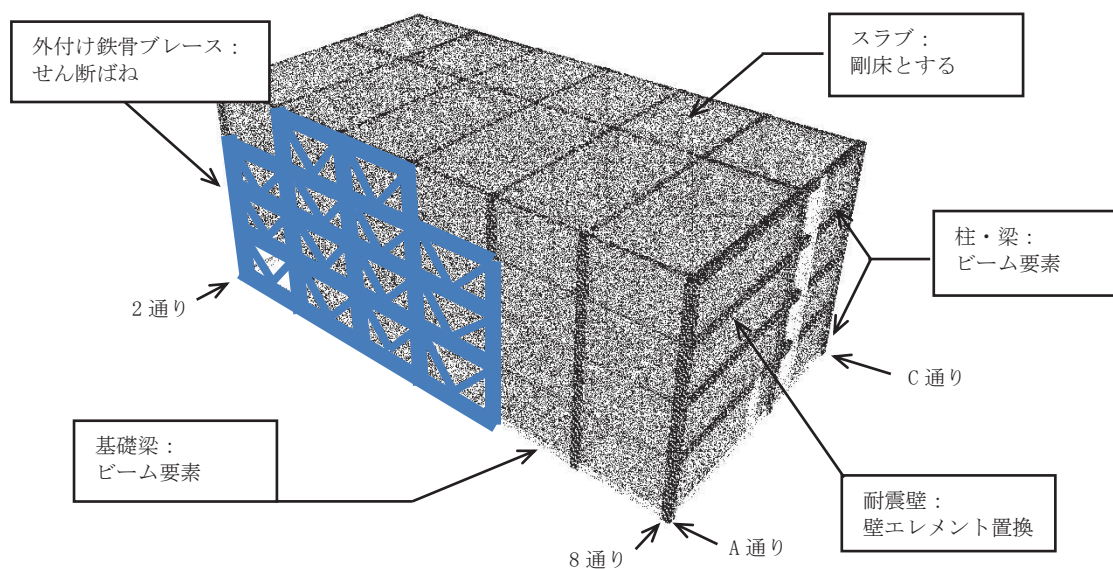


図 6.3.6-12 部材要素の設定

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。

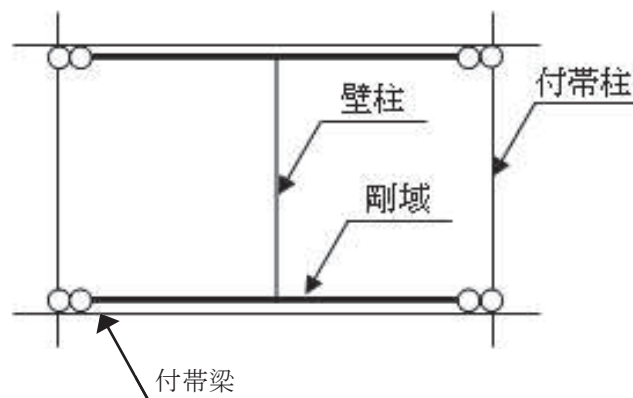


図6.3.6-13 耐震壁のエレメント置換

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。

ニ. 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し, 質点系モデルの全体のスケルトンカーブから, 完全弾塑性型スケルトンと最大点指向バイリニア型スケルトンに分離した値を設定する。両者への分配は「原子力発電所耐震設計技術指針(JEAG 4610-1991 追補版)」「4.3 鉄骨架構の復元力特性の評価法」に基づき, ブレースの細長比, ブレースとRC部材の剛性比及び梁とブレースの強度比を考慮した係数Cによる分配率 β_2 から算定を行う。算定式を以下の通り示す。

$$C = \frac{1}{(\bar{\lambda}_e)^2} \cdot \frac{K_R}{K_1} \cdot \frac{N_y \cdot H \cdot \cos \theta}{{}_bM_p}$$

$C \leq 0.76$ のとき

$$\beta_2 = 0$$

$C > 0.76$ のとき

$$\beta_2 = 0.15 \cdot (C - 0.76) \quad \text{ただし } 0 \leq \beta_2 \leq 1.0$$

- $\bar{\lambda}_e$: ブレースの一般化細長比
- K_R : フレームの第 1 せん断剛性
- K_1 : K 型ブレース付き架構の第 1 せん断剛性
- N_y : 引張ブレースの降伏軸力
- H : 架構の階高
- ${}_bM_p$: 構面内方向の梁の全塑性モーメント
- θ : ブレースと梁のなす角度

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。

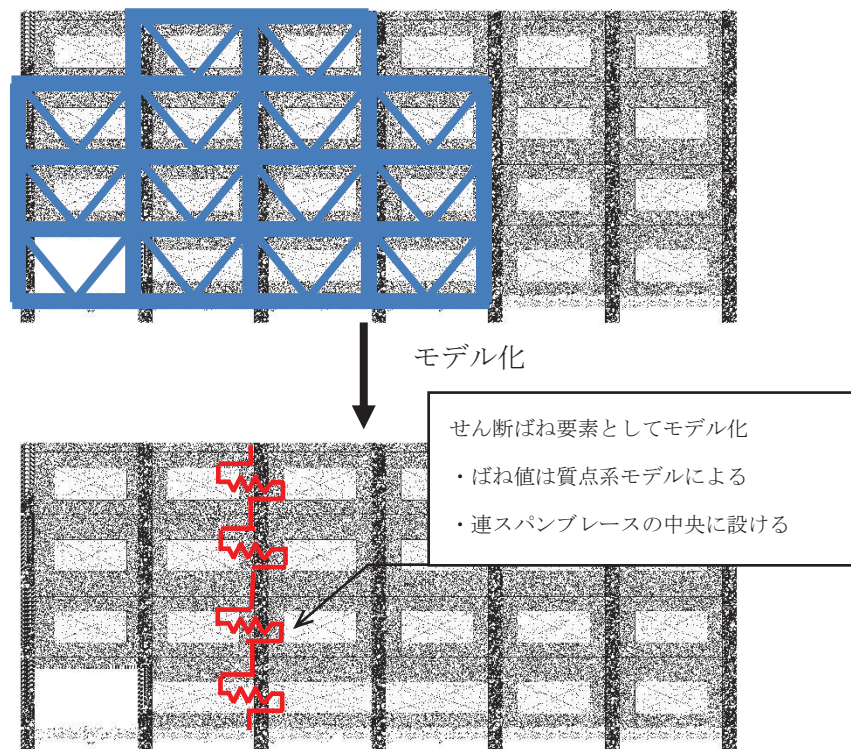


図 6.3.6-14 外付け鉄骨ブレースのモデル化

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。

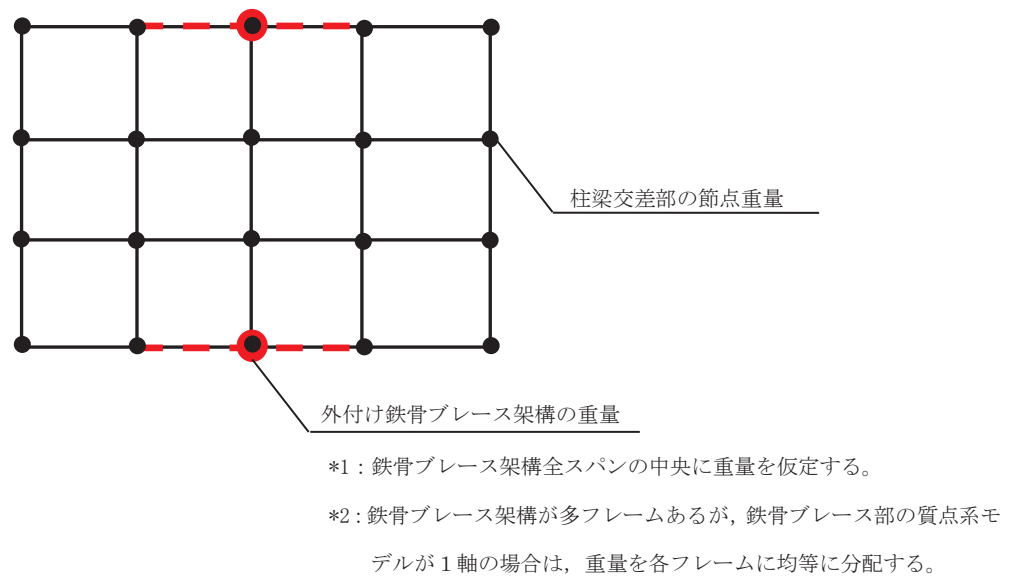


図 6.3.6-15 重量位置

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 : ㊷通り, Y 方向 : ㊸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

