

女川原子力発電所2号炉 防潮堤の構造成立性評価結果について

平成31年1月15日
東北電力株式会社

1. 構造成立性評価の基本方針	2
2. 地盤改良範囲設定の考え方	7
3. 構造成立性評価断面の選定	12
4. 構造成立性評価地震波の選定	18
5. 構造成立性評価における解析条件	23
6. 鋼管式鉛直壁(一般部)の構造成立性検討結果(断面:地点④)	52
7. 盛土堤防の構造成立性検討結果(断面:地点⑤)	75
8. 構造成立性評価における裕度及び裕度向上方針について	82
9. 止水性に係る検討結果(二次元浸透流解析)	91
10. まとめ	95

参考文献

1. 構造成立性評価の基本方針

1. 構造成立性評価の基本方針

1.1 構造成立性評価の概要

- 女川原子力発電所防潮堤の設計方針については、第548回審査会合（平成30年2月13日）及び第556回審査会合（平成30年3月20日）において、防潮堤の沈下対策後の構造における設計方針について説明した。
- 設置許可段階において、基本設計の成立性を確認するため、防潮堤の基本構造が設置許可基準規則の各条文（第3条※¹、第4条、第5条）に適合する見通しであること（構造成立性）を示すこととし、第589回審査会合（平成30年6月19日）において、構造成立性の見通しとして、地震時、津波時及び重畳時（津波＋余震時）における評価結果を示した。
- 今回、第589回審査会合（平成30年6月19日）で示した現状構造での評価に対する裕度向上対策として、頂部はり※²を取り外すことを想定した評価を実施した（5、6章）。また、実際の入力津波水位を想定した評価を実施した（8章）。
- その上で工認段階における詳細設計時の荷重増分要因に対しても裕度が確保されることを確認した（8章）。
- なお、荷重等の評価条件は現時点のものであり、今後変更となった場合は設計に反映することとする※³。

※1:本資料は、主に第4条、第5条への適合性についてまとめている。第3条の適合性については、今後の基礎地盤の安定性評価の審査において別途説明予定である。

※2:沈下時に機能を期待していたが、沈下しない設計に変更したため、役割を期待しない。

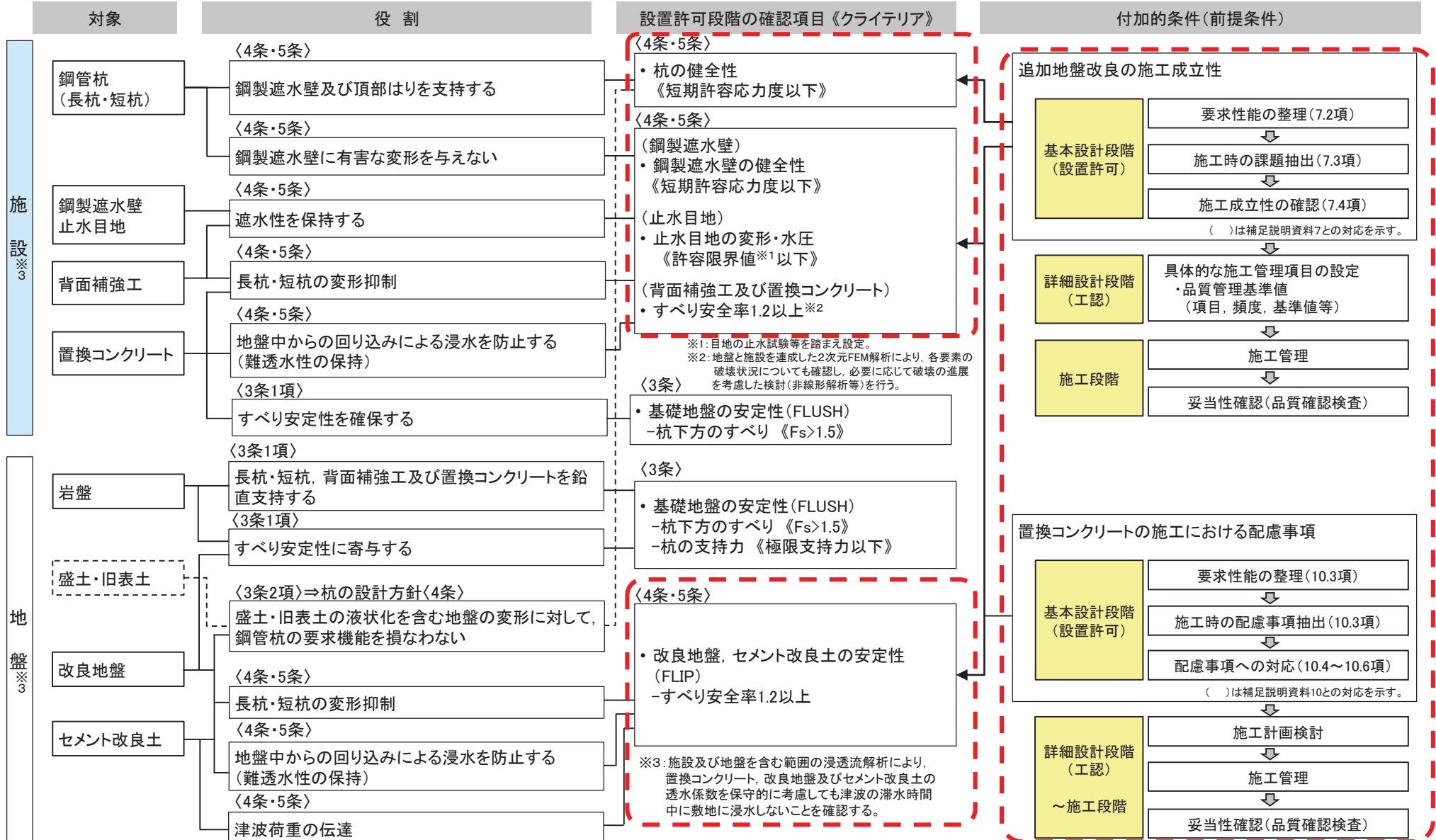
※3:詳細設計時に万一裕度が確保できなくなった場合には、追加の裕度向上対策の実施により対応する。

1. 構造成立性評価の基本方針

1.2 構造成立性評価における確認項目[鋼管式鉛直壁(一般部)]

- 鋼管式鉛直壁(一般部)における設置許可段階の確認項目を示す。

 : 本資料における確認項目(4・5条)

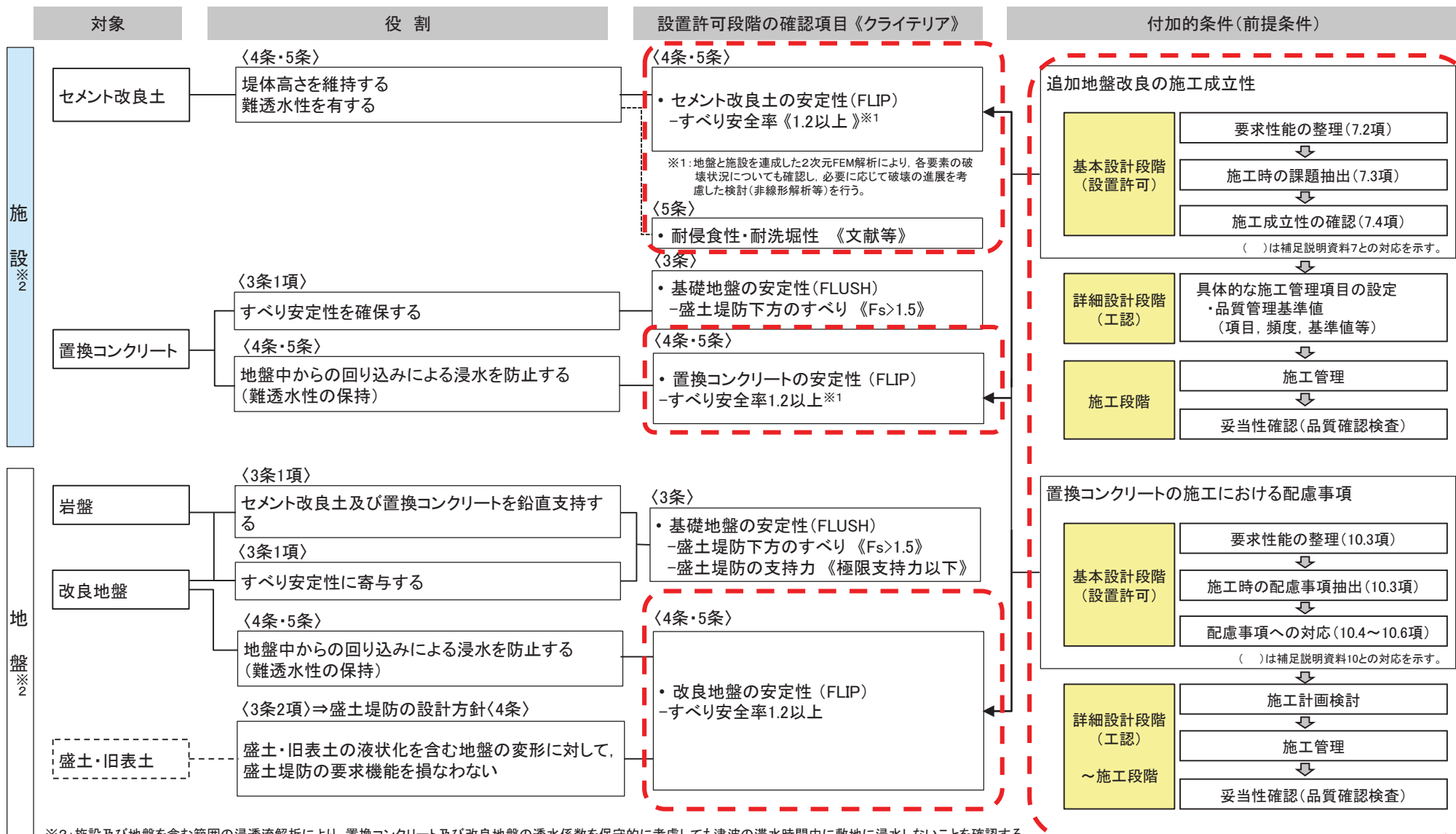


1. 構造成立性評価の基本方針

1.2 構造成立性評価における確認項目[盛土堤防]

- 盛土堤防における設置許可段階の確認項目を示す。

 : 本資料における確認項目(4・5条)

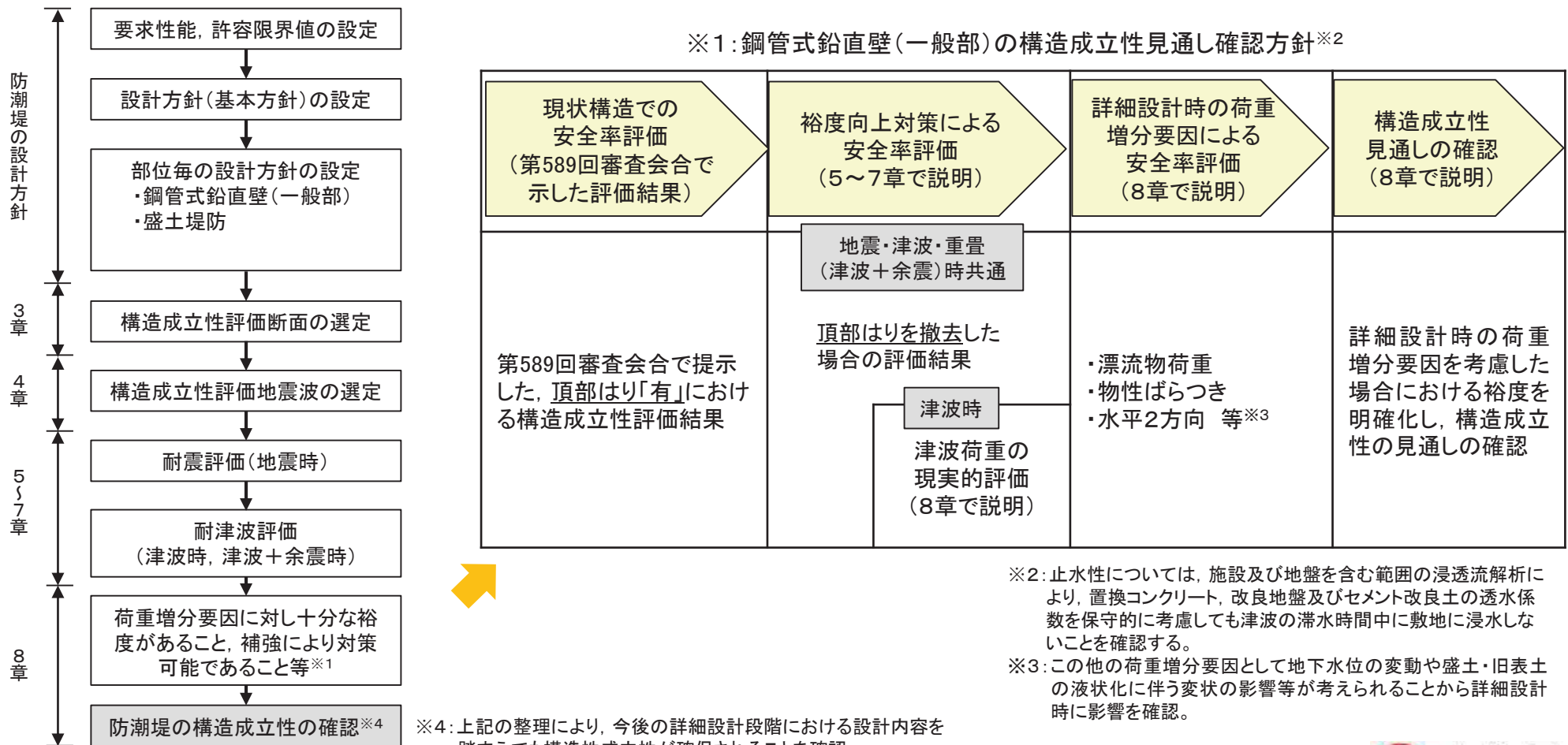


※2: 施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、置換コンクリート及び改良地盤の透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを確認する。

1. 構造成立性評価の基本方針

1.3 構造成立性見通し確認方針

- 鋼管式鉛直壁（一般部）について、第589回審査会合（平成30年6月19日）において、現状構造における構造成立性評価結果を示したが、今回は裕度向上対策として頂部はりを撤去した場合における評価結果を示した（5～7章）。また、現実的評価をした津波荷重での裕度向上結果を本章に示す。
- その上で、詳細設計時の荷重増分要因を考慮した場合の裕度を明確化し、構造成立性を見通しを確認する。
- 盛土堤防については7章の構造成立性評価結果により、十分裕度があることが確認できる。
- なお、詳細設計時に万一裕度が確保できなくなった場合には、追加の裕度向上対策（置換コンクリート幅の拡大、背面補強工のかさ上げ等）の実施により対応する。



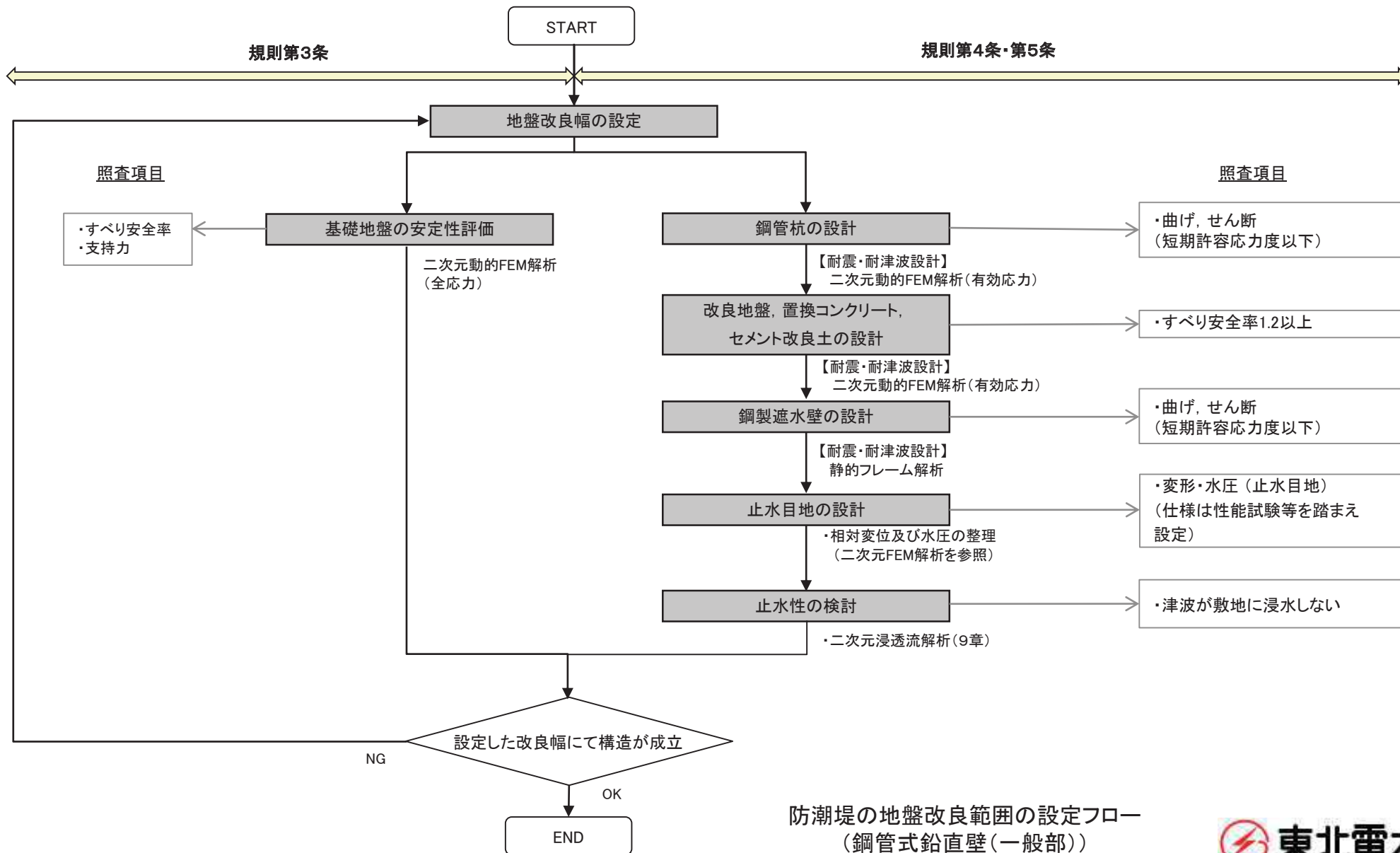
防潮堤の構造成立性評価の流れ

2. 地盤改良範囲設定の考え方

2. 地盤改良範囲設定の考え方

2.1 地盤改良範囲の設定フロー[鋼管式鉛直壁(一般部)]

- 鋼管式鉛直壁(一般部)の地盤改良範囲は、規則第3条～第5条を満足するよう、以下のフローで設定する。

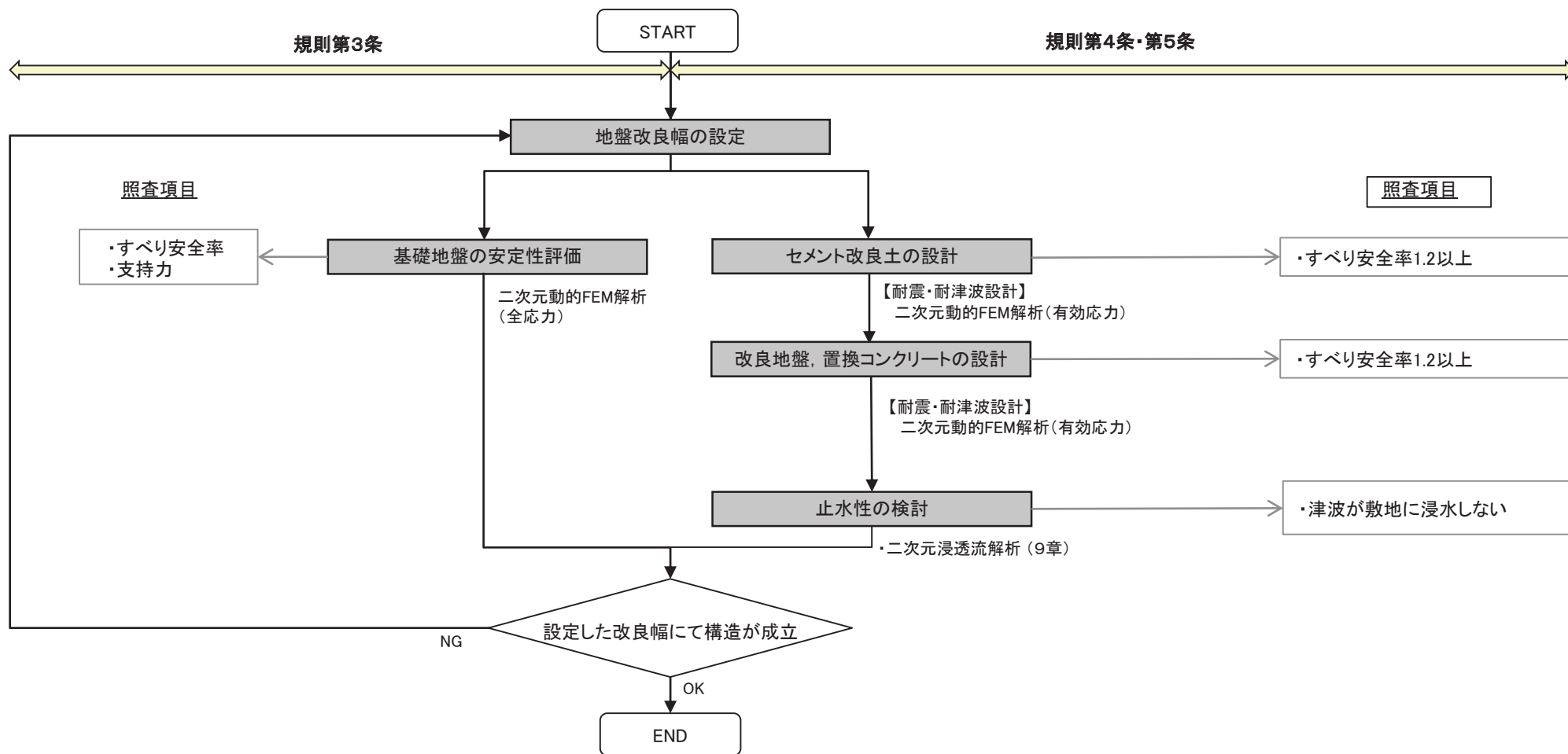


防潮堤の地盤改良範囲の設定フロー
(鋼管式鉛直壁(一般部))

2. 地盤改良範囲設定の考え方

2.1 地盤改良範囲の設定フロー[盛土堤防]

- 盛土堤防の地盤改良範囲は、規則第3条～第5条を満足するよう、以下のフローで設定する。



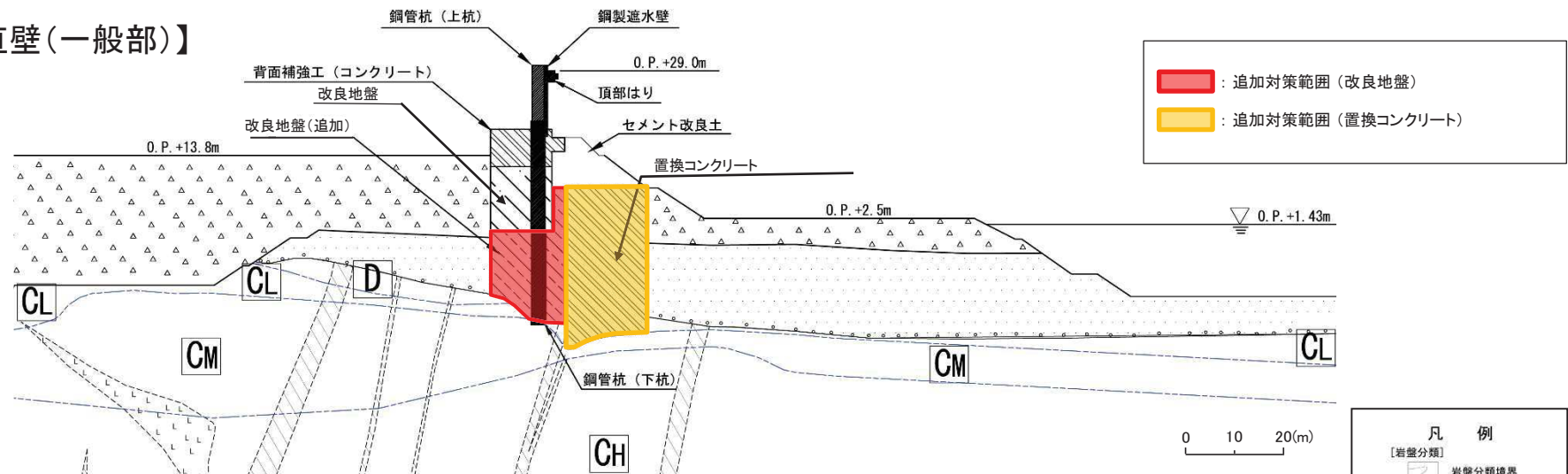
防潮堤の地盤改良範囲の設定フロー
(盛土堤防)

2. 地盤改良範囲設定の考え方

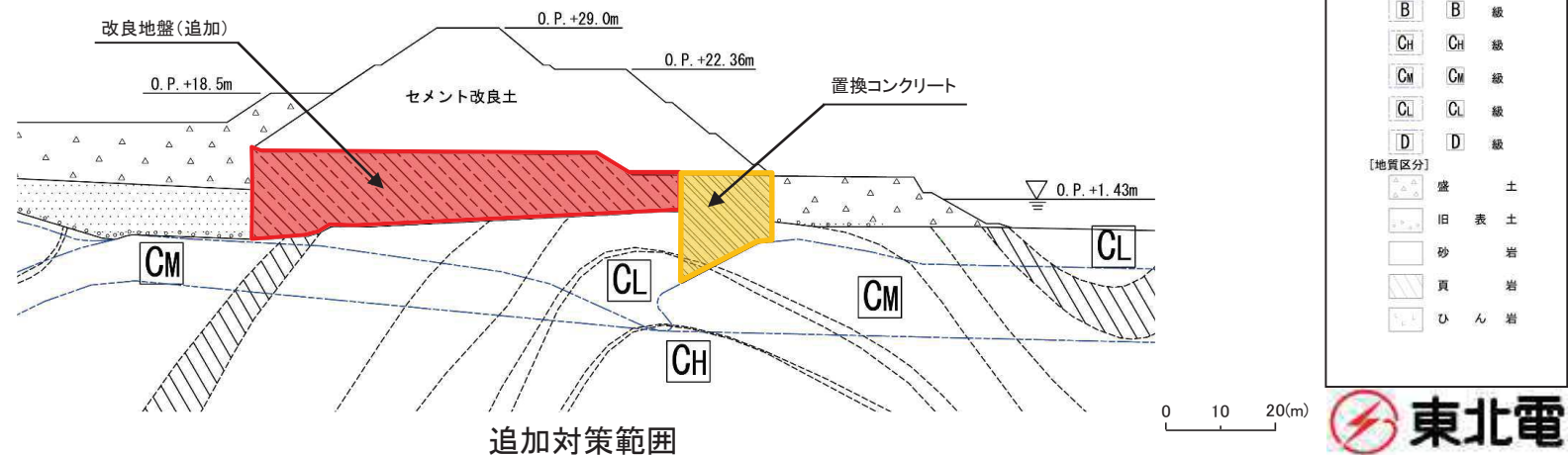
2.2 地盤改良範囲の設定

- 設定した追加対策範囲を以下に示す。
- 防潮堤直下(鋼管式鉛直壁(一般部):既設改良地盤直下, 盛土堤防:セメント改良土直下)は沈下防止の観点から岩盤上面まで改良する。
- また, 防潮堤前面(海側)の一部は, 基礎地盤のすべり安定性確保の観点から C_M 級以上の岩盤上面まで置換コンクリート(設計基準強度 $f'_{ck} = 30N/mm^2$)で改良する。

【鋼管式鉛直壁(一般部)】



【盛土堤防】



凡 例	
[岩盤分類]	
	岩盤分類境界
	B 級
	CH 級
	CM 級
	CL 級
	D 級
[地質区分]	
	盛 土
	旧 表 土
	砂 岩
	頁 岩
	ひ ん 岩

2. 地盤改良範囲設定の考え方

2.3 追加の地盤改良による設計上の課題とその対応方針

- 既設の改良地盤の下部他を対象として新たに地盤改良を行うことによる設計上の課題とその対応方針を整理した。
- 地盤改良に伴う設計条件の変更は、適切に設計に反映する。

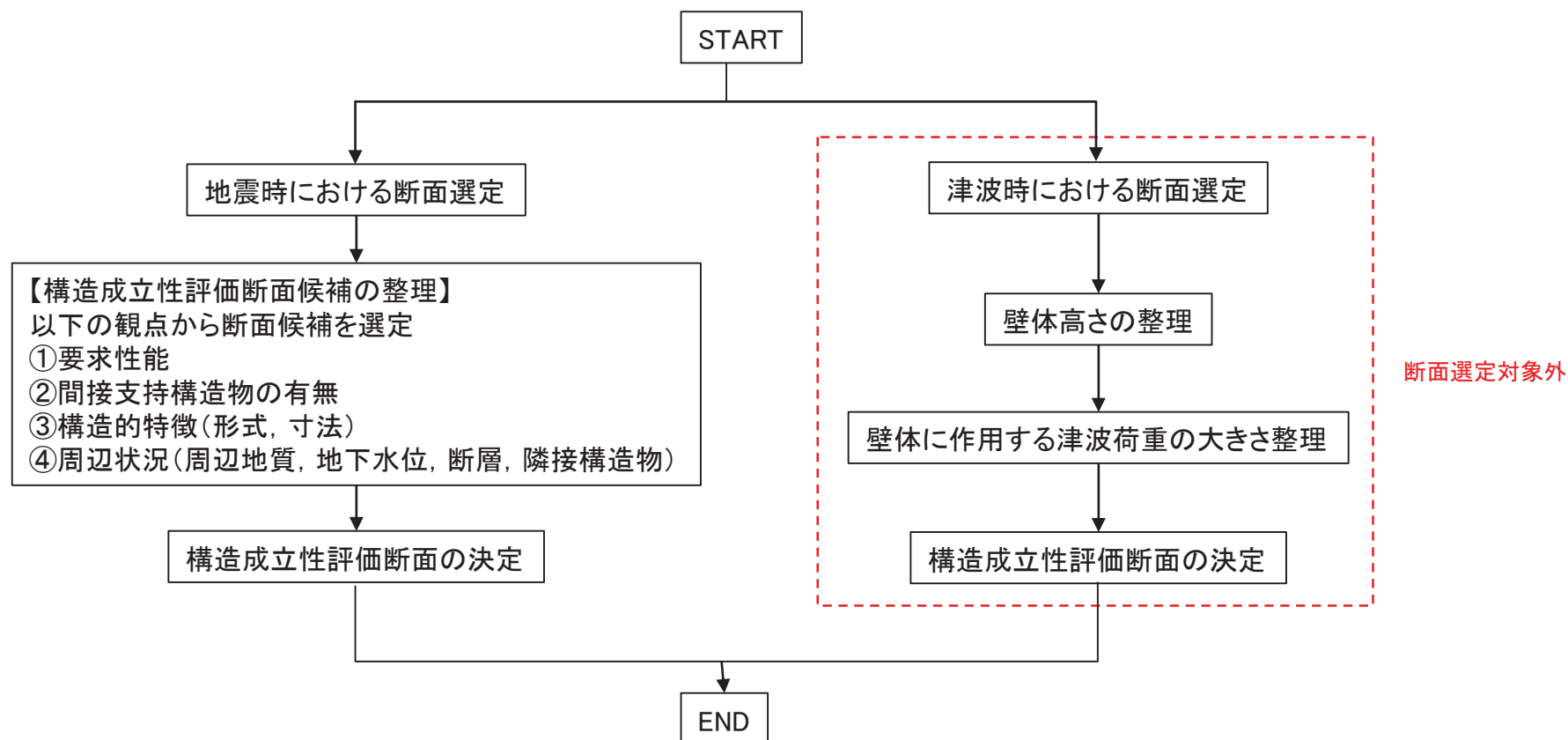
追加の地盤改良に関する設計上の課題

地盤改良による設計上の課題		対応方針	提示時期
分類	概要		
地下水位設定	<ul style="list-style-type: none"> • 防潮堤下部の地下水の流況が変わることにより、防潮堤の設計に用いる地下水位に変更が生じる。 	<ul style="list-style-type: none"> • 鋼管式鉛直壁(一般部)は朔望平均満潮位(O.P.+1.43m)として設定する。 • 鋼管式鉛直壁(岩盤部)は地表面に設定する。 • 盛土堤防の海側は朔望平均満潮位(O.P.+1.43m)として設定し、山側は地表面に設定する。 	設置許可段階
		<ul style="list-style-type: none"> • 三次元浸透流解析の結果を踏まえ保守性を確認の上、設定する。 • 地下水位低下設備の影響等により、山側の地下水位が岩盤表面まで低下して、防潮堤前後での水位差が大きくなった場合の影響を検討する(詳細は8.5参照)。 	工認段階
地震時応答	<ul style="list-style-type: none"> • 施設直下の地層構造が盛土・旧表土から改良地盤に変更されたことにより、防潮堤や周辺構造物の地震時応答が変化する。 	<ul style="list-style-type: none"> • 防潮堤の設計においては、周辺地盤を改良することに伴う物性の変化を解析モデルに適切に反映する。 	設置許可段階
		<ul style="list-style-type: none"> • 防潮堤が解析モデル範囲に含まれる等、防潮堤周辺を地盤改良することによる影響が考えられる施設について、その影響を確認する。 	工認段階
ひび割れによる浸水経路化	<ul style="list-style-type: none"> • 地震により、改良地盤内に貫通ひび割れが形成され、浸水経路化する。 	<ul style="list-style-type: none"> • 地盤改良範囲の設定に当たり、改良地盤内が浸水経路化するような破壊が生じないことを確認する(6, 7章)。 	設置許可段階
周辺施設との干渉	<ul style="list-style-type: none"> • 地盤改良の施工にあたり、周辺施設と干渉する可能性がある。 	<ul style="list-style-type: none"> • 地盤改良範囲の設定にあたり、改良範囲と周辺施設との離隔等から、その影響を考慮する(補足説明資料7)。 	設置許可段階

3. 構造成立性評価断面の選定

3.1 構造成立性評価断面選定フロー

- 防潮堤は敷地前面に広範囲にわたり設置することから、構造的特徴や周辺地質状況等を踏まえて、以下のフローに基づき構造成立性における評価断面を選定する。
- 鋼管式鉛直壁(岩盤部)については、鋼管杭がすべて岩盤内に設置されており、鋼管式鉛直壁(一般部)と比較して地震時の応答が相対的に小さくなることから、鋼管式鉛直壁(一般部)の評価に代表させる。
- 鋼管式鉛直壁(一般部)及び盛土堤防においては、断面によって防潮堤高さ及び入力津波高さが変わらないことから、津波時に対応した断面選定は不要である。
- なお、工認段階では、必要に応じて構造成立性確認において選定した地点以外の断面も選定し評価を行う。



3.2.1 鋼管式鉛直壁(一般部)①

- 下表のとおり①要求機能, ②間接支持する設備, ③構造的特徴, ④周辺状況の観点にて構造成立性評価断面候補を整理した。
- その結果, ④周辺状況のうち, 周辺地質状況を踏まえた候補断面を選定することとした。

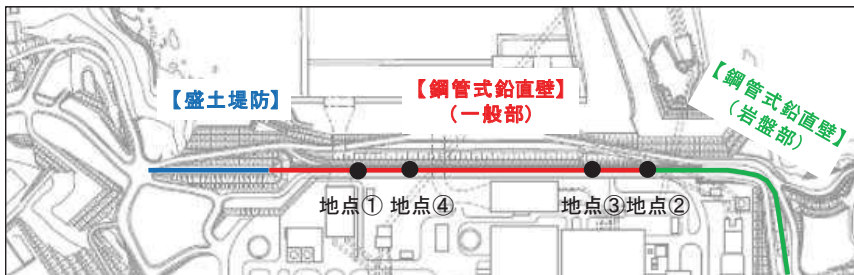
構造成立性評価断面候補の整理(鋼管式鉛直壁(一般部))

