添付資料 25

防波壁の設計方針及び構造成立性評価結果について

目 次

１．概要
２．津波防護対象施設
３．防波壁に関する設置許可基準規則と各条文に対する確認事項
４．防波壁設計に関する基本条件
　４．１ 防波壁の概要
　４．２ 防波壁（共通）の設計フロー
　４．３ 基準地震動
　４．４ 防波壁高さ及び設計に用いる津波高さ
　４．５ 検討ケース及び荷重の組合せ
　４．６ 重畳時（津波＋余震時）の評価
　４．７ 解析用物性値
５．防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の設計方針
　５．１ 構造概要
　５．２ 規制における要求機能
　５．３ 周辺地質
　５．４ 設計方針
　５．５ 個別論点
６．防波壁（逆Ｔ擁壁）の設計方針
　６．１ 構造概要
　６．２ 規制における要求機能
　６．３ 周辺地質
　６．４ 設計方針
　６．５ 個別論点
７．防波壁（波返重力擁壁）の設計方針
　７．１ 構造概要
　７．２ 規制における要求機能
　７．３ 周辺地質
　７．４ 設計方針
　７．５ 個別論点
８．その他の構造概要
　８．１ 止水目地
　８．２ 防波壁通路防波扉
９．設置許可段階における確認項目及び構造成立性評価
　９．１ 設置許可段階における確認項目
　９．２ 構造成立性評価の方針

９．３ 設置許可段階での提示内容
９．４ 地下水位の設定方針
９．５ 解析用物性値
１０．防波壁の構造成立性評価結果
１０．１ 構造成立性評価の基本方針
１０．２ 構造成立性評価断面の選定
１０．３ 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造成立性検討
１０．４ 防波壁（逆Ｔ擁壁）の構造成立性検討
１０．５ 防波壁（波返重力擁壁）の構造成立性検討
１０．６ 止水性に係る検討結果（２次元浸透流解析）
１０．７ まとめ

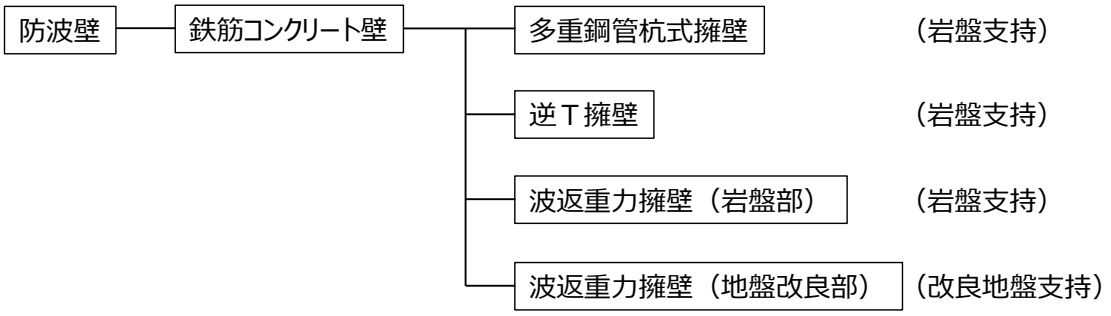
１．概要

津波防護施設として防波壁に求められる要求機能は，繰り返しの襲来を想定した遡上波に対して浸水を防止すること，基準地震動Ｓｓに対し要求される機能を損なうおそれがないよう，構造全体として変形能力について十分な余裕を有することである。

上記の機能を確保するための性能目標は，基準津波による遡上波に対し余裕を考慮した防波壁高さを確保するとともに，構造体の境界部等の止水性を維持し，基準地震動Ｓｓに対し止水性を損なわない構造強度を有した構造物とすることである。

島根原子力発電所においては，入力津波に対して，高さ EL.＋15m の防波壁を設置し，地震時の変位や変形を考慮しても十分な余裕を確保した防波壁高さとなっている。

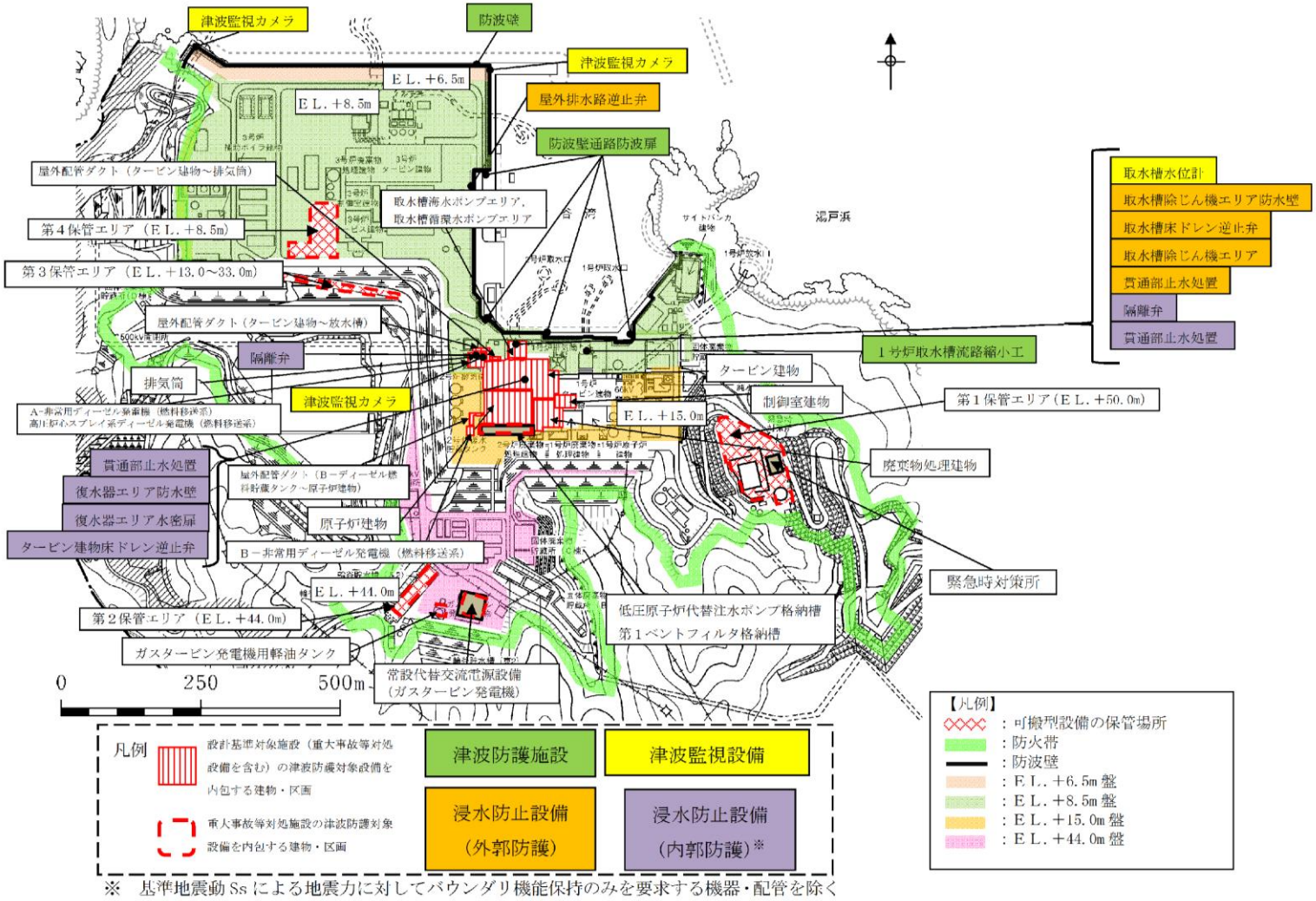
防波壁の構造型式は，鉄筋コンクリート壁であり，さらに多重鋼管杭式擁壁，逆Ｔ擁壁及び波返重力擁壁に分類される。



防波壁は，地震後及び津波後の再使用性と津波の繰り返し作用を考慮し，構造物全体の変形能力に対して十分な裕度を有するよう設計する。設計においては，地盤の液状化の影響を考慮する。また，津波の検討においては地震による影響を考慮したうえで評価する。

２．津波防護対象施設

設置許可基準規則 5 条及び 40 条の対象となる浸水防止設備及び津波監視設備を第 2-1 図に示す。



第 2-1 図　津波防護施設，浸水防止設備及び津波監視設備の平面配置

３．防波壁に関する設置許可基準規則と各条文に対する確認事項

防波壁に関する「実用発電用原子炉及びその附属施設の位置，構造及び設備の基準に関する規則」（以下，設置許可基準規則という。）の条文と，各条文（第 3 条，第 4 条，第 5 条）に対する確認事項をの第 3-1 表のとおり整理した。

以下の事項を確認することにより，防波壁の各条文への適合性を確認する。

第 3-1 表 各条文（第 3 条，第 4 条，第 5 条）に対する確認事項

設置許可基準規則	各条文に対する確認事項	本資料の説明範囲
第3条 設計基準対象施設の地盤		
設計基準対象施設は，次条第二項の規定により算定する地震力が作用した場合においても当該設計基準対象施設を十分に支持することができる地盤に設けなければならない。	• 地震力が作用した場合においても，接地圧に対する十分な支持力を有すること	○
	• 基準地震動による地震力が作用することによって弱面上のずれ等が発生しないことを含め，基準地震動による地震力に対する支持性能が確保されていること	－ （基礎地盤の安定性評価にて説明予定）
2 耐震重要施設は，変形した場合においてもその安全機能が損なわれるおそれがない地盤に設けなければならない。	• 地殻変動によって生じる支持地盤の傾斜及び撓み	－ （基礎地盤の安定性評価にて説明予定）
	• 液状化及び揺すり込み沈下等の周辺地盤の変状を考慮しても，施設の安全機能が損なわれるおそれがないこと	○
3 耐震重要施設は，変位が生ずるおそれがない地盤に設けなければならない。	• 岩盤にずれが生じないこと	－ （敷地の地質・地質構造にて説明済み）
第4条 地震による損傷の防止		
3 耐震重要施設は，その供用中に当該耐震重要施設に大きな影響を及ぼすおそれがある地震による加速度によって作用する地震力に対して安全機能が損なわれるおそれがないものでなければならない。	• 常時作用している荷重及び運転時に作用する荷重等と基準地震動による地震力の組合せに対して，構造全体としての変形能力について十分な余裕を有するとともに，その施設に要求される機能を保持すること	○

設置許可基準規則	各条文に対する確認事項	本資料の説明範囲
第５条 津波による損傷の防止		
設計基準対象施設は，その供用中に当該設計基準対象施設に大きな影響を及ぼすおそれがある津波に対して安全機能が損なわれるおそれがないものでなければならない。	• 基準津波による遡上波を地上部から到達又は流入させないこと ・Sクラスに属する設備が基準津波による遡上波が到達する高さにある場合には，防潮堤等の津波防護施設及び浸水防止設備を設置すること	○
	・遡上波の到達防止に当たっては，敷地及び敷地周辺の地形及びその標高，河川等の存在並びに地震による広域的な隆起・沈降を考慮して，遡上波の回込みを含め敷地への遡上の可能性を検討すること ・地震による変状又は繰り返し襲来する津波による洗掘・堆積により地形又は河川流路の変化等が考えられる場合は，敷地への遡上経路に及ぼす影響を検討すること	－ （耐津波設計方針にて説明予定）
	• 入力津波に対して津波防護機能を保持できること ・津波防護施設については，その構造に応じ，波力による浸食及び洗掘に対する抵抗性並びにすべり及び転倒に対する安定性を評価し，越流時の耐性にも配慮したうえで，入力津波に対する津波防護機能を十分に保持できるよう設計すること ・津波防護施設の外側の発電所敷地内及び近傍において建物・構築物及び設置物等が破損，倒壊及び漂流する可能性がある場合には，防潮堤等の津波防護施設に波及的影響を及ぼさないよう，漂流防止装置又は津波防護施設への影響の防止措置を施すこと ・耐津波設計上の十分な裕度を含めるため，各施設・設備の機能損傷モードに対応した荷重（浸水高，波力・波圧，洗掘力及び波力等）について，入力津波から十分な余裕を考慮して設定すること ・余震の発生の可能性を検討したうえで，必要に応じて余震による荷重と入力津波による荷重との組合せを考慮すること ・入力津波の時刻歴波形に基づき，津波の繰り返しの襲来による作用が津波防護機能へ及ぼす影響について検討すること	○
	• 地震による敷地の隆起・沈降，地震（本震及び余震）による影響，津波の繰り返しの襲来による影響及び津波による二次的な影響（洗掘，砂移動及び漂流物等）を考慮すること	○
	• 津波防護施設の設計に当たっては，入力津波による水位変動に対して朔望平均潮位を考慮して安全側の評価を実施すること。なお，その他の要因による潮位変動についても適切に評価し考慮すること。また，地震により陸域の隆起又は沈降が想定される場合，想定される地震の震源モデルから算定される，敷地の地殻変動量を考慮して安全側の評価を実施すること	○

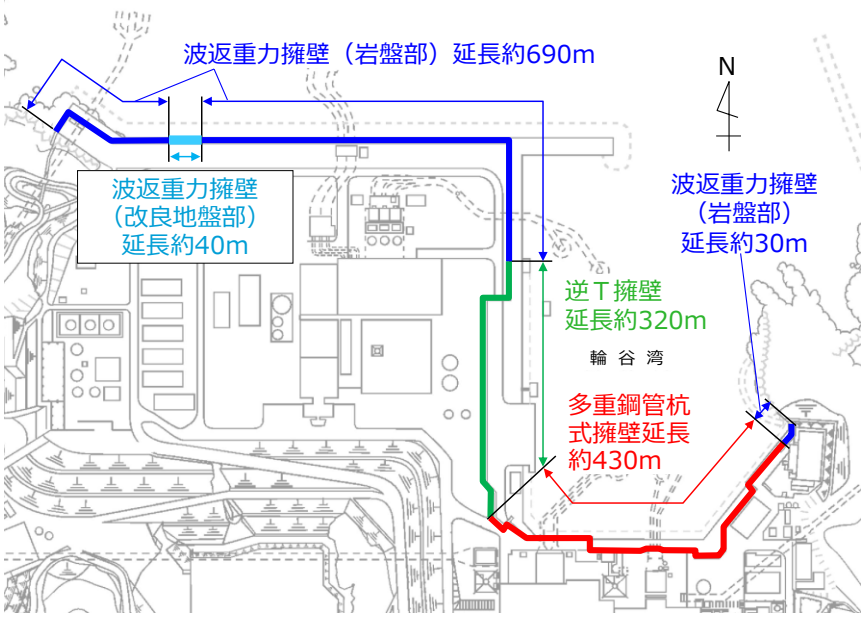
４．防波壁設計に関する基本条件

４．１　防波壁の概要

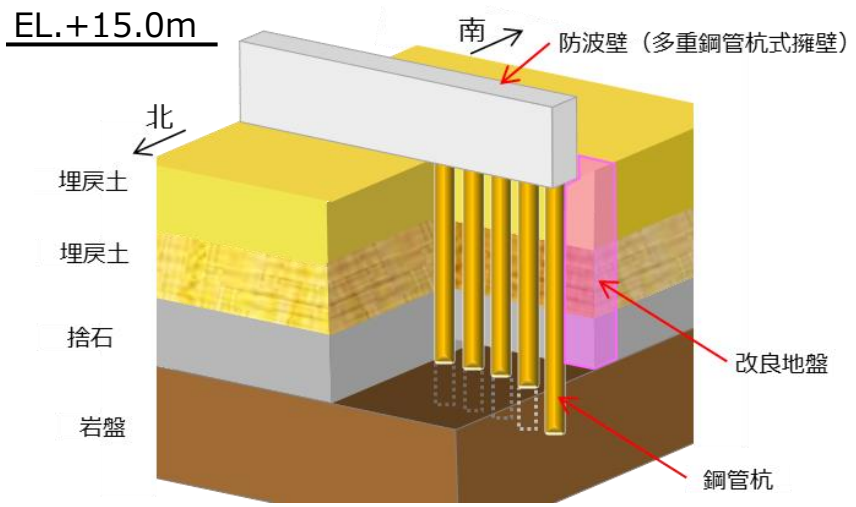
４．１．１　防波壁の構造形式

防波壁の構造型式は，鉄筋コンクリート壁であり，さらに多重鋼管杭式擁壁，逆Ｔ擁壁及び波返重力擁壁に分類される。なお，波返重力擁壁は，改良地盤部と岩盤支持に分類される（第 4-1 図，第 4-2 図参照）。

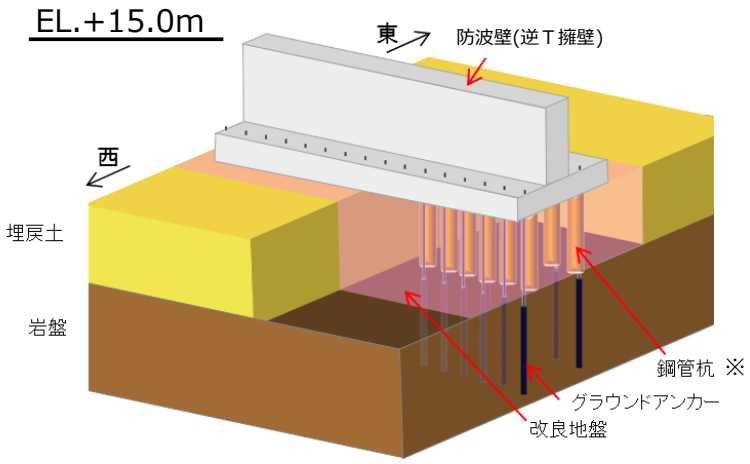
防波壁は津波荷重や地震荷重に対して，端部も含めて津波防護機能を十分に保持できるようにする。また，目地部について適切に止水対策を実施する。



第 4-1 図 防波壁の平面図

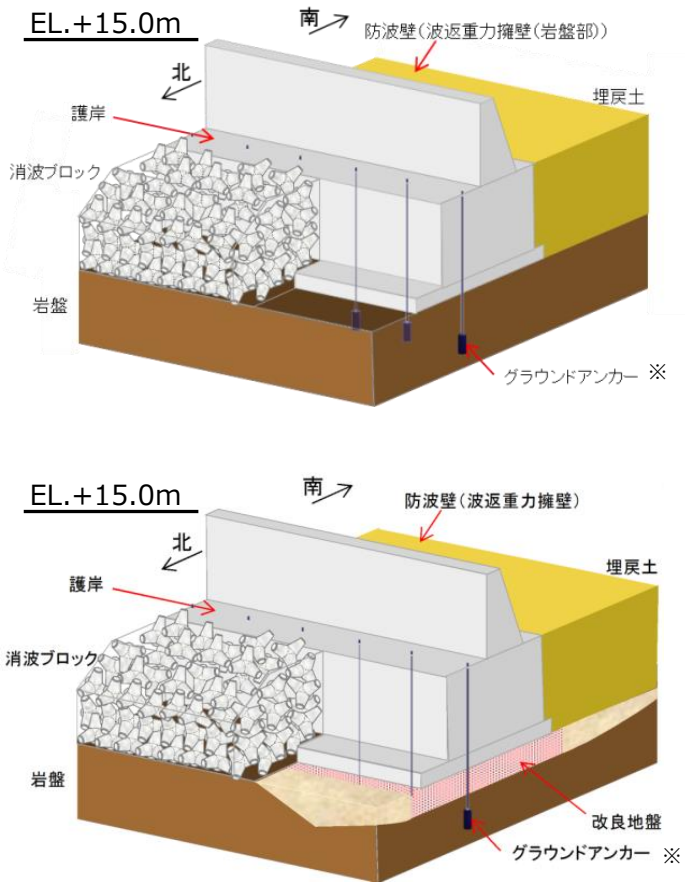


第 4-2(1) 図　防波壁（多重鋼管杭式擁壁）（岩盤支持）の評価対象部位



※　防波壁（逆T擁壁）は，鋼管杭の効果を期待しなくても，耐震・耐津波安全性を担保している。

第 4-2(2) 図　防波壁（逆Ｔ擁壁）（岩盤支持）の評価対象部位



※　防波壁（波返重力擁壁）は，グラウンドアンカーの効果を期待しなくても，耐震・耐津波安全性を担保している。

第 4-2(3) 図　防波壁（波返重力擁壁）の評価対象部位

４．１．２ 防波壁の構造選定

多重鋼管杭式擁壁の構造選定

・１，２号炉北側の施設護岸は基礎捨石上に設置しており，１，２号炉北側の施設護岸と発電所施設は近接し，狭隘である。
・基礎を支持する岩盤の深さは，最深約 EL.－14.5m である。
・敷地の制約と岩盤深さを考慮し，鋼管杭による杭基礎構造を選定し，設計した。なお，上部工から伝達される荷重に耐える構造とするため，大口径の鋼管杭を多重化した。
・上部工は下部から連続する鋼管杭（最内管）を被覆する鉄筋コンクリート造とした。

逆Ｔ擁壁の構造選定

・３号炉東側の一部の施設護岸は基礎捨石上に設置しており，３号炉東側の施設護岸と発電所施設は十分な離隔距離がある。
・基礎を支持する岩盤の深さは，最深約 EL.－10.0m である。
・岩盤深さを考慮し，埋戻土（堀削ズリ）に対して地盤改良を実施する設計とした。
・上部工は安定性を考慮し，逆Ｔ構造の鉄筋コンクリート造とした。
・なお，当初は防波壁（鋼管杭式逆Ｔ擁壁）について，杭支持構造としていたが，鋼管杭の先端部の岩盤根入れが 0.5m 程度であり，せん断抵抗が見込めないことから「役割に期待しない」とし，杭支持構造から改良地盤構造とした。基礎形式の変更に伴い，防波壁（逆Ｔ擁壁）と名称を変更した。

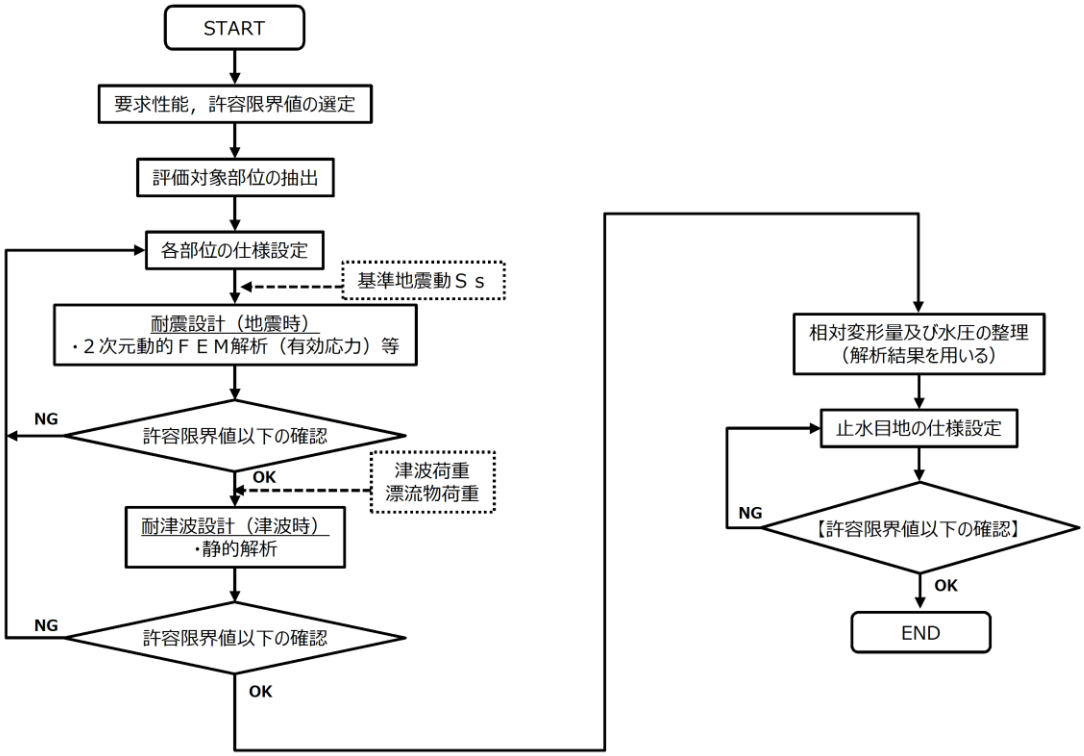
波返重力擁壁の構造選定

・３号炉北側の施設護岸は改良地盤又は岩盤に直接設置している。
・岩着構造の施設護岸を基礎とした直接基礎構造を選定し，設計した。
・上部工は安定性を考慮し，重力擁壁構造の鉄筋コンクリート造とした。

４．２　防波壁（共通）の設計フロー

防波壁の設計フローを以下に示す。

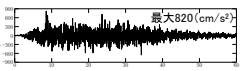
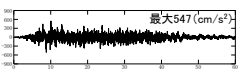
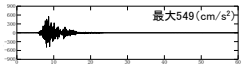
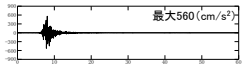
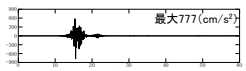
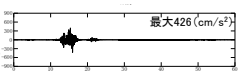
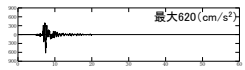
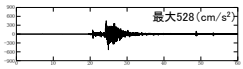
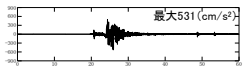
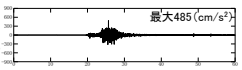
漂流物衝突荷重の影響を踏まえ，津波防護施設の各部位の照査の結果，津波防護施設本体の性能目標を維持することを確認し，津波防護施設本体の性能目標を維持できない場合は漂流物対策を講じる（添付資料２１参照）。



第 4-3 図 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の設計フロー

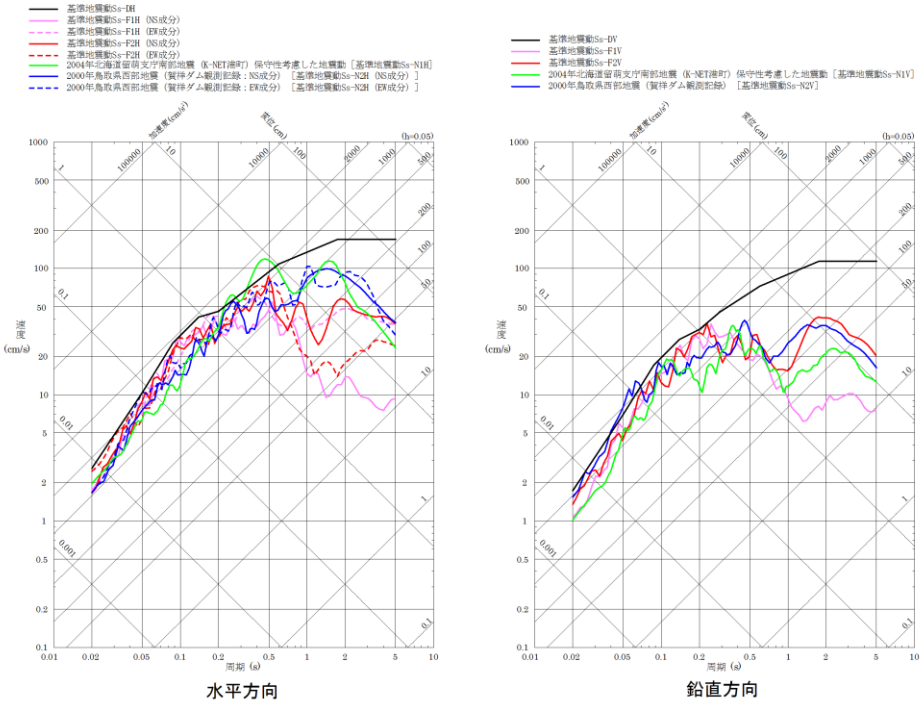
４．３　基準地震動

構造成立性評価断面（地点）における基準地震動５波の応答結果から，構造成立性評価地震波を選定する。基準地震動Ｓｓの時刻歴波形及び応答スペクトルを第 4-4 図及び第 4-5 図に示す。

基準地震動		水平方向（NS成分）	水平方向（EW成分）	鉛直方向
Ｓｓ－Ｄ	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 ［応答スペクトル手法による基準地震動］			
Ｓｓ－Ｆ１	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 ［断層モデル手法による基準地震動 （宍道断層による地震の中越沖地震の短周期レベルの不確かさ破壊開始点５］			
Ｓｓ－Ｆ２	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 ［断層モデル手法による基準地震動 （宍道断層による地震の中越沖地震の短周期レベルの不確かさ破壊開始点６］			
Ｓｓ－Ｎ１	震源を特定せず策定する地震動による基準地震動 ［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］			
Ｓｓ－Ｎ２	震源を特定せず策定する地震動による基準地震動 ［2000年鳥取県西部地震の賀祥ダム（監査廊）の観測記録］			

※　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）］

第 4-4 図　基準地震動Ｓｓ　の時刻歴波形



水平方向　　鉛直方向

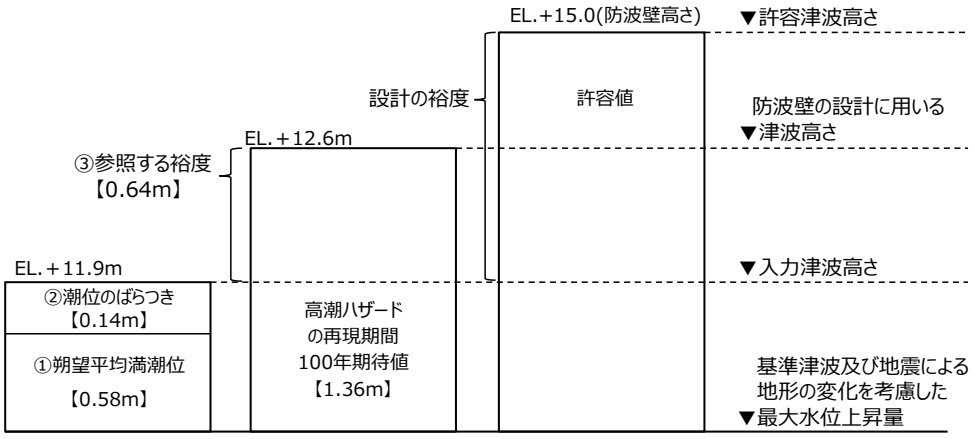
第 4-5 図　基準地震動Ｓｓ　の応答スペクトル

４．４　防波壁高さ及び設計に用いる津波高さ

防波壁は，設計に用いる津波高さ（入力津波高さ）に対して余裕を持った高さを設定している。設計に用いる津波高さと防波壁高さの関係を第 4-1 表に，設計裕度のイメージを第 4-6 図に示す。

第 4-1 表 設計に用いる津波高さと防波壁高さの関係

設計に用いる津波高さ （高潮ハザードの裕度を参照）	EL.+12.6m
防波壁高さ	EL.+15.0m
設計裕度	2.4m



第 4-6 図 防波壁設計裕度のイメージ

４．５ 検討ケース及び荷重の組合せ

防波壁の検討ケースは，荷重の組合せを考慮し，以下のケースを実施する。防波壁は，地震後及び津波後の再使用性と津波の繰返し作用を考慮し，構造物全体の変形能力に対して十分な裕度を有するよう設計する。

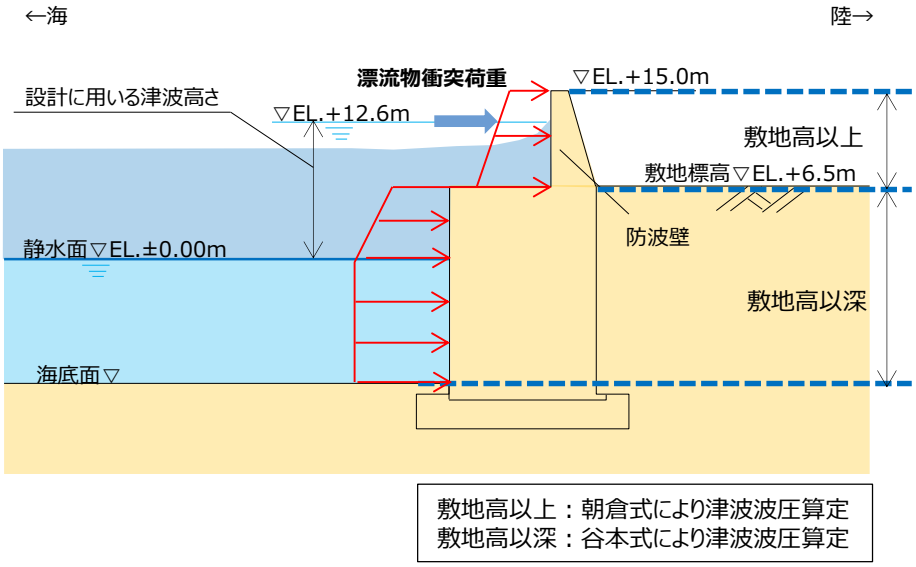
第 4-2 表 荷重の組合せ

検討ケース	荷重の組合せ※
地震時	常時荷重＋地震荷重
津波時	常時荷重＋津波荷重＋漂流物衝突荷重 （海域活断層から想定される地震による津波においては入力津波高さ以深の防波壁の部位においても漂流物が衝突するものとして照査を実施する。）
重畳時 （津波＋余震時）	常時荷重＋津波荷重＋余震荷重 （海域活断層から想定される地震による津波が到達する防波壁（波返重力擁壁）のケーソン等については，海域活断層から想定される地震による津波に対する評価を実施する）

※その他自然現象による荷重（風荷重，積雪荷重等）は設備の設置状況，構造（形状）等の条件を含めて適切に組み合わせを考慮する

第 4-3 表 荷重の内容

荷重	内容
常時荷重	構造物の自重，土圧
自然現象による荷重	風荷重，積雪荷重
地震荷重	基準地震動Ｓｓを作用させる
余震荷重	弾性設計用地震動ＳｄーDによる地震動を考慮する
津波荷重	津波荷重（津波波力）を考慮する なお，設計用津波波力について，敷地高以上は朝倉式に基づき算定し，敷地高以深については谷本式に基づき算定する
漂流物衝突荷重	漂流物，荷重算定式について詳細検討を行ったうえで作用させる

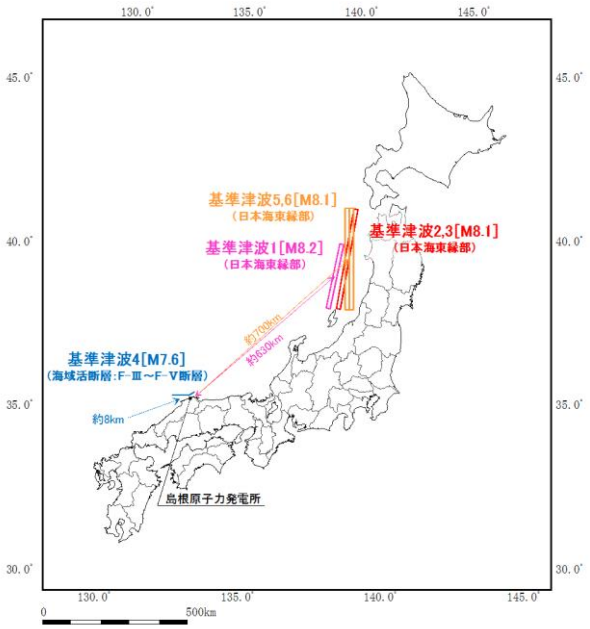


第 4-7 図 津波時の荷重イメージ図（波返重力擁壁）

４．６　重畳時（津波＋余震時）の評価

基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性がある津波及び余震の影響を踏まえ，「津波＋余震時」の検討の要否について以下のとおり，検討を行った。「日本海東縁部に想定される地震による基準津波１，２，３，５及び６」の波源位置は，敷地から 600km 以上の距離にあり，その波源の活動に伴う余震については，敷地への影響が明らかに小さい。

「海域活断層に想定される地震による基準津波４」は，防波壁の敷地の壁体部（被覆コンクリート部等）には到達しないが，到達する部位については個別に評価を実施する。なお，詳細については，「添付資料 20　耐津波設計において考慮する荷重の組み合わせについて」において説明する。



第 4-8 図　島根原子力発電所と基準津波の波源



第 4-9 図　基準津波４の最大水位上昇量分布

４．７ 解析用物性値

防波壁の設計に用いる解析条件（解析用物性値等）の設定方針は，以下のとおりとする。

【施設・地盤の解析用物性値】

・施設の解析用物性値は，「コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（社）土木学会，2002 年制定」等に基づき設定する。

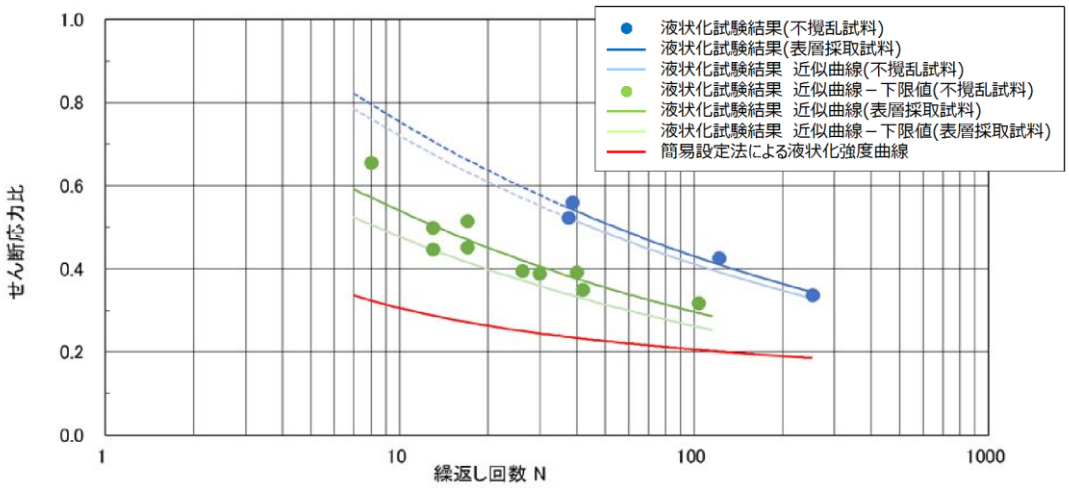
・地盤の解析用物性値は，原位置試験結果及び室内試験結果に基づき設定することを基本とするが，一部については，港湾基準等に準拠し，妥当性を確認のうえ，慣用値を用いる。

【設計地下水位】

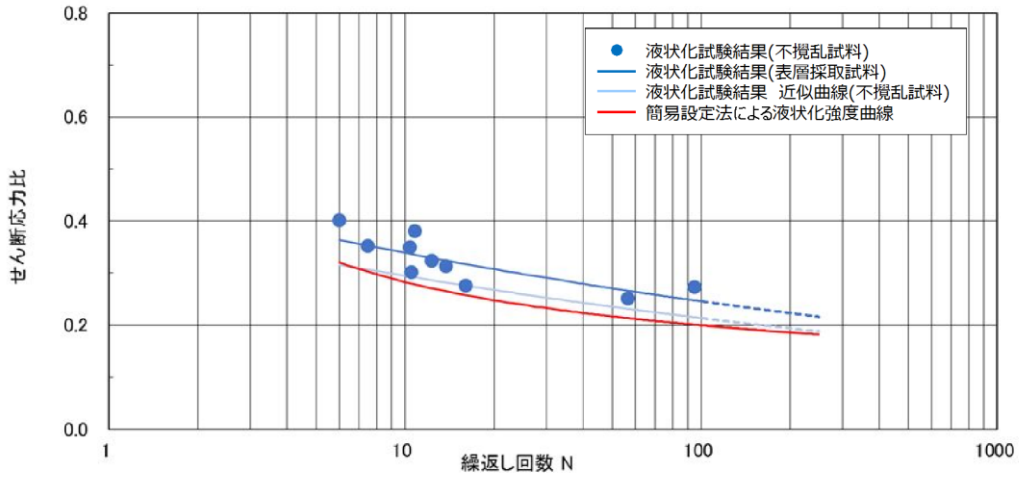
・詳細設計段階において，防波壁や改良地盤等をモデル化した浸透流解析を実施し，自然水位より保守的に設定した水位を設計地下水位として設定する。

【液状化強度特性】

・液状化評価対象層（埋戻土（掘削ズリ），砂礫層）に対して実施した液状化試験結果に基づく液状化強度特性よりも保守的な有効応力解析（ＦＬＩＰ）の簡易パラメータ設定法により液状化強度特性を設定する。簡易設定法及び液状化試験結果による液状化強度曲線の比較を第 4-10 図に示す。



（ａ）埋戻土（掘削ズリ）



（ｂ）砂礫層

第 4-10 図 簡易設定法及び液状化試験結果による液状化強度曲線の比較

５．防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の設計方針

５．１　構造概要

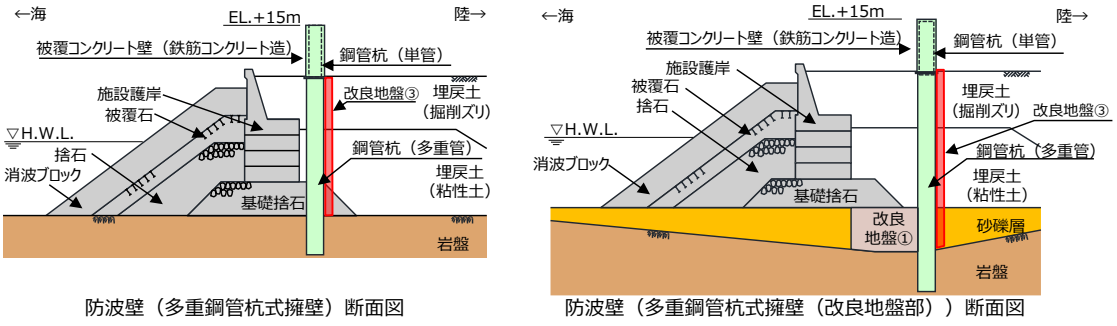
防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の断面図を第 5-1 図に，構造概要を第 5-2 図に示す。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）は，１，２号炉北側に配置し，鋼管杭を岩盤に打設した（根入れ深さ：5.0m 程度）。

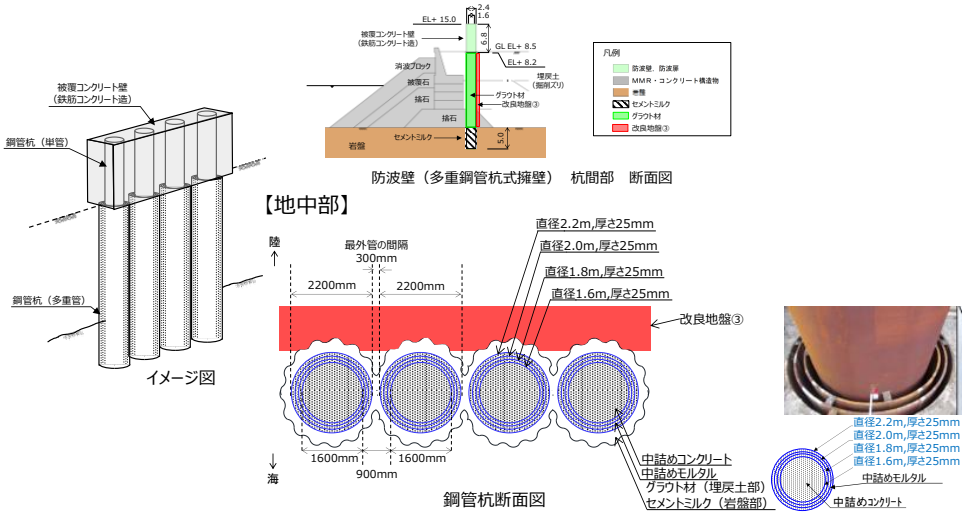
鋼管杭は，コンクリートで中詰めされた大口径管の多重構造を採用している。また，岩盤部では隣り合う多重鋼管杭間にセメントミルクを間詰めし，埋戻土部はグラウト材で間詰めした。

被覆コンクリート壁は，下部の鋼管杭から連続する鋼管杭を鉄筋コンクリートで被覆した部材で構成される。鋼管杭６本程度を１ブロックの標準とした壁体を連続して設置した。このブロック間の境界には，止水性を保持するための止水目地（8.1 参照）を設置する。

防波壁の背後に止水性を有する地盤改良を実施する対策を行う（詳細は 5.5（4）参照）。



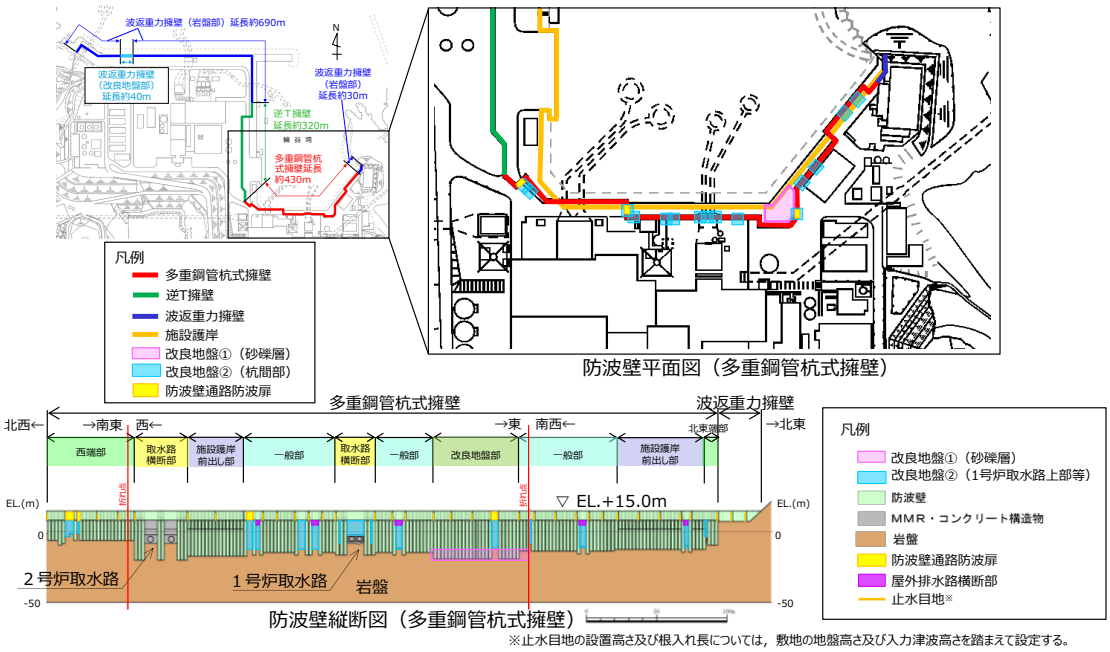
第 5-1 図　防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の断面図



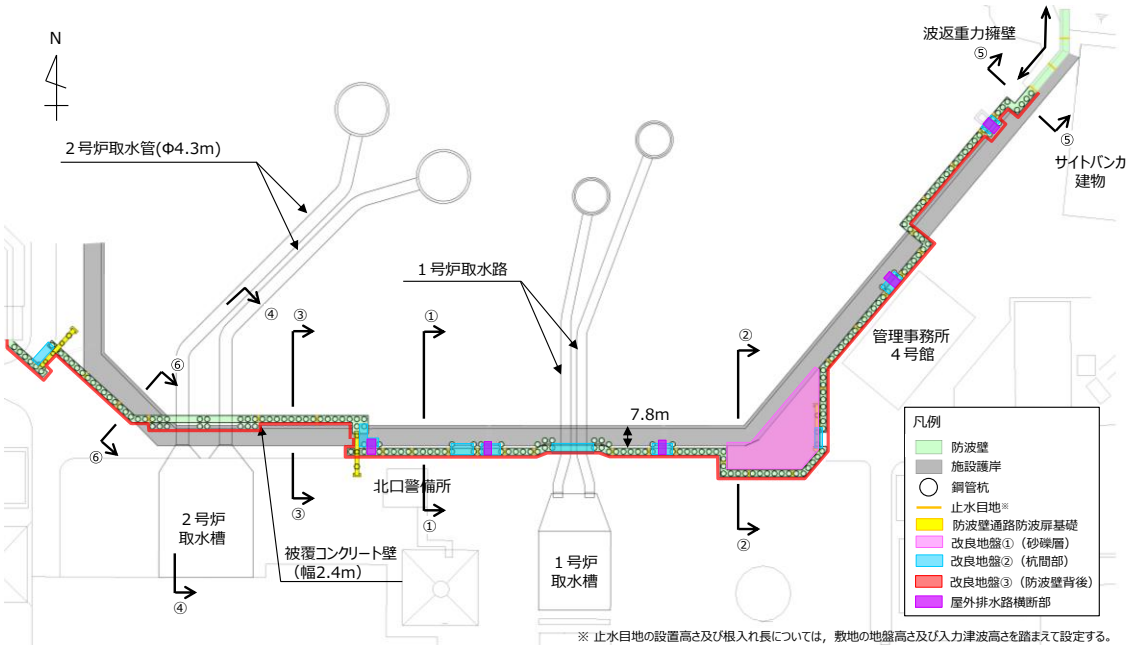
第 5-2 図　防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造概要図

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）については，１，２号炉北側全線にわたり多重鋼管杭を連続的に設置した。岩盤上に砂礫層が堆積している範囲において防波壁前面で薬液注入工法（特殊スラグ系固化材）により地盤改良を実施した（改良地盤①）。また，取水路及び屋外排水路設置箇所等で杭間隔が大きい区間については，側方の鋼管杭に支持された上部工が横断する構造としており，横断部の地中については，止水性を保持する観点から薬液注入工法（セメント系固化材）により地盤改良を実施した（改良地盤②）。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の縦断図を第 5-3 図に，平面図（止水目地位置含む）を第 5-4 図に示す。防波壁取水路横断部（④－④断面）南側には２号炉取水槽，北東端部（⑤－⑤断面）東側にはサイトバンカ建物，及びその他の断面近傍には管理事務所４号館などの一般事務建物がそれぞれ隣接している。



第 5-3 図 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の縦断図



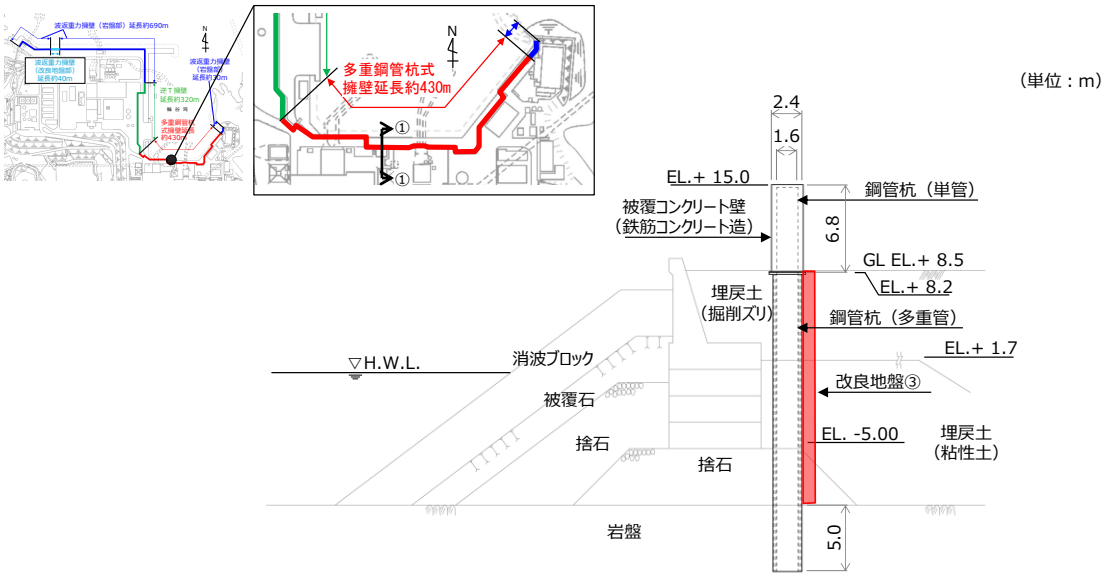
第 5-4 図 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の平面図

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）は，一般部，改良地盤部，施設護岸前出し部，取水路横断部，北東端部及び西端部で構成される。特徴は以下のとおり。

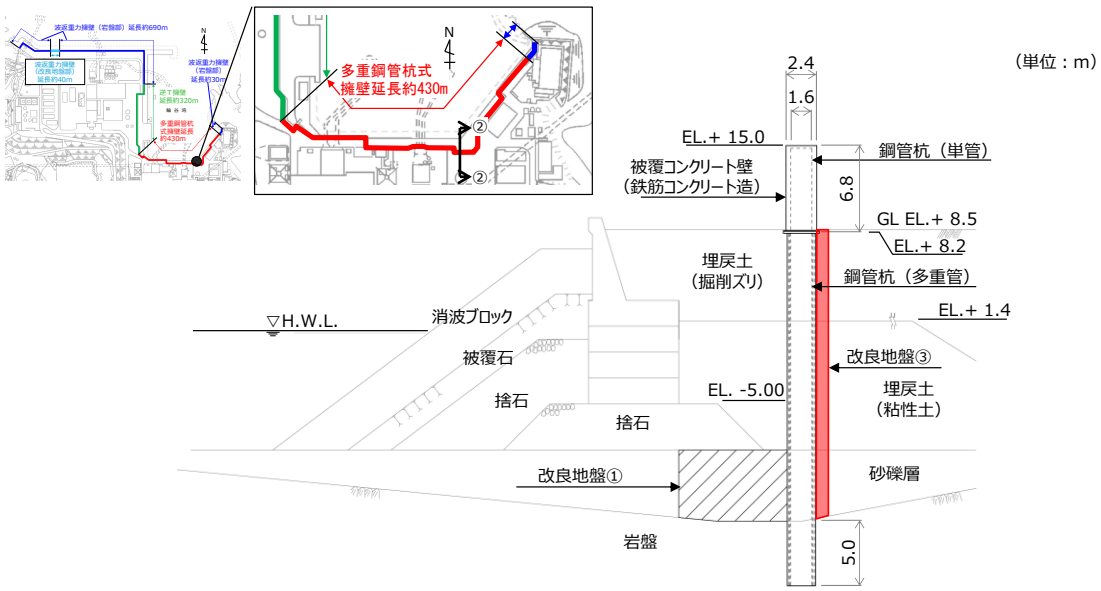
・防波壁（多重鋼管杭式擁壁）一般部（①－①断面）については，施設護岸の南側（陸側）に防波壁（多重鋼管杭式擁壁）が配置される構造となっている。
・防波壁（多重鋼管杭式擁壁）改良地盤部（②－②断面）については，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の南東角部に位置し，支持地盤が深く，杭長が最も長い箇所である。周辺の砂礫層（海側）に対しては，薬液注入工法により地盤改良を実施した。
・防波壁（多重鋼管杭式擁壁）施設護岸前出し部（③－③断面）については，施設護岸の北側（海側）に防波壁（多重鋼管杭式擁壁）が配置される構造となっている。
・防波壁（多重鋼管杭式擁壁）取水路横断部（④－④断面）については，２号炉取水管（φ4.3m）を横断するため，側方の多重鋼管杭を南北方向に２列配置し，杭頭連結材を設置した（杭頭部の構造については 5.5（1）参照）。
・防波壁（多重鋼管杭式擁壁）北東端部（⑤－⑤断面）については，施設護岸上に防波壁（多重鋼管杭式擁壁）が配置される構造となっている。
・防波壁（多重鋼管杭式擁壁）西端部（⑥－⑥断面）については，施設護岸の南西側（陸側）に防波壁（多重鋼管杭式擁壁）が配置される構造となっている。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）一般部の構造を第 5-5(1) 図に，改良地盤部の構造を第 5-5(2)図に，施設護岸前出し部の構造を第 5-5(3)図に，取水路横断部の構造を第 5-5(4)図に，北東端部の構造を第 5-5(5)図に，西端部の構造を第 5-5(6)図に示す。また，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）を構成する各部位の仕様を第 5-1 表及び第 5-6 図に示し，評価対象部位及び構造上のバウンダリを第 5-2 表及び第 5-7 図に示す。

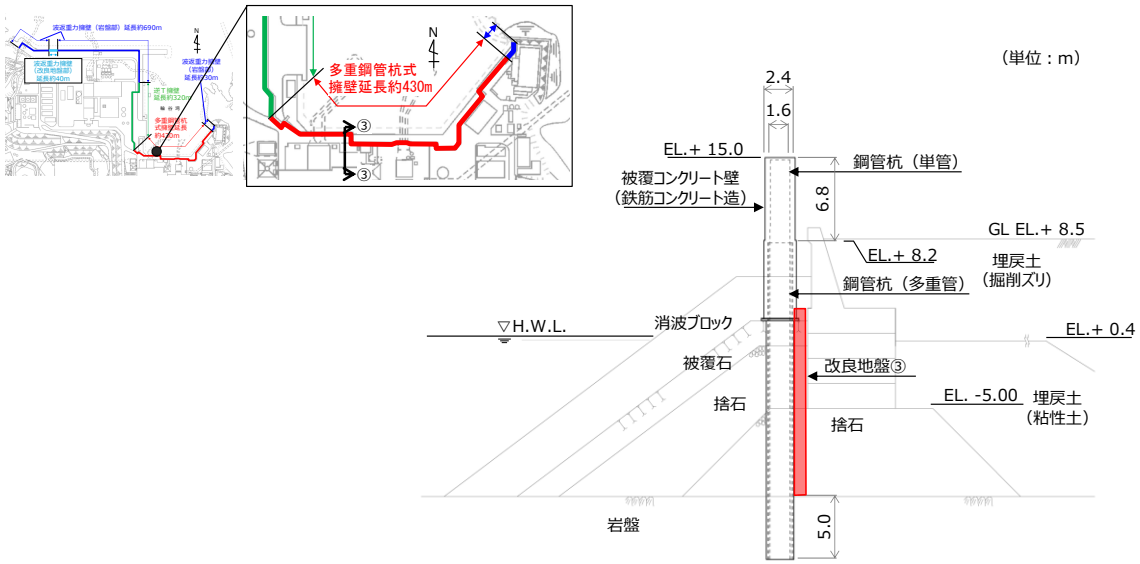
防波壁（多重鋼管杭式擁壁）は被覆コンクリート壁及び止水目地を構造上のバウンダリとする。また，地中部の改良地盤③についても構造上のバウンダリとする。



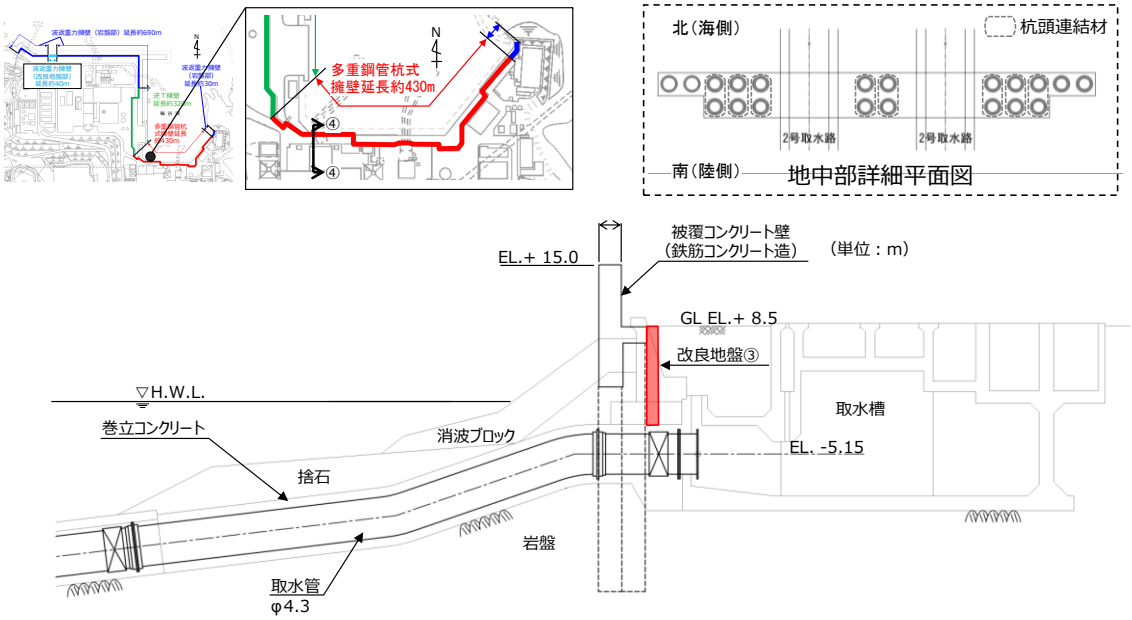
第 5-5(1) 図 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）一般部（①－①）断面図



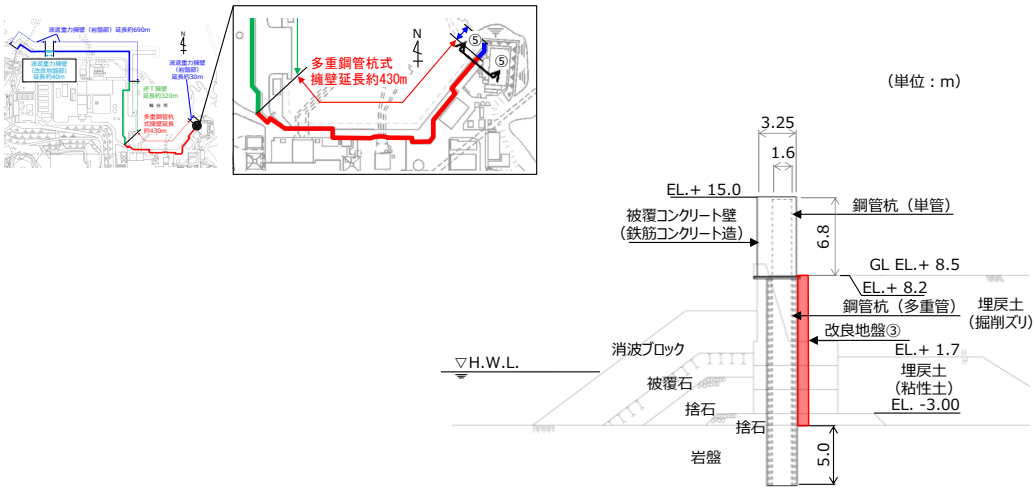
第 5-5(2) 図 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）改良地盤部（②－②）断面図



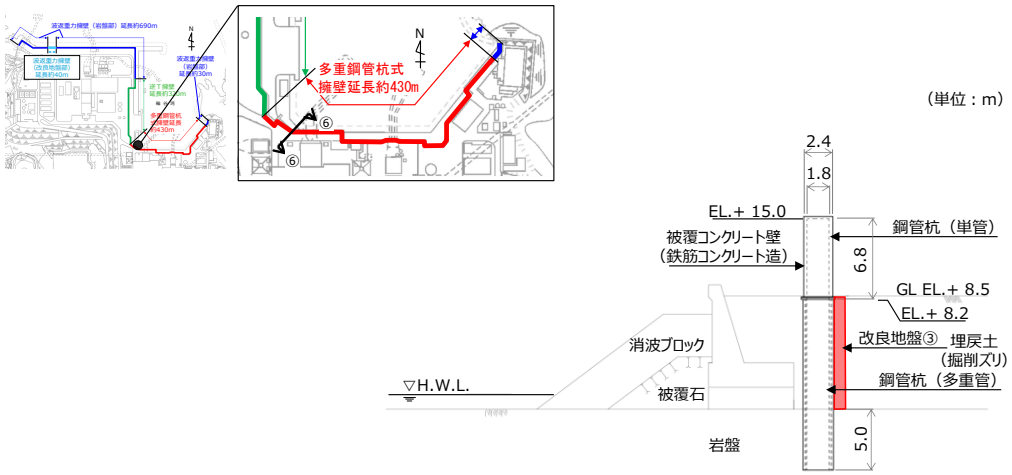
第 5-5(3) 図 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）施設護岸前出し部
（③－③）断面図



第 5-5(4) 図 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）取水路横断部（④－④）断面図



第 5-5(5) 図 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）北東端部（⑤－⑤断面）断面図

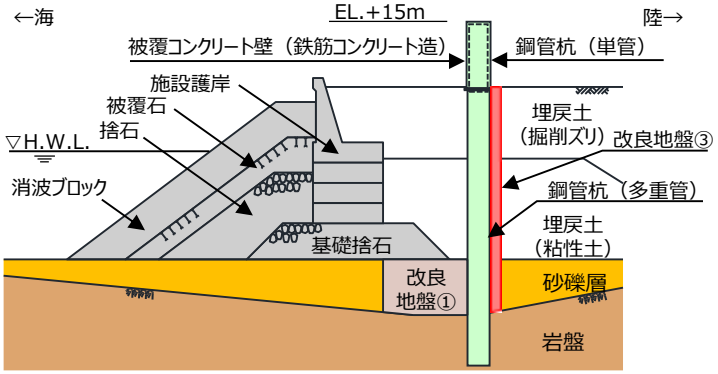


第 5-5(6) 図 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）西端部（⑥－⑥断面）断面図

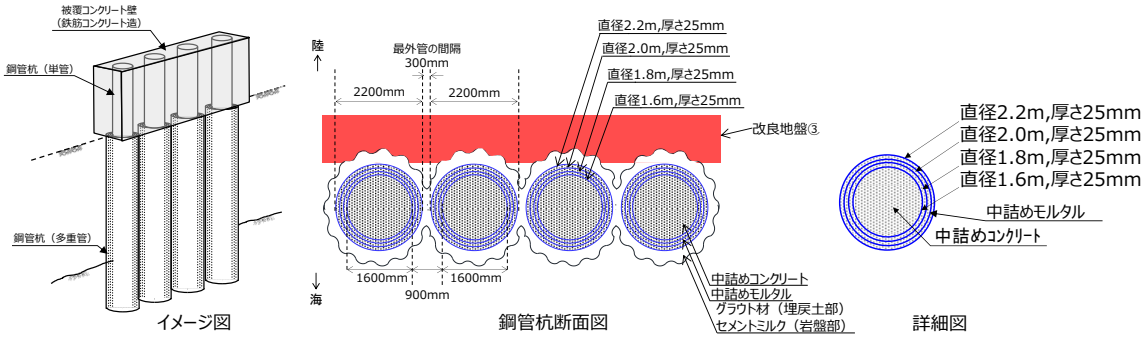
第 5-1 表 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の各部位の仕様

部位		仕様
【施設】		
	鋼管杭	最内管：φ1600mm,t=25mm,SKK490 最内から2番目の管：φ1800mm,t=25mm,SKK490 最内から3番目の管：φ2000mm,t=25mm,SKK490 最外管：φ2200mm,t=25mm, SKK490又はSM490Y 中詰コンクリート（f'ck=18N/mm^2）
	被覆コンクリート壁	コンクリート：f'ck=24N/mm^2 鉄筋　　：SD345
	止水目地	ゴムジョイント，シートジョイント：クロロプレンゴム
【地盤】※		
	セメントミルク	q_u=9.8N/mm^{2}以上
	改良地盤①（砂礫層）	薬液注入工法（セメント系固化材，特殊スラグ系固化材）

※防波壁の背後に実施する地盤改良（改良地盤③）の仕様は詳細設計段階において説明する。



防波壁（多重鋼管杭式擁壁（改良地盤部））断面図

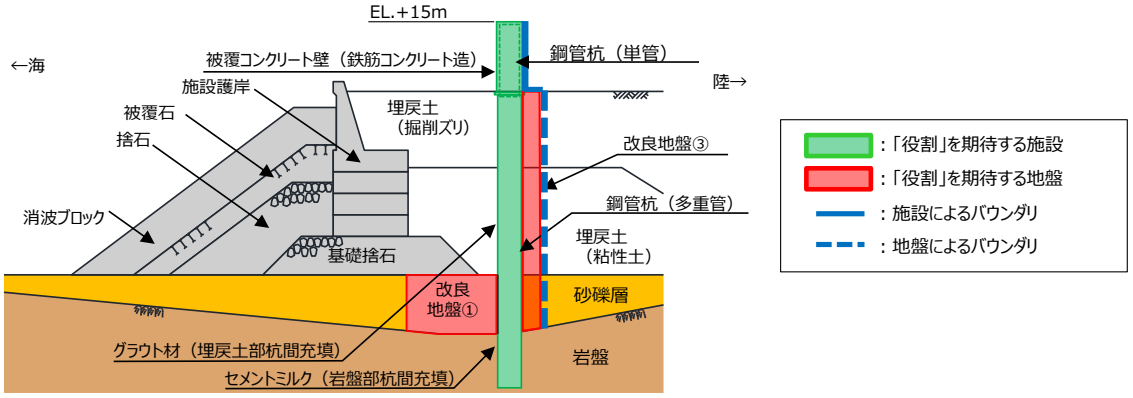


第 5-6 図 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の各部位の仕様

第 5-2 表 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の評価対象部位の役割

「役割」を期待する施設　「役割」を期待する地盤

評価対象部位	役割	備考
鋼管杭	被覆コンクリート壁を支持	
被覆コンクリート壁	止水目地を支持，遮水性の保持	
止水目地	被覆コンクリート壁間の遮水性の保持	
セメントミルク	鋼管杭の変形を抑制，難透水性の保持	
改良地盤①（砂礫層）	鋼管杭の変形を抑制，難透水性の保持	薬液注入工法
改良地盤③（防波壁背後）	難透水性の保持	薬液注入工法（計画）
岩盤	鋼管杭及び被覆コンクリート壁を支持，基礎地盤のすべり安定性に寄与	基礎地盤
改良地盤②（1号炉取水路上部等），埋戻土（掘削ズリ），埋戻土（粘性土），砂礫層，施設護岸，被覆石，捨石，基礎捨石，消波ブロック，グラウト材	役割に期待しない	



第 5-7 図 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）（改良地盤部）における
構造上のバウンダリ

５．２ 規制における要求機能

５．２．１ 設置許可基準規則に対する確認事項

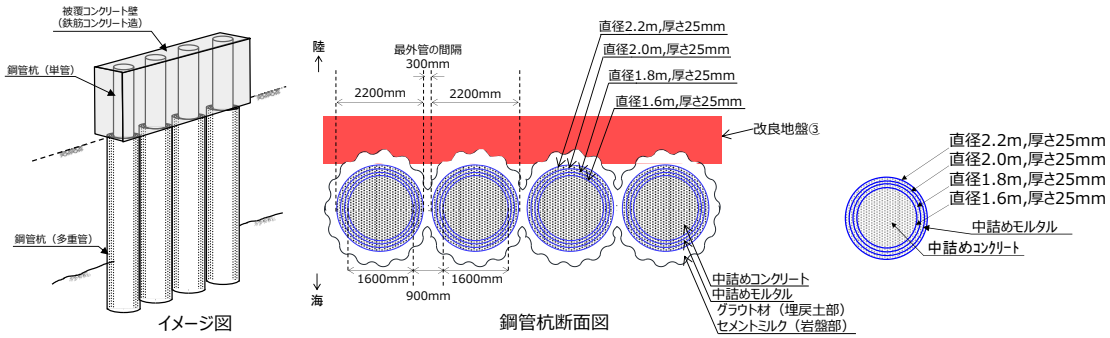
新規制基準への適合性において，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）における設置許可基準規則の各条文に対する検討要旨を第 5-3 表に示す。以下の条文を確認することにより，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の各条文への適合性を確認する。

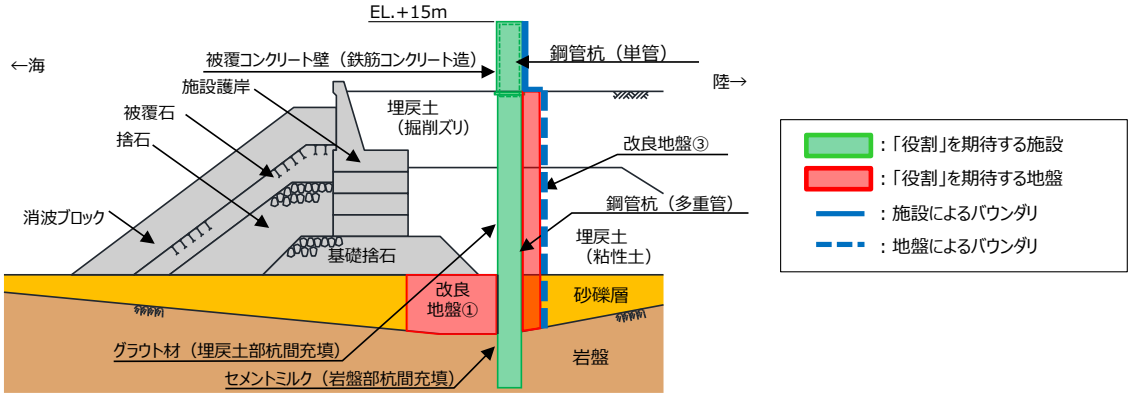
第 5-3 表 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）における検討要旨

規 則	検 討 要 旨
第３条（設計基準対象施設の地盤）	• 施設（鋼管杭）を支持する地盤を対象とし，すべり，支持力，傾斜等に対する安定性を確認する。
第４条（地震による損傷の防止）	• 施設と地盤との動的相互作用や液状化検討対象層の地震時の挙動を考慮したうえで，施設の耐震安全性を確認する。
第５条（津波による損傷の防止）	• 地震（本震及び余震）による影響を考慮したうえで，機能を保持できることを確認する。 • 液状化検討対象層の地震時の挙動の考慮を含む。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）における条文に対応する施設の範囲及び各部位の役割を第 5-8 図及び第 5-4 表に示す。なお，以下では，津波を遮断する役割を「遮水性」，材料として津波を通しにくい役割を「難透水性」とし，これらを総称して「止水性」と整理する。防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の周辺地盤及び施設護岸については，設置状況に応じて解析モデルに取り込むが，防波壁の前面に位置している施設護岸については，その損傷による防波壁への影響が大きいと考えられるため，それが損傷した場合の防波壁の耐震性への影響を確認する（詳細は 5.5（4）参照）。

鋼管杭間を間詰めしているグラウト材及び改良地盤②は難透水性の地盤ではあるが，地震により施設護岸が損傷し，杭間に直接津波波圧が作用した場合には，止水性を担保することが困難であることから，津波の地盤中からの回り込みに対し，防波壁の背後に地盤改良（改良地盤③）を実施する（詳細は 5.5（4）参照）。





第 5-8 図 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の役割を期待する範囲

第 5-4 表 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割	津波時の役割
施設	鋼管杭	・被覆コンクリート壁を支持する。	・被覆コンクリート壁を支持する。
	被覆コンクリート壁	・止水目地を支持する。	・止水目地を支持するとともに，遮水性を保持する。
	止水目地	・被覆コンクリート壁間の変形に追従する。	・被覆コンクリート壁間変形に追従し，遮水性を保持する。
地盤	セメントミルク（岩盤部杭間部充填）	・鋼管杭の変形を抑制する。	・鋼管杭の変形を抑制する。 ・難透水性を保持する。
	改良地盤①（砂礫層）	・鋼管杭の変形を抑制する。	・難透水性を保持する。
	改良地盤②（1号炉取水路上部等）	・役割に期待しない。	・難透水性の地盤ではあるが，役割に期待しない。
	改良地盤③（防波壁背後）	・役割に期待しない（解析モデルに取り込み，防波壁への相互作用を考慮する）。	・難透水性を保持する。
	岩盤	・鋼管杭及び被覆コンクリート壁を支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。 ・鋼管杭の変形を抑制する。	・鋼管杭及び被覆コンクリート壁を支持する。 ・鋼管杭の変形を抑制する。
	埋戻土（掘削ズリ），埋戻土（粘性土），砂礫層	・役割に期待しない（解析モデルに取り込み，防波壁への相互作用を考慮する）。	・防波壁より陸側については，津波荷重に対して地盤反力として寄与する。
	施設護岸，基礎捨石，捨石，被覆石	・役割に期待しない（解析モデルに取り込み，防波壁への波及的影響を考慮する）。	・役割に期待しない。
	消波ブロック	・役割に期待しない。	・役割に期待しない。
	グラウト材（埋戻土部杭間部充填）	・役割に期待しない。	・難透水性の地盤ではあるが，役割に期待しない。

各部位の「施設」と「地盤」を区分するに当たり，セメントミルク，改良地盤①（砂礫層）及び改良地盤③（防波壁背後）の具体的な役割を第 5-5 表のとおり整理した。

側方地盤としての鋼管杭の変形抑制を主な役割（第 5-5 表中「○」と記載）とするセメントミルク及び改良地盤①（砂礫層），また，難透水性の保持を役割とする改良地盤③（防波壁背後）について，「地盤」と区別する。

なお，施設の役割を維持するための条件として設計に反映する項目「○」と評価した具体的な考え方を以下に示す。

・セメントミルク，改良地盤①（砂礫層）及び改良地盤③（防波壁背後）の役割である健全性については，鋼管杭の変形を抑制するために剛性（変形特性）を設計に反映することから「○」とした。

・セメントミルク，改良地盤①（砂礫層）及び改良地盤③（防波壁背後）の役割である止水性については，地盤中からの回り込みによる浸水を防止するために透水係数を設計に反映することから「○」とした。なお，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浸透流解析により確認する。

第 5-5 表 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の各部位の具体的な役割

凡 例
◎：要求機能を主体的に満たすために設計上必要な項目
（該当する部位を施設と区分する）
○：施設の役割を維持するために設計に反映する項目
－：設計上考慮しない項目

部位	具体的な役割						『施設』と『地盤』の区分の考え方
	地震時	津波時	鉛直支持	すべり安全率	耐震性（鋼管杭の変形抑制）	耐津波性（遮水性・難透水性）	
セメントミルク	・鋼管杭間にセメントミルクを設置することで，鋼管杭の変形を抑制する。	・鋼管杭間にセメントミルクを設置することで，鋼管杭の変形を抑制する。 ・難透水性を有するセメントミルクを鋼管杭間に連続的に設置することで，津波時の水みちを形成しない。	－	－	○	○	鋼管杭の変形抑制が主な役割であり，施設の側方地盤に要求される役割と同等であること，難透水性の保持の役割をもつことから『地盤』と区分する。
改良地盤①（砂礫層）	・鋼管杭の海側に改良地盤を設置することで鋼管杭の変形を抑制する。	・難透水性を保持することで，遮水性を有する被覆コンクリート壁，止水目地の下部地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。	－	－	○	○	鋼管杭の変形抑制が主な役割であり，施設の側方地盤に要求される役割と同等であること，難透水性の保持の役割をもつことから『地盤』と区分する。
改良地盤③（防波壁背後）	・役割に期待しない。	・難透水性を保持することで，遮水性を有する被覆コンクリート壁，止水目地，下部地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。	－	－	－	○	難透水性の保持の役割をもつことから『地盤』と区分する。

以上を踏まえ，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）における各部位の役割に対する性能目標を第 5-6 表に，性能目標を満足するための照査項目と許容限界を第 5-7 表に示す。岩盤は「鋼管杭の支持」及び「基礎地盤のすべり安定性に寄与」の役割を有していることから，支持力及び基礎地盤のすべり安全率により健全性を確認する。液状化の影響については有効応力解析により考慮し，埋戻土，砂礫層の変状に伴う施設評価への影響を検討する。

また，液状化に伴う海側の埋戻土，砂礫層の変状により護岸形状が変化し，荷重伝達経路や津波波圧に影響する可能性があることから，詳細設計段階に影響の程度を検討する（詳細は 9.3 を参照）。

なお，施設及び岩盤の各部位の役割や性能目標を長期的に維持していくために必要な保守管理方法を今後検討していく。

第 5-6 表 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の各部位の役割に対する性能目標

部位		性能目標			
		鉛直支持 （第３条）	すべり安定性 （第３条）	耐震性 （鋼管杭の変形抑制） （第４条）	耐津波性 （透水性，難透水性） （第５条）
施設	鋼管杭	－	－	構造部材の健全性を保持するために，鋼管杭がおおむね弾性状態に留まること。	構造部材の健全性を保持するために，鋼管杭がおおむね弾性状態に留まること。
施設	被覆コンクリート壁			構造部材の健全性を保持するために，被覆コンクリート壁がおおむね弾性状態に留まること。	止水目地の支持機能を喪失して被覆コンクリート間から有意な漏えいを生じないために，被覆コンクリート壁がおおむね弾性状態に留まること。
施設	止水目地			被覆コンクリート壁間から有意な漏えいを生じないために，止水目地の変形性能を保持すること。	被覆コンクリート壁間から有意な漏えいを生じないために，止水目地の変形・遮水性能を保持すること。
地盤	セメントミルク	－	－	鋼管杭の変形を抑制するため，セメントミルクがすべり破壊しないこと。（内的安定を保持）	地盤中からの回り込みによる浸水を防止（難透水性を保持）するためセメントミルクがすべり破壊しないこと。（内的安定を保持）
地盤	改良地盤① （砂礫層）	－	－	鋼管杭の変形を抑制するため，改良地盤がすべり破壊しないこと。（内的安定を保持）	地盤中からの回り込みによる浸水を防止（難透水性を保持）するため改良地盤がすべり破壊しないこと。（内的安定を保持）
地盤	改良地盤③ （防波壁背後）	－	－	－	地盤中からの回り込みによる浸水を防止（難透水性を保持）するため改良地盤がすべり破壊しないこと。（内的安定を保持）
地盤	岩盤	鋼管杭を鉛直支持するため，十分な支持力を保持すること。	基礎地盤のすべり安定性を確保するため，十分なすべり安全性を保持すること。	鋼管杭の変形を抑制するため，鋼管杭周辺岩盤がすべり破壊しないこと。（内的安定を保持）	－

第 5-7 表 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）各部位の照査項目と許容限界
（上段：照査項目，下段：許容限界）

部位		照査項目と許容限界			
		鉛直支持 （第３条）	すべり安定性 （第３条）	耐震性 （鋼管杭の変形抑制） （第４条）	耐津波性※1 （透水性，難透水性） （第５条）
施設	鋼管杭	－	－	曲げ・せん断	
				（降伏モーメント（曲げ）及びせん断応力度（せん断））	
施設	被覆コンクリート壁			曲げ・せん断	
				（短期許容応力度以下）	
施設	止水目地			変形	変形・水圧
				（許容変形量以下）	（許容変形量・許容水圧以下）
地盤	セメントミルク	－	－	すべり安全率※3	
				（1.2以上）	
地盤	改良地盤① （砂礫層）	－	－	すべり安全率※3	
				（1.2以上）	
地盤	改良地盤③ （防波壁背後）			－	すべり安全率※3
					（1.2以上）
地盤	岩盤	支持力	すべり安全率（基礎地盤）※2	すべり安全率※3	－
		（極限支持力度）	（1.5以上）	（1.2以上）	

※1 設備及び地盤を含む範囲の浸透流解析により，セメントミルク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浸水しないことを確認する。
※2 第3条のすべり安全率は施設の外的安定の確認を目的としており，「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価結果に係る審査ガイド」に基づいて1.5以上を許容限界とする。
※3 第4条・第5条のすべり安全率は各部位の内的安定の確認を目的としており，「耐津波設計に係る審査ガイド」を準用して1.2以上を許容限界とする。

5．2．2　要求機能と設計評価方針

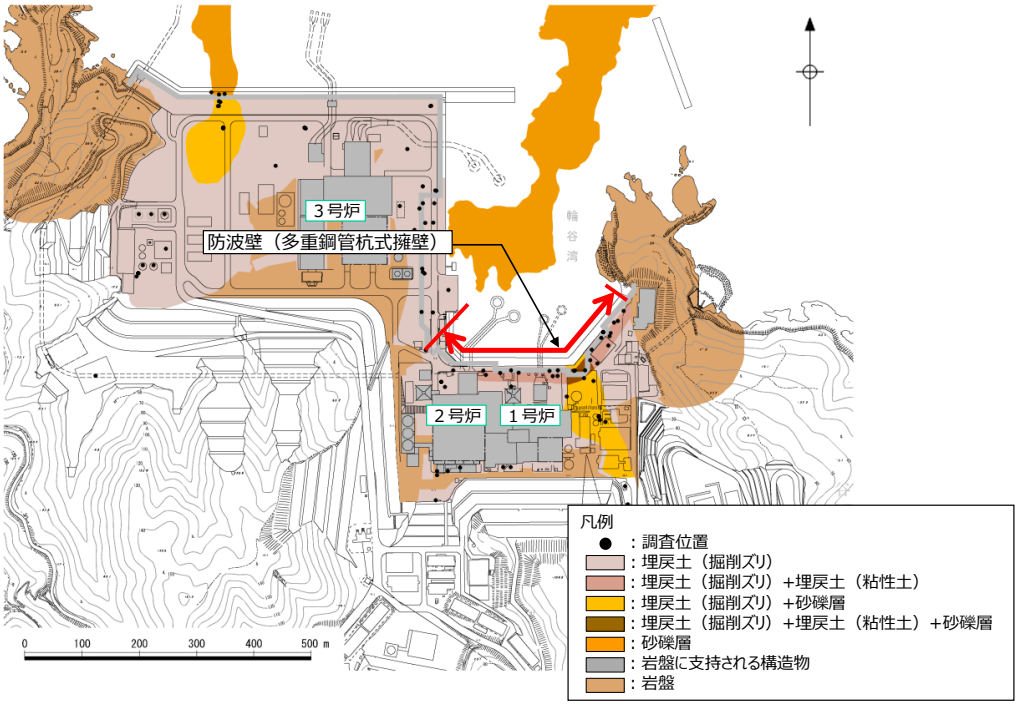
赤字：荷重条件
緑字：要求機能
青字：対応方針

第 5-8 表　防波壁（多重鋼管杭式擁壁）に関する要求機能と設計評価方針

施設名	要求機能		機能設計		構造強度設計					設計に用いる許容限界
	審査ガイド	要求機能	性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計 （評価方針）	評価対象部位		応力等の状態	損傷モード	
防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	[基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド] 5.1津波防護施設の設計 津波防護施設については、その構造に応じ、波力による侵食及び洗掘に対する抵抗性並びにすべり及び転倒に対する安定性を評価し、越流時の耐性にも配慮したうえで、入力津波に対する津波防護機能が十分に保持できるよう設計すること。 (1)要求事項に適合する設計方針であることを確認する。 (2)設計方針の確認に加え、入力津波に対して津波防護機能が十分保持できる設計がなされることの見通しを得るため、以下の項目について、設定の考え方を確認する。確認内容を以下に例示する。 ①荷重組合せ a)余震が考慮されていること。耐津波設計における荷重組合せ:常時+津波、常時+津波+地震(余震) ②荷重の設定 a)津波による荷重(波圧、衝撃力)の設定に関して、考慮する知見(例えば、国交省の暫定指針等)及びそれらの適用性。 b)余震による荷重として、サイト特性(余震の震源、ハザード)が 考慮され、合理的な頻度、荷重レベルが設定される。 c)地震により周辺地盤に液状化が発生する場合、防潮堤基礎杭に作用する側方流動力等の可能性を考慮すること。 ③許容限界 a)津波防護機能に対する機能保持限界として、当該構造物全体の変形能力(終局耐力時の変形)に対して十分な余裕を有し、津波防護機能を保持すること。(なお、機能損傷に至った場合、補修に、ある程度の期間が必要となることから、地震、津波後の再使用性に着目した許容限界にも留意する必要がある。) [基準地震動及び耐震設計方針に係る審査ガイド] 6.3津波防護施設、浸水防止設備等 津波防護機能を有する施設、浸水防止機能を有する設備及び敷地における津波監視機能を有する設備のうち建物及び構築物は、常時作用している荷重及び運転時に作用する荷重と基準地震動による地震力の組合せに対して、当該建物・構築物が構造物全体としての変形能力(終局耐力時の変形)について十分な余裕を有するとともに、その施設に要求される機能(津波防護機能、浸水防止機能)を保持すること	・防波壁（多重鋼管杭式擁壁）は，地震後の繰り返しの襲来を想定した入力津波に対して，余震，漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した場合においても，津波防護施設が要求される機能を損なうおそれがないよう，津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。 ・防波壁（多重鋼管杭式擁壁）は，基準地震動Ｓｓに対し，津波防護施設が要求される機能を損なうおそれがないよう，構造物全体としての変形能力（終局耐力時の変形）に対し，十分な構造強度を有した構造であることが要求される。	・防波壁（多重鋼管杭式擁壁）は，地震後の繰り返しの襲来を想定した遡上波に対し，余震，漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した場合においても，想定される津波高さに余裕を考慮した防波壁高さの設定及び構造体の境界部等への止水処置により止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。 ・防波壁（多重鋼管杭式擁壁）は，基準地震動Ｓｓに対し，主要な構造部材の構造健全性を維持することで，津波時の止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。	・防波壁（多重鋼管杭式擁壁）は，地震後の繰り返しの襲来を想定した遡上波に対し，余震，漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した場合においても， ①想定される津波高さに余裕を考慮した防波壁高さ（浸水高さEL.+11.9mに余裕を考慮した天端高さEL.+15.0m）の設定により，敷地前面に設置する設計とする。 ②防波壁の上部構造は，鋼管杭の周囲に設置する鉄筋コンクリート壁及び止水目地により止水性を保持する設計とする。 ③防波壁の杭周辺に改良地盤（薬液注入工）を構築することで杭の変形を抑制し，鉄筋コンクリート壁及び止水目地による止水性を保持する設計とする。 ④鉄筋コンクリート壁間は，波圧による変形に追随する，止水性を確認したゴムジョイント及びシートジョイントによる止水目地を設置することによる止水処置を講ずる設計とする。 ・防波壁（多重鋼管杭式擁壁）は，基準地震動Ｓｓに対し， ⑤鋼製及びコンクリートの耐性のある部材を使用することで止水性能を保持する設計とする。 ⑥防波壁の杭周辺に，改良地盤（薬液注入工）を構築することで杭の変形を抑制し，鉄筋コンクリート壁及び止水目地による止水性を保持する設計とする。 ⑦鉄筋コンクリート壁間は，地震による変形に追随する，止水性を確認したゴムジョイント及びシートジョイントによる止水目地を設置することによる止水処置を講ずる設計とする。	・防波壁（多重鋼管杭式擁壁）は，地震後の繰り返しの襲来を想定した遡上波に対し，余震，漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した場合においても，想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，鋼管杭及び鉄筋コンクリート壁で構成し，津波時においても主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし，十分な支持性能を有する地盤に設置する設計とするとともに，鉄筋コンクリート壁間は，ゴムジョイント及びシートジョイントによる止水目地を設置し，有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	基準地震動Ｓｓによる地震時荷重，地震後の繰り返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし，十分な支持性能を有する地盤に設置する設計とするとともに，鉄筋コンクリート壁間は，ゴムジョイント及びシートジョイントによる止水目地を設置し，有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。 ・防波壁（多重鋼管杭式擁壁）は，基準地震動Ｓｓによる地震時荷重，地震後の繰り返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，鋼管杭及び鉄筋コンクリート壁で構成し，津波時においても主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし，十分な支持性能を有する地盤に設置する設計とするとともに，鉄筋コンクリート壁間は，ゴムジョイント及びシートジョイントによる止水目地を設置し，有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	基準地震動Ｓｓによる地震時荷重，地震後の繰り返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために，構造部材である鋼管杭が，おおむね弾性状態に留まることを確認する。	鋼管杭		曲げ・せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説　Ⅳ下部構造編（平成14年３月）」を踏まえた降伏モーメント（曲げ）及びせん断応力度（せん断）とする。
						基準地震動Ｓｓによる地震時荷重，地震後の繰り返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために，構造部材である鉄筋コンクリート壁が，おおむね弾性状態に留まることを確認する。	被覆コンクリート壁		曲げ・せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「コンクリート標準示方書，構造性能照査編，2002年制定」を踏まえた短期許容応力度とする。
						基準地震動Ｓｓによる地震時荷重，地震後の繰り返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，被覆コンクリート壁間から有意な漏えいを生じない変形に留める設計とするため，被覆コンクリート壁間に設置するゴムジョイント及びシートジョイントによる止水目地が有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。また，ゴムジョイント及びシートジョイントが止水性能を保持するための鋼製部材は，おおむね弾性状態に留まることを確認する。	止水目地	止水目地	変形・水圧	有意な漏えいに至る変形・水圧	メーカー規格及び今後必要に応じて実施する性能試験に基づく許容変形量及び許容水圧以下とする。
								止水目地の鋼製部材	曲げ・せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「建築基準法施行令2006年6月」を踏まえた許容応力度とする。
						基準地震動Ｓｓによる地震時荷重，地震後の繰り返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，鋼管杭の変形を抑制し，地盤中からの回り込みによる浸水を防止する設計とするためセメントミルクがすべり破壊せずに津波が敷地に浸水しないことを確認する。	地盤	セメントミルク	すべり安全率	すべり破壊し，変形抑制機能や難透水性を喪失する状態	「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用してすべり安全率1.2以上とする。
						基準地震動Ｓｓによる地震時荷重，地震後の繰り返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，鋼管杭の変形を抑制し，地盤中からの回り込みによる浸水を防止する設計とするため改良地盤①（砂礫層）がすべり破壊せずに津波が敷地に浸水しないことを確認する。		改良地盤① （砂礫層）	すべり安全率	すべり破壊し，変形抑制機能や難透水性を喪失する状態	「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用してすべり安全率1.2以上とする。
						基準地震動Ｓｓによる地震時荷重，地震後の繰り返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，地盤中からの回り込みによる浸水を防止する設計とするため改良地盤③（防波壁背後）がすべり破壊せずに津波が敷地に浸水しないことを確認する。		改良地盤③ （防波壁背後）	すべり安全率	すべり破壊し，難透水性を喪失する状態	「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用してすべり安全率1.2以上とする。
						基準地震動Ｓｓによる地震時荷重，地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため，作用する押し込み力が許容値以下に留まること及び岩盤がすべり破壊しないことを確認する。		岩盤	支持力 すべり安全率 （局所安全係数分布のせん断及び引張破壊領域が連続していない）	鉛直支持機能を喪失する状態 鋼管杭周辺岩盤のせん断及び引張破壊が連続し，変形抑制機能を喪失する状態	「道路橋示方書・同解説　Ⅳ下部構造編（平成14年３月）」を踏まえ，妥当な安全余裕を考慮した極限支持力度とする。 「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用してすべり安全率1.2以上とする。