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。

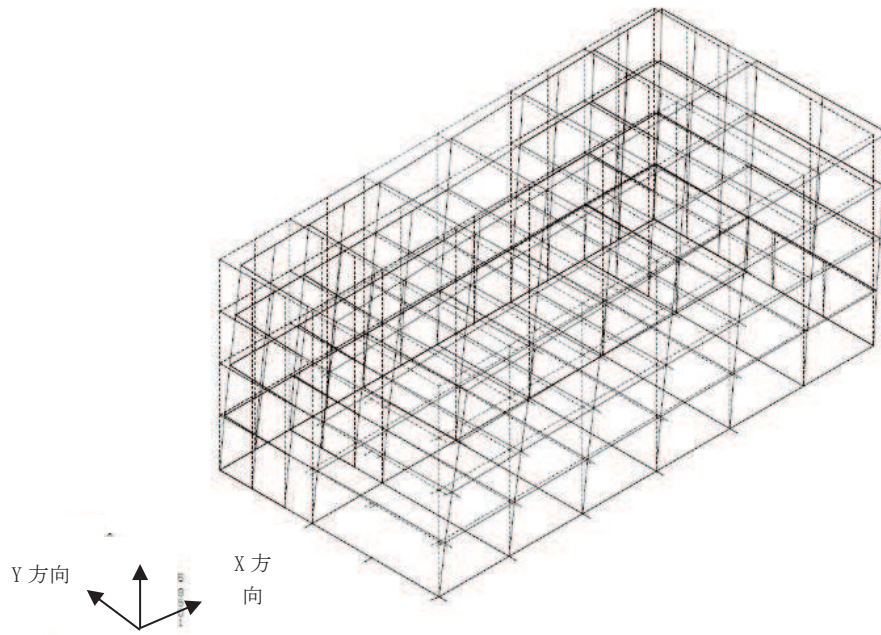


図 6.3.6-16 モード図(1次)

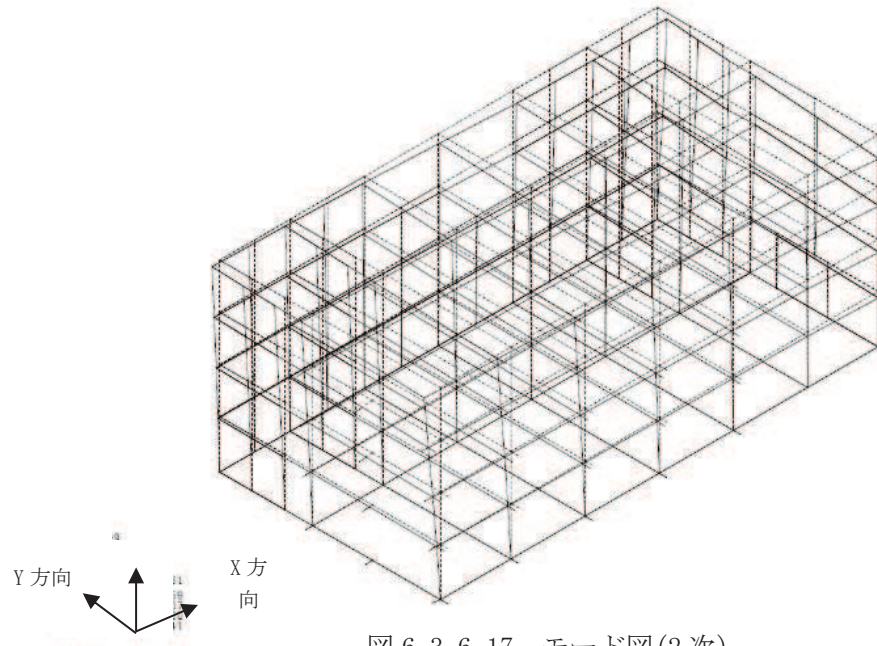


図 6. 3. 6-17 モード図(2次)

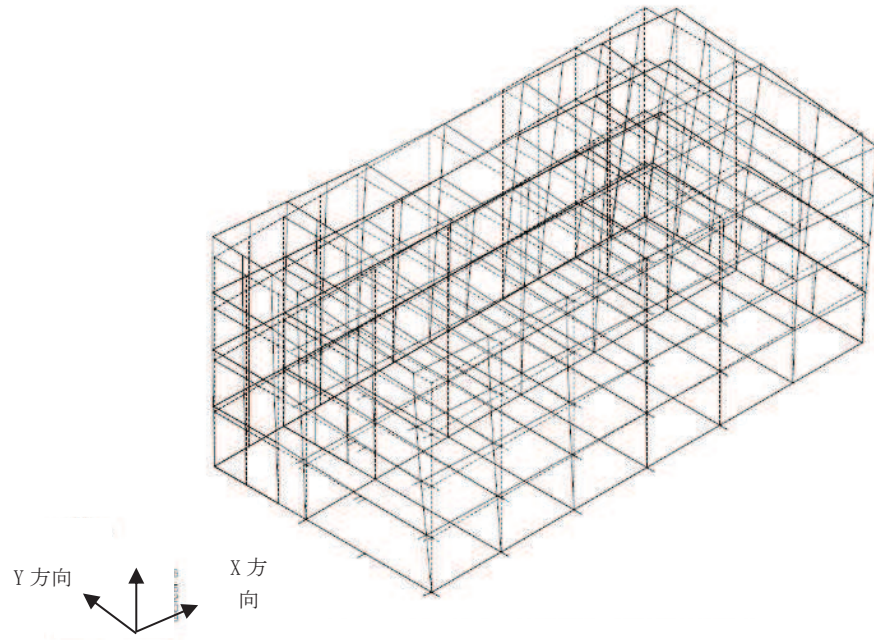


図 6. 3. 6-18 モード図(3次)

