

島根原子力発電所第2号機 審査資料	
資料番号	NS2-補-020 改 42
提出年月日	2023年3月9日

工事計画に係る補足説明資料
(安全設備及び重大事故等対処設備が使用される条件の
下における健全性に関する説明書)

2023年3月

中国電力株式会社

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料
 添付書類の記載内容を補足するための資料を以下に示す。

資料 No.	添付説明資料名	補足説明資料（内容）	備考
1	安全設備及び重大事故等 対処設備が使用される条 件の下における健全性に 関する説明書		
2	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	1. 送電鉄塔他の影響評価について 1.1 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 及び No.2 鉄塔の耐震評価 1.1.1 解析手法 1.1.2 送電鉄塔解析手順 1.1.3 解析コード 1.1.4 解析モデルの設定 1.1.5 固有値解析結果 1.1.6 解析用入力地震波 1.1.7 解析条件 1.1.8 部材強度 1.1.9 解析結果 1.1.10 送電鉄塔基礎の耐震評価 1.1.11 解析結果 1.2 66kV 鹿島支線 No.2-1 鉄塔の耐震評価 1.2.1 解析手法 1.2.2 送電鉄塔解析手順 1.2.3 解析コード 1.2.4 解析モデルの設定 1.2.5 固有値解析結果 1.2.6 解析用入力地震波 1.2.7 解析条件 1.2.8 部材強度 1.2.9 解析結果 1.2.10 送電鉄塔基礎の耐震評価 1.2.11 解析結果 1.3 第2-66kV 開閉所屋外鉄構の耐震評価 1.3.1 解析手法 1.3.2 屋外鉄構解析手順 1.3.3 解析コード 1.3.4 解析モデルの設定 1.3.5 固有値解析結果 1.3.6 解析用入力地震波 1.3.7 解析条件 1.3.8 部材強度 1.3.9 解析結果 1.3.10 屋外鉄構基礎の耐震性確認 1.4 通信用無線鉄塔の耐震評価 1.4.1 解析手法 1.4.2 鉄塔の解析手順	今回提出 範囲

資料 No.	添付説明資料名	補足説明資料（内容）	備考
2	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	<p>1. 4. 3 解析コード</p> <p>1. 4. 4 解析モデルの設定</p> <p>1. 4. 5 固有値解析結果</p> <p>1. 4. 6 解析用入力地震波</p> <p>1. 4. 7 解析条件</p> <p>1. 4. 8 部材強度</p> <p>1. 4. 9 解析結果</p> <p>1. 4. 10 鉄塔基礎の耐震性確認</p> <p>1. 5 鉄塔滑落評価</p> <p>1. 5. 1 評価方針</p> <p>1. 5. 2 評価対象鉄塔の抽出</p> <p>1. 5. 3 地震による鉄塔倒壊事例の調査・分析による影響評価の前提条件整理</p> <p>1. 5. 4 送電鉄塔の影響評価</p> <p>1. 5. 5 まとめ</p> <p>別紙ー1 加速度応答スペクトル</p> <p>別紙ー2 220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 及びNo. 2 鉄塔部材仕様</p> <p>別紙ー3 220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔 Ss-D 入力時における鉛直成分について</p> <p>別紙ー4 水平 2 方向及び鉛直方向の地震力の組合せによる鉄塔の耐震評価への影響</p> <p>別紙ー5 現状の鉄塔基礎耐震評価における妥当性確認について</p> <p>別紙ー6 220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔基礎の耐震補強について</p> <p>別紙ー7 220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔の地盤の支持性能について</p> <p>別紙ー8 220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔基礎の支持力算出結果</p> <p>別紙ー9 220kV 第二島根原子力幹線 No. 2 鉄塔基礎の支持力算出結果 (a 脚及び d 脚の場合)</p> <p>別紙ー10 66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔部材仕様</p> <p>別紙ー11 66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔基礎の耐震補強について</p> <p>別紙ー12 第 2ー66kV 開閉所屋外鉄構部材仕様</p> <p>別紙ー13 第 2ー66kV 開閉所屋外鉄構基礎材と基礎コンクリートの健全性について</p> <p>別紙ー14 通信用無線鉄塔部材仕様</p> <p>別紙ー15 500kV 及び 66kV 送電線保護装置について</p> <p>別紙ー16 当社送電鉄塔の倒壊事例 (66kV 1 導体) について</p> <p>別紙ー17 改良地盤⑦の物性値の設定方法について</p> <p>(参考資料) 500kV 島根原子力幹線 3 基が同時倒壊し滑落する場合の鉄塔滑落評価</p>	今回提出範囲

資料 No.	添付説明資料名	補足説明資料（内容）	備考
2	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	<p>2. 保管場所及び屋外のアクセスルートの周辺斜面及び敷地下斜面すべり安定性評価について</p> <p>2.1 概要</p> <p>2.2 評価フロー</p> <p>2.3 保管場所及びアクセスルートに影響するおそれのある斜面の網羅的な抽出</p> <p>2.3.1 離隔距離の考え方</p> <p>2.4 液状化範囲の検討</p> <p>2.4.1 液状化範囲の検討フロー</p> <p>2.4.2 液状化範囲の検討方法及び検討結果</p> <p>2.5 保管場所及びアクセスルートに影響するおそれのある斜面のグループ分け</p> <p>2.6 評価対象斜面の選定及び評価</p> <p>2.6.1 評価フロー（詳細）</p> <p>2.6.2 選定方針及び評価方法</p> <p>2.6.3 評価対象斜面の選定及び評価結果</p> <p>2.7 対策工（抑止杭）に関する詳細検討</p> <p>2.7.1 基本方針</p> <p>2.7.2 抑止杭の設計</p> <p>2.7.3 抑止杭の耐震評価</p> <p>2.7.4 抑止杭を設置した斜面の安定性評価</p> <p>2.7.5 構造等に関する先行炉との比較</p> <p>2.7.6 対策工（抑止杭）を設置した斜面の抑止杭間の岩盤の健全性</p> <p>2.8 その他の検討</p> <p>2.8.1 鉄塔が設置されている斜面の安定性評価</p> <p>2.8.2 岩盤斜面と盛土斜面の同時崩壊検討</p> <p>2.8.3 応力状態を考慮した検討</p> <p>（参考資料 1）各断面の比較検討結果及び評価対象斜面の選定根拠</p> <p>（参考資料 2）すべり安定性評価の基準値の設定について</p> <p>（参考資料 3）斜面のすべり安定性評価に用いた解析コードの適用性について</p> <p>（参考資料 4）D 級岩盤等の間隙率の設定について</p> <p>（参考資料 5）入力地震動の設定に用いる地下構造モデルについて</p> <p>3. 液状化及び揺すり込みによる沈下量及び傾斜の算定方法について</p>	

資料 No.	添付説明資料名	補足説明資料（内容）	備考
2	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	<p>4. 保管場所における液状化及び揺すり込みによる不等沈下・傾斜，液状化に伴う浮き上がりによる影響評価について</p> <p>5. 保管場所における地盤支持力評価について</p> <p>6. 保管場所及び屋外のアクセスルート近傍の障害となり得る構造物と影響評価について</p> <p>7. 保管場所及び屋外のアクセスルート周辺構造物の耐震性評価について</p> <p>7.1 他資料において耐震性を確認している周辺構造物</p> <p>7.2 建物・構築物の耐震性評価</p> <p>7.2.1 免震重要棟の耐震性評価</p> <p>7.2.2 1号機原子炉建物の外装材の耐震性評価</p> <p>7.2.3 建物の外装材以外の部材の耐震性評価</p> <p>7.2.4 第二輪谷トンネルの耐震性評価</p> <p>7.2.5 連絡通路の耐震性評価</p> <p>7.2.6 2号機開閉所防護壁の耐震性評価</p> <p>7.2.7 補助消火水槽の耐震性評価</p> <p>7.2.8 重油タンク（No. 1, 2, 3）の溢水防止壁の耐震性評価</p> <p>7.3 機器・配管の耐震性評価</p> <p>7.3.1 第2予備変圧器の耐震性評価</p> <p>7.3.2 重油移送配管（防波壁乗り越え箇所）の耐震性評価</p> <p>7.3.3 送電鉄塔他の耐震性評価</p> <p>8. 屋外のアクセスルートの段差緩和対策等について</p> <p>9. 屋外のアクセスルートの側方流動評価について</p> <p>10. 屋内のアクセスルートの設定について</p> <p>11. 屋内のアクセスルート確保のための対策について</p> <p>12. 可搬型重大事故等対処設備の保管場所について</p> <p>13. 森林火災時における屋外のアクセスルートへの影響について</p> <p>14. 土石流による影響評価について</p> <p>15. 主要変圧器の火災発生防止対策について</p> <p>16. 屋外タンク等からの溢水影響評価について</p> <p>17. 第4保管エリアの変更に伴う影響について</p> <p>18. 重油移送配管の経路変更に伴う影響について</p> <p>19. 防波壁通路防波扉に設置する漂流物対策工による屋外のアクセスルートへの影響について</p> <p>20. 可燃物施設火災時の影響評価方法について</p>	今回提出範囲

資料 No.	添付説明資料名	補足説明資料（内容）	備考
2	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	21. 安全対策工事に伴う西側工事エリア周辺の屋外のアクセスルートへの影響について	
3	発電用原子炉施設への人の不法な侵入等の防止について		
4	ブローアウトパネル関連設備の設計方針		

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
係る補足説明資料

目 次

1. 送電鉄塔他の影響評価について	
2. 保管場所及び屋外のアクセスルートの周辺斜面及び敷地下斜面すべり安定 性評価について	
3. 液状化及び揺すり込みによる沈下量及び傾斜の算定方法について	
4. 保管場所における液状化及び揺すり込みによる不等沈下・傾斜，液状化に 伴う浮き上がりによる影響評価について	1
5. 保管場所における地盤支持力評価について	13
6. 保管場所及び屋外のアクセスルート近傍の障害となり得る構造物と影響評 価について	
7. 保管場所及び屋外のアクセスルート周辺構造物の耐震性評価について	17
8. 屋外のアクセスルートの段差緩和対策等について	108
9. 屋外のアクセスルートの側方流動評価について	163
10. 屋内のアクセスルートの設定について	
11. 屋内のアクセスルート確保のための対策について	
12. 可搬型重大事故等対処設備の保管場所について	
13. 森林火災時における屋外のアクセスルートへの影響について	
14. 土石流による影響評価について	
15. 主要変圧器の火災発生防止対策について	
16. 屋外タンク等からの溢水影響評価について	
17. 第4保管エリアの変更に伴う影響について	
18. 重油移送配管の経路変更に伴う影響について	
19. 防波壁通路防波扉に設置する漂流物対策工による屋外のアクセスルートへ の影響について	
20. 可燃物施設火災時の影響評価方法について	
21. 安全対策工事に伴う西側工事エリア周辺の屋外のアクセスルートへの影響 について	

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

4.1 概要

可搬型設備の保管場所においては，液状化及び揺すり込みによる不等沈下・傾斜，液状化に伴う浮き上がりに対する保管場所への影響結果を説明する。

4.2 液状化及び揺すり込みによる不等沈下・傾斜

(1) 評価方法

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

保管エリアの位置図を図4-1に，保管エリア内の可搬型設備の配置図を図4-2に示す。

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

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

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

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

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

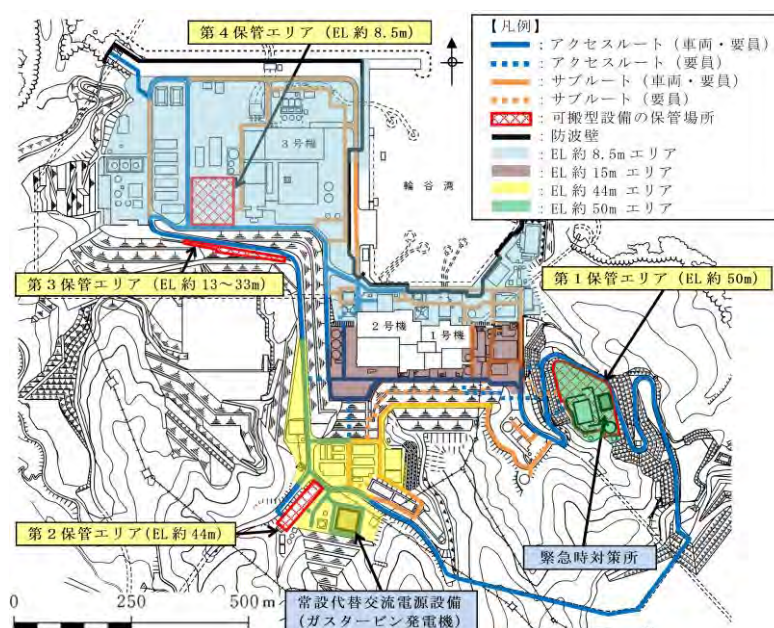
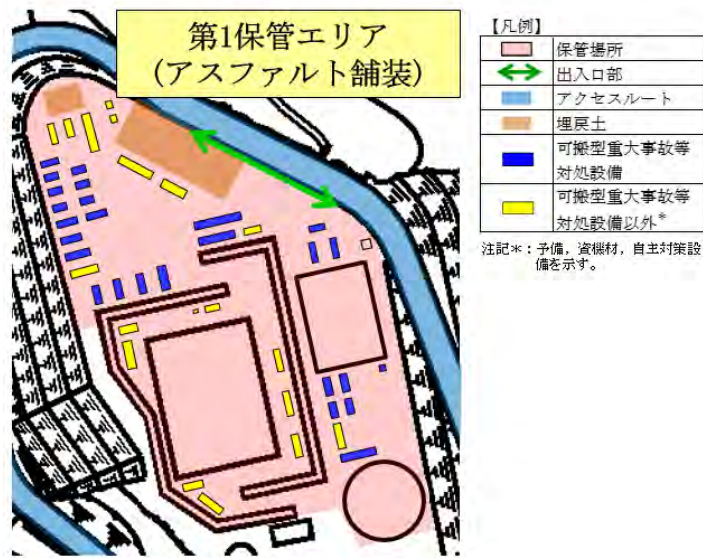


図4-1 保管エリア位置図



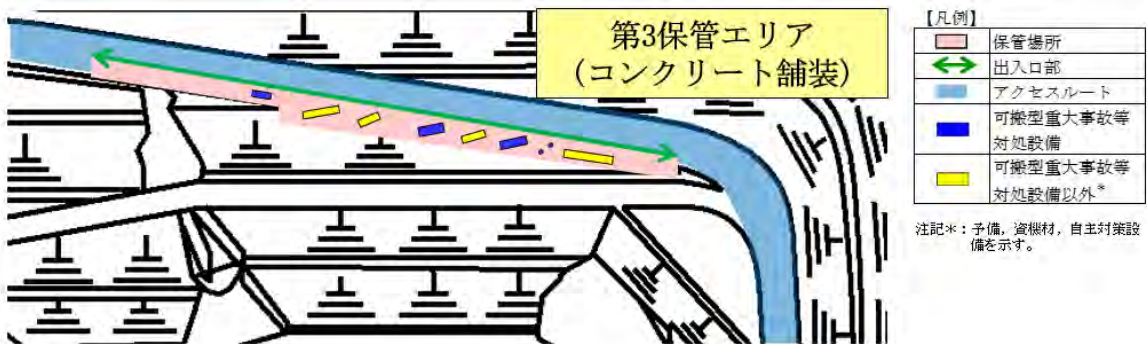
第1 保管エリア

図 4-2(1) 各保管エリア内の可搬型設備の配置図



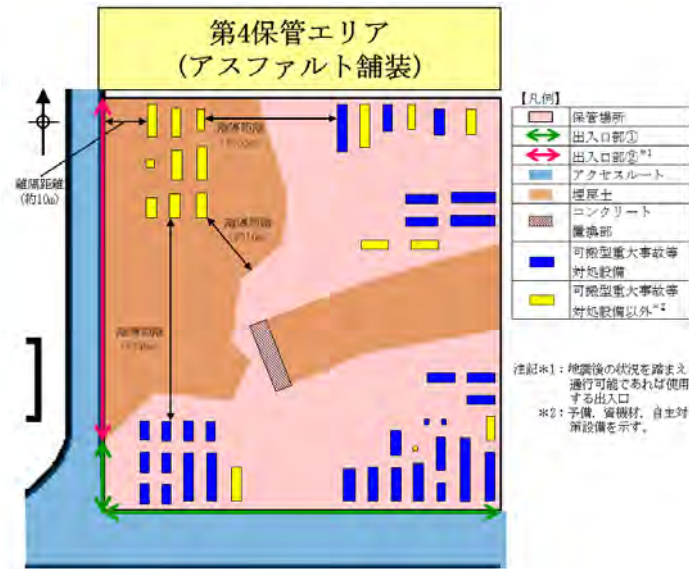
第2 保管エリア

図 4-2(2) 各保管エリア内の可搬型設備の配置図



第3 保管エリア

図 4-2(3) 各保管エリア内の可搬型設備の配置図



第4保管エリア

図 4-2 (4) 各保管エリア内の可搬型設備の配置図

a. 不等沈下に対する影響評価方法

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

b. 傾斜に対する影響評価方法

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

c. 液状化による沈下量

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

d. 揺すり込みによる沈下量

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

e. 地下水位の設定

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

f. 評価基準

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

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

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

配は，15%を設定する。

(2) 評価結果

a. 不等沈下の評価結果

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

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

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

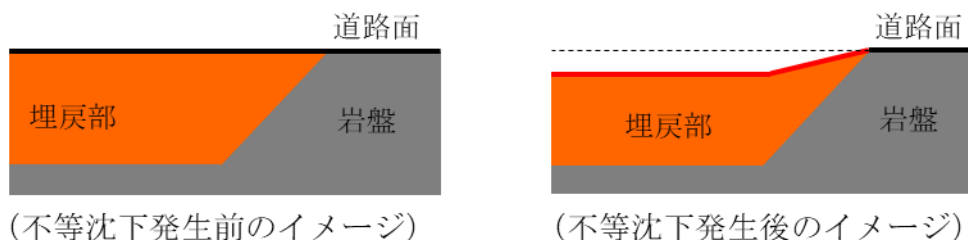


図4-3 岩盤と埋戻土との境界部の状況（第1保管エリア）

表4-1 沈下に対する影響評価結果

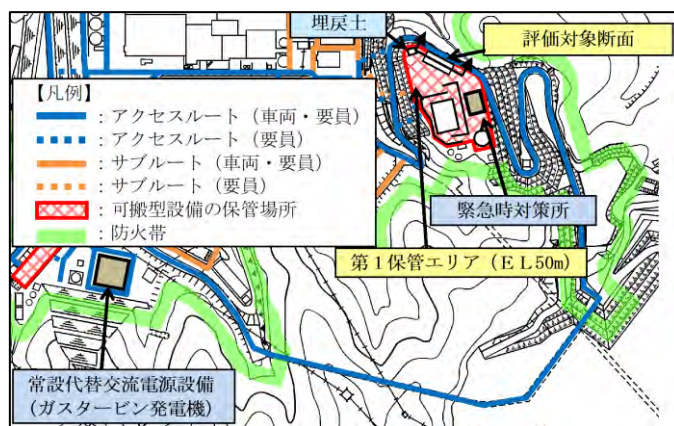
被害要因	評価結果			
	第1保管エリア	第2保管エリア	第3保管エリア	第4保管エリア
液状化及び揺すり込みによる不等沈下	問題なし	問題なし	該当なし	該当なし

b. 傾斜の評価結果

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

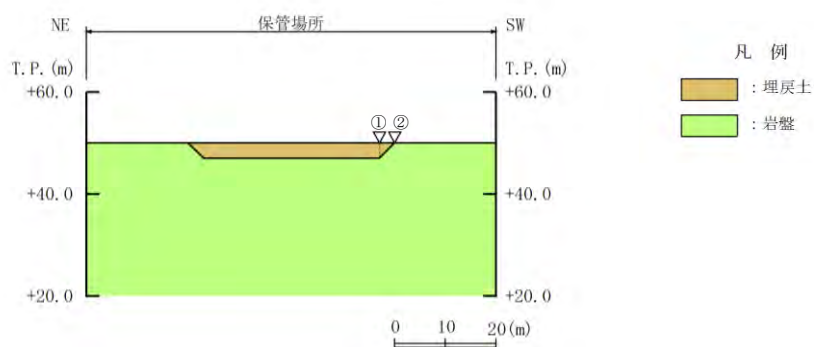
第1保管エリアにおける傾斜が発生する箇所として埋戻土が存在することから，広範囲に傾斜が生じる埋戻土を評価地点とする。評価地点のうち，想定される最大の傾斜（最大沈下量/岩盤傾斜面の幅）は3.5%であることから通行への影響はない。

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



平面図

▽: 沈下量評価地点

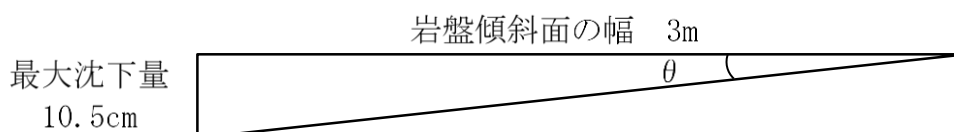


断面図

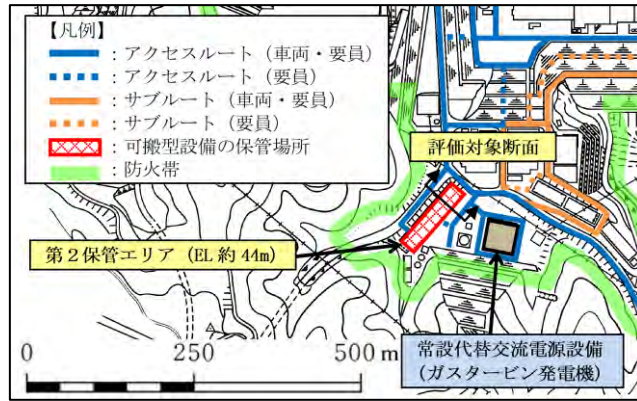
図 4-4 第 1 保管エリアの傾斜評価地点

表 4-2 第 1 保管エリアの傾斜評価結果

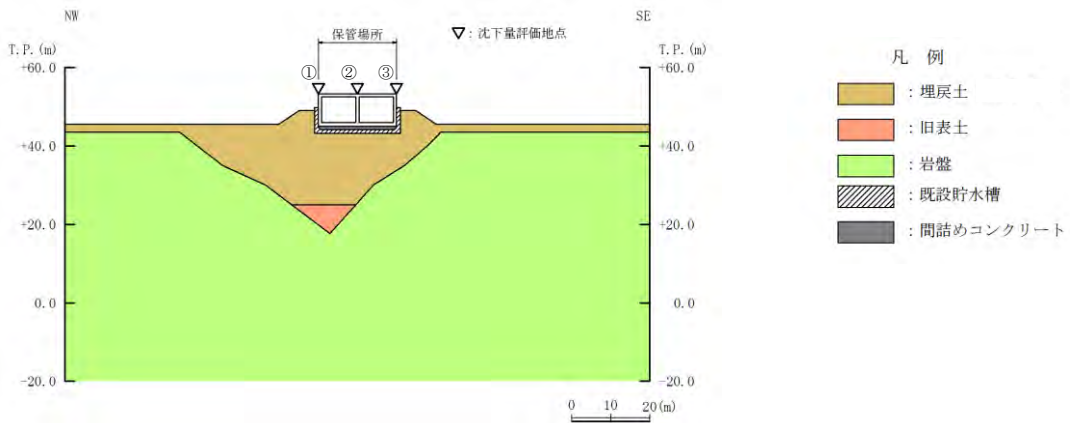
沈下対象層	① 北東側		② 南西側	
	対象厚さ (m)	沈下量 (cm)	対象厚さ (m)	沈下量 (cm)
埋戻土	3.0	10.5	0.0	0.0
最大沈下量	10.5cm		0.0cm	
岩盤傾斜面の幅	3.0m			
保管場所の傾斜 (θ) (最大沈下量/岩盤傾斜面の幅)	3.5%			



傾斜の考え方



平面図

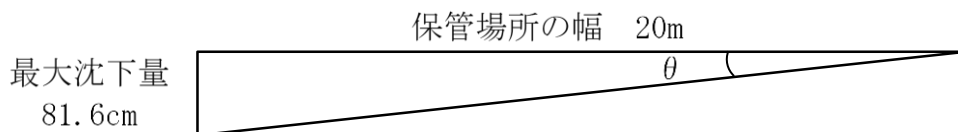


断面図（短辺方向）

図 4-5 第 2 保管エリアの傾斜評価地点

表 4-3 第 2 保管エリアの傾斜評価結果

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



傾斜の考え方

表 4-4 傾斜に対する影響評価結果

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

4.3 液状化に伴う浮き上がり

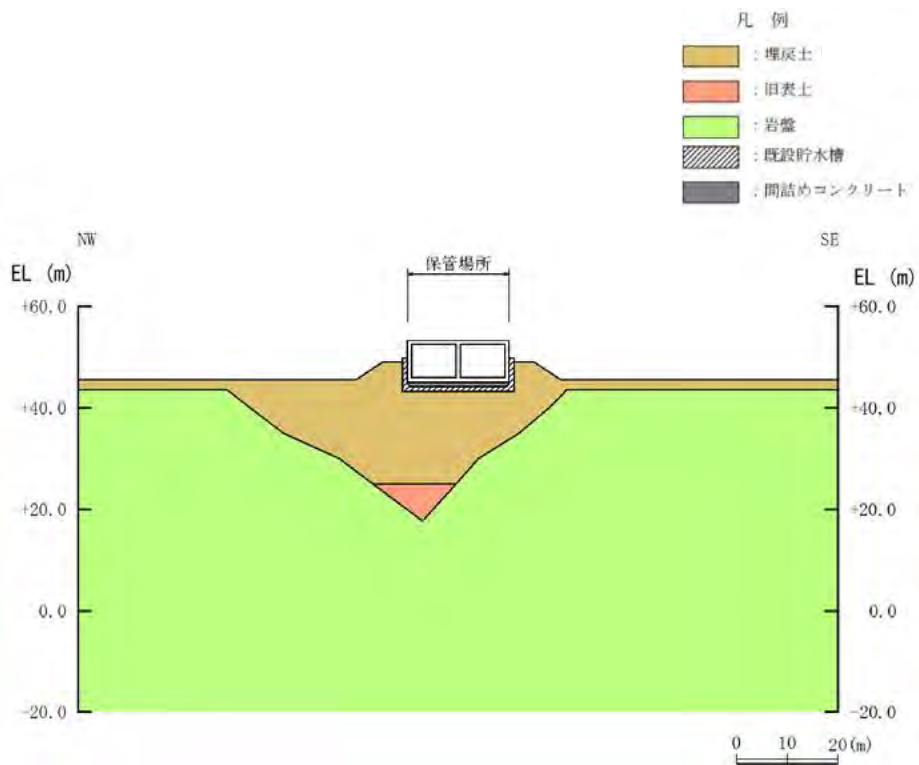
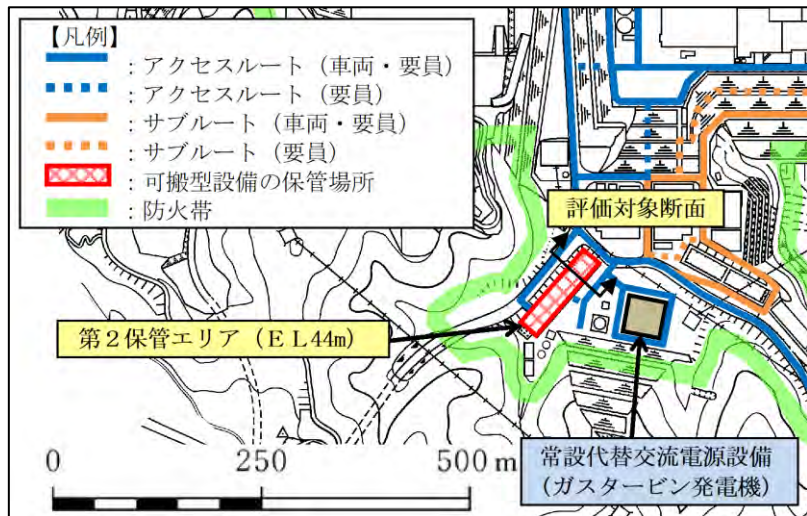
(1) 評価方法

液状化に伴う浮き上がりに対する保管場所への影響を評価する。

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

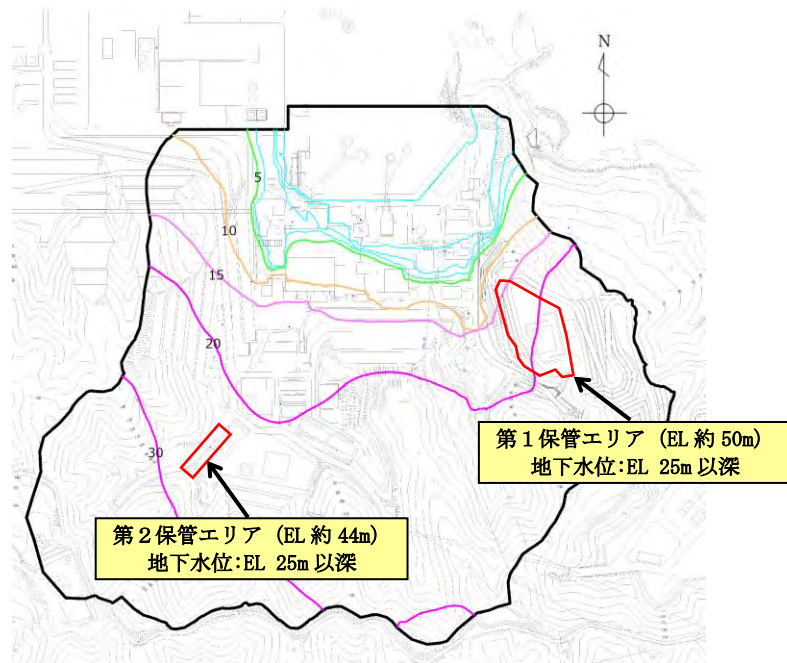
保管場所への影響評価では、「トンネル標準示方書（土木学会 2006）」に基づき、地下水位以深の地中埋設構造物の揚圧力と抵抗力から浮き上がりに対する安全率を算定し、算定した浮き上がり安全率が評価基準以上となることを評価する。評価基準は、浮き上がりに対する安全率が 1.0 とする。

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

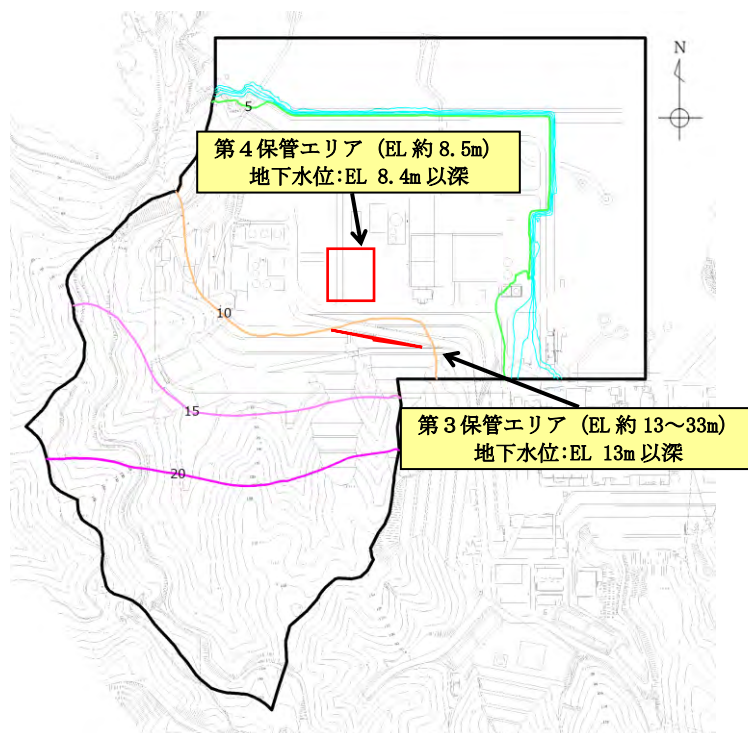


※ 地下水位は輪谷貯水槽（西1/西2）の下端（EL 43.6m）より十分に低い

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



1, 2号機エリア



3号機エリア

図4-7 保管場所の影響評価において参照する地下水位分布

(2) 評価結果

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

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

表4-5 液状化に伴う浮き上がりに対する影響評価結果

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

5. 保管場所における地盤支持力評価について

5.1 概要

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

ここでは、上記評価方法及び評価結果について説明する。

5.2 評価方法

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

(1) 地震時接地圧の算定

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

表5-1に基準地震動S_sによる各保管場所の鉛直震度係数を示す。

表5-1 基準地震動S_sによる各保管場所の鉛直震度係数

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

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

(2) 常時接地圧の算定

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

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

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

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

$$P = W / 2 / A$$

ここで、

W : 対象車両の軸重量 (kN) (70.4kN)

A : 地山上における輪荷重の載荷面の面積 (m²) (0.058m²)

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

ここで、

W₁ : 地山上における輪荷重の載荷面延長 (m) (0.20m)

W_b : 地山上における輪荷重の載荷面幅 (m) (0.29m)

$$P = 70.4 / 2 / 0.058$$

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

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

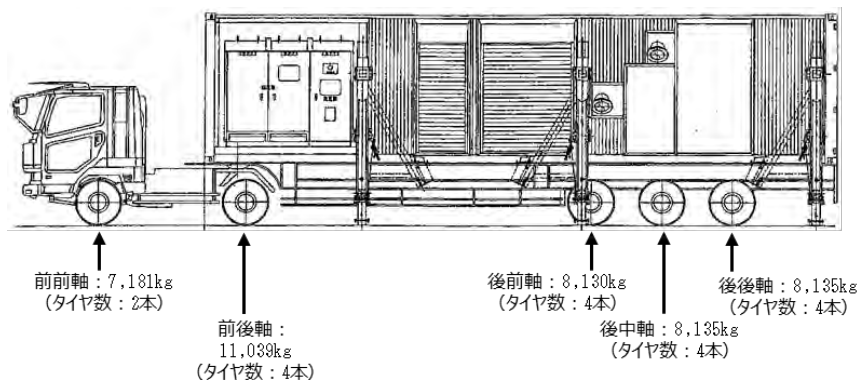
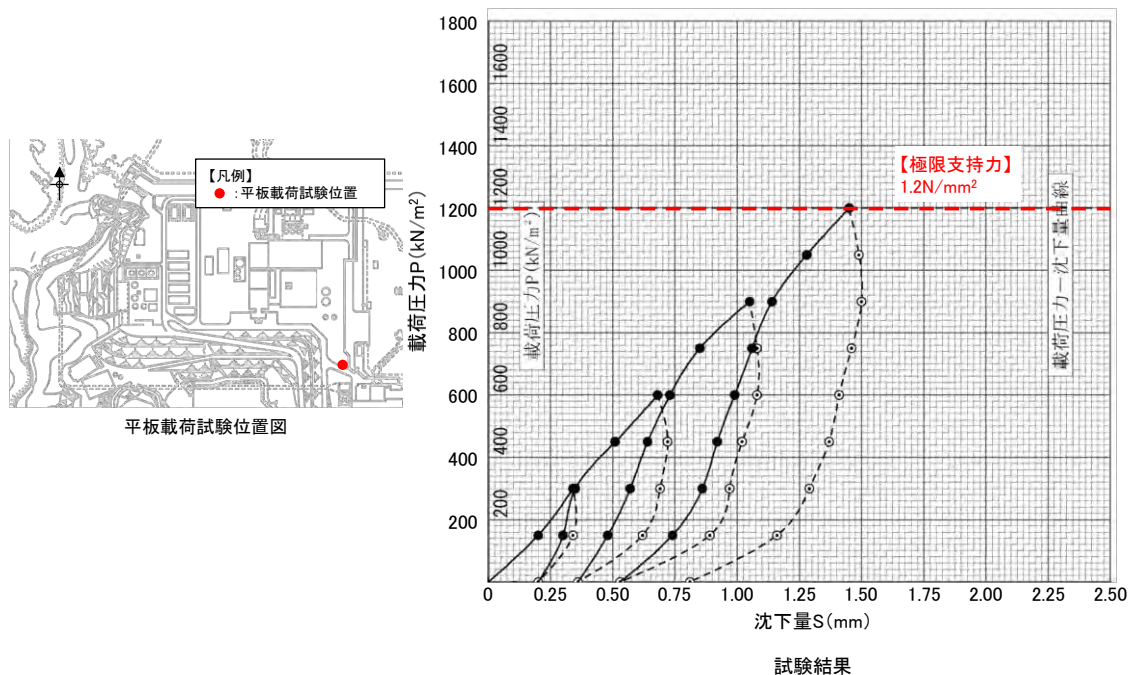


図 5-1 移動式代替熱交換設備の仕様

(3) 地震時接地圧に対する安全率の算定

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

- ・第1保管エリアは、CL級～CH級の岩盤に設置されていることから、岩盤部を対象に評価する。岩盤部については、安全側の評価の観点から、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づきCL級岩盤の地盤支持力(3.9N/mm²)を評価基準値に設定する。
- ・第2保管エリアは、盛土上の輪谷貯水槽(西1/西2)の上に設置されることから、図5-2に示す埋戻土の地盤支持力(1.2N/mm²)を評価基準値に設定する。
- ・第3保管エリアは、CL級～CH級の岩盤に設置されているが、安全側の評価の観点から、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づきCL級岩盤の地盤支持力(3.9N/mm²)を評価基準値に設定する。
- ・第4保管エリアは、CL級～CH級の岩盤に設置されているが、安全側の評価の観点から、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づきCL級岩盤の地盤支持力(3.9N/mm²)を評価基準値に設定する。



2021年4月30日 第972回審査会合「島根原子力発電所2号炉 耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価(補足説明資料)」抜粋

図5-2 平板載荷試験結果(埋戻土)

(4) 評価基準

評価基準は、地震時接地圧による安全率が1.0以上とする。

5.3 評価結果

評価結果を表 5-2 に示す。

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

表 5-2 地盤支持力に対する影響評価結果

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

7.2.4 第二輪谷トンネルの耐震性評価

(1) 概要

第二輪谷トンネルは、緊急時対策所及び保管場所から目的地（保管場所、作業場所（2号炉周辺、淡水、海水取水場所等）、原子炉建物入口）への屋外アクセスルートであるため、基準地震動 S_s による地震動に対して耐震評価を実施し、屋外アクセスルートの通行性を確認する。

(2) 基本方針

a. 位置

第二輪谷トンネルの位置を図7.2.4-1に示す。

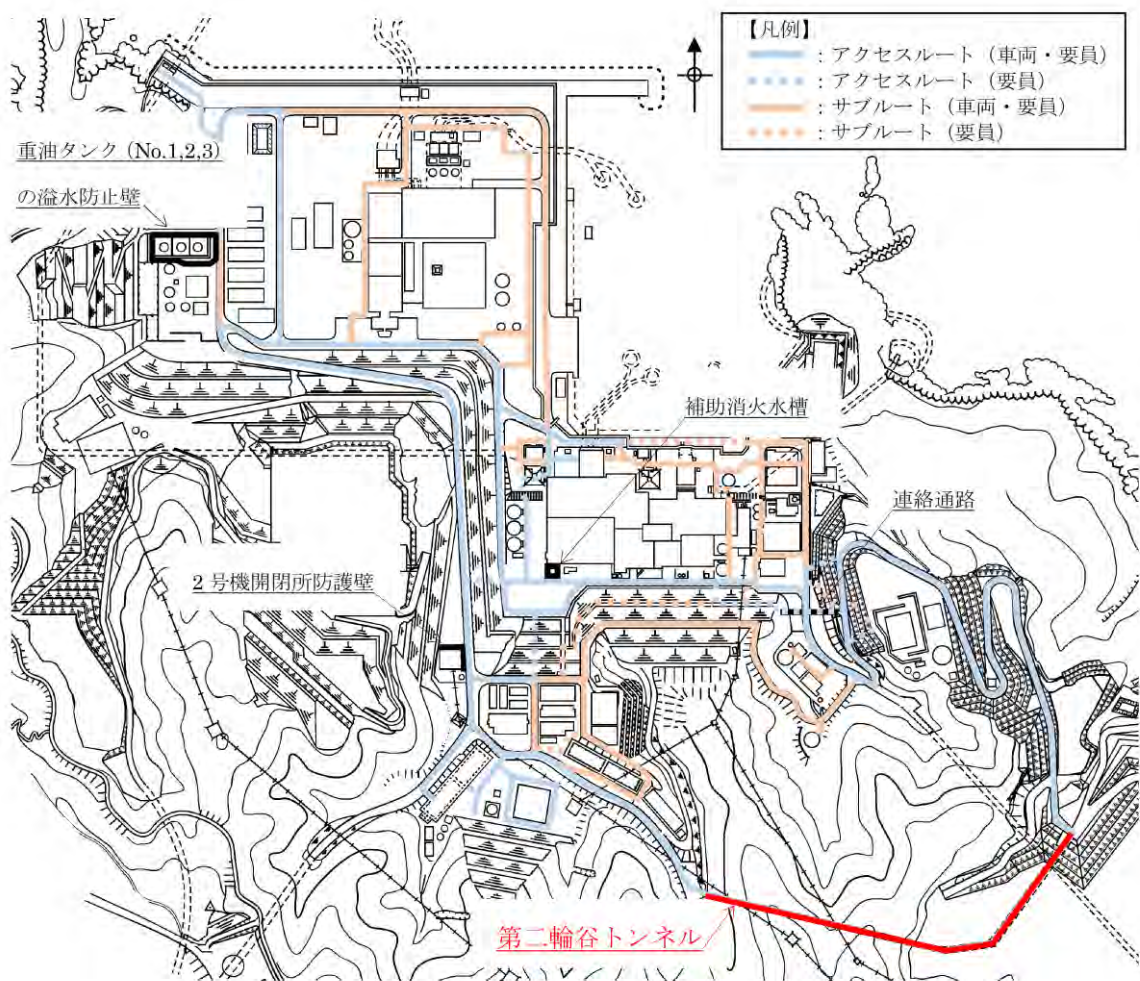


図7.2.4-1 第二輪谷トンネルの設置位置

b. 構造概要

屋外のアクセスルートとして使用する第二輪谷トンネルは、内空幅約 9m, 内空高さ約 7m, 延長約 575m (トンネル部: 約 335m, アーチカルバート部: 240m) の鉄筋コンクリート造の道路トンネルであり、岩盤又は埋戻土内に設置している。また、トンネル部については既設覆工コンクリートを内巻するように覆工コンクリートを打設している。

第二輪谷トンネルの概略平面図を図 7.2.4-2 に、概略断面図を図 7.2.4-3 に、概略配筋図を図 7.2.4-4 に示す。

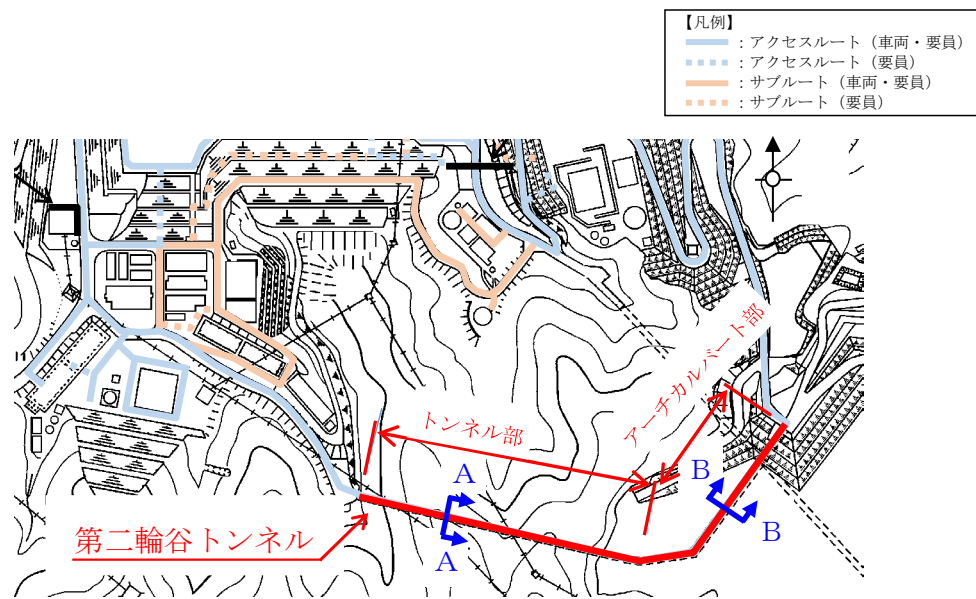


図 7.2.4-2 第二輪谷トンネルの概略平面図

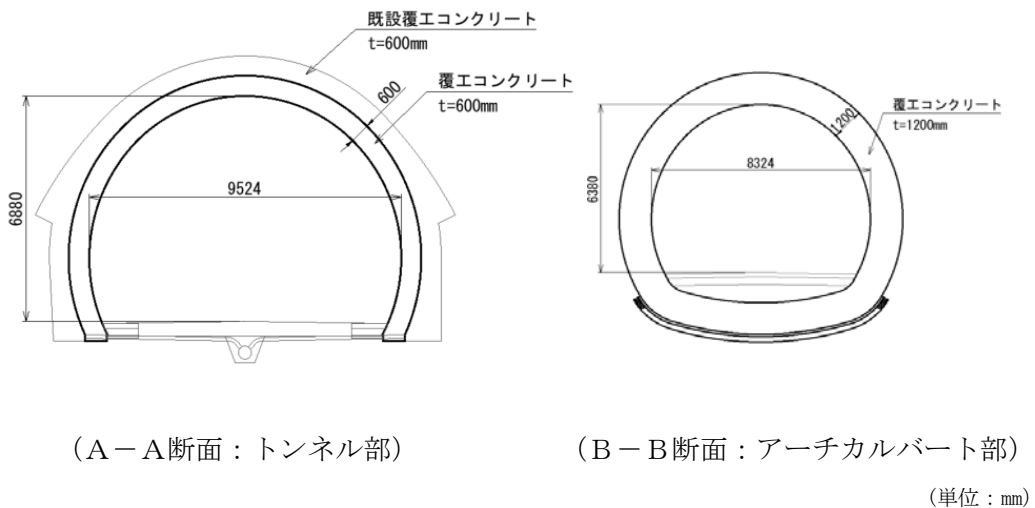
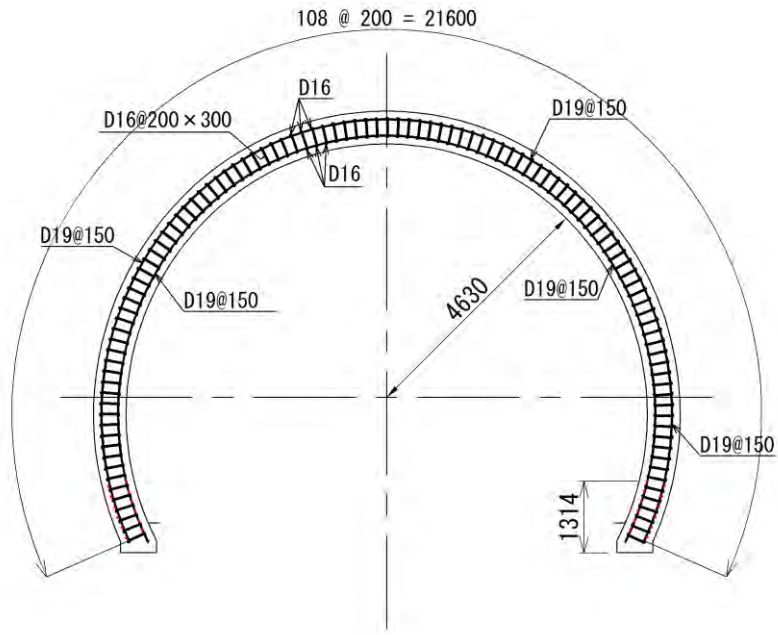
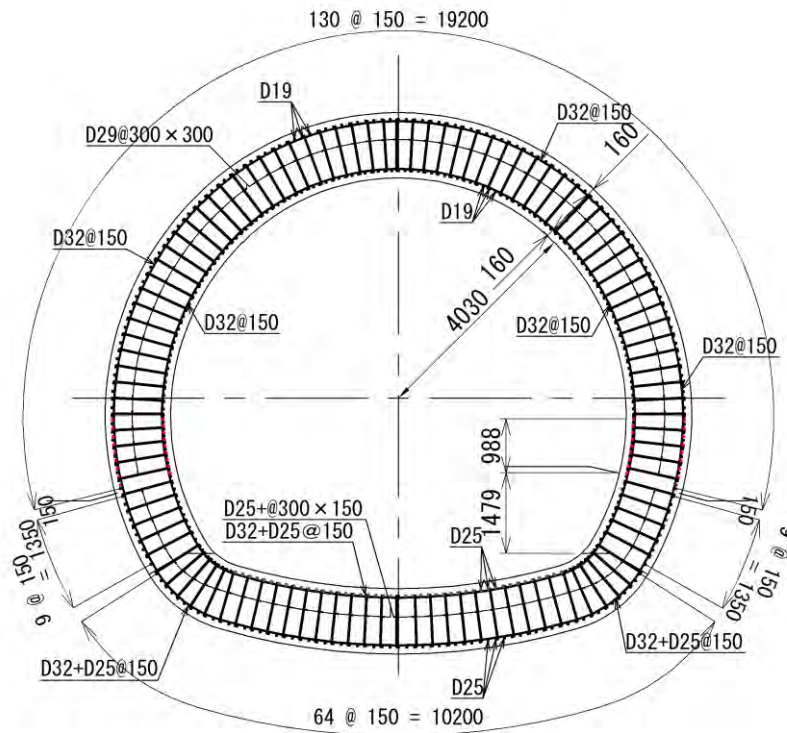


図 7.2.4-3 第二輪谷トンネルの概略断面図



(単位 : mm)

図 7.2.4-4(1) 第二輪谷トンネルの概略配筋図 (A-A断面, トンネル部)



(単位 : mm)

図 7.2.4-4(2) 第二輪谷トンネルの概略配筋図
(B-B断面, アーチカルバート部)

c. 評価方針

第二輪谷トンネルの耐震評価は、基準地震動 S_s (6波) による地震力に対して通行性を確保するため、構造部材の健全性評価、アクセスルートの通行性に影響を及ぼさないための確認として残留変形量の評価及び埋戻土内に設置しているアーチカルバート部の基礎地盤の支持性能評価を実施する。

第二輪谷トンネルの耐震評価フローを図 7.2.4-5 に示す。

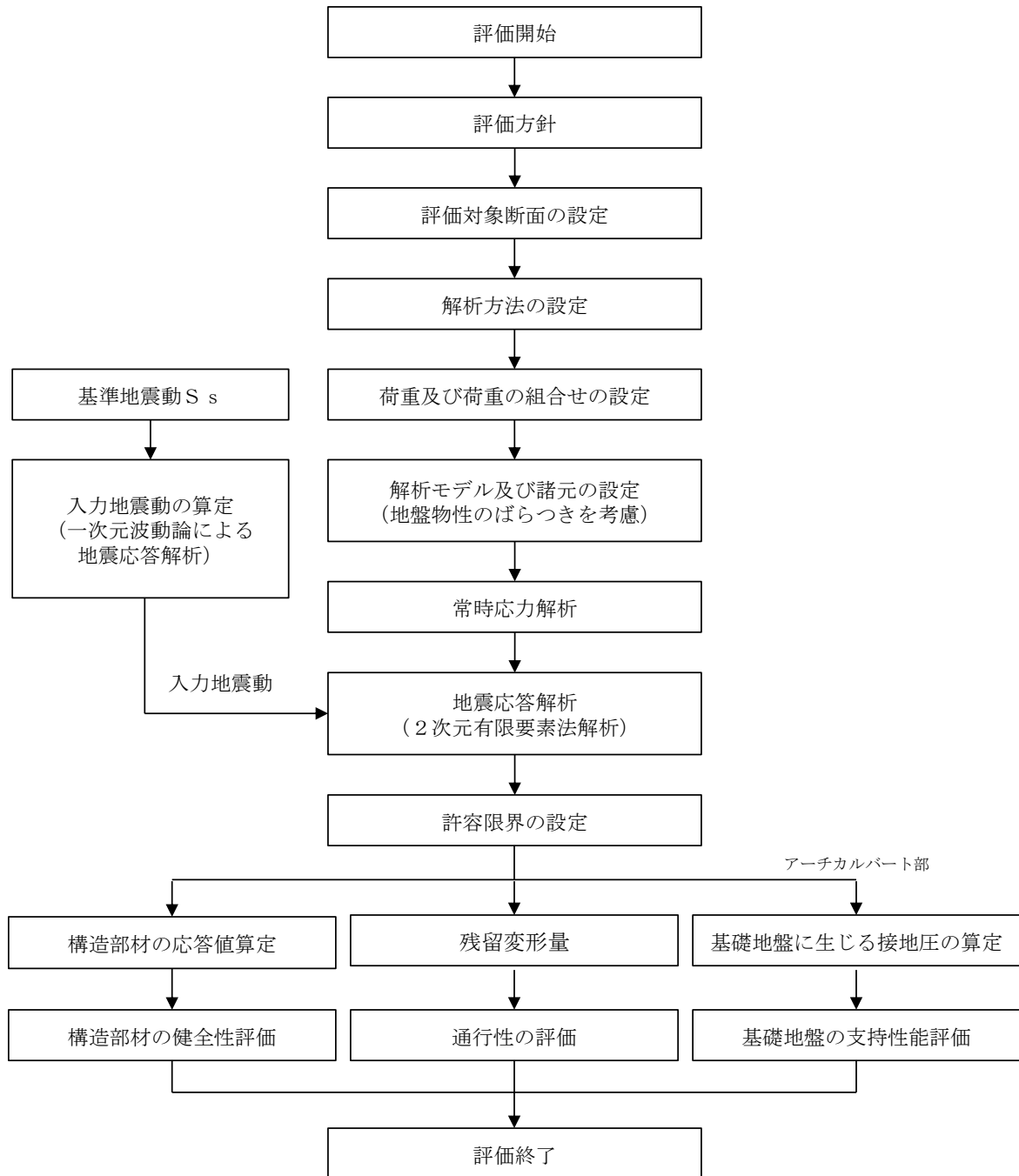


図 7.2.4-5 第二輪谷トンネルの耐震評価フロー

(3) 耐震評価

a. 評価対象断面及び評価対象部位

評価対象断面は、構造の安定性に支配的な弱軸方向である横断方向（軸方向に対して直交する断面）とし、トンネル部の区間については、最も土被りが厚い位置、アーチカルバート部の区間については、最も直下の盛土層厚が厚い位置とし、全断面を評価対象部位とする。