５．３ 周辺地質

防波壁周辺の被覆層の分布状況及び地山の岩盤の分布状況を第 5-9 図に示す。

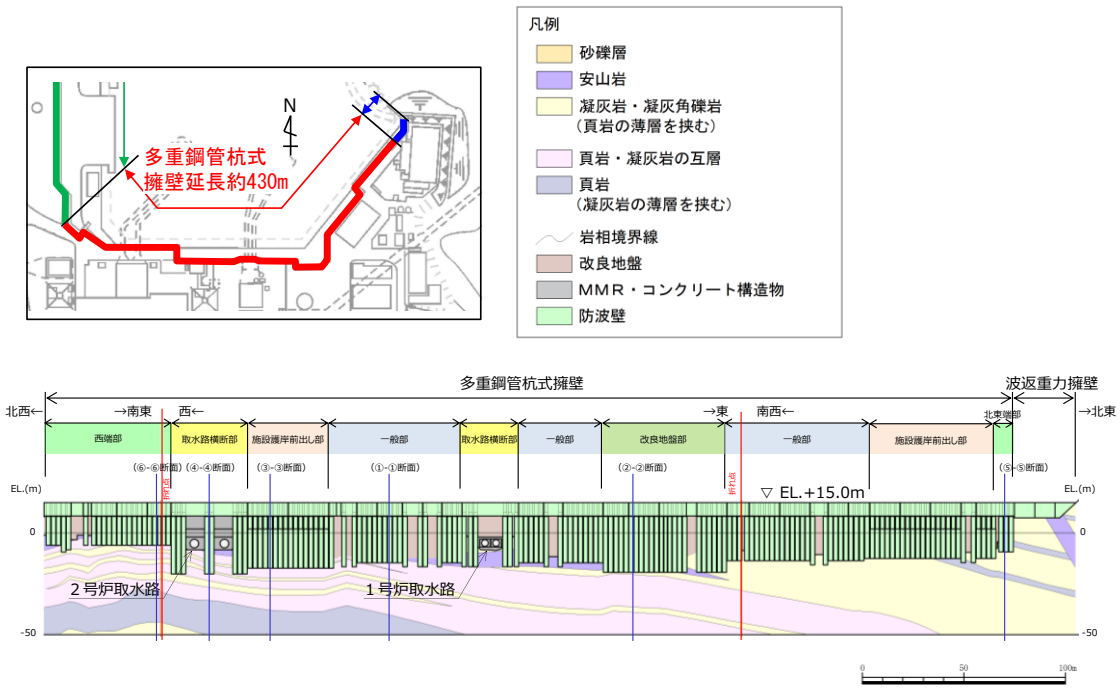


第 5-9 図 敷地の被覆層 平面図

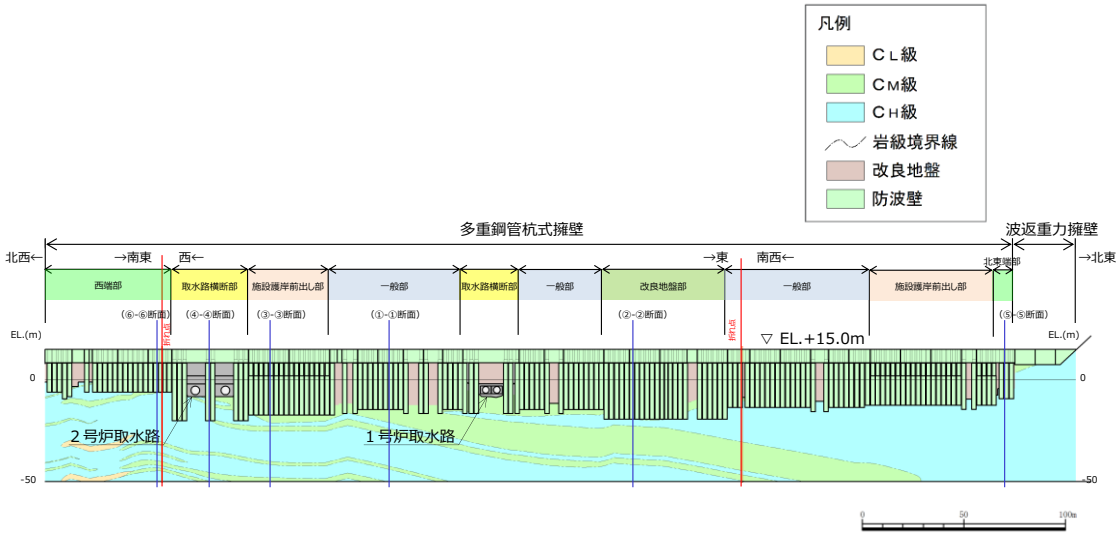
防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の地質縦断図を第 5-10 図 に，岩級縦断図を第 5-11 図 に，地質断面図を 第 5-12～16 図に示す。防波壁（多重鋼管杭式擁壁）は，杭を介して主にC_M級及びC_H級岩盤に支持されており，縦断方向に応じた地質変化部は存在しない。

各断面の特徴は以下のとおり。

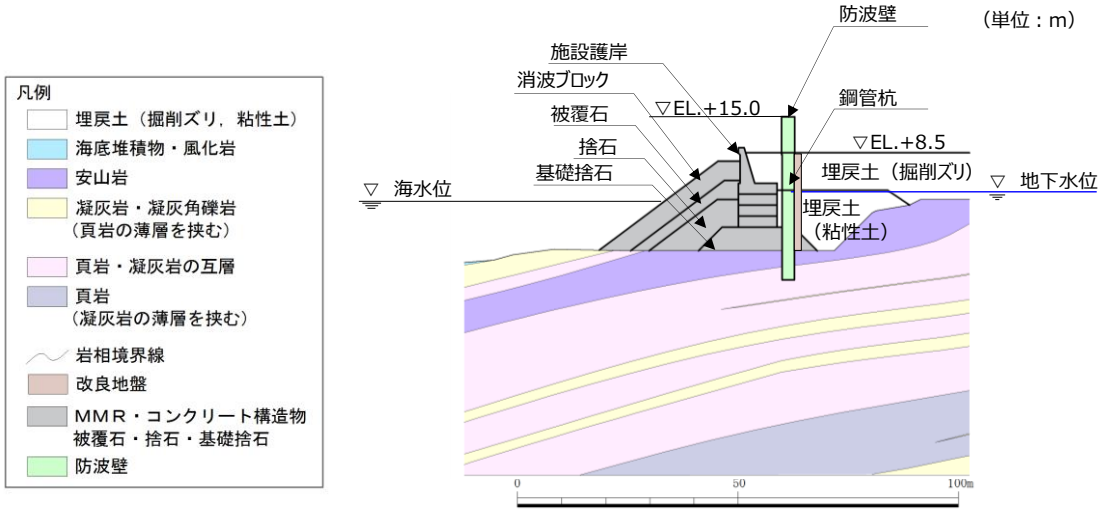
・①-①断面は，鋼管杭を岩盤に根入れしている。また，周辺には埋戻土（掘削ズリ）等が分布している。
・②－②断面は，鋼管杭を岩盤に根入れしている。また，周辺には埋戻土（掘削ズリ），砂礫層等が分布している
・③－③断面は，鋼管杭を岩盤に根入れしている。また，周辺には埋戻土（掘削ズリ）等が分布している。
・④－④断面は，鋼管杭を岩盤に根入れしている。また，周辺には埋戻土（掘削ズリ）が分布している。
・⑤－⑤断面は，鋼管杭を岩盤に根入れする。また，周辺には埋戻土（掘削ズリ）等が分布している。



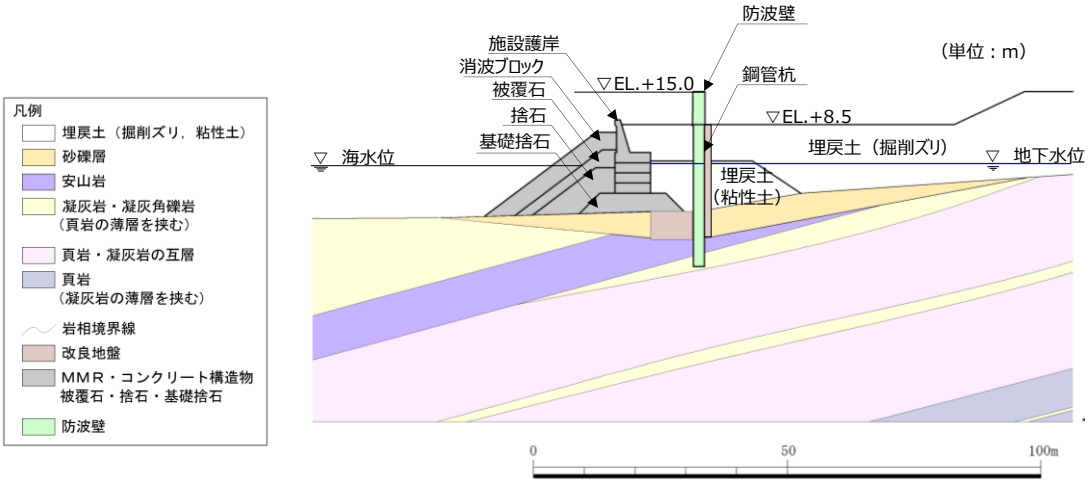
第 5-10 図 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の地質縦断図



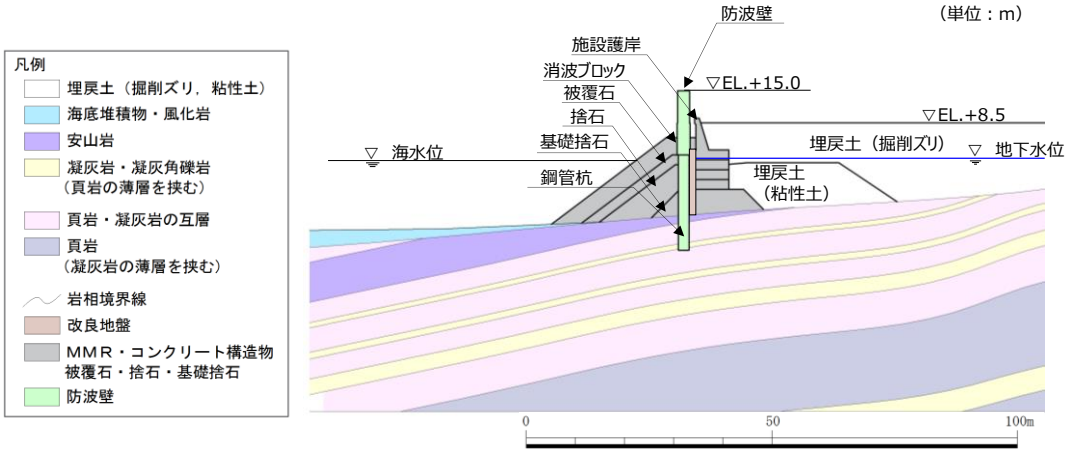
第 5-11 図 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の岩級縦断図



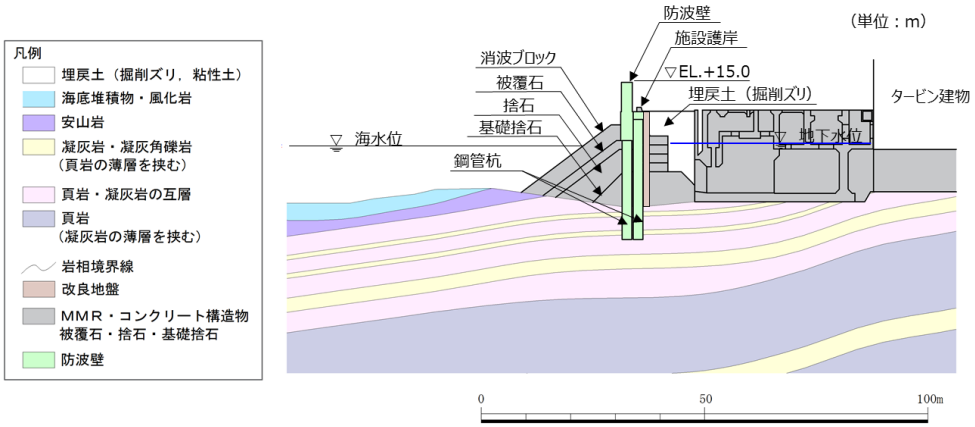
第 5-12 図 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の地質断面図（①－①）



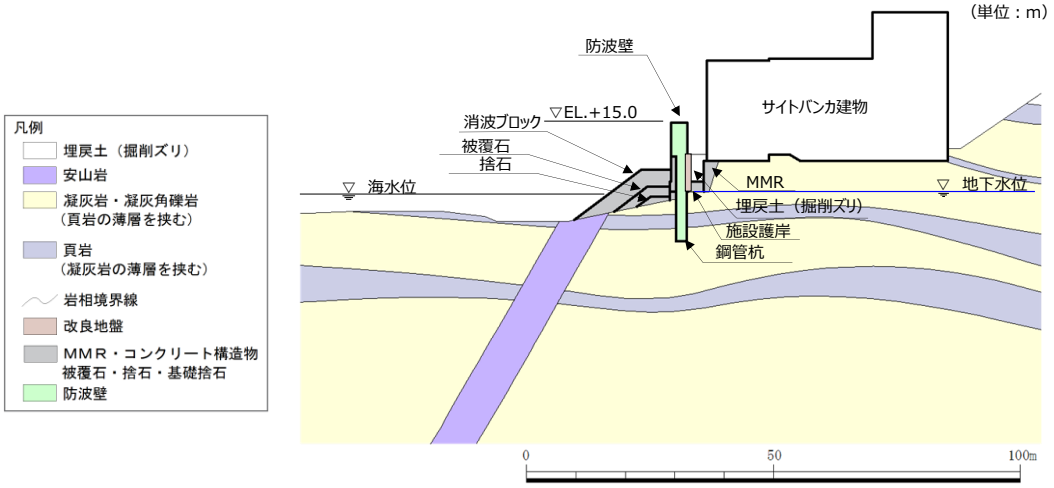
第 5-13 図 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の地質断面図（②－②）



第 5-14 図 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の地質断面図（③－③）



第 5-15 図 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の地質断面図（④－④）

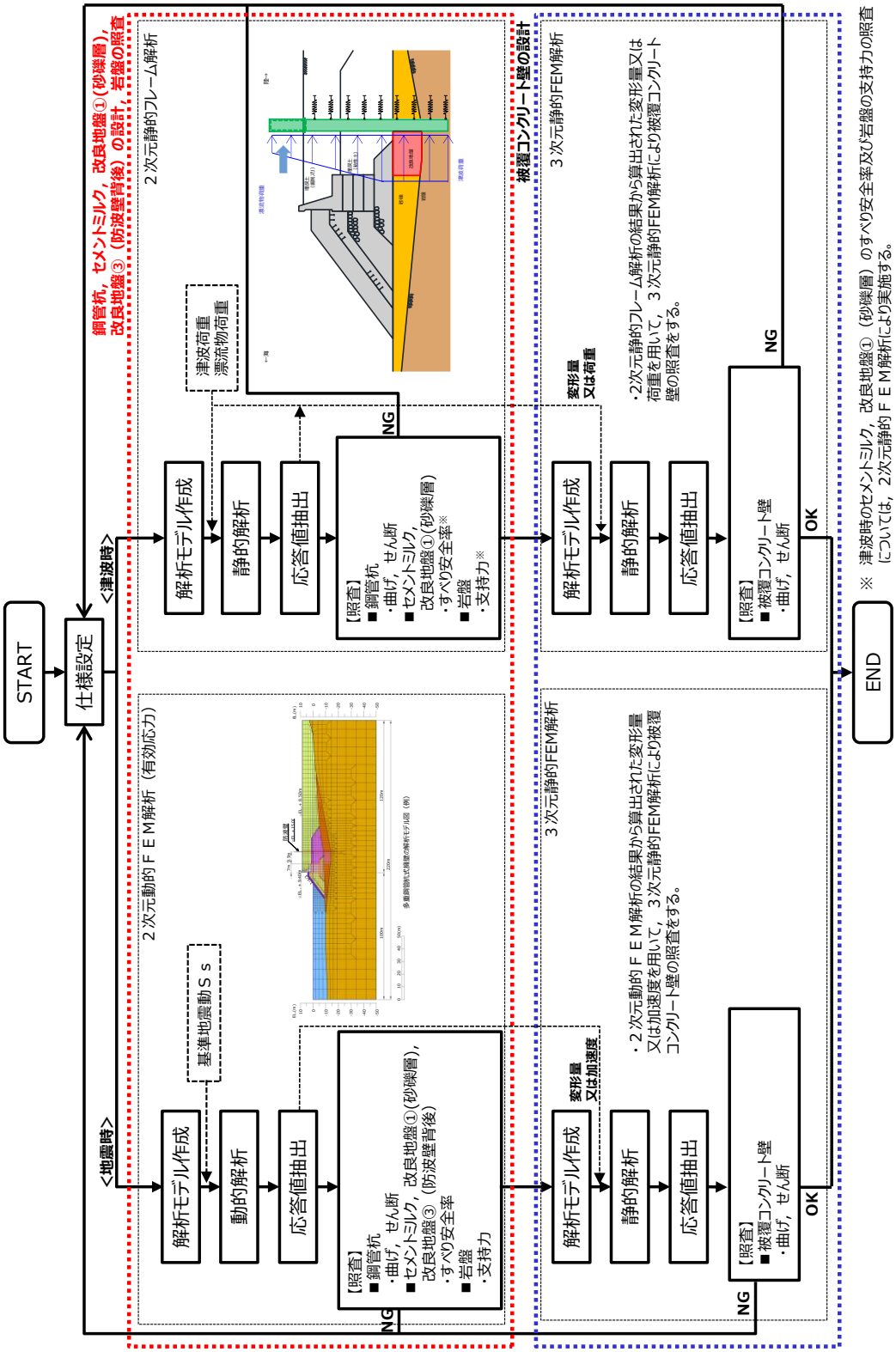


第 5-16 図 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の地質断面図（⑤－⑤）

５．４　設計方針

５．４．１　設計フロー

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の設計フローのうち解析の流れを以下に示す。



第 5-17 図　防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の解析概要

※　津波時のセメントミルク，改良地盤①（砂礫層）のすべり安全率及び岩盤の支持力の照査については，2次元静的ＦＥＭ解析により実施する。

５．４．２ 設計方針の概要

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の部位ごとの設計方針を第 5-9 表に示す。

被覆コンクリート壁の設計方針概要については以下に示す。

【被覆コンクリート壁の設計方針概要】

２次元動的ＦＥＭ解析及び２次元静的フレーム解析の結果から算出された加速度と変形量を用いて，３次元静的ＦＥＭ解析により被覆コンクリート壁の照査をする。また，取水路横断部の被覆コンクリート壁についても，前後２列に配置される鋼管杭を含む３次元的な挙動を精緻に評価するため，鋼管杭の配置を考慮した梁モデルによる静的解析から３次元静的ＦＥＭ解析による照査に見直す。

参考として，取水路横断部における当初の設計方針を(a) 取水路横断部の方針に示す。

第 5-9 表 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の部位ごとの設計方針

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	地震時	２次元動的ＦＥＭ解析（有効応力解析）	曲げ・せん断	（曲げ）降伏モーメント（せん断）せん断応力度	道路橋示方書・同解説 Ⅳ下部構造編（平成14年３月）
	津波時	２次元静的フレーム解析			
被覆コンクリート壁	地震時	３次元静的ＦＥＭ解析	曲げ・せん断	短期許容応力度	コンクリート標準示方書，構造性能照査編，2002年制定
	津波時				
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	メーカー規格及び性能試験に基づく許容変形量及び許容水圧以下とする。	
	津波時	2次元静的フレーム解析			
止水目地の鋼製部材	地震時	2次元動的ＦＥＭ解析（有効応力解析）	曲げ・せん断	「建築基準法施行令2006年6月」を踏まえた許容応力度とする。	
	津波時	波圧算定式により算定			
岩盤	地震時	2次元動的ＦＥＭ解析（有効応力解析）	支持力 すべり安全率（局所安全係数分布のせん断及び引張破壊領域が連続していない）	極限支持力 すべり安全率1.2以上	道路橋示方書・同解説 Ⅳ下部構造編（平成14年3月） 耐津波設計に係る工認審査ガイド
	津波時	2次元静的ＦＥＭ解析			
改良地盤①（砂礫層）	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	2次元静的ＦＥＭ解析			
改良地盤③（防波壁背後）	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	2次元静的ＦＥＭ解析			
セメントミルク	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	2次元静的ＦＥＭ解析			

(a) 取水路横断部の方針

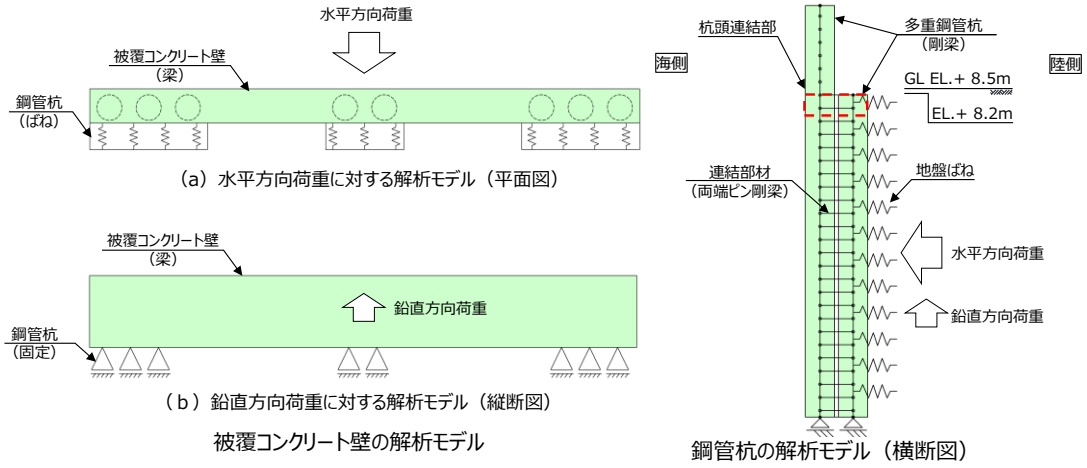
防波壁（多重鋼管杭式擁壁）取水路横断部の当初の設計方針における解析モデルを第 5-18 図に示す。

取水路横断部は，一般部同様，地震荷重や津波荷重に対し，各部位に発生する断面力や応力度が許容限界以下であることを確認する。

被覆コンクリート壁の評価について，水平方向荷重に対しては，取水路横断箇所以外は鋼管杭と一体構造であることを考慮し，第 5-18 図（a）に示すとおり，鋼管杭をばねによる弾性支承とし，被覆コンクリート壁を梁でモデル化して評価する。鉛直方向荷重に対しては，第 5-18 図（b）に示すとおり，鋼管杭を固定支承とし，被覆コンクリート壁を梁でモデル化して評価する。

鋼管杭の評価について，鋼管杭は，多重管構造を１本の梁としてモデル化し，上部コンクリート及び内部の間詰めコンクリートの剛性及び強度は考慮しない。また，海側と陸側に２本の杭が隣接し，杭頭連結部で一体化していることから，第 5-18 図に示すとおり，両端ピン剛梁で相対する節点を結合したモデルでモデル化し，杭頭連結部以外で両端ピン剛梁に引張が生じている箇所は，この梁を取り外して評価する。なお，地盤は地盤ばねでモデル化する。ここで，地震時検討における水平方向の震度は，被覆コンクリート壁下端位置における基準地震動Ｓｓに対する地震応答解析結果から得られた加速度応答スペクトルから，予め算定した防波壁（多重鋼管杭式擁壁）取水路横断部の水平方向１次固有周期に対応する応答加速度を用いて算定する。

鉛直方向の震度は，地震応答解析から得られた鉛直上向き及び下向きそれぞれの最大応答加速度から算定する。



第 5-18 図 解析モデル

(b) 地盤（岩盤）の役割と設計方針概要

岩盤は鋼管杭を鉛直支持し，基礎地盤のすべり安定性に寄与する。また，鋼管杭の変形を抑制する。

地震時は，地盤と施設を連成した２次元動的ＦＥＭ解析を実施する。

２次元動的ＦＥＭ解析に当たっては，地下水位と地盤の関係及び地形を勘案し，有効応力解析を用いる。

津波時は，地盤と施設を連成した２次元静的ＦＥＭ解析を実施する。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の支持力は，岩盤の支持力試験から定めた極限支持力と地震応答解析により求められる杭先端の最大軸力を比較することにより確認する。

「道路橋示方書・同解説　Ⅳ下部構造編（平成 14 年 3 月）」によると，極限支持力の推定式について以下の記載がされている。

支持杭の軸方向支持力は杭先端支持力と周面摩擦力の和として表されるが，多重鋼管杭式擁壁の支持力評価に当たっては，周面摩擦力による抵抗に期待しない設計とする。

《「道路橋示方書・同解説　Ⅳ下部構造編（平成 14 年 3 月）」に示される極限支持力の推定式》

$$R_u = q_d A + \underbrace{U \sum L_i f_i}_{\text{周面摩擦力}}$$

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）

鋼管杭周辺の岩盤については，詳細設計段階において局所安全係数分布のせん断及び引張破壊領域を確認することにより，鋼管杭の水平抵抗への影響を評価する。なお，岩盤の破壊領域が連続的に拡大し，鋼管杭の設計に影響を及ぼす場合は，対策（改良地盤③の範囲拡大等）を実施する。

(c) ２次元動的有限要素解析（有効応力解析）

地震時の検討は，２次元動的有限要素解析（有効応力解析）にて行う。以下に，解析の概要を示す。

ⅰ．解析の目的

・鋼管杭，被覆コンクリート壁，埋戻土，基礎捨石，砂礫層，改良地盤，施設護岸，岩盤等を含めた全体の動的挙動評価

・地盤特性及び液状化を考慮した影響評価

ⅱ．結果の利用

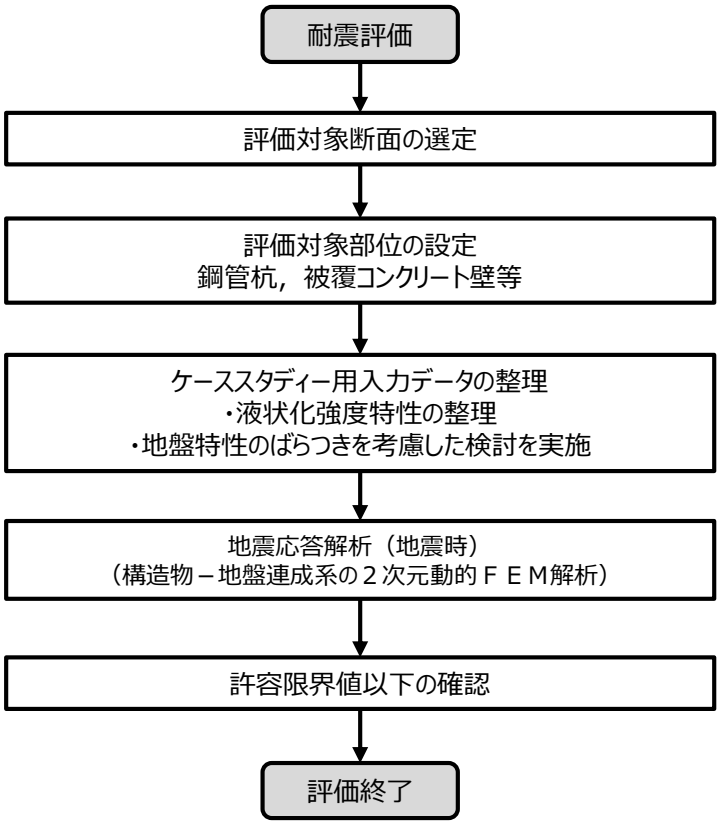
・鋼管杭及び被覆コンクリート壁等の照査

・止水目地の変形量

・地震時応答（変形量を含む）

ⅲ．解析条件

・地盤物性のばらつきを考慮する



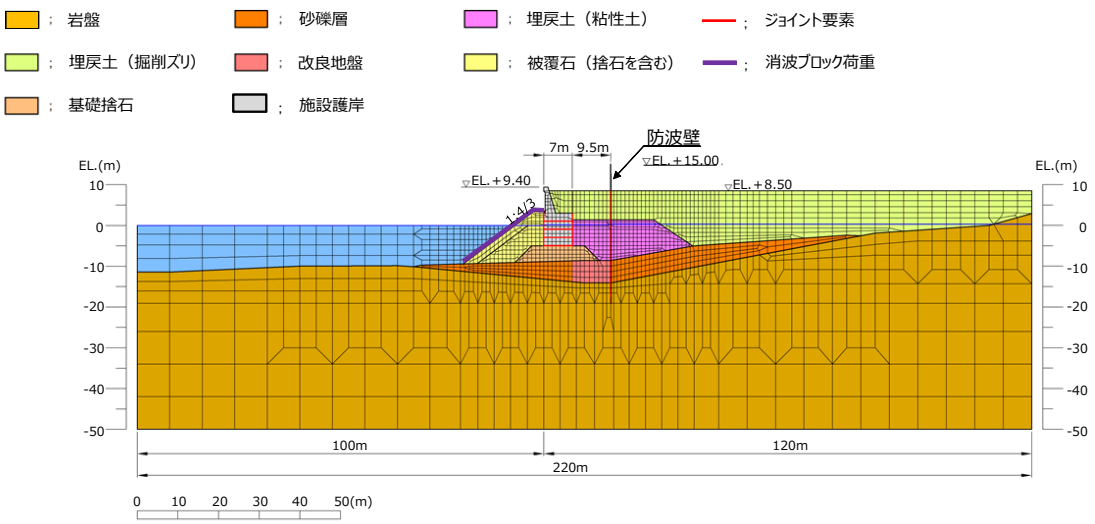
第 5-19 図 設計フロー

第 5-10 表 代表断面選定の考え方

着目点	概要	代表断面の選定
地質分布	構造的特徴，周辺の地質分布及び隣接構造物を考慮して，代表断面を選定する。	詳細設計段階において，地震応答解析により耐震評価を行ううえで，構造物の応答が耐震評価上最も厳しくなると考えられる断面を選定する。

２次元動的ＦＥＭ解析（有効応力解析）におけるモデル化方針について，以下に示す。

・鋼管杭は線形はり要素でモデル化する（多重鋼管杭のモデル化に関しては 5.5（2）参照）。
・岩盤及び施設護岸は線形平面要素でモデル化する。
・埋戻土（掘削ズリ），埋戻土（粘性土），砂礫層，改良地盤，被覆石及び基礎捨石はマルチスプリング要素でモデル化する。消波ブロックは分布荷重で考慮する。
・液状化評価対象層である埋戻土（掘削ズリ）及び砂礫層は液状化パラメータを設定する。
・海水は流体要素でモデル化する。
・防波壁と周辺地盤など，要素間の滑り・剥離を考慮する箇所は，ジョイント要素でモデル化する。



第 5-20 図 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の解析モデル

(d) 津波時の検討（静的フレーム解析）

津波時の検討は，静的フレーム解析にて行う。以下に解析の概要を示す。

ⅰ．解析の目的

・鋼管杭の挙動評価（津波時）

ⅱ．結果の利用

・鋼管杭の照査

・止水目地の変形量

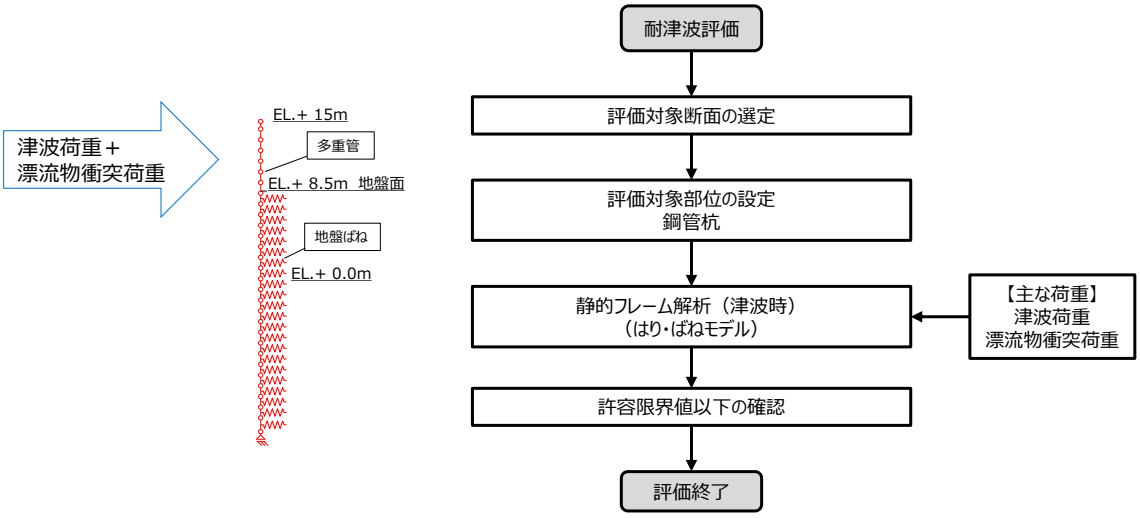
ⅲ．モデル化方針

・鋼管杭は線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する

・岩盤は地盤ばねでモデル化する

Ⅳ．解析条件

・解析用物性値（静的物性）を用いる



第 5-21 図 設計フロー

5．4．3 荷重と発生断面力の概要

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）については，鋼管杭を岩盤に打設し，岩盤に鉛直支持させる設計としている。

防波壁の構造成立性には，このような構造に作用する荷重に対し，各部位が所要の機能を発揮して安全であることが必要である。

このような観点から，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）に作用する荷重，構造体の発生断面力について地震時及び津波時に分けて整理する。

(1) 津波時

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の津波時の荷重図と発生断面力（応力状態）のイメージ図を第 5-22 図に示す。

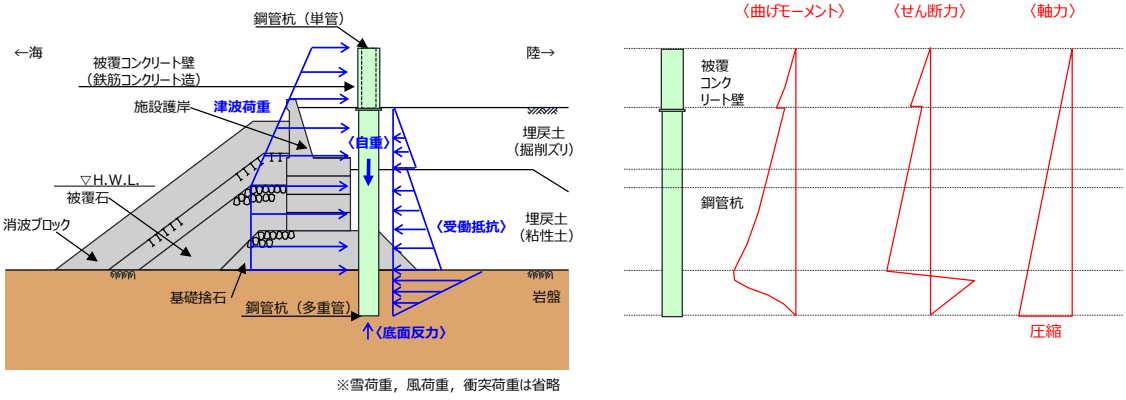
【荷重伝達メカニズム】

津波荷重に対して海側に位置する施設護岸及び埋戻土は考慮せず，津波荷重は防波壁に直接作用させる。

防波壁に作用する津波荷重は，防波壁を介して鋼管杭背後の岩盤及び埋戻土に伝わり，反力として受働抵抗が働く。

【発生断面力（応力状態）】

埋戻土と岩盤（根入れ部）の剛性差によって岩盤の受働抵抗が大きくなることから，せん断及び曲げモーメントは埋戻土と岩盤との境界に集中する。



荷重図　　発生断面力

第 5-22 図 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の津波時の荷重図と発生断面力イメージ図

(2) 地震時

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の地震時（海側方向）の荷重図と発生断面力（応力状態）のイメージ図を第 5-23 図に示す。

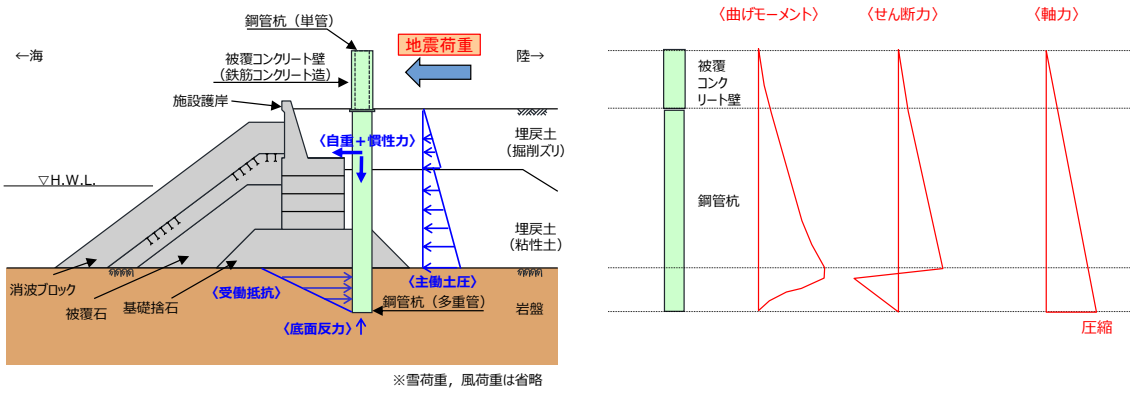
【荷重伝達メカニズム】

海側に位置する施設護岸及び埋戻土の受働抵抗は考慮しない。

防波壁を介して鋼管杭前面の岩盤に伝わり，反力として受働抵抗が働く。

【発生断面力（応力状態）】

発生断面力は基礎捨石と岩盤との境界に集中する。



荷重図　　発生断面力

第 5-23 図 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の地震時（海側方向）の荷重図と発生断面力イメージ図

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の地震時（陸側方向）の荷重図と発生断面力（応力状態）のイメージ図を第 5-24 図に示す。

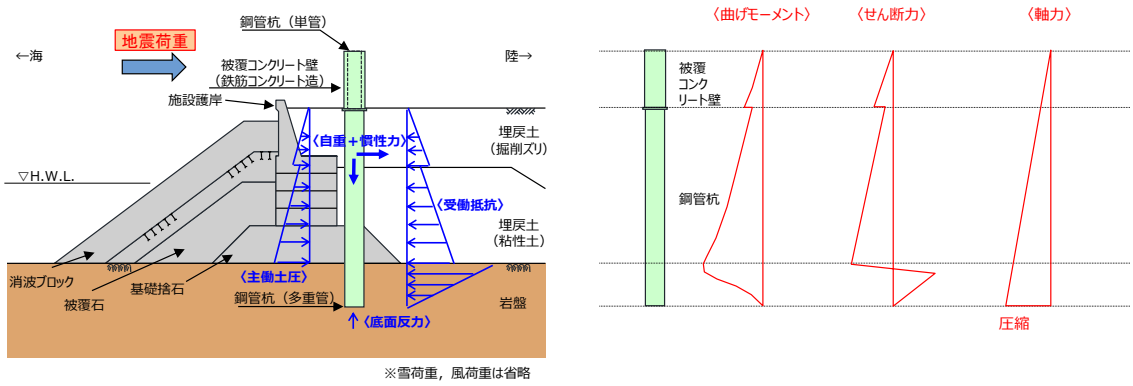
【荷重伝達メカニズム】

海側に位置する施設護岸及び埋戻土は，主働土圧として考慮する。

防波壁に作用する地震力（慣性力及び主働土圧）は，防波壁を介して鋼管杭背後の岩盤及び埋戻土に伝わり，反力として受働抵抗が働く。

【発生断面力（応力状態）】

基礎捨石と岩盤（根入れ部）の剛性差によって岩盤の受働抵抗が大きくなることから，せん断及び曲げモーメントは埋戻土と岩盤との境界に集中する。



荷重図　　発生断面力

第 5-24 図 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の地震時（陸側方向）の荷重図と発生断面力イメージ図

５．４．４　損傷モードと弱部

(1) 要求機能を喪失する事象の抽出

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）について，各部位が損傷して要求機能を喪失する事象を抽出し，それに対する設計・施工上の配慮について整理した。また，これに合わせて，防波壁の構造上の弱部を抽出した。結果を第 5-11 表に示す。

第 5-11(1) 表 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮及び構造上の弱部の抽出

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース※1	設計・施工上の配慮	照査※2
鋼管杭	・ 地震又は津波荷重により埋戻土－改良地盤間，埋戻土－岩盤間，改良地盤－岩盤間に曲げモーメントが集中し，曲げ破壊することで，被覆コンクリート壁を支持できなくなり，遮水性を喪失する。【損傷モードと弱部（２）】	①，②	・ 地震後や津波後の再使用性，津波時の影響（繰り返しの津波）を考慮して，被覆コンクリート壁や止水目地の変形を許容限界以下に留めて遮水性を確保するために，鋼管杭の変形がおおむね弾性範囲であることを確認する。	○
	・ 地震又は津波荷重により埋戻土－改良地盤間，改良地盤－岩盤間に相対変形が生じ，せん断力が鋼管杭に作用し，鋼管杭が損傷し，被覆コンクリート壁を支持できなくなり，遮水性を喪失する。【損傷モードと弱部（２）】	①，②		○
	・ 地震又は津波荷重により，単管と多重管の境界部で鋼管杭が損傷し，被覆コンクリート壁を支持できなくなり，遮水性を喪失する。【損傷モードと弱部（２）】	①，②		○
	・ 地震又は津波荷重により，杭頭連結部に応力が集中することで，杭頭連結部が破損し，被覆コンクリート壁が損傷するか，位置を保持できなくなり，遮水性を喪失する。	①，②	・ 杭頭連結部が損傷しないことを確認する。（杭頭連結材を設置している取水路横断部の構造については次頁以降参照）	○
	・ 防波壁と干渉する取水路横断部において，鋼管杭のピッチが広いことから，地震又は津波荷重に対する十分な抵抗力が確保できず，遮水性を喪失する。【損傷モードと弱部（３）】	①，②	・ 取水路横断部では，側方の多重鋼管杭を南北方向に２列配置し，杭頭連結材を設置する。	○
	・ 津波荷重により，鋼管杭の下部が転倒するようなモードが発生し，被覆コンクリート壁を支持できなくなり，遮水性を喪失する。	②	・ 鋼管杭が転倒しないことを確認する。	○
	・ 地震時に施設護岸が損傷し，鋼管杭に衝突することにより鋼管杭が損傷し，被覆コンクリート壁を支持できなくなり，遮水性を喪失する。	①	・ 施設護岸を適切にモデル化した２次元動的FEM解析（有効応力）により，鋼管杭の変形がおおむね弾性範囲であることを確認する。	○
	・ 地震時に施設護岸が損傷し，仮に施設護岸がないものとした場合に，鋼管杭が露出した状態で津波が来襲し，鋼管杭間から津波が遡上する。【損傷モードと弱部（４）】	②	・ 隣合う多重鋼管杭間について，地中部はセメントミルク，岩盤面より上部はグラウト材を注入する。 ・ 仮に施設護岸がないものとした場合に，鋼管杭間の止水性をより確実なものとするため，鋼管杭背面を地盤改良する。（5.5（４）参照）	○
	・ 地震時に施設護岸が損傷し，受働土圧が低下することにより鋼管杭が損傷し被覆コンクリート壁を支持できなくなり，遮水性を喪失する。【損傷モードと弱部（４）】	①，②	・ 施設護岸を適切にモデル化した２次元動的FEM解析（有効応力）により，鋼管杭の変形がおおむね弾性範囲であることを確認する。 ・ 防波壁前面の施設護岸をモデル化しないケースにおいて，防波壁の構造成立性を確認する。（5.5（４）参照）	○
	・ 汀線方向の地震荷重により，曲げ・せん断破壊し，被覆コンクリート壁を支持できなくなり，遮水性を喪失する。	①	・ 地震荷重については汀線方向についても考慮し，被覆コンクリート壁や止水目地の変形を許容限界以下に留めて遮水性を確保するために，鋼管杭の変形がおおむね弾性範囲であることを確認する。	○
	・ 隣接するブロックからの荷重により，鋼管杭が損傷し被覆コンクリート壁を支持できなくなり，遮水性を喪失する。	①	・ 地震荷重については汀線方向についても考慮し，隣接ブロックの影響を確認する。	○
	・ 地震時又は津波時に施設護岸の一部が崩壊し，漂流物として被覆コンクリート壁に衝突することで鋼管杭が損傷し，被覆コンクリート壁を支持できなくなり，遮水性を喪失する。	②	・ 数値シミュレーションにより，護岸際は流速が小さいことを確認しているため，護岸構成部材は津波により漂流物とならないと判断する。	―

※1 ①地震時，②津波時
※2 照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

第 5-11(2) 表 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮及び構造上の弱部の抽出

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース※1	設計・施工上の配慮	照査※2
被覆コンクリート壁	• 地震又は津波荷重により曲げ・せん断破壊し，遮水性を喪失する。	①，②	• 被覆コンクリート壁の発生応力度が，許容応力度以下であることを確認する。	○
	• 地震又は津波荷重により，同一ブロック内で鋼管杭に相対変形が発生し，被覆コンクリート壁がねじれ，曲げ・せん断破壊し，遮水性を喪失する。	①，②		○
	• 津波荷重により鋼管杭接続部に押抜きせん断応力が働き，押抜きせん断破壊が生じることで被覆コンクリート壁が損傷し，遮水性を喪失する。【損傷モードと弱部（２）】	①，②		○
	• 竜巻の風荷重や飛来物荷重により，被覆コンクリート壁が損傷する，あるいは止水目地を支持できなくなり，遮水性を喪失する。	—	• 万一，竜巻及びその随伴事象により損傷した場合には，津波防護機能が必要となる前に修復等の対応を実施。	—
	• 津波時の漂流物衝突荷重により，被覆コンクリート壁が損傷し，遮水性を喪失する。	②	• 漂流物衝突荷重による被覆コンクリート壁の発生応力度が許容応力度以下であることを確認する。	○
	• 地震時又は津波時に施設護岸の一部が崩壊し，津波により運ばれて被覆コンクリート壁に衝突することで被覆コンクリート壁が損傷し，遮水性を喪失する。	②	• 数値シミュレーションにより，護岸際は流速が小さいことを確認しているため，護岸構成部材は津波により漂流物とならないと判断する。	—

第 5-11(3) 表 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮及び構造上の弱部の抽出

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース※1	設計・施工上の配慮	照査※2
止水目地（支持部含む）	• 地震又は津波時により発生した施工ブロック間の相対変形により，目地の許容変形量を超える変形が生じ，遮水性を喪失する。	①，②	• メーカー規格及び性能試験に基づく許容変形量及び許容水圧以下であることを確認する。 • 異種構造形式の境界部，防波壁周辺の隣接構造物，改良地盤の有無を考慮して選定した断面について止水目地の相対変形量を算定し，許容変形量及び許容水圧以下であることを確認する。	○
	• 津波時の漂流物が衝突することにより，目地が損傷し遮水性を喪失する。	②	• 止水目地は，津波漂流物の衝突による損傷を防止するため，防波壁の陸側に設置する。	—
	• 竜巻の風荷重や飛来物荷重により，止水目地が損傷し，遮水性を喪失する。	—	• 万一，竜巻及びその随伴事象により損傷した場合には，津波防護機能が必要となる前に修復等の対応を実施。	—

※１ ①地震時，②津波時
※２ 照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

第 5-11(4) 表 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮及び構造上の弱部の抽出

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース※1	設計・施工上の配慮	照査※2
改良地盤①（砂礫層）	• 地震時又は津波時に，改良地盤がせん断破壊又は引張破壊し，杭の横抵抗を喪失し，杭の変形量が大きくなり，被覆コンクリート壁を支持できなくなることで，被覆コンクリート壁の遮水性を喪失する。	①，②	• 鋼管杭の変形を抑制するため，改良地盤がすべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認する。 • 施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により，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。	○
	• 地震又は津波荷重により，改良地盤がせん断破壊又は引張破壊し，過度なひび割れが連続することで水みちが形成される。			
	• 地震時又は津波時に，改良地盤がせん断破壊又は引張破壊し，地盤としての有効応力を喪失した状態で地下水や津波による浸透圧が作用することで，ボイリング・パイピング現象により土粒子が流出して水みちが形成される。			
改良地盤③（防波壁背後）	• 地震又は津波荷重により，改良地盤がせん断破壊又は引張破壊し，過度なひび割れが連続することで水みちが形成される。	①，②	• 地盤中からの回り込みによる浸水を防止（難透水性を保持）するため，改良地盤がすべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認する。 • 施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により，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。（参考資料10参照）	○
	• 地震時又は津波時に，改良地盤がせん断破壊又は引張破壊し，地盤としての有効応力を喪失した状態で地下水や津波による浸透圧が作用することで，ボイリング・パイピング現象により土粒子が流出して水みちが形成される。			

※1 ①地震時，②津波時
※2 照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

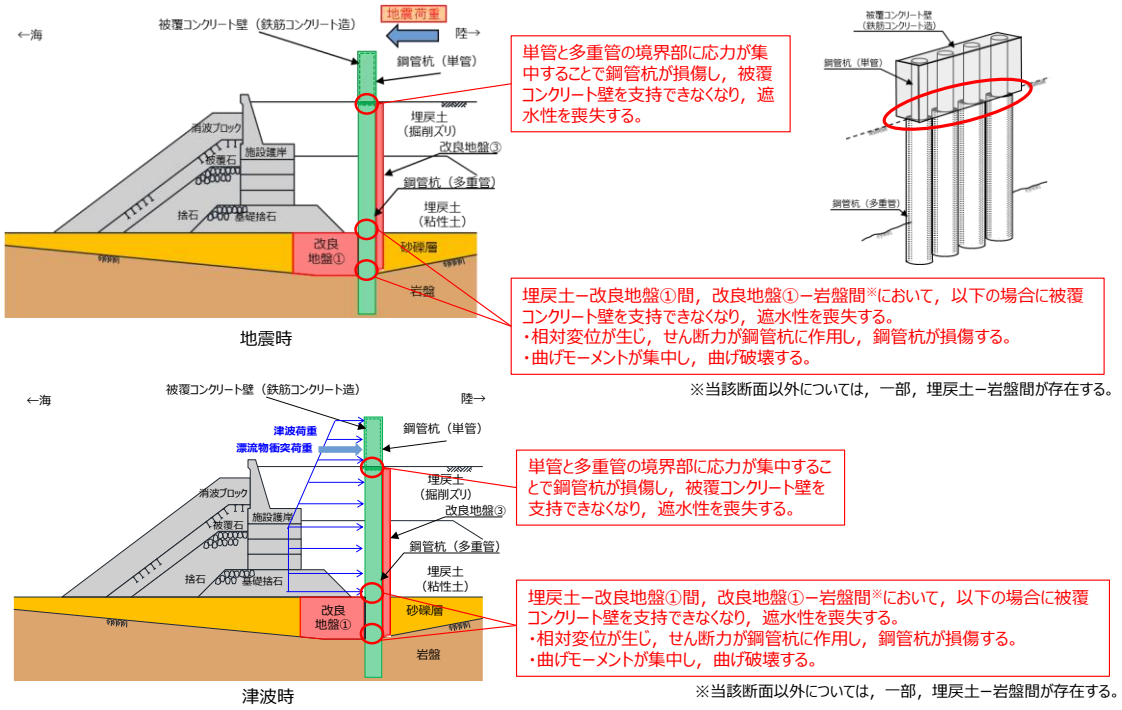
第 5-11(5) 表 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮及び構造上の弱部の抽出

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース※1	設計・施工上の配慮	照査※2
セメントミルク	• 地震時又は津波時に，セメントミルクがせん断破壊し，鋼管杭の変形を抑制できなくなることで，杭の変形量が大きくなり，被覆コンクリート壁を支持できなくなることにより，被覆コンクリート壁の遮水性を喪失する。	①，②	• 鋼管杭の変形を抑制するため，セメントミルクがすべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認する。（多重鋼管杭間の岩盤部の構造については次頁以降参照）	○
	• 取水路からの漏水により改良地盤が洗掘され，難透水性を喪失する。	①，②	• 取水路（取水管）は，基準地震動に対して安全性を確保している。 • 取水路（取水管）の劣化等による漏水を防止する観点から保守管理を適切に実施している。	―
岩盤	• 地震時に鋼管杭下端底面のすべりが生じ，杭の変形量が大きくなり，杭が被覆コンクリート壁を支持できなくなることで，被覆コンクリート壁の遮水性を喪失する。	①	• すべり安全率が許容値以上であることを確認する。（3条で確認）	○
	• 地震時に鋼管杭に伝わる荷重により岩盤が破壊し，鉛直支持機能を喪失する。	①	• 杭先端部の最大軸力が地盤の極限支持力以下であることを確認する。	○
	• 地震時又は津波時に，鋼管杭周辺岩盤がせん断破壊又は引張破壊し，杭の横抵抗を喪失し，杭の変形量が大きくなり，被覆コンクリート壁を支持できなくなることで，被覆コンクリート壁の遮水性を喪失する。	①，②	• 鋼管杭の変形を抑制するため，岩盤がすべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認する。	○

※1 ①地震時，②津波時
※2 照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

(2) 共通（地震時，津波時）

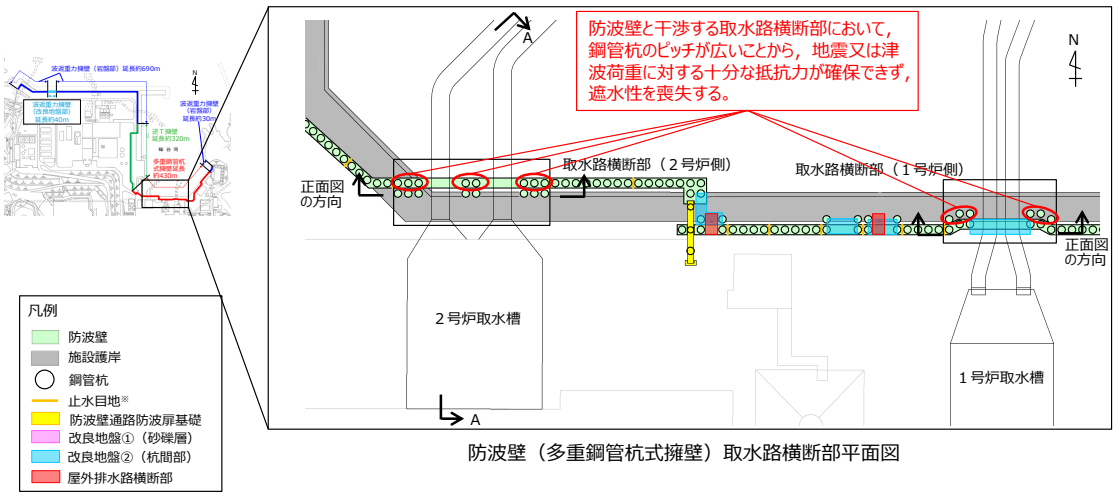
鋼管杭について，地震時及び津波時に局所的に応力が集中し，構造上の弱部となる箇所を第 5-25 図に示す。



第 5-25 図　防波壁（多重鋼管杭式擁壁）弱部①概要図

(3) 取水路横断部（地震時，津波時）

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）取水路横断部の構造上の弱部となる箇所を第 5-26 図に示す。取水路横断部では，１号炉及び２号炉の取水管を横断するため，地震又は津波荷重に対する十分な抵抗力が確保できず，遮水性を喪失する可能性があることから，取水管側方の多重鋼管杭を南北方向に２列配置した。

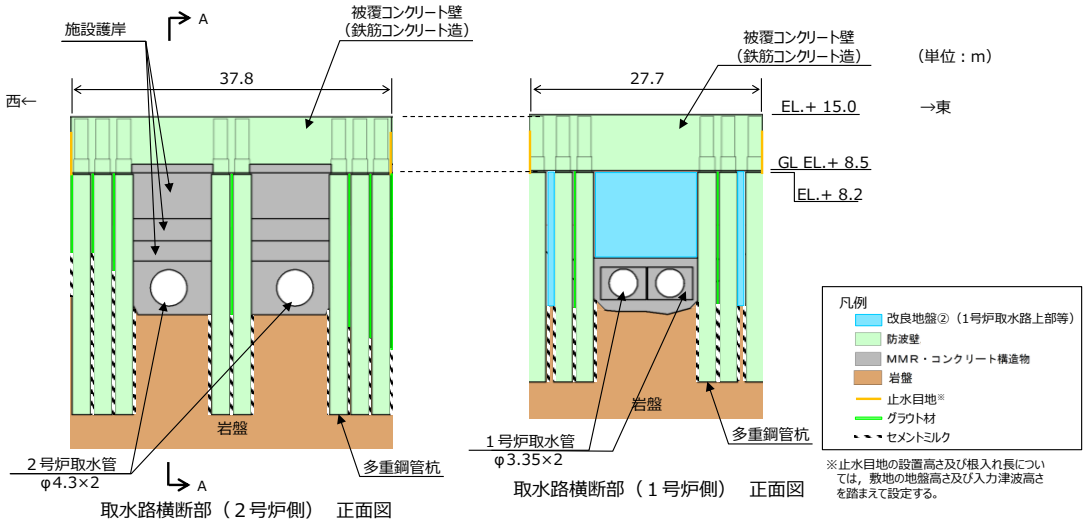


防波壁（多重鋼管杭式擁壁）取水路横断部平面図

※止水目地の設置高さ及び根入れ長については，敷地の地盤高さ及び入力津波高さを踏まえて設定する。

第 5-26 図 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）弱部②概要図（取水路横断部）

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）取水路横断部の正面図を第 5-27 図に示す。取水路横断部の耐震及び耐津波評価は，下図に示すとおり，２号炉側のスパンが１号炉側より大きく，構造上の弱部となる箇所での発生断面力が大きくなることから，２号炉側に代表させて行う。

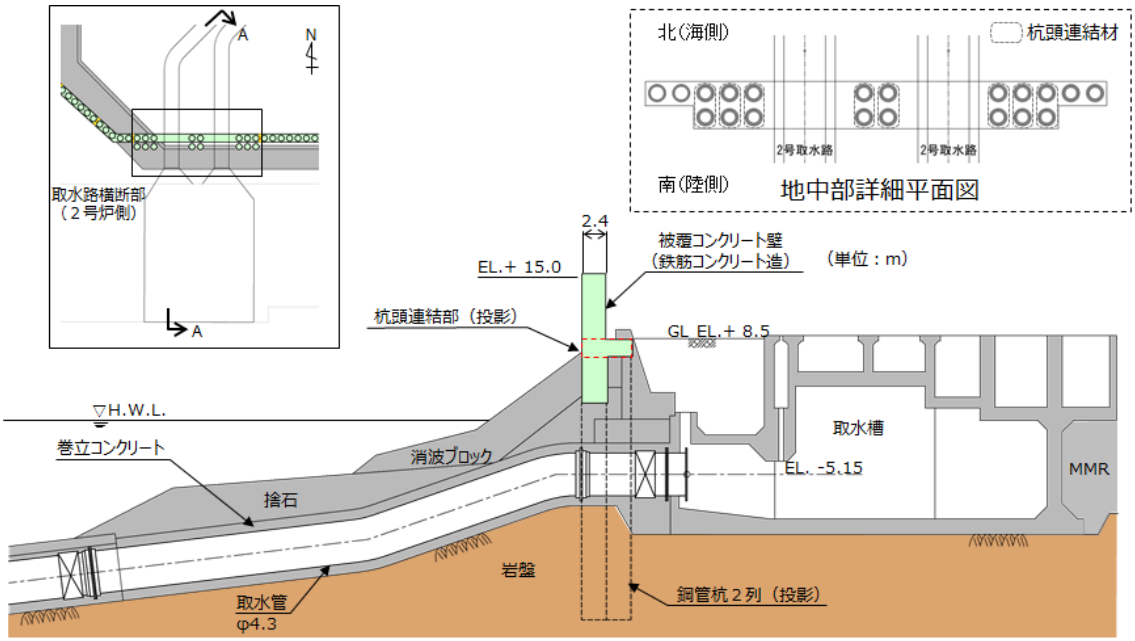


取水路横断部（２号炉側） 正面図

取水路横断部（１号炉側） 正面図

第 5-27 図 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）弱部②概要図（取水路横断部正面図）

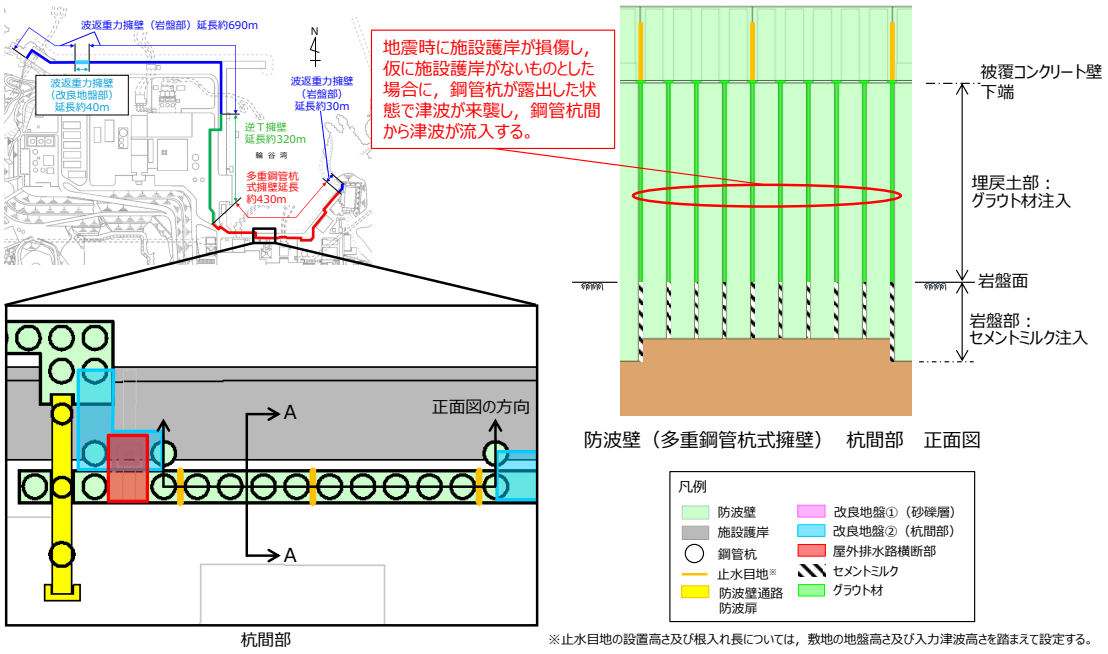
防波壁（多重鋼管杭式擁壁）取水路横断部（２号炉側，Ａ－Ａ断面）の断面図を第 5-28 図に示す。取水路横断部（２号炉）では，２号炉取水管（φ4.3m）を横断するため，側方の多重鋼管杭を南北方向に２列配置し，杭頭連結材を設置した（杭頭部の構造については参考資料２参照）。



第 5-28 図　防波壁（多重鋼管杭式擁壁）取水路横断部
（２号炉側，Ａ－Ａ断面）　断面図

(4) 施設護岸が損傷した場合の鋼管杭間の止水性（津波時）

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）前面の施設護岸が地震により損傷し，鋼管杭が露出した状態で津波が襲来した場合，構造上の弱部となる杭間部の正面図を第 5-29 図に示す。隣り合う多重鋼管杭間について，地中部（岩盤部）はセメントミルク，岩盤面より上部はグラウト材を注入した。

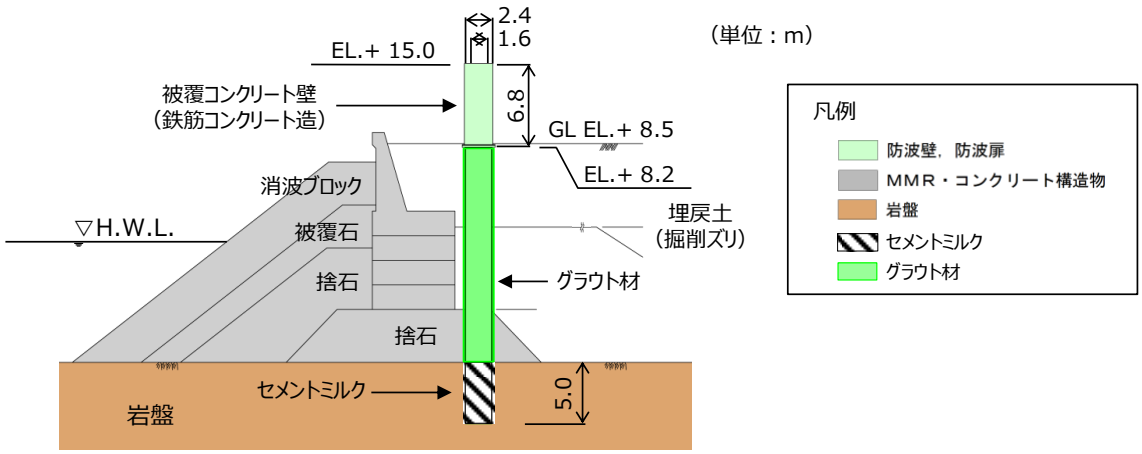


第 5-29 図 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）弱部③概要図（杭間部正面図）

セメントミルク及びグラウト材の設計上の役割等について第 5-12 表及び第 5-30 図のとおり整理した。

第 5-12 表 セメントミルク及びグラウトの設計上の役割

	セメントミルク（地中部（岩盤部）に注入）	グラウト材（地中部（埋戻土部）に注入）
造成目的	・鋼管杭（最外管）の岩盤根入れ部（下端の 5.0m）と周辺岩盤を一体化するために造成。 ・周辺はCM級岩盤以上であることから，所定の設計基準強度を有するセメントミルクを採用。	・鋼管杭（最外管）と周辺地盤（埋戻土部）との空隙を充填するために造成。 ・グラウト材が空隙に確実に留まり，施工後に固化体が長期的に品質を持続すること，及び流動性を有して空隙に均一に充填可能であること等を考慮して，ゲルタイムを有する瞬結性懸濁型注入材を採用。
強度仕様	・一軸圧縮強度；9.8（N/mm²）	・一軸圧縮強度；0.7～1.4（N/mm²）
管理項目	・所定の一軸圧縮強度を有すること，及び鋼管杭下端から岩盤面まで注入していることを確認する。	・「薬液注入工事における施工管理方式について（H2.10 （社）日本薬液注入協会）」に基づき，注入量等を確認する。
設計上の役割（杭の変形抑制・止水性）	・強度特性は周辺の岩盤相当であることから，地震時及び津波時の鋼管杭の変形を抑制する役割を有する。 ・また，津波時の地盤中からの回り込みに対しては，周辺の岩盤相当の強度を有することから，難透水性の保持の役割を有する。 （防波壁より陸側の地下水位に対しては，難透水性の保持による，地下水位上昇側の影響要因となる。）	・強度特性は周辺の埋戻土を若干上回る程度であることから，地震時及び津波時の鋼管杭の変形を抑制するものではなく，埋戻土と同様に扱う。 ・また，津波時の地盤中からのまわり込みに対しても，難透水性の地盤ではあるが，埋戻土と同様に扱い，浸透流影響評価を行う。



第 5-30 図 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）弱部③概要図
（杭間部（Ａ－Ａ断面） 断面図）

(5) 施設護岸が損傷した場合の鋼管杭の耐震性（地震時），鋼管杭間の止水性（津波時）

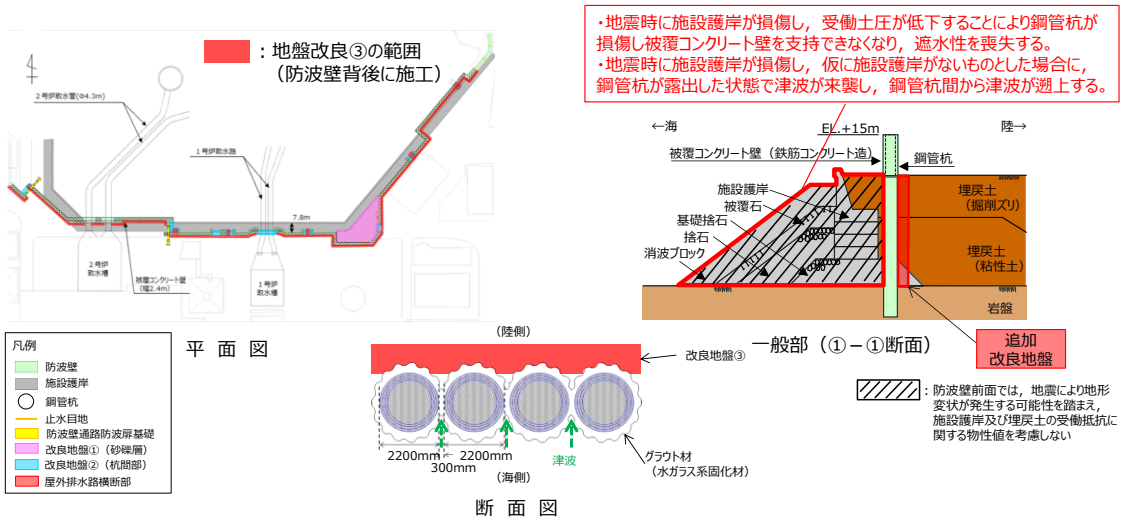
防波壁（多重鋼管杭式擁壁）前面の施設護岸が損傷した場合，構造上の弱部となる防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の概要図を第 5-31 図に示す。

【地震時】

施設護岸が地震により損傷することによる防波壁への影響（耐震性）の検討は，防波壁前面の施設護岸及び埋戻土がないと仮定した場合の解析を実施することにより行う。（詳細は 5.5（4）参照）

【津波時】

地震による施設護岸損傷後に，防波壁前面の施設護岸及び埋戻土がないと仮定し，鋼管杭が露出した状態で津波が襲来した場合において，津波の地盤中からの回り込みに対し，防波壁の背後に止水性を有する地盤改良を実施する対策を行う。（詳細は 5.5（4）参照）



第 5-31 図 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）弱部③概要図

５．４．５ 耐震評価候補断面の整理方針

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）について，間接支持する設備，構造的特徴，周辺状況及び地震力特性等の観点を踏まえた耐震評価候補断面の整理方針を第 5-13 表に示す。

詳細設計段階において，地震応答解析により耐震評価を行ううえで，上記の観点を考慮して断面を整理し，構造物の応答が耐震評価上最も厳しくなると考えられる断面を評価対象断面として選定する。また，止水目地の機能維持の観点からも，異種構造物形式の境界部，防波壁周辺の隣接構造物，改良地盤の有無を考慮したうえで，防波壁の施工ブロック間の相対変形が最も厳しくなると考えられる断面を評価対象断面として選定する。

第 5-13 表 耐震評価候補断面の整理（防波壁（多重鋼管杭式擁壁）） (1/3)

観点			防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	
			一般部（①-①断面）	改良地盤部（②-②断面）
要求機能			津波防護施設	津波防護施設
①間接支持する設備			・なし	・なし
②構造的特徴	形式		・線状構造物 ・多重鋼管杭式擁壁は，鋼管杭4,5本程度を標準とした壁体を連続して設置している。 ・被覆コンクリート壁は，下部の鋼管杭から連続する鋼管杭を鉄筋コンクリートで被覆した部材で構成されている。	・線状構造物 ・多重鋼管杭式擁壁は，鋼管杭６本程度を標準とした壁体を連続して設置している。 ・被覆コンクリート壁は，下部の鋼管杭から連続する鋼管杭を鉄筋コンクリートで被覆した部材で構成されている。
	寸法		・被覆コンクリート壁：幅2.40m，高さ6.80m ・鋼管杭：φ1.60～2.20m	・被覆コンクリート壁：幅2.40m，高さ6.80m ・鋼管杭：φ1.60～2.20m
③周辺状況	周辺地質		・鋼管杭を根入れ深さ5.0m程度で主にC_M級岩盤に打設し，支持されている。 ・周辺地質は，埋戻土（掘削ズリ）及び埋戻土（粘性土）が分布している。 ・地表面から岩盤までの深さ：18.1m	・鋼管杭を根入れ深さ5.0m程度で主にC_M級岩盤に打設し，支持されている。 ・周辺地質は，埋戻土（掘削ズリ）及び埋戻土（粘性土）が分布し，基礎捨石の下側に改良地盤及び砂礫層が分布している。 ・地表面から岩盤までの深さ：22.9m
	地下水位※		・解析結果等を踏まえて整理する。	・解析結果等を踏まえて整理する。
	隣接構造物	横断方向	・北側に施設護岸が隣接する。 ・南側に埋戻土（掘削ズリ）上に直接基礎形式で設置された北口警備所が隣接する。	・北側に施設護岸が隣接する。 ・北東側に埋戻土（掘削ズリ）上に直接基礎形式で設置された管理事務所４号館が隣接する。
		縦断方向	・なし	・なし
④地震力特性			・観点③での整理のとおり，周辺地質の差はないため，観点④での断面選定は不要である。	
⑤床応答特性			・間接支持する設備なし。	

※ 地下水位は解析等による地下水位に係る検討結果を踏まえて詳細設計段階で設定する。

第 5-13 表 耐震評価候補断面の整理（防波壁（多重鋼管杭式擁壁））（2/3）

観点			防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	
			施設護岸前出し部（③-③断面）	取水路横断部（④-④断面）
要求機能			津波防護施設	津波防護施設
①間接支持する設備			・なし	・なし
②構造的特徴	形式		・線状構造物 ・多重鋼管杭式擁壁は，鋼管杭8本程度を標準とした壁体を連続して設置している。 ・被覆コンクリート壁は，下部の鋼管杭から連続する鋼管杭を鉄筋コンクリートで被覆した部材で構成されている。	・線状構造物 ・多重鋼管杭式擁壁は，鋼管杭１６本程度による壁体を設置している。 ・被覆コンクリート壁は，下部の鋼管杭から連続する鋼管杭を鉄筋コンクリートで被覆した部材で構成されている。
	寸法		・被覆コンクリート壁：幅2.40m，高さ13.00m ・鋼管杭：φ1.60～2.20m	・被覆コンクリート壁：幅2.40m，高さ13.00m ・鋼管杭：φ1.60～2.20m（海側，陸側に2列配置）
③周辺状況	周辺地質		・鋼管杭を根入れ深さ5.0m程度で主にC_M級岩盤に打設し，支持されている。 ・周辺地質は，埋戻土（掘削ズリ）及び埋戻土（粘性土）が分布している。 ・地表面から岩盤までの深さ：20.8m	・鋼管杭を根入れ深さ7.0m程度で主にC_M級及びC_H級岩盤に打設し，支持されている。 ・周辺地質は，埋戻土（掘削ズリ）が分布している。 ・地表面から岩盤までの深さ：16.8m
	地下水位※		・解析結果等を踏まえて整理する。	・解析結果等を踏まえて整理する。
	隣接構造物	横断方向	・南側に施設護岸が隣接する。	・南側に施設護岸及び２号炉取水槽が隣接する。
		縦断方向	・なし	・なし
④地震力特性			・観点③での整理のとおり，周辺地質の差はないため，観点④での断面選定は不要である。	
⑤床応答特性			・間接支持する設備なし。	

※ 地下水位は解析等による地下水位に係る検討結果を踏まえて詳細設計段階で設定する。

第 5-13 表 耐震評価候補断面の整理（防波壁（多重鋼管杭式擁壁））（3/3）

観点			防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	
			北東端部（⑤-⑤断面）	西端部（⑥-⑥断面）
要求機能			津波防護施設	津波防護施設
①間接支持する設備			・なし	・なし
②構造的特徴	形式		・線状構造物 ・多重鋼管杭式擁壁は，鋼管杭4本を標準とした壁体を設置している。 ・被覆コンクリート壁は，下部の鋼管杭から連続する鋼管杭を鉄筋コンクリートで被覆した部材で構成されている。	・線状構造物 ・多重鋼管杭式擁壁は，鋼管杭5本程度による壁体を連続して設置している。 ・被覆コンクリート壁は，下部の鋼管杭から連続する鋼管杭を鉄筋コンクリートで被覆した部材で構成されている。
	寸法		・被覆コンクリート壁：幅3.25m，高さ6.80m ・鋼管杭：φ1.60～2.20m	・被覆コンクリート壁：幅2.40m，高さ6.80m ・鋼管杭：φ1.80～2.20m
③周辺状況	周辺地質		・鋼管杭を根入れ深さ5.0m程度で主にC_H級岩盤に打設し，支持されている。 ・周辺地質は，埋戻土（掘削ズリ）及び埋戻土（粘性土）が分布している。 ・地表面から岩盤までの深さ：12.7m	・鋼管杭を根入れ深さ5.0m程度で主にC_M級及びC_H級岩盤に打設し，支持されている。 ・周辺地質は，埋戻土（掘削ズリ）が分布している。 ・地表面から岩盤までの深さ：9.5m
	地下水位※		・解析結果等を踏まえて整理する。	・解析結果等を踏まえて整理する。
	隣接構造物	横断方向	・施設護岸上に鋼管杭を設置している。 ・東側に岩盤上に直接基礎形式で設置されたサイトバンカ建物が隣接する。	・北東側に施設護岸が隣接する。
		縦断方向	・異種構造形式（波返重力擁壁）が隣接する。	・異種構造形式（鋼管杭式逆T擁壁）が隣接する。
④地震力特性			・観点③での整理のとおり，周辺地質の差はないため，観点④での断面選定は不要である。	
⑤床応答特性			・間接支持する設備なし。	

※ 地下水位は解析等による地下水位に係る検討結果を踏まえて詳細設計段階で設定する。

５．５ 個別論点

（1）杭頭部の構造

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の杭頭部構造について，一般部と取水路横断部で構造が異なっている。それぞれの杭頭部の状況を第 5-32 図に示す。

【一般部】

・4 重管のうち，最内管のφ1600 のみ地上部に突出させ，φ1800，φ2000，φ2200 の杭頭上部からφ1600 の杭頭まで，鉄筋コンクリートで被覆する構造としている。

【取水路横断部】

・取水路横断部では２号炉取水管を横断するため，取水管の両側に鋼管杭を追加した構造としている。

・地震時及び津波時に被覆コンクリート直下の杭と隣接する追加杭が荷重を分担するように，地上付近（EL.＋6.7m～＋8.2m）で杭頭連結材にて連結し，内部をコンクリートで充填している。杭頭連結材上部から最内管上端まで鉄筋コンクリートで被覆する構造としている。



多重鋼管杭建込み状況
（間詰めコンクリート打設前）



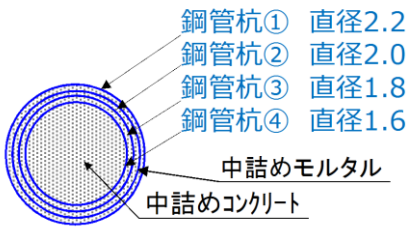
杭頭連結材設置状況
（間詰めコンクリート打設前）

第 5-32 図　杭頭部の状況

(2) 多重鋼管杭のモデル化

多重鋼管杭は，各鋼管を中詰めコンクリート及びモルタルで充填することにより，一体として挙動することで，荷重を分担できる構造としており，多重鋼管杭の挙動については実験により確認を行っている（水平載荷実験については 5.5（3）参照）。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の２次元動的ＦＥＭ解析に当たっては，多重鋼管杭はビーム要素でモデル化し，単一の断面積及び断面二次モーメント（各管の断面二次モーメントの合計）を設定する。なお，最外管については，セメントミルクで周囲を覆われており腐食する環境ではないと判断できるが，保守的に厚さに腐食代１㎜を考慮し，断面積・断面二次モーメントを算定する。腐食代は，港湾基準に示されている鋼材の腐食速度の標準値（陸側土中部，残留水位より下）を使用し，耐用年数を 50 年として算出した。



※1 最外管については，セメントミルク及びグラウト材で周囲を覆われており腐食する環境ではないと判断できるが，保守的に厚さに腐食代１㎜を考慮し，断面積・断面二次モーメントを算定する。
ここで，腐食代は，港湾基準に示されている鋼材の腐食速度の標準値(陸側土中部，残留水位より下)を使用し，耐用年数を50年として算出した。

$$\text{断面二次モーメント}\quad I^{※2} = I_{①} + I_{②} + I_{③} + I_{④}$$

$$\text{断面積}\quad A^{※2} = A_{①} + A_{②} + A_{③} + A_{④}$$

※2 添え字は鋼管杭の番号

第 5-33 図　多重鋼管杭の概要

(3) 水平載荷試験

(a) 実験概要

多重鋼管杭は鋼管１本当たりの全塑性モーメントを港湾基準から算出し，それらを合算して多重鋼管杭の曲げ耐力として評価することから，多重鋼管杭の実耐力・挙動特性を確認するために水平載荷実験及び数値解析を実施している。このうち多重管の一体挙動と降伏荷重時の挙動を確認した実験について説明する。

実験には，耐力・挙動特性に関してスケール効果の影響は小さいことから，1/4 スケールの試験体を用いる。実験としては，Case1及びCase2は中詰コンクリートの有無が曲げ耐力に与える効果と多重鋼管杭の挙動特性を，Case3は交番載荷を与えた後の多重鋼管杭の挙動特性を確認する。また，港湾基準から算出した全塑性荷重・降伏荷重と比較する。なお，交番載荷では，δｙ，２δｙ，３δｙ（ δｙ：試験から得られた最外管の降伏時変位）を繰り返し載荷した後，水平一方向載荷を行う。

試験の概要を第5-34図に，試験装置の概要図を第5-35図に，交番水平載荷時に作用させる変位を第5-36図に示す。

検討フロー

①1/4スケールの試験体による実験　**本資料による説明範囲**

4重管鋼管の効果，挙動の把握

- 中詰めコンクリートの曲げ耐力向上への影響確認
- 交番載荷の曲げ耐力への影響確認

↓

②実験結果に基づく1/4スケールのFEM解析（再現解析）

- 実験で得られた鋼管の荷重-変形関係及び終局耐力時のひずみ応力分布をFEM解析により再現
- 解析結果が実験で得られた鋼管の挙動と整合が取れているか検証し，必要であれば解析入力値を補正

↓

③実物スケールでのFEM解析

- FEM解析による実物スケールの鋼管実耐力の評価
- 無次元化した1/4スケール及び実物スケールの荷重-変形関係を比較し，スケール効果による影響を確認

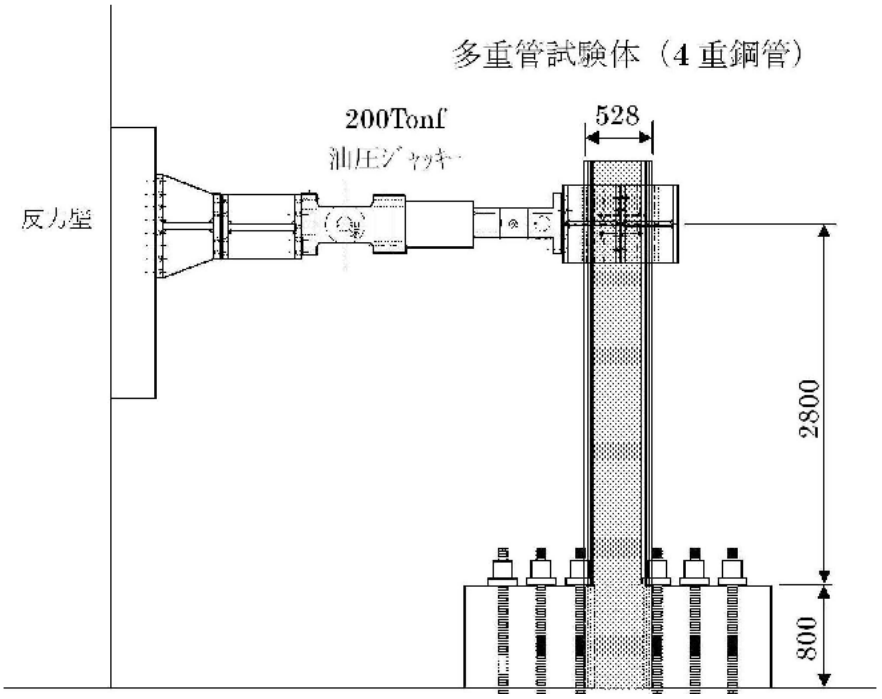
実機と試験体の相似則

	試験体	現場実機	試験体/実機
鋼管径	φ528	φ2200	0.24
	φ480	φ2000	0.24
	φ432	φ1800	0.24
	φ384	φ1600	0.24
鋼管肉厚	6mm	25mm	0.24

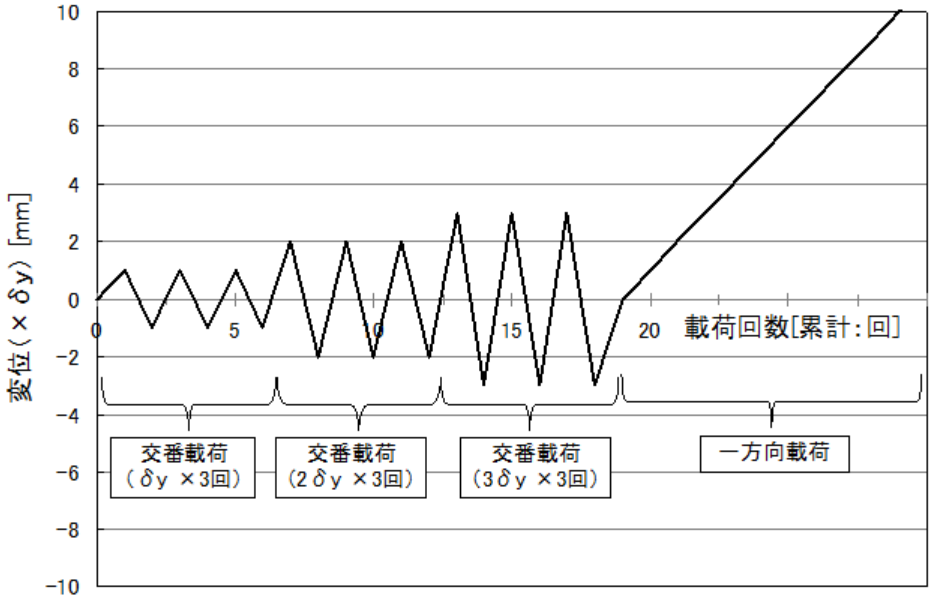
実験ケース

Case	鋼管構造	中詰コンクリート	載荷方法
1	4重管 φ528 φ480 φ432 φ384	無	水平一方向載荷
2		有	水平一方向載荷
3		有	交番載荷後，水平一方向載荷

第 5-34 図 試験の概要



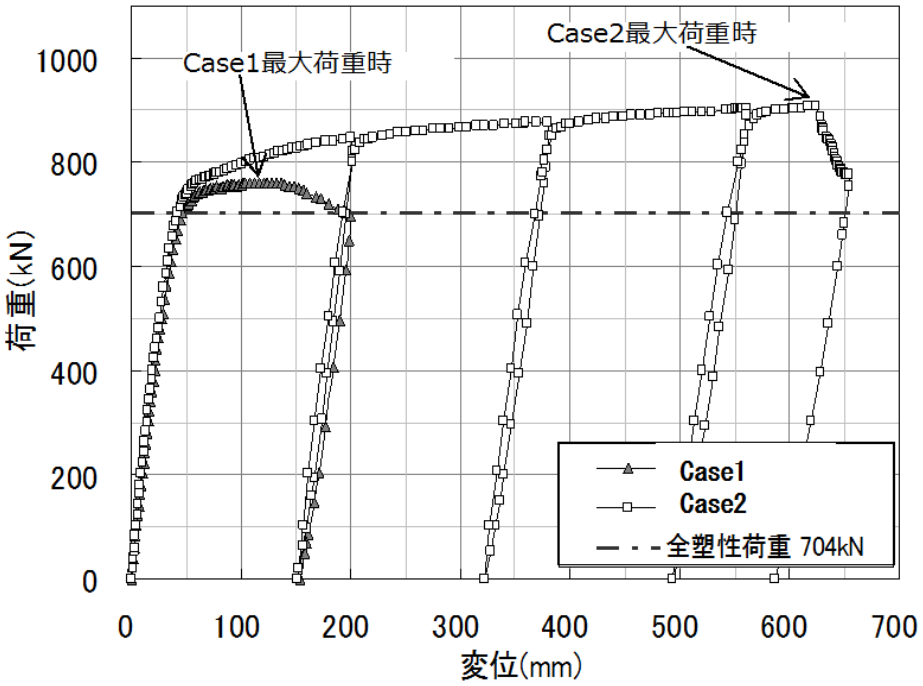
第 5-35 図　実験装置概要図



第 5-36 図　交番水平載荷変形

(b) 結果の概要（Case1 と Case2 の比較）

水平一方向載荷ケース（Case1 及び Case2）のうち，Case1（４重管中詰無）の結果，最大荷重は多重管の全塑性荷重 704kN に対して 1.08 倍であり，おおむね一致している。一方，Case2（４重管中詰有）の結果，最大荷重平均で 1.29 倍となった。Case1 と Case2 を比較すると，最外管の局部座屈発生までは同じ挙動を示すが，Case2 は Case1 と比較して最内側管がコンクリートで中詰めされていることにより，曲げ耐力が増加している。Case1 及び Case2 の実験結果を第 5-37 図及び第 5-14 表に示す。