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。

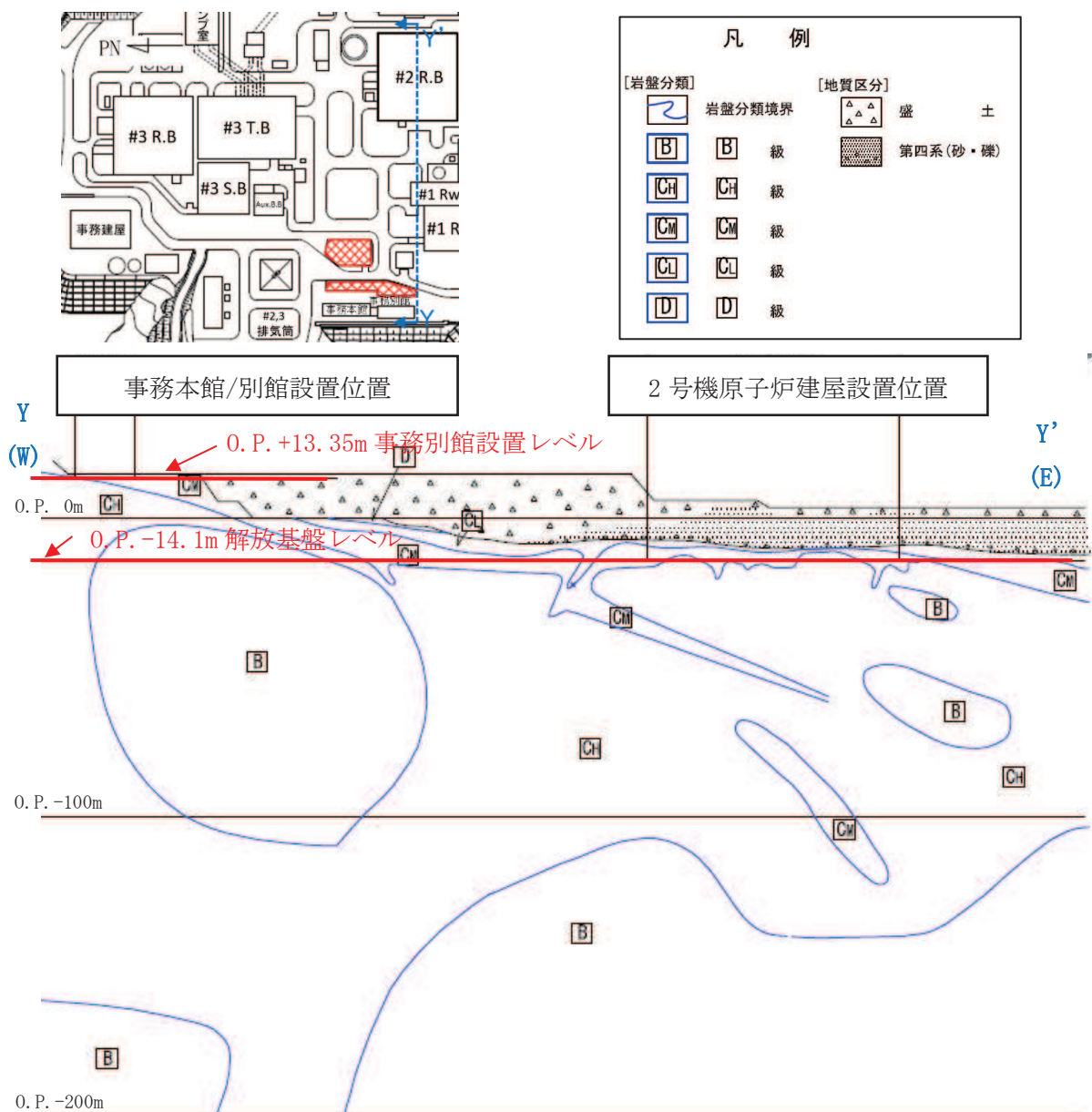


図 6.3.6-19 事務別館配置図及び地質断面比較図

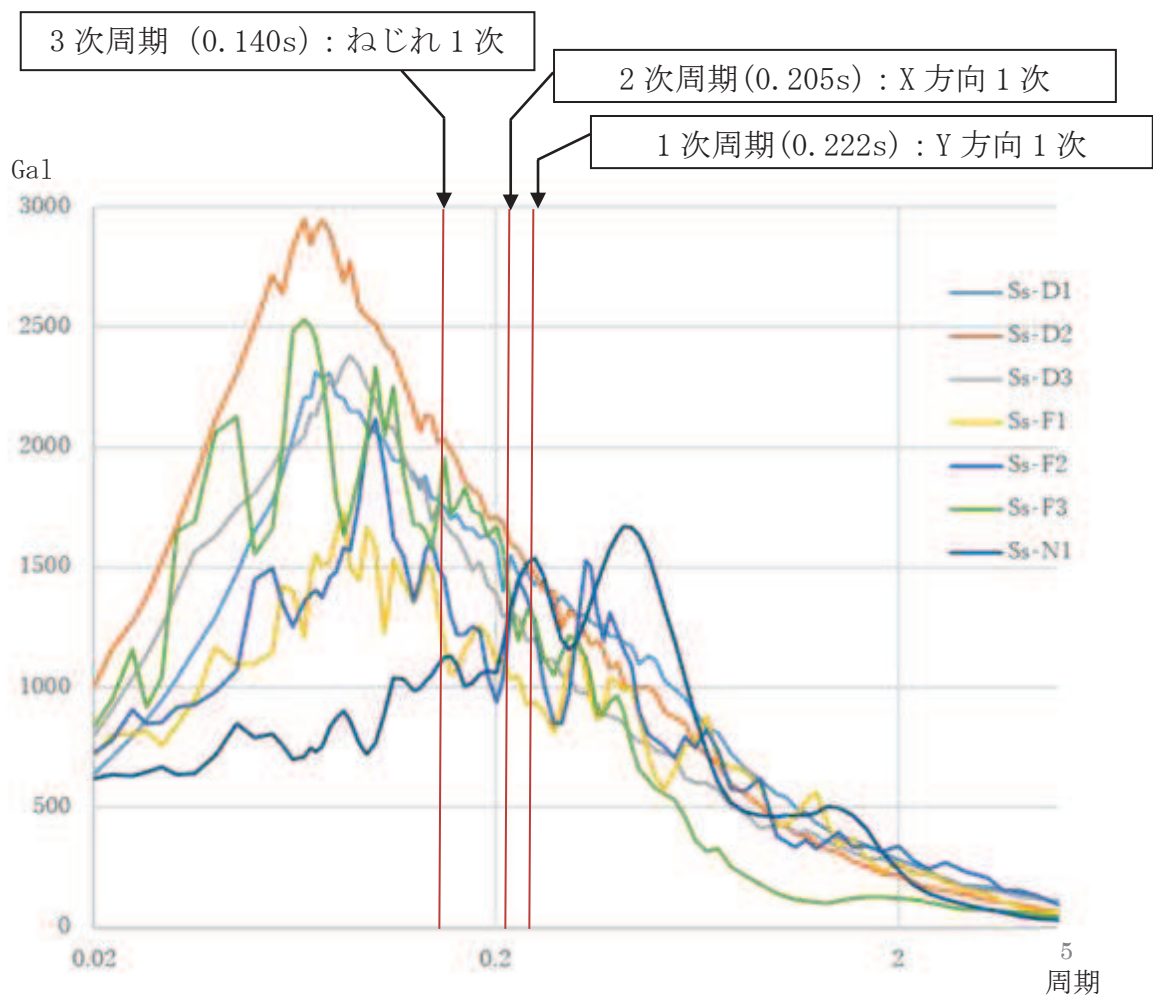


図 6.3.6-20 基準地震動 S s 7 波 加速度応答スペクトル (h=0.05)

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

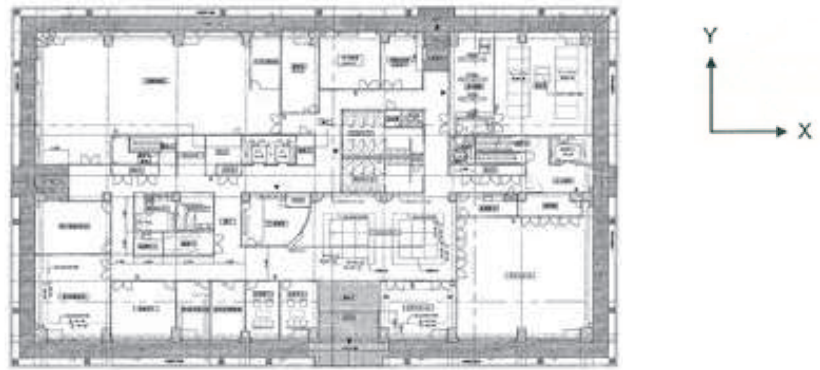
事務建屋に対し、基準地震動S_s7波に対する地震応答解析により建屋並びに免震装置の耐震性能について検討を行い、建屋のアクセスルートへの影響を確認する。

(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	56.82m(X方向)×31.72m(Y方向)
高 さ	地上高さ36.70m
竣 工 日	平成23年8月19日