なお、アーチカルバート部坑口上部の埋戻土については、「2. 保管場所及びアクセスルートの周辺斜面及び敷地下斜面のすべり安定性評価について」において、グループD（盛土斜面，法尻標高 EL 88m）の斜面の一部として抽出されており、当該斜面は安定性を有することを確認している。

第二輪谷トンネルの評価対象断面図を図 7.2.4—6 に示す。

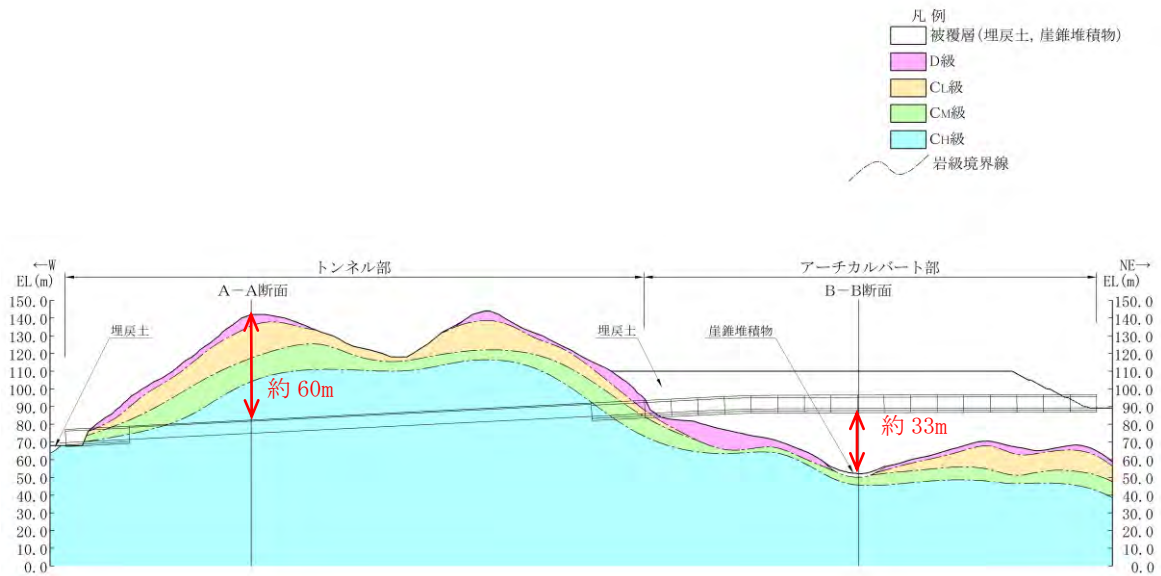
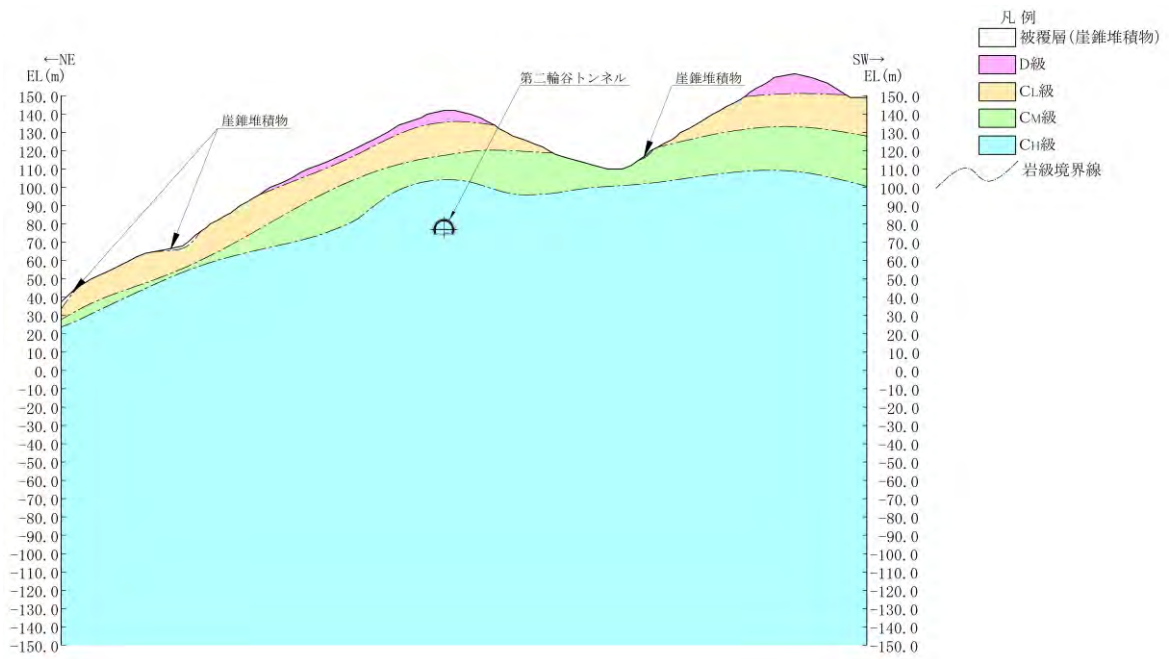
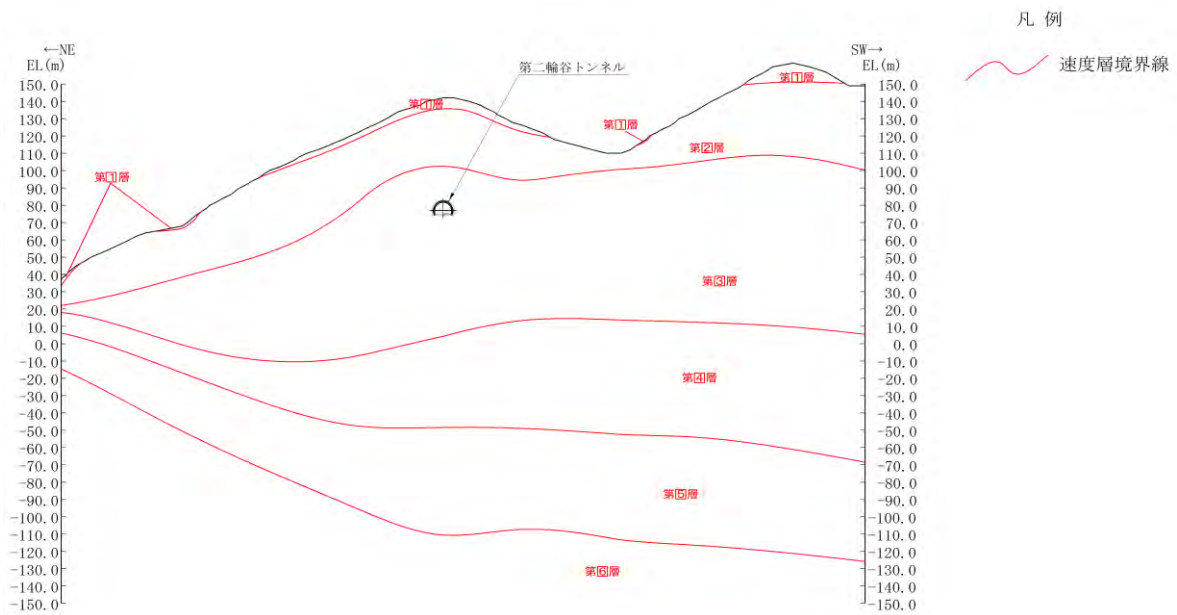


図 7.2.4—6 (1) 評価対象断面図（評価対象断面位置（縦断面））

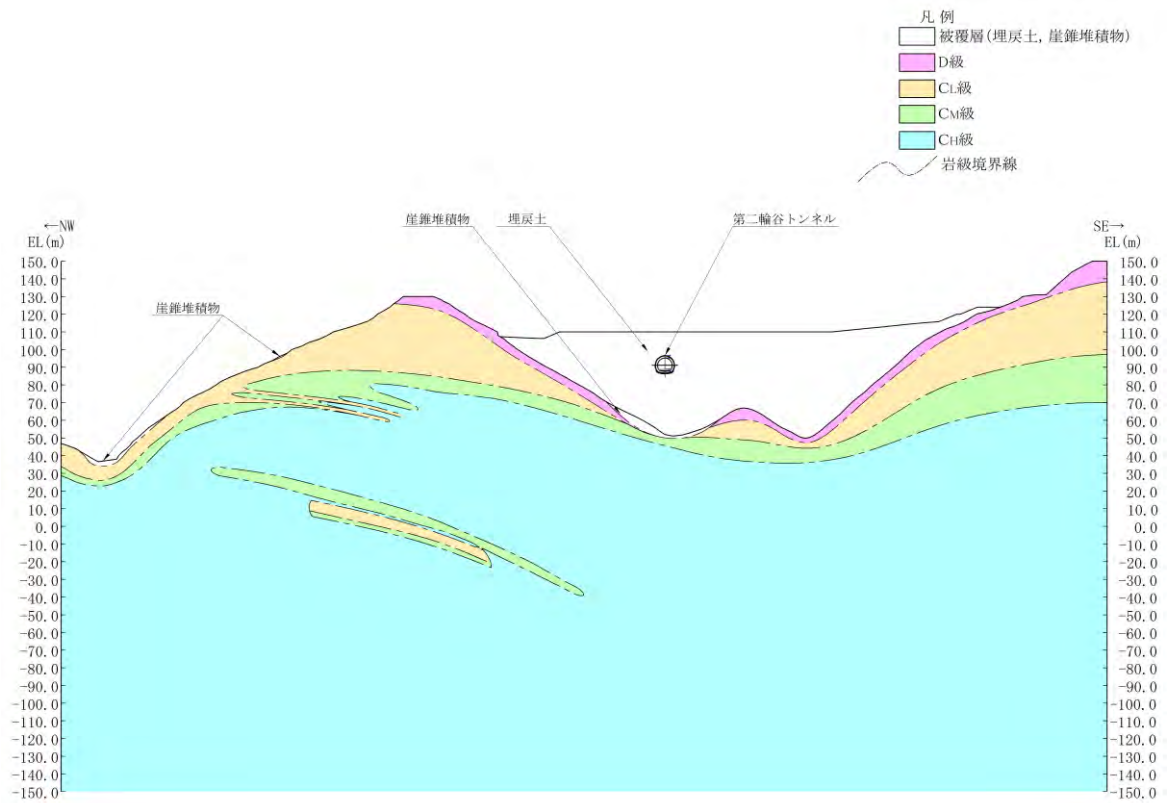


(岩級図)

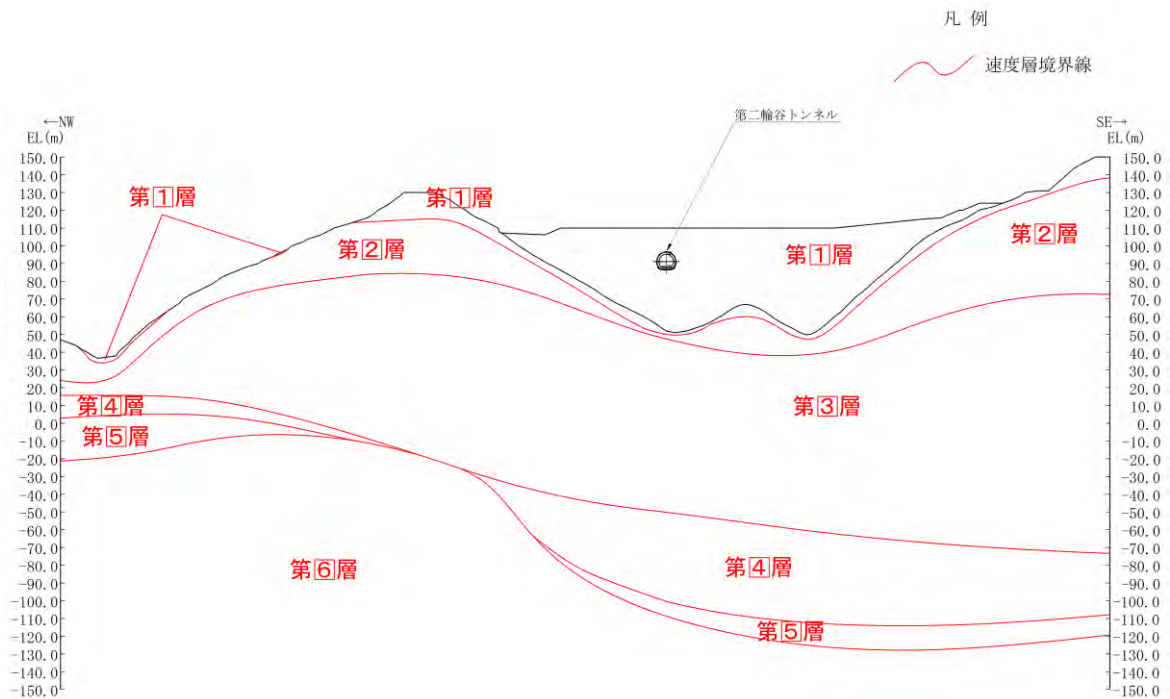


(速度層区分図)

図 7.2.4—6 (2) 評価対象断面図 (A—A断面: トンネル部)



(岩級図)



(速度層区分図)

図 7.2.4—6 (3) 評価対象断面図 (B—B断面：アーチカルバート部)

b. 荷重及び荷重の組み合わせ

荷重は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。荷重の組合せを表 7.2.4-1 に示す。

表 7.2.4-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S _s)	G + P _s + S _s

G : 固定荷重

P_s : 積雪荷重

S_s : 地震荷重 (基準地震動 S_s)

c. 許容限界

第二輪谷トンネルの耐震評価における許容限界を表 7.2.4-2 に示す。

表 7.2.4-2 第二輪谷トンネルの耐震評価における許容限界

機能設計上の性能目標	地震力	部材	機能維持のための考え方	許容限界
屋外のアクセスルートを確認すること	基準地震動 S _s	鉄筋コンクリート	発生する応力が許容限界を超えないことを確認	曲げ耐力
				せん断耐力*1
		基礎地盤 (アーチカルバート部)	発生する残留変形量が通行性に影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	可搬型設備 (車両) が通行可能 : 段差 15cm
			発生する接地圧が許容限界を超えないことを確認	極限支持力度 2.1N/mm ² (埋戻土) *2

注記*1 : 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (2005年6月土木学会 原子力土木委員会)

*2 : 各アーチカルバート部における平板載荷試験結果 (平板載荷試験の概略平面位置図を図 7.2.4-7 に示す。)



図 7.2.4-7 平板载荷試験の概略平面位置図

d. 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 7.2.4—3 に、使用材料の物性値を表 7.2.4—4 に示す。

表 7.2.4—3 構造物の使用材料

材 料		仕 様
構造物 (トンネル部)	コンクリート	設計基準強度 30.0N/mm ²
	鉄筋	SD345
構造物 (アーチカルバート部)	コンクリート	設計基準強度 30.0N/mm ²
	鉄筋	SD345

表 7.2.4—4 使用材料の物性値

材 料	ヤング係数 (N/mm ²)	単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比
構造物 (鉄筋コンクリート)	2.8×10 ⁴	24.0	0.2

e. 入力地震動及び地震応答解析

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 を一次元波動論により地震応答解析モデル下端位置で評価したものをを用いる。また、構造物の設置方向を考慮し、方向性を有する基準地震動 ($S_s - F1$ 及び $F2$) は角度補正を実施する。

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる2次元動的有限要素法により、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析を行う。地下水位は構造物の底版下端より十分低いことから、解析手法は全応力解析（解析コード「TDAPⅢ」）とする。

構造部材については、非線形はり要素でモデル化することとし、 $M-\phi$ 関係のトリリニアモデルとする。履歴特性は、修正武田モデルを適用し、コンクリートの応力-ひずみ関係を考慮する。岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。また、埋戻土は、地盤の非線形性をマルチスプリング要素で考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。

地盤については、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお、アーチカルバート部の解析モデル中の埋戻土の物性値について、適用性の確認結果を参考資料1に示す。

設計地下水位は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。当該断面の一部は、浸透流解析の解析領域外の部分であるが、地下水位は浸透流解析モデル境界の分水嶺地点が最も高くなり、分水嶺地点における地下水位はEL 40m以下であり、構造物下端（約EL 70m）より十分低く岩盤内となる。また、「2.4.2.3 才津谷土捨場盛土斜面」において、2次元浸透流解析の結果では、才津谷土捨場盛土斜面の地下水位はEL 42mとなる。したがって、耐震評価においては地下水を考慮しない。なお、才津谷土捨場盛土斜面の直下に位置する沢筋には、暗渠排水管を設置しており、地下水位の上昇を抑制している。

地震応答解析モデル範囲については、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（社団法人日本電気協会 電気技術基準調査委員会）を参考に、モデル幅を構造物基礎幅の5倍以上、モデル高さを構造物基礎幅の1.5倍～2倍以上とする。また、地形による影響を確認するため、山頂が解析モデル範囲に含まれるよう設定した。

第二輪谷トンネル（トンネル部）の解析モデルを図7.2.4-8に、第二輪谷トンネル（アーチカルバート部）の解析モデルを図7.2.4-9に示す。

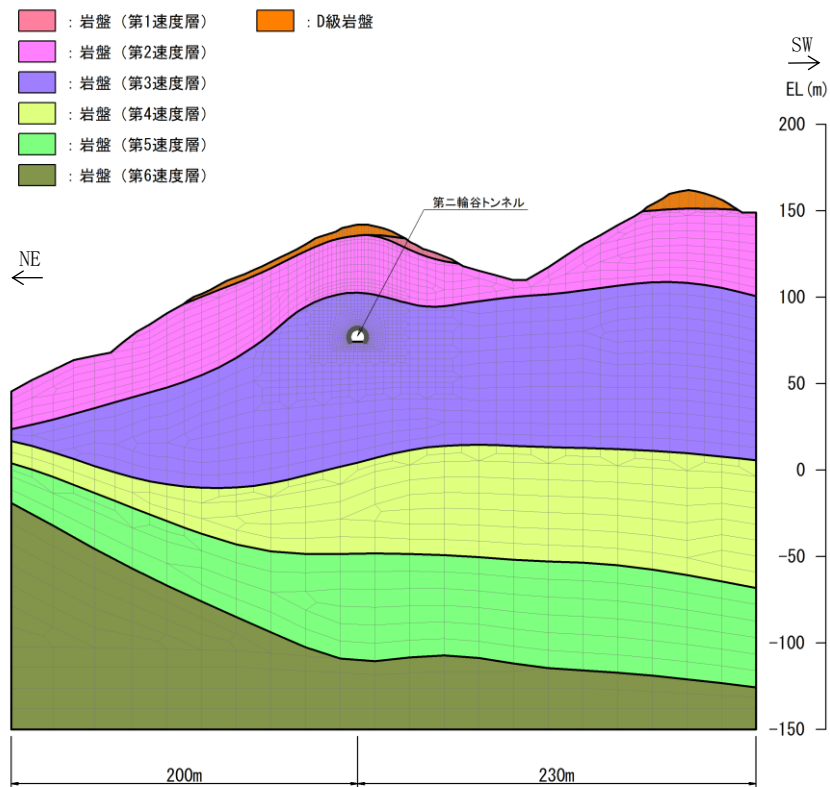


図 7.2.4-8 第二輪谷トンネル (トンネル部) の解析モデル

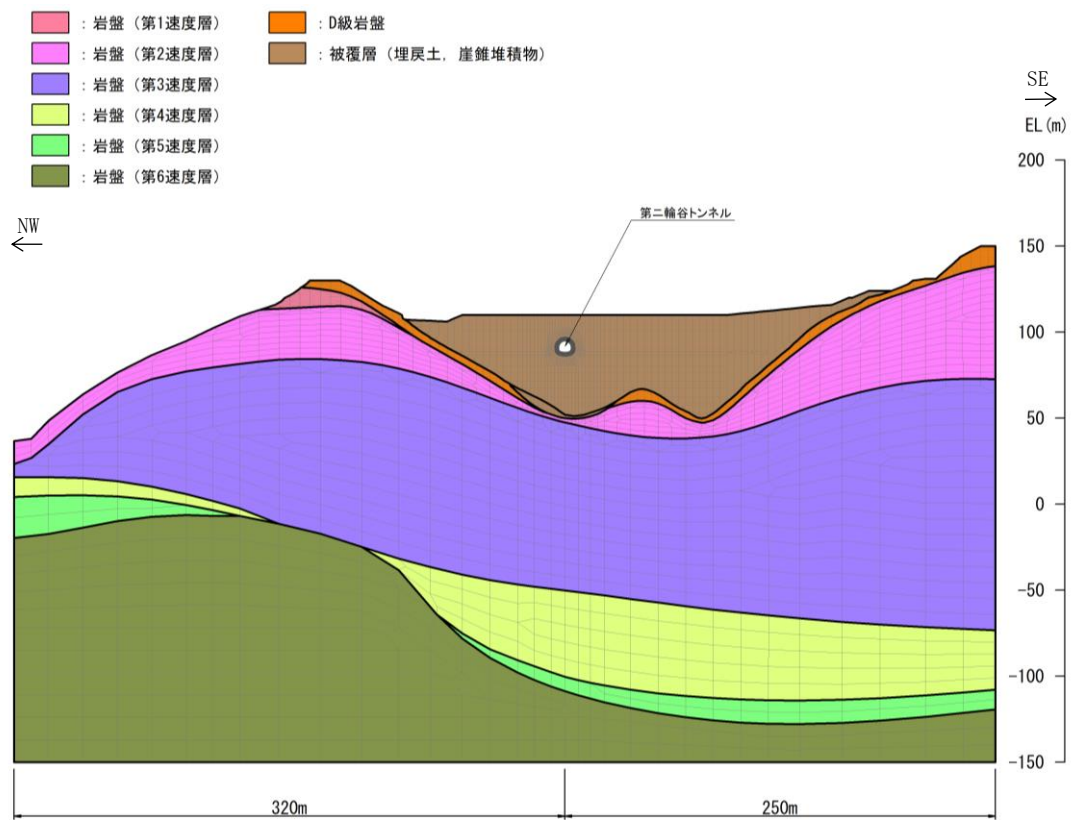


図 7.2.4-9 第二輪谷トンネル (アーチカルバート部) の解析モデル

(4) 評価方法

評価対象部材の耐震評価は、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を行う。併せて、残留変形量に対する評価を行い、許容限界以下であることを確認する。

(5) 評価結果

鉄筋コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 7.2.4-5 に、照査値最大時の断面力図を図 7.2.4-10 に示す。せん断破壊に対する最大照査値を表 7.2.4-6 に、照査値最大時の断面力図を図 7.2.4-11 に示す。曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊の照査値が許容限界以下であることを確認した。

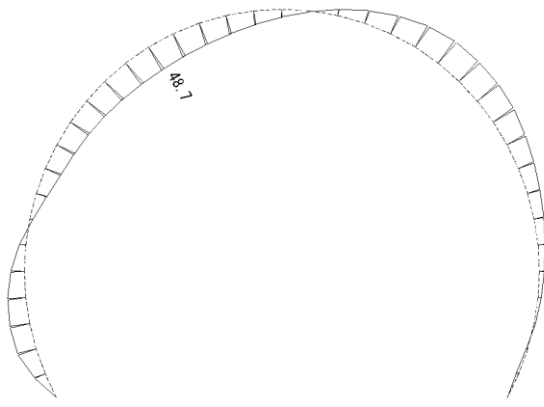
また、残留変形図を図 7.2.4-12 に示す。トンネル部における鉛直変形量は約 0.3cm、アーチカルバート部における鉛直変形量は約 0.7cm であり、可搬型設備（車両）の通行に支障をきたす段差（15cm）は発生しないことを確認した。なお、鉛直変形量が、各カルバートにおいて発生するものと仮定した場合も、鉛直変形量は約 1.4cm であり、可搬型設備（車両）の通行に支障をきたす段差（15cm）は発生しないことを確認した。

アーチカルバート部の基礎地盤の支持性能評価結果を表 7.2.4-7 に示す。基礎地盤は、基準地震動 S_s に対し、支持性能を有することを確認した。

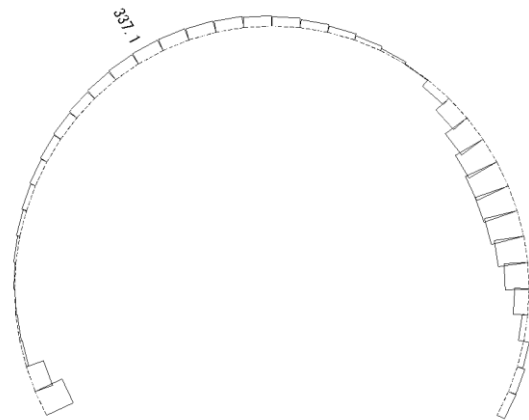
表 7.2.4-5(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値 (トンネル部)

部位	地震動	照査用 曲げモーメント M_d^* (kN・m)	軸力 (kN)	終局曲げ モーメント M_u^* (kN・m)	照査値 M_d/M_u
トンネル部	S s - N 1	-51	-354	-233	0.22

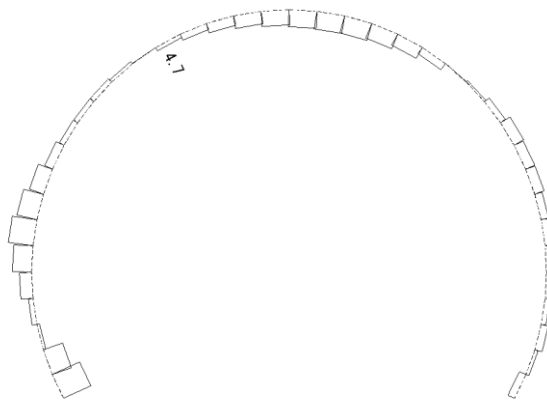
注記* : 照査用曲げモーメント M_d = 発生曲げモーメント M × 構造解析係数 γ_a (=1.05)



(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力 (kN)



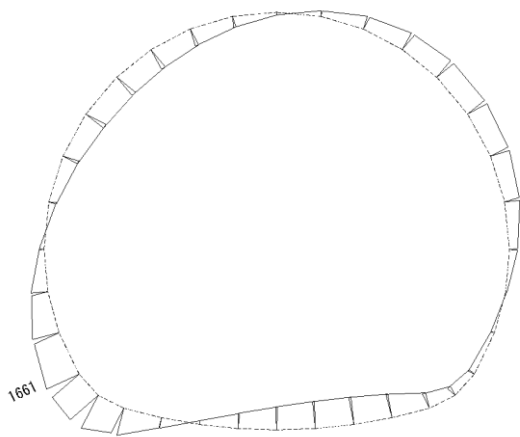
(c) せん断力 (kN)

図 7.2.4-10(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力図
(トンネル部, S s - N 1)

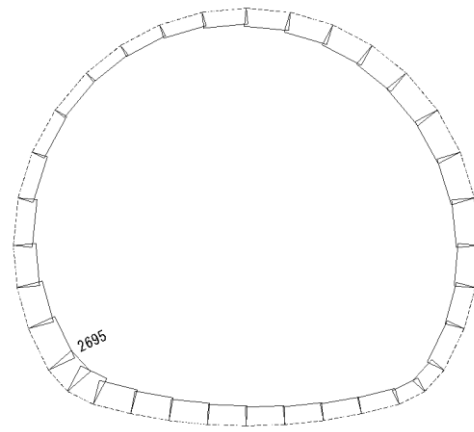
表 7.2.4-5(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値 (アーチカルバート部)

部位	地震動	照査用 曲げモーメント M_d^* (kN・m)	軸力 (kN)	終局曲げ モーメント M_u^* (kN・m)	照査値 M_d/M_u
アーチカルバート部	S s - N 1	1744	2829	2927	0.60

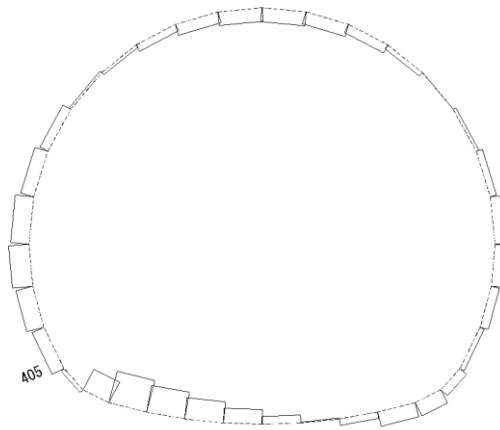
注記* : 照査用曲げモーメント M_d = 発生曲げモーメント M × 構造解析係数 γ_a (=1.05)



(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力 (kN)



(c) せん断力 (kN)

図 7.2.4-10(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力図 (アーチカルバート部, S s - N 1)

表 7.2.4-6(1) せん断破壊に対する最大照査値 (トンネル部)

地震動	照査用 せん断力 V_d^* (kN)	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d/V_{y d}$
S s - N 1	64	649	0.10

注記* : 照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 $\gamma_a (=1.05)$

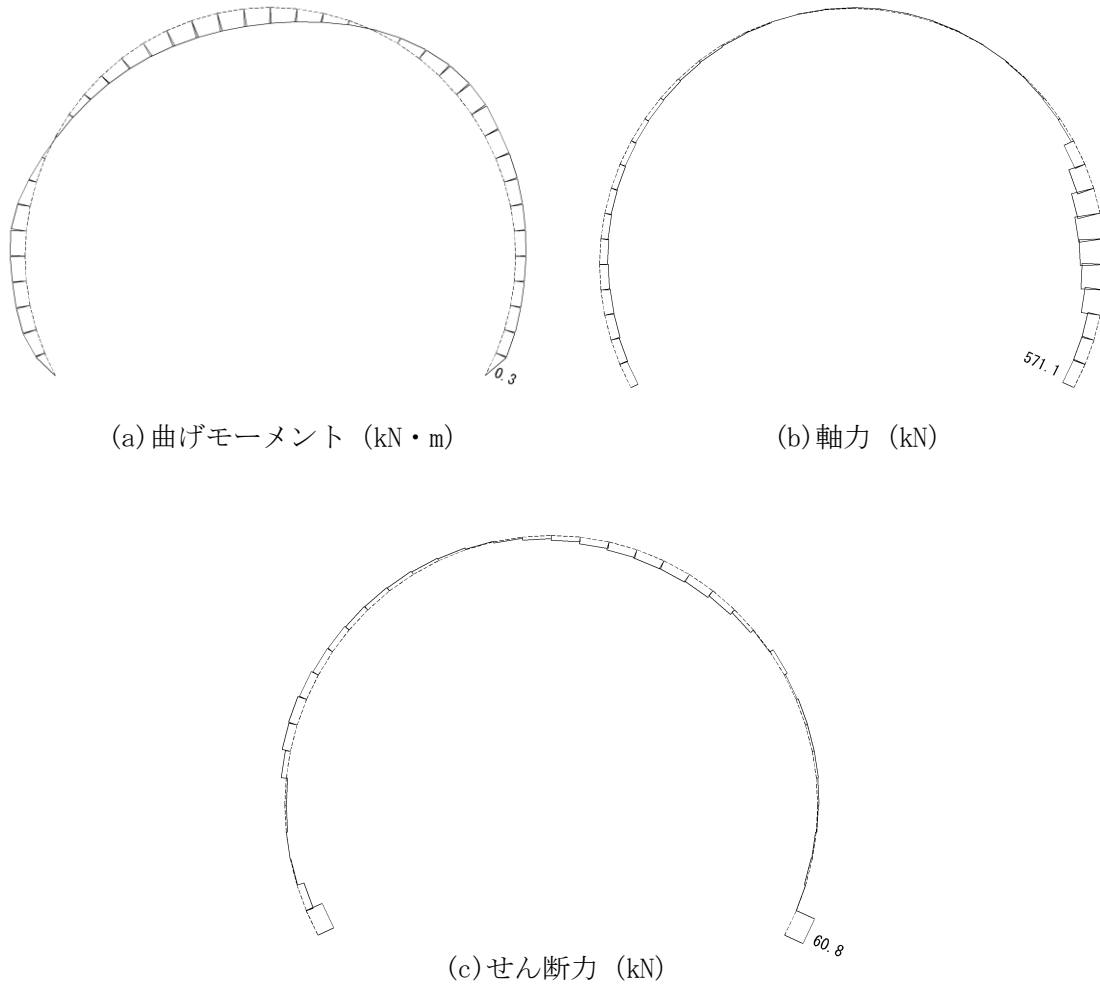


図 7.2.4-11(1) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図 (トンネル部, S s - N 1)

表 7.2.4-6(2) せん断破壊に対する最大照査値 (アーチカルバート部)

地震動	照査用 せん断力 V_d^* (kN)	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d/V_{y d}$
S s - D	1434	3851	0.38

注記* : 照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 $\gamma_a (=1.05)$

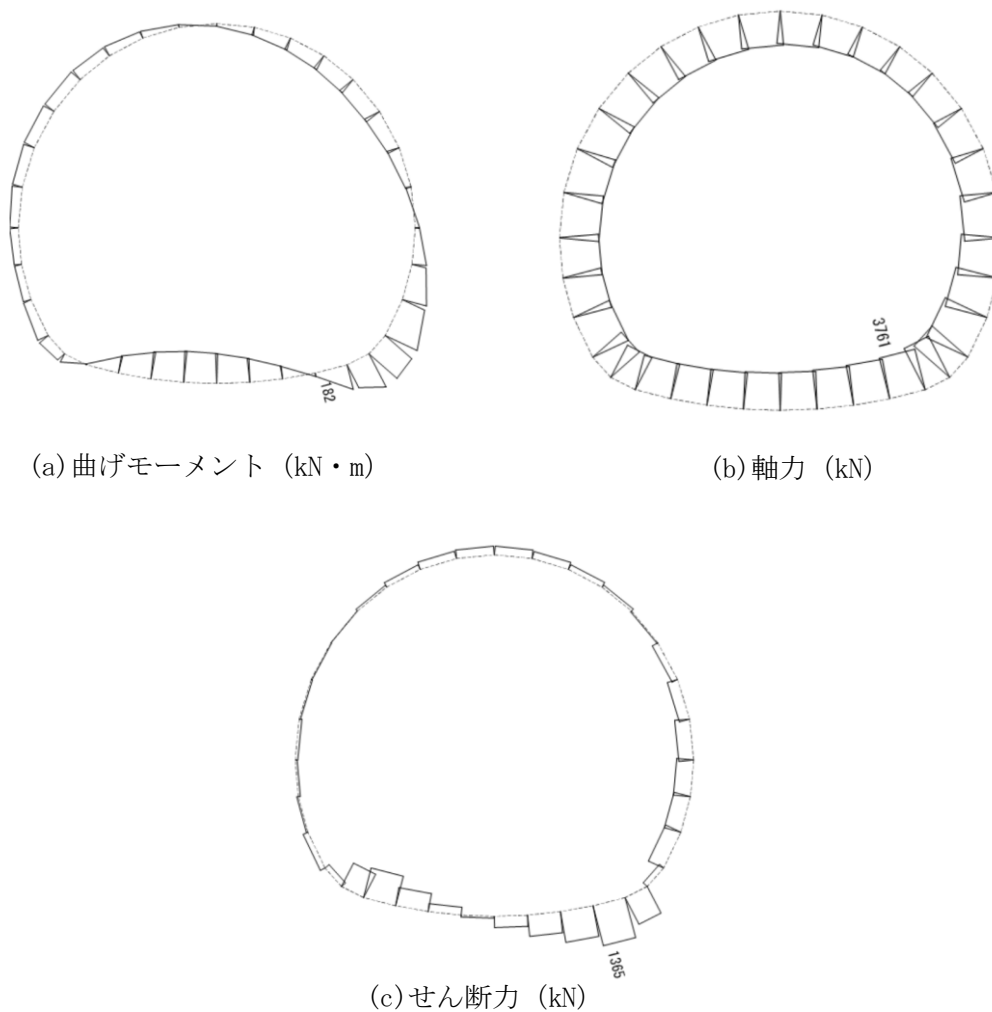


図 7.2.4-11 (2) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図
(アーチカルバート部, S s - D)

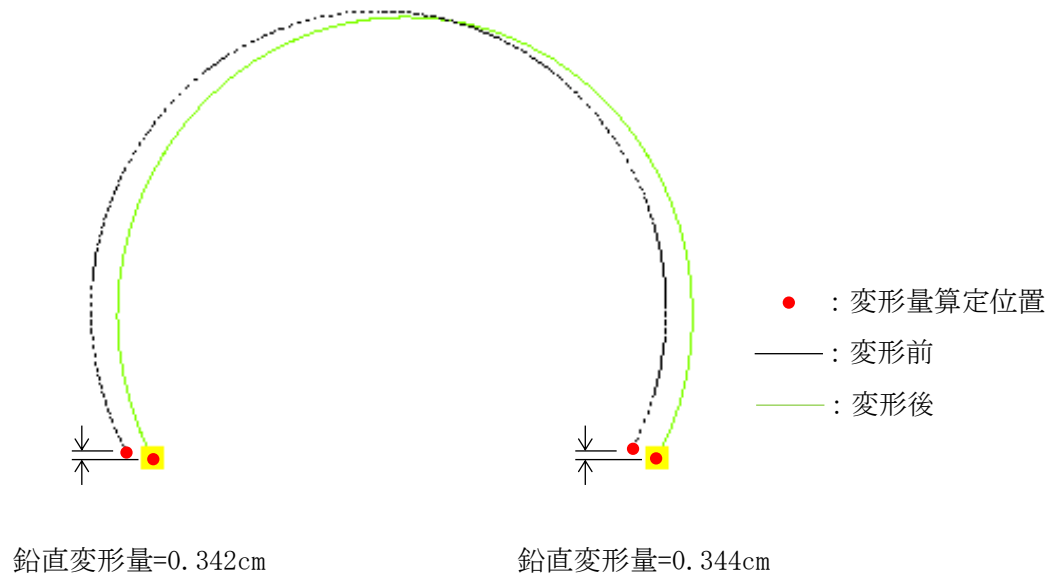


図 7.2.4-12(1) 残留変形図 (トンネル部)

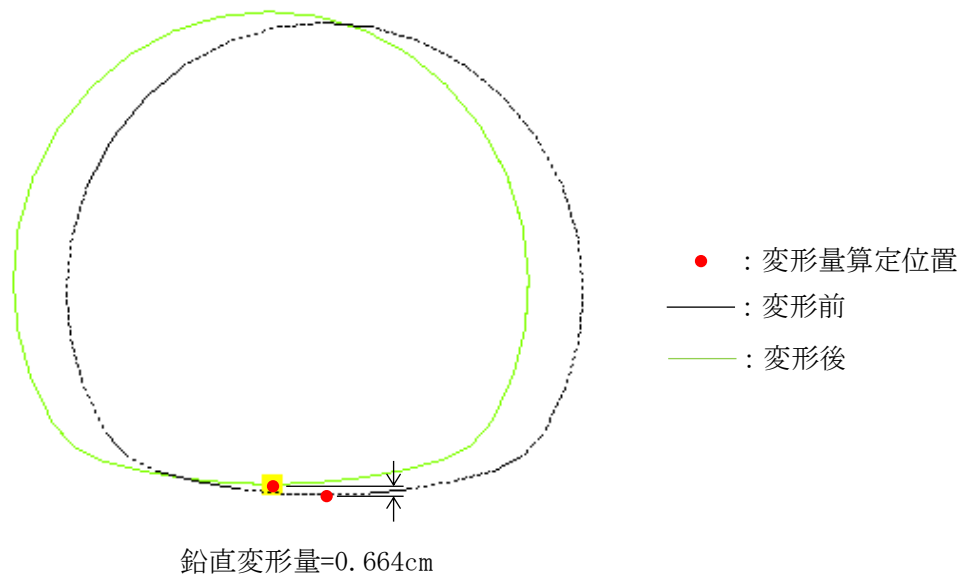


図 7.2.4-12 (2) 残留変形図 (アーチカルバート部)

表 7.2.4-7 基礎地盤の支持性能評価結果

部位	地震動	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
アーチカル バート部	S s - F 1	1.9	2.1	0.91

(参考資料1) 第二輪谷トンネルの耐震評価に用いる埋戻土の物性値の適用性について

1. 概要

第二輪谷トンネルの耐震評価に用いる埋戻土の物性値の適用性について、施工方法及び使用材料の観点から確認する。

第二輪谷トンネル（アーチカルバート部）の解析モデル作成位置の地質断面図（岩相）を図1に示す。

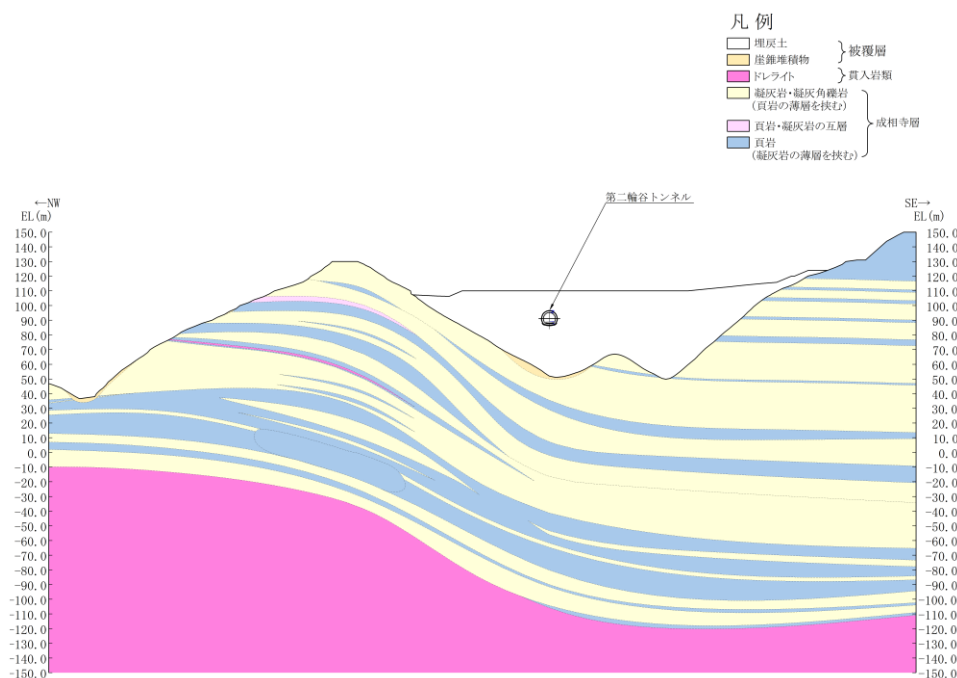


図1 地質断面図（岩相）

2. 施工方法

建設時の造成工事で実施した2号機、3号機及び第二輪谷トンネル（アーチカルバート部）の埋戻土の施工方法（使用機械、撒き出し厚及び転圧回数）の比較を表1に示す。第二輪谷トンネル（アーチカルバート部）の施工方法は、発電所構内（2号機及び3号機）における施工方法と概ね同等であることを確認した。

表1 施工方法の比較

施工場所		2号機	3号機	第二輪谷トンネル アーチカルバート部
施工 方法	使用機械	振動ローラー (10t~20t)	振動ローラー (11.4t)	振動ローラー (11.4t 及び 20t)
	撒き出し厚	1m 以下	0.5m 以下	1m 以下
	転圧回数	4~6 回	6 回	4~6 回

3. 使用材料

島根原子力発電所の地質は、新第三紀中新世の堆積岩類から成る成相寺層と貫入岩類及びそれらを覆う第四系の崖錐堆積物等から構成される。

第二輪谷トンネル（アーチカルバート部）は、主に3号機エリアの掘削に伴い発生した掘削ズリにより盛土を行った。

埋立及び盛土範囲の概念図を図2に示す。

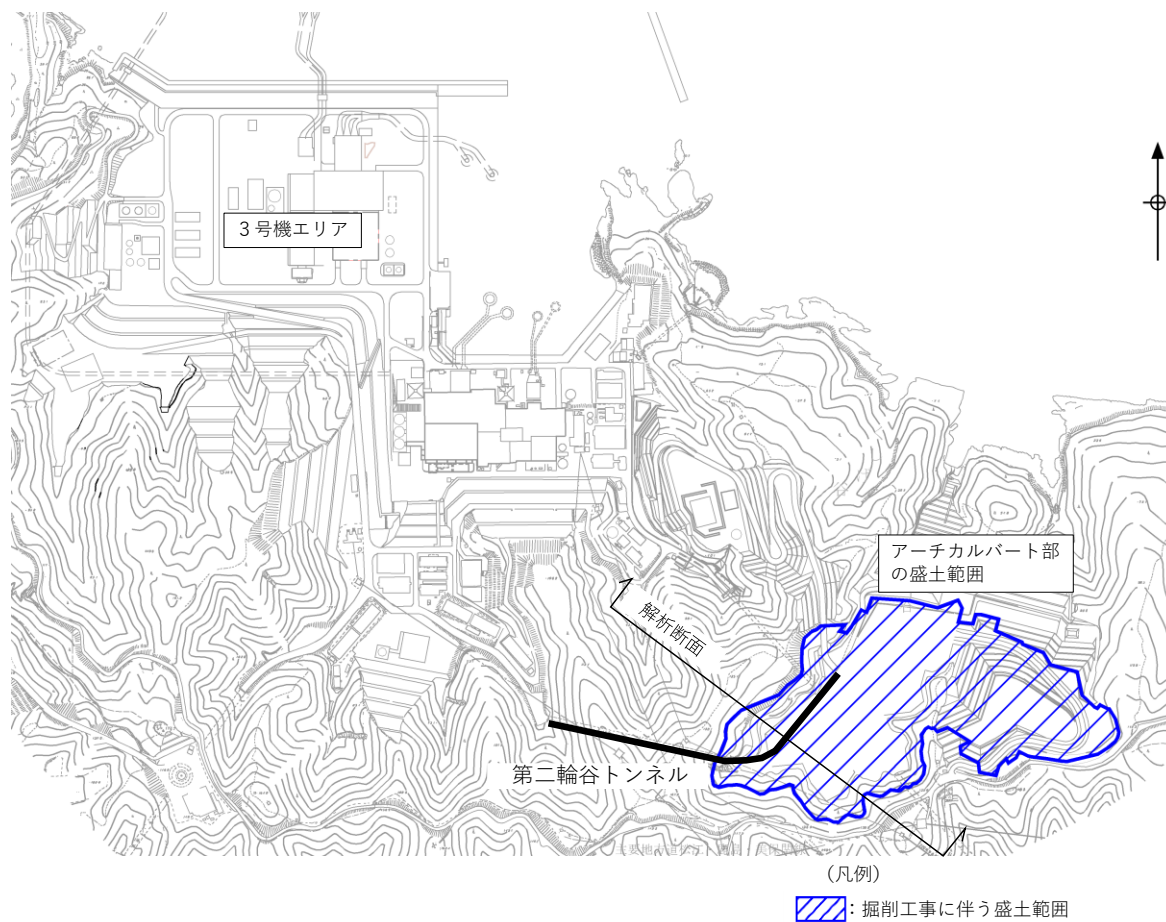


図2 埋立及び盛土範囲の概念図

4. まとめ

第二輪谷トンネル（アーチカルバート部）の埋戻土の施工方法及び使用材料から比較した結果、第二輪谷トンネルの耐震評価において、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に記載している埋戻土の物性値を適用することは妥当であることを確認した。

7.2.5 連絡通路の耐震性評価

(1) 概要

連絡通路は、土石流が発生した場合でも、緊急時対策所から第3及び第4保管エリアに要員が移動できるよう、土石流の影響を受けないアクセスルート（要員）を管理事務所2号館南東の位置に確保するために設置する。本設備について、基準地震動 S_s による地震動に対して耐震評価を実施し、屋外アクセスルートの通行性を確認する。島根原子力発電所構内の土石流危険区域を図7.2.5-1に示す。

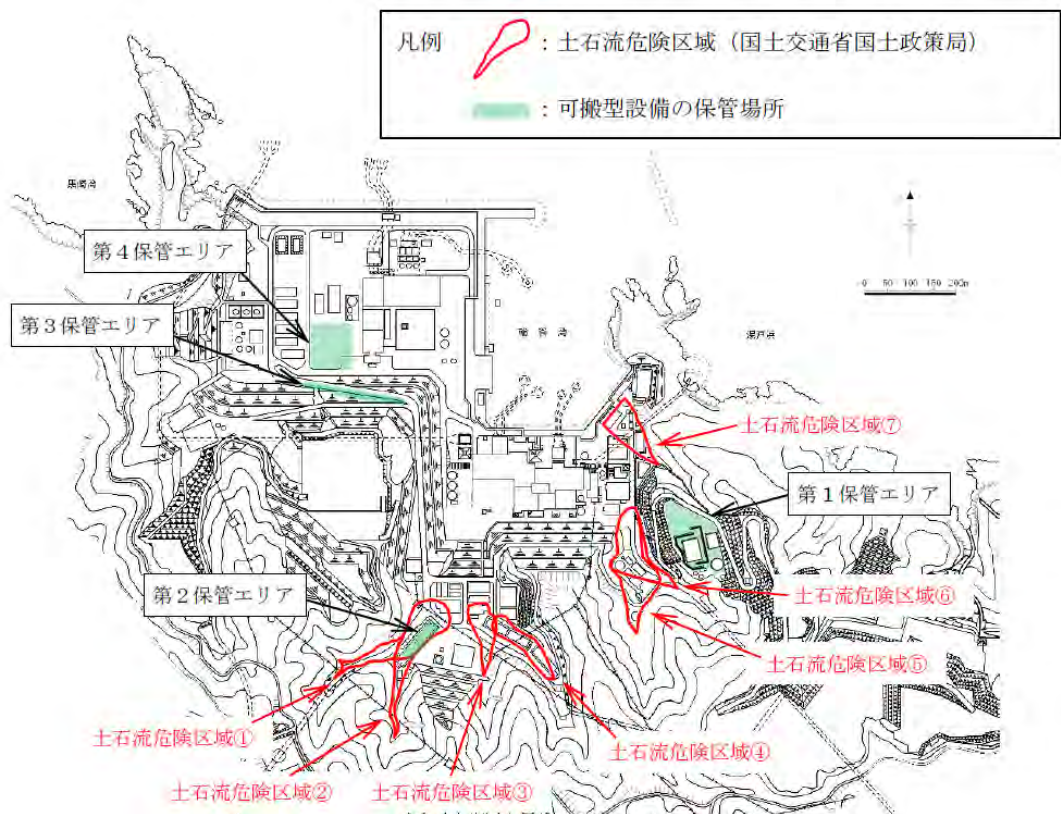


図 7.2.5-1 土石流危険区域

(2) 基本方針

a. 位置

連絡通路の位置を図 7.2.5-2 に示す。

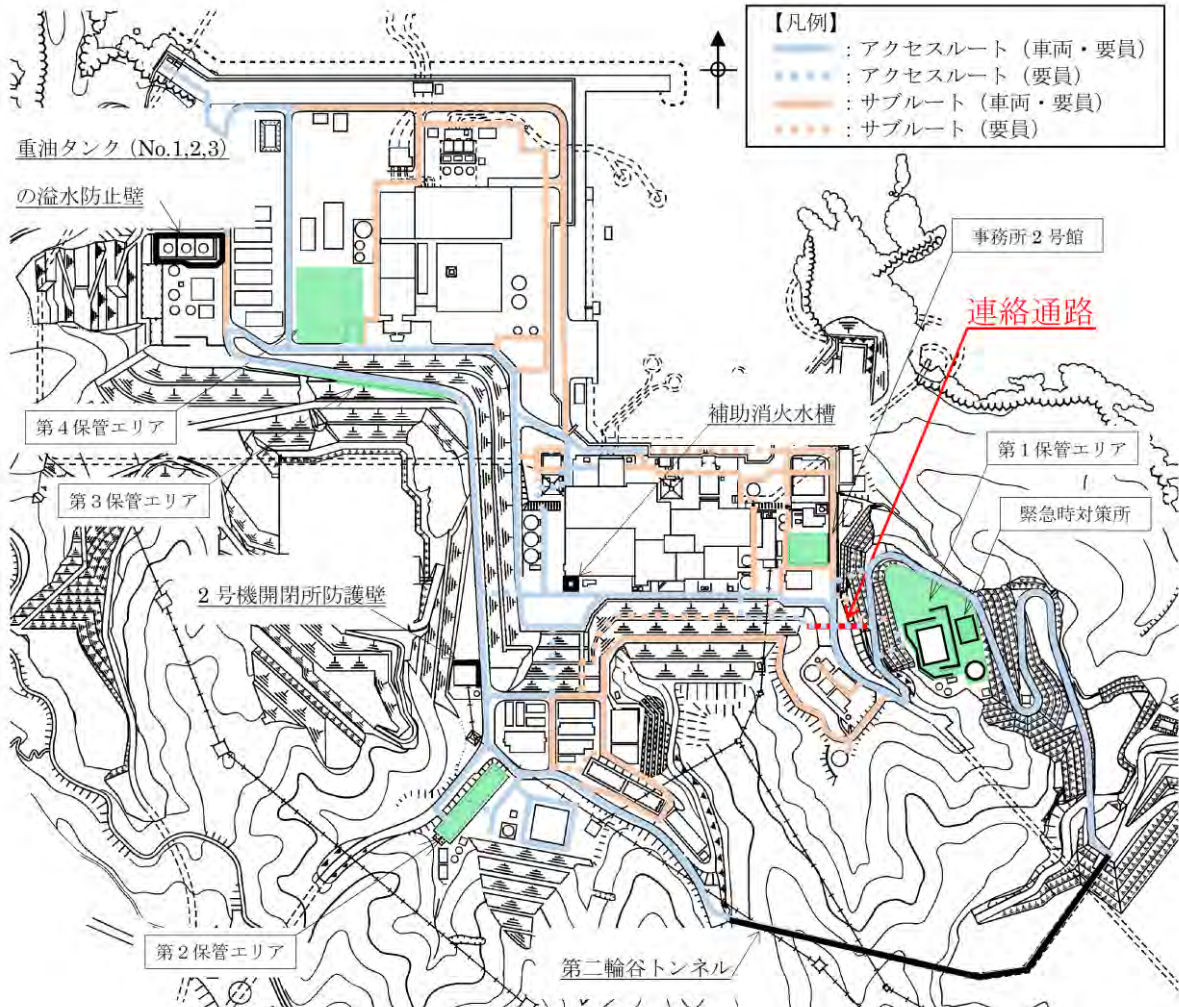


図 7.2.5-2 連絡通路の設置位置

b. 構造概要

連絡通路は、幅約 2m、高さ約 2.3m、延長約 86m の鉄筋コンクリート造で構成された地中及び地上構造物であり、東西両端部には、地上に要員の出入口となるペントハウスを設置している。斜面部（ペントハウスを含む）では岩盤に直接、平坦部では改良地盤を介して岩盤に設置されている。