第 5-37 図　Case1 及び Case2 の最大荷重時の荷重変形関係

第 5-14 表　Case1 及び Case2 の実験結果の比較

実験Case	最大荷重 (kN)	最大荷重時変形 (mm)	全塑性荷重に対する比率
Case 1	761	120	1.08
Case 2	907	624	1.29

(c) 結果の概要（Case3 の結果）

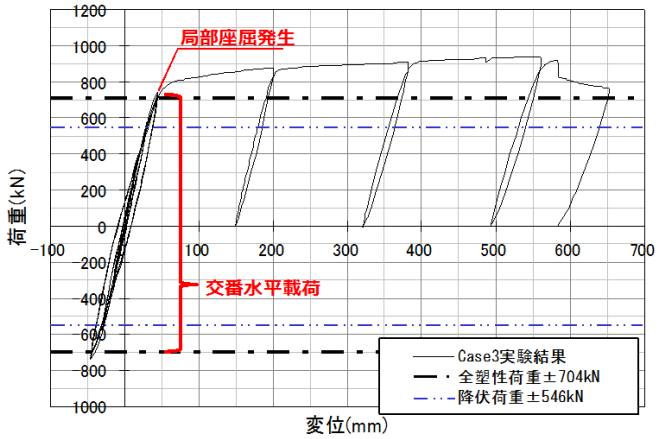
Case3（交番載荷後，水平一方向）の結果，繰返し荷重を受けた後でも Case2 と同様に荷重は緩やかに上昇している。水平荷重と変形の関係から，多重鋼管杭に対する水平載荷実験の荷重は，「港湾の施設の技術上の基準・同解説 平成 11 年 4 月」より算定した各管の全塑性モーメントの合計値に達する時の全塑性荷重とおおむね一致していることを確認した。また，実験後の試験体の観察の結果，圧縮側のモルタル・コンクリートにひび割れ等の損傷は見られない。また，圧縮側の鋼管杭の座屈による変形量は内側ほど小さいことから，外側から内側にかけて順番に座屈が発生したと考えられる。

以上より多重鋼管杭は一体構造として挙動して荷重を分担しており，降伏荷重においても弾性挙動を示していることを確認した。

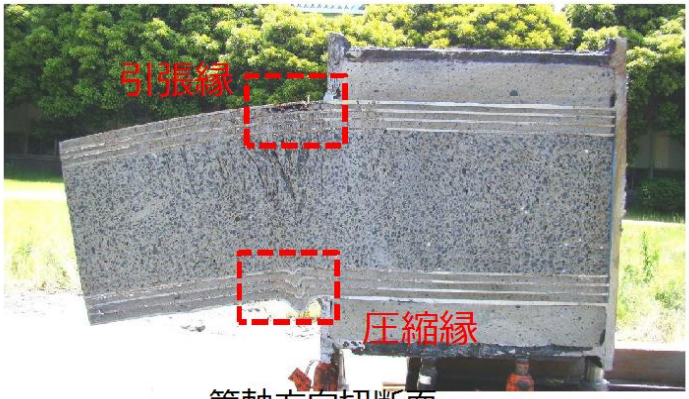
水平載荷試験の最大荷重時の写真を第5-38 図に，水平荷重と変形の関係を第5-39 図に，試験後の試験体の切断面の写真を第5-40 図に示す。



第 5-38 図　最大荷重時座屈状況



第 5-39 図　水平荷重と変形の関係



管軸方向切断面


引張縁破断状況


圧縮縁はらみ出し状況

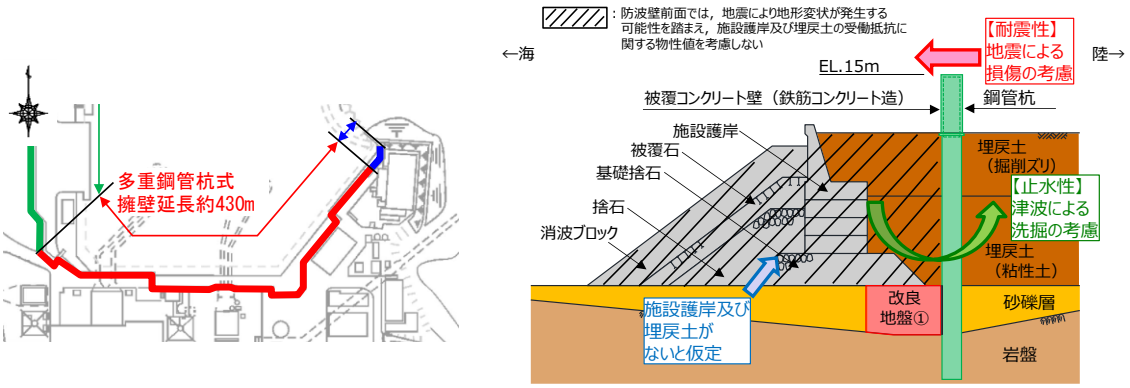
第 5-40 図　水平載荷試験状況

(4) 施設護岸による影響検討

(a) 検討方針

防波壁（多重鋼管杭式）の前面または背面には，施設護岸が近接して設置されている。地震時の検討においては，施設護岸はその形状を適切にモデル化し，有効応力解析により耐震性を評価する。これにより，防波壁への波及的影響を考慮する。また，津波時においては，防波壁の設置状況に応じた地盤ばねを設定し，津波波圧を作用させて静的フレーム解析等により耐津波性を評価する。一方で，施設護岸については，耐震性が低く，その損傷による防波壁へ影響を及ぼす可能性が考えられることから，それが損傷した場合の防波壁への影響を確認する。

ここでは，施設護岸が地震により損傷した場合の防波壁の「耐震性」，「耐津波性」及び「止水性」に与える影響を確認し，施設護岸の取り扱いを評価する。施設護岸の地震による損傷の程度を評価することが困難であることから，保守的に，施設護岸がないものと仮定した状態における防波壁への影響（耐震性）及び地震による損傷後に津波が襲来した場合の津波の地盤中からの回り込みによる影響（止水性）について検討する。なお，「耐津波性」については，当初設計から施設護岸等がないものとして津波波圧を作用させた検討（１０．防波壁の構造成立性評価結果　参照）を実施していることから，検討を省略する。



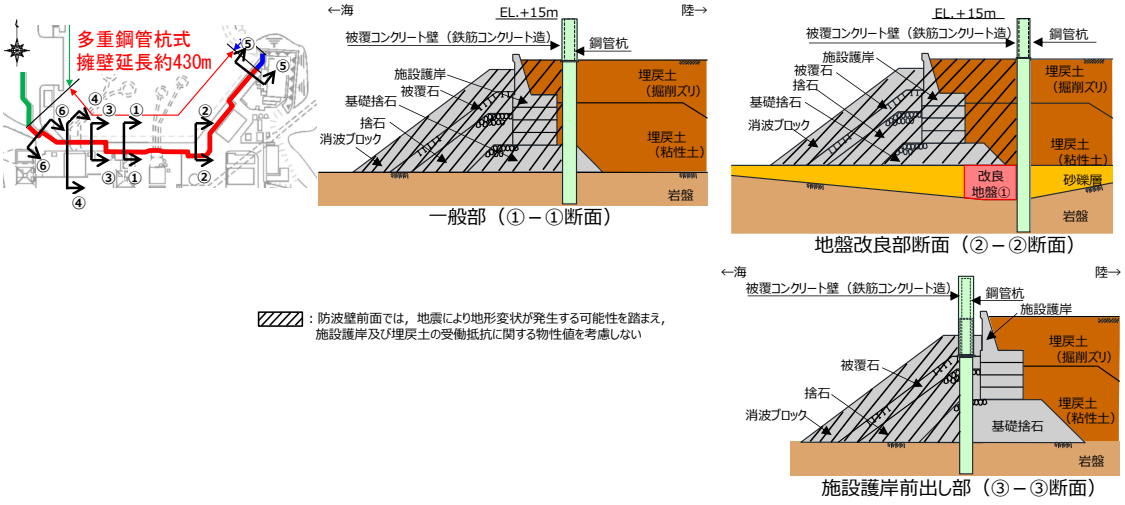
第 5-41 図　検討概要図

(b) 耐震性の検討方針（断面選定）

施設護岸が地震により損傷することによる防波壁への影響（耐震性）の検討は，防波壁前面の施設護岸及び埋戻土がないと仮定した場合の解析を実施することにより行う。

施設護岸等がないと仮定した検討は，第 5-42 図に示すとおり施設護岸が防波壁より海側及び陸側に位置する断面について実施する。施設護岸が防波壁より海側に位置する断面として，鋼管杭が長く埋戻土層厚が厚いことから，鋼管杭への影響が最も大きいと判断する「一般部（①－①断面）」及び施設護岸の下部に砂礫層が位置し，鋼管杭の前面に地盤改良を実施した「地盤改良部断面（②－②断面）」を選定する。また，施設護岸が防波壁より陸側に位置する断面として「施設護岸前出し部（③－③断面）」を選定する。

なお，「取水路横断部（④－④断面）」，「北東端部（⑤－⑤断面）」及び「西端部（⑥－⑥断面）」については，第 5-15 表に示すとおり，鋼管杭長及び周辺状況を踏まえ，地震時の鋼管杭への影響が最も大きいと考える①－①，②－②及び③－③断面の検討結果に包含されると判断した。



第 5-42 図　選定した各断面の検討概要図

第 5-15 表　施設護岸等がないと仮定した検討対象断面の選定理由

検討対象断面	防波壁（多重鋼管杭式擁壁）		
	一般部（①-①断面）	改良地盤部（②-②断面）	施設護岸前出し部（③-③断面）
類似断面	西端部（⑥-⑥断面）	－	取水路横断部（④-④断面），北東端部（⑤-⑤断面）
選定理由	・①－①断面は，施設護岸が防波壁より海側に位置する断面であり，同様の周辺状況である⑥－⑥に比べて鋼管杭が長く埋戻土層厚が厚いことから，鋼管杭への影響が大きい①－①断面を検討対象断面に選定する。	・②－②断面は，鋼管杭の前面に改良地盤を実施した断面であり，①－①，③－③～⑥－⑥断面とは異なる周辺状況であることから，②－②断面を検討対象断面に選定する。	・③－③断面は，施設護岸が防波壁陸側に位置する断面である。同様の周辺状況である④－④断面は防波壁北側に２号炉取水槽が隣接しており，また，⑤－⑤断面は防波壁位置に施設護岸が配置されており，これらに比べて鋼管杭への地震時土圧が大きい③－③断面を検討対象断面に選定する。

(c) 耐震性の解析条件及び解析結果

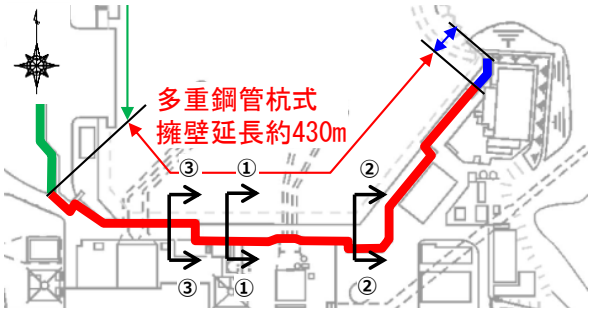
施設護岸が地震により損傷することによる防波壁への影響（耐震性）検討における解析条件は以下のとおり。

・施設護岸及び埋戻土の受働抵抗に関する物性値を考慮しないよう，剛性を低下させる（剛性を一律 1/1000 以下とする)。なお，施設護岸及び埋戻土の重量は変更しない。

・港湾基準によると，施設護岸の石材（基礎捨石，被覆石）の強度特性は粘着力 C=20(kN/m^2)，せん断抵抗角 Φ_f=35（°）とされているが，保守的に C=0(kN/m^2)，Φ_f=35（°）と設定する。

・地震荷重は，基準地震動Ｓｓ-Ｄとする。解析結果を以下に示す。なお，ここでは鋼管杭の構造成立性検討において最も厳しい損傷モードである曲げにより照査を行った。鋼管杭の曲げに対する安全率は１以上となり，構造が成立することを確認した。

詳細設計段階では，施設護岸がある場合の防波壁の耐震性を評価し，これにより施設護岸の防波壁への波及的影響を確認する。また，施設護岸が地震により損傷する可能性を考慮し，施設護岸及び埋戻土がないものと仮定した場合も評価する。それぞれの評価において，防波壁及び岩盤等の健全性を説明する。



断面	評価部位	最小安全率となる部位	地震動	最小安全率（施設護岸がない場合）
一般部（①－①断面）	鋼管杭	地中部※【4重管構造】	Ｓｓ-D	1.25
地盤改良部断面（②－②断面）				1.81
施設護岸前出し部（③－③断面）				1.63

※　地中部【4重管構造】は，安全率が最も小さくなる外側から2つ目の鋼管杭φ2000(SKK490)の数値を示す。

第 5-43 図　降伏モーメントに対する照査結果（最小安全率時）

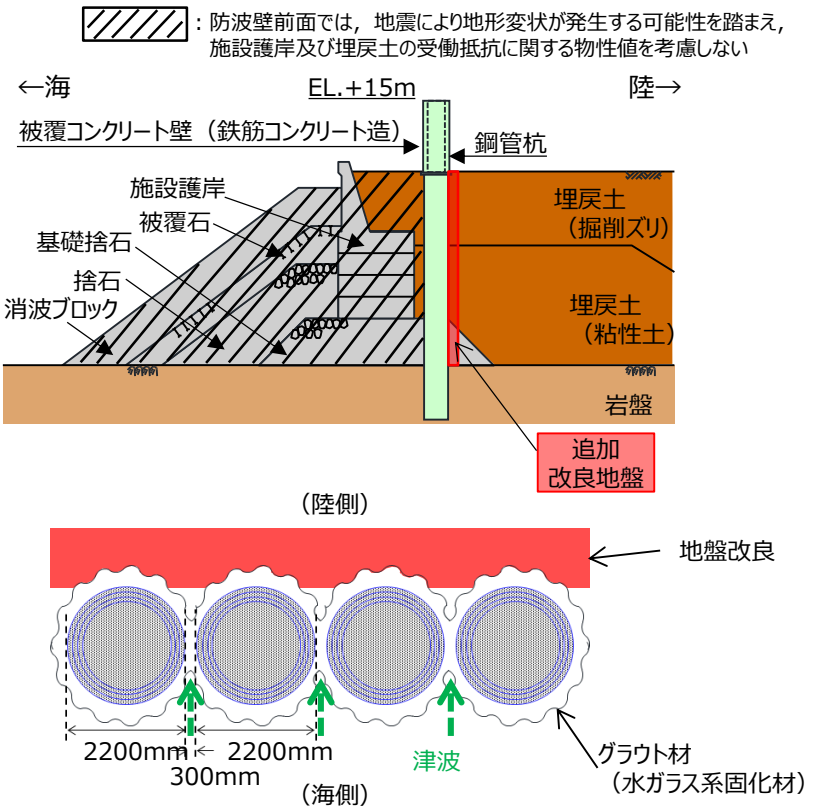
(d) 止水性の検討結果

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）については，鋼管杭間をグラウト材（埋戻土部）（水ガラス系固化材）で充填しているが，施設護岸等がないと仮定し，杭間に直接津波波圧が作用した場合の津波の地盤中からの回り込みに対して，防波壁の背後に止水性を有する地盤改良を実施する対策を行う。

防波壁背後の地盤改良後，防波壁前面の施設護岸及び埋戻土がないと仮定した場合の浸透流解析を実施した。ここで，津波水位は保守的に EL.＋15m とし，透水係数は下表のとおり設定した。

解析の結果，EL.＋15m に津波が滞留した状態においても，防波壁より敷地側に浸水は認められないことを確認した。

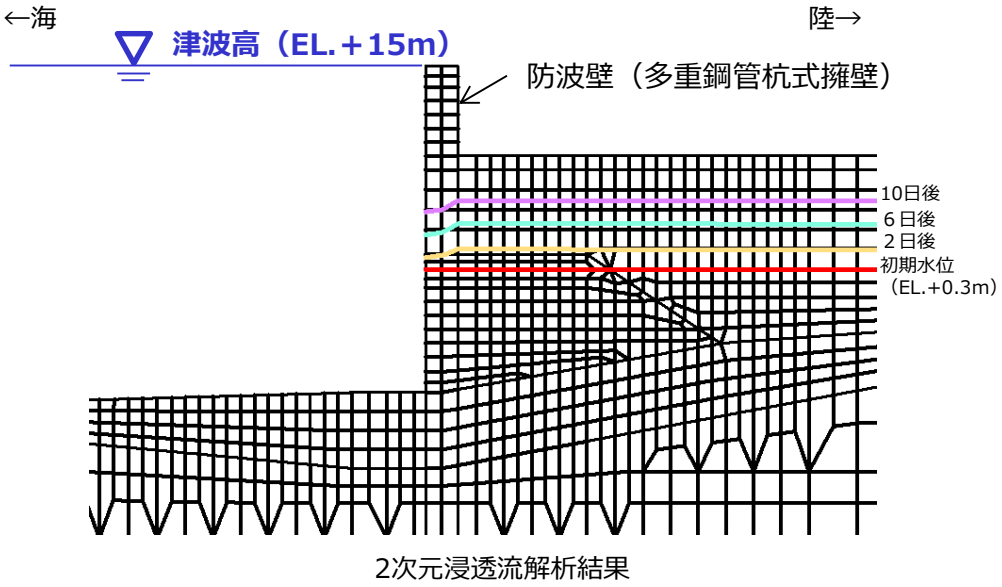
なお，防波壁の背後に実施する地盤改良の仕様は詳細設計段階において説明する。



第 5-44 図　改良地盤の設置イメージ図（例）

第 5-16 表　透水係数一覧

地盤材料	透水係数(m/s)	摘要
岩盤	1×10^{-5}	C_L級岩盤と仮定
埋戻土	2×10^{-3}	
防波壁・改良地盤	1×10^{-7}	



第 5-45 図　２次元浸透流解析結果（②－②断面）

(5) 構造等に関する先行炉との比較

(a) 比較の観点

島根原子力発電所の防波壁構造型式の設計において留意すべき事項を整理するため，島根原子力発電所と先行炉（日本原子力発電(株)東海第二発電所，東北電力(株)女川原子力発電所及び関西電力(株)美浜発電所）の防潮堤等について構造等を比較する。

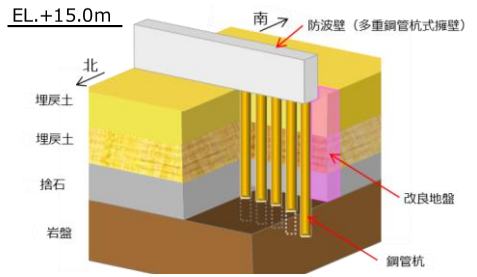
また，先行炉との比較を踏まえ，先行炉実績との類似点を踏まえた設計方針の適用性及び先行炉実績との相違点を踏まえた設計への反映事項を示す。

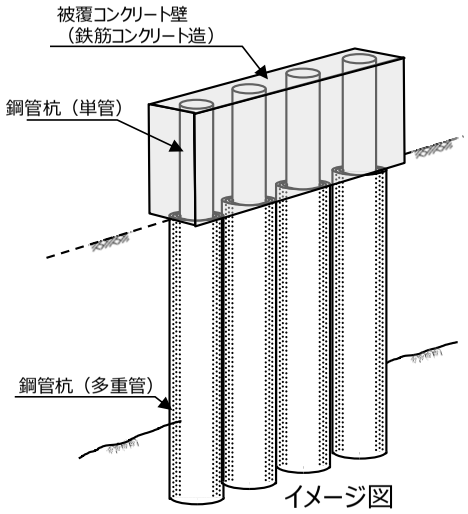
(b) 先行炉との比較

防波壁のうち多重鋼管杭式擁壁については，岩盤に支持された鋼管杭に上部工として被覆コンクリート壁を設置する構造であることから，類似する先行炉津波防護施設として，東海第二発電所における鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁を選定する。それぞれの構造概要を第 5-46 図に示す。

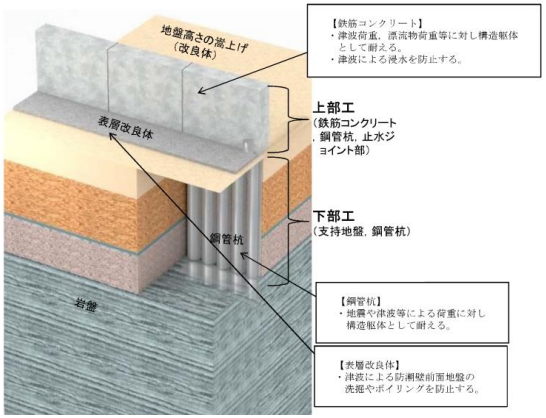
防波壁（多重鋼管杭式擁壁）は港湾基準の自立矢板式護岸に準拠し設計を行う。島根原子力発電所の防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造及び設計条件等に関する特徴を示すとともに，東海第二発電所の鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁と比較を行い，類似点及び相違点を抽出した。類似点についてはその適用性を，相違点についてはそれを踏まえた設計への反映事項を，それぞれ第 5-17 表のとおり整理した。

島根原子力発電所
防波壁（多重鋼管杭式擁壁）

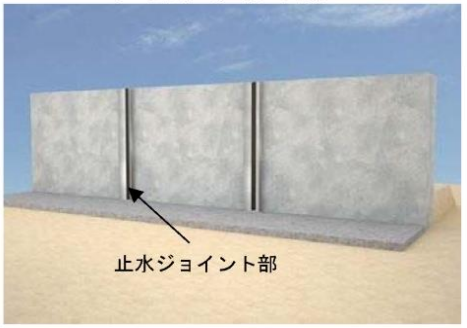




東海第二発電所
鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁



止水ジョイント部



参考：日本原子力発電株式会社 東海第二発電所 平成29年10月26日審査会合 資料2-1-7

第 5-46 図 構造イメージ（島根原子力発電所 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）及び
東海第二発電所 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）

第 5-17 表 防波壁（多重鋼管杭擁壁）の構造等に関する先行炉との比較

評価項目		島根原子力発電所 防波壁（多重鋼管杭式擁壁） の構造等	先行炉の構造等※ 日本原子力発電㈱ 東海第二発電所 （鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）	島根原子力発電所と先行炉との比較 類似点	島根原子力発電所と先行炉との比較 相違点	先行炉実績との類似点を踏まえた 設計方針の適用性	先行炉実績との相違点を踏まえた 設計への反映事項
防波壁の構造	下部工の構造	・鋼管杭は岩盤に支持させる。	・鋼管杭は岩盤に支持させる。	・鋼管杭を岩盤に支持。	－	・同様の支持形態である。	－
		・上部工から伝達される荷重に耐える構造とするため，鋼管杭（多重鋼管杭）を採用する。	・鋼管杭（単管）を採用する。	－	・鋼管杭の構造の違い	－	・多重鋼管杭が一体として挙動することを，水平載荷実験により確認している。
		・鋼管杭の許容限界： （曲げ）降伏モーメント （せん断）せん断応力度	・鋼管杭の許容限界： 短期許容応力度	－	・鋼管杭の許容限界の違い	－	・鋼管杭の許容限界について，道路橋示方書・同解説（平成 14 年 3 月）に基づき，曲げについては降伏モーメント，せん断についてはせん断応力度をそれぞれ設定し，設計する。
		・遮水性保持のために，防波壁背後に地盤改良を実施する。	・遮水性保持のために，海側にシートパイルを施工する。	－	・遮水性保持を期待する設備の違い	－	・今後，２次元動的ＦＥＭ解析により改良地盤の健全性を確認する。
	上部工の構造	・鋼管杭間からの津波の浸水を防止する観点で，鋼管杭を鉄筋コンクリートで被覆する。 ・地震荷重並びに津波荷重は，鋼管で負担する設計としている。	・鋼管杭間からの津波の浸水を防止する観点で，鋼管杭を鉄筋コンクリートで被覆する。 ・地震荷重並びに津波荷重を全て鉄筋コンクリートで負担できる設計としている。	－	・遮水性を確保する部材の設計方針の違い	－	・今後，３次元静的ＦＥＭ解析により被覆コンクリート壁の健全性を確認する。
止水対策	止水目地	・止水目地材として，相対変形量に応じ，ゴムジョイント若しくはシートジョイントを採用する。 ・設置箇所：防波壁の陸側に設置する。 ・止水目地の許容限界： メーカー規格及び今後必要に応じて実施する性能試験に基づく許容変形量及び許容水圧以下とする。	・止水目地材として，相対変形量に応じ，シートジョイントを採用する。 ・設置箇所：防潮堤の堤内側と堤外側に設置する。 ・止水目地の許容限界： 許容変形量，許容引張強度	・同等の仕様の止水目地を採用している。	・止水目地は，防波壁の陸側に設置する。	・同様の止水目地材の採用であることから，先行炉の止水目地の設計方針が適用可能である。	・止水目地取り換え時に一時的に遮水性が確保できなくなることが懸念されるが，耐用年数が３０年であり，経年劣化による取り換えは不要と考えられる。万一取り換えの必要が生じた場合については，津波襲来までの時間で取り換えを行うよう，今後運用面の手順を整備する。
液状化影響に関する設計への反映		・液状化検討対象層（埋戻土（掘削ズリ，砂礫層））に対して，液状化試験結果及び有効応力解析（ＦＬＩＰ）の簡易設定法に基づき液状化強度特性を設定する。	・液状化検討対象層に対して，液状化試験結果を踏まえ，地盤を強制的に液状化させる条件（豊浦標準砂の考慮）も含めて保守的な液状化強度特性を設定する。	－	・液状化強度特性の設定において，有効応力解析（ＦＬＩＰ）の簡易設定法を採用している。	－	・簡易設定法による液状化強度比が，液状化強度試験に基づく液状化強度特性より保守的となっていることを確認している。 ・別途，「地盤の液状化強度特性」の審査において説明する。

※先行炉の情報に係る記載内容については，会合資料等をもとに弊社の責任において独自に解釈したものです。

６．防波壁（逆Ｔ擁壁） の設計方針

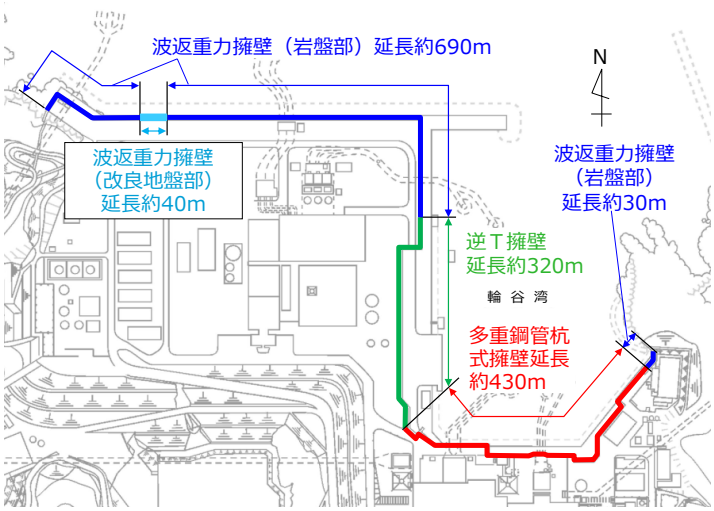
６．１ 構造概要

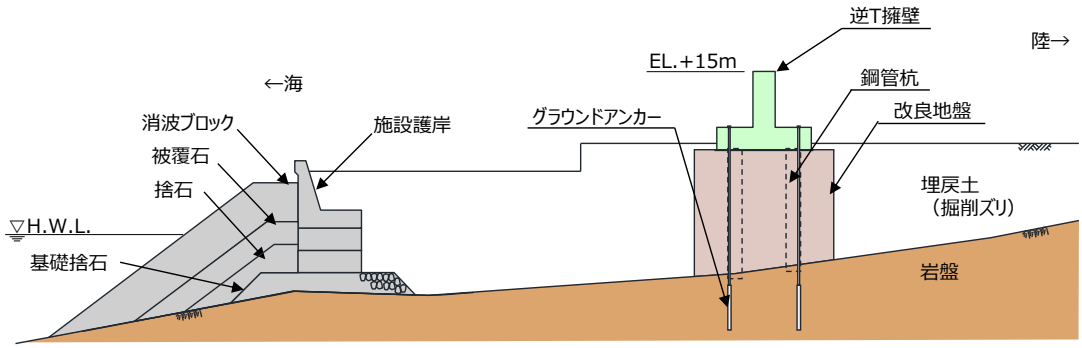
防波壁（逆Ｔ擁壁）は，３号炉東側に配置し，鋼管杭を岩盤に打設した。

逆Ｔ擁壁は，鋼管杭８本程度（横断方向に２列，縦断方向に４列）を１ブロックの標準とした壁体を連続して設置した（杭頭部の構造については 6.5（1），(3)参照）。このブロック間の境界には，止水性を保持するための止水目地（8.1 参照）を設置する。

逆Ｔ擁壁上に，標準的な１ブロックにおいて海側では８本，陸側では４本を基本にグラウンドアンカーを設置している。

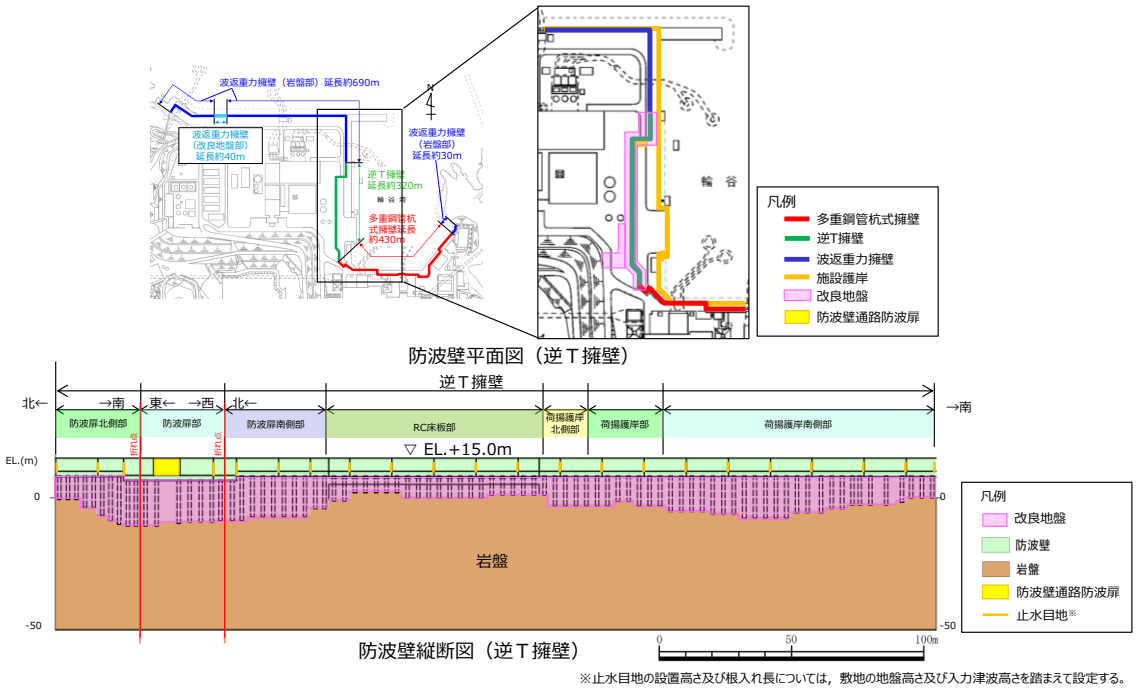
防波壁（逆Ｔ擁壁）の構造概要を第 6-1 図に示す。



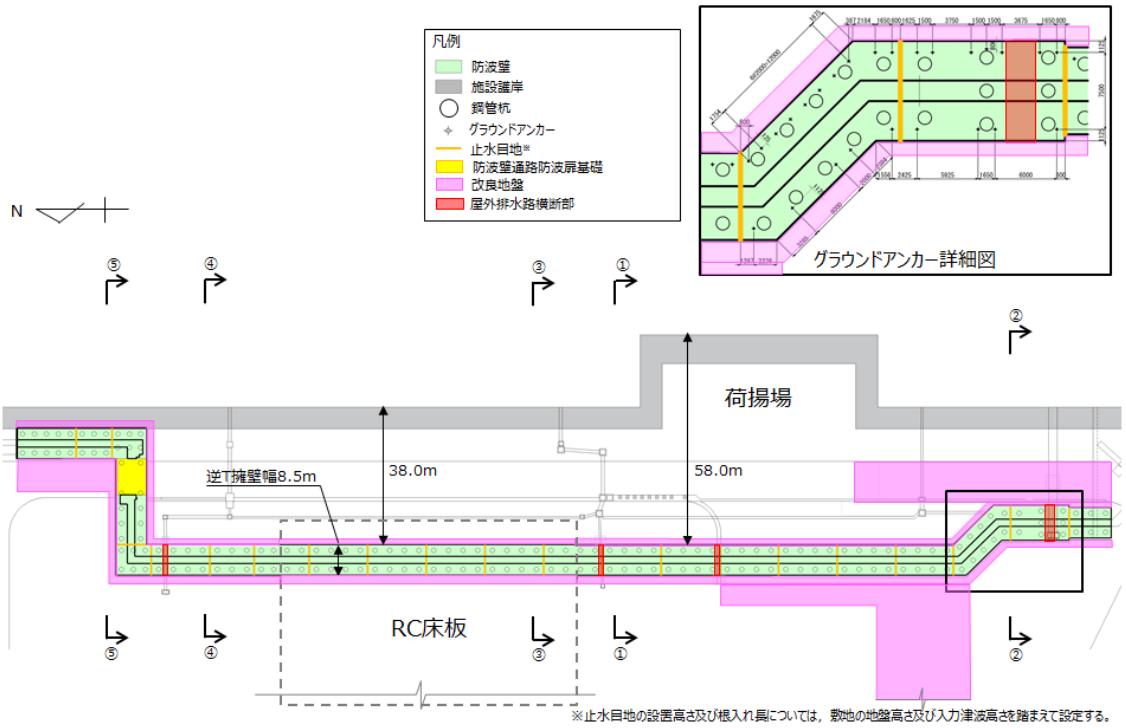


第 6-1 図 防波壁（逆Ｔ擁壁）断面図

防波壁（逆Ｔ擁壁）については，３号炉東側全線にわたり鋼管杭を約４ｍ間隔で配置し，逆Ｔ擁壁の支持及び止水性の保持の観点から杭間の埋戻土（掘削ズリ）に対して地盤改良を実施した。防波壁（逆Ｔ擁壁）の縦断図を第 6-2 図に，平面図（止水目地位置含む）を第 6-3 図に示す。



第 6-2 図 防波壁（逆Ｔ擁壁）縦断図



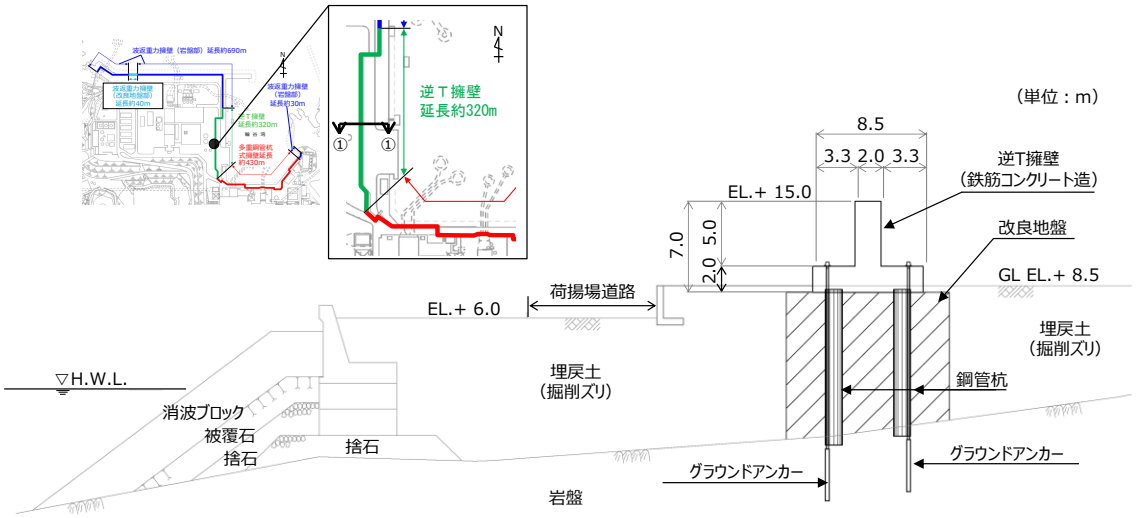
第 6-3 図 防波壁（逆Ｔ擁壁）平面図

防波壁（逆Ｔ擁壁）は，荷揚護岸北側部，荷揚護岸南側部，RC 床版部，防波扉南側部及び防波扉北側部で構成される。特徴は以下のとおり。

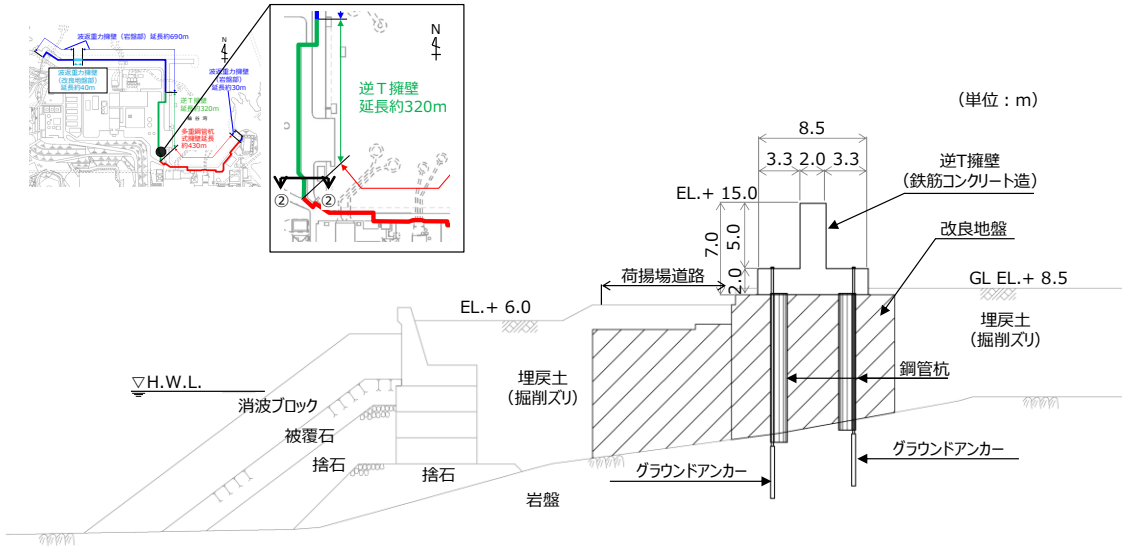
・防波壁（逆Ｔ擁壁）荷揚護岸北側部（①－①断面）については，施設護岸の西側（陸側）に防波壁（逆Ｔ擁壁）が配置される構造となっている。
・防波壁（逆Ｔ擁壁）荷揚護岸南側部（②－②断面）については，施設護岸の西側（陸側）に防波壁（逆Ｔ擁壁）が配置される構造となっている。
・防波壁（逆Ｔ擁壁）RC 床版部（③－③断面）については，施設護岸の西側（陸側）に防波壁（逆Ｔ擁壁）が配置される構造となっている。３号炉建設時において，地盤改良を実施し，その上部に RC 床板を設置している。当該区間は岩盤が浅いことから，地震時及び津波時の逆Ｔ擁壁の変形量が小さいため津波による地盤中からの回り込みを防止することを目的として，鋼管杭の海側に幅の狭い地盤改良を実施していたが，他の断面同様，逆Ｔ擁壁下部全幅にわたり，埋戻土（掘削ズリ）の地盤改良を追加実施する。
・防波壁（逆Ｔ擁壁）防波扉南側部（④－④断面）については，施設護岸の西側（陸側）に防波壁（逆Ｔ擁壁）が配置される構造となっている。
・防波壁（逆Ｔ擁壁）防波扉北側部（⑤－⑤断面）については，施設護岸の西側（陸側）に防波壁（逆Ｔ擁壁）が配置される構造となっている。

防波壁（逆Ｔ擁壁）の荷揚護岸北側部の構造を第 6-4（1)図に，荷揚護岸南側部の構造を第 6-4（2)図に，RC 床版部の構造を第 6-4（3)図に，防波扉南側部の構造を第 6-4（4)図に，防波扉北側部の構造を第 6-4（5)図にに示す。また，防波壁（逆Ｔ擁壁）を構成する各部位の仕様を第 6-1 表及び第 6-5 図に,評価対象部位及び構造上のバウンダリを第 6-2 表及び第 6-6 図に示す。

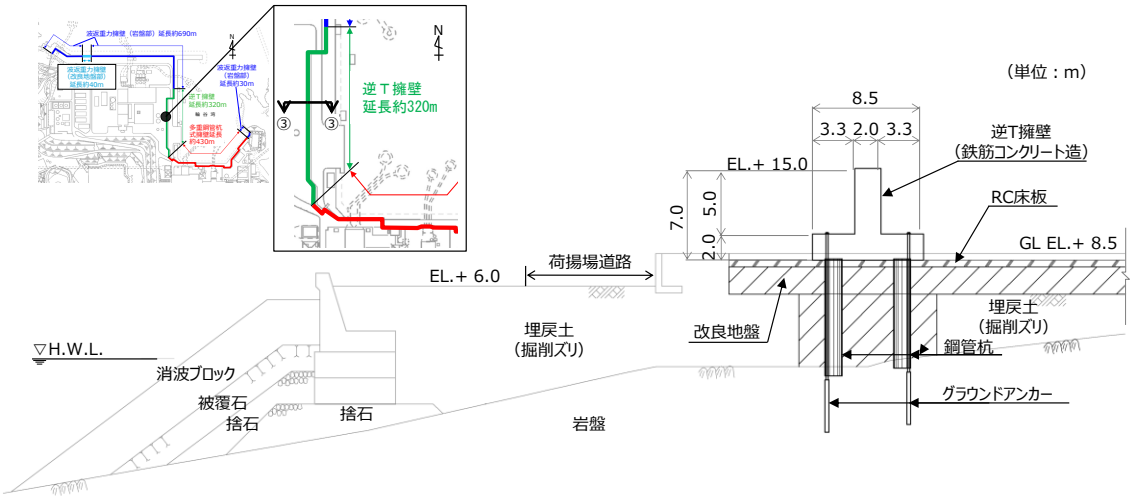
防波壁（逆Ｔ擁壁）は逆Ｔ擁壁及び止水目地を構造上のバウンダリとする。また，地中部の改良地盤についても構造上のバウンダリとする。



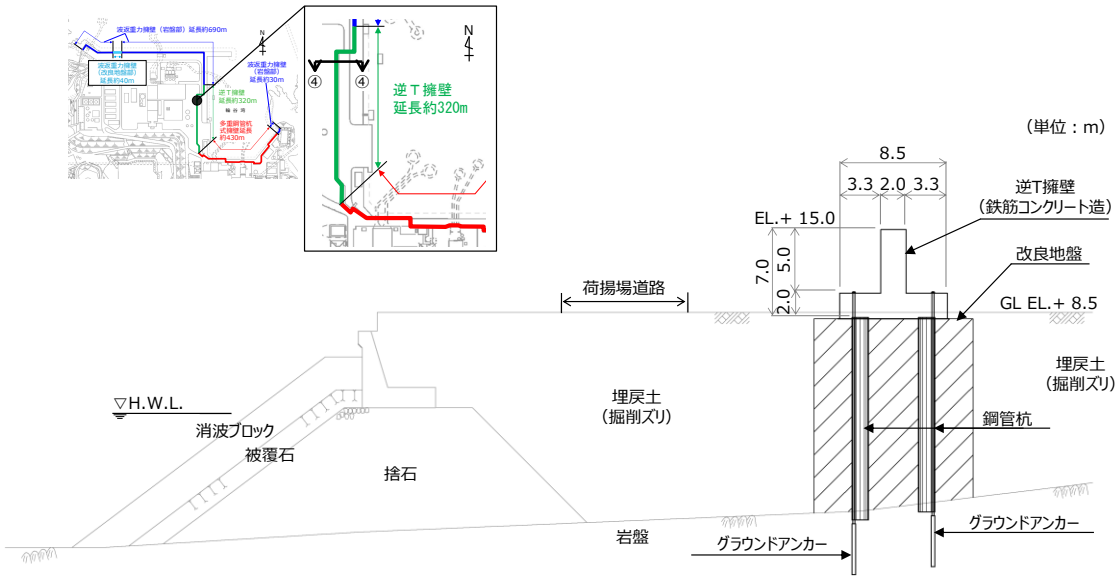
第 6-4(1) 図 防波壁（逆Ｔ擁壁）荷揚護岸北側部
（①－①断面） 断面図



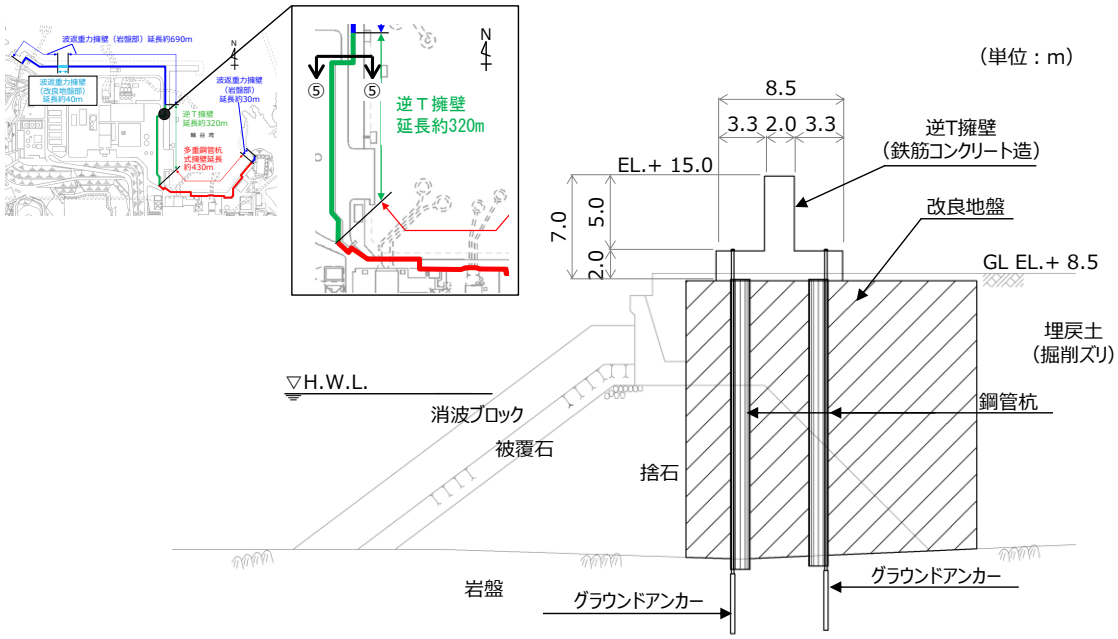
第 6-4(2) 図 防波壁（逆Ｔ擁壁）荷揚護岸南側部
（②－②断面） 断面図



第 6-4(3) 図 防波壁（逆Ｔ擁壁）RC 床版部
（③－③断面）断面図



第 6-4(4) 図 防波壁（逆Ｔ擁壁）防波扉南側部
（④－④断面）断面図

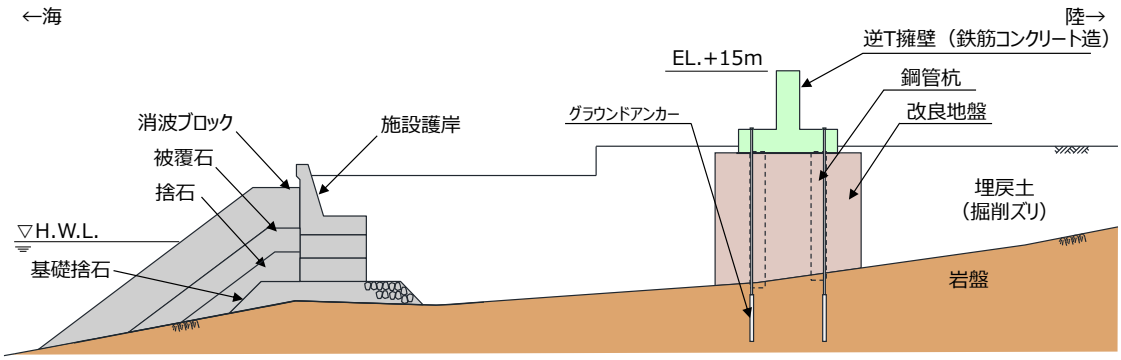


第 6-4(5) 図 防波壁（逆Ｔ擁壁）防波扉北側部
（⑤－⑤断面）断面図

第 6-1 表 防波壁（逆Ｔ擁壁）の各部位の仕様

部位		仕様
【施設】		
	逆T擁壁	コンクリート：f'ck=24N/mm^2 鉄筋　　：SD345
	止水目地	ゴムジョイント，シートジョイント：クロロプレンゴム
	グラウンドアンカー	永久アンカー※（PC鋼より線）
【地盤】		
	改良地盤	薬液注入工法（セメント系固化材，特殊スラグ系固化材）， 表層改良工法（セメント系固化材）

※永久アンカーとは，アンカーによって安定を図る永久構造物あるいは斜面などに用いるもので，腐食の恐れがある使用材料に対しては確実な防食・防錆を行ったものをいう。
（グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説（平成24年5月）より抜粋）



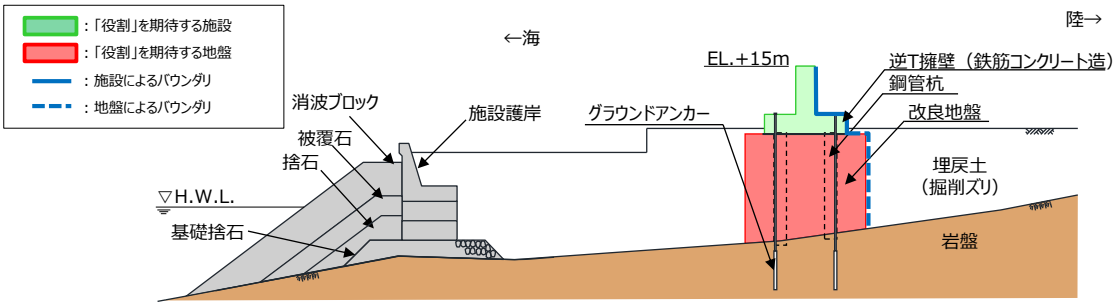
第 6-5 図 防波壁（逆Ｔ擁壁）構造概要図

第 6-2 表 防波壁（逆Ｔ擁壁）の評価対象部位の役割

「役割」を期待する施設　「役割」を期待する地盤

評価対象部位	役割	備考
逆Ｔ擁壁	止水目地を支持，遮水性の保持	
止水目地	逆Ｔ擁壁間の遮水性の保持	
グラウンドアンカー	逆T擁壁及び改良地盤の滑動・転倒の抑止	
改良地盤※	逆T擁壁の支持，難透水性の保持	薬液注入工法，表層改良工法
岩盤	逆Ｔ擁壁を支持，基礎地盤のすべり安定性に寄与	基礎地盤
鋼管杭，埋戻土（掘削ズリ），施設護岸，被覆石，捨石，基礎捨石，消波ブロック	役割に期待しない	

※　RC床板については，保守的に改良地盤として扱う。



第 6-6 図 防波壁（逆Ｔ擁壁）（荷揚護岸北側部）における
構造上のバウンダリ

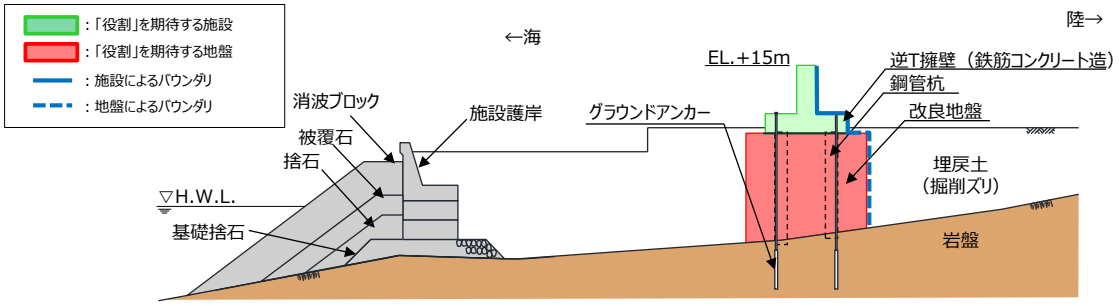
６．２　規制における要求機能

６．２．１　設置許可基準規則に対する確認事項

新規性基準への適合性において，防波壁（逆Ｔ擁壁）における設置許可基準規則の各条文に対する検討要旨を第 6-3 表に示す。以下の条文を確認することにより，防波壁（逆Ｔ擁壁）の各条文への適合性を確認する。

第 6-3 表 防波壁（逆Ｔ擁壁）における検討要旨

規　則	検　討　要　旨
第３条 （設計基準対象施設の地盤）	• 施設を支持する地盤を対象とし，すべり，支持力，傾斜等に対する安定性を確認する。
第４条 （地震による損傷の防止）	• 施設と地盤との動的相互作用や液状化検討対象層の地震時の挙動を考慮したうえで，施設の耐震安全性を確認する。
第５条 （津波による損傷の防止）	• 地震（本震及び余震）による影響を考慮したうえで，機能を保持できることを確認する。 • 液状化検討対象層の地震時の挙動の考慮を含む。



第 6-7 図 逆Ｔ擁壁の「施設」・「地盤」の範囲

防波壁（逆Ｔ擁壁）における条文に対応する施設の範囲及び各部位の役割を第 6-4 表及び第 6-8 図に示す。なお，以下では，津波を遮断する役割を「遮水性」，材料として津波を通しにくい役割を「難透水性」とし，これらを総称して「止水性」と整理する。

防波壁（逆Ｔ擁壁）の周辺地盤及び施設護岸については，設置状況に応じて解析モデルに取り込むが，防波壁の前面に位置している施設護岸については，その損傷による防波壁への影響が大きいと考えられるため，それが損傷した場合の防波壁の耐震性への影響を確認する。

防波壁（逆Ｔ擁壁）の鋼管杭については，杭先端の岩盤根入れが 0.5m 程度であることを踏まえ，改良地盤が逆Ｔ擁壁を支持するものとし，鋼管杭の役割に期待せず，解析モデルに取り込まない。なお，詳細設計段階においては，鋼管杭を取り込まない解析モデルとは別に，鋼管杭を考慮した解析モデ

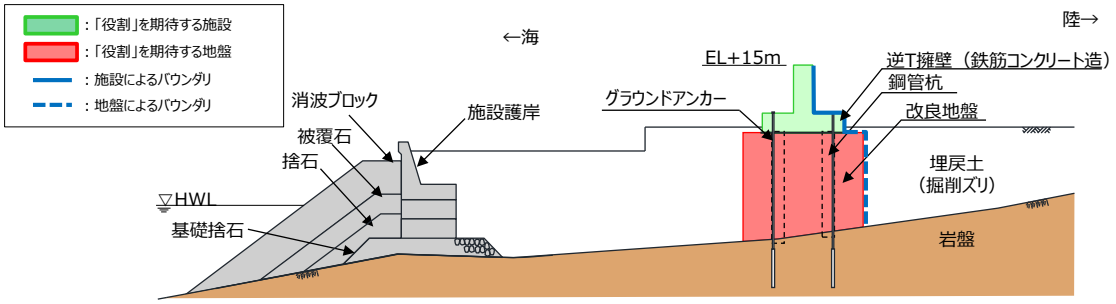
ルによる解析も実施し，鋼管杭が逆Ｔ擁壁に悪影響を与えない設計とする。その際には鋼管杭先端については，岩盤からのせん断抵抗に期待しないモデルとする。

また，グラウンドアンカーのアンカー力により，逆Ｔ擁壁を改良地盤に，改良地盤を岩盤に押し付ける構造としているため，逆Ｔ擁壁及び改良地盤の滑動・転倒抑止の役割に期待する設計とする。

第 6-4 表 防波壁（逆Ｔ擁壁）の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割	津波時の役割
施設	逆Ｔ擁壁	・止水目地を支持する。	・止水目地を支持するとともに，遮水性を保持する。
	止水目地	・逆T擁壁間の変形に追従する。	・逆T擁壁間の変形に追従し，遮水性を保持する。
	グラウンドアンカー	・逆T擁壁及び改良地盤の滑動・転倒を抑止する。	・逆T擁壁及び改良地盤の滑動・転倒を抑止する。
	鋼管杭	・役割に期待しない。	・役割に期待しない。
地盤	改良地盤※	・逆T擁壁を支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・逆T擁壁を支持する。 ・難透水性を保持する。
	岩盤	・逆Ｔ擁壁を支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・逆Ｔ擁壁を支持する。
	埋戻土（掘削ズリ）	・役割に期待しない（解析モデルに取り込み，防波壁への相互作用を考慮する）。	・防波壁より陸側については，津波荷重に対して地盤反力として寄与する。
	施設護岸，基礎捨石 被覆石，捨石	・役割に期待しない（解析モデルに取り込み，防波壁への波及的影響を考慮する）。	・役割に期待しない。
	消波ブロック	・役割に期待しない。	・役割に期待しない。

※ RC床板については，保守的に改良地盤として扱う。



第 6-8 図　役割を期待する範囲（地震時・津波時）

防波壁（逆Ｔ擁壁）において，第 6-4 表に示す役割を有する改良地盤等について，第 6-5 表のとおり具体的な役割を整理し，「施設」と「地盤」に区分する。

逆Ｔ擁壁の支持を主な役割とする改良地盤について，「地盤」と区別する。

第 6-5 表 防波壁（逆Ｔ擁壁）の各部位の具体的な役割

凡 例
◎：要求機能を主体的に満たすために設計上必要な項目
（該当する部位を施設と区分する）
○：施設の役割を維持するために設計に反映する項目
－：設計上考慮しない項目

各部位の具体的な役割

部位	具体的な役割						
	地震時	津波時	鉛直支持	すべり安全率	耐震性	耐津波性（遮水性・難透水性）	『施設』と『地盤』の区分の考え方
改良地盤※	・逆T擁壁下方の埋戻土を地盤改良することで，逆T擁壁を鉛直支持するとともに，基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・逆T擁壁下方の埋戻土を地盤改良することで，逆T擁壁を鉛直支持する。 ・難透水性を保持することで，遮水性を有する逆T擁壁，止水目地の下部地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。	○	○	－	○	逆T擁壁の鉛直支持が主な目的であり，施設の支持地盤に要求される役割と同様であること，難透水性の保持の役割を持つことから『地盤』と区分する。

※ RC床板については，保守的に改良地盤として扱う。

以上を踏まえ，防波壁（逆Ｔ擁壁）における各部位の役割に対する性能目標を第 6-6 表に，性能目標を満足するための照査項目と許容限界を第 6-7 表に示す。液状化の影響については有効応力解析により考慮し，埋戻土，砂礫層の変状に伴う施設評価への影響を検討する。

また，液状化に伴う海側の埋戻土，砂礫層の変状により護岸形状が変化し，荷重伝達経路や津波波圧に影響する可能性があることから，詳細設計段階において影響の程度を検討する（詳細は 9.3 を参照）。

なお，施設及び岩盤の各部位の役割や性能目標を長期的に維持していくために必要な保守管理方法を今後検討していく。

第 6-6 表 防波壁（逆Ｔ擁壁）の各部位の役割に対する性能目標

部位		性能目標			
		鉛直支持 （第３条）	すべり安定性 （第３条）	耐震性 （第４条）	耐津波性 （透水性，難透水性） （第５条）
※1 施設	逆Ｔ擁壁	－	－	構造部材の健全性を保持するために，逆T擁壁がおおむね弾性状態に留まること。	止水目地の支持機能を喪失して逆T擁壁間から有意な漏えいを生じないために，逆T擁壁がおおむね弾性状態に留まること。
	止水目地			逆T擁壁間から有意な漏えいを生じないために，止水目地の変形性能を保持すること。	逆T擁壁から有意な漏えいを生じないために，止水目地の変形・遮水性能を保持すること。
	グラウンドアンカー			逆T擁壁及び改良地盤の滑動・転倒抑止のために設計アンカー力を確保すること。	逆T擁壁及び改良地盤の滑動・転倒抑止のために設計アンカー力を確保すること。
地盤	改良地盤※2	逆T擁壁を鉛直支持するため，十分な支持力を保持すること。	基礎地盤のすべり安定性を確保するため，十分なすべり安全性を保持すること。	－	地盤中からの回り込みによる浸水を防止（難透水性を保持）するため改良地盤がすべり破壊しないこと。（内的安定を保持）
	岩盤				－

※１　詳細設計段階においては，鋼管杭を取り込まない解析モデルとは別に，鋼管杭を考慮した解析モデルによる解析も実施し，鋼管杭が逆T擁壁に悪影響を与えない設計とする。
※２　RC床板については，保守的に改良地盤として扱う。

第 6-7 表 防波壁（逆Ｔ擁壁）各部位の照査項目と許容限界
（上段：照査項目，下段：許容限界）

部位		照査項目と許容限界			
		鉛直支持 （第３条）	すべり安定性 （第３条）	耐震性 （第４条）	耐津波性※1 （透水性，難透水性） （第５条）
※6 施設	逆Ｔ擁壁	－	－	曲げ・せん断※4 （短期許容応力度以下）	
	止水目地			変形 （許容変形量以下）	変形・水圧 （許容変形量・許容水圧以下）
	グラウンドアンカー			引張 （設計アンカー力以下）	
地盤	改良地盤※2	支持力	すべり安全率（基礎地盤）※3	－	すべり安全率※5 （1.2以上）
	岩盤	（極限支持力度）	（1.5以上）		－

※１　設備及び地盤を含む範囲の浸透流解析により，改良地盤の透水係数を保守的に考慮しても津波の耐水時間中に浸水しないことを確認する。
※２　RC床板については，保守的に改良地盤として扱う。
※３　第3条のすべり安全率は施設の外的安定の確認を目的としており，「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価結果に係る審査ガイド」に基づいて1.5以上を許容限界とする。
※４　グラウンドアンカーの受圧板からの反力による逆Ｔ擁壁（フーチング）の照査を併せて実施する。グラウンドアンカーについては「６．４．２　設計方針の概要（４）グラウンドアンカー」参照。
※５　第4条・第5条のすべり安全率は各部位の内的安定の確認を目的としており，「耐津波設計に係る審査ガイド」を準用して1.2以上を許容限界とする。
※６　詳細設計段階においては，鋼管杭を取り込まない解析モデルとは別に，鋼管杭を考慮した解析モデルによる解析も実施し，鋼管杭が逆T擁壁に悪影響を与えない設計とする。

6．2．2　要求機能と設計評価方針

赤字：荷重条件
緑字：要求機能
青字：対応方針

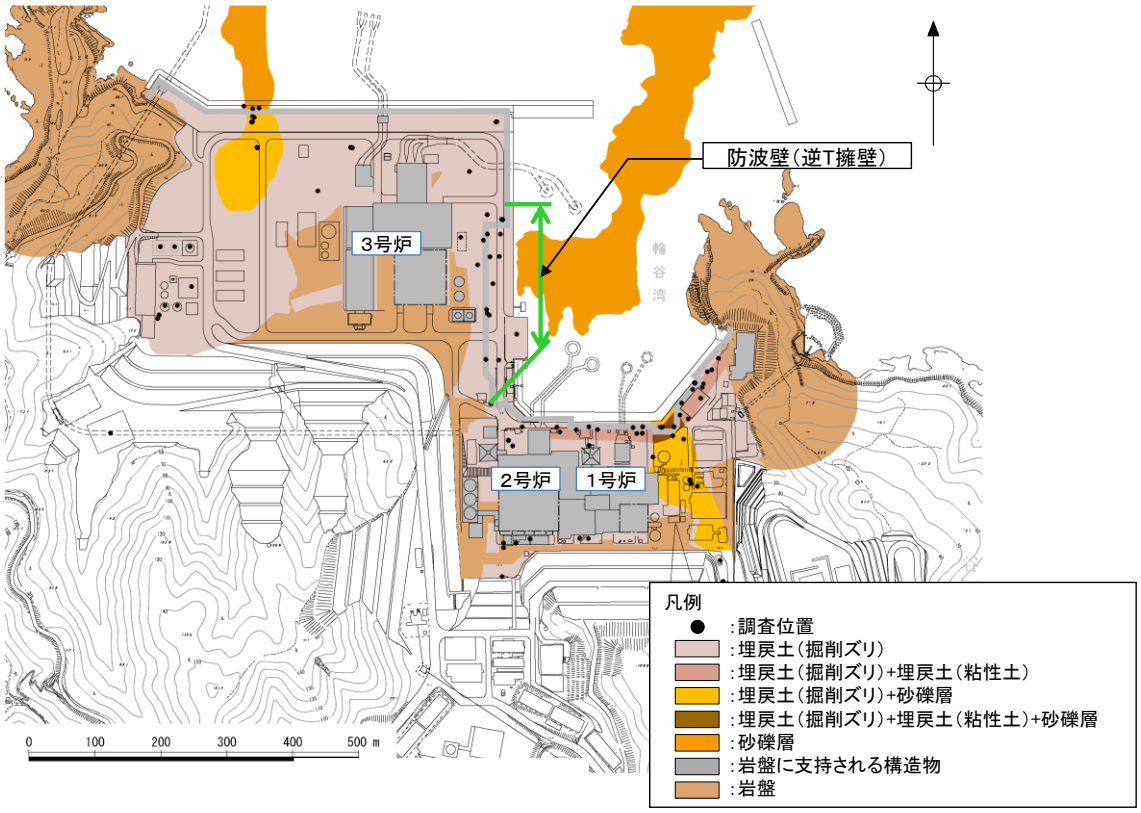
第 6-8 表　防波壁（逆Ｔ擁壁）に関する要求機能と設計評価方針

施設名	要求機能		機能設計		構造強度設計					設計に用いる許容限界
	審査ガイド	要求機能	性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計 （評価方針）	評価対象部位		応力等の状態	損傷モード	
防波壁（逆Ｔ擁壁）	[基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド] 5.1津波防護施設の設計 津波防護施設については、その構造に応じ、波力による侵食及び洗掘に対する抵抗性並びにすべり及び転倒に対する安定性を評価し、越流時の耐性にも配慮したうえで、入力津波に対する津波防護機能が十分に保持できるよう設計すること。 (1)要求事項に適合する設計方針であることを確認する。 (2)設計方針の確認に加え、入力津波に対して津波防護機能が十分保持できる設計がなされることの見通しを得るため、以下の項目について、設定の考え方を確認する。確認内容を以下に例示する。 ①荷重組合せ a)余震が考慮されていること。耐津波設計における荷重組合せ:常時＋津波、常時＋津波＋地震(余震) ②荷重の設定 a)津波による荷重(波圧、衝撃力)の設定に関して、考慮する知見(例えば、国交省の暫定指針等)及びそれらの適用性。 b)余震による荷重として、サイト特性(余震の震源、ハザード)が 考慮され、合理的な頻度、荷重レベルが設定される。 c)地震により周辺地盤に液状化が発生する場合、防潮堤基礎杭に作用する側方流動力等の可能性を考慮すること。 ③許容限界 a)津波防護機能に対する機能保持限界として、当該構造物全体の変形能力(終局耐力時の変形)に対して十分な余裕を有し、津波防護機能を保持すること。(なお、機能損傷に至った場合、補修に、ある程度の期間が必要となることから、地震、津波後の再使用性に着目した許容限界にも留意する必要がある。) [基準地震動及び耐震設計方針に係る審査ガイド] 6.3津波防護施設、浸水防止設備等 津波防護機能を有する施設、浸水防止機能を有する設備及び敷地における津波監視機能を有する設備のうち建物及び構築物は、常時作用している荷重及び運転時に作用する荷重と基準地震動による地震力の組合せに対して、当該建物・構築物が構造物全体としての変形能力(終局耐力時の変形)について十分な余裕を有するとともに、その施設に要求される機能(津波防護機能、浸水防止機能)を保持すること	・防波壁（逆Ｔ擁壁）は，地震後の繰り返しの襲来を想定した入力津波に対して，余震，漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した場合においても，津波防護施設が要求される機能を損なうおそれがないよう，津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。 ・防波壁（逆Ｔ擁壁）は，基準地震動Ｓｓに対し，津波防護施設が要求される機能を損なうおそれがないよう，構造物全体としての変形能力(終局耐力時の変形)に対し，十分な構造強度を有した構造であることが要求される。	・防波壁（逆Ｔ擁壁）は，地震後の繰り返しの襲来を想定した遡上波に対し，余震，漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した場合においても，津波防護施設が要求される機能を損なうおそれがないよう，津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。 ・防波壁（逆Ｔ擁壁）は，基準地震動Ｓｓに対し，主要な構造部材の構造健全性を維持することで，津波時の止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。	・防波壁（逆Ｔ擁壁）は，地震後の繰り返しの襲来を想定した遡上波に対し，余震，漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した場合においても， ①想定される津波高さに余裕を考慮した防波壁高さ（浸水高さEL.＋11.9mに余裕を考慮した天端高さEL.＋15.0m）の設定により，敷地前面に設置する設計とする。 ②防波壁の上部構造は，鋼管杭の上部に設置する鉄筋コンクリート製逆Ｔ擁壁及び止水目地により止水性を保持する設計とする。 ③防波壁は鉄筋コンクリート製逆Ｔ擁壁及び止水目地による止水性を保持する設計とする。 ④鉄筋コンクリート製逆Ｔ擁壁間は，液圧による変形に追随する，止水性を確認したゴムジョイント及びシートジョイントによる止水目地を設置することによる止水処置を講ずる設計とする。 ・防波壁（逆Ｔ擁壁）は，基準地震動Ｓｓに対し， ⑤鋼製及びコンクリートの耐性のある部材を使用することで止水性能を保持する設計とする。 ⑥防波壁は鉄筋コンクリート製逆Ｔ擁壁及び止水目地による止水性を保持する設計とする。 ⑦鉄筋コンクリート製逆Ｔ擁壁間は，地震による変形に追随する，止水性を確認したゴムジョイント及びシートジョイントによる止水目地を設置することによる止水処置を講ずる設計とする。	・防波壁（逆Ｔ擁壁）は，地震後の繰り返しの襲来を想定した遡上波に対し，余震，漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した場合においても，想定される津波高さに余裕を考慮した防波壁高さの設定及び構造体の境界部等への止水処置により止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。 ・防波壁（逆Ｔ擁壁）は，基準地震動Ｓｓに対し，主要な構造部材の構造健全性を維持することで，津波時の止水性を保持することを構造強度設計上の性能目標とする。	・防波壁（逆Ｔ擁壁）は，地震後の繰り返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，鋼管杭及び鉄筋コンクリート製逆Ｔ擁壁で構成し，津波後の再使用性を考慮し，主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし，十分な支持性能を有する地盤に設置する設計とするとともに，鉄筋コンクリート製逆Ｔ擁壁間は，ゴムジョイント及びシートジョイントによる止水目地を設置し，有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。 ・防波壁（逆Ｔ擁壁）は，基準地震動Ｓｓによる地震時荷重に対し，鋼管杭及び鉄筋コンクリート製逆Ｔ擁壁で構成し，津波時においても主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし，十分な支持性能を有する地盤に設置する設計とするとともに，鉄筋コンクリート製逆Ｔ擁壁間は，ゴムジョイント及びシートジョイントによる止水目地を設置し，有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	基準地震動Ｓｓによる地震時荷重，地震後の繰り返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために，構造部材である鉄筋コンクリート製逆Ｔ擁壁が，おおむね弾性状態に留まることを確認する。	逆Ｔ擁壁		曲げ・せん断※1	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「コンクリート標準示方書，構造性能照査編，2002年制定」を踏まえた短期許容応力度とする。
						基準地震動Ｓｓによる地震時荷重，地震後の繰り返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，逆Ｔ式鉄筋コンクリート擁壁間から有意な漏えいを生じない変形に留める設計とするため，逆Ｔ式鉄筋コンクリート擁壁間に設置するゴムジョイント及びシートジョイントによる止水目地が有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。 また，ゴムジョイント及びシートジョイントが止水性能を保持するための鋼製部材は，おおむね弾性状態に留まることを確認する。	止水目地	止水目地	変形・水圧	有意な漏えいに至る変形・水圧	メーカー規格及び今後必要に応じて実施する性能試験に基づく許容変形量及び許容水圧以下とする。
								止水目地の鋼製部材	曲げ・せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「建築基準法施行令2006年6月」を踏まえた許容応力度とする。
						基準地震動Ｓｓによる地震時荷重，地震後の繰り返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために，構造部材であるグラウンドアンカーが，おおむね弾性状態に留まることを確認する。	グラウンドアンカー		引張	設計アンカー力を喪失し，逆Ｔ擁壁が滑動・転倒する	「グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説（平成24年5月）」を踏まえた設計アンカー力以下とする。
						基準地震動Ｓｓによる地震時荷重，地震後の繰り返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため，作用する設置圧が許容値以下に留まることを確認する。	地盤	改良地盤※2	支持力	鉛直支持機能を喪失する状態	「道路橋示方書・同解説　Ⅳ下部構造編（平成14年３月）」を踏まえ，妥当な安全余裕を考慮した極限支持力度とする。
						基準地震動Ｓｓによる地震時荷重，地震後の繰り返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，地盤中からの回り込みによる浸水を防止する設計とするため，すべり破壊せずに津波が敷地に浸水しないことを確認する。			すべり安全率	すべり破壊し，難透水性を喪失する状態	「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用してすべり安全率1.2以上とする。
						基準地震動Ｓｓによる地震時荷重，地震後の繰り返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため，作用する押し込み力が許容値以下に留まることを確認する。		岩盤	支持力	鉛直支持機能を喪失する状態	「道路橋示方書・同解説　Ⅳ下部構造編（平成14年３月）」を踏まえ，妥当な安全余裕を考慮した極限支持力度とする。

※1　グラウンドアンカーの受圧板からの反力による逆Ｔ擁壁（フーチング）の照査を併せて実施する。グラウンドアンカーは，試験施工により設計アンカー力を確保していることを確認し，定期点検により初期アンカー力以上のアンカー力が作用していることを確認する。
　　なお，グラウンドアンカーの仕様は「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」等に基づき設定する。
※2　RC床板については，保守的に改良地盤として扱う。
※3　詳細設計段階においては，鋼管杭を取り込まない解析モデルとは別に，鋼管杭を考慮した解析モデルによる解析も実施し，鋼管杭が逆T擁壁に悪影響を与えない設計とする。

６．３　周辺地質

防波壁周辺の被覆層の分布状況及び地山の岩盤の分布状況を第 6-9 図に示す。



第 6-9 図　敷地の被覆層　平面図

防波壁（逆Ｔ擁壁）の地質縦断図を第 6-10 図 に，岩級縦断図を第 6-11 図 に，地質断面図を 第 6-12～15 図に示す。防波壁（逆Ｔ擁壁）は，改良地盤及びC_M級，C_H級岩盤に支持されており，縦断方向に応じた地質変化部は存在しない。

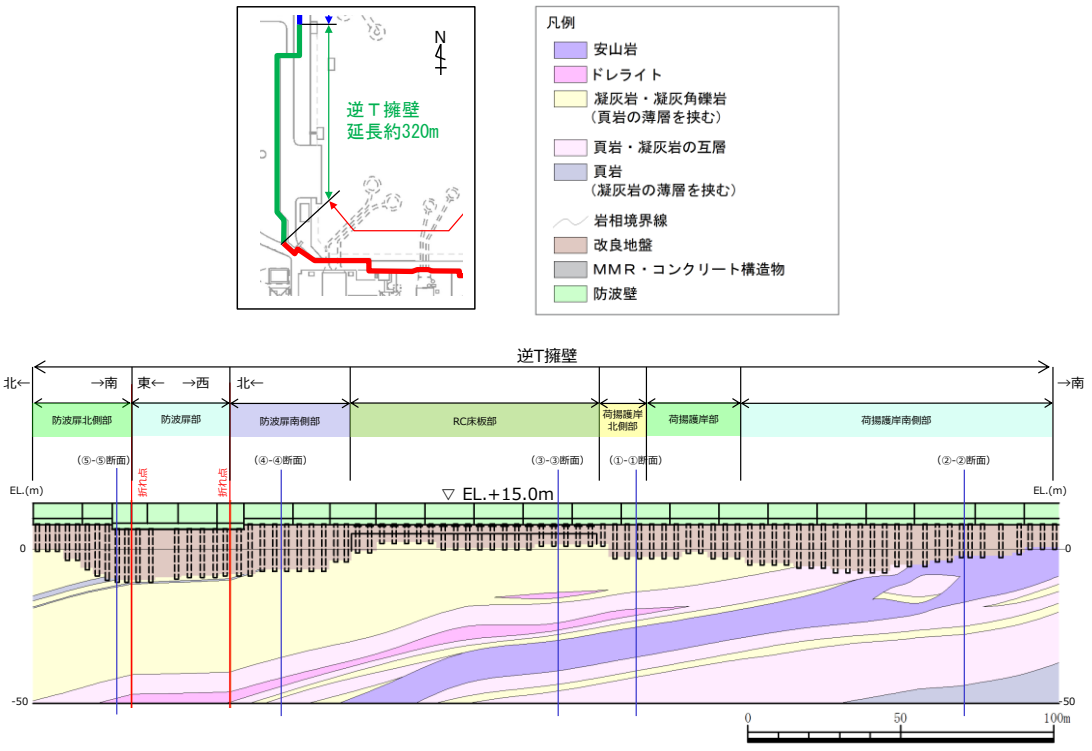
各断面の特徴は以下のとおり。

・①－①断面は，逆Ｔ擁壁下部の埋戻土（掘削ズリ）を地盤改良している。

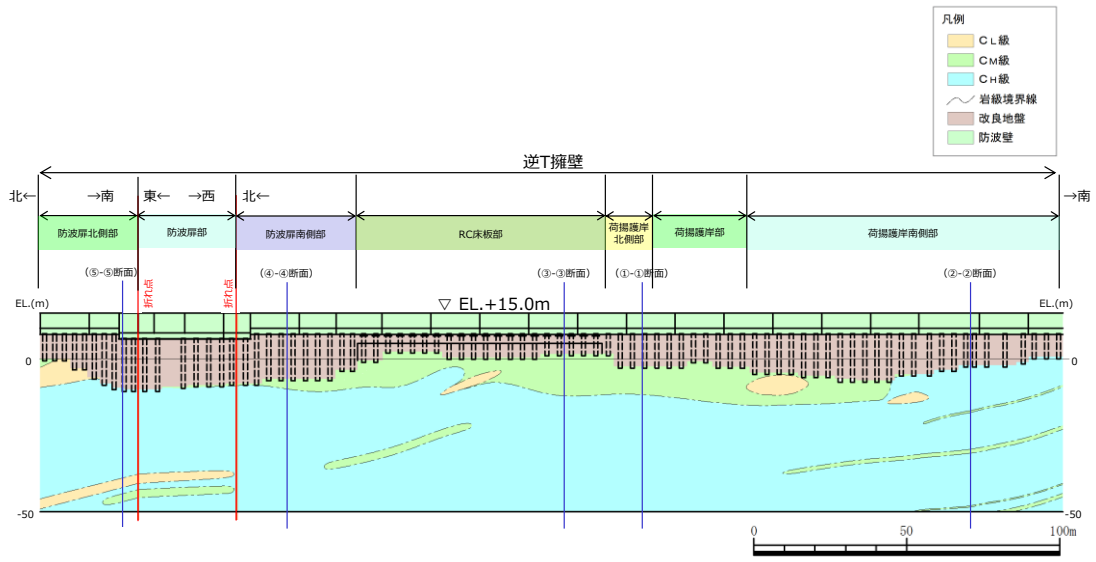
・③－③断面は，逆Ｔ擁壁下部の埋戻土（掘削ズリ）を地盤改良している。

・④－④断面は，逆Ｔ擁壁下部の埋戻土（掘削ズリ）を地盤改良している。

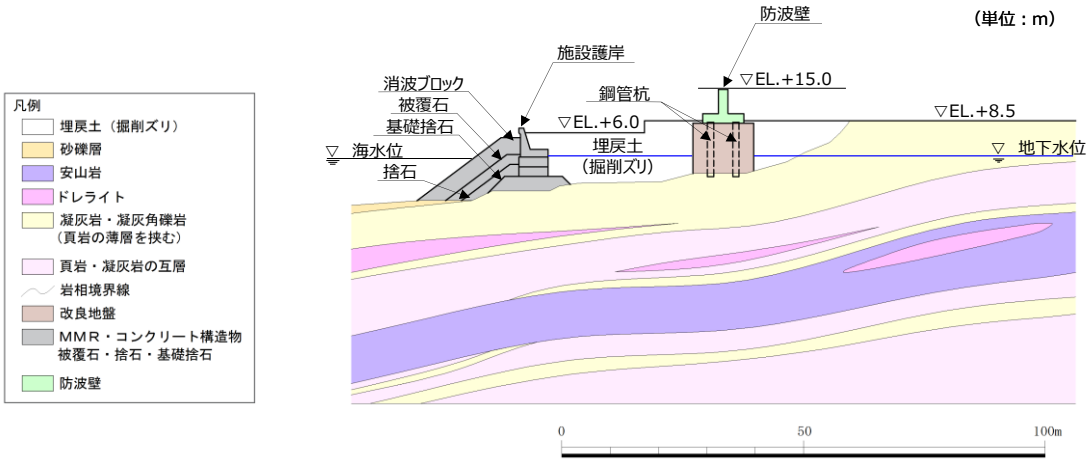
・⑤－⑤断面は，逆Ｔ擁壁下部の埋戻土（掘削ズリ）を地盤改良している。



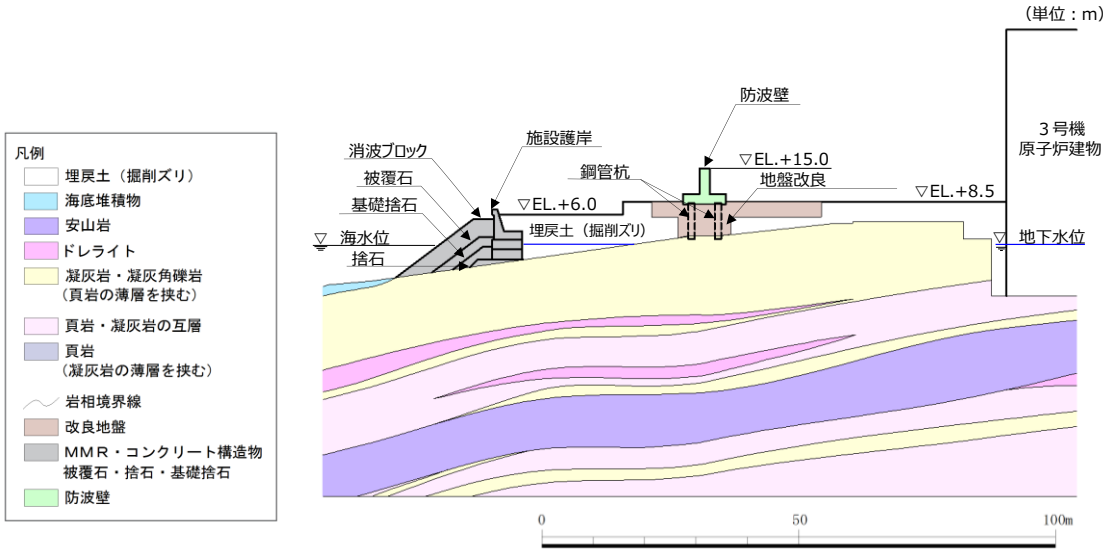
第 6-10 図 防波壁（逆Ｔ擁壁）の地質縦断図



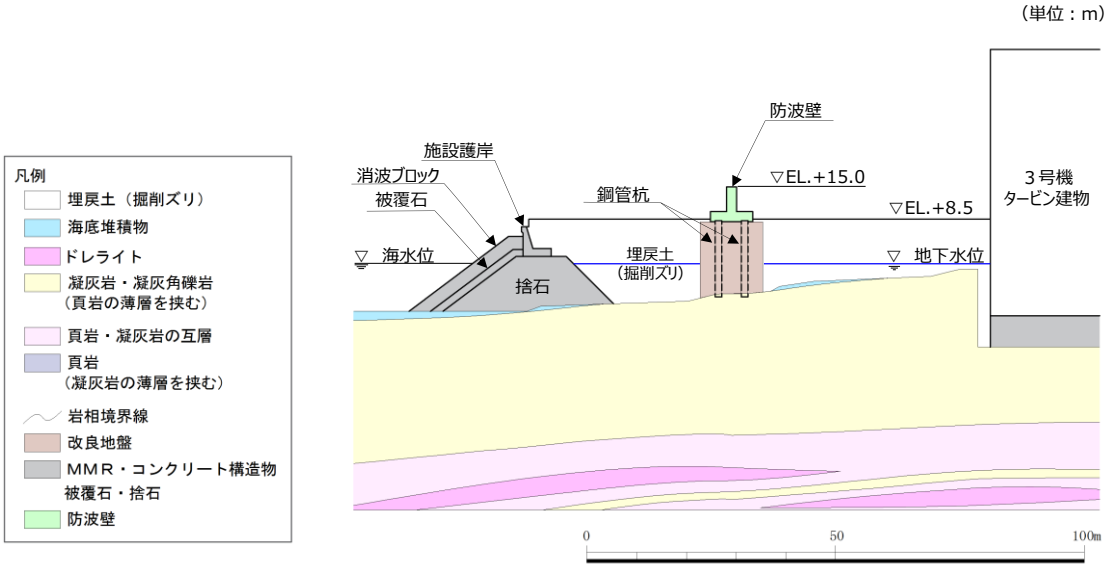
第 6-11 図 防波壁（逆Ｔ擁壁）の岩級縦断図



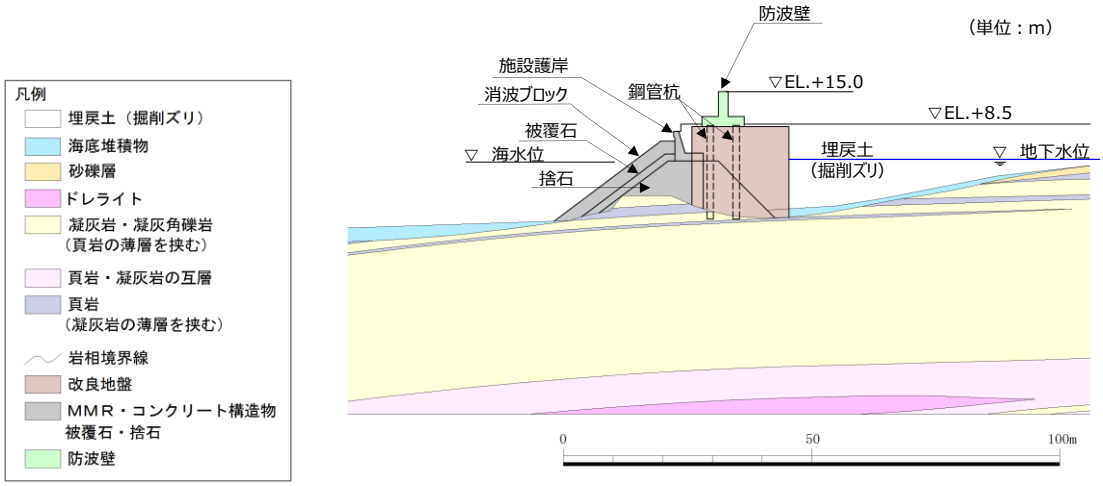
第 6-12 図 防波壁（逆Ｔ擁壁）の地質断面図（①－①）



第 6-13 図 防波壁（逆Ｔ擁壁）の地質断面図（③－③）



第 6-14 図 防波壁（逆Ｔ擁壁）の地質断面図（④－④）

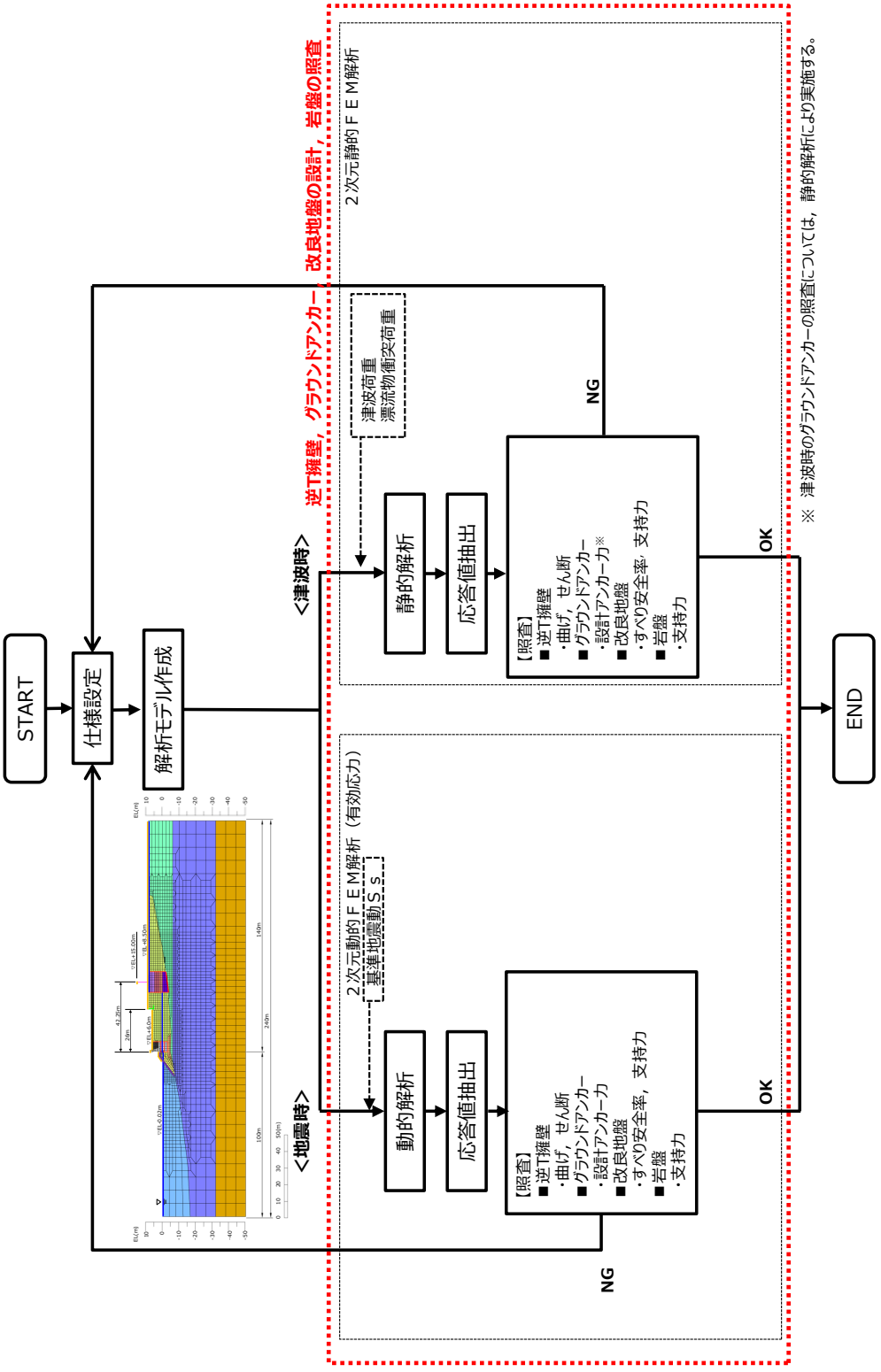


第 6-15 図 防波壁（逆Ｔ擁壁）の地質断面図（⑤－⑤）

６．４　設計方針

６．４．１　設計フロー

防波壁（逆Ｔ擁壁）の設計フローのうち解析の流れを第 6-16 図に示す。



第 6-16 図 防波壁（逆Ｔ擁壁）の解析概要

６．４．２ 設計方針の概要

防波壁（逆Ｔ擁壁）の部位ごとの設計方針を第 6-9 表に示す。

第 6-9 表 防波壁（逆Ｔ擁壁）の部位ごとの設計方針

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
逆T擁壁	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	コンクリート標準示方書，構造性能照査編 2002年制定
	津波時	２次元静的ＦＥＭ解析			
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	メーカー規格及び性能試験に基づく許容変形量及び許容水圧以下とする。	
	津波時	2次元静的ＦＥＭ解析			
止水目地の鋼製部材	地震時	2次元動的ＦＥＭ解析（有効応力解析）	曲げ・せん断	「建築基準法施行令2006年6月」を踏まえた許容応力度とする。	
	津波時	波圧算定式により算定			
グラウンドアンカー	地震時	2次元動的ＦＥＭ解析（有効応力解析）	引張	設計アンカー力	「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説（平成24年5月）」
	津波時	静的解析			
岩盤	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	道路橋示方書・同解説 Ⅳ下部構造編（平成14年3月）
	津波時	2次元静的ＦＥＭ解析			
改良地盤※	地震時	2次元動的ＦＥＭ解析（有効応力解析）	すべり安全率 支持力	すべり安全率1.2以上 極限支持力	耐津波設計に係る工認審査ガイド
	津波時	2次元静的ＦＥＭ解析			