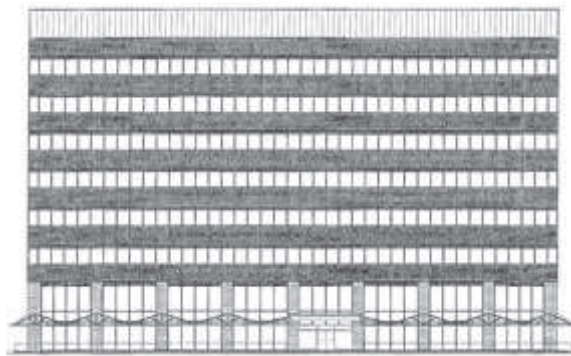


1 階



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

注記*1：20℃での値

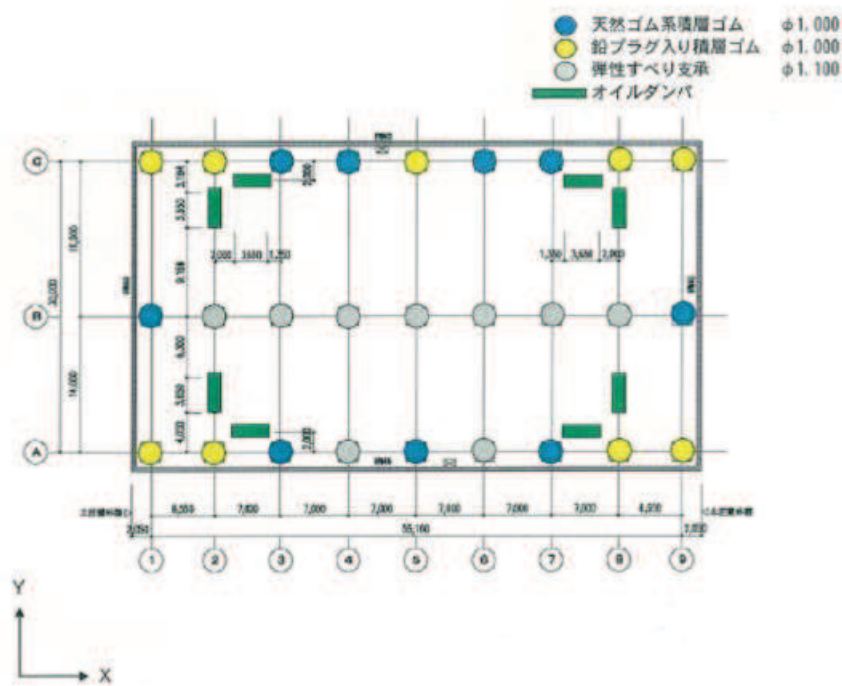


図 6.3.7-3 免震装置配置図

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。

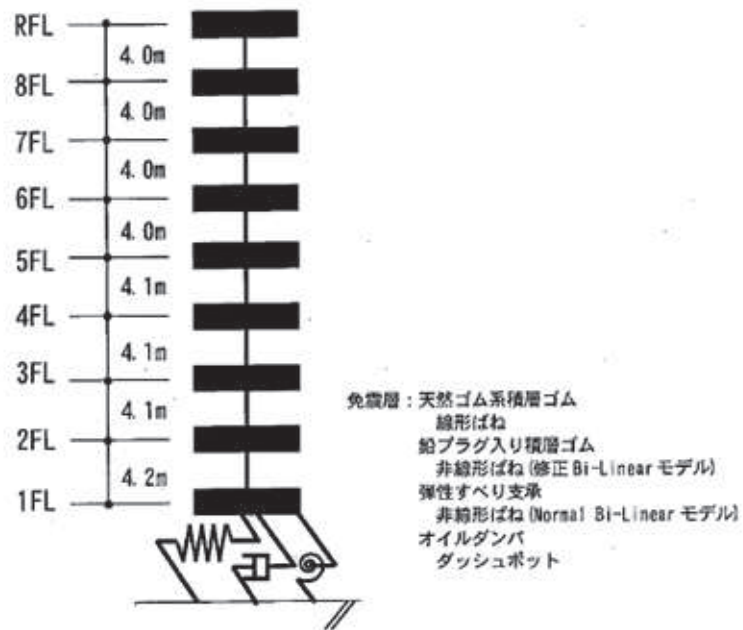


図 6.3.7-4 解析モデル

(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	—	—

注記* : 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。

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

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

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*1 A_r (cm^2)	ゴム層総厚さ d (cm)
0.294	70,509	19.5

注記*1 : 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*2 K_r (kN/m)
φ 1,000	9	R3	1.063×10^4

注記*2 : 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。

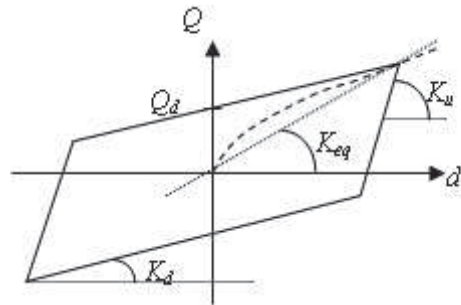


図 6.3.7-5 修正バイリニア型履歴

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) * ¹	ゴム層総厚さ d (cm)
0.392	67,265	3,421	20.1

注記*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) * ²		
				$d=2.0cm$ ($\gamma=10\%$)	$d=20cm$ ($\gamma=100\%$)	$d=40cm$ ($\gamma=200\%$)
$\phi 1,000$	22	9	G4	1.419×10^5	2.830×10^4	2.008×10^4

注記*2：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。

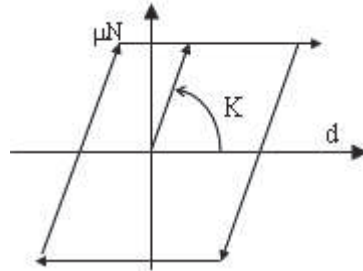


図 6.3.7-6 弾性すべり支承に与える非線形特性

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

注記*：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。

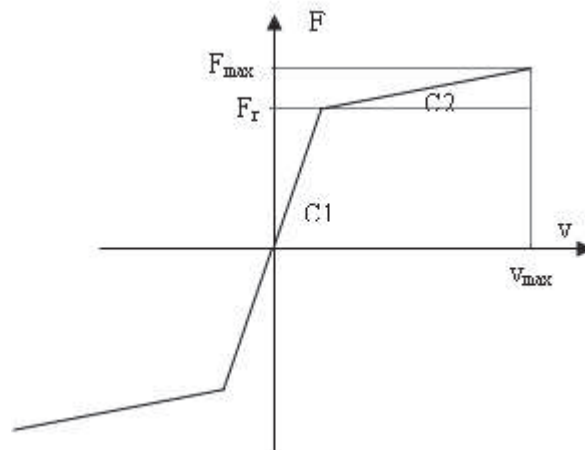


図 6.3.7-7 オイルダンパに与える特性

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)	6.217×10^{10}	2.667×10^{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同一とする。

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*1
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*1：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*2
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*2：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_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6.3.7-9に示す。また，減衰定数は鉄骨造建屋のため2%を採用する。