		鋼管式鉛直壁(一般部)	要求機能及び観点による整理
①要求機能		・止水	・要求機能による断面選定は不要である
②間接支持する設備		・なし	・間接支持する設備による断面選定は不要である
③構造的特徴		・線状構造物(杭基礎) ・鋼管式鉛直壁(岩盤部), 盛土堤防部と接続	・改良地盤より上方の構造は同一の断面となっており, 防潮堤の構造的特徴による断面選定は不要である ・境界部については, 防潮堤直下の地盤改良により不連続な挙動が解消されるが, 念のため工認段階で照査する
④周辺状況	周辺地質	・鋼管杭(長杭)は, C_M 級以上の岩盤に設置されている ・鋼管杭(短杭)は, 改良地盤に設置されている ・断面位置により, 岩盤深さ(改良地盤厚さ)が異なる ・周辺に液状化検討対象層(盛土・旧表土)が分布	・長尺構造物であり, 位置に応じて岩盤深さ, 改良地盤厚さ, 岩級区分, 盛土・旧表土の周辺状況が異なるため, 候補断面の選定が必要である
	地下水位	・防潮堤海・山側共に朔望平均満潮位(O.P.+1.43m)として設定している	・地下水位による断面選定は不要である
	断層	・改良地盤を介して, SF-2断層と接する	・改良地盤を介しての影響が想定されるため, 工認段階で確認する
	隣接構造物	・2号炉取水路 ・3号炉取水路 ・3号炉放水路	・岩盤内のトンネルであり, 上方の防潮堤には影響しないため断面選定は不要である(3号炉放水路) ・基準地震動 S_s に対する構造健全性評価により損傷しないことを確認するため断面選定は不要である(2号炉取水路, 3号炉取水路)

上記より, 周辺地質状況を踏まえた候補断面を抽出する。

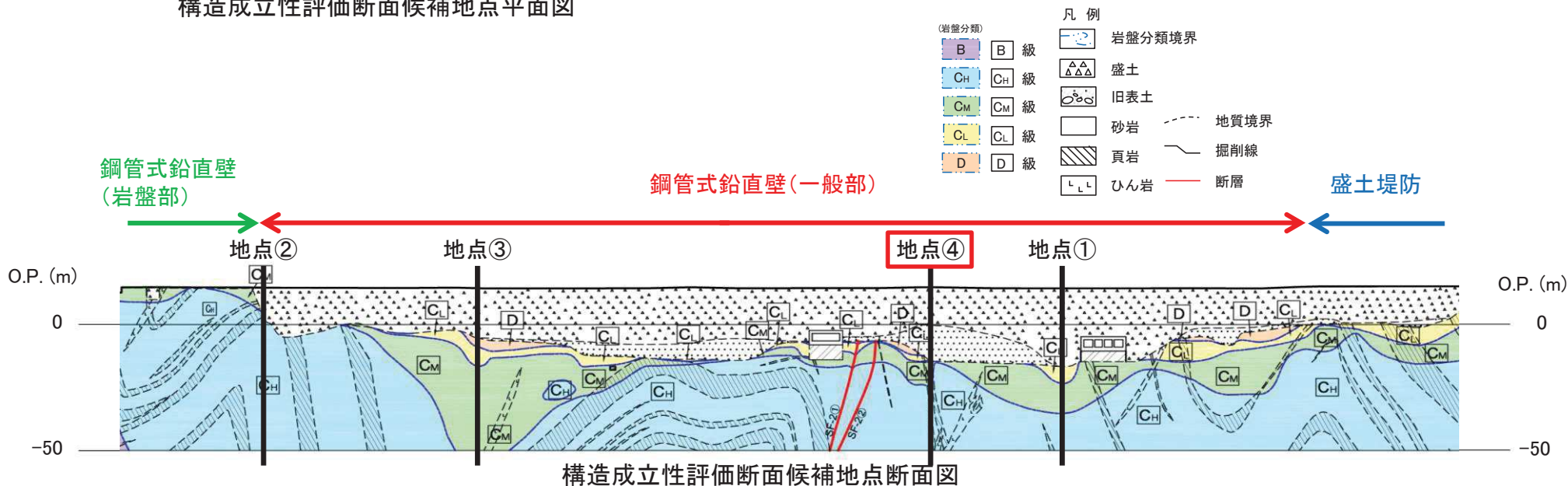
3.2.1 鋼管式鉛直壁(一般部)②

- 構造成立性評価段階における断面は、周辺の地質状況等に着目し、地点④を選定した。



構造成立性評価断面候補地点平面図

着目点	地点	概要
岩盤深度 (改良地盤 厚さ)	地点①	岩盤が最も深部に存在し、改良地盤の厚さが最大の地点
	地点②	岩盤が最も浅部に存在する地点
岩級区分	地点③	岩盤が深部に存在し、D級、C _L 級岩盤の合計層厚が最大の地点
周辺地盤の 液状化影響	地点④	岩盤が地点①と同等の深さに存在し、かつ周辺に液状化影響が大きい旧表土が最も厚く堆積する地点



構造成立性評価断面候補地点断面図

設置許可段階における構造成立性評価の断面は、岩盤が他地点と比較し相対的に深部に存在することで、改良地盤の応答が大きくなると考えられ、かつ周辺に液状化影響が大きい旧表土が最も厚く堆積する地点④を選定する。

3.2.2 盛土堤防①

- 下表のとおり①要求機能, ②間接支持する設備, ③構造的特徴, ④周辺状況の観点にて構造成立性評価断面候補を整理した。
- その結果, ④周辺状況のうち, 周辺地質状況を踏まえた候補断面を選定することとした。

構造成立性評価断面候補の整理(盛土堤防)

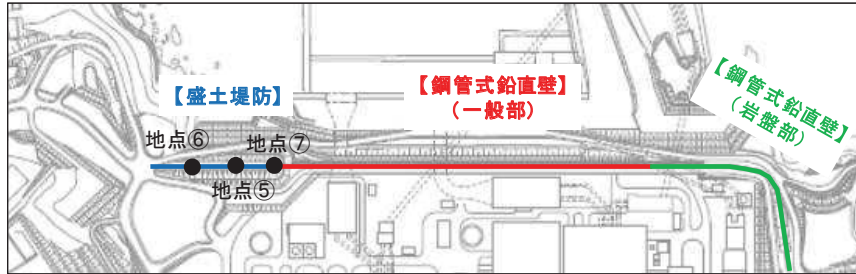
		盛土堤防	要求機能及び観点による整理
①要求機能		・止水	・要求機能による断面選定は不要である
②間接支持する設備		・なし	・間接支持する設備による断面選定は不要である
③構造的特徴		・線状構造物(盛土堤防) ・鋼管式鉛直壁(一般部)と接続	・岩盤線が浅くなる北部側を除き, 上部の構造はほぼ同一の断面であるため, 防潮堤の構造的特徴による断面選定は不要である ・境界部については, 防潮堤直下の地盤改良により不連続な挙動が解消されるが, 念のため工認段階で照査する
④周辺状況	周辺地質	・盛土堤防は, 改良地盤又は岩盤に設置されている ・断面位置により, 岩盤深さ(改良地盤厚さ)が異なる ・周辺に液状化検討対象層(盛土・旧表土)が分布	・長尺構造物であり, 位置に応じて岩盤深さ, 改良地盤厚さ, 岩級区分, 盛土・旧表土の周辺状況が異なるため, 候補断面の選定が必要である
	地下水位	・防潮堤海側は朔望平均満潮位(O.P.+1.43m), 山側は地表面(盛土堤防内部はO.P.+13.8m)に設定	・地下水位による断面選定は不要である
	断層	・断層と接する個所はない	・断層による断面選定は不要である
	隣接構造物	・北側排水路	・北側排水路の防潮堤横断部については, 基準地震動 S_s に対する構造健全性評価により損傷しないことを確認するため断面選定は不要である

上記より, 周辺地質状況を踏まえた候補断面を抽出する。

3. 構造成立性評価断面の選定 3.2 構造成立性評価断面選定候補の選定

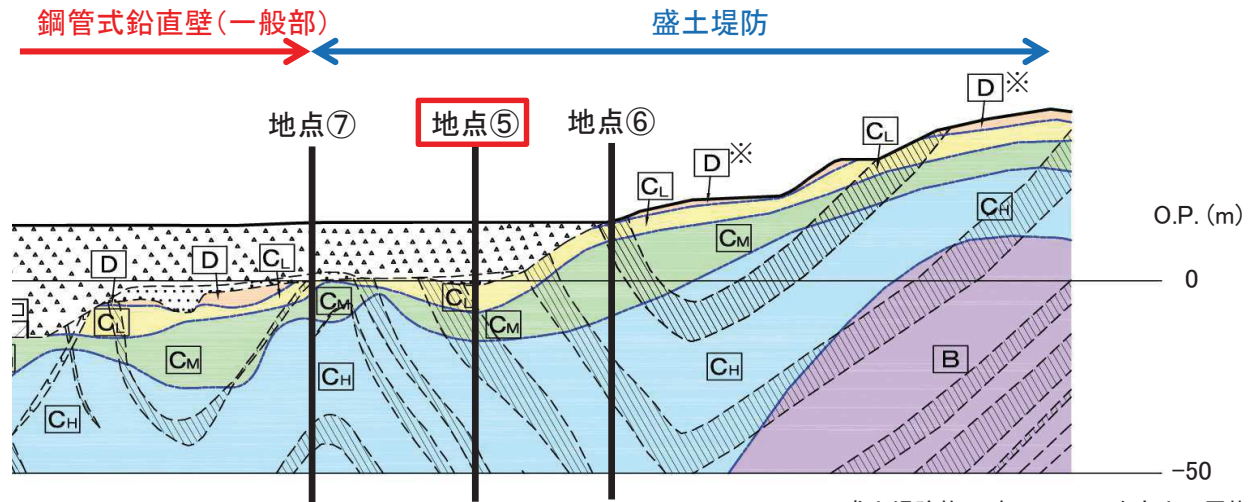
3.2.2 盛土堤防②

- 構造成立性評価段階における断面は、周辺の地質状況等に着目し、地点⑤を選定した。



構造成立性評価断面候補地点平面図

着目点	地点	概要
岩盤深度 (改良地盤 厚さ)	地点⑤	岩盤が最も深部に存在し、改良地盤の厚さが最大の地点
	地点⑥	岩盤が浅部に存在し、改良地盤が分布しない地点
岩級区分	地点⑦	岩盤が深部に存在し、横断面上にD級岩盤が分布する地点



※盛土堤防施工時にセメント改良土に置換済

構造成立性評価断面候補地点断面図

- 凡例
- (岩盤分類)
- B 級
 - CH 級
 - CM 級
 - CL 級
 - D 級
- 岩盤分類境界
 - 盛土
 - 旧表土
 - 砂岩
 - 頁岩
 - ひん岩
 - 地質境界
 - 掘削線
 - 断層

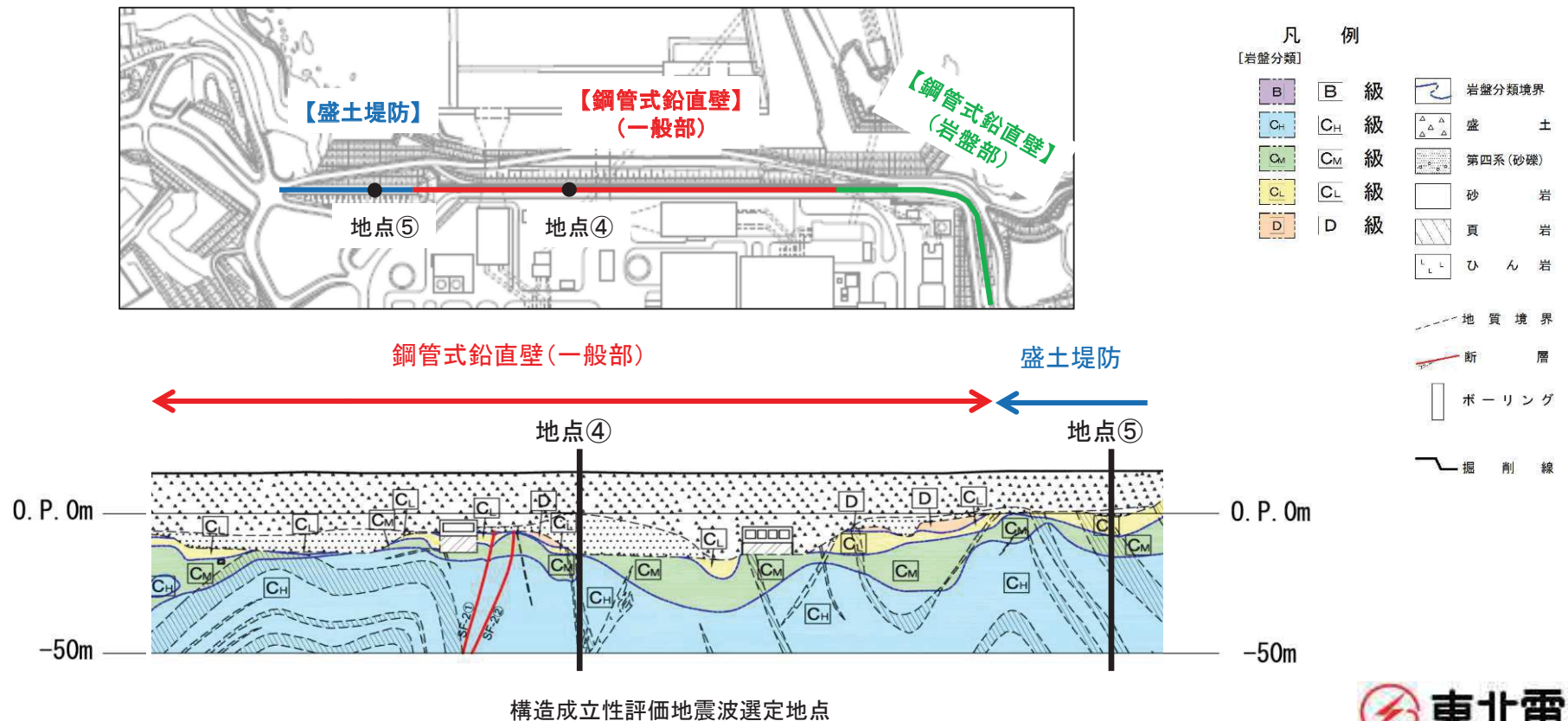
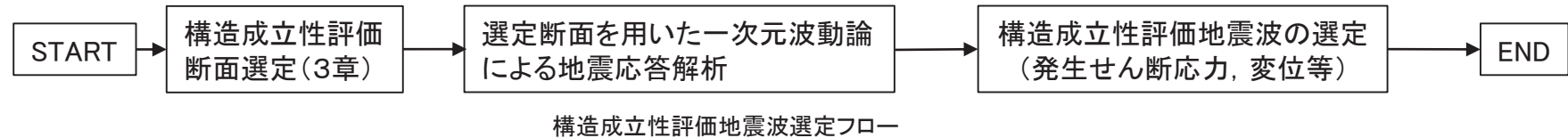
設置許可段階における構造成立性評価の断面は、岩盤が最も深部に存在し、改良地盤の応答が大きくなると考えられ、盛土堤防の一般的な形状となる地点⑤を選定する。

4. 構造成立性評価地震波の選定

4. 構造成立性評価地震波の選定

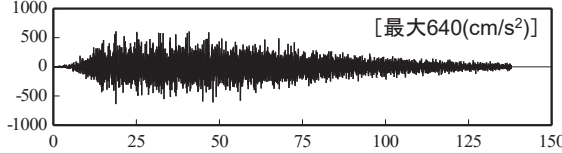
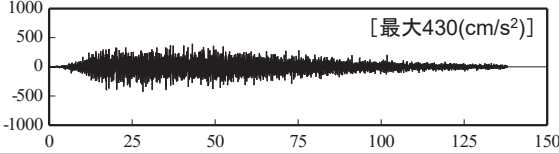
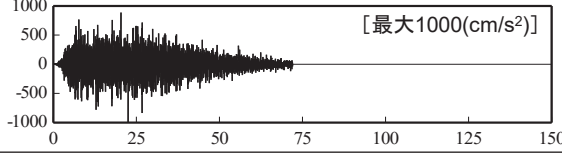
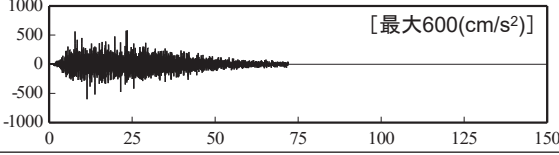
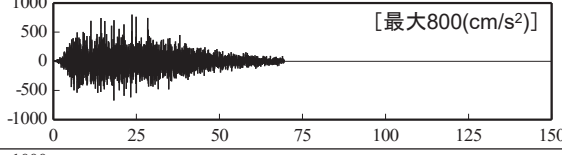
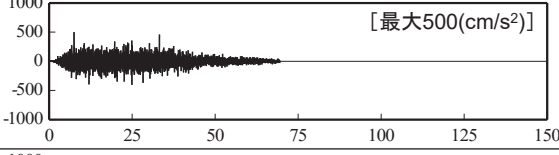
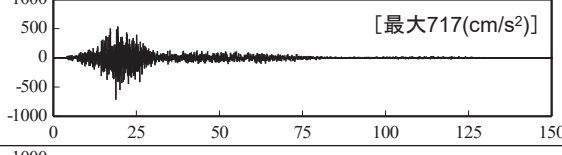
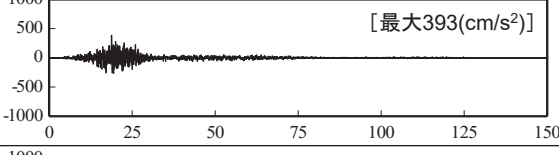
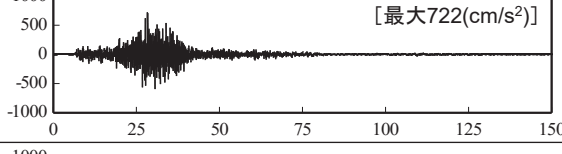
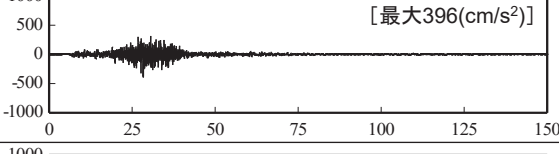
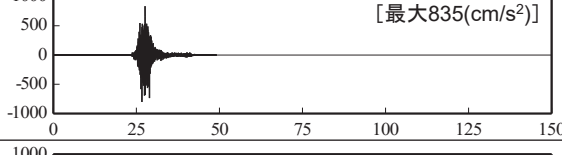
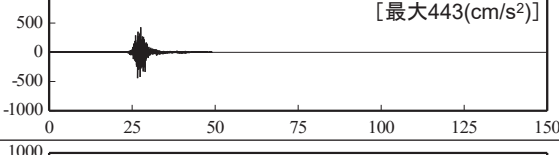
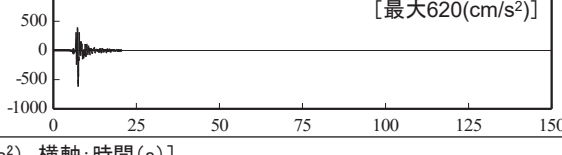
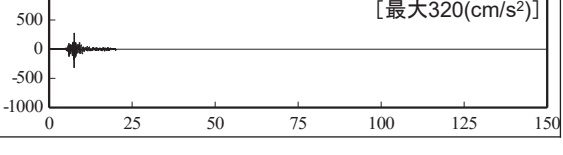
4.1 構造成立性評価地震波選定フロー

- 構造成立性評価のための地震波選定フローを以下に示す。
- 3章で設定した構造成立性評価断面(地点)における基準地震動Ss7波の応答結果から、構造成立性評価地震波を選定する。



4. 構造成立性評価地震波の選定

4.2 基準地震動Ss①

基準地震動		水平方向	鉛直方向
Ss-D1	プレート間地震の応答スペクトル手法による基準地震動	 [最大640(cm/s ²)]	 [最大430(cm/s ²)]
Ss-D2	海洋プレート内地震(SMGAマントル内)の応答スペクトル手法による基準地震動	 [最大1000(cm/s ²)]	 [最大600(cm/s ²)]
Ss-D3	海洋プレート内地震(SMGA地殻内)の応答スペクトル手法による基準地震動	 [最大800(cm/s ²)]	 [最大500(cm/s ²)]
Ss-F1	プレート間地震の断層モデル手法による基準地震動 [応力降下量(短周期レベル)の不確かさ]	 [最大717(cm/s ²)]	 [最大393(cm/s ²)]
Ss-F2	プレート間地震の断層モデル手法による基準地震動 [SMGA位置と応力降下量(短周期レベル)の不確かさの重畳]	 [最大722(cm/s ²)]	 [最大396(cm/s ²)]
Ss-F3	海洋プレート内地震(SMGAマントル内)の断層モデル手法による基準地震動 (SMGAマントル内集約)	 [最大835(cm/s ²)]	 [最大443(cm/s ²)]
Ss-N1	2004年北海道留萌支庁南部地震(K-NET港町)の検討結果に保守性を考慮した地震動	 [最大620(cm/s ²)]	 [最大320(cm/s ²)]

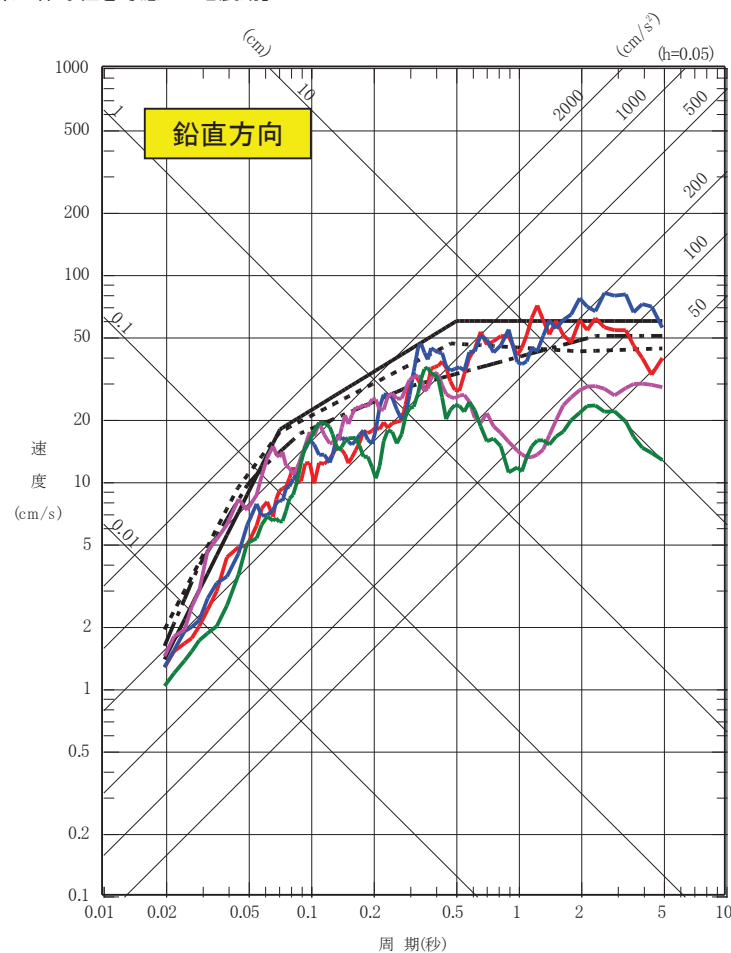
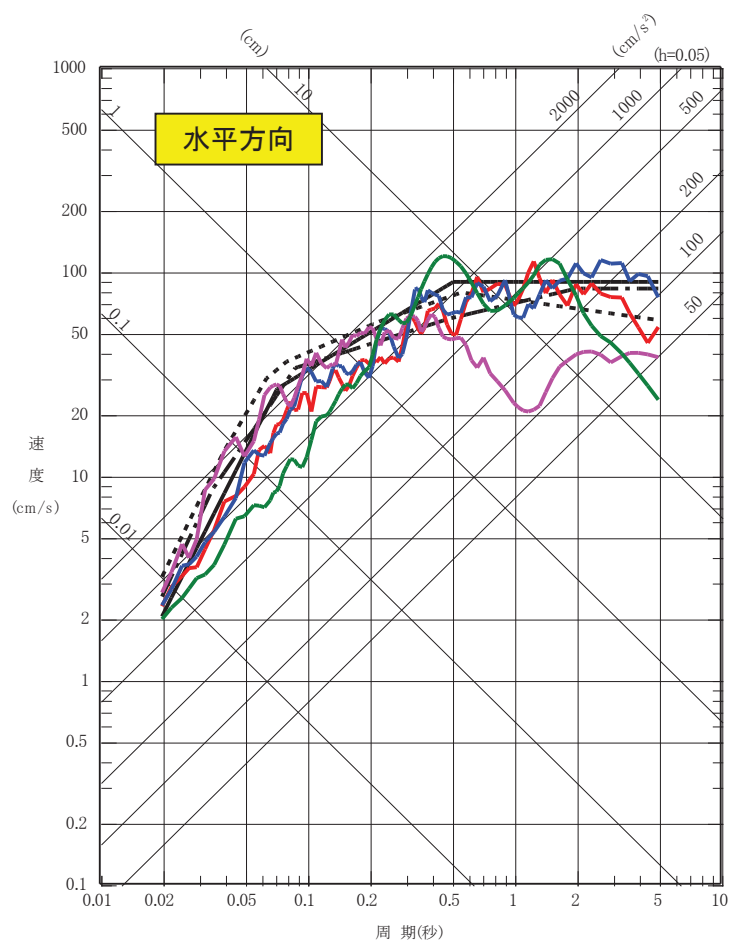
注1: 表中のグラフは各基準地震動の加速度時刻歴波形[縦軸: 加速度(cm/s²), 横軸: 時間(s)]

注2: 断層モデルによる基準地震動のSs-F1, Ss-F2及びSs-F3については, 3.11地震, 4.7地震の観測記録との整合性を確認したシミュレーションでの手法(統計的グリーン関数法, 放射特性一定)を用いていることから水平一方向としている。

4. 構造成立性評価地震波の選定

4.2 基準地震動Ss②

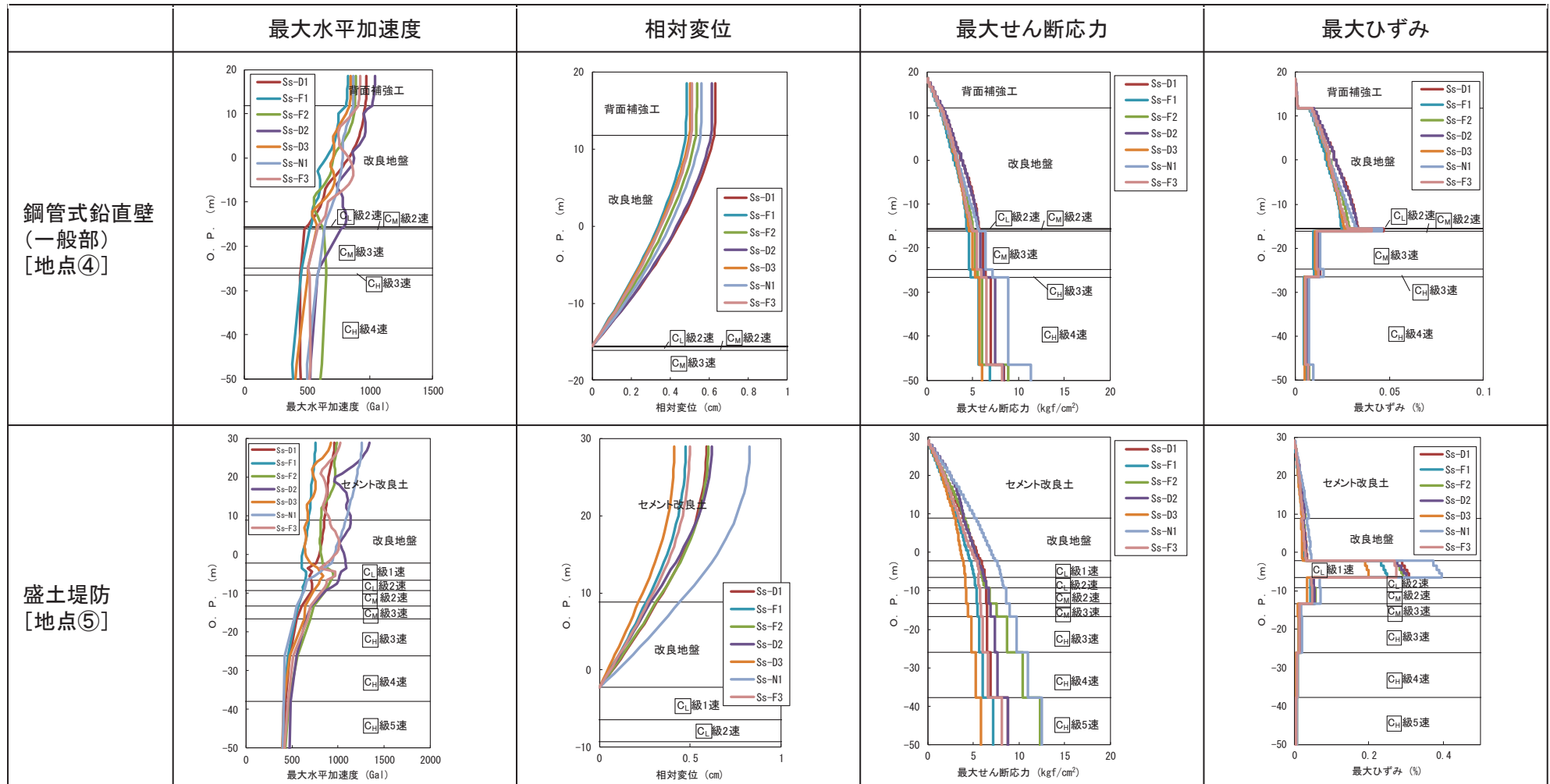
- 基準地震動Ss-D1 [プレート間地震の応答スペクトル手法による基準地震動]
- - - 基準地震動Ss-D2 [海洋プレート内地震 (SMGAマントル内)の応答スペクトル手法による基準地震動]
- · - 基準地震動Ss-D3 [海洋プレート内地震 (SMGA地殻内)の応答スペクトル手法による基準地震動]
- (赤) 基準地震動Ss-F1 [プレート間地震の断層モデル手法による基準地震動 (応力降下量 (短周期レベル)の不確かさ)]
- (青) 基準地震動Ss-F2 [プレート間地震の断層モデル手法による基準地震動 (SMGA位置と応力降下量 (短周期レベル)の不確かさの重畳)]
- (紫) 基準地震動Ss-F3 [海洋プレート内地震 (SMGAマントル内)の断層モデル手法による基準地震動 (SMGAマントル内集約)]
- (緑) 基準地震動Ss-N1 [2004年北海道留萌支庁南部地震 (K-NET港町)の検討結果に保守性を考慮した地震動]



4. 構造成立性評価地震波の選定

4.3 構造成立性評価地震波の選定結果

- 3章で設定した構造成立性評価断面(地点)における基準地震動Ss7波の一次元波動論による地震応答解析結果(最大水平加速度, 相対変位, 最大せん断応力, 最大ひずみ)を示す。
- 鋼管式鉛直壁(一般部)[地点④]については, 鋼管杭の周辺地盤及び基礎地盤である改良地盤におけるSs-D1, Ss-D2の応答が相対的に大きい。周辺地盤の液状化影響等も考慮し, 上記2波のうち継続時間の長いSs-D1を構造成立性評価地震波として選定した。
- 盛土堤防[地点⑤]については, セメント改良土及び改良地盤の応答が大きい, Ss-N1を構造成立性評価地震波として選定した。
- 構造成立性評価断面として選定された地点④及び⑤について, 構造成立性評価地震波として選定されたSs-D1及びSs-N1の各2波にて評価を行うこととする。



5. 構造成立性評価における解析条件

5. 構造成立性評価における解析条件 5.1鋼管式鉛直壁(一般部)の解析条件

5.1.1 地震・津波・重畳時共通①

解析の目的(二次元動的FEM解析(有効応力))

- 鋼管杭, 背面補強工, 改良地盤, 置換コンクリート, セメント改良土, 盛土・旧表土及び岩盤を含めた全体の動的挙動評価。
- 地盤物性及び液状化検討対象層を考慮した影響評価。

モデル化条件

- 鋼管杭は線形はり要素(ビーム要素)でモデル化する。
- D級岩盤を除く岩盤, 背面補強工及び置換コンクリートは線形要素でモデル化する。
- D級岩盤, 改良地盤, セメント改良土及び盛土・旧表土は地盤の非線形性を考慮するため, マルチスプリング要素でモデル化する。また, 盛土・旧表土は, 液状化検討対象層であることから, 液状化パラメータについても設定する。
- 海水は液体要素でモデル化する。

モデル化領域

- 鉛直方向は, 第5速度層までを考慮するためO.P.-90mまでモデル化する。
- 水平方向は, 杭位置を中心に, 敷地側及び海側に100mの領域を確保するように全幅250mでモデル化する。

地盤要素の要素高さ

- 平面ひずみ要素でモデル化し, 要素の高さは, 最大周波数及び地盤のせん断波速度 V_s より求まる最大要素高さを上回らないように設定する。

$$H_{max} = \frac{1}{m} \cdot \lambda_s = \frac{1}{m} \cdot \frac{V_s}{f_{max}}$$

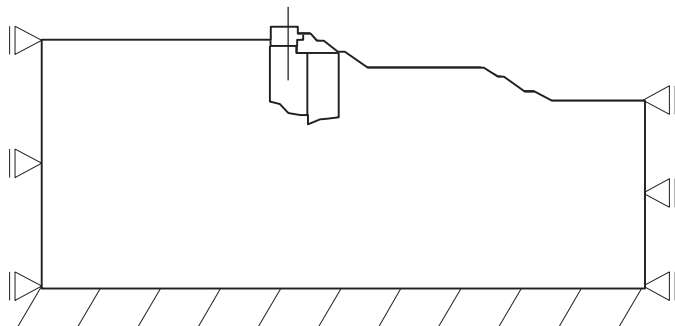
- H_{max} : 最大要素高さ(m)
 λ_s : せん断波の波長(m)
 V_s : せん断波の速度(m/s)
 f_{max} : 考慮する地震動の最大周波数(盛土・旧表土, D級岩盤→10Hz, 岩盤(D級以外), 改良地盤, セメント改良土→20Hz)
 m : 分割係数(=5とした)

5. 構造成立性評価における解析条件 5.1鋼管式鉛直壁(一般部)の解析条件 5.1.1 地震・津波・重畳時共通②

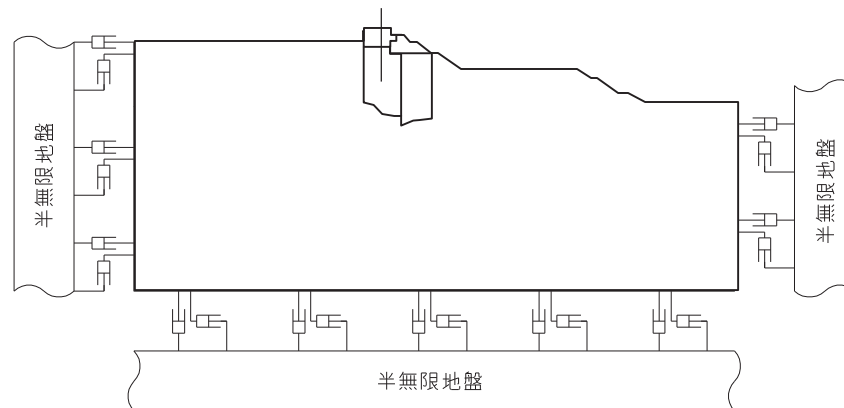
境界条件

- 静的解析では、モデル側方を鉛直ローラー境界、モデル底面を固定境界とする。
- 動的解析では、半無限地盤へのエネルギーの散逸を評価するため、モデル側方及び底面に粘性境界を設ける。