※ RC床板については，保守的に地盤改良として扱う。

グラウンドアンカーは，逆Ｔ擁壁及び改良地盤の滑動・転倒を抑止する。逆Ｔ擁壁及び改良地盤が滑動・転倒しないように，必要なグラウンドアンカーを設置する。

逆Ｔ擁壁は津波防護施設として，供用期間中その機能を果たす必要があるため，逆Ｔ擁壁に設置するグラウンドアンカーは「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」における永久アンカーに該当する。よって，当該基準に準拠した試験施工（基本調査試験） の実施，アンカー材料（テンドン，定着具，防錆材料等）の選定及び施工時の品質保証試験（第 6-10 表参照）を行い，設計アンカー力に対して十分な裕度を有する仕様とする。

【設計アンカー力の算定】

グラウンドアンカーに作用する引張り力を地震時及び津波時における逆Ｔ擁壁の滑動又は転倒に対する耐力として評価する。ここで，自重等による耐力と逆Ｔ擁壁に発生する作用力の比が 1 以上となるのに必要なグラウンドアンカーの引張り力を設計アンカー力として設定する。滑動時及び転倒時で見込むグラウンドアンカー耐力については以下のとおり。

①滑動時：逆Ｔ擁壁の滑動力に対する耐力（摩擦抵抗力）向上のため，単位奥行当たりの設計アンカー力を上載荷重として考慮する。

②転倒時：逆Ｔ擁壁の転倒に対する耐力（抵抗モーメント）向上のため，単位奥行当たりの設計アンカー力を逆Ｔ擁壁における転倒の基点からグラウンドアンカー位置までの距離で乗じたモーメントを，抵抗モーメントとして考慮する。

グラウンドアンカー材料は 「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」に準拠したものを使用する。

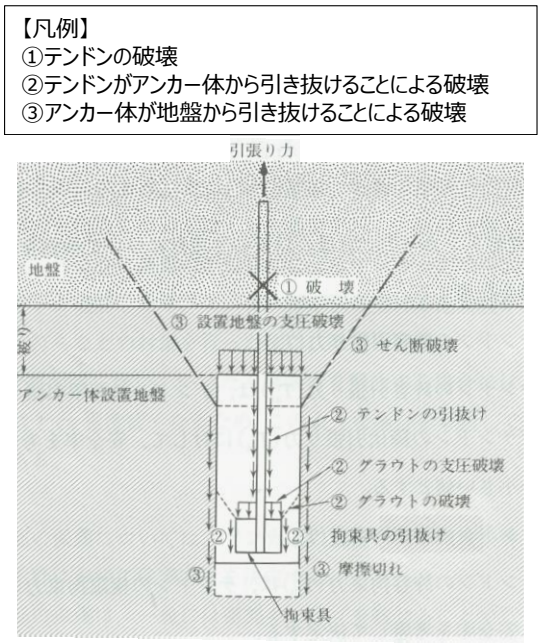
グラウンドアンカーにおける設計アンカー力の保持確認については，試験施工（基本調査試験）と施工時の品質保証試験により行う。

・基本調査試験：試験施工として行い，設計で使用する地盤の周面摩擦抵抗（τ）が妥当であることを確認する。

・品質保証試験：施工時に行い，設計アンカー力以上（1.2 倍～1.5 倍）の緊張力に対して，①テンドンの破壊，②テンドンがアンカー体から引き抜けることによる破壊，③アンカー体が地盤から引き抜けることによる破壊が生じず，施工されているグラウンドアンカーが設計アンカー力以上を確保していることを確認する。

第 6-10 表 品質保証試験の概要

試験項目	試験方法	規格値･基準値	試験（測定）回数
アンカー体の耐力 ①テンドンの破壊 ②テンドンの引抜け ③地盤からの引き抜け	多サイクル	設計アンカー力 ×1.5倍	全本数の5%以上
	1サイクル	設計アンカー力 ×1.2倍	多サイクル試験を除いた 全本数



第 6-17 図 ある種のアンカー形式の破壊概念例
「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」より抜粋

グラウンドアンカーは構造物の供用期間中その機能を果たす必要があるため，「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」に準じた定期点検を実施し，必要に応じて再緊張等の適切な対策を講じる。



第 6-18 図 防波壁（逆Ｔ擁壁）定期点検状況
（リフトオフ試験）

(a) 地震時の検討（２次元動的ＦＥＭ解析（有効応力解析））

地震時の検討は，２次元動的ＦＥＭ解析（有効応力解析）にて行う。以下に，解析の概要を示す。

ⅰ．解析の目的

・逆Ｔ擁壁，埋戻土，基礎捨石，改良地盤，施設護岸，岩盤等を含めた全体の動的挙動評価

・地盤特性及び液状化を考慮した影響評価

ⅱ．結果の利用

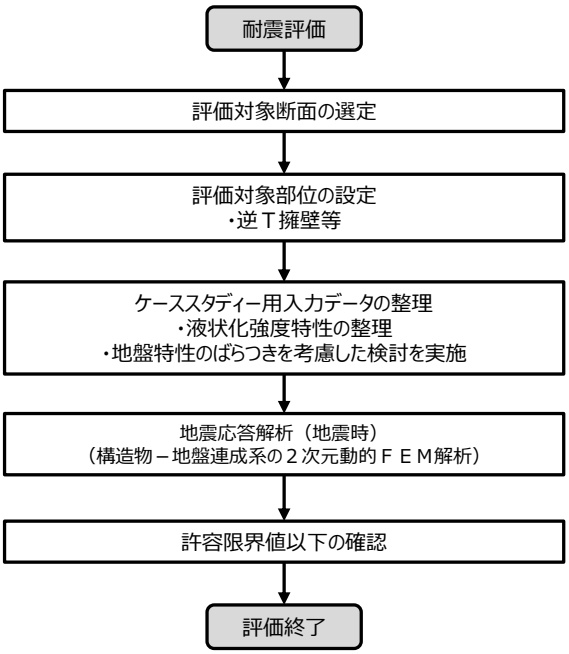
・逆Ｔ擁壁等の照査

・止水目地の変形量

・地震時応答（変形量を含む）

ⅲ．解析条件

・地盤物性のばらつきを考慮する



第 6-19 図 設計フロー

第 6-11 表 代表断面選定の考え方

着目点	概要	代表断面の選定
地質分布	構造的特徴，周辺の地質分布及び隣接構造物を考慮して，代表断面を選定する。	詳細設計段階において，地震応答解析により耐震評価を行ううえで，構造物の応答が耐震評価上最も厳しくなると考えられる断面を選定する。

モデル化方針について，以下に示す。

・防波壁及び鋼管杭は線形はり要素でモデル化する。なお，鋼管杭については解析モデルに取り込まない方針とするが，詳細設計段階においては，鋼管杭を取り込まない解析モデルとは別に，鋼管杭を考慮した解析モデルによる解析も実施し，鋼管杭が逆Ｔ擁壁に悪影響を与えない設計とする。その際には鋼管杭先端は，岩盤からのせん断抵抗に期待しないモデル化とする。

・岩盤及び施設護岸は線形平面要素でモデル化する。

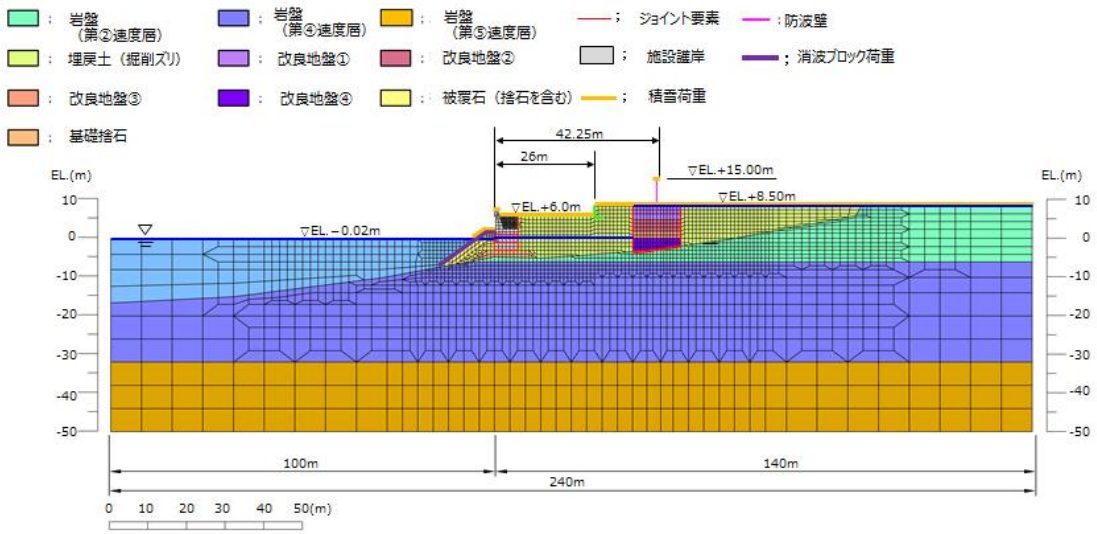
・埋戻土（掘削ズリ），改良地盤，被覆石及び基礎捨石はマルチスプリング要素でモデル化する。消波ブロックは分布荷重で考慮する。

・液状化評価対象層である埋戻土（掘削ズリ）は液状化パラメータを設定する。

・海水は流体要素でモデル化する。

・防波壁と周辺地盤，鋼管杭先端と岩盤など，要素間の滑り・剥離を考慮する箇所は，ジョイント要素でモデル化する。

・グラウンドアンカーについては，実態に合ったモデル化を実施し，詳細設計段階において説明する。



第 6-20 図 防波壁（逆Ｔ擁壁）の解析モデル

(b) 津波時の検討（２次元静的ＦＥＭ解析）

津波時の検討は，２次元静的ＦＥＭ解析にて行う。以下に，解析の概要を示す。

ⅰ．解析の目的

・逆Ｔ擁壁等の挙動評価（津波時）

ⅱ．結果の利用

・逆Ｔ擁壁等の照査

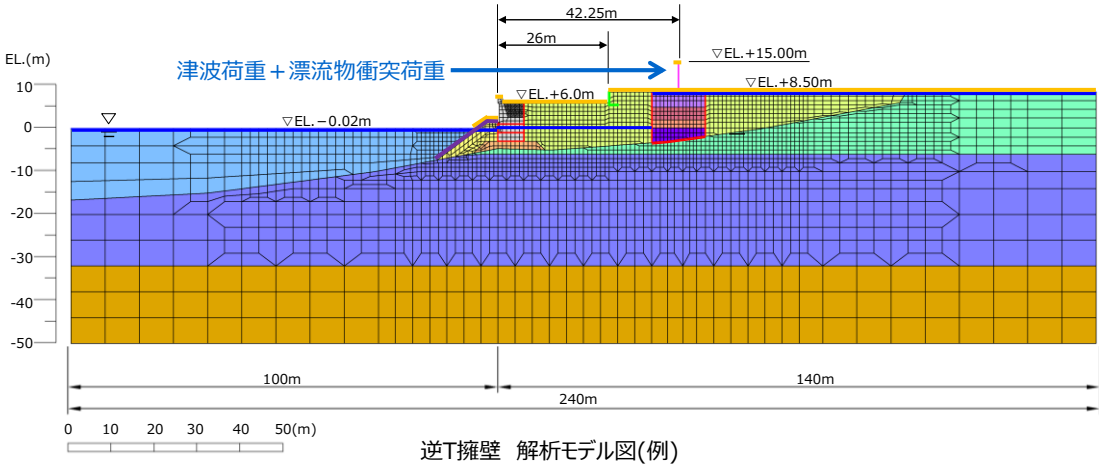
・止水目地の変形量

ⅲ．モデル化方針

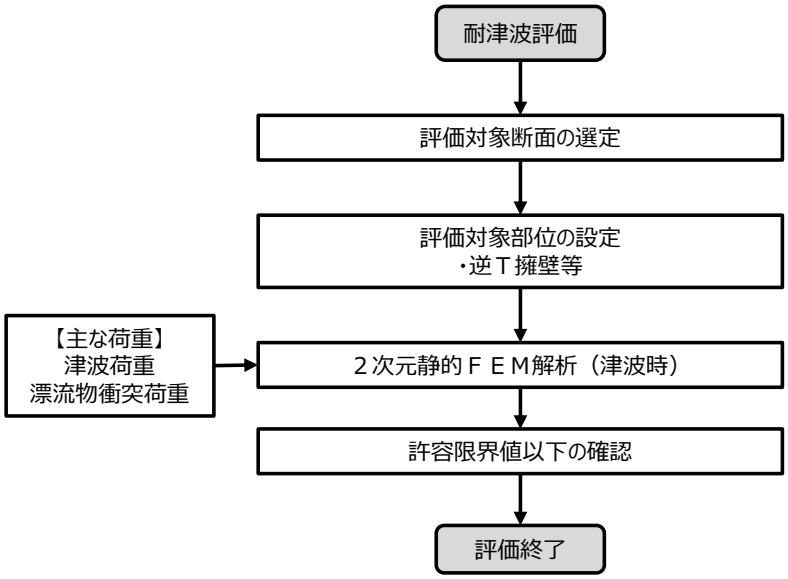
・地震時と同じモデルを用いる

Ⅳ．解析条件

・解析用物性値（静的物性）を用いる



逆T擁壁　解析モデル図(例)



第 6-21 図 解析の概要

６．４．３ 荷重と発生断面力の概要

(a) 津波時

防波壁（逆Ｔ擁壁）の津波時の荷重図と発生断面力（応力状態）のイメージ図を第 6-22 図に示す。

【荷重伝達メカニズム】

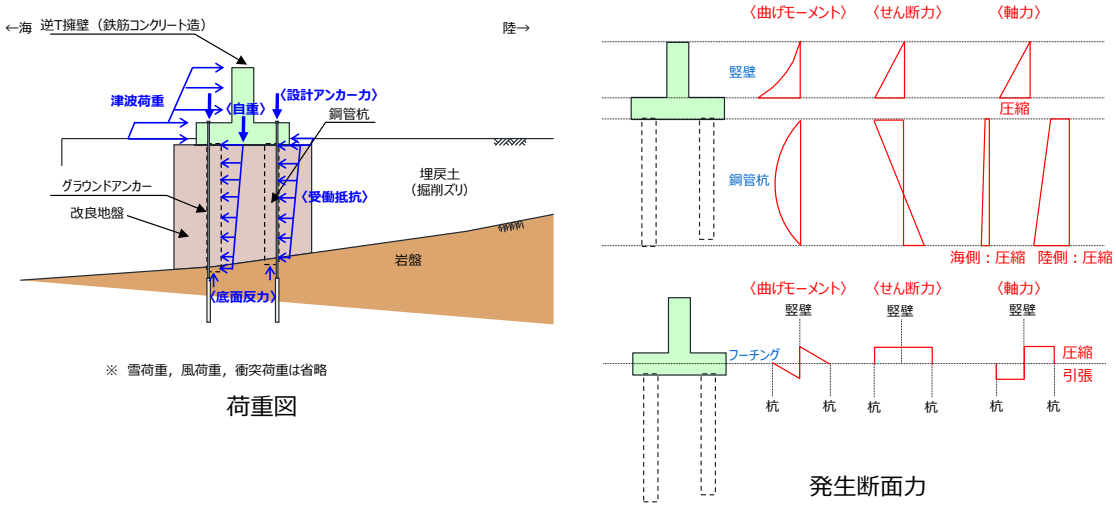
逆Ｔ擁壁に作用する津波荷重は，竪壁・フーチングを介して改良地盤・岩盤に伝わる。

グラウンドアンカーの設計アンカー力により，逆Ｔ擁壁を改良地盤に，改良地盤を岩盤に押し付ける力が働く。

【発生断面力（応力状態）】

逆Ｔ擁壁の発生断面力は竪壁とフーチングとの接合部に集中する。

また，鋼管杭とフーチングの接合部がヒンジ構造であるため，鋼管杭の曲げモーメントは鋼管杭中央付近，せん断力は鋼管杭上端側で卓越する。



第 6-22 図 防波壁（逆Ｔ擁壁）の津波時の荷重図と
発生断面力イメージ図

(b) 地震時

防波壁（逆Ｔ擁壁）の地震時（海側方向）の荷重図と発生断面力（応力状態）のイメージ図を第 6-23 図に示す。

【荷重伝達メカニズム】

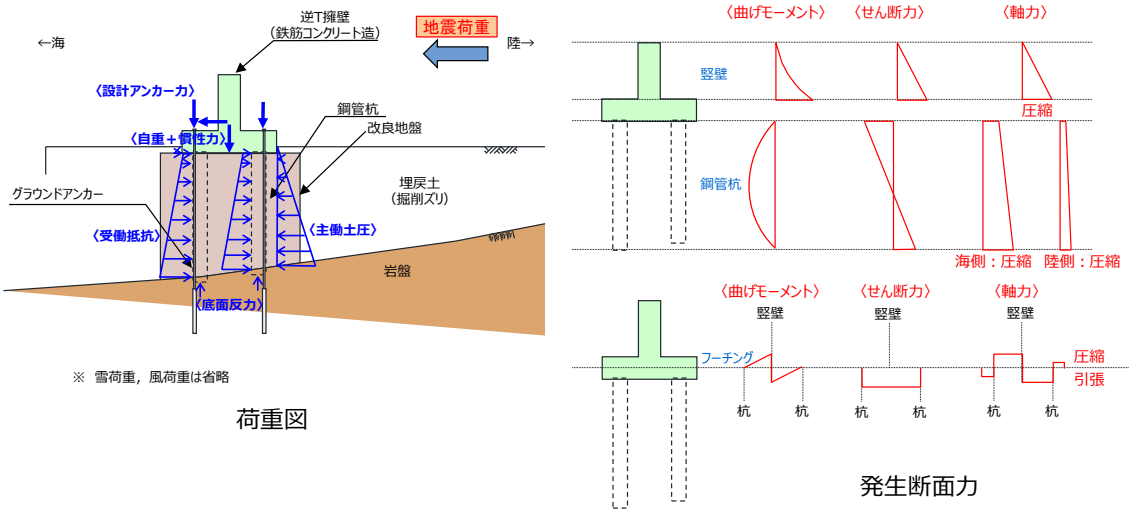
逆Ｔ擁壁に作用する地震力（慣性力及び主働土圧）は，竪壁・フーチングを介して改良地盤・岩盤に伝わる。

グラウンドアンカーの設計アンカー力により，逆Ｔ擁壁を改良地盤に，改良地盤を岩盤に押し付ける力が働く。

【発生断面力（応力状態）】

逆Ｔ擁壁の断面力は竪壁とフーチングとの接合部に集中する。

また，鋼管杭とフーチングの接合部がヒンジ構造であるため，鋼管杭の曲げモーメントは鋼管杭中央付近，せん断力は鋼管杭上端側で卓越する。



第 6-23 図 防波壁（逆Ｔ擁壁）の地震時（海側方向）の荷重図と発生断面力イメージ図

防波壁（逆Ｔ擁壁）の地震時（陸側方向）の荷重図と発生断面力（応力状態）のイメージ図を第 6-24 図に示す。

【荷重伝達メカニズム】

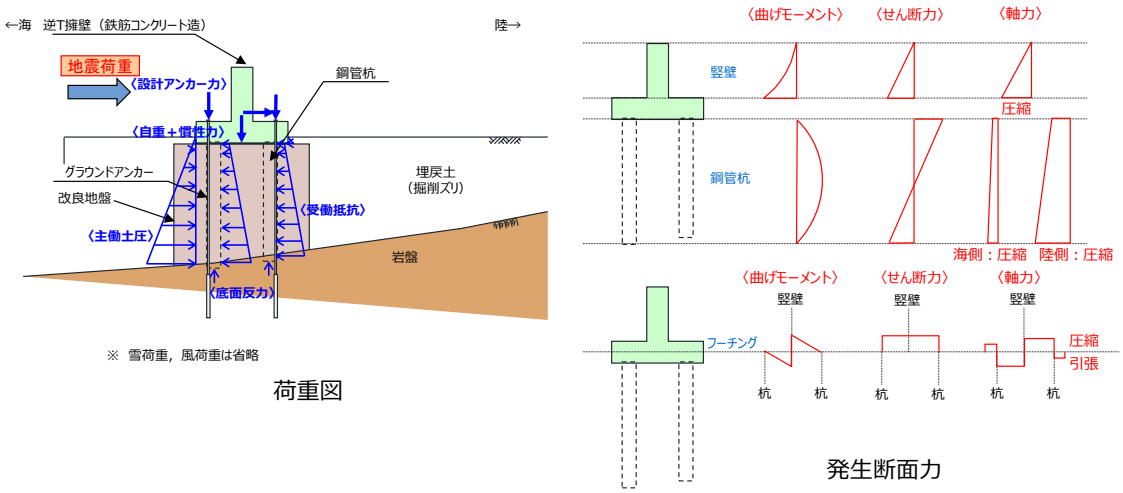
逆Ｔ擁壁に作用する地震力（慣性力及び主働土圧）は，竪壁・フーチングを介して改良地盤・岩盤に伝わる。反力として受働抵抗が働く。

グラウンドアンカーの設計アンカー力により，逆Ｔ擁壁を改良地盤に，改良地盤を岩盤に押し付ける力が働く。

【発生断面力（応力状態）】

逆Ｔ擁壁の断面力は竪壁とフーチングとの接合部に集中する。

また，鋼管杭とフーチングの接合部がヒンジ構造であるため，鋼管杭の曲げモーメントは鋼管杭中央付近，せん断力は鋼管杭上端側で卓越する。



第 6-24 図 防波壁（逆Ｔ擁壁）の地震時（陸側方向）の荷重図と発生断面力イメージ図

６．４．４ 損傷モードと弱部

各部位が損傷して要求機能を喪失する事象を抽出し，それに対する設計・施工上の配慮について整理した。また，これに合わせて，防波壁の構造上の弱部を抽出した。結果を第 6-12 表に示す。

第 6-12(1)表 防波壁（逆Ｔ擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮及び構造上の弱部の抽出

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース※1	設計･施工上の配慮	照査※2
鋼管杭	• 地震又は津波荷重により曲げ･せん断破壊し，逆T擁壁に悪影響を与える。 • 地震又は津波荷重により逆T擁壁－改良地盤間に相対変形が生じ，せん断力が鋼管杭に作用して鋼管杭が損傷することで，遮水性を喪失する。 • 鋼管杭下端部において岩盤からのせん断抵抗を受けられないことで，逆T擁壁が滑動または転倒し，逆T擁壁に悪影響を与える。	①，②	• 地震後や津波後の再使用性，津波時の影響（繰り返しの津波）を考慮して，逆T擁壁に悪影響を与えないために，鋼管杭の変形がおおむね弾性範囲であることを確認する。 • 鋼管杭先端は根入れ深さが0.5m程度であることから，岩盤からのせん断抵抗に期待しない設計とする。 • グラウンドアンカーにより逆Ｔ擁壁の滑動･転倒を抑止する。	○
	• 汀線方向の地震荷重により，曲げ･せん断破壊し，逆T擁壁に悪影響を与える。	①	• 地震荷重については汀線方向についても考慮し，逆T擁壁に悪影響を与えないために，鋼管杭がおおむね弾性範囲であることを確認する。	○
	• 隣接するブロックからの荷重により，鋼管杭が損傷し，逆T擁壁に悪影響を与える。	①	• 地震荷重については汀線方向についても考慮し，隣接ブロックの影響を確認する。	○
	• 津波荷重により，鋼管杭の下部が転倒するようなモードが発生し，逆T擁壁に悪影響を与える。	②	• 鋼管杭が転倒しないことを確認する。	○
	• 地震により杭頭部に曲げモーメントが集中し，曲げ破壊することで，逆T擁壁に悪影響を与える。【損傷モードと弱部（2）】	①	• 曲げモーメントが大きい設計荷重状態ではヒンジ結合として挙動すると考えているため，模型実験により杭頭部の力学的特性について確認するとともに，杭頭部に曲げモーメントが発生する剛結合による影響検討も行い，両ケースについて防波壁に損傷が発生しないことを確認する。（6.5（1）参照）	○
	• 地震時に施設護岸の一部が損傷し，津波により運ばれて逆T擁壁に衝突することで鋼管杭が損傷し，逆T擁壁に悪影響を与える。 • 地震時に施設護岸の一部が損傷し，受働抵抗が低下することにより鋼管杭が損傷し，逆T擁壁に悪影響を与える。	①	• 数値シミュレーションにより，護岸際は流速が小さいことを確認しているため，護岸構成部材は津波により漂流物とならないと判断する。 • 防波壁前面の施設護岸をモデル化しないケースにおいて，防波壁の構造成立性を確認する。	－

※1 ①地震時，②津波時
※2 照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

第 6-12 (2)表 防波壁（逆Ｔ擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮及び構造上の弱部の抽出

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース※1	設計･施工上の配慮	照査※2
逆T擁壁	• 地震又は津波荷重により曲げ･せん断破壊し，遮水性を喪失する。	①，②	• 逆T擁壁の発生応力度が，許容応力度以下であることを確認する。	○
	• 地震又は津波荷重により，杭頭接合部に応力が集中することで，杭頭接合部が破損し，逆T擁壁が損傷するか，位置を保持できなくなり，遮水性を喪失する。	①，②		○
	• 津波荷重により鋼管杭接続部に押抜きせん断応力が働き，押抜きせん断破壊が生じることで逆T擁壁が損傷し，遮水性を喪失する。【損傷モードと弱部（2）】	①，②		○
	• グラウンドアンカーの受圧板からの反力により逆Ｔ擁壁が損傷し，遮水性を喪失する。	①，②		○
	• 津波時の漂流物荷重により，逆T擁壁が損傷し，遮水性を喪失する。	②	• 漂流物荷重による逆T擁壁の発生応力度が許容応力度以下であることを確認する。	○
	• 竜巻の風荷重や飛来物荷重により，被覆コンクリート壁が損傷する，あるいは止水目地を支持できなくなり，遮水性を喪失する。	―	• 万一，竜巻及びその随伴事象により損傷した場合には，津波防護機能が必要となる前に修復等の対応を実施。	―
	• 地震又は津波荷重により，逆T擁壁が転倒若しくは滑動により透水性を喪失する。	①，②	• 逆T擁壁の転倒及び滑りの有無を確認する。	○
	• 地震時又は津波時に施設護岸の一部が崩壊し，津波により運ばれて逆T擁壁に衝突することで逆T擁壁が損傷し，遮水性を喪失する。	②	• 数値シミュレーションにより，護岸際は流速が小さいことを確認しているため，護岸構成部材は津波により漂流物とならないと判断する。	―

※1 ①地震時，②津波時
※2 照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

第 6-12 (3)表 防波壁（逆Ｔ擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮及び構造上の弱部の抽出

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース※1	設計・施工上の配慮	照査※2
止水目地（支持部含む）	• 地震又は津波時により発生した施工ブロック間の相対変形により，目地の許容変形量を超える変形が生じ，遮水性を喪失する。	①，②	• メーカー規格及び性能試験に基づく許容変形量及び許容水圧以下であることを確認する。 • 異種構造形式の境界部，防波壁周辺の隣接構造物，改良地盤の有無を考慮して選定した断面について止水目地の相対変形量を算定し，許容変形量及び許容水圧以下であることを確認する。	○
	• 津波時の漂流物が衝突することにより，目地が損傷し遮水性を喪失する。	②	• 止水目地は，津波漂流物の衝突による損傷を防止するため，防波壁の陸側に設置する。	—
	• 竜巻の風荷重や飛来物荷重により，止水目地が損傷し，遮水性を喪失する。	—	• 万一，竜巻及びその随伴事象により損傷した場合には，津波防護機能が必要となる前に修復等の対応を実施。	—
グラウンドアンカー	• テンドン，グラウトが破損することによりグラウンドアンカーのアンカー力が不足し，逆T擁壁が転倒する。【損傷モードと弱部（2）】	—	• 試験施工（品質保証試験）により設計アンカー力以上を確保していることを確認する。 • 定期点検により設計アンカー力以上のアンカー力が作用していることを確認する。	—
	・定着部の地盤が破壊することによりグラウンドアンカーのアンカー力が不足し，逆T擁壁が転倒する。【損傷モードと弱部（2）】	—		
	・定着治具が破壊することにより，グラウンドアンカーのアンカー力が不足し，逆T擁壁が転倒・滑動することにより遮水性を喪失する。【損傷モードと弱部（2）】	—		

※1 ①地震時，②津波時
※2 照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

第 6-12 (4)表 防波壁（逆Ｔ擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮及び構造上の弱部の抽出

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース※1	設計・施工上の配慮	照査※2
改良地盤	• 地震時又は津波時に，改良地盤がせん断破壊又は引張破壊し，逆Ｔ擁壁の遮水性を喪失する。	①，②	• 地盤中からの回り込みによる浸水を防止（難透水性を保持）するため，改良地盤がすべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認する。 • 施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により，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。 • 逆Ｔ擁壁からの接地圧が改良地盤の極限支持力以下であることを確認する。	○
	• 地震又は津波荷重により，改良地盤がせん断破壊又は引張破壊し，過度なひび割れが連続することで水みちが形成される。【損傷モードと弱部（2）】			
	• 地震時又は津波時に，改良地盤がせん断破壊又は引張破壊し，地盤としての有効応力を喪失した状態で地下水や津波による浸透圧が作用することで，ボイリング・パイピング現象により土粒子が流出して水みちが形成される。			
	• 地震時又は津波時に逆Ｔ擁壁に伝わる荷重により改良地盤が破壊し，鉛直支持機能を喪失する。			

※1 ①地震時，②津波時
※2 照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

第 6-12 (5)表 防波壁（逆Ｔ擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮及び構造上の弱部の抽出

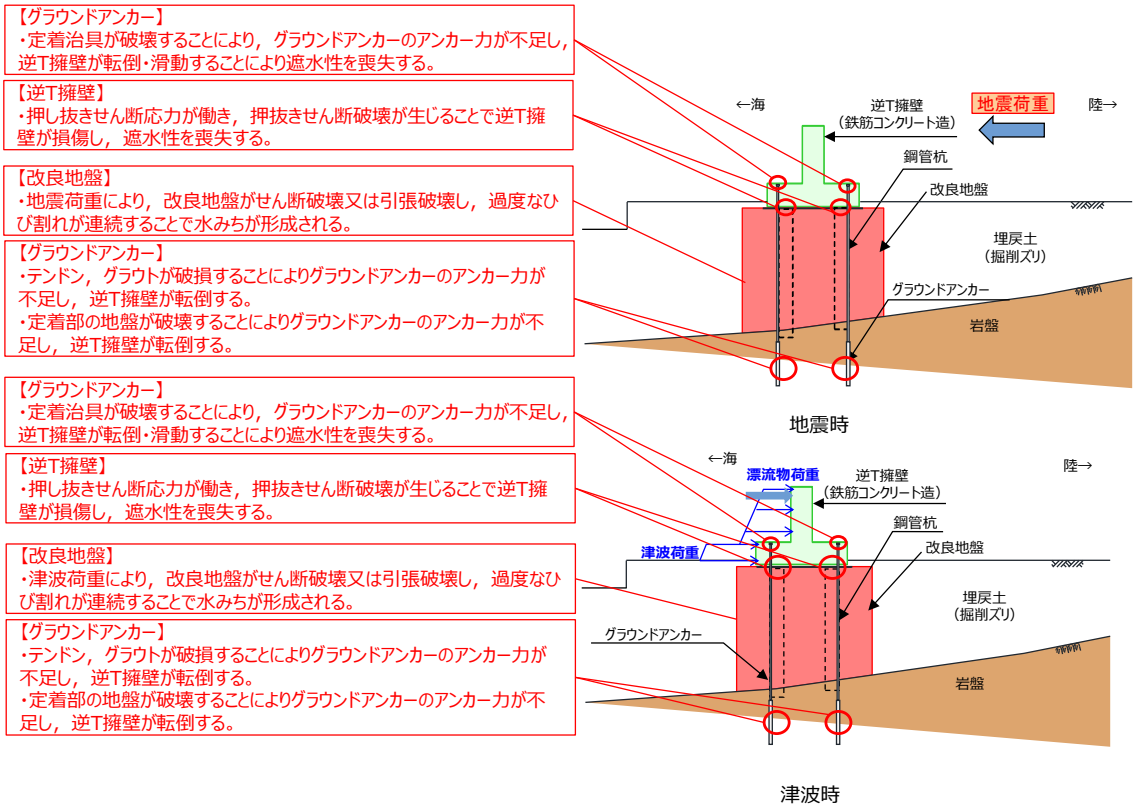
部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース※1	設計･施工上の配慮	照査※2
岩盤	・ 地震時に鋼管杭下端改良地盤底面のすべりが生じ，杭逆T擁壁の変形量が大きくなり，鋼製逆Ｔ擁壁の遮水性を喪失する。	①	・ すべり安全率が許容値以上であることを確認する。（3条で確認）	○
	・ 地震時に鋼管杭改良地盤に伝わる荷重により岩盤が破壊し，鉛直支持機能を喪失する。【損傷モードと弱部（2）】	①	・ 杭先端部の最大軸力が地盤の極限支持力以下であることを確認する。（6.5（2）参照）	○

※1 ①地震時，②津波時
※2 照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

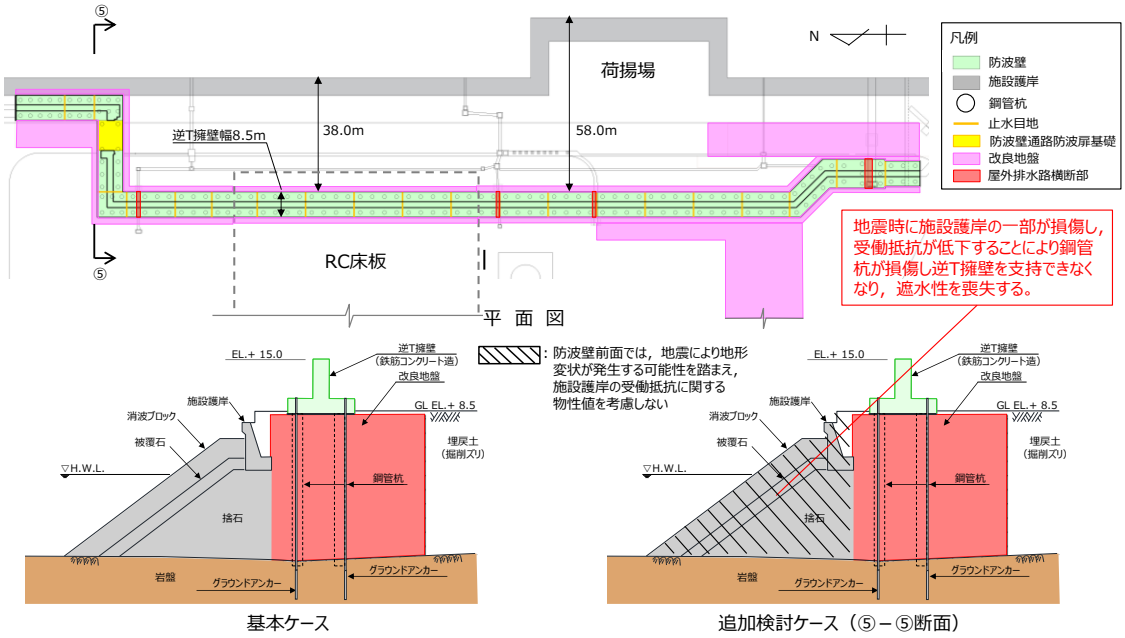
鋼管杭及び逆Ｔ擁壁について，地震時及び津波時に局所的に応力が集中し，構造上の弱部となる箇所を第 6-25 図に示す。

防波壁（逆Ｔ擁壁）のうち，前面の施設護岸の一部が地震により損傷し，受働抵抗が低下することにより構造上の弱部となる防波扉北側部の平面図及び断面図を第 6-26 図に示す。

施設護岸が地震により損傷することによる防波壁への影響（耐震性）の検討は，防波壁前面の施設護岸及び埋戻土がないと仮定した場合の解析を実施することにより行う。



第 6-25 図　防波壁（逆Ｔ擁壁）弱部①概要図



第 6-26 図　防波壁（逆Ｔ擁壁）弱部②概要図

６．４．５ 耐震評価候補断面の整理方針

防波壁（逆Ｔ擁壁）について，間接支持する設備，構造的特徴，周辺状況及び地震力特性等の観点を踏まえた耐震評価候補断面の整理方針を第6-13表に示す。

詳細設計段階において，地震応答解析により耐震評価を行ううえで，上記の観点を考慮して断面を整理し，構造物の応答が耐震評価上最も厳しくなると考えられる断面を評価対象断面として選定する。また，止水目地の機能維持の観点からも，異種構造物形式の境界部，防波壁周辺の隣接構造物，改良地盤の有無を考慮したうえで，防波壁の施工ブロック間の相対変形が最も厳しくなると考えられる断面を評価対象断面として選定する。

第6-13表 耐震評価候補断面の整理（防波壁（逆Ｔ擁壁））（1/3）

観点			防波壁（逆T擁壁）	
			荷揚護岸北側部（①-①断面）	荷揚護岸南側部（②-②断面）
要求機能			津波防護施設	津波防護施設
①間接支持する設備			・なし	・なし
②構造的特徴	形式		・線状構造物 ・鉄筋コンクリート構造物 ・鋼管杭※1	・線状構造物 ・鉄筋コンクリート構造物 ・鋼管杭※1
	寸法		・逆Ｔ擁壁：幅8.5m，高さ7.0m	・逆Ｔ擁壁：幅8.5m，高さ7.0m
③周辺状況	周辺地質		・改良地盤に支持される。 ・周辺地質は埋戻土（掘削ズリ）が分布している。 ・地表面から岩盤までの深さ：10.3m	・改良地盤に支持される。 ・周辺地質は埋戻土（掘削ズリ）が分布している。 ・地表面から岩盤までの深さ：10.0m
	地下水位※2		・解析結果等を踏まえて整理する。	・解析結果等を踏まえて整理する。
	隣接構造物	横断方向	・なし	・なし
		縦断方向	・なし	・異種構造形式（多重鋼管杭式擁壁）が隣接する。
④地震力特性			・観点③での整理のとおり，周辺地質の差はないため，観点④での断面選定は不要である。	
⑤床応答特性			・間接支持する設備なし。	

※1 鋼管杭は役割に期待しない。詳細設計段階においては悪影響を与えない設計とする。
※2 地下水位は解析等による地下水位に係る検討結果を踏まえて詳細設計段階で設定する。

第 6-13 表 耐震評価候補断面の整理（防波壁（逆Ｔ擁壁））（2/3）

観点			防波壁（逆T擁壁）	
			RC床板部（③-③断面）	防波扉南側部（④-④断面）
要求機能			津波防護施設	津波防護施設
①間接支持する設備			・なし	・なし
②構造的特徴	形式		・線状構造物 ・鉄筋コンクリート構造物 ・鋼管杭※1	・線状構造物 ・鉄筋コンクリート構造物 ・鋼管杭※1
	寸法		・逆Ｔ擁壁：幅8.5m，高さ7.0m	・逆Ｔ擁壁：幅8.5m，高さ7.0m
③周辺状況	周辺地質		・鋼管杭を根入れ0.5m程度で主にC_M級岩盤に対して打設している。 ・周辺地質は埋戻土（掘削ズリ）が分布している。 ・地表面から岩盤までの深さ：6.3m	・鋼管杭を根入れ0.5m程度で主にC_M級岩盤に対して打設している。 ・周辺地質は埋戻土（掘削ズリ）が分布している。 ・地表面から岩盤までの深さ：14.5m
	地下水位※2		・解析結果等を踏まえて整理する。	・解析結果等を踏まえて整理する。
	隣接構造物	横断方向	・なし	・なし
		縦断方向	・なし	・なし
④地震力特性			・観点③での整理のとおり，周辺地質の差はないため，観点④での断面選定は不要である。	
⑤床応答特性			・間接支持する設備なし。	

※1 鋼管杭は役割に期待しない。詳細設計段階においては悪影響を与えない設計とする。
※2 地下水位は解析等による地下水位に係る検討結果を踏まえて詳細設計段階で設定する。

第 6-13 表 耐震評価候補断面の整理（防波壁（逆Ｔ擁壁））（3/3）

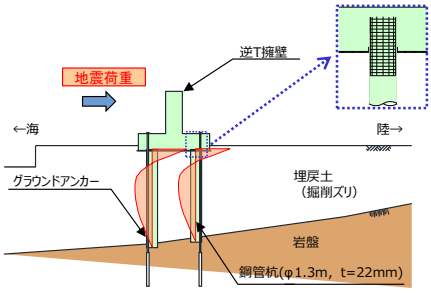
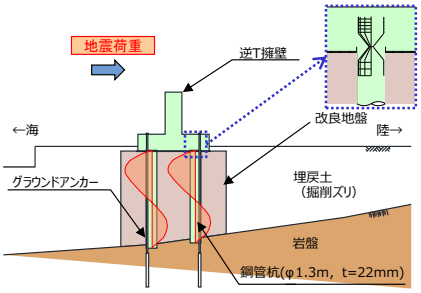
観点			防波壁（逆T擁壁）
			防波扉北側部（⑤-⑤断面）
要求機能			津波防護施設
①間接支持する設備			・なし
②構造的特徴	形式		・線状構造物 ・鉄筋コンクリート構造物 ・鋼管杭※1
	寸法		・逆Ｔ擁壁：幅8.5m，高さ8.5m
③周辺状況	周辺地質		・鋼管杭を根入れ0.5m程度で主にC_M級岩盤に対して打設している。 ・周辺地質は埋戻土（掘削ズリ）が分布している。 ・捨石部の一部については，地盤改良を実施している。 ・地表面から岩盤までの深さ：16.5m
	地下水位※2		・解析結果等を踏まえて整理する。
	隣接構造物	横断方向	・東側に施設護岸が隣接する。
		縦断方向	・異種構造形式（波返重力擁壁）が隣接する。
④地震力特性			・観点③での整理のとおり，周辺地質の差はないため，観点④での断面選定は不要である。
⑤床応答特性			・間接支持する設備なし。

※1 鋼管杭は役割に期待しない。詳細設計段階においては悪影響を与えない設計とする。
※2 地下水位は解析等による地下水位に係る検討結果を踏まえて詳細設計段階で設定する。

６．５　個別論点

（１）設計の経緯

防波壁のうち逆Ｔ擁壁について，設計の経緯を第 6-27 図のとおり整理した。

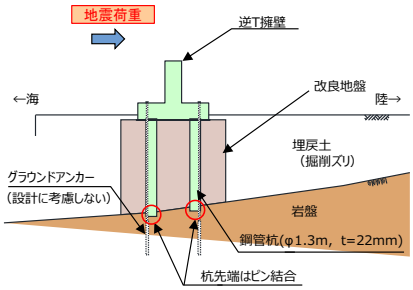
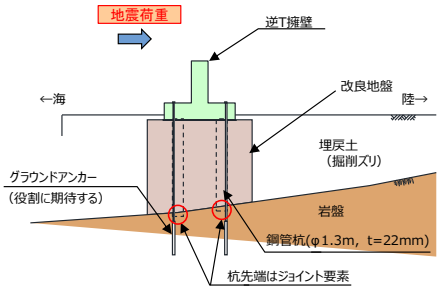
	当初設計時（杭頭を剛結とした場合）	杭頭をヒンジ結合とした設計 （令和2年6月30日　審査会合時点）
鋼管杭の曲げモーメント図		
設計の考え方	・防波壁（逆T擁壁）の杭頭部の結合方式を剛結とすると杭頭部の曲げモーメントが降伏モーメントを超え，杭が降伏する結果となった。	・当初設計時の杭の設計で杭頭部における曲げモーメントを減少させ，おおむね弾性範囲内となるよう杭頭部の結合方式にヒンジ結合を採用した。 ・杭頭部の結合方式をヒンジ結合とすることに伴い，鋼管杭の変形を抑制し，構造成立性を確保するため鋼管杭周辺において薬液注入工法による地盤改良を実施した。 ・防波壁（逆T擁壁）の杭頭部については，地震により杭頭部に曲げモーメントが作用するが，作用する曲げモーメントが小さい状態では杭頭部は剛として挙動し，曲げモーメントが増加すると杭頭補強鉄筋周辺のコンクリートにクラックが発生し，ヒンジ状態に移行する。 したがって，杭頭部の設計の考え方としては，曲げモーメントが大きい設計荷重状態ではヒンジ結合として挙動すると考えているため，模型実験により杭頭部の力学的特性について確認するとともに，杭頭部に曲げモーメントが発生する剛結合による影響検討も行い，両ケースについて防波壁に損傷が発生しないことを確認し詳細設計段階において説明する。

第 6-27 図　防波壁（逆Ｔ擁壁）の設計の経緯

（２）逆Ｔ擁壁の支持機構

防波壁（逆Ｔ擁壁）の鋼管杭については，「道路橋示方書・同解説 Ⅳ下部構造編（平成２４年３月）」に示される杭の支持層への根入れ深さを確保できていないことから，岩盤からのせん断抵抗に期待しない設計とし，改良地盤が逆Ｔ擁壁を支持する設計とすることから，鋼管杭は役割に期待しないため，解析モデルに取り込まない。なお，詳細設計段階においては鋼管杭を取り込まないモデルとは別に，鋼管杭を考慮した解析モデルによる解析も実施し，鋼管杭が逆Ｔ擁壁に悪影響を与えない設計とする。

上記を踏まえ，鋼管杭周辺の改良地盤については，「逆Ｔ擁壁を支持する」役割を追加し，グラウンドアンカーについては，「逆Ｔ擁壁及び改良地盤の滑動・転倒を抑止する」役割に期待する施設の一部として要求性能に応じた設計を行う。鋼管杭・グラウンドアンカーの設計等概要を第 6-28 図に示す。

	岩盤からのせん断抵抗に期待する設計 （令和2年6月30日　審査会合時点）	岩盤からのせん断抵抗に期待しない設計 （採用）
鋼管杭・グラウンドアンカーの設計		
設計の考え方	・岩盤からのせん断抵抗及び鉛直支持力に期待する設計とし，杭先端をピン結合でモデル化。 ・グラウンドアンカーを設計に考慮しない。	・岩盤からのせん断抵抗に期待しない設計とし，改良地盤が逆T擁壁を支持する設計とすることから，鋼管杭は役割に期待しないため，解析モデルに取り込まない。なお，詳細設計段階においては鋼管杭を取り込まないモデルとは別に，鋼管杭を考慮した解析モデルによる解析も実施し，鋼管杭が逆T擁壁に悪影響を与えない設計とする。その際には，解析モデルにおいて，杭先端をピン結合からジョイント要素に見直す。 ・グラウンドアンカーは逆T擁壁及び改良地盤の滑動・転倒の抑止の役割に期待する設計とする。

第 6-28 図　鋼管杭・グラウンドアンカーの設計等概要

（参考）岩盤支持力の確認

防波壁（逆Ｔ擁壁）は，十分な支持地盤（堅硬な岩盤）に鋼管杭を設置し，支持力評価においては，先端支持力のみに期待している。鋼管杭の支持岩盤確認については，地盤調査の頻度による誤差を考慮し，事前ボーリング調査に加え，施工時のクローラードリルによる岩盤深さ確認等を入念に実施した。また，そのうえで，鋼管杭を設置する際には，先端部の岩盤を採取して目視確認することで鋼管杭全周の岩盤支持をより確実なものとした。なお，支持岩盤の支持力については，２号炉原子炉設置許可申請時で実施した平板載荷試験結果に基づき十分な支持力を有していると判断していたが，以下，示方書及び設計標準などによると，杭支持機構について以下の記載がされているため，支持岩盤の更なる支持力確認として，現地試験を実施した。

「道路橋示方書・同解説　Ⅳ下部構造編（平成２４年３月）」によると，杭基礎の多様な支持層（Ｎ値が 20 程度以上の粘性土層やＮ値が 30 程度以上の砂層，砂れき層等）に対する根入れ深さの一般的な考え方が記載されている。

・杭基礎はその支持機構において杭先端の支持力を考慮するかどうかにより支持杭と摩擦杭とに大別される。長期的な基礎の変位を防止するためには一般的には支持杭とすることが望ましい。（中略）支持杭においては，杭の支持層への根入れ深さは一般に杭径程度以上確保するのがよい。

・地盤調査結果等に基づき設定した支持層の深さには，地盤調査の頻度や地盤の不均一性等による誤差が含まれていることを考慮し，杭長はある程度余裕を見込み，0.5m 刻み程度で決定するのがよい。

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

q_d：杭先端における単位面積あたりの極限支持力度（kN/m^2）
A:杭先端面積（m^2）

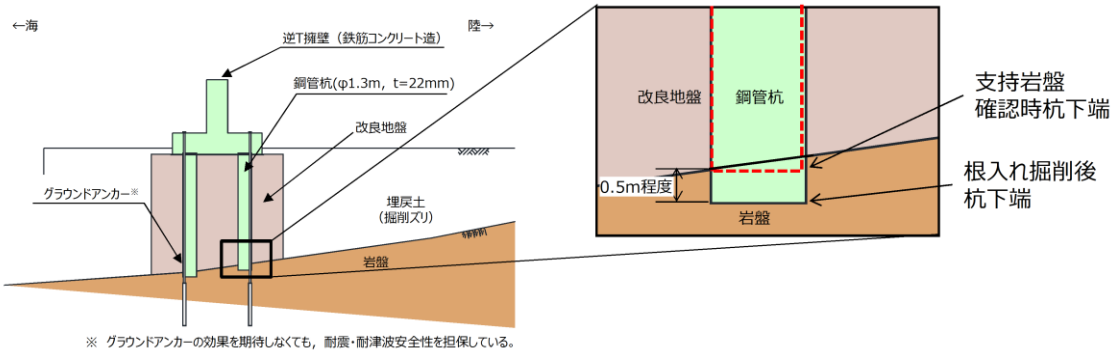
一般産業施設での設計事例について，「鉄道構造物等設計標準・同解説基礎構造物（平成２４年１月）」によると，鉄道の高架橋などにおける杭の根入れ深さについて，以下の記載がされている。

・支持層が硬質粘性土又は軟岩の場合の最小根入れ深さは，施工試験及び載荷試験結果等に基づき別途適切に設定するのがよいが，一般的に公称径の 1/2 程度としてよい。

$q_{tk} = 5.1\,c \leqq 9000$
$q_{tk} = 51\,N \leqq 9000$

ここに，q_{tk}：杭の基準先端支持力度（kN/m²）
（場所打ち杭工法，硬質粘性土または軟岩（参考式））
N：杭先端のＮ値（Ｎ値50以上では換算Ｎ値としてよい）
杭先端から下方３Ｄの区間のＮ値　Ｄ：杭の設計径
c：地盤材料試験（一軸圧縮試験等）により求めた粘着力度（kN/m²）

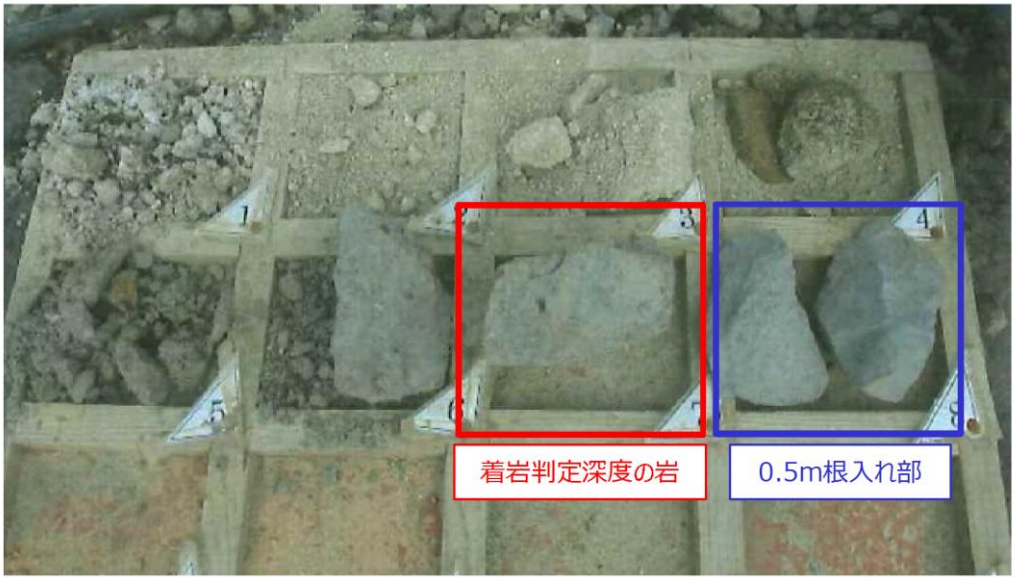
支持岩盤の支持力については，２号炉原子炉設置許可申請時の平板載荷試験結果に基づき十分な支持力を有していると判断しているが，支持岩盤の支持力を直接確認することを目的に現地試験を実施する。



第 6-29 図　鋼管杭根入れ状況イメージ図

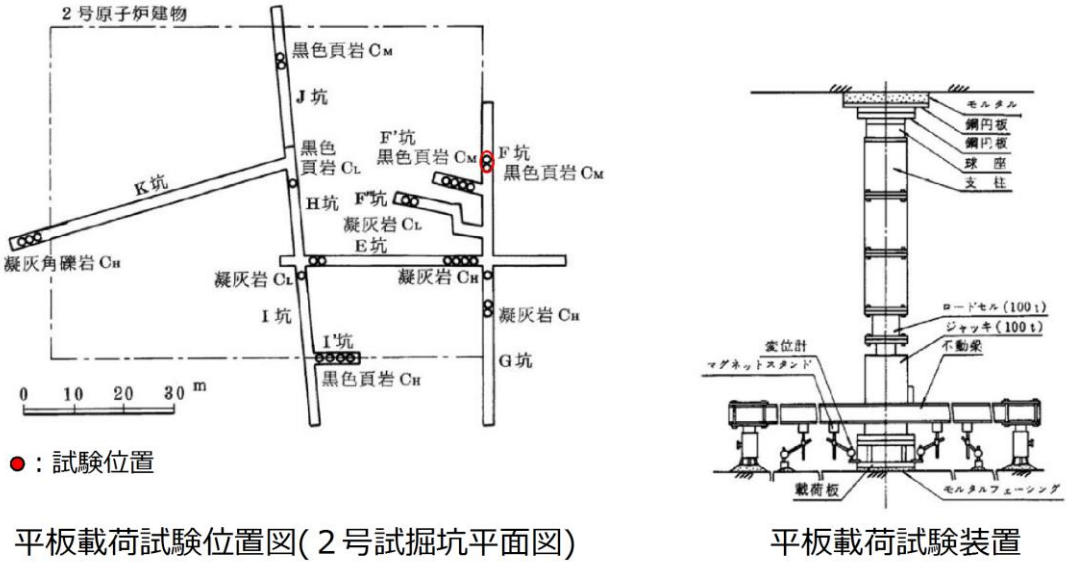
防波壁（逆Ｔ擁壁）の鋼管杭は着岩判定後，支持岩盤の不陸を考慮し，施工上の配慮として 0.5m 程度（0.5D）の岩盤根入れ深さを確保した。以下に鋼管杭設置に係る施工手順を示す。

①支持岩盤の深さは，既往のボーリング調査及び既往ボーリング調査を踏まえて推定した岩盤線の変化点におけるクローラードリルによる調査から確認した。
②全旋回掘削機により掘削を行い，着岩予定深度の手前から約１ｍ 掘削を進める度に，掘削先端部の掘削土を採取した。また，施工時は全旋回掘削機の回転トルク値を確認し，支持岩盤の深度付近でのトルク値上昇を判断材料とした。
③着岩手前では，採取した掘削土に埋戻土（掘削ズリ）が含まれるが，既往の調査から想定される着岩深度に達し，かつ，新鮮な堅岩が採取されることを目視確認することで，鋼管杭の全周が着岩したと判定した。なお，目視確認は，ボーリングデータを参考に，着岩深度で採取した岩塊が浸食等による丸みを帯びておらず，鋭利であることなどを確認し，新鮮な堅岩であると判断した（第 6-30 図参照）。
④着岩判定後，支持岩盤の不陸を考慮し，鋼管杭全周を確実に岩盤支持させるため，更に 0.5m 程度（0.5D）掘削して掘削完了し，鋼管杭を設置した。



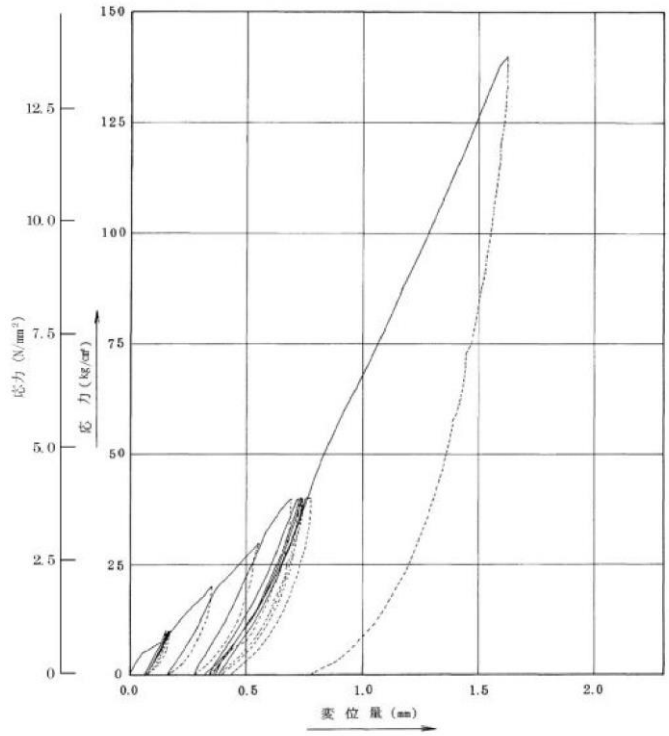
第 6-30 図　防波壁（逆Ｔ擁壁）支持岩盤目視確認例

防波壁（逆Ｔ擁壁）の鋼管杭の支持岩盤は主にC_M級～C_H級岩盤であり，２号炉原子炉設置許可申請で実施した試掘坑での平板載荷試験結果に基づき，支持力照査にはC_M級岩盤の極限支持力を用いることとしている。平板載荷試験の概要を第 6-31 図に，平板載荷試験結果を第 6-32 図に示す。



平板載荷試験位置図(２号試掘坑平面図)　　平板載荷試験装置

第 6-31 図　防波壁（逆Ｔ擁壁）平板載荷試験概要



第 6-32 図　防波壁（逆Ｔ擁壁）平板載荷試験結果

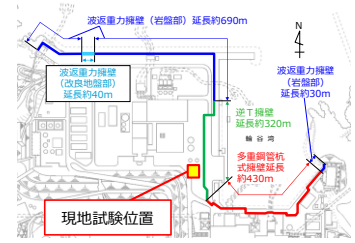
防波壁（逆Ｔ擁壁）の鋼管杭は岩盤を支持層としていることから，更なる支持力の確認として，島根原子力発電所で現地試験を実施して支持岩盤の支持力を評価することとした。

現地試験方法について，防波壁（逆Ｔ擁壁）の鋼管杭の支持力評価に当たっては，周面摩擦力による抵抗に期待しない設計としていることから，先端支持力を直接計測できる「平板載荷試験」を選定した。

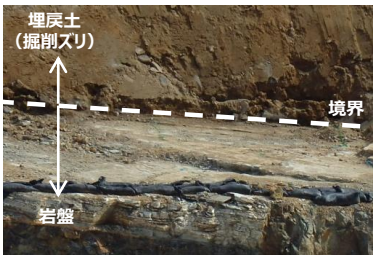
平板載荷試験について，防波壁（逆Ｔ擁壁）の支持岩盤と同種の岩盤が出現するまで掘削し，実際の鋼管杭の根入れ深さと同様に，着岩から 0.5m 以内の深度で試験を実施した。なお，試験は地盤工学会の「JGS 1521：地盤の平板載荷試験方法」に基づいた方法とし，試験用荷重は地震時と津波時を包絡した鋼管杭（Φ1,300mm，t=22mm）１本当たりの杭先端の設計支持力度に余裕を考慮した荷重とした（単位面積当たりの載荷条件 5.5N/mm^2）。

平板載荷試験の結果，最大荷重作用時において弾性挙動が確認された。以上より，支持岩盤については，極限支持力度が地震時及び津波時の設計支持力度以上であり，十分な強度を有している。

平板載荷試験の概要を第 6-33 図に，平板載荷試験結果を第 6-34 図に示す。



現地試験位置（平面位置）

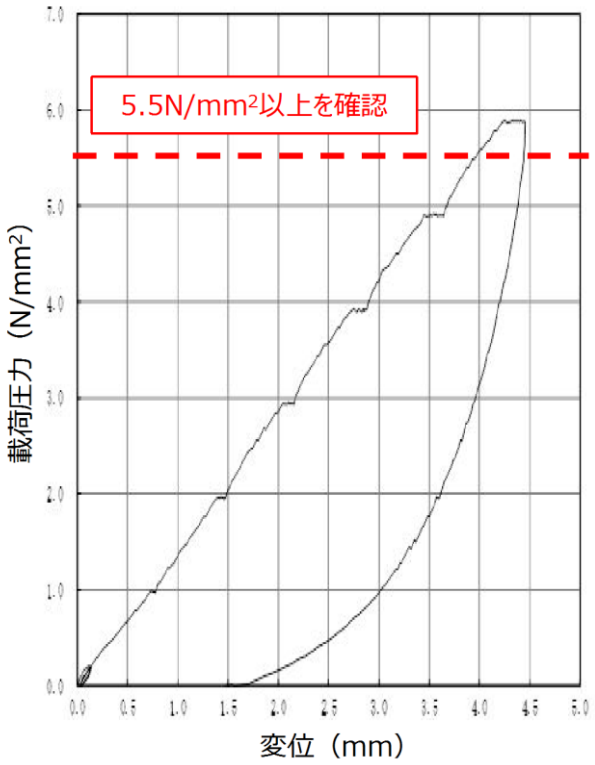


現地試験位置（露岩状況）



試験状況（全景）

第 6-33 図　防波壁（逆Ｔ擁壁）平板載荷試験概要



第 6-34 図　防波壁（逆Ｔ擁壁）平板載荷試験結果

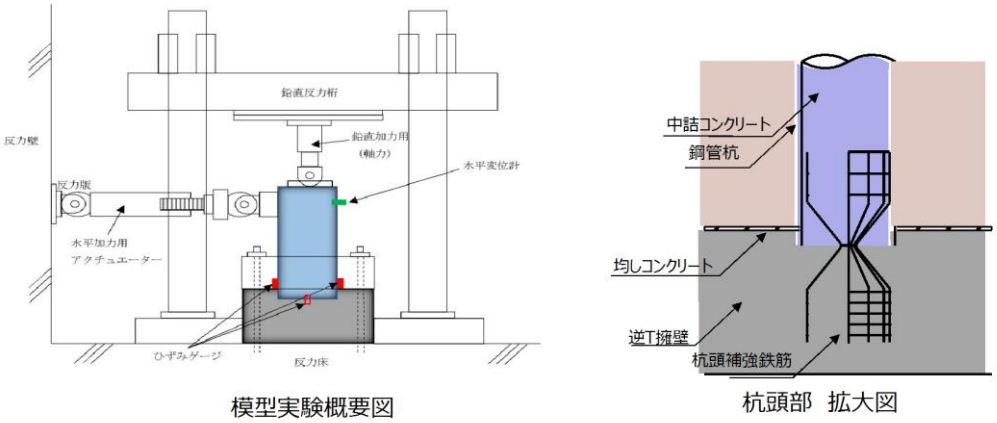
（３）杭頭部の力学特性確認実験

「道路橋示方書・同解説　Ⅳ下部構造編（平成２９年１１月）」によると，杭とフーチングとの接合部について，以下の記載がされている。

・原則として剛結としているが，剛結としない場合には，接合方法の力学特性等を実験等により検証したうえで，個別にモデル化等について検討する必要性がある。

上記を踏まえ，ヒンジ結合として設計・施工した防波壁（逆Ｔ擁壁）の杭頭部について，模型実験により地震荷重若しくは津波荷重が作用した際の杭頭部の力学挙動が剛からヒンジへ移行することを確認する。

模型実験はスケール効果による影響を小さくする観点から出来るだけ実機に近いサイズでの実験となるよう，1/2 の模型縮尺とする。模型実験の概要図を第 6-35 図に示す。

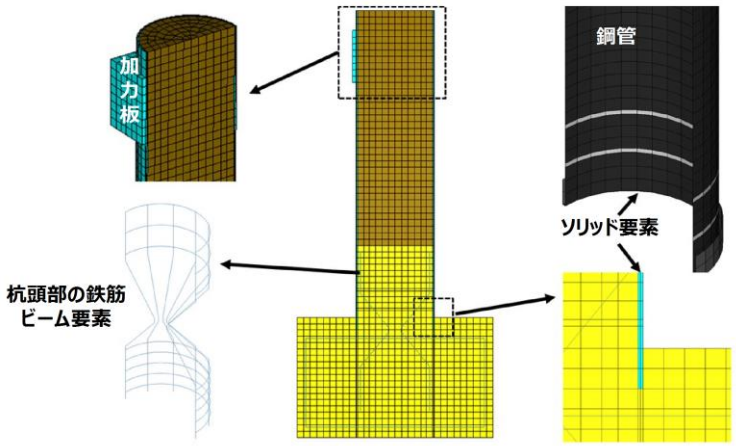


第 6-35 図　模型実験概要図

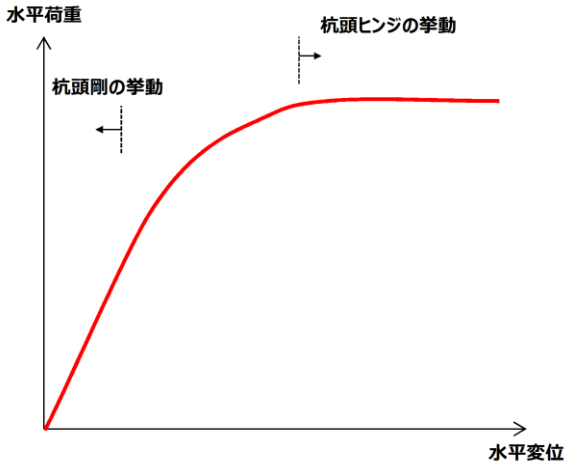
詳細設計段階においては，以下の検討により，杭頭部の力学的挙動の確認を行う。

・模型実験から得られる荷重－変位曲線を踏まえ，耐震・耐津波設計における荷重範囲における杭頭部の挙動が，杭頭剛と杭頭ヒンジの中間的な挙動であることを確認する。
・実験結果の妥当性を確認するため，実験模型をモデル化した３次元静的ＦＥＭ解析により，実験結果の再現解析を実施する。
・数値解析により，杭頭部を剛とした場合とヒンジ状態とした場合の耐震性及び耐津波性に係る評価結果を示すとともに，底盤がおおむね弾性状態であることを確認する。

３次元静的ＦＥＭ解析モデル概要図を第 6-36 図に，実験結果に基づく荷重－変位曲線を第 6-37 図に示す。



第 6-36 図　３次元静的ＦＥＭ解析モデル概要図（イメージ）

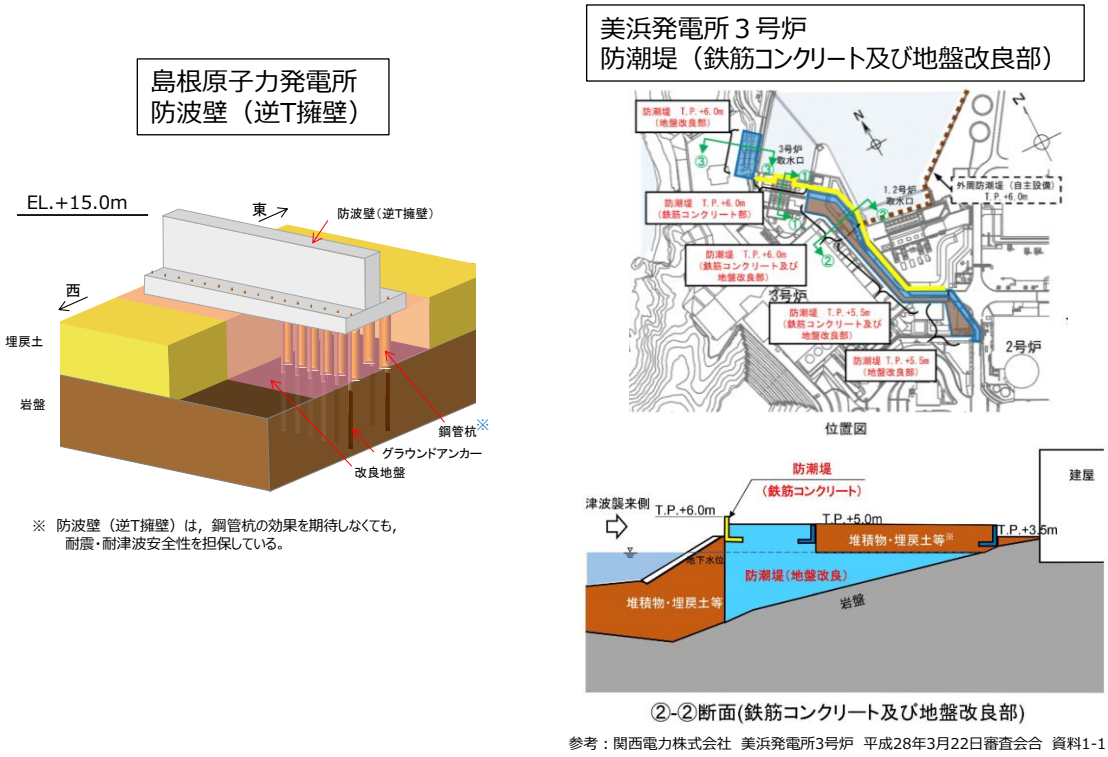


第 6-37 図　実験結果に基づく荷重－変位曲線（イメージ）

（４）構造等に関する先行炉との比較

防波壁のうち逆Ｔ擁壁については，岩盤上に改良地盤を介して逆Ｔ擁壁を設置する構造であることから，類似する先行炉津波防護施設として，美浜発電所における防潮堤（鉄筋コンクリート及び地盤改良部）を選定する。それぞれの構造イメージを第 6-38 図に示す。

島根原子力発電所の防波壁（逆Ｔ擁壁）の構造及び設計条件等に関する特徴を示すとともに，美浜発電所における防潮堤（鉄筋コンクリート及び地盤改良部）と比較を行い，類似点及び相違点を以下のとおり抽出した。類似点についてはその適用性を，相違点についてはそれを踏まえた設計への反映事項を，それぞれ第 6-14 表のとおり整理した。



第 6-38 図 構造イメージ（島根原子力発電所 防波壁（逆Ｔ擁壁）及び美浜発電所３号炉防潮堤（鉄筋コンクリート及び地盤改良部）

第 6-14 表 防波壁（逆Ｔ擁壁）の構造等に関する先行炉との比較

項目		島根原子力発電所 防波壁（逆T擁壁） の構造等	先行炉の構造等※	島根原子力発電所と先行炉との比較		先行炉実績との類似点を踏まえた設計方針の適用性	先行炉実績との相違点を踏まえた設計への反映事項
			関西電力㈱ 美浜発電所３号炉　防潮堤 （鉄筋コンクリート及び地盤改良部）	類似点	相違点		
防波壁の構造	支持地盤	・防波壁は、改良地盤及び岩盤に支持させる。	・防潮堤は改良地盤及び岩盤に支持させる。	・改良地盤及び岩盤に支持させる設計とする。	・鋼管杭を設置している。	・同様の支持形態であることから，改良地盤の支持機能の照査においては先行炉の設計方針が適用可能である。	・鋼管杭の役割に期待しない設計とし、解析モデルに取り込まない。 ・鋼管杭を取り込まない解析モデルとは別に，鋼管杭を考慮した解析モデルによる解析も実施し，鋼管杭が逆T擁壁に悪影響を与えない設計とする。
	地上部の構造	・鉄筋コンクリート製の逆T擁壁を地上部に設置する。 ・逆T擁壁（鉄筋コンクリート）の許容限界：短期許容応力度 ・グラウンドアンカーを設置している	・鉄筋コンクリート製の防潮堤を地上部に設置する。 ・防潮堤の許容限界：短期許容応力度	・改良地盤に支持された鉄筋コンクリート壁を地上部に設置する。 ・許容限界は，短期許容応力度とする。	・グラウンドアンカーの役割に期待している。	・同様の構造である。先行炉の上部工の設計方針が適用可能である。	・グラウンドアンカーのアンカー力により改良地盤と岩盤に有意な変形を生じないために設計アンカー力を確保する。
止水対策	止水目地	・止水目地材として，相対変形量に応じ，ゴムジョイント若しくはシートジョイントを採用する。 ・設置箇所：防波壁の陸側に設置する。 ・止水目地の許容限界： メーカー規格及び今後必要に応じて実施する性能試験に基づく許容変形量及び許容水圧以下とする。	・止水目地材として，相対変形量に応じ，シートジョイントを採用する。 ・設置箇所：防潮堤の堤内側と堤外側に設置する。 ・止水目地の許容限界： 許容変形量，許容引張強度	・同等の仕様の止水目地を採用している。	・止水目地は，防波壁の陸側に設置する。	・同様の止水目地材の採用であることから，先行炉の止水目地の設計方針が適用可能である。	・止水目地取り換え時に一時的に遮水性が確保できなくなることが懸念されるが，耐用年数が３０年であり，経年劣化による取り換えは不要と考えられる。万一取り換えの必要が生じた場合については，津波襲来までの時間で取り換えを行うよう，今後運用面の手順を整備する。
液状化影響に関する設計への反映		・液状化検討対象層（埋戻土（掘削ズリ，砂礫層））に対して，液状化試験結果及び有効応力解析（FLIP）の簡易設定法に基づき液状化強度特性を設定する。	・液状化検討対象層に対して，液状化試験結果を踏まえ，保守的な液状化強度特性を設定する。	－	・液状化強度特性の設定において，有効応力解析（FLIP）の簡易設定法を採用している。	－	・簡易設定法による液状化強度比が，液状化強度試験に基づく液状化強度特性より保守的となっていることを確認している。

※　先行炉の情報に係る記載内容については，会合資料等をもとに弊社の責任において独自に解釈したものです。

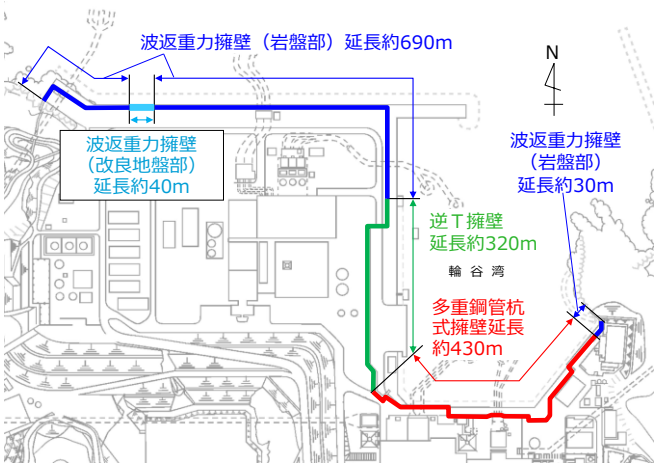
7．防波壁（波返重力擁壁） の設計方針

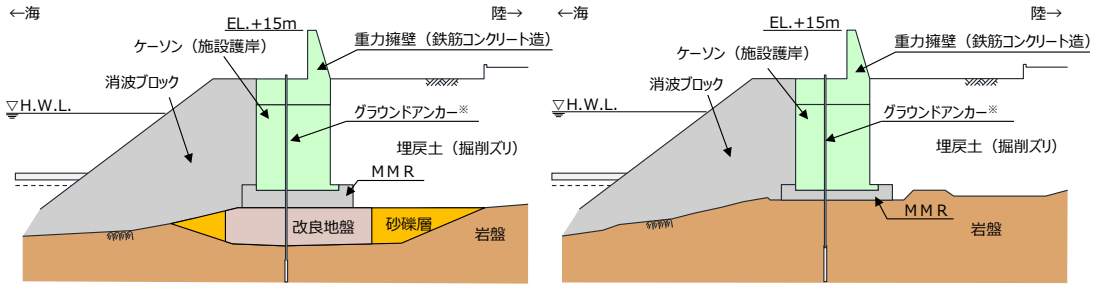
7．1 構造概要

防波壁（波返重力擁壁）は，３号炉北側及び防波壁両端部に配置した。３号炉北側についてはケーソン及びMMR（マンメイドロック）を介して岩盤上に設置し，防波壁両端部については堅硬な地山に直接設置した。なお，砂礫層が分布する箇所については，地盤改良を実施した。重力擁壁は，約 10m を１ブロックとした壁体を連続して設置する。このブロック間の境界には，止水性を保持するための止水目地（8.1 参照）を設置する。

なお，グラウンドアンカー（永久アンカー）を設置しているが，アンカーの効果を期待しなくても，耐震・耐津波性を担保している。

防波壁（波返重力擁壁）の構造概要を第 7-1 図に示す。

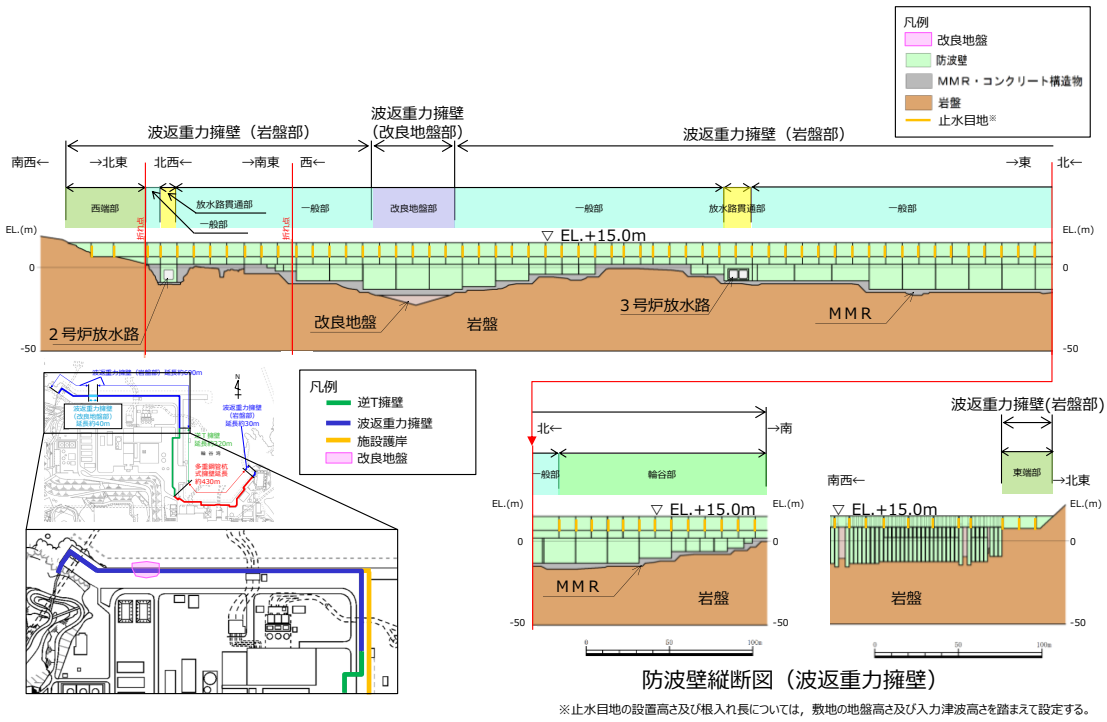




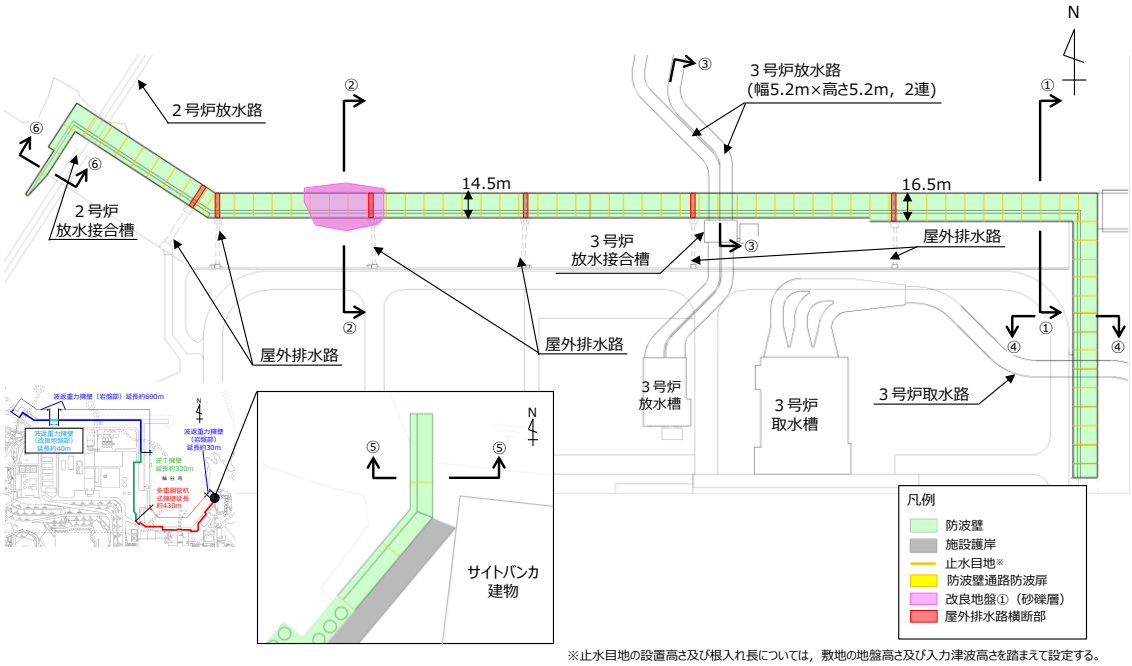
防波壁（波返重力擁壁）（改良地盤部）断面図　　防波壁（波返重力擁壁）（岩盤部）断面図

第 7-1 図　防波壁（波返重力擁壁）の構造概要図

防波壁（波返重力擁壁）については，３号炉北側のおおむね全線にわたり岩盤に支持されているが，一部に砂礫層が介在する箇所に対して地盤改良を実施した。また，２，３号炉放水路がケーソンを貫通する箇所がある。防波壁（波返重力擁壁）の縦断図を第 7-2 図に，平面図（止水目地位置含む）を第 7-3 図に示す。防波壁放水路横断部（③－③断面）には３号炉放水路（放水接合槽を含む）また，東端部（⑤－⑤断面）東側にはサイトバンカ建物がそれぞれ隣接している。



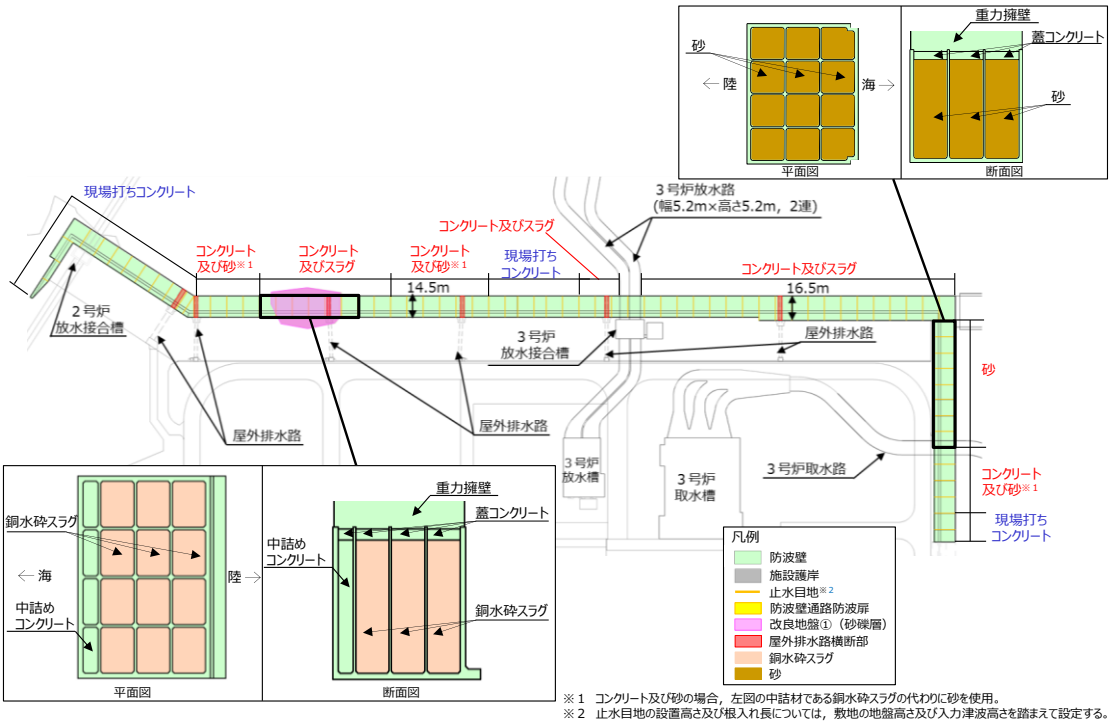
第 7-2 図 防波壁（波返重力擁壁）の縦断図



第 7-3 図 防波壁（波返重力擁壁）の平面図

防波壁（波返重力擁壁）のケーソン中詰材の施工状況を第 7-4 図に示す。中詰材の種類は，ケーソンの安定性確保の観点から以下の３種類を選定している。

なお，一部の区間においては，現場打ちコンクリートとしており，ケーソンを使用しない構造としている。

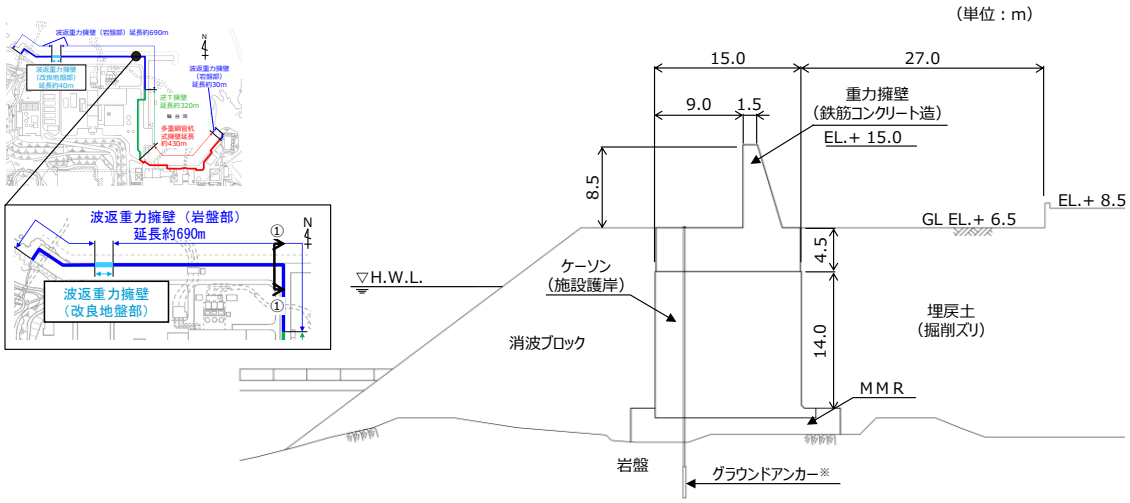


第 7-4 図 防波壁（波返重力擁壁）におけるケーソン中詰材の施工状況

防波壁（波返重力擁壁）は，一般部，改良地盤部，放水路貫通部，輪谷部，東端部及び西端部で構成される。特徴は以下のとおり。

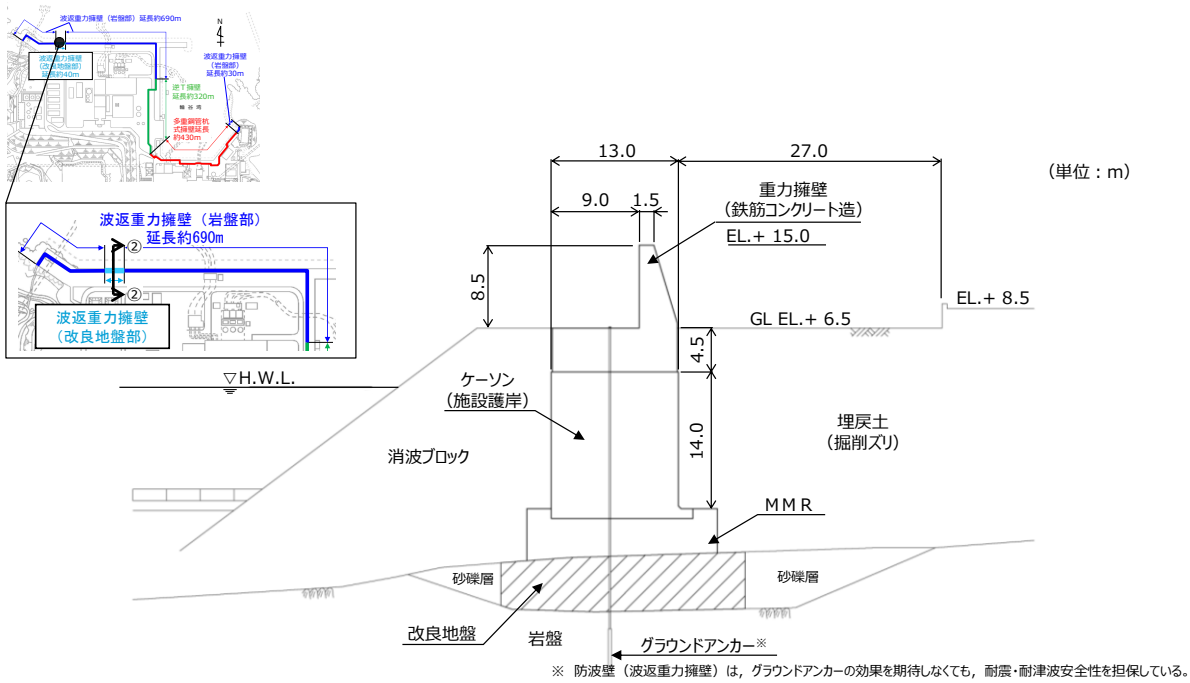
・防波壁（波返重力擁壁）一般部（①－①断面）については，ＭＭＲを介して岩盤に直接設置されたケーソン上に重力擁壁を設置した。
・防波壁（波返重力擁壁）改良地盤部（②－②断面）については，ケーソン下部に砂礫層を介在していたことから，高圧噴射撹拌工法による地盤改良を実施した。
・防波壁（波返重力擁壁）放水路貫通部（③－③断面）については，３号炉放水路（幅5.2m×高さ5.2m，２連）が貫通するケーソン上に重力擁壁を設置した。３号炉放水路貫通部の放水路（ケーソン）は重力擁壁を間接支持する構造物とする。
・防波壁（波返重力擁壁）輪谷部（④－④断面）については，防波壁（波返重力式擁壁）の東側に位置し，輪谷湾に面しており，防波壁の海側に消波ブロックを設置していない断面である。
・防波壁（波返重力擁壁）東端部（⑤－⑤断面）については，地震及び津波による沈下やずれを生じさせないため，岩盤を露出させ，Ｈ鋼（H-350×350×12×19）を１ｍ間隔で打設し，重力擁壁を堅硬な地山に直接設置する設計とした。また，前面及び背面をコンクリートで被覆した。
・防波壁（波返重力擁壁）西端部（⑥－⑥断面）については，地震及び津波による沈下やずれを生じさせないため，岩盤を露出させ，Ｈ鋼（H-350×350×12×19）を１ｍ間隔で打設し，重力擁壁を堅硬な地山に直接設置する設計とした。また，前面及び背面をコンクリートで被覆した。