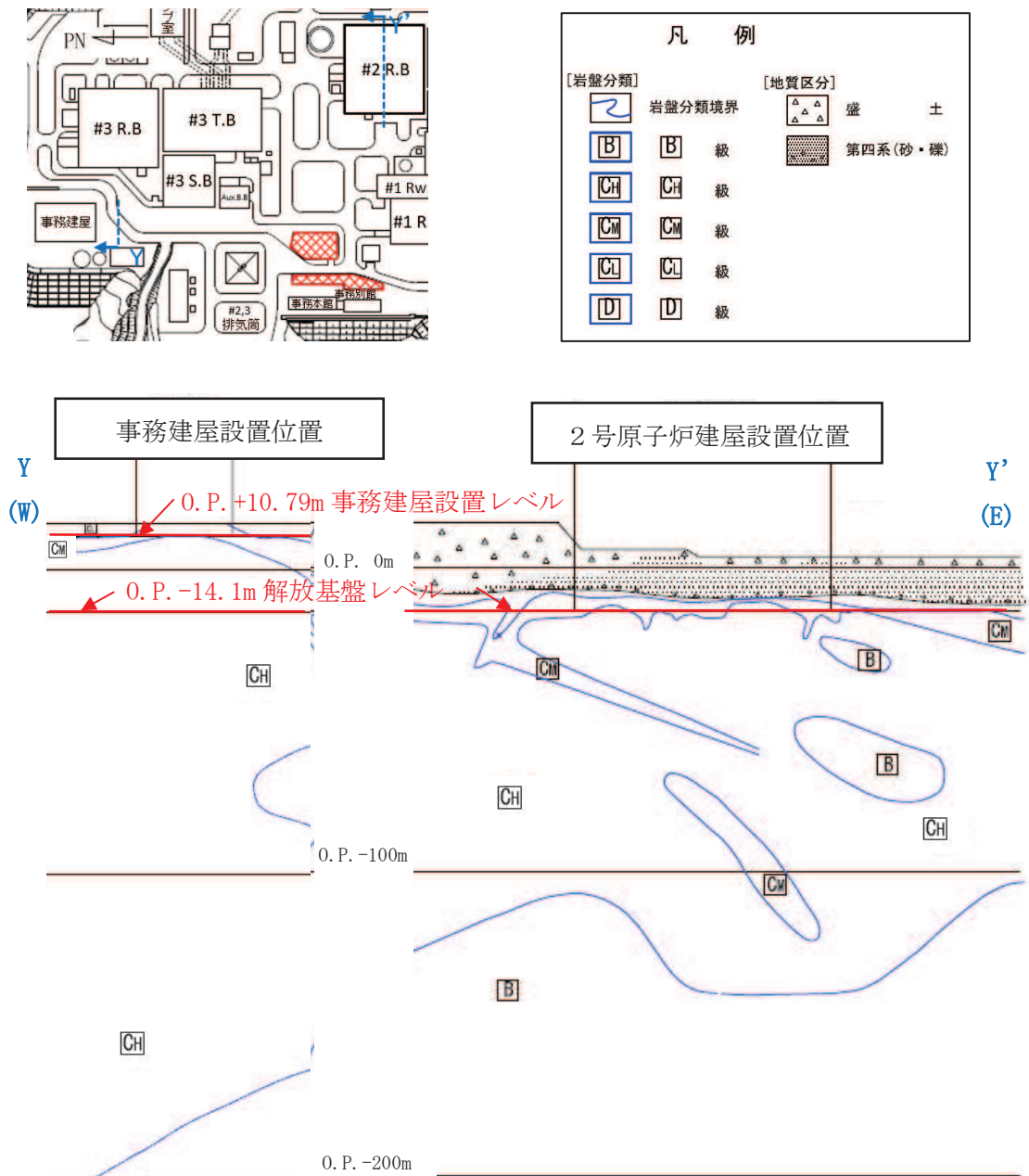


図 6.3.7-8 事務建屋配置図及び地質断面比較図

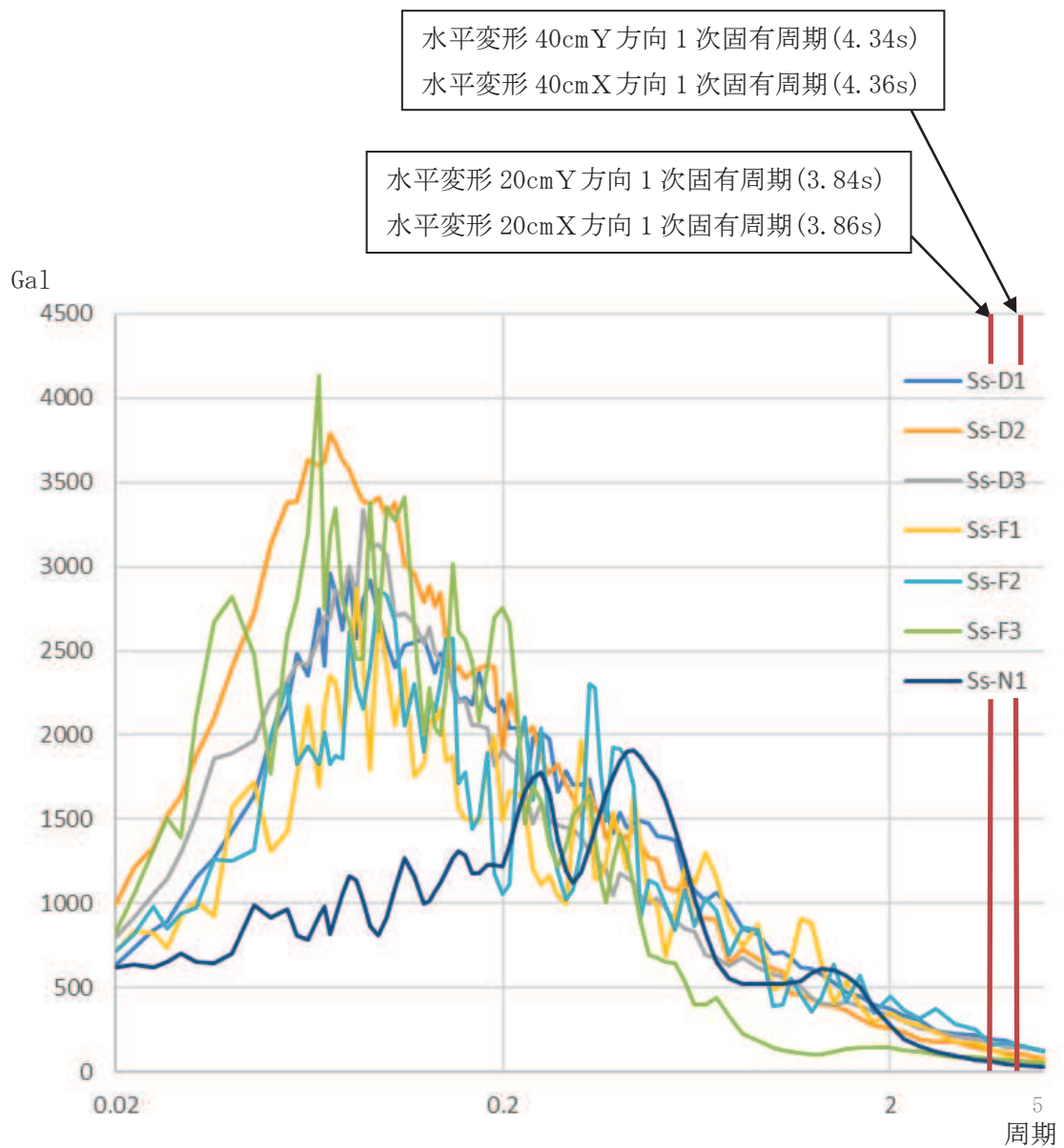


図 6.3.7-9 基準地震動 S s 7 波 加速度応答スペクトル(h=0.02)

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 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

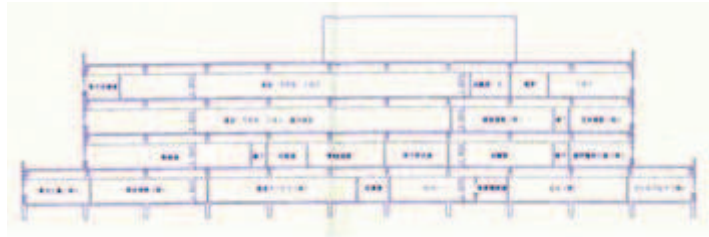
建屋概要を表 6.3.8-1 に、平面図を図 6.3.8-1、断面図を図 6.3.8-2 に示す。