【静的解析(常時解析)】



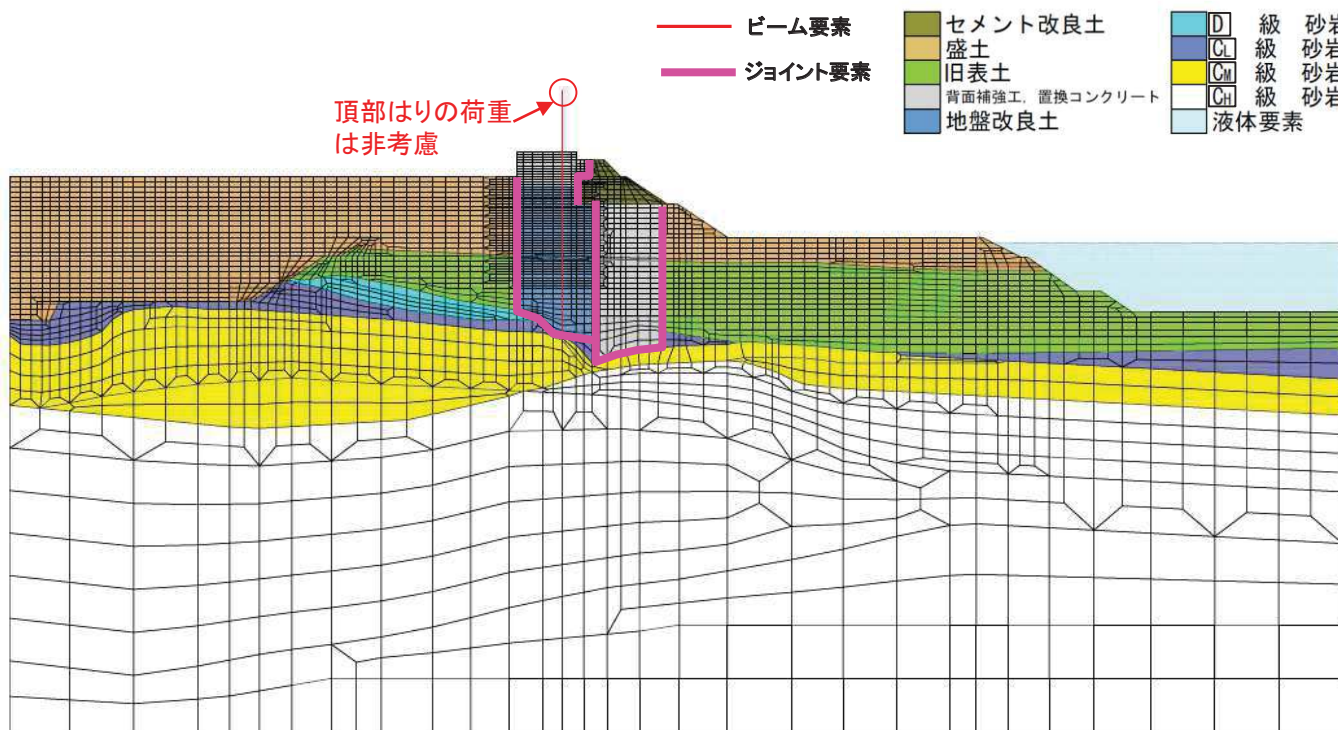
【動的解析】



5.1.1 地震・津波・重畳時共通③

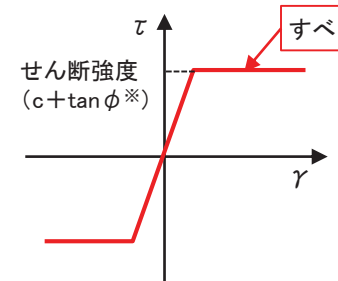
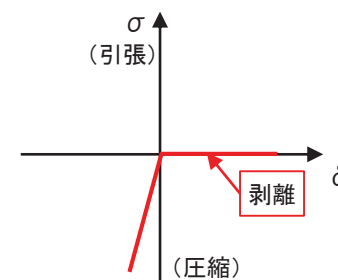
解析モデル

- 鋼管式鉛直壁(一般部)における, 追加対策範囲を設定した解析モデルを以下に示す(断面:地点④)。
- 防潮堤直下(既設改良地盤直下)は沈下防止の観点から岩盤上面まで改良する。
- 防潮堤前面(海側)は基礎地盤のすべり安定性確保のため C_M 級以上の岩盤上面まで置換コンクリートで改良することとし, 上部をセメント改良土とする。
- 背面補強工, 置換コンクリート及び地盤の異種材料間については, 剥離・すべりを考慮するため, ジョイント要素を設定することとするが, 表面を露出させて打継処理が可能である箇所については, ジョイント要素を設定しない。



鋼管式鉛直壁(一般部)解析モデル

—	ビーム要素	セメント改良土	D 級	砂岩
—	ジョイント要素	盛土	CL 級	砂岩
		旧表土	C_M 級	砂岩
		背面補強工, 置換コンクリート	CH 級	砂岩
		地盤改良土		液体要素



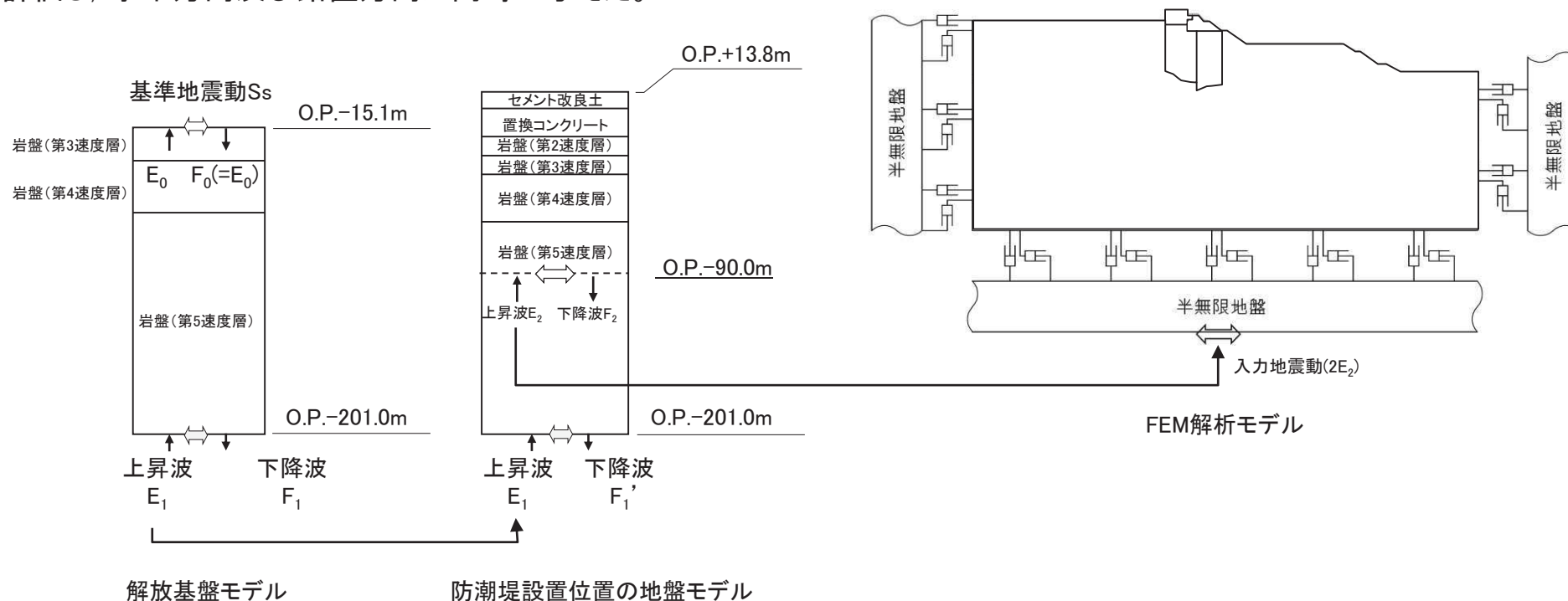
※: せん断強度が小さい方の値を参照

ジョイント要素の設定

5.1.1 地震・津波・重畳時共通④

入力地震動

- 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 又は余震の地震動を、一次元波動論により解析モデル下端で評価し、水平方向及び鉛直方向に同時に与えた。



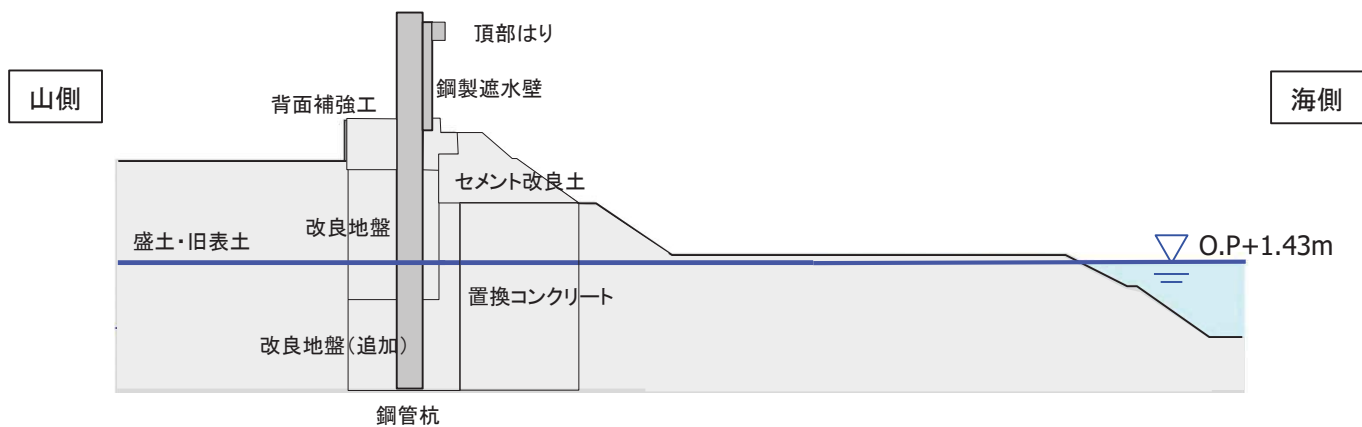
減衰定数

- 減衰特性は、Rayleigh減衰による剛性比例型減衰とする。なお、地盤の非線形性を考慮するマルチスプリング要素(D級岩盤, 改良地盤及び盛土・旧表土)は履歴減衰も考慮する。

5.1.2 地震時①

地下水位の設定

- 鋼管式鉛直壁(一般部)の構造成立性評価における地下水位については, 朔望平均満潮位(O.P.+1.43m)として設定する。
- 工認段階においては, 三次元浸透流解析の結果を踏まえ保守性を確認の上, 設定する。



地下水位概要図(地震時)

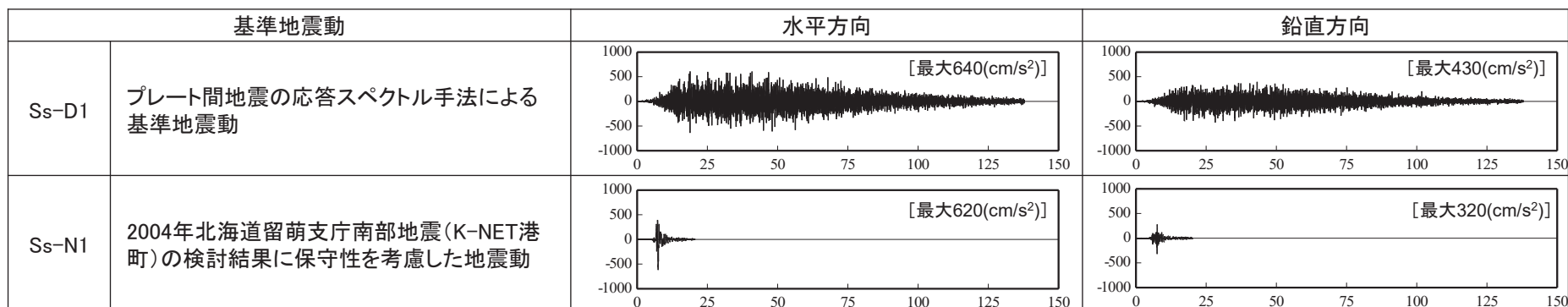
5.1.2 地震時②

荷重及び荷重の組合せ

- 地震時の二次元有効応力解析に用いる荷重の組合せを以下に示す。

検討 ケース	常時荷重			短期荷重				
	自重	上載荷重	風荷重	地震荷重	余震荷重	津波荷重	漂流物 荷重	動水圧
地震時	○	○	○	○	—	—	—	—

- ・上載荷重
女川既往最大積雪量(43cm)から算出した積雪荷重に0.35を乗じた値を踏まえ設定する。
- ・風荷重
建設省告示第1454号から求められる風荷重を踏まえ設定する。
風荷重は、防潮堤の海側への変形に支配的と考えられる方向(山→海側)へ作用させる。
- ・地震荷重
解析に用いた地震波は4章で選定したSs-D1とSs-N1の2波である。

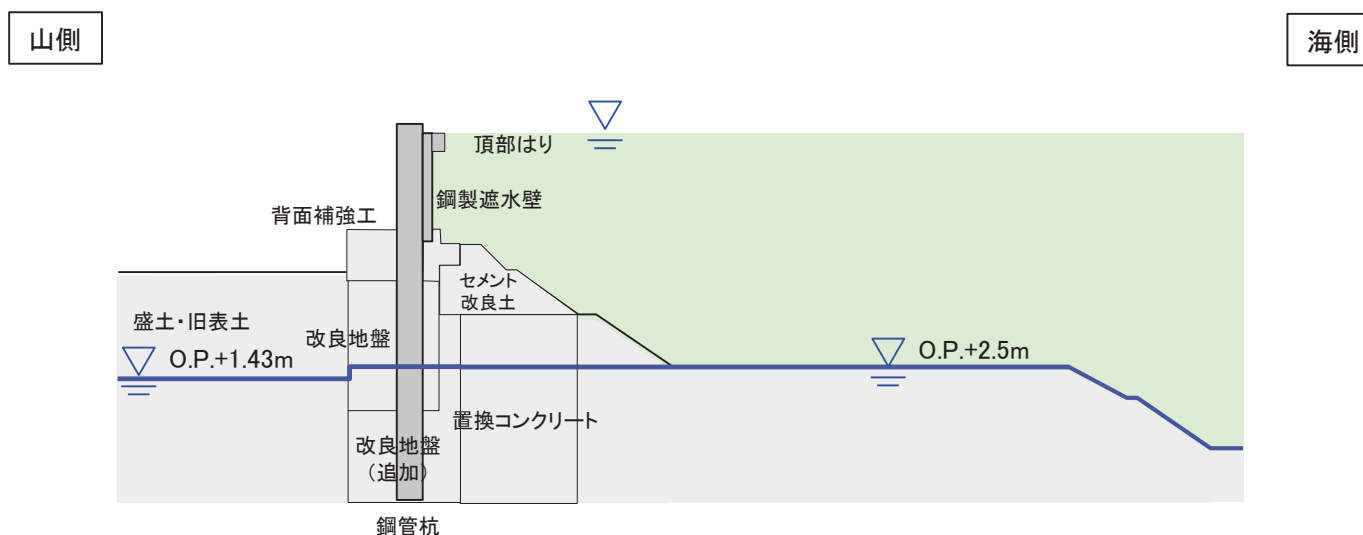


※表中のグラフは各基準地震動の加速度時刻歴波形[縦軸:加速度(cm/s²), 横軸:時間(s)]

5.1.3 津波時①

地下水位の設定

- 構造成立性評価における地下水位については、以下のとおり設定する。
 - － 津波による地下水位の上昇を考慮し、改良地盤から海側の地下水位については、防潮堤前面の地盤高さである O.P.+2.5m とする。
 - － 改良地盤から山側の地下水位は、朔望平均満潮位 O.P.+1.43m とする。
- 工認段階においては、三次元浸透流解析の結果を踏まえ保守性を確認の上、設定する。



地下水水位概要図(津波時)

地盤条件

- 地盤の剛性等に基準地震動 S_s 時の残留過剰間隙水圧の影響を考慮する。

5.1.3 津波時②

荷重及び荷重の組合せ

・ 津波時の二次元有効応力解析に用いる荷重の組合せを以下に示す。

検討 ケース	常時荷重			短期荷重				
	自重	上載荷重	風荷重	地震荷重	余震荷重	津波荷重	漂流物 荷重	動水圧
津波時	○	○	—※	—	—	○	○	—

※:防潮堤の変形に寄与する方向(山→海側)は津波波力を打ち消す方向であるため保守的に作用させない。
(海→山側方向は、津波荷重作用部には作用させない)

・ 上載荷重

女川既往最大積雪量(43cm)から算出した積雪荷重に0.35を乗じた値を踏まえ設定する。

・ 津波荷重

構造成立性評価時においては、保守的に設定した津波高さ(O.P.+29m)とし、防潮堤前面の地盤高さ(O.P.+2.5m)との差の1/2を津波浸水深として、朝倉式より算定した津波波力を作用させる。

基準地震動Ss後に、津波荷重を100分割(Δt=0.01(s))して漸増載荷する。

$$P = \rho \cdot g(3.0 \cdot \eta - z)$$

P : 津波波圧(kN/m²)

η : 津波浸水深[(29.0m-2.5m)/2=13.25m]

z : 防潮堤前面の地盤高さ(O.P.+2.5m)を基準とした上向き正の座標

g : 重力加速度(=9.80665m/s²)

ρ : 海水の密度(=1.03t/m³)

・ 漂流物荷重

漂流物荷重は道路橋示方書式により算定し作用させる。

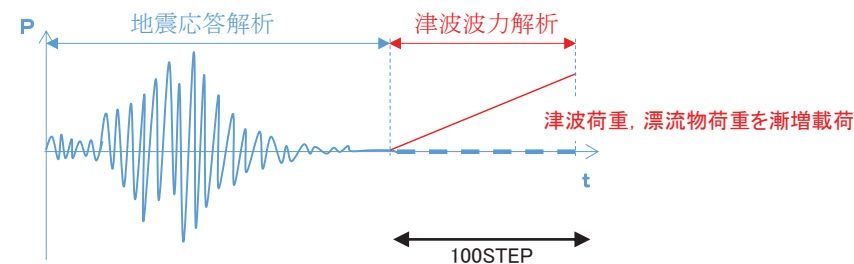
漂流物荷重は、津波荷重同様、基準地震動Ss後に100分割(Δt=0.01(s))して漸増載荷する。

$$P = 0.1 \cdot W \cdot v$$

P: 漂流物荷重(kN/m²)

W: 対象漂流物重量(漁船15t=147.1kN)

v : 流速(=5m/s)

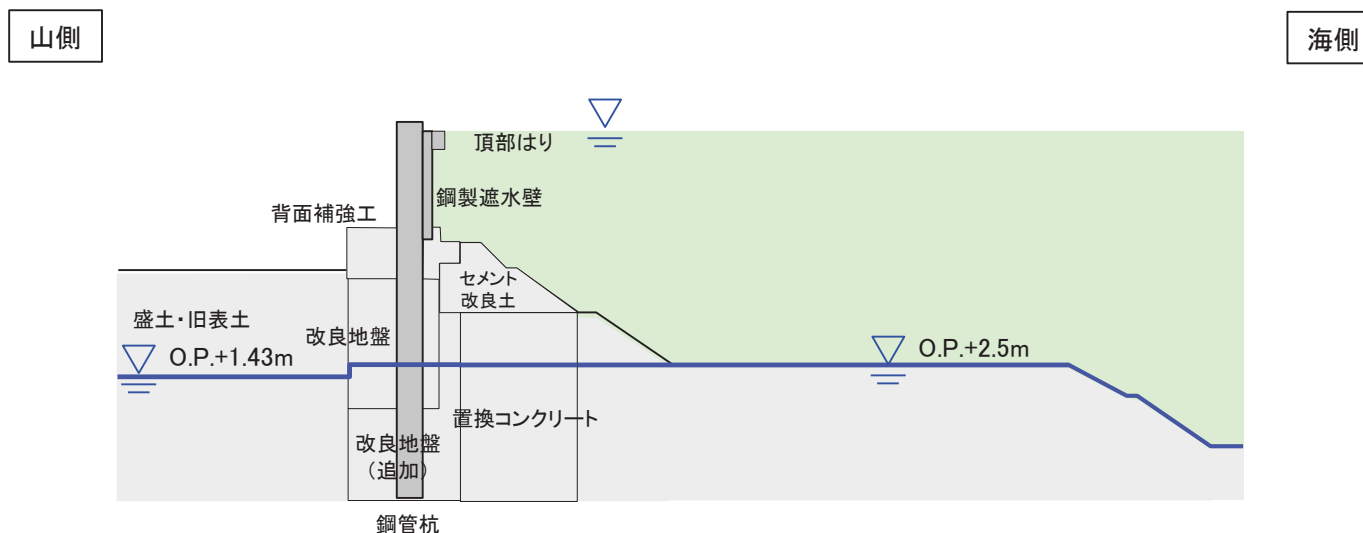


津波荷重, 漂流物荷重の載荷イメージ

5.1.4 重畳時(津波+余震時)①

地下水位の設定(津波時と共通)

- 構造成立性評価における地下水位については、以下のとおり設定する。
 - 津波による地下水位の上昇を考慮し、改良地盤から海側の地下水位については、防潮堤前面の地盤高さである O.P.+2.5m とする。
 - 改良地盤から山側の地下水位は、朔望平均満潮位 O.P.+1.43m とする。
- 工認段階においては、三次元浸透流解析の結果を踏まえ保守性を確認の上、設定する。



地下水位概要図(重畳時)

5.1.4 重畳時(津波+余震時)②

荷重及び荷重の組合せ

・ 重畳時(津波+余震時)の二次元有効応力解析に用いる荷重の組合せを以下に示す。

検討 ケース	常時荷重			短期荷重				
	自重	上載荷重	風荷重	地震荷重	余震荷重	津波荷重	漂流物 荷重	動水圧
重畳時	○	○	—※	—	○	○	—	○

※: 防潮堤の変形に寄与する方向(山→海側)は津波波力を打ち消す方向であるため保守的に作用させない。
(海→山側方向は、津波荷重作用部には作用させない)

・ 上載荷重

女川既往最大積雪量(43cm)から算出した積雪荷重に0.35を乗じた値を踏まえ設定する。

・ 余震荷重

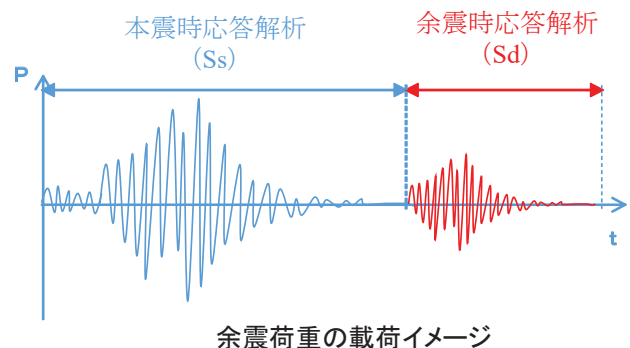
弾性設計用地震動Sd-D2を用いる。

・ 津波荷重

構造成立性評価時においては、保守的に設定した津波高さ(O.P.+29m)の静水圧を作用させる。

・ 動水圧

動水圧は海水を液体要素によりモデル化することで考慮する。



5. 構造成立性評価における解析条件 5.1鋼管式鉛直壁(一般部)の解析条件

5.1.5 鋼管杭の評価条件

照査項目, 許容限界

- 長杭は短杭より長く、重量が大きいいため、発生断面力が大きくなることから、評価は長杭に代表させる。

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
鋼管杭 (長杭)	地震時	2次元動的FEM解析 (有効応力解析)	曲げ せん断	短期許容応力度以下	道路橋示方書・同解説 (Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編・Ⅳ下部構造編)
	津波時		曲げ せん断	短期許容応力度以下	道路橋示方書・同解説 (Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編・Ⅳ下部構造編)
	重畳時 (津波+余震時)		曲げ せん断	短期許容応力度以下	道路橋示方書・同解説 (Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編・Ⅳ下部構造編)

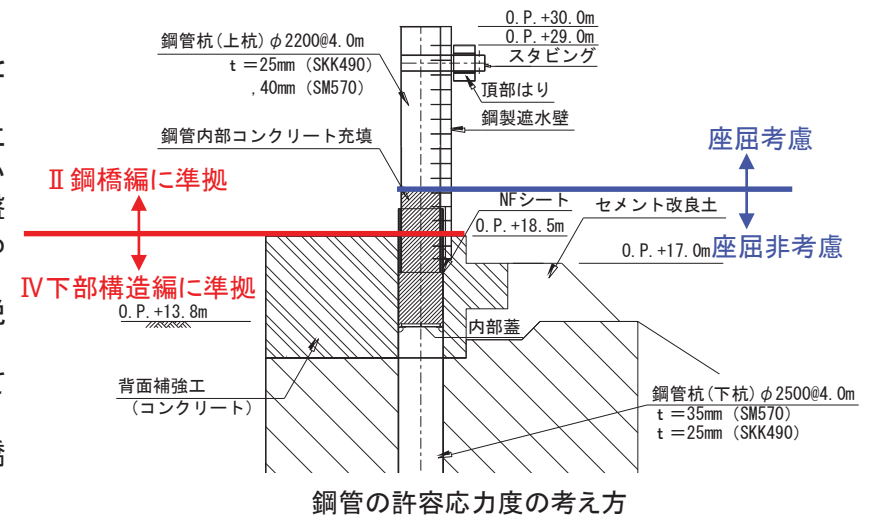
鋼管の許容応力度

鋼管杭の許容応力度について、右図に示す地中部(O.P.+18.5m以深)の下杭は、下部構造として取り扱うこととし、道路橋示方書・同解説(Ⅳ下部構造編)に準拠した許容応力度を用いる。

道路橋示方書・同解説(Ⅳ下部構造編)によると、「全長が地中に埋込まれた杭では、一般に座屈の影響を考慮しなくてよい。これは杭側面の地盤が軟弱である場合でも座屈を拘束するからである。」との記載がある。防潮堤においては、杭は背面補強工(コンクリート)又は改良地盤に埋め込まれており、かつすべりに対する安定性(内的安定)を確保することで、座屈に対する拘束効果を見込めることから、座屈非考慮とする。

地上部(O.P.+18.5m以浅)の上杭は、上部構造として取り扱うこととし、道路橋示方書・同解説(Ⅱ鋼橋編)に準拠し、局部座屈を考慮した許容応力度を用いる。

ここで、鋼管内部にコンクリート充填されているO.P.+18.5m~21.0mの範囲は、補剛環を介してコンクリートと一体化されていること、上杭と下杭の接合部であるO.P.+16.5m~20.0mの範囲で、シアキー及びモルタル充填により一体化されていることから、道路橋示方書・同解説(Ⅱ鋼橋編)に準拠し、座屈非考慮とする。



鋼管の許容応力度の考え方

応力度照査

各時刻における曲げ, せん断に対する応力度照査は以下の式による。

【曲げ】

$$\sigma = \frac{M}{Z} + \frac{N}{A}$$

M: 曲げモーメント(kN・m)
Z: 断面係数(mm³)
N: 軸力(N)
A: 断面積(mm²)

【せん断】

$$\tau = \alpha \frac{S}{A}$$

S: せん断力(N)
A: 断面積(mm²)
 α : 断面係数(=2.0)

5.1.6 鋼製遮水壁の評価条件

照査項目, 許容限界

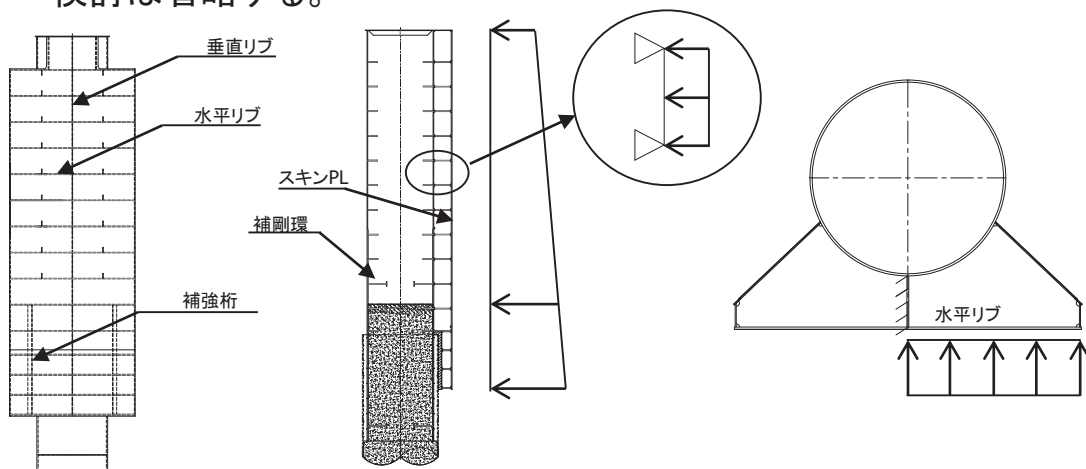
評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
鋼製遮水壁	地震時	静的フレーム解析	曲げ, せん断	短期許容応力度以下	道路橋示方書・同解説 (Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編・Ⅳ 下部構造編)
	津波時				
	重畳時 (津波+余震時)				

モデル化方針

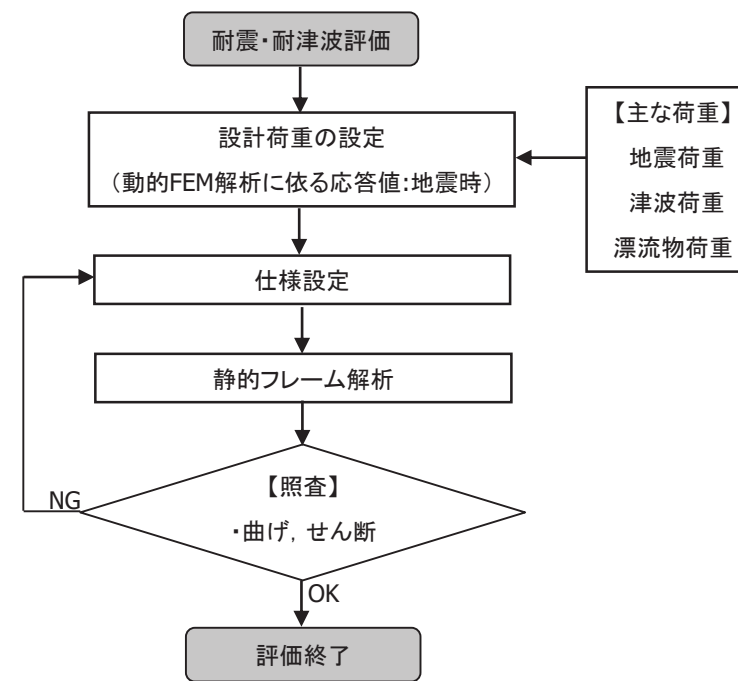
- 鋼製遮水壁は, 単純ばり又は片持ちばりの線形はり要素(ビーム要素)でモデル化する。

解析条件

- 津波荷重, 地震荷重及び漂流物荷重をはり要素に作用させる。
- 鋼製遮水壁については, 津波荷重が支配的であることから汀線方向の検討は省略する。



鋼製遮水壁の解析モデル概念図



5. 構造成立性評価における解析条件 5.1鋼管式鉛直壁(一般部)の解析条件

5.1.6 鋼製遮水壁の評価条件(荷重の設定①)

荷重の考え方

【地震時】

・地震荷重

地震時荷重は、Ss-D1及びSs-N1に対する二次元有効応力解析を実施し、鋼管杭に発生する最大水平加速度から以下の式により水平震度khを算出し、次に照査部材ごとにその自重を算定して、水平震度khとの積として設定する。

$$\text{水平震度 } kh = \alpha_{\max} / g$$

α_{\max} : 最大水平加速度(m/s²)
g: 重力加速度(m/s²)

鋼製遮水壁に作用させる震度

検討部位	水平震度 kh
鋼製遮水壁	5.9

【津波時】

・津波荷重

構造成立性評価時においては、保守的に設定した津波高さ(O.P.+29m)とし、防潮堤前面の地盤高さ(O.P.+2.5m)との差の1/2を津波浸水深として、朝倉式より算定した津波波力を作用させる。

$$P = \rho \cdot g(3.0 \cdot \eta - z)$$

P: 津波波圧(kN/m²)

η : 津波浸水深[(29.0m-2.5m)/2=13.25m]

z: 防潮堤前面の地盤高さ(O.P.+2.5m)を基準とした上向きの正の座標

g: 重力加速度(=9.80665m/s²)

ρ : 海水の密度(=1.03t/m³)

・漂流物荷重

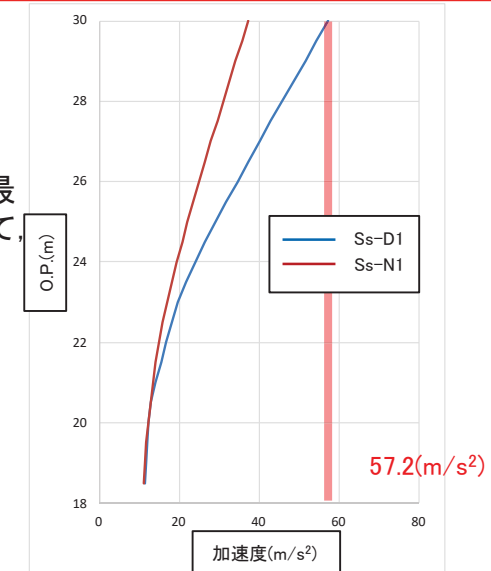
漂流物荷重は道路橋示方書式により算定し、保守的に設定した津波高さ(O.P.+29m)に作用させる。

$$P = 0.1 \cdot W \cdot v$$

P: 漂流物荷重(kN/m²)

W: 対象漂流物重量(漁船15t=147.1kN)

v: 流速(=5m/s)



最大水平加速度分布

5.1.6 鋼製遮水壁の評価条件(荷重の設定②)

荷重の考え方

【重畳時(津波+余震時)】

・余震荷重

余震荷重は、弾性設計用地震動Sd-D2に対する二次元有効応力解析を実施し、鋼管杭に発生する最大水平加速度から以下の式により水平震度khを算出し、次に照査部材ごとにその自重を算定して、水平震度khとの積として設定する。

$$\text{水平震度 } kh = \alpha_{max} / g$$

α_{max} : 最大水平加速度(m/s²)
g: 重力加速度(m/s²)

鋼製遮水壁に作用させる震度(余震)

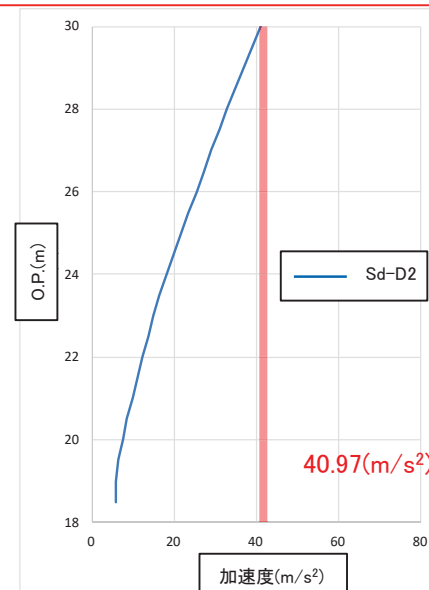
検討部位	水平震度 kh(余震)
鋼製遮水壁	4.2

・津波荷重

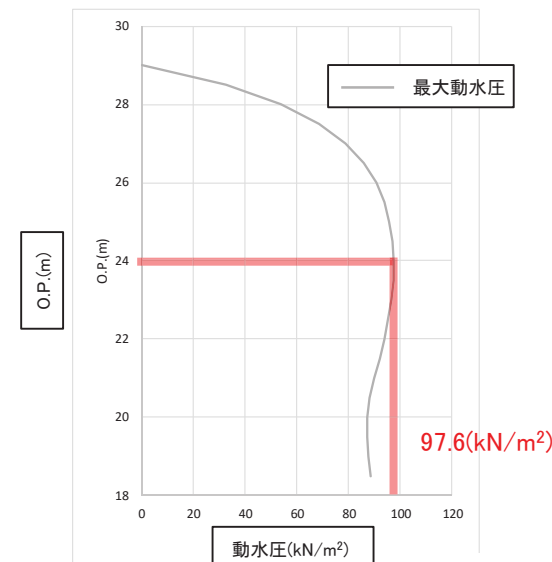
構造成立性評価時においては、保守的に設定した津波高さ(O.P.+29m)の静水圧を作用させる。

・動水圧

動水圧は海水を液体要素によりモデル化することで考慮し、弾性設計用地震動Sd-D2に対する二次元有効応力解析により発生する最大動水圧を作用させる。



最大水平加速度分布(余震)



最大動水圧分布(余震)

5.1.6 鋼製遮水壁の評価条件(部材の照査)