防波壁（波返重力擁壁）一般部の構造を第7-5(1) 図に，改良地盤部の構造を第7-5(2) 図に，放水路貫通部の構造を第7-5(3) 図に，輪谷部の構造を第7-5(4) 図に，東端部の構造を第7-5(5) 図に，西端部の構造を第7-5(6) 図に示す。また，東端部の状況写真を第7-6(1) 図に，西端部の状況写真を第7-6(2) 図に示す。



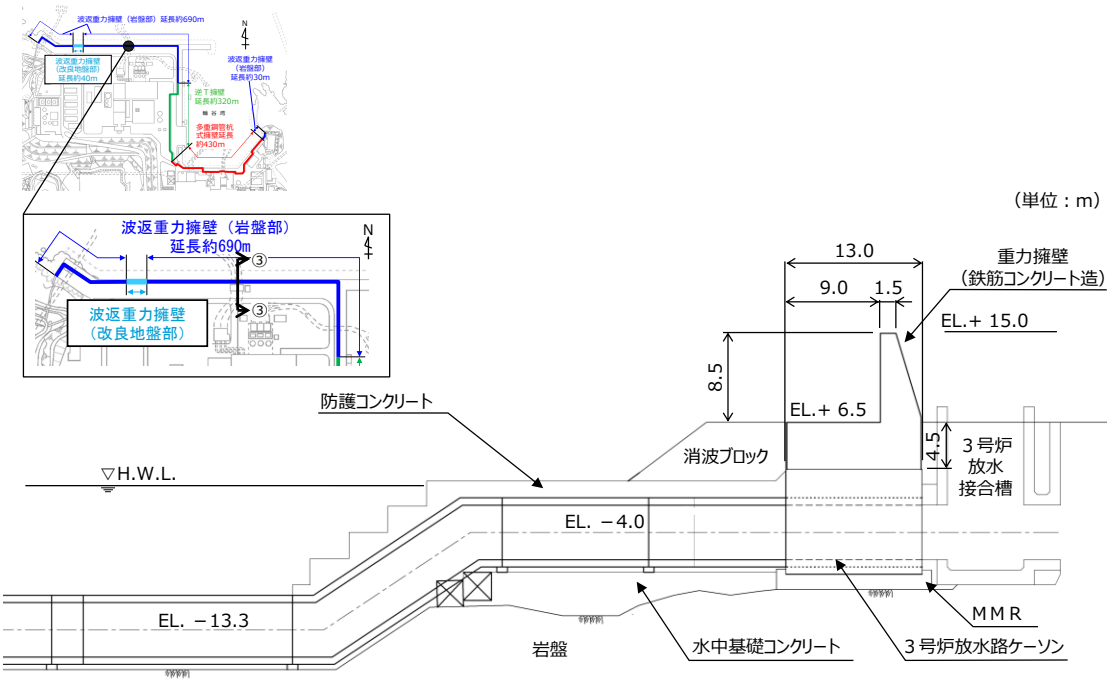
※ 防波壁（波返重力擁壁）は，グラウンドアンカーの効果を期待しなくても，耐震・耐津波安全性を担保している。

第 7-5(1) 図 防波壁（波返重力擁壁）一般部（①－①）断面図

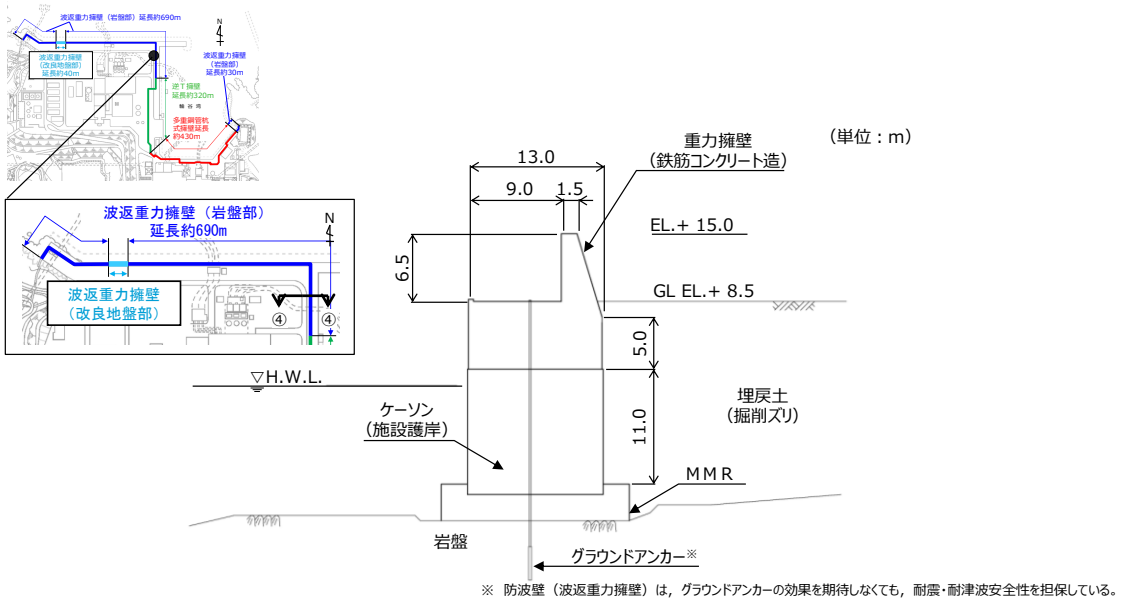


※ 防波壁（波返重力擁壁）は，グラウンドアンカーの効果を期待しなくても，耐震・耐津波安全性を担保している。

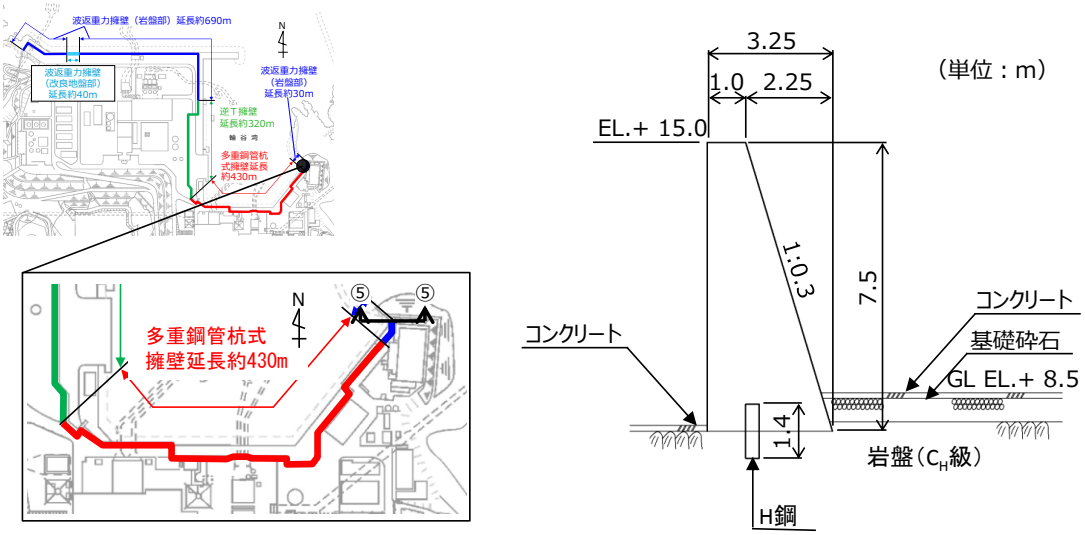
第 7-5(2) 図 防波壁（波返重力擁壁）改良地盤部（②－②）断面図



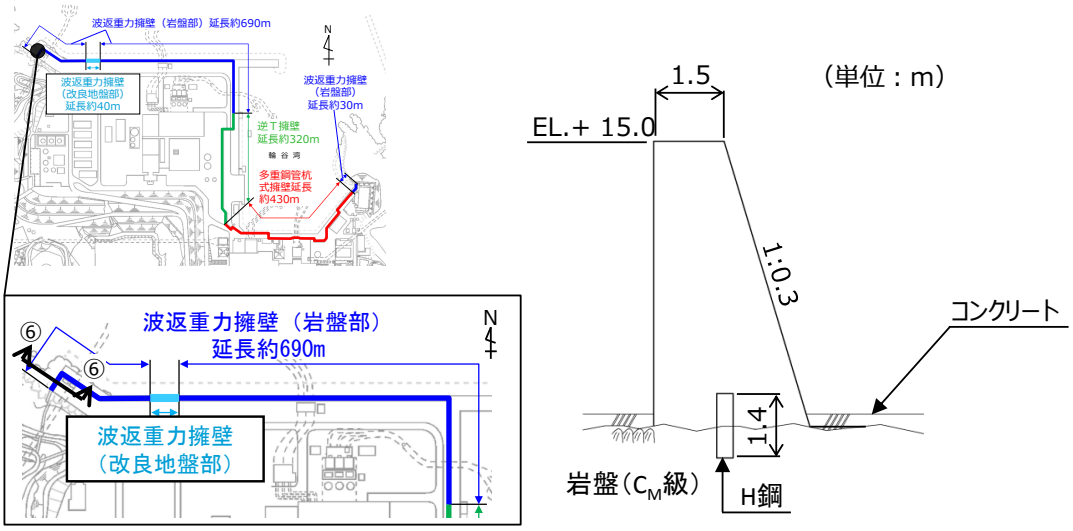
第 7-5(3) 図 防波壁（波返重力擁壁）放水路貫通部（③－③） 断面図



第 7-5(4) 図 防波壁（波返重力擁壁）輪谷部（④－④） 断面図



第 7-5(5) 図 防波壁（波返重力擁壁）東端部（⑤－⑤）断面図



第 7-5(6) 図 防波壁（波返重力擁壁）西端部（⑥－⑥）断面図



防波壁東端部　外観写真

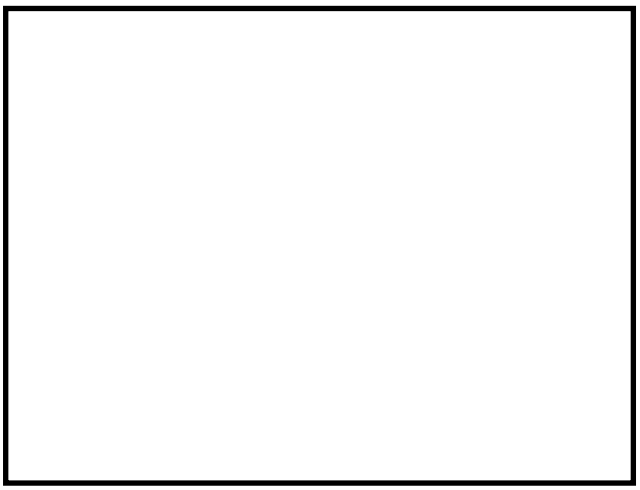


防波壁東端部　岩盤露出状況

第 7-6(1) 図　東端部の状況写真



防波壁西端部　状況写真



防波壁西端部　岩盤露出状況

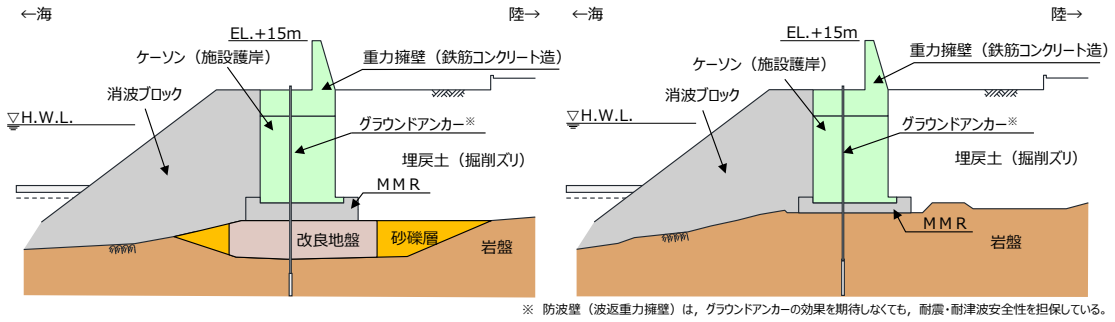
第 7-6(2) 図　西端部の状況写真

本資料のうち，枠囲みの内容は機密に係る事項のため公開できません。

防波壁（波返重力擁壁）を構成する各部位の仕様及び断面図を第 7-1 表と第 7-7 図に示す。

第 7-1 表 防波壁（波返重力擁壁）の各部位の仕様

部位		仕様
【施設】		
	重力擁壁	コンクリート：f'ck=24N/mm^2 鉄筋　　：SD345
	止水目地	ゴムジョイント，シートジョイント：クロロプレンゴム
	ケーソン	プレキャストコンクリート
	H鋼	H-350×350×12×19，SM490
【地盤】		
	ＭＭＲ	ケーソン架台に打設した基礎コンクリート，f'ck=24N/mm^2
	改良地盤	高圧噴射撹拌工法（セメント系固化材）



（改良地盤部）　　（岩盤部）

第 7-7 図　防波壁（波返重力擁壁）断面図

防波壁（波返重力擁壁）は重力擁壁，止水目地，ケーソン，ＭＭＲ及び地盤改良を構造上のバウンダリとする。防波壁（波返重力擁壁）を構成する評価対象部位の役割を第 7-2 表に示す。

第 7-2 表 防波壁（波返重力擁壁）の評価対象部位の役割

「役割」を期待する施設　「役割」を期待する地盤

評価対象部位	役割	備考
重力擁壁	止水目地を支持，遮水性の保持	
止水目地	重力擁壁間の遮水性の保持	
ケーソン	重力擁壁を支持，遮水性の保持	
H鋼	重力擁壁の滑動を抑制	東端部，西端部に設置
MMR	ケーソン及び重力擁壁を支持，基礎地盤のすべり安定性に寄与，難透水性の保持	基礎地盤，24N/mm^2
改良地盤	ケーソン及び重力擁壁を支持，基礎地盤のすべり安定性に寄与，難透水性の保持	基礎地盤（ケーソン下面と岩盤上面の間に，砂礫層が介在している区間のみ），高圧噴射撹拌工法
岩盤	ケーソン及び重力擁壁を支持，基礎地盤のすべり安定性に寄与	基礎地盤
埋戻土（掘削ズリ），砂礫層，消波ブロック	役割に期待しない	

７．２ 規制における要求機能

７．２．１ 設置許可基準規則に対する確認事項

新規性基準への適合性において，防波壁（波返重力擁壁）における設置許可基準規則の各条文に対する検討要旨を第 7-3 表に示す。

以下の条文を確認することにより，防波壁（波返重力擁壁）の各条文への適合性を確認する。

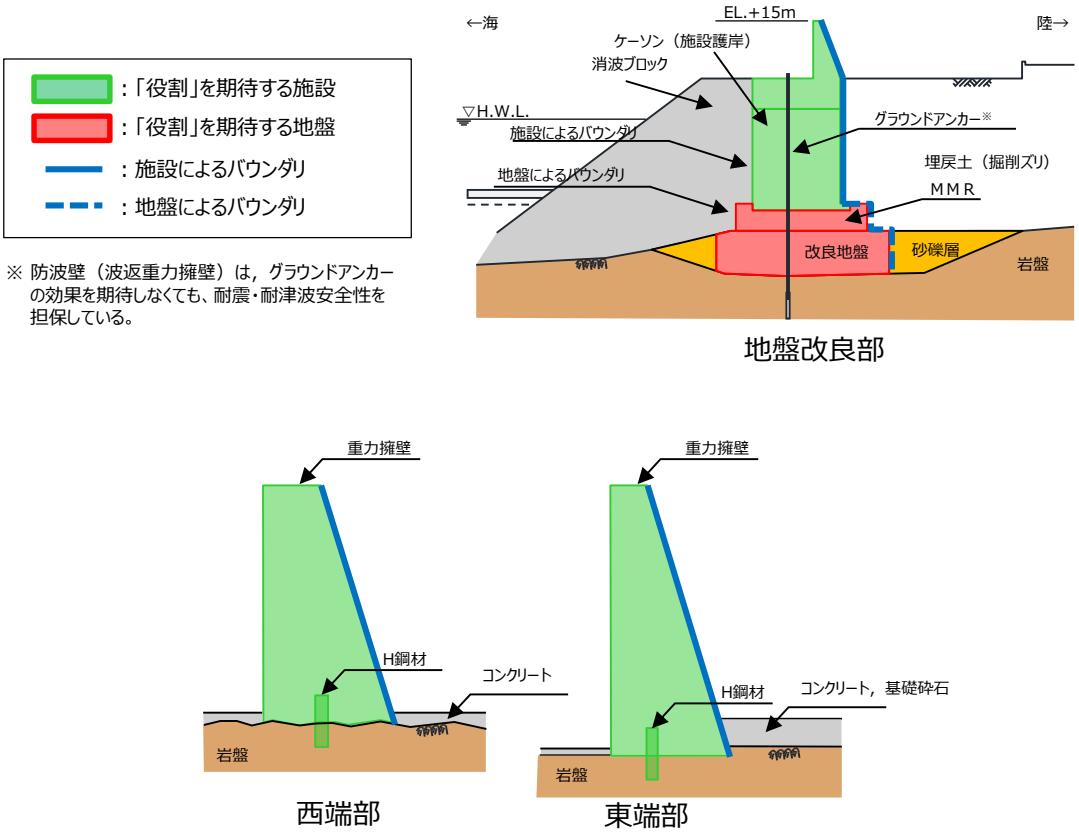
第 7-3 表 防波壁（波返重力擁壁）における検討要旨

規 則	検 討 要 旨
第３条 （設計基準対象施設の地盤）	• 施設（重力擁壁，ケーソン）を支持する地盤を対象とし，すべり，支持力，傾斜等に対する安定性を確認する。
第４条 （地震による損傷の防止）	• 施設と地盤との動的相互作用や液状化検討対象層の地震時の挙動を考慮したうえで，施設の耐震安全性を確認する。
第５条 （津波による損傷の防止）	• 地震（本震及び余震）による影響を考慮したうえで，機能を保持できることを確認する。 • 液状化検討対象層の地震時の挙動の考慮を含む。

防波壁（波返重力擁壁）における条文に対応する施設の範囲及び各部位の役割を第 7-8 図及び第 7-4 表に示す。なお，以下では，津波を遮断する役割を「遮水性」，材料として津波を通しにくい役割を「難透水性」とし，これらを総称して「止水性」と整理する。

漂流物衝突荷重の影響により，防波壁の各部位の照査の結果，性能目標を維持できない場合は，防波壁（津波防護施設）の一部として漂流物対策工を追加設置する。なお，当該施設の設計方針については，「添付資料 21 基準類における衝突荷重算定式及び衝突荷重について」において説明する。

地震時及び津波時にケーソンに作用する荷重を踏まえ，ケーソンの各部材に期待する役割を整理すると，ケーソンは常に海に接しており，重力擁壁を支持していることから，地震時及び津波時の役割は同じとなる。



第 7-8 図 防波壁（波返重力擁壁）の役割を期待する範囲

第 7-4 表 防波壁（波返重力擁壁）の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割	津波時の役割
施設	重力擁壁	・止水目地を支持する。	・止水目地を支持するとともに，遮水性を保持する。
	止水目地	・重力擁壁間の変形に追従する。	・重力擁壁間の変形に追従し，遮水性を保持する。
	ケーソン	・重力擁壁を支持するとともに，遮水性を保持する。	・重力擁壁を支持するとともに，遮水性を保持する。
	H鋼	・重力擁壁の滑動を抑制する。	・重力擁壁の滑動を抑制する。
地盤	ＭＭＲ	・ケーソン及び重力擁壁を支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・ケーソン及び重力擁壁を支持する。 ・難透水性を保持する。
	改良地盤	・ケーソン及び重力擁壁を支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・ケーソン及び重力擁壁を支持する。 ・難透水性を保持する。
	岩盤	・ケーソン及び重力擁壁を支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する	・ケーソン及び重力擁壁を支持する。
	埋戻土（掘削ズリ），砂礫層	・役割に期待しない（解析モデルに取り込み，防波壁への相互作用を考慮する）。	・津波荷重に対して地盤反力として寄与する。
	消波ブロック	・役割に期待しない。	・役割に期待しない。

各部位の「施設」と「地盤」を区分するに当たり，ＭＭＲ及び改良地盤の具体的な役割を第 7-5 表のとおり整理した。

施設の支持及び難透水性の保持を主な役割（第 7-5 表中「○」と記載）とするＭＭＲ及び改良地盤について，「地盤」と区分する。

なお，施設の役割を維持するための条件として設計に反映する項目「○」と評価した具体的な考え方を以下に示す。

・ＭＭＲ及び改良地盤の役割である鉛直支持については，ケーソン及び重力擁壁を鉛直支持するために支持力を設計に反映することから「○」とした。
・ＭＭＲ及び改良地盤の役割であるすべり安定性については，基礎地盤のすべり安定性を確保するために滑動抵抗力（強度特性）を設計に反映することから「○」とした。
・ＭＭＲ及び改良地盤の役割である止水性については，地盤中からの回り込みによる浸水を防止するために透水係数を設計に反映することから「○」とした。なお，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浸透流解析により確認する。

第 7-5 表 防波壁（波返重力擁壁）の各部位の具体的な役割

【凡 例】
◎：要求機能を主体的に満たすために設計上必要な項目（該当する部位を施設と区分する）
○：施設の役割を維持するために設計に反映する項目
－：設計上考慮しない項目

部位	具体的な役割						
	地震時	津波時	鉛直支持	すべり安全率	耐震性	耐津波性（遮水性・難透水性）	『施設』と『地盤』の区分の考え方
ＭＭＲ	ケーソン及び重力擁壁の下方にＭＭＲを設置することで，防波壁を鉛直支持するとともに，基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・ケーソン及び重力擁壁の下方にＭＭＲを設置することで防波壁を鉛直支持する。 ・難透水性を保持することで，遮水性を有する重力擁壁，止水目地の下部地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。	○	○	－	○	施設の鉛直支持が主な役割であり，施設の支持地盤に要求される役割と同様であることから，『地盤』と区分する。
改良地盤	ケーソン，重力擁壁及びＭＭＲの下方の砂礫層を地盤改良（沈下防止）することで防波壁を鉛直支持するとともに，基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・ケーソン及び重力擁壁の下方の砂礫層を地盤改良（沈下防止）することで防波壁を鉛直支持する。 ・難透水性を保持することで，遮水性を有する重力擁壁，止水目地の下部地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。	○	○	－	○	施設の鉛直支持が主な役割であり，施設の支持地盤に要求される役割と同様であること，難透水性の保持の役割を持つことから，『地盤』と区分する。

以上を踏まえ，防波壁（波返重力擁壁）における各部位の役割に対する性能目標を第 7-6 表に，性能目標を満足するための照査項目と許容限界を第 7-7 表に示す。

防波壁（波返重力擁壁）については，重力擁壁等に対する地震時応答値の抽出，及び止水目地の変形量を算出するため，２次元動的ＦＥＭ解析（有効応力）による地震応答解析を実施する。また，重力擁壁及びケーソンの性能照査のため，３次元静的ＦＥＭ解析を実施する。

ケーソン重量算定の考え方については「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 19 年 7 月）（以下，「港湾基準」）」に準拠する。ケーソン重量の算定に当たっては，中詰材（銅水砕スラグ※又は砂）を考慮することにより適

切に設定する。中詰材で使用する銅水砕スラグは，砂状で粒子密度が砂よりも大きい材料であり，解析で考慮する重量については，工事記録や土質試験により得られた結果を用いることにより適切に評価する。

港湾基準によると，護岸施設の地震応答解析において，ケーソン全体に対してコンクリートの解析用物性値（ヤング率等）を設定している。島根２号炉ケーソンについても港湾基準に準じて評価する方針としていたが，中詰材の剛性を期待せずに，ケーソンの躯体のコンクリート強度と構造に応じた剛性を考慮した解析用物性値を設定する方針に見直し，地震応答解析を実施する。

ケーソンの底版，隔壁及びフーチングについては，それぞれに期待する役割を踏まえ，曲げについては限界層間変形角又は圧縮縁コンクリート限界ひずみ，せん断についてはせん断耐力を許容限界とする方針としていた。しかしながら，ケーソン内部に格子状に複数配置される隔壁等は，地震時及び津波時に前壁，後壁及び側壁からの荷重伝達により一体的に挙動することから，ケーソン全体が津波防護施設としての要求性能を担保するため，前壁、後壁、側壁に加え，隔壁，底版，及びフーチングについても，性能目標を「おおむね弾性状態に留まること」とし，それに応じた照査を実施する方針に見直す（詳細は，7.4.2（1）及び（2）参照）。なお，ケーソンの各部材の照査の結果，性能目標を維持できない場合は，性能目標を維持できるよう中詰材改良等の対策を講じる。

なお，施設及び岩盤の各部位の役割や性能目標を長期的に維持していくために必要な保守管理方法を今後検討していく。

※銅の精錬過程で発生するスラグを水で細かく砕いた砂状の物質で一般の砂に比べ密度が大きい。

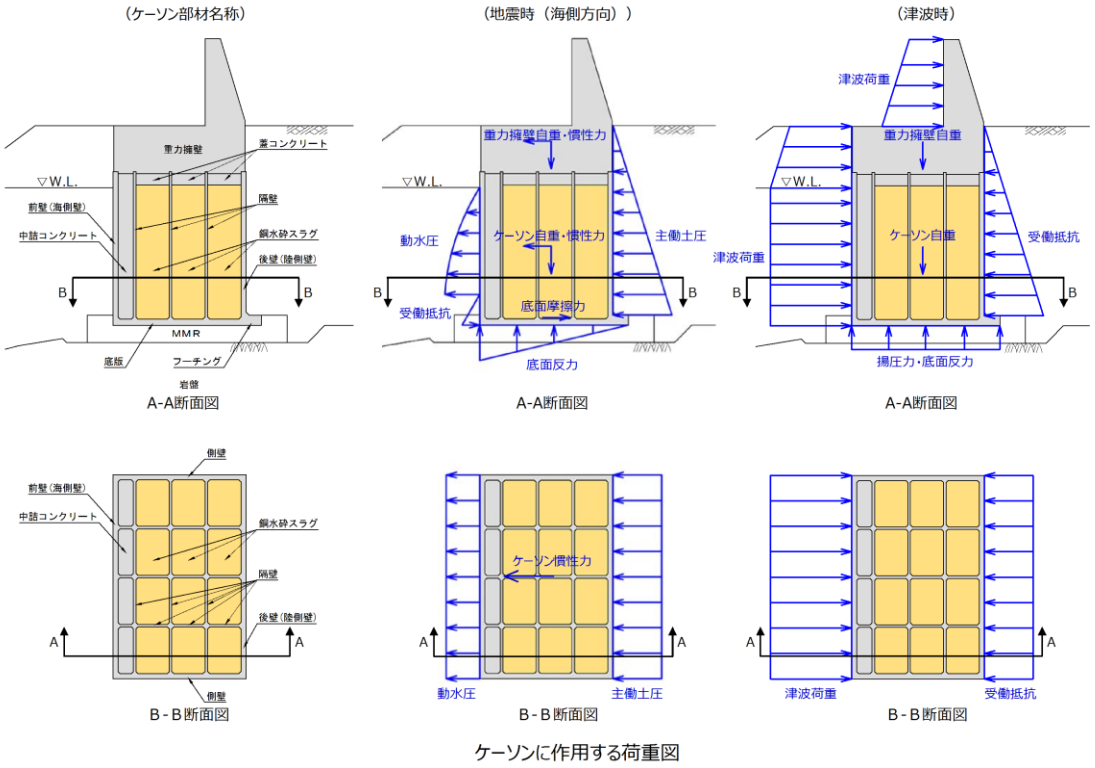
第 7-6 表 防波壁（波返重力擁壁）の各部位の役割に対する性能目標

部位		性能目標			
		鉛直支持 （第３条）	すべり安定性 （第３条）	耐震性 （第４条）	耐津波性 （透水性，難透水性） （第５条）
施設	重力擁壁	－	－	構造部材の健全性を保持するために，重力擁壁がおおむね弾性状態に留まること。	止水目地の支持機能を喪失して重力擁壁間から有意な漏えいを生じないために，重力擁壁がおおむね弾性状態に留まること。
	止水目地			重力擁壁間から有意な漏えいを生じないために，止水目地の変形性能を保持すること。	重力擁壁間から有意な漏えいを生じないために，止水目地の変形・遮水性能を保持すること。
	ケーソン			構造部材の健全性を保持するために，ケーソンがおおむね弾性状態に留まること。	構造部材の健全性を保持し，有意な漏えいを生じないために，ケーソンがおおむね弾性状態に留まること。
	H鋼			構造部材の健全性を保持するために，H鋼がおおむね弾性状態に留まること。	構造部材の健全性を保持するために，H鋼がおおむね弾性状態に留まること。
地盤	ＭＭＲ	・ケーソン及び重力擁壁を鉛直支持するため，十分な支持力を保持すること。	基礎地盤のすべり安定性を確保するため，十分なすべり安全性を保持すること。	－	地盤中からの回り込みによる浸水を防止（難透水性を保持）するため，ＭＭＲ及び改良地盤が破壊しないこと。（内的安定を保持）
	改良地盤				
	岩盤				－

第 7-7 表 防波壁（波返重力擁壁）各部位の照査項目と許容限界
（上段：照査項目，下段：許容限界）

部位		照査項目と許容限界			
		鉛直支持 （第３条）	すべり安定性 （第３条）	耐震性 （第４条）	耐津波性※1 （透水性，難透水性） （第５条）
施設	重力擁壁	－	－	曲げ・せん断 （短期許容応力度以下）	
	止水目地			変形 （許容変形量以下）	変形・水圧 （許容変形量・許容水圧以下）
	ケーソン			曲げ・せん断 （短期許容応力度以下）	
	H鋼			せん断 （せん断応力度以下）	
地盤	ＭＭＲ	支持力 （極限支持力度）	すべり安全率（基礎地盤）※2 （1.5以上）	－	すべり安全率※3 （1.2以上）
	改良地盤				
	岩盤				－

※1　設備及び地盤を含む範囲の浸透流解析により，MMR及び改良地盤の透水係数を保守的に考慮しても津波の耐水時間中に浸水しないことを確認する。
※2　第3条のすべり安全率は施設の外的安定の確認を目的としており，「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価結果に係る審査ガイド」に基づいて1.5以上を許容限界とする。
※3　第4条・第5条のすべり安全率は各部位の内的安定の確認を目的としており，「耐津波設計に係る審査ガイド」を準用して1.2以上を許容限界とする。



第 7-9 図 ケーソンに作用する荷重

第 7-8 表 ケーソン部材に期待する役割

名称	地震時及び津波時の役割
・前壁 ・後壁 ・側壁	・重力擁壁を支持する ・遮水性を保持する
・底版	・前壁，後壁，側壁，隔壁を支持する
・隔壁	・重力擁壁を支持する ・前壁，後壁，側壁，底版の変形を抑制する
・フーチング	・滑動，転倒に対して安定性を確保する

赤字：荷重条件
緑字：要求機能
青字：対応方針

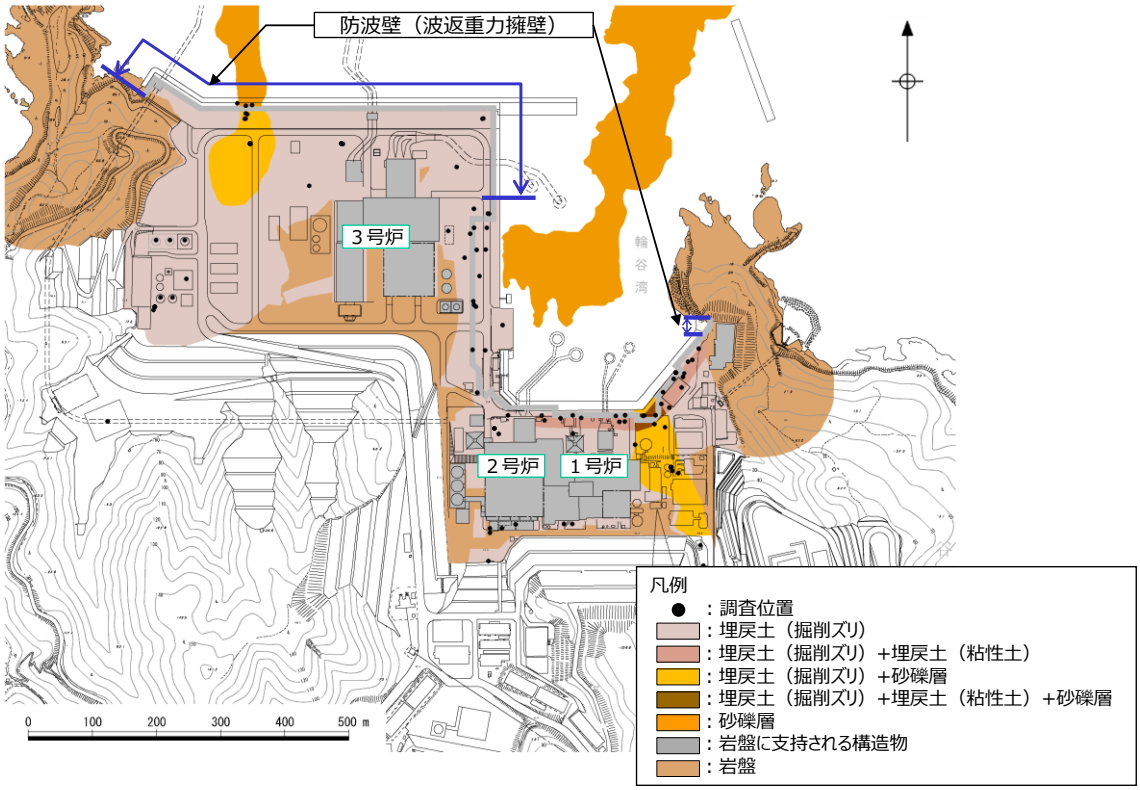
７．２．２ 要求機能と設計評価方針

第 7-9 表　防波壁（波返重力擁壁）に関する要求機能と設計評価方針

施設名	要求機能		機能設計		構造強度設計					設計に用いる許容限界
	審査ガイド	要求機能	性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計 （評価方針）	評価対象部位		応力等の状態	損傷モード	
防波壁（波返重力擁壁）	[基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド] 5.1津波防護施設の設計 津波防護施設については、その構造に応じ、波力による侵食及び洗掘に対する抵抗性並びにすべり及び転倒に対する安定性を評価し、越流時の耐性にも配慮したうえで、入力津波に対する津波防護機能が十分に保持できるよう設計すること。 (1)要求事項に適合する設計方針であることを確認する。 (2)設計方針の確認に加え、入力津波に対して津波防護機能が十分保持できる設計がなされることの見通しを得るため、以下の項目について、設定の考え方を確認する。確認内容を以下に例示する。 ①荷重組合せ a)余震が考慮されていること。耐津波設計における荷重組合せ:常時+津波、常時+津波+地震(余震) ②荷重の設定 a)津波による荷重(波圧、衝撃力)の設定に関して、考慮する知見(例えば、国交省の暫定指針等)及びそれらの適用性。 b)余震による荷重として、サイト特性(余震の震源、ハザード)が 考慮され、合理的な頻度、荷重レベルが設定される。 c)地震により周辺地盤に液状化が発生する場合、防潮堤基礎杭に作用する側方流動力等の可能性を考慮すること。 ③許容限界 a)津波防護機能に対する機能保持限界として、当該構造物全体の変形能力(終局耐力時の変形)に対して十分な余裕を有し、津波防護機能を保持すること。(なお、機能損傷に至った場合、補修に、ある程度の期間が必要となることから、地震、津波後の再使用性に着目した許容限界にも留意する必要がある。) [基準地震動及び耐震設計方針に係る審査ガイド] 6.3津波防護施設、浸水防止設備等 津波防護機能を有する施設、浸水防止機能を有する設備及び敷地における津波監視機能を有する設備のうち建物及び構築物は、常時作用している荷重及び運転時に作用する荷重と基準地震動による地震力の組合せに対して、当該建物・構築物が構造物全体としての変形能力(終局耐力時の変形)について十分な余裕を有するとともに、その施設に要求される機能(津波防護機能、浸水防止機能)を保持すること	・防波壁（波返重力擁壁），地震後の繰り返しの襲来を想定した入力津波に対して，余震，漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した場合においても，津波防護施設が要求される機能を損なうおそれがないよう，津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。 ・防波壁（波返重力擁壁），基準地震動Ｓｓに対し，津波防護施設が要求される機能を損なうおそれがないよう，構造物全体としての変形能力(終局耐力時の変形)に対し，十分な構造強度を有した構造であることが要求される。	・防波壁（波返重力擁壁），地震後の繰り返しの襲来を想定した遡上波に対し，余震，漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した場合においても，想定される津波高さに余裕を考慮した防波壁高さの設定及び構造体の境界部等への止水処置により止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。 ・防波壁（波返重力擁壁），基準地震動Ｓｓに対し，主要な構造部材の構造健全性を維持することで，津波時の止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。	・防波壁（波返重力擁壁），地震後の繰り返しの襲来を想定した遡上波に対し，余震，漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した場合においても， ①想定される津波高さに余裕を考慮した防波壁高さ（浸水高さEL.+11.9mに余裕を考慮した天端高さEL.+15.0m）の設定により，敷地前面に設置する設計とする。 ②防波壁の上部構造は，施設護岸ケーソン上部に設置する重力擁壁及び止水目地により止水性を保持する設計とする。 ③重力擁壁間は，波圧による変形に追随する，止水性を確認したゴムジョイント及びシートジョイントによる止水目地を設置することによる止水処置を講ずる設計とする。 ・防波壁（波返重力擁壁），基準地震動Ｓｓに対し， ④コンクリートの耐性のある部材を使用することで止水性能を保持する設計とする。 ⑤重力擁壁間は，地震による変形に追随する，止水性を確認したゴムジョイント及びシートジョイントによる止水目地を設置することによる止水処置を講ずる設計とする。	・防波壁（波返重力擁壁），地震後の繰り返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，重力擁壁及びケーソンで構成し，津波後の再使用性を考慮し，主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし，十分な支持性能を有する地盤に設置する設計とするとともに，重力擁壁間は，ゴムジョイント及びシートジョイントによる止水目地を設置し，有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。 ・防波壁（波返重力擁壁），基準地震動Ｓｓによる地震時荷重に対し，重力擁壁及びケーソンで構成し，津波時においても主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし，十分な支持性能を有する地盤に設置する設計とするとともに，重力擁壁間は，ゴムジョイント及びシートジョイントによる止水目地を設置し，有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	基準地震動Ｓｓによる地震時荷重，地震後の繰り返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために，構造部材である重力擁壁，ケーソン（止水性能を有する部材）及びH鋼が，おおむね弾性状態に留まることを確認する。	重力擁壁		曲げ・せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「コンクリート標準示方書，構造性能照査編，2002年制定」を踏まえた短期許容応力度とする。
						基準地震動Ｓｓによる地震時荷重，地震後の繰り返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，重力擁壁間から有意な漏えいを生じない変形に留める設計とするため，重力擁壁間に設置するゴムジョイント及びシートジョイントによる止水目地が有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。 また，ゴムジョイント及びシートジョイントが止水性能を保持するための鋼製部材は，おおむね弾性状態に留まることを確認する。	止水目地	止水目地	変形・水圧	有意な漏えいに至る変形・水圧	メーカー規格及び今後必要に応じて実施する性能試験に基づく許容変形量及び許容水圧以下とする。
								止水目地の鋼製部材	曲げ・せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「建築基準法施行令2006年6月」を踏まえた許容応力度とする。
						基準地震動Ｓｓによる地震時荷重，地震後の繰り返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために，構造部材である重力擁壁，ケーソン（止水性能を有する部材）及びH鋼が，おおむね弾性状態に留まることを確認する。	ケーソン		曲げ・せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「コンクリート標準示方書，構造性能照査編，2002年制定」を踏まえた短期許容応力度とする。
							H鋼		せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説　Ⅳ下部構造編（平成14年３月）」を踏まえたせん断応力度とする。
						基準地震動Ｓｓによる地震時荷重，地震後の繰り返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため，作用する設置圧が許容値以下にとどまることを確認する。	地盤	ＭＭＲ・改良地盤	支持力	鉛直支持性能を喪失する状態	「道路橋示方書・同解説　Ⅳ下部構造編（平成14年３月）」を踏まえ，妥当な安全余裕を考慮した極限支持力度とする。
						基準地震動Ｓｓによる地震時荷重，地震後の繰り返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，地盤中からの回り込みによる浸水を防止する設計とするため，すべり破壊せずに津波が敷地に浸水しないことを確認する。			すべり安全率	すべり破壊し，難透水性を喪失する状態	「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用してすべり安全率1.2以上とする。
						基準地震動Ｓｓによる地震時荷重，地震後の繰り返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため，作用する押し込み力が許容値以下に留まることを確認する。		岩盤	支持力	支持機能を喪失する状態	「道路橋示方書・同解説　Ⅳ下部構造編（平成14年３月）」を踏まえ，妥当な安全余裕を考慮した極限支持力度とする。

7．3　周辺地質

防波壁周辺の被覆層の分布状況及び地山の岩盤の分布状況を第 7-10 図に示す。



第 7-10 図 敷地の被覆層 平面図

防波壁（波返重力擁壁）地質縦断図を第 7-11 図 に，岩級縦断図を第 7-12 図 に，地質断面図を 第 7-13 図～第 7-18 図に示す。防波壁（波返重力擁壁）は，直接又はＭＭＲを介して主にC_M級及びC_H級岩盤に支持されており，縦断方向に応じた地質変化部は存在しない。

各断面の特徴は以下のとおり。

・①－①断面は，岩盤上にＭＭＲを介して重力擁壁を設置した。また，背面の周辺地盤には埋戻土（掘削ズリ）が分布している。

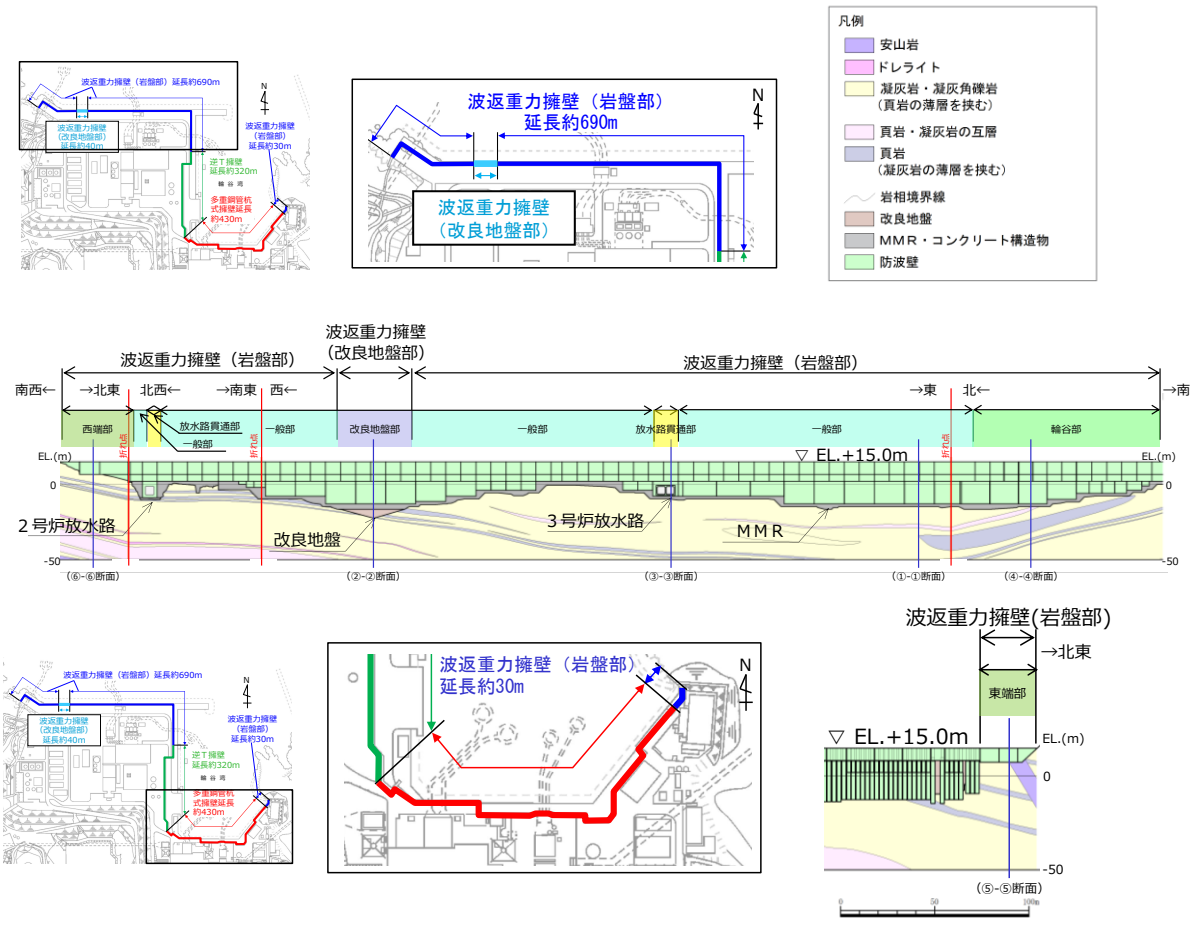
・②－②断面は，岩盤上の砂礫層を高圧噴射撹拌工法により地盤改良し，その上部にＭＭＲを介して重力擁壁を設置した。また，背面の周辺地盤には埋戻土（掘削ズリ）が分布している。

・③－③断面は，防波壁下部のケーソンを３号炉放水路が貫通している。

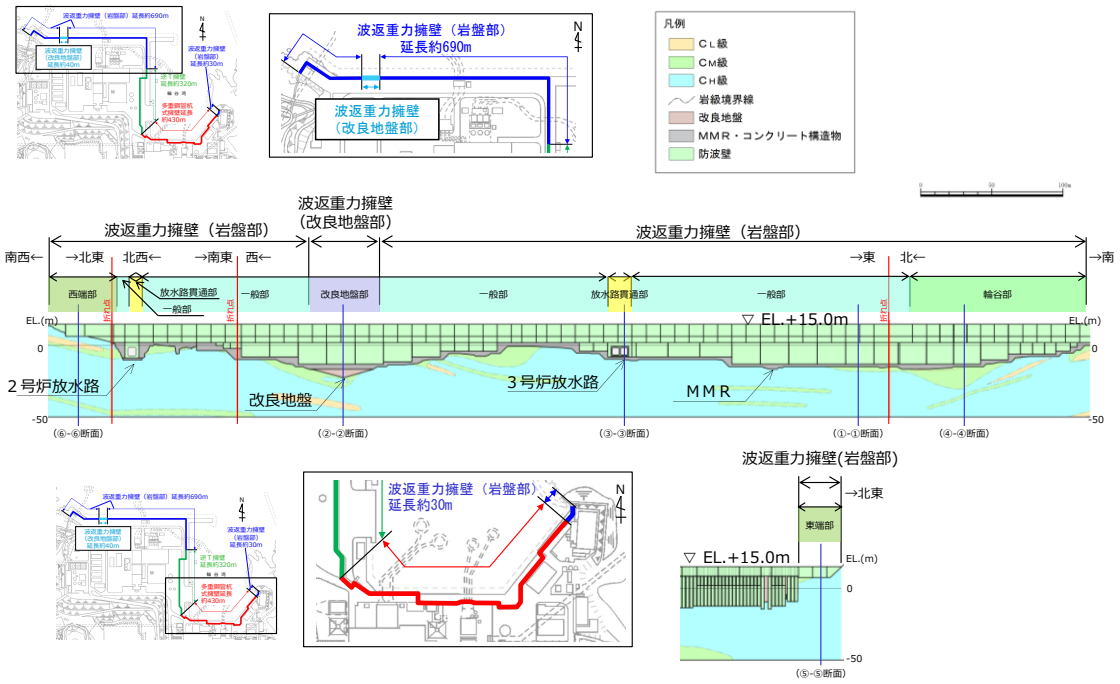
・④－④断面は，岩盤上にＭＭＲを介して重力擁壁を設置した。また，背面の周辺地盤には埋戻土（掘削ズリ）が分布している。

・⑤－⑤断面は，岩盤上に直接，重力擁壁を設置した。

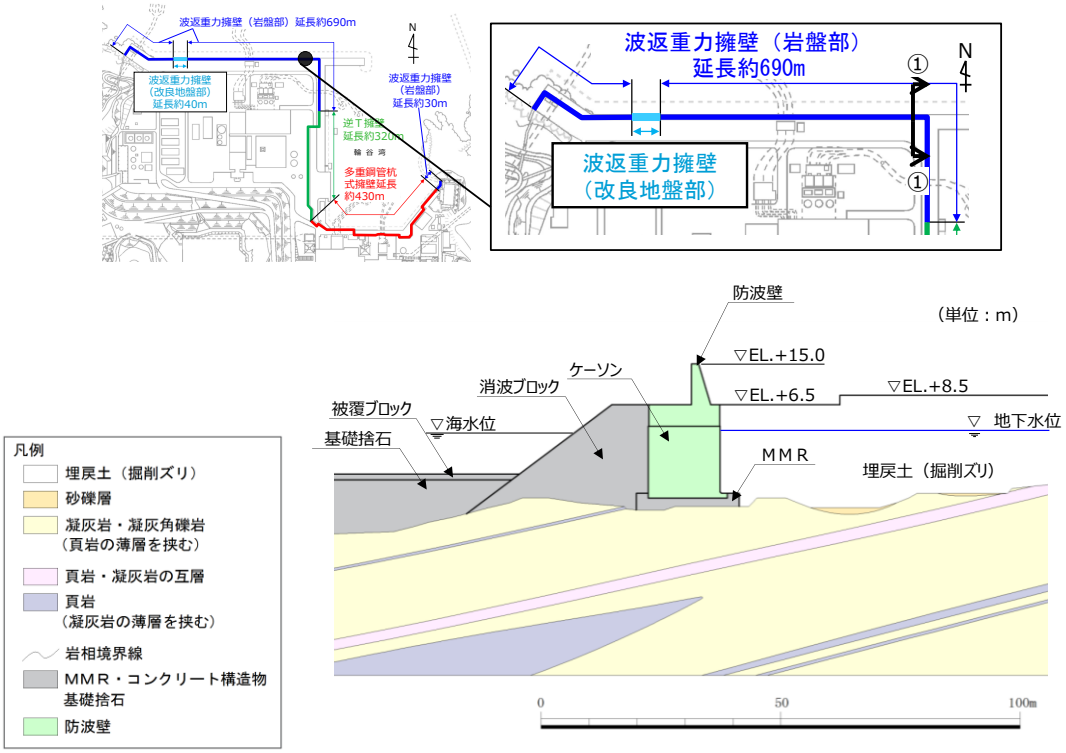
・⑥－⑥断面は，岩盤上に直接，重力擁壁を設置した。



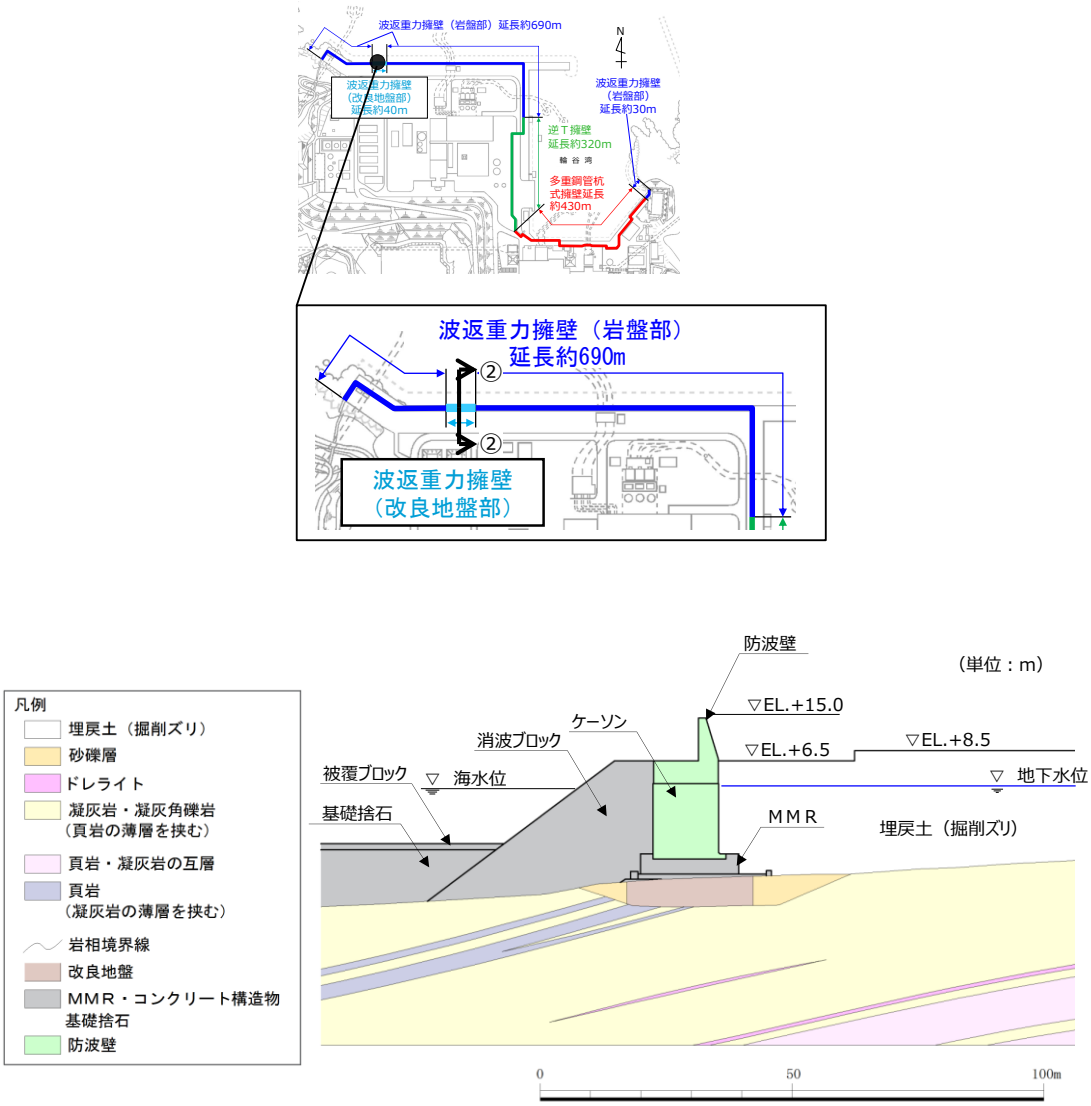
第 7-11 図 防波壁（波返重力擁壁）の地質縦断図



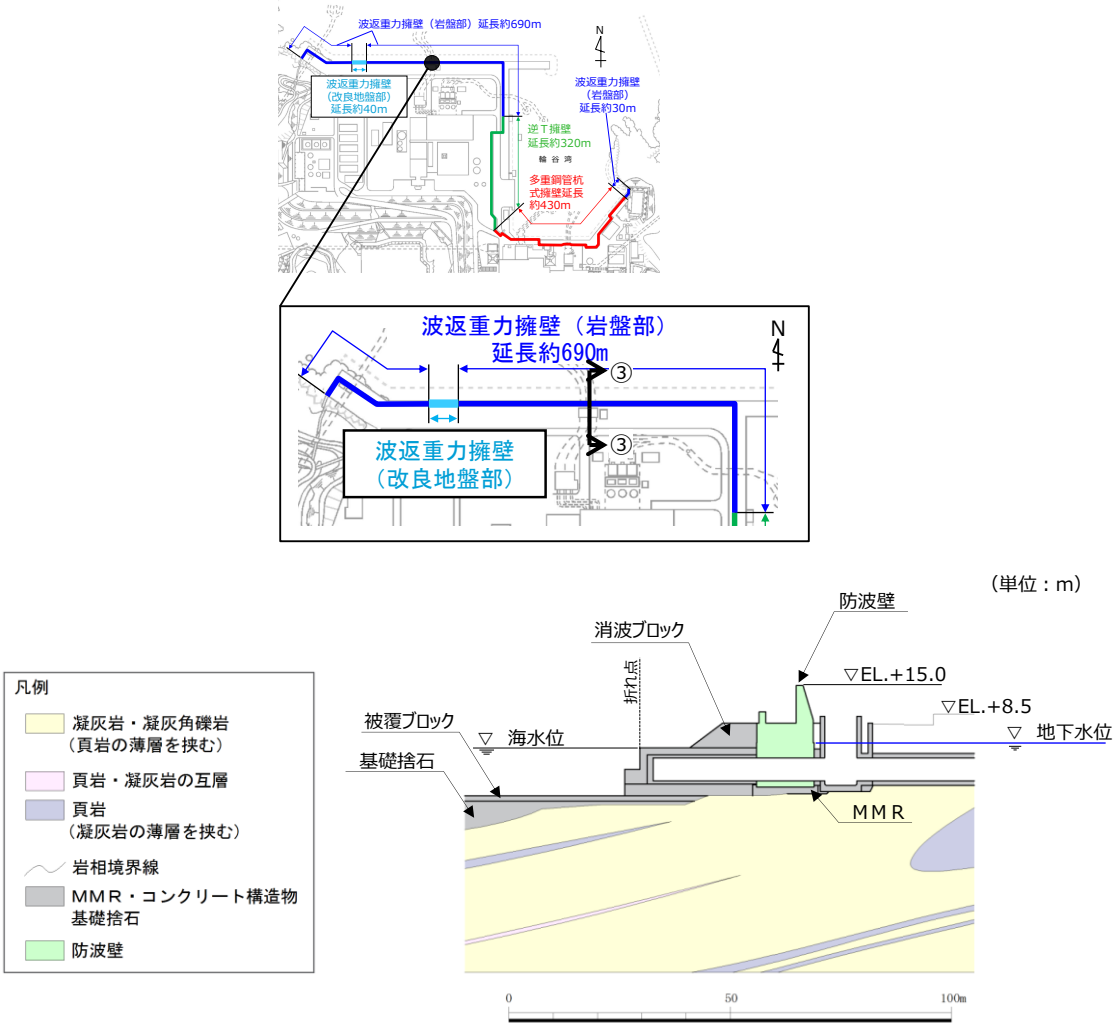
第 7-12 図 防波壁（波返重力擁壁）の岩級縦断図



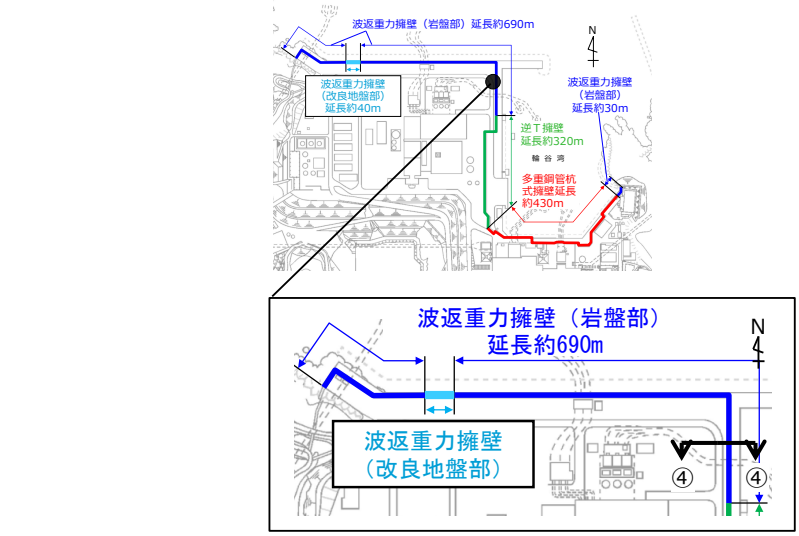
第 7-13 図 防波壁（波返重力擁壁）の地質断面図（①－①）

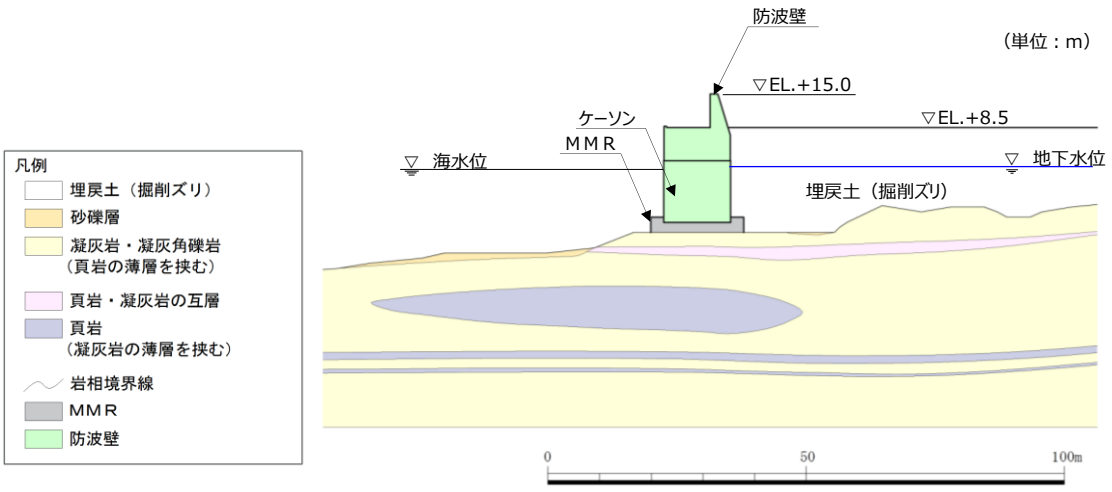


第 7-14 図 防波壁（波返重力擁壁）の地質断面図（②－②）

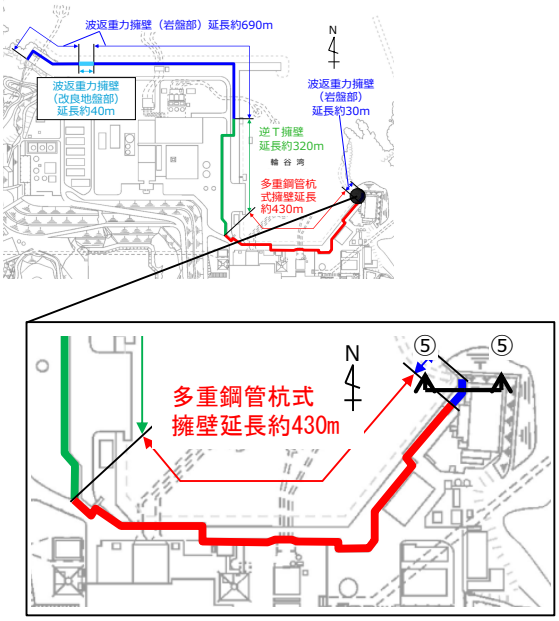


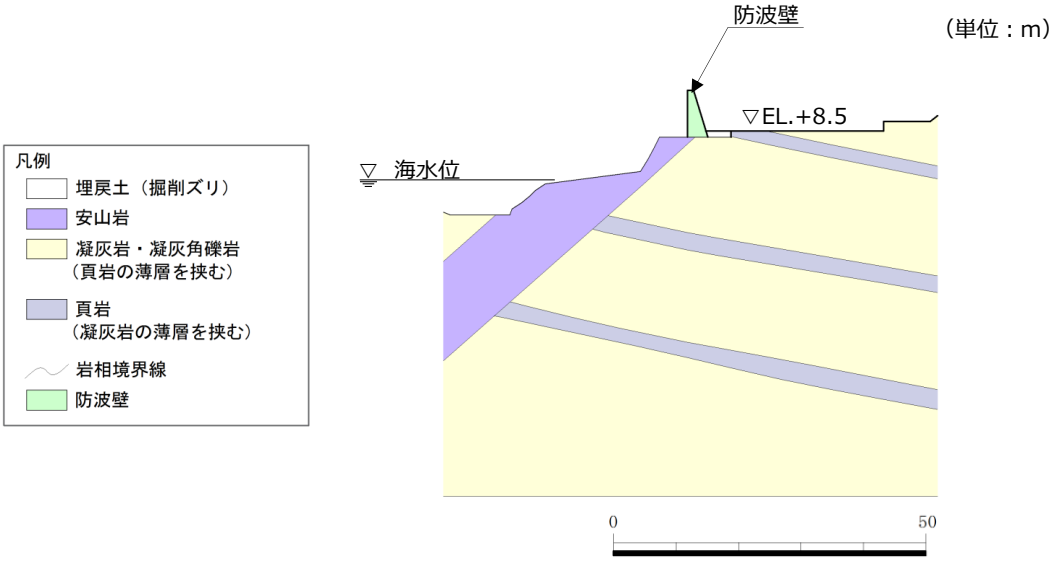
第 7-15 図 防波壁（波返重力擁壁）の地質断面図（③－③）



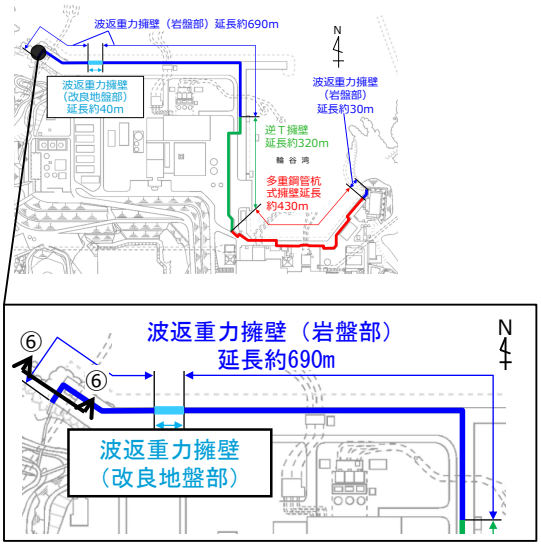


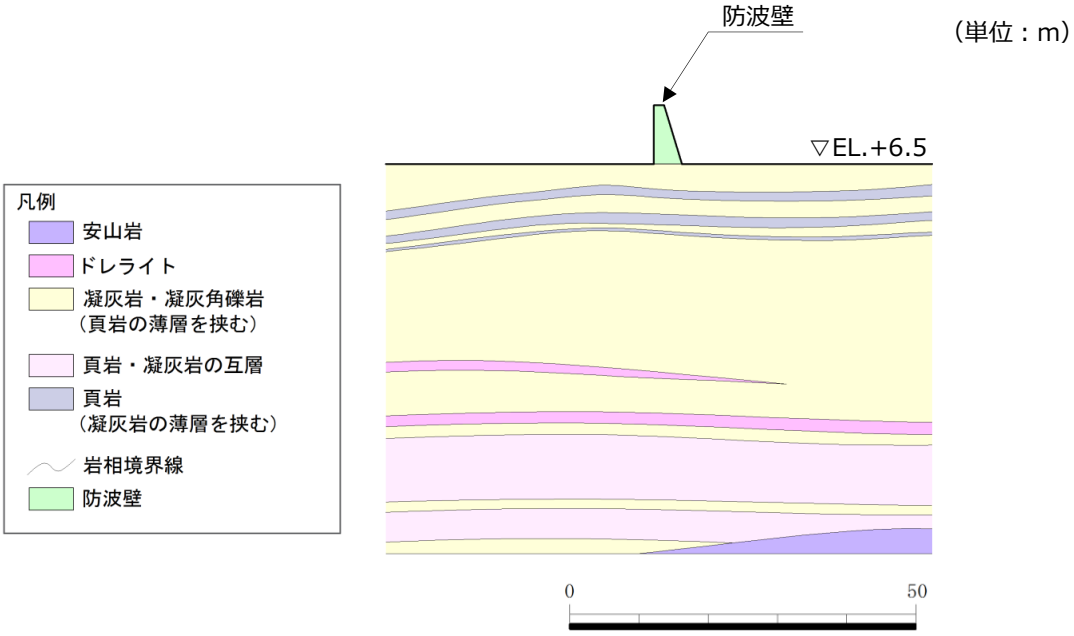
第 7-16 図 防波壁（波返重力擁壁）の地質断面図（④－④）





第 7-17 図 防波壁（波返重力擁壁）の地質断面図（⑤－⑤）



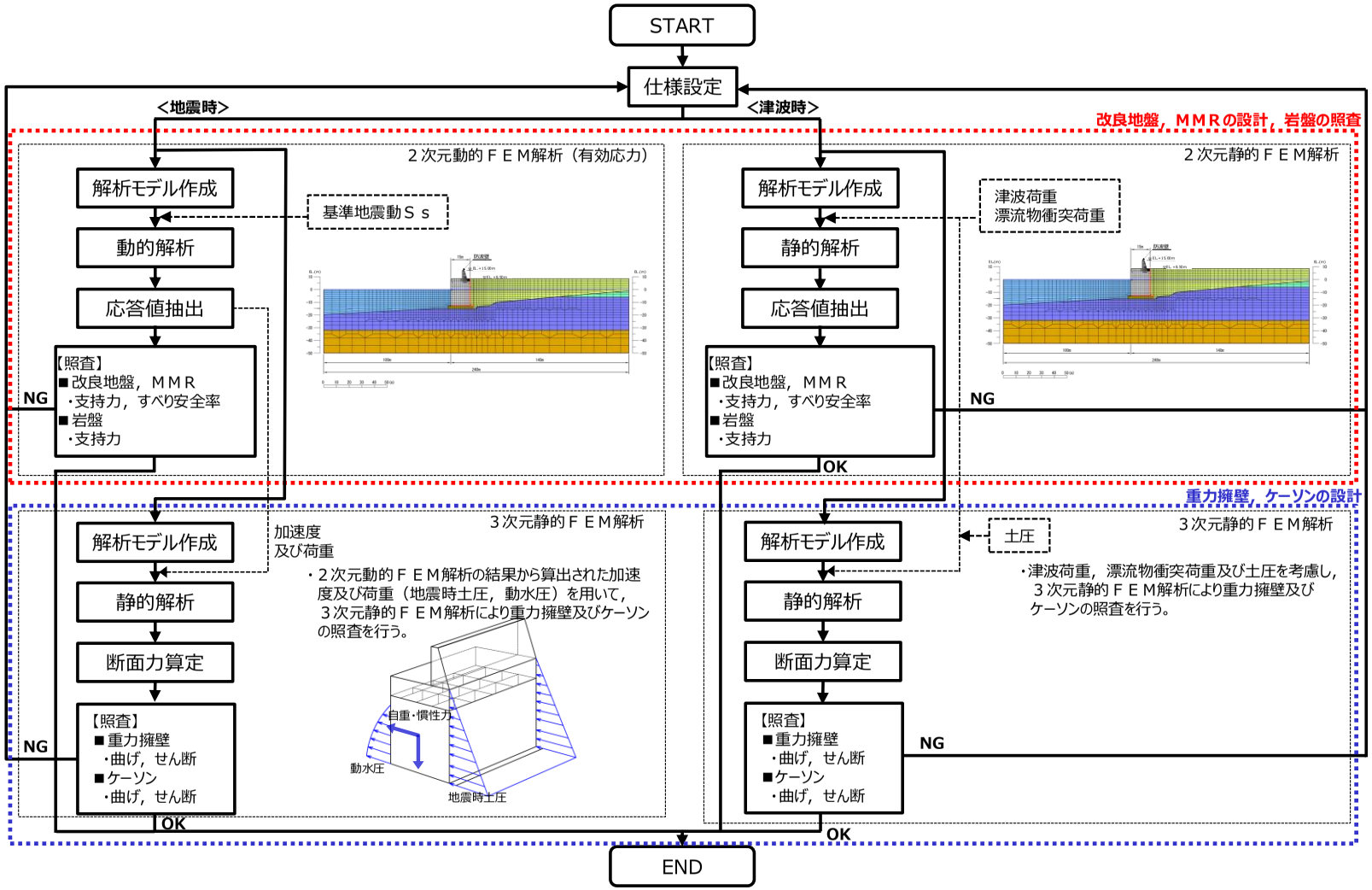


第 7-18 図 防波壁（波返重力擁壁）の地質断面図（⑥－⑥）

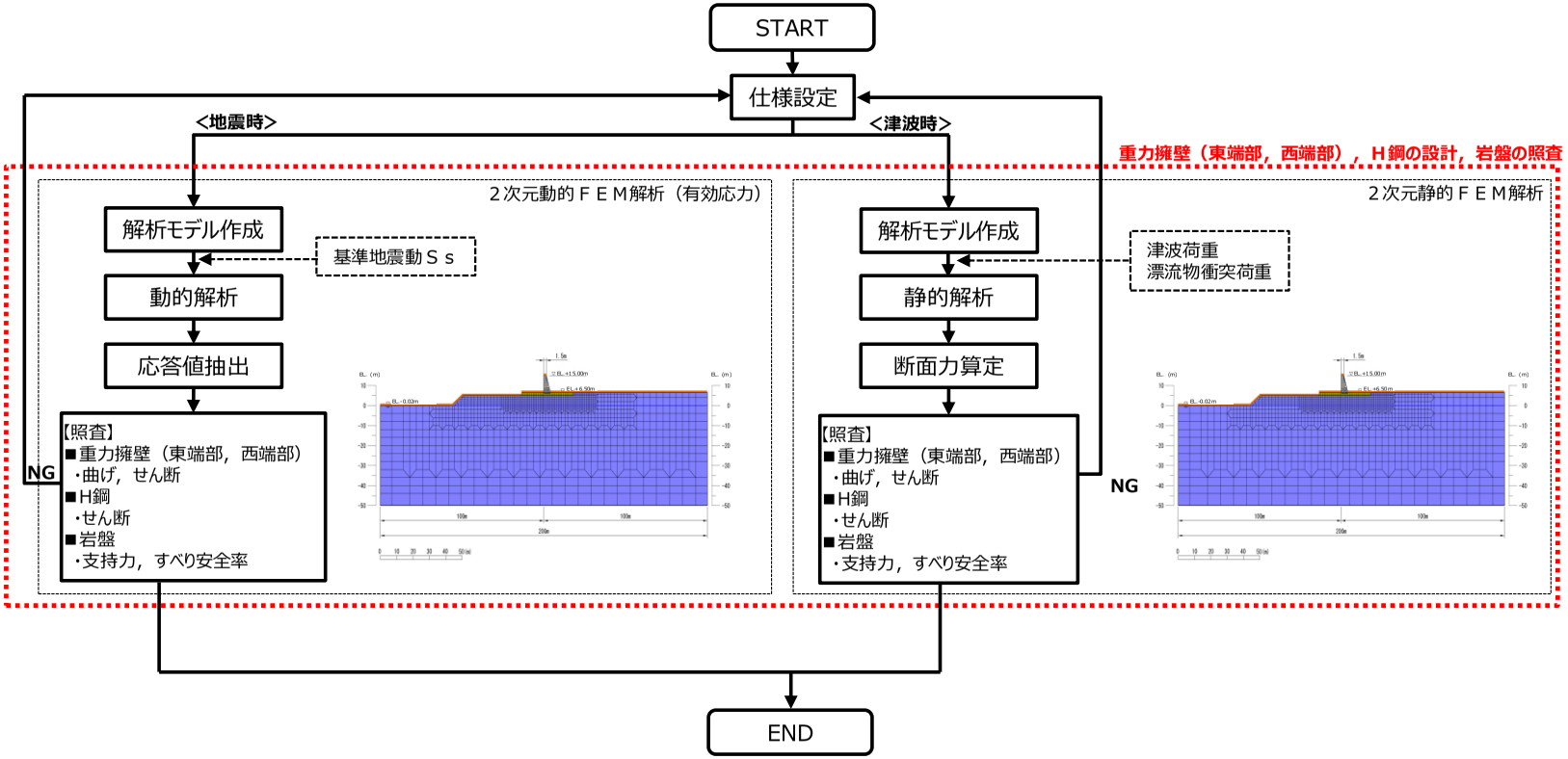
７．４ 設計方針

７．４．１ 設計フロー

防波壁（波返重力擁壁）を構成するケーソンは，複数の隔壁を有しており，その影響を考慮する必要があることから，重力擁壁を含めた３次元モデルにより，耐震評価を行う。防波壁（波返重力擁壁）の解析の流れを第7-19図（1）に示し，防波壁（波返重力擁壁）東端部及び西端部の解析の流れを第7-19図（2）に示す。



第 7-19 図(1)　防波壁（波返重力擁壁）の解析概要



第 7-19 図(2) 防波壁（波返重力擁壁）東端部及び西端部の解析概要

７．４．２ 設計方針の概要

（１）部位ごとの設計方針

防波壁（波返重力擁壁）の部位ごとの設計方針を第 7-10 表に示す。重力擁壁，ケーソン及びH鋼の設計方針概要については，以下に示す。

【重力擁壁の設計方針概要】

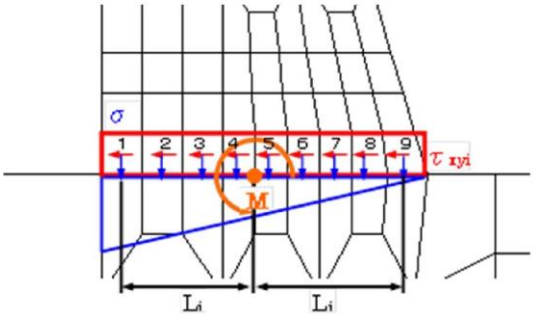
重力擁壁は，ケーソンを含めてモデル化した３次元静的ＦＥＭ解析により，地震時及び津波時の照査を行う。なお，東端部及び西端部は，地震時は２次元動的ＦＥＭ解析により，津波時は２次元静的ＦＥＭ解析により照査を行う。

２次元動的ＦＥＭ解析において平面要素でモデル化する重力擁壁は，重力擁壁付根各要素での発生応力（垂直応力σ_y，せん断応力τ_{xy}）を基に，重力擁壁付根中心位置における，軸力Ｎ，曲げモーメントＭ，せん断力Ｑを算定する。

本照査方法は，JEAG4601-1987 における p. 381「基礎マット等の厚いコンクリートの断面評価法」に準じたものである。モデル図を第 7-20 図に示す。

軸力　　$N=\Sigma(\sigma_{yi}\times l_i)$
曲げモーメント　$M=\Sigma(\sigma_{yi}\times l_i\times L_i)$
せん断力　　$Q=\Sigma(\tau_{xyi}\times l_i)$

ここに，σ_{yi}：防波壁付根要素の垂直応力（kN/m²）
τ_{xyi}：防波壁付根要素のせん断応力（kN/m²）
l_i：防波壁付根各要素の要素幅（m）
L_i：防波壁付根中心からのアーム長（m）



第 7-20 図　２次元動的ＦＥＭ解析モデル図

【ケーソンの設計方針概要】

ケーソンの各部位に対しては，重力擁壁を含めてモデル化した３次元静的ＦＥＭ解析により，地震時及び津波時の照査を行う。

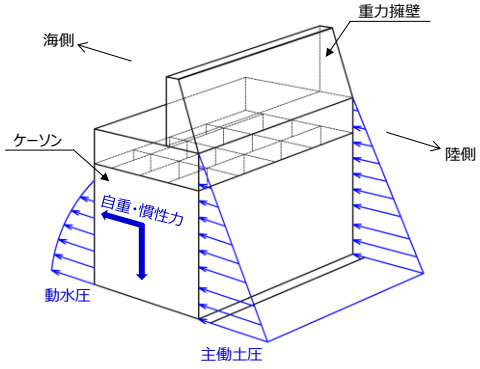
【H鋼の設計方針概要】

重力擁壁の転倒に伴うH鋼の引抜きについては，岩盤の支持力照査を踏まえて評価する。

第 7-10 表 防波壁（波返重力擁壁）の部位ごとの設計方針

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
重力擁壁	地震時	３次元静的ＦＥＭ解析 又は２次元動的ＦＥＭ解析	曲げ・せん断	短期許容応力度	コンクリート標準示方書，構造性能照査編 2002年制定
	津波時	３次元静的ＦＥＭ解析 又は２次元静的ＦＥＭ解析			
ケーソン	地震時	3次元静的ＦＥＭ解析	曲げ・せん断	短期許容応力度	コンクリート標準示方書，構造性能照査編， 2002年制定
	津波時				
H鋼	地震時	２次元動的ＦＥＭ解析 （有効応力解析）	せん断	せん断応力度	道路橋示方書・同解説　Ⅳ下部構造編 （平成14年3月）
	津波時	2次元静的ＦＥＭ解析			
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	メーカー規格及び性能試験に基づく許容変形量及び許容水圧以下とする。	
	津波時	静的解析			
止水目地の鋼製部材	地震時	2次元動的ＦＥＭ解析 （有効応力解析）	曲げ・せん断	「建築基準法施行令2006年6月」を踏まえた許容応力度とする。	
	津波時	波圧算定式により算定			
岩盤	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	道路橋示方書・同解説　Ⅳ下部構造編 （平成14年3月）
	津波時	2次元静的ＦＥＭ解析			
改良地盤及びＭＭＲ	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	道路橋示方書・同解説　Ⅳ下部構造編 （平成14年3月）
			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	2次元静的ＦＥＭ解析	支持力	極限支持力	道路橋示方書・同解説　Ⅳ下部構造編 （平成14年3月）
			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

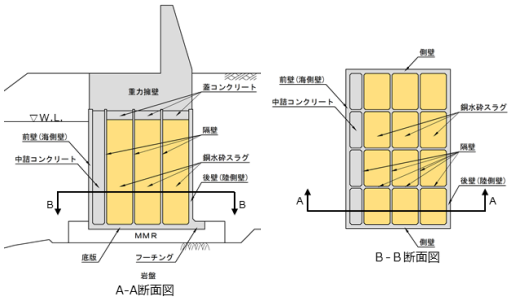
ケーソンの底版，隔壁及びフーチングについては，それぞれに期待する地震時及び津波時の役割を踏まえ，曲げについては限界層間変形角又は圧縮縁コンクリート限界ひずみ，せん断についてはせん断耐力を許容限界とする方針としていたが，津波時に遮水性の役割に期待する前壁，後壁及び側壁と構造的に一体化していることを踏まえ，許容限界を短期許容応力度に見直す。



地震時（海側方向）の荷重イメージ図（改良地盤部の例）

ケーソンの各部材の要求性能と許容限界

名称	要求性能	許容限界	
		曲げ	せん断
・前壁 ・後壁 ・側壁	止水性能 支持性能	短期許容応力度	
・隔壁 ・底版 ・フーチング	支持性能		



ケーソン部材名称（改良地盤部の例）

第 7-21 図　防波壁（波返重力擁壁）ケーソンの部材評価概念

（２）地震時の検討（２次元動的ＦＥＭ解析（有効応力解析））

地震時の検討は，２次元動的ＦＥＭ解析（有効応力解析）にて行う。以下に，解析の概要を示す。

ⅰ．解析の目的

・重力擁壁，ケーソン，埋戻土，基礎捨石，砂礫層，改良地盤，施設護岸，岩盤等を含めた全体の動的挙動評価

・地盤特性及び液状化を考慮した影響評価

ⅱ．結果の利用

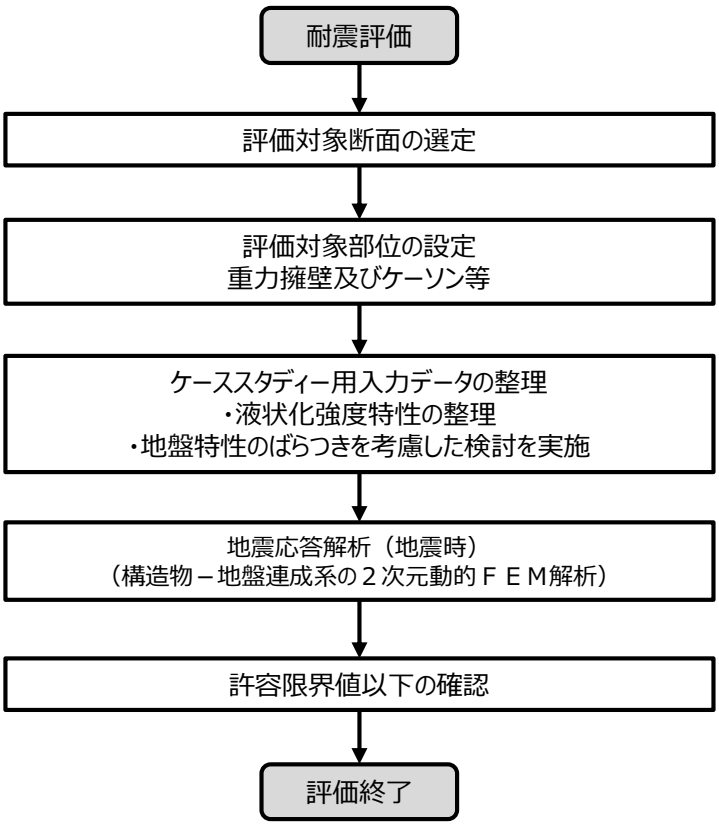
・重力擁壁及びケーソン等の照査

・止水目地の変形量

・地震時応答（変形量を含む）

ⅲ．解析条件

・地盤物性のばらつきを考慮する



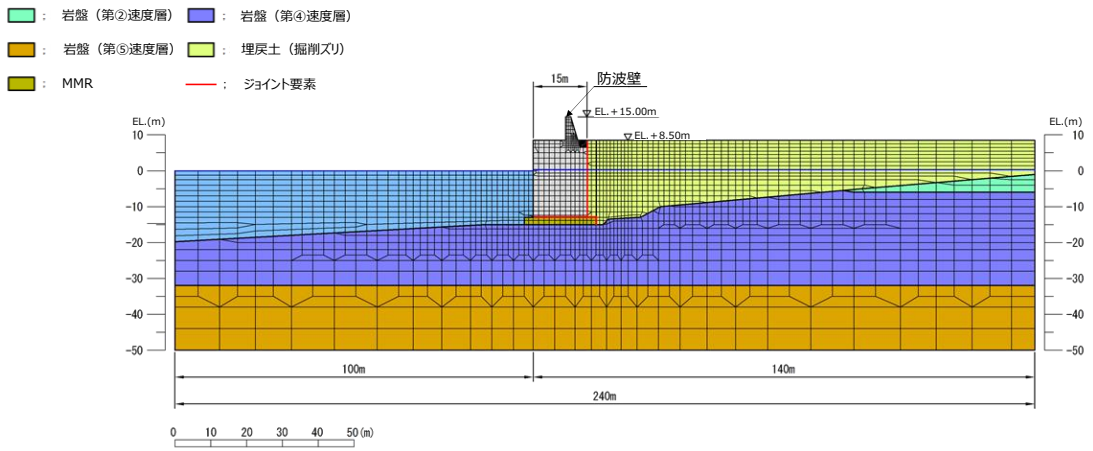
第 7-22 図 設計フロー

第 7-11 表 代表断面選定の考え方

着目点	概要	代表断面の選定
地質分布	構造的特徴，周辺の地質分布及び隣接構造物を考慮して，代表断面を選定する。	詳細設計段階において，地震応答解析により耐震評価を行ううえで，構造物の応答が耐震評価上最も厳しくなると考えられる断面を選定する。

【モデル化方針（波返重力擁壁）】

波返重力擁壁は施設護岸と一体化した構造のため線形平面要素でモデル化する。岩盤及びMMRは線形平面要素でモデル化する。埋戻土（掘削ズリ），砂礫層，改良地盤はマルチスプリング要素でモデル化する。消波ブロックは分布荷重で考慮する。なお，ケーソン前面の基礎捨石天端以深に存在する消波ブロック（一般部①－①断面他）は，基礎捨石天端以深の範囲をモデル化する。液状化評価対象層である埋戻土（掘削ズリ）は液状化パラメータを設定する。海水は流体要素でモデル化する。防波壁と背後地盤など，要素間の滑り・剥離を考慮する箇所は，ジョイント要素でモデル化する。