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。

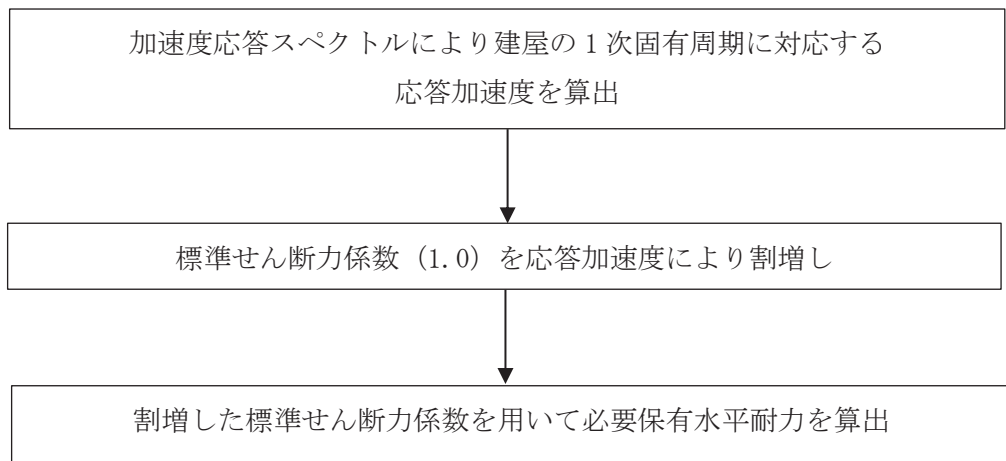


図 6.3.8-3 算定フロー

(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。

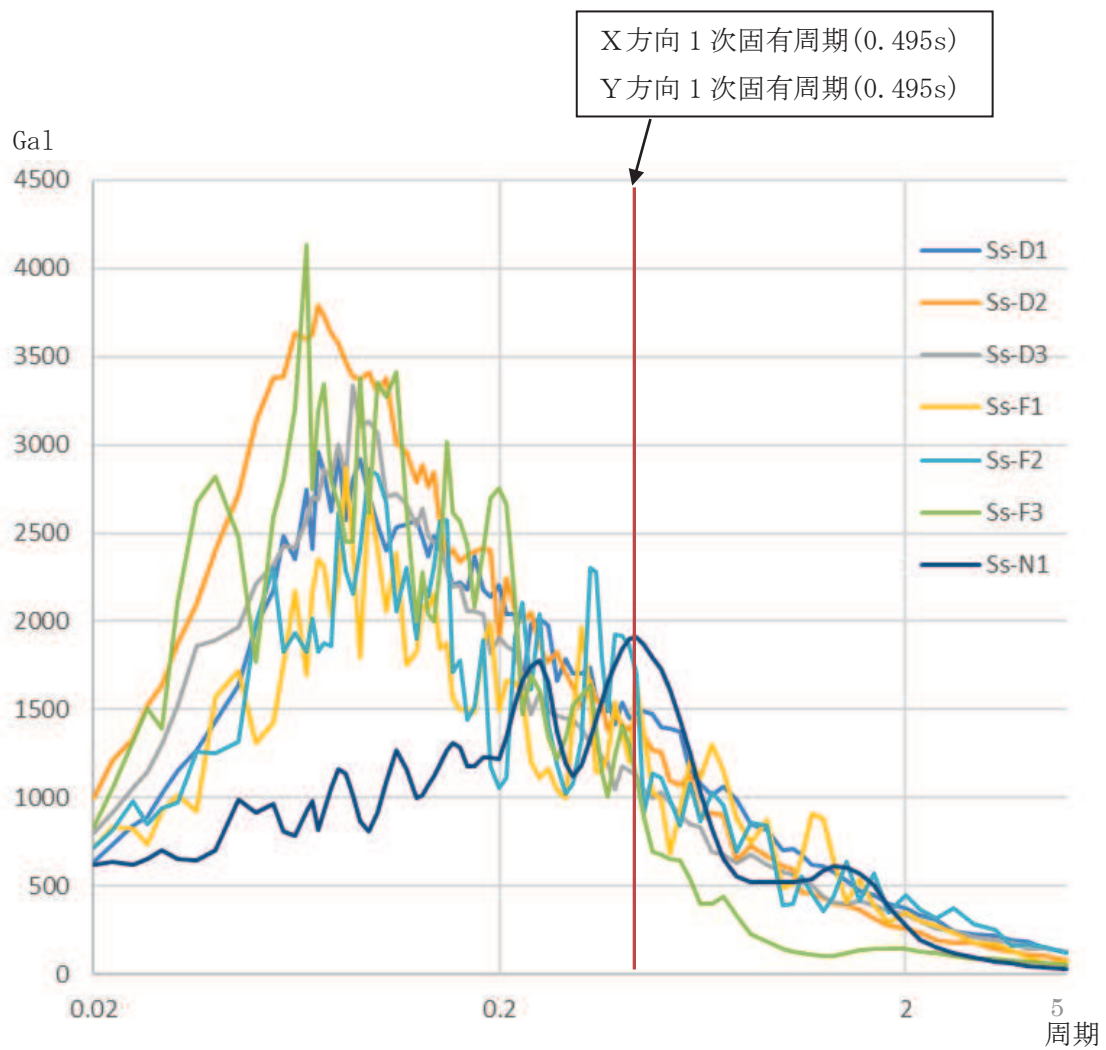


図 6.3.8-4 基準地震動 S s 7 波 加速度応答スペクトル (h=0.02)

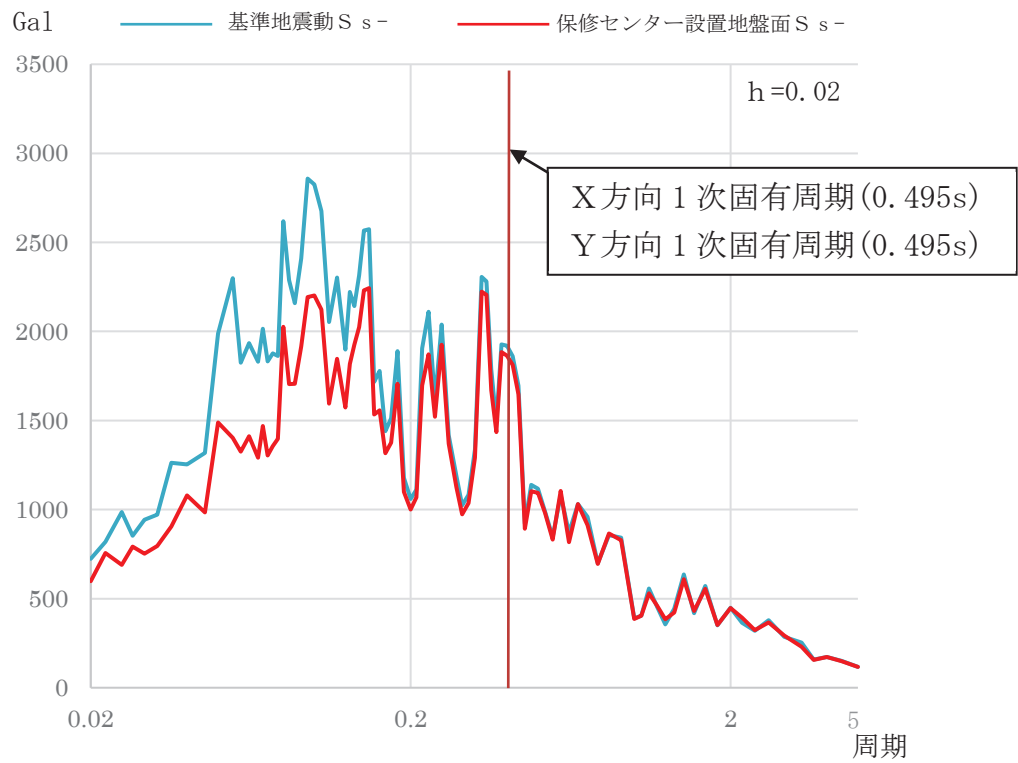


図 6.3.8-5 (1/2) 加速度応答スペクトルの比較図 (S_{s-F2})

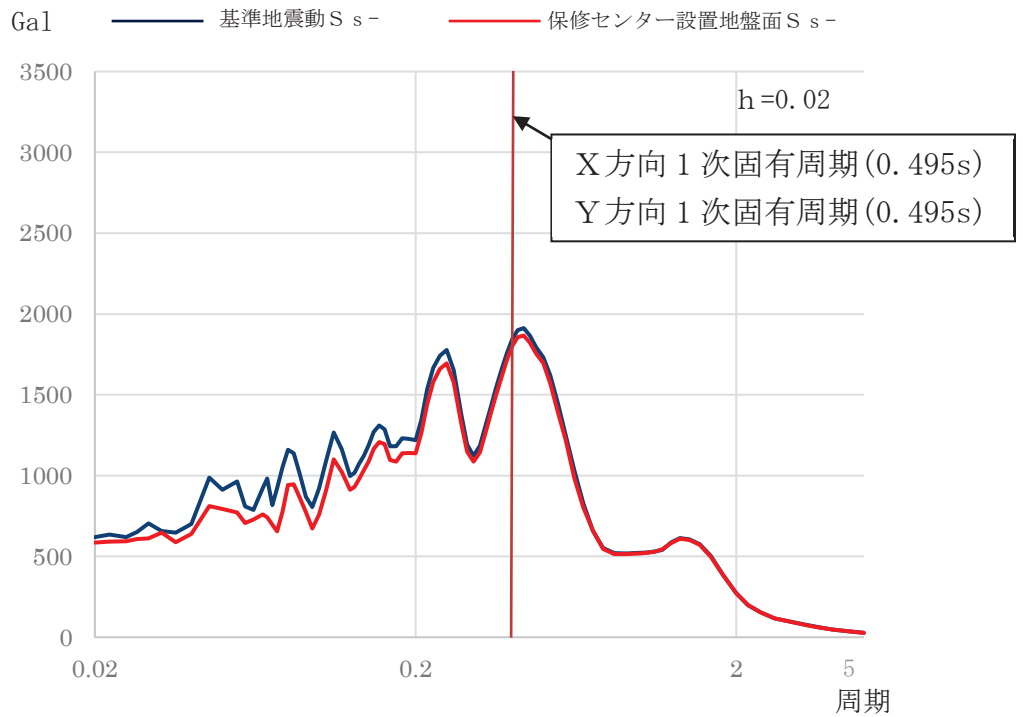


図 6.3.8-5 (2/2) 加速度応答スペクトルの比較図 (S_{s-N1})

表 6.3.8-3 保修センター設置地盤面の地盤物性値

層厚 (m)	岩級	速度層	単位体積 重量 (kN/m ³)	動せん断 弾性係数 (N/mm ²)	動ポア ソン比	減衰 定数
0.4	CH級	第3速度層	26.2	4,700	0.41	0.03
17.3	CH級	第4速度層	26.2	11,500	0.34	0.03
27.7	CH級	第5速度層	26.2	16,800	0.33	0.03
213.1	B級	第5速度層	26.4	16,800	0.33	0.03

表 6.3.8-4 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 [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[kN]
X 方向	4F	33,067	1.78	58,858
	3F	50,688		90,224
	2F	63,520		113,065
	1F	75,139		133,747
Y 方向	4F	33,067	1.78	58,858
	3F	50,688		90,224
	2F	63,520		113,065
	1F	75,139		133,747

(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。

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

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

$$C_I = R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

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 ($D_s=0.25$)

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 ($R_t=1.0$)