連絡通路の概略平面図を図 7.2.5-3 に、概略断面図を図 7.2.5-4 に、ペントハウスの概略断面図を図 7.2.5-5 に示す。概略配筋図を図 7.2.5-6 に示す。

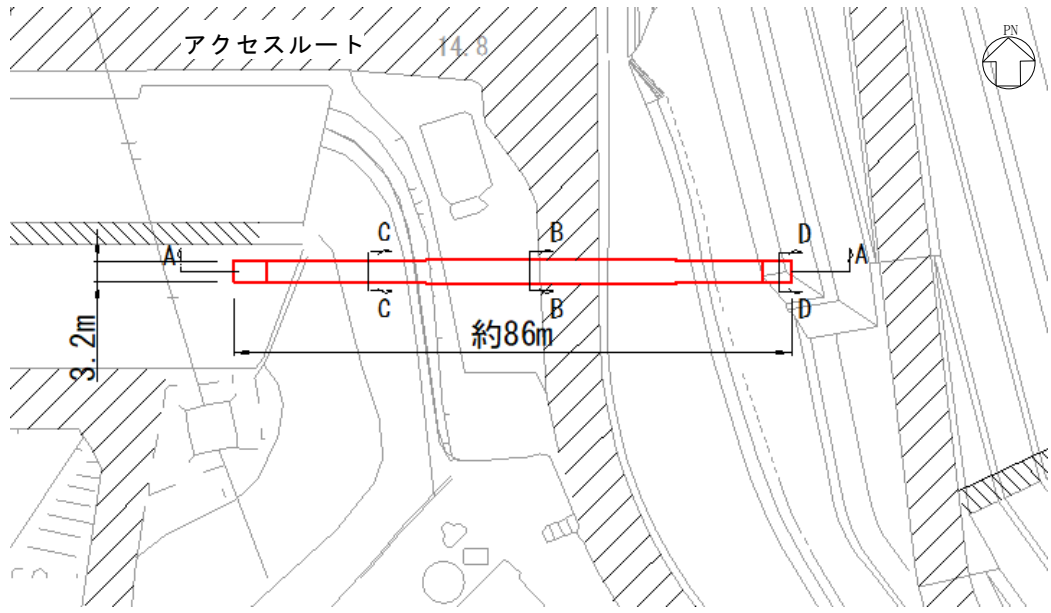
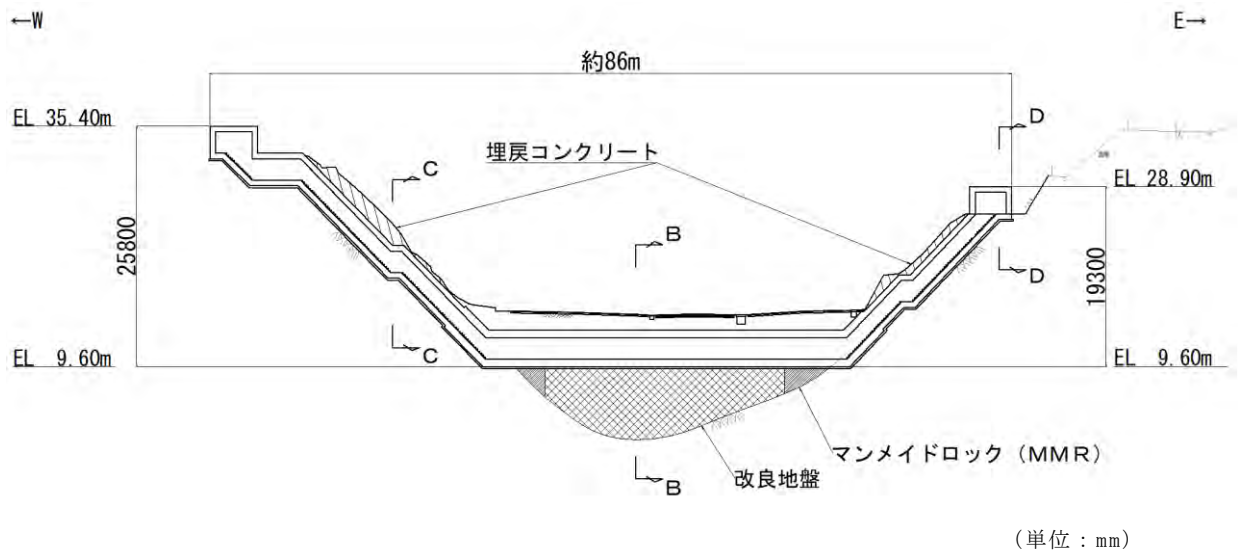
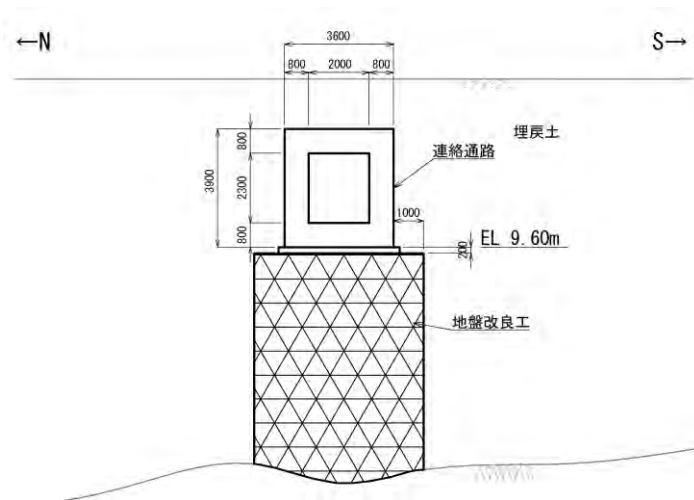


図 7.2.5-3 連絡通路の概略平面図



(A-A断面)

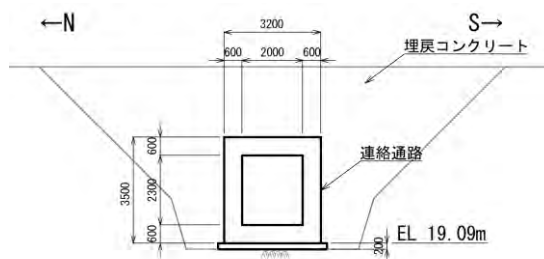
図 7.2.5-4(1) 連絡通路の概略断面図



(単位：mm)

(平坦部：B-B断面)

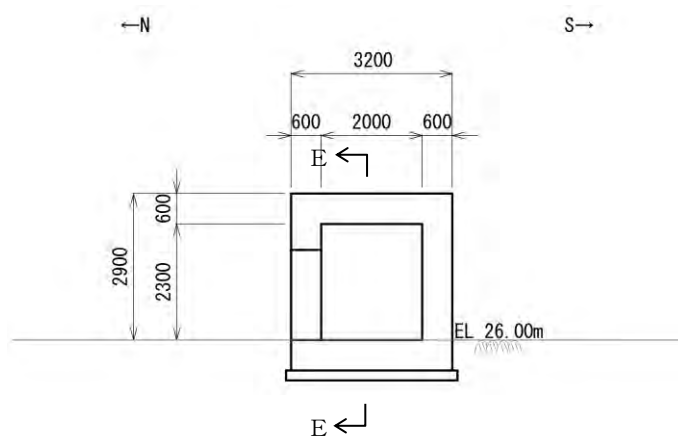
図 7.2.5-4(2) 連絡通路の概略断面図



(単位：mm)

(斜面部：C-C断面)

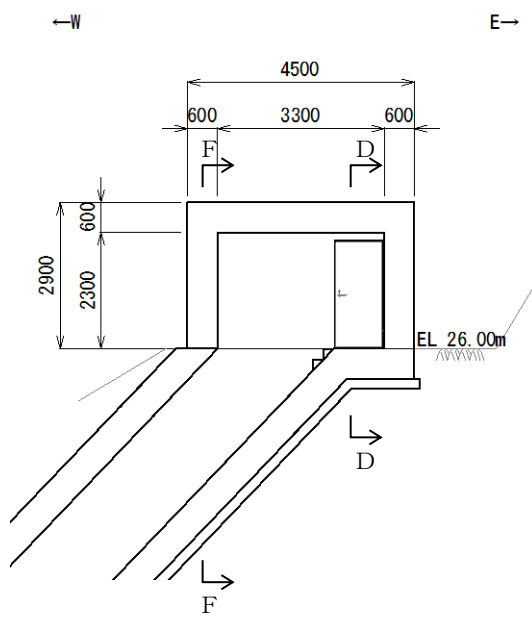
図 7.2.5-4(3) 連絡通路の概略断面図



(単位：mm)

(D-D断面)

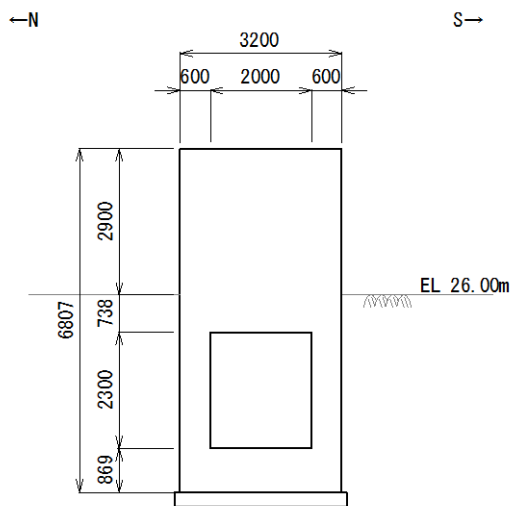
図 7.2.5-5(1) ペントハウスの概略断面図



(単位：mm)

(E-E断面)

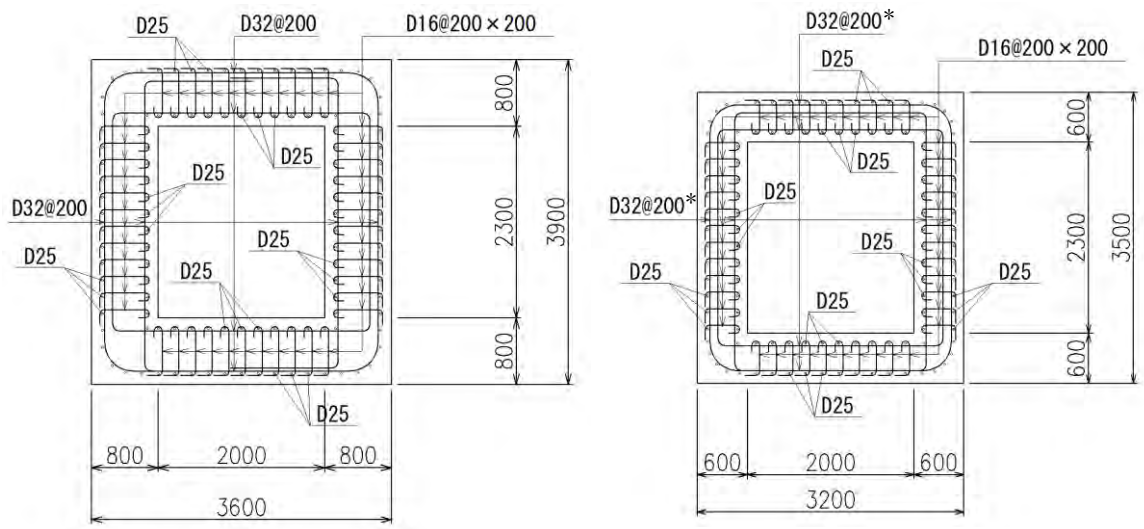
図 7.2.5-5(2) ペントハウスの概略断面図



(単位：mm)

(評価対象断面：F-F断面)

図 7.2.5-5(3) ペントハウスの概略断面図



(単位：mm)

注記*：ペントハウスはD25

(平坦部)

(斜面部)

図 7.2.5-6 連絡通路の概略配筋図

c. 評価方針

連絡通路の耐震評価は、基準地震動 S_s （6波）による地震力に対してアクセスルートの確保を確認するため、構造部材の健全性評価及びアクセスルートの通行性に影響を及ぼさないための確認として残留変形量の評価を実施する。

連絡通路の耐震評価フローを図 7.2.5-7 に示す。

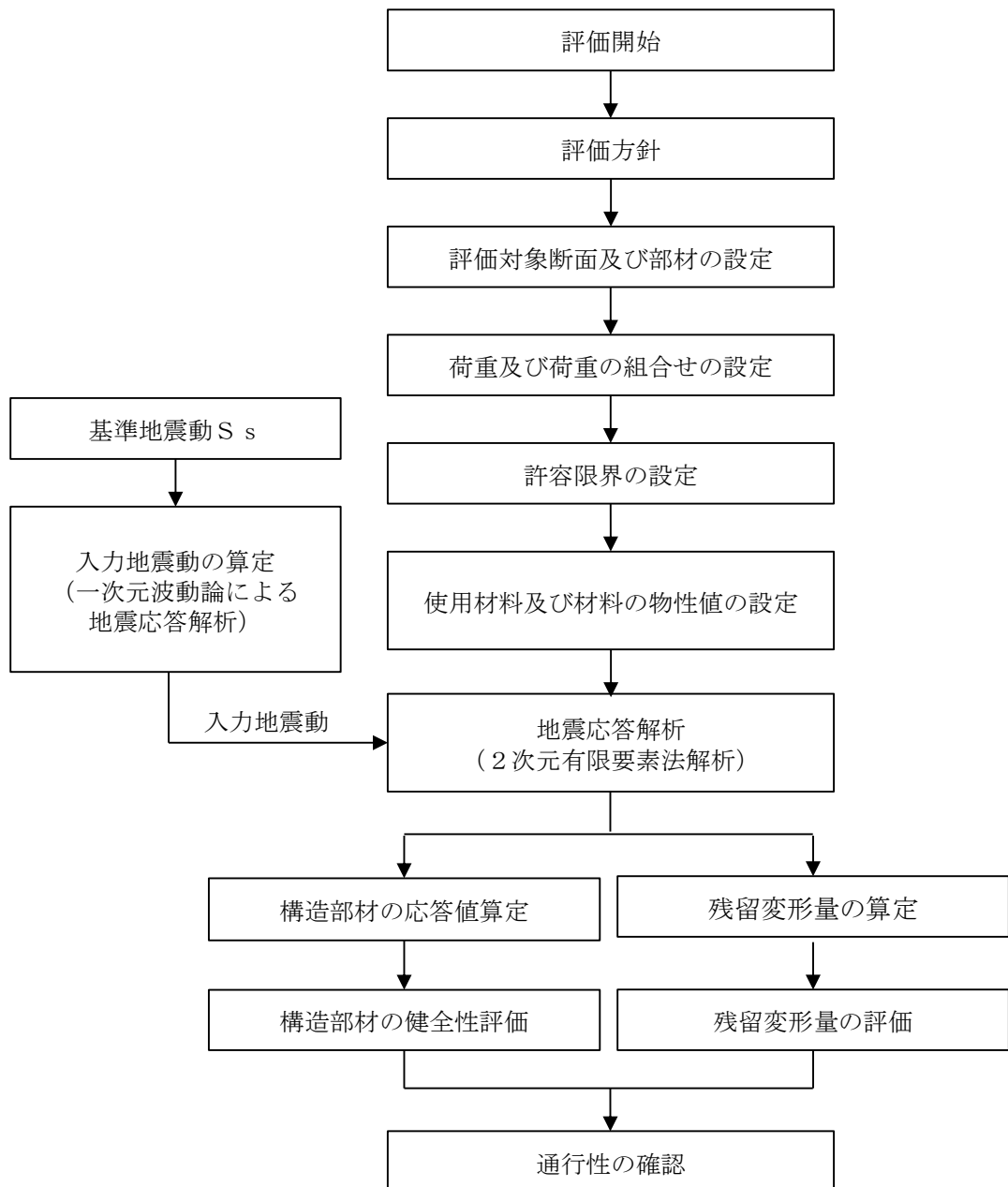


図 7.2.5-7 連絡通路の耐震評価フロー

(3) 耐震評価

a. 評価対象断面及び部材の設定

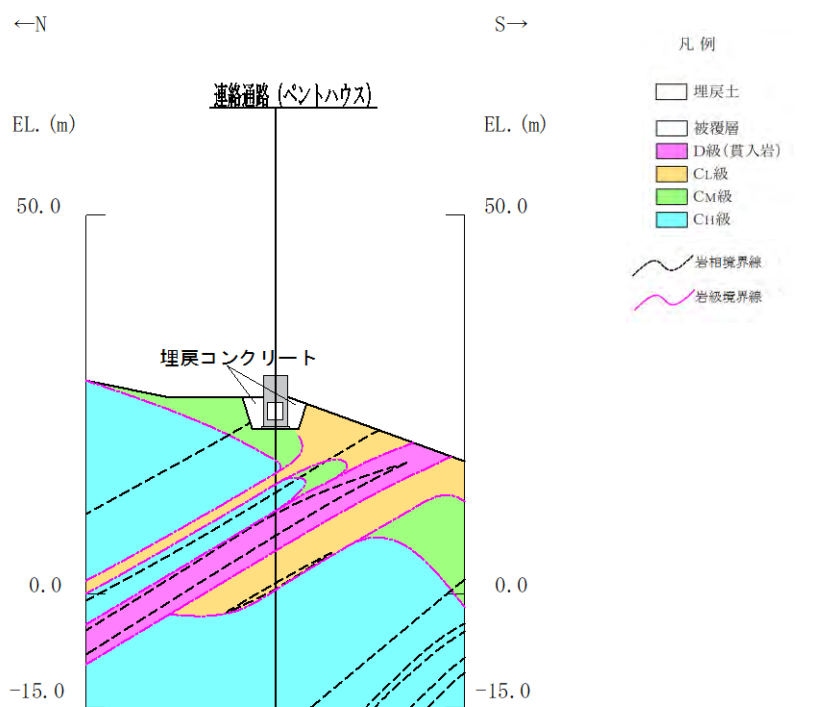
評価対象断面は、構造の安定性に支配的な弱軸方向である横断方向（軸方向に対して直交する断面）とし、平坦部及び斜面部それぞれから選定する。

斜面部については、東側斜面部は第2速度層が分布し、西側斜面部は第3速度層が主に分布しており、第2速度層が分布する東側斜面部において地震時の応答値がより大きくなると考えられることから、東側斜面部から評価対象断面を抽出する。東側斜面部のうち、構造物の内空面積が最も大きくなるペントハウス境界部を評価対象断面とする。

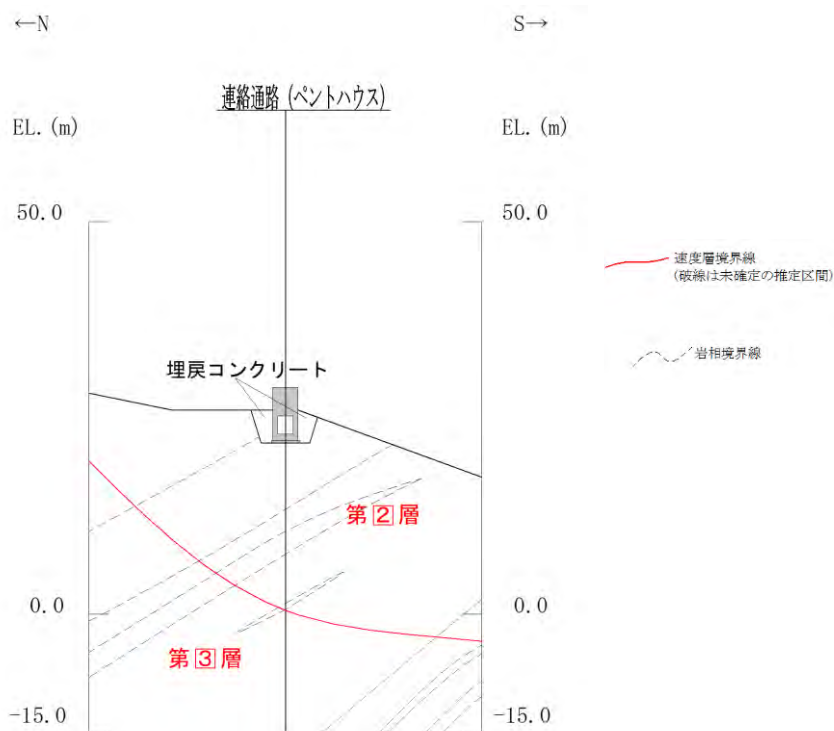
平坦部については、地盤の応答の影響を最も受けると考えられる改良地盤厚さ最大部を評価対象断面とする。

評価対象部材は、要員のアクセスルート確保の観点から頂版、側壁及び底版とする。

連絡通路の評価対象断面図を図7.2.5-8に示す。



(岩級図)



(速度層区分図)

図 7.2.5-8(1) 評価対象断面図 (斜面部)

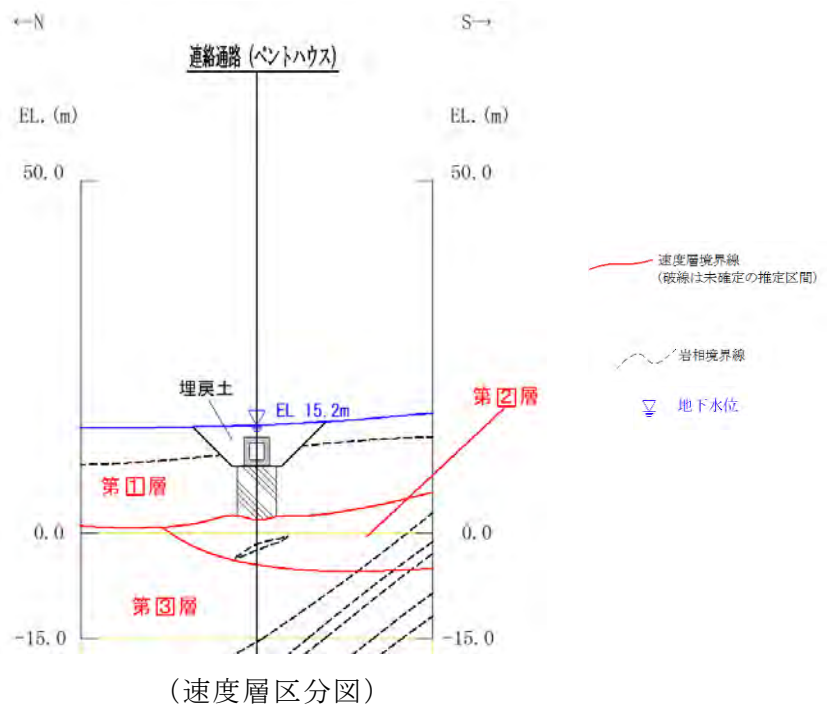
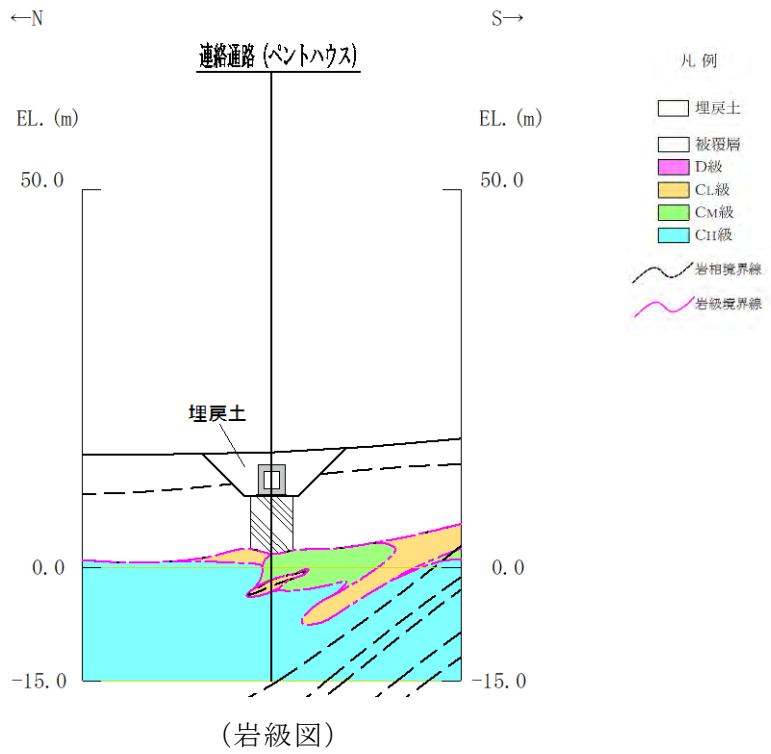


図 7.2.5-8(2) 評価対象断面図 (平坦部)

b. 荷重及び荷重の組み合わせ

荷重は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。荷重の組み合わせを表7.2.5-1に、土石流堆積荷重の概念図を図7.2.5-9に示す。

表7.2.5-1 荷重の組み合わせ

外力の状態	荷重の組み合わせ
地震時 (S _s)	G + P _s + P _k + S _s + P _{Ed}

G : 固定荷重

P_s : 積雪荷重

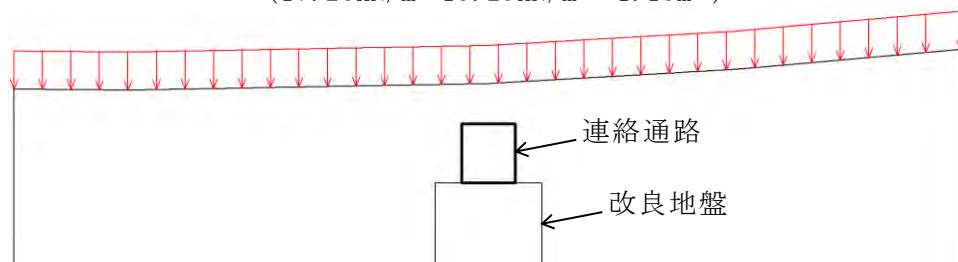
P_k : 風荷重 (斜面部のみ考慮する。)

S_s : 地震荷重 (基準地震動 S_s)

P_{Ed} : 土石流堆積荷重 (平坦部のみ考慮する。)

土石流堆積荷重

$$(17.28\text{kN/m}^2 = 15.29\text{kN/m}^3 \times 1.13\text{m}^*)$$



注記* : NS2-補-018-01「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する説明書に係る補足説明資料」に示される土石流危険区域⑤及び⑥から同時に流出した土石流が堆積するものとして、土砂の堆積高さを算出

図7.2.5-9 土石流堆積荷重の概念図

c. 許容限界

連絡通路の評価における許容限界を表 7.2.5-2 に示す。

表 7.2.5-2 連絡通路の評価における許容限界

機能設計上の性能目標	地震力	部材	機能維持のための考え方	許容限界
屋外のアクセスルートを確認すること	基準地震動 S _s	頂版, 側壁及び 底版	発生するひずみ, 層間変形角及び応力が許容限界を超えないことを確認	(斜面部) 圧縮縁コンクリートひずみ 1.0% (10000 μ) (平坦部) 層間変形角 1/100
				せん断耐力*
		連絡通路	発生する残留変形量が通行性に影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	要員が通行可能

注記* : 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (2005年6月 土木学会 原子力土木委員会)

評価対象部材のせん断力に対する許容限界

棒部材式

$$V_{y d} = V_{c d} + V_{s d}$$

ここで、 $V_{y d}$: せん断耐力

$V_{c d}$: コンクリートが分担するせん断耐力

$V_{s d}$: せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{c d} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{v c d} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{b c}$$

$$f_{v c d} = 0.20^3 \sqrt{f'_{c d}} \quad \text{ただし、} f_{v c d} > 0.72 (\text{N/mm}^2) \quad \text{となる場合は}$$

$$f_{v c d} = 0.72 (\text{N/mm}^2)$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d [\text{m}]) \quad \text{ただし、} \beta_d > 1.5 \quad \text{となる場合は} \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_v} \quad \text{ただし、} \beta_p > 1.5 \quad \text{となる場合は} \beta_p = 1.5$$

$$\beta_n = 1 + M_o / M_d \quad (N_d \geq 0) \quad \text{ただし、} \beta_n > 2.0 \quad \text{となる場合は} \beta_n = 2.0$$

$$= 1 + 2M_o / M_d \quad (N_d < 0) \quad \text{ただし、} \beta_n < 0 \quad \text{となる場合は} \beta_n = 0$$

$$\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d} \quad \text{保守的に} \beta_a = 1.0 \quad \text{とする。}$$

ここで、 $f'_{c d}$: コンクリート圧縮強度の設計用値 (N/mm^2) で設計基準強度 $f'_{c k}$ を材料係数 $\gamma_{m c}$ 除したもの

$$p_v : \text{引張鉄筋比} \quad p_v = A_s / (b_w \cdot d)$$

A_s : 引張側鋼材の断面積

b_w : 部材の有効幅

d : 部材の有効高さ

N'_d : 設計軸圧縮力

M_d : 設計曲げモーメント

M_o : M_d に対する引張縁において、軸力方向によって発生する応力を打ち消すのに必要なモーメント (デコンプレッションモーメント) $M_o = N'_d \cdot D / 6$

D : 断面高さ

a/d : せん断スパン比

$\gamma_{b c}$: 部材係数

$\gamma_{m c}$: 材料係数

$$V_{s d} = \left\{ A_w f_{w y d} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s \right\} z / \gamma_{b s}$$

- ここで、 A_w : 区間 s におけるせん断補強鉄筋の総断面積
 $f_{w y d}$: せん断補強鉄筋の降伏強度を $\gamma_{m s}$ で除したもので、 $400\text{N}/\text{mm}^2$ 以下とする。ただし、コンクリート圧縮強度の特性値 f'_{ck} が $60\text{N}/\text{mm}^2$ 以上のときは $800\text{N}/\text{mm}^2$ 以下とする。
 α : せん断補強鉄筋と部材軸のなす角度
 s : せん断補強鉄筋の配置間隔
 z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で $d/1.15$ とする。
 $\gamma_{b s}$: 部材係数
 $\gamma_{m s}$: 材料係数

d. 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 7.2.5-3 に、使用材料の物性値を表 7.2.5-4 に示す。

表 7.2.5-3 使用材料

種 類	仕 様
鉄筋	SD345
コンクリート	設計基準強度 $f'_{ck}=24.0(\text{kN}/\text{m}^2)$

表 7.2.5-4 材料の物性値

材料	ヤング係数 (N/mm^2)	単位体積重量 (kN/m^3)	ポアソン比
構造物 (鉄筋コンクリート)	2.50×10^4	24.0	0.2

e. 入力地震動及び地震応答解析

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 を一次元波動論により地震応答解析モデル下端位置で評価したものをを用いる。

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる2次元動的有限要素法により、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析を行う。斜面部は、地下水位が構造物の底版下端より十分低いことから、解析手法は全応力解析（解析コード「TDA P III」）とする。平坦部は、地下水位以が高いことから、解析手法は有効応力解析（解析コード「FLIP」）とする。

斜面部は、構造部材については、ファイバーモデルでモデル化する。また、地盤については、平面ひずみ要素でモデル化することとし、岩盤は線形でモデル化する。D級岩盤については、地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようにマルチスプリングモデルを用いることとし、ばね特性は双曲線モデル（修正 GHE モデル）を用いて非線形性を考慮する。解析モデルを図 7.2.5-10 に示す。なお、ペントハウスの面内壁については、保守的にモデル化しない。

平坦部は、構造部材については、非線形はり要素でモデル化することとし、 $M-\phi$ 関係のトリリニアモデルとする。履歴特性は、修正武田モデルを適用し、コンクリートの応力-ひずみ関係を考慮する。岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。構造物直下の地盤改良はMMRとしてモデル化する。また、埋戻土及び砂礫層は、地盤の非線形性をマルチスプリング要素で考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。解析モデルを図 7.2.5-10 に示す。

地盤については、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。設計地下水位は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い、斜面部は、地下水位が構造物下端より十分低いため考慮しない。また、平坦部の設計地下水位は地表面に設定する。

- : 岩盤 (第2速度層)
- : D級岩盤
- : 構造物
- : 岩盤 (第3速度層)
- : 置換コンクリート

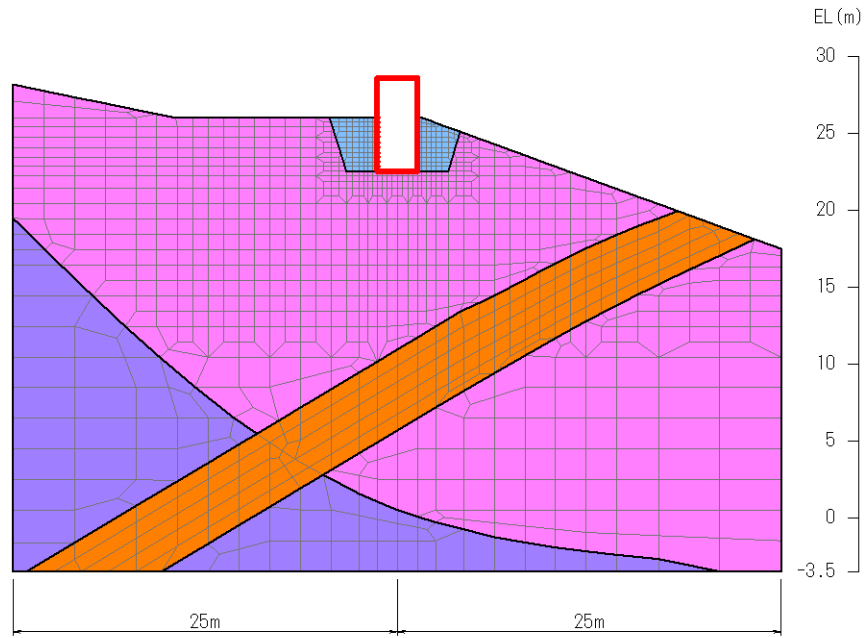


図 7.2.5-10(1) 斜面部の解析モデル

- : 岩盤 (第2速度層)
- : 埋戻土 (掘削ズリ)
- : 構造物
- : 岩盤 (第3速度層)
- : 砂礫層
- : 改良地盤⑤

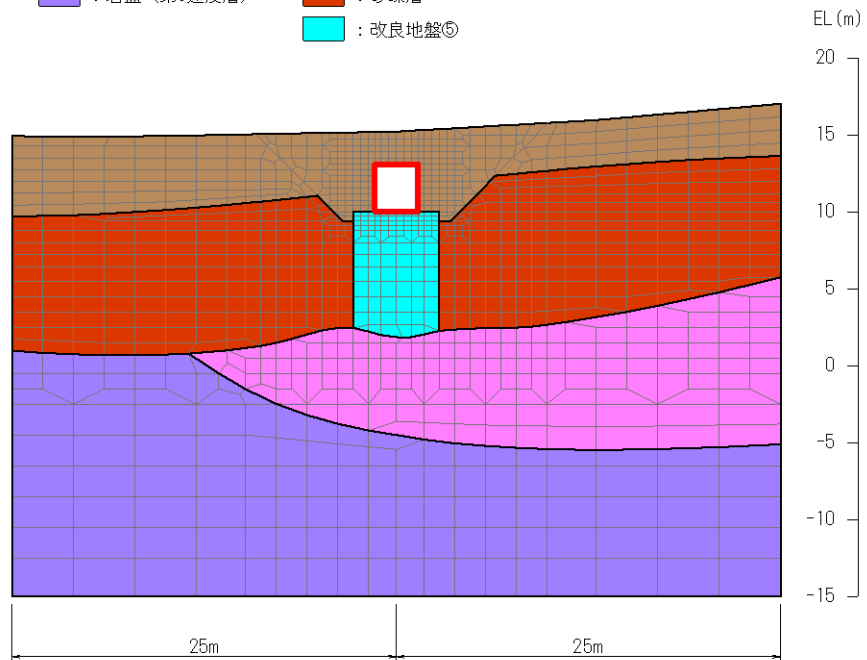


図7.2.5-10(2) 平坦部の解析モデル

(4) 評価方法

評価対象部材の耐震評価は、連絡通路（頂版、側壁及び底版）については、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を行う。併せて、残留変形量に対する評価を行い、要員の通行に支障をきたさない段差量であることを確認する。

(5) 評価結果

鉄筋コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 7.2.5-5 に、圧縮縁コンクリートひずみの時刻歴波形及び最大圧縮縁コンクリートひずみ発生位置を図 7.2.5-11 に、層間変形角の時刻歴波形を図 7.2.5-12 に示す。

また、せん断破壊に対する最大照査値を表 7.2.5-6 に、照査値最大時の断面力図を図 7.2.5-13 に、残留変形図を図 7.2.5-14 に示す。評価対象部位については、許容限界以下であること確認し、変形量については、斜面部は約 0.5cm、平坦部は約 0.8cm であり、要員の通行に支障をきたす段差は発生しないことを確認した。

表7.2.5-5(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（斜面部）

地震動	照査用ひずみ ϵ_d^*	限界ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
S s - D	225 μ	10000 μ	0.03

注記*：照査用ひずみ $\epsilon_d =$ 発生ひずみ $\epsilon \times$ 構造解析係数 $\gamma_a (=1.20)$

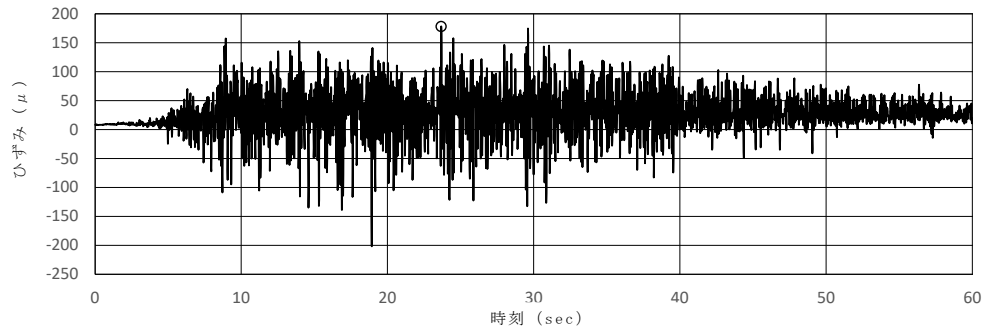


図 7.2.5-11(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなる地震動（S s - D）の圧縮縁コンクリートひずみの時刻歴波形

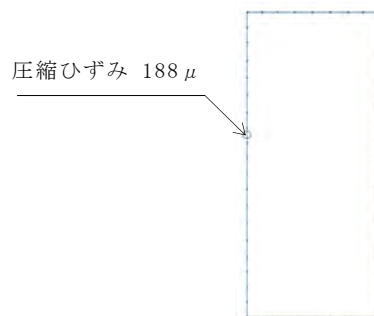


図 7.2.5-11(2) 最大圧縮縁コンクリートひずみ発生位置

表7.2.5-5(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（平坦部）

地震動	照査用 層間変形角 R_d^*	限界 層間変形角 R_u^*	照査値 R_d/R_u
S s - N 2 (N S)	2.047×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.03

注記*：照査用層間変形角 $R_d =$ 発生層間変形角 $R \times$ 構造解析係数 $\gamma_a (=1.20)$

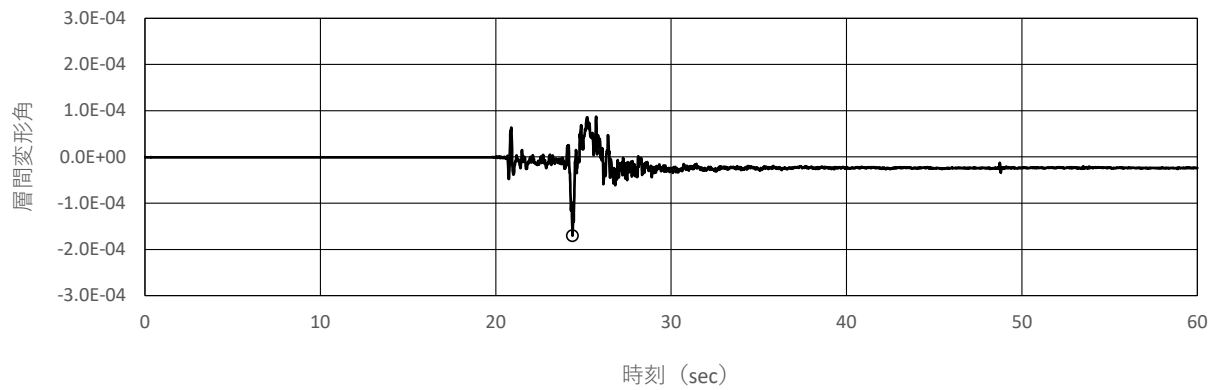
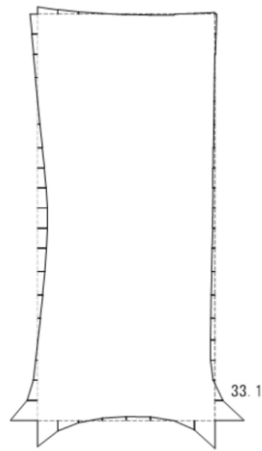


図 7.2.5-12 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなる地震動
(S s - N 2 (N S)) の層間変形角の時刻歴波形（平坦部）

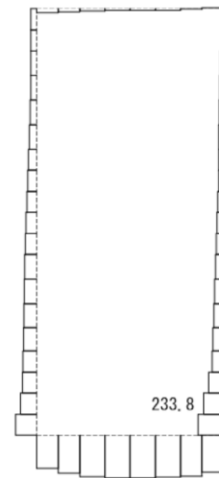
表 7.2.5-6(1) せん断破壊に対する最大照査値 (斜面部)

地震動	照査用 せん断力 V_d^* (kN)	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d/V_{y d}$
S s - D	149	826	0.19

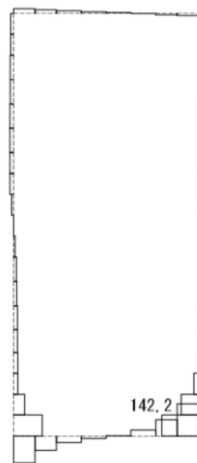
注記* : 照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 $\gamma_a (=1.05)$



(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力 (kN)



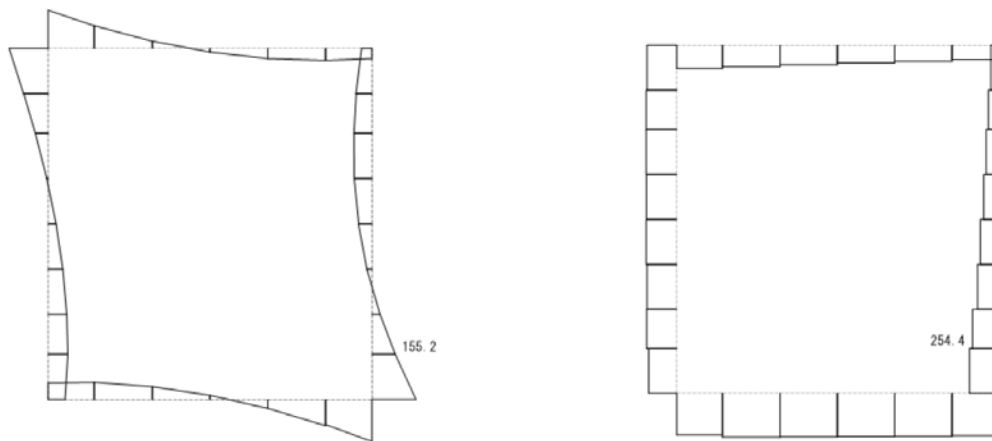
(c) せん断力 (kN)

図 7.2.5-13(1) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図 (斜面部) (S s - D)

表 7.2.5-6(2) せん断破壊に対する最大照査値 (平坦部)

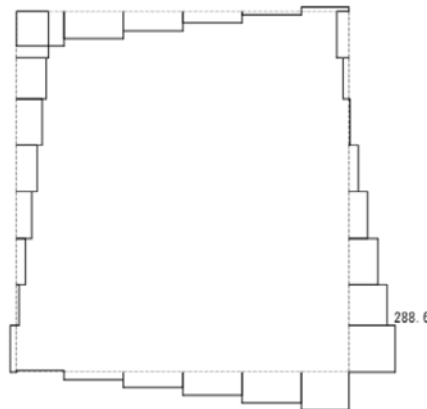
地震動	照査用 せん断力 V_d^* (kN)	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d / V_{y d}$
S s - N 2 (N S)	303	1135	0.27

注記* : 照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 $\gamma_a (=1.05)$



(a) 曲げモーメント (kN・m)

(b) 軸力 (kN)



(c) せん断力 (kN)

図 7.2.5-13(2) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図 (平坦部) (S s - D)

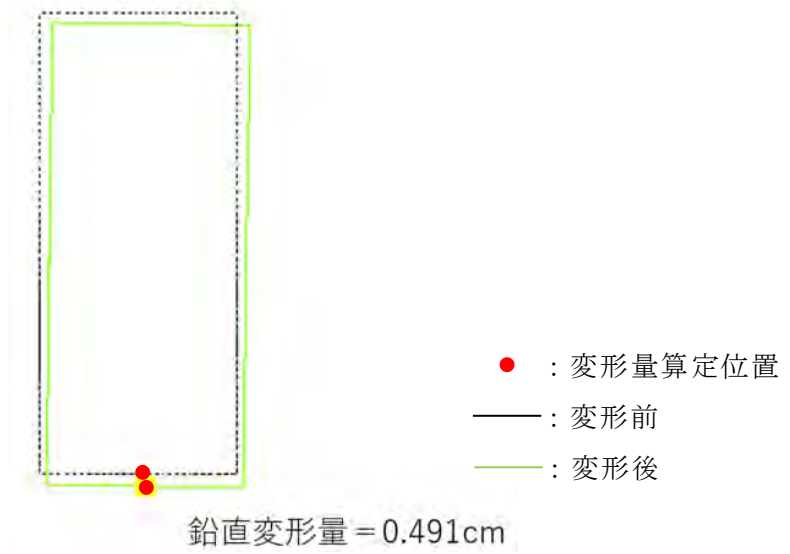


図 7.2.5-14(1) 残留变形図 (斜面部)

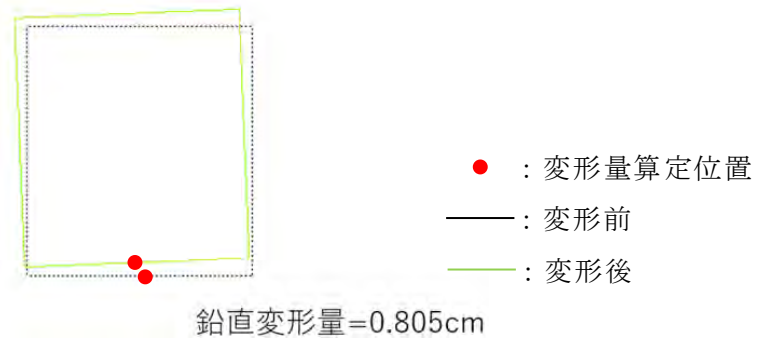


図 7.2.5-14(2) 残留变形図 (平坦部)

7.2.6 2号機開閉所防護壁の耐震性評価

(1) 概要

2号機開閉所防護壁は、アクセスルートへ近接した位置に設置した壁状の鋼構造物であり、地震時のアクセスルートへの影響を評価する必要があることから、基準地震動 S_s による地震動に対して耐震評価を実施し、屋外アクセスルートに影響を及ぼさないことを確認する。

(2) 基本方針

a. 位置

2号機開閉所防護壁の位置を図7.2.6-1に示す。

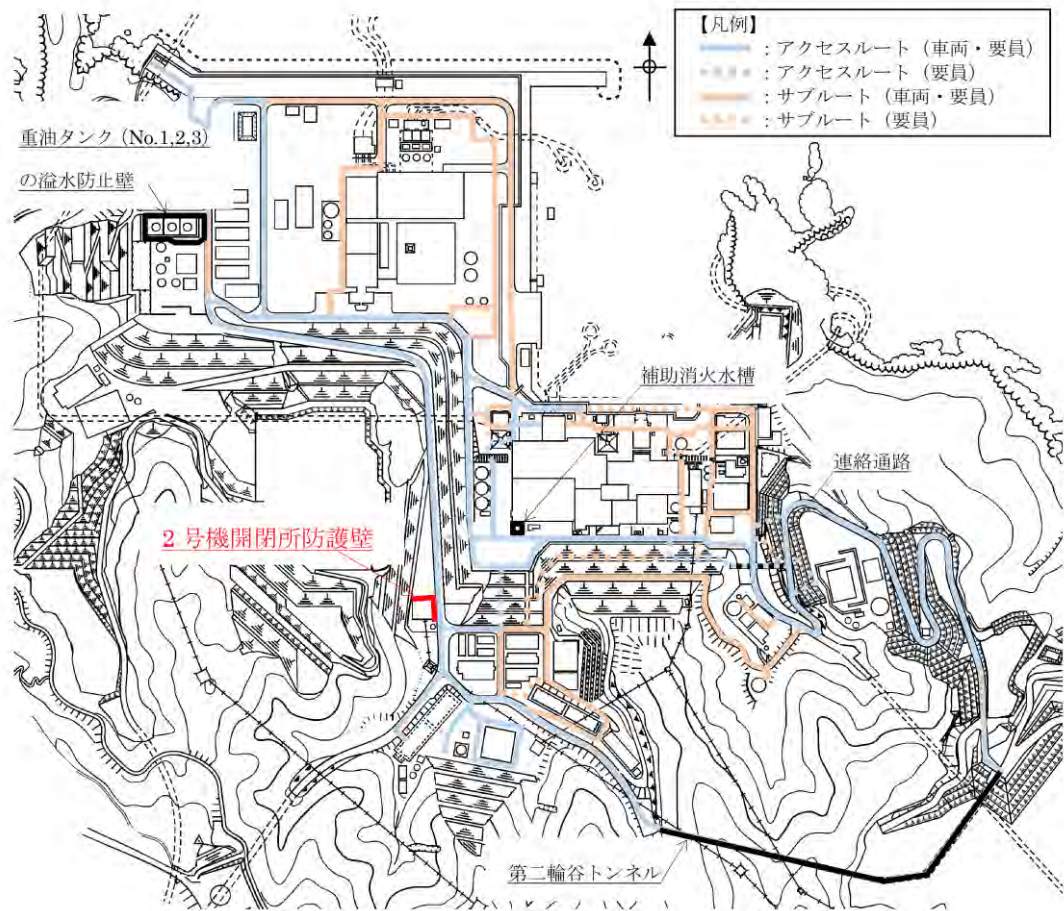
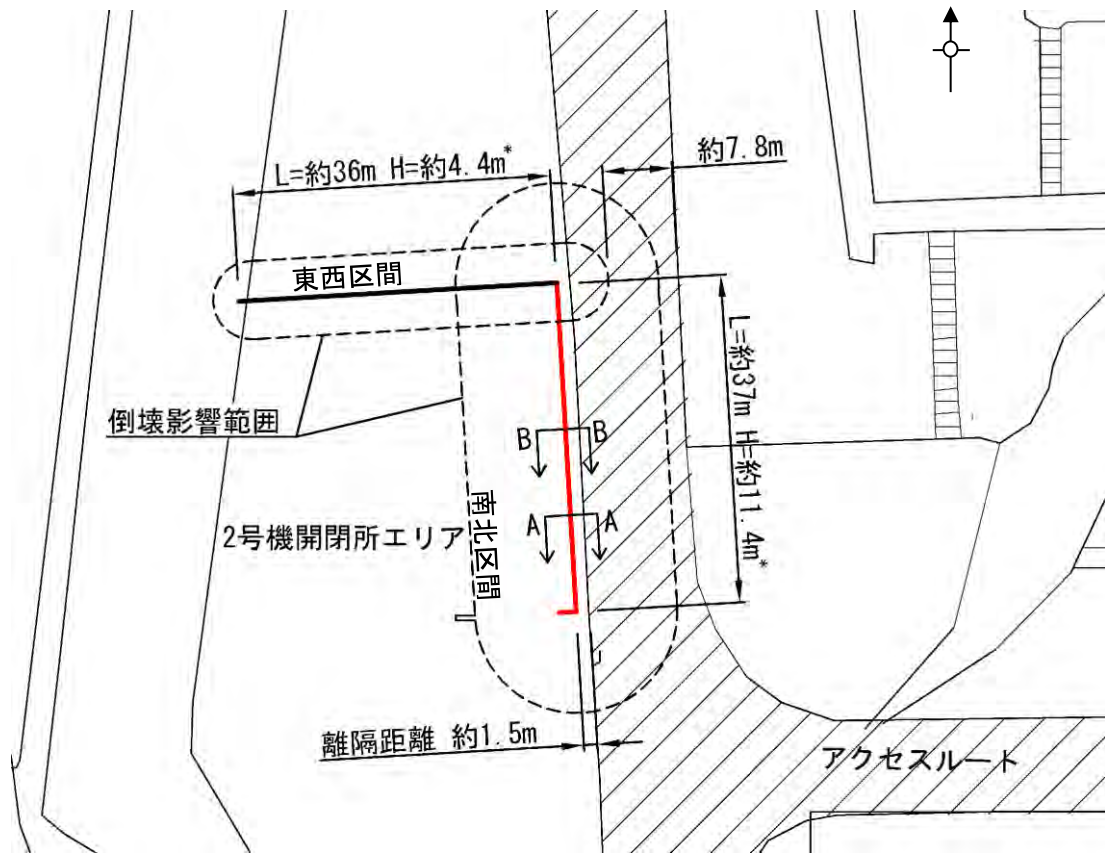


図7.2.6-1 2号機開閉所防護壁の設置位置

b. 構造概要

屋外のアクセスルートに近接している2号機開閉所防護壁は、南北区間の高さは7.0m、東西区間の高さは15.5m（地上部高さは、南北区間約11.4m、東西区間約4.4m）、総延長約73m（南北区間約37m、東西区間約36m）の支柱、鋼板等で構成された鋼製壁であり、岩盤又はマンメイドロックを介して岩盤に設置している。