第 7-23 図 防波壁（波返重力擁壁）の解析モデル

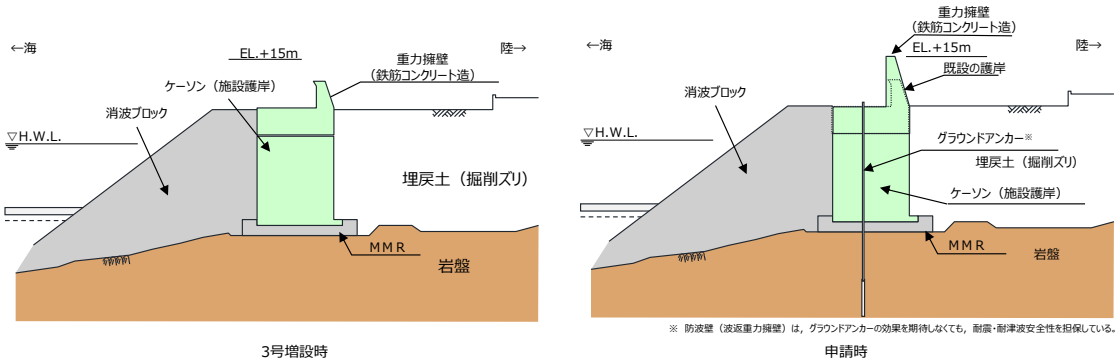
（３）ケーソン設計方針

（a）既設の護岸の構造変更に係る主な経緯

防波壁（波返重力擁壁）の構造変更に係る主な経緯を第 7-12 表に，断面図を第 7-24 図に示す。防波壁（波返重力擁壁）のうち既設の護岸は，３号炉増設時に建設されている。その後，平成 23 年 3 月の東北地方太平洋沖地震を踏まえ，重力擁壁の嵩上げを実施し，港湾の施設の技術基準適合性確認を受けている。

第 7-12 表　構造変更に係る主な経緯

主な経緯	概　要	重力擁壁天端高	準拠基準
①3号炉増設時 （H16.2 公有水面埋立免許受領）	埋立地の外郭施設であるため，波浪時（変動波浪：100年確率波）及び地震時（レベル１地震動：設計震度0.14）の外力に対して十分な耐波性，耐震性を有する構造として設計。	EL.+11m	海岸保全施設築造基準解説，河川砂防技術基準（案）同解説，港湾基準（平成11年４月）等
②港湾の施設の技術基準適合性確認 （H23.11 確認証受領）	平成23年3月の東北地方太平洋沖地震を踏まえた安全対策として，津波による敷地内への浸水を防止するため，既設ケーソン式護岸の嵩上げを実施し，港湾の施設の技術基準適合性確認証を受領した。当該確認においては，レベル１地震動，基準地震動Ｓｓ（600Gal）及び津波高さ(敷地浸水高さ) EL.+15mにより評価。	EL.+15m	港湾基準
③新規制基準適合性審査 （H25.12）	基準地震動Ｓｓ及び入力津波を設計外力とした場合でも，構造成立性を確認。	EL.+15m	港湾基準，防波堤の耐津波設計ガイドライン(2013），RC示方書等



第 7-24 図 防波壁（波返重力擁壁）断面図

(b) 新規制基準における要求機能及び性能照査

新規制基準において，津波防護施設は，基準地震動Ｓｓ並びに入力津波に対し，津波防護施設が要求される機能を損なうおそれがないよう，構造物全体としての変形能力に対し，十分な構造強度を有するとともに，浸水及び漏水を防止することが要求性能とされている。

防波壁（波返重力擁壁）は津波防護施設であることから，その構成部位であるケーソンの照査に当たっては，要求性能及び性能目標を新規制基準に従い設定する。

ケーソンは港湾基準によると，供用時における照査部位として底版，フーチング，前壁，後壁及び側壁が選定されるが，新規制基準においては津波防護施設に区分されるため，性能目標が地震，津波後の再使用性を考慮し，「おおむね弾性状態に留まること」となることから，港湾基準における照査部位に隔壁を加えることとする。ケーソンの照査項目及び許容限界を第 7-13 表に示す。

第 7-13 表　ケーソンの照査項目及び許容限界

	新規制基準	ケーソンの設計方針	（参考）港湾の施設の技術上の基準・同解説	
施設名	津波防護施設	津波防護施設	津波対策施設	
			使用性	修復性
要求性能	・基準地震動Ｓｓに対し，津波防護施設が要求される機能を損なうおそれがないよう，構造物全体としての変形能力に対し，十分な構造強度を有した構造であること。 ・入力津波に対して，津波防護施設が要求される機能を損なうおそれがないよう，津波による浸水及び漏水を防止すること。	・基準地震動Ｓｓに対し，津波防護施設が要求される機能を損なうおそれがないよう，構造物全体としての変形能力に対し，十分な構造強度を有した構造であること。 ・入力津波に対して，津波防護施設が要求される機能を損なうおそれがないよう，津波による浸水及び漏水を防止すること。	・施工時及び供用時に当該施設が置かれる諸条件に照らし，自重，土圧，水圧，変動波浪，水の流れ，レベル一地震動，漂流物の衝突等の作用による損傷等が，当該施設の機能を損なわず継続して使用することに影響を及ぼさないこととする。（永続状態及び変動状態）	・津波，レベル二地震動等の作用による損傷等が，軽微な修復による当該施設の機能の回復に影響を及ぼさないこと。（偶発状態）
性能目標	・基準地震動Ｓｓ並びに入力津波により発生する応力が，既往研究等において試験・解析等により妥当性が確認された許容値を超えていないこと。	・おおむね弾性状態に留まること。	・永続状態及び変動状態に対して健全性を損なう危険性が限界値以下であること。	・偶発状態に対して作用による損傷の程度が限界値以下であること。
供用時における照査部位	施設の安定性を確保するために健全性を求める部材	・底版，フーチング ・前壁，後壁及び側壁 ・隔壁	・底版，フーチング ・前壁，後壁及び側壁	施設の安定性を確保するために健全性を求める部材
供用時における照査項目（許容限界）	規定なし	・曲げ破壊（短期許容応力度） ・せん断破壊（短期許容応力度）	・断面破壊（設計断面耐力） ・使用性 （曲げひび割れ幅の制限値） ・抜け出し（設計降伏応力度）	規定なし

７．４．３ 荷重と発生断面力の概要

（１）津波時

防波壁（波返重力擁壁）の津波時の荷重図と発生断面力（応力状態）のイメージ図を第 7-25 図に示す。

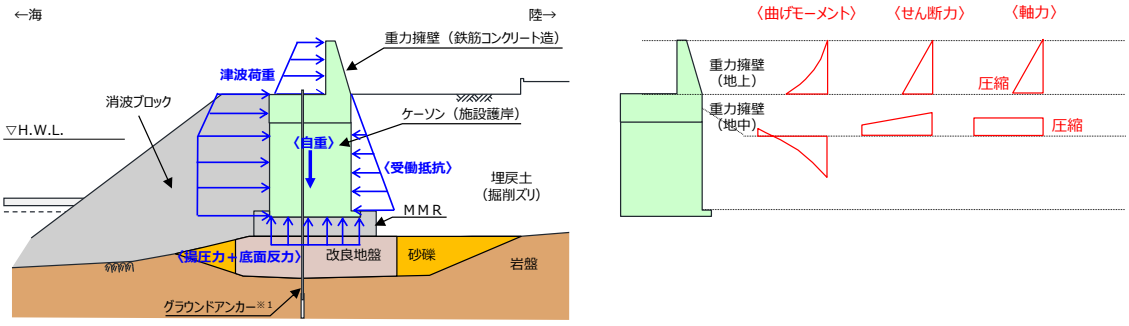
【荷重伝達メカニズム】

津波荷重に対して海側に位置する消波ブロックは考慮せず，津波荷重はケーソンに直接作用させる。

重力擁壁及びケーソンに作用する津波荷重は，重力擁壁・ケーソンを介して背後の埋戻土及び底面に伝わり，反力として受働抵抗が働く。

【発生断面力（応力状態）】

重力擁壁には受働抵抗が作用しないため，重力擁壁の発生断面力は重力擁壁付け根に集中する。



※１ 防波壁（波返重力擁壁）は，グラウンドアンカーの効果を期待しなくても，耐震・耐津波安全性を担保している。
※２ 雪荷重，風荷重，衝突荷重は省略

荷重図　　発生断面力

第 7-25 図 防波壁（波返重力擁壁）の津波時の
荷重図と発生断面力イメージ図

（２）地震時

防波壁（波返重力擁壁）の地震時（海側方向）の荷重図と発生断面力（応力状態）のイメージ図を第７-26 図に示す。

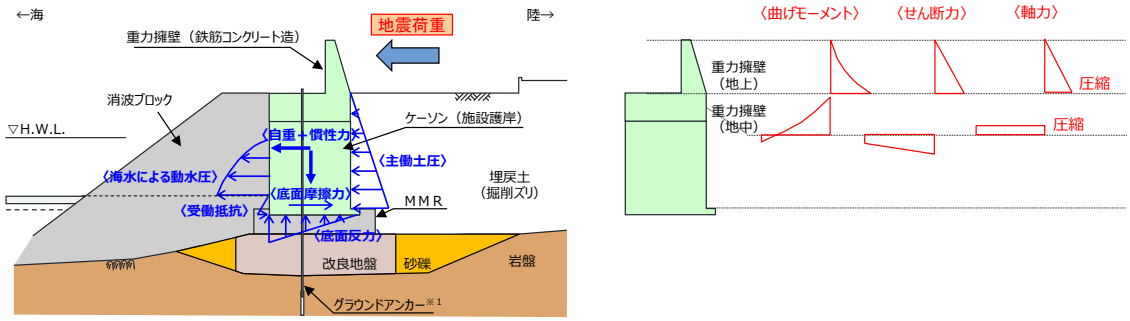
【荷重伝達メカニズム】

地震力に対して海側に位置する消波ブロックは，受働抵抗として期待しない。

重力擁壁及びケーソンに作用する地震力（慣性力及び主働土圧）は，重力擁壁・ケーソンを介して前面の捨石およびケーソンの底面に伝わり，反力として受働抵抗及び底面摩擦が働く。

【発生断面力（応力状態）】

重力擁壁には受働抵抗が作用しないため，重力擁壁の発生断面力は重力擁壁付け根に集中する。



第 7-26 図 防波壁（波返重力擁壁）の地震時（海側方向）の荷重図と発生断面力イメージ図

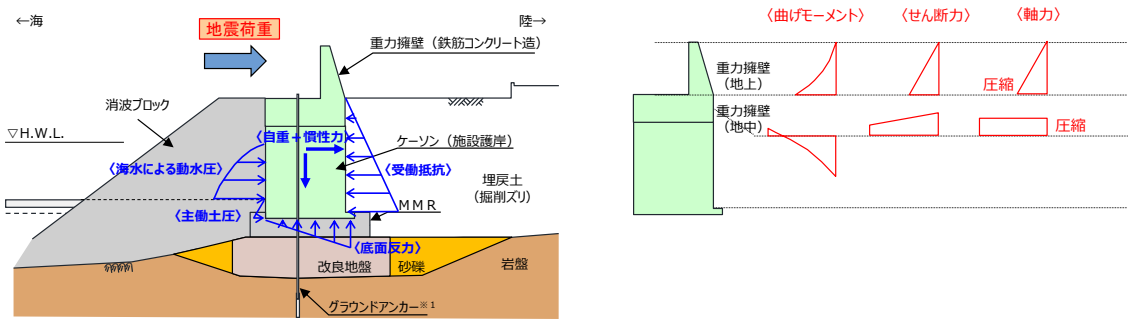
防波壁（波返重力擁壁）の地震時（陸側方向）の荷重図と発生断面力（応力状態）のイメージ図を第 7-27 図に示す。

【荷重伝達メカニズム】

重力擁壁及びケーソンに作用する地震力（慣性力及び主働土圧）は，重力擁壁・ケーソンを介して背後の埋戻土および底面に伝わり，反力として受働抵抗及びケーソンの底面反力が働く。

【発生断面力（応力状態）】

重力擁壁には受働抵抗が作用しないため，重力擁壁の発生断面力は重力擁壁付け根に集中する。



※1 防波壁（波返重力擁壁）は，グラウンドアンカーの効果を期待しなくても，耐震・耐津波安全性を担保している。
※2 雪荷重，風荷重は省略

荷重図　　発生断面力

第 7-27 図 防波壁（波返重力擁壁）の地震時（陸側方向）の荷重図と発生断面力イメージ図

７．４．４ 損傷モードと弱部

（１）要求機能を喪失する事象の抽出

防波壁について，設計の保守性の観点から，以下に示すように津波高さに対する裕度及び想定を超える事象に対する配慮をしている。

ｉ．津波高さに対する裕度

・入力津波高さ EL.＋11.9m に対し EL.＋15.0m の高さの防波壁を設置しており，十分な裕度を有する設計

・防波壁天端高さにまで津波が遡上したとしても，防波壁の健全性が維持できる構造上の裕度を確保

防波壁（波返重力擁壁）について，各部位が損傷して要求機能を喪失する事象を抽出し，それに対する設計・施工上の配慮について整理した。また，これに合わせて，防波壁の構造上の弱部を抽出した。結果を第 7-14 表に示す。

第 7-14(1)表 防波壁（波返重力擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮及び構造上の弱部の抽出

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース※1	設計・施工上の配慮	照査※2
重力擁壁	・ 地震又は津波荷重により曲げ・せん断破壊し，遮水性を喪失する。	①，②	・ 重力擁壁の発生応力度が，許容応力度以下であることを確認する。	○
	・ 津波時の漂流物衝突荷重により，重力擁壁が損傷し，遮水性を喪失する。	②	・ 漂流物衝突荷重による重力擁壁の発生応力度が許容応力度以下であることを確認する。	○
	・ 竜巻の風荷重や飛来物荷重により，重力擁壁が損傷する，あるいは止水目地を支持できなくなり，遮水性を喪失する。	―	・ 万一，竜巻及びその随伴事象により損傷した場合には，津波防護機能が必要となる前に修復等の対応を実施。	―
	・ 地震荷重により，重力擁壁が滑動し，ケーソンと重力擁壁の境界に水みちが形成されることで，遮水性を喪失する。【損傷モードと弱部（2）】	①，②	・ ケーソンと重力擁壁の境界は，蓋コンクリート天端をケーソン天端から20cm下げて打設することで，一体構造としている。ケーソンと重力擁壁の境界部であるケーソン張出部の健全性を確認し，遮水性を確保することを確認する。（7.5（3）参照）	○
	・ 地震又は津波荷重により，重力擁壁の既設コンクリートと新設コンクリートの取合い部が損傷し，遮水性を喪失する。【損傷モードと弱部（3）】	①，②	・ 既設コンクリートの表面は目荒らしを実施し，必要な付着強度を確保している。また，嵩上げした重力擁壁は，海側及び陸側に新たに鉛直鉄筋を主筋として配置し，この鉄筋を施設護岸に定着させ，一体化させた構造としている。（7.5（2）参照）	○
	・ 地震時又は津波時に施設護岸の一部が崩壊し，津波により運ばれて重力擁壁に衝突することで重力擁壁が損傷し，遮水性を喪失する。	②	・ 数値シミュレーションにより，護岸際は流速が小さいことを確認しているため，護岸構成部材は津波により漂流物とならないと判断する。	―

※1 ①地震時，②津波時
※2 照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

第 7-14（2)表 防波壁（波返重力擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮及び構造上の弱部の抽出

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース※1	設計・施工上の配慮	照査※2
止水目地（支持部含む）	• 地震又は津波時により発生した施工ブロック間の相対変形により，目地の許容変形量を超える変形が生じ，遮水性を喪失する。	①，②	• メーカー規格及び性能試験に基づく許容変形量及び許容水圧以下であることを確認する。 • 異種構造形式の境界部，防波壁周辺の隣接構造物，改良地盤の有無を考慮して選定した断面について止水目地の相対変形量を算定し，許容変形量及び許容水圧以下であることを確認する。	○
	• 津波時の漂流物が衝突することにより，目地が損傷し遮水性を喪失する。	②	• 止水目地は，津波漂流物の衝突による損傷を防止するため，防波壁の陸側に設置する。	—
	• 竜巻の風荷重や飛来物荷重により，止水目地が損傷し，遮水性を喪失する。	—	• 万一，竜巻及びその随伴事象により損傷した場合には，津波防護機能が必要となる前に修復等の対応を実施する。	—

※1 ①地震時，②津波時
※2 照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

第 7-14（3)表 防波壁（波返重力擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮及び構造上の弱部の抽出

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース※1	設計・施工上の配慮	照査※2
ケーソン	• 地震時又は津波時に，ケーソンが曲げ及びせん断破壊し，重力擁壁を支持できなくなることで，重力擁壁の遮水性を喪失する。	①，②	• ケーソンの発生応力度が，許容応力度以下であることを確認する。	○
	• 地震時又は津波時に，放水路貫通部のケーソンが曲げ及びせん断破壊し，重力擁壁を支持できなくなることで，重力擁壁の遮水性を喪失する。	①，②		○
	• 地震又は津波荷重により，ケーソンが曲げ及びせん断破壊し，遮水性を喪失する。	①，②	• ケーソン（前壁，後壁，側壁）の発生応力度が，許容応力度以下であることを確認する。	○
	• 地震又は津波荷重により，ケーソンが滑動及び転倒することで，重力擁壁を支持できなくなり，遮水性を喪失する。	①，②	• ケーソンの滑動及び転倒の有無を確認する。	○
H鋼	• 地震時又は津波時に，H鋼のせん断破壊又は周辺岩盤のすべり破壊により，重力擁壁を支持できなくなることで重力擁壁の遮水性を喪失する。	①，②	• H鋼の発生応力度がせん断応力度以下であることを確認する。	○

※1 ①地震時，②津波時
※2 照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

第 7-14（4)表 防波壁（波返重力擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮及び構造上の弱部の抽出

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース※1	設計・施工上の配慮	照査※2
ＭＭＲ	• 地震又は津波荷重によりＭＭＲがすべり破壊し，ケーソン及び重力擁壁を支持できなくなることにより遮水性を喪失する。	①，②	• すべり安全率が許容値以上であることを確認する。（3条で確認） • 施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により，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。	○
	• 地震又は津波荷重により，ＭＭＲがせん断破壊し，過度なひび割れが連続することで水みちが形成される。	②		○
	• 地震又は津波時に重力擁壁及びケーソンに伝わる荷重によりＭＭＲが破壊し，ケーソンを支持できなくなる。	①，②	• 防波壁直下又はケーソン直下の地盤の鉛直圧縮応力が極限支持力以下であることを確認する。	○

※1 ①地震時，②津波時
※2 照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

第 7-14（5)表 防波壁（波返重力擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮及び構造上の弱部の抽出

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース※1	設計・施工上の配慮	照査※2
改良地盤	• 地震又は津波荷重により，改良地盤がせん断破壊又は引張破壊し，過度なひび割れが連続することで水みちが形成される。	①，②	• 地盤中からの回り込みによる浸水を防止（難透水性を保持）するため，改良地盤がすべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認する。 • 施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により，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。	○
	• 地震時又は津波時に，改良地盤がせん断破壊又は引張破壊し，地盤としての有効応力を喪失した状態で地下水や津波による浸透圧が作用することで，ボイリング・パイピング現象により土粒子が流出して水みちが形成される。			
	• 地震又は津波荷重により改良地盤がすべり破壊し，安定性を喪失して防波壁の高さを維持できなくなり，重力擁壁の遮水性を喪失する。	①，②	• すべり安全率が許容値以上であることを確認する。（3条で確認）	○
	• 地震時に重力擁壁及びケーソンに伝わる荷重により改良地盤が破壊し，ケーソンを支持できなくなる。	①	• 防波壁直下又はケーソン直下の地盤の鉛直圧縮応力が極限支持力以下であることを確認する。	○

※1 ①地震時，②津波時
※2 照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

第 7-14（6)表 防波壁（波返重力擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮及び構造上の弱部の抽出

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース※1	設計・施工上の配慮	照査※2
岩盤	• 地震又は津波荷重により岩盤がすべり破壊し，安定性を喪失して防波壁の高さを維持できなくなり，重力擁壁の遮水性を喪失する。	①，②	• すべり安全率が許容値以上であることを確認する。（3条で確認）	○
	• 地震時に重力擁壁及びケーソンに伝わる荷重により岩盤が破壊し，重力擁壁又はケーソンを支持できなくなる。	①	• 防波壁直下又はケーソン直下の地盤の鉛直圧縮応力が極限支持力以下であることを確認する。	○

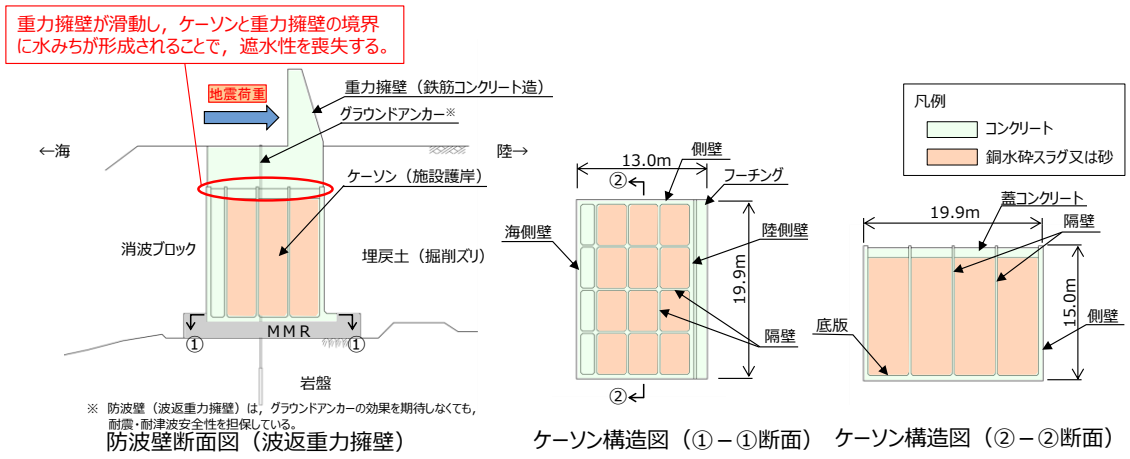
※1 ①地震時，②津波時
※2 照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

（２）共通（地震時）

ケーソンの構造及び地震時に局所的に応力が集中し，構造上の弱部となる箇所を第 7-28 図に示す。ケーソンは鉄筋コンクリート製であり，隔壁で仕切られたケーソン内は，中詰材（コンクリート，銅水砕スラグ又は砂）で充填されており，中詰材の流出を防止するため，中詰材の上部に蓋コンクリートを打設している。中詰材は銅水砕スラグ又は砂を使用しており，これらの飽和単位体積重量は，22.6kN/m^3, 20.0kN/m^3 である。

ケーソンと重力擁壁の境界は，蓋コンクリート天端をケーソン天端から 20cm 下げて打設することで，一体構造としている。また，保守的にケーソンと重力擁壁の境界部のケーソン張出部の健全性を確認し，遮水性を確保することを確認した（詳細は 7.5（1）参照）。

蓋コンクリート打設前の中詰材の充填状況を第 7-29 図に示す。



第 7-28 図 防波壁（波返重力擁壁）弱部①概要図



中詰材（銅水砕スラグ）充填状況
（蓋コンクリート打設前）

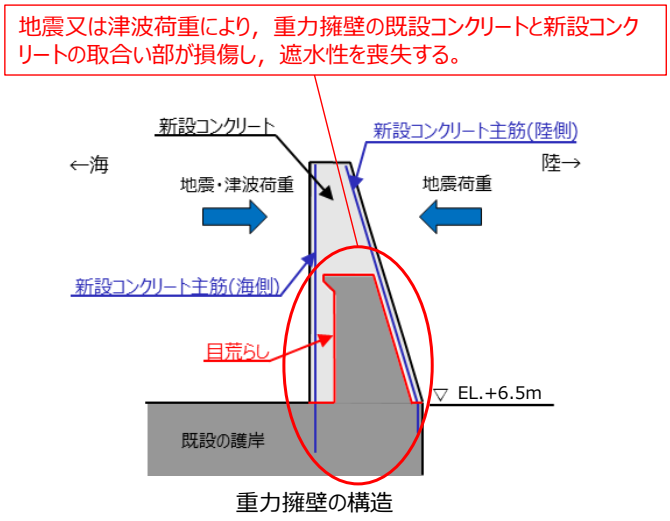
第 7-29 図 防波壁（波返重力擁壁）ケーソン中詰材充填状況

（３）共通（地震時，津波時）

重力擁壁の構造及び構造上の弱部となる箇所を第 7-30 図に示す。重力擁壁は，津波による敷地内への浸水を防止するため，既設の護岸を嵩上げした構造としている。

新設コンクリートは，既設の護岸の重力擁壁表面に目荒らしを行い，既設コンクリートを巻き込むように打設し，新設コンクリートに配置する鉄筋を既設の護岸に定着することにより，既設コンクリートと新設コンクリートの一体化を図っている。

したがって，設置許可段階においては，新設コンクリート主筋の既設の護岸への定着長と新設コンクリートの付着強度について確認する。(詳細は 7.5（1）参照）。



重力擁壁の構造


陸側鉄筋組立状況


目荒らし施工状況

第 7-30 図　防波壁（波返重力擁壁）弱部②概要図

7．4．5 耐震評価候補断面の整理方針

防波壁（波返重力擁壁）について，間接支持する設備，構造的特徴，周辺状況及び地震力特性等の観点を踏まえた耐震評価候補断面の整理方針を第7-15表に示す。

詳細設計段階において，地震応答解析により耐震評価を行ううえで，上記の観点を考慮して断面を整理し，構造物の応答が耐震評価上最も厳しくなると考えられる断面を評価対象断面として選定する。また，止水目地の機能維持の観点からも，異種構造物形式の境界部，防波壁周辺の隣接構造物，改良地盤の有無を考慮したうえで，防波壁の施工ブロック間の相対変形が最も厳しくなると考えられる断面を評価対象断面として選定する。

第7-15表 耐震評価候補断面の整理（防波壁（波返重力擁壁））

観点			防波壁（波返重力擁壁）		
			一般部（①-①断面）	改良地盤部（②-②断面）	放水路貫通部（③-③断面）
要求機能			津波防護施設	津波防護施設	津波防護施設
①間接支持する設備			・なし	・なし	・なし
②構造的特徴	形式		・線状構造物 ・約10mを１ブロックとした鉄筋コンクリート造の壁体を連続で設置している。	・線状構造物 ・約10mを１ブロックとした鉄筋コンクリート造の壁体を連続で設置している。	・線状構造物 ・約10mを１ブロックとした鉄筋コンクリート造の壁体を連続で設置している。
	寸法		・幅1.50m ・高さ8.50m（地上部のみ）	・幅1.50m ・高さ8.50m（地上部のみ）	・幅1.50m ・高さ8.50m（地上部のみ）
③周辺状況	周辺地質		・ケーソンを介して主にC_M級岩盤に支持される。 ・周辺地質は，埋戻土（掘削ズリ）が分布している。 ・地表面から岩盤までの深さ：21.2m	・高圧噴射撹拌工法により地盤改良を実施している改良地盤部が存在する。 ・ケーソンを介して主にC_M級岩盤または改良地盤に支持される。 ・周辺地質は，埋戻土（掘削ズリ）及び砂礫層が分布している。 ・地表面から岩盤までの深さ：29.0m	・ケーソンを介して主にC_H級岩盤に支持される。 ・周辺地質は，埋戻土（掘削ズリ）が分布している。 ・地表面から岩盤までの深さ：16.3m
	地下水位※		・解析結果等を踏まえて整理する。	・解析結果等を踏まえて整理する。	・解析結果等を踏まえて整理する。
	隣接構造物	横断方向	・なし	・なし	・南北両側に3号炉放水路が隣接する。 ・南側に放水接合槽が隣接する。
		縦断方向	・なし	・なし	・なし
④地震力特性			・観点③での整理のとおり，周辺地質の差はないため，観点④での断面選定は不要である。		
⑤床応答特性			・間接支持する設備なし。		

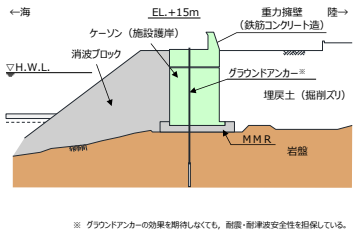
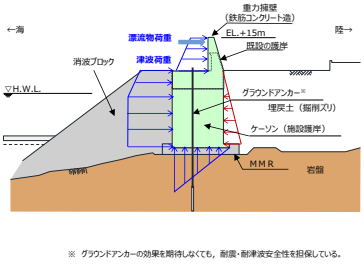
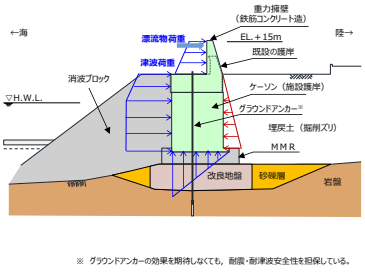
観点			防波壁（波返重力擁壁）		
			輪谷部（④-④断面）	東端部（⑤-⑤断面）	西端部（⑥-⑥断面）
要求機能			津波防護施設	津波防護施設	津波防護施設
①間接支持する設備			・なし	・なし	・なし
②構造的特徴	形式		・線状構造物 ・約10mを１ブロックとした鉄筋コンクリート造の壁体を連続で設置している。 ・下端部にH鋼（H-350×350×12×19）を1m間隔で設置している。	・線状構造物 ・約10mを１ブロックとした鉄筋コンクリート造の壁体を連続で設置している。 ・端部にかけて岩盤に擦り付く。 ・下端部にH鋼（H-350×350×12×19）を1m間隔で設置している。	・線状構造物 ・約10mを１ブロックとした鉄筋コンクリート造の壁体を連続で設置している。 ・端部にかけて岩盤に擦り付く。 ・下端部にH鋼（H-350×350×12×19）を1m間隔で設置している。
	寸法		・幅1.50m ・高さ6.50m（地上部のみ）	・幅1.00m ・高さ7.50m	・幅1.50m ・高さ8.50m
③周辺状況	周辺地質		・ケーソンを介して主にC_M級岩盤に支持される。 ・周辺地質は，埋戻土（掘削ズリ）が分布している。 ・地表面から岩盤までの深さ：23.2m	・主にC_H級岩盤に直接支持される。 ・地表面から岩盤までの深さ：0.0m	・C_M級岩盤に直接支持される。 ・地表面から岩盤までの深さ：0.0m
	地下水位※		・解析結果等を踏まえて整理する。	・解析結果等を踏まえて整理する。	・解析結果等を踏まえて整理する。
	隣接構造物	横断方向	・なし	・東側に岩盤上に直接基礎形式で設置されたサイトバンカ建物が隣接する。	・なし
		縦断方向	・異種構造形式（逆T擁壁）が隣接する。	・異種構造形式（多重鋼管杭式擁壁）が隣接する。	・なし
④地震力特性			・観点③での整理のとおり，周辺地質の差はないため，観点④での断面選定は不要である。		
⑤床応答特性			・間接支持する設備なし。		

※ 地下水位は解析等による地下水位に係る検討結果を踏まえて詳細設計段階で設定する。

７．５　個別論点

（１）設置の経緯

防波壁（波返重力擁壁）における重力擁壁の設置の経緯を以下に示す。

３号造成時	申請時	改良地盤の追加
		
・防波壁（波返重力擁壁）を設置する範囲には，3号機増設に伴い設置した岩着したケーソン式構造で安定性の高い護岸（EL.＋10m）が既に設置されている。 ・既設の護岸は，日本海の冬季波浪に耐えうる頑健性の高い構造としていた。	・平成23年3月の東北地方太平洋沖地震を踏まえた安全対策として，津波による敷地内への浸水を防止するため既設の護岸を嵩上げ（EL.＋15m）した。 ・左記に示した既設の護岸の特徴を踏まえ，既設の護岸を流用した構造型式とすることが，施工上，構造上適切と判断した。 ・波返重力擁壁は既設の護岸の波返壁を巻き込む構造とすることから，相互の付着力が必要となるため，防波壁の施工前に，既存の護岸の波返壁表面に目荒らしを実施した。また，波返重力擁壁の主筋を既設の護岸に挿し込むことにより既設の護岸との一体化を図った。	・一部，砂礫層が介在する箇所に対して高圧噴射撹拌工法により地盤改良を実施した。
天端高さ ▽EL.＋10m	天端高さ ▽EL.＋15m	天端高さ ▽EL.＋15m

第 7-31 図　防波壁（波返重力擁壁）の設置の経緯

（２）ケーソン構造成立性検討

防波壁（波返重力擁壁）ケーソンの構造成立性を確認するため，３次元静的ＦＥＭ解析による検討を実施する。検討に当たっては，地震時のケーソン背後の地震時土圧及び慣性力によるケーソンへの影響が大きいことから，地震時による検討を実施する。

ケーソンの評価について，２次元動的ＦＥＭ解析によりケーソン全体を評価する方針から，２次元動的ＦＥＭ解析から荷重等を抽出し，３次元静的ＦＥＭ解析によりケーソンの各部材を評価する方針に見直した。

また，ケーソンの剛性について，港湾基準に基づきケーソン全体に対してコンクリートの剛性を設定する方針から，中詰材の剛性を期待しない方針に見直した。

上記の方針の見直しに伴い，地震時荷重を直接負担する部材等で構造成立性が見込めないことから，対策工として中詰材の一部を改良したものとして構造成立性を検討する。

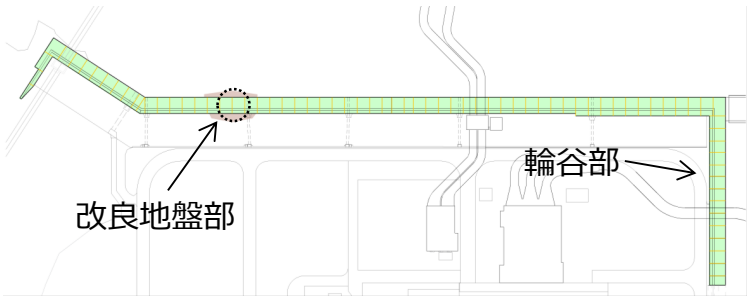
【検討断面及び検討用地震動】

検討断面は，他の断面と比較してケーソン高さが高く，ケーソンの構造が異なる改良地盤部断面及び輪谷部断面を選定する。

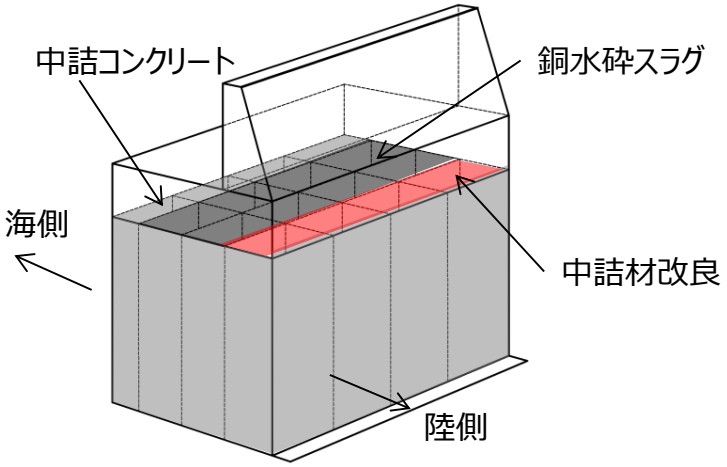
地震荷重は基準地震動Ｓｓ-Ｄとする。

【解析条件】

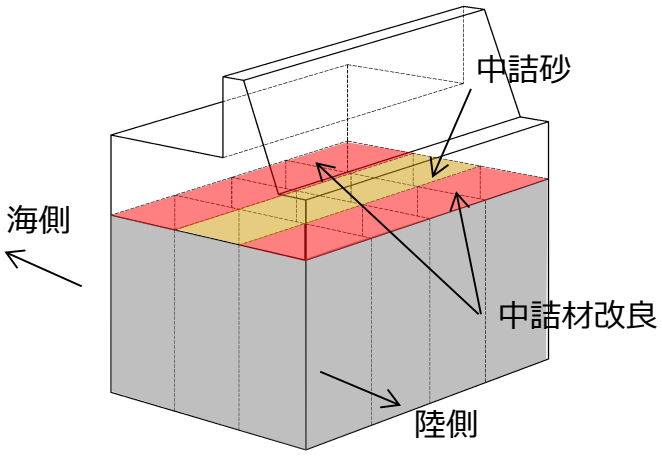
・２次元動的ＦＥＭ解析（有効応力解析）を実施し，ケーソンの頂底版間の相対変形量が最大となる時刻における加速度及び荷重（地震時土圧，動水圧）を抽出し，３次元静的ＦＥＭモデルに作用させる。
・２次元動的ＦＥＭ解析では，ケーソンの躯体のコンクリート強度と構造に応じた剛性を考慮した解析用物性値を設定する。
・３次元静的ＦＥＭ解析では，２次元動的ＦＥＭ解析と同様に，中詰材の剛性を期待せず，重量のみ考慮する。
・３次元静的ＦＥＭ結果を踏まえ，構造部材のうち，前壁，後壁，側壁，隔壁，底版及びフーチングを対象に，短期許容応力度による照査を実施する。



検討位置図



ケーソン（改良地盤部）構造概念図



ケーソン（輪谷部）構造概念図

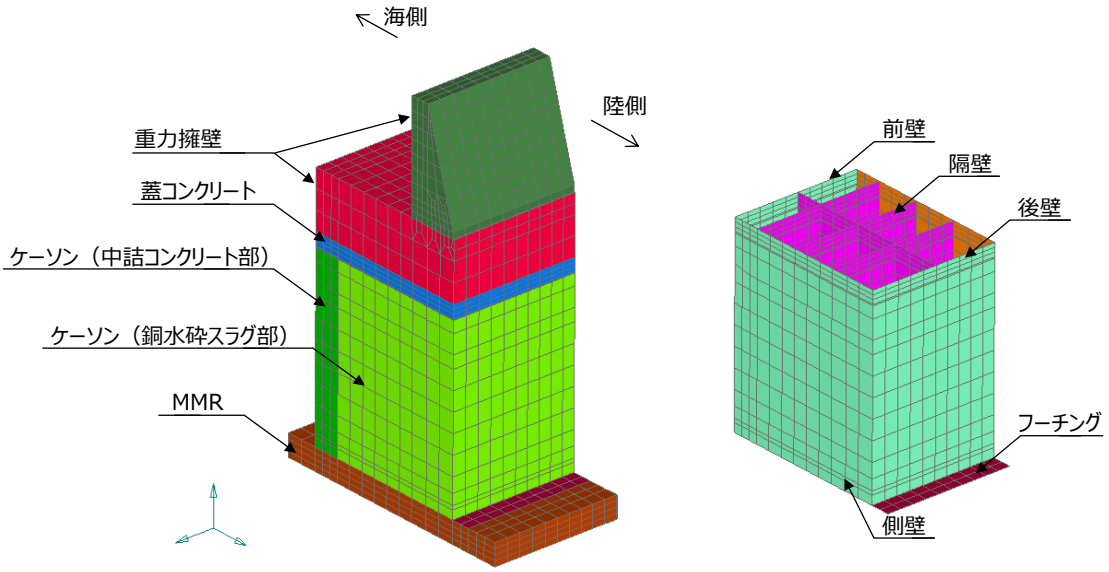
第 7-32 図　３次元静的ＦＥＭ解析による検討概要図

ケーソンは長辺方向及び短辺方向に配置された隔壁を有することから，各部材の照査は３次元モデルによる静的ＦＥＭ解析により行う。３次元静的ＦＥＭ解析の解析モデルを第 7-33 図に示す。

【モデル化方針】

ケーソンについては，シェル要素でモデル化し，重力擁壁，蓋コンクリート，中詰材（中詰コンクリート，銅水砕スラグ及び砂）及びＭＭＲについては，ソリッド要素でモデル化する。なお，中詰材の一部を改良したものとして構造成立性を検討する。

ケーソンの奥行方向を半分にした３次元モデルとする。なお，詳細設計段階においては，ケーソン１函分をモデル化して解析を実施する。



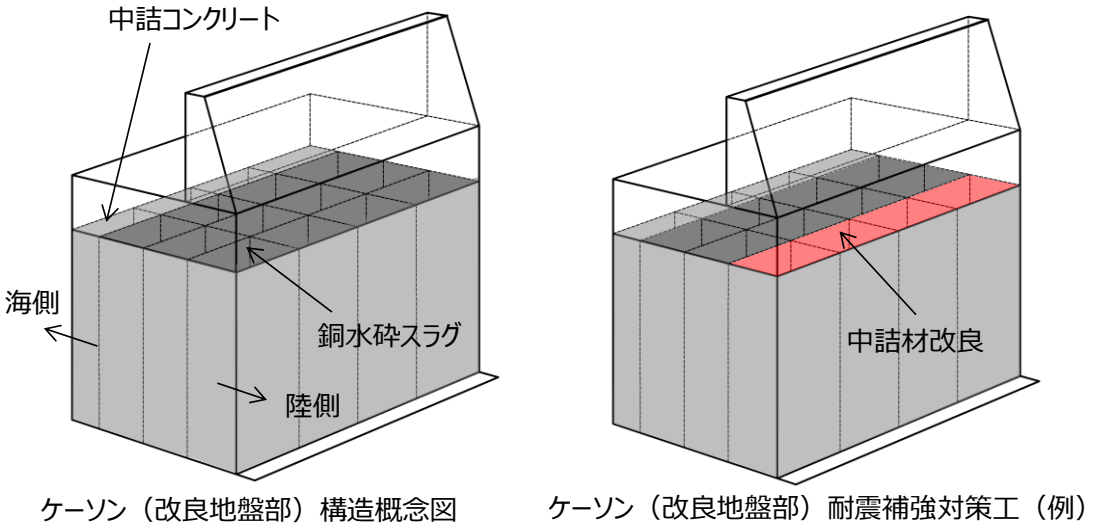
第 7-33 図　３次元静的ＦＥＭ解析の解析モデル(改良地盤部例)

【中詰材の改良範囲及び仕様】

ケーソンの中詰材の一部を改良（固化処理等）することで，基準地震動Ｓｓ－Ｄに対し，改良地盤部及び輪谷部のケーソンにおける各構造部材において構造成立性が確保されることを確認する。

詳細設計段階において，他の断面も適切に検討したうえで，地震時及び津波時の荷重の不確かさ及び物性値のばらつきを考慮しても，ケーソンの各構造部材が津波防護施設としての性能を保持させる設計とし，中詰材の改良範囲及び仕様を決定する。

中詰材の改良範囲として，地震時，津波時荷重等が直接作用するケーソン前壁及び後壁の背面の中詰材を改良することを基本とし，ケーソンの照査結果を踏まえ，必要に応じて改良範囲の追加を検討する。また，中詰材改良の仕様として，ケーソンの照査結果を踏まえ，中詰材及びケーソン隔壁内に実施する中詰材改良の解析用物性値（剛性）を設定し，解析用物性値（剛性）の妥当性を試験等により確認する。



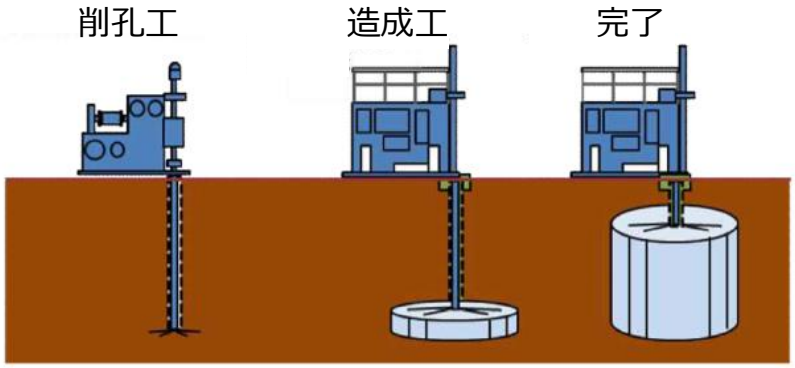
第 7-34 図　ケーソン(改良地盤部)構造概念及び耐震補強対策工(例)

【中詰材改良の施工成立性】

中詰材改良の工法の例として，ケーソン内の中詰材に固化材を噴射しながら混合・撹拌する高圧噴射撹拌工法が挙げられる。波返重力擁壁直下のケーソン内の中詰材改良に当たっては，ケーソン躯体に影響がないよう第7-35(1)図のように斜め方向に施工する。

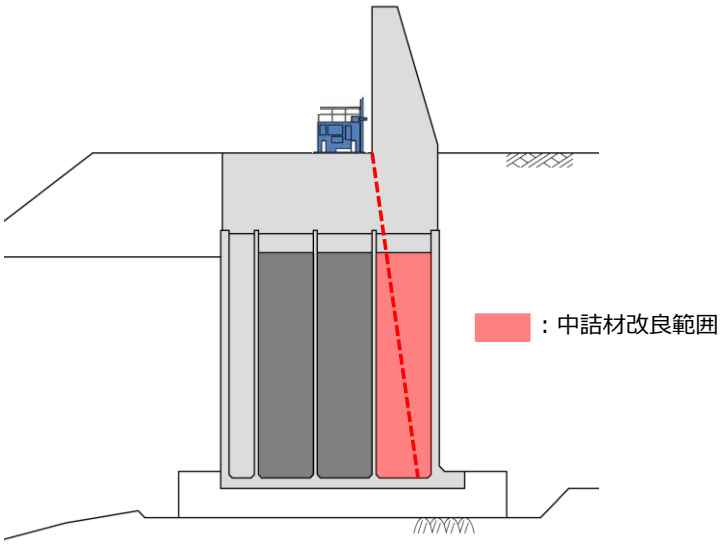
中詰材改良の品質管理について，ケーソンの変形抑制に期待することから，剛性を品質確認項目とする。試験施工等により，要求される剛性が確保できること，また中詰材全体が改良されることを確認する。また，中詰材改良の施工後の品質確認として，密度，Ｓ波速度から要求する剛性を満足することを確認する。詳細については，施工方法を踏まえて決定する。

なお，島根原子力発電所においてケーソン内の中詰材を上述の高圧噴射撹拌工法にて改良した施工実績があり，品質確認試験（PS 検層）において所定の剛性が確保されることを確認していることから，ケーソン内の中詰材改良の施工成立性はあると判断する。施工状況及び品質確認試験結果を第7-35(2)図に示す。

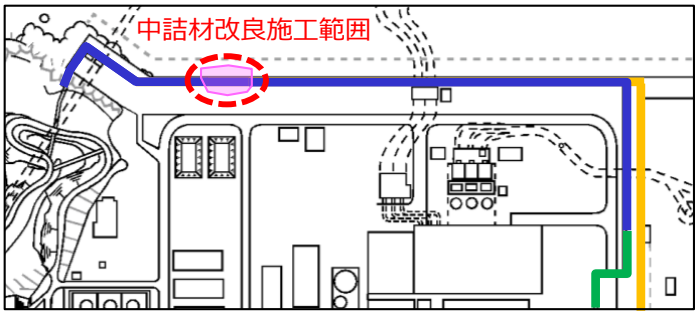


高圧噴射撹拌工法の施工イメージ

高圧噴射撹拌工法の施工イメージ



第 7-35(1)図　ケーソン中詰材改良の施工イメージ



ケーソン中詰材改良の施工実績範囲



施工状況（削孔工）



施工状況（造成工）

品質確認試験（PS 検層）結果

	土質性状	Vs(m/s)	目標 Vs(m/s)	判定 (＞目標 Vs)
No. 1	スラグ	1,380	500	○
No. 2	スラグ	1,260	500	○

第 7-35(2)図　ケーソン中詰材改良の施工状況及び品質確認試験結果

（３）重力擁壁の既設と新設の一体性検討

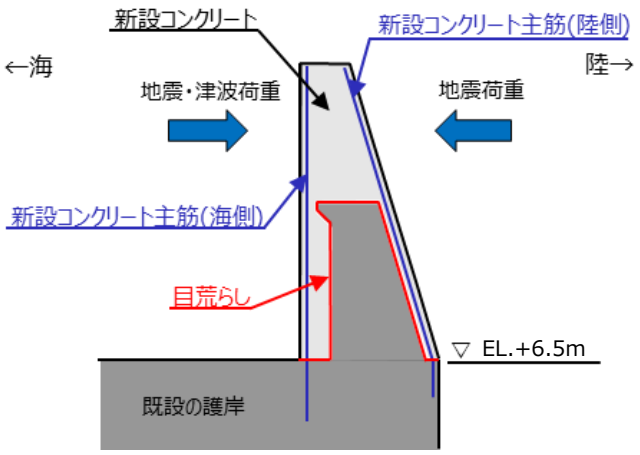
(a) 重力擁壁の構造について

重力擁壁は，津波による敷地内への浸水を防止するため，既設の護岸を嵩上げした構造としている。

新設コンクリートは，既設の護岸の重力擁壁表面に目荒らしを行い，既設コンクリートを巻き込むように打設し，新設コンクリートに配置する鉄筋を既設の護岸に定着することにより，既設コンクリートと新設コンクリートの一体化を図っている。

したがって，設置許可段階においては，新設コンクリート主筋の既設の護岸への定着長と新設コンクリートの付着強度について確認する。

新設コンクリート主筋定着部の定着長と付着強度確認試験結果について次頁に示す。重力擁壁の構造図を第 7-36 図に，施工状況を第 7-37 図に示す。



重力擁壁の構造

第 7-36 図　重力擁壁の構造図



陸側鉄筋組立状況　　目荒らし施工状況

第 7-37 図　施工状況写真

(b) 主筋定着部の定着長について

新設コンクリートの主筋は，「コンクリート標準示方書」に示される引張鉄筋の基本定着長に基づき定着長を算定し，既設の護岸に定着させている。

コンクリート標準示方書に示される引張鉄筋の基本定着長の算定式

$$l_d = \alpha \frac{f_{yd}}{4 f_{bod}} \emptyset$$

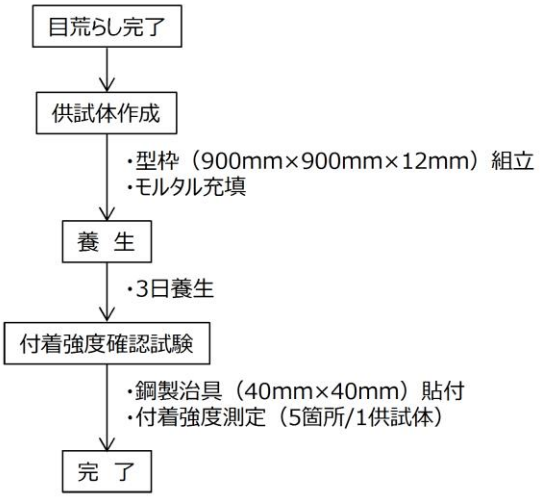
ここで，
$\emptyset$ ：主鉄筋の直径
f_{yd} ：鉄筋の設計引張降伏強度
f_{bod} ：コンクリートの設計付着強度
α ：係数

(c) 付着強度確認試験結果について

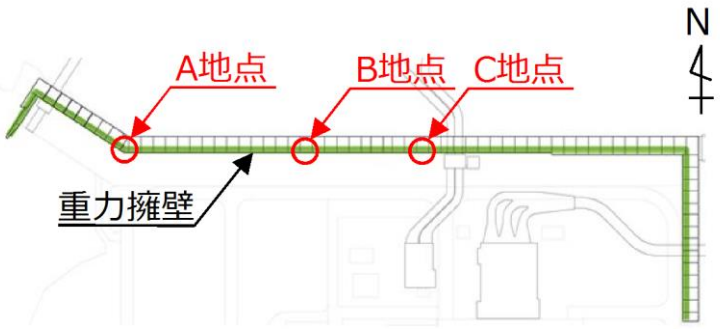
新設コンクリートの付着力を高め，既設と新設の一体化を確実なものとするため，既設コンクリート表面の目荒らしを実施している。

目荒らしについては，目標とする付着強度を「表面保護工法　設計施工指針(案)[工種別マニュアル編]　土木学会　断面修復工マニュアル p221」を参考に設定し，同指針（案）で示されている 1.0N/mm^2 に裕度を加えた 1.5N/mm^2 を管理基準とした。

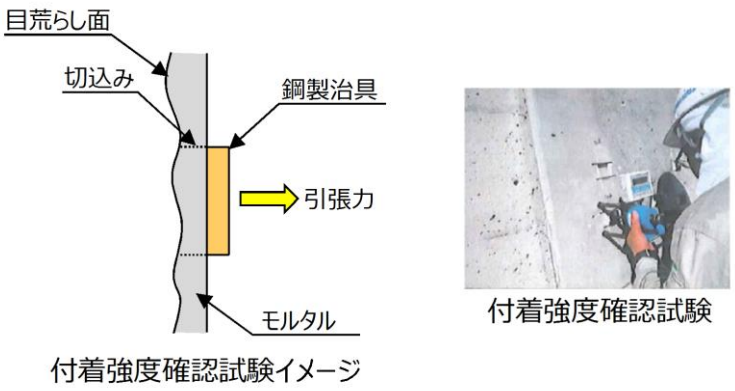
付着強度については，事前に付着強度確認試験を実施し，目荒らし後の付着強度が 1.5N/mm^2 以上であることを確認した。付着強度確認試験の試験手順を第 7-38 図に，試験場所を第 7-39 図に，試験イメージ図及び試験状況写真を第 7-40 図に，試験結果を第 7-16 表に示す。



第 7-38 図　試験手順



第 7-39 図　付着強度確認場所



第 7-40 図　試験イメージ図及び試験状況写真

第 7-16 表　付着強度確認試験結果

単位：N/mm²

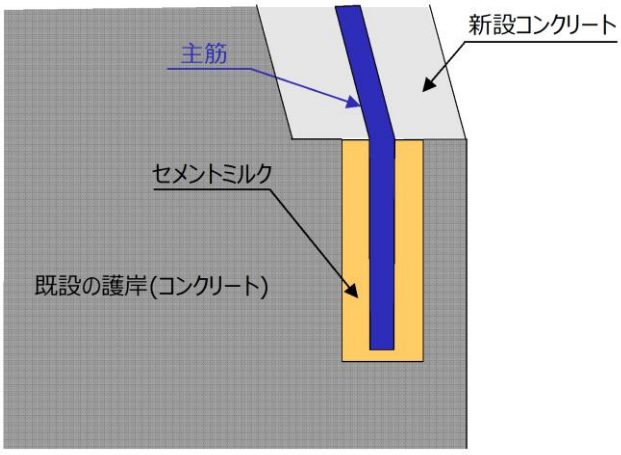
供試体NO	試験場所		
	A地点	B地点	C地点
1	1.71	1.78	1.76
2	1.61	1.66	1.72
3	1.72	1.88	1.66
4	1.74	1.63	1.84
5	1.60	1.99	1.58

(d) 主筋定着部の評価方法について

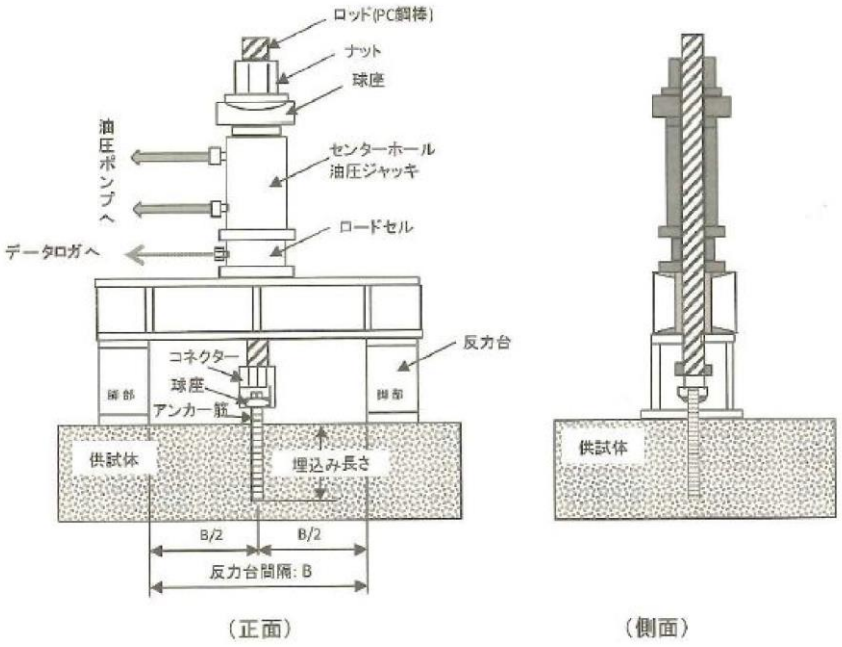
主筋定着部の施工は，コアドリル又はパーカッションドリルを使用して既設の護岸のコンクリートを削孔し，主筋建込後，周囲にセメントミルクを注入する手順としている。定着部の構造を第 7-41 図に示す。

「各種合成構造設計指針・同解説　日本建築学会」においては，上記の施工手順で施工されたアンカーボルトは，「その他のアンカーボルト」のうち，「型抜きアンカー」に該当すると判断できる。型抜きアンカーの許容耐力については，「実験等により確認し，使用条件および施工条件を考慮し，本指針に準じて適切な安全率を見込んだ許容耐力をきめる」とあることから，詳細設計段階において，島根２号炉の重力擁壁の施工条件を考慮した模型実験を行い，コーン状破壊や付着破壊について確認し，適切な許容耐力による評価を実施する。なお，試験実施に当たっては，第 7-42 図及び第 7-43 図に示す，（一社）日本建築あと施工アンカー協会が定めた試験方法を参考とする。

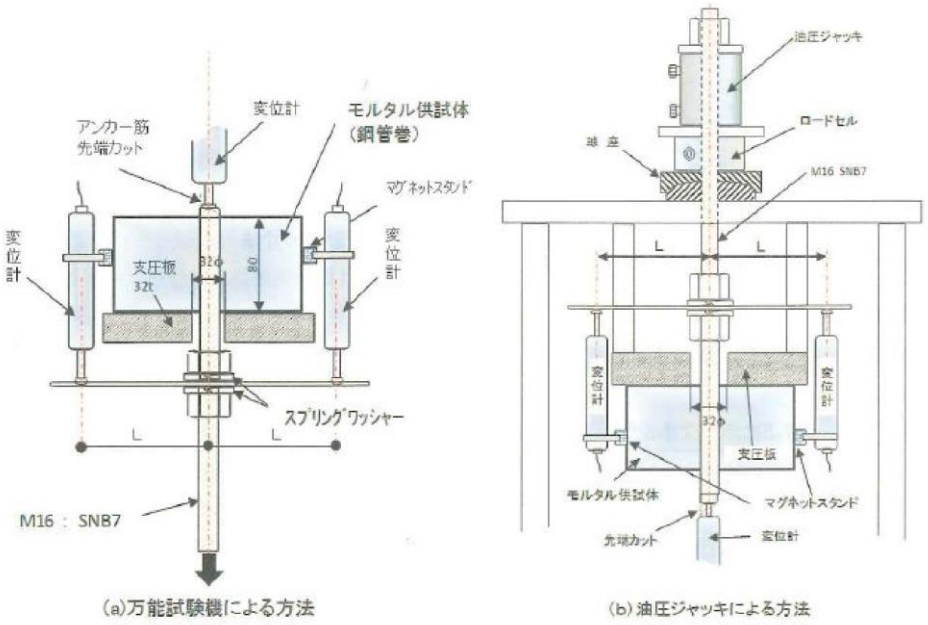
しかしながら，津波荷重や地震荷重により新設コンクリートの主筋定着部に作用する力が，実験で確認した許容耐力以上となる場合は，新設コンクリート部分の増設等の対策工を実施することにより，重力擁壁の損傷を防止する。詳細設計段階において，新設コンクリートと既設コンクリートの照査をそれぞれ行い，一体性について影響が生じる場合は，対策工を実施することにより，重力擁壁の損傷を防止する。対策工の構造例を第 7-44 図に示す。



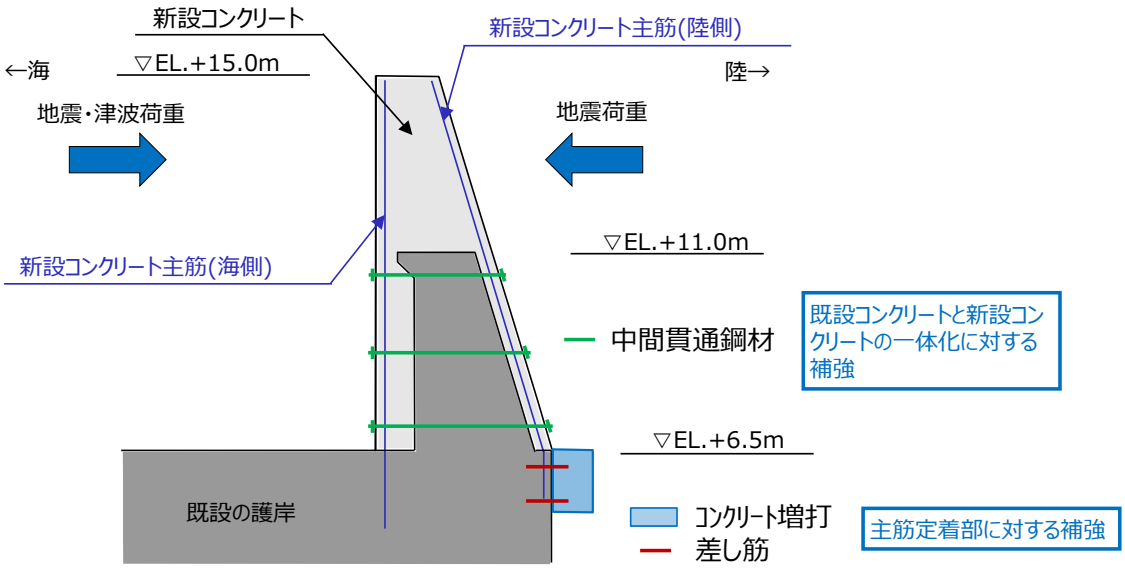
第 7-41 図　定着部の構造（陸側主筋）



第 7-42 図　あと施工アンカー標準試験法（引張試験）の一例



第 7-43 図　接着系アンカーのセット試験法の一例（接着系アンカー周囲を拘束した引張試験（付着強度試験））



第 7-44 図　対策工の構造例

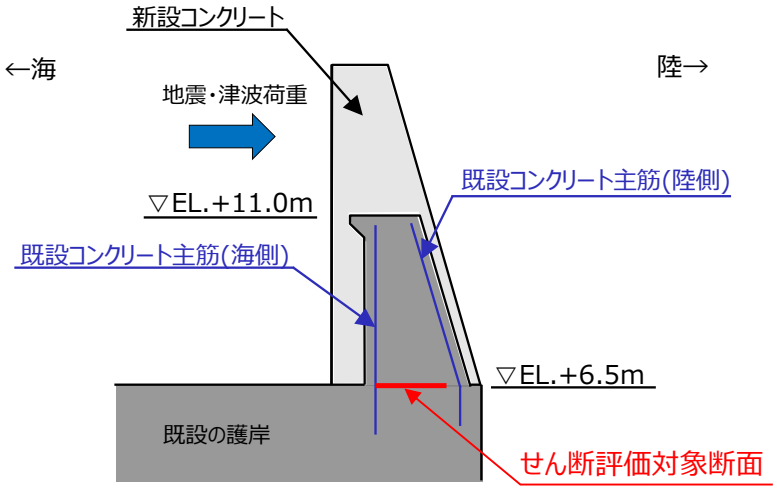
（参考）重力擁壁のせん断破壊に対する評価

嵩上げした重力擁壁は，既設と新設が一体化しているものとして耐震や耐津波の評価を行う方針であるが，仮に新設コンクリート部分には期待せず，既設コンクリート部分のみを対象とした場合のせん断破壊による評価を実施した。

重力擁壁は，地震時に土圧が作用しないので，検討ケースは津波時とした。評価のイメージを第 7-45 図に示す。

第 7-17 表に示す結果より，津波荷重により発生するせん断力に対して既設コンクリート部分のみで所定の安全率が確保できることから，構造成立性に影響はないことを確認した。

なお，地震時の評価結果については別途解析を行い，詳細設計段階で示す。



第 7-45 図　海側からの荷重に対するせん断破壊に対する評価イメージ

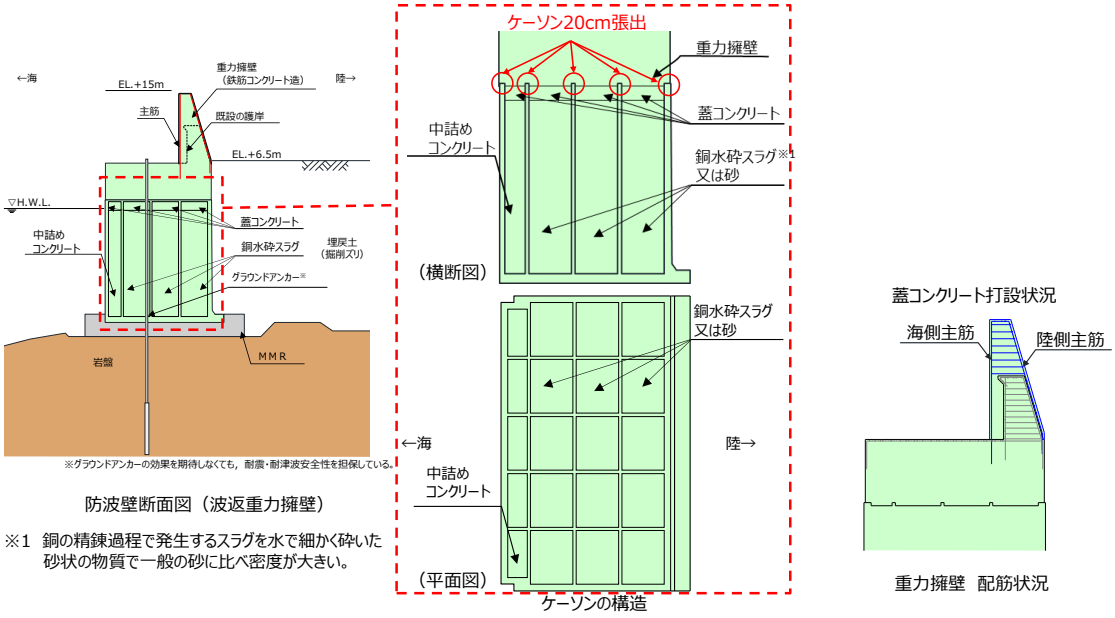
第 7-17 表　津波時における既設コンクリートでの
せん断破壊に対する評価結果

確認項目	許容せん断応力度 (N/mm²)	発生せん断応力度 (N/mm²)	最小安全率 (許容せん断応力度／発生せん断応力度)	判定 (＞1.0)
せん断	0.9	0.30	3.00	OK

（4）ケーソンと重力擁壁間の一体挙動

波返重力擁壁のうちケーソンの構造について，第 7-46 図に示す。岩盤上に鋼製架台を設置し，ケーソンを据え付けた後，鋼製架台内に水中コンクリートを打設することにより，MMR（マンメイドロック）を構築している。

ケーソン内はコンクリート，銅水砕スラグ又は砂により中詰めし，その上部に蓋コンクリート及び重力擁壁を打設している。中詰材の種類は，ケーソンの安定性確保の観点から選定している。なお，西側端部については，現場打ちコンクリートにより防波壁を施工している。ケーソンと重力擁壁の境界は，蓋コンクリート天端をケーソン天端から 20cm 下げて打設とすることで，一体構造としている。ケーソンの施工状況について，第 7-47 図に示す。



第 7-46 図　防波壁（波返重力擁壁）　ケーソンの構造



蓋コンクリート打設状況

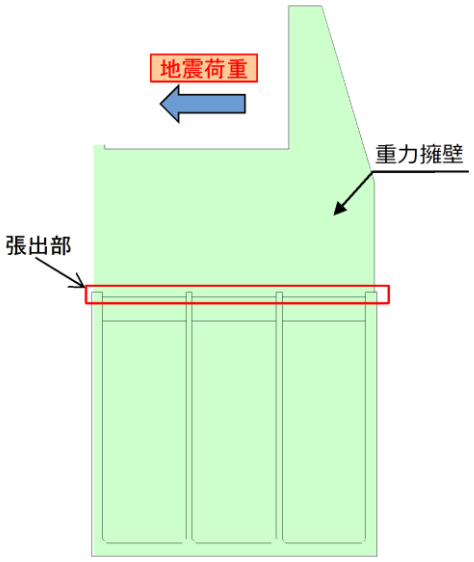
第 7-47 図　防波壁（波返重力擁壁）　ケーソンの施工状況

ケーソンと重力擁壁を一体構造として扱うことについて，境界部が仮に平坦とした場合の相対変形量により確認していたが，今回，地震時及び津波時におけるケーソン上端の張出部の健全性を評価することで確認する。ただし，津波時及び地震時（海側から陸側への荷重作用）は，防波壁（波返重力擁壁）の背後に地盤があることから，検討に当たっては，地震時（陸側から海側への荷重作用）における張出部の健全性を確認する。

ケーソンと重力擁壁の境界部における，２次元動的ＦＥＭ解析（有効応力解析）から算定される重力擁壁の基準地震動Ｓｓ－Ｄによる荷重をケーソンの張出部に作用させ，張出部が損傷しないことを確認する。なお，ケーソンと重力擁壁の境界部は港湾基準に示されるコンクリート同士の静止摩擦係数μ=0.5として設定する。

検討の結果，張出部のせん断について，コンクリートのせん断耐力のみで照査した場合でも，せん断耐力を下回ることから，ケーソンと重力擁壁は一体挙動し，境界部における遮水性が確保されることを確認した。

断面図を第 7-48 図に，照査結果を第 7-18 表に示す。



第 7-48 図　防波壁（波返重力擁壁）輪谷部断面図

第 7-18 表　照査結果

	せん断力 (kN)	せん断耐力 (kN)	安全率
張出部	813	896	1.1

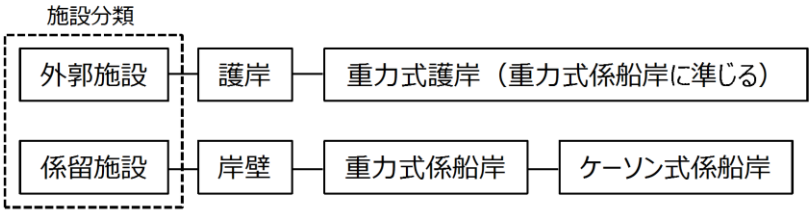
（５）港湾基準による整理

【参考１】　既設の護岸の設計概要（３号炉増設時）

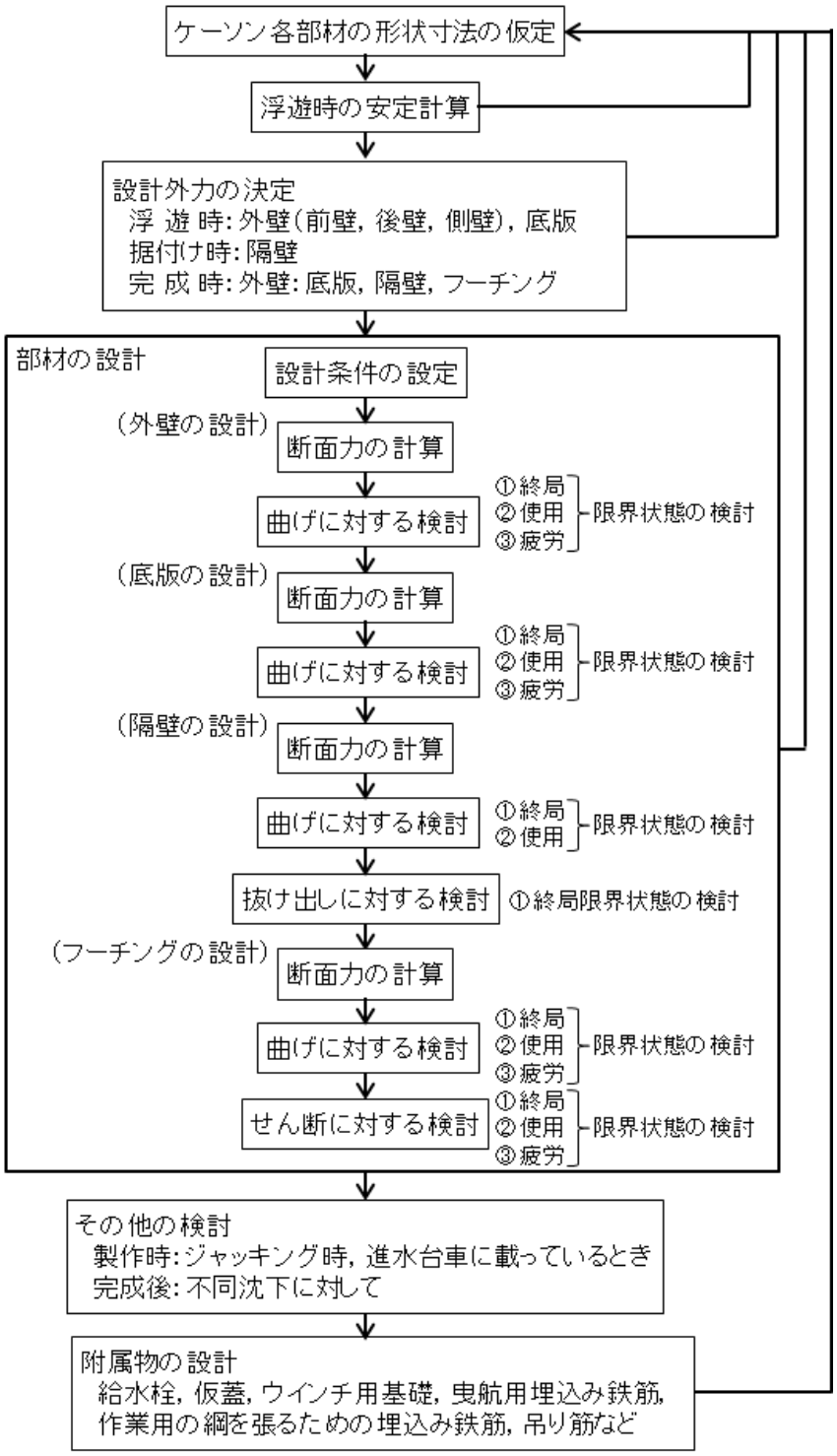
既設の護岸は，JEAG4601-1987 では「その他土木構造物（港湾施設）」に分類されており，耐震設計において参考とする基準，指針等として，「港湾基準（昭和 55 年度版）」が示されている。３号増設時の港湾基準の最新版は平成 11 年度版であり,既設の護岸はこれに基づいて耐震設計を実施した。

港湾基準（平成 11 年 4 月）では，「護岸の構造は，仮土留めを除き，重力式係船岸，矢板式係船岸，鋼矢板セル式係船岸等の構造形式と類似しているので，設計に当たっては，係留施設の関連部分を参照することができる」としている。護岸の安定計算は係留施設の「重力式係船岸」を参照し，プレキャストコンクリート部材であるケーソンについては，港湾基準（平成 11 年 4 月）に従い照査した。第 7-49 図に，港湾基準（平成 11 年 4 月）に基づき作成した港湾施設における施設分類を示す。第 7-50 図に，港湾基準（平成 11 年 4 月）に基づくケーソンの設計順序を示す。

設計状態としては，供用時のレベル 1 地震動及び変動波浪の変動状態に加え，施工中の浮遊時及び冬季波浪時等の厳しい状態を考慮した設計を行っている。



第 7-49 図　港湾施設における施設分類
(港湾基準(平成 11 年 4 月)に基づき作成)



第 7-50 図　ケーソンの設計順序（港湾基準（平成 11 年 4 月）に基づき作成）

【参考２】　港湾基準上のケーソンの要求性能

港湾基準（平成 19 年 7 月）で示されたケーソンの各部位に関する性能規定及び設計状態に関する設定を第 7-19 表～第 7-22 表に示す。ここでは，供用時（３号炉造成時）の検討対象部材である底版及びフーチングと側壁について示す。第 7-24 表に護岸の作用の組合せと荷重係数の一覧表を示す。本表は港湾基準（平成 19 年 7 月）に記載されている「岸壁」の作用の組合せと荷重係数の一覧表を引用したものである。供用時（３号炉造成時）の検討対象部材は，底版及び側壁と示されている。

表で示される使用性とは，使用上の不都合を生じずに施設等を使用できる性能のことであり，作用に対して想定される施設の構造的な応答においては，損傷の可能性が十分に低いこと，又はわずかな修復により速やかに所要の機能が発揮できる程度の損傷に留まることである。なお，基準省令では，使用性の規定を，原則として「作用による損傷等が，当該施設の機能を損なわず継続して使用することに影響を及ぼさないこと」と表記している。

第 7-19 表　ケーソンの底版及びフーチングに関する性能規定及び設計状態（主たる作用が自重の永続状態）に関する設定

要求性能	設計状態			照査項目	限界値を定める標準的な指標
	状態	主たる作用	従たる作用		
使用性	永続	自重	水圧，地盤反力，載荷重，土圧	底版及びフーチングの断面破壊	設計断面耐力（終局限界状態）
				底版及びフーチングの断面の使用性	曲げひび割れ幅の制限値（使用限界状態）
				底版及びフーチングの隔壁からの抜け出し（鉄筋の降伏）	設計降伏応力度

第 7-20 表　ケーソンの底版及びフーチングに関する性能規定及び設計状態（主たる作用が変動波浪の変動状態）に関する設定

要求性能	設計状態			照査項目	限界値を定める標準的な指標
	状態	主たる作用	従たる作用		
使用性	変動	変動波浪※1	自重，水圧，地盤反力，載荷重，土圧	底版及びフーチングの断面破壊	設計断面耐力（終局限界状態）
				底版の隔壁からの抜け出し（鉄筋の降伏）	設計降伏応力度
		変動波浪※2		底版及びフーチングの断面の使用性	曲げひび割れ幅の制限値（使用限界状態）
		波浪の繰返し作用※3		底版及びフーチングの疲労破壊	設計疲労強度（疲労限界状態）

※1　ここでの波浪は，この告示第八条第一項第一号に定めている波浪のうち，当該施設の構造の安定性の性能照査に用いたものとする。
※2　ここでの波浪は，この告示第八条第一項第二号に定めている波浪のうち，設計供用期間にそれ以上の波高の波が来襲する回数が10^4回程度のものとすることを標準とする。
※3　ここでの波浪は，この告示第八条第一項第二号に定めている波浪のうち，設計供用期間に生じる波浪の波高と周期に関する出現回数に応じた適切なものを設定する必要がある。

第 7-21 表　ケーソンの底版及びフーチングに関する性能規定及び設計状態（主たる作用が浮遊時の水圧及びレベル１地震動の変動状態）に関する設定

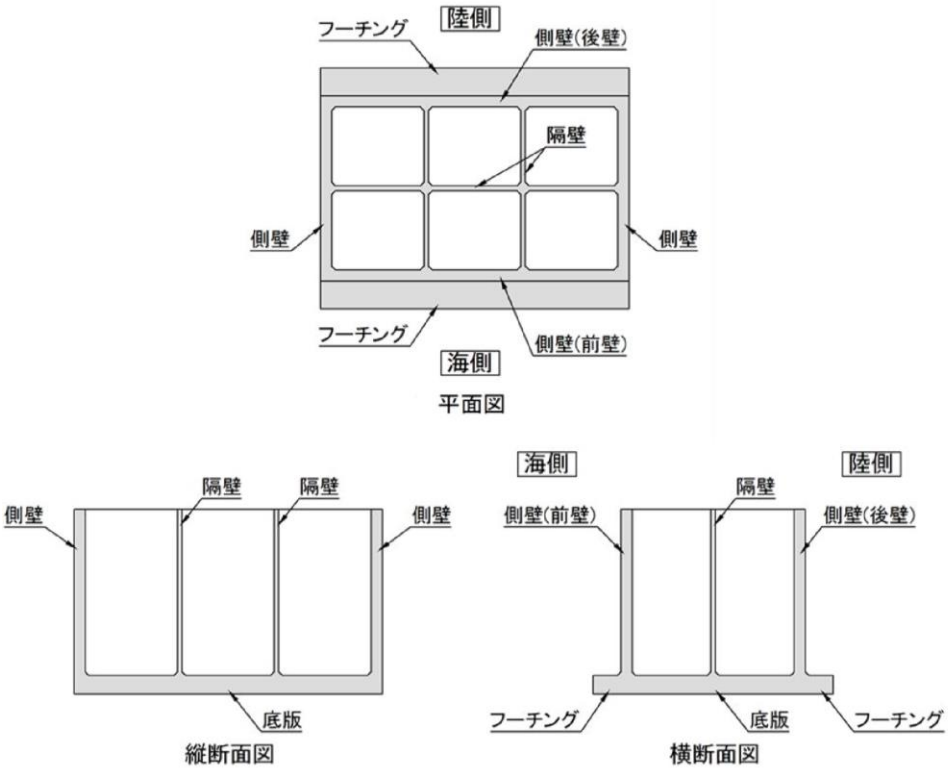
要求性能	設計状態			照査項目	限界値を定める標準的な指標
	状態	主たる作用	従たる作用		
使用性	変動	L1地震動	自重，水圧，地盤反力	底版及びフーチングの断面破壊	設計断面耐力（終局限界状態）
				底版の隔壁からの抜け出し（鉄筋の降伏）	設計降伏応力度

第 7-22 表　ケーソンの側壁に関する性能規定及び設計状態（偶発状態を除く）に関する設定

要求性能	設計状態			照査項目	限界値を定める標準的な指標
	状態	主たる作用	従たる作用		
使用性	永続	内部土圧	内部水圧	側壁の断面の使用性	曲げひび割れ幅の制限値（使用限界状態）
				側壁の隔壁からの抜け出し（鉄筋の降伏）	設計降伏応力度
	変動	変動波浪※1	内部水圧，内部土圧	側壁の断面破壊※2	設計断面耐力（終局限界状態）
		変動波浪※3		側壁の断面の使用性	曲げひび割れ幅の制限値（使用限界状態）
		波浪の繰返し作用※4		側壁の疲労破壊※2	設計疲労強度（疲労限界状態）
		L1地震動	内部水圧，内部土圧	側壁の断面破壊	設計断面耐力（終局限界状態）

※1　ここでの波浪は，この告示第八条第一項第一号に定めている波浪のうち，当該施設の構造の安定性の性能照査に用いたものとする。
※2　波浪の影響を受ける側壁の場合に限る。
※3　ここでの波浪は，この告示第八条第一項第二号に定めている波浪のうち，設計供用期間にそれ以上の波高の波が来襲する回数が10^4回程度のものとすることを標準とする。
※4　ここでの波浪は，この告示第八条第一項第二号に定めている波浪のうち，設計供用期間に生じる波浪の波高と周期に関する出現回数に応じた適切なものを設定する必要がある。

一般的な形状のケーソン各部の名称を第 7-51 図に示し，構成部材と役割等について第 7-23 表のとおり整理する。



第 7-51 図　ケーソン各部の名称
（港湾基準（平成 19 年 7 月）　図-参 1.2.1 を加筆・修正）

第 7-23 表　ケーソン構成部材の役割，照査要否，及び照査方法

構成部材	供用時の主な役割	港湾基準		新規制基準	
		供用時の照査要否	照査項目（許容限界）	供用時の照査要否	照査項目（許容限界）
・前壁 ・後壁 ・側壁	・重力擁壁を支持する ・遮水性を保持する	要	断面破壊(設計断面耐力) 使用性 (曲げひび割れ幅の制限値) 抜け出し(設計降伏応力度)	要	曲げ破壊，せん断破壊 (短期許容応力度)
・底版	・前壁，後壁，側壁，隔壁を支持する	要		要	曲げ破壊，せん断破壊 （曲げ：限界層間変形角又は圧縮縁コンクリート限界ひずみ，せん断：せん断耐力）
・隔壁	・重力擁壁を支持する ・前壁，後壁，側壁，底版の変形を抑制する	否	－	要	
・フーチング	・滑動，転倒に対して安定性を確保する	要	断面破壊(設計断面耐力) 使用性 (曲げひび割れ幅の制限値) 抜け出し(設計降伏応力度)	要	

【参考３】　港湾基準上の防波壁の位置付け及び要求性能

港湾基準（平成 19 年 7 月）において，津波対策施設の要求性能は，使用性に加えて，津波，レベル２地震動等の作用による損傷等が，軽微な修復による当該施設の機能の回復に影響を及ぼさないこと（修復性）が追加される。第 7-52 図に，港湾基準（平成 19 年 7 月）における津波対策施設の要求性能を示す。

津波対策施設を構成する部材については，主たる作用が津波又はレベル２地震動である偶発状態に対して，作用による損傷の程度が限界値以下であることとされている。

【港湾の施設の技術上の基準を定める省令　第七条　第２項　第二号】
津波から当該施設の背後地を防護する必要がある施設を構成する部材の要求性能にあっては，津波，レベル二地震動等の作用による損傷等が，軽微な修復による当該施設の機能の回復に影響を及ぼさないこと。

【港湾の施設の技術上の基準の細目を定める告示　第二十二条　第１項　第二号】
津波から背後地を防護する必要がある施設を構成する部材にあっては，主たる作用が津波又はレベル二地震動である偶発状態に対して，作用による損傷の程度が限界値以下であること。

津波対策施設の構造部材に共通する性能規定及び設計状態（偶発状態に限る）に関する設定

省令			告示			要求性能	設計状態			照査項目	標準的な限界値の指標
条	項	号	条	項	号		状態	主たる作用	従たる作用		
7	2	2	22	1	2	修復性	偶発	津波 （L2地震動）	－	損傷	－

港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成19年）より引用

第 7-52 図　港湾基準（平成 19 年 7 月）における津波対策施設の要求性能

【参考４】　既設の護岸の性能照査検討ケース

港湾基準（平成 11 年 4 月）に準じて設計した 3 号増設時のケーソン設計における検討ケースの例を第 7-24 表に示す。なお，港湾基準で「側壁」と記載されている部材は，港湾基準（平成 11 年 4 月）では「外壁」として表記されている。

第 7-24 表　ケーソン性能照査における検討ケース（標準部①（地盤改良部）ケーソンの例）

			終局限界状態				使用限界状態				疲労限界状態			
			底版	外壁	隔壁	ﾌｰﾁﾝｸﾞ	底版	外壁	隔壁	ﾌｰﾁﾝｸﾞ	底版	外壁	隔壁	ﾌｰﾁﾝｸﾞ
製作時			○			○								
進水時 浮遊時			○	○		○	○	○		○				
注水時					○				○					
中詰ｺﾝｸﾘｰﾄ打設前					○				○					
据付後	施工時	波の山※1	○	○		○								
		波の谷※2	○	○		○								
	完成時	波の山※1	○	○		○	○	○		○	○	○		○
		波の谷※2	○	○		○	○	○		○	○	○		○
		地震時	○	○		○								

※1　波浪に関する変動状態における波の山作用時であり，作用の方向は外部からの作用である。
※2　波浪に関する変動状態における波の谷作用時であり，作用の方向は内部からの作用である。

【参考５】　ケーソンの設計における設計状態

護岸の作用の組合せと荷重係数の一覧表を第 7-25 表に示す。本表は港湾基準（平成 19 年 7 月）に記載されている「岸壁」の作用の組合せと荷重係数の一覧表を引用したものである。

供用時（３号炉造成時）の検討対象部材は，底版及び側壁と示されている。

第 7-25 表　作用の組合せと荷重係数

（港湾基準（平成 19 年 7 月）　p. 498 表-1. 2. 1 より引用）

・護岸（岸壁）

状態	設計状態	自重	静水圧	内部水圧	内部土圧	底版反力	上載荷重	動水圧	地震動作用時の底版反力	施工時荷重		備考
										据付時	静水時	
供用時	自重に関する永続状態	0.9 (1.0)	1.1 (1.0)			1.1 (1.0)	0.8 (0.5)					底版（上載荷重は底版反力分）
	内部土圧に関する永続状態			1.1 (1.0)	1.1 (1.0)							側壁
	レベル1地震動に関する変動状態	1.0 (－)	1.0 (－)				1.0 (－)		1.0 (－)			底版（上載荷重は地震動作用時）
				1.0 (－)	1.0 (－)			1.0 (－)				側壁
施工時	浮遊時の水圧に関する変動状態	0.9 (0.5)									1.1 (0.5)	底版 （浮遊時）
											1.1 (0.5)	側壁 （浮遊時）
	据付時の水圧に関する変動状態									1.1 (0.5)		隔壁 （据付時）

・下段の（ ）内は，使用限界状態検討時の荷重を示している。
・なお，偶発状態においては，荷重係数を1.0としてよい。

【参考６】　最新の港湾基準（平成 30 年 5 月）における照査方法について

港湾基準の最新版は平成 30 年度版であり，護岸や重力式係船岸に係る平成 19 年度版からの改訂内容は，生産性の向上の推進に向けた規定の拡充として，「荷重抵抗係数アプローチによる部分係数法の導入」と防災・減災対策の強化に係る規定の拡充として，「防波堤における津波作用時の波力式の改訂」である。

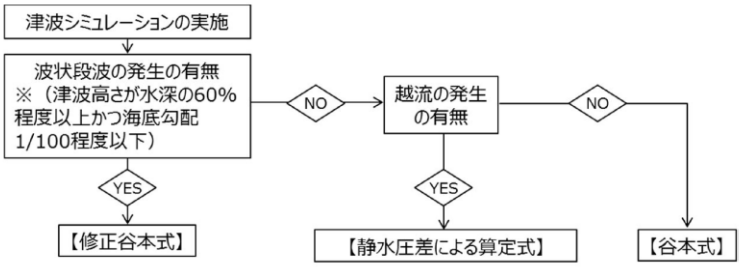
「荷重抵抗係数アプローチによる部分係数の導入」では，設計の効率化を図るため，従来の部分係数法（個々のパラメータに部分係数を乗じる方法）から，作用の項及び抵抗の項に集約した部分係数を乗じる方法を導入している。また，「防波堤における津波作用時の波力式の改訂」では，平成 23 年 3 月の東北地方太平洋沖地震を踏まえて，津波波圧算定に関する記載が追加されている。ケーソン各部位の照査においては，これらの改訂内容を反映した照査を行うものとする。

港湾基準（平成 19 年 7 月）では津波の波力として，海中の防波堤等の直立壁に作用する津波波圧算定式である谷本式が示されていたが，港湾基準（平成 30 年 5 月）では，海中の直立壁に作用する津波波力については，東北地方太平洋沖地震後に作成された「防波堤の耐津波設計ガイドライン※１」に基づき，波状段波や越流の発生の有無を考慮した津波波力の算定手順が示されている。また，陸上の直立壁に作用する津波波力については，「津波を考慮した胸壁の設計の考え方（暫定版）※２」に従って，越流の発生の有無を考慮した波力算定式が示されている。