A_i : せん断力係数の高さ方向の分布係数

C_0 : 割増した標準せん断力係数

Ds は各層とも、柱及び梁の種別は FC となり 0.25 を採用する。Fes は一貫計算プログラム Super Build/SS1-改訂版により計算した剛性率及び偏心率より 1.00 を採用する。

計算結果を表 6.3.8-5 に示す。

表 6.3.8-5 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[kN]	Qun[kN]
X 方向	4F	0.25	1.00	58,858	14,715
	3F			90,224	22,556
	2F			113,065	28,267
	1F			133,747	33,437
Y 方向	4F	0.25	1.00	58,858	14,715
	3F			90,224	22,556
	2F			113,065	28,267
	1F			133,747	33,437

c. 保有水平耐力の算定

保有水平耐力 (Qu) の計算方法は、同一方向のフレームを直列に連結したモデルにモデル化し、解析は荷重増分解法、仮定外力は Ai 分布とする。また、平成 12 年建設省告示第 2464 号に基づき材料強度の 1.1 倍を適用し、保有水平耐力を 1.1 倍する。材料強度を反映した保有水平耐力を表 6.3.8-6 に示す。

表 6.3.8-6 保有水平耐力算定表

方向	階数	プログラム計算による計算値[kN]	材料強度	保有水平耐力 Qu[kN]
X 方向	4F	13,747	1.1	15,122
	3F	21,075		23,183
	2F	26,412		29,053
	1F	31,243		34,367
Y 方向	4F	15,900		17,490
	3F	24,351		26,787
	2F	30,545		33,600
	1F	36,132		39,745

(4) 評価結果

評価結果を表 6.3.8-7 に示す。

X方向及びY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 6.3.8-7 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} [kN]	保有水平耐力 Q_u [kN]	Q_u/Q_{un}
X 方 向	4F	14,715	15,122	1.03
	3F	22,556	23,183	1.03
	2F	28,267	29,053	1.03
	1F	33,437	34,367	1.03
Y 方 向	4F	14,715	17,490	1.19
	3F	22,556	26,787	1.19
	2F	28,267	33,600	1.19
	1F	33,437	39,745	1.19

(5) まとめ

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。

女川原子力発電所の保守センターに対し、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、アクセスルート及び保管エリアへの影響がないことを確認した。

6.4 各建屋外装材の被害想定について

各建屋のうち、倒壊しないと判断している建屋について、外装材の被害想定を実施した。

6.4.1 評価方針

各建屋の構造及び外装材を表 6.4.1-1 に示す。

鉄筋コンクリート造の建屋の外装材は基本的に鉄筋コンクリートの躯体に吹付塗装のため、アクセスルート及び保管エリアへの影響がないと評価する。ただし、吹付塗装以外の外装材を使用している場合はアクセスルート及び保管エリアへの影響を評価する。なお、吹付塗装以外の外装材を使用している建屋はないことを確認している。

鉄骨造の建屋については、外装材の被害想定及びアクセスルートと保管エリアへの影響を評価する。

表 6.4.1-1 建屋関係の耐震評価結果

単位：mm

管理番号*	建屋名称	地上部の外装材を支持する構造	外装材	影響評価 要否
31	第1号機制御建屋	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
32	第1号機原子炉建屋	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
34	第1号機廃棄物処理建屋	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
57	第2号機原子炉建屋	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
58	第2号機制御建屋	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
59	第2号機タービン建屋	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
60	第2号機補助ボイラー建屋	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
83	第3号機原子炉建屋	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
84	第3号機サービス建屋	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
85	第3号機タービン建屋	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
87	事務本館／別館	鉄筋コンクリート造 鉄骨鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
113	事務建屋	鉄骨造	PC板(150)＋タイル	要
142	緊急用電気品建屋	鉄骨造	鉄板(12)＋ルーバーパネル	要
143	保修センター	鉄骨造	ケイ酸カルシウム板(12) ＋ガラスウール(75) ＋ケイ酸カルシウム板(12)	要
148	緊急時対策建屋	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否

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

6.4.2 評価結果

(1) 事務建屋の外装材被害による影響評価

a. 外装材の被害想定

別添 7 より上部構造の層間変形角を基に被害想定*を行う。被害想定を表 6.4.2-1 に示す。

表 6.4.2-1 建屋の最大層間変形角と外装材の被害想定

事務建屋 最大層間変形角	被害想定
	外装材
1/300 (X方向3階)	隅角部 わずかなひび割れ

注記*：被害想定 被災建築物応急危険度判定マニュアル P.46

(財団法人日本建築防災協会 全国被災建築物応急危険度判定協議会)

外装材の被害はわずかなひび割れ程度であり、脱落しないためアクセスルートへの影響はない。

(2) 緊急用電気品建屋の外装材被害による影響評価

a. 外装材の被害想定

緊急用電気品建屋は基準地震動 S_s に対して機能維持とする設計であることから、外装材の損傷はごくわずかであり、外装材は脱落しないため、アクセスルートへの影響はない。

(3) 保修センターの外装材被害による影響評価

a. 外装材の被害想定

保修センターは倒壊しないが、終局状態に近い変形となることから外装材が落下するものとして被害を想定する。

外装材の影響範囲は、平成20年4月1日に国土交通省住宅局建築指導課長より出された、「建築基準法施行規則の一部改正等の施行について（技術的助言）」を参考に、建物高さの半分を影響範囲に設定する。この場合、図6.4.2-1に示すとおりアクセスルート上に外装材が落下することから、迂回又は重機（ブルドーザ）にてがれき撤去することでアクセスルートを確保する。

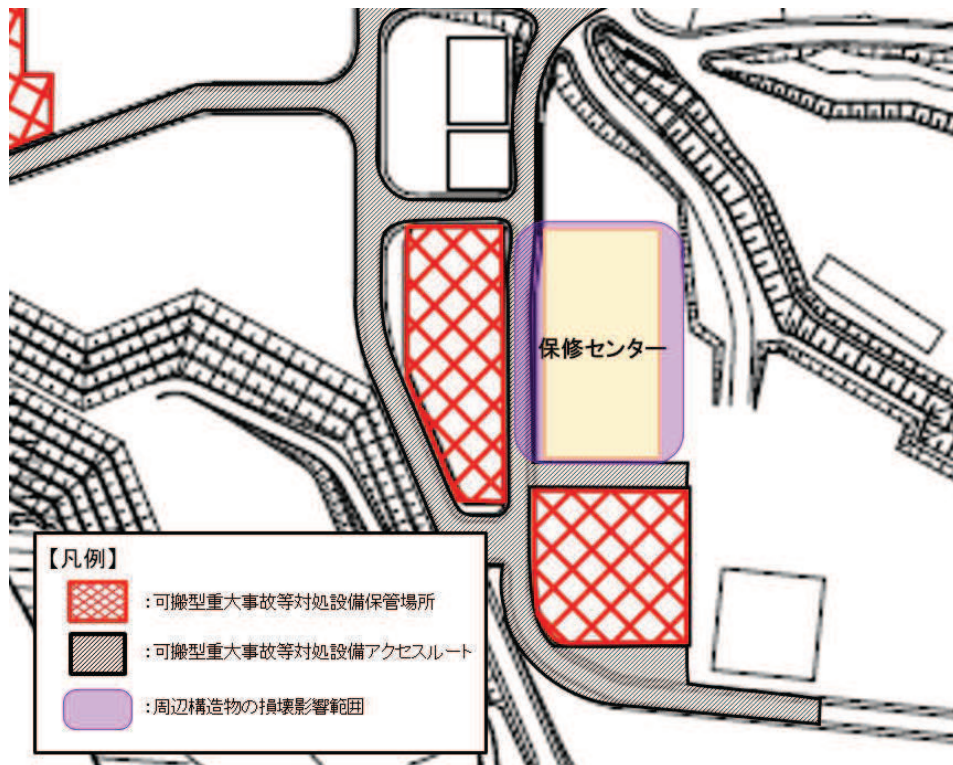


図 6.4.2-1 保修センター外装材影響範囲

(参考) 松島幹線 No. 2 送電鉄塔の保管場所及びアクセスルートへの影響確認

松島幹線 No. 2 送電鉄塔が倒壊した場合の鉄塔及び送電線による保管場所及びアクセスルートへの影響を確認した。

(1) 鉄塔倒壊の影響

松島幹線 No. 2 送電鉄塔が倒壊した場合、鉄塔高さ相当の 68.6m の範囲内に保管場所及びアクセスルートはないため、鉄塔そのものの倒壊影響はない。

(2) 鉄塔倒壊時の送電線の影響

松島幹線 No. 2 送電鉄塔が倒壊した場合、松島幹線 No. 1～No. 2 送電鉄塔間の送電線は通常位置より垂れ下がるため、送電線がアクセスルートの通行性に影響を与えないことを確認する。図 1 に松島幹線 No. 2 送電鉄塔の倒壊想定を示す。