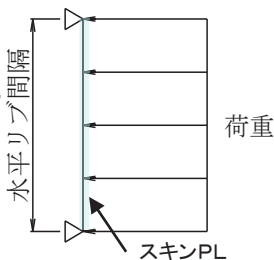
- 鋼製遮水壁各部材の照査は、単純ばり又は片持ちばりでモデル化し、道路橋示方書・同解説(Ⅰ 共通編, Ⅱ 鋼橋編, Ⅳ 下部構造編)に準拠し照査を行う。

スキンPLの照査

スキンPLは、水平リブを支点とする単純ばりモデルとし、以下の式により曲げ応力度の照査を行う。

$$\sigma_b = \frac{M}{Z}$$

σ_b : 曲げ応力度(N/mm²)
 M : 曲げモーメント(kN・m)
 Z : 断面係数(mm³)



スキンPLの照査概念図

: 評価対象部位

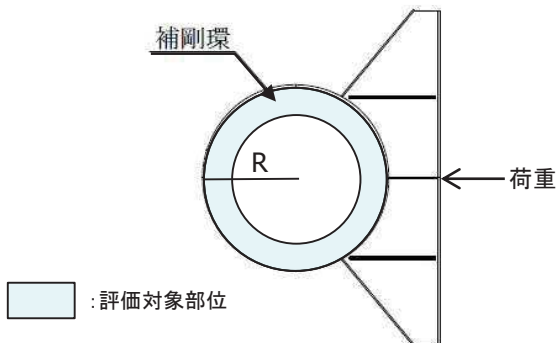
補剛環の照査

鋼製遮水壁が設置される鋼管杭のうち、充填コンクリートが無い範囲については、鋼管杭の局所的な変形を防止し、円滑な応力の伝達を図るために補剛環を設けている。補剛環は、鋼管杭に外力が集中荷重で作用した場合の変形量について、以下の式により照査を行う。

$$\delta = 0.045 \times \frac{P \times R^3}{EI} \leq \delta_a$$

δ : 変形量(mm²)
 δ_a : 許容変形量(mm²)
 P : 作用荷重(kN)
 R : 鋼管の半径(mm)
 E : 鋼管のヤング係数(N/mm²)
 I : 補剛環の断面二次モーメント(mm⁴)

$$\delta_a = \frac{R}{500}$$



補剛環の照査概念図

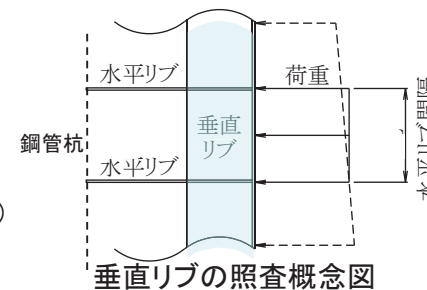
: 評価対象部位

垂直リブの照査

垂直リブは、発生する軸圧縮応力度に対し、以下の式により照査を行う。

$$\sigma_c = \frac{N}{A}$$

σ_c : 圧縮応力度(N/mm²)
 N : 垂直リブに作用する軸力(kN)
 A : 垂直リブの断面積(mm²)



垂直リブの照査概念図

: 評価対象部位

水平リブの照査

水平リブは、鋼管杭中心線を固定端とする片持ちばりモデルとする。曲げとせん断を受けるI形断面とみなし、以下の式により曲げ応力度及びせん断応力度の照査を行う。曲げによる垂直応力度及びせん断応力度が発生するため、合成応力度についても照査を行う。

【曲げ】

$$\sigma_b = \frac{M}{Z}$$

σ_b : 曲げ応力度(N/mm²)
 M : 曲げモーメント(kN・m)
 Z : 断面係数(mm³)

【合成応力度】

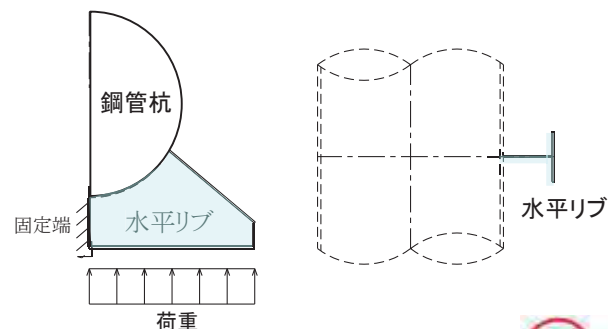
$$\left(\frac{\sigma_b}{\sigma_{ba}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_b}{\tau_{ba}}\right)^2 \leq 1.2$$

【せん断】

$$\tau_b = \frac{S}{A_w}$$

τ_b : せん断応力度(N/mm²)
 S : せん断力(kN)
 A_w : 腹板断面積(mm²)

σ_{ba} : 許容引張応力度(N/mm²)
 τ_{ba} : 許容せん断応力度(N/mm²)



水平リブの照査概念図

: 評価対象部位

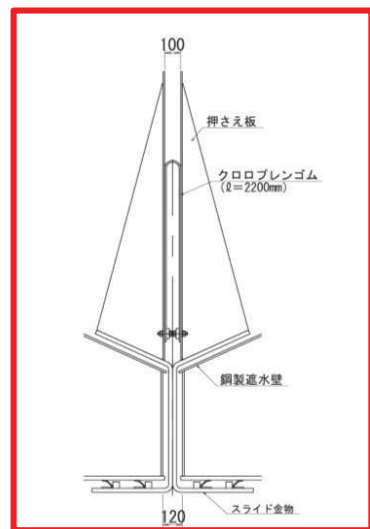
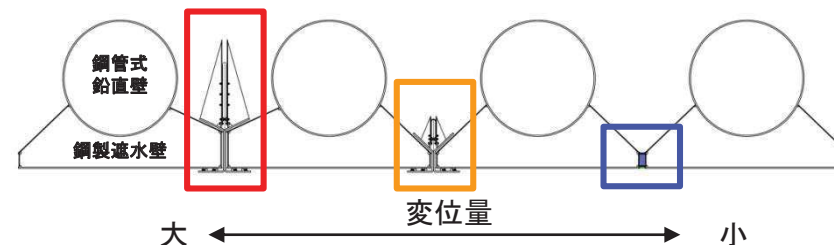
5.1.7 止水目地の評価条件

照査項目, 許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
止水目地	地震時	2次元動的FEM解析 (有効応力解析)	変形・水圧	メーカー規格・基準及び性能試験を参照し定める許容変形量及び許容水圧以下とする。	
	津波時				
	重畳時 (津波+余震時)				

止水目地の選定について

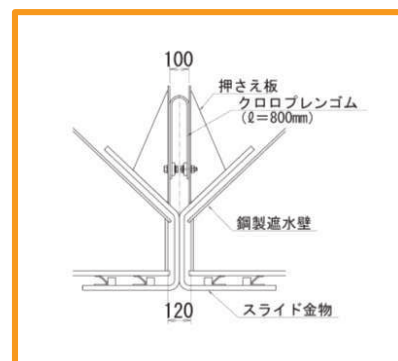
鋼製遮水壁間の止水目地は, 想定される変位量に応じ仕様を決定する。



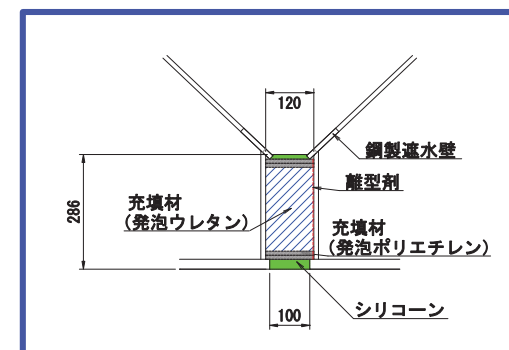
止水目地①(大)



止水目地①(大)
変形イメージ図



止水目地①(小)



止水目地②

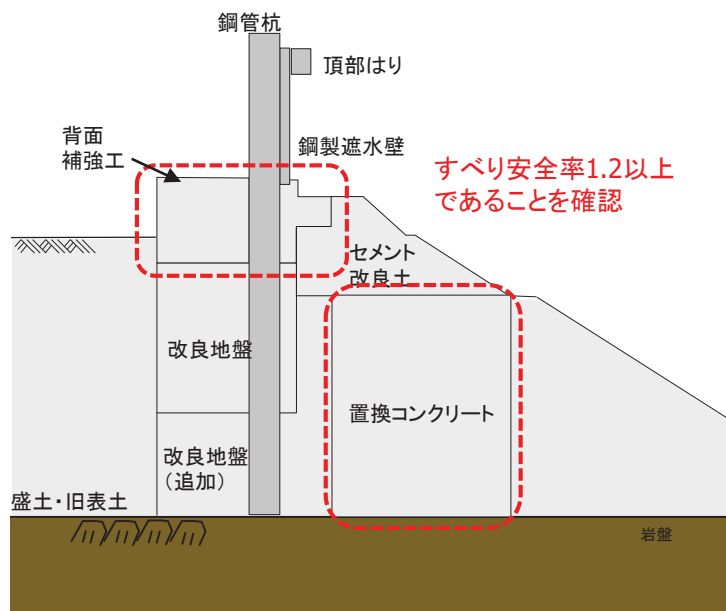
止水目地の設定例

5. 構造成立性評価における解析条件 5.1鋼管式鉛直壁(一般部)の解析条件
 5.1.8 背面補強工及び置換コンクリートの評価条件

照査項目, 許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
背面補強工 及び置換 コンクリート	地震時	2次元動的FEM解析 (有効応力解析)	すべり安全率※	すべり安全率1.2以上	耐津波設計に係る工認審査ガイド
	津波時				
	重畳時 (津波+余震時)				

※:地盤と施設を連成した2次元FEM解析により, 各要素の破壊状況についても確認し, 必要に応じて破壊の進展を考慮した検討(非線形解析等)を行う。



2次元動的FEM解析での確認内容

5.1.9 地盤の評価条件

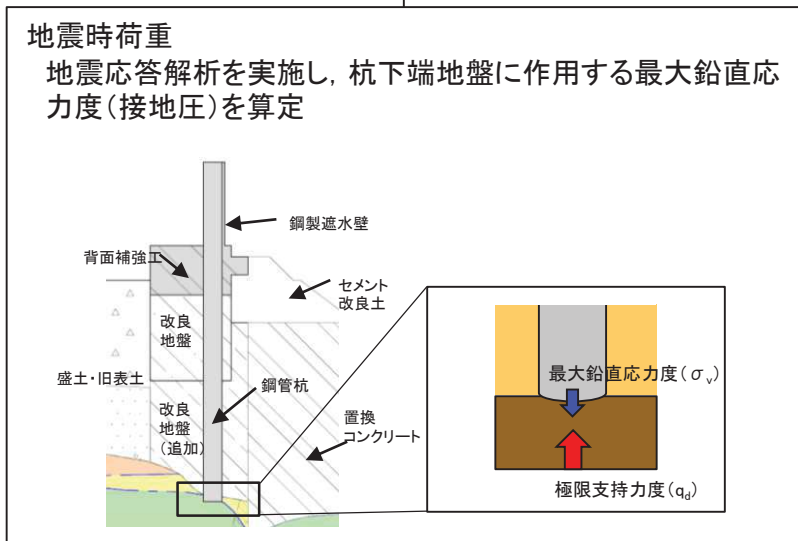
照査項目, 許容限界

- 長杭は短杭より長く, 重量が大きいことから, 評価は長杭に代表させる。

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
岩盤及び改良地盤	地震時	2次元動的FEM解析 (有効応力解析)	支持力	極限支持力以下	道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV下部構造編)
	津波時				
	重畳時 (津波+余震時)				

- 杭基礎形式である防潮堤の支持力は, 岩盤の支持力試験等から定めた極限支持力と, 2次元動的FEM解析により求められる杭先端の最大鉛直応力度(接地圧)を比較することにより確認する。

常時荷重(自重)の評価



評価基準値
「道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV下部構造編)((社)日本道路協会, 平成14年3月)」に示される下式より極限支持力度を算定
保守的に周面摩擦力は考慮しないこととし, 岩盤の支持力試験により得られた極限支持力を採用する

$$Ru = q_d A + U \sum L_i f_i$$

※周面摩擦力

q_d : 杭先端における単位面積あたりの極限支持力度 (kN/m²)
 A : 杭先端面積 (m²)

支持力試験による極限支持力
 改良地盤 : 4.4N/mm²
 岩盤(C_M級頁岩, 牧の浜部層) : 11.4N/mm²

十分な支持性能を有することを確認
最大接地圧 < 極限支持力

5.2.1 地震・津波・重畳時共通①

解析の目的(二次元動的FEM解析(有効応力))

- 改良地盤, 置換コンクリート, セメント改良土, 盛土・旧表土及び岩盤を含めた全体の動的挙動評価。
- 地盤物性及び液状化検討対象層を考慮した影響評価。

モデル化条件

- **D**級岩盤を除く岩盤, 置換コンクリートは線形要素でモデル化する。
- **D**級岩盤, 改良地盤, セメント改良土及び盛土・旧表土はマルチスプリング要素でモデル化する。また, 盛土・旧表土は, 液状化検討対象層であることから, 液状化パラメータについても設定する。
- 海水は液体要素でモデル化する。

モデル化領域

- 鉛直方向は, 第5速度層までを考慮するためO.P.-90mまでモデル化する。
- 水平方向は, 法尻から敷地側及び海側に50mの領域を確保するように全幅250mでモデル化する。

地盤要素の要素高さ

- 平面ひずみ要素でモデル化し、要素の高さは、最大周波数及び地盤のせん断波速度 V_s より求まる最大要素高さを上回らないように設定した。

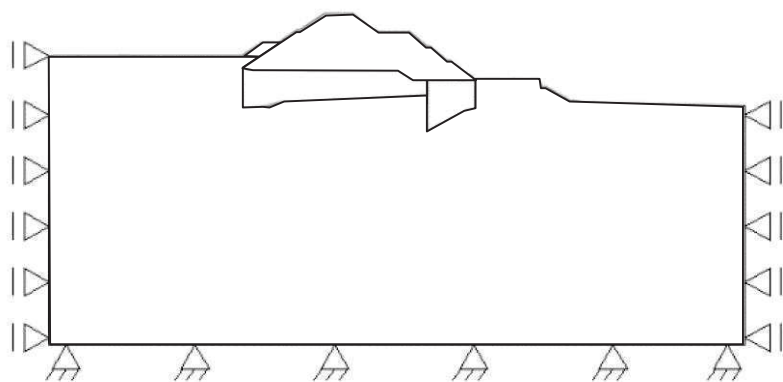
$$H_{max} = \frac{1}{m} \cdot \lambda_s = \frac{1}{m} \cdot \frac{V_s}{f_{max}}$$

- H_{max} : 最大要素高さ(m)
 λ_s : せん断波の波長(m)
 V_s : せん断波の速度(m/s)
 f_{max} : 考慮する地震動の最大周波数(盛土・旧表土, D級岩盤→10Hz, 岩盤(D級以外), 改良地盤, セメント改良土→20Hz)
 m : 分割係数(=5とした)

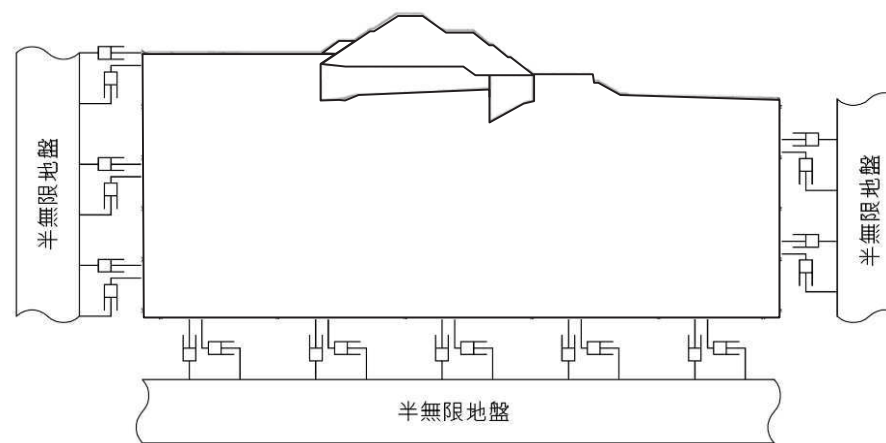
境界条件

- 静的解析では、モデル側方を鉛直ローラー境界、モデル底面を固定境界とする。
- 動的解析では、半無限地盤へのエネルギーの散逸を評価するため、モデル側方及び底面に粘性境界を設ける。

【静的解析(常時解析)】



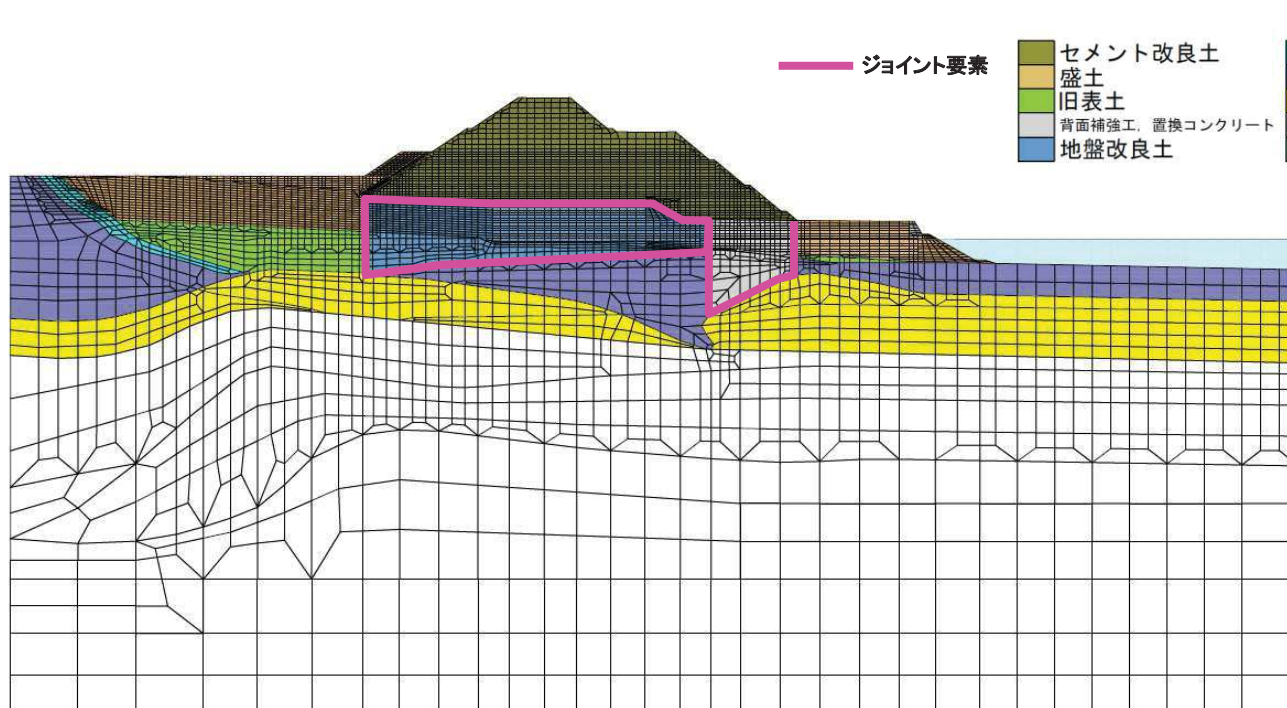
【動的解析】



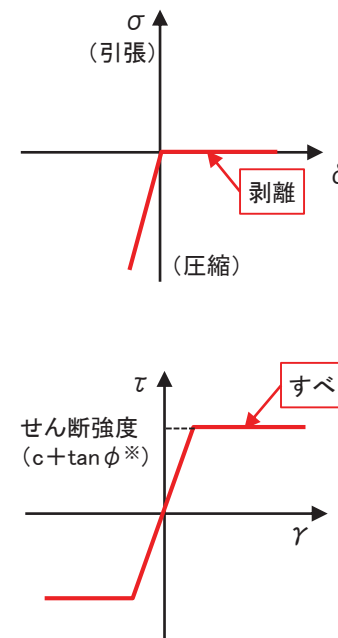
5. 構造成立性評価における解析条件 5.2盛土堤防の解析条件
5.2.1 地震・津波・重畳時共通③

解析モデル

- 盛土堤防における，追加対策範囲を設定した解析モデルを以下に示す(断面:地点⑤)。
- 防潮堤直下(セメント改良土直下)は沈下防止の観点から岩盤上面まで改良することとし，防潮堤前面(海側)の一部は基礎地盤のすべり安定性確保のため， C_M 級以上の岩盤上面まで置換コンクリートで改良することとする。
- 背面補強工，置換コンクリート及び地盤の異種材料間については，剥離・すべりを考慮するため，基本的にジョイント要素を設定することとするが，表面を露出させて打継処理が可能である箇所については，ジョイント要素を設定しない。



盛土堤防解析モデル



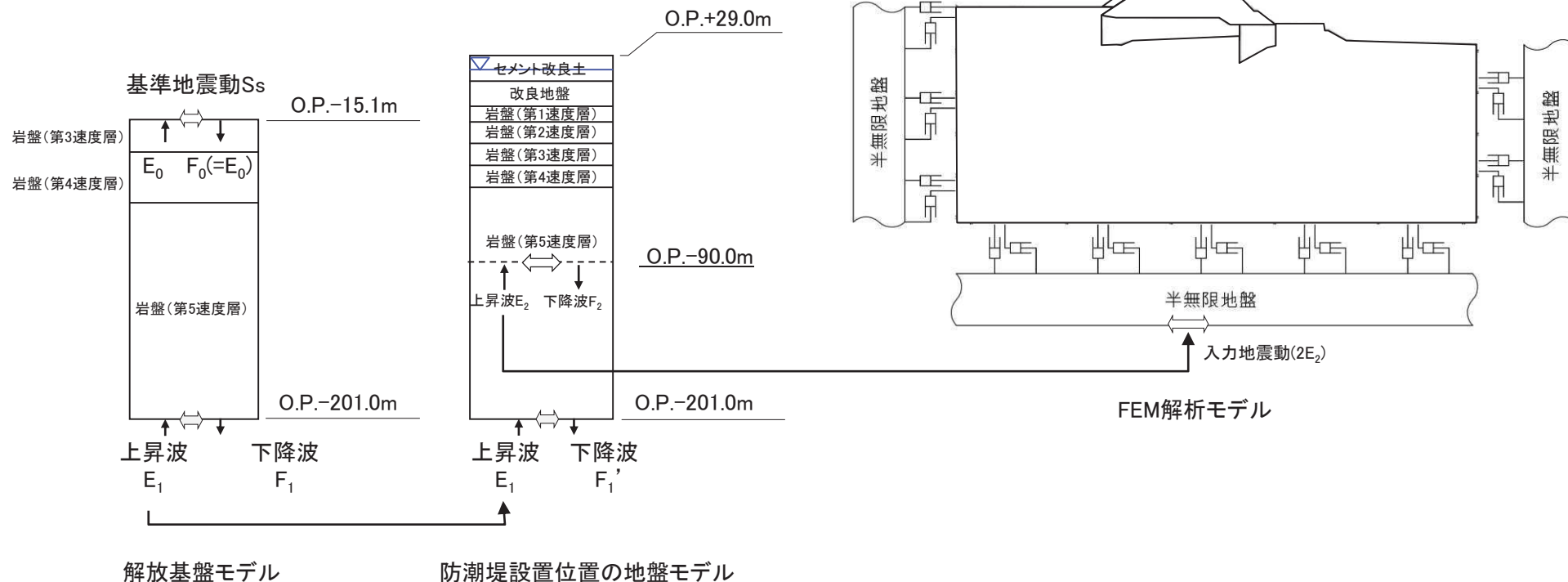
※:せん断強度が小さい方の値を参照

ジョイント要素の設定

5. 構造成立性評価における解析条件 5.2盛土堤防の解析条件
5.2.1 地震・津波・重畳時共通④

入力地震動

- 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 又は余震の地震動を、一次元波動論により解析モデル下端で評価し、水平方向及び鉛直方向に同時に与えた。

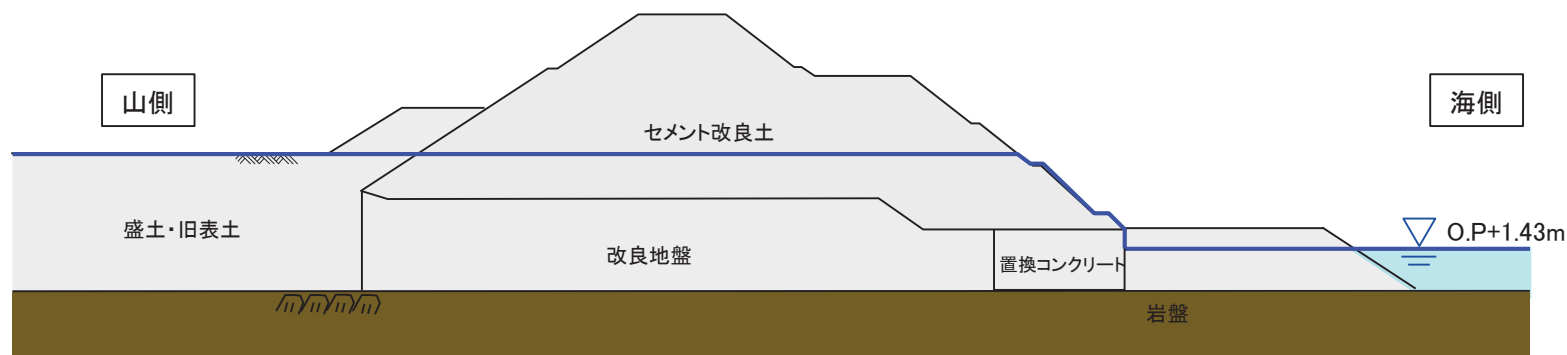


減衰定数

- 減衰特性は、Rayleigh減衰による剛性比例型減衰とする。なお、地盤の非線形性を考慮するマルチスプリング要素(D級岩盤, 改良地盤, セメント改良土及び盛土・旧表土)は履歴減衰も考慮する。

地下水位の設定

- 盛土堤防の構造成立性評価における地下水位については、以下のとおり設定する。
 - 防潮堤の海側：朔望平均満潮位(O.P.+1.43m)として設定。
 - 防潮堤の山側：下図のとおり設定。
- 工認段階においては、三次元浸透流解析の結果を踏まえ保守性を確認の上、設定する。



地下水位概要図(地震時)

5.2.2 地震時②

荷重及び荷重の組合せ

- 地震時の二次元有効応力解析に用いる荷重の組合せを以下に示す。

検討 ケース	常時荷重			短期荷重				
	自重	上載荷重	風荷重	地震荷重	余震荷重	津波荷重	漂流物 荷重	動水圧
地震時	○	○	○	○	—	—	—	—

・上載荷重

女川既往最大積雪量(43cm)から算出した積雪荷重に0.35を乗じた値を踏まえ設定する。

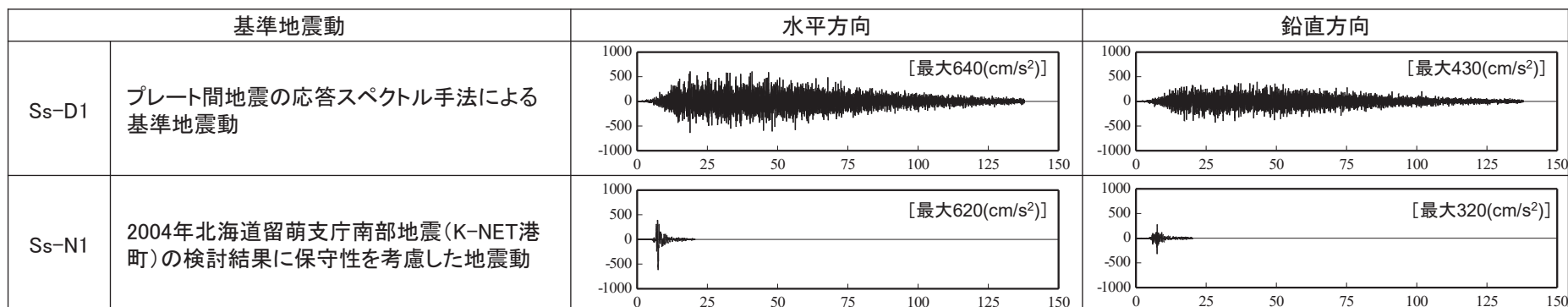
・風荷重

建設省告示第1454号から求められる風荷重を踏まえ設定する。

風荷重は、防潮堤の海側への変形に支配的と考えられる方向(山→海側)へ作用させる。

・地震荷重

解析に用いた地震波は4章で選定したSs-D1とSs-N1の2波である。

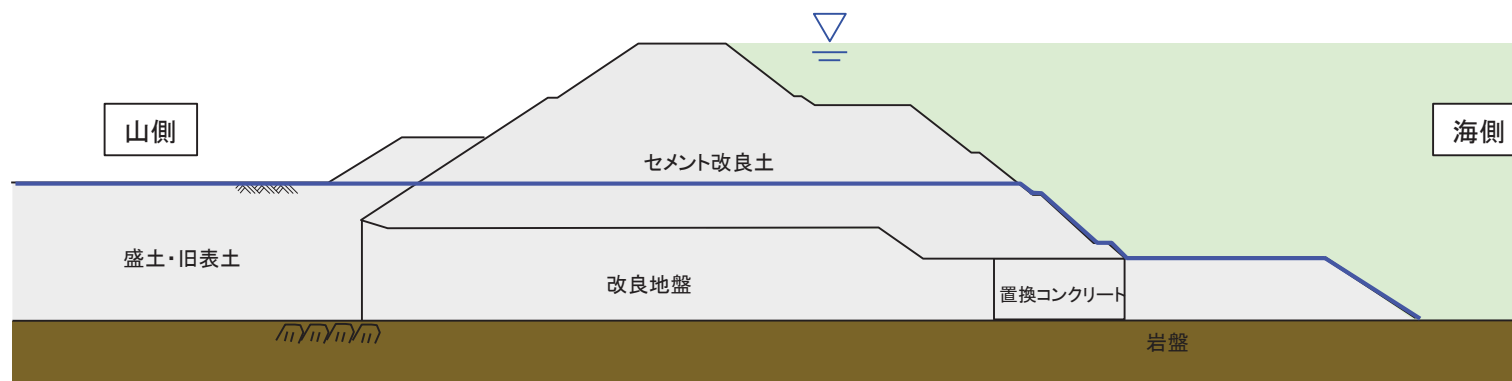


※表中のグラフは各基準地震動の加速度時刻歴波形[縦軸:加速度(cm/s²), 横軸:時間(s)]

5.2.3 津波時①

地下水位の設定

- 構造成立性評価における地下水位については、以下のとおり設定する。
 - － 津波による地下水位の上昇を考慮し、盛土堤防海側の地下水位については、地表面とする。
 - － 盛土堤防山側の地下水位については、下図のとおり設定する。
- 工認段階においては、三次元浸透流解析の結果を踏まえ保守性を確認の上、設定する。



地下水位概要図(津波時)

地盤条件

- 地盤の剛性等に基準地震動 S_s 時の残留過剰間隙水圧の影響を考慮する。

5. 構造成立性評価における解析条件 5.2盛土堤防の解析条件

5.2.3 津波時②

荷重及び荷重の組合せ

- 津波時の二次元有効応力解析に用いる荷重の組合せを以下に示す。

検討 ケース	常時荷重			短期荷重				
	自重	上載荷重	風荷重	地震荷重	余震荷重	津波荷重	漂流物 荷重	動水圧
津波時	○	○	—※	—	—	○	○	—

※：防潮堤の変形に寄与する方向(山→海側)は津波波力を打ち消す方向であるため保守的に作用させない。
(海→山側方向は、津波荷重作用部には作用させない)

・上載荷重

女川既往最大積雪量(43cm)から算出した積雪荷重に0.35を乗じた値を踏まえ設定する。

・津波荷重

構造成立性評価時においては、保守的に設定した津波高さ(O.P.+29m)とし、防潮堤前面の地盤高さ(O.P.+2.5m)との差の1/2を津波浸水深として、朝倉式より算定した津波波力を作用させる。

基準地震動S_s後に、津波荷重を100分割(Δt=0.01(s))して漸増載荷する。

$$P = \rho \cdot g(3.0 \cdot \eta - z)$$

P: 津波波圧(kN/m²)

η: 津波浸水深[(29.0m-2.5m)/2=13.25m]

z: 防潮堤前面の地盤高さ(O.P.+2.5m)を基準とした上向きの正の座標

g: 重力加速度(=9.80665m/s²)

ρ: 海水の密度(=1.03t/m³)

・漂流物荷重

漂流物荷重は道路橋示方書式により算定し作用させる。

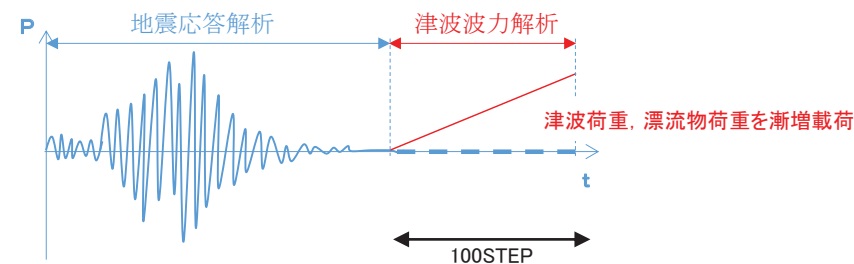
漂流物荷重は、津波荷重同様、基準地震動S_s後に100分割(Δt=0.01(s))して漸増載荷する。

$$P = 0.1 \cdot W \cdot v$$

P: 漂流物荷重(kN/m²)

W: 対象漂流物重量(漁船15t=147.1kN)

v: 流速(=5m/s)

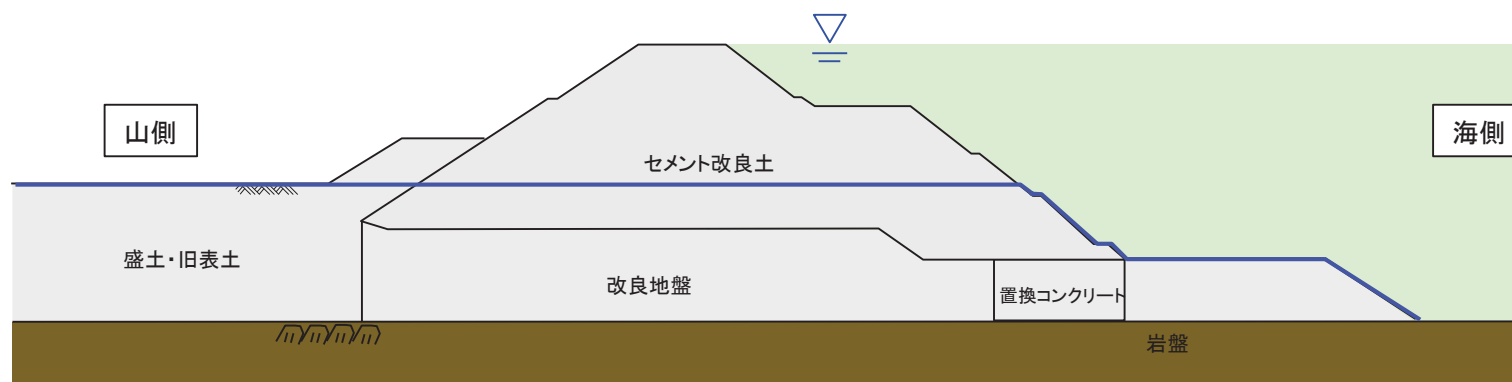


津波荷重, 漂流物荷重の載荷イメージ

5.2.4 重畳時(津波+余震時)①

地下水位の設定(津波時と共通)

- 構造成立性評価における地下水位については、以下のとおり設定する。
 - －津波による地下水位の上昇を考慮し、盛土堤防海側の地下水位については、地表面とする。
 - －盛土堤防山側の地下水位については、下図のとおり設定する。
- 工認段階においては、三次元浸透流解析の結果を踏まえ保守性を確認の上、設定する。



地下水位概要図(重畳時)