2号機開閉所防護壁の概略平面図を図7.2.6-2に、概略正面図を図7.2.6-3に、概略断面図を図7.2.6-4に示す。



注記*：地上部高さを示す。

図 7.2.6-2 2号機開閉所防護壁の概略平面図

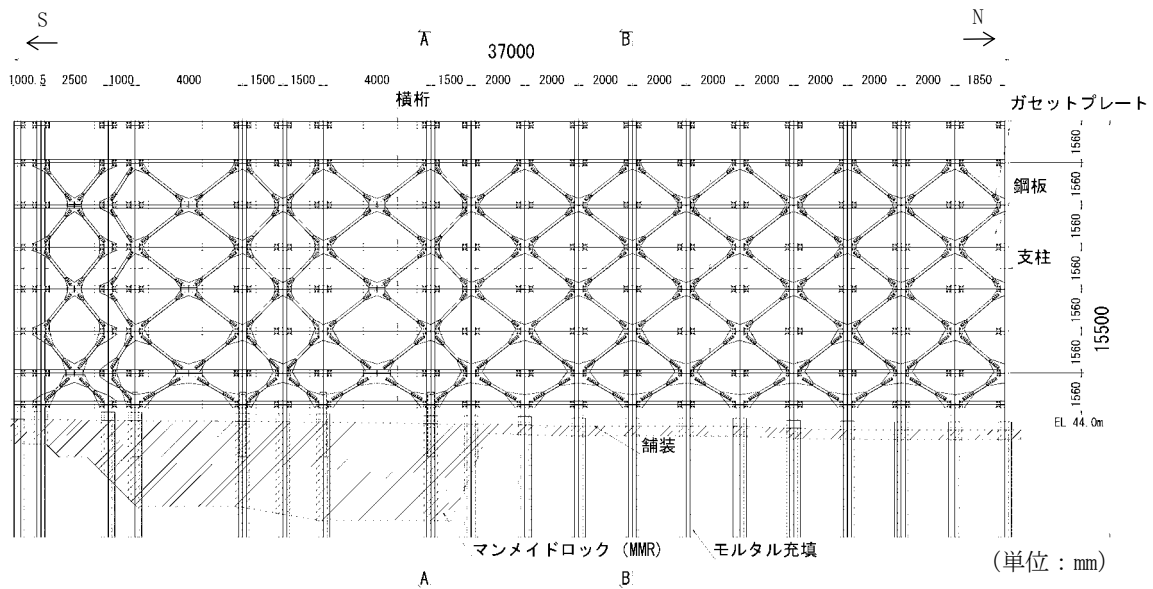
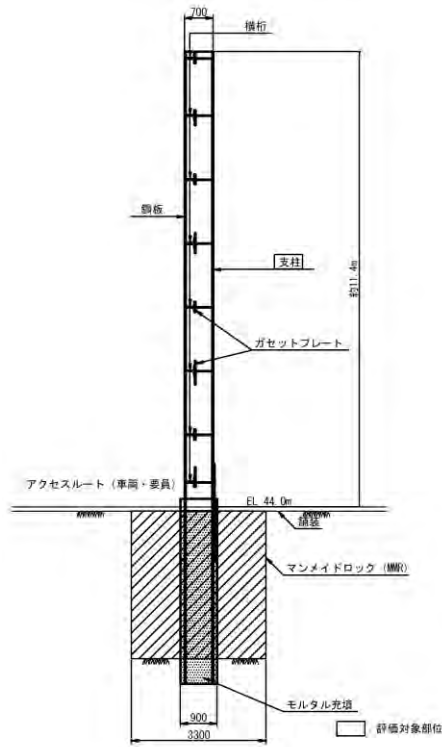
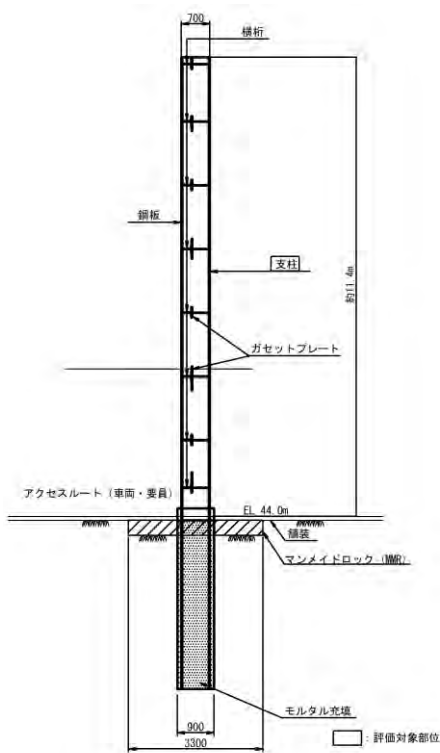


図 7.2.6-3 2号機開閉所防護壁の概略正面図
(南北区間)



(単位：mm)

(A-A断面)



(単位：mm)

(B-B断面)

図 7.2.6-4 2号機開閉所防護壁の概略断面図

c. 評価方針

2号機開閉所防護壁の耐震評価は、基準地震動 S_s （6波）による地震力に対して倒壊に至らないことを確認するため、支柱について応力度照査を実施する。

2号機開閉所防護壁の耐震評価フローを図7.2.6-5に示す。

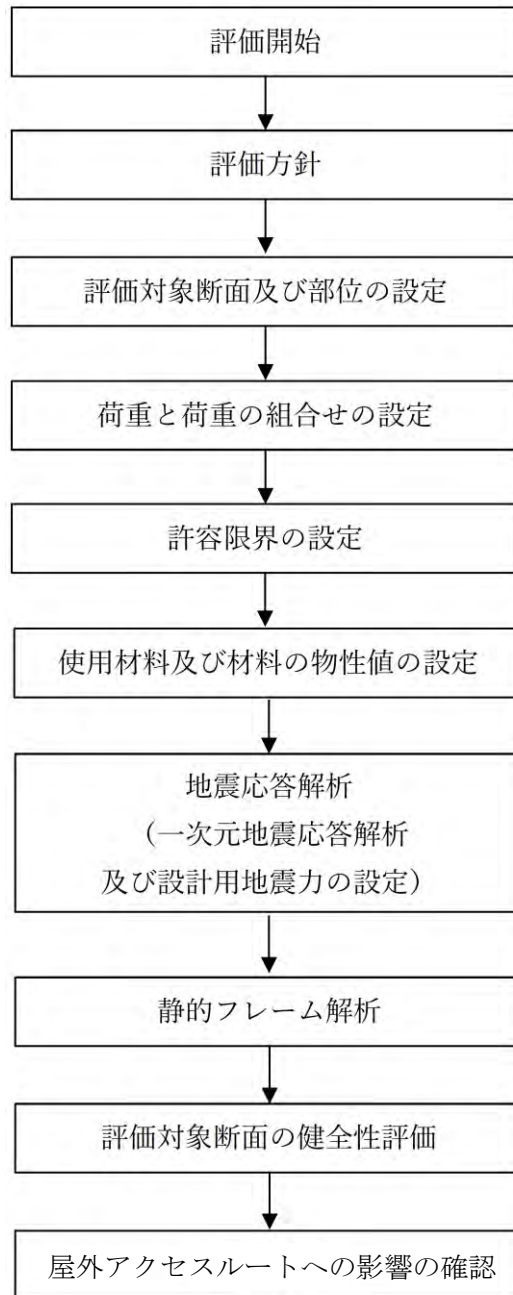


図7.2.6-5 2号機開閉所防護壁の耐震評価フロー

(3) 耐震評価

a. 評価対象断面及び評価対象部位

評価対象断面は、2号機開閉所防護壁のうち、地震時の倒壊影響範囲を想定した場合、アクセスルートとして必要な幅員が確保できない南北区間を評価対象とし、基礎構造が同一であるため、最も支柱間隔が広く分担荷重が大きくなるA-A断面とする。評価対象部位については、アクセスルート側への倒壊を評価する観点から支柱とする。なお、東西区間については、倒壊影響範囲を想定した場合、アクセスルートの通行性が確保可能であることから評価対象としない。

2号機開閉所防護壁の評価対象断面図及び評価対象部位を図7.2.6-6に示す。

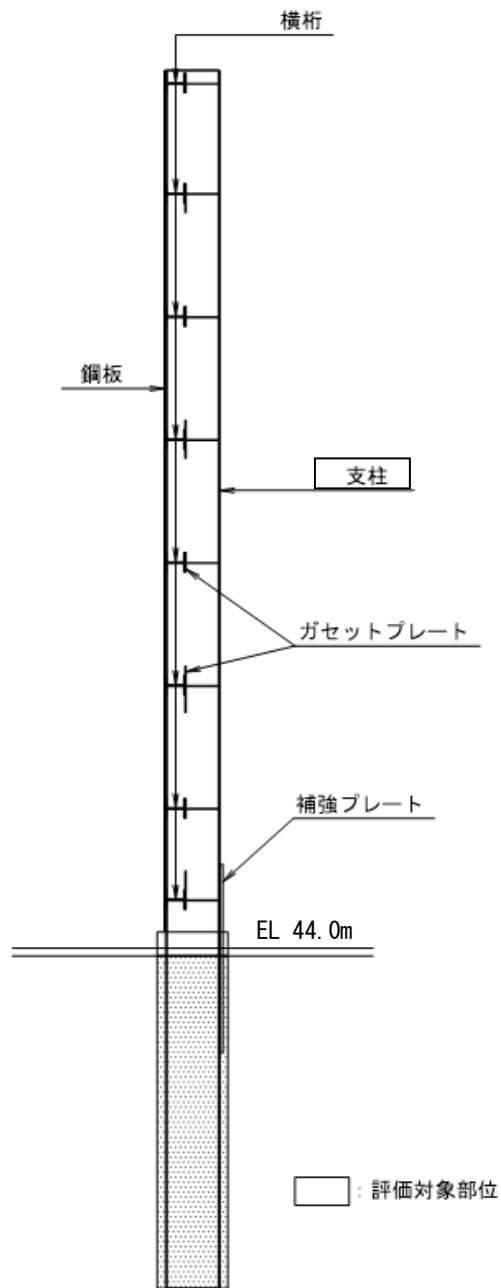


図7.2.6-6 評価対象断面図及び評価対象部位 (A-A断面)

b. 荷重及び荷重の組み合わせ

荷重は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。荷重の組合せを表 7.2.6-1 に示す。

表 7.2.6-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S _s)	G + P _k + S _s

G : 固定荷重 (横桁等)

P_k : 風荷重

S_s : 地震荷重 (基準地震動 S_s)

c. 許容限界

2号機開閉所防護壁の評価における支柱の許容限界を表 7.2.6-2 に示す。

表 7.2.6-2 2号機開閉所防護壁の評価における許容限界

機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界
屋外のアクセスルートを確保すること	基準地震動 S _s	支柱	発生する応力 (曲げ軸力, せん断力) が許容限界を超えないことを確認	短期許容曲げ 圧縮応力度 別途算出*1
				短期許容せん断 応力度*2 158N/mm ²

注記*1: 「評価対象部位の曲げ軸力に対する許容限界」に示す。

*2: 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編 平成 24 年 3 月 (日本道路協会)

評価対象部位 (支柱) の曲げ軸力に対する許容限界は, 「道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編 平成 24 年 3 月 (日本道路協会)」に基づき, 以下の式にて算出する。

(a) 軸方向力が圧縮の場合

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}\alpha_y} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao}\alpha_z} \leq 1$$

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{\alpha_y} + \frac{\sigma_{bcz}}{\alpha_z} \leq \sigma_{cal}$$

σ_t, σ_c : それぞれ照査する断面に作用する軸方向力による引張及び
圧縮応力度 (N/mm²)

$\sigma_{bty}, \sigma_{btz}$: それぞれ強軸及び弱軸まわりに作用する曲げモーメント
による曲げ引張応力度 (N/mm²)

$\sigma_{bcy}, \sigma_{bcz}$: それぞれ強軸及び弱軸まわりに作用する曲げモーメン
トによる曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{ta} : 許容軸方向引張応力度 (N/mm²)

σ_{caz} : 弱軸まわりの許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{bagy} : 局部座屈を考慮しない強軸まわりの許容曲げ圧縮応力度
(N/mm²)

σ_{bao} : 局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度の上限値
(N/mm²)

σ_{cal} : 局部座屈に対する許容応力度 (N/mm²)

α_y, α_z : それぞれ強軸及び弱軸まわりの付加曲げモーメントの
影響を考慮するための係数。ただし、有限変位理論によって断
面力を算出する場合には 1 とする。

$$\alpha_y = 1 - \frac{\sigma_c}{0.8\sigma_{ey}}$$

$$\alpha_z = 1 - \frac{\sigma_c}{0.8\sigma_{ez}}$$

σ_{ey}, σ_{ez} : それぞれ強軸及び弱軸まわりのオイラー座屈応力度
(N/mm²)

$$\sigma_{ey} = \pi^2 E / (l/\gamma_y)^2$$

$$\sigma_{ez} = \pi^2 E / (l/\gamma_z)^2$$

l : 有効座屈長 (mm)

γ_y, γ_z : それぞれ強軸及び弱軸まわりの断面二次半径 (mm)

E : 鋼材のヤング係数 (N/mm²)

d. 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 7.2.6-3 に、使用材料の物性値を表 7.2.6-4 に示す。

表 7.2.6-3 使用材料

種 類	仕 様
横桁	H-250×250×9×14
鋼板	PL-12
支柱	SM490
ガセットプレート	PL-16
補強プレート	PL-36

表 7.2.6-4 材料の物性値

種 類	ヤング係数 (N/mm ²)	単位体積重量 (kN/m ³)
横桁	-	77.0
鋼板	2.0×10 ⁵	77.0
支柱	2.0×10 ⁵	77.0
ガセットプレート	-	77.0
補強プレート	2.0×10 ⁵	77.0

e. 地震応答解析及び設計用地震力

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 を一次元波動論により 2 号機開閉所防護壁の地表面位置で評価したものをを用いる。(解析コード「SHAKE」)

設計用地震力の設定については、構造物の固有周期が 0.05s 未満の場合は、剛構造と判断し、1 次元地震応答解析結果から得られる加速度応答加速度スペクトルに対し、0.05s の加速度応答を設計用地震力として設定する。一方、0.05s 以上の場合は、加速度応答スペクトルに±10% 拡幅した拡幅スペクトルに対して、固有周期を考慮した加速度応答を設計用地震力として設定する。

1 次元地震応答解析の地盤モデルを図 7.2.6-7 に、固有周期の算出結果を表 7.2.6-5 に、設計用床応答スペクトルを図 7.2.6-8 に、設計用地震力を表 7.2.6-6 に示す。

地盤については、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。設計地下水位は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。

[地下構造モデル]

[2号機開閉所防護壁
位置の地盤モデル]

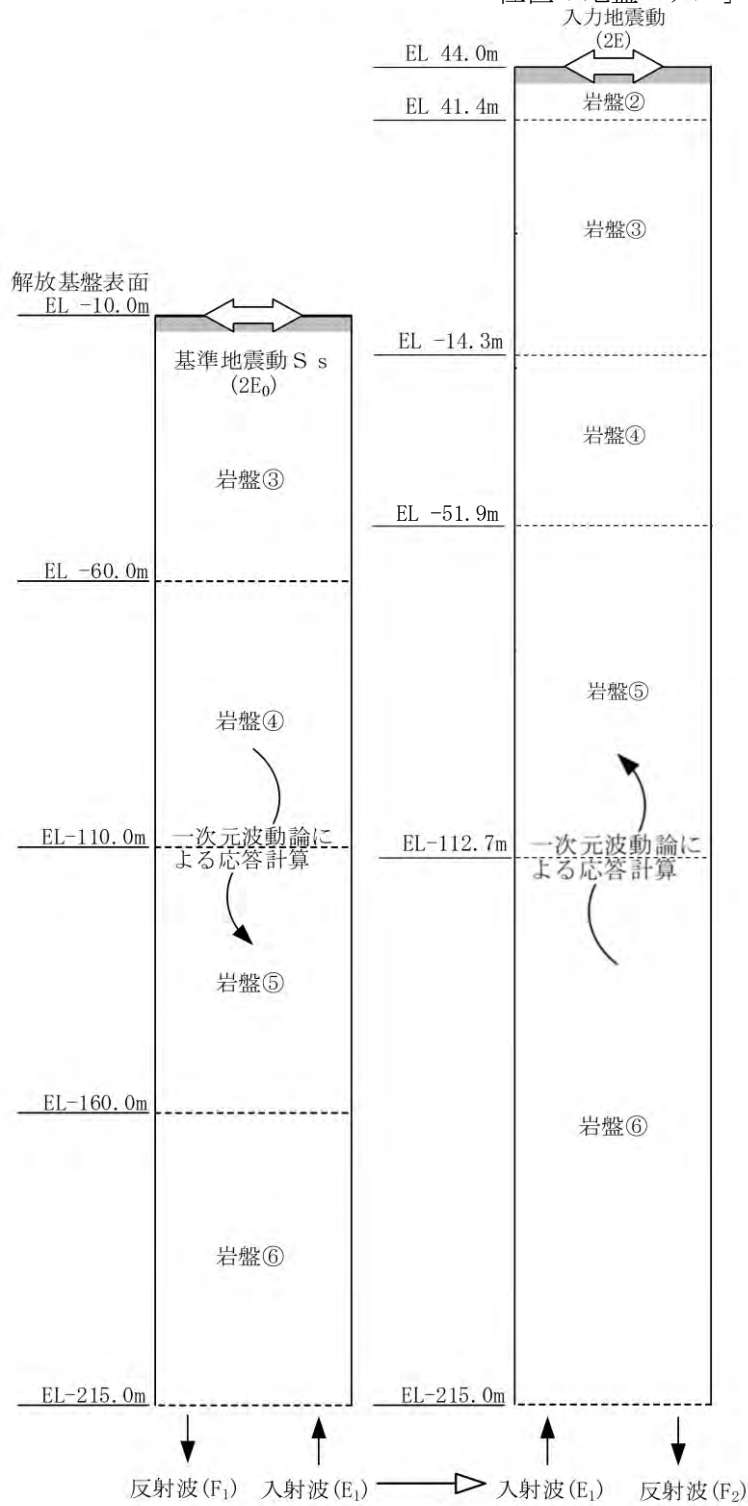
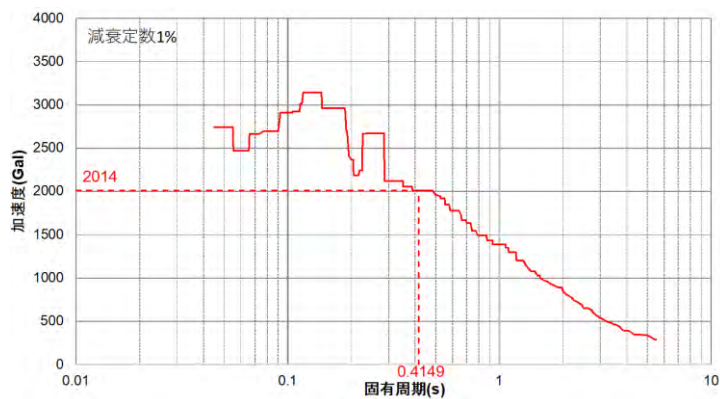


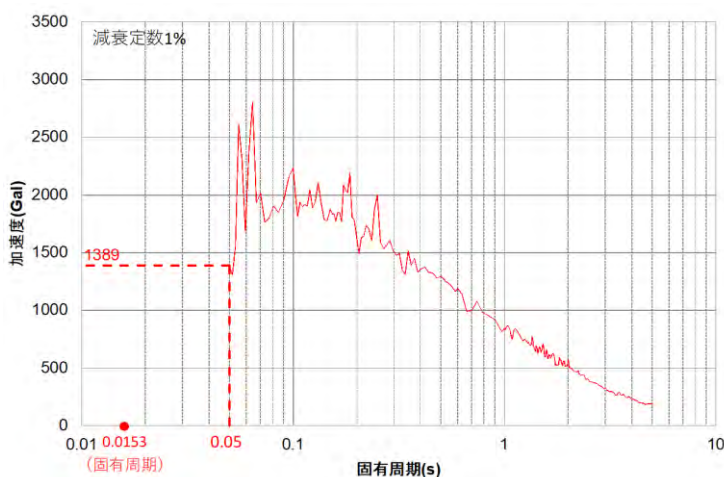
図 7.2.6-7 1次元地震応答解析用地盤モデル

表 7.2.6-5 固有周期の算出結果

項目	単位	数値	
		水平方向	鉛直方向
固有周期	s	0.4149	0.0153



(水平方向 * 1)



(鉛直方向 * 2)

図 7.2.6-8 設計用床応答スペクトル

注記 * 1 : 水平方向の固有周期 0.05s 以上であるため、加速度応答スペクトルに ±10% 拡幅した拡幅スペクトル

* 2 : 鉛直方向の固有周期 0.05s 未満であるため、固有周期 0.05s の加速度を採用

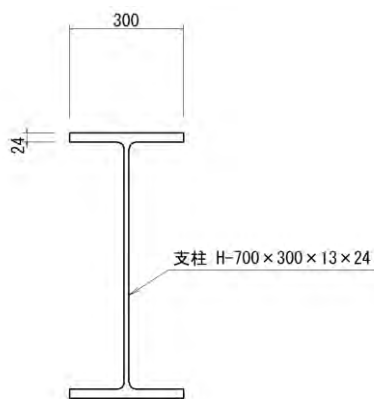
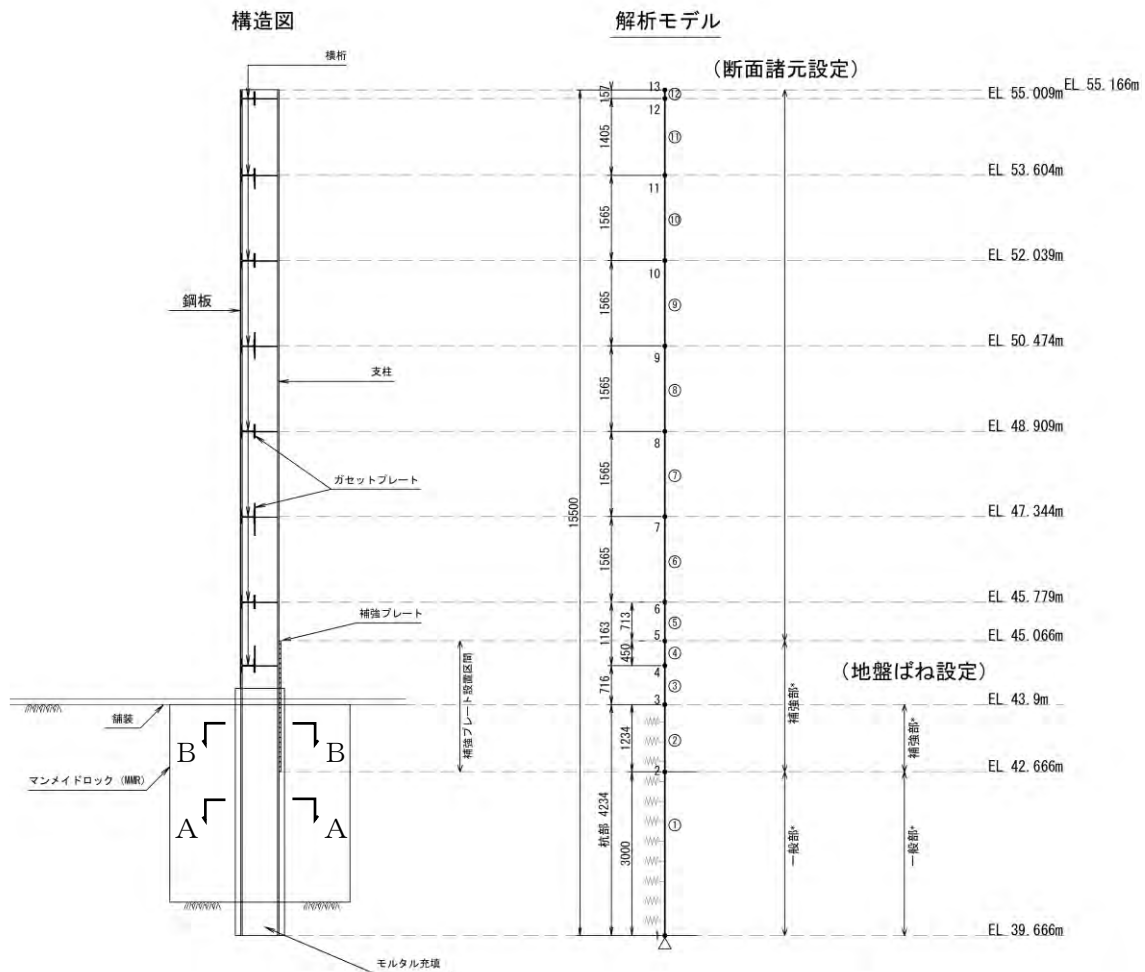
表 7.2.6-6 2号機開閉所防護壁の設計用地震力

対象構造物	設計用地震力	
	水平 K_H	鉛直 K_V
2号機開閉所防護壁	2.05	1.42

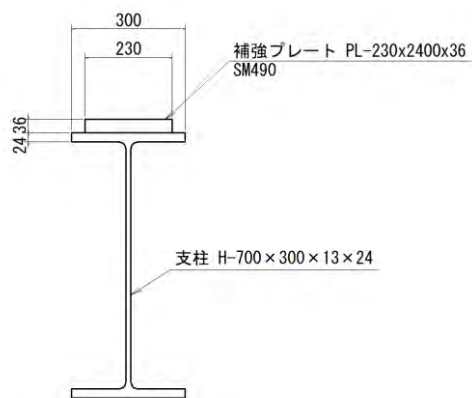
f. 静的フレーム解析

支柱の解析モデルは、支柱を線形はり要素、地盤を線形ばね要素としたはりーばねモデルによる線形解析とする。なお、断面諸元及び地盤ばね（水平方向）の設定において、補強プレートを設置している範囲は補強部とし、設置していない範囲は一般部とする。

支柱の解析モデルを図 7.2.6-9 に、断面諸元及び地盤ばね定数（水平方向）を表 7.2.6-7 に示す。



一般部 (A-A断面)



補強部 (B-B断面)

(単位: mm)

注記*: 断面諸元及び地盤ばね定数の設定において考慮する2区間を示す。

図 7.2.6-9 支柱の解析モデル

表 7.2.6-7(1) 断面諸元

	断面諸元	
	断面 2 次モーメント	断面積
補強部	$2.80 \times 10^{-3} (\text{m}^4)$	$3.14 \times 10^{-2} (\text{m}^2)$
一般部	$1.97 \times 10^{-3} (\text{m}^4)$	$2.32 \times 10^{-2} (\text{m}^2)$

表 7.2.6-7(2) 地盤ばね定数 (水平方向)

	ばね定数	
	常時	地震時
補強部	$8.56 \times 10^5 (\text{kN}/\text{m}^2)$	$1.72 \times 10^6 (\text{kN}/\text{m}^2)$
一般部	$8.87 \times 10^5 (\text{kN}/\text{m}^2)$	$1.78 \times 10^6 (\text{kN}/\text{m}^2)$

(4) 評価方法

評価対象部位の耐震評価は、支柱について、曲げ及びせん断力の応力度照査を行い、許容限界以下であることを確認する。

(5) 評価結果

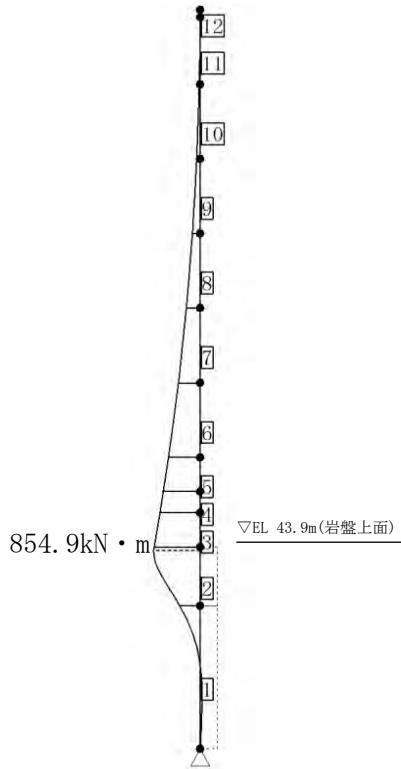
支柱の曲げ圧縮及びせん断力に対する照査値を表 7.2.6-8 に、断面力 (曲げ及びせん断) を図 7.2.6-10 に示す。評価対象部位の発生力は、許容限界以下であり、2号機開閉所防護壁が基準地震動 S_s による地震力に対して倒壊に至らないことを確認した。

表 7.2.6-8(1/2) 曲げ圧縮に対する照査値

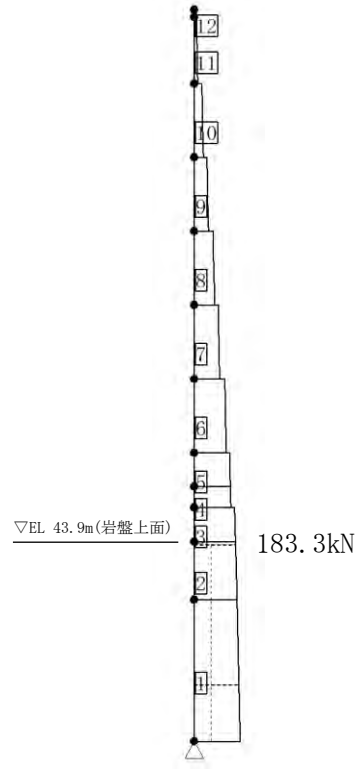
部材	発生断面力		照査値
	曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)	
支柱	854.9	183.3	0.55

表 7.2.6-8(2/2) せん断力に対する照査値

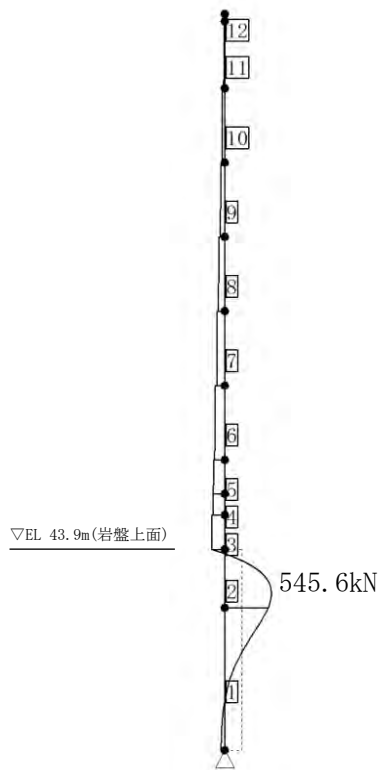
部材	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容 せん断応力 (N/mm^2)	照査値
支柱	64	158	0.41



曲げモーメント図



軸力図



せん断力図

図 7.2.6-10 断面力図

7.2.7 補助消火水槽の耐震性評価

(1) 概要

補助消火水槽の地上部は、アクセスルートへ近接した位置に設置した鉄筋コンクリート造の構造物であり、地震時のアクセスルートへの影響を評価する必要があることから、基準地震動 S_s による地震動に対して耐震評価を実施し、屋外アクセスルートに影響を及ぼさないことを確認する。

(2) 基本方針

a. 位置

補助消火水槽の設置位置図を図 7.2.7-1 に示す。

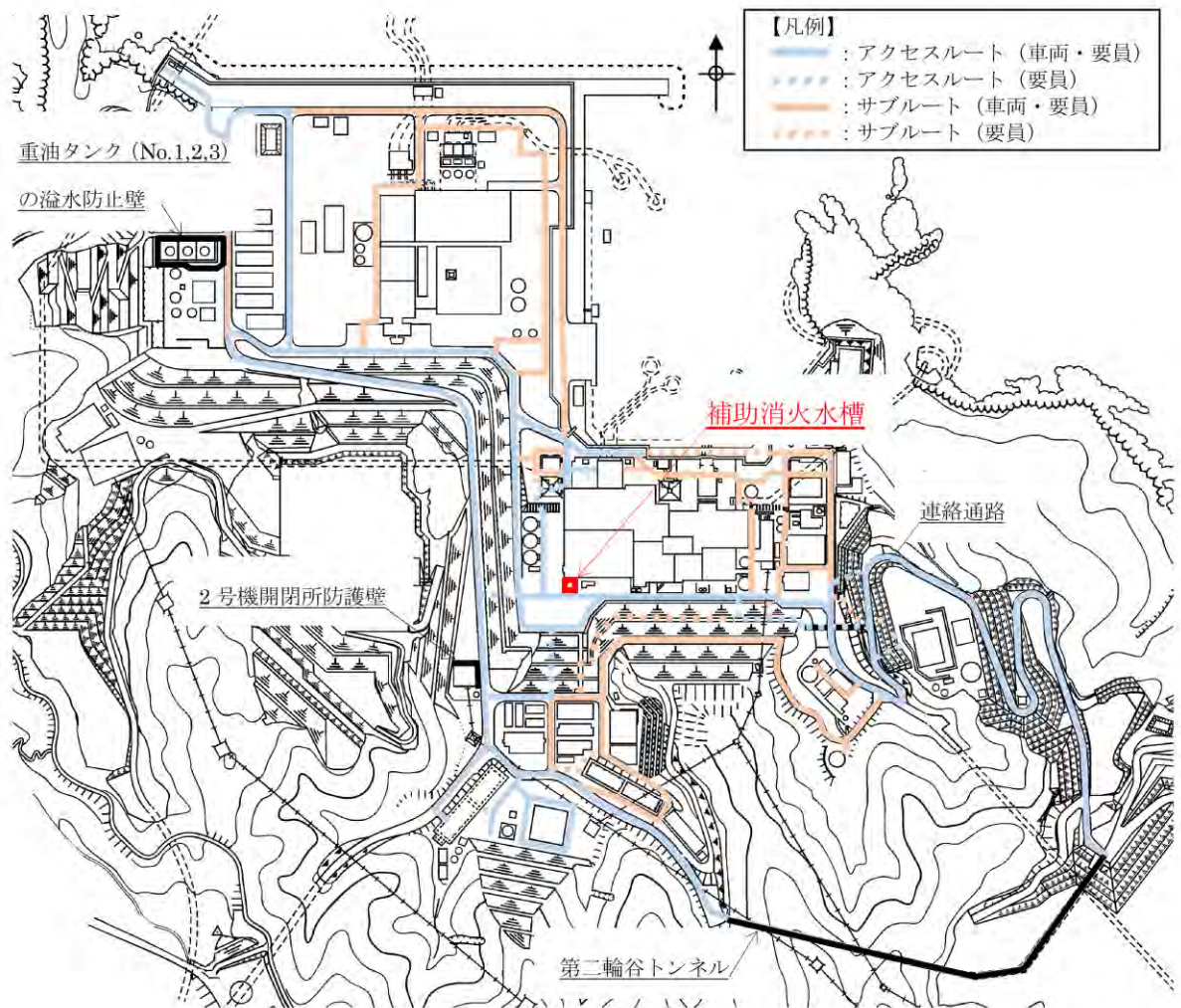


図 7.2.7-1 補助消火水槽の設置位置図

b. 構造概要

屋外のアクセスルートに近接している補助消火水槽は、幅 12.6m（東西方向）× 14.9m（南北方向）、高さ約 20.9mの鉄筋コンクリート造の地中（一部地上部を含む）構造物であり、マンメイドロックを介して岩盤に設置されている。

また、地上部は、幅 5.8m（東西方向）×3.2m（南北方向）、高さ約 3.6mのペントハウスがアクセスルートの周辺構造物として存在する。

補助消火水槽の概略平面図を図 7.2.7-2 に、概略断面図を図 7.2.7-3 に、地上部の概略配筋図を図 7.2.7-4 に示す。

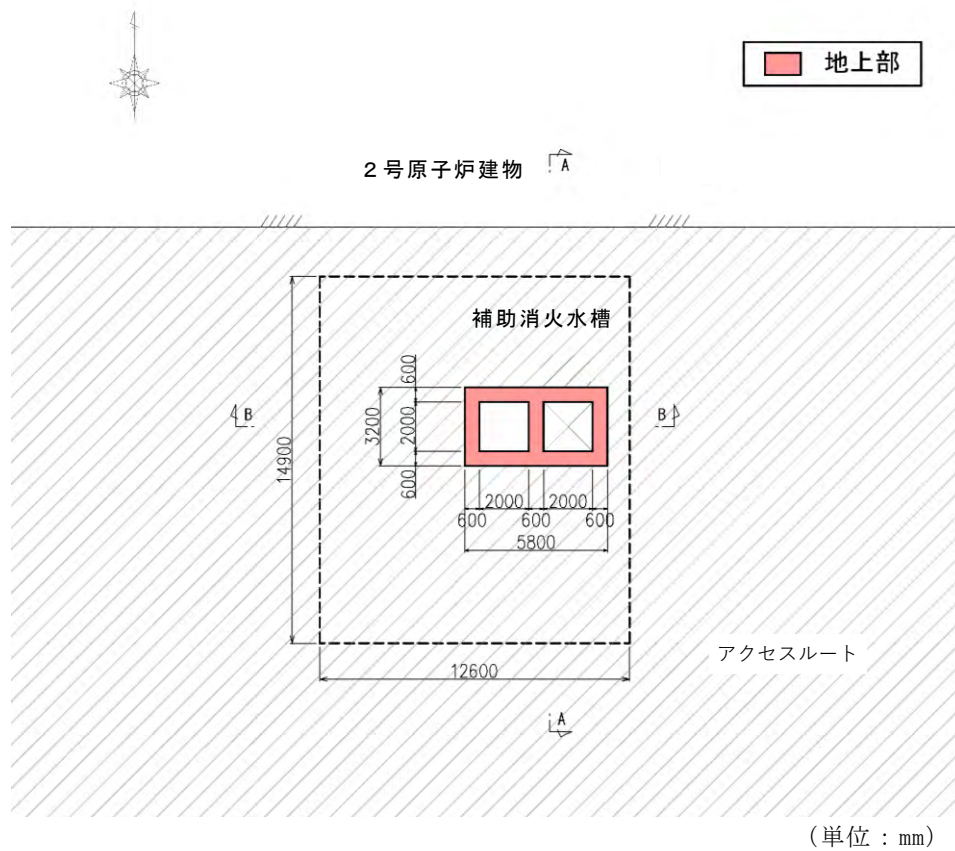
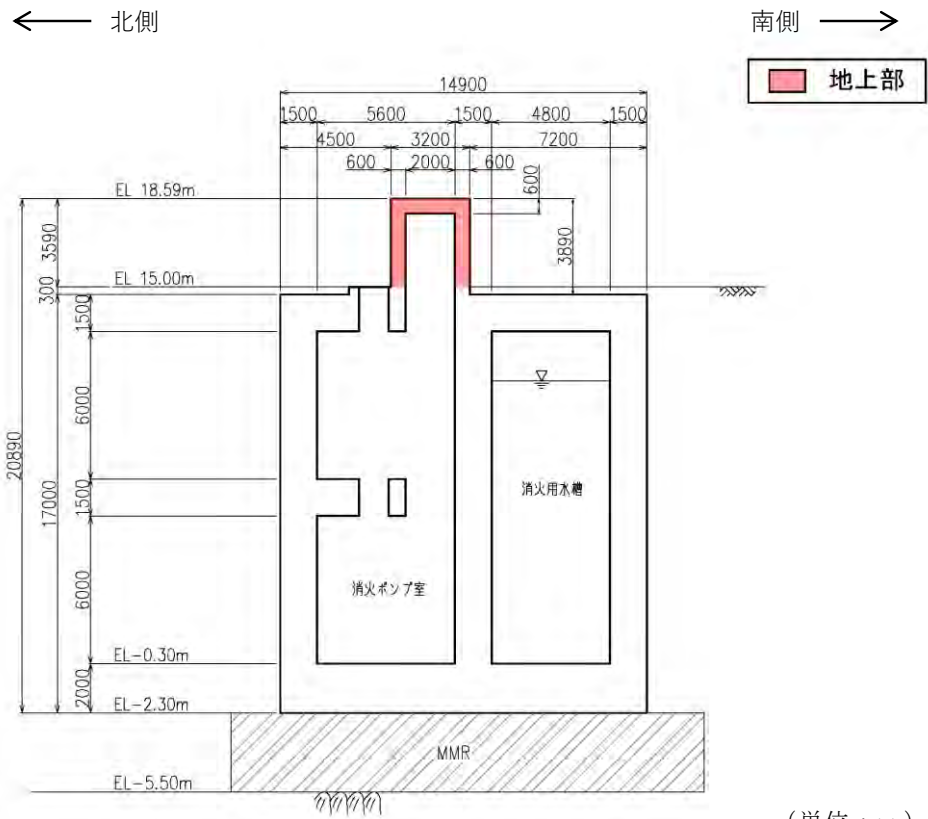
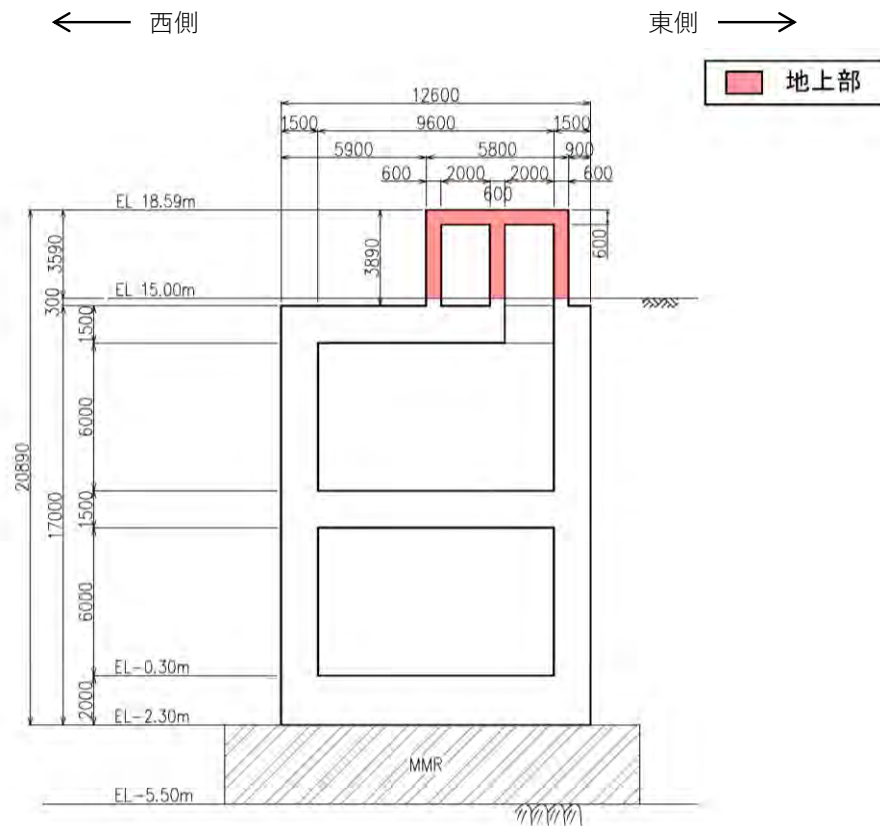


図 7.2.7-2 補助消火水槽の概略平面図



(A-A断面)



(B-B断面)

図 7.2.7-3 補助消火水槽の概略断面図

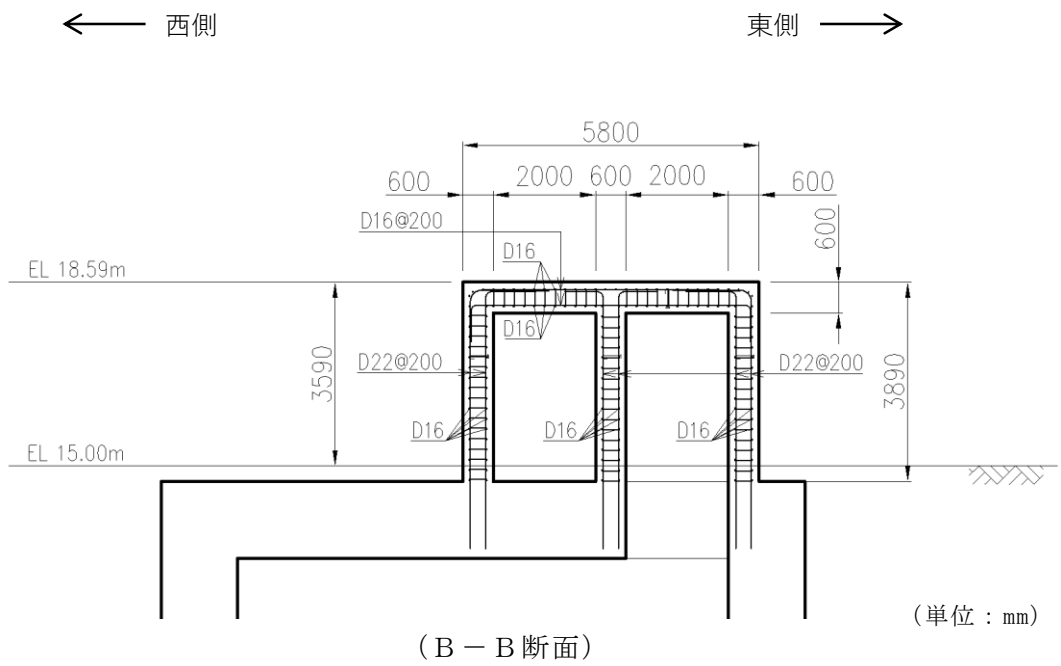
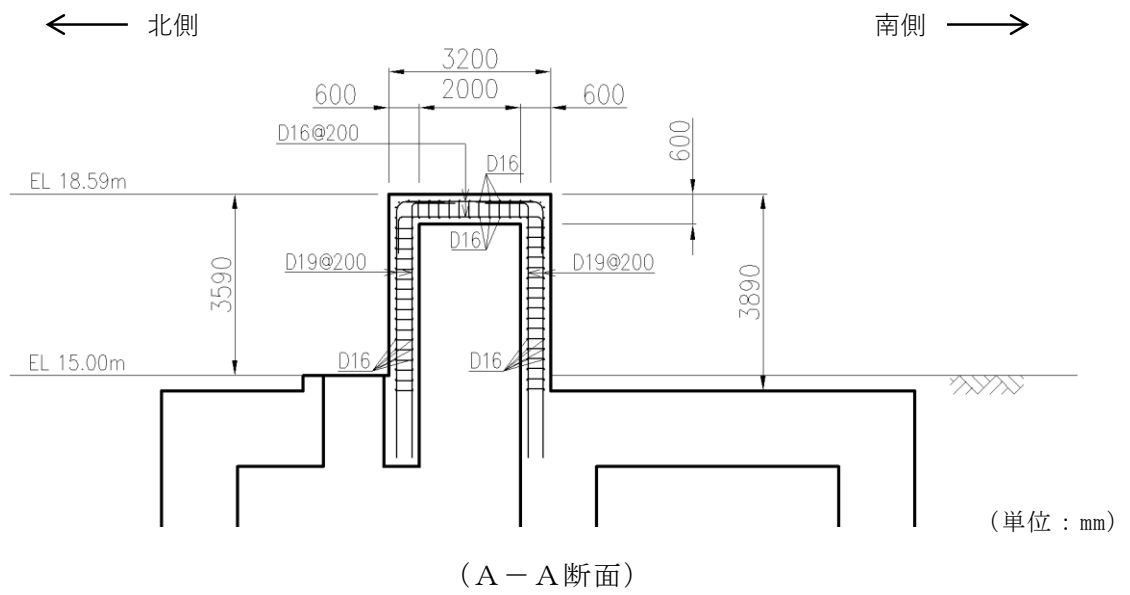


図 7.2.7-4 補助消火水槽（地上部）の概略配筋図

c. 評価方針

補助消火水槽の耐震評価は、倒壊時にアクセスルートへの影響が考えられる地上部の各部材について、基準地震動 S_s （6波）に対して一次元地震応答解析により算定した設計用地震力に対して倒壊に至らないことを確認するため、曲げ・軸力系及びせん断破壊に対する照査を実施する。

補助消火水槽の耐震評価フローを図 7.2.7-5 に示す。

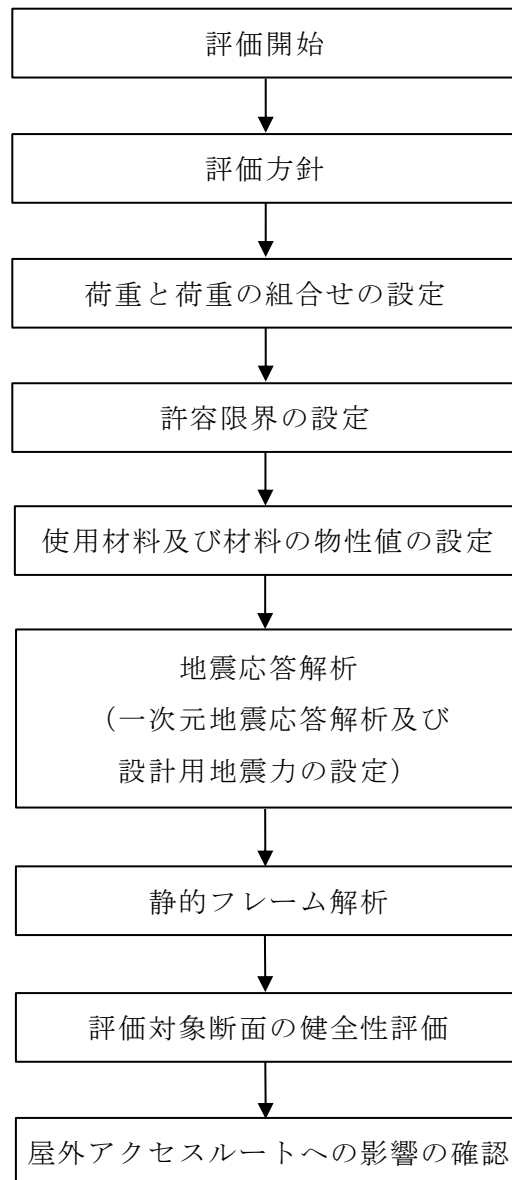


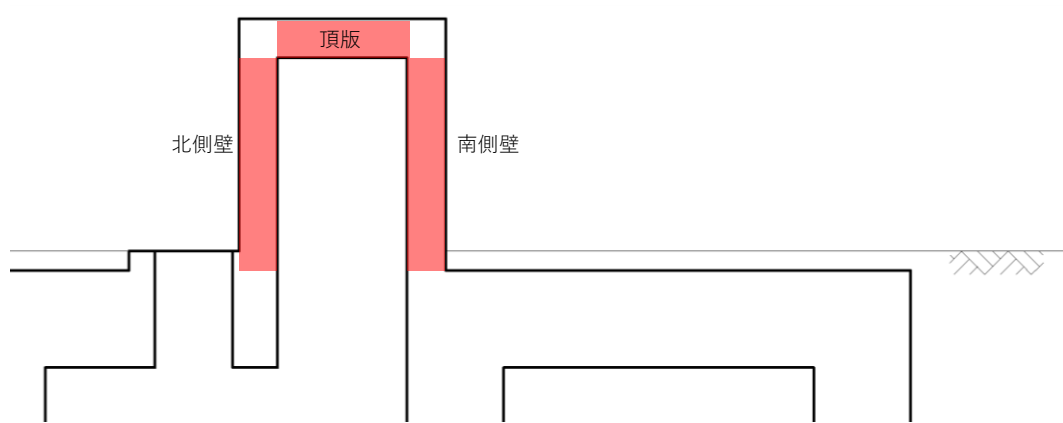
図 7.2.7-5 補助消火水槽の耐震評価フロー

(3) 耐震評価

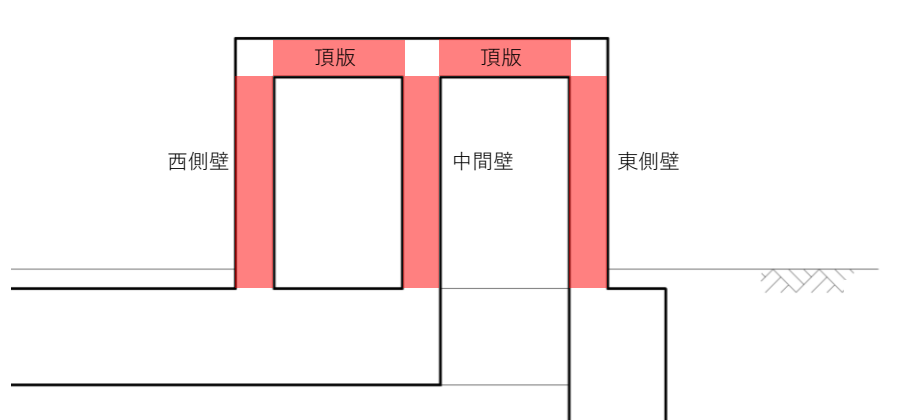
a. 評価対象断面及び評価対象部材

補助消火水槽のアクセスルート側への倒壊を評価する観点から、評価対象断面は、地上部を含む直交する2断面とする。評価対象部材は、補助消火水槽の地上部を構成する側壁、中間壁、及び頂版とする。

補助消火水槽の評価対象断面図及び評価対象部材を図7.2.7-6に示す。



(A-A断面)



(B-B断面)

図7.2.7-6 評価対象断面図及び評価対象部材

b. 荷重及び荷重の組み合わせ

荷重は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。荷重の組合せを表 7.2.7-1 に示す。

表 7.2.7-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$G + P_s + P_k + S_s$

G : 固定荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

S_s : 地震荷重 (基準地震動 S_s)

c. 許容限界

補助消火水槽の各構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (2005年6月 土木学会 原子力土木委員会) に基づき、限界ひずみ (圧縮縁コンクリートひずみ 1.0% (10000 μ)) とする。構造部材のせん断破壊に対する許容限界は、棒部材式で求まるせん断耐力とする。

補助消火水槽の評価における支柱の許容限界を表 7.2.7-2 に示す。

表 7.2.7-2 補助消火水槽の評価における許容限界

機能設計上の性能目標	地震力	部材	機能維持のための考え方	許容限界
屋外のアクセスルートを確保すること	基準地震動 S_s	側壁, 中間壁, 及び頂版	発生するひずみ及び応力が許容限界を超えないことを確認	圧縮縁コンクリートひずみ 1.0% (10000 μ)
				せん断耐力*

注記* : 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (2005年6月 土木学会 原子力土木委員会) の棒部材式で求まるせん断耐力とする

d. 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 7.2.7-3 に、使用材料の物性値を表 7.2.7-4 に示す。

表 7.2.7-3 使用材料

材料		仕様
構造物	コンクリート	設計基準強度 24.0N/mm ²
	鉄筋	SD345
MMR		設計基準強度 18.0N/mm ²

表 7.2.7-4 使用材料の物性値

材料	ヤング係数 (N/mm ²)	単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比
構造物	2.50×10 ⁴	24.0* ¹	0.2
MMR	2.20×10 ⁴	22.6* ²	