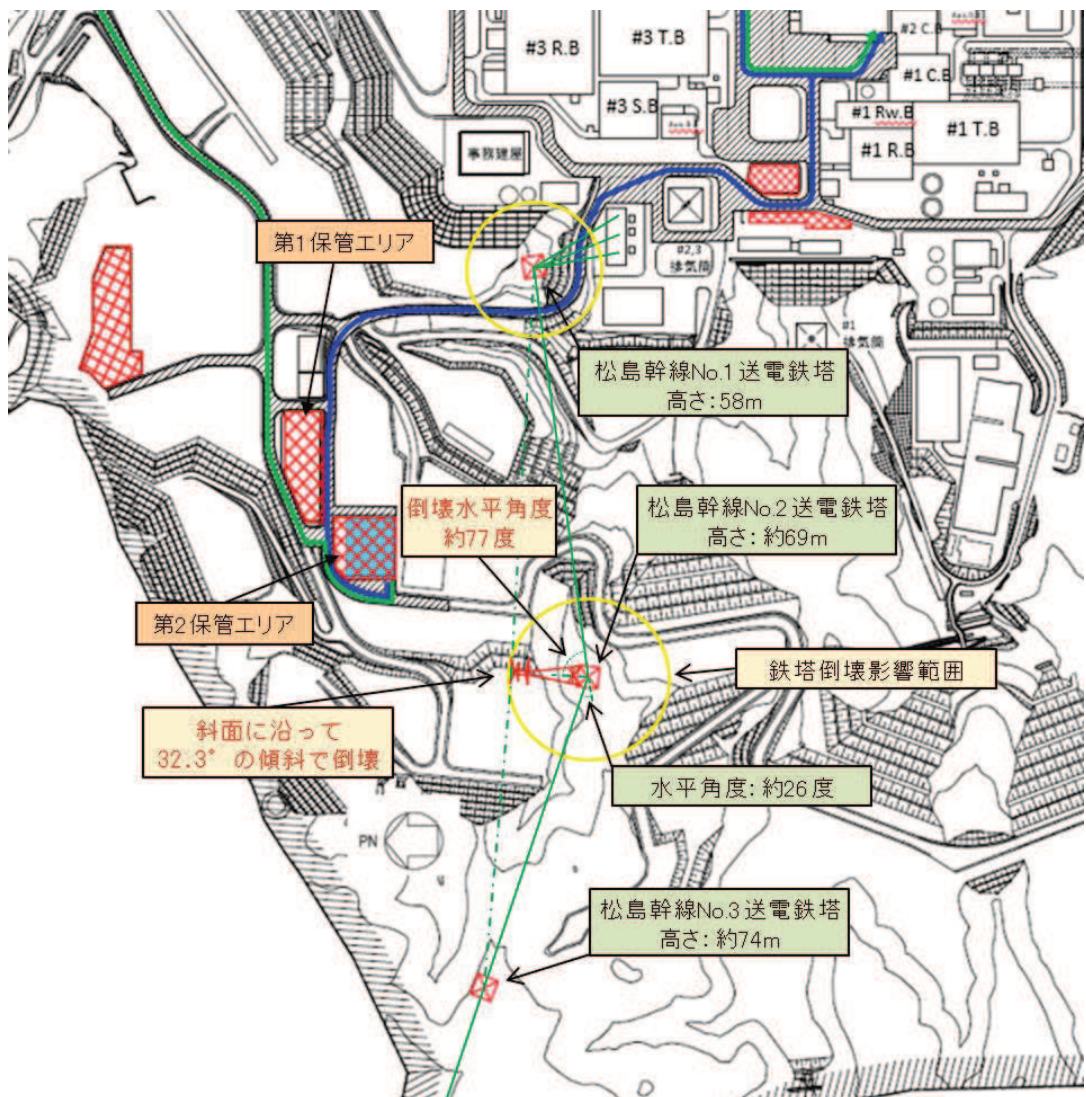


図 1 松島幹線 No. 2 送電鉄塔倒壊時の倒壊想定

- ・松島幹線 No. 1 送電鉄塔と松島幹線 No. 2 送電鉄塔間の経路間の距離は 354m であり、送電線の長さは最短 357.3m～最長 362.3m である。
- ・6.2.2 章に示すとおり松島幹線 No. 1 送電鉄塔は基準地震動 S_s に対して倒壊しないが、本項では松島 No. 2 送電鉄塔の倒壊した場合の影響を評価するため、松島 No. 2 送電鉄塔は松島 No. 1 送電鉄塔より地震に対して安全率が小さいために倒壊しているものとして検討する。
- ・松島幹線 No. 1～No. 2 送電鉄塔間の送電線（電線・架空地線）の引張強さを 6.2.2 章の松島幹線 No. 1 送電鉄塔の基準地震動 S_s に対する時刻歴応答解析の結果に基づく各支持点に生じる支持点張力で除して求めた最小安全率を表 1 に示す。
- ・表 1 に示すとおり、松島幹線 No. 1～No. 2 送電鉄塔間の送電線（電線・架空地線）の安全率は、基準地震動 S_s に対する時刻歴応答解析の結果から、6.2.2 章の表 6.2.2-5 に示す松島幹線 No. 1 送電鉄塔の鉄塔部材の安全率と比較して十分大きな安全率（2.5 以上）となっている。このことから、松島幹線 No. 2 送電鉄塔においても、送電線の断線よりも、鉄塔部材の損傷が先行して発生すると想定されるため、アクセスルートの電線の垂れ下がりの検討においては、松島幹線 No. 1～No. 2 送電鉄塔間の送電線の断線は想定せずに、松島幹線 No. 2 鉄塔の倒壊に対する影響を評価した。

表 1 松島幹線 No. 1～No. 2 送電鉄塔間の送電線（電線・架空地線）の最小安全率

線種	最小外径 (mm)	引張強さ (kN)	支持点 張力(kN)	最小 安全率
架空地線 1 号 (Z20PGW/AC 170mm ²)	16.5	121.6	30.5	3.98
架空地線 2 号 (SAC 150mm ²)	16.0	94.3	26.0	3.62
電線 1 号および 2 号 (Z2SBACSR/UGS 780mm ²)	34.2	367.2	129.4	2.83

- ・松島幹線 No. 2 送電鉄塔は、松島幹線 No. 1 送電鉄塔及び松島幹線 No. 3 送電鉄塔に送電線が繋がっているため、松島幹線 No. 1 送電鉄塔方向の送電線に対して約 77° の水平角度で倒壊することを想定する。
- ・松島幹線 No. 2 送電鉄塔が O.P. 90.6m の高さで倒壊した際の線路間の距離は、松島幹線 No. 2 送電鉄塔の各相の高さに応じて短くなるものとして評価する。
- ・松島幹線 No. 2 送電鉄塔周辺は、倒壊方向に約 32.3° の斜面となっているため、約 32.3° の斜度で倒壊するものとする。
- ・鉄塔倒壊想定先端は約 32.3° の斜面の先にある O.P. 54m の平らな地面となっているため、松島幹線 No. 2 送電鉄塔脚部が完全にせん断され、その先の斜面に落下することはない設定とした。

- ・送電線に対し直交方向に鉄塔が倒壊するため、アクセスルート上の送電線の位置は北側に約8mずれるため、アクセスルートの高さは通常の送電線位置におけるO.P.34.0mより1m高いO.P.35.0mとする。

松島幹線 No.2 送電鉄塔倒壊時の送電線の状況を図2に示す。

松島幹線 No.2 送電鉄塔の倒壊により送電線の位置は、O.P.35.0mにあるアクセスルートの直上において最大でO.P.47.1mまで垂れ下がるが、可搬型重大事故等対処設備の中で最も車高が高い可搬型窒素ガス供給装置の全高は3.781mであり、車両頂部のO.P.38.9mに対して8.2mの送電線との離隔距離が確保できるため、可搬型重大事故等対処設備は通行可能である。

なお、万が一、倒壊時に送電線が切断された場合においても、がれき撤去のため出動するブルドーザのブレードにてアクセスルート外へ排除することが可能である。