5.2.4 重畳時(津波+余震時)②

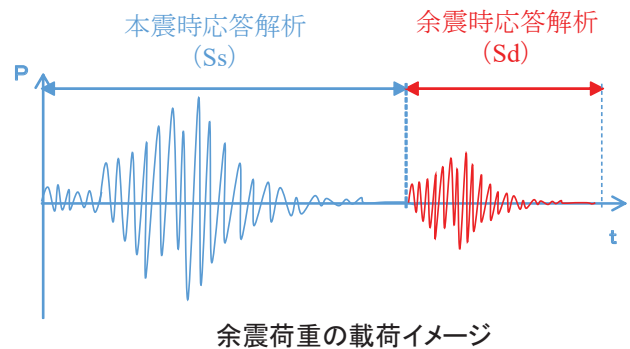
荷重及び荷重の組合せ

- 重畳時(津波+余震時)の二次元有効応力解析に用いる荷重の組合せを以下に示す。

検討 ケース	常時荷重			短期荷重				
	自重	上載荷重	風荷重	地震荷重	余震荷重	津波荷重	漂流物 荷重	動水圧
重畳時	○	○	—※	—	○	○	—	○

※:防潮堤の変形に寄与する方向(山→海側)は津波波力を打ち消す方向であるため保守的に作用させない。
(海→山側方向は、津波荷重作用部には作用させない)

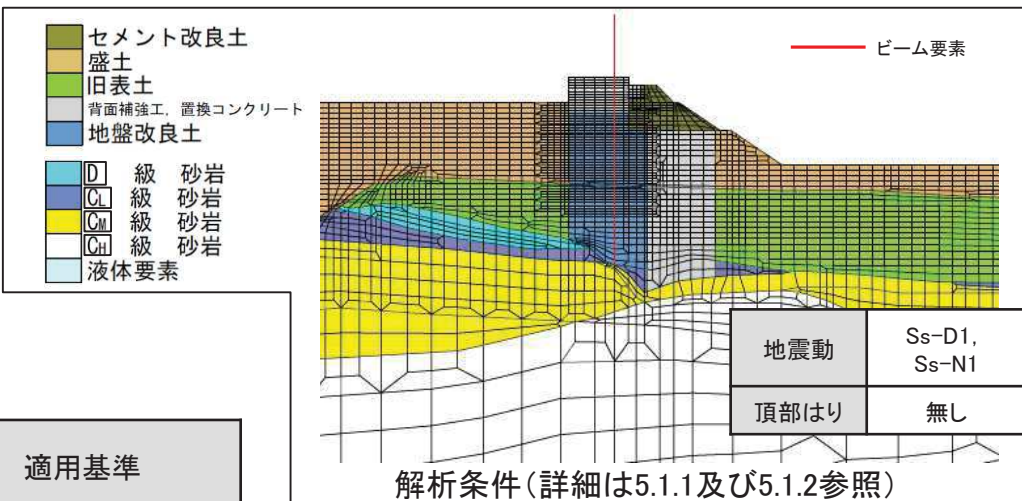
- ・上載荷重
女川既往最大積雪量(43cm)から算出した積雪荷重に0.35を乗じた値を踏まえ設定する。
- ・余震荷重
弾性設計用地震動Sd=D2を用いる。
- ・津波荷重
構造成立性評価時においては、保守的に設定した津波高さ(O.P.+29m)の静水圧を作用させる。
- ・動水圧
動水圧は海水を液体要素でモデル化することにより考慮する。



6. 鋼管式鉛直壁(一般部)の構造成立性検討結果 (断面:地点④)

6.1.1 地震時①

- 鋼管式鉛直壁(一般部)のうち, 鋼管杭(長杭)の地震時における最小安全率時刻での照査結果を以下に示す。
- 鋼管杭に厳しい損傷モード(曲げ圧縮, せん断照査の最小安全率時刻)を想定しても, 構造成立性が確保されることを確認した。
- 次頁に断面力分布図を示す。



【長杭】

■照査項目, 許容限界

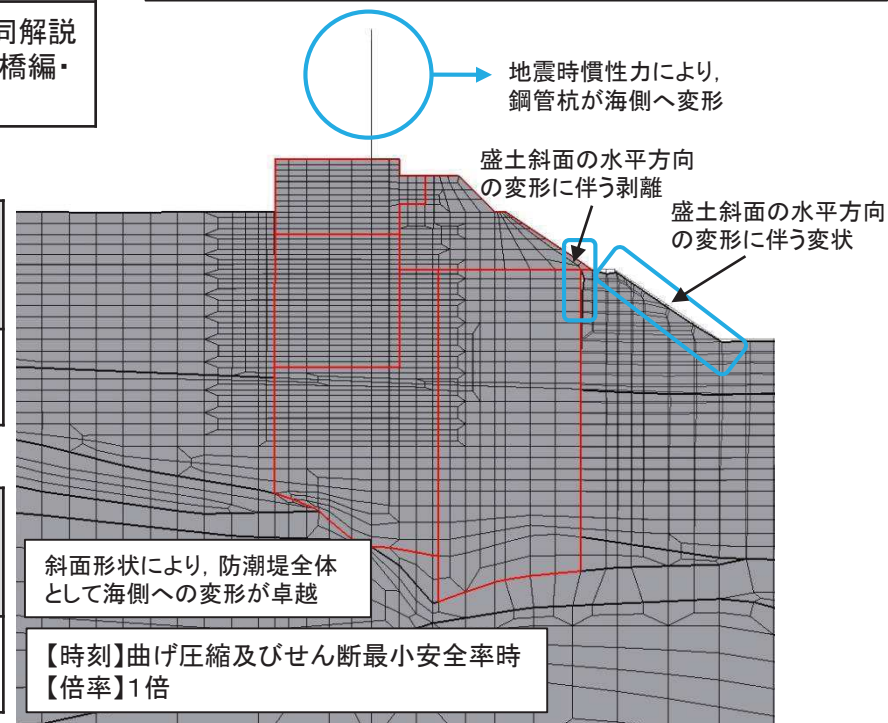
評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
鋼管杭(長杭)	地震時	2次元動的FEM解析(有効応力解析)	曲げせん断	短期許容応力度以下	道路橋示方書・同解説(I 共通編・II 鋼橋編・IV 下部構造編)

■曲げ圧縮に対する照査(最小安全率時)

	地震動	時刻(s)	発生応力 σ (N/mm ²)	許容応力 σ_{sa} (N/mm ²)	最小安全率 σ_{sa}/σ	判定 (>1.0)
鋼管杭(長杭)	Ss-D1	26.70	50.39	247.2	4.90	OK

■せん断に対する照査(最小安全率時)

	地震動	時刻(s)	発生応力 σ (N/mm ²)	許容応力 σ_{sa} (N/mm ²)	最小安全率 σ_{sa}/σ	判定 (>1.0)
鋼管杭(長杭)	Ss-D1	26.70	32.74	217.5	6.64	OK



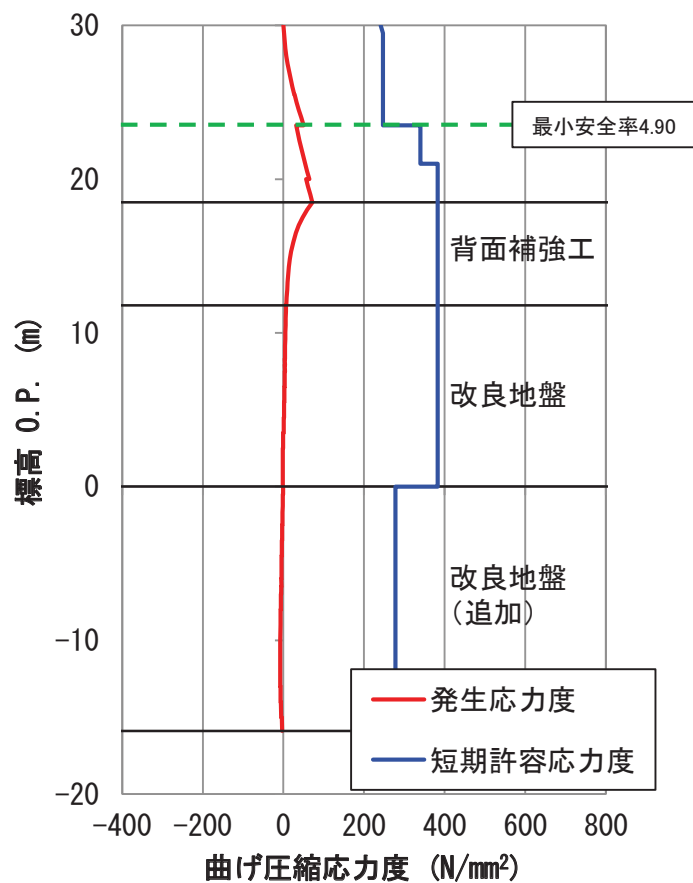
変形図

6. 鋼管式鉛直壁(一般部)の構造成立性検討結果(断面:地点④) 6.1 鋼管杭
 6.1.1 地震時②

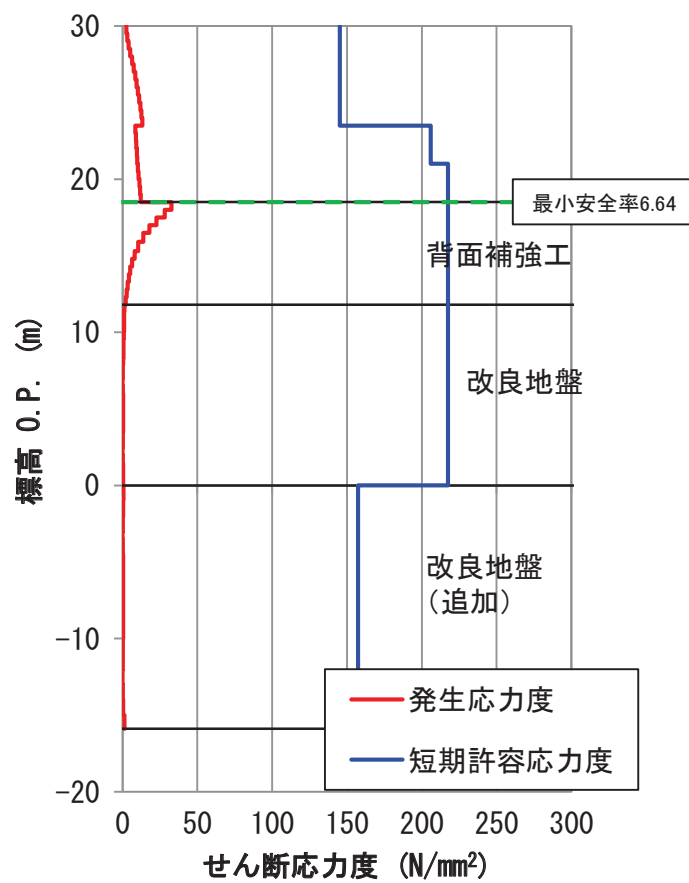
- 鋼管式鉛直壁(一般部)のうち, 鋼管杭(長杭)の地震時における最小安全率時の断面力分布図を以下に示す。

【長杭】

■ 曲げ圧縮照査時刻時(=せん断照査時刻)



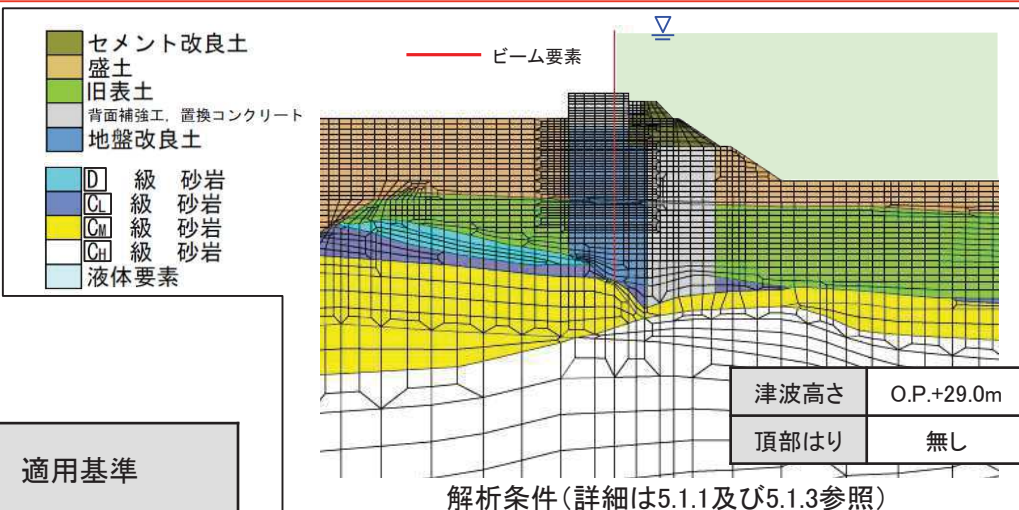
曲げ圧縮応力度分布図



せん断応力度分布図

6.1.2 津波時①

- 鋼管式鉛直壁(一般部)のうち, 鋼管杭(長杭)の津波時における最小安全率時刻での照査結果を以下に示す。
- 津波時において, 構造成立性が確保されることを確認した。
- 次頁に断面力分布図を示す。



【長杭】

■照査項目, 許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
鋼管杭(長杭)	津波時	2次元動的FEM解析(有効応力解析)※	曲げせん断	短期許容応力度以下	道路橋示方書・同解説(I 共通編・II 鋼橋編・IV 下部構造編)

※: 保守的にSs直後の応力状態及び過剰間隙水圧上昇による地盤の剛性低下を考慮した影響を評価

■曲げ圧縮に対する照査

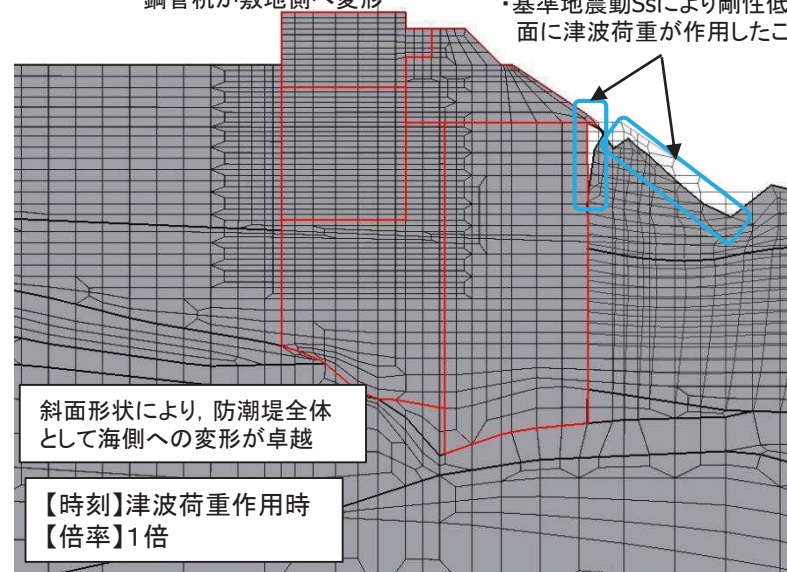
	発生応力 σ (N/mm ²)	許容応力 σ_{sa} (N/mm ²)	安全率 σ_{sa}/σ	判定 (>1.0)
鋼管杭(長杭)	259.51	382.5	1.47	OK

■せん断に対する照査

	発生応力 σ (N/mm ²)	許容応力 σ_{sa} (N/mm ²)	安全率 σ_{sa}/σ	判定 (>1.0)
鋼管杭(長杭)	120.07	217.5	1.81	OK

津波荷重により鋼管杭が敷地側へ変形

・主に基準地震動Ssによる残留変形・剥離
・基準地震動Ssにより剛性低下した盛土斜面に津波荷重が作用したことによる変形



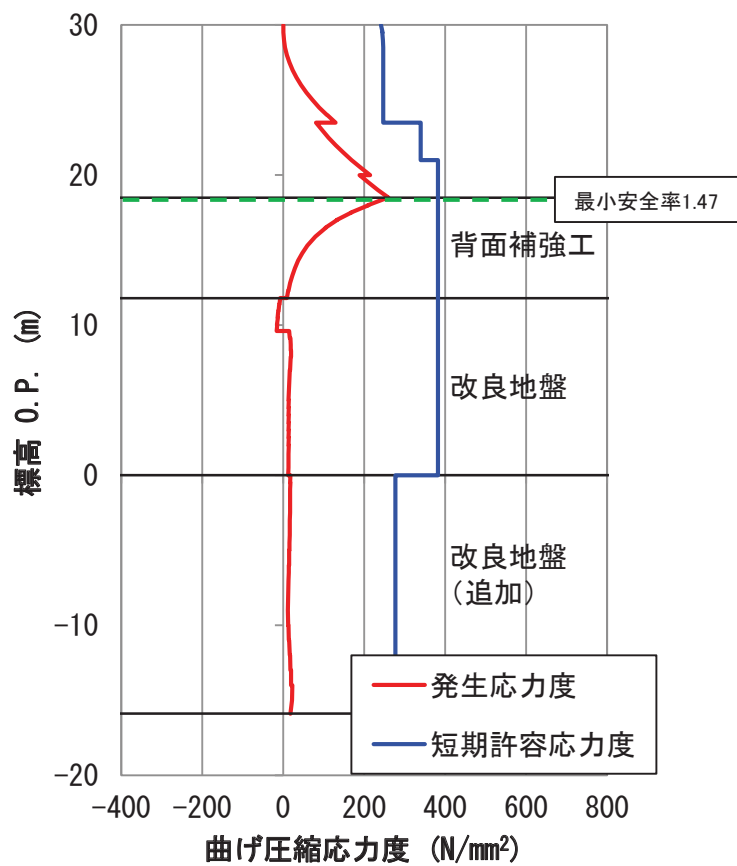
変形図

6. 鋼管式鉛直壁(一般部)の構造成立性検討結果(断面:地点④) 6.1 鋼管杭
 6.1.2 津波時②

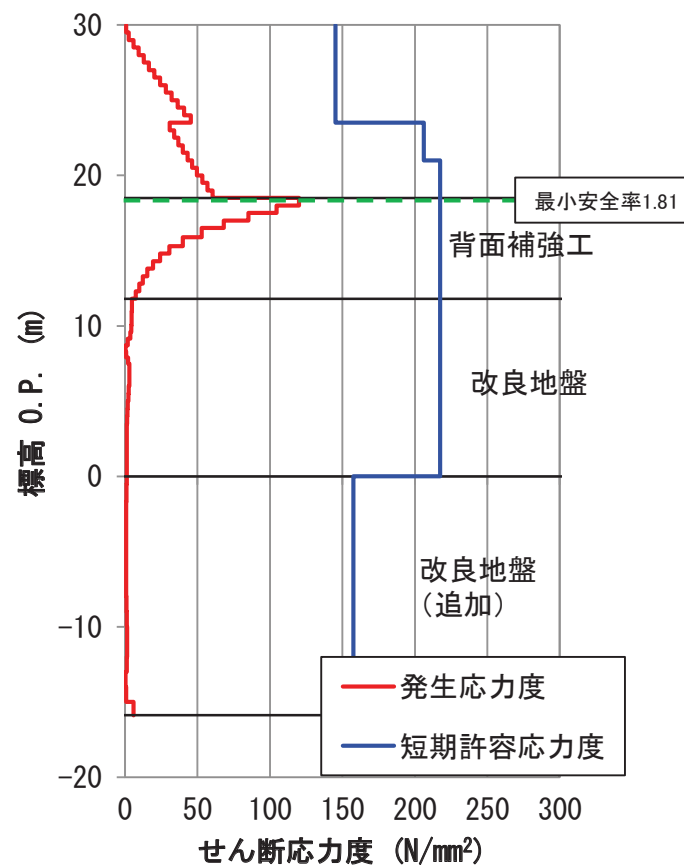
- 鋼管式鉛直壁(一般部)のうち, 鋼管杭(長杭)の津波時における断面力分布図を以下に示す。

【長杭】

■ 曲げ圧縮照査時刻時(=せん断照査時刻)



曲げ圧縮応力度分布図



せん断応力度分布図

6. 鋼管式鉛直壁(一般部)の構造成立性検討結果(断面:地点④) 6.1 鋼管杭

6.1.3 重畳時(津波+余震時)①

- 鋼管式鉛直壁(一般部)のうち, 鋼管杭(長杭)の重畳時(津波+余震時)における最小安全率時刻での照査結果を以下に示す。
- 鋼管杭に厳しい損傷モード(曲げ圧縮, せん断照査の最小安全率時刻)を想定しても, 構造成立性が確保されることを確認した。
- 次頁に断面力分布図を示す。

【長杭】

■照査項目, 許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
鋼管杭(長杭)	重畳時	2次元動的FEM解析(有効応力解析)※	曲げ せん断	短期許容 応力度以下	道路橋示方書・同解説 (I 共通編・II 鋼橋編・IV 下部構造編)

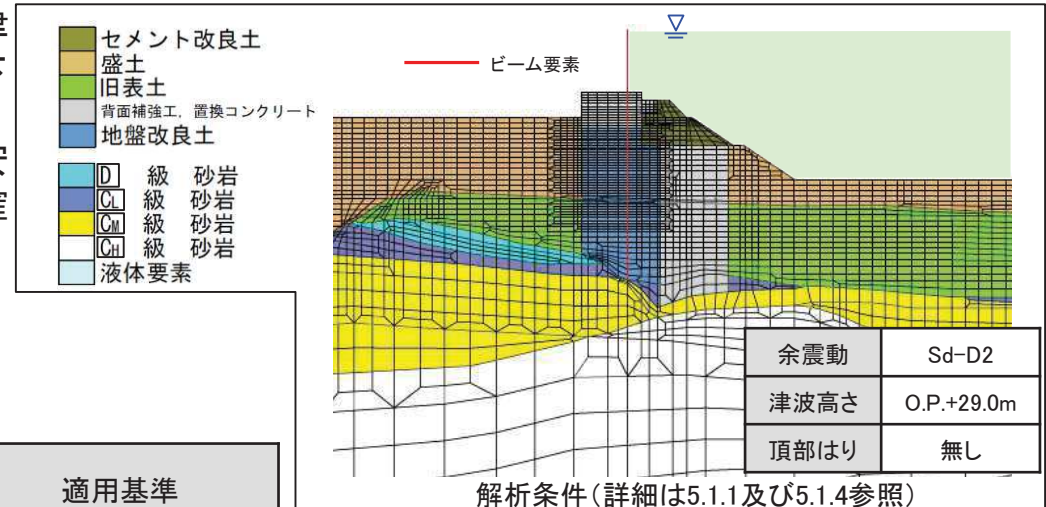
※: 保守的にSs直後の応力状態及び過剰間隙水圧上昇による地盤の剛性低下を考慮した影響を評価

■曲げ圧縮に対する照査(最小安全率時)

	地震動	時刻(s)	発生応力 σ (N/mm ²)	許容応力 σ_{sa} (N/mm ²)	最小安全率 σ_{sa}/σ	判定 (>1.0)
鋼管杭(長杭)	Sd-D2	13.51	187.70	382.5	2.03	OK

■せん断に対する照査(最小安全率時)

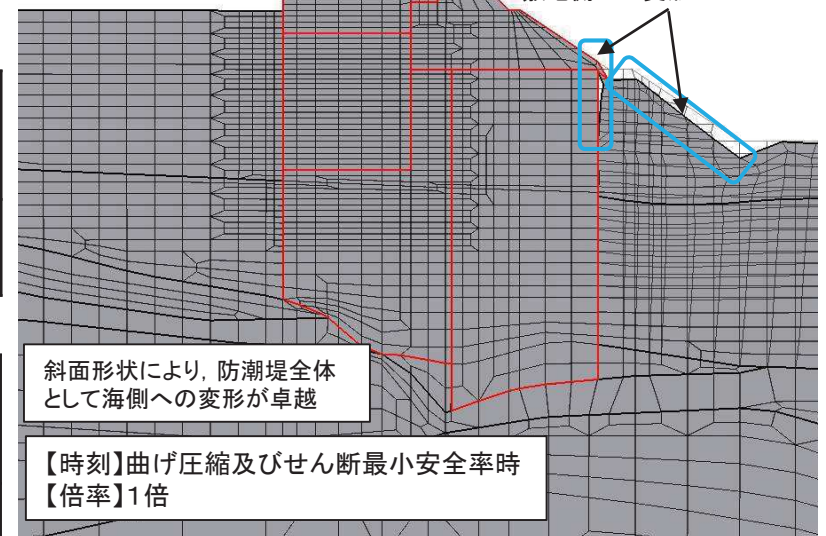
	地震動	時刻(s)	発生応力 σ (N/mm ²)	許容応力 σ_{sa} (N/mm ²)	最小安全率 σ_{sa}/σ	判定 (>1.0)
鋼管杭(長杭)	Sd-D2	13.51	86.36	217.5	2.51	OK



解析条件(詳細は5.1.1及び5.1.4参照)

津波荷重及び余震荷重により
鋼管杭が敷地側へ変形

・主に基準地震動Ssによる残留変形・剥離
・余震荷重(海→敷地側)による盛土斜面の敷地側への変形



斜面形状により, 防潮堤全体として海側への変形が卓越

【時刻】曲げ圧縮及びせん断最小安全率時
【倍率】1倍

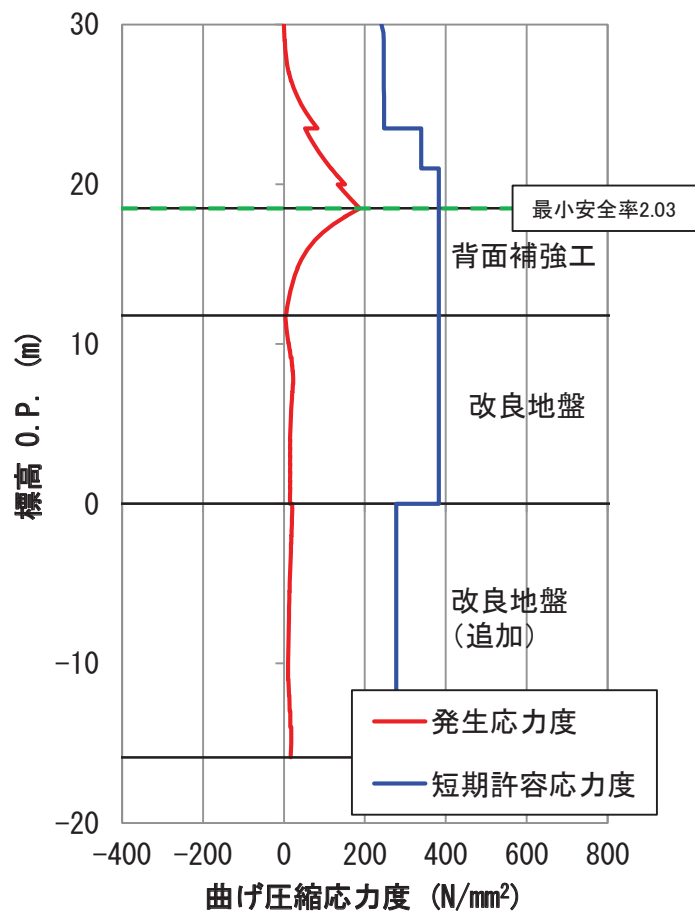
変形図

6. 鋼管式鉛直壁(一般部)の構造成立性検討結果(断面:地点④) 6.1 鋼管杭
 6.1.3 重畳時(津波+余震時)②

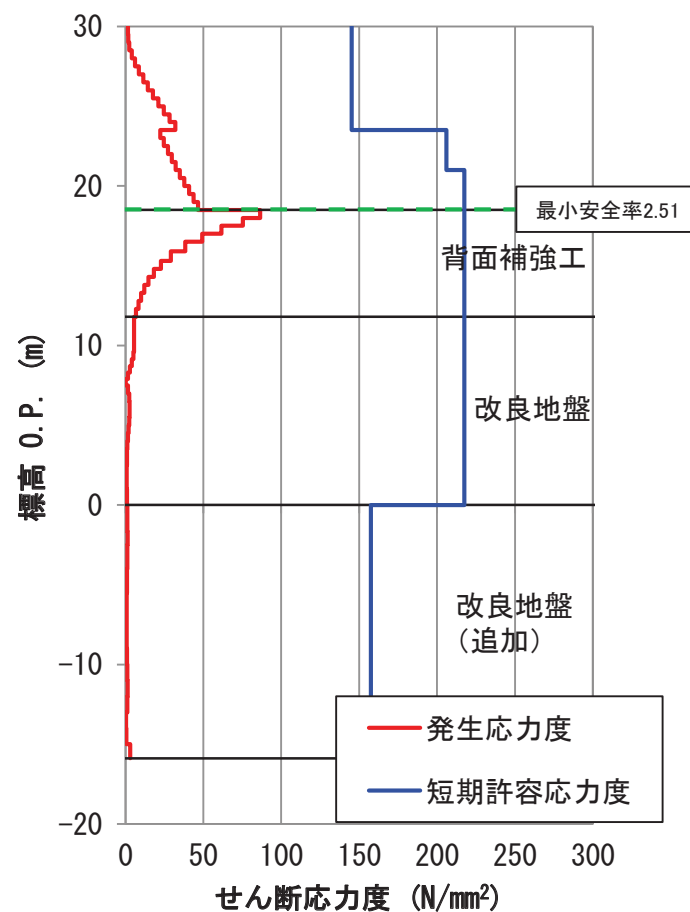
- 鋼管式鉛直壁(一般部)のうち, 鋼管杭(長杭)の重畳時(津波+余震時)における最小安全率時の断面力分布図を以下に示す。

【長杭】

■ 曲げ圧縮照査時刻時(=せん断照査時刻)



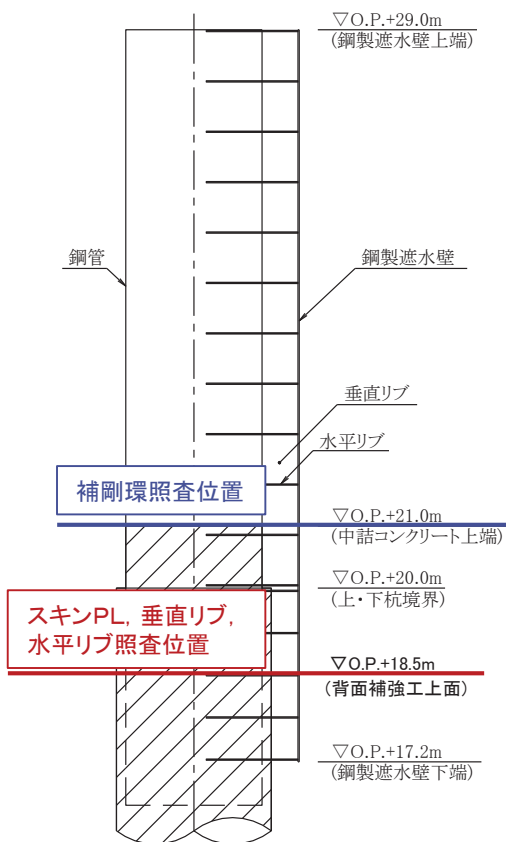
曲げ圧縮応力度分布図



せん断応力度分布図

6.2.1 地震時

- 鋼製遮水壁の各部材における, 地震時(Ss-D1)の検討結果を以下に示す。
- 部材の照査位置については, スキンPL, 垂直リブ, 水平リブは背面補強工上面であるO.P.+18.5mとし, 補剛環は中詰コンクリート上面であるO.P.+21.0mとした。



地震時照査位置

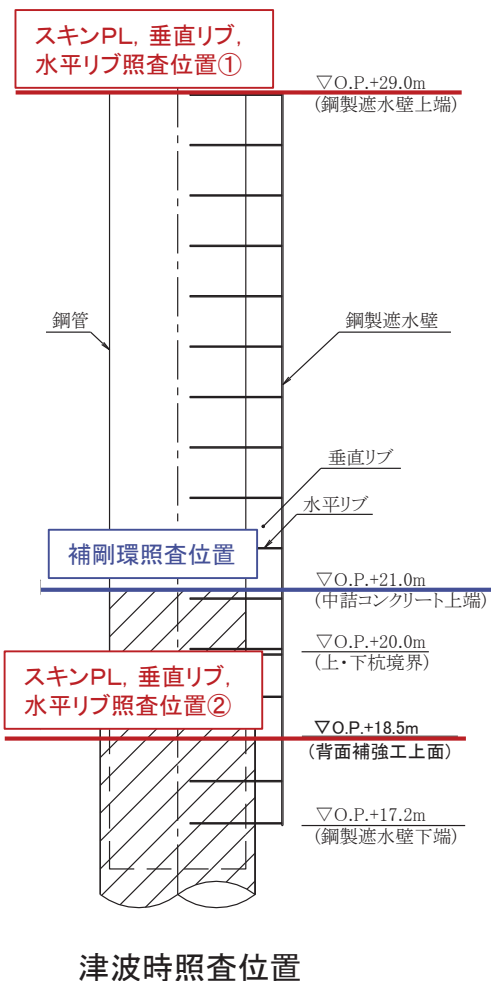
鋼製遮水壁照査結果一覧[地震時(Ss-D1)]

項目			地震時			
箇所	部材(材質)	照査項目(単位)	計算値	許容値(短期)	安全率	判定
O.P.+21.0m	補剛環 (SM400)	変形量 δ (mm)	0.23	2.20	9.56	OK
O.P.+18.5m	スキンPL (SM570)	曲げ応力度 σ_b (N/mm ²)	35.58	382.5	10.75	OK
	垂直リブ (SM490Y)	圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	7.32	154.5	21.10	OK
	水平リブ (SM570)	曲げ応力度 σ_b (N/mm ²)	37.70	382.5	10.14	OK
		せん断応力度 τ (N/mm ²)	4.85	217.5	44.84	OK
		合成応力照査	0.02	1.2	60.00	OK

6.2.2 津波時

- 鋼製遮水壁の各部材における、津波時の検討結果を以下に示す。
- 部材の照査位置については、スキンPL, 垂直リブ, 水平リブは漂流物荷重が作用するO.P.+29.0m及び津波荷重が最も大きく作用するO.P.+18.5mとし、補剛環は津波荷重が最も大きく作用するO.P.+21.0mとした。

鋼製遮水壁照査結果一覧(津波時)



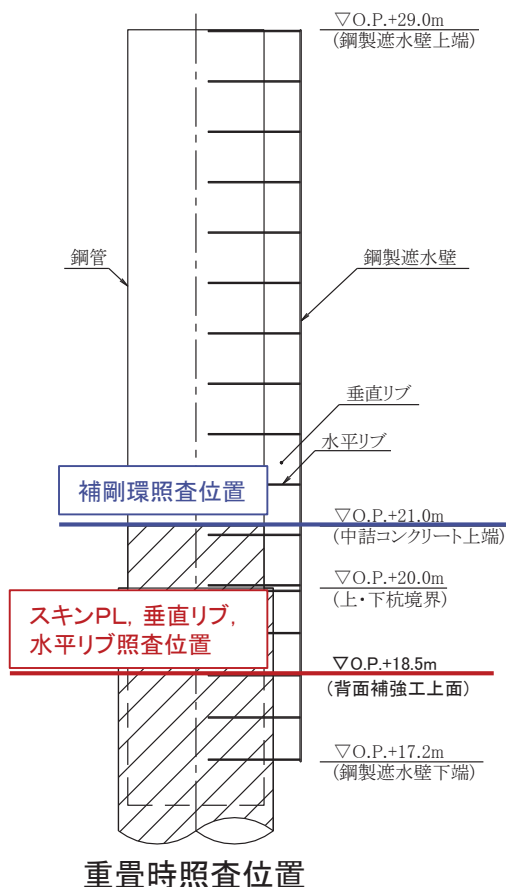
項目			津波時				
箇所	部材(材質)		照査項目(単位)	計算値	許容値(短期)	安全率	判定
O.P.+29.0m	スキンPL	(SM490Y)	曲げ応力度 σ_b (N/mm ²)	273.96	315	1.14	OK
	垂直リブ	(SM490Y)	圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	31.25	186	5.95	OK
	水平リブ	(SM490Y)	曲げ応力度 σ_b (N/mm ²)	193.67	315	1.62	OK
			せん断応力度 τ (N/mm ²)	26.82	180	6.71	OK
			合成応力照査	0.40	1.2	3.00	OK
O.P.+21.0m	補剛環	(SM400)	変形量 δ (mm)	1.35	2.20	1.62	OK
O.P.+18.5m	スキンPL	(SM570)	曲げ応力度 σ_b (N/mm ²)	233.28	382.5	1.63	OK
	垂直リブ	(SM490Y)	圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	47.98	154.5	3.22	OK
	水平リブ	(SM570)	曲げ応力度 σ_b (N/mm ²)	247.09	382.5	1.54	OK
			せん断応力度 τ (N/mm ²)	31.75	217.5	6.85	OK
			合成応力照査	0.44	1.2	2.72	OK