注記*1：鉄筋コンクリートの単位体積重量を示す。

*2：無筋コンクリートの単位体積重量を示す。

e. 地震応答解析及び設計用地震力

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 を一次元波動論により地表面位置で評価したものをを用いる。補助消火水槽周辺には、設計地下水位以深の液状化対象層が存在するため、1次元地震応答解析における順応答解析は、有効応力解析（解析コード「FLIP」）とする。なお、補助消火水槽の地中部については、地表部の加速度応答を保守的に評価するため、埋戻土でモデル化する。

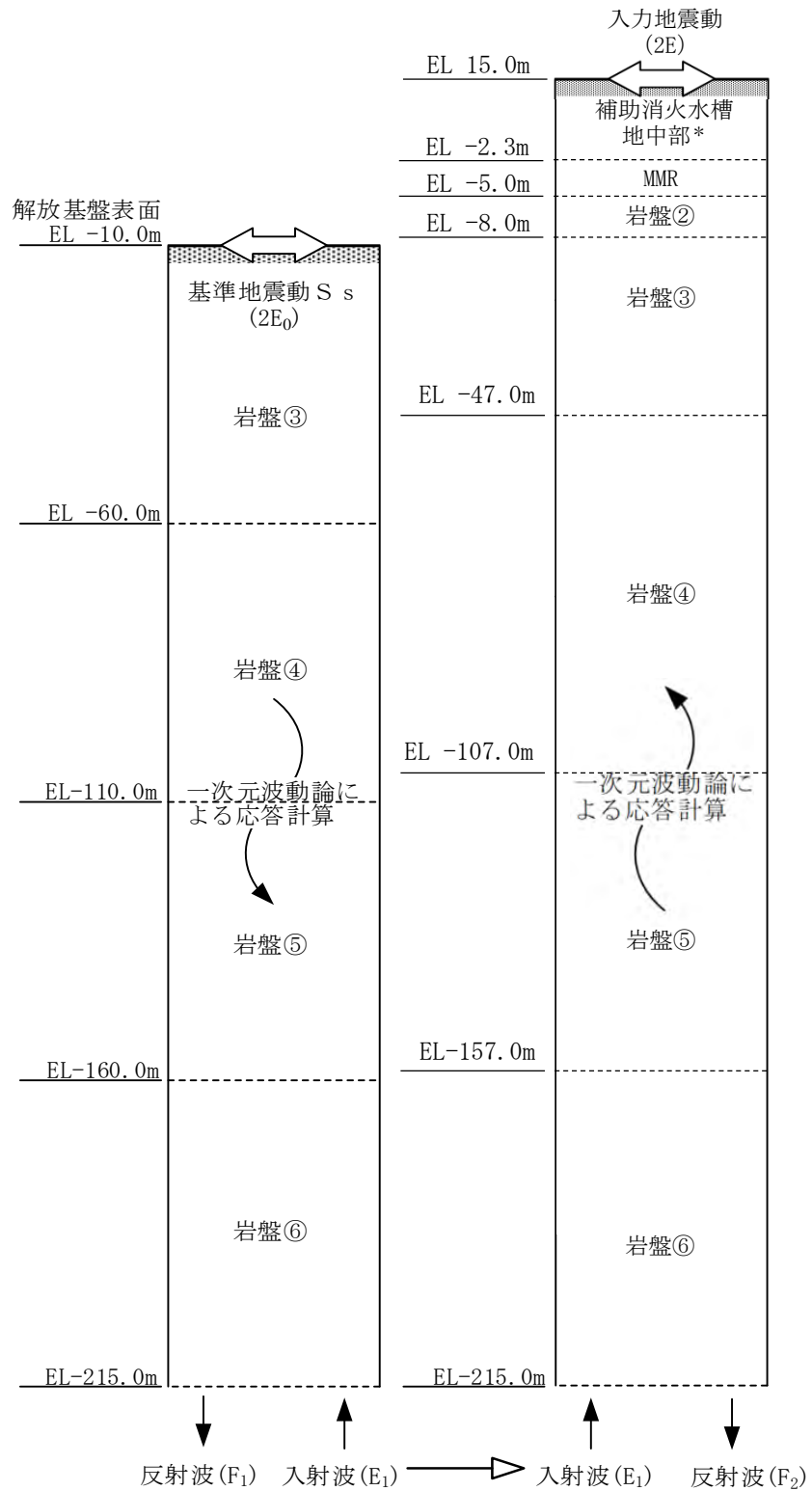
1次元地震応答解析の地盤モデルを図 7.2.7-7 に示す。

1次元地震応答解析による地表面位置における最大応答加速度を表 7.2.7-5 に示す。これに基づき保守的に設定した設計震度を表 7.2.7-6 に示す。

地盤については、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。設計地下水位は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い、地表面（EL 15.0m）に設定する。

[地下構造モデル]

[補助消火水槽位置
の地盤モデル]



注記*：補助消火水槽の地中部は地表部の加速度応答を保守的に評価するため、埋戻土でモデル化する。

図 7.2.7-7 1次元地震応答解析用地盤モデル

表 7.2.7-5 地表面位置における最大応答加速度

地震動	最大応答加速度 (Gal)	
	水平	鉛直
S _s -D	780	1243*
S _s -N1	998*	954
S _s -N2 (NS)	643	898
S _s -N2 (EW)	814	912
S _s -F1 (NS)	920	853
S _s -F1 (EW)	598	861
S _s -F2 (NS)	983	786
S _s -F2 (EW)	790	760

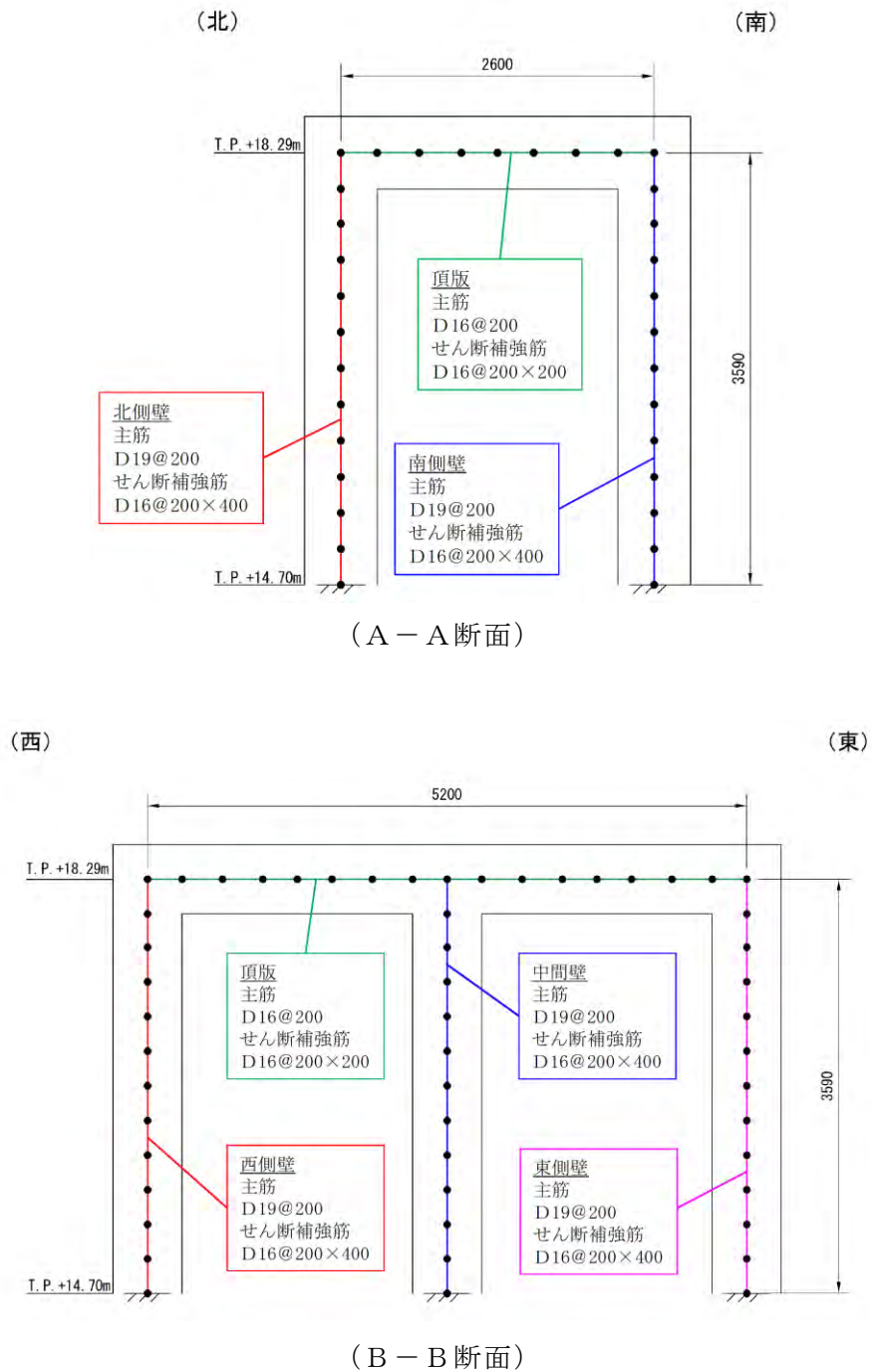
注記*：全ケースのうち最大値を示す。

表 7.2.7-6 補助消火水槽の設計用地震力

対象構造物	設計震度	
	水平 K _H	鉛直 K _V
補助消火水槽	1.2	1.5

f. 静的フレーム解析

補助消火水槽は，部材図心軸を軸心としたはり要素でモデル化し，2次元フレーム解析により耐震評価を行う。2次元フレーム解析モデルを図 7.2.7-8 に示す。



(単位：mm)

図 7.2.7-8 2次元フレーム解析モデル図

(4) 評価方法

評価対象部材の耐震評価は、地上部を構成する側壁、中間壁及び頂板について、曲げ・軸力系及びせん断破壊に対する照査を行い、許容限界以下であることを確認する。

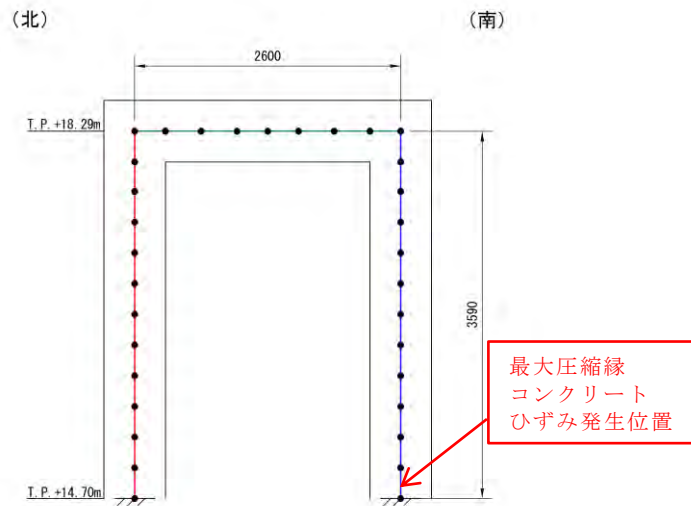
(5) 評価結果

曲げ・軸力系破壊に対する照査値を表 7.2.7-7 に、最大圧縮縁コンクリートひずみ発生位置を図 7.2.7-9 に、せん断破壊に対する照査値を表 7.2.7-8 に、発生断面力を図 7.2.7-10 に示す。評価対象部材の発生力は、許容限界以下であり、補助消火水槽の地上部が基準地震動 S_s による地震力に対して倒壊に至らないことを確認した。

表 7.2.7-7(1) 曲げ・軸力系破壊に対する照査値 (A-A断面)

断面	照査用ひずみ ϵ_d^*	限界ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
A-A	346 μ	10000 μ	0.04

注記* : 照査用ひずみ $\epsilon_d =$ 発生ひずみ $V \times$ 構造解析係数 $\gamma_a (=1.20)$



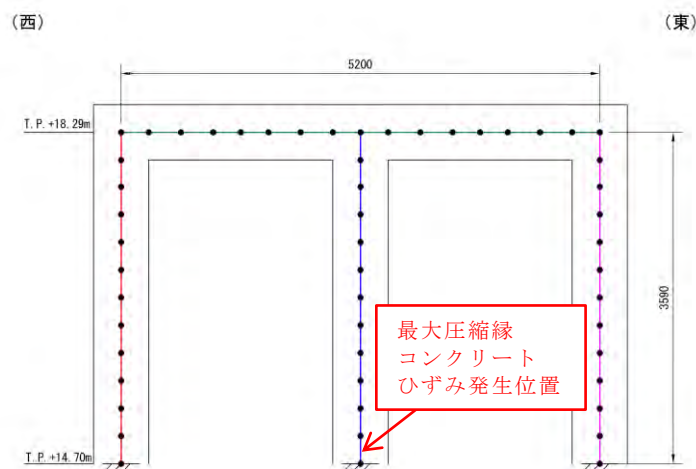
(単位 : mm)

図 7.2.7-9(1) 最大圧縮縁コンクリートひずみ発生位置 (A-A断面)

表 7.2.7-7(2) 曲げ・軸力系破壊に対する照査値 (B-B断面)

断面	照査用ひずみ ϵ_d^*	限界ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
B-B	353 μ	10000 μ	0.04

注記* : 照査用ひずみ $\epsilon_d =$ 発生ひずみ $V \times$ 構造解析係数 $\gamma_a (=1.20)$



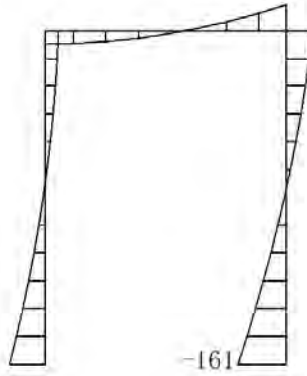
(単位 : mm)

図 7.2.7-9(2) 最大圧縮縁コンクリートひずみ発生位置 (B-B断面)

表 7.2.7-8(1) せん断破壊に対する照査値 (A-A断面)

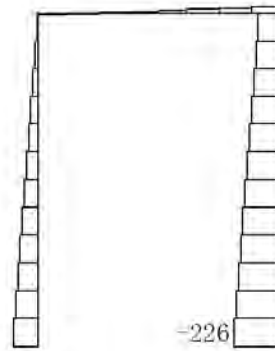
断面	照査用 せん断力 V_d^* (kN)	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d/V_{y d}$
A-A	104	479	0.22

注記* : 照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 $\gamma_a (=1.05)$



(a) 曲げモーメント図

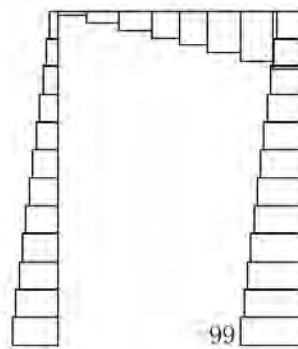
(単位 : kN · m)



(b) 軸力図

(+ : 引張)
(- : 圧縮)

(単位 : kN)



(c) せん断力図

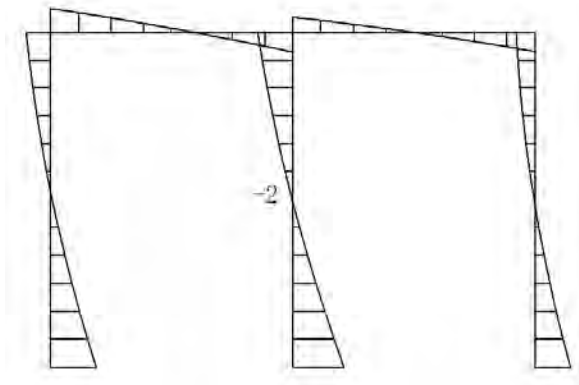
(単位 : kN)

図 7.2.7-10(1) 断面力図 (A-A断面)

表 7.2.7-8(2) せん断破壊に対する照査値 (B-B断面)

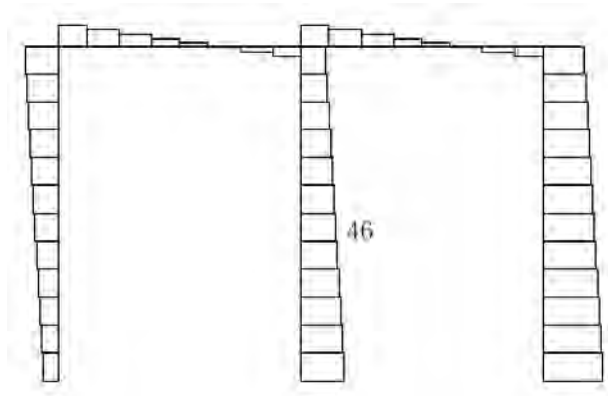
断面	照査用 せん断力 V_d^* (kN)	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d/V_{y d}$
B-B	86	305	0.29

注記* : 照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 $\gamma_a (=1.05)$



(単位 : kN · m)

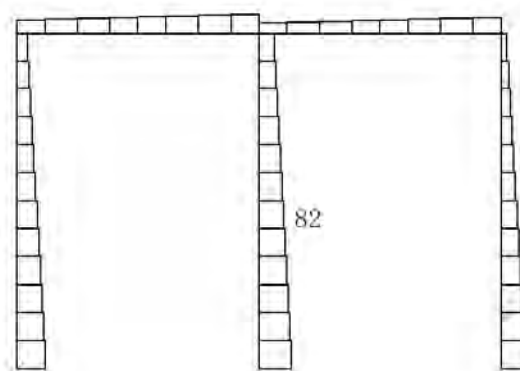
(a) 曲げモーメント図



(+ : 引張)
(- : 圧縮)

(単位 : kN)

(b) 軸力図



(単位 : kN)

(c) せん断力図

図 7.2.7-10(2) 断面力図 (B-B断面)

7.2.8 重油タンク (No. 1, 2, 3) の溢水防止壁の耐震性評価

(1) 概要

重油タンク (No. 1, 2, 3) の溢水防止壁は、地震時に漏えいした重油による火災発生時において、溢水防止壁内に貯留することで、地震時に期待するアクセスルートからの離隔距離を確保する必要があることから、基準地震動 S_s による地震動に対して耐震評価を実施する。なお、万一、アクセスルートに影響のある火災が発生した場合には、迂回する。また、自衛消防隊による消火活動を実施する。

(2) 基本方針

a. 位置

重油タンク (No. 1, 2, 3) の溢水防止壁の位置を図 7.2.8-1 に示す。

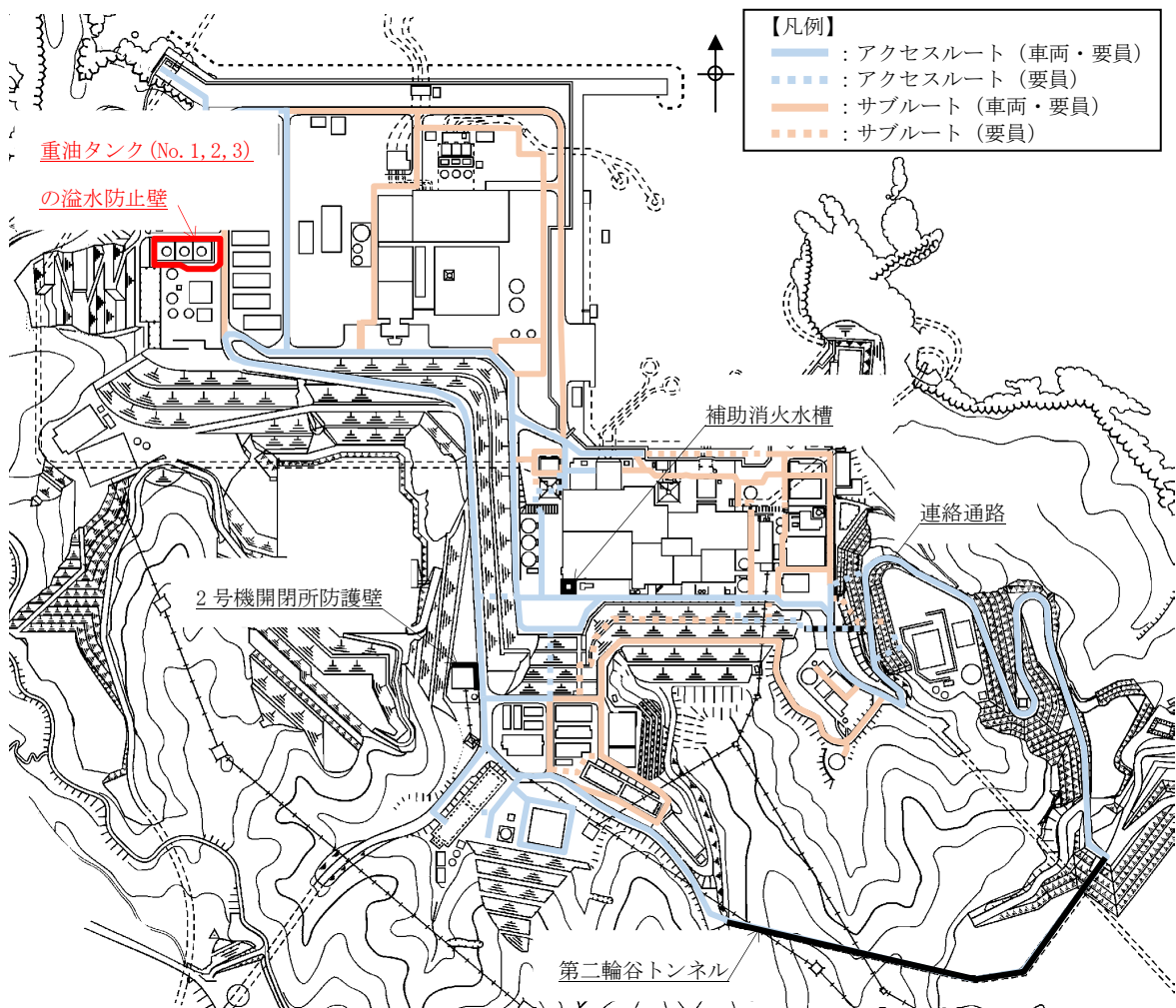


図 7.2.8-1 重油タンク (No. 1, 2, 3) の溢水防止壁の設置位置

b. 構造概要

屋外のサブルートに近接している重油タンク (No. 1, 2, 3) の溢水防止壁は、高さ約 2.5m の溢水防止壁、フーチング及び鋼管杭で構成された鉄筋コンクリート製壁であり、鋼管杭を介して岩盤に設置している。

重油タンク (No. 1, 2, 3) の溢水防止壁の概略平面図を図 7.2.8-2 に、概略断面図を図 7.2.8-3 に、概略配筋図を図 7.2.8-4 に示す。

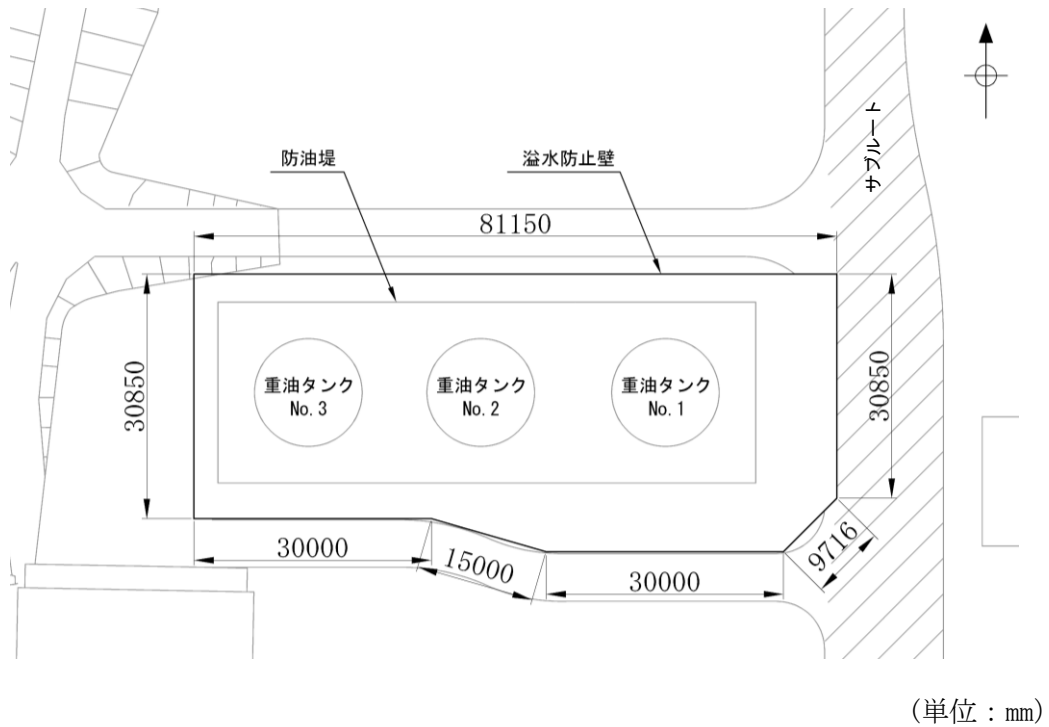
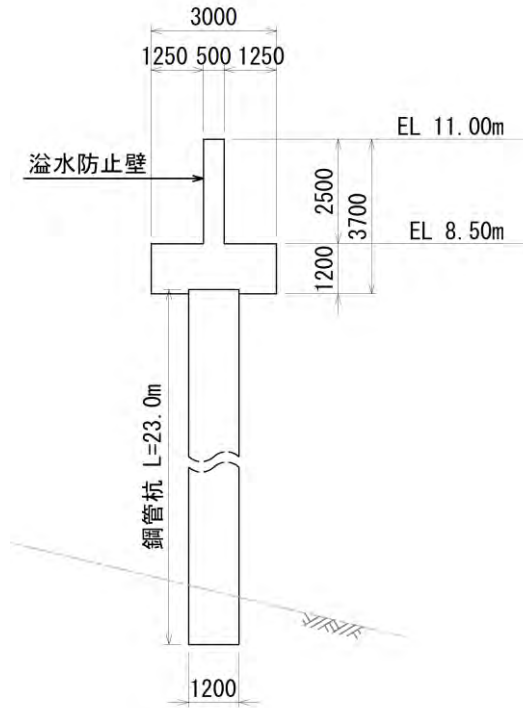
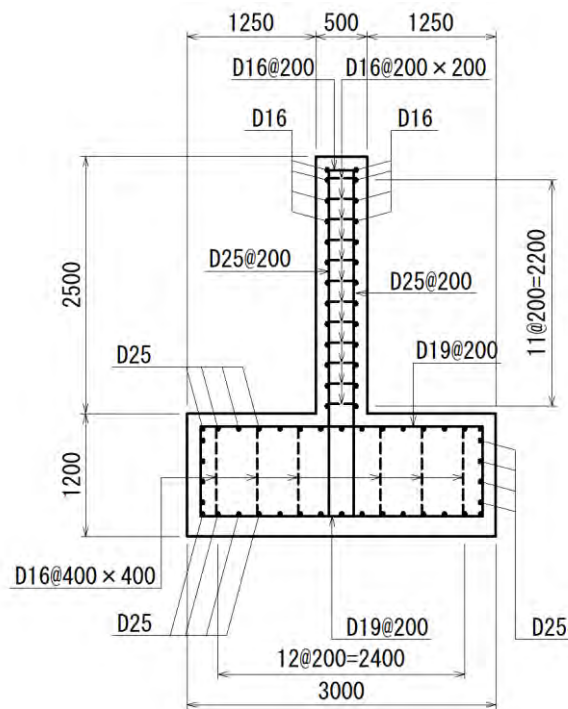


図 7.2.8-2 重油タンク (No. 1, 2, 3) の溢水防止壁の概略平面図



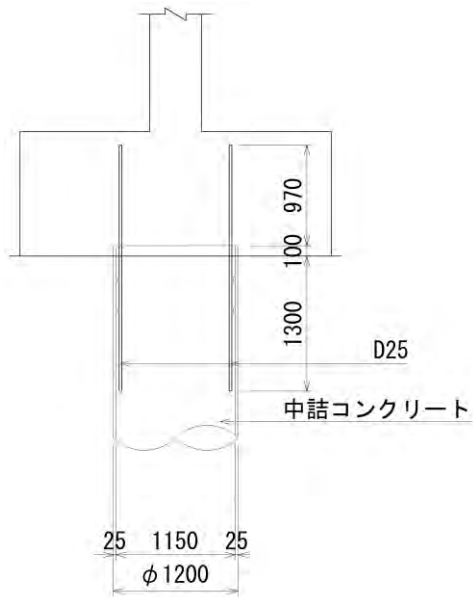
(単位：mm)

図 7.2.8-3 重油タンク (No. 1, 2, 3) の溢水防止壁の概略断面図



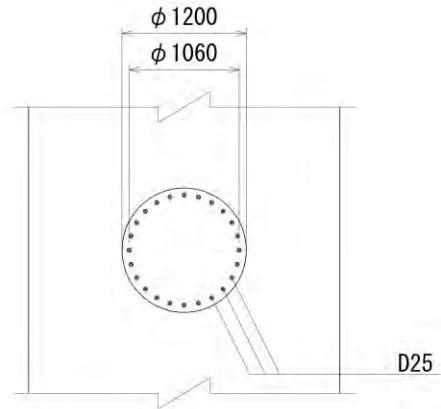
(単位：mm)

図 7.2.8-4(1) 重油タンク (No. 1, 2, 3) の溢水防止壁の概略配筋図



(単位 : mm)

(断面図)



(単位 : mm)

(平面図)

図 7.2.8-4(2) 重油タンク (No. 1, 2, 3) の溢水防止壁の概略配筋図 (杭頭補強筋)

c. 評価方針

重油タンク (No. 1, 2, 3) の溢水防止壁の耐震評価は、基準地震動 S_s (6波) による地震力に対して、重油を溢水防止壁内に貯留する観点から、構造部材の健全性評価及び残留変形量評価を実施する。

重油タンク (No. 1, 2, 3) の溢水防止壁の耐震評価フローを図 7.2.8—5 に示す。

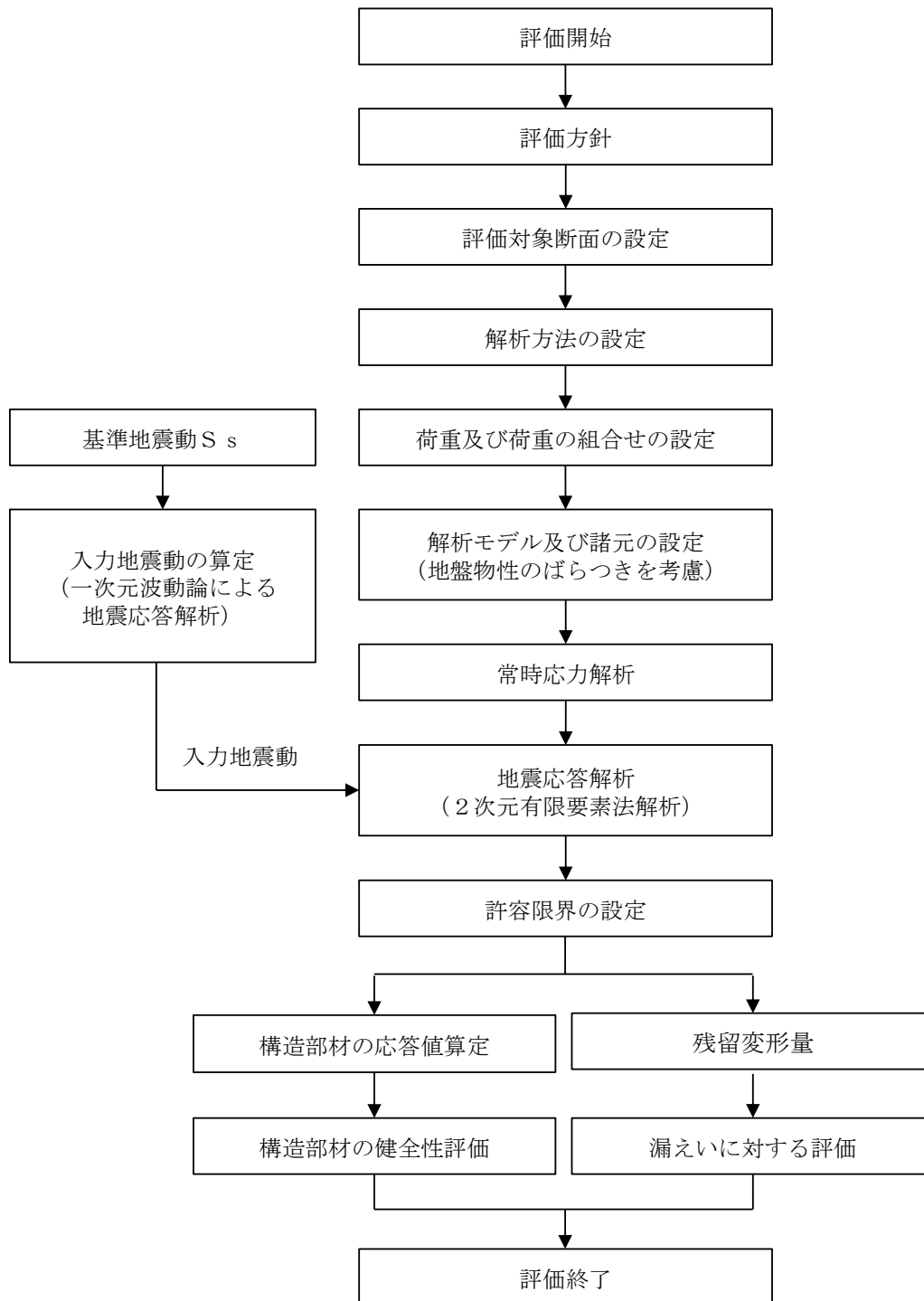


図 7.2.8—5 重油タンク (No. 1, 2, 3) の溢水防止壁の耐震評価フロー

(3) 耐震評価

a. 評価対象断面及び評価対象部位

重油タンク (No. 1, 2, 3) の溢水防止壁のうち、地震時に重油タンクから漏えいした重油による火災発生時において、溢水防止壁内に貯留する観点から評価対象とする範囲は全周である。

地質断面図より構造物の応答に影響を及ぼすと考えられる埋戻土が北東方向傾斜で分布しており北東部の鋼管杭が長くなること、及び重油タンク (No. 1, 2, 3) の溢水防止壁の南端部と西端部を比較した際に、南端部の方が埋戻土が厚くなり鋼管杭が長くなることから評価対象断面をA-A断面とする。断面位置図を図 7.2.8-6 に地質断面図を図 7.2.8-7 に示す。

評価対象部位については、溢水防止壁内に重油を貯留する観点から壁、フーチング及び鋼管杭とし、評価断面は横断方向とする。評価対象部位を図 7.2.8-8 に示す。

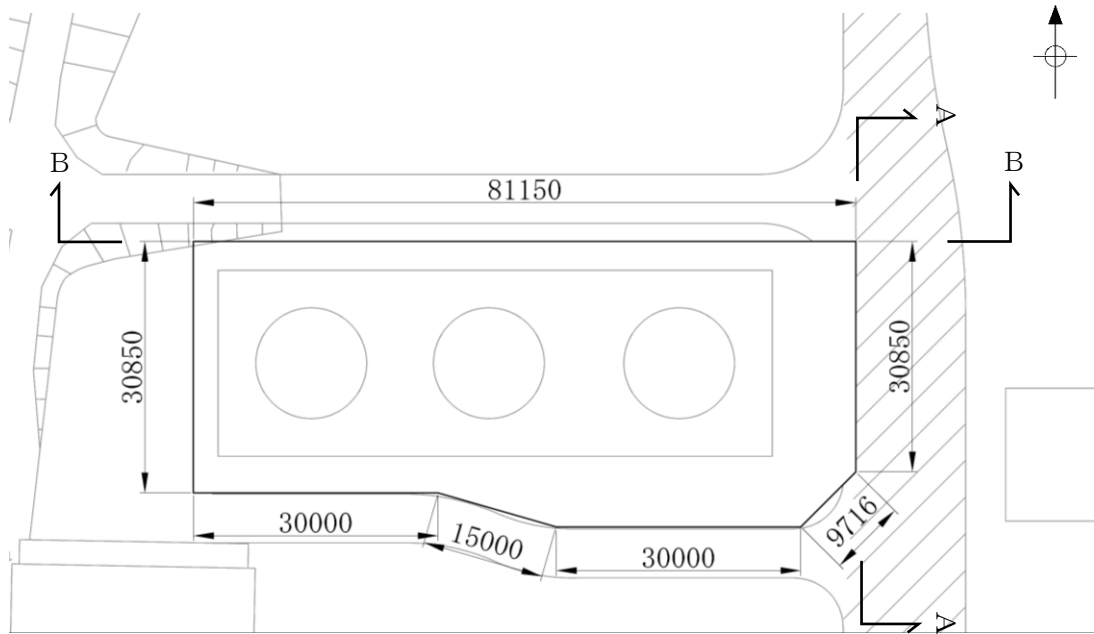


図 7.2.8-6 断面位置図

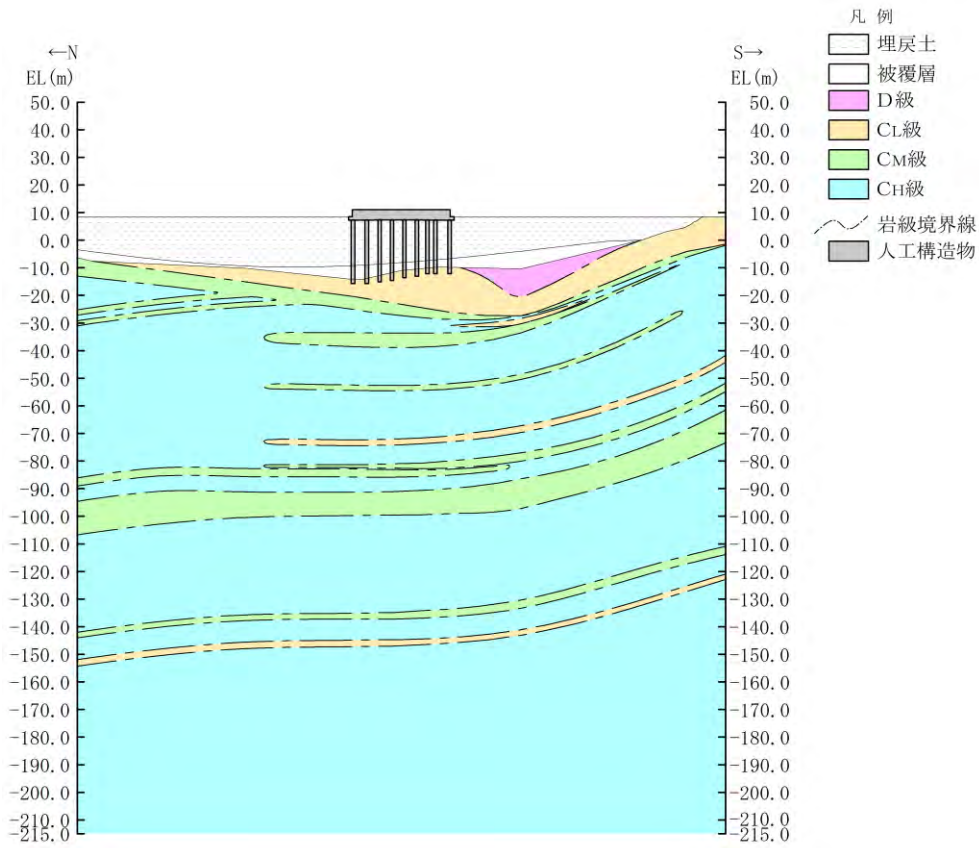


图 7.2.8-7(1) 地質断面图 (岩級图, 南北方向 (A-A断面))

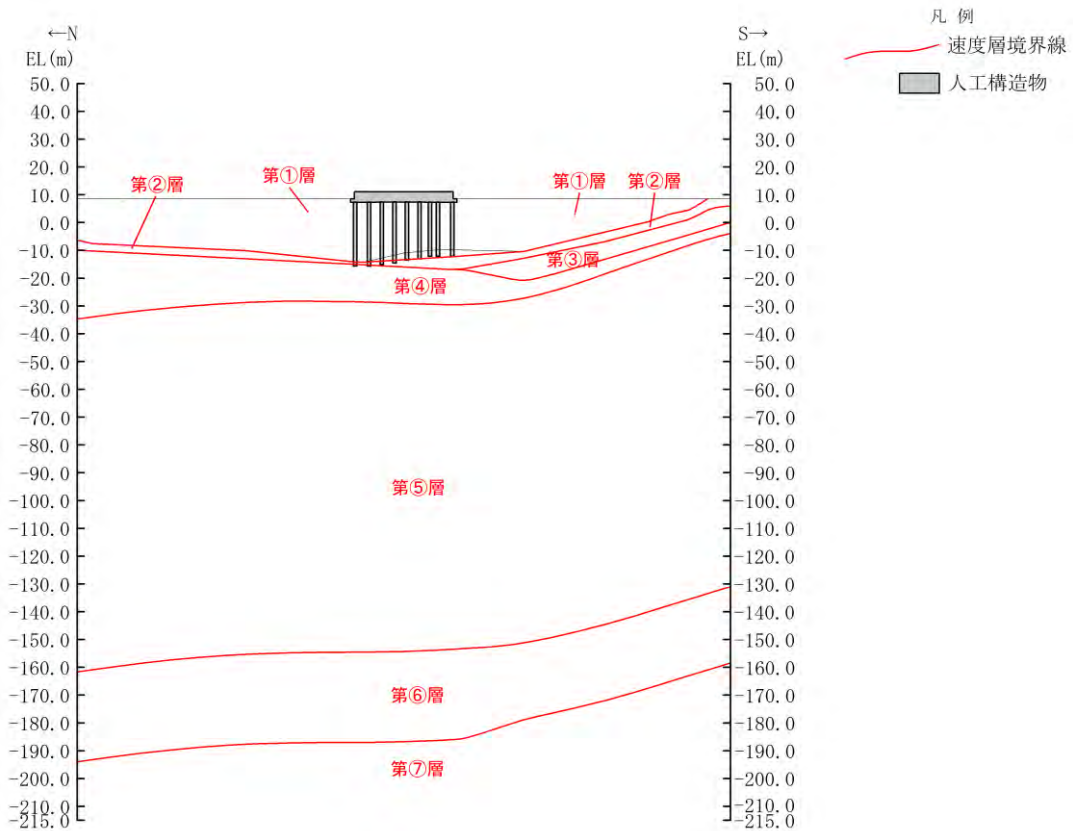


图 7.2.8-7(2) 地質断面图 (速度層区分图, 南北方向 (A-A断面))

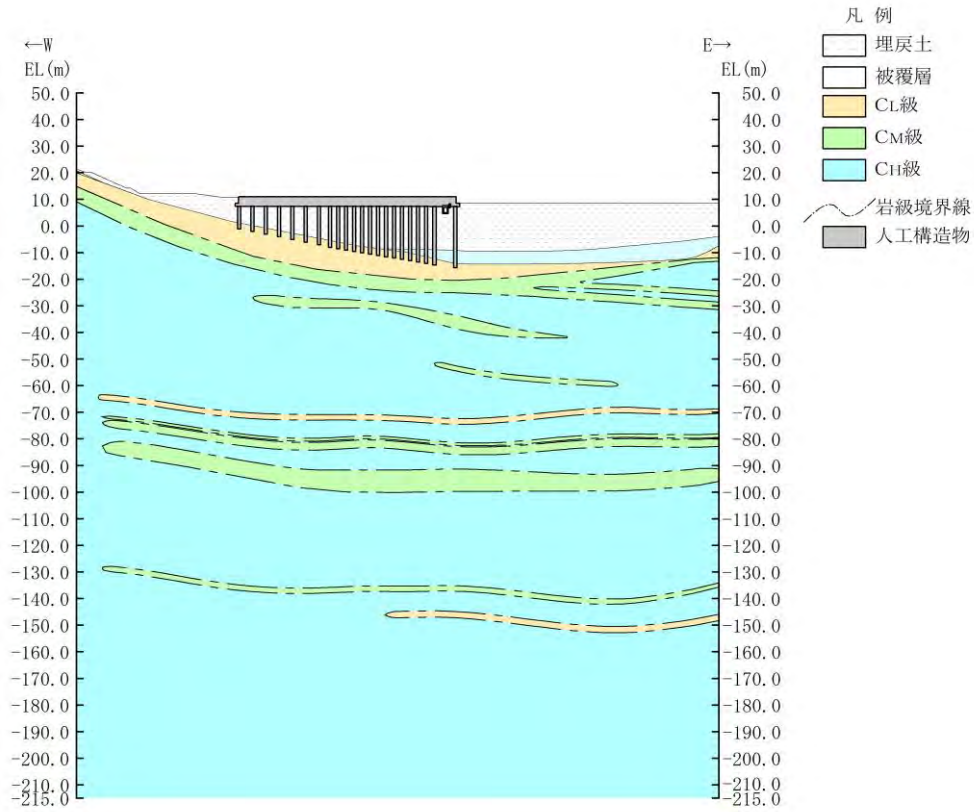


图 7.2.8-7(3) 地質断面图 (岩級图, 東西方向 (B-B 断面))

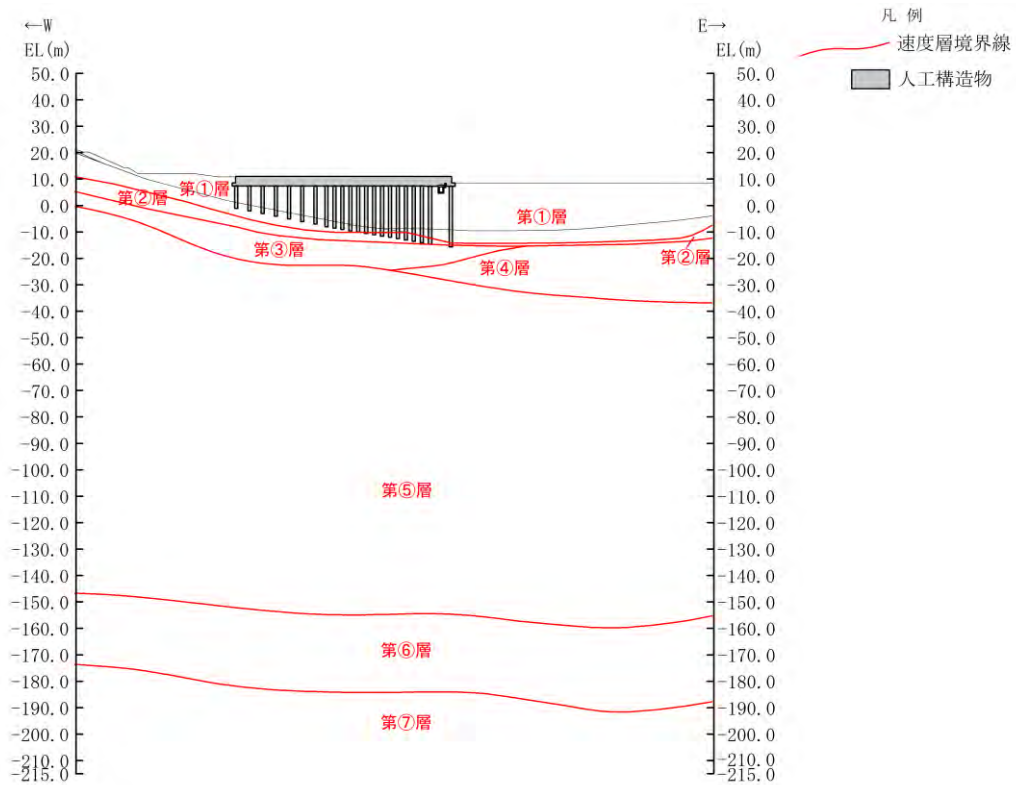


图 7.2.8-7(4) 地質断面图 (速度層区分图, 東西方向 (B-B 断面))

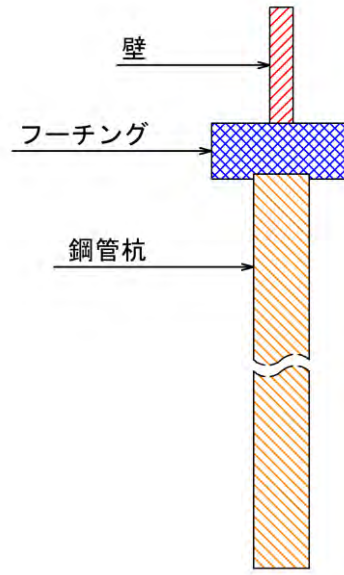


図 7.2.8-8 評価対象部位

b. 荷重及び荷重の組み合わせ

荷重は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。荷重の組合せを表 7.2.8-1 に示す。

表 7.2.8-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S s)	$G + P_s + P_k + S s$

G : 固定荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

S s : 地震荷重 (基準地震動 S s)

c. 許容限界

重油タンク (No. 1, 2, 3) の溢水防止壁の耐震評価における許容限界を表 7.2.8—2 に示す。

表 7.2.8—2 重油タンク (No. 1, 2, 3) の溢水防止壁の耐震評価における許容限界

機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界
重油を溢水防止壁内に貯留する。	基準地震動 S_s	壁・フーチング	発生する応力（曲げ軸力，せん断力）が許容限界を超えないことを確認	曲げ耐力* ¹
				せん断耐力* ²
			発生残留変形量の2倍が許容限界を超えないことを確認する。	壁厚 500mm
		フーチング（鋼管杭接合部）	鋼管杭接合部に作用する押抜きせん断応力と支圧応力が許容限界以下であることを確認	押抜きせん断応力度* ² 支圧応力度* ²
		鋼管杭	発生する応力（曲げ軸力，せん断力）が許容限界を超えないことを確認	降伏モーメント（曲げ） 降伏応力度（せん断）

注記*1：コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会，2002年制定)

*2：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005年6月 土木学会 原子力土木委員会）

d. 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 7.2.8—3 に、使用材料の物性値を表 7.2.8—4 に示す。

表 7.2.8—3 構造物の使用材料

部 材	材 料	仕 様
壁・フーチング	鉄筋	SD345
	コンクリート	設計基準強度 $f'_{ck}=24.0$ (kN/m ²)
鋼管杭	鋼管杭	SKK490, ϕ 1200, L=23m

表 7.2.8—4 使用材料の物性値

部 材	材 料	ヤング係数 (N/mm ²)	単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比
壁・フーチング	鉄筋コンクリート	2.5×10^4	24.0	0.2
鋼管杭	鋼管杭	2.0×10^5	77.0	0.3

e. 入力地震動及び地震応答解析

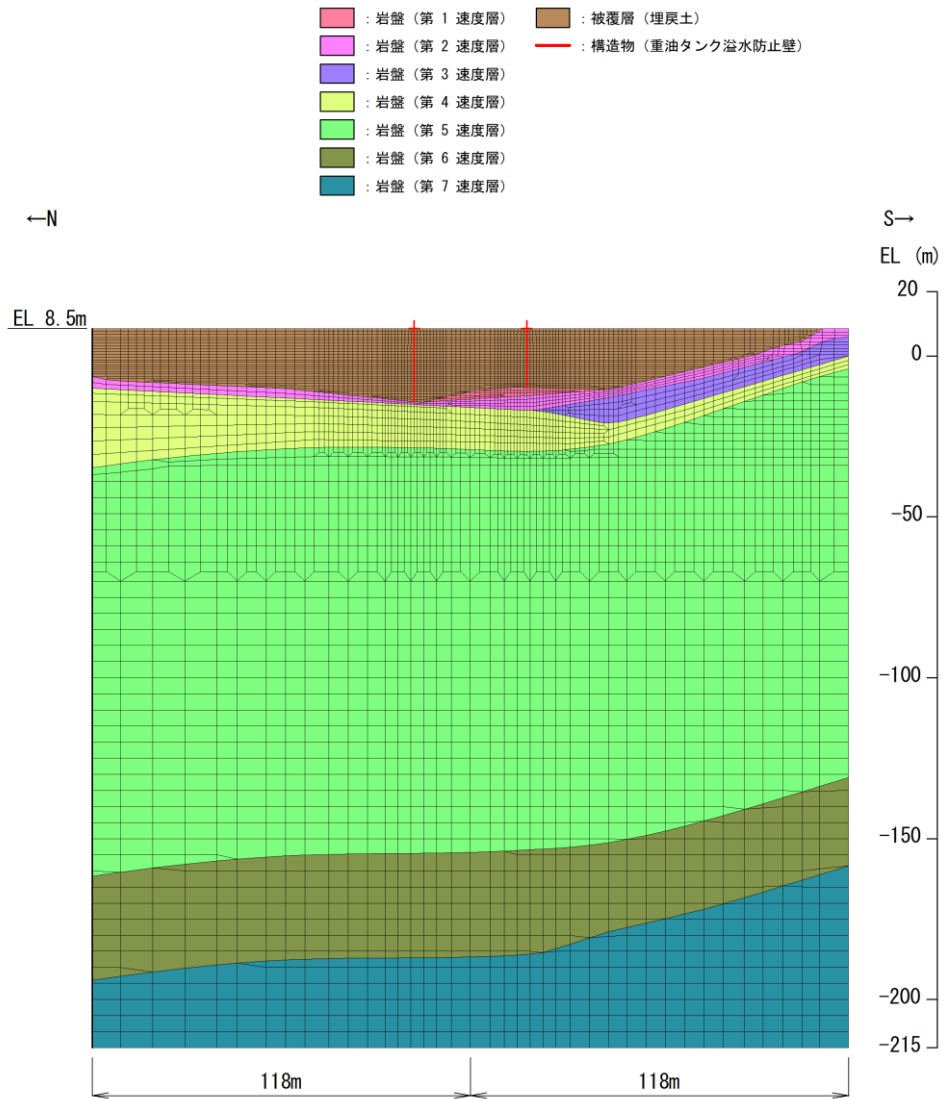
地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を一次元波動論により地震応答解析モデル下端位置で評価したものをを用いる。また、構造物の設置方向を考慮し、方向性を有する基準地震動 ($S_s - F1$ 及び $F2$) は断面方向に応じた検討を実施し、角度補正は行わない。

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる2次元動的有限要素法により、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析を行う。解析手法は、重油タンク (No. 1, 2, 3) の溢水防止壁側方に地下水位以深の液状化対象層が広範囲に分布するため、「有効応力解析」(解析コード「FLIP」) を選定する。

構造部材については、線形はり要素でモデル化する。岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。また、埋戻土は、地盤の非線形性をマルチスプリング要素で考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。

地盤については、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。設計地下水位は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。

重油タンク (No. 1, 2, 3) の溢水防止壁の解析モデルを図 7.2.8—9 に示す。



注：A-A断面に北側及び南側の溢水防止壁を投影してモデル化

図 7.2.8—9 (1) 重油タンク (No. 1, 2, 3) の溢水防止壁の解析モデル (全体図)
(南北断面 (A-A断面))