防波堤に対する津波波力算定手順を第 7-53 図に示す。

※１　国土交通省港湾局：防波堤の耐津波設計ガイドライン，2015

※２　水産庁漁港漁場整備部防災漁村課・国土交通省港湾局海岸・防災課：津波を考慮した胸壁の設計の考え方，2015



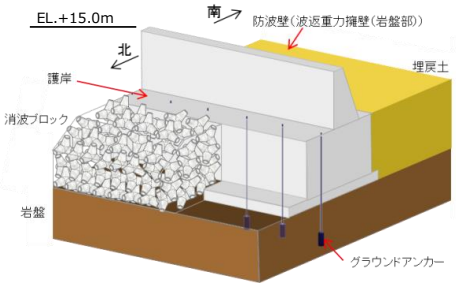
第 7-53 図　防波堤に対する津波波力算定手順
（港湾基準（平成 30 年 5 月）より抜粋）

（６）構造等に関する先行炉との比較

防波壁のうち波返重力擁壁については，岩盤上にMMRを介して鉄筋コンクリート壁を設置する構造であることから，類似する先行炉津波防護施設として，美浜発電所における防潮堤（鉄筋コンクリート及び地盤改良部）を選定する。それぞれの構造イメージを第 7-54 図に示す。

島根原子力発電所の防波壁（波返重力擁壁）の構造及び設計条件等に関する特徴を示すとともに，美浜発電所３号炉の防潮堤（鉄筋コンクリート及び地盤改良部）と比較を行い，類似点及び相違点を抽出した。類似点についてはその適用性を，相違点についてはそれを踏まえた設計への反映事項を，それぞれ第 7-26 表のとおり整理した。

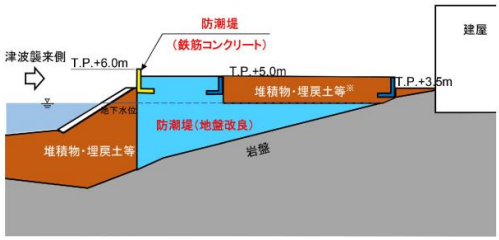
島根原子力発電所
防波壁（波返重力擁壁）



美浜発電所３号炉
防潮堤（鉄筋コンクリート及び地盤改良部）



位置図



②-②断面(鉄筋コンクリート及び地盤改良部)

参考：関西電力株式会社 美浜発電所3号炉 平成28年3月22日審査会合 資料1-1

第 7-54 図 構造イメージ（島根原子力発電所 防波壁（波返重力擁壁）及び美浜発電所 防潮堤（鉄筋コンクリート及び地盤改良部））

第 7-26 表 防波壁（波返重力擁壁）の構造等に関する先行炉との比較

項目		島根原子力発電所 防波壁（波返重力擁壁）	先行炉の構造※ 関西電力㈱ 美浜発電所３号炉　防潮堤 （鉄筋コンクリート及び地盤改良部）	島根原子力発電所と先行炉との比較 類似点	島根原子力発電所と先行炉との比較 相違点	先行炉実績との類似点を踏まえた設計方針の適用性	先行炉実績との相違点を踏まえた設計への反映事項
防波壁の構造	下部工の構造	・下部工（ケーソン）は，岩盤若しくは改良地盤に支持させる。なお，上部工（重力擁壁）を直接岩盤若しくはＭＭＲに支持させる箇所がある。	・下部工（改良地盤）は，岩盤に支持させる。	・下部工（コンクリート構造物若しくは改良体）を岩盤に支持させる設計とする。	・下部工（ケーソン）は，鉄筋コンクリート製であり，複数の隔壁を有する構造である。	・同様の支持形態であることから，岩盤の支持機能の照査においては先行炉の下部工の設計方針が適用可能である。	・下部工（ケーソン）の構造を踏まえ，３次元モデルにより各部位の照査を行う。
	上部工の構造	・鉄筋コンクリート製の重力擁壁を地上部に設置する。 ・重力擁壁（鉄筋コンクリート）の 許容限界：短期許容応力度	・鉄筋コンクリート製の防潮堤を地上部に設置する。 ・防潮堤の許容限界：短期許容応力度	・コンクリート構造物若しくは改良体に支持された鉄筋コンクリート壁を地上部に設置する。 ・許容限界は，短期許容応力度とする。	－	・同様の構造及び許容限界の設定である。先行炉の上部工の設計方針が適用可能である。	－
止水対策	止水目地	・止水目地材として，相対変形量に応じ，ゴムジョイント若しくはシートジョイントを採用する。 ・設置箇所：防波壁の陸側に設置する。 ・止水目地の許容限界： メーカー規格及び今後必要に応じて実施する性能試験に基づく許容変形量及び許容水圧以下とする。	・止水目地材として，相対変形量に応じ，シートジョイントを採用する。 ・設置箇所：防潮堤の堤内側と堤外側に設置する。 ・止水目地の許容限界： 許容変形量，許容引張強度	・同等の仕様の止水目地を採用している。	・止水目地は，防波壁の陸側に設置する。	・同様の止水目地材の採用であることから，先行炉の止水目地の設計方針が適用可能である。	・止水目地取り換え時に一時的に遮水性が確保できなくなることが懸念されるが，耐用年数が３０年であり，経年劣化による取り換えは不要と考えられる。万一取り換えの必要が生じた場合については，津波襲来までの時間で取り換えを行うよう，今後運用面の手順を整備する。
液状化影響に関する設計への反映		・液状化検討対象層（埋戻土（掘削ズリ，砂礫層））に対して，液状化試験結果及び有効応力解析（ＦＬＩＰ）の簡易設定法に基づき液状化強度特性を設定する。	・液状化検討対象層に対して，液状化試験結果を踏まえ，保守的な液状化強度特性を設定する。	－	・液状化強度特性の設定において，有効応力解析（ＦＬＩＰ）の簡易設定法を採用している。	－	・簡易設定法による液状化強度比が，液状化強度試験に基づく液状化強度特性より保守的となっていることを確認している。 ・別途，「地盤の液状化強度特性」の審査において説明する。

８．その他の構造概要

８．１ 止水目地

８．１．１ 構造概要

防波壁の施工ブロック間の目地部からの津波の流入を防止するため，止水目地を設置する。なお，防波壁の縦断方向に地形の急変部はないことから，隣合う施工ブロック同士の地震時の変形量及び位相はおおむね一致するが，保守的に位相が逆になったことを考慮して，最大相対変形量を２倍して算出（絶対値和に保守性を考慮）し，それに応じて決定した仕様を，同一構造型式内のすべての止水目地に採用する。

止水目地は，隣接する防波壁の施工ブロック間の地震時の相対変形に応じ，ゴムジョイント又はシートジョイントを採用する。また，遡上する津波波圧に対する耐津波性を有し，入力津波高さを踏まえた設計とする。

ゴムジョイント及びシートジョイントは止水性を保持させるため，鋼製部材（押え板，アンカーボルト）で固定する。止水目地の許容変形量，許容水圧及び耐久性は，メーカー規格及び基準を参考に定める。また，施工ブロック間の地震時の相対変形及び津波波圧に対して，メーカー規格及び基準と比較し，上回る場合は性能試験を実施し，許容限界を再設定する。

止水目地は，防波壁の陸側に設置する。防波壁が地震後に変形を生じた場合においても防波壁の部材は厚く，また防波壁縦断方向の変位（目開き）は小さいことから，漂流物が直接衝突することによる損傷を防止できる。

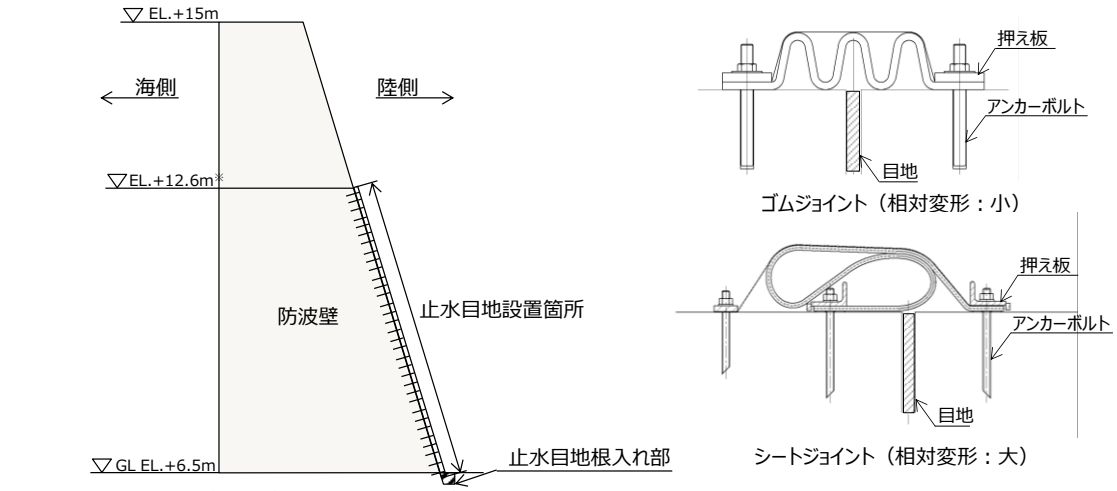
防波壁(波返壁重力式擁壁)を例に止水目地の設置箇所を第 8-1 図に示す。

各構造形式の防波壁において，最も相対変形が大きくなる断面は以下のとおり。

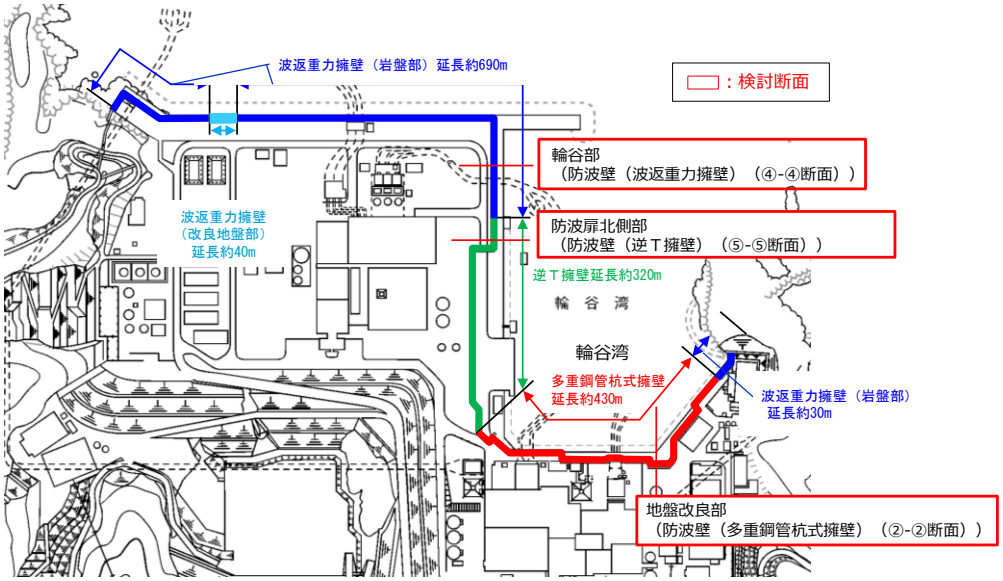
・防波壁（多重鋼管杭式擁壁）：岩盤が最も深部に位置し，かつ基礎捨石の下側に改良地盤及び砂礫層が存在する「②-②断面」
・防波壁（逆Ｔ擁壁）：岩盤が最も深部に位置する「⑤ - ⑤断面」
・防波壁（波返重力擁壁）：輪谷湾に面し，岩盤が最も深部に位置する「④-④断面」

なお，詳細設計段階において決定する地下水位に基づき，地震時及び津波時の解析を実施し，最も相対変形が大きくなる断面位置と最終変形量を確定する。

各構造形式において最大相対変形が生じる断面位置を第 8-2 図に示す。



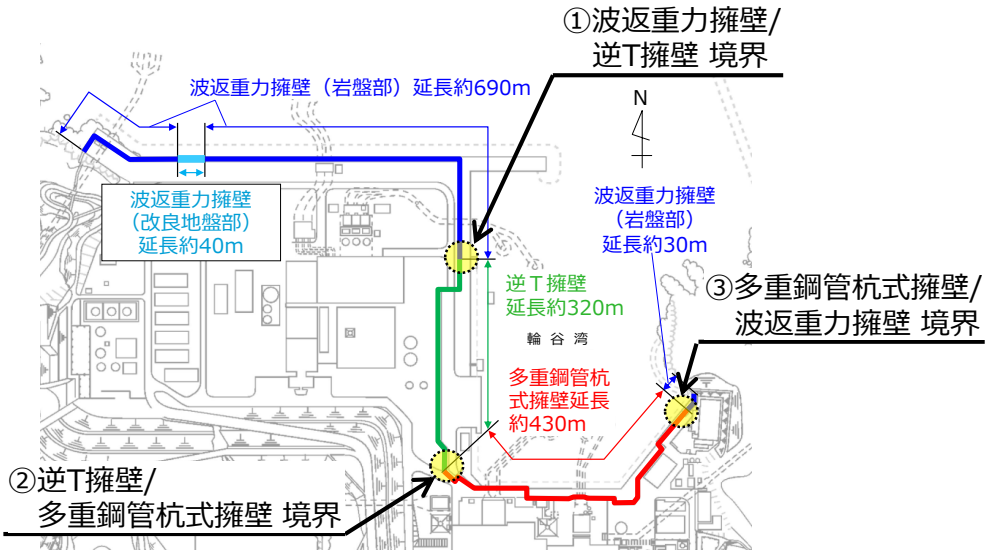
第 8-1 図　防波壁の止水目地の設置箇所及び概要図



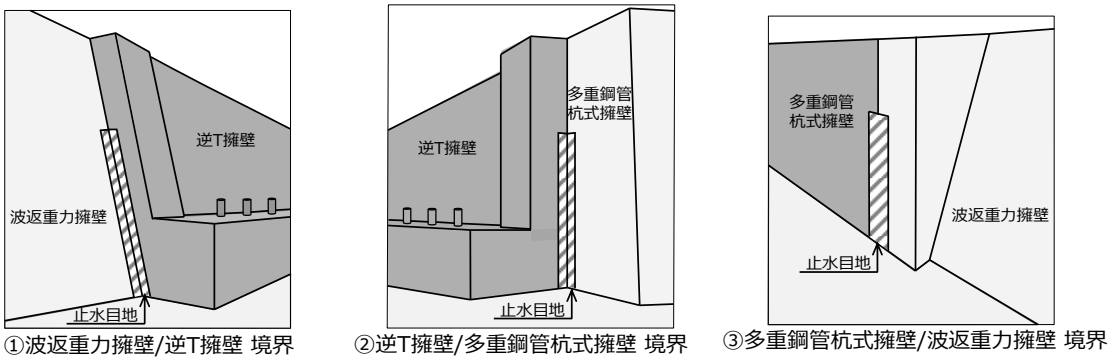
第 8-2 図　各構造形式において最大相対変形が生じる断面位置

防波壁には異種構造型式の境界部が３箇所存在するため，構造を擦り付けることで離隔が生じないように設置した。目地からの津波の流入を防止するため，境界に止水目地を設置する。異種構造形式間の止水目地は，隣合う構造形式のそれぞれの最大変形量に位相差を考慮して最大相対変形量を算出し，それに応じて決定した仕様を採用する。

防波壁構造形式の境界位置図を第 8-3 図に，境界部の止水目地の形状を第 8-4 図に示す。



第 8-3 図　防波壁の構造形式の境界位置図



第 8-4 図　防波壁構造形式境界部の止水目地形状

８．１．２ 設計方針の概要

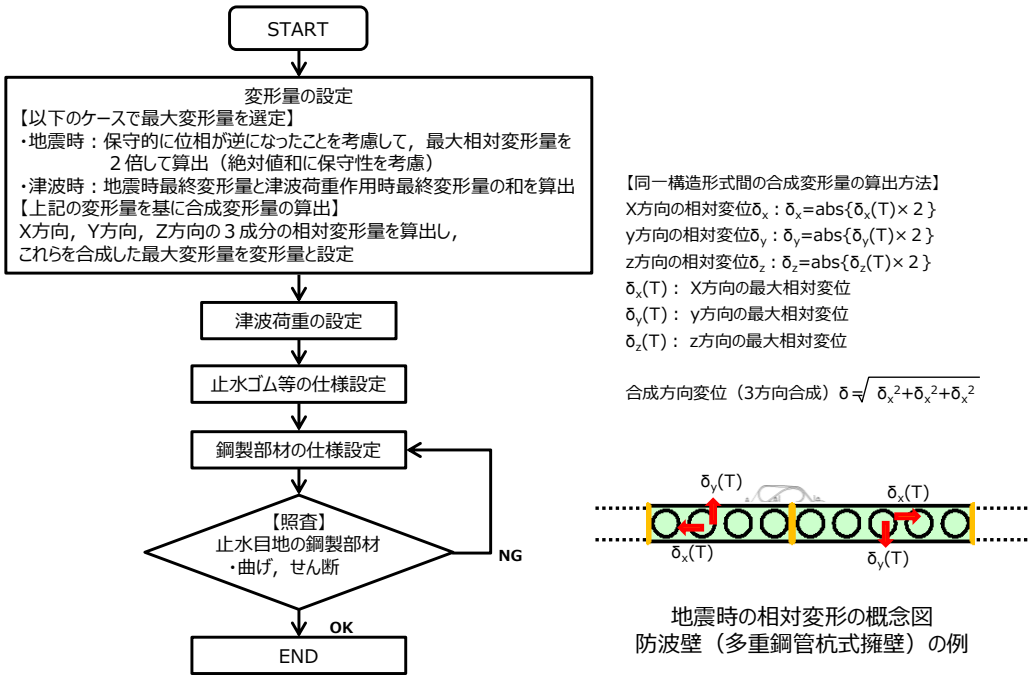
（a）止水目地

止水ジョイントの設計フロー及び地震時の相対変形の概念図を第 8-5 図に示す。

止水目地の構造成立性評価については，基準地震動Ｓｓを用いた地震応答解析及び津波荷重を用いた静的フレーム解析により算出された変形量と，入力津波を用いて津波波圧算定式より算出した津波荷重に対して止水ゴム等の止水性が維持できる仕様であることを確認する。

止水ゴム等の仕様設定は，性能試験（耐圧試験・引張変形試験）により津波荷重に耐え，止水機能を維持できる変形量となるよう設定するとともに，構造物間に生じる相対変形に対し追従可能な材料を選定する。

止水目地の鋼製部材に発生する応力が許容応力度以下であることを確認する。



第 8-5 図 設計フロー及び地震時の相対変形の概念図

８．１．３ 損傷モード

第 8-1 表 境界部の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮
及び構造上の弱部の抽出

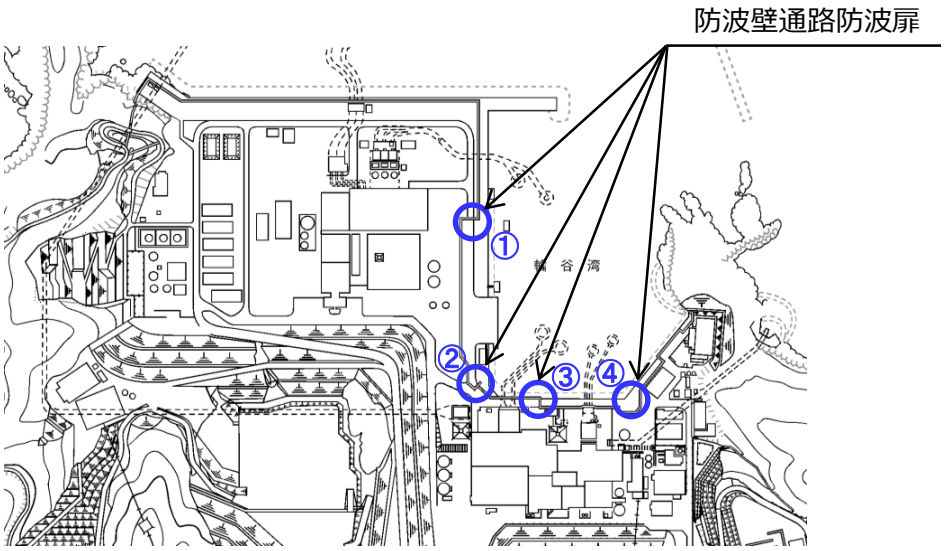
部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース※1	設計・施工上の配慮	照査※2
波返重力擁壁と逆T擁壁の境界部	• 地震又は津波荷重により逆Ｔ擁壁と重力擁壁の間に相対変形が生じ，水みちとなり，波返重力擁壁と逆T擁壁の境界部での遮水性を喪失する。	①，②	• 異種構造型式の境界部では構造をすりつけたうえ，止水目地を設置することで，遮水性に配慮する。 • メーカー規格及び性能試験に基づく許容変形量及び許容水圧以下であることを確認する。	○
逆T擁壁と多重鋼管杭式擁壁の境界部	• 地震又は津波荷重により逆Ｔ擁壁と被覆コンクリート壁の間に相対変形が生じ，水みちとなり，逆T擁壁と多重鋼管杭式擁壁の境界部での遮水性を喪失する。			○
多重鋼管杭式擁壁と波返重力擁壁の境界部	• 地震又は津波荷重により被覆コンクリート壁と重力擁壁の間に相対変形が生じ，水みちとなり，多重鋼管杭式擁壁と波返重力擁壁の境界部での遮水性を喪失する。			○
波返重力擁壁 西端・東端部	• 地震により地山が崩壊して，高さが維持できなくなり，波返重力擁壁と端部地山の境界部での遮水性を喪失する。	①	• 地山斜面が崩壊しないことを確認する。	○
	• 津波により地山が洗掘され，高さが維持できなくなり，波返重力擁壁と端部地山の境界部での遮水性を喪失する。	②	• 硬固な岩盤であるため，洗掘されない。	―

※1 ①地震時，②津波時
※2 照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

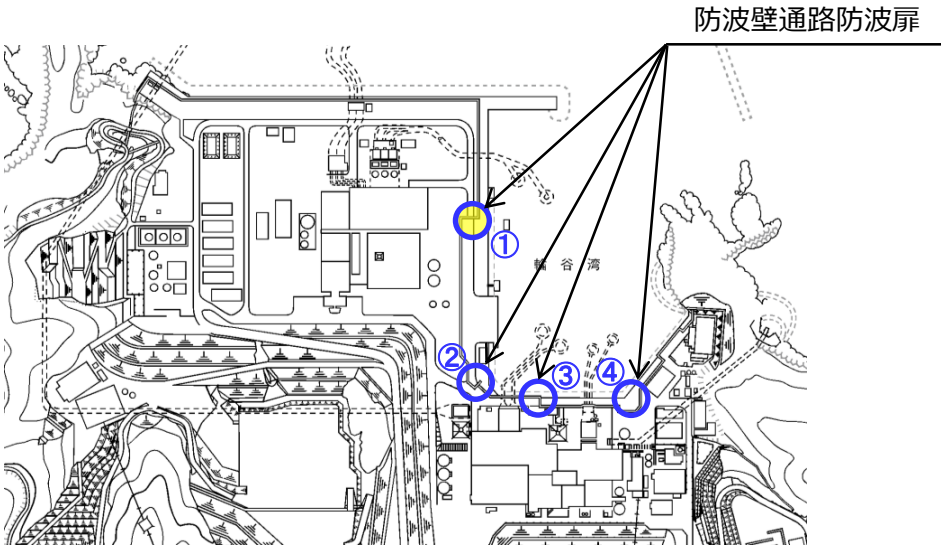
８．２ 防波壁通路防波扉

防波壁通路防波扉は，３号炉東側に１箇所，１，２号炉北側に３箇所の計４箇所に設置しており，鋼製の主桁，補助縦桁及びスキンプレート等により構成される。防波壁通路防波扉は津波荷重や地震荷重等に対して津波防護機能を十分に保持設計とした。３号炉東側の防波壁通路防波扉（①）及び１，２号炉北側の防波壁通路防波扉（②～④）は下部及び側部に設置した水密ゴムにより遮水性を確保している。防波扉下部に設置した水密ゴムは津波による水圧により扉に押し付けられる構造としている（防波壁通路防波扉断面図　詳細図参照）。なお，防波壁通路防波扉（１，２号炉北側）については，開状態において扉を支持する受枠構造物が設置されている。この受枠構造物は，上位クラス施設の防波壁に近接していることから，波及的影響を評価するものとする。

防波壁通路防波扉の位置図を第 8-6 図に，構造及び設置状況を第 8-7 図～第 8-18 図に，防波壁通路防波扉を構成する評価対象部位の役割及び施設の範囲を第 8-2 表及び第 8-19 図に示す。

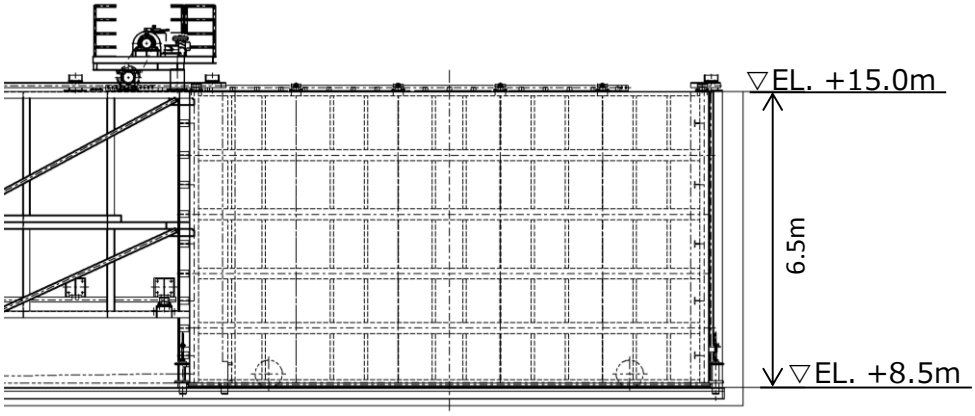


第 8-6 図　防波壁通路防波扉の位置図

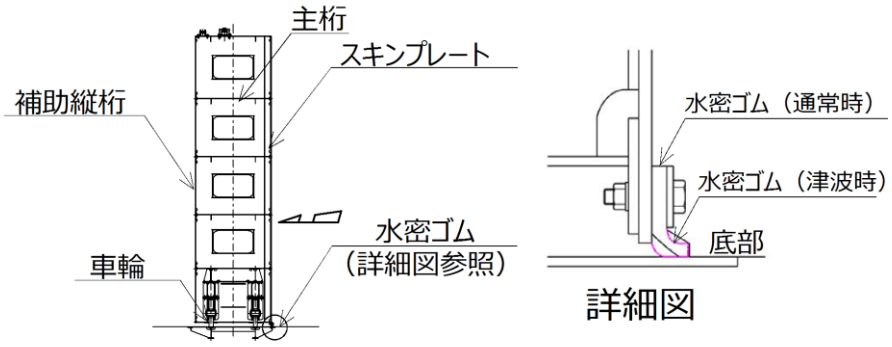


第 8-7 図　防波壁通路防波扉（３号炉北側）① 設置状況

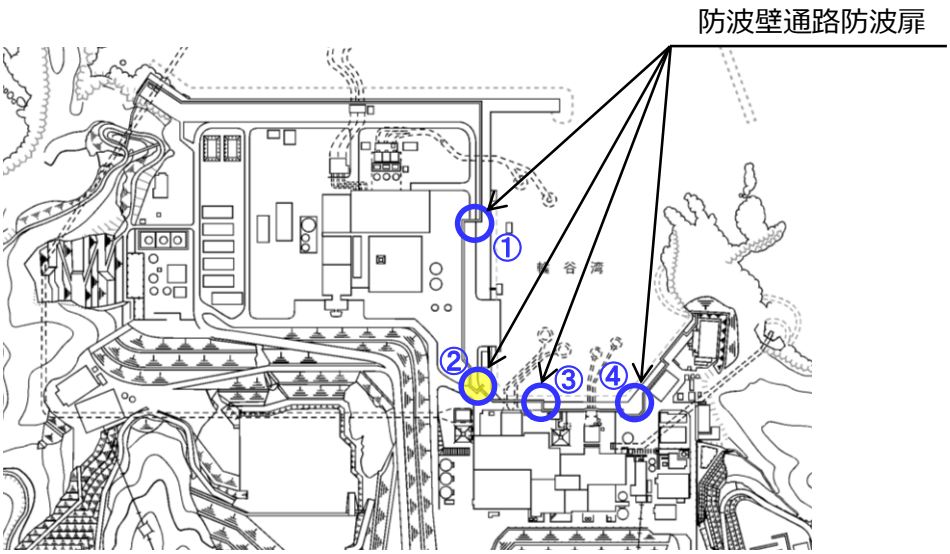
本資料のうち，枠囲みの内容は機密に係る事項のため公開できません。



第 8-8 図　防波壁通路防波扉（３号炉東側）①　正面図

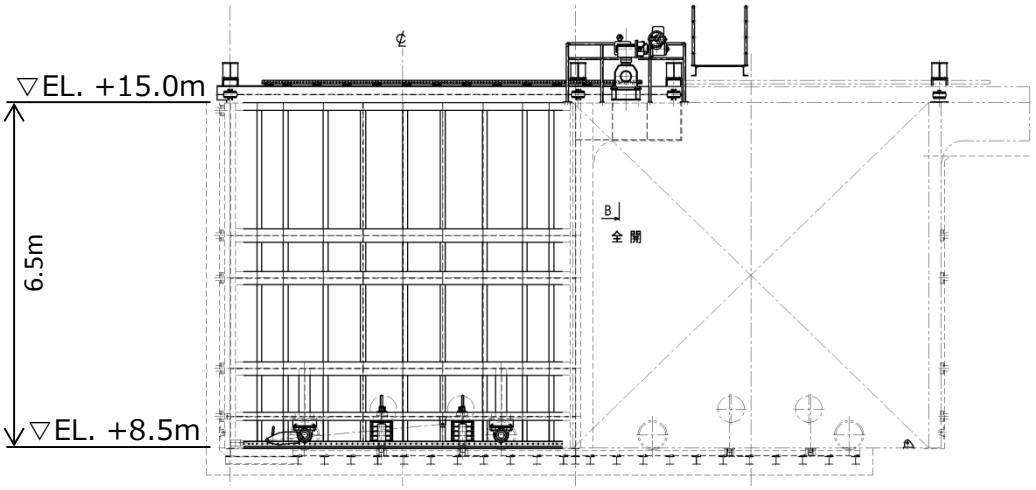


第 8-9 図　防波壁通路防波扉（３号炉東側）①　断面図

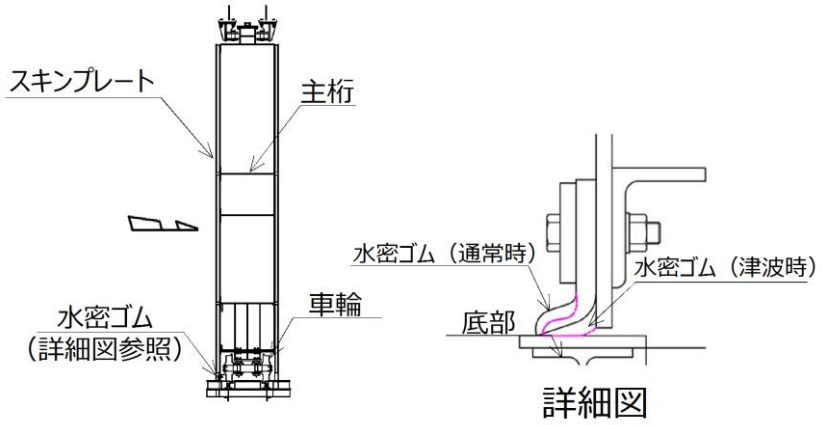


第 8-10 図　防波壁通路防波扉（１，２号炉北側）② 設置状況

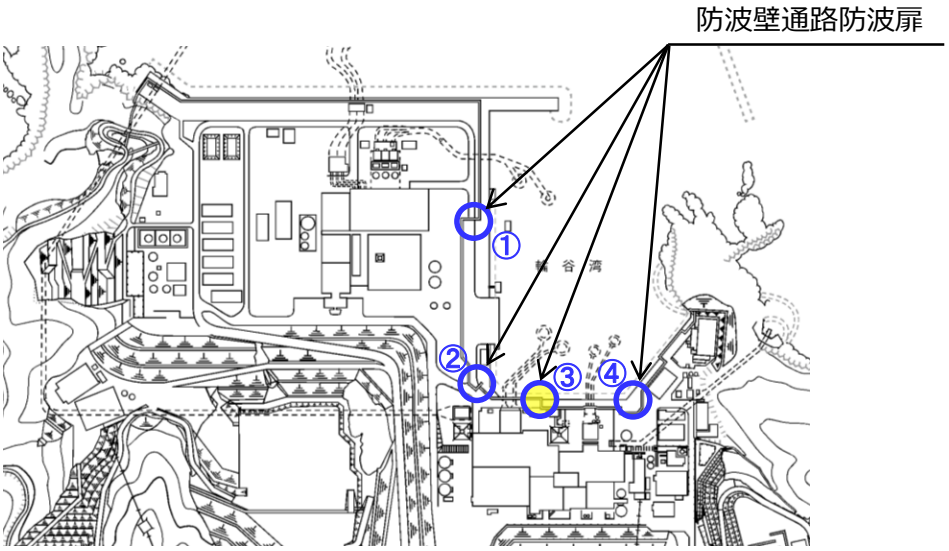
本資料のうち，枠囲みの内容は機密に係る事項のため公開できません。



第 8-11 図　防波壁通路防波扉（１，２号炉北側）② 正面図

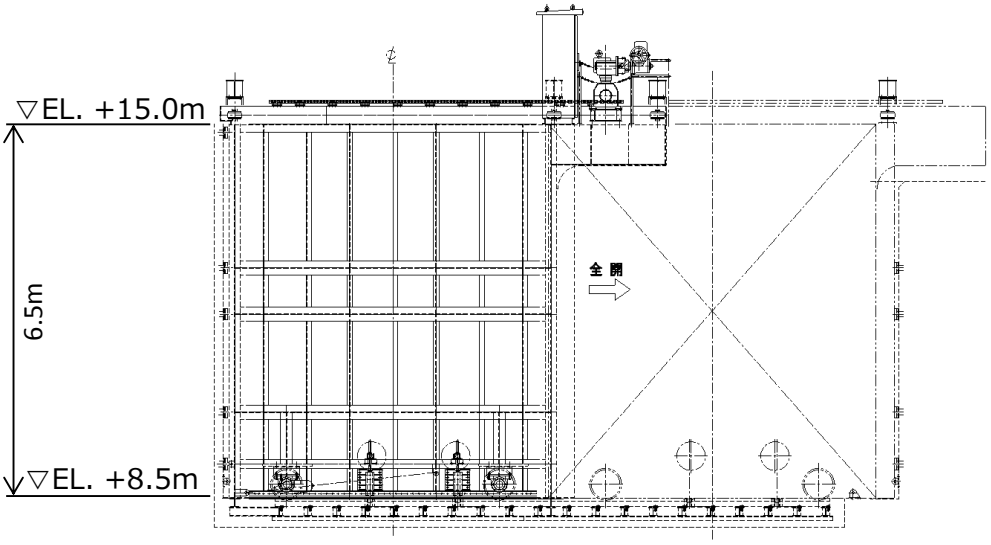


第 8-12 図　防波壁通路防波扉（１，２号炉北側）② 断面図

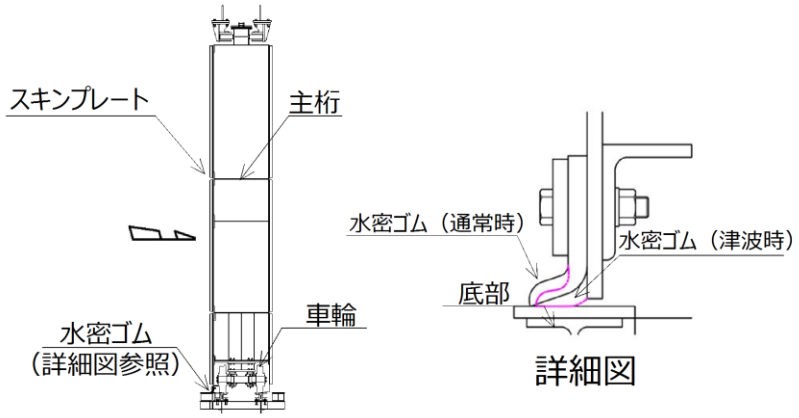




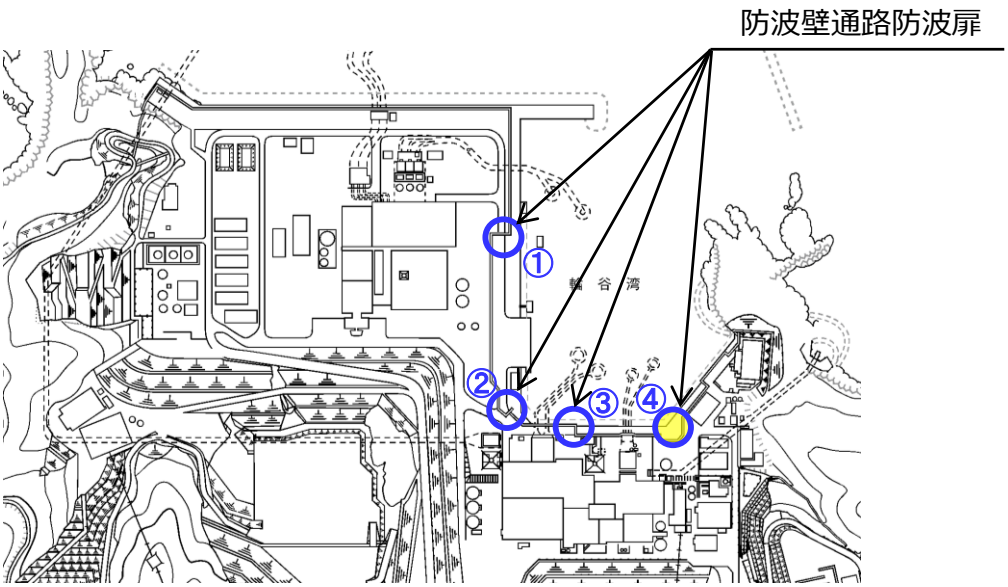
第 8-13 図　防波壁通路防波扉（１，２号炉北側）③ 設置状況



第 8-14 図　防波壁通路防波扉（１，２号炉北側）③ 正面図

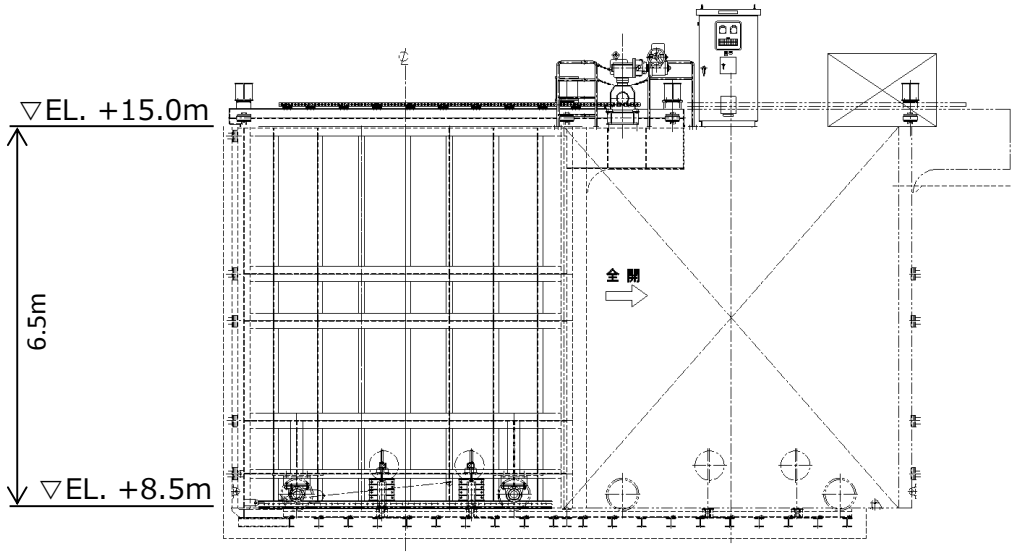


第 8-15 図　防波壁通路防波扉（１，２号炉北側）③ 断面図

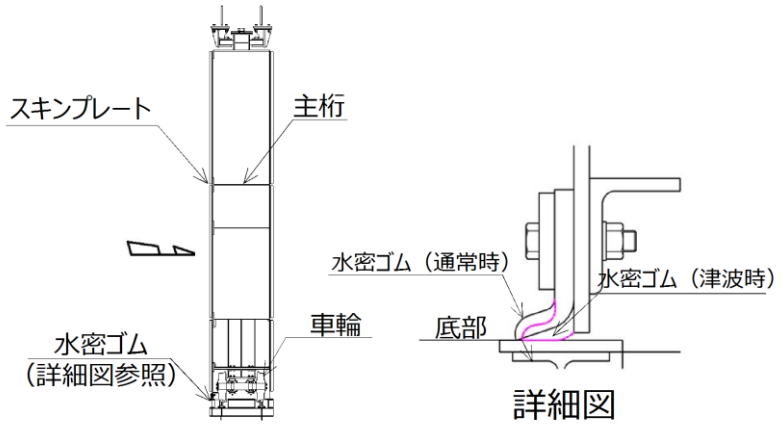




第 8-16 図　防波壁通路防波扉（１，２号炉北側）④ 設置状況



第 8-17 図　防波壁通路防波扉（１，２号炉北側）④ 正面図

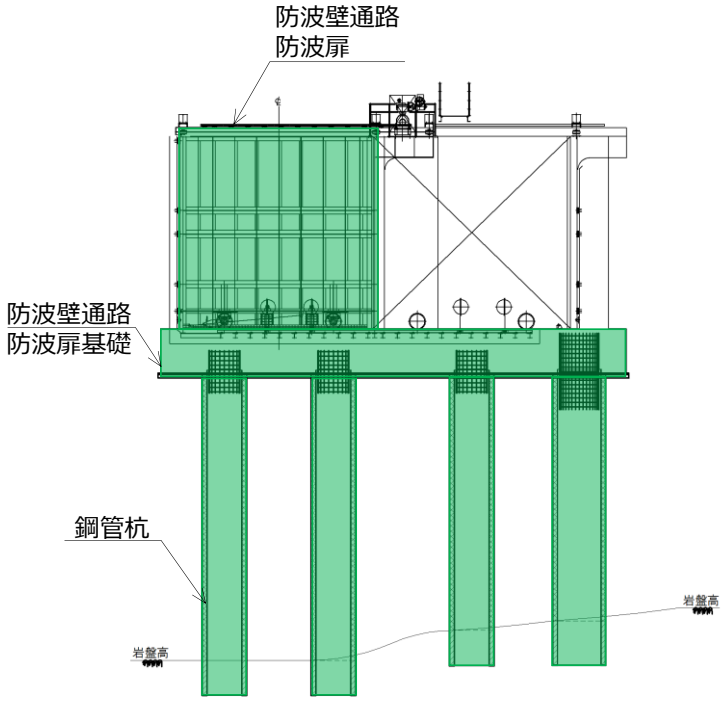


第 8-18 図　防波壁通路防波扉（１，２号炉北側）④ 断面図

第 8-2 表　防波壁通路防波扉の各部位の役割

評価対象部位の役割　　施設の範囲

評価対象部位	役割	備考
防波壁通路防波扉	遮水性の保持	
防波壁通路防波扉基礎	防波扉を支持	
鋼管杭	防波扉を支持	
水密ゴム	遮水性の保持	
【地盤】		
改良地盤	鋼管杭の変形を抑制，難透水性の保持	
岩盤	鋼管杭を支持，基礎地盤のすべり安定性に寄与	



②防波壁通路防波扉（ 1，2号炉北側）
正面図

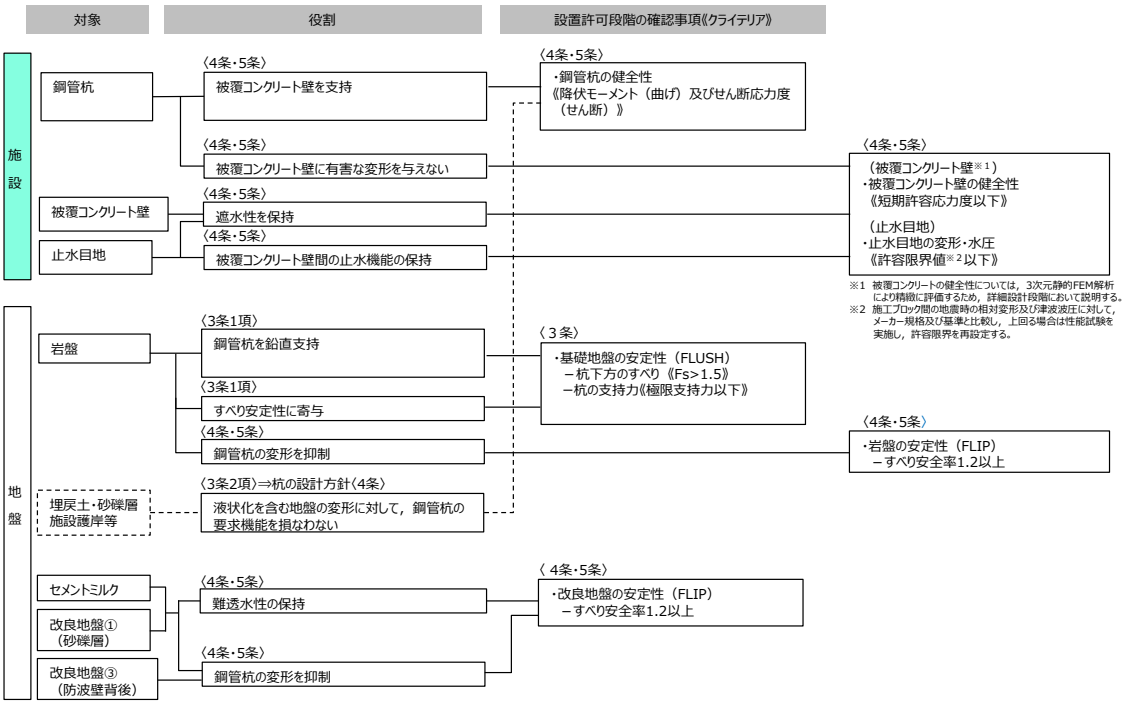
第 8-19 図　防波壁通路防波扉「施設」の範囲

９．設置許可段階における確認項目及び構造成立性評価

９．１　設置許可段階における確認項目

９．１．１　設置許可段階における確認項目（防波壁（多重鋼管杭式擁壁））

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）における設置許可段階の確認項目を第 9-1 図に示す。



第 9-1 図 設置許可段階における確認項目［防波壁（多重鋼管杭式擁壁）］

９．１．２ 設置許可段階における確認項目（防波壁（逆Ｔ擁壁））

防波壁（逆Ｔ擁壁）における設置許可段階の確認項目を第 9-2 図に示す。

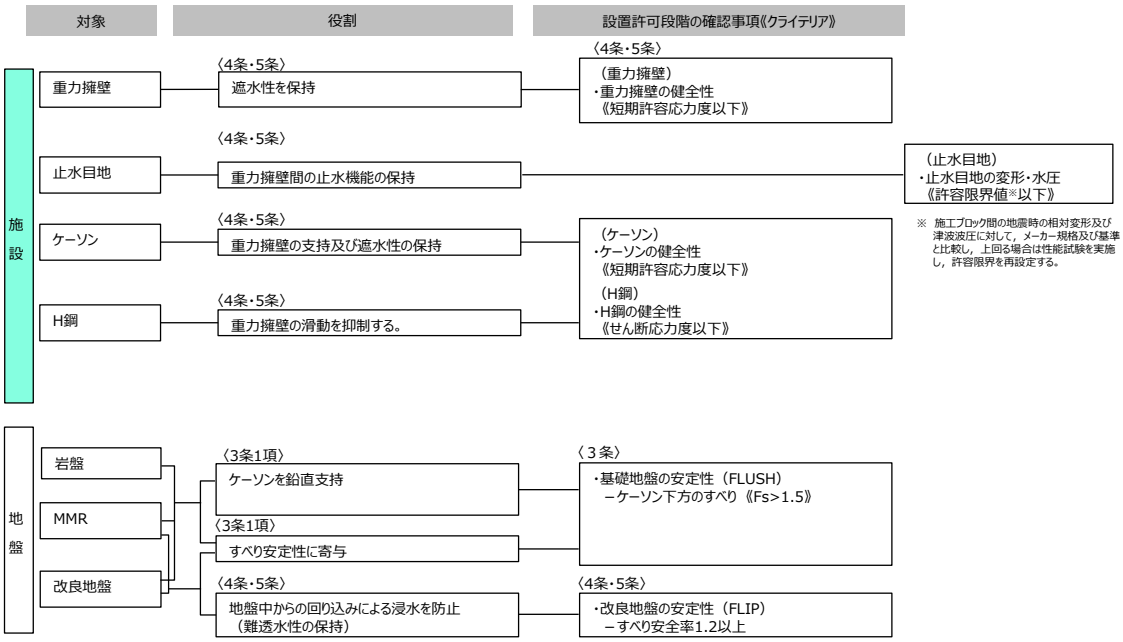
防波壁（逆Ｔ擁壁）は鋼管杭の役割に期待せず，解析モデルに取り込まない方針とするが，設置許可段階における構造成立性評価においては鋼管杭を考慮した解析モデルによる解析を実施し，健全性を確認する。



第 9-2 図 設置許可段階における確認項目［防波壁（逆Ｔ擁壁）］

９．１．３ 設置許可段階における確認項目（防波壁（波返重力擁壁））

防波壁（波返重力擁壁）における設置許可段階の確認項目を第 9-3 図に示す。

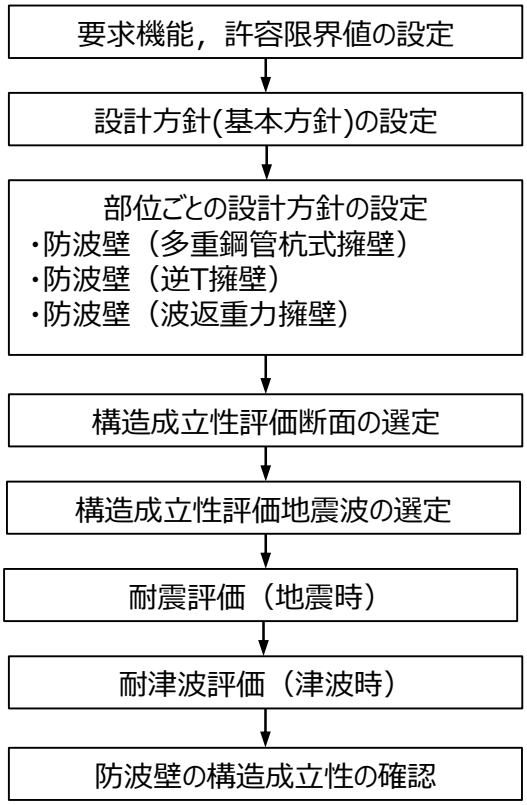


第 9-3 図 設置許可段階における確認項目［防波壁（波返重力擁壁）］

9．2 構造成立性評価の方針

防波壁の構造成立性を確認するため，「耐津波設計に係る工認審査ガイド」等に基づき，基準地震動Ｓｓ及び基準津波による荷重等に対して，防波壁の施設としての構造部材が十分な裕度があること，補強により対策可能であること等を確認する（第 9-4 図）。

なお，詳細設計段階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（地盤改良範囲の拡大等）の実施により対応する。



第 9-4 図 防波壁の構造成立性評価フロー

９．３ 設置許可段階での提示内容

設置許可段階において提示する内容のうち，対象断面について整理したものを第 9-1 表，解析手法について整理したものを第 9-2 表，解析条件について整理したものを第 9-3 表に示す。

第 9-1 表 設置許可段階において提示する内容【対象断面】

		設置許可段階(設計方針と構造成立性評価)	本資料の説明範囲
対象断面	構造成立性 (4条･5条)	[防波壁（多重鋼管杭式擁壁）] • 支持岩盤が深く，鋼管杭の長さが最大となり，また，砂礫層，埋戻土（掘削ズリ）埋戻土（粘性土）及び改良地盤が分布しており，当該構造区間における応答が相対的に大きいと考えられる断面（１断面）を構造成立性評価断面として選定。	○
		[防波壁（逆T擁壁）] • 支持岩盤深さ，鋼管杭の長さ，及び地盤改良範囲が全区間の中で平均的な断面（１断面）を構造成立性評価断面として選定。	
		[防波壁（波返重力擁壁）] • 支持岩盤が深く，擁壁高さが高くなり，砂礫層，埋戻土（掘削ズリ），改良地盤が分布しており，当該構造区間における応答が相対的に大きいと考えられる断面（２断面）を構造成立性評価断面として選定。	
	地盤安定性 (3条)	[防波壁（多重鋼管杭式擁壁）・ 防波壁（逆T擁壁）・ 防波壁（波返重力擁壁）] • 照査項目であるすべり安全率が，地質状況等から最も小さくなると考えられる断面を代表断面（各１断面）として選定。	－ (基礎地盤の安定性評価にて説明)

第 9-2 表 設置許可段階において提示する内容【解析手法】

		設置許可段階(設計方針と構造成立性評価)	本資料の説明範囲
対象地震波	構造成立性 (4条･5条)	• 構造物への影響が大きい地震波(１波)を構造成立性評価地震波として選定。	○
	地盤安定性 (3条)	• 全基準地震動５波	－ (基礎地盤の安定性評価にて説明)
解析方法		[防波壁（多重鋼管杭式擁壁）] • 「5.4 設計方針」を基本とし，９.2項に示すフローにより，構造成立性を確認する。	○
		[防波壁（逆T擁壁）] • 「6.4 設計方針」を基本とし，９.2項に示すフローにより，構造成立性を確認する。	
		[防波壁（波返重力擁壁）] • 「7.4 設計方針」を基本とし，９.2項に示すフローにより，構造成立性を確認する。	

第 9-3 表 設置許可段階において提示する内容【解析条件】

	設置許可段階(設計方針と構造成立性評価)		本資料の説明範囲
地下水位	防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	・防波壁から陸側：EL.+0.30m ・施設護岸から防波壁まで：EL.+0.14m ・施設護岸から海側： EL.-0.02m	○
	防波壁（逆T擁壁）	・防波壁から陸側：地表面 ・施設護岸から防波壁まで：EL.+0.14m ・施設護岸から海側：EL.-0.02m	○
	防波壁（波返重力擁壁）	・防波壁から陸側：地表面 ・防波壁から海側：EL.-0.02m	○
液状化 (液状化 強度特性)	• 液状化検討対象層（埋戻土（掘削ズリ，砂礫層））に対して，液状化試験結果及び有効応力解析（FLIP）の簡易設定法により設定する。なお，簡易設定法荷より設定された液状化強度特性は，液状化試験結果下限値の液状化強度特性よりも保守的であることを確認する。		―

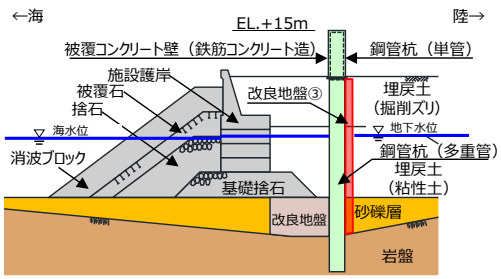
9．4　地下水位の設定方針

地下水位については，護岸前面は EL.－0.02m とする。施設護岸より陸側の地下水位設定は港湾基準に準拠して残留水位とする。なお，３号炉エリアの防波壁より陸側については，保守的に地表面とする。

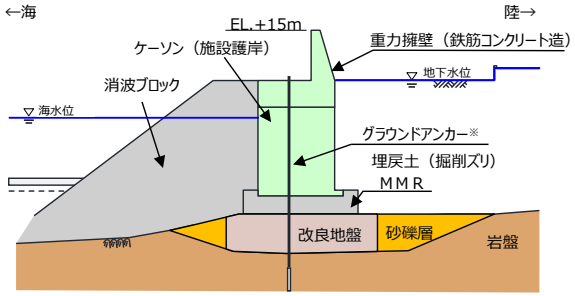
地下水位の設定方針を第 9-4 表及び第 9-5 図に示す。

第 9-4 表　地下水位の設定方針（設置許可段階）

構造型式	水位
防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	・防波壁から陸側：EL.+0.30m ・施設護岸から防波壁まで：EL.+0.14m ・施設護岸から海側：EL.-0.02m
防波壁（逆Ｔ擁壁）	・防波壁から陸側：地表面 ・施設護岸から防波壁まで：EL.+0.14m ・施設護岸から海側：EL.-0.02m
防波壁（波返重力擁壁）	・防波壁から陸側：地表面 ・防波壁から海側：EL.-0.02m

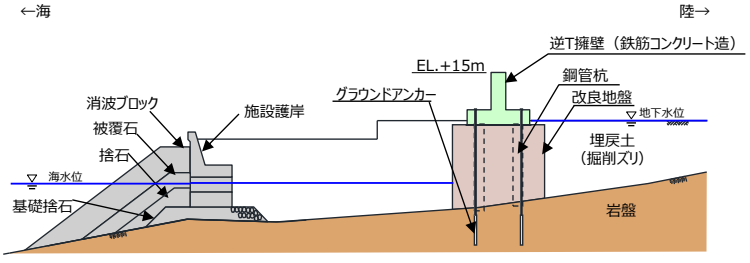


防波壁（多重鋼管杭式擁壁）



防波壁（波返重力擁壁）

※　防波壁（波返重力擁壁）は，グラウンドアンカーの効果を期待しなくても，耐震・耐津波安全性を担保している。



防波壁（逆Ｔ擁壁）

第 9-5 図　地下水位設定の概要

９．５ 解析用物性値

９．５．１ 解析用物性値（地盤）

第 9-5 表 解析用物性値（地盤）（1/2）

材料種別			物理特性		強度特性			変形特性		
			単位体積重量		粘着力 C (kN/m²)	せん断抵抗角 Φ_f (°)	せん断強度 T_f※1, 2 (kN/m²)	せん断弾性係数 G※1, 3, 4 (kN/m²)	ポアソン比 ν	最大減衰定数 h_{max}
			飽和，湿潤 γsat,γt (kN/m³)	水中 γ′ (kN/m³)						
地盤	防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	埋戻土（掘削ズリ）	気中 19.6	–	0	39.35	$\sigma'_m \sin 39.35°$	$76570(\sigma'_m/98)^{0.5}$	0.33	0.24
			水中 20.7	10.6	0	39.35	$\sigma'_m \sin 39.35°$	$76570(\sigma'_m/98)^{0.5}$		
	防波壁（逆Ｔ擁壁）	埋戻土（掘削ズリ）EL.＋6.0m盤	気中 19.6	–	0	39.35	$\sigma'_m \sin 39.35°$	$76570(\sigma'_m/98)^{0.5}$		
			水中 20.7	10.6	0	39.35	$\sigma'_m \sin 39.35°$	$76570(\sigma'_m/98)^{0.5}$		
		埋戻土（掘削ズリ）EL.＋8.5m盤	気中 19.6	–	0	39.35	$\sigma'_m \sin 39.35°$	$76570(\sigma'_m/98)^{0.5}$		
			水中 20.7	10.6	0	39.35	$\sigma'_m \sin 39.35°$	$76570(\sigma'_m/98)^{0.5}$		
	防波壁（波返重力擁壁）	埋戻土（掘削ズリ）（輪谷部）EL.＋8.5m盤	気中 19.6	–	0	39.35	$\sigma'_m \sin 39.35°$	$76570(\sigma'_m/98)^{0.5}$		
			水中 20.7	10.6	0	39.35	$\sigma'_m \sin 39.35°$	$76570(\sigma'_m/98)^{0.5}$		
		埋戻土（掘削ズリ）（地盤改良部）EL.＋6.5m盤	気中 19.6	–	0	39.35	$\sigma'_m \sin 39.35°$	$76570(\sigma'_m/98)^{0.5}$		
			水中 20.7	10.6	0	39.35	$\sigma'_m \sin 39.35°$	$76570(\sigma'_m/98)^{0.5}$		
		埋戻土（掘削ズリ）（地盤改良部）EL.＋8.5m盤	気中 19.6	–	0	39.35	$\sigma'_m \sin 39.35°$	$76570(\sigma'_m/98)^{0.5}$		
			水中 20.7	10.6	0	39.35	$\sigma'_m \sin 39.35°$	$76570(\sigma'_m/98)^{0.5}$		

※1 σ'_mは各要素における平均有効拘束圧
※2 せん断強度式は$\tau_f = \sigma'_m \sin\varphi_f + C \cos\varphi_f$
※3 せん断弾性係数の式は$G=G_{ma}(\sigma'_m/\sigma'_{ma})^{mG}$。ここに$G_{ma}$は基準平均有効拘束圧における基準せん断弾性係数，$\sigma'_{ma}$は基準平均有効拘束圧，mGは拘束圧依存性のパラメータ(標準値=0.5)。
※4 せん断弾性係数を求める際の基準平均有効拘束圧については，粘性土は層中央部における平均有効拘束圧を設定し，粘性土以外については一律98kN/m²(標準値)とする。

第 9-6 表 解析用物性値（地盤）(2/2)

材料種別				物理特性		強度特性			変形特性		
				単位体積重量		粘着力 C (kN/m²)	せん断抵抗角 Φ_f (°)	せん断強度 T_f ※1, 2 (kN/m²)	せん断弾性係数 G ※1, 3, 4 (kN/m²)	ポアソン比 ν	最大減衰定数 h_{max}
				飽和，湿潤 γsat,γt (kN/m³)	水中 γ′ (kN/m³)						
地盤	防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	埋戻土（粘性土）※5（施設護岸～鋼管杭間）	気中	16.7	–	0	30.00	$\sigma'_m \sin 30.00°$	$12750(\sigma'_m/112.3)^{0.5}$	0.33	0.20
			水中	16.7	6.6	0	30.00	$\sigma'_m \sin 30.00°$	$12750(\sigma'_m/141.8)^{0.5}$		
		埋戻土（粘性土）※5（鋼管杭背面）	気中	16.7	–	0	30.00	$\sigma'_m \sin 30.00°$	$12750(\sigma'_m/111.3)^{0.5}$		
			水中	16.7	6.6	0	30.00	$\sigma'_m \sin 30.00°$	$12750(\sigma'_m/140.2)^{0.5}$		
		砂礫層（施設護岸～鋼管杭間）		20.7	10.6	0	38.81	$\sigma'_m \sin 38.81°$	$63390(\sigma'_m/98)^{0.5}$		0.24
		砂礫層（鋼管杭背面）		20.7	10.6	0	38.81	$\sigma'_m \sin 38.81°$	$63390(\sigma'_m/98)^{0.5}$		
		改良地盤①（砂礫層）		20.7	10.6	1677	38.00	$1677 \cos 38.00° + \sigma'_m \sin 38.00°$	$751900(\sigma'_m/98)^{0.5}$		
		被覆石（捨石を含む）（気中）		18.0	–	0	35.00	$\sigma'_m \sin 35.00°$	$180000(\sigma'_m/98)^{0.5}$		
		基礎捨石・被覆石（捨石を含む）（水中）		20.0	9.9	0	35.00	$\sigma'_m \sin 35.00°$	$180000(\sigma'_m/98)^{0.5}$		
	防波壁（逆T擁壁）	改良地盤①（水中）		20.7	10.6	628	38.00	$628 \cos 38.00° + \sigma'_m \sin 38.00°$	$404600(\sigma'_m/98)^{0.5}$		
		改良地盤②（水中）		20.7	10.6	490	40.54	$490 \cos 40.54° + \sigma'_m \sin 40.54°$	$327900(\sigma'_m/98)^{0.5}$		
		改良地盤③（水中）		20.7	10.6	1140		$1140 \cos 40.54° + \sigma'_m \sin 40.54°$	$742900(\sigma'_m/98)^{0.5}$		
		改良地盤④（水中）		20.7	10.6	1253	38.71	$1253 \cos 38.71° + \sigma'_m \sin 38.71°$	$777300(\sigma'_m/98)^{0.5}$		
	防波壁（波返重力擁壁）	砂礫層		20.7	10.6	0	38.81	$\sigma'_m \sin 38.81°$	$63390(\sigma'_m/98)^{0.5}$		
		改良地盤		20.7	10.6	500	0	500	$93980(\sigma'_m/98)^{0.5}$		
		基礎捨石（水中）		20.0	9.9	0	35.00	$\sigma'_m \sin 35.00°$	$180000(\sigma'_m/98)^{0.5}$		

※1 σ'_mは各要素における平均有効拘束圧
※2 せん断強度式は$\tau_f = \sigma'_m \sin\varphi_f + C \cos\varphi_f$
※3 せん断弾性係数の式は$G = G_{ma}(\sigma'_m/\sigma'_{ma})^{mG}$。ここに$G_{ma}$は基準平均有効拘束圧における基準せん断弾性係数，$\sigma'_{ma}$は基準平均有効拘束圧，mGは拘束圧依存性のパラメータ(標準値=0.5)。
※4 せん断弾性係数を求める際の基準平均有効拘束圧については，粘性土は層中央部における平均有効拘束圧を設定し，粘性土以外については一律98kN/m²(標準値)とする。
※5 粘性土は在来地盤の粘性土ではないため，正規圧密粘土と仮定してモデル化し，『設計事例集 第2編 第1章 p.1-63』に準拠した強度特性(Φ_f=30°，C=0)を設定する。

第 9-7 表 解析用物性値（構造物）

材料種別				物理特性		強度特性			変形特性		
				単位体積重量		粘着力 C (kN/m²)	せん断抵抗角 Φ_f (°)	せん断強度 T_f (kN/m²)	ヤング率 E (kN/m²)	ポアソン比 ν	最大減衰定数 h_{max}
				飽和，湿潤 γsat,γt (kN/m³)	水中 γ′ (kN/m³)						
構造物	防波壁（波返重力擁壁）	重力擁壁（上部）		24.0	–	–	–	–	2.500×10^7	0.20	–
		重力擁壁（下部）		22.6	–	–	–	–	2.200×10^7		
		ケーソン（地盤改良部）	気中	22.9	–	–	–	–	2.198×10^6		
			水中	22.9	12.8	–	–	–	2.198×10^6		
		ケーソン（輪谷部）	気中	20.9	–	–	–	–	2.309×10^6		
			水中	20.9	10.8	–	–	–	2.309×10^6		
		MMR		24.0	13.9	–	–	–	2.500×10^7		
		消波ブロック（空隙率=50%）		11.3	6.3	–	–	–	1.100×10^7		
	共通 防波壁(逆T擁壁，多重鋼管杭式擁壁)	施設護岸（パラペット）		24.0	–	–	–	–	2.330×10^7		
		施設護岸（上部コンクリート）		22.6	–	–	–	–	2.040×10^7		
		施設護岸（セルラーブロック）（コンクリート詰）	気中	23.0	–	–	–	–	2.330×10^7		
			水中	23.0	12.9	–	–	–	2.330×10^7		
		施設護岸（セルラーブロック）（栗石詰）		22.0	11.9	–	–	–	2.330×10^7		

第 9-8 表 解析用物性値の準拠基準

解析用物性値			準拠基準
物理特性	単位体積重量	飽和，湿潤 γsat,γt (kN/m^3)	・埋戻土（掘削ズリ），砂礫層，改良地盤（多重鋼管杭式擁壁，逆Ｔ擁壁）：現地調査結果により設定 ・埋戻土（粘性土），石材(基礎捨石，被覆石，人工リーフ)，砂礫層（波返重力擁壁），改良地盤（波返重力擁壁）：『港湾基準』に準拠し設定 ・構造物：『港湾基準，p.415』『及びコンクリート標準示方書（土木学会，2002），p.29』に準拠し設定
		水中 γ′ (kN/m^3)	・海水の単位体積重量は，『港湾基準，p.203』より，10.1kN/m^{3}とした。
強度特性	粘着力 C (kN/m^2)		・『港湾構造物設計事例集 第2編 第1章，p.1-69』に準拠し， 埋戻土(掘削ズリ，粘性土）：0（kN/m2），石材(基礎捨石，被覆石，人工リーフ）：20（kN/m^2） ・『浸透固化処理工法技術マニュアル，p.26』に準拠し， 改良地盤（多重鋼管杭式擁壁，逆T擁壁）：qu／（2×tan（45°+φ／2）） ・『ジェットグラウト工法 技術資料（第23版），p.21』に準拠し， 改良地盤（波返重力擁壁）：500kN/m^2
	せん断 抵抗角 Φ_f (°)		・埋戻土（掘削ズリ）：液状化パラメータ設定支援環境 FLIPSIM(Ver.3.0.1) により算定 ・石材（基礎捨石，被覆石，人工リーフ）：『港湾構造物設計事例集 第2編 第1章，p.1-65』に準拠し設定 35° ・改良地盤（多重鋼管杭式擁壁，逆T擁壁）：原地盤（埋戻土(掘削ズリ)）相当の値を設定 ・改良地盤（波返重力擁壁）：撹拌系の改良である高圧噴射撹拌工法による改良のため，安全側である０°に設定 ・埋戻土（粘性土）：『港湾構造物設計事例集 第2編 第1章，p.1-65』に準拠し設定 30°
	せん断強度 T_f (kN/m^2)		・『FLIP取扱説明書，p.8-1』に示された定義式（$\tau=\sigma_m \sin\Phi_f+C\cos\Phi_f$）に基づき設定
変形特性	せん断弾性係数 G (kN/m^2)		・液状化パラメータ設定支援環境 FLIPSIM(Ver.3.0.1) により基準せん断弾性係数Gmaを算出し，『FLIP取扱説明書，p.8-2』に示された定義式に基づき設定
	ポアソン比 v		・地盤：『港湾構造物設計事例集 第2編 第1章，p.1-61』に準拠し設定 0.33 ・構造物：『コンクリート標準示方書（土木学会，2002）,p.29』に準拠し設定 0.20
	最大 減衰定数 H_{max}		・国土技術政策総合研究所HP公開の『一次元FLIP入力データ作成プログラム1D-MAKER 操作マニュアル，p.14,19』に準拠し設定 埋戻土(掘削ズリ)，石材(基礎捨石，被覆石，人工リーフ）：0.24，埋戻土（粘性土）：0.20

９．５．４ 解析用物性値（石材）の設定方針

石材（基礎捨石，被覆石）の強度特性は，港湾基準より粘着力 C=20(kN/m^2)，せん断抵抗角 Φ_f=35（°）が標準の値とされているが，港湾基準の引用文献の検討内容を整理するとともに，地震時の動的挙動への適用性についても文献の内容を検討し，強度特性の信頼性について検証する。

また，港湾基準に標準値として示される捨石の強度特性 C=20(kN/m^2)，Φ_f=35（°）について，島根原子力発電所の護岸に使用した石材（基礎捨石・被覆石）への適用性について確認する。港湾基準では，第 9-6 図に示すとおり石材の強度特性の設定方法が記載されている。

(6) マウンド材及び基礎地盤の強度定数

① マウンド材

偏心傾斜した作用を受ける支持力の模型実験及び現地実験の結果によれば、三軸圧縮試験から求められた強度定数を用いてビショップ法による円弧滑り解析を行えば精度の高い結果が得られることが明らかになっている[5]。また、砕石の大型三軸圧縮試験から、粒径の大きい粒状体の強度定数は均等係数の等しい相似粒度の材料から求められる値にほぼ等しいことが確認されている[6]。したがって、捨石の強度定数を正確に推定するには相似粒度の試料を用いた三軸圧縮試験を実施することが望ましいが、強度試験を行わない場合には、一般に用いられている通常の捨石に対する標準的な強度定数として粘着力 c_D=20kN/m^2、せん断抵抗角 ϕ_D=35°の値が用いられている。実際の捨石においては現地での捨石の密度に対応して強度に相違が生じることが予想されるが、現地での捨石の状態を把握することは非常に困難であるので、標準的な強度定数の値が設定されている。

標準値は砕石の大型三軸圧縮試験の結果からやや安全側に求めた値であり、既存防波堤及び係留施設の解析結果からも妥当な値である。なお、強度定数として粘着力 c_D=20kN/m^2 としているが、これは砕石のせん断抵抗角 ϕ_D の拘束圧による変化を考慮するための見掛けの粘着力である。図－2.2.7 は各種の砕石に関する三軸試験結果をまとめたものであるが[5]、拘束圧が大きくなるとともに粒子破砕によって ϕ_d は減少する。図中に実線で示された値は見掛けの粘着力 c_D=20kN/m^2，ϕ_D=35°とした値であるが、見掛けの粘着力を考慮することによって ϕ_D の拘束圧依存性が反映されている。母岩の一軸圧縮強さと強度定数の関連を調べた結果によると、これらの標準値が適用できるのは母岩の一軸圧縮強さが 30MN/m^2 以上の石材である。母岩の強度が 30MN/m^2 以下である弱い石材をマウンドの一部として用いる場合、強度定数はほぼ c_D=20kN/m^2，ϕ_D=30°となる[7]。

第 9-6 図 港湾基準における石材の強度特性の設定方法
（港湾基準（平成 19 年 7 月）より引用・加筆）

９．５．５ 解析用物性値（石材）の設定根拠

港湾基準の引用文献である「港湾技術研究所報告　捨石マウンドの支持力の新しい計算法（1987.6）（文献①）」では，捨石マウンド上に重力式構造物が設けられる場合における捨石の力学的特性の検討を目的とした実験が行われている。

ここで，文献①では，直轄港湾工事に用いられる基礎捨石に対して質量～粒径換算を行い，それらと同程度の強度・比重を有する「砕石（Dmax=25mm～200mm：砂岩と花崗岩の２種類）」を対象に，試験条件として均等係数 Uc，拘束圧及び締固め程度を変化させた供試体を準備し，直径 60cm・高さ 120cm の供試体では中型三軸圧縮試験，直径 120cm・高さ 240cm の供試体では大型三軸圧縮試験をそれぞれ実施して捨石の力学特性を検討している。文献①の三軸圧縮実験ケース及び実験結果を第 9-7 図に示す。

上述の試験結果より，「捨石の強度定数は粘着力 C=2（tf/m^2），せん断抵抗角 Φ=35（°）を標準とする」とされている。

なお，島根原子力発電所の基礎捨石は Dmax=200mm～250mm であり，文献①と同等の大きさである。

表-5 実 験 ケ ー ス

岩種	試験機	D_{max} (mm)	料試名	U_c	拘束圧 σ_3 (kgf/cm^2) 粗締	中締	密締
花崗岩	中型	25.4	A 1	1.2	2,4		
			A 2	2.8	2,4		
			A 3	5.0	2,4		
		63.5	B 1	1.2	2,4	1	1,2,4
			B 2	2.8		1,2,4	1,2,4
			B 3	5.0	1,2,4		1,2,4
			B 4	8.0	1,2,4	1,2,4	1,2,4
			B 5	15.0		1,2,4	1,2,4
	大型	100	C 1	1.2	2		
			C 2	2.8	2		
		150	D 1	1.2	2,4,8	1,2,4,8	
			D 2	2.8	2		
			D 3	5.0	2		
		200	E 1	1.2	2		
			E 0	2.0			4
			E 2	2.8		4	1,2,4
			E 3	5.0	2		
硬質砂岩	中型	25.4	F 1	1.3	2,4,8	0.5,1,2,4,8,14	2,4,8
	大型	63.5	G 1	1.3		2,4,8	
		150	H 1	1.2		2,4,8	

文献①の三軸圧縮実験ケース

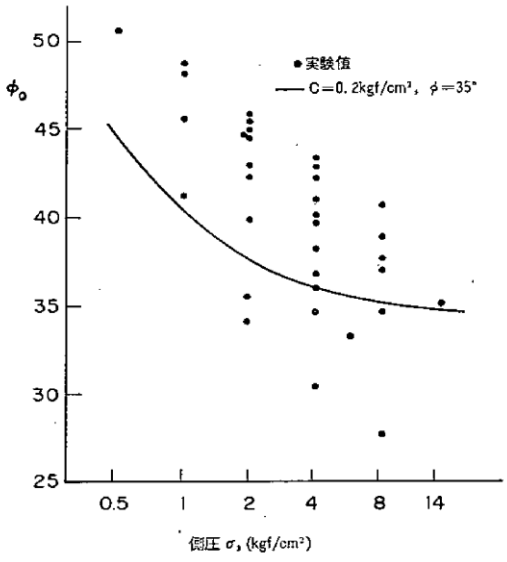


図-49 見掛けの粘着力を考慮した場合の ϕ_0 と σ_3 の関係

文献①の三軸圧縮実験結果

各図表は，文献①「港湾技術研究所報告　捨石マウンドの支持力の新しい計算法（1987.6）」より引用

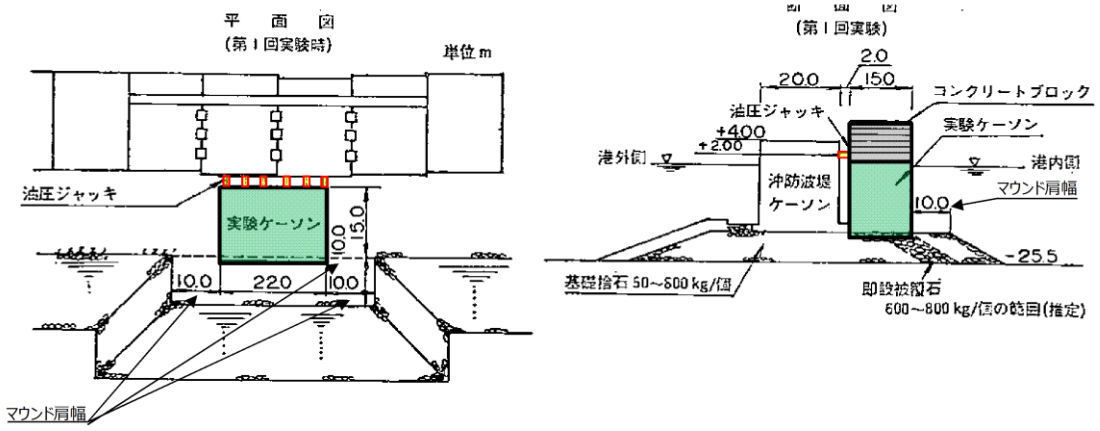
第 9-7 図　文献①の三軸圧縮実験ケース及び実験結果

文献①は，捨石マウンドにおける支持力の新しい計算方法の提案を目的に，捨石マウンド上の重力式構造物の安定性（静的）に関して現地実験（小名浜港：基礎捨石 50kg～800kg/個，被覆石 600kg～800kg/個（推定））が行われている。

現地実験は，マウンド肩幅を 10m から 25m，15m，5m に変更した４ケースで行われており，実験ケーソン（幅 22m×奥行 15m）に油圧ジャッキで水平力を与えてマウンド及び基礎地盤に偏心傾斜荷重を加えることで，実験ケーソンの回転角や水平変位が計測されている。

現地実験から得られた最大水平力を用いた円形すべり計算結果によると，「捨石の三軸試験による強度定数 C=2（tf/m^2），Φ=35（°）を用いたビショップ法の結果が実験結果と良く一致する」とされている。小名浜港の現地試験の概要図を第 9-8 図に示す。

		第１回実験	第２回実験	第３回実験
実験条件	マウンド肩幅	通常の防波堤マウンド肩幅を想定し $B=10$m	マウンド肩幅の影響を無視できる幅として $B=25$m	マウンド肩幅の影響を明確にするため途中で肩幅を変えて２回実施 $B=15$m→$B=5$m（3－1回）（3－2回）
	マウンド構成	実験面の下に被覆石（500～800 kgf/個）が２m程度の厚さで存在する。	被覆石なし	被覆石なし



小名浜港現地試験概要図
（文献①「港湾技術研究所報告　捨石マウンドの支持力の新しい計算法（1987.6）」より引用）

第 9-8 図　小名浜港現地試験概要図

引用文献「港湾技研資料　マウンド用石材の大型三軸試験による強度特性（1991.3）（文献②）」では，「品質が劣ると考えられてきた石材の強度特性を明らかにする」ことを目的として，文献①で用いた比較的良質な花崗岩等よりも性質が劣る石灰岩及び軟質な砂岩等について，一軸圧縮強度に着目した分類で大型三軸圧縮試験（供試体寸法：直径 30 cm，高さ 60 cm）が行われている。(一軸圧縮強度との相関関係を得るため，幅広い範囲の一軸圧縮強度を持つ特殊モルタルも使用)

大型三軸圧縮試験の結果，「母岩の一軸圧縮強度が 300（kgf/cm^2）以上であれば，文献①で報告された捨石の標準値である C=2（tf/m^2），Φ=35（°）をほぼ満足する」とされている。文献②の三軸圧縮実験ケース及び実験結果を第 9-9 図に示す。なお，島根原子力発電所の石材（基礎捨石・被覆石）の一軸圧縮強度は 30（N/mm^2）を有している。

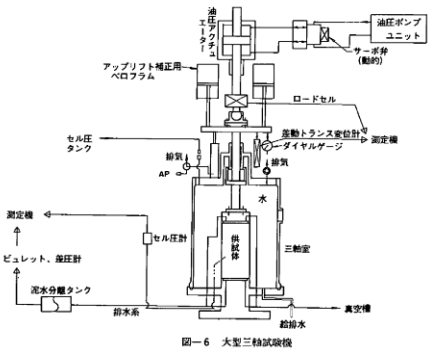
表－3　砕石母岩の材料特性

岩種	試料名	表乾比重 D_s	絶乾比重 D_D	吸水率 Q(%)	一軸圧縮強度 σ_c(kgf/cm²)
石炭岩	石炭岩 I	2.696	2.689	0.284	700以上
	石炭岩 II	2.617	2.588	1.129	600
	石炭岩 III	2.698	2.679	0.717	700以上
花崗岩	花崗岩 I	2.653	2.612	1.59	800以上
	花崗岩 II	2.593	2.567	1.03	1,130
砂岩	砂岩 I	2.338	2.117	10.5	155
	砂岩 II	2.363	2.173	8.75	99
	砂岩 III	2.367	2.160	9.58	180

表－4　特殊モルタル試料の材料特性

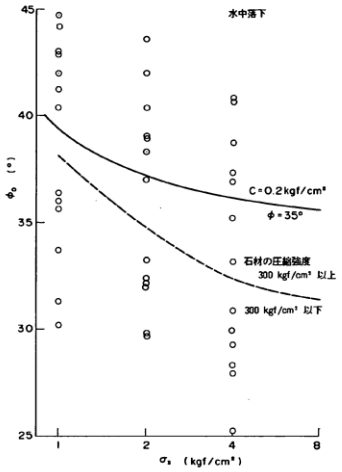
岩種	試料名	表乾比重 D_s	絶乾比重 D_D	吸水率 Q(%)	一軸圧縮強度 σ_c(kgf/cm²)
特殊モルタル	モルタル40	1.710	1.160	47.38	43.2
	モルタル70	1.721	1.225	40.58	70.5
	モルタル100	1.810	1.336	35.46	106
	モルタル300	2.226	2.013	10.63	320
	モルタル700	2.372	2.205	7.52	665

文献②の三軸圧縮実験ケース



図－6　大型三軸試験機

大型三軸圧縮試験機



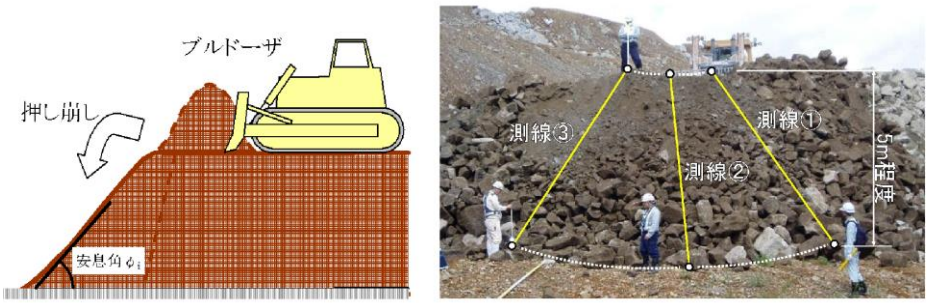
文献②の三軸圧縮実験結果

図表は文献②「港湾技研資料　マウンド用石材の大型三軸試験による強度特性（1991.3）」より引用

第 9-9 図　文献②の三軸圧縮実験ケース及び実験結果

独立行政法人土木研究所では，ロックフィルダムの主要築堤材料として使用されるロック材料のせん断強度の評価について，原位置における表層すべり試験（切り崩し試験及び押し崩し試験）を実施し，原粒度条件下でのロック材料のせん断強度の評価を論文「拘束圧依存性を考慮したロック材料の強度評価（山口ほか)」で示している。

ロック材料を 100t 級大型ブルドーザで静かに谷に押し崩す「押し崩し試験」を実施して，安息角を計測しているが，「得られた平均 38.5（°）の結果は，大型三軸圧縮（ＣＤ）試験により求められた内部摩擦角 41.0（°）とほぼ同等の値である」とされている。押し崩し試験の概要を第 9-10 図に，原位置表層すべり試験結果を第 9-9 表に示す。



押し崩し試験の概要　　押し崩し試験の安息角計測イメージ

第 9-10 図　押し崩し試験の概要

第 9-9 表 原位置表層すべり試験結果(押し崩し試験による安息角)

試験回数	現地計測結果(°)				
	測線①	測線②	測線③	各平均	平均
1回目	37.3	39.3	40.8	39.1	38.5
2回目	35.8	40.8	36.8	37.8	

図表は全て「ダム工学 Vol.18 No3(2008) P166-181 論文
拘束圧依存性を考慮したロック材料の強度評価 山口ほか」より引用

島根原子力発電所にて，押し崩し試験を模擬した安息角の現地試験を実施した。現地試験には基礎捨石と同様の石材（凝灰岩主体：Dmax=200～250mm 程度）を用いて，40t ダンプにて平坦な場所でダンプアップすることで試料塊を作り，ダンプが逃げる方向以外の３辺を測線として試料塊の角度計測を行った。試験は３回行い，合計９測線から得られた平均値は 38.5（°）であり，文献①のせん断抵抗角 Φ=35（°）と同等な結果となった。
試験の概要を第 9-11 図に，試験結果を第 9-10 表に示す。

上記の結果より，島根原子力発電所の石材は Dmax＝200mm～250mm であり，一軸圧縮強度は 30（N/mm^2）を有することから，港湾基準に示される C=20(kN/m^2)，Φ_f=35（°）を適用できると判断した。



試料塊作成（ダンプアップ）


安息角試験写真（計測全景）

第 9-11 図　試験の概要

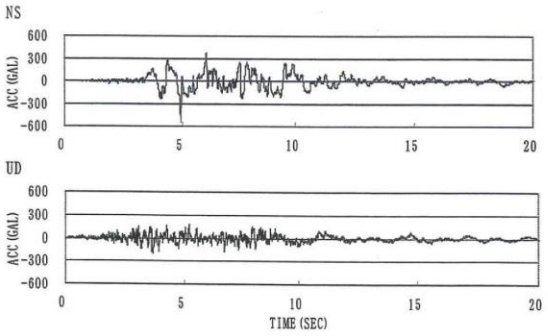
第 9-10 表　安息角試験　試験値一覧表

試験	測線	角度	平均角度
1回目	①	35.2	38.5
	②	36.8	
	③	46.3	
2回目	①	29.8	
	②	37.8	
	③	35.3	
3回目	①	44.4	
	②	36.3	
	③	44.8	

９．５．６ 解析用物性値（石材）の動的評価への適用性

文献①及び文献②については，捨石マウンド上の港湾施設に対する静的な安定性評価に関する内容であるので，ここでは島根での適用性を目的として，地震時（動的）の検討で用いられている捨石の物性値について，文献調査を行った。捨石の動的挙動に関して検討している文献「捨石のモデル化に関する検討報告書（FLIP 研究会　企画委員会捨石作業部会，平成 13 年 5 月）」（以下「捨石のモデル化に関する検討報告書」という）によると，捨石の強度定数に，文献①で提案されていた標準的な値である，粘着力 C=20（kN/m^2），せん断抵抗角Φ=35（°）　が用いられた事例検証が行われている。

事例検証は 1995 年兵庫県南部地震における六甲アイランド RF3 岸壁及び神戸港第 7 防波堤の被災事例と，1993 年釧路沖地震における釧路港北埠頭の被災事例を対象に行われており，「解析による残留変位量は観測値と適合性が良い」とされている。事例検証①六甲アイランド RF3 岸壁の検討用地震動及び検討対象断面を第 9-12 図に，検討結果を第 9-10 表に示す。事例検証事例検証②　神戸港第七防波堤の検討用地震動及び検討対象断面を第 9-13 図に，検討結果を第 9-11 表に示す。事例検証事例検証③　釧路港北埠頭岸壁の検討用地震動及び検討対象断面を第 9-14 図に，検討結果を第 9-12 表に示す。なお，各図表は「捨石のモデル化に関する検討報告書」から引用している。



検討用地震動_ポートアイランド鉛直アレー地震観測網のGL-32m
に設置の加速度計による1995兵庫県南部地震の際の観測記録



検討対象断面(六甲アイランドRF3岸壁)

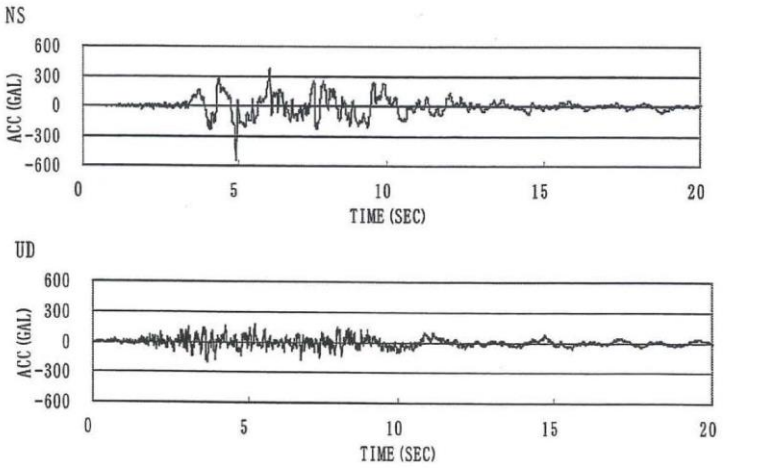
第 9-12 図　事例検証①六甲ｱｲﾗﾝﾄﾞ RF3 岸壁の検討用地震動及び検討対象断面

第 9-10 表　事例検証①六甲アイランド RF3 岸壁の検討結果

事例検証①　六甲アイランドRF3岸壁※捨石は主に200kg～400kg/個程度

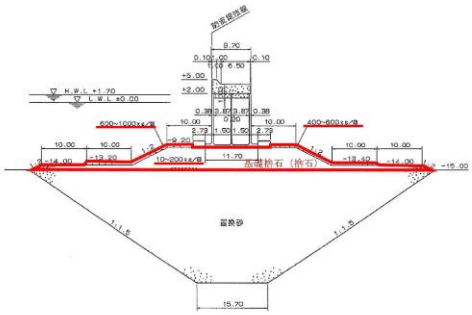
検討ケース	せん断強度特性		残留変位量			備考
	C(kN/m²)	Φ（°）	水平（m）	鉛直（m）	傾斜（°）	
CASE3	0	40	6.10	2.11	10.6	従来方法
CASE4	20	35	4.33	2.00	4.69	提案方法
観測値			4.1～4.6	1.7～2.0	4.1~5.1	