6.2.3 重畳時(津波+余震時)

- 鋼製遮水壁の各部材における, 重畳時(津波+余震時)の検討結果を以下に示す。
- 部材の照査位置については, 静水圧及び動水圧が最も大きく作用する箇所とし, スキンPL, 垂直リブ, 水平リブはO.P.+18.5m, 補剛環はO.P.+21.0mとした。

鋼製遮水壁照査結果一覧(重畳時)

項目			重畳時			
箇所	部材(材質)	照査項目(単位)	計算値	許容値(短期)	安全率	判定
O.P.+21.0m	補剛環 (SM400)	変形量 δ (mm)	1.29	2.20	1.70	OK
O.P.+18.5m	スキンPL (SM570)	曲げ応力度 σ_b (N/mm ²)	223.37	382.5	1.71	OK
	垂直リブ (SM490Y)	圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	45.96	154.5	3.36	OK
	水平リブ (SM570)	曲げ応力度 σ_b (N/mm ²)	236.67	382.5	1.61	OK
		せん断応力度 τ (N/mm ²)	30.42	217.5	7.14	OK
		合成応力照査	0.41	1.2	2.92	OK



6. 鋼管式鉛直壁(一般部)の構造成立性検討結果(断面:地点④)

6.3 止水目地

- 鋼管式鉛直壁(一般部)の止水目地については、頂部はりを取り外すことで、背面補強工から突出している部分の長杭と短杭の挙動がおおむね同等となることから、長杭-短杭間の相対変位はほぼ生じないことが想定される。
- 上記に対して、止水目地の許容変形量(汀線直交方向)は、止水目地①(大)で1,500mm、止水目地①(小)で200mm、止水目地②で30~70mm(仕様により異なる)であり、想定される変形量に対して十分遮水性を確保できる。
- また、選択した止水目地が発生水圧に対して十分遮水性を確保できることを、詳細設計(工認段階)で試験等により確認する。
- なお、各箇所を設置する止水目地の仕様は詳細設計(工認段階)で決定する。

照査項目, 許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
止水目地	地震時	2次元動的FEM解析 (有効応力解析)	変形・水圧	メーカー規格・基準又は性能試験を参照し定める許容変形量及び許容水圧以下とする。	
	津波時				
	重畳時 (津波+余震時)				

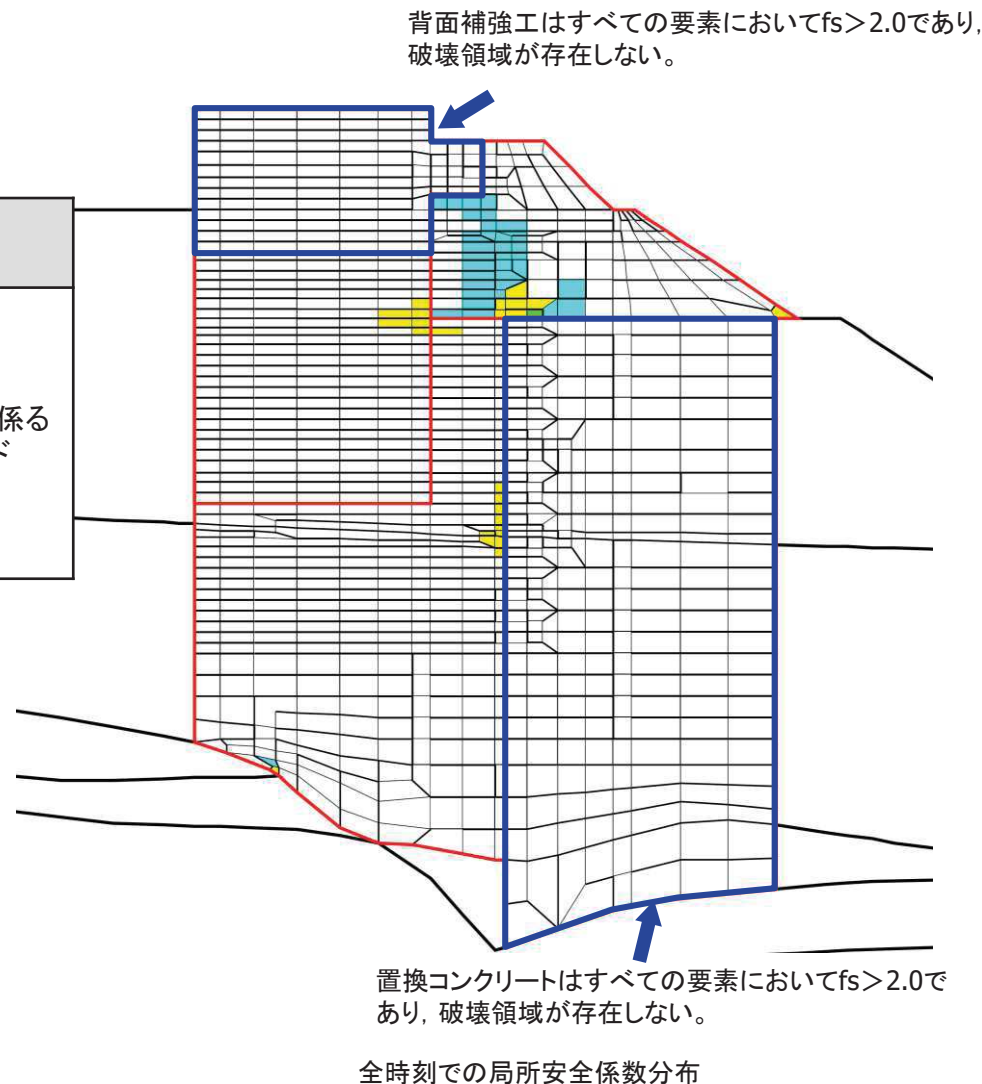
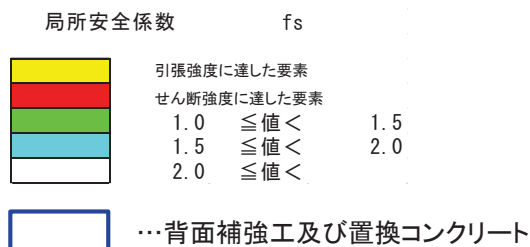
6.4.1 地震時

- 背面補強工及び置換コンクリートの地震時における全時刻での局所安全係数分布を以下に示す。
- 背面補強工及び置換コンクリートは、局所安全係数がすべての要素で $f_s > 2.0$ であり、破壊領域が存在しないことから、すべり安全率が最小となる時刻においてもすべり安全率1.2以上を確保できる。
(参考として地盤も含めた最小すべり安全率を6.5.1に記載)

照査項目, 許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
背面補強工及び置換コンクリート	地震時	2次元動的FEM解析(有効応力解析)	すべり安全率※	すべり安全率1.2以上	耐津波設計に係る工認審査ガイド
	津波時				
	重畳時(津波+余震時)				

※: 地盤と施設を連成した2次元FEM解析により、各要素の破壊状況についても確認し、必要に応じて破壊の進展を考慮した検討(非線形解析等)を行う。



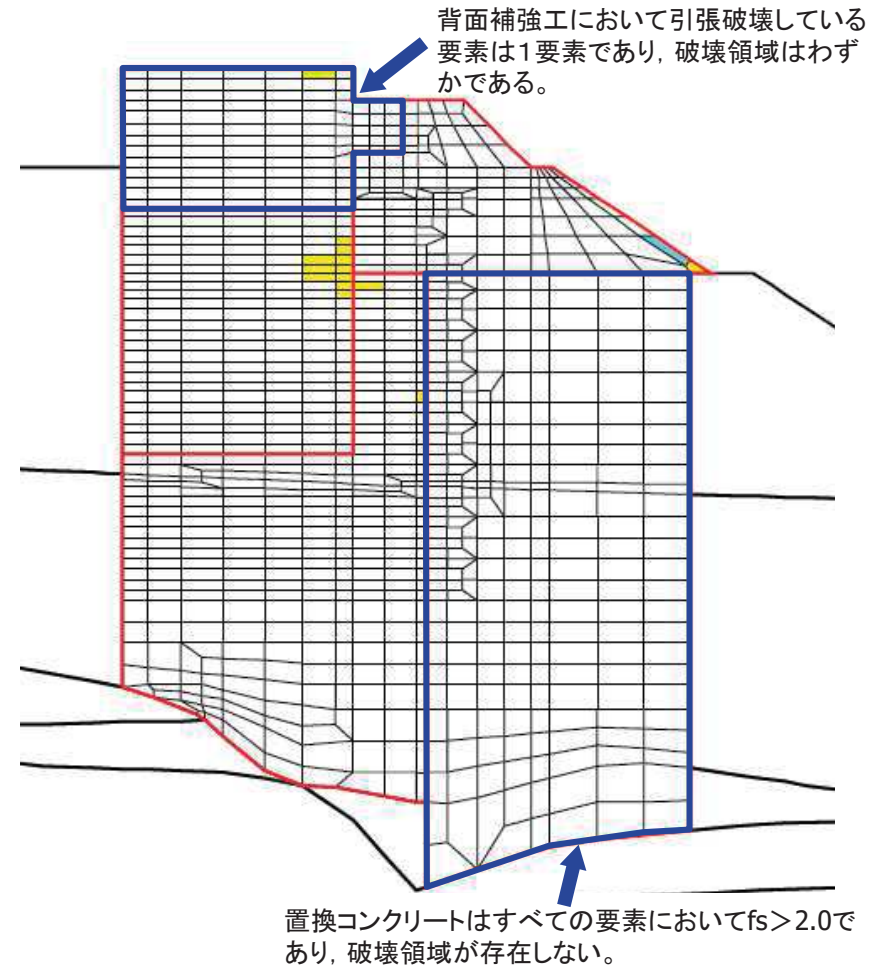
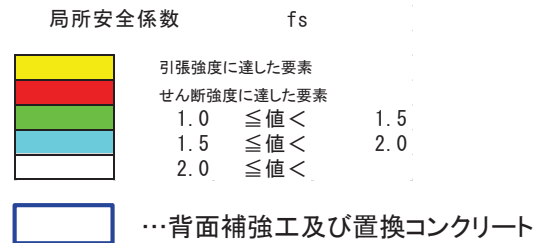
6.4.2 津波時

- 背面補強工及び置換コンクリートの津波時における全時刻での局所安全係数分布を以下に示す。
- 背面補強工の全時刻での局所安全係数は、1要素を除き $f_s > 2.0$ であり、破壊領域はわずかであることから、すべり安全率が最小となる時刻においても、すべり安全率1.2以上を確保できる。
(参考として地盤も含めた最小すべり安全率を6.5.2に記載)
- 置換コンクリートは、局所安全係数がすべての要素で $f_s > 2.0$ であり、破壊領域が存在しないことから、すべり安全率が最小となる時刻においても、すべり安全率1.2以上を確保できる。
(参考として地盤も含めた最小すべり安全率を6.5.2に記載)
- なお、破壊の進展を考慮した検討は詳細設計段階で実施する。

照査項目, 許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
背面補強工及び置換コンクリート	地震時	2次元動的FEM解析(有効応力解析)	すべり安全率※	すべり安全率1.2以上	耐津波設計に係る工認審査ガイド
	津波時				
	重畳時(津波+余震時)				

※:地盤と施設を連成した2次元FEM解析により、各要素の破壊状況についても確認し、必要に応じて破壊の進展を考慮した検討(非線形解析等)を行う。



津波時の局所安全係数分布

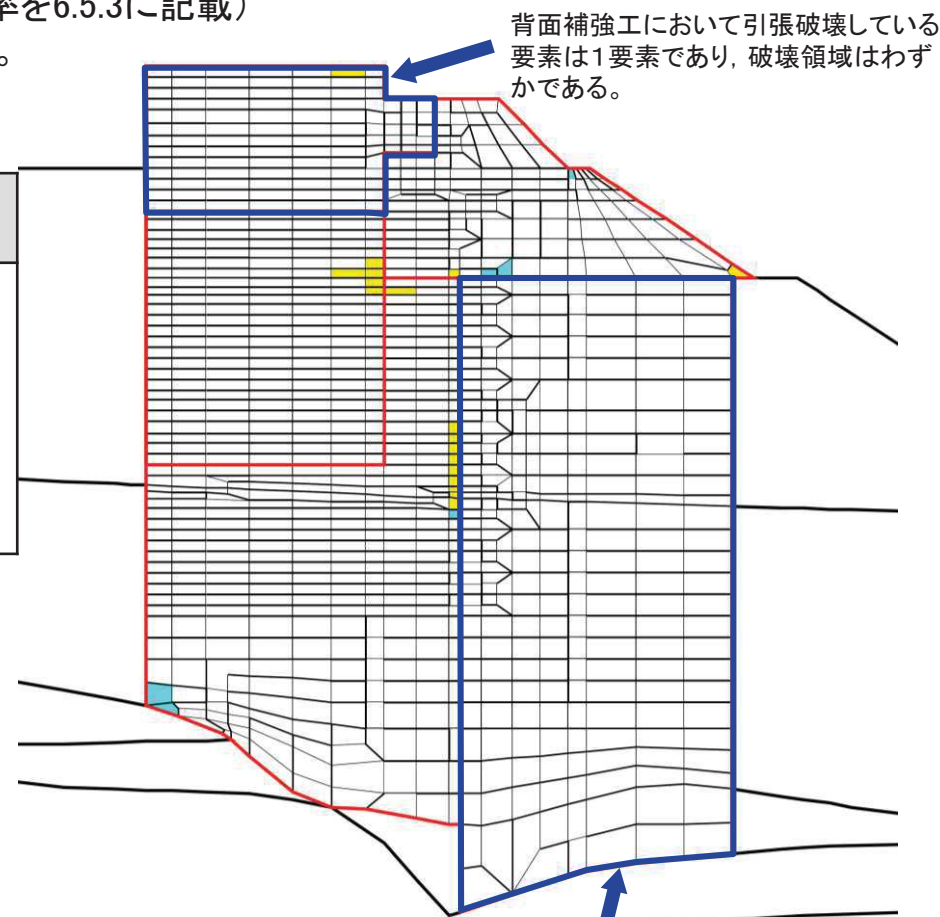
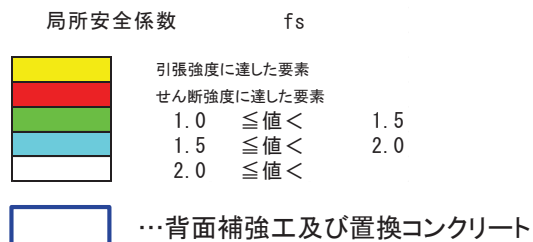
6.4.3 重畳時(津波+余震時)

- 背面補強工及び置換コンクリートの重畳時(津波+余震時)における全時刻での局所安全係数分布を以下に示す。
- 背面補強工の局所安全係数は、1要素を除き $f_s > 2.0$ であり、破壊領域はわずかであることから、すべり安全率1.2以上を確保できる。(参考として地盤も含めた最小すべり安全率を6.5.3に記載)
- 置換コンクリートは、局所安全係数がすべての要素で $f_s > 2.0$ であり、破壊領域が存在しないことから、すべり安全率1.2以上を確保できる。(参考として地盤も含めた最小すべり安全率を6.5.3に記載)
- なお、破壊の進展を考慮した検討は詳細設計段階で実施する。

照査項目, 許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
背面補強工及び置換コンクリート	地震時	2次元動的FEM解析(有効応力解析)	すべり安全率*	すべり安全率1.2以上	耐津波設計に係る工認審査ガイド
	津波時				
	重畳時(津波+余震時)				

※: 地盤と施設を連成した2次元FEM解析により、各要素の破壊状況についても確認し、必要に応じて破壊の進展を考慮した検討(非線形解析等)を行う。



背面補強工において引張破壊している要素は1要素であり、破壊領域はわずかである。

置換コンクリートはすべての要素において $f_s > 2.0$ であり、破壊領域が存在しない。

全時刻での局所安全係数分布

6.5.1 地震時①

- 鋼管式鉛直壁(一般部)の地震時における岩盤の支持力, 地盤のすべり安全率検討結果を以下に示す(すべり安全率は次頁)。
- 岩盤の支持力は, 長杭下端での発生応力が極限支持力以下であることを確認した。
- なお, 盛土・旧表土の最大過剰間隙水圧比分布及び最大せん断ひずみ分布については, 補足説明資料9. に示す。

■照査項目, 許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
岩盤, 改良地盤及びセメント改良土	地震時	2次元動的FEM解析 (有効応力解析)	支持力※1	極限支持力以下	道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV下部構造編)
			すべり安全率※2	すべり安全率1.2以上	耐津波設計に係る工認審査ガイド

※1: 岩盤及び改良地盤。
 ※2: 改良地盤及びセメント改良土。

■支持力

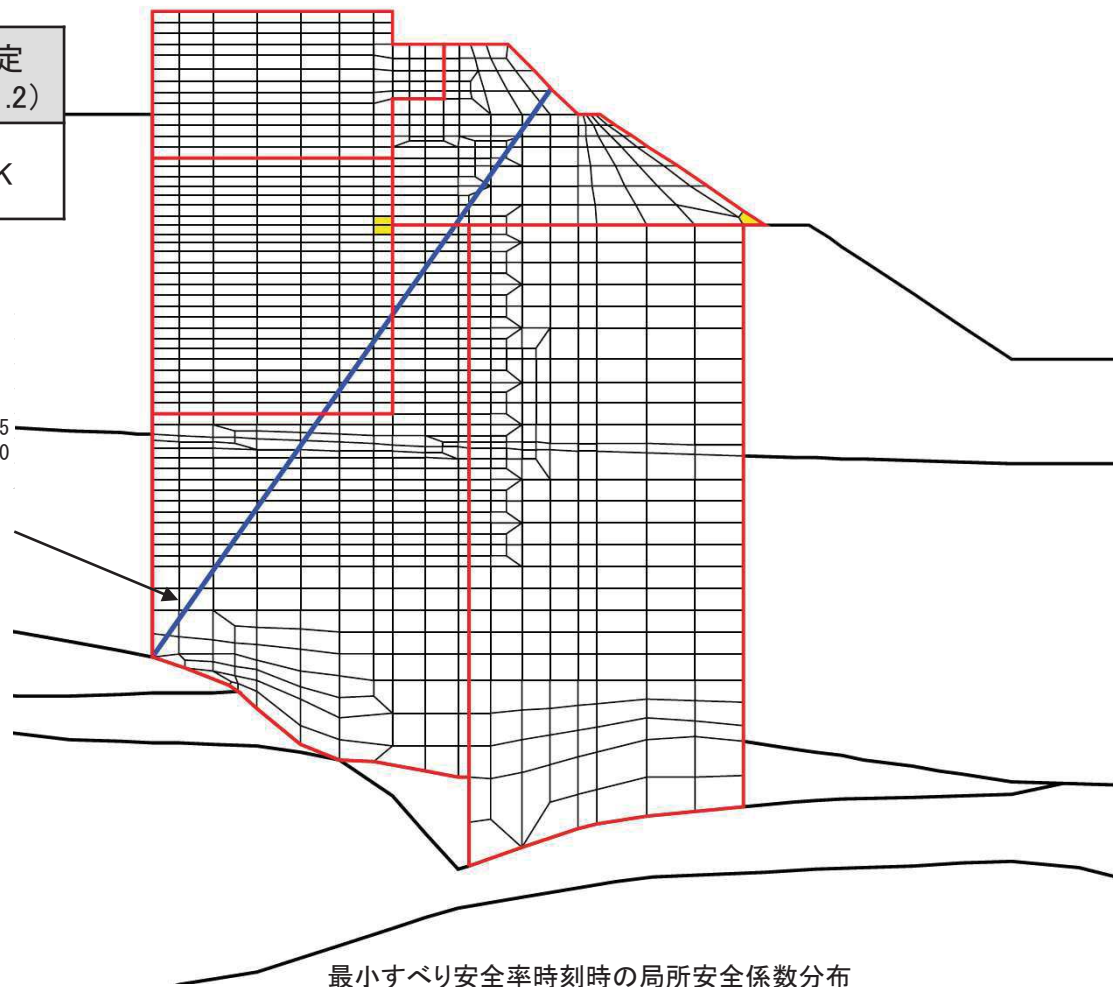
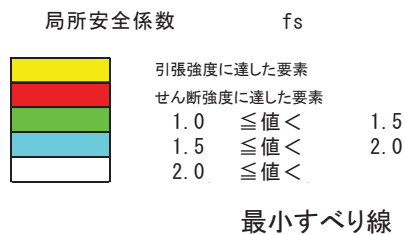
	地震動	発生応力 σ (N/mm ²)	極限支持力 (N/mm ²)	最小安全率	判定 (>1.0)
岩盤 (長杭)	Ss-D1	0.91	11.4	12.52	OK

6.5.1 地震時②

- 改良地盤及びセメント改良土のすべり安全率は、局所安全係数がおおむね $f_s > 2.0$ であり、最小すべり安全率が $F_s > 1.2$ であることから、地盤に対して厳しい損傷モード(最小すべり安全率時刻)を想定しても構造成立性が確保されることを確認した。

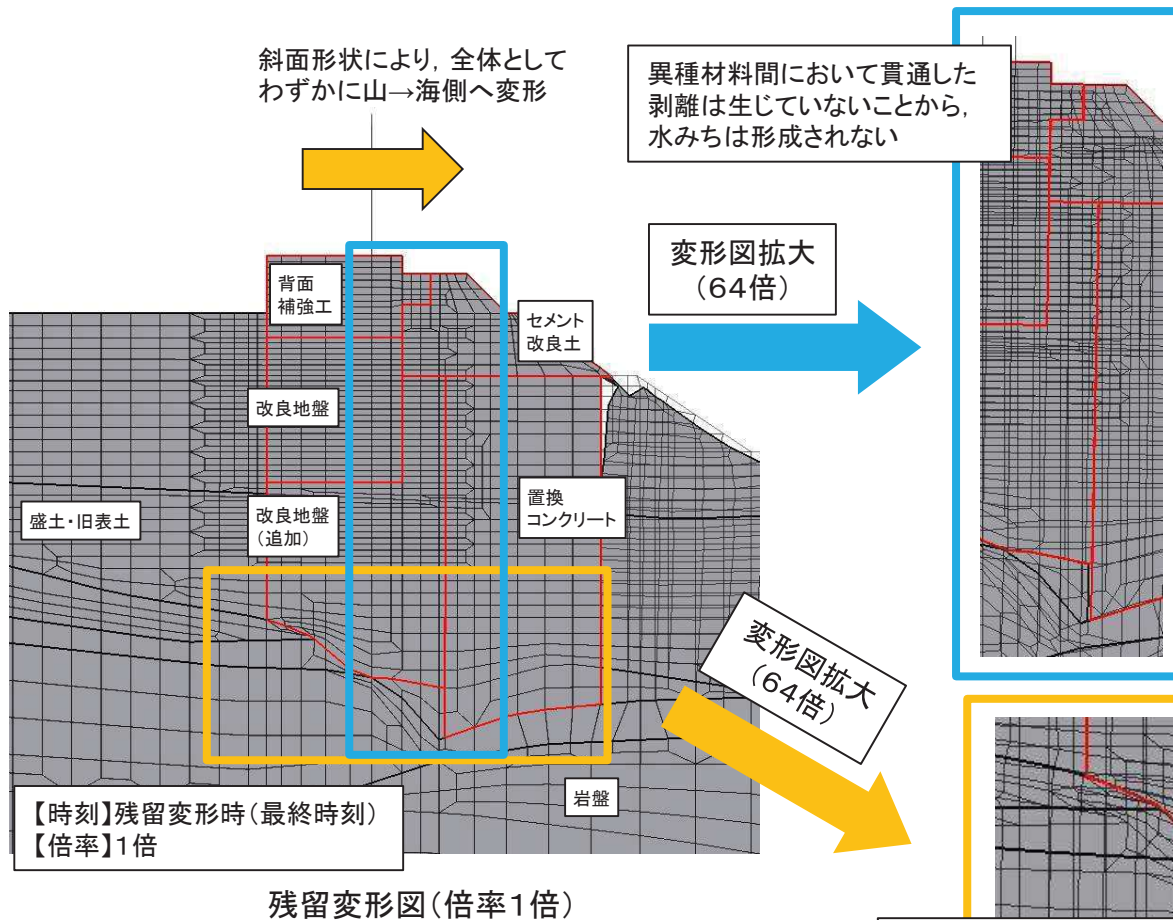
■すべり安全率

	地震動	時刻 (s)	最小すべり安全率	判定 (>1.2)
改良地盤 セメント改良土	Ss-D1	32.32	5.34	OK



6.5.1 地震時③

- 地震後の変形図及びジョイント要素の剥離判定のイメージを以下に示す。
- 変形図は、地震後の津波襲来前における剥離状況を確認するため、残留変形時を抽出した。
- ジョイント要素を設定した異種材料間において、地震後の残留変形状態(津波襲来前)にて、貫通した剥離が生じていないことから、津波が浸水するような水みちは形成されない。



異種材料間において貫通した剥離は生じていないことから、水みちは形成されない

【ジョイント要素剥離判定について】

- ジョイント要素の剥離(目開き)については、発生する面直応力 σ_n を算出し、 $\sigma_n < 0$ → 密着(圧縮), $\sigma_n = 0$ → 剥離(引張)と判定した。

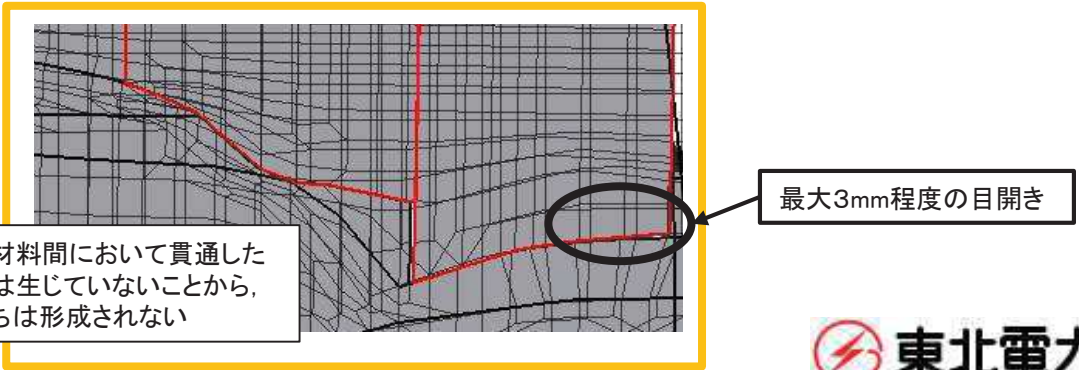
$$\sigma_n = (\sigma_{12} + \sigma_{34}) / 2$$

$\sigma_n < 0$... 密着(圧縮)

$\sigma_n = 0$... 剥離(引張)

ジョイント要素イメージ

ジョイント要素発生応力の時刻歴イメージ



6.5.2 津波時①

- 鋼管式鉛直壁(一般部)の津波時における岩盤の支持力, 地盤のすべり安全率検討結果を以下に示す(すべり安全率は次頁)。
- 岩盤の支持力は, 長杭下端での発生応力が極限支持力以下であることを確認した。

■照査項目, 許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
岩盤, 改良地盤及びセメント改良土	津波時	2次元動的FEM解析 (有効応力解析)	支持力※1	極限支持力以下	道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV下部構造編)
			すべり安全率※2	すべり安全率1.2以上	耐津波設計に係る工認審査ガイド

※1: 岩盤及び改良地盤。
 ※2: 改良地盤及びセメント改良土。

■支持力

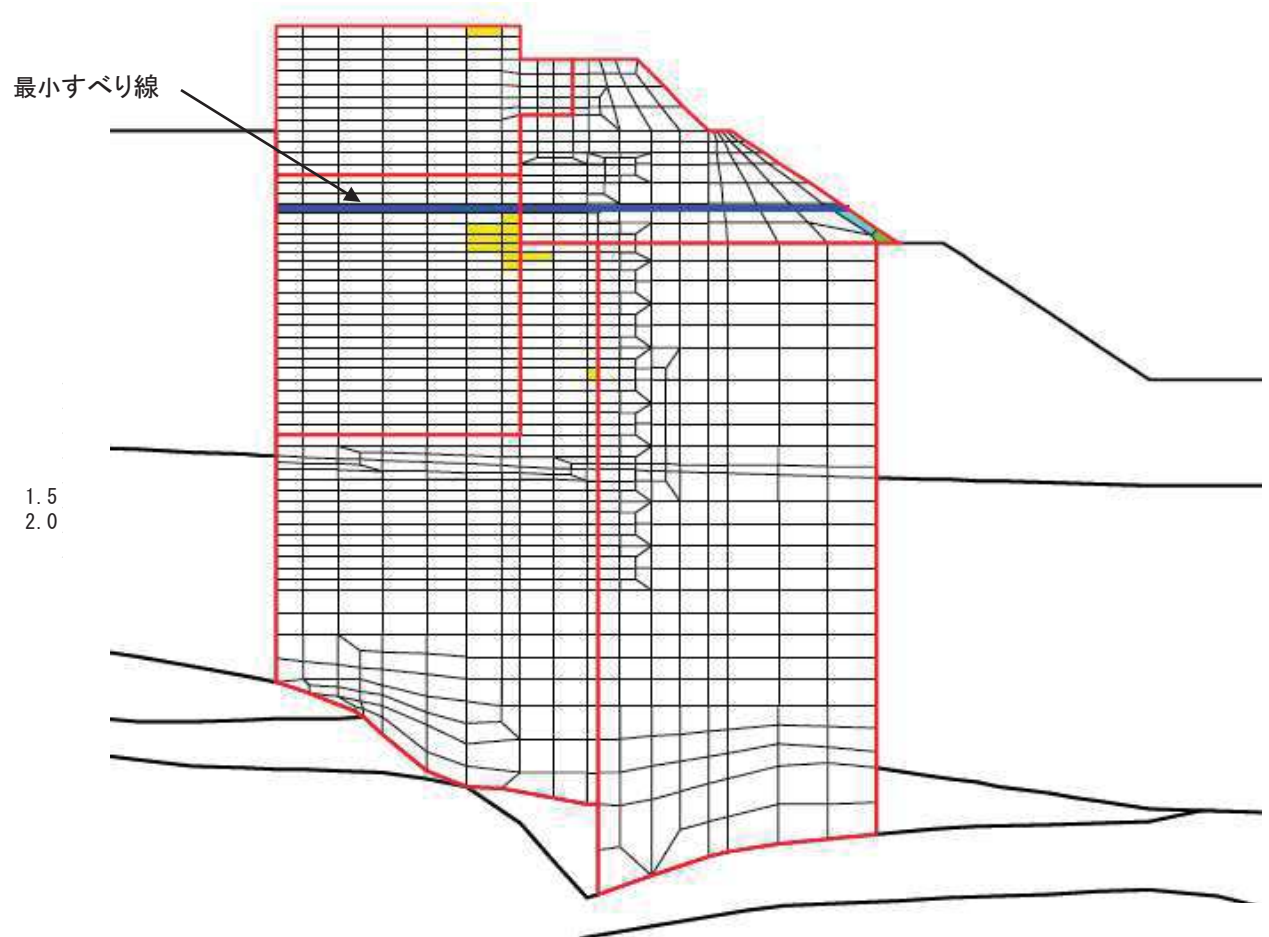
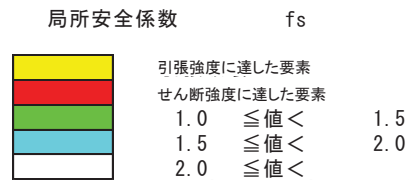
	発生応力 σ (N/mm ²)	極限支持力 (N/mm ²)	安全率	判定 (>1.0)
岩盤 (長杭)	0.68	11.4	16.76	OK

6.5.2 津波時②

- 改良地盤及びセメント改良土のすべり安全率は、局所安全係数がおおむね $f_s > 2.0$ であり、最小すべり安全率が $F_s > 1.2$ であることから、構造成立性が確保されることを確認した。

■すべり安全率

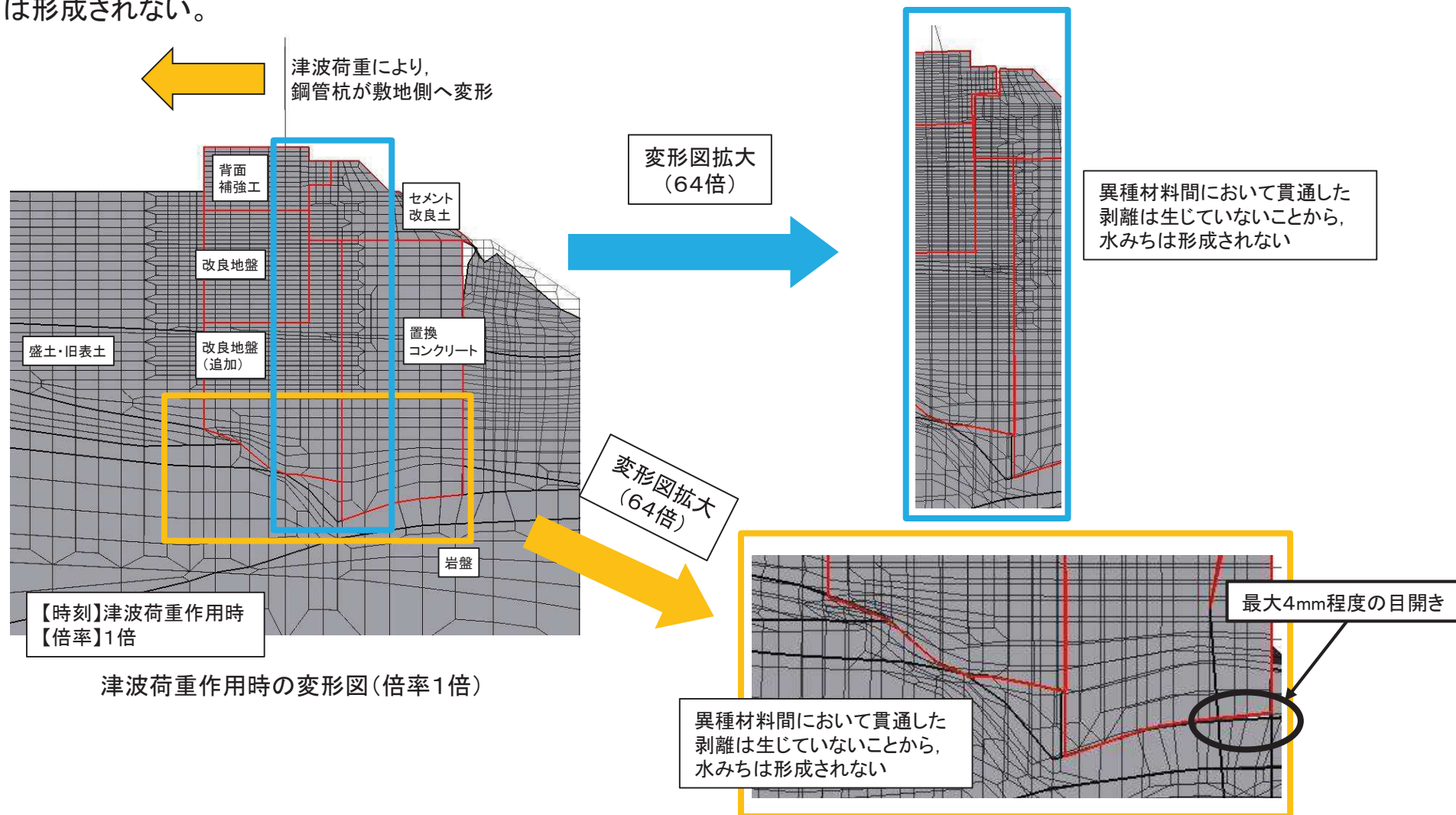
	最小すべり安全率	判定 (>1.2)
改良地盤 セメント改良土	7.11	OK



津波時の局所安全係数分布

6.5.2 津波時③

- 津波時の変形図を以下に示す。
- 本検討では、基準地震動Ssによる残留変形を引き継ぎ、更にSsにより剛性低下した盛土斜面に津波荷重を作用させた変形図を示している。
- ジョイント要素を設定した異種材料間において、津波時に貫通した剥離が生じていないことから、津波が浸水するような水みちは形成されない。