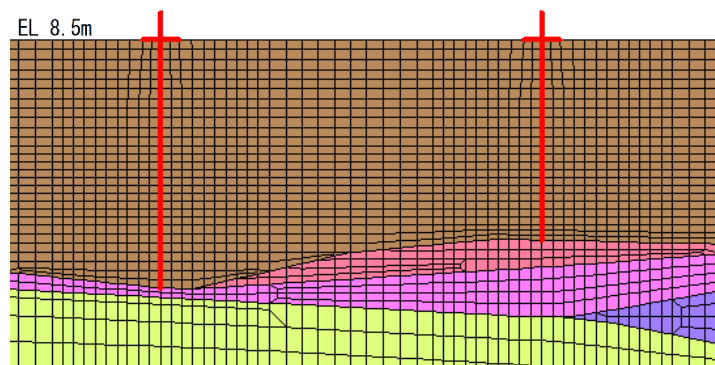


図 7.2.8—9 (2) 重油タンク (No. 1, 2, 3) の溢水防止壁の解析モデル (拡大図)
(南北断面 (A-A断面))

(4) 評価方法

評価対象部材の耐震評価のうち壁、フーチング、鋼管杭及び杭頭部は、地震応答解析に基づいて算定した発生応力が表 7.2.8-2 で設定した許容限界を満足することを確認する。また、漏えいに対する評価においては、地震応答解析に基づいて算定した残留変形量が、目地を挟んだ各壁、フーチングで発生するものと保守的に仮定し、発生残留変形量の2倍の値が、表 7.2.8-2 で設定した許容限界を満足することを確認する。評価にあたっては、北側及び南側の溢水防止壁のうち、照査値が厳しくなる溢水防止壁の結果を示す。

(5) 評価結果

a. 壁及びフーチング

壁及びフーチングの鉄筋コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 7.2.8-5 に、せん断破壊に対する最大照査値を表 7.2.8-6 に示す。

曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊の照査値が許容限界以下であることを確認した。

また、漏えいに対する評価の照査結果を表 7.2.8-7 に示す。

発生残留変形量の2倍の値が、許容限界以下であることを確認した。

表 7.2.8-5 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値 (A-A断面)

評価対象部位	地震動	照査用 曲げモーメント M_d (kN)	限界 曲げモーメント $M_{u,d}$ (kN)	照査値 $M_d/M_{u,d}$
壁	S s - D	379	2188	0.18
フーチング	S s - D	-651	4341	0.15

表 7.2.8-6 せん断破壊に対する最大照査値 (A-A断面)

評価対象部位	地震動	照査用 せん断力 V_d^* (kN)	せん断耐力 $V_{y,d}$ (kN)	照査値 $V_d/V_{y,d}$
壁	S s - N 2 (EW)	239	5361	0.05
フーチング	S s - D	-537	3094	0.18

注記* : 照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 $\gamma_a (=1.05)$

表 7.2.8-7 漏えいの評価に対する照査 (A-A断面)

地震動	発生残留変形量 $\times 2$ (mm)	許容限界 (mm)	照査値
S s - D	118	500	0.24

b. 杭頭部

杭頭部の水平押抜きせん断応力と水平支圧応力の最大照査値を表 7.2.8-8 に示す。

杭頭部に作用する水平押抜きせん断応力と水平支圧応力の照査値が許容限界以下であることを確認した。

表 7.2.8-8(1) 水平押抜きせん断応力に対する最大照査値 (A-A断面)

評価対象部位	地震動	押抜きせん断 応力度 τ_h (N/mm ²)	許容押抜き せん断応力度 τ_{ha} (N/mm ²)	照査値 τ_h / τ_{ha}
杭頭部	S s - N 1	0.25	0.90	0.28

表 7.2.8-8(2) 水平支圧応力に対する最大照査値 (A-A断面)

評価対象部位	地震動	水平支圧応力度 σ_{ch} (N/mm ²)	許容支圧 応力度 σ_{ba} (N/mm ²)	照査値 $\sigma_{ch} / \sigma_{ba}$
杭頭部	S s - N 1	6.86	10.80	0.64

c. 鋼管杭

鋼管杭の鉄筋コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 7.2.8-9 に示す。

また、せん断破壊に対する最大照査値を表 7.2.8-10 に示す。

曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊の照査値が許容限界以下であることを確認した。

表 7.2.8-9 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値 (A-A断面)

地震動	発生曲げ モーメント M (kN・m)	降伏曲げ モーメント M_y (kN・m)	照査値 M/M_y
S _s -N2 (NS)	-7435	15320	0.49

表 7.2.8-10 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値 (A-A断面)

地震動	発生せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	降伏応力度 τ_{yd} (N/mm ²)	照査値 τ_s/τ_{yd}
S _s -D	15	182	0.09

8. 屋外のアクセスルートの段差緩和対策等について

アクセスルート下に設置されている地中埋設構造物の位置を図8-1に示す。

アクセスルート下に設置されている地中埋設構造物を評価対象として、不等沈下、浮き上がり及び地中埋設構造物の損壊による影響評価を行い、通行性に影響を及ぼすものと評価された箇所には、段差緩和対策等を実施する。ここでは、地中埋設構造物を対象とした不等沈下、浮き上がり、損壊による影響評価及び対策の設計内容について説明する。

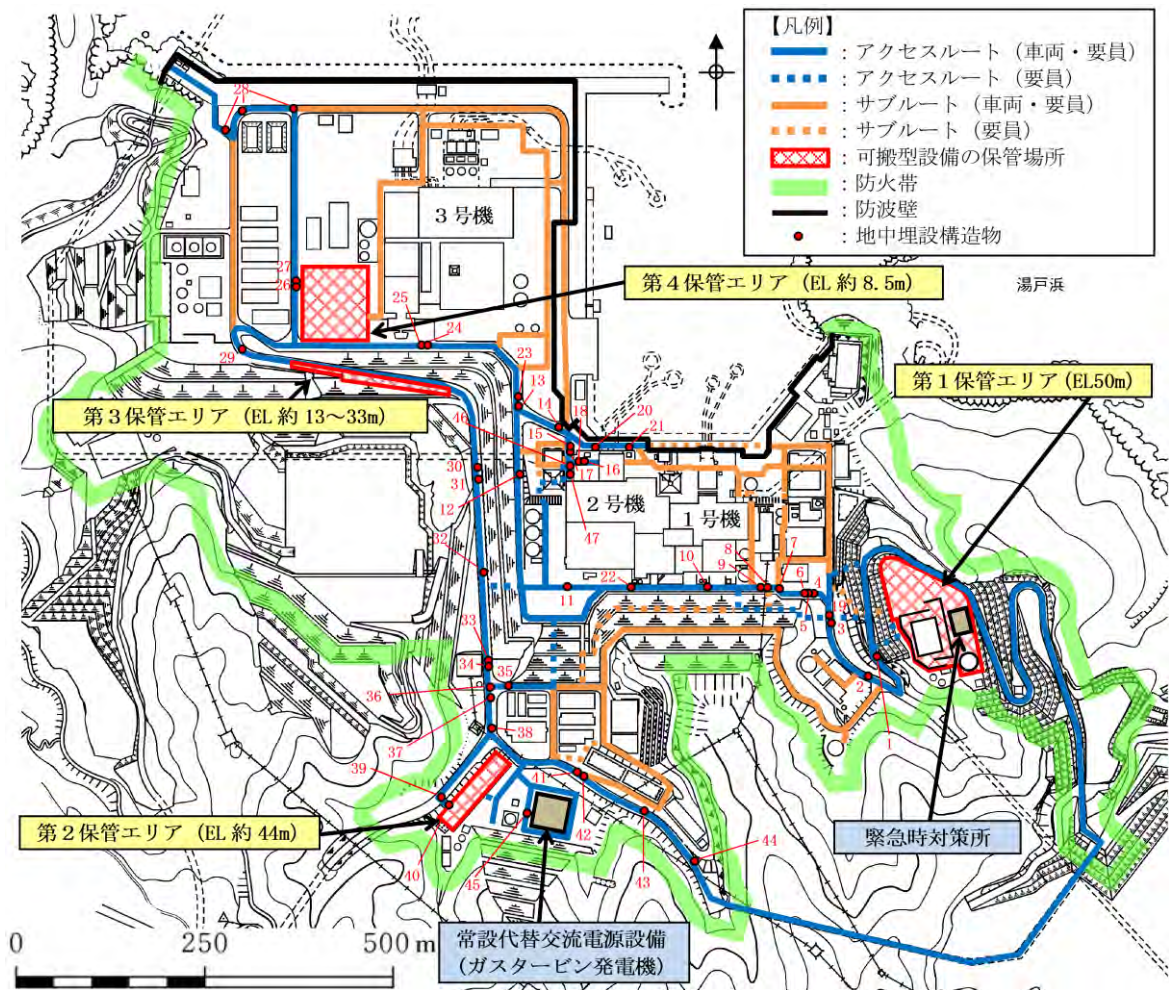


図8-1 アクセスルート下の地中埋設構造物の位置

8.1 液状化及び揺すり込みによる不等沈下，液状化に伴う浮き上がり

(1) 不等沈下（地中埋設構造物等と埋戻土との境界部）

a. 評価方法

地中埋設構造物及び地盤改良部と埋戻土との境界部における不等沈下による影響評価については、保管場所における影響評価と同様に、液状化及び揺すり込みによる不等沈下によるアクセスルートの通行性への影響を評価する。

評価の対象とする位置については、図 8-1 に示すアクセスルート下の地中埋設構造物及び地盤改良部と埋戻土との境界位置を網羅的に選定する。

通行性への影響評価では、保管場所と同様に、液状化による沈下量及び揺すり込みによる沈下量の合計値を算定し、地中埋設構造物及び地盤改良部と埋戻土との境界部で生じる相対沈下量が評価基準以下となることを評価する。なお、浮き上がり対策（カウンターウエイト）実施箇所については、それらを考慮して沈下量を算定する。評価基準については、保管場所と同様に、可搬型設備が徐行により走行可能な段差量 15cm とする。

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

評価基準を満足しない箇所については、図 8-2 に示すような段差緩和対策をあらかじめ実施することにより、液状化及び揺すり込みによる不等沈下が通行性に対して影響を及ぼさない設計とする。

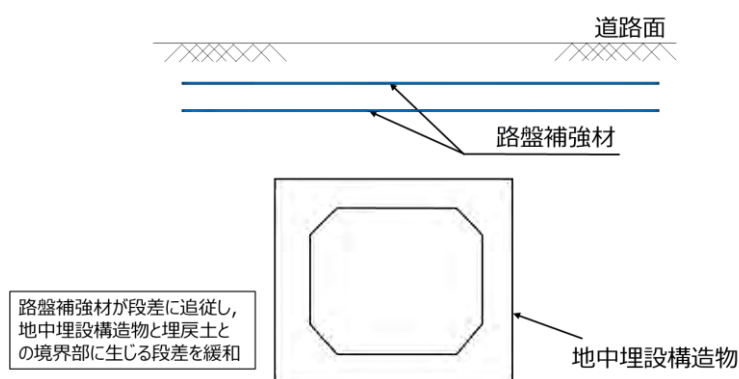


図 8-2 段差緩和対策の概念図

b. 評価結果

地中埋設構造物及び地盤改良部と埋戻土との境界部における不等沈下による影響評価結果を表 8-1 に、通し番号 40 輪谷貯水槽（西 1/西 2）アクセススロープ（東側）の相対沈下量の算出根拠を図 8-3 に、影響評価概念図を表 8-2 に示す。

評価の結果，算定した相対沈下量が評価基準を満足しない箇所を抽出し，あらかじめ段差緩和対策を実施することにより，全ての箇所において「問題ない」と評価し，不等沈下が当該箇所の通行性に対して影響を及ぼさないことを確認した。段差緩和対策実施箇所を図 8-4 に示す。

表 8-1 地中埋設構造物及び地盤改良部と埋戻土との境界部における
不等沈下による影響評価結果

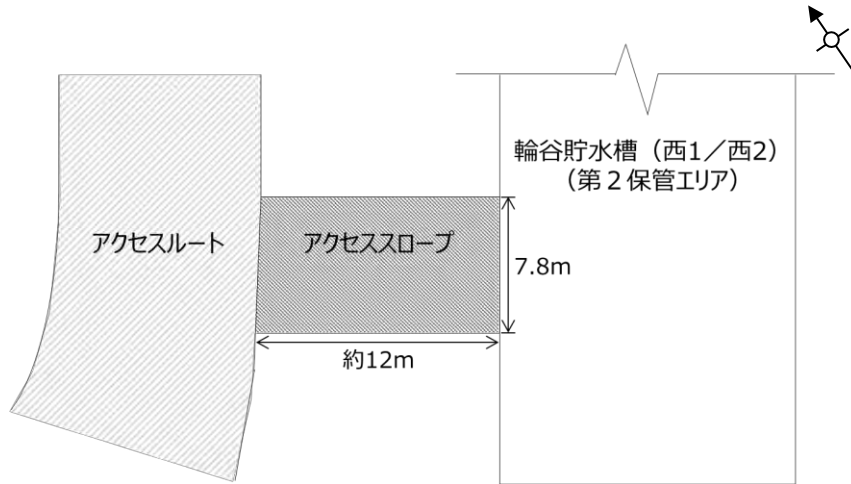
■ : 段差緩和対策を実施する箇所

通し番号	名称	路面高	構造物 上端	基礎 下端	基礎、MMR含 む構造物高 (構造物上端 -基礎下端)	相対沈下量 (基礎、MMR含 む構造物高 ×0.035)	車両通行可否 0.15m以下:○	評価判定
		EL(m)	EL(m)	EL(m)	(m)	(m)		
1	ケーブルダクト (D5ダクト)	28.33	28.33	26.01	2.32	0.09	○	問題なし
2	ケーブルダクト (D7ダクト)	22.43	22.43	21.38	1.05	0.04	○	問題なし
3	1号機南側盛土部地盤改良部*1	16.30	16.30	0.80	15.50	0.55	○	問題なし
4	東側ケーブル等迂回ダクト	15.20	14.07	11.35	2.72	0.10	○	問題なし
5	消火配管ダクト	15.00	15.00	12.80	2.20	0.08	○	問題なし
6	ケーブルダクト	15.00	15.00	13.45	1.55	0.06	○	問題なし
7	ケーブルダクト	15.00	14.70	12.90	1.80	0.07	○	問題なし
8	西側配管等迂回ダクト	15.00	15.00	12.05	2.95	0.11	○	問題なし
9	ケーブルダクト	15.00	14.00	11.40	2.60	0.10	○	問題なし
10	復水配管	15.00	14.90	13.55	1.35	0.05	○	問題なし
11	2号機開閉所連絡制御ケーブル配管ダクト	15.05	15.05	12.55	2.50	0.09	○	問題なし
12	0Fケーブルダクト	8.50	7.50	4.45	3.05	0.11	○	問題なし
13	排水路	8.50	5.95	3.98	1.97	0.07	○	問題なし
14	光ケーブルダクト (No.20ダクト)	8.50	7.53	4.92	2.61	0.10	○	問題なし
15	除じん機洗浄水排水 (北側)	8.50	2.88	1.78	1.10	0.04	○	問題なし
16	除じん機洗浄水排水 (南側)	8.50	3.14	2.04	1.10	0.04	○	問題なし
17	2号機循環水排水路 (放水槽側)*2	8.50	1.00	-4.00	0.00	0.00	○	問題なし
18	2号機循環水排水路 (取水槽側)*2	8.50	-1.85	-6.85	0.00	0.00	○	問題なし
19	連絡通路(地下部)*1	15.68	13.50	1.74	11.76	0.42	○	問題なし
20	2号機取水槽地盤改良部 (西側)*1	8.50	8.50	-5.00	13.50	0.48	○	問題なし
21	2号機取水槽地盤改良部 (東側)*1	8.50	8.50	-5.00	13.50	0.48	○	問題なし
22	仮設耐震構台 (橋台) (東側)	15.00	15.00	12.71	2.29	0.09	○	問題なし
23	光ケーブルダクト (No.24ダクト)	8.50	7.54	4.45	3.09	0.11	○	問題なし
24	SB連絡ユーティリティ配管ダクト	8.50	7.05	2.88	4.17	0.15	○	問題なし
25	500kVケーブルダクト	8.50	6.25	3.08	3.17	0.12	○	問題なし
26	宇中中連絡ダクト*1	8.50	7.20	2.48	4.72	0.17	○	問題なし
27	旧2号機放水口*1	8.50	6.00	-5.00	11.00	0.39	○	問題なし
28	重油移送配管ダクト	8.50	8.50	7.00	1.50	0.06	○	問題なし
29	光ケーブルダクト (No.21ダクト)	9.60	8.40	4.23	4.17	0.15	○	問題なし
30	上水配管横断ダクト	36.31	35.89	32.89	3.00	0.11	○	問題なし
31	排水路	38.00	36.85	34.05	2.80	0.10	○	問題なし
32	44m盤消火配管トレンチ (Ⅲ)	43.18	43.18	41.88	1.30	0.05	○	問題なし
33	0Fケーブルダクト	44.00	43.00	40.10	2.90	0.11	○	問題なし
34	制御ケーブルダクト	44.00	43.73	41.80	1.93	0.07	○	問題なし
35	排水路	44.00	43.60	42.30	1.30	0.05	○	問題なし
36	GTG電路MMR部	44.30	44.30	41.70	2.60	0.10	○	問題なし
37	U-600横断側溝	44.00	44.00	42.90	1.10	0.04	○	問題なし
38	排水路	44.00	43.40	40.75	2.65	0.10	○	問題なし
39	輪谷貯水槽 (西1/西2) アクセススロープ (西側)	53.50	53.50	52.37	1.13	0.04	○	問題なし
40	輪谷貯水槽 (西1/西2) アクセススロープ (東側)*3	53.30	47.70	34.40	13.30	(0.47)	0.15	問題なし
		53.30	43.39	34.40	8.99	(0.32)		問題なし
41	重圧管	46.51	46.26	45.19	1.07	0.04	○	問題なし
42	44m盤消火配管トレンチ (Ⅳ)	46.90	46.90	45.55	1.35	0.05	○	問題なし
43	アクセス道路耐震補強部 (西側)	55.55	55.55	52.55	3.00	0.11	○	問題なし
44	アクセス道路耐震補強部 (東側)	65.80	65.80	63.70	2.10	0.08	○	問題なし
45	屋外配管ダクト (ガスタービン発電機用軽油タンク~ガスタービン発電機)	47.25	47.25	44.70	2.55	0.09	○	問題なし
46	屋外配管ダクト (タービン建物~放水槽)*2	8.50	5.70	-4.00	1.30	0.05	○	問題なし
47	屋外配管ダクト (タービン建物~排気筒)	8.50	8.20	5.70	2.50	0.09	○	問題なし

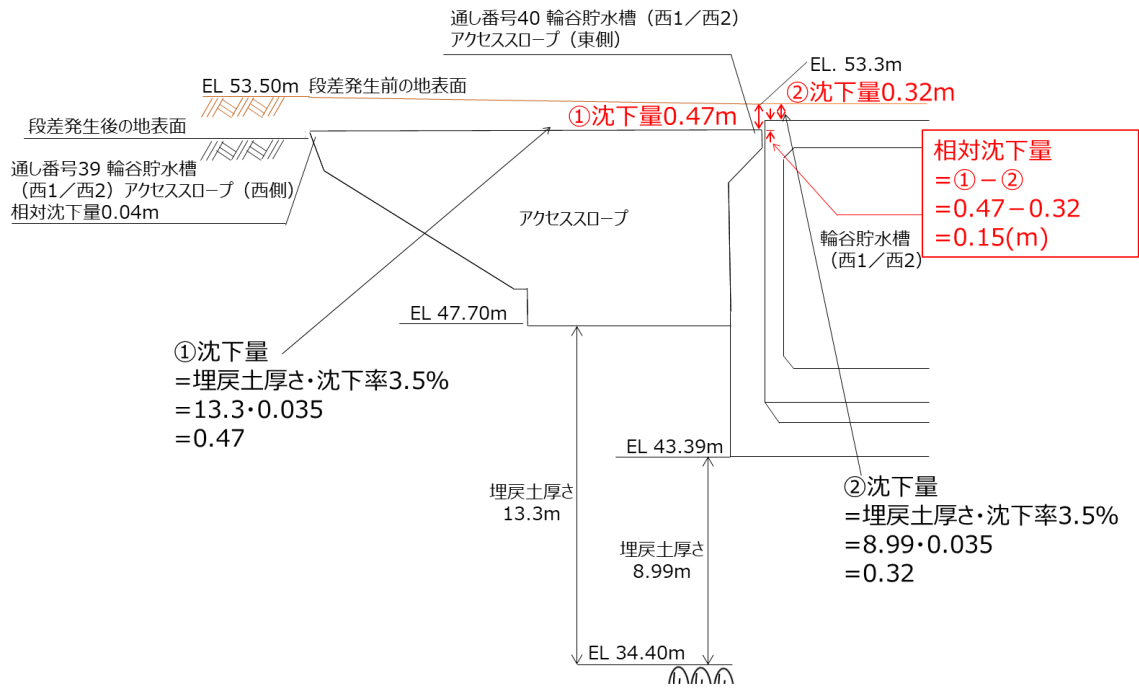
注記*1: 段差 (相対沈下量) が15cmを超えるため、あらかじめ不等沈下対策を実施することにより、不等沈下が通行性に対して影響を及ぼさない設計とする。

*2: 地盤改良を考慮した埋戻土層厚より算出した相対沈下量を示す。

*3: アクセススロープの沈下量 (上段) 及び輪谷貯水槽 (西1/西2) の沈下量 (下段) の相対沈下量を示す。



(平面図)



(断面図)

図8-3 通し番号 40 輪谷貯水槽 (西1/西2) アクセススロープ (東側) における段差発生後の概念図

表 8-2(1) 地中埋設構造物及び地盤改良部と埋戻土との境界における
 不等沈下による影響評価概念図

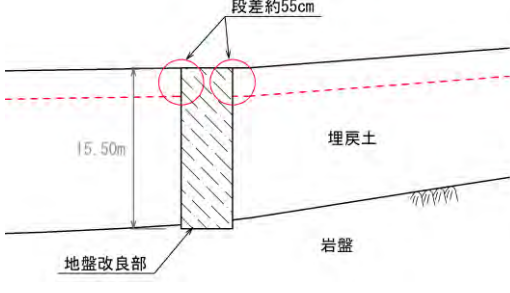
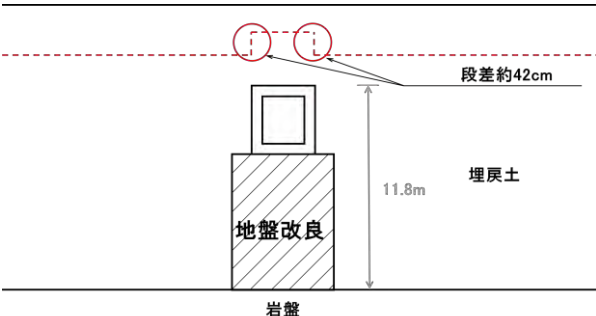
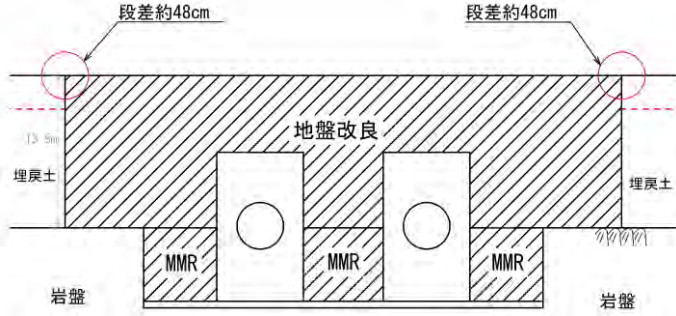
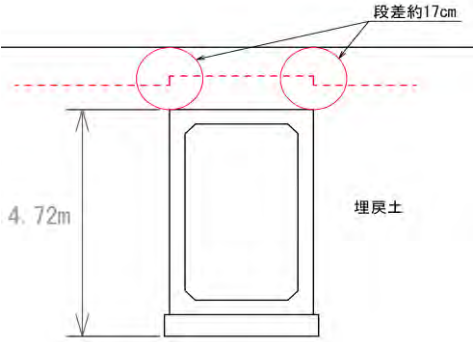
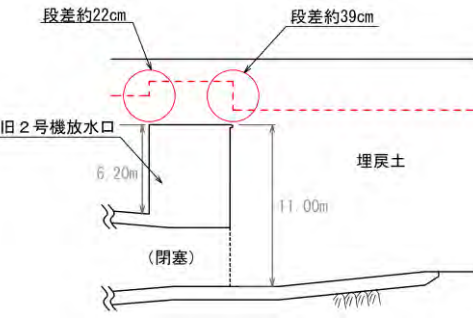
通し番号	地中埋設構造物及び地盤改良部と埋戻土との境界部
3. 1号機南側盛土 部地盤改良部	 <p data-bbox="555 741 592 875">評価結果</p> <p data-bbox="643 741 1316 875">・埋戻土の沈下により、約 55cm の段差発生が想定されるため、段差緩和対策の対象として抽出する。</p>
19. 連絡通路 (地下部)	 <p data-bbox="539 1317 576 1451">評価結果</p> <p data-bbox="611 1317 1316 1451">・埋戻土の沈下により、約 42cm の段差発生が想定されるため、段差緩和対策の対象として抽出する。</p>
20. 2号機取水槽 地盤改良部 (西側) 21. 2号機取水槽 地盤改良部 (東側)	 <p data-bbox="547 1839 584 1973">評価結果</p> <p data-bbox="627 1839 1316 1973">・埋戻土の沈下により、約 48cm の段差発生が想定されるため、段差緩和対策の対象として抽出する。</p>

表 8-2(2) 地中埋設構造物及び地盤改良部と埋戻土との境界における
 不等沈下による影響評価概念図

通し番号	地中埋設構造物及び地盤改良部と埋戻土との境界部	
26. 宇中中連絡ダ クト		
	評価 結果	<ul style="list-style-type: none"> 埋戻土の沈下により、約 17cm の段差発生が想定されるため、段差緩和対策の対象として抽出する。
27. 旧2号機放水口		
	評価 結果	<ul style="list-style-type: none"> 埋戻土の沈下により、約 39cm 及び約 22cm の段差発生が想定されるため、段差緩和対策の対象として抽出する。

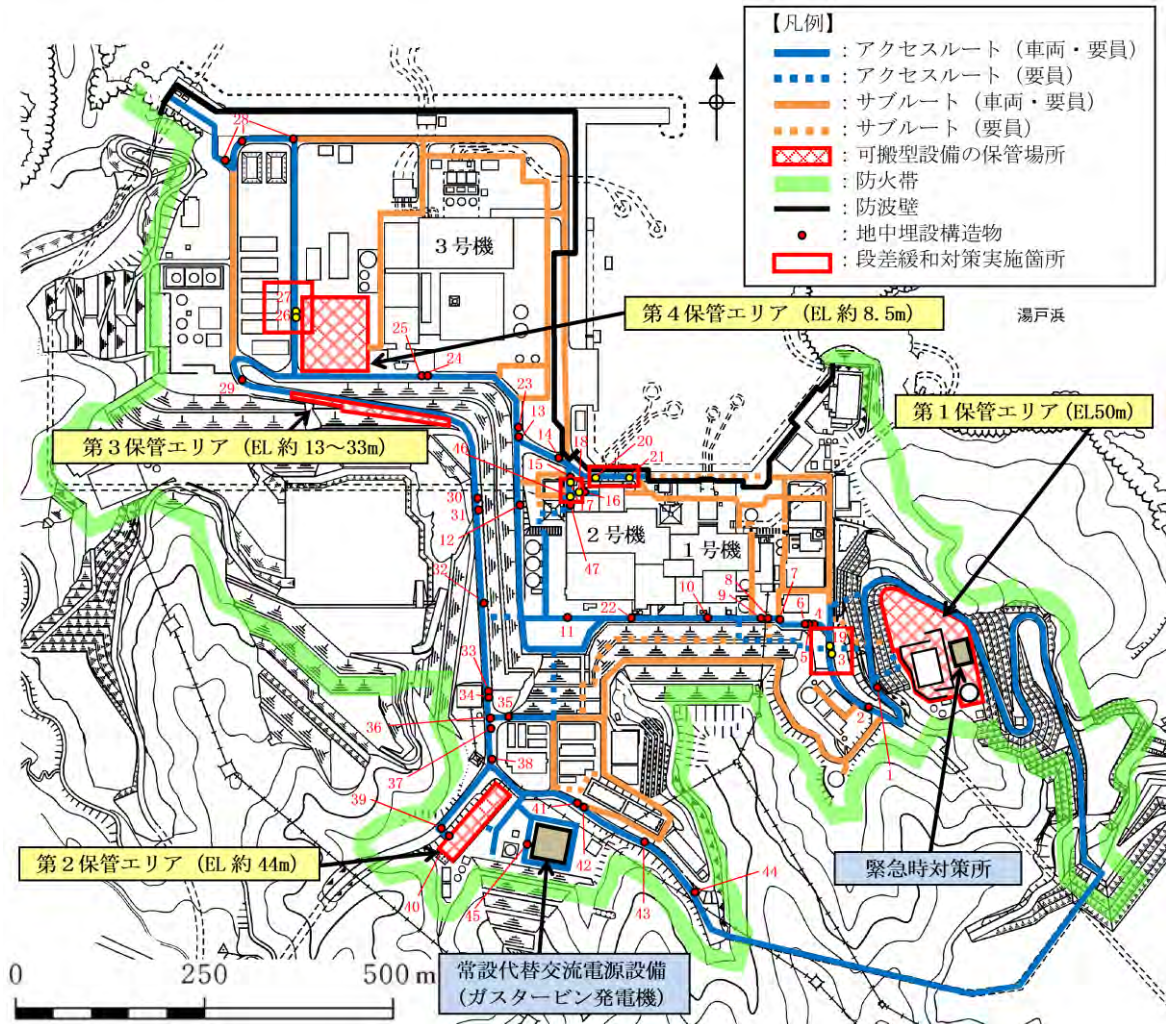


図8-4 段差緩和対策実施箇所 (地中埋設構造物及び地盤改良部と埋戻土との境界)

(2) 不等沈下（岩盤と埋戻土との境界部）

a. 評価方法

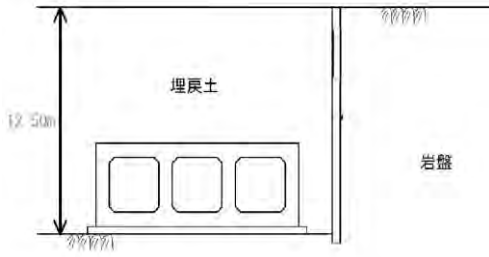
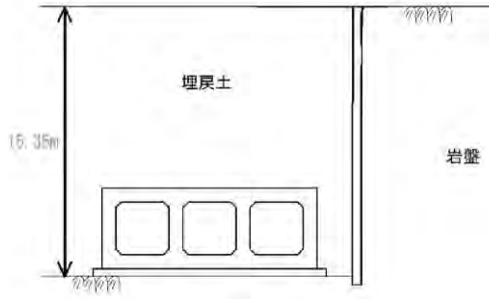
岩盤と埋戻土との境界部における不等沈下による影響評価については、岩盤と埋戻土との境界部における不等沈下によるアクセスルートの通行性への影響を評価する。通行性への影響評価では、アクセスルートの直下における岩盤と埋戻土の断面形状から不等沈下による相対沈下量及び傾斜を確認することで、通行性に与える影響を評価する。評価基準については、可搬型設備が徐行により走行可能な段差量15cm及び登坂可能な勾配15%とする。

岩盤と埋戻土との境界部の断面形状は、表8-3又は表8-4に大別される。表8-3は、岩盤を法面整形して掘削した際の断面形状であり、岩盤の勾配は1:0.3~1:0.7程度である。また、表8-4は、土留め壁を設置して掘削した際の断面形状であり、岩盤の勾配は90°である。

表8-3 岩盤と埋戻土との境界部の断面
(岩盤を法面に整形して掘削した際の断面形状)

通し番号	岩盤と埋戻土との境界部（岩盤に勾配を設けて掘削した箇所）
1. 2号機原子炉建物 南側	
2. 2号機原子炉建物 西側	

表 8-4 岩盤と埋戻土との境界部の断面（土留め壁を設置して掘削した際の断面形状）

通し番号	岩盤と埋戻土との境界部
3. 2号機循環水 排水路建設時 土留め部（放水 槽側）	
4. 2号機循環水 排水路建設時 土留め部（取水 槽側）	

b. 評価結果

岩盤と埋戻土との境界部における不等沈下による影響評価結果を表 8-5 に示す。評価の結果、表 8-5(1)については、断面形状から局所的な段差は発生せず、傾斜が評価基準値 15%以下となる。また、表 8-5(2)については、算定した相対沈下量が評価基準値 15cm 以下となるため「問題なし」と評価し、不等沈下が当該箇所の通行性に対して影響を及ぼさないことを確認した。

表8-5(1) 岩盤と埋戻土との境界部における不等沈下による影響評価結果

通し番号	名称	掘削勾配	h	L	D	傾斜	評価判定
			(m)	(m)	($h \times 0.035$) (m)	($D \div L$) (%)	
1	2号炉原子炉建物南側	1:0.7	19.7	13.8	0.69	5.0	問題なし
2	2号炉原子炉建物西側	1:0.373	19.7	7.3	0.69	9.5	問題なし

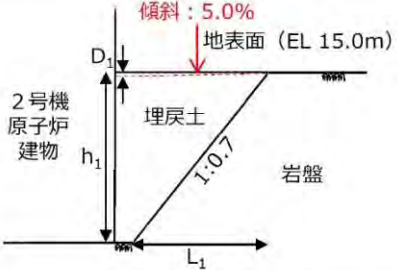
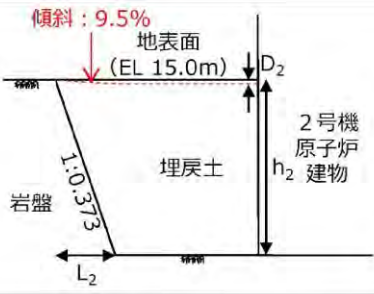
通し番号	岩盤と埋戻土との境界部（岩盤に勾配を設けて掘削した箇所）	
1. 2号機原子炉建物南側		
	評価結果	<p>・埋戻土の沈下により，約 5.0%の傾斜発生が想定されるが，可搬型設備の通行に及ぼす影響はない。</p>
2. 2号機原子炉建物西側		
	評価結果	<p>・埋戻土の沈下により，約 9.5%の傾斜発生が想定されるが，可搬型設備の通行に及ぼす影響はない。</p>

表8-5(2) 岩盤と埋戻土との境界部における不等沈下による影響評価結果

通し番号	名称	路面高	埋戻土 下端	埋戻土 層厚	相対沈下量 (埋戻土層厚 × 0.035)	評価判定
		EL(m)	EL(m)	(m)	(m)	
3	2号機循環水排水路建設時土留め部 (放水槽側)	8.50	7.00	1.50	0.06	問題なし
4	2号機循環水排水路建設時土留め部 (取水槽側)	8.50	7.00	1.50	0.06	問題なし

通し番号	岩盤と埋戻土との境界部	
3. 2号機循環水排水 路建設時土留め部 (放水槽側)		
	評価結果	<ul style="list-style-type: none"> 埋戻土の沈下により、約 6cm の段差発生が想定されるが、可搬型設備の通行に及ぼす影響はない。
4. 2号機循環水排水 路建設時土留め部 (取水槽側)		
	評価結果	<ul style="list-style-type: none"> 埋戻土の沈下により、約6cmの段差発生が想定されるが、可搬型設備の通行に及ぼす影響はない。

(3) 液状化に伴う浮き上がり

a. 評価方法

液状化に伴う浮き上がりによる影響評価については、保管場所と同様に、アクセスルート下に設置されている地中埋設構造物を対象とした液状化に伴う浮き上がりによるアクセスルートの通行性への影響を評価する。

浮き上がり評価対象構造物の抽出は、地中埋設構造物下端よりも地下水位が高い箇所（条件①）に該当しない地中埋設構造物は揚圧力が発生しないため評価対象外とする。また、内空を有する構造物（条件②）に該当しない地中埋設構造物については浮き上がり抵抗力が大きいいため評価対象外とする。

抽出された評価対象とする地中埋設構造物は揚圧力と抵抗力から浮き上がりに対する安全率を算定し、算定した浮き上がりに対する安全率が評価基準以上となることを評価する。評価基準は、保管場所と同様に、浮き上がりに対する安全率が 1.0 とする。

地下水位については、保管場所と同様に、3次元浸透流解析結果に基づいて設定する。また、浮き上がりが想定される地中埋設構造物については、揚圧力に対する浮き上がり抵抗力の不足分を補うため、図 8-5 に示すような浮き上がり対策を実施する。

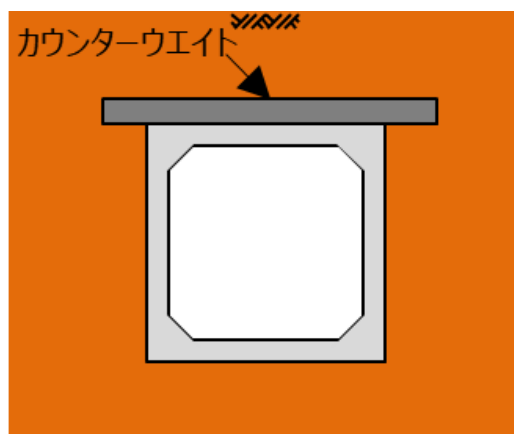


図 8-5 浮き上がり対策の概念図

b. 評価結果

液状化に伴う浮き上がりによる影響評価結果について、評価対象とする地中埋設構造物を抽出した結果を表 8-6 に、通行性への影響評価結果を表 8-7 に示す。


評価の結果、浮き上がりに対する安全率が評価基準を満足しない箇所を抽出し、あらかじめ浮き上がり対策を実施することにより、全ての箇所において「問題ない」と評価し、浮き上がりが通行性に対して影響を及ぼさないことを確認した。浮き上がり対策実施箇所を図 8-6 に示す。

なお、浮き上がり対策を実施した箇所については、「8.1(1) 不等沈下（地中埋設構造物と埋戻土等との境界部）」において、対策を考慮して相対沈下量を算定している。

表 8-6 浮き上がり評価対象構造物の抽出結果

条件① 地中埋設構造物下端よりも地下水位が高い構造物

条件② 内空を有する構造物

(凡例)
 ○ : 条件に該当する場合
 — : 条件に該当しない場合
 : 浮き上がり評価対象

通し番号	名称	条件①	条件②	基礎田端	地下水位
				EL(m)	EL(m)
1	ケーブルダクト (D5ダクト)	—	○	26.01	17.26
2	ケーブルダクト (D7ダクト)	—	○	21.38	17.10
3	1号機南側盛土部地盤改良部	○	—	0.80	—*
4	東側ケーブル等迂回ダクト	—	○	11.35	8.36
5	消火配管ダクト	—	○	12.80	8.03
6	ケーブルダクト	—	○	13.45	8.03
7	ケーブルダクト	—	○	12.90	11.42
8	西側配管等迂回ダクト	—	○	12.05	11.77
9	ケーブルダクト	—	○	11.40	10.21
10	復水配管	—	○	13.55	9.25
11	2号機開閉所連絡制御ケーブル配管ダクト	○	○	12.55	15.05
12	0Fケーブルダクト	○	○	4.45	5.35
13	排水路	○	○	3.98	5.88
14	光ケーブルダクト (No.20ダクト)	—	○	4.92	3.25
15	除じん機洗浄水排水管 (北側)	○	○	1.78	3.42
16	除じん機洗浄水排水管 (南側)	○	○	2.04	3.40
17	2号機循環水排水路 (放水槽側)	○	○	-4.00	3.42
18	2号機循環水排水路 (取水槽側)	○	○	-6.85	3.41
19	連絡通路 (地下部)	○	○	1.74	12.40
20	2号機取水槽地盤改良部 (西側)	○	—	-5.00	—*
21	2号機取水槽地盤改良部 (東側)	○	—	-5.00	—*
22	仮設耐震構台 (橋台) (東側)	○	—	12.61	—*
23	光ケーブルダクト (No.24ダクト)	○	○	4.45	5.84
24	SB連絡ユーティリティ配管ダクト	○	○	2.88	7.34
25	500kVケーブルダクト	○	○	3.08	7.47
26	宇中中連絡ダクト	○	○	2.48	7.09
27	旧2号機放水口	○	—	-5.00	—*
28	重油移送配管ダクト	—	○	7.00	6.93
29	光ケーブルダクト (No.21ダクト)	○	○	4.23	7.68
30	上水配管横断ダクト	—	○	32.89	11.78
31	排水路	—	○	34.05	9.36
32	44m盤消火配管トレンチ (Ⅲ)	—	○	41.88	16.84
33	0Fケーブルダクト	—	○	40.10	19.46
34	制御ケーブルダクト	—	○	41.80	19.46
35	排水路	—	○	42.30	19.17
36	GTG電路MMR部	○	—	41.70	—*
37	U-600横断側溝	—	○	42.90	20.16
38	排水路	—	○	40.75	20.62
39	輪谷貯水槽 (西1/西2) アクセススロープ (西側)	○	—	52.37	—*
40	輪谷貯水槽 (西1/西2) アクセススロープ (東側)	○	—	34.40	—*
41	重圧管	—	○	45.19	21.31
42	44m盤消火配管トレンチ (Ⅳ)	—	○	45.55	21.31
43	アクセス道路耐震補強部 (西側)	○	—	52.55	—*
44	アクセス道路耐震補強部 (東側)	○	—	63.70	—*
45	屋外配管ダクト (ガスタービン発電機用軽油タンク～ガスタービン発電機)	—	○	44.70	23.59
46	屋外配管ダクト (タービン建物～放水槽)	○	○	-4.00	5.20
47	屋外配管ダクト (タービン建物～排気筒)	—	○	5.70	3.46

注記*: 条件②より内空が無いため、浮き上がり評価の対象から除く。

表 8-7 液状化に伴う浮き上がりによる影響評価結果

通し番号	名称	揚圧力 (kN/m)	浮き上がり		安全率	評価基準	評価結果
			抵抗力 (kN/m)	安全率			
11	2号機開閉所連絡制御ケーブル配管ダクト	23	37	1.60	1.0	問題なし	
12	OFケーブルダクト	23	163	7.08		問題なし	
13	排水路	64	114	1.78		問題なし	
15	除じん機洗浄水排水管（北側）	15	109	7.26		問題なし	
16	除じん機洗浄水排水管（南側）	15	104	6.93		問題なし	
17	2号機循環水排水路（放水槽側）	818	3,555	4.34		問題なし	
18	2号機循環水排水路（取水槽側）	567	3,129	5.51		問題なし	
19	連絡通路(地下部)	102	348	3.41		問題なし	
23	光ケーブルダクト (No. 24ダクト)	61	94	1.54		問題なし	
24	SB連絡ユーティリティ配管ダクト	147	211	1.43		問題なし	
25	500kVケーブルダクト	86	196	2.27		問題なし	
26	宇中中連絡ダクト*	268	376	1.40		問題なし	
29	光ケーブルダクト (No. 21ダクト)	148	217	1.46		問題なし	
46	屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）	276	700	2.53		問題なし	

：浮き上がり対策を実施する箇所

注記*：安全率が評価基準値の1.0を下回るため、あらかじめ浮き上がり対策を実施することにより浮き上がりが通行性に対して影響を及ぼさない設計とする。

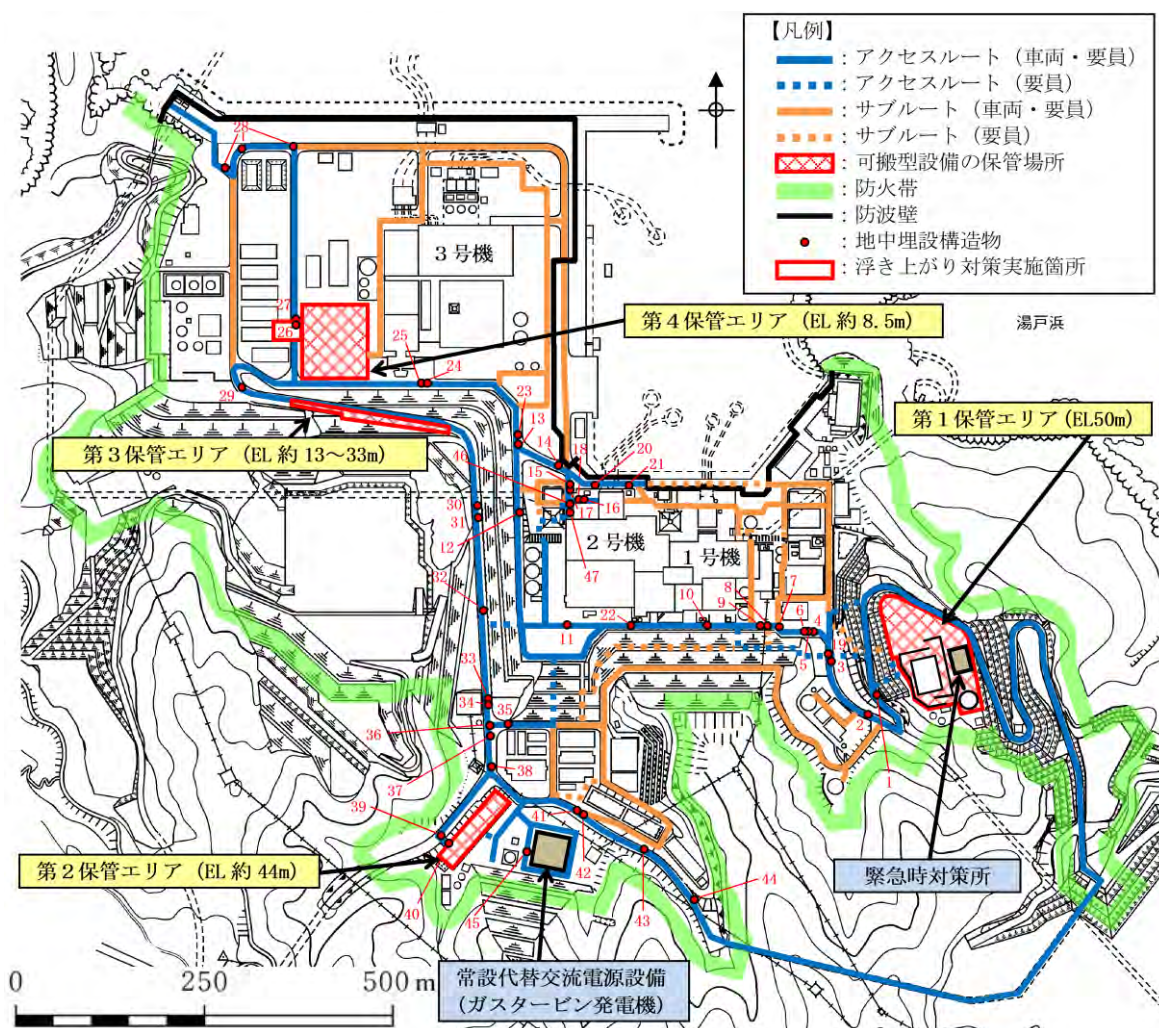


図 8-6 浮き上がり対策実施箇所

8.2 地中埋設構造物の損壊

(1) 評価方法

地中埋設構造物の損壊による影響評価については、地中埋設構造物の損壊によるアクセスルートの通行性への影響を評価する。

アクセスルート下に設置されている地中埋設構造物の位置を図8-1に示す。

地中埋設構造物のうち、以下の条件①、②に該当する構造物については、損壊は発生しないため評価対象外とする。また、条件③、④に該当する構造物については、損壊を想定した場合においても地表面への影響が小さく、可搬型設備が通行不可となる15cm以上の段差が発生しないと考えられるため評価対象外とする。抽出した地中埋設構造物に対しては、損壊を仮定し、車両の通行性を確保するため損壊対策を実施する。

条件① 基準地震動 S_s の地震力に対して機能維持する設計がされた構造物

条件② 地盤改良体等の内空のない構造物

条件③ 外周をコンクリート等で巻き立てられ補強された構造物

条件④ 内空 D に対し十分な土被り厚さ（ $6D$ 以上）を有している管路

(2) 評価結果


図 8-1 に示す地中埋設構造物の損壊による影響評価結果を表 8-8 に示す。

地中埋設構造物の損壊による影響評価箇所として抽出した箇所のうち、条件①～④に該当しない箇所について地中埋設構造物の損壊を仮定し、図 8-7 に示すとおり H 形鋼敷設による事前の対策により車両通行性を確保する。なお、条件③、④に該当する構造物の断面図を表 8-9 に示す。詳細については「8.4 (3) 損壊対策の設計」に示す。

表 8-8 地中埋設構造物の損壊による影響評価結果

条件①：基準地震動Ssに対して機能維持する設計がされた構造物
 条件②：地盤改良体等の内空のない構造物
 条件③：外周をコンクリート等で巻き立てられ補強された構造物
 条件④：内空に対し十分な土被り厚さ(6D以上)を有している管路

(凡例)

○：条件に該当する場合
 —：条件に該当しない場合
：損壊の評価対象

通し番号	名称	条件①	条件②	条件③	条件④
1	ケーブルダクト (D5ダクト)	—	—	—	—
2	ケーブルダクト (D7ダクト)	—	—	—	—
3	1号機南側盛土地盤改良部	—	○	—	—
4	東側ケーブル等迂回ダクト	—	—	—	—
5	消火配管ダクト	—	—	—	—
6	ケーブルダクト	—	—	—	—
7	ケーブルダクト	—	—	—	—
8	西側配管等迂回ダクト	—	—	—	—
9	ケーブルダクト	—	—	—	—
10	復水配管	—	—	—	—
11	2号機開閉所連絡制御ケーブル配管ダクト	—	—	—	—
12	0Fケーブルダクト	—	—	—	—
13	排水路	—	—	—	—
14	光ケーブルダクト (No.20ダクト)	—	—	—	—
15	除じん機洗浄水排水管 (北側)	—	—	—	○
16	除じん機洗浄水排水管 (南側)	—	—	—	○
17	2号機循環水排水路 (放水槽側)	—	—	○	—
18	2号機循環水排水路 (取水槽側)	—	—	○	—
19	連絡通路 (地下部)	○	—	—	—
20	2号機取水槽地盤改良部 (西側)	○	—	—	—
21	2号機取水槽地盤改良部 (東側)	○	—	—	—
22	仮設耐震構台 (橋台) (東側)	○	—	—	—
23	光ケーブルダクト (No.24ダクト)	—	—	—	—
24	SB連絡ユーティリティ配管ダクト	—	—	—	—
25	500kVケーブルダクト	—	—	—	—
26	宇中中連絡ダクト	—	—	—	—
27	旧2号機放水口	—	○	—	—
28	重油移送配管ダクト	—	—	—	—
29	光ケーブルダクト (No.21ダクト)	—	—	—	—
30	上水配管横断ダクト	—	—	—	—
31	排水路	—	—	—	—
32	44m盤消火配管トレンチ (Ⅲ)	—	—	—	—
33	0Fケーブルダクト	—	—	—	—
34	制御ケーブルダクト	—	—	○	—
35	排水路	—	—	○	—
36	GTG電路MMR部	—	○	—	—
37	U-600横断側溝	—	—	—	—
38	排水路	—	—	—	—
39	輪谷貯水槽 (西1/西2) アクセススロープ (西側)	—	○	—	—
40	輪谷貯水槽 (西1/西2) アクセススロープ (東側)	—	○	—	—
41	重圧管	—	—	○	—
42	44m盤消火配管トレンチ (Ⅳ)	—	—	—	—
43	アクセス道路耐震補強部 (西側)	—	○	—	—
44	アクセス道路耐震補強部 (東側)	—	○	—	—
45	屋外配管ダクト (ガスタービン発電機用軽油タンク～ガスタービン発電機)	○	—	—	—
46	屋外配管ダクト (タービン建物～放水槽)	○	—	—	—
47	屋外配管ダクト (タービン建物～排気筒)	○	—	—	—