6.5.3 重畳時(津波+余震時)①

- 鋼管式鉛直壁(一般部)の重畳時(津波+余震時)における岩盤の支持力, 地盤のすべり安全率検討結果を以下に示す(すべり安全率は次頁)。
- 岩盤の支持力は, 長杭下端での発生応力が極限支持力以下であることを確認した。

■照査項目, 許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
岩盤, 改良地盤及びセメント改良土	重畳時 (津波+余震時)	2次元動的FEM解析 (有効応力解析)	支持力※1	極限支持力以下	道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV下部構造編)
			すべり安全率※2	すべり安全率1.2以上	耐津波設計に係る工認審査ガイド

※1: 岩盤及び改良地盤。
 ※2: 改良地盤及びセメント改良土。

■支持力

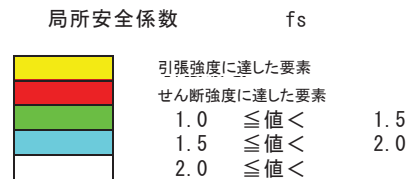
	発生応力 σ (N/mm ²)	極限支持力 (N/mm ²)	最小安全率	判定 (>1.0)
岩盤 (長杭)	0.75	11.4	15.20	OK

6.5.3 重畳時(津波+余震時)②

- 改良地盤及びセメント改良土のすべり安全率は、局所安全係数がおおむね $f_s > 2.0$ であり、最小すべり安全率が $F_s > 1.2$ であることから、地盤に対して厳しい損傷モード(最小すべり安全率時刻)を想定しても構造成立性が確保されることを確認した。

■ すべり安全率

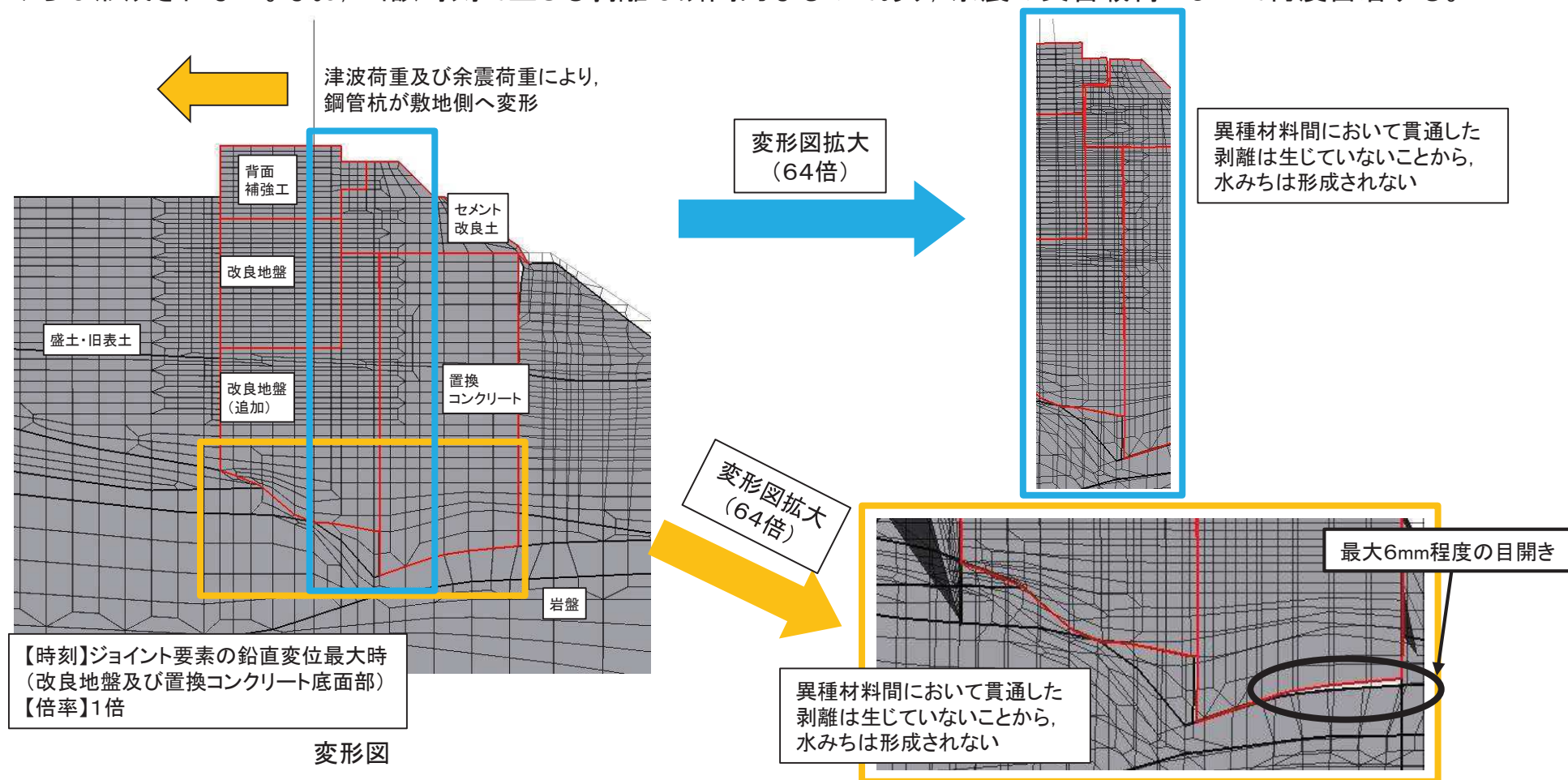
	地震動	時刻 (s)	最小すべり安全率	判定 (>1.2)
改良地盤 セメント改良土	Sd-D2	25.52	6.27	OK



最小すべり安全率時刻時の局所安全係数分布

6.5.3 重畳時(津波+余震時)③

- 重畳時(津波+余震時)における変形図を以下に示す。
- 変形図は, 改良地盤及び置換コンクリート底面部のジョイント要素の目開き(鉛直変位)が最大となる時刻(底面の水みち長さが最長となる時刻)を抽出した。
- 本検討では, 基準地震動Ssによる残留変形を引き継ぎ, 更にSsにより剛性低下した盛土斜面に津波荷重を作用させた変形図を示している。
- ジョイント要素を設定した異種材料間において, 当該時刻で貫通した剥離が生じていないことから, 津波が浸水するような水みちは形成されない。なお, 当該時刻で生じる剥離は瞬間的なものであり, 余震の交番载荷によって再度密着する。



7. 盛土堤防の構造成立性検討結果 (断面:地点⑤)

7. 盛土堤防の構造成立性検討結果(断面:地点⑤) 7.1 セメント改良土及び置換コンクリート

7.1.1 地震時①

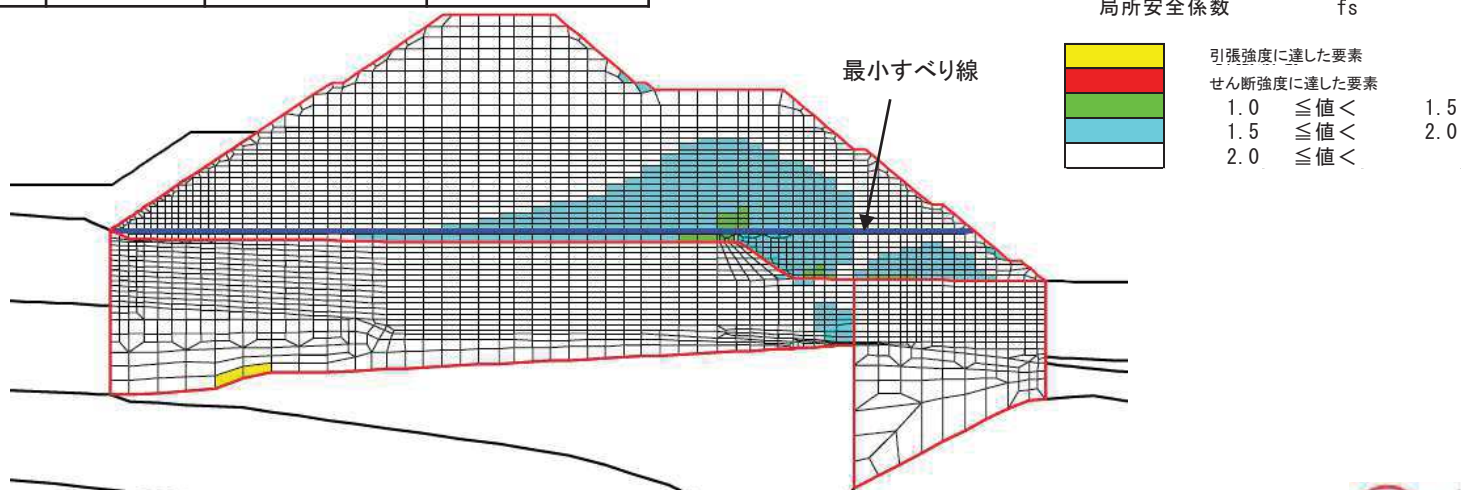
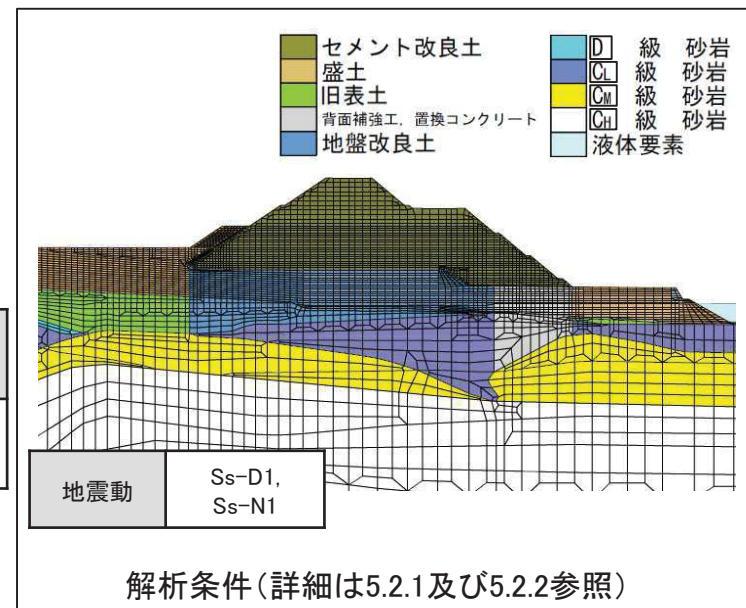
- セメント改良土の地震時におけるすべり安全率の検討結果を以下に示す。
- セメント改良土に対して厳しい損傷モード(最小すべり安全率時刻)を想定しても構造成立性が確保されることを確認した。
- なお、盛土・旧表土の最大過剰間隙水圧比分布及び最大せん断ひずみ分布については、補足説明資料9. に示す。

■照査項目, 許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
セメント改良土 置換コンクリート	地震時	2次元動的FEM解析 (有効応力解析)	すべり安全率	すべり安全率 1.2以上	耐津波設計に係る 工認審査ガイド

■すべり安全率

	地震動	時刻 (s)	最小すべり 安全率	判定 (>1.2)
セメント改良土	Ss-N1	7.55	2.88	OK



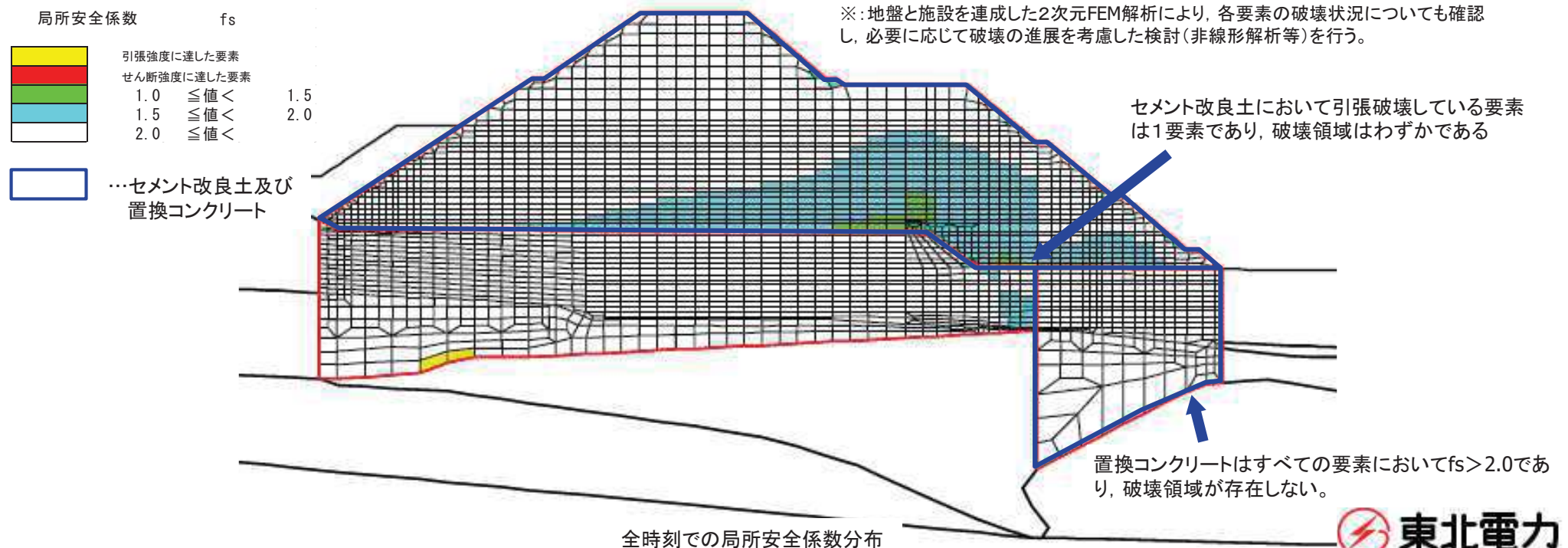
最小すべり安全率時刻時の局所安全係数

7.1.1 地震時②

- セメント改良土及び置換コンクリートの地震時における全時刻での局所安全係数分布を以下に示す。
- セメント改良土は、局所安全係数が1要素を除き $f_s > 2.0$ であり、破壊領域はわずかである。
(最小すべり安全率は前頁に記載しており、すべり安全率1.2以上を確保している)
- 置換コンクリートは、局所安全係数がすべての要素で $f_s > 2.0$ であり、破壊領域が存在しないことから、すべり安全率1.2以上を確保できる。
- なお、破壊の進展を考慮した検討は詳細設計段階で実施する。

■照査項目, 許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
セメント改良土 置換コンクリート	地震時	2次元動的FEM解析 (有効応力解析)	すべり安全率※	すべり安全率1.2以上	耐津波設計に係る工認審査ガイド



7.1.2 津波時①

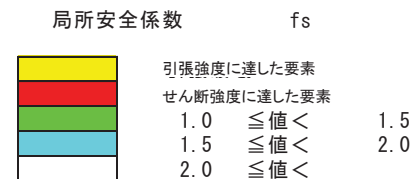
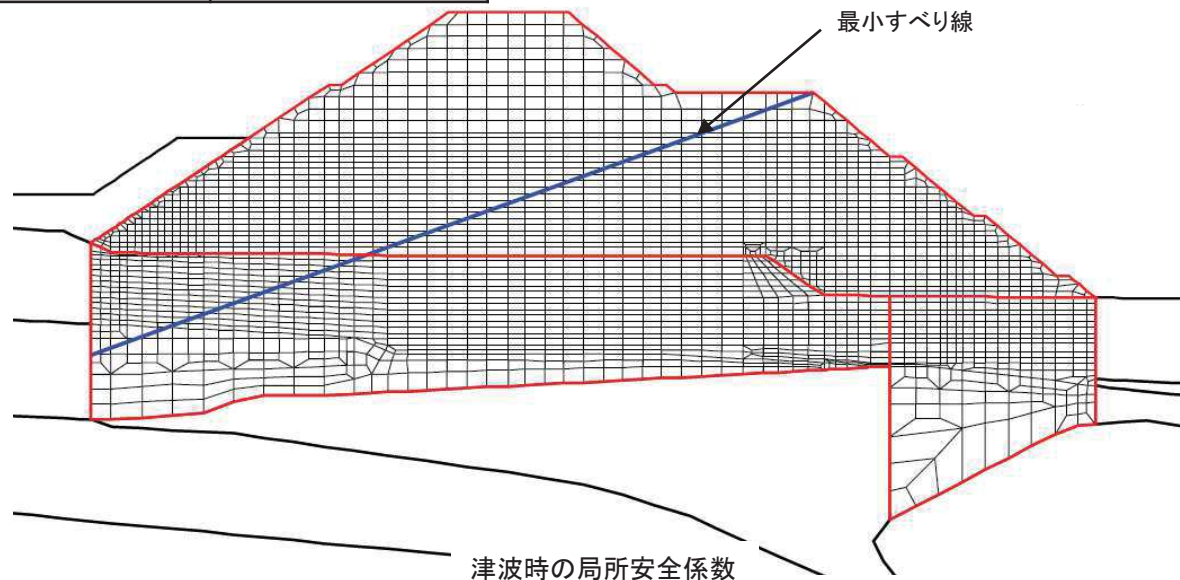
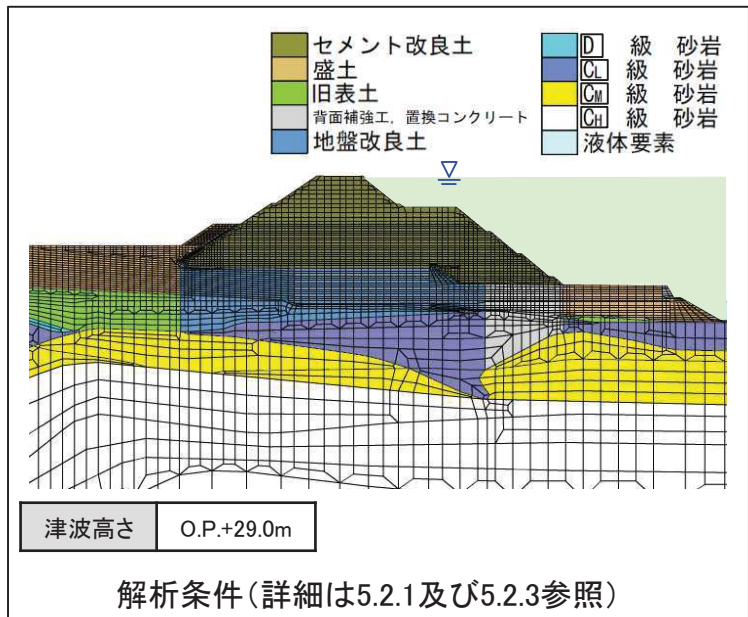
- セメント改良土の津波時におけるすべり安全率の検討結果を以下に示す。
- セメント改良土の局所安全係数はすべて $f_s > 2.0$ であり、最小すべり安全率が1.2以上であることから、津波時においても構造成立性が確保されることを確認した。

■照査項目, 許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
セメント改良土 置換コンクリート	津波時	2次元動的FEM解析 (有効応力解析)	すべり安全率	すべり安全率 1.2以上	耐津波設計に係る 工認審査ガイド

■すべり安全率

	最小すべり安全率	判定 (>1.2)
セメント改良土	12.50	OK



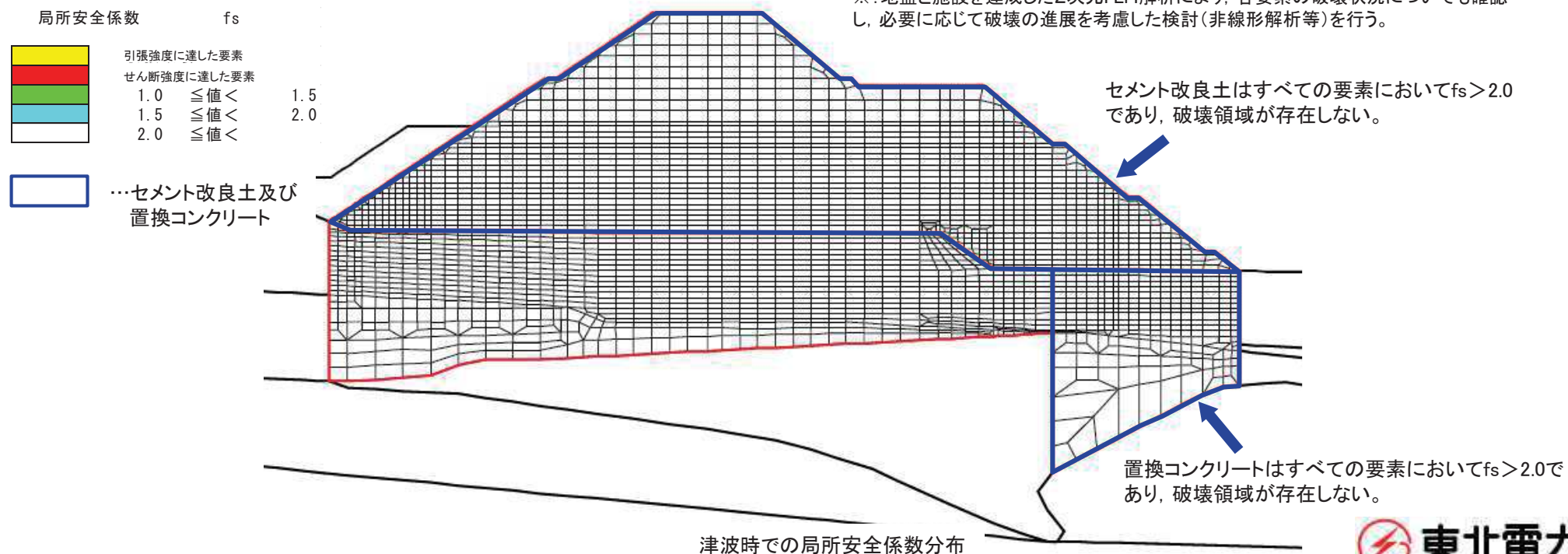
7.1.2 津波時②

- セメント改良土及び置換コンクリートの津波時における局所安全係数分布を以下に示す。
- セメント改良土及び置換コンクリートは、局所安全係数がすべての要素で $f_s > 2.0$ であり、破壊領域が存在しないことから、すべり安全率1.2以上を確保できる。

■照査項目, 許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
セメント改良土 置換コンクリート	津波時	2次元動的FEM解析 (有効応力解析)	すべり安全率※	すべり安全率1.2以上	耐津波設計に係る工認審査ガイド

※:地盤と施設を連成した2次元FEM解析により、各要素の破壊状況についても確認し、必要に応じて破壊の進展を考慮した検討(非線形解析等)を行う。



7. 盛土堤防の構造成立性検討結果(断面:地点⑤) 7.1 セメント改良土及び置換コンクリート

7.1.3 重畳時(津波+余震時)①

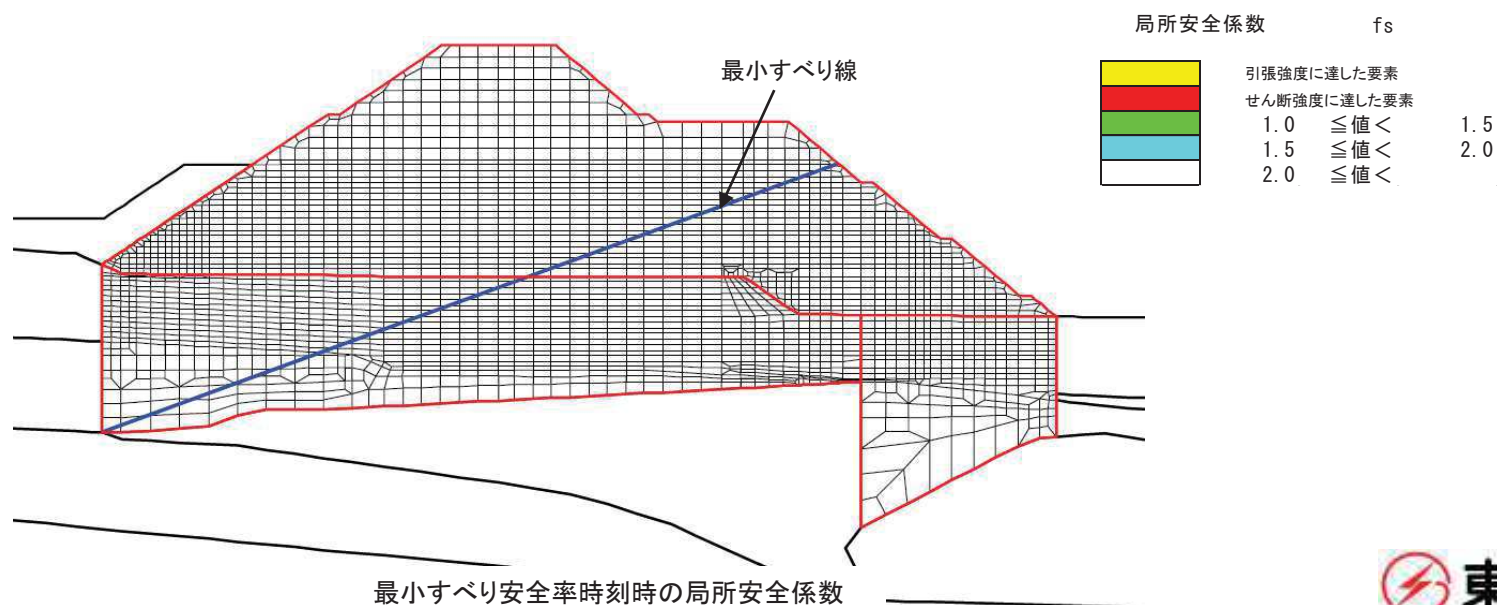
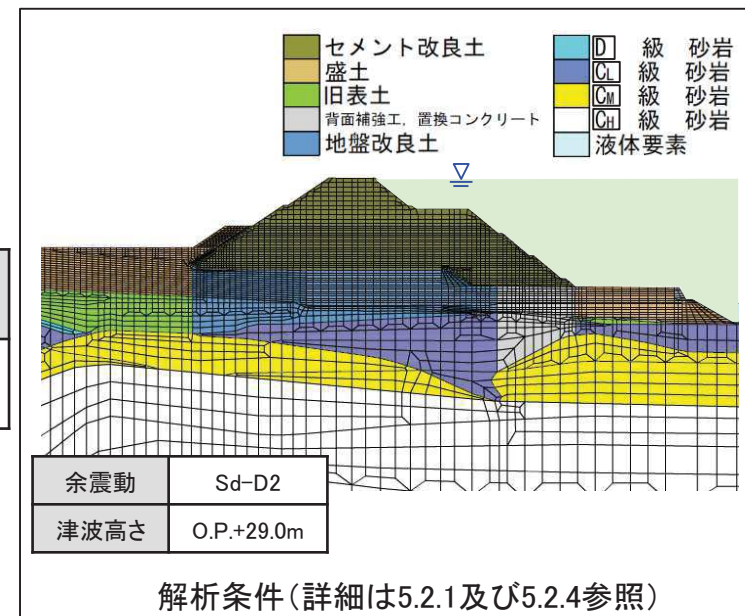
- セメント改良土の重畳時(津波+余震時)におけるすべり安全率の検討結果を以下に示す。
- セメント改良土に対して厳しい損傷モード(最小すべり安全率時刻)を想定しても構造成立性が確保されることを確認した。

■照査項目, 許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
セメント改良土 置換コンクリート	重畳時	2次元動的FEM解析 (有効応力解析)	すべり安全率	すべり安全率 1.2以上	耐津波設計に係る 工認審査ガイド

■すべり安全率

	地震動	時刻 (s)	最小すべり 安全率	判定 (>1.2)
セメント改良土	Sd-D2	8.33	4.96	OK



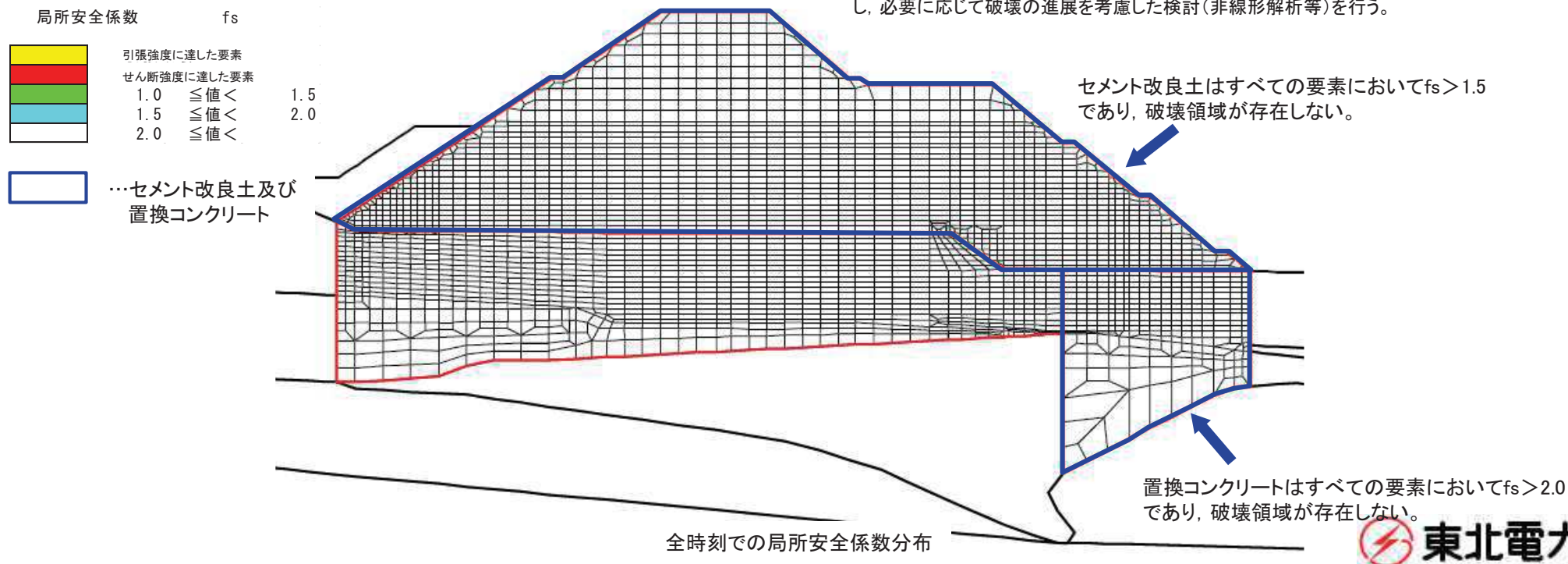
7.1.3 重畳時②

- セメント改良土及び置換コンクリートの重畳時(津波+余震時)における全時刻での局所安全係数分布を以下に示す。
- セメント改良土及び置換コンクリートは、局所安全係数がすべての要素で $f_s > 1.5$ であり、破壊領域が存在しないことから、すべり安全率1.2以上を確保できる。

■照査項目, 許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
セメント改良土 置換コンクリート	重畳時 (津波+余震時)	2次元動的FEM解析 (有効応力解析)	すべり安全率※	すべり安全率1.2以上	耐津波設計に係る 工認審査ガイド

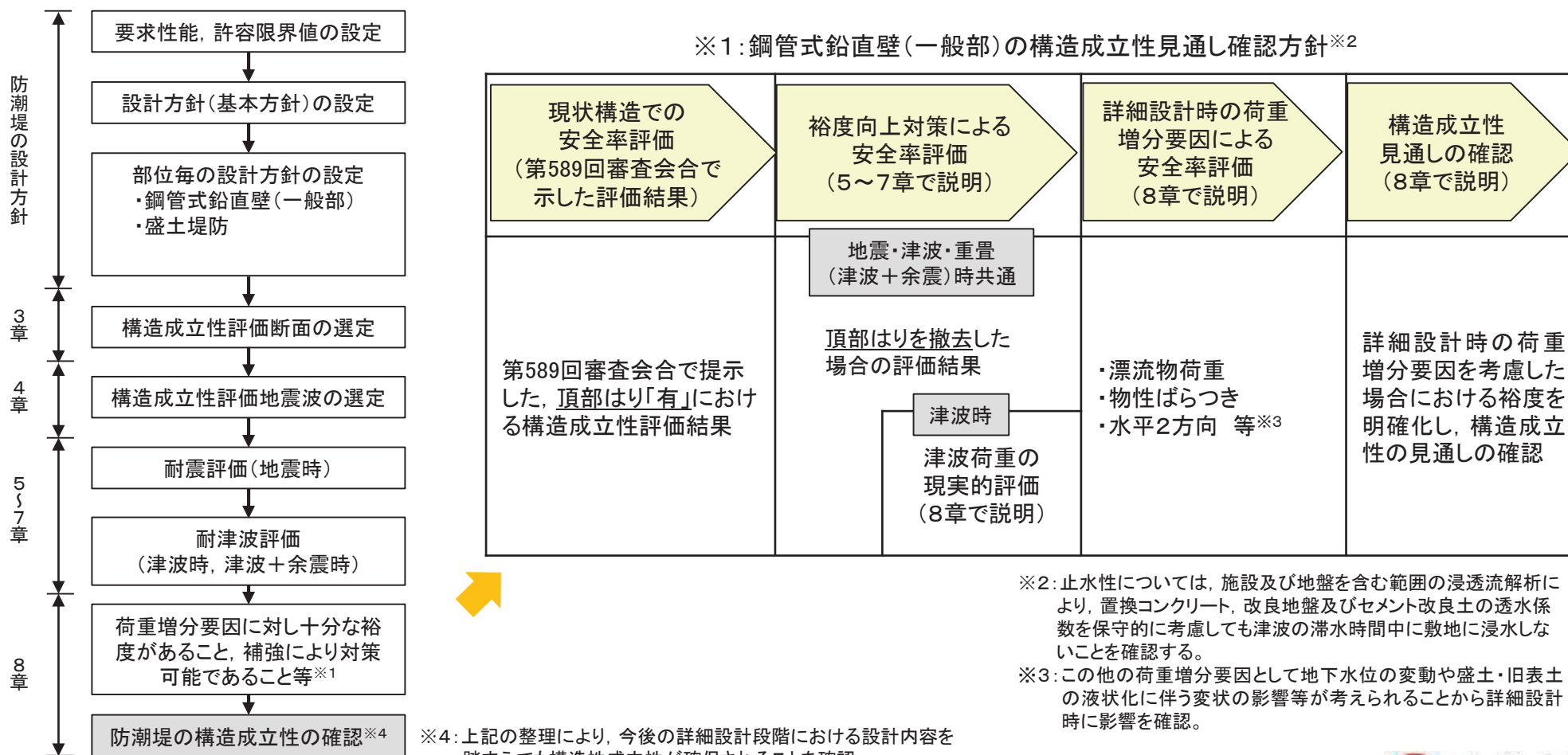
※:地盤と施設を連成した2次元FEM解析により、各要素の破壊状況についても確認し、必要に応じて破壊の進展を考慮した検討(非線形解析等)を行う。



8. 構造成立性評価における裕度及び裕度向上方針について

8.1 構造成立性見通し確認方針

- 鋼管式鉛直壁（一般部）について、第589回審査会合（平成30年6月19日）において、現状構造における構造成立性評価結果を示した。
- 今回は裕度向上対策として頂部はりを撤去した場合における評価結果を示し、厳しい損傷モードを想定しても構造成立性が確保される見通しであることを確認した（5～7章）。また、現実的評価をした津波荷重での裕度向上結果を本章に示す。
- その上で、詳細設計時の荷重増分要因を考慮した場合の裕度を明確化し、構造成立性の見通しを確認する。
- 盛土堤防については7章の構造成立性評価結果により、十分裕度があることが確認できる。
- なお、詳細設計時に万一裕度が確保できなくなった場合には、追加の裕度向上対策（置換コンクリート幅の拡大、背面補強工のかさ上げ等）の実施により対応する。



※2: 止水性については、施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、置換コンクリート、改良地盤及びセメント改良土の透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを確認する。

※3: この他の荷重増分要因として地下水位の変動や盛土・旧表土の液状化に伴う変状の影響等が考えられることから詳細設計時に影響を確認。

※4: 上記の整理により、今後の詳細設計段階における設計内容を踏まえても構造成立性が確保されることを確認。

防潮堤の構造成立性評価の流れ

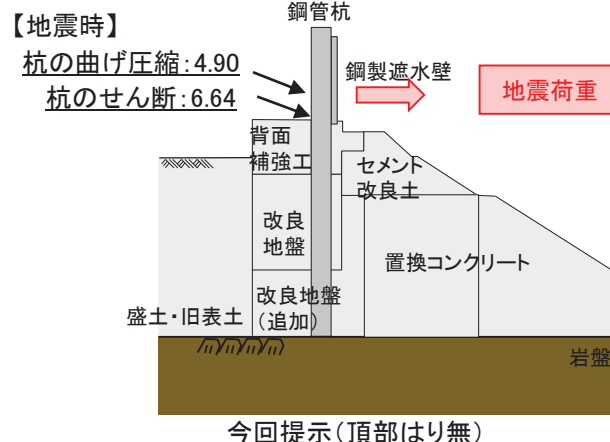
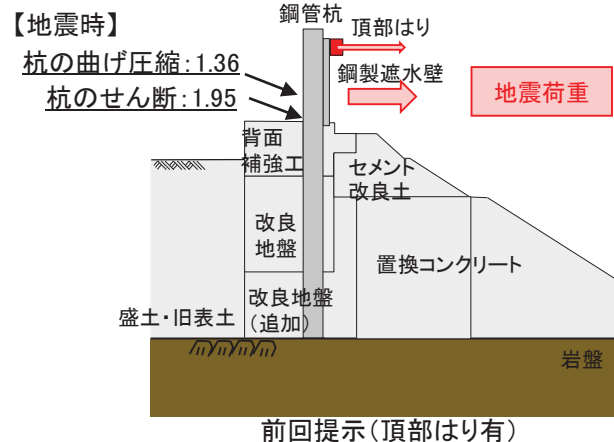


8. 構造成立性評価における裕度及び裕度向上方針について

8.2 構造成立性見通し整理表[鋼管式鉛直壁(一般部), 地震時]

- 詳細設計における地震時の荷重増分要因を考慮した鋼管式鉛直壁(一般部)の構造成立性見通しを下表のとおり整理した。
- 頂部は「無」とした場合, 地震時慣性力の低減により鋼管杭の安全率が向上することから, 詳細設計における荷重増分要因を考慮しても構造成立性が確保できる見通しである。

検討ケース	構造成立性評価での検討	現状構造での安全率評価 (第589回審査会合で示した評価結果)			裕度向上対策による安全率評価(頂部はり撤去)		詳細設計時の荷重増分要因による安全率評価	
		長杭	せん断	曲げ圧縮	安全率	安全率	要因	安全率
地震時	<ul style="list-style-type: none"> 地震荷重: 基準地震動S_sのうち構造物に影響の大きい2波 (S_s-D1, S_s-N1) ⇒長杭, 鋼製遮水壁ともにS_s-D1がクリティカル 	長杭	曲げ圧縮	1.36	<ul style="list-style-type: none"> 頂部はりの撤去による荷重低減に伴い, 慣性力及び発生断面力が減少することから, 安全率の改善が期待できる。 	4.90	<ul style="list-style-type: none"> 地震荷重: 基準地震動S_s7波 ⇒構造物に影響の大きい2波を選定済 地盤物性のばらつき ⇒安全率×約0.9 【要因①(8.3項)】 水平2方向 ⇒安全率×約$1/\sqrt{2}$ 【要因②(8.4項)】 	約3.1
			せん断	1.95		6.64		約4.2
		鋼製遮水壁	スキンPL	曲げ	8.30	<ul style="list-style-type: none"> 頂部はり撤去による長杭の発生加速度減少に伴い, 鋼製遮水壁に作用する水平震度が小さくなることから, 安全率の改善が期待できる。 	10.75	<ul style="list-style-type: none"> 十分裕度があり, 荷重増分要因(地盤物性のばらつき)を考慮しても安全率を確保できる見通し。
			水平リブ	曲げ	7.36		10.14	
			垂直リブ	圧縮	16.36		21.10	
補剛環	変形量	7.33	9.56					



各部位の重量(参考)

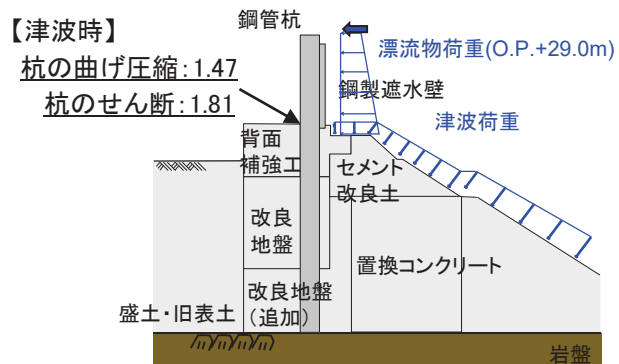
部位	鋼管杭+鋼製遮水壁 (O.P.+18.5m~ O.P.+29.0m)	頂部はり
重量(kN)	約460	約410

8. 構造成立性評価における裕度及び裕度向上方針について

8.2 構造成立性見通し整理表[鋼管式鉛直壁(一般部), 津波時]

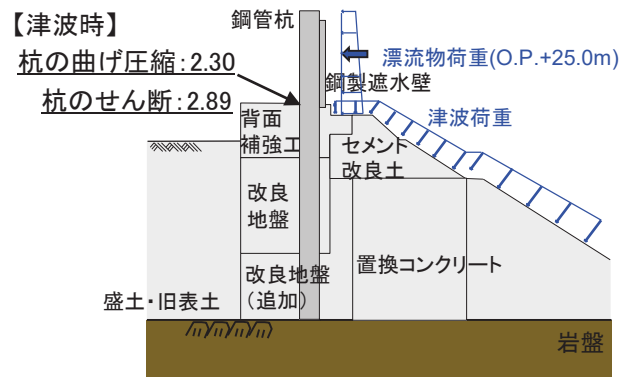
- 詳細設計における津波時の荷重増分要因を考慮した鋼管式鉛直壁(一般部)の構造成立性見通しを下表のとおり整理した。
- 一方で、詳細設計においては津波荷重の現実的評価が考えられることから、保守的に設定した津波高さ(O.P.+29.0m)を入力津波高さとして評価することで、鋼管杭の発生断面力が減少するため、鋼管杭の安全率が期待できる。
- そのため、詳細設計における荷重増分要因を考慮しても構造成立性が確保できる見通しである。

検討ケース	構造成立性評価での検討	現状構造での安全率評価 (第589回審査会合で示した評価結果)		裕度向上対策による安全率評価		詳細設計時の荷重増分要因による安全率評価				
				頂部はり撤去	津波荷重の現実的評価					
津波時	<ul style="list-style-type: none"> 津波荷重: 保守的に設定した津波高さ(O.P.+29.0m) 漂流物荷重: 漂流物を5t級船舶(重量: 15tと換算), 荷重算定式を道路橋示方書式として設定 	長杭	曲げ圧縮	1.46	1.47	2.31	要因①	曲げ圧縮	約2.0	
			せん断	1.81				せん断		約2.5
		鋼製遮水壁	スキンPL	曲げ	1.14		2.86	要因③	杭の断面力に対しては、津波荷重の影響が大きく、漂流物荷重の増加があった場合でも、安全率を確保できる見通し。	
			水平リブ	曲げ	1.54		1.22			
			垂直リブ	圧縮	3.22		1.78			
補剛環	変形量	1.62		4.30	2.26	解析手法の精緻化及び漂流物対策工*を行うことで、荷重増分要因(地盤物性のばらつき, 漂流物荷重)を考慮しても安全率を確保できる見通し。 ※漂流物対策工が必要となる場合は、津波防護施設である防潮堤の一部(補強)として検討する。				



現状設計(津波高さO.P.+29.0m)

津波荷重の現実的評価
(津波高さO.P.+29.0m
→O.P.+25.0m)



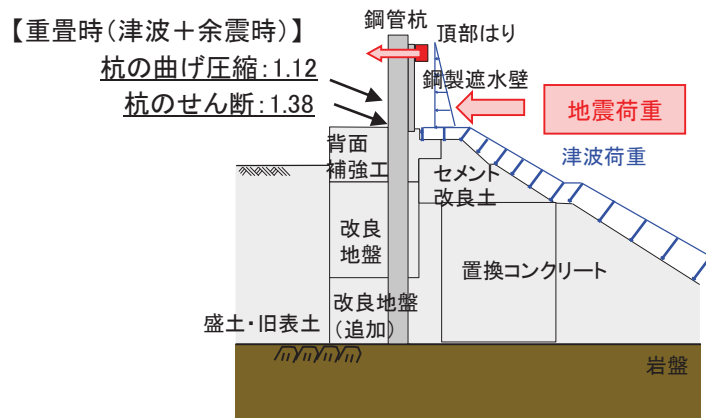
詳細設計(津波高さO.P.+25.0m)

8. 構造成立性評価における裕度及び裕度向上方針について

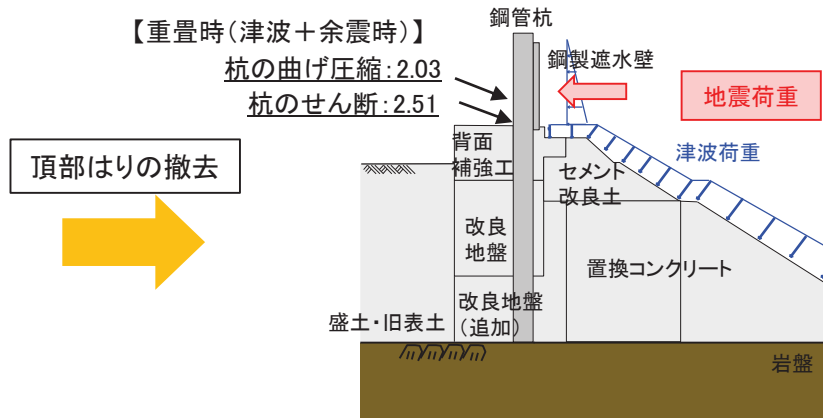
8.2 構造成立性見通し整理表[鋼管式鉛直壁(一般部), 重畳時]

- 詳細設計における余震時の荷重増分要因を考慮した鋼管式鉛直壁(一般部)の構造成立性見通しを下表のとおり整理した。
- 頂部は「無」とした場合, 余震時慣性力の低減により鋼管杭の安全率が向上することから, 詳細設計における荷重増分要因を考慮しても構造成立性が確保できる見通しである。

検討ケース	構造成立性評価での検討	現状構造での安全率評価 (第589回審査会合で示した評価結果)		裕度向上対策による安全率評価(頂部はり撤去)		詳細設計時の荷重増分要因による安全率評価					
(津波+余震時) 重畳時	<ul style="list-style-type: none"> 余震荷重: 弾性設計用地震動Sd-D2 津波荷重: 余震作用時に, 防潮堤前面に保守的に設定した津波高さ(O.P.+29.0m)の海水が存在することを想定して, 静水圧を作用 	長杭	曲げ圧縮	1.12	<ul style="list-style-type: none"> 頂部はりの撤去による荷重低減に伴い, 慣性力及び発生断面力が減少することから, 安全率の改善が期待できる。 	2.03	<ul style="list-style-type: none"> 津波荷重: 防潮堤前面に海水が存在することを想定した静水圧→朝倉式による3倍波圧を考慮(入力津波高さO.P.+25m)⇒要因④ 地盤物性のばらつき⇒安全率×約0.9倍【要因①(8.3項)】 	要因④	1.63	<ul style="list-style-type: none"> 要因① ×約0.9 	約1.4
			せん断	1.38		2.51			2.00		約1.8
		鋼製遮水壁	スキンPL	曲げ	1.22	<ul style="list-style-type: none"> 頂部はり撤去による長杭の発生加速度減少に伴い, 鋼製遮水壁に作用する水平震度が小さくなることから, 安全率の改善が期待できる。 	1.70	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製遮水壁の各部位の照査は単純ばりにより実施していることから, 解析手法の精緻化により, 荷重増分要因(津波荷重及び地盤物性のばらつき)を考慮しても安全率を確保できる見通し。 			
			水平リブ	曲げ	1.15		1.61				
			垂直リブ	圧縮	2.41		3.36				
補剛環	変形量	1.22	1.71								



前回提示(頂部はり有)

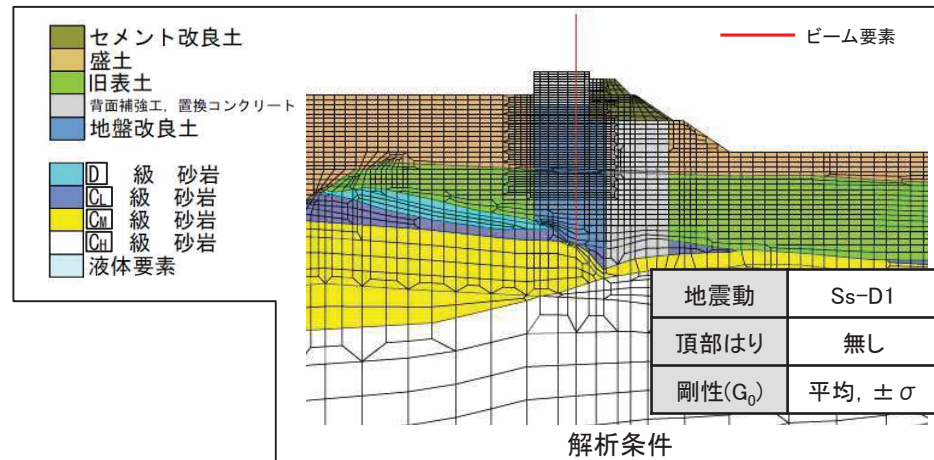


今回提示(頂部はり無)

8. 構造成立性評価における裕度及び裕度向上方針について

8.3 荷重増分要因① 地盤物性のばらつき

- 設置許可段階における構造成立性評価では、解析用物性値を用いて地盤応答解析及び部材照査を実施しているが、試験位置や方法等の影響による地盤物性のばらつきが内在しているため、地盤物性のばらつきが構造成立性に与える影響について検討する。



【鋼管式鉛直壁(一般部)】

鋼管式鉛直壁は、鋼管杭で支持された構造物であり、鋼管杭の耐震性は地震時の地盤のせん断変形による影響が大きいため、初期動せん断弾性係数 G_0 のばらつきを以下の方法にて考慮することとする(対象はD級岩盤、改良地盤、セメント改良土、盛土、旧表土)。

<ばらつき影響に対する検討フロー>

地震時(Ss-D1)を代表として、各ばらつき検討ケースで鋼管杭の曲げ圧縮・せん断に対する安全率を算出

- 解析用物性値(基本ケース)
- +σ(剛ケース)
- σ(軟ケース)

各検討ケースでの安全率から、ばらつき係数を算出

$$\text{ばらつき係数} = \frac{\text{剛or軟ケース}}{\text{基本ケース}}$$

各検討ケースでの安全率から、ばらつき係数を算出

ばらつき影響 = 安全率 × ばらつき係数

<各検討ケースでの曲げ圧縮に対する安全率>

検討ケース	安全率	ばらつき係数 (剛or軟ケース/基本ケース)
解析用物性値(基本ケース)	1.55	—
+σ(剛ケース)	1.63	1.05
-σ(軟ケース)	1.49	0.96

<各検討ケースでのせん断に対する安全率>

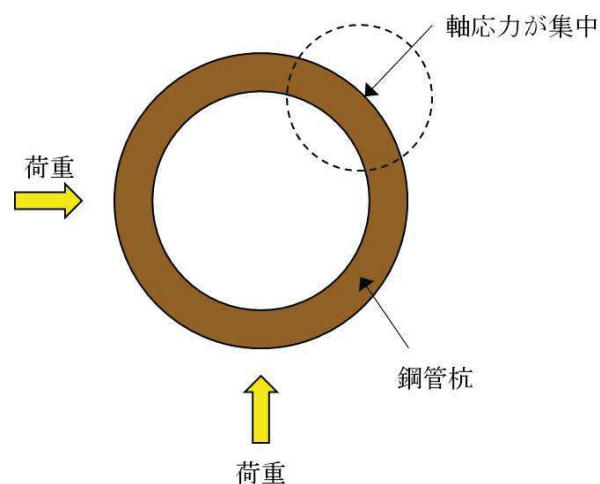
検討ケース	安全率	ばらつき係数 (剛or軟ケース/基本ケース)
解析用物性値(基本ケース)	2.42	—
+σ(剛ケース)	2.54	1.04
-σ(軟ケース)	2.32	0.95

ばらつき係数の最小値(曲げ圧縮0.96, せん断0.95)から、保守的にばらつき係数を0.9とする※

※津波時は地震力が作用せず、背面補強工上部に作用する津波荷重による断面力の影響が大きい。そのため地盤のばらつきが鋼管杭の安全率に及ぼす影響は小さいと考えられるが、構造成立性評価においては、地震時と同じばらつき係数を仮定して考慮。

8.4 荷重増分要因② 水平2方向の地震力の組合せ

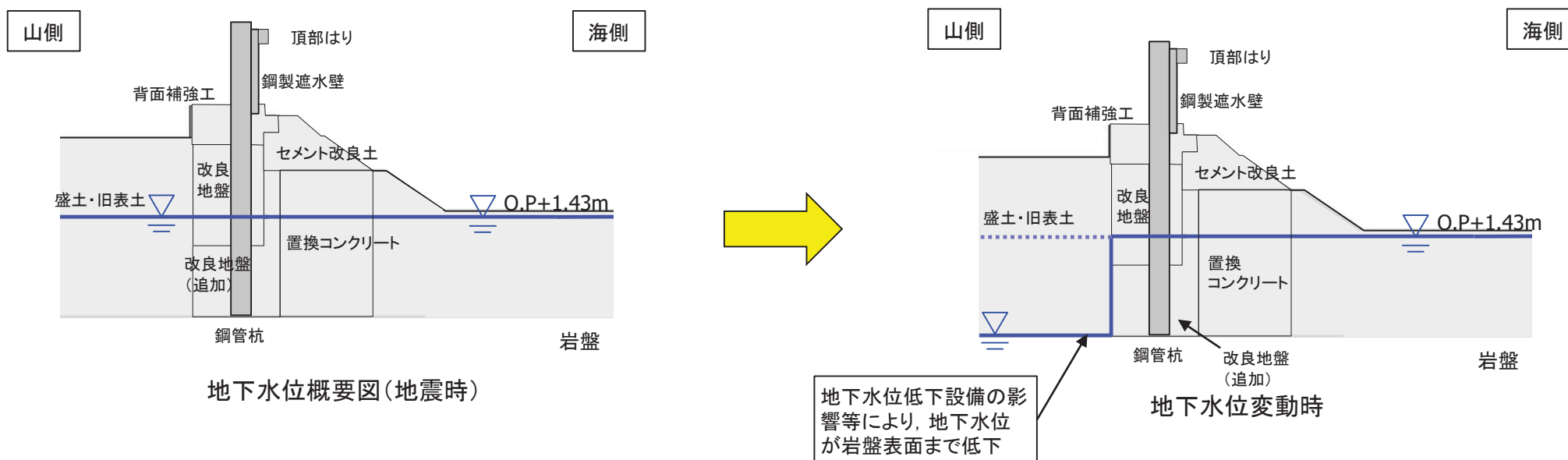
- 鋼管式鉛直壁(一般部)における鋼製遮水壁は線状構造物であるため、地震時における水平2方向の組合せによる影響は小さいと考えられる。
- 鋼管杭については、下図に示すように水平2方向の地震力の組合せによる応力集中が考えられる。
- 鋼管式鉛直壁(一般部)の鋼管杭は改良地盤又は岩盤に支持されており、動土圧及び動水圧の影響が小さいことから、水平2方向の地震力の組合せによる応力集中の影響が小さいが、念のため水平2方向の影響を検討する。
- 盛土堤防については、線状構造物であり、地震時における水平2方向の組合せによる影響は小さい。
- 構造成立性評価における水平2方向の地震動の組合せについては、最も保守的な場合(検討断面直交方向の応答=検討断面の応答と仮定した場合)を考慮し、地震時の安全率を $1/\sqrt{2}$ 倍する。



鋼管杭の応答特性

8.5 その他荷重増分要因について

- 8.2～8.4章で示した荷重増分要因以外に、防潮堤前背面で地下水位に差が生じることによる影響が考えられる。
- 工認段階の防潮堤の地下水位設定は、三次元浸透流解析の結果を踏まえて保守的に設定する方針としているが、地下水位低下設備の影響等により山側の地下水位が岩盤表面まで低下すると、防潮堤前背面での水位差が大きくなり、防潮堤の設計上不利になる可能性も考えられる。
- 防潮堤は改良地盤、置換コンクリート及びセメント改良土により全体としての剛性が向上しており、前背面での水位差による大きな影響はないと想定しているが、具体的な影響については工認段階で検討する。



地下水の変動イメージ図

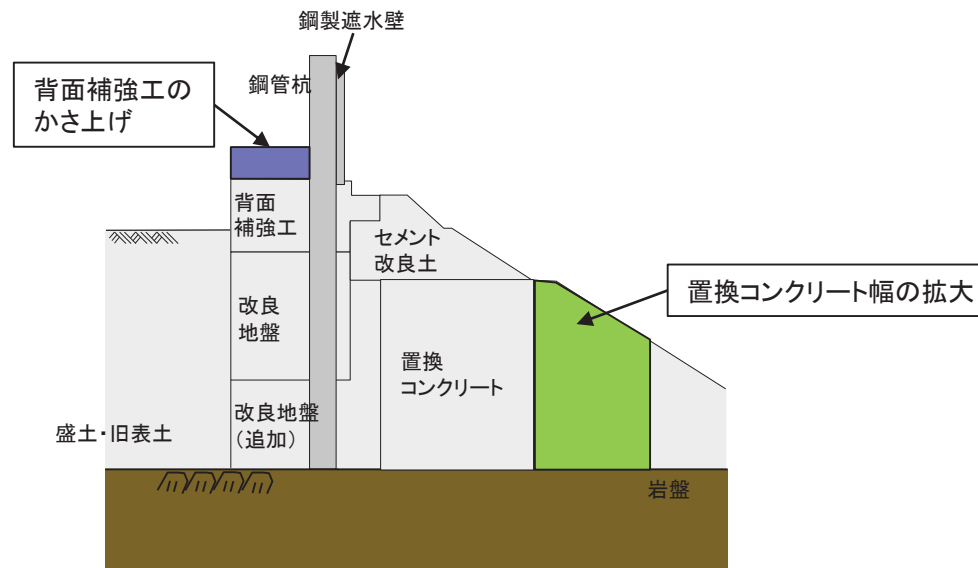
8.6 荷重増分要因に対する裕度向上対策例について

- 詳細設計時に、荷重増分要因により万一裕度が確保できなくなった場合の裕度向上対策として、8.2章に頂上はりの撤去及び漂流物対策工の追加を示したが、その他の荷重増分要因に対する裕度向上対策の例を以下に示す。

想定される荷重増分要因とその裕度向上対策例

想定される荷重増分要因	荷重増分要因による影響	裕度向上対策例
対策工に伴う自重の増加等による地震時慣性力の増加	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭の変形量増加に伴う、断面力の増加 地盤の変形量増加に伴う、せん断力の増加 	<ul style="list-style-type: none"> 置換コンクリート幅の拡大による安定性向上※
津波荷重の増加	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭の断面力の増加 	<ul style="list-style-type: none"> 背面補強工のかさ上げによる鋼管杭突出長の短縮

※：基礎地盤のすべり安定性（第3条）が確保されない場合においても、置換コンクリート幅の拡大により、すべり安定性を向上させる。



追加の裕度向上対策例(イメージ)

9. 止水性に係る検討結果 (二次元浸透流解析)

9. 止水性に係る検討結果(二次元浸透流解析)

9.1 浸透流解析の概要

- 防潮堤の止水性については、鋼製遮水壁、止水目地、背面補強工で遮水性を担保し、改良地盤、置換コンクリート及びセメント改良土で地盤中からの回り込みによる浸水防止(難透水性の保持)する。
- そのうち、地盤中からの回り込みによる浸水防止(難透水性の保持)について、二次元浸透流解析により確認する。
- 検討ケースは、地盤を忠実にモデル化した場合(ケース1)、保守的に地盤の透水係数を全て盛土・旧表土相当と仮定した場合(ケース2)、より保守的な検討として、背面補強工及び改良地盤と置換コンクリート及びセメント改良土間の水みち形成を想定し、セメント改良土及び置換コンクリートの透水係数を非常に大きくし、背面補強工と改良地盤のすぐ海側に一律O.P.+29.0mの海水が滞水すると仮定(ケース3)とした(詳細は次頁)。

止水性確認のための二次元浸透流解析における解析条件概要

検討ケース		津波水位	初期水位	遮水壁	継続時間
ケース1	対策工を忠実にモデル化	防潮堤高さ (O.P.+29.0m)	HWL一定 (O.P.+1.43m)	考慮 しない	30分※
ケース2	改良地盤・置換コンクリート、セメント改良土の透水係数=盛土・旧表土相当と仮定				
ケース3	背面補強工及び改良地盤とセメント改良土及び置換コンクリート間の水みち形成を想定し、背面補強工と改良地盤のすぐ海側に一律O.P.+29.0mの海水が滞水と仮定				

※: 基準津波の周期を参考に保守的に設定

各ケースにおける透水係数

単位:(m/sec)

透水係数	ケース	盛土 ・旧表土	岩盤		背面補強工	置換 コンクリート	改良地盤	セメント 改良土					
			I層	II層									
	ケース1	3.0×10^{-5}	2.0×10^{-7}	1.0×10^{-7}	1.0×10^{-11}	1.0×10^{-11}	2.0×10^{-7}	2.0×10^{-7}					
	ケース2								2.0×10^{-7}	1.0×10^{-7}	3.0×10^{-5}	3.0×10^{-5}	3.0×10^{-5}
	ケース3								非常に大きな値 (数値的無限大)	3.0×10^{-5}	非常に大きな値 (数値的無限大)		

9. 止水性に係る検討結果(二次元浸透流解析)

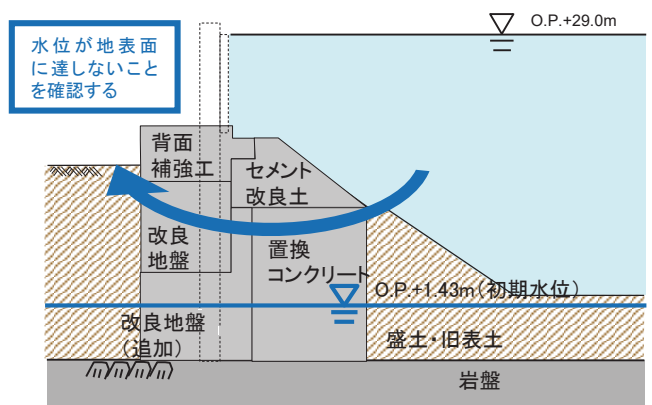
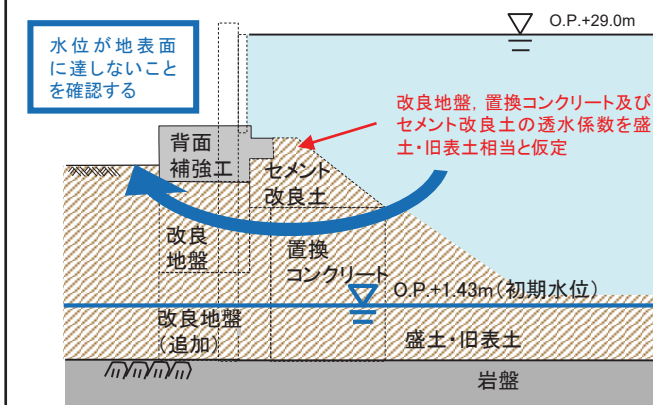
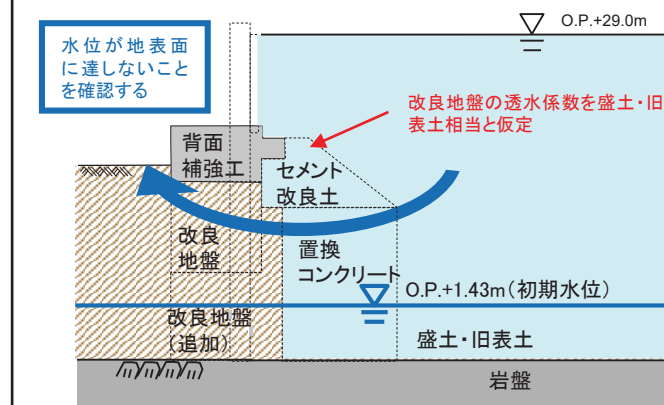
9.2 各検討ケースの概要

- 下表及び下図に二次元浸透流解析における各検討ケースの概要を示す。

止水性確認のための二次元浸透流解析における解析条件

検討ケース		津波水位	初期水位	遮水壁	継続時間
ケース1	対策工を忠実にモデル化	防潮堤高さ (O.P.+29.0m)	HWL一定 (O.P.+1.43m)	考慮 しない	30分※
ケース2	改良地盤・置換コンクリート、セメント改良土の透水係数=盛土・旧表土相当と仮定				
ケース3	背面補強工及び改良地盤とセメント改良土及び置換コンクリート間の水みち形成を想定し、背面補強工と改良地盤のすぐ海側に一律O.P.+29.0mの海水が滞水と仮定				

※:基準津波の周期を参考に保守的に設定

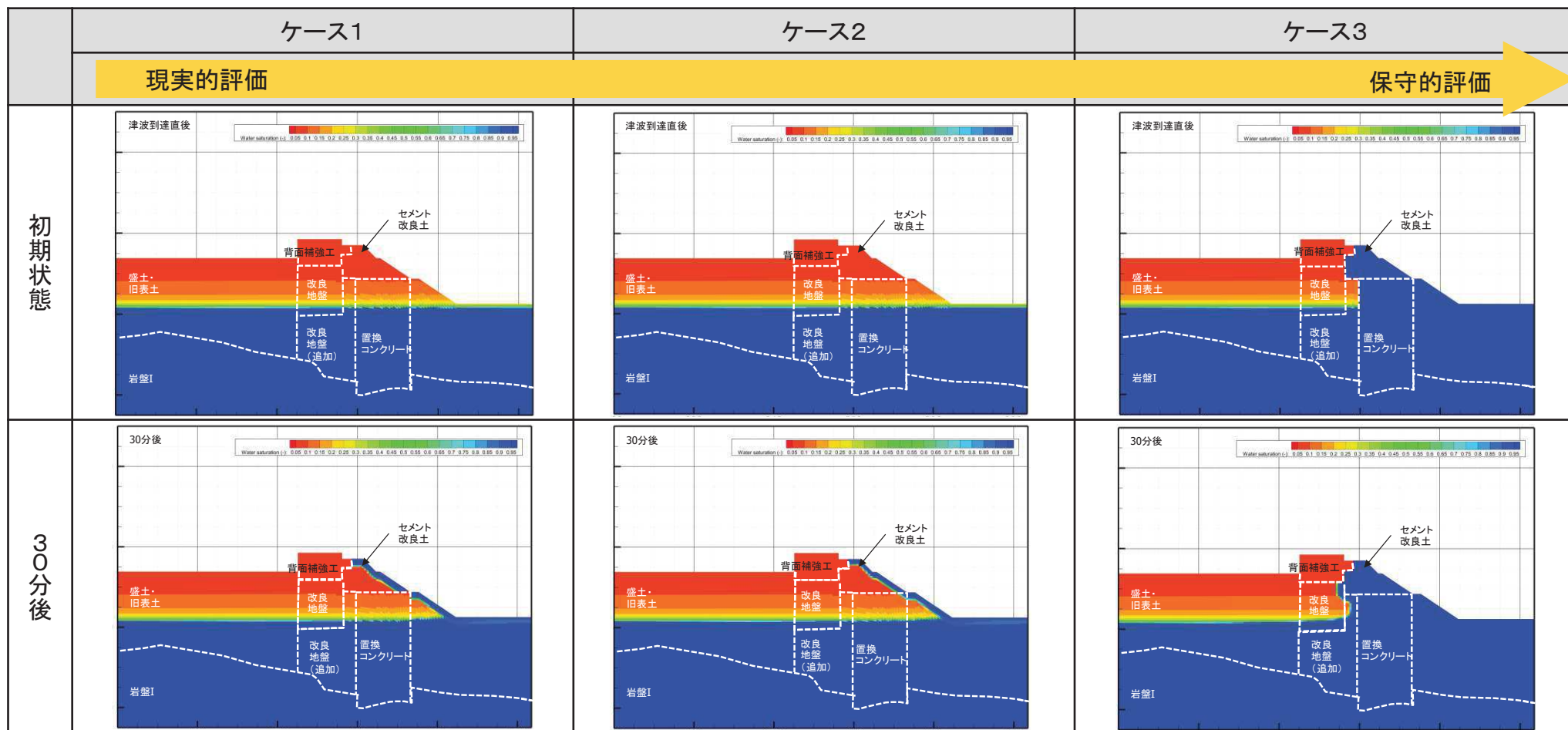
ケース1	ケース2	ケース3
現実的評価		保守的評価
(解析上の前提条件)	(保守的となる条件)	(保守的となる条件)
<ul style="list-style-type: none"> 背面補強工-改良地盤間は、改良地盤上面を清掃の上で背面補強工を施工しており、浸水経路化しない。 改良地盤(既設)-改良地盤(新設)間は、空隙が残らないよう施工することから、浸水経路化しない。 前章までの二次元有効応力解析で改良地盤、置換コンクリート及びセメント改良土に破壊領域が広範囲に連続しないことを確認済 	<ul style="list-style-type: none"> 改良地盤、置換コンクリート及びセメント改良土の透水係数を盛土・旧表土相当と仮定。 (前章までの二次元有効応力解析で当該地盤に破壊領域が広範囲に連続しないことを確認済) 	<ul style="list-style-type: none"> 改良地盤の透水係数を盛土・旧表土相当と仮定。 (前章までの二次元有効応力解析で当該地盤に破壊領域が広範囲に連続しないことを確認済) 背面補強工及び改良地盤とセメント改良土及び置換コンクリート間に水みちが出来ることを想定し、背面補強工と改良地盤のすぐ海側に海水が滞水すると仮定。 (地震時の残留変形図にて、背面補強工及び改良地盤とセメント改良土及び置換コンクリート間に水みちとなるような空隙が発生していないことを確認しているが、念のための検証)
		

9.3 浸透流解析の結果

- 各検討ケースにおける二次元浸透流解析結果を示す(初期状態及び津波30分継続後)。
- 津波来襲より30分後の浸透(飽和)範囲は限定的であり, 防潮堤敷地側については, 初期状態からの水位上昇は見られない。
- 以上のことから, 施設及び地盤を含む範囲の二次元浸透流解析により, 地盤中からの回り込みによる浸水が防止される(難透水性の保持)ことを確認した。



浸透流解析結果(飽和度)



10. まとめ

- 女川原子力発電所防潮堤の設計方針(第548回審査会合(平成30年2月13日), 第556回審査会合(平成30年3月20日))に基づき, 防潮堤の沈下対策後の構造における構造成立性について説明した。
- 設置許可段階において, 基本設計の成立性を確認するため, 防潮堤の基本構造が設置許可基準規則の各条文(第3条※¹, 第4条, 第5条)に適合する見通しであること(構造成立性)を示すため, 第589回審査会合(平成30年6月19日)において, 構造成立性の見通しとして, 地震時, 津波時及び重畳時(津波+余震時)における評価を示した。
- 今回, 第589回審査会合で示した現状構造での評価に対する裕度向上対策として, 頂部はりを取り外すことや実際の入力津波水位を想定した評価を実施し, 厳しい損傷モードを想定しても構造成立性が確保されることを確認した。(5章~7章)。
- その上で詳細設計における荷重増分要因に対しても裕度が確保されることを確認した(8章)。
- また, 施設及び地盤を含む範囲の二次元浸透流解析を行い, 地盤中からの回り込みによる浸水が防止されること(難透水性の保持)を確認した(9章)。
- 以上の検討から, 防潮堤は要求機能を喪失せず, 基本構造が設置許可基準規則の各条文(第4条, 第5条)に適合する見通し(構造成立性)を確認した。
- なお, 荷重等の評価条件は現時点のものであり, 今後変更となった場合は設計に反映することとする※²。

※1:本資料は, 主に第4条, 第5条への適合性についてまとめている。第3条の適合性については, 今後の基礎地盤の安定性評価の審査において別途説明予定である。

※2:詳細設計時に万一裕度が確保できなくなった場合には, 追加の裕度向上対策の実施により対応する。

1. (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説(Ⅰ 共通編, Ⅱ 鋼橋編, Ⅳ 下部構造編), 平成14年3月
2. 朝倉良介, 岩瀬浩二, 池谷 毅, 高尾 誠, 金戸俊道, 藤井直樹, 大森政則, 護岸を越流した津波による波力に関する実験的研究, 海岸工学論文集, 第47巻, pp.911-915, 2000