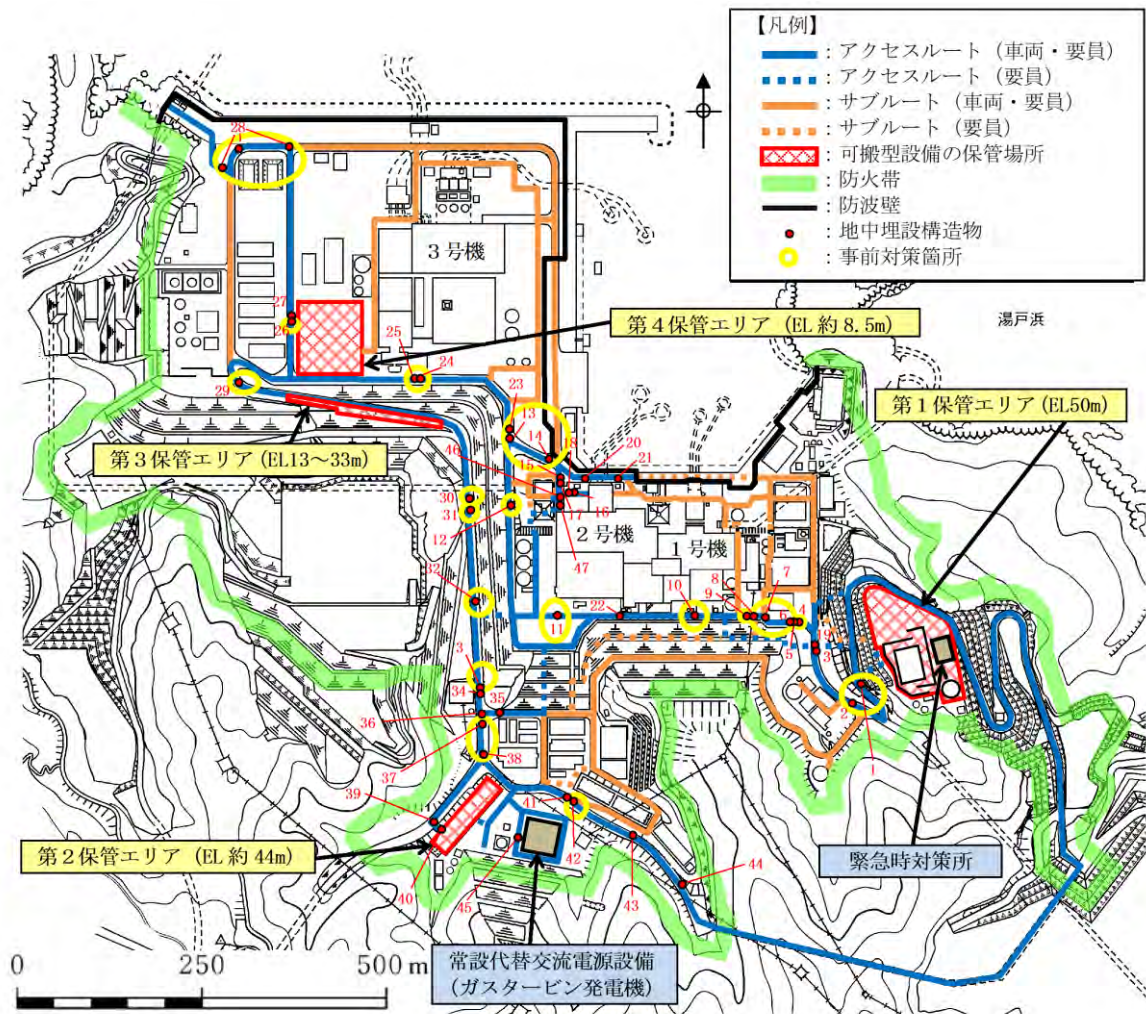


図 8-7 地中埋設構造物の損壊対策を実施する箇所

表 8-9(1) 条件③, ④に該当する構造物の断面図

条件	通し番号	地中埋設構造物の断面図
③	34 制御ケーブル ダクト	<p>EL 44.0m</p> <p>600</p> <p>1600</p> <p>800</p> <p>2600</p> <p>コンクリート</p> <p>(単位: mm)</p>
	35 排水路	<p>EL 44.0m</p> <p>400</p> <p>1100</p> <p>700</p> <p>1100</p> <p>コンクリート</p> <p>(単位: mm)</p>
	41 重圧管	<p>EL 46.5m</p> <p>250</p> <p>800</p> <p>600</p> <p>2600</p> <p>コンクリート</p> <p>重圧管</p> <p>(単位: mm)</p>
	17 2号機循環水 排水路 (放水槽側)	<p>EL 8.5m</p> <p>埋戻土</p> <p>1,500</p> <p>6,300</p> <p>屋外配管ダクト (タービン建物～放水槽)</p> <p>地盤改良</p> <p>MMR</p> <p>3,000</p> <p>3,000</p> <p>3,000</p> <p>3,000</p> <p>3,000</p> <p>3,000</p> <p>岩盤</p> <p>(単位: mm)</p>
	18 2号機循環水 排水路 (放水槽側)	<p>EL 8.5m</p> <p>埋戻土</p> <p>1,500</p> <p>8,900</p> <p>地盤改良</p> <p>岩盤</p> <p>3,000</p> <p>3,000</p> <p>3,000</p> <p>3,000</p> <p>3,000</p> <p>3,000</p> <p>(単位: mm)</p>

表 8-9(2) 条件③, ④に該当する構造物の断面図

条件	通し番号	地中埋設構造物の断面図
④	15 除じん機洗 浄水排水管 (北側)	 <p>EL 8.5m</p> <p>5,600</p> <p>800 (単位: mm)</p>
	16 除じん機洗 浄水排水管 (南側)	 <p>EL 8.5m</p> <p>5,300</p> <p>800 (単位: mm)</p>

8.3 段差緩和対策等の整理

これまでの評価結果を踏まえ、段差緩和対策、浮き上がり対策及び損壊対策の実施箇所について整理した結果を表 8-10 に、対策の実施箇所を図 8-8 に、対策の概念図を図 8-9 に示す。

また、段差緩和対策等の詳細については、「8.4 段差緩和対策等の設計」に示す。

なお、段差緩和対策、浮き上がり対策及び損壊対策については、複数箇所実施するため、段差量が最大となる箇所（通し番号 3 1号機南側盛土部地盤改良部）、液状化に伴う浮き上がり対策を実施する箇所（通し番号 26 宇中中連絡ダクト）及び地中埋設構造物の内空幅が最大となる箇所（通し番号 29 光ケーブルダクト（No. 21 ダクト））の設計例を代表に示し、他の対策箇所についても同様の設計を行う。

表 8-10(1) 段差緩和対策等を実施する箇所

(地中埋設構造物等と埋戻土との境界部)

条件①：液状化及び揺すり込みによる不等沈下により15cmを超える段差発生が想定される箇所

条件②：液状化に伴う浮き上がりが想定される箇所

条件③：地中埋設構造物の損壊による段差発生が想定される箇所

通し番号	名称	条件①	条件②	条件③	対策の種類
1	ケーブルダクト (D5ダクト)	—	—	○	H形鋼
2	ケーブルダクト (D7ダクト)	—	—	○	H形鋼
3	1号機南側盛土部地盤改良部*1	○	—	—	路盤補強材
4	東側ケーブル等迂回ダクト	—	—	○	H形鋼
5	消火配管ダクト	—	—	○	H形鋼
6	ケーブルダクト	—	—	○	H形鋼
7	ケーブルダクト	—	—	○	H形鋼
8	西側配管等迂回ダクト	—	—	○	H形鋼
9	ケーブルダクト	—	—	○	H形鋼
10	復水配管	—	—	○	H形鋼
11	2号機開閉所連絡制御ケーブル配管ダクト	—	—	○	H形鋼
12	0Fケーブルダクト	—	—	○	H形鋼
13	排水路	—	—	○	H形鋼
14	光ケーブルダクト (No.20ダクト)	—	—	○	H形鋼
15	除じん機洗浄水排水管 (北側)	—	—	—	
16	除じん機洗浄水排水管 (南側)	—	—	—	
17	2号機循環水排水路 (放水槽側)	—	—	—	
18	2号機循環水排水路 (取水槽側)	—	—	—	
19	連絡通路(地下部)	○	—	—	路盤補強材
20	2号機取水槽地盤改良部 (西側)	○	—	—	路盤補強材
21	2号機取水槽地盤改良部 (東側)	○	—	—	路盤補強材
22	仮設耐震構台 (橋台) (東側)	—	—	—	
23	光ケーブルダクト (No.24ダクト)	—	—	○	H形鋼
24	SB連絡ユーティリティ配管ダクト	—	—	○	H形鋼
25	500kVケーブルダクト	—	—	○	H形鋼
26	宇中中連絡ダクト	○	○	○	路盤補強材, 浮き上がり対策工, H形鋼*2
27	旧2号機放水口	○	—	—	路盤補強材
28	重油移送配管ダクト	—	—	○	H形鋼
29	光ケーブルダクト (No.21ダクト) *3	—	—	○	H形鋼
30	上水配管横断ダクト	—	—	○	H形鋼
31	排水路	—	—	○	H形鋼
32	44m盤消火配管トレンチ (Ⅲ)	—	—	○	H形鋼
33	0Fケーブルダクト	—	—	○	H形鋼
34	制御ケーブルダクト	—	—	—	
35	排水路	—	—	—	
36	GTG電路MMR部	—	—	—	
37	U-600横断側溝	—	—	○	H形鋼
38	排水路	—	—	○	H形鋼
39	輪谷貯水槽 (西1/西2) アクセススロープ (西側)	—	—	—	
40	輪谷貯水槽 (西1/西2) アクセススロープ (東側)	—	—	—	
41	重圧管	—	—	—	
42	44m盤消火配管トレンチ (Ⅳ)	—	—	○	H形鋼
43	アクセス道路耐震補強部 (西側)	—	—	—	
44	アクセス道路耐震補強部 (東側)	—	—	—	
45	屋外配管ダクト (ガスタービン発電機用軽油タンク～ガスタービン発電機)	—	—	—	
46	屋外配管ダクト (タービン建物～放水槽)	○	—	—	路盤補強材
47	屋外配管ダクト (タービン建物～排気筒)	—	—	—	

注記*1：8.4(1) 段差緩和対策の設計で示す代表構造物

*2：H形鋼は浮き上がり対策工を兼用する

*3：8.4(3) 損壊対策の設計で示す代表構造物

表 8-10(2) 段差緩和対策等を実施する箇所（岩盤と埋戻土との境界部）

条件①：液状化及び揺すり込みによる不等沈下により15cmを超える段差発生が想定される箇所
 条件②：液状化に伴う浮き上がりが想定される箇所
 条件③：地中埋設構造物の損壊による段差発生が想定される箇所

通し番号	名称	条件①	条件②	条件③	対策の種類
1	2号機原子炉建物南側	—	—	—	
2	2号機原子炉建物西側	—	—	—	
3	2号機循環水排水路建設時土留め部(放水槽側)	—	—	—	
4	2号機循環水排水路建設時土留め部(取水槽側)	—	—	—	

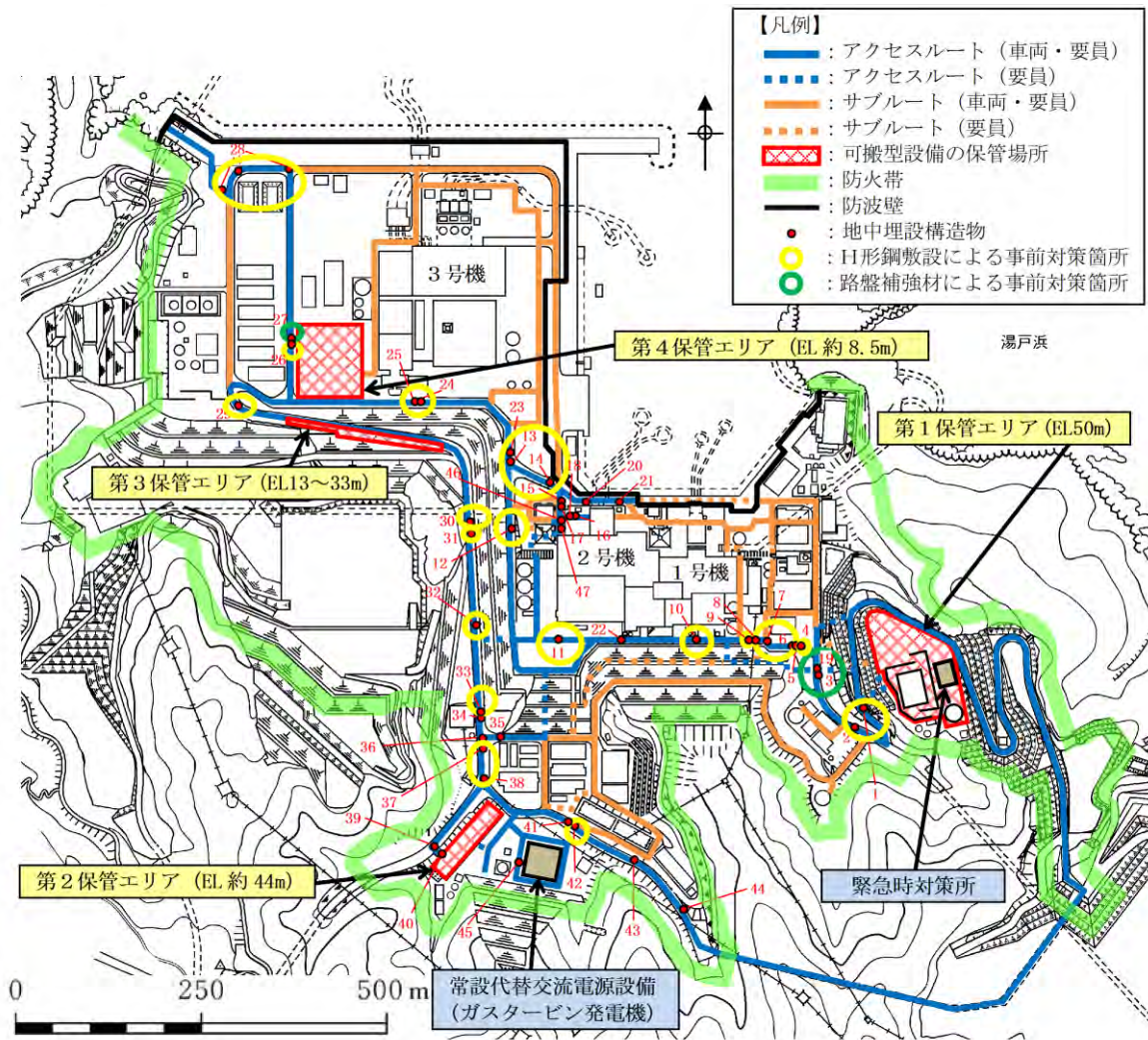
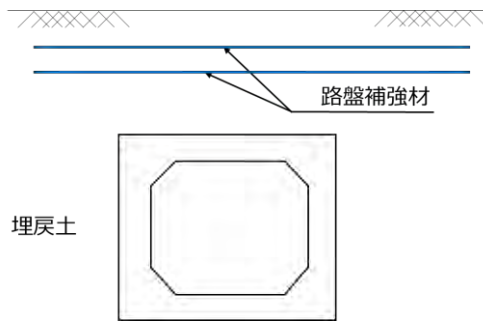
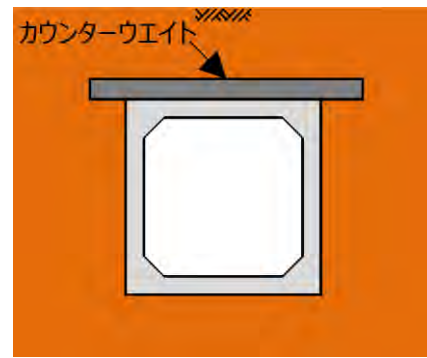


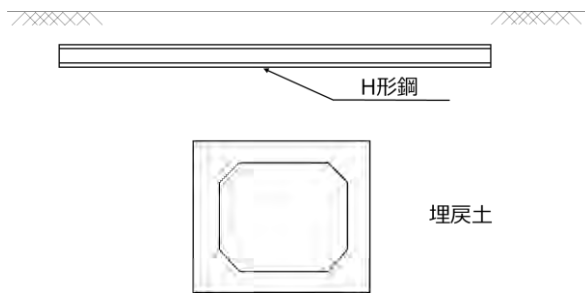
図 8-8 段差緩和対策等の実施箇所



段差緩和対策（路盤補強材）



浮き上がり対策（カウンターウェイト）



損壊対策（H形鋼）

図 8-9 段差緩和対策等の概念図

8.4 段差緩和対策等の設計

(1) 段差緩和対策の設計

路盤補強材敷設による事前の段差緩和対策は、地中埋設構造物及び地盤改良部と埋戻土との境界部及び岩盤と埋戻土との境界部において液状化及び揺すり込みによる不等沈下により局所的な段差が発生した場合に、路面下に敷設した路盤補強材が滑らかに変形することによって地表面の連続性を確保し、段差を緩和することで車両通行性を確保するものである。

段差緩和対策の設計は、段差発生後に車両が通行することを想定し、路盤補強材へ作用する引張力 (ΣT_0) が、路盤補強材の許容引張力 (T_{max}) を下回ることを確認する。ここでは、段差量が最大の55cmとなる箇所（通し番号3 1号機南側盛土部地盤改良部）の設計例を代表に示し、他の段差緩和対策箇所についても同様の設計を行う。

a. 構造概念

補強材敷設による事前の段差緩和対策は、屋外のアクセスルートにおける段差発生状況と類似した条件で実施した実物大実験*（以下「実物大実験」という。）の実験結果をもとに、路盤工に路盤補強材（高強度ジオテキスタイル）2枚を挟み込む構造とする。実物大実験の走行状況及び段差緩和対策の概念図を図8-10に示す。



注記*：石垣 勉，尾本 志展，太田 秀樹：アスファルト舗装の地震対策型段差抑制工法に関する実物大実験，第29回日本道路会議，2011
図8-10 路盤補強材（高強度ジオテキスタイル）の概念図

b. 評価条件

実物大実験の結果をもとに、路盤補強材に作用する引張力を算定し、路盤補強材の許容引張力と比較を行う。なお、路盤補強材の許容引張力は製品基準強度である185kN/mとする。

(a) 段差発生時に路盤補強材に発生する引張力 (T_G)

実物大実験によると、不等沈下に対する段差抑制工法の性能確認として、図8-11のような走行試験を実施し、段差量55cmの状態において車両通行性を確認している。また、構造安全性の確認として、段差発生時の路盤補強材に発生した引張力を測定し、段差量55cmの最大引張力が67kN/mであることが確認されている。

一方で、島根原子力発電所のアクセスルート周辺の地中埋設構造物のうち、最も大きい段差が発生する箇所は1号機南側盛土部地盤改良部であり、実験条件と同規模の段差量55cmである。以上のことから実物大実験の最大引張力67kN/mを島根原子力発電所の段差緩和対策で適用できるものとする。なお、実物大実験では4枚の路盤補強材を敷設しているが、2枚にした場合、作用する引張力は2倍になると想定されることから、 $T_G=134\text{kN/m}$ を用いる。

(b) 車両走行により路盤補強材に発生する引張力 (ΔT_G)

実物大実験での不等沈下後における路面状況は、図 8-11 に示すように、滑らかな曲線上に変形している。ここで、路盤補強材の変曲点により路盤補強材に発生する引張力 ΔT_G は下式により算定する。

$$\Delta T_G = (W \cdot W_1 \cdot \sin \theta) / N \dots \dots \dots (8.6)$$

ここで、

ΔT_G : 車両走行により路盤補強材に発生する引張力(kN/m)

W : 路盤補強材上面位置の輪荷重(kN/m²)

W_1 : 路盤補強材上面位置における輪荷重の載荷面延長(m)

θ : 路盤補強材の変曲点における垂線と鉛直線のなす角
(図8-12 参照)

N : 路盤補強材の枚数(=2枚)

$$W = W_0 / (n \cdot (W_1 \cdot W_b)) \dots \dots \dots (8.7)$$

ここで、

W_0 : 車両の軸重量(kN)

n : 車軸数

W_b : 路盤補強材上面位置における輪荷重の載荷面幅(m)

$$W_1 = l_0 + 2 \cdot (h \cdot \tan \theta_b) \dots \dots \dots (8.8)$$

ここで、

l_0 : 「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 荷重の載荷面延長(m)

h : 路面から路盤補強材上面までの厚さ(m)

θ_b : 「道路土工 擁壁工指針(日本道路協会 平成24年3月)」におけ
る荷重の分散角度(°)

$$W_b = b_0 + 2 \cdot (h \cdot \tan \theta_b) \dots \dots \dots (8.9)$$

ここで、

b_0 : 「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(m)

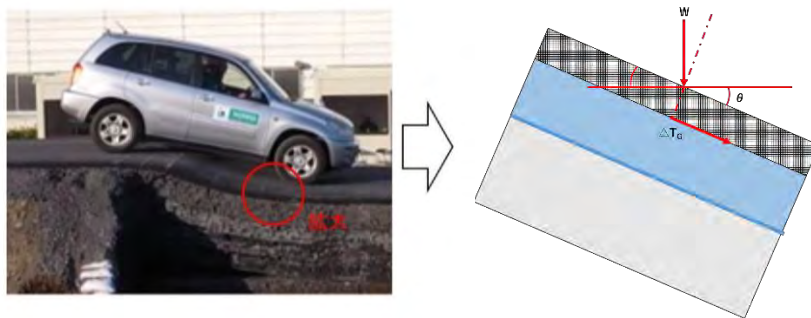
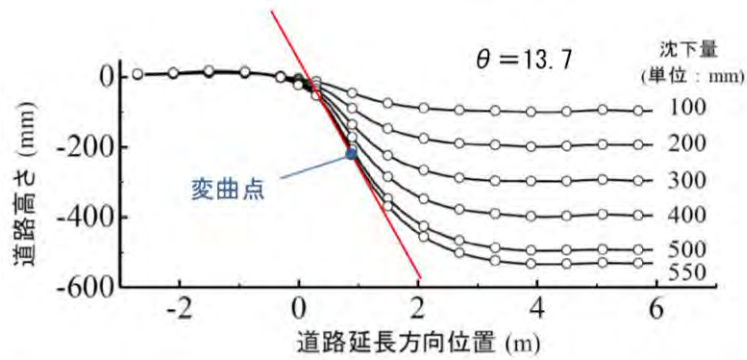


図 8-11 車両走行時に発生する引張力の考え方



アスファルト舗装の地震対策型段差抑制工法に関する実物大実験（石垣ら，2012年）に加筆

図 8-12 路盤補強材の変曲点における垂線と鉛直線のなす角

走行車両は、走行時における車両総重量が最も大きい、移動式代替熱交換設備とし、後軸重量（3軸）から路盤補強材上面における載荷重を算出する。移動式代替熱交換設備の仕様を図 8-13 に、主要な可搬型設備の軸重量を表 8-11 に、輪荷重の算出イメージを図 8-14 に示す。

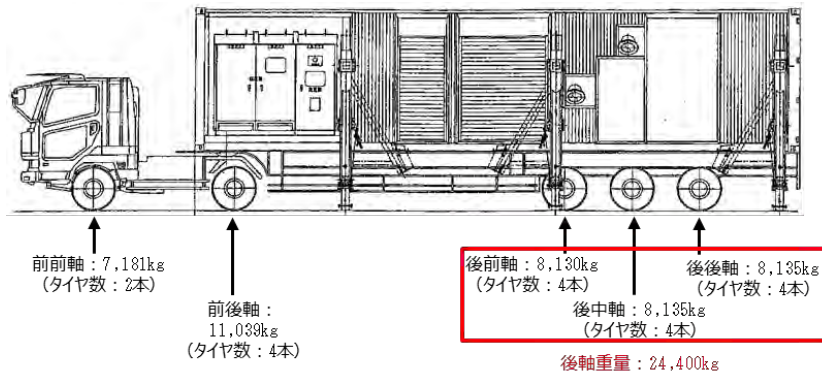
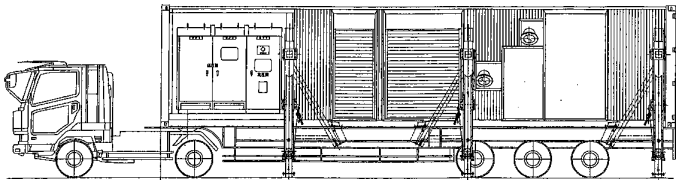
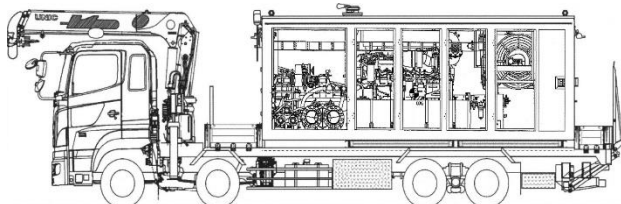
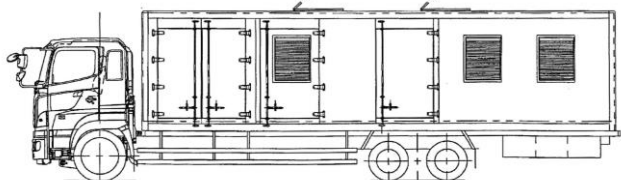
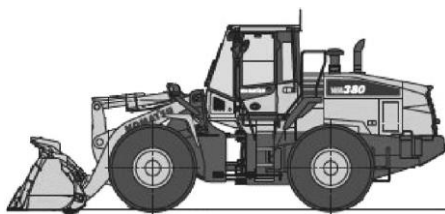
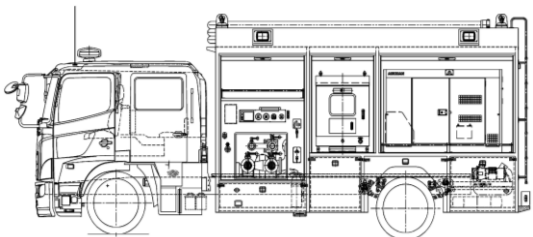


図 8-13 移動式代替熱交換設備の仕様

表 8-11 主要な可搬型設備の軸重量

車両	総重量 (kg)	軸重量(kg)	
		前軸 合計	後軸 合計
移動式代替熱交換設備 	42,620	18,220	24,400
大型送水ポンプ車 	24,950	9,410	15,540
可搬式窒素供給装置 	21,330	6,145	15,185
ホイールローダ 	17,900	8,350	9,550
大量送水車 	12,735	5,370	7,365

□ : 評価に用いる軸重量

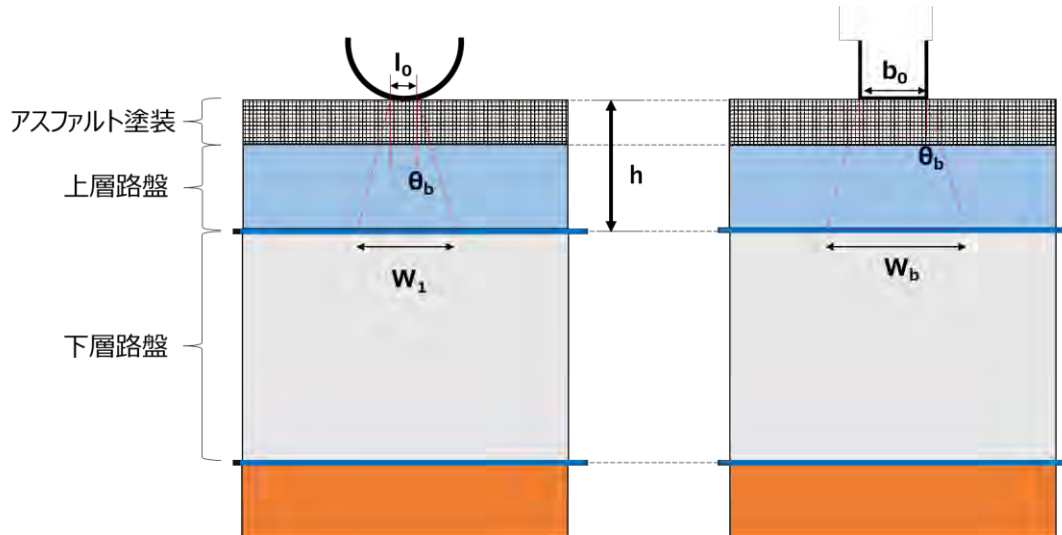


図 8-14 輪荷重のイメージ図

c. 評価結果

評価の結果、路盤補強材へ作用する引張力(ΣT_G)は、路盤補強材の製品基準強度である許容引張力(T_{max})を十分に下回っていることを確認した。

$$W_1 = l_0 + 2 \cdot (h \cdot \tan \theta_b) = 0.2 + 2 \cdot (0.30 \cdot \tan 30^\circ) = 0.5 \text{ [m]}$$

$$W_b = b_0 + 2 \cdot (h \cdot \tan \theta_b) = 0.5 + 2 \cdot (0.30 \cdot \tan 30^\circ) = 0.8 \text{ [m]}$$

$$W = W_0 / (n \cdot (W_1 \cdot W_b)) = ((24400 / 1000) \cdot 9.80665) / (3 \cdot 0.5 \cdot 0.8) = 199.4 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$\Delta T_G = (W \cdot W_1 \cdot \sin \theta) / N = 199.4 \cdot 0.5 \cdot 0.237 / 2 = 11.8 \text{ [kN/m]}$$

$$\begin{aligned} \therefore \Sigma T_G &= T_G + \Delta T_G = 134 + 11.8 \\ &= 145.8 \text{ [kN/m]} < T_{max} = 185 \text{ [kN/m]} \end{aligned}$$

以上より、あらかじめ路盤補強材による段差緩和対策を実施することにより、液状化及び揺すり込みによる沈下が、当該箇所の通行性に対して影響がないことを確認した。

(2) 浮き上がり対策の設計

液状化に伴う浮き上がりが想定される地中埋設構造物（通し番号 26 宇中中連絡ダクト）に実施する浮き上がり対策の設計について示す。なお、対象箇所は段差緩和対策及び損壊対策の実施箇所となっている。

液状化に伴う地中埋設構造物の浮き上がりについては、「土木学会：トンネル標準示方書，2006」の「液状化時の浮上りに関する力のつり合い」に関する照査式に基づき評価し，評価基準値の 1.0 を上回らないことを確認する。（図 8-15 参照）

なお，本評価では保守的に上載土のせん断抵抗（ Q_s ）及び構造物側面の摩擦抵抗（ Q_B ）を考慮しない。

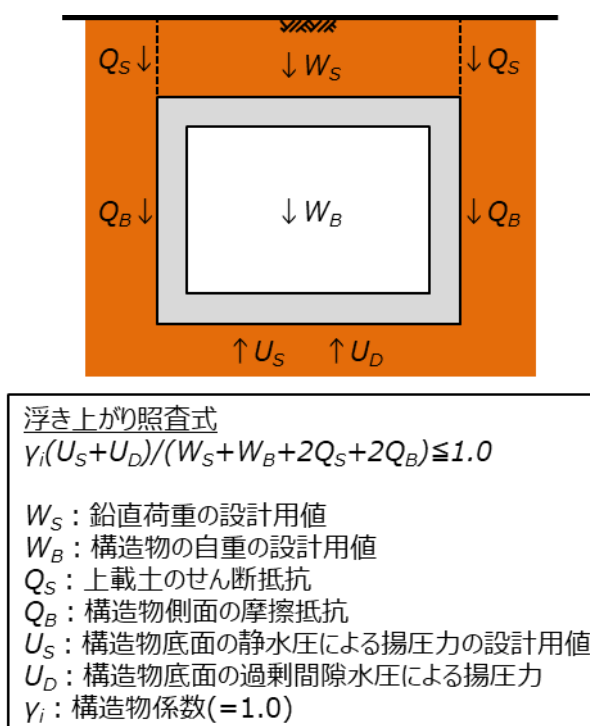


図 8-15 浮き上がり照査方法（土木学会：トンネル標準示方書，2006）

a. 構造概念

浮き上がり対策は、揚圧力と抵抗力から浮き上がりに対する安全率が1.0以上となるよう、揚圧力（U）と浮き上がり抵抗力（W）の差分である不足抵抗力（ ΔW ）を、損壊対策であるH形鋼による付加抵抗力により確保する。

浮き上がり対策の概念図を図8-16に示す。なお、H形鋼の平面図のイメージを図8-17に示す。

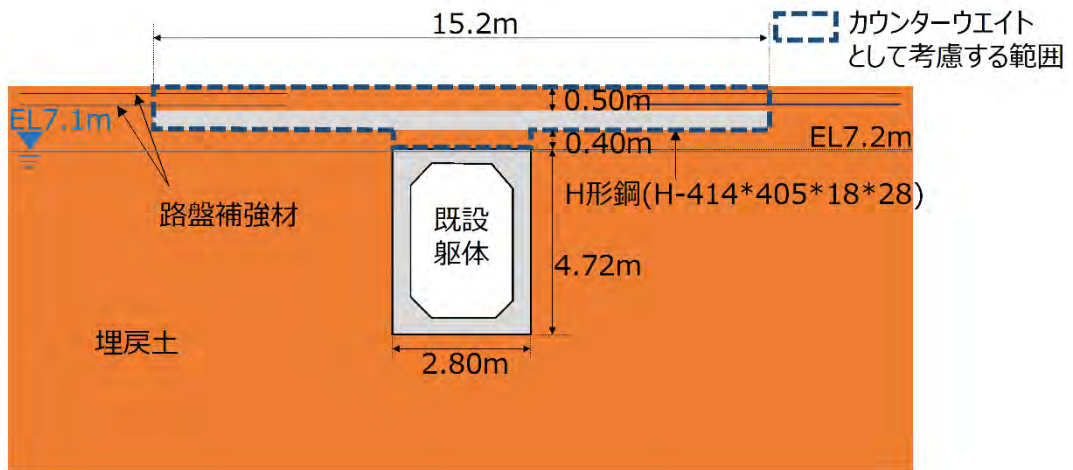
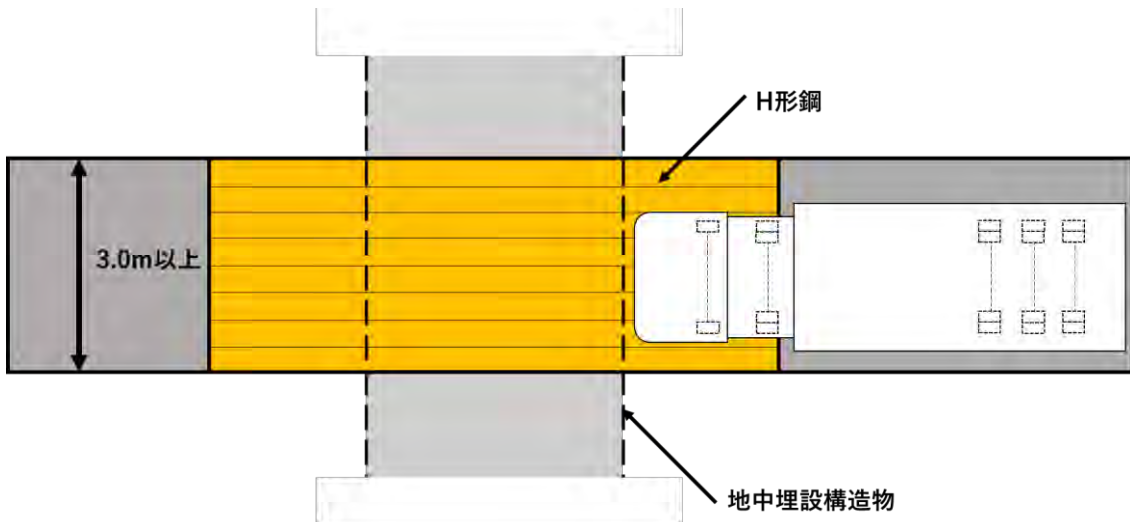


図8-16 浮き上がり対策の概念図



注：損壊対策のイメージ図であるが、浮き上がり対策のイメージ図として流用
H形鋼は地中に設置する。

図8-17 H形鋼の平面図のイメージ

b. 評価条件

浮き上がり評価の評価条件を以下に示す。

(a) 荷重・重量

表 8-12 に浮き上がり評価において考慮する荷重・重量を示す。

表 8-12 荷重・重量に関する評価条件

種別	単位体積重量	備考
地下水	10.1 (kN/m ³)	保守的に海水の値を用いる
埋戻土	19.6 (kN/m ³)	
飽和単位体積重量	20.7 (kN/m ³)	
H形鋼	78.6 (kN/m ³)	損壊対策 (H形鋼) の重量を考慮する

(b) 地下水位

EL 7.1m (3次元浸透流解析結果に基づいて設定)

c. 評価結果

不足抵抗力 (ΔW) 及び浮き上がり対策後の抵抗力の算出結果を表 8-13 に示す。評価の結果、浮き上がり対策後の抵抗力が揚圧力を上回り、安全率が 1.0 以上であることを確認した。揚圧力、抵抗力の概念図及び計算プロセスに用いる各寸法等を図 8-18 に示す。

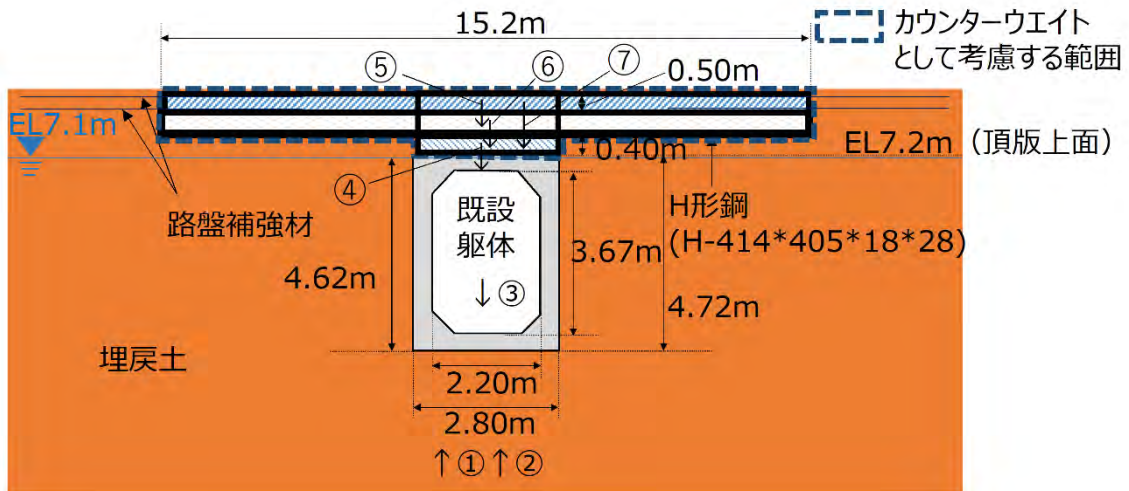


図 8-18 揚圧力、抵抗力の概念図及び計算プロセスに用いる各寸法

【揚圧力の計算】

既設躯体に発生する静水圧と過剰間隙水圧による揚圧力を考慮する。

①既設躯体への静水圧による揚圧力

躯体面積

$$= \text{既設躯体の高さ} \cdot \text{既設躯体の幅}$$

$$= 4.62 \cdot 2.8$$

$$= 12.94 [\text{m}^2]$$

既設躯体への静水圧による揚圧力

$$= \text{躯体面積} \cdot \text{水の単位体積重量}$$

$$= 12.94 \cdot 10.10$$

$$= 130.70 [\text{kN/m}]$$

②既設躯体への過剰間隙水圧による揚圧力

$$= \text{躯体面積} \cdot (\text{飽和単位体積重量} - \text{水の単位体積重量})$$

$$= 12.94 \cdot (20.7 - 10.10) = 137.17 [\text{kN/m}]$$

・既設躯体に発生する揚圧力 (①+②)

$$130.70 [\text{kN/m}] + 137.17 [\text{kN/m}] = 267.87 [\text{kN/m}] \approx 268 [\text{kN/m}]$$

【抵抗力の計算】

既設躯体の自重や埋戻土の鉛直荷重、損壊対策のH形鋼の自重による揚圧力に対する抵抗力を考慮する。

③既設躯体の自重

地中埋設構造物面積

$$\begin{aligned} &= \text{既設躯体幅} \cdot \text{既設躯体高さ} - \text{内空幅} \cdot \text{内空高さ} \\ &= 2.8 \cdot 4.72 - 2.2 \cdot 3.67 = 5.14 [\text{m}^2] \end{aligned}$$

既設躯体の自重

$$\begin{aligned} &= \text{地中埋設構造物面積} \cdot \text{コンクリートの単位体積重量} \\ &= 5.14 \cdot 24.0 = 123.36 [\text{kN/m}] \end{aligned}$$

④既設躯体とH形鋼までの埋戻土鉛直荷重

地中埋設構造物からH形鋼までの埋戻土面積

$$\begin{aligned} &= \text{既設躯体幅} \cdot \text{既設躯体からH形鋼までの距離} \\ &= 2.8 \cdot 0.386 \\ &= 1.081 [\text{m}^2] \end{aligned}$$

既設躯体とH形鋼までの埋戻土鉛直荷重

$$\begin{aligned} &= \text{地中埋設構造物からH形鋼までの埋戻土面積} \cdot \text{埋戻土の単位体積重量} \\ &= 1.081 \cdot 19.6 = 21.18 [\text{kN/m}] \end{aligned}$$

⑤H形鋼と地表の間の埋戻土鉛直荷重

H形鋼から地表までの埋戻土面積

$$\begin{aligned} &= \text{スパン長} \cdot \text{H形鋼から地表までの距離} \\ &= 15.2 \cdot 0.5 \\ &= 7.6 [\text{m}^2] \end{aligned}$$

H形鋼と地表の間の埋戻土鉛直荷重

$$\begin{aligned} &= \text{H形鋼から地表までの埋戻土面積} \cdot \text{埋戻土の単位体積重量} \\ &= 7.6 \cdot 19.6 \\ &= 148.96 [\text{kN/m}] \end{aligned}$$

⑥H形鋼の自重

H形鋼単位質量：232[kg/m]

桁長の質量

$$\begin{aligned} &= \text{H形鋼単位質量} \cdot \text{スパン長} \\ &= 232 [\text{kg/m}] \cdot 15.2 [\text{m}] \\ &= 3526.4 [\text{kg}] \\ &= 34.58 [\text{kN}] \end{aligned}$$

単位奥行き長さあたりに設置できるH形鋼の本数

= 単位奥行き長さ/H形鋼の横幅の規格

= 1[m]/0.405[m]

= 2.4[本/m]

地中埋設構造物の上に設置できるH形鋼の単位奥行き長さあたりの荷重

= 桁長 (15.2m) の質量・単位奥行き長さあたりに設置できるH形鋼の本数

= 34.58[kN/本]・2.4[本/m]

= 82.99[kN/m]

・ 対策後の浮き上がり抵抗力 (③+④+⑤+⑥)

123.36[kN/m]+21.18[kN/m]+148.96[kN/m]+82.99[kN/m]

= 376.49[kN/m] ≒ 376[kN/m]

表 8-13 浮き上がり対策後の抵抗力の算出結果

評価対象 構造物	揚圧力(U) (kN/m)	浮き上がり 抵抗力(W) (kN/m)	安全率 (W)/(U)
既設躯体 + H形鋼 + 埋戻土	268	376	1.40

以上より、あらかじめ浮き上がり対策を実施することにより、液状化に伴う浮き上がりが当該箇所の通行性に対して影響がないことを確認した。

(3) 損壊対策の設計

a. 構造概念

損壊を想定する地中埋設構造物については、損壊対策として事前にH形鋼を敷設することにより、車両通行に影響を与えないよう対策を実施する。

ここでは、内空幅が最大となる箇所（通し番号29 光ケーブルダクト（No. 21ダクト））の設計例を代表に示し、他の損壊対策箇所についても同様の設計を行う。

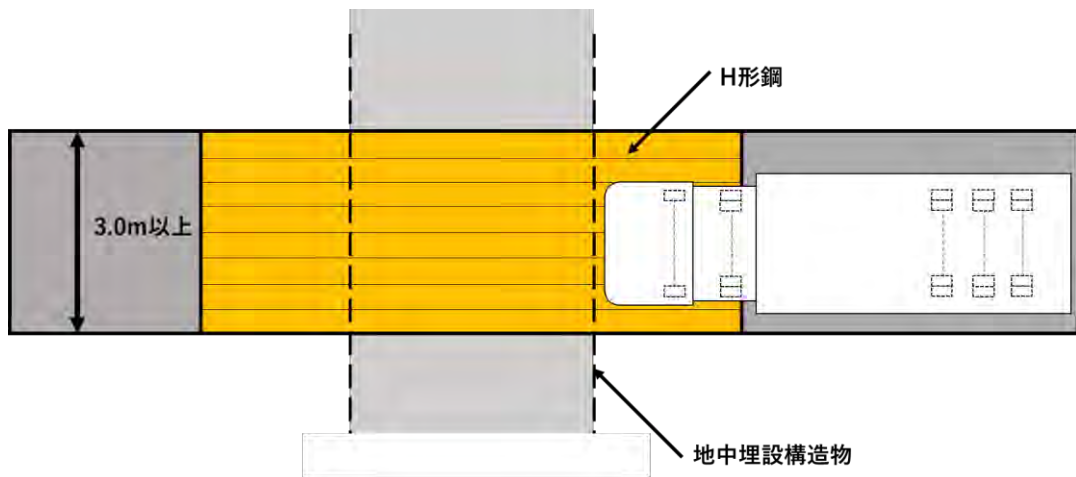
地中埋設構造物の内空寸法等一覧を表8-14に、損壊対策（H形鋼）のイメージを図8-19に示す。

表 8-14 地中埋設構造物の内空寸法等一覧

通し番号	名称	内空幅 (mm)	内空高 (mm)	頂版厚 (mm)	側壁厚 (mm)	土被り厚 (mm)
1	ケーブルダクト (D5ダクト)	1,500	1,745	255	200	0
2	ケーブルダクト (D7ダクト)	1,080	604	130	200	0
3	1号機南側盛土部地盤改良部 ^{*1}	—	—	—	—	0
4	東側ケーブル等迂回ダクト	1,500	2,000	200	200	1,150
5	消火配管ダクト	2,300	1,800	0	180	0
6	ケーブルダクト	1,400	1,100	0	250	0
7	ケーブルダクト	1,500	1,200	200	200	300
8	西側配管等迂回ダクト	2,000	2,000	200	200	250
9	ケーブルダクト	1,500	2,000	200	200	1,000
10	復水配管	700	850	150	200	100
11	2号機開閉所連絡制御ケーブル配管ダクト	3,500	1,800	200	300	0
12	0Fケーブルダクト	2,000	2,000	450	450	1,000
13	排水路	1,500	1,500	150	150	2,550
14	光ケーブルダクト (No.20ダクト)	2,100	2,010	200	200	973
15	除じん機洗浄水排水管 (北側)	800	800	66	66	5,616
16	除じん機洗浄水排水管 (南側)	800	800	66	66	5,362
17	2号機循環水排水路 (放水槽側)	3,000	3,000	800	1,700	7,500
18	2号機循環水排水路 (取水槽側)	3,000	3,000	800	800	10,350
19	連絡通路 (地下部)	2,000	2,300	800	800	1,500
20	2号機取水槽地盤改良部 (西側)	4,300	4,300	4,700	1,700	7,100
21	2号機取水槽地盤改良部 (東側)	4,300	4,300	4,700	1,700	7,100
22	仮設耐震構台 (橋台) (東側)	—	—	—	—	0
23	光ケーブルダクト (No.24ダクト)	2,100	2,415	200	200	980
24	SB連絡ユーティリティ配管ダクト	3,000	3,300	350	300	1,450
25	500kVケーブルダクト	2,300	2,400	300	250	2,250
26	宇中中連絡ダクト	2,200	3,150	300	300	1,300
27	旧2号機放水口	—	—	—	—	2,500
28	重油移送配管ダクト	1,300	945	255	200	0
29	光ケーブルダクト (No.21ダクト) ^{*2}	3,800	3,450	300	300	1,600
30	上水配管横断ダクト	1,800	2,200	300	350	420
31	排水路	1,500	2,300	150	150	1,150
32	44m盤消火配管トレンチ (Ⅲ)	800	569	131	200	0
33	0Fケーブルダクト	1,700	1,700	500	500	1,000
34	制御ケーブルダクト	2,600	800	600	300	600
35	排水路	700	700	200	200	400
36	GTG電路MMR部	—	—	—	—	0
37	U-600横断側溝	600	650	50	250	0
38	排水路	1,500	1,750	350	350	600
39	輪谷貯水槽 (西1/西2) アクセススロープ (西側)	—	—	—	—	0
40	輪谷貯水槽 (西1/西2) アクセススロープ (東側)	—	—	—	—	0
41	重圧管	600	600	100	100	250
42	44m盤消火配管トレンチ (Ⅳ)	800	569	131	250	0
43	アクセス道路耐震補強部 (西側)	—	—	—	—	0
44	アクセス道路耐震補強部 (東側)	—	—	—	—	0
45	屋外配管ダクト (ガスタービン発電機用軽油タンク～ガスタービン発電機)	1,800	1,150	50	500	2,800
46	屋外配管ダクト (タービン建物～放水槽)	5,800	3,000	800	900	0
47	屋外配管ダクト (タービン建物～排気筒)	3,000	2,000	500	600	500

注記*1: 8.4(1) 段差緩和対策の設計で示す構造物

*2: 損壊対策を実施する構造物のうち, 8.4(3)損壊対策の設計で示す構造物



注：H形鋼は地中に設置する。

図8-19 H形鋼の敷設イメージ

b. 評価条件

損壊対策は、地中埋設構造物が損壊した状態を想定してスパン長を設定し、可搬型設備の通行時にH形鋼に作用する曲げ応力度、せん断応力度、たわみ量、地盤の最大接地圧が評価基準値を下回ることを確認する。

各評価値は、単純はりモデルにて算定し、解析コード「Engineer's Studio 面内」を使用する。

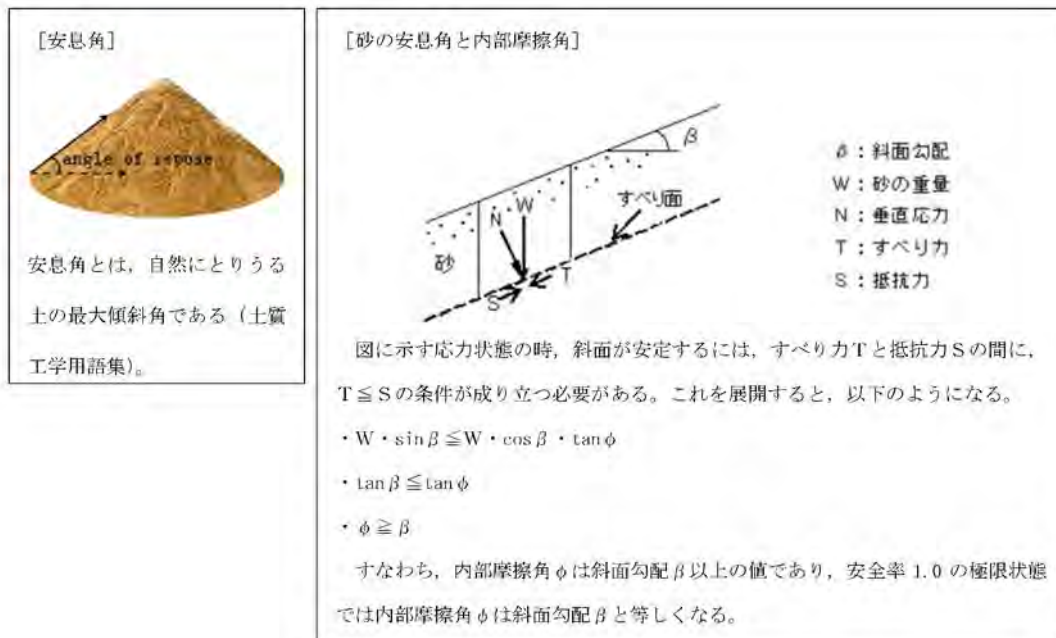
(a) スパン長の設定

地中埋設構造物の損壊により陥没が発生すると考えられる範囲は、地中埋設構造物底版より主働崩壊角 60° で想定し、さらに地表面付近の地震時の緩みを考慮してH形鋼のスパン長を設定する。スパン長設定の概念図を図8-20に示す。

H形鋼のスパン長を設定する手順は以下のとおりである。

- ①地中埋設構造物底版より主働崩壊角 60° で沈下範囲を想定
- ②地中埋設構造物の損壊による沈下量を算定（地中埋設構造物が損壊した場合、地中埋設構造物上の土砂が損壊構造物内に流入し、流入した土砂の体積分だけ沈下するものと想定）
- ③地中埋設構造物の損壊により沈下した場合、損壊構造物の左右に法面が発生するが、法尻から 30° （盛土の安息角*）の範囲は支持地盤への影響がある範囲と想定
- ④上記③により想定した影響範囲の端部より、1mの余裕を考慮した位置をH形鋼の支持点としスパン長を設定

注記*：下図に示す安息角と内部摩擦角の関係より、安全率1.0の状態では、内部摩擦角は斜面勾配と等しくなることから、盛土の内部摩擦角 30° を安息角として設定している。



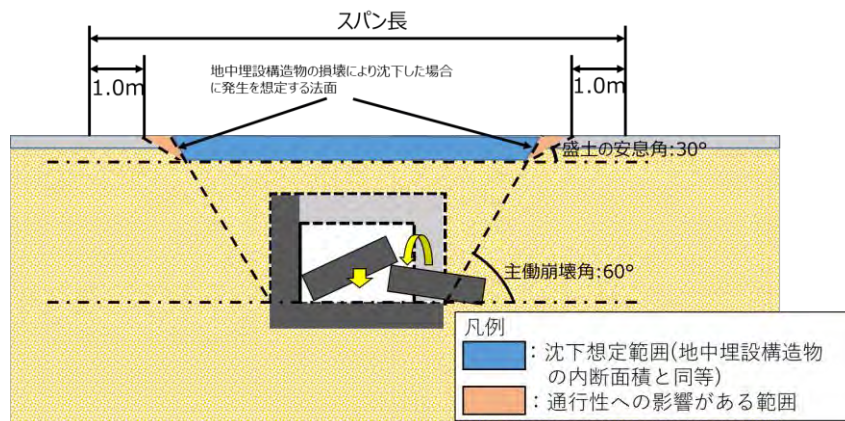


図8-20 スパン長設定の概念図

(b) 構造

光ケーブルダクト (No. 21ダクト) における損壊対策の構造を図8-21に示す。

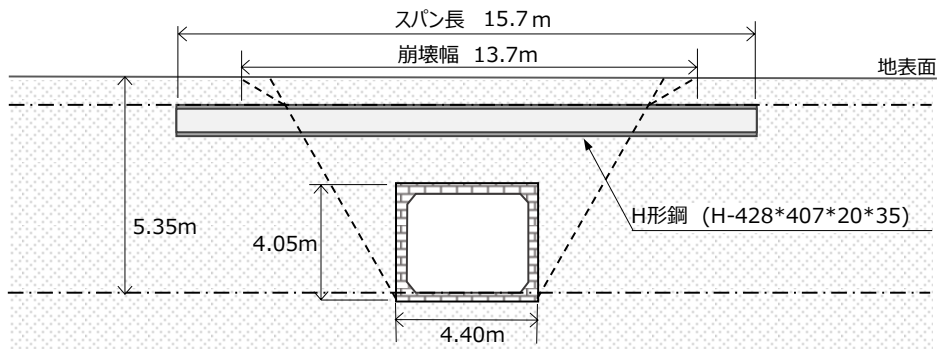


図8-21 光ケーブルダクト (No. 21ダクト) におけるH形鋼敷設の構造図

(c) 評価条件

- ・ H形鋼 SM490
- ・ 仕様 H-428・407・20・35, 腐食代1mm 考慮
- ・ スパン長 $L = 15.7$ [m]

(d) 荷重条件 (構造物奥行き 1m あたり)

イ. 死荷重 (w)

・ H形鋼重量

$$w_1 = 2.775 \text{ kN/m} \cdot \text{本} \cdot 2.5 \text{ 本} = 6.9382 \text{ [kN/m]}$$

$$(\text{H形鋼 1 本あたり} : 0.283 \text{ t/m} \cdot 9.80665 \text{ m/s}^2 = 2.775 \text{ [kN/m} \cdot \text{本]})$$

・ 路盤荷重 (砕石 t = 0.1 m)

$$w_2 = 19.61 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.1 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 1.9613 \text{ [kN/m]}$$

・ 舗装荷重 (鉄筋コンクリート t = 0.2 m)

$$w_3 = 23.045 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.2 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 4.6091 \text{ [kN/m]}$$

・ 死荷重

$$w = w_1 + w_2 + w_3$$

$$= 6.9382 \text{ kN/m} + 1.9613 \text{ kN/m} + 4.6091 \text{ kN/m} = 13.5086 \text{ [kN/m]}$$

$$\approx 13.509 \text{ [kN/m]}$$

ロ. 車両荷重 (P)

車両荷重は、車両総重量が最も大きい移動式代替熱交換設備を対象車両とする。

構造物奥行き 1m あたりで評価することから、輪重量 (片側) を車両荷重として評価を行う。

車両荷重の設定については、「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)」に基づき衝撃係数を考慮する。

$$i = 20 / (50 + L)$$

ここで,

i : 衝撃係数

L : スパン長 (m)

$$\text{衝撃係数 } i = 20 / (50 + 15.7) = 0.3044$$

$$\text{前前輪荷重 } P_1 = 3.5905 \text{ t} \cdot 9.80665 \text{ m/s}^2 \cdot (1 + 0.3044) = 45.929 \text{ [kN]}$$

$$\text{前後輪荷重 } P_2 = 5.5195 \text{ t} \cdot 9.80665 \text{ m/s}^2 \cdot (1 + 0.3044) = 70.605 \text{ [kN]}$$

$$\text{後前輪重量 } P_3 = 4.0650 \text{ t} \cdot 9.80665 \text{ m/s}^2 \cdot (1 + 0.3044) = 51.999 \text{ [kN]}$$

$$\text{後中輪重量 } P_4 = 4.0675 \text{ t} \cdot 9.80665 \text{ m/s}^2 \cdot (1 + 0.3044) = 52.031 \text{ [kN]}$$

$$\text{後後輪重量 } P_5 = 4.0675 \text{ t} \cdot 9.80665 \text{ m/s}^2 \cdot (1 + 0.3044) = 52.031 \text{ [kN]}$$

ハ. 荷重図

H形鋼の上に可搬型設備が通過する過程においてH形鋼に発生する曲げモーメントが最大となる場合の荷重図を図8-22に、せん断力が最大となる場合の荷重図を図8-23に示す。

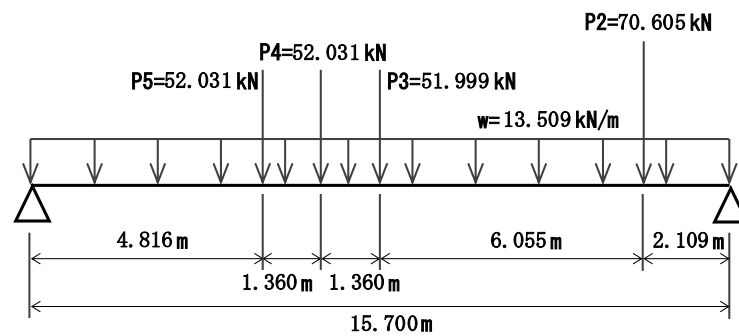


図8-22 H形鋼に発生する曲げモーメントが最大となる場合の荷重図

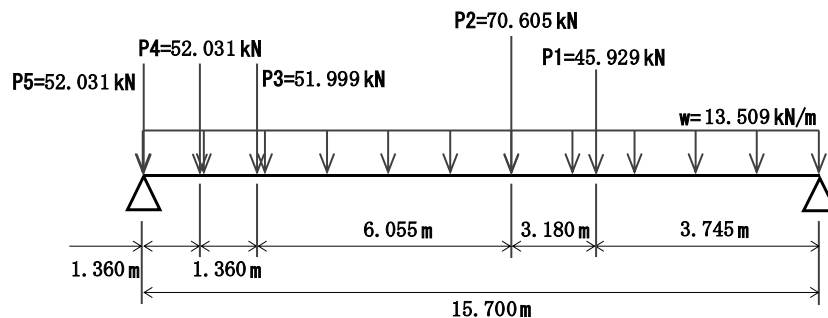


図8-23 H形鋼に発生するせん断力及び支点反力が最大となる場合の荷重図

c. 評価結果

損壊対策の評価結果を表8-15に示す。

(a) 曲げ応力度

$$\begin{aligned} \text{最大発生曲げモーメント} & M_{\max} = 9.882 \cdot 10^8 \text{ N} \cdot \text{mm} \\ \text{H形鋼の断面係数} & Z = 1.2964 \cdot 10^7 \text{ mm}^3 \\ \text{最大曲げ応力度} & \sigma_{\max} = M_{\max} / Z = 76.3 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(b) せん断応力度

$$\begin{aligned} \text{最大発生せん断力} & S_{\max} = 2.91 \cdot 10^5 \text{ N} \\ \text{H形鋼の断面一次モーメント} & G = 7.7989 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \\ \text{H形鋼の断面二次モーメント} & I = 2.761 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 \\ \text{H形鋼のウェブ幅} & t = 18 \text{ mm} \\ \text{最大せん断応力度} & \tau_{\max} = S_{\max} \cdot G / (I \cdot t) = 45.7 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(c) たわみ量

$$\text{最大たわみ量} \quad \delta_{\max} = 21.7 \text{ mm}$$

(d) 地盤反力度

$$\begin{aligned} \text{最大支点反力} & Q_{\max} = 2.91 \cdot 10^5 \text{ N} \\ \text{H形鋼のフランジ幅 (単位奥行き幅)} & t = 1000 \text{ mm} \\ \text{H形鋼の接地延長} & L = 1000 \text{ mm} \\ \text{地盤反力度} & R = Q_{\max} / (t \cdot L) = 0.291 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

以上より、あらかじめH形鋼による損壊対策を実施することにより、損壊が当該箇所の通行性に対して影響がないことを確認した。

表8-15 評価結果

検討項目	評価値	評価基準値	判定
H形鋼の曲げ応力度	76.3 N/mm ²	181.4 N/mm ² * ¹	OK
H形鋼のせん断応力度	45.7 N/mm ²	102.9 N/mm ² * ¹	OK
H形鋼のたわみ量	21.7mm	26.1mm* ¹	OK
地盤の最大接地圧	0.291 N/mm ²	0.80 N/mm ² * ² (0.87 N/mm ²) * ³	OK

注記*1：H形鋼に関する評価基準値は、「道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき設定する。

*2：埋戻土の極限支持力1.2N/mm²に基づき，短期許容応力度を算定

*3：「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（日本道路協会，平成24年3月）」の支持力式（以下「支持力式」という。）に基づき算定した参考値（参考資料1及び参考資料2参照）

(参考資料1) H形鋼支持地盤の支持力評価基準値について

1. 支持力の評価基準値の考え方

「道路橋示方書・同解説 IV下部構造物編（日本道路協会，平成8年12月）」によると，基礎構造物により地表面に荷重が作用した際の地中応力の分布範囲について図1-1のとおり示されており，分散角度 θ は一般的に $30^\circ \sim 35^\circ$ とされている。

地中埋設構造物が損壊した場合，構造物内空に埋戻土が落ち込むことにより地表面付近に小規模な法面が発生すると考えられるが，当該法面とH形鋼を支持することによる地中応力の分布範囲が干渉しないよう，崩壊形状の法肩から1mの余裕を考慮した位置をH鋼の支持点として，スパン長を設定する。（図1-2及び図1-3に示す。）

以上より，当該支持点の支持力評価基準値として，島根原子力発電所の埋戻土で実施した平板載荷試験結果（極限支持力 $1.2\text{N}/\text{mm}^2$ ）に基づく短期許容応力度 $0.8\text{N}/\text{mm}^2$ を設定する。

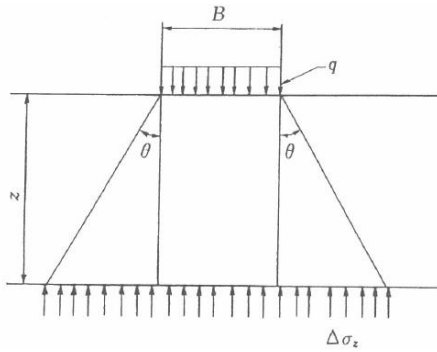


図1-1 地中応力の分布

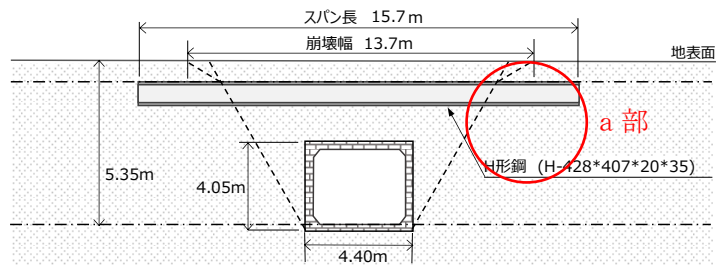
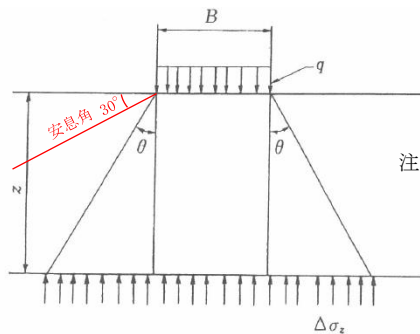


図1-2 光ケーブルダクト（No. 21ダクト）におけるH形鋼敷設の構造図及び支持点付近の地中応力影響範囲



注：道路橋示方書・同解説 IV下部構造物編（日本道路協会，平成8年12月）に，赤線で一部加筆

図1-3 a部詳細図

2. 支持力式による算定結果について

支持力式を用いて支持力評価を実施したところ、地盤の最大接地圧（発生値：0.291 N/mm²）に対して十分な安全率を有していることを確認した。

・支持力式を用いた極限支持力 q_d の算定

$$q_d = \alpha \cdot c \cdot N_c + \frac{1}{2} \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q$$

$$= 1.3 \cdot 20.0 \text{ [kN/m}^2\text{]} \cdot 30.1 + \frac{1}{2} \cdot 0.6 \cdot 19.0 \text{ [kN/m}^3\text{]} \cdot 1.0 \text{ [m]} \cdot 15.7 + 19.0 \text{ [kN/m}^3\text{]} \cdot 0 \text{ [m]} \cdot 18.4 = 782.60 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 89.49 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 0 \text{ [kN/m}^2\text{]} = 872.09 \text{ [kN/m}^2\text{]} = 0.872 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

ここで、

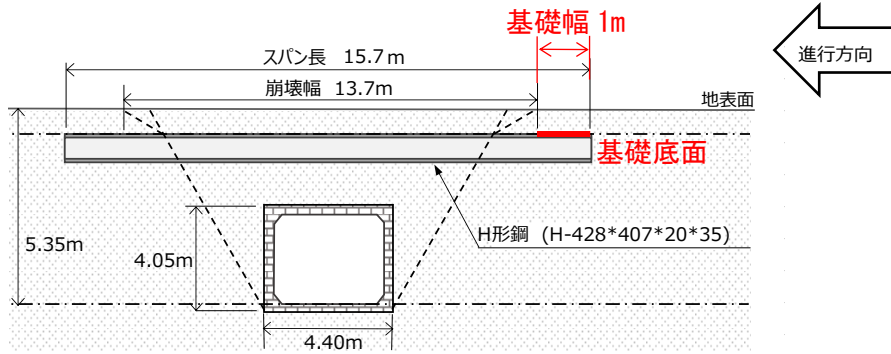
- q_d : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m²)
- c : 基礎底面より下にある地盤の粘着力 (kN/m²)
- γ_1 : 基礎底面より下にある地盤の単位体積重量 (kN/m³)
ただし、地下水位以下では水中単位体積重量とする。
- γ_2 : 基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量 (kN/m³)
ただし、地下水位以下では水中単位体積重量とする。
- α, β : 基礎底面の形状係数
- B : 基礎幅 (m)
- D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)
- N_c, N_q, N_γ : 支持力係数

基礎底面地盤の極限支持力度の算定において設定した、基礎底面の形状係数について、表2-1及び図2-1に、支持力係数について図2-2に示す。H形鋼を支持することによる地中応力の分布を考慮した基礎底面の形状については、図2-1のとおり、可搬型設備による損壊対策工への影響範囲（基礎幅1m、奥行き1m）を考慮し、正方形とした。

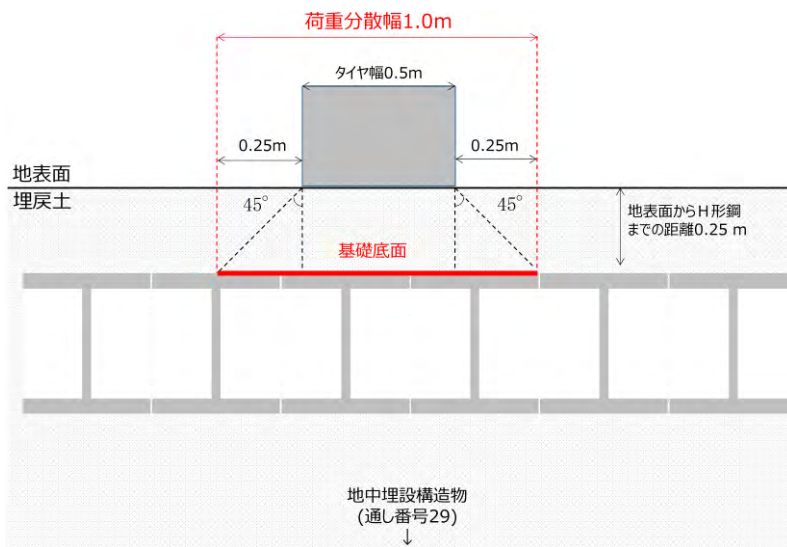
表2-1 基礎底面の形状係数

基礎底面の形状 形状係数	帯 状		
	帯 状	正方形, 円形	長方形, 小判形
α	1.0	1.3	$1 + 0.3 \frac{B}{D}$
β	1.0	0.6	$1 - 0.4 \frac{B}{D}$

D : ケーソン前面幅(m), B : ケーソン側面幅(m)
ただし、 $B/D > 1$ の場合、 $B/D = 1$ とする。

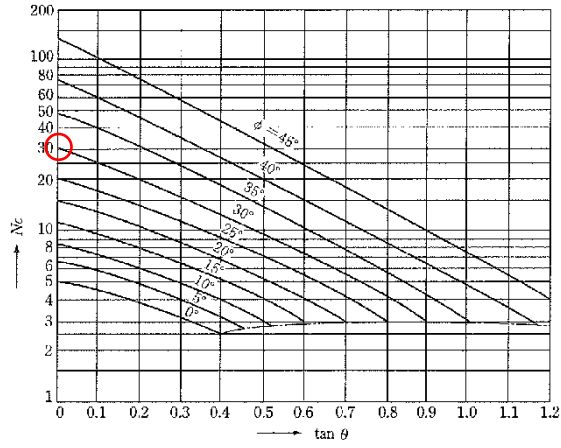


横断方向長さ

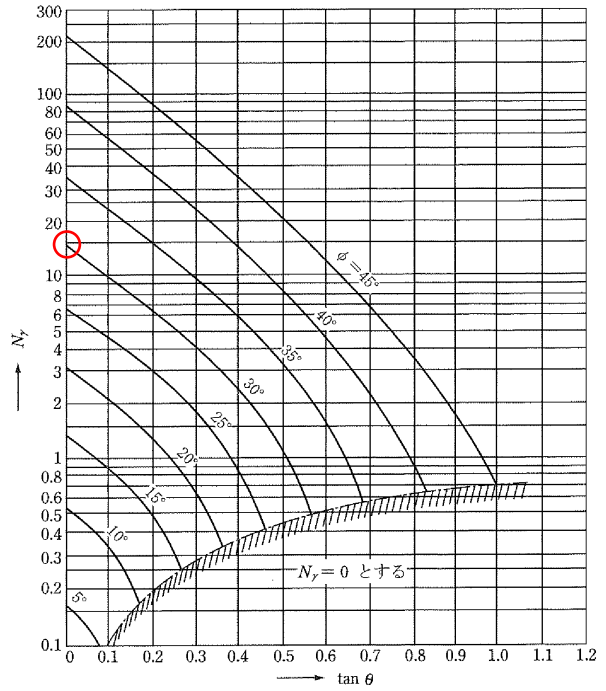


進行方向長さ

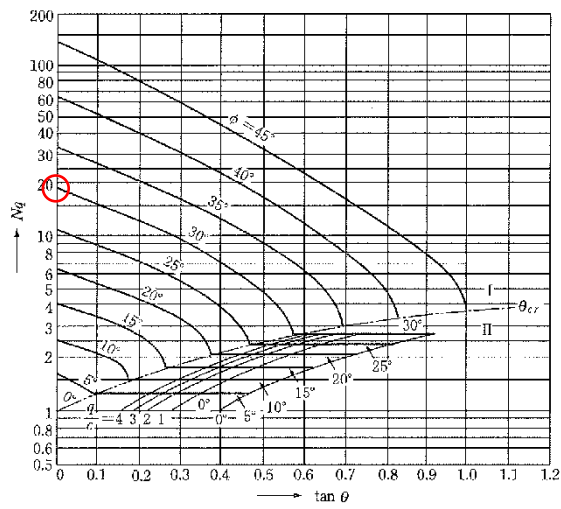
図2-1 基礎底面の形状



(支持力係数 N_c を求めるグラフ)



(支持力係数 N_γ を求めるグラフ)



(支持力係数 N_q を求めるグラフ)

図2-2 支持力係数 N_c , N_q , N_γ について

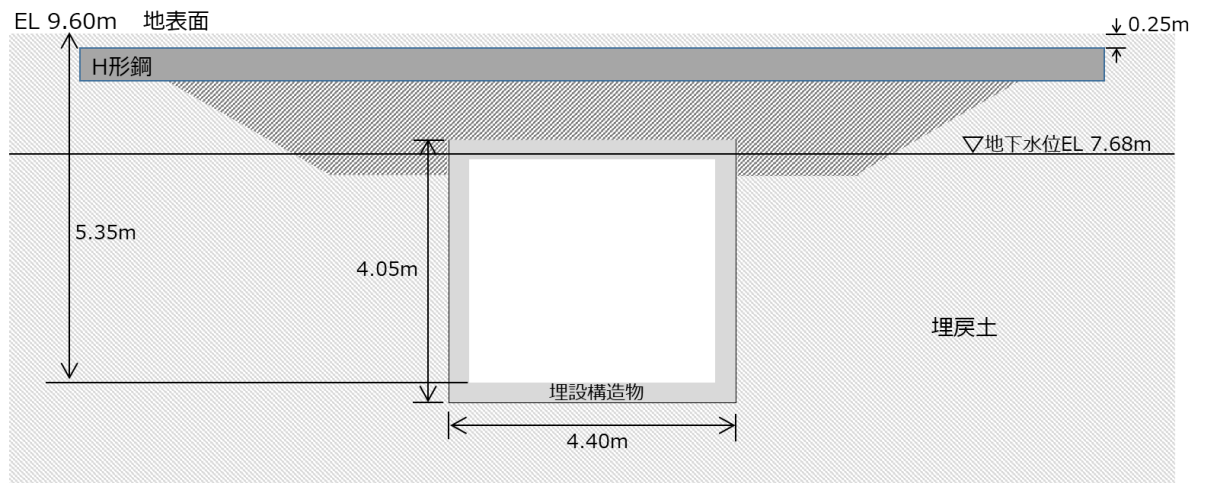
(参考資料2) H形鋼の支持地盤の安定性の確認について

1. 確認方法

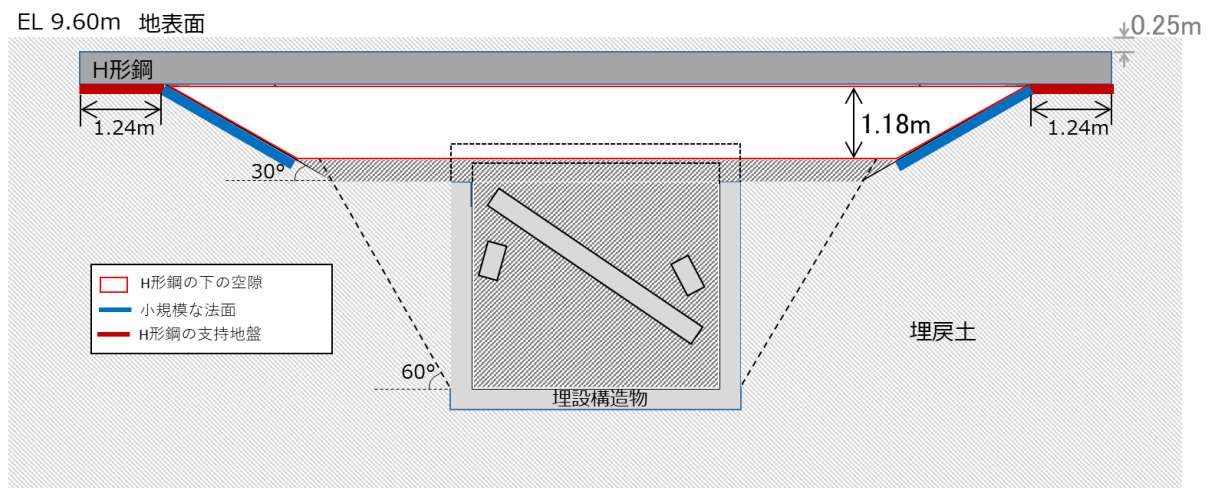
地中埋設構造物が損壊した場合、内空に埋戻土が落ち込むことにより、H形鋼の支持地盤の下に空隙ができるとともに、小規模な法面が発生すると考えられる。

ここでは、地中埋設構造物損壊後に発生するH形鋼の支持地盤について、内空幅が最大となる通し番号29 光ケーブルダクト (No. 21 ダクト) を対象に、地耐力に対する安定性の確認として、H形鋼の上を可搬型設備が走行する際のすべり安定性を確認する。

地中埋設構造物の損壊前後の地盤形状を図1-1に示す。



(損壊前)



(損壊後)

図1-1 地中埋設構造物損壊前後の地盤形状

2. 解析条件

すべり安定性の評価において設定する地盤の物性値及び荷重一覧を表 2-1 及び表 2-2 に、解析モデルの概要図を図 2-1 に示す。構内道路の埋戻土は十分に転圧、締固めされていることを踏まえ、地盤の物性値は、慣用値及びVI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に記載している物性値を参照する。また、上載荷重として可搬型設備（車両）及びH形鋼等を考慮するが、可搬型設備の車両位置については本章「8.3(3)損壊対策の設計」に示す、H形鋼に発生する支点反力が最大となる位置とする。

地下水位は、3次元浸透流解析結果に基づいて、EL 7.68m に設定する。評価基準値は、屋外のアクセスルート周辺斜面と同様に安全率 1.0 以上とする。

なお、すべり安全率の算定には、解析コード「COSTANA」を使用する。

表 2-1 解析モデルにおける地盤の物性値

地盤	単位体積重量(kN/m ³)	せん断抵抗角(°)	粘着力(kN/m ²)
埋戻土	20.0	30	20

表 2-2 評価対象のH形鋼の支持地盤における荷重一覧

	等分布荷重(kN/m)
可搬型設備	148.5
H形鋼及び舗装等	85.3



図 2-1 解析モデルの概要図

3. 評価結果

すべり安定性の評価結果を図 3-1 及び表 3-1 に示す。埋設構造物の損壊に伴い、構造物内空に埋戻土が落ち込むことにより発生するH形鋼の支持地盤について、可搬型設備の通行性に対して影響がないことを確認した。

また、通し番号 29 光ケーブルダクト (No.21 ダクト) 以外の損壊対策を行う全箇所において、H形鋼のスパン長は、可搬型設備の通行性に対して影響がないよう、想定した影響範囲の地表面の端部より 1m以上の支持地盤を確保して設定しており、これにより安定性を確保する。なお、実施工においては、舗装厚を考慮してH形鋼を埋設するため、埋設構造物の損壊後においても十分なH形鋼の支持地盤が形成される。

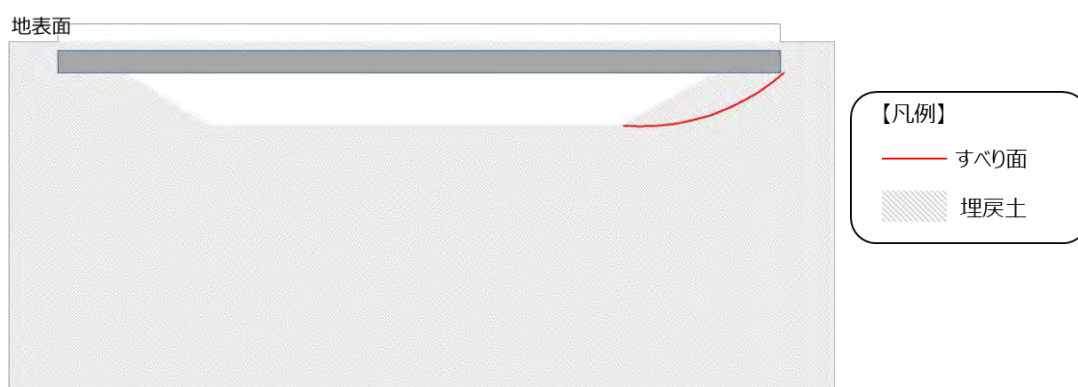


図 3-1 すべり面形状

表 3-1 すべり安全率

評価対象構造物		すべり安全率
通し番号 29 光ケーブルダクト (No. 21 ダクト)	支持地盤 : 1.24m	1.36
	支持地盤 : 1.00m	1.19*

注記* : 通し番号 29 光ケーブルダクト (No.21 ダクト) は、支持地盤 1.24m を確保するが、参考として支持地盤が 1.00m の場合の結果を記載。

8.5 車両通行性能の検証

(1) 概要

表 8-16 に示す可搬型設備を対象として、15cm 段差の通行性及び段差通行後の健全性について検証を行った。

表 8-16 可搬型設備

通し番号	設備名称
1	移動式代替熱交換設備
2	高圧発電機車
3	大量送水車
4	大型送水ポンプ車
5	可搬式窒素供給装置
6	第 1 ベントフィルタ出口水素濃度
7	タンクローリ
8	ホイールローダ
9	放水砲

(2) 検証結果

a. 15cm 段差の通行性

表 8-16 に示す各設備について、15cm 段差の通行が可能であることを確認した。

b. 段差通行後の健全性

表 8-16 に示す各設備について、15cm 段差通行後の健全性確認として、各設備の機能に応じた確認を実施し、設備が問題なく動作することを確認した。

15cm 段差通行後の健全性確認方法と確認結果を、表 8-17 に示す。

表 8-17 15 cm段差通行後の健全性確認方法及び結果

設備名称	確認事項
移動式代替熱交換設備	<ul style="list-style-type: none"> ・外観点検により、設備に要求される機能に影響を及ぼす損傷、燃料漏えい等の異常が無いことを確認した。 ・起動実験を行い、除熱機能に問題がないことを確認した。 ・走行試験により、自走機能に問題がないことを確認した。
高圧発電機車	<ul style="list-style-type: none"> ・外観点検により、設備に要求される機能に影響を及ぼす損傷、燃料漏えい等の異常が無いことを確認した。 ・起動実験を行い、発電機能に問題がないことを確認した。 ・走行試験により、自走機能に問題がないことを確認した。
大量送水車	<ul style="list-style-type: none"> ・外観点検により、設備に要求される機能に影響を及ぼす損傷、燃料漏えい等の異常が無いことを確認した。 ・起動実験を行い、送水機能に問題がないことを確認した。 ・走行試験により、自走機能に問題がないことを確認した。
大型送水ポンプ車	<ul style="list-style-type: none"> ・外観点検により、設備に要求される機能に影響を及ぼす損傷、燃料漏えい等の異常が無いことを確認した。 ・起動実験を行い、送水機能に問題がないことを確認した。 ・走行試験により、自走機能に問題がないことを確認した。
可搬式窒素供給装置	<ul style="list-style-type: none"> ・外観点検により、設備に要求される機能に影響を及ぼす損傷、燃料漏えい等の異常が無いことを確認した。 ・起動実験を行い、窒素供給機能に問題がないことを確認した。 ・走行試験により、自走機能に問題がないことを確認した。
第1ベントフィルタ出口 水素濃度	<ul style="list-style-type: none"> ・外観点検により、設備に要求される機能に影響を及ぼす損傷、燃料漏えい等の異常が無いことを確認した。 ・起動実験を行い、水素濃度測定機能に問題がないことを確認した。 ・走行試験により、自走機能に問題がないことを確認した。
タンクローリ	<ul style="list-style-type: none"> ・外観点検により、設備に要求される機能に影響を及ぼす損傷、燃料漏えい等の異常が無いことを確認した。 ・起動実験を行い、給油機能に問題がないことを確認した。 ・走行試験により、自走機能に問題がないことを確認した。
ホイールローダ	<ul style="list-style-type: none"> ・外観点検により、設備に要求される機能に影響を及ぼす損傷、燃料漏えい等の異常が無いことを確認した。 ・起動実験を行い、がれき撤去等アクセスルート確保に問題がないことを確認した。 ・走行試験により、自走機能に問題がないことを確認した。
放水砲	<ul style="list-style-type: none"> ・外観点検により、設備に要求される機能に影響を及ぼす損傷、燃料漏えい等の異常が無いことを確認した。 ・放水試験を行い、放水機能に問題がないことを確認した。 ・走行試験により、けん引等による自走機能に問題がないことを確認した。

9. 屋外のアクセスルートの側方流動評価について

9.1 概要

液状化に伴う側方流動による影響評価については、アクセスルートを対象とした有効応力解析を行い、アクセスルートの通行性への影響を評価する。ここでは、側方流動評価の評価条件の詳細を説明する。

9.2 評価方法

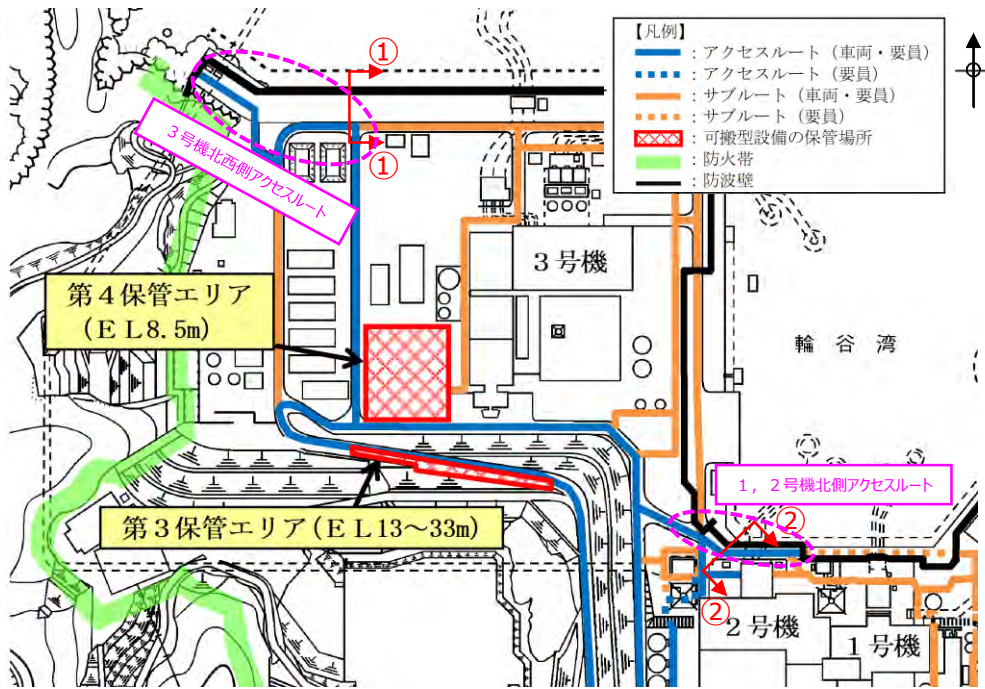
液状化に伴う側方流動による影響評価については、水際線よりおおむね100mの範囲に位置し、埋戻土の層厚、範囲等を考慮して選定したアクセスルートを対象とした有効応力解析を行い、アクセスルートの通行性への影響を評価する。

海岸付近のアクセスルート横断面を図9-1に示す。3号機北西側アクセスルート(①-①断面)は、1, 2号機北側アクセスルート(②-②断面)と比較して埋戻土層厚が厚いことから、液状化に伴う側方流動の影響が大きい。また、1, 2号機北側アクセスルートは防波壁(多重鋼管杭式擁壁)に近接しており、液状化に伴う側方流動が抑制される。さらに、図9-2の3号機北西側におけるアクセスルート(縦断面)と図9-3の3号機北西側における防波壁(波返重力擁壁)(縦断面)に示す(③-③断面)は、岩盤面の傾斜に伴い埋戻土の層厚が変化する区間1(埋戻層厚:約0.9~23.5m)と、岩盤面がおおむね水平で埋戻土の層厚が同等に最も厚い、区間2(埋戻層厚:約22.0~24.7m)に分類されるが、区間2は、a-a断面に示すように、アクセスルート北側における岩盤面が深く、防波壁背面の埋戻土及び砂礫層が厚く堆積しており、側方流動の影響が大きいと想定される。なお、(③-③断面)全区間の岩盤面の傾斜は最大1:0.7程度であり、地下水位を地表面とした場合の液状化及び揺すり込みによる傾斜は最大5%程度のため、許容値15%を下回る。

以上を踏まえ、評価対象として水際線から約40m離れた3号機北西側アクセスルート(①-①断面)を選定する。

通行性への影響評価については、評価対象に対して2次元有効応力解析に基づく検討を実施する。2次元有効応力解析には、解析コード「FLIP」を使用する。

なお、解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5-40「計算機プログラム(解析コード)の概要「FLIP」に示す。



全体平面図

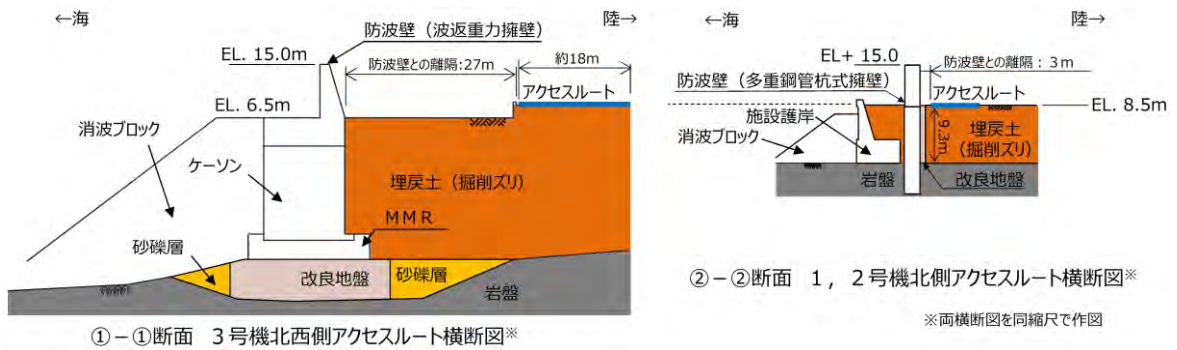
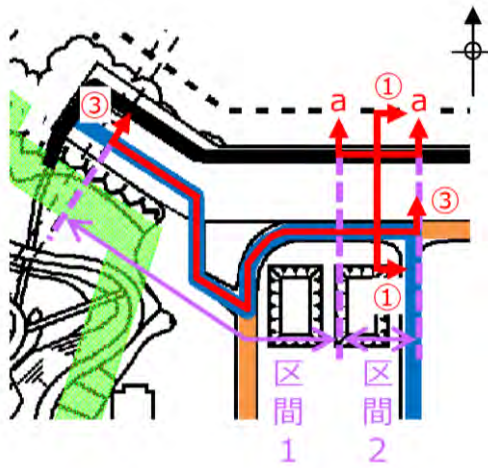
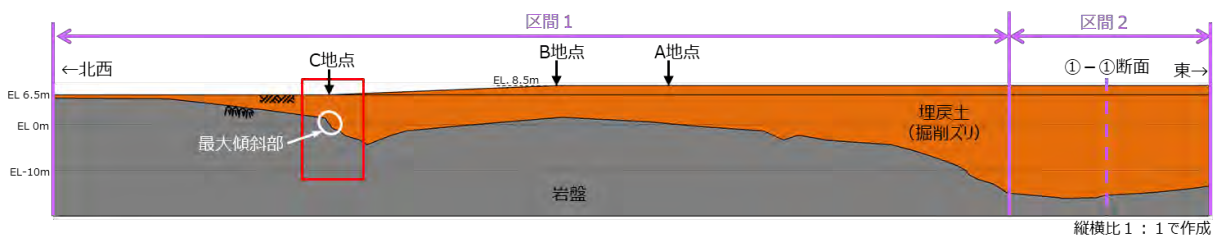


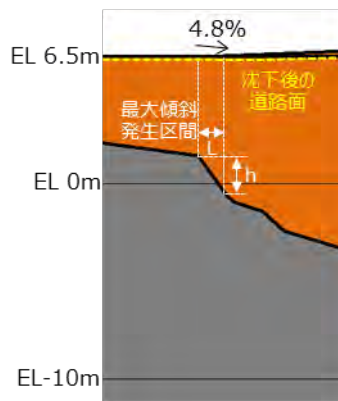
図9-1 海岸付近のアクセスルート横断面



3号機北西側アクセスルート拡大図



③-③断面



最大傾斜発生区間における最大傾斜量

$$\text{相対沈下量} : D = h \cdot \text{沈下率} = (7.09 - 5.09) \cdot 0.035 = 0.07(\text{m})$$

$$\text{不等沈下による傾斜} : S = D \div L \cdot 100 = 0.07 \div 1.47 \cdot 100 \approx 4.8(\%)$$

図 9-2 3号機北西側におけるアクセスルート (縦断図)

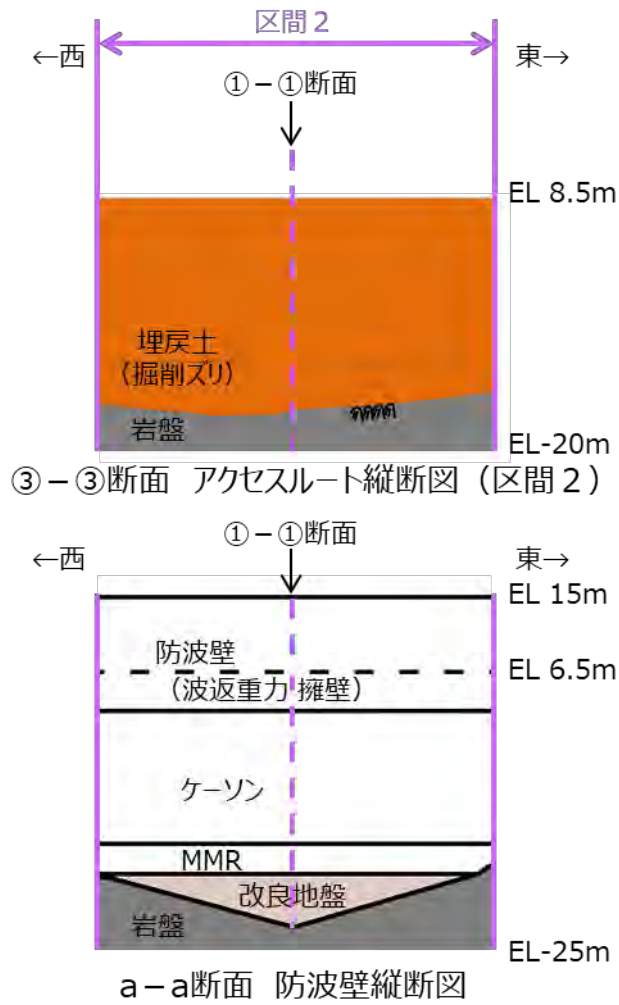


図 9-3 3号機北西側における防波壁 (波返重力擁壁) (縦断図)

9.3 解析方法

9.3.1 入力地震動

入力地震動は、基準地震動 S_s を解析モデル下端 (EL -50m) まで引き上げた波形を用いる。

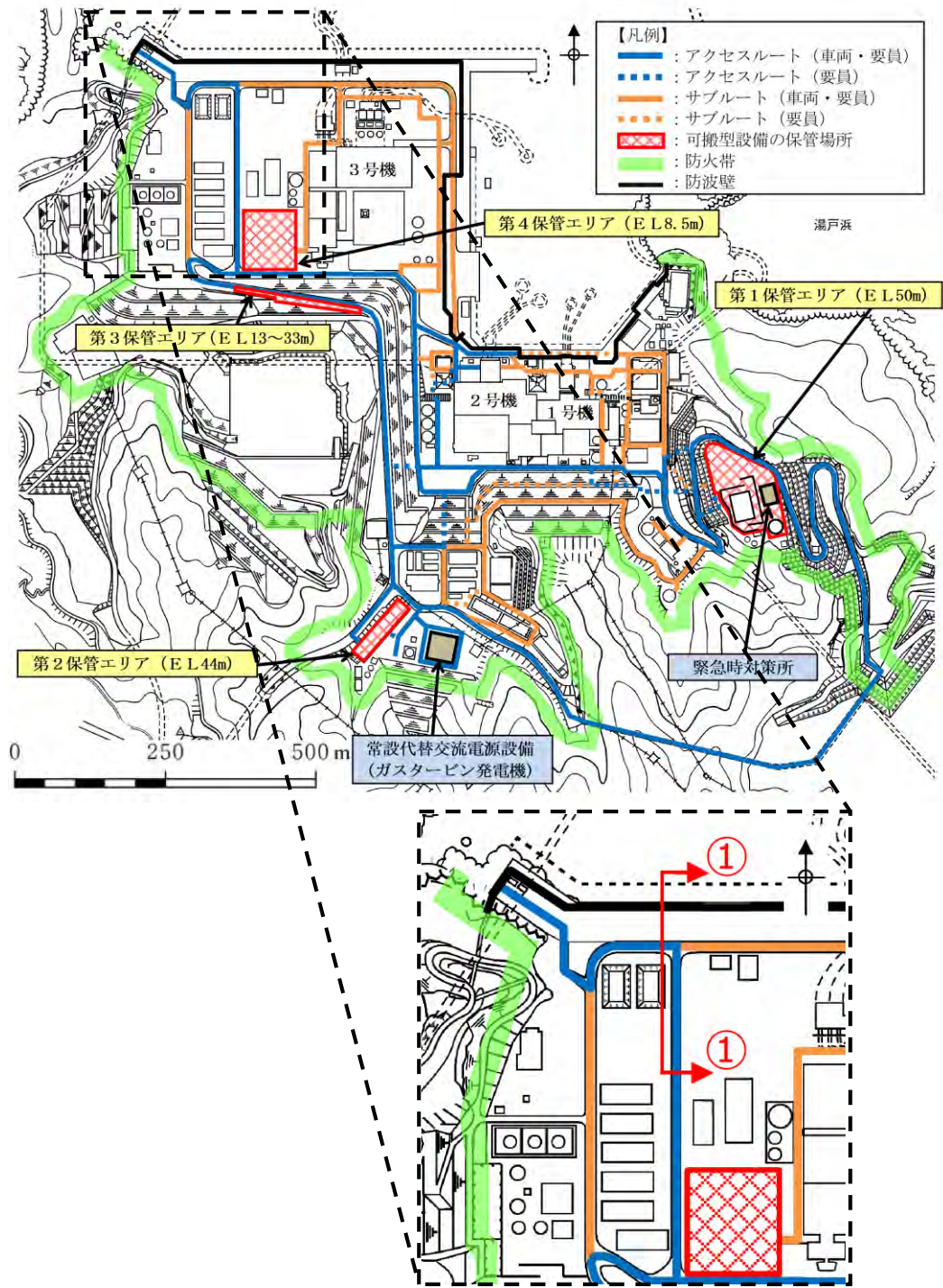
なお、敷地ごとに震源を特定して策定する地震動による基準地震動 ($S_s - D$, $S_s - F1$, $S_s - F2$) においては、繰返し応力及び繰返し回数に着目し、水平最大加速度が大きく、継続時間が長い地震動が液状化評価において最も厳しいと考えられることから、検討用地震動は $S_s - D$ を基本とする。

また、地下水位を海水面とした検討ケースについては、念のため震源を特定せず策定する地震動である $S_s - N1$, $S_s - N2$ (NS) 及び $S_s - N2$ (EW) に対しても評価を実施し、側方流動に支配的な地震動を確認した上で、地下水位を地表面とした検討ケースで評価を実施する。

9.3.2 解析モデル及び諸元

(1) 解析モデル

側方流動検討箇所的位置図を図9-4に、地質断面図を図9-5に、解析モデル図を図9-6に示す。なお、解析モデルは、VI-2-10-2-2-1「防波壁（波返重力擁壁）の地震応答計算書」で設定している防波壁（波返重力擁壁）の地震応答解析モデル（②-②断面）を用いる。



側方流動検討位置図

図9-4 側方流動検討箇所の位置図

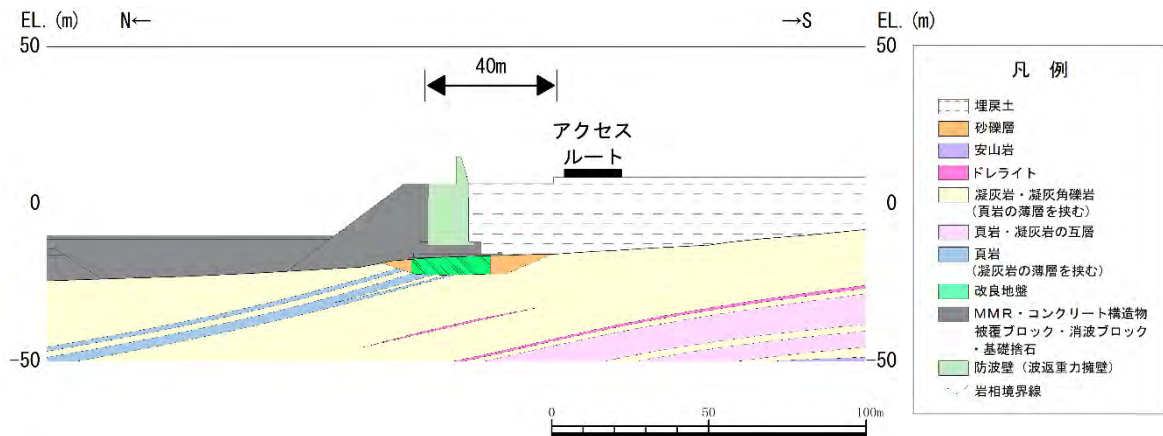


図 9-5 側方流動検討箇所の地質断面図

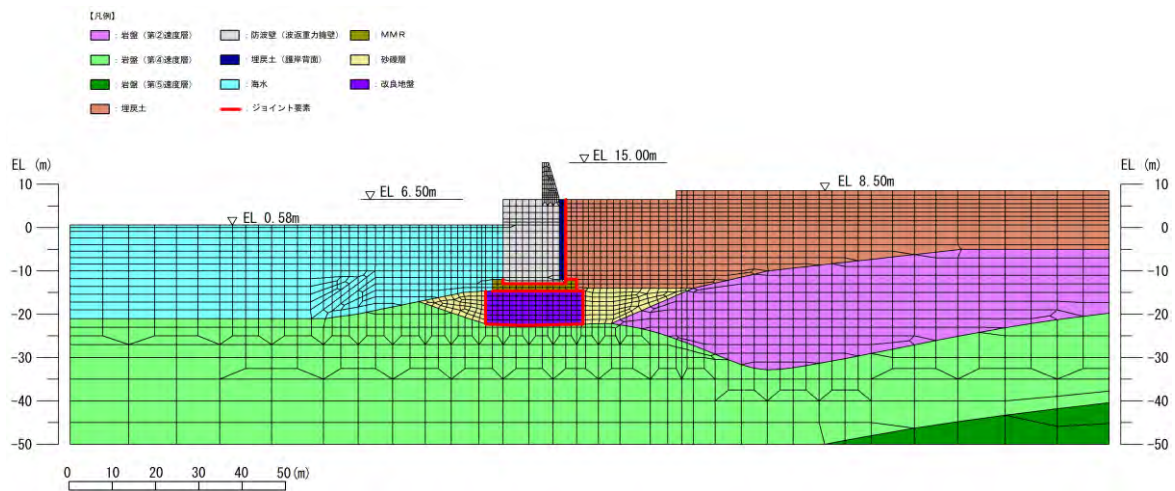
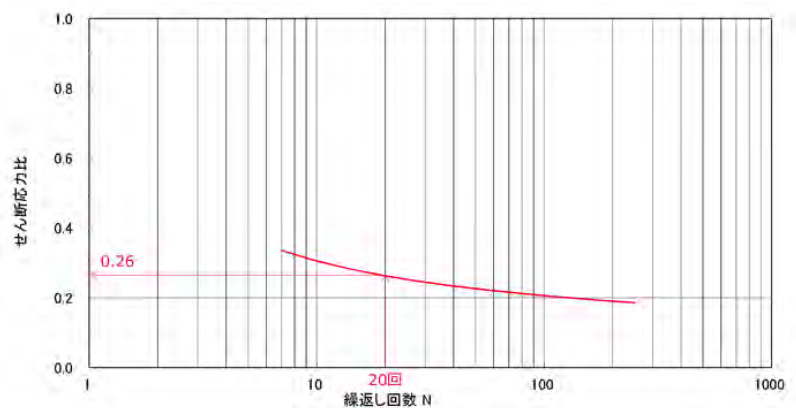


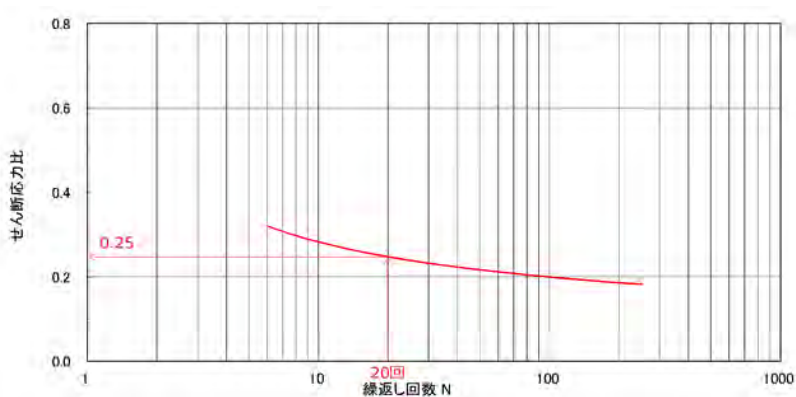
図 9-6 解析モデル図

(2) 地盤物性値

解析用地盤物性値はVI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき設定し、当該箇所液状化対象層として分布する埋戻土及び砂礫層については液状化に伴う側方流動を考慮できるよう図9-7に示すとおり液状化パラメータを設定する。



埋戻土（掘削）



砂礫層

図9-7 液状化パラメータ

(3) 地下水位

側方流動の評価における地下水位については、海水面を朔望平均干潮位EL 0.58mとして設定するが、3次元浸透流解析結果を踏まえ、保守的に地表面とした場合の検討についても実施する。

9.4 評価結果

液状化に伴う側方流動による影響評価結果を図9-8に示す。

評価の結果、アクセスルート（約18m）のうち南側の4mは一様に沈下しており、北側へ向けて緩やかに傾斜しているが、南側における鉛直方向の相対変形量は10cmと小さく、側方流動による段差評価への影響はない。

以上のことから、3号機北西側アクセスルート位置において、側方流動による残留鉛直変位量は小さく段差等も生じていないことから、側方流動が通行性に対して影響を及ぼさないことを確認した。

また、海岸付近のアクセスルートは、第4保管エリアから2号機放水接合槽へのシルトフェンスの車両運搬時に使用するが、万一、想定を上回る沈下が発生し、通行に支障が生じた場合は、段差復旧用の砕石等を用いて重機により仮復旧を行う。仮復旧できない場合には、緊急時対策要員7名にて人力により運搬*する。

注記*：2号機放水接合槽と輪谷湾へのシルトフェンス設置作業の想定時間は、13時間であり、シルトフェンスの設置完了目安である手順着手後24時間に対して、時間的に余裕がある。また、2号機放水接合槽までのシルトフェンスの運搬は、車両を用いて行うが、通行に支障が生じた場合でも、上記時間余裕内で緊急時対策要員7名の人力による運搬も可能である。

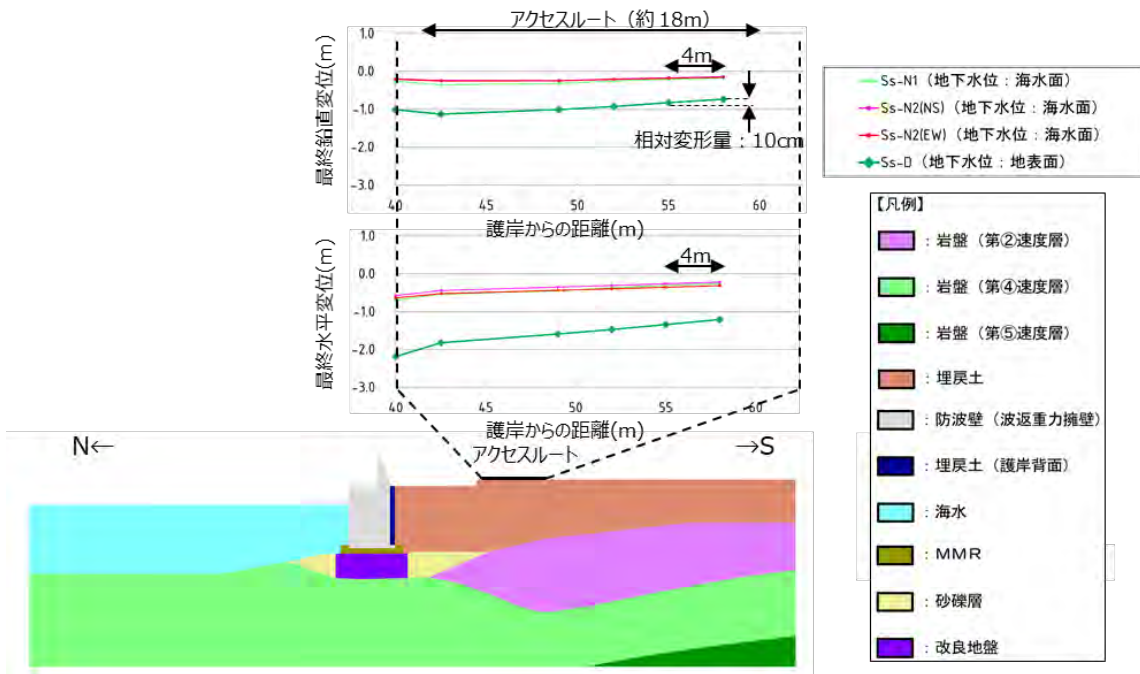


図9-8 液状化に伴う側方流動による影響評価結果