※結果は捨石強度特性のみが異なるCASE3（従来方法）とCASE4(提案方法)のみ抜粋している。



検討用地震動_ポートアイランド鉛直アレー地震観測網のGL-32m
に設置の加速度計による1995兵庫県南部地震の際の観測記録

各図表は「捨石のモデル化に関する検討報告書」から引用



検討対象断面（神戸港第七防波堤）

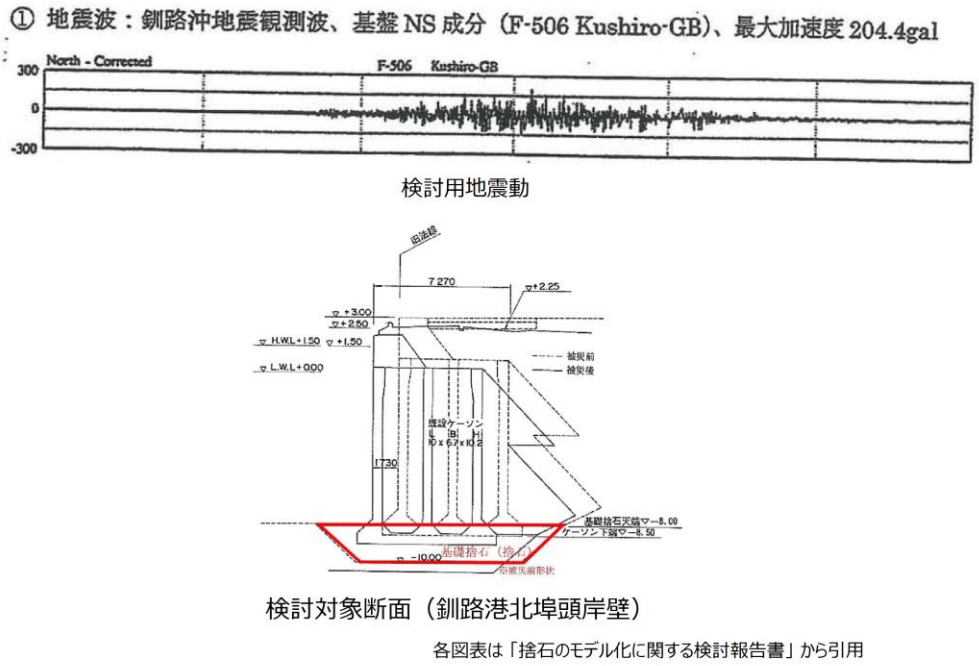
第 9-13 図　事例検証②神戸港第七防波堤の検討用地震動及び検討対象断面

第 9-11 表　事例検証②神戸港第七防波堤の検討結果

事例検証②　神戸港第七防波堤※捨石は主に10kg～200kg/個程度

検討ケース※	せん断強度特性		残留変位量		備考
	C(kN/m²)	Φ（°）	水平（m）	鉛直（m）	
CASE2	0	40	0.04	4.39	従来方法
CASE4	20	35	0.00	2.26	提案方法
観測値			－	1.4～2.6	

※結果は捨石強度特性のみが異なるCASE２（従来方法）とCASE4(提案方法)のみ抜粋している。



第 9-14 図　事例検証③釧路港北埠頭岸壁の検討用地震動及び検討対象断面

第 9-12 表　事例検証③釧路港北埠頭岸壁の検討結果

事例検証③　釧路港北埠頭岸壁

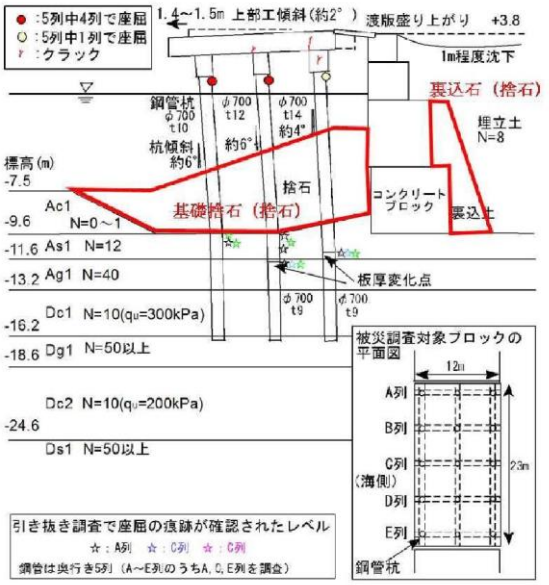
検討ケース※	せん断強度特性		残留変位量		備考
	C(kN/m²)	Φ（°）	水平（m）	鉛直（m）	
CASE1	0	40	0.89	0.21	従来方法
CASE3	20	35	1.28	0.22	提案方法
観測値			0.8～1.6	0.2～0.5	

※結果は捨石強度特性の設定の違いに着目し，CASE1（従来方法）とCASE3(提案方法)のみ抜粋している。

「捨石のモデル化に関する検討報告書」で検討した事例は，いずれも重力式岸壁あるいはケーソン式防波堤であることから，鋼管杭を使用した構造物を対象とした被災事例の再現解析における捨石の解析用物性値の設定状況について以下に示す。解析用物性値の設定状況については，1995 年兵庫県南部地震における神戸港Ｔ桟橋及び 2011 年東北地方太平洋沖地震における小名浜港５号埠頭耐震強化岸壁，相馬港２号埠頭-12m 岸壁について再現解析を実施している文献について確認した。

【被災事例の再現解析①　神戸港Ｔ桟橋】

1995年兵庫県南部地震による神戸港Ｔ桟橋の被災事例を対象とした再現解析が行われているが，捨石の解析用物性値として，粘着力 C=20（kN/m^2），せん断抵抗角 Φ=35（°）が設定されており，鋼管杭の座屈位置という被災事例を再現できたとされている。解析断面図を第 9-15 図に，解析用物性値を第 9-13 表に示す。



断面図（神戸港T桟橋）

「二次元有効応力解析による直杭式横桟橋の被災事例の再現計算（2009）」から引用

第 9-15 図　断面図（神戸港Ｔ桟橋）

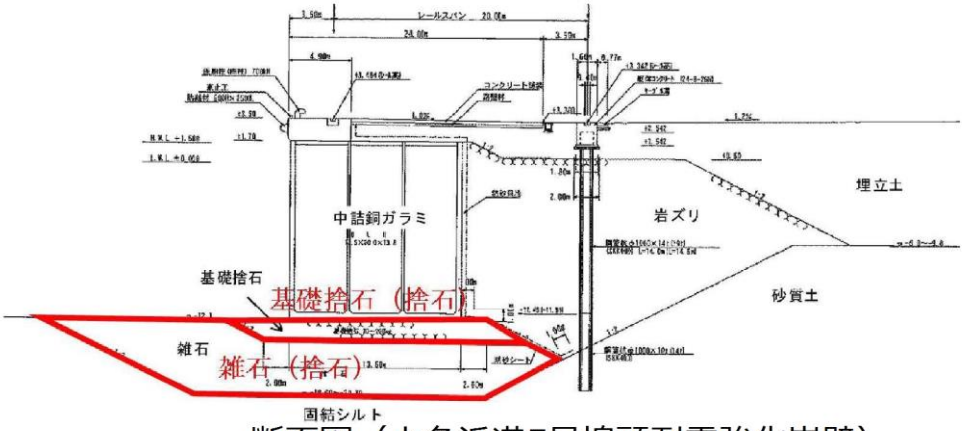
第 9-13 表　ＦＬＩＰにおける解析用物性値（神戸港Ｔ桟橋）

土層名	湿潤密度	間隙率	変形特性					
			初期せん断剛性	基準化拘束圧	拘束圧依存係数	内部摩擦角	粘着力	履歴減衰上限値
	ρt (t/m^3)	n	G_{ma} (kPa)	σ_{ma}' (kPa)	m	ϕ_f (°)	c (kPa)	h_{max}
As1	1.8	0.45	111900	98.0	0.5	40.7	0	0.24
Ag1	2.0	0.45	226500	98.0	0.5	44.4	0	0.24
Dc1	1.9	0.44	51000	43.4	0.0	0.0	150	0.20
埋立土	1.8	0.45	65840	98.0	0.5	38.9	0	0.24
捨石	2.0	0.45	180000	98.0	0.5	35.0	20	0.24
裏込土	2.0	0.45	180000	98.0	0.5	35.0	20	0.24
Ac1	1.5	0.67	3750	5.0	0.5	25.0	0	0.20
Dc2	1.7	0.55	34000	86.4	0.0	0.0	100	0.20
Dg1	2.0	0.45	228200	98.0	0.5	44.5	0	0.24

「二次元有効応力解析による直杭式横桟橋の被災事例の再現計算（2009）」から引用

【被災事例の再現解析②　小名浜港５号埠頭耐震強化岸壁】

2011年東北地方太平洋沖地震による小名浜港５号埠頭耐震強化岸壁の被災を対象とした再現解析が行われているが，捨石の解析用物性値として，粘着力 C=20（kN/m^2），せん断抵抗角 Φ=35（°）が設定されており，岸壁背後の沈下等の被災結果に調和的な変形を再現可能であるとされている。なお，当該岸壁の基礎捨石は 30～200 kg/個とされている。解析断面図を第 9-16 図に，解析用物性値を第 9-14 表に示す。



断面図（小名浜港5号埠頭耐震強化岸壁）
「2011年東北地方太平洋沖地震において地震動により被災した
小名浜港5号埠頭耐震強化岸壁（－12m）の再現解析（2014）」から引用

第 9-16 図　断面図（小名浜港５号埠頭耐震強化岸壁）

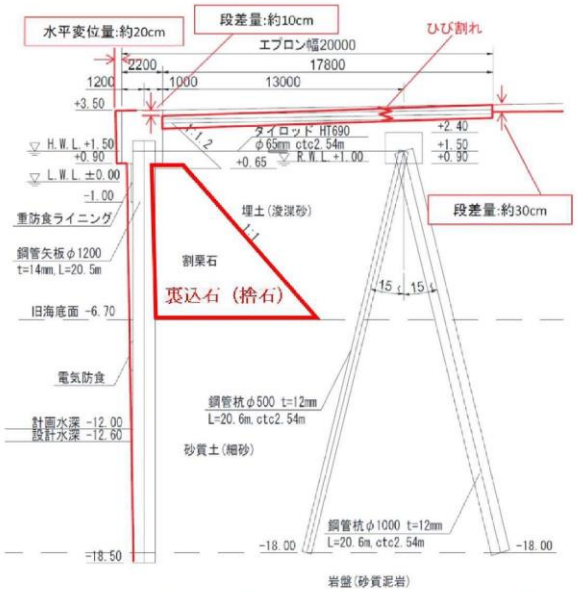
第 9-14 表　ＦＬＩＰにおける解析用物性値
（小名浜港５号埠頭耐震強化岸壁）

地層名	N65	ρ_t (t/m^3)	ρ_{sat} (t/m^3)	σ'_{ma} (kN/m^2)	G_{ma} (kN/m^2)	ν	K_{ma} (kN/m^2)	C (kN/m^2)	φ (°)	n	h_{max}
埋立土	8.3	1.8	2.0	98	75400	0.33	196600	-	39	0.45	0.24
岩ずり	10.4	1.8	2.0	98	86600	0.33	225800	-	39	0.45	0.24
砂質土	22.2	-	2.0	98	140600	0.33	366700	-	41	0.45	0.24
固結シルト（風化部）	-	-	1.8	171.88	10200	0.33	26600	30	-	0.55	0.20
基礎捨石	-	-	2.0	98	180000	0.33	469400	20	35	0.45	0.24
雑石	-	-	2.0	98	180000	0.33	469400	20	35	0.45	0.24

「2011年東北地方太平洋沖地震において地震動により被災した
小名浜港5号埠頭耐震強化岸壁（－12m）の再現解析（2014）」から引用

【被災事例の再現解析③　相馬港２号埠頭-12m 岸壁】

2011 年東北地方太平洋沖地震による相馬港２号埠頭-12m 岸壁の被災を対象とした再現解析が行われているが，捨石の解析用物性値として，粘着力 C=20（kN/m^2），せん断抵抗角Φ=35（°）が設定されており，被災状況や背後地盤の沈下や段差について再現できたとされている。断面図を第 9-17 図に，解析用物性値を第 9-15 表に示す。



断面図（相馬港2号埠頭-12m岸壁）
「相馬港2号埠頭-12m岸壁を対象とした事例解析（2012年度）」から引用

第 9-17 図　断面図（相馬港２号埠頭-12m 岸壁）

第 9-15 表　ＦＬＩＰにおける解析用物性値（相馬港２号埠頭-12m 岸壁）

記号	土質	ρ (t/m^3)	σ$_{ma}$' (kN/m^2)	Vs (m/s)	G$_{ma}$ (kN/m^2)	m$_G$	K$_{ma}$ (kN/m^2)	m$_K$	c (kN/m^2)	φ$_f$	hmax	n	E (kN/m^2)
B	埋土（浚渫砂）	1.80 2.00	98	162	75246	0.5	196230	0.5	0.0	39.38	0.24	0.45	
As	砂質土（細砂）	2.00	98	269	125095	0.5	326228	0.5	0.0	41.33	0.24	0.45	
R	岩盤（砂質泥岩）	1.73											1392000
	裏込石	2.00	98		101300	0.5	264000	0.5	20.00	35.00	0.24	0.45	

「相馬港2号埠頭-12m岸壁を対象とした事例解析（2012年度）」から引用

９．５．７ 解析用物性値（石材）の設定方針 まとめ

(1) 文献調査結果

文献①及び②から,「母岩の一軸圧縮強度が 300(kgf/cm^2)以上であれば,文献①で報告されている捨石の標準値である C=2（tf/m^2), Φ=35（°）をほぼ満足する」とされている。

独立行政法人土木研究所で実施された押し崩し試験による安息角と大型三軸圧縮（ＣＤ）試験による内部摩擦角がほぼ同等の値となるとされていることを踏まえ，島根原子力発電所では押崩し試験を模擬した安息角の現地試験を実施し，安息角の平均値は 38.5 度となることを確認した。

石材の動的挙動について,「捨石のモデル化に関する検討報告書」において， 1995 年兵庫県南部地震及び 1993 年釧路沖地震といった複数の地震動に対する被災事例を対象に，事例検証が行われており，捨石の解析用物性値 C=20(kN/m^2), Φ_f=35（°）と設定した場合，解析結果はそれぞれの観測値と適合性が良いとされている。また，鋼管杭を使用した構造物を対象とした解析事例においても，捨石の解析用物性値 C=20(kN/m^2), Φ_f=35（°）と設定して被災事例を再現できたとされている。

以上より，捨石の標準値とされている C=20(kN/m^2), Φ_f=35（°）は信頼性がある値であると判断した。

(2) 島根原子力発電所への適用性

岩石試験結果参照より，島根原子力発電所で使用されている石材（基礎捨石・被覆石）の一軸圧縮強度は 30（N/mm^2）を有している。

島根原子力発電所の施設護岸の工事で使用した基礎捨石は，30kg 以上/個程度（200mm～250mm）であり， 「捨石のモデル化に関する検討報告書」で事例検証が行われている捨石の質量（六甲アイランド RF3 岸壁の捨石は主に 200kg～400kg/個程度、神戸港第七防波堤の捨石は主に 10kg～200kg/個程度）の範囲内となっている。

以上のことから，島根原子力発電所の石材（基礎捨石・被覆石）においても港湾基準に示される C=20(kN/m^2), Φ_f=35（°）を適用できると判断した。

(3) 設置許可段階における構造成立性評価

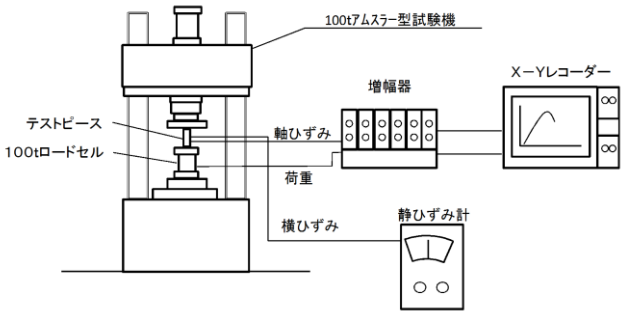
島根原子力発電所の石材の解析用物性値は上述のとおり考えているが，設置許可段階においては，保守的に C=0(kN/m^2), Φ_f=35（°）と設定した場合の構造成立性評価について確認する。

（参考）岩石試験結果

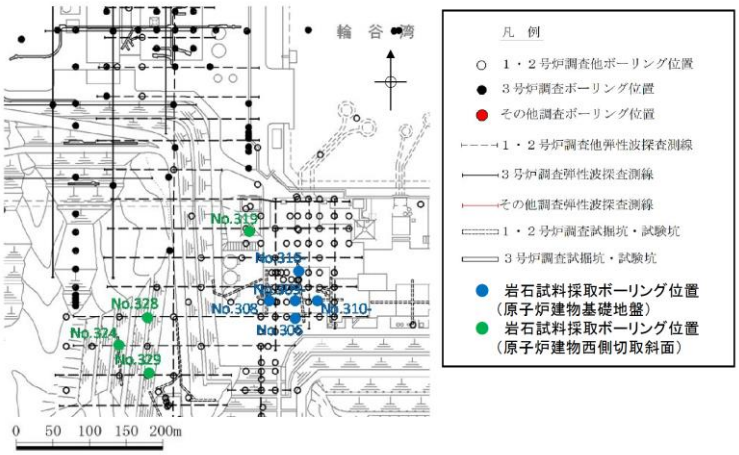
島根原子力発電所の石材（基礎捨石・被覆石）は主に発電所敷地内の凝灰岩を使用しており，これについて実施した岩石試験の概要を示す。

ボーリングコアから採取した試料を用いて一軸圧縮試験を実施した結果，30N/mm^{2}を上回る結果となった。一軸圧縮試験概要を第 9-18 図，岩石試料採取位置図を第 9-19 図，凝灰岩ボーリングコア写真の例を第 9-20 図に示す。

供試体ｻｲｽﾞ		直径：50mm 高さ：100mm
最大能力		980kN(100t)
原子炉建物基礎地盤	試料採取ﾎﾞｰﾘﾝｸﾞ	306,308,309,310,316
	試験個数	18個
	一軸圧縮強度	82.57N/mm^2
原子炉建物西側切取斜面	試料採取ﾎﾞｰﾘﾝｸﾞ	324,319,328,329
	試験個数	10個
	一軸圧縮強度	122.98N/mm^2



第 9-18 図　一軸圧縮試験概要



第 9-19 図　岩石試料採取位置図



凝灰岩ボーリングコア写真の例
（No.B-2(2006)，G.L.-87.41～88.12，-88.48～-90.00m）

第 9-20 図　凝灰岩ボーリングコア写真の例

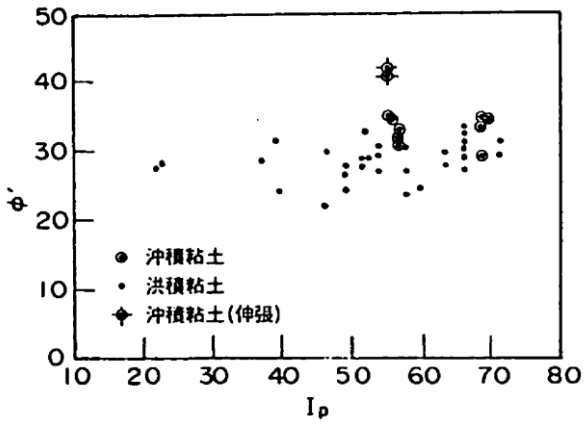
９．５．８ 解析用物性値（粘性土）の設定根拠

島根原子力発電所の埋戻土（粘性土）は，護岸建設時に，背面の止水性を担保するために施工しており，攪乱されていることから，正規圧密状態である。また，土の液性限界・塑性限界試験（JIS A 1205）結果より，塑性指数は Ip=27.3 となり，塑性図における「粘土」に位置する。

粘性土の強度特性の設定の考え方としては，「FLIP 研究会 14 年間の検討成果まとめの作成について（FLIP 研究会 14 年間の検討成果まとめ WG)」（以下「FLIP 研究会報告」という）があり， FLIP 研究会報告によると，「三軸試験による自然粘性土地盤の強度設定法に関する研究（土田，1990)」の正規圧密粘土の塑性指数-内部摩擦角（排水条件）の関係から，粘性土は C=0(kN/m^2)，Φ_f=30（°）と設定している。

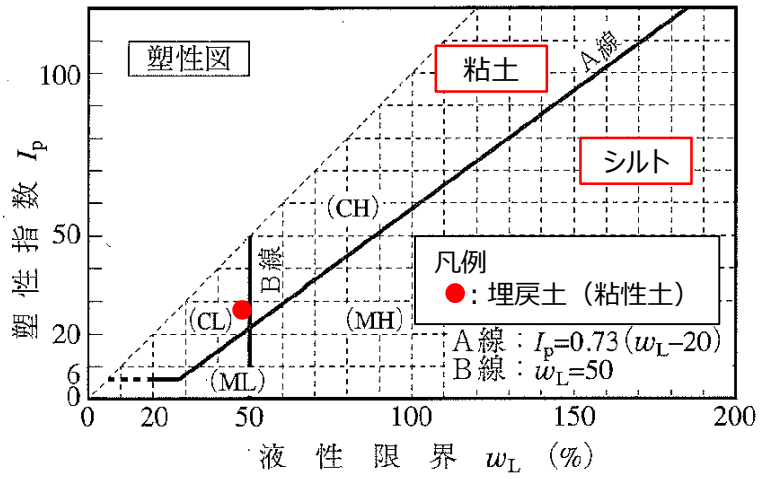
土田（1990）の「正規圧密時の内部摩擦角と塑性指数の関係」によると，塑性指数によらず，Φ＝30（°）一定の結果が得られていることから，島根原子力発電所の埋戻土（粘性土）の強度特性については， C=0(kN/m^2)， Φ_f=30（°）と設定できると判断した。

正規圧密時の内部摩擦角と塑性指数の関係を第 9-21 図に，塑性図による粘性土の分類を第 9-22 図に，埋戻土（粘性土）の液性限界・塑性限界試験結果を第 9-16 表に示す。



「三軸試験による自然粘性土地盤の強度設定法に関する研究（土田，1990）」より引用

第 9-21 図　正規圧密時の内部摩擦角と塑性指数の関係



※ 地盤工学会，H22：土質試験 基本と手引き に加筆

第 9-22 図　塑性図による粘性土の分類

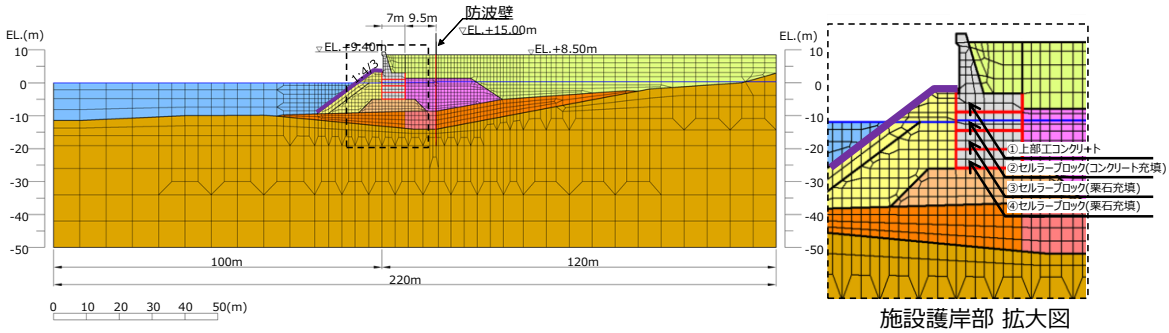
第 9-16 表　埋戻土（粘性土）の液性限界・塑性限界試験結果

	液性限界 w_L (%)	塑性限界 w_p (%)	塑性指数 I_p
埋戻土（粘性土） (平均値，試験数：22)	48.5	21.2	27.3

9．5．9 解析用物性値（セルラーブロック）の設定根拠

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）に近接する施設護岸を構成する上部工コンクリート及びセルラーブロックのモデル化に当たっては，要素間の滑り・剥離を考慮するため，ジョイント要素でモデル化している。また，セルラーブロックの中詰材の剛性は考慮しない。解析モデル図を第 9-23 図に示す。

せん断抵抗角は港湾基準に準拠し，第 9-17 表に示す摩擦係数の考え方を踏まえ設定した。港湾基準より引用した静止摩擦係数の値を第 9-24 図に示す。なお，上部工コンクリート及びセルラーブロックは完全に分離した構造物同士であることから，粘着力は考慮しない。



第 9-23 図　解析モデル図

第 9-17 表　ジョイント要素に考慮した摩擦係数の根拠

ジョイント要素	ジョイント要素に考慮した摩擦係数の根拠
①上部工コンクリート・ ②セルラーブロック（コンクリート充填）境界	・境界面の上下はそれぞれコンクリートであるため，港湾基準より「コンクリートとコンクリート」の静止摩擦係数0.5と設定する。
②セルラーブロック（コンクリート充填）・ ③セルラーブロック（栗石充填）境界	・セルラーブロック（栗石充填）設置後に上段のセルラーブロックのコンクリートを打設したことから，境界面の上下はそれぞれコンクリートであるため，「コンクリートとコンクリート」の静止摩擦係数0.5と設定する。
③セルラーブロック（栗石充填）・ ④セルラーブロック（栗石充填）境界	・境界面はセルラーブロック同士と栗石同士で構成されている。港湾基準よりセルラーブロック同士は「コンクリートとコンクリート」の静止摩擦係数0.5，栗石同士は「捨石と捨石」の静止摩擦係数0.8であるため，これらを平均した0.6（0.65の少数第2位を切り捨て）と設定する。
④セルラーブロック（栗石充填）・ 基礎捨石境界	・セルラーブロック（栗石充填）と基礎捨石境界の摩擦係数は，港湾基準に示される「底版のないセルラーブロックの性能照査に用いる摩擦係数の特性値」から0.7と設定する。（島根原子力発電所における施設護岸への適用性については次頁参照）

コンクリートとコンクリート	0.5
コンクリートと岩盤	0.5
水中コンクリートと岩盤	0.7～0.8
コンクリートと捨石	0.6
捨石と捨石	0.8
木材と木材	0.2(湿)～0.5(乾)
摩擦増大マットと捨石	0.75

第 9-24 図　静止摩擦係数の値（港湾基準より引用）

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）に近接する施設護岸を構成するセルラーブロックのうち，最下部の④セルラーブロック（栗石充填）と基礎捨石の境界のジョイント要素については，港湾基準に準拠し摩擦係数 0.7 と設定した。施設護岸部の解析モデル拡大図を第 9-25 図に，セルラーブロック断面図（例）を第 9-26 図に示す。

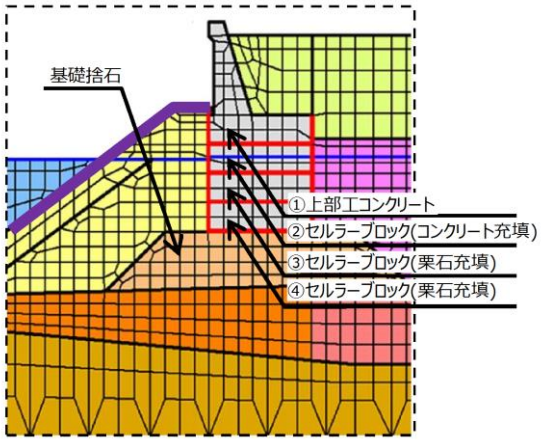
港湾基準では，底版のないセルラーブロックの滑動の性能照査に用いる摩擦係数の特性値は，厳密には鉄筋コンクリート底版の受ける反力については 0.6，中詰石底部の受ける反力については 0.8 を用いて計算すべきであるが，便宜上 0.7 としてもよい，とされている。港湾基準より引用した静止摩擦係数の値を第 9-27 図に示す。

島根原子力発電所の施設護岸へ用いたセルラーブロックの鉄筋コンクリート部と中詰部の面積比を考慮して摩擦係数の平均値を算定した結果，0.71 となることから，港湾基準に示される摩擦係数 0.7 と設定することは妥当と判断する。

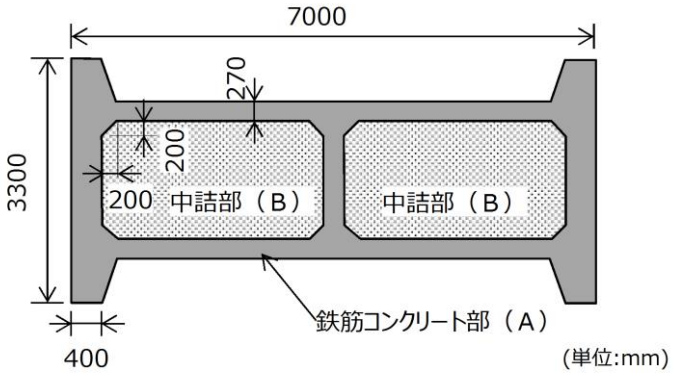
【摩擦係数算定の考え方)

$S_{鉄筋コンクリート}：S_{中詰材}＝A：B$

摩擦係数の平均値＝（0.6×A＋0.8×B）/（A＋B）



第 9-25 図　施設護岸部 解析モデル拡大図



第 9-26 図　セルラーブロック平面図（例）

コンクリートとコンクリート	0.5
コンクリートと岩盤	0.5
水中コンクリートと岩盤	0.7～0.8
コンクリートと捨石	0.6
捨石と捨石	0.8
木材と木材	0.2(湿)～0.5(乾)
摩擦増大マットと捨石	0.75

第 9-27 図　静止摩擦係数の値（港湾基準より引用）

（参考資料）

引用文献の根拠資料

【5.4.2(b)防波壁（逆Ｔ擁壁）の鋼管杭の根入れ深さに関する引用文献】

12.4　杭の許容支持力

(2) 1) 極限支持力を支持力推定式によって算定する場合には，適切な地盤調査結果に基づき，式（解 12.4.1）を用いてよい。なお，類似の地盤での載荷試験記録等を参考にして，支持力を推定することが望ましい。

$$R_u = q_d A + U \Sigma L_i f_i \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (解\ 12.4.1)$$

ここに，

R_u：地盤から決まる杭の極限支持力（kN）

A：杭先端面積（m^2）

q_d：杭先端における単位面積当たりの極限支持力度（kN/m^2）

U：杭の周長（m）

第１図　道路橋示方書・同解説 Ⅳ下部構造編　日本道路協会
（平成１４年３月）より引用・加筆

【6.5（2）防波壁（逆Ｔ擁壁）の構造概要のうち鋼管杭の根入れ深さに関する引用文献】

9.4　支持層の選定と根入れ深さ

(1) 直接基礎はその支持機構から考えて，側面摩擦によって鉛直荷重を分担支持することがほとんど期待できないため，良質な支持層に直接支持させることとしている。したがって，直接基礎の支持層としては，砂層及び砂れき層においては十分な強度が，粘性土層では圧密のおそれのない良質な層が，それぞれ必要とされる。このため，一般には沖積世の新しい表層には支持させない。特に，耐震設計編８章の規定により判定を行い，耐震設計上ごく軟弱な土層又は液状化が生じる土層が存在する場合は，その層の下に支持層を求める必要がある。

また，均等係数の小さい均質な砂を支持層とする直接基礎の場合，土留めや仮締切材の施工・撤去等の際にバイブロハンマ工法を用いウォータージェットを併用することにより，過剰間隙水圧が上昇して支持層の強度が低下し，基礎の傾斜等が生じるおそれがある。このような条件では，特に注意して支持層の状態を把握するとともに，施工中も十分配慮できるよう設計図等に留意事項を明記するのがよい。

ケーソン基礎は一般に底面寸法が大きいため，杭基礎の場合に比較して，基礎周面の抵抗よりも底面支持による割合が大きい。したがって，支持力を有利に，また，確実に発揮させるために良質な支持層に到達させることは杭基礎の場合よりもなお一層必要とされる。ケーソン基礎の根入れ深さを決めるには種々の条件を考慮しなければならないが，一般に良質な支持層に十分貫入させることが必要である。これは硬質な層と軟弱な層との境界面には緩んだ層がありがちなこと，良質な支持層中に少しでも多く貫入させることにより先端支持力の信頼性が増すこと等による。

深礎基礎の場合は，斜面上に設置され基礎前面地盤が有限であるため，岩盤中に設置するような場合でも過度に水平抵抗に依存することは望ましくない。このため，良質な支持層を選定し確実に支持させることが重要である。

(2) 杭基礎は前述のようにその支持機構において杭先端の支持力を考慮するかどうかにより支持杭と摩擦杭とに大別される。長期的な基礎の変位を防止するためには一般的には支持杭とすることが望ましい。しかし，良質な支持層が深い等の条件によっては，摩擦杭を採用することが合理的となることもある。したがって，上部構造の形式や機能，荷重規模，施工性，経済性等を総合的に検討した上で，支持杭と摩擦杭を適切に使い分けるようにするのがよい。

支持杭においては，杭の支持層への根入れ深さは一般に杭径程度以上確保するのがよい。このとき，地盤調査結果等に基づき設定した支持層の深さには，地盤調査の頻度や地盤の不均一性等による誤差が含まれていることを考慮し，杭長はある程度の余裕を見込み，0.5m 刻み程度で決定するのがよい。

摩擦杭を採用する場合には，長期的な鉛直変位について十分な検討を行い，周面摩擦力により所要の支持力が得られるように根入れ深さを確保する必要がある。

なお，地盤沈下の進行している埋立地盤等では，負の周面摩擦力の影響を受けるので，12.4.3 の規定によりその影響を検討する必要がある。

第２(1) 図　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）より引用・加筆

12.4　杭の許容支持力

(3) 杭の極限支持力は，杭先端における支持力と杭周面の摩擦力の和として推定することが一般的である。これまでに得られた載荷試験結果を分析した結果から，工法別の杭先端の支持力及び杭周面の摩擦力の標準的な推定式を以下に示す。なお，これらの標準的な推定式は，打込み杭工法を除き杭先端を良質な支持層に杭径程度以上根入れした条件の載荷試験を基に，支持層内の杭先端から杭径程度上方（鋼管ソイルセメント杭の場合はソイルセメント柱径）までの杭周面及び底面の地盤抵抗を杭先端の極限支持力度として，これより上方の杭周面の地盤抵抗を杭周面摩擦力度として評価して得られたものである。また，ここでの試験は，12.11 に規定された構造細目や 18 章及び 19 章の施工に関する規定を満たすものを対象としている。例えば摩擦杭の場合には良質な支持層に根入れされていないため杭先端の支持力推定式を適用できないなど，設計の際にはこうした前提を踏まえる必要がある。

岩盤に対する杭の支持力評価に関しては，これまでのところ載荷試験結果は十分に得られておらず，施工法に応じた支持力特性も明らかにされていないため標準的な推定式を示すに至っていない。このため，岩盤に対する支持力評価を行う場合には，鉛直載荷試験を実施して評価を行うのがよい。

第 2(2) 図　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）より引用・加筆

は，支持層が硬質粘性土または軟岩の場合の十分な載荷試験データベースが蓄積されていないことから，従来の「平成９年版 基礎標準」を参考に設定したためであり，この参考式は**付属資料 22** に示すような統計的検討に基づいた所定の推定精度が確保されたものではないことに留意する必要がある．

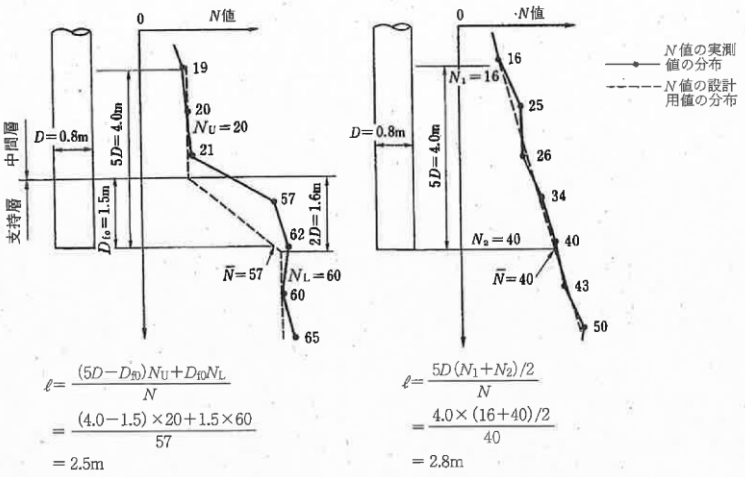
解説表 15.2.2.3-1 により算定される杭の基準先端支持力度 q_{tk} には，杭底面の地盤抵抗だけでなく最小根入れ深さ D_{f0} 部分の杭周面の地盤抵抗が含まれている．したがって，設計図面には最小根入れ深さ D_{f0} を明記するとともに，施工時に所定の最小根入れ深さ D_{f0} を確保したことを確認する必要がある．なお，D_{f0} は必要最小限の長さであり，これ以上深く根入れした分については周面抵抗を期待してもよいが，支持層への根入れ長を長く設計すると施工性が低下し，場合によっては施工不可能となる場合もあるので注意を要する．また，強固な支持層における打込み杭工法で，所定の最小根入れ深さ D_{f0} を確保することが施工上困難となった場合には，過度の打込みにより杭体の損傷が生じる可能性があるため，別途鉛直支持力が確保できることを確認した上で，所定の最小根入れ深さを下回ってもよい．このほか，支持層が硬質

解説表 15.2.2.3-1　杭の基準先端支持力度 q_{tk}

杭工法			基準先端支持力度 q_{tk}（kN/m²）			先端の N 値の算出方法
			砂質土	砂礫	硬質粘性土または軟岩（参考式）	
打込み杭工法	先端閉塞杭		$210N \leqq 10000$	$210N \leqq 15000$	$6.3c \leqq 20000$ $(70N \leqq 20000)$	杭先端から下方 $3D$ の区間の最小 N 値
	先端開放鋼管杭	$D \leqq 0.8$ m	$(\ell/D) \leqq 5$ の範囲 $35(\ell/D)N \leqq 8000$ $(\ell/D) > 5$ の範囲 $175N \leqq 8000$	$(\ell/D) \leqq 5$ の範囲 $35(\ell/D)N \leqq 12000$ $(\ell/D) > 5$ の範囲 $175N \leqq 12000$	$(\ell/D) \leqq 5$ の範囲 $1.1(\ell/D)c \leqq 16000$ $(11(\ell/D)N \leqq 16000)$ $(\ell/D) > 5$ の範囲 $5.5c \leqq 16000$ $(55N \leqq 16000)$	杭先端付近の N 値
		$D > 0.8$ m	$(\ell/D) \leqq 5$ の範囲 $(28/D)(\ell/D)N \leqq 8000$ $(\ell/D) > 5$ の範囲 $(140/D)N \leqq 8000$	$(\ell/D) \leqq 5$ の範囲 $(28/D)(\ell/D)N \leqq 12000$ $(\ell/D) > 5$ の範囲 $(140/D)N \leqq 12000$	$(\ell/D) \leqq 5$ の範囲 $(0.88/D)(\ell/D)c \leqq 16000$ $((8.8/D)(\ell/D)N \leqq 16000)$ $(\ell/D) > 5$ の範囲 $(4.4/D)c \leqq 16000$ $((44/D)N \leqq 16000)$	
中掘り根固め杭工法			$150N \leqq 10000$	$150N \leqq 12000$	—	既製杭先端から上方 $1D$，下方 $3D$ の区間の最小 N 値
プレボーリング根固め杭工法			$150N \leqq 10000$	$150N \leqq 12000$	—	既製杭先端から上方 $1D$，下方 $3D$ の区間の最小 N 値
鋼管ソイルセメント杭工法			$150N \leqq 10000$	$150N \leqq 12000$	—	鋼管先端から下方 $3D$ の区間の最小 N 値
回転杭工法			$150N \leqq 10000$	$150N \leqq 10000$	—	杭先端から上方 $1D$，下方 $3D$ の区間の最小 N 値
場所打ち杭工法			$60N \leqq 3500$	$60N \leqq 7500$	$5.1c \leqq 9000$ $(51N \leqq 9000)$	杭先端から下方 $3D$ の区間の最小 N 値
先端強化型場所打ち杭工法			$110N \leqq 5500$	$110N \leqq 8000$	—	杭先端から下方 $3D$ の区間の最小 N 値
深礎工法			$60N \leqq 3500$	$60N \leqq 7500$	$5.1c \leqq 9000$ $(51N \leqq 9000)$	杭先端から下方 $3D$ の区間の最小 N 値

N：杭先端の N 値（N 値 50 以上では換算 N 値としてよい）　　ℓ：支持層への換算根入れ深さ（**解説図 15.2.2.3-1** 参照）
c：地盤材料試験（一軸圧縮試験等）により求めた粘着力度（kN/m²）　　D：杭の設計径（**解説表 15.1.3-2** 参照）
＊1　別途「**15.4.4** 不完全支持の杭基礎」の検討を実施する場合には区間内の平均 N 値としてよい．
＊2　掘削時の先端の緩みの影響が小さいと判断できる場合は先端強化型場所打ち杭を準用してよい．

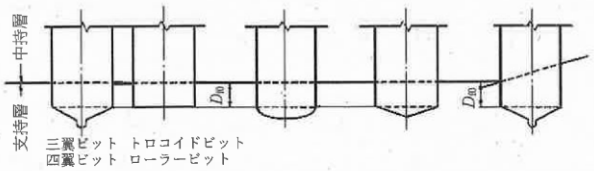
第 3(1) 図　鉄道構造物等設計標準・同解説　基礎構造物　国土交通省鉄道局（平成２４年１月版）より引用・加筆



解説図 15.2.2.3-1 打込み杭工法による先端開放鋼管杭の支持層への換算根入れ深さ ℓ

解説表 15.2.2.3-2 杭工法別の支持層への最小根入れ深さ D_{f0}

杭工法		最小根入れ深さ D_{f0}	備考
打込み杭工法	先端閉塞杭	既製杭外径の2倍	先端のシュー は根入れ深さには含めない
	先端開放鋼管杭	既製杭外径	—
中掘り根固め杭工法		既製杭外径	支持層上面から既製杭先端までを根入れ深さとする 根固め部は所定の外径，長さ，強度を確保するものとする
プレボーリング根固め杭工法		既製杭外径	支持層上面から既製杭先端までを根入れ深さとする 根固め部は所定の外径，長さ，強度を確保するものとする
鋼管ソイルセメント杭工法		ソイルセメント体の公称径	支持層上面から鋼管杭先端までを根入れ深さとする 根固め部は所定の長さ，強度を確保するものとする
回転杭工法		鋼管杭外径	—
○ 場所打ち杭工法		公称径	**解説図 15.2.2.3-2**
深礎工法		公称径1/2	—



解説図 15.2.2.3-2 場所打ち杭の支持層の最小根入れ深さ D_{f0} の考え方

粘性土または軟岩の場合の最小根入れ深さは，施工試験および載荷試験結果等に基づき別途適切に設定するのがよいが，一般には**解説表 15.2.2.3-2** に示す値の1/2程度としてよい．

第3(2) 図　道路橋示方書・同解説 Ⅳ下部構造編　日本道路協会（平成１４年３月）より引用・加筆

【6.5（3）防波壁（逆Ｔ擁壁）の構造概要のうち杭頭部の力学特性確認実験に関する引用文献】

10.8.7　杭とフーチングの接合部

(1)　杭とフーチングの接合部は，杭が限界状態３に達したときの断面力も含めて，部材相互の断面力を確実に伝達できるようにしなければならない。
(2)　杭基礎を 10.6.1(2) 1)に従ってモデル化する場合には，杭とフーチングの接合部は剛結とみなせる構造としなければならない。
(3)　1)から3)に従う場合には，(1)及び(2)を満足するとみなしてよい。
1)　フーチングの厚さについて，7.7.2(2)を満足する。
2)　最外縁の杭の中心とフーチング縁端との距離を杭径以上とすることを標準とする。
3)　杭とフーチングの接合部は，鉄筋により十分に結合する。

(2)　杭とフーチングとの接合部は，原則として剛結とすることが規定されている。杭頭部を剛結として設計した方が水平変位によって設計が支配される場合には有利であり，また，不静定次数が大きいため耐震上の安全性が高いとみなし得る。

なお，10.6に規定される杭反力等の計算モデルにおいても杭とフーチングの接合部を剛結と仮定することを標準としている。このため，剛結としない場合には，接合方法の力学特性等を実験等により検証したうえで，個別にモデル化等について検討する必要がある。

第４図　道路橋示方書・同解説　Ⅳ下部構造編　日本道路協会（平成２９年１１月）より引用・加筆

【7.5（3）防波壁（波返重力擁壁）の構造概要のうち（d）主筋定着部の評価方法に関する引用文献】

4.6　その他のアンカーボルトの設計

その他のアンカーボルトあるいはアンカー工法として，次のものが挙げられる．これらについては，その耐力を実験等により確認し，使用条件および施工条件を考慮し，本指針に準じて適切な安全率を見込んだ許容耐力をきめる．
（1）　型抜きアンカー
（2）　特殊アンカーボルト

アンカーボルトの設計に際しては，アンカーボルトおよびそれが定着されるコンクリート部の終局時の破壊モードとアンカーボルトに作用する荷重の種類と大きさに留意しなければならない．このうち，特にコンクリート部の破壊モードをしっかりととらえ，それらの耐力評価式を実験等により確認する必要がある．なお，耐力を評価するための基本は，静的加力方法による引張耐力およびせん断耐力である．

（1）　型抜きアンカー

図4.41に示すように，コンクリート中にボルト寸法よりかなり大きめの穴をあらかじめ開けておき，あとで，この穴の中にアンカーボルトを設置し，コンクリートまたはモルタルなどを充填して定着する工法である．箱状の型枠を設置してコンクリートを打設していたことから箱抜き工法とも通称されており，型枠材として紙製・木製・塩ビ製あるいは，鋼製などがある．この工法は，きわめて簡便な方法であるが，後から充填するモルタルあるいはコンクリートと既設コンクリートとの接合面での肌別れが生ずることがあるので，重要度の高い定着部に用いる場合には，十分に接合できるように多くのくふうが必要とされる．

型抜きアンカーに使用するアンカーボルトは，本指針で対象とした，頭付きアンカーボルト，鉄筋アンカーボルト，基礎ボルトおよび，その他これらと同等もしくはそれ以上の力学的特性を有するものとする．

型抜きアンカーの支持耐力の評価にあたっては，既設コンクリートと後打ちモルタルあるいは後打ちコンクリートとの付着強度を良く知っておく必要がある．実験によると，型枠材および表面処理方法により，付着強度は，図4.42のように数N/mm²ら9N/mm²度まで差異があることが報告されている[33),34)]．この付着強度が十分であれば，図4.43(a)に示すようなモルタル部分に発生したひび割れが既存躯体に達してコーン状破壊に至るが，付着強度が十分でないと，図4.43(b)のような破壊を示すことが実験で確認されている．

第5(1)図　各種合成構造設計指針・同解説　日本建築学会（２０１０改定）より引用・加筆

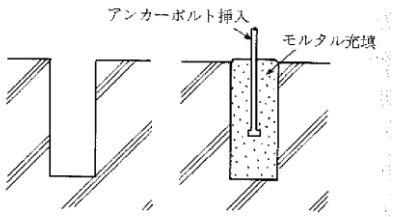


図4.41　型抜きアンカー工法

第5(2)図　各種合成構造設計指針・同解説　日本建築学会（２０１０改定）より引用・加筆

【9.5.4 解析用物性値の設定方針のうち解析用物性値（石材）の設定方針に関する引用文献】

(6) マウンド材及び基礎地盤の強度定数

① マウンド材

偏心傾斜した作用を受ける支持力の模型実験及び現地実験の結果によれば、三軸圧縮試験から求められた強度定数を用いてビショップ法による円弧滑り解析を行えば精度の高い結果が得られることが明らかになっている[5]。また、砕石の大型三軸圧縮試験から、粒径の大きい粒状体の強度定数は均等係数の等しい相似粒度の材料から求められる値にほぼ等しいことが確認されている[6]。したがって、捨石の強度定数を正確に推定するには相似粒度の試料を用いた三軸圧縮試験を実施することが望ましいが、強度試験を行わない場合には、一般に用いられている通常の捨石に対する標準的な強度定数として粘着力 c_D=20kN/m^2、せん断抵抗角ϕ_D=35°の値が用いられている。実際の捨石においては現地での捨石の密度に対応して強度に相違が生じることが予想されるが、現地での捨石の状態を把握することは非常に困難であるので、標準的な強度定数の値が設定されている。

標準値は砕石の大型三軸圧縮試験の結果からやや安全側に求めた値であり、既存防波堤及び係留施設の解析結果からも妥当な値である。なお、強度定数として粘着力 c_D=20kN/m^2 としているが、これは砕石のせん断抵抗角ϕ_D の拘束圧による変化を考慮するための見掛けの粘着力である。**図－2.2.7** は各種の砕石に関する三軸試験結果をまとめたものであるが[5]、拘束圧が大きくなるとともに粒子破砕によってϕ_dは減少する。図中に実線で示された値は見掛けの粘着力 c_D=20kN/m^2, ϕ_D=35°とした値であるが、見掛けの粘着力を考慮することによってϕ_D の拘束圧依存性が反映されている。母岩の一軸圧縮強さと強度定数の関連を調べた結果によると、これらの標準値が適用できるのは母岩の一軸圧縮強さが 30MN/m^2 以上の石材である。母岩の強度が 30MN/m^2 以下である弱い石材をマウンドの一部として用いる場合、強度定数はほぼ c_D=20kN/m^2, ϕ_D=30°となる[7]。

第６図　港湾の施設の技術上の基準・同解説　日本港湾協会
（平成１９年７月）より引用・加筆

【9.5.4 解析用物性値の設定方針のうち解析用物性値（セルラーブロック）の設定根拠に関する引用文献】

9　摩擦係数

(1) 施設の滑動に対する摩擦抵抗力の算定に用いる材料の摩擦係数は、静止摩擦係数とすることができる。この場合において、材料の摩擦係数は、対象となる施設の特性及び材料の特性等を勘案して適切に設定することが望ましい。

(2) 港湾の施設の性能照査に用いる静止摩擦係数の特性値は、一般に**表－9.1** に掲げる数値を用いてもよい。同一条件のもとで繰り返し摩擦係数を実測する場合、一般にばらつきが多いことに注意が必要である。**表－9.1** で示した値は、以前からなかば経験的に用いられてきたものであり、ここに明記していない場合については、実験を行って定めることが望ましい。

(3) **表－9.1** に示した値は、施設の滑動に対する安定性の照査に用いる場合の値であり、杭の支持力計算に用いる杭周面と土との間の摩擦係数、傾斜堤の安定性の照査に用いる摩擦係数、斜路によるケーソンの進水計算に用いる摩擦係数、土圧計算に用いる壁面摩擦角等に対しては適用できない。なお、**表－9.1** に示した値は、静的な作用が生じるときの静止摩擦係数であるが、地震動作用時のような動的な作用が生じる場合においては、適切な資料が皆無であるため、本数値を用いているのが実情である。

表－9.1　静止摩擦係数の特性値

コンクリートとコンクリート	0.5
コンクリートと岩盤	0.5
水中コンクリートと岩盤	0.7～0.8
コンクリートと捨石	0.6
捨石と捨石	0.8
木材と木材	0.2(湿)～0.5(乾)
摩擦増大マットと捨石	0.75

注 1) 水中コンクリートと岩盤の場合、標準的な条件のもとでは、0.8 とすることができる。ただし、基岩がぜい弱若しくは亀裂が多い場合、基岩を覆っている砂の移動が激しい場所等では、それらの条件に応じて 0.7 程度まで低減させることができる。

注 2) セルラーブロックの性能照査における摩擦係数は、**第４編第５章２．２　重力式係船岸**を参照することができる。

(4) 滑動抵抗や摩擦抵抗に関しては、文献 1)～5)を参考にすることができる。また、擁壁底面と基礎地盤の摩擦係数については、**道路土工－擁壁工指針** [6]を参考にすることができる。

(5) 摩擦増大マットの摩擦係数

一般に、摩擦増大マットの使用に当たっては、使用する材料の耐久性、施設の重要度、海象条件及び経済性等を十分考慮して、材料を選定するとともに、摩擦係数に関する実験結果を十分検討すべきである。なお、港湾の施設の性能照査に当たって、摩擦増大マットとして、瀝青材料、ゴム材料等を使用する場合には、**表－9.1** に示す通り、摩擦係数を 0.75 としてもよい。寒冷地においては、別途検討することが望ましい。また、施設毎の設計条件、構造条件等を踏まえて実験を行うなど、個別に検証される場合においては、この限りではない [7][8]。ただし、係留施設に摩擦増大マットを用いる場合には、**第４編第５章２．２．３(2)永続状態、レベル１地震動に関する変動状態における壁体の滑動に対する検討**の②を参照のこと。

(6) 場所打ちコンクリートの摩擦係数

表－9.1 の静止摩擦係数の値のうちコンクリートに係るものについては、プレキャストコンクリートか場所打ちコンクリートかによってその値が変化すると考えられる。場所打ちコンクリートの摩擦係数は、材料の特性及び自然状況等を勘案して適切に設定する必要がある。

(7) 岩盤とプレパックドコンクリートの滑動抵抗

海底の岩盤にプレパックドコンクリートを打込んで係留施設や外郭施設とする工法が用いられることがある。このようなマッシブな施設の滑動に対する抵抗力は、岩盤とプレパックドコンクリートの付着力、両者の間の摩擦抵抗、岩盤の凹凸による岩盤及びプレパックドコンクリートのせん断抵抗等複雑な機構により構成されている。一方、施設の滑動抵抗力は、施工地点の基岩の材質、それを覆っている底質、注入モルタルの品質、施工の入念さの程度、施工時の海象条件によって左右される。既設の施設の実績等を勘案し、種々の観点から考察を加えた結果 [9]、便宜的に摩擦により滑動に抵抗するものと考え、岩盤とプレパックドコンクリートの摩擦係数は**表－9.1** の値を用いてもよい。プレパックドコンクリート以外の水中コンクリートについてもほぼ同様と考えることができる。

第７図　港湾の施設の技術上の基準・同解説　日本港湾協会（平成１９年７月）より引用・加筆

【7.4.2（3）防波壁（波返重力擁壁）のケーソンの設計方針に関する引用文献】

1．2　ケーソン

【告示】（ケーソンの性能規定）

第二十三条　鉄筋コンクリート製のケーソン（以下この条において「ケーソン」という。）の性能規定は、施設の種類に応じて、次の各号に定めるものとする。

一　ケーソンの底版及びフーチングについては、主たる作用が自重である永続状態並びに主たる作用が変動波浪、浮遊時の水圧及びレベル一地震動である変動状態に対して、ケーソンの底版及びフーチングの健全性を損なう危険性が限界値以下であること。

二　ケーソンの側壁については、主たる作用が内部土圧である永続状態並びに主たる作用が変動波浪、浮遊時の水圧及びレベル一地震動である変動状態に対して、ケーソンの側壁の健全性を損なう危険性が限界値以下であること。

三　ケーソンの隔壁については、主たる作用が据付時の水圧である変動状態に対して、ケーソンの隔壁の健全性を損なう危険性が限界値以下であること。

四　浮遊させる必要があるケーソンにあっては、主たる作用が水圧である変動状態に対して、浮遊時に浮体の転覆の生じる危険性が限界値以下であること。

〔解説〕

（1）ケーソンの性能規定

ケーソンの性能規定及び設計状態に対応する指標等は、当該施設の種類に応じて、性能照査が必要なものを適切に設定する。

①底版及びフーチング（使用性）

ケーソンの底版及びフーチングの性能規定及び設計状態（偶発状態を除く）に対応する指標等は、設計状態に応じて示す。

イ）主たる作用が自重の永続状態

ケーソンの底版及びフーチングの性能規定及び設計状態（偶発状態を除く）に対応する指標等のうち、主たる作用が自重の永続状態に関するものは、別表－４のとおりである。

別表－４　ケーソンの底版及びフーチングに関する性能規定及び設計状態
（主たる作用が自重の永続状態）に関する設定

省令			告示			要求性能	設計状態			限定項目	標準的な限界値の指標
条	項	号	条	項	号		状態	主たる作用	従たる作用		
7	1	-	23	1	1	使用性	永続	自重	水圧、地盤反力、載荷重、土圧	底版及びフーチングの断面破壊	設計断面耐力（終局限界状態）
										底版及びフーチングの断面の使用性	曲げ圧縮応力度の制限値（使用限界状態）
										底版及びフーチングの隔壁からの抜け出し（鉄筋の降伏）	設計降伏応力度

第8(1) 図　港湾の施設の技術上の基準・同解説　日本港湾協会
（平成１９年７月）より引用・加筆

ロ）主たる作用が変動波浪の変動状態

ケーソンの底版及びフーチングの性能規定及び設計状態（偶発状態を除く）に対応する指標等のうち、主たる作用が変動波浪の変動状態に関するものは、別表－５のとおりである。

別表－５　ケーソンの底版及びフーチングに関する性能規定及び設計状態
（主たる作用が変動波浪の変動状態）に関する設定

省令			告示			要求性能	設計状態			照査項目	標準的な限界値の指標
条	項	号	条	項	号		状態	主たる作用	従たる作用		
7	1	－	23	1	1	使用性	変動	変動波浪*1)	自重、水圧、地盤反力、載荷重、土圧	底版及びフーチングの断面破壊	設計断面耐力（終局限界状態）
										底版の隔壁からの抜け出し（鉄筋の降伏）	設計降伏応力度
								変動波浪*2)		底版及びフーチングの断面の使用性	曲げひび割れ幅の制限値（使用限界状態）
								波浪の繰り返し作用*3)		底版及びフーチングの疲労破壊	設計疲労強度（疲労限界状態）

*1):ここでの波浪は、この告示第八条第一項第一号に定めている波浪のうち、当該施設の構造の安定性の性能照査に用いたものとする。

*2):ここでの波浪は、この告示第八条第一項第二号に定めている波浪のうち、設計供用期間にそれ以上の波高の波が来襲する回数が10^4回程度のものとすることを標準とする。

*3):ここでの波浪は、この告示第八条第一項第二号に定めている波浪のうち、設計供用期間に生じる波浪の波高と周期に関する出現回数に応じた適切なものを設定する必要がある。

ニ）主たる作用が浮遊時の水圧及びレベル一地震動の変動状態

ケーソンの底版及びフーチングの性能規定及び設計状態（偶発状態を除く）に対応する指標等のうち、主たる作用が浮遊時の水圧及びレベル一地震動の変動状態に関するものは、別表－６のとおりである。

別表－６　ケーソンの底版及びフーチングに関する性能規定及び設計状態
（主たる作用が浮遊時の水圧及びレベル一地震動の変動状態）に関する設定

省令			告示			要求性能	設計状態			照査項目	標準的な限界値の指標
条	項	号	条	項	号		状態	主たる作用	従たる作用		
7	1	－	23	1	1	使用性	変動	浮遊時の水圧	自重	底版及びフーチングの断面破壊	設計断面耐力（終局限界状態）
										底版及びフーチングの断面の使用性	曲げひび割れ幅の制限値（使用限界状態）
								L1地震動	自重、水圧、地盤反力	底版及びフーチングの断面破壊	設計断面耐力（終局限界状態）
										底版の隔壁からの抜け出し（鉄筋の降伏）	設計降伏応力度

第８(2) 図　港湾の施設の技術上の基準・同解説　日本港湾協会（平成１９年７月）より引用・加筆

②側壁（使用性）

イ）ケーソンの側壁の性能規定及び設計状態（偶発状態を除く）に関する設定は、別表－７のとおりである。

別表－７　ケーソンの側壁に関する性能規定及び設計状態

（偶発状態を除く）に関する設定

省令			告示			要求性能	設計状態			照査項目	標準的な限界値の指標
条	項	号	条	項	号		状態	主たる作用	従たる作用		
7	1	-	23	1	2	使用性	永続	内部土圧	内部水圧	側壁の断面の使用性	曲げ圧縮応力度の制限値（使用限界状態）
										側壁の隔壁からの抜け出し（鉄筋の降伏）	設計降伏応力度
							変動	変動波浪*1)	内部水圧、内部土圧	側壁の断面破壊*2)	設計断面耐力（終局限界状態）
								変動波浪*3)		側壁の断面の使用性	曲げひび割れ幅の制限値（使用限界状態）
								波浪の繰り返し作用*4)		側壁の疲労破壊*2)	設計疲労強度（疲労限界状態）
								L1地震動	内部水圧、内部土圧	側壁の断面破壊	設計断面耐力（終局限界状態）
								浮遊時の水圧		側壁の断面破壊	設計断面耐力（終局限界状態）
										側壁の断面の使用性	曲げひび割れ幅の制限値（使用限界状態）

*1)：ここでの波浪は、この告示第八条第一項第一号に定めている波浪のうち、当該施設の構造の安定性の性能照査に用いたものとする。

*2)：波浪の影響を受ける側壁の場合に限る。

*3)：ここでの波浪は、この告示第八条第一項第二号に定めている波浪のうち、設計供用期間にそれ以上の波高の波が来襲する回数が10^4回程度のものとすることを標準とする。

*4)：ここでの波浪は、この告示第八条第一項第二号に定めている波浪のうち、設計供用期間に生じる波浪の波高と周期に関する出現回数に応じた適切なものを設定する必要がある。

③隔壁（使用性）

イ）ケーソンの隔壁の性能規定及び設計状態（偶発状態を除く）に関する設定は、別表－８のとおりである。

別表－８　ケーソンの隔壁に関する性能規定及び設計状態

（偶発状態を除く）に関する設定

省令			告示			要求性能	設計状態			照査項目	標準的な限界値の指標
条	項	号	条	項	号		状態	主たる作用	従たる作用		
7	1	-	23	1	3	使用性	変動	据付時の水圧		隔壁の断面破壊	設計断面耐力（終局限界状態）
										隔壁の断面の使用性	曲げひび割れ幅の制限値（使用限界状態）

④浮遊させる必要があるケーソン（使用性）

イ）浮遊させる必要があるケーソンの性能規定及び設計状態（偶発状態を除く）に関する設定は、別表－９のとおりである。

別表－９　浮遊させる必要があるケーソンの性能規定及び設計状態

（偶発状態を除く）に関する設定

省令			告示			要求性能	設計状態			照査項目	標準的な限界値の指標
条	項	号	条	項	号		状態	主たる作用	従たる作用		
7	1	-	23	1	4	使用性	変動	水圧	自重	浮体の転覆	転覆に関する限界値

第８(3) 図　港湾の施設の技術上の基準・同解説　日本港湾協会（平成１９年７月）より引用・加筆

第２章　技術基準対象施設に共通する事項

１　構造物の部材

【省令】（技術基準対象施設を構成する部材の要求性能）

第七条　技術基準対象施設を構成する部材の要求性能は、施工時及び供用時に当該施設が置かれる諸条件に照らし、自重、土圧、水圧、変動波浪、水の流れ、レベル一地震動、漂流物の衝突等の作用による損傷等が、当該施設の機能を損なわず継続して使用することに影響を及ぼさないこととする。

２　前項に規定するもののほか、当該施設の被災に伴い、人命、財産又は社会経済活動に重大な影響を及ぼすおそれのある施設を構成する部材の要求性能にあっては、次の各号に定めるものとする。

一　津波、偶発波浪、レベル二地震動等の作用による損傷等が、当該施設の機能が損なわれた場合であっても、当該施設の構造の安定に重大な影響を及ぼさないこと。ただし、当該施設が置かれる自然状況、社会状況等により、更に性能を向上させる必要がある施設を構成する部材の要求性能にあっては、当該作用による損傷等が、軽微な修復による当該施設の機能の回復に影響を及ぼさないこと。

二　津波から当該施設の背後地を防護する必要がある施設を構成する部材の要求性能にあっては、津波、レベル二地震動等の作用による損傷等が、軽微な修復による当該施設の機能の回復に影響を及ぼさないこと。

３　第一項に規定するもののほか、耐震強化施設を構成する部材の要求性能にあっては、レベル二地震動等の作用による損傷等が、軽微な修復によるレベル二地震動の作用後に当該施設に必要とされる機能の回復に影響を及ぼさないこととする。ただし、当該施設が置かれる自然状況、社会状況等により、更に耐震性を必要とする施設を構成する部材の要求性能にあっては、レベル二地震動の作用後に当該施設に必要とされる機能を損なわず継続して使用することに影響を及ぼさないこととする。

４　前三項に規定するもののほか、技術基準対象施設を構成する部材の要求性能に関し必要な事項は、告示で定める。

【告示】（技術基準対象施設を構成する部材）

第二十一条　技術基準対象施設を構成する部材の要求性能に関し省令第七条第四項の告示で定める事項は、次条から第二十八条までに定めるとおりとする。

第二十二条　技術基準対象施設を構成する部材に共通する性能規定は、次の各号に定めるものとする。

一　当該施設の被災に伴い人命、財産又は社会経済活動に重大な影響を及ぼすおそれのある施設を構成する部材にあっては、主たる作用が津波、偶発波浪又はレベル二地震動である偶発状態に対して、要求性能に応じて、作用による損傷の程度が限界値以下であること。

二　津波から背後地を防護する必要がある施設を構成する部材にあっては、主たる作用が津波又はレベル二地震動である偶発状態に対して、作用による損傷の程度が限界値以下であること。

２　前項に規定するもののほか、耐震強化施設を構成する部材の性能規定にあっては、主たる作用がレベル二地震動である偶発状態に対して、要求性能に応じて、作用による損傷の程度が限界値以下であることとする。

３　洗掘及び吸出しによる部材の健全性への影響が施設の安定性を損なうおそれがある場合にあっては、適切な措置を講ずるものとする。

〔解説〕

（１）技術基準対象施設の安定性を確保する為に健全性を求める部材（以下、「構造部材」という。）の性能規定のうち、構造形式によらず、全ての構造部材に共通するものを定める。

①偶発対応施設の構造部材

イ）偶発対応施設の構造部材（安全性・修復性）

偶発対応施設の構造部材に共通する性能規定及び設計状態（偶発状態に限る）に関する設定は、別表－１のとおりである。

別表－１　偶発対応施設の構造部材に共通する性能規定及び設計状態（偶発状態に限る）に関する設定

省令			告示			要求性能	設計状態			照査項目	標準的な限界値の指標
条	項	号	条	項	号		状態	主たる作用	従たる作用		
7	2	1	22	1	1	安全性・修復性	偶発	L2地震動 （津波） （偶発波浪）	－	損傷	－

（ ）は設計状態について、主たる作用を置き換えていることを示す。

第９図　港湾の施設の技術上の基準・同解説　日本港湾協会（平成１９年７月）より引用・加筆

1．2．3　作用

(1) 性能照査において考慮する作用の組合せ及び荷重係数は、施設ごとに適切に設定することが望ましい。

(2) 作用の組合せ及び荷重係数は以下のとおり設定することができる。

① 性能照査において考慮する作用の組合せ及び各作用の特性値に乗じる荷重係数の標準的な値を**表－1.2.1** に示す。ここで、フーチングは、底版と同じ扱いとしてよい。表中の上段の値は、終局限界状態検討時の荷重係数を示しており、[ ] 内の数値は、その作用を小さく考えた方が影響が大きくなる場合に用いる荷重係数である。なお、これらの値の大部分は、信頼性解析によって外的安定との関係等を考慮して設定されたものである[5)7)]。下段の ( ) 内は、使用限界状態検討時の荷重係数を示している。なお、偶発状態においては、荷重係数を 1.0 としてよい。

また、近年、捨石マウンドの均し精度を緩和させて防波堤等の建設コスト縮減を図ることが検討されているが、捨石マウンドの均し精度を緩和させた場合、ケーソン底版に通常の均し精度±5cm の場合以上に大きな反力が作用することとなり、**表-1.2.1** に示した値を用いることはできない。捨石マウンドの均し精度を±30cm の範囲まで緩和させた場合の係数については、文献 8)9)を参考にすることができる。

表－1.2.1　作用の組合せと荷重係数

(a) 防波堤

状態	設計状態	自重	静水圧	内部土圧	底版反力	内部水圧	揚圧力	底版反力変動分	内部水圧変動分	波力	動水圧	隔室間静水圧差	備考
供用時	自重に関する永続状態	0.9 (1.0)	1.1 (1.0)		1.1 (1.0)								底版
	内部土圧に関する永続状態			1.1 (1.0)		1.1 (1.0)							側壁
	波浪に関する変動状態	1.1 [0.9] (1.0)	1.1 [0.9] (1.0)		1.1 [0.9] (1.0)		1.2 [0.8] (1.0)	1.2 [0.8] (1.0)					底版
				0.9 (1.0)						1.2 (1.0)			側壁
				1.1 (1.0)		1.1 (1.0)			1.2 (1.0)				側壁
	レベル 1 地震動に関する変動状態			1.0 (－)		1.0 (－)					1.0 (－)		側壁
施工時	浮遊時の水圧に関する変動状態	0.9 (0.5)	1.1 (0.5)										底版
			1.1 (0.5)										側壁
	据付時の水圧に関する変動状態											1.1 (0.5)	隔壁

(b) 岸壁

状態	設計状態	自重	静水圧	内部水圧	内部土圧	底版反力	上載荷重	動水圧	地震動作用時の底版反力	施工時荷重		備考
										据付時	静水時	
供用時	自重に関する永続状態	0.9 (1.0)	1.1 (1.0)			1.1 (1.0)	0.8 (0.5)					底版（上載荷重は底版反力分）
	内部土圧に関する永続状態			1.1 (1.0)	1.1 (1.0)							側壁
	レベル1地震動に関する変動状態	1.0 (－)	1.0 (－)				1.0 (－)		1.0 (－)			底版（上載荷重は地震動作用時）
				1.0 (－)	1.0 (－)			1.0 (－)				側壁
施工時	浮遊時の水圧に関する変動状態	0.9 (0.5)									1.1 (0.5)	底版（浮遊時）
											1.1 (0.5)	側壁（浮遊時）
	据付時の水圧に関する変動状態									1.1 (0.5)		隔壁（据付時）

第 10 図　港湾の施設の技術上の基準・同解説　日本港湾協会（平成１９年７月）より引用・加筆

6.7 津波波力

6.7.1 海中の直立壁に作用する津波波力

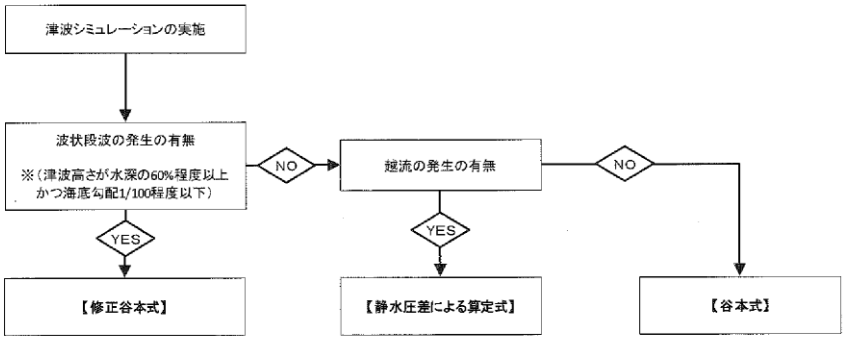
(1) 一般

海中にある防波堤等の直立壁に作用する津波の波圧の算定には、谷本式が従来使われることが多かったが、東日本大震災後に作成された「防波堤の耐津波設計ガイドライン」[154]では波状段波や越流の発生の有無を考慮し、**図－6.7.1**に示す算定手順に従って防波堤の津波波力を算定する。

津波は、まず段波状態かそうでないかに分類でき、波長の長い津波先端部が短周期の複数の波に分裂（ソリトン分裂）しながら段波形状になった波状段波については、衝撃段波波力が極めて大きな値となる場合がある。そのため、波状段波が発生しない場合には谷本式を用い、波状段波が発生する場合には津波波力が大きくなるため、これに対応した修正谷本式を用いる。

海底勾配が非常に緩やかであると波状段波となり、また、波高水深比（津波高さ／水深）が小さい場合や海底勾配が比較的急な場合には、段波にはならない。ソリトン分裂の発生条件は、おおむね入射津波高さが水深の30％以上（シミュレーション等による津波の重複波の高さが水深の60％以上）で、かつ海底勾配が1/100以下程度の遠浅である場合と考える。

波状段波が発生しない場合で、かつ越流が発生する場合には、ケーソン前面と背面に作用する静水圧差を補正した算定式を適用する。越流する場合とは、数値シミュレーションによって求めた津波高が防波堤天端を超える場合である。なお、若干越流している状態に静水圧差による算定式を適用する場合は、それより水位の低い越流直前の状態に谷本式を適用した方が高い波力となる可能性があるので、両者を比較して高い方を採用する。



図－6.7.1　防波堤に対する津波波力算定手順

防波堤に作用する津波波力を求めるための津波高さの算定は、防波堤を設置した条件で行う数値シミュレーション結果を用いることを原則とする。谷本式、修正谷本式に用いる入射津波の静水面上の高さa_1は、数値シミュレーション等による津波高さ（基準水面からの高さ）の1/2を入射津波高さと定義し、波力算定にはこれを用いる。ここで，基準面とは津波が作用する面において津波高を算定するための基準となる水位である。一般に、津波高さという場合には、浸水等の影響を考慮するための水位（反射波の影響を含む）である。したがって、これらの津波高さについても、原則としてその1/2の値を入射津波高さa_1とする。こうした津波高さは一般にT.P.上の水位で表されていることが多いので、設計潮位（通常はH.W.L.）上の高さに換算してから1/2にする必要がある。

第 11 図　港湾の施設の技術上の基準・同解説　日本港湾協会（平成３０年５月）より引用・加筆

１０．防波壁の構造成立性評価結果

１０．１ 構造成立性評価の基本方針

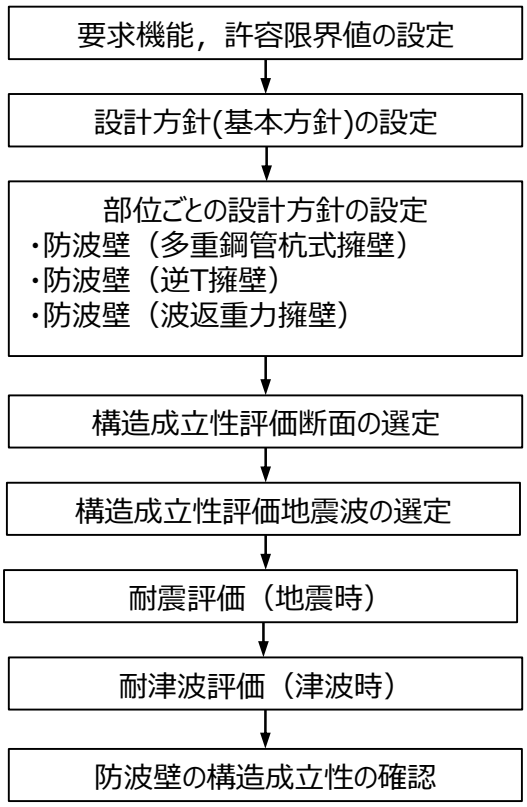
防波壁の構造成立性を確認するため，「耐津波設計に係る工認審査ガイド」等に基づき，基準地震動Ｓｓ及び基準津波による荷重等に対して，防波壁の施設としての構造部材が十分な裕度があること，補強により対策可能であること等を確認する。

防波壁の構造成立性評価の流れを第 10-1-1 図に示す。

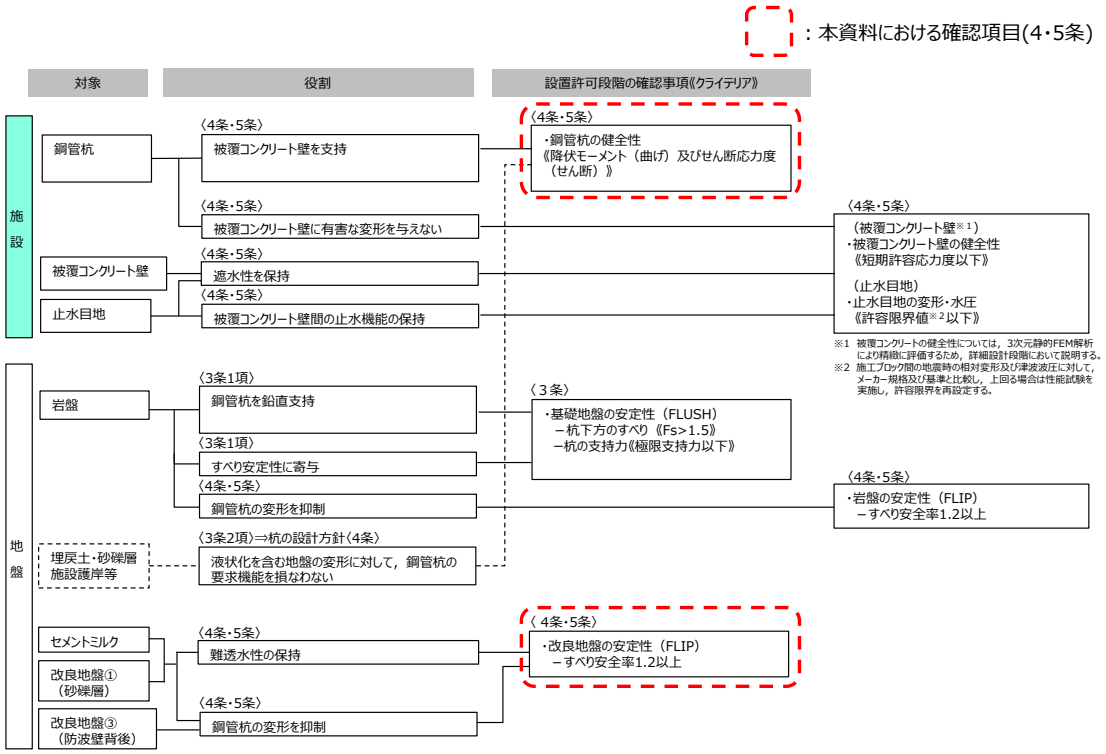
なお，詳細設計段階で万一裕度が確保できなくなった場合には，追加の裕度向上対策（改良地盤範囲の拡大等）の実施により対応する。

設置許可段階における構造型式ごとの確認項目を第 10-1-2 図～第 10-1-4 図に示す。

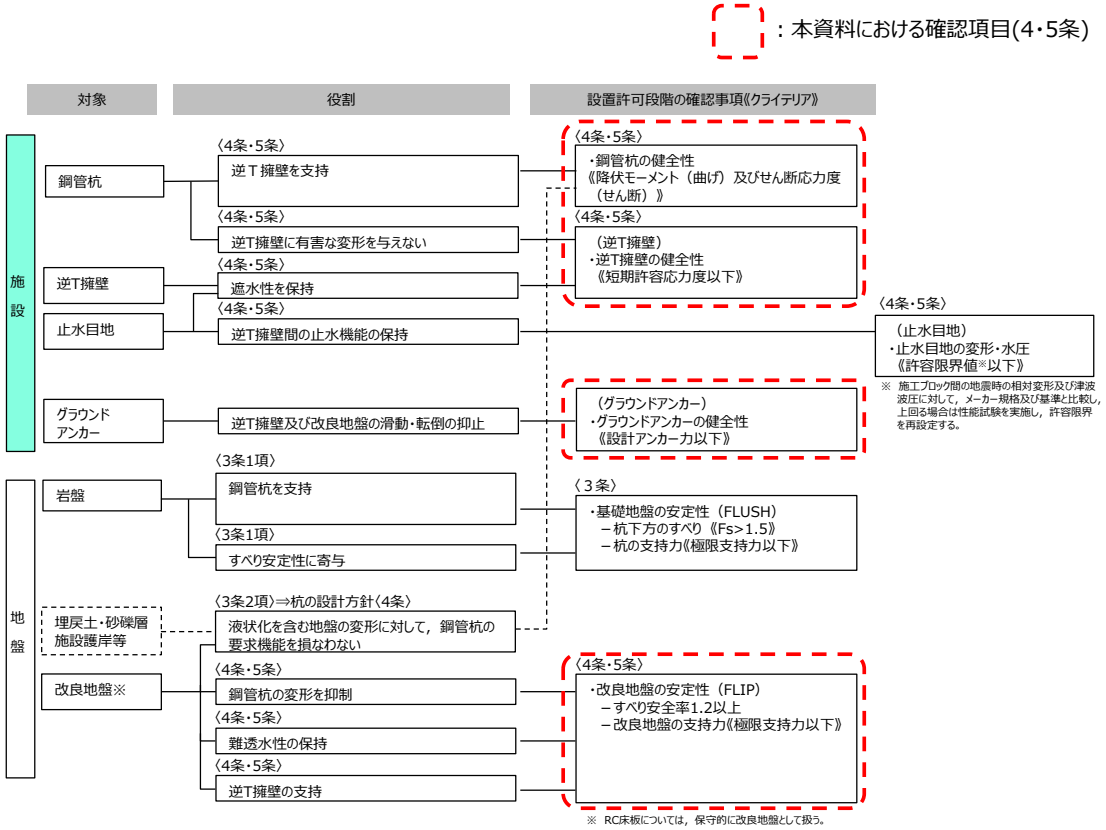
防波壁（逆Ｔ擁壁）は鋼管杭の役割に期待せず，解析モデルに取り込まない方針とするが，設置許可段階における構造成立性評価においては鋼管杭を考慮した解析モデルによる解析を実施し，健全性を確認する。



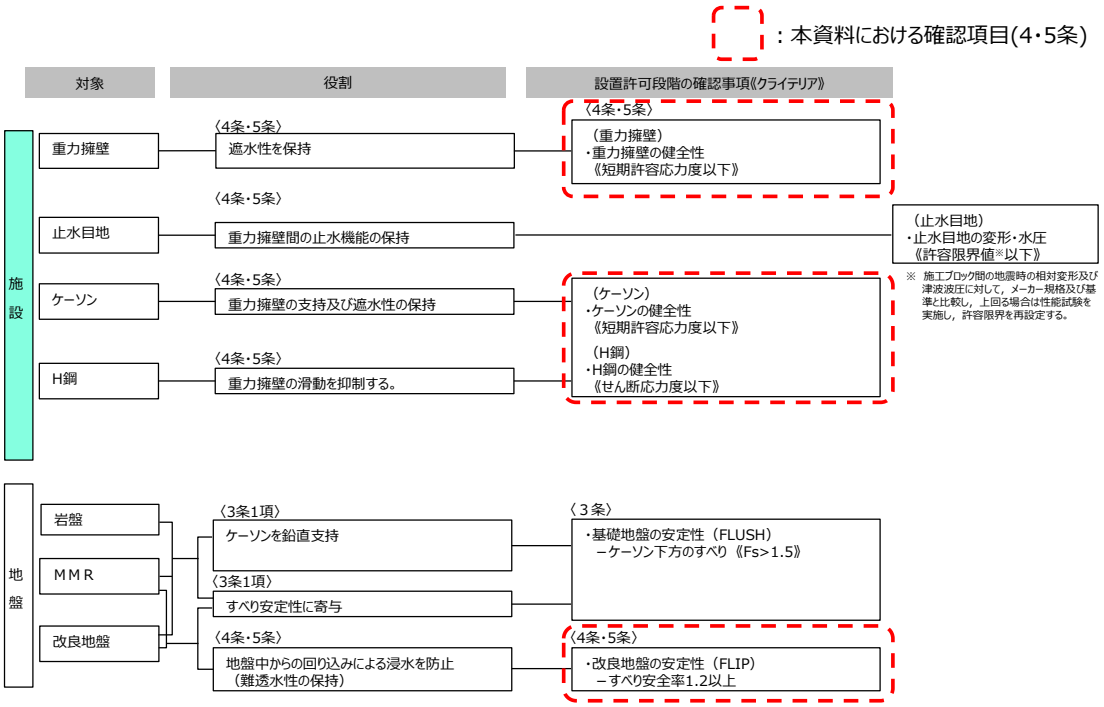
第 10-1-1 図 防波壁の構造成立性評価の流れ



第 10-1-2 図 設置許可段階における防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の確認項目



第 10-1-3 図 設置許可段階における防波壁（逆Ｔ擁壁）の確認項目



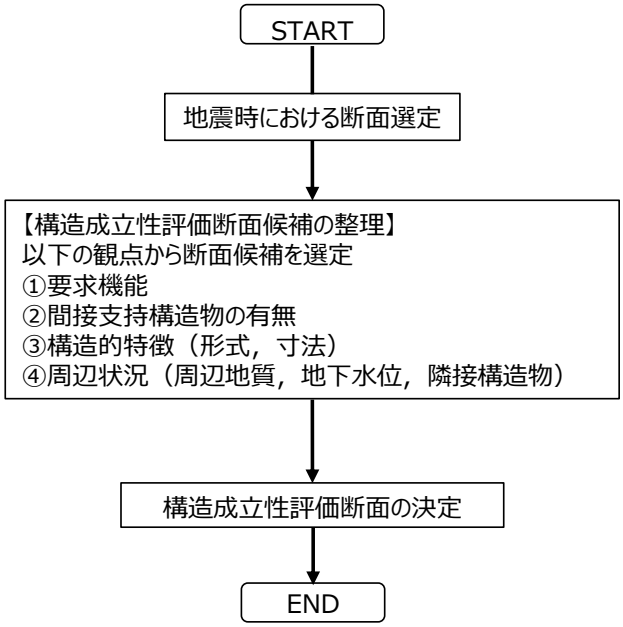
第 10−1−4 図 設置許可段階における防波壁（波返重力擁壁）の確認項目

１０．２ 構造成立性評価断面の選定

１０．２．１ 構造成立性評価断面フロー

防波壁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，第 10-2-1 図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。

なお，詳細設計段階では，必要に応じて構造成立性評価において選定した地点以外の断面も選定して評価を行う。



第 10-2-1 図 構造成立性評価断面選定フロー

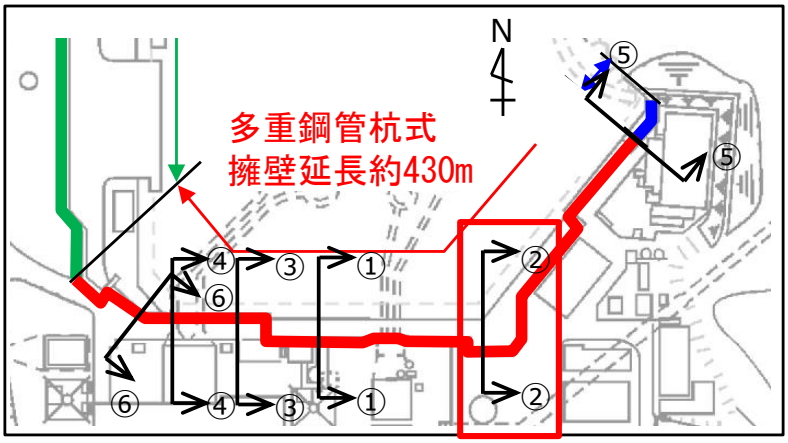
ａ．防波壁（多重鋼管杭式擁壁）

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）について，①要求機能，②間接支持する設備，③構造的特徴（上部工及び下部工），④周辺状況（周辺地質）の観点にて構造成立性評価断面候補を整理した結果を第 10-2-1 表に示す。また，評価断面候補地点の平面図及び断面図を第 10-2-2 図及び第 10-2-3 図に，候補地点の概要を第 10-2-2 表に示す。

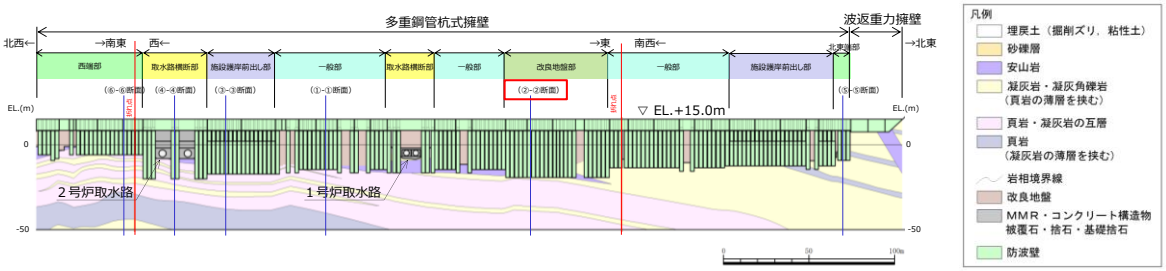
防波壁（多重鋼管杭式擁壁）は，③構造的特徴（下部工）及び④周辺状況（周辺地質）によって構造成立性評価断面を選定することとする。設置許可段階における構造成立性評価の断面は，「岩盤が最も深部に位置し，かつ基礎捨石の下側に改良地盤及び砂礫層が存在する②-②断面」を選定する。

第 10-2-1 表 構造成立性評価断面候補の整理（防波壁（多重鋼管杭式擁壁））

			防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	要求機能及び観点による整理
①要求機能			津波防護施設	・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	上部工	構造概要	・線状構造物 ・下部の鋼管杭から連続する鋼管杭を鉄筋コンクリートで被覆	・同一の断面となっており，構造的特徴による断面選定は不要である。
		寸法	・幅2.40m，高さ6.80m	
	下部工	構造概要	・多重鋼管杭 ・鋼管杭の根入れ深さ5.0m～7.0m程度	・位置に応じて杭長が異なるため，候補断面の選定が必要である。
		寸法	・φ1.60～2.20m ・岩盤までの深さ：9.5m～22.9m	
④周辺状況（周辺地質）		地質概要	・主にC_M級岩盤またはC_H級岩盤に鋼管杭を打設 ・周辺地質は，埋戻土（掘削ズリ）・埋戻土（粘性土）及び砂礫層が分布し，一部基礎砕石の下側を地盤改良	・位置に応じて岩盤深さ，改良地盤の有無等，周辺状況が異なるため，候補断面の選定が必要である。



第 10-2-2 図 構造成立性評価断面候補地点の平面図
（防波壁（多重鋼管杭式擁壁））



第 10-2-3 図 構造成立性評価断面候補地点の断面図
（防波壁（多重鋼管杭式擁壁））

第 10-2-2 表 構造成立性評価断面候補地点の概要（防波壁（多重鋼管杭式擁壁））

着目点	構造的特徴	周辺状況
①-①断面	・施設護岸の背面に，鋼管杭4,5本程度を標準とした壁体を連続して設置。	・地表面から岩盤までの深さ：18.1m ・鋼管杭を根入れ深さ5.0m程度で主にC_M級岩盤に打設し，支持。 ・南側に北口警備所が隣接するが小規模であり防波壁変位に対する影響は軽微。
②-②断面	・施設護岸の背面に，鋼管杭6本程度を標準とした壁体を連続して設置。	・地表面から岩盤までの深さ：22.9m ・鋼管杭を根入れ深さ5.0m程度で主にC_M級岩盤に打設し，支持。 ・岩盤が最も深部に存在する断面。 ・基礎捨石の下側に改良地盤及び砂礫層が存在する断面。 ・北東側に管理事務所４号館が隣接するが，小規模であり防波壁変位に対する影響は軽微。
③-③断面	・施設護岸の前面に，鋼管杭8本程度を標準とした壁体を連続して設置。	・地表面から岩盤までの深さ：20.8m ・鋼管杭を根入れ深さ5.0m程度で主にC_M級岩盤に打設し，支持。
④-④断面	・取水管を横断するため，鋼管杭を2列配置し，16本程度を標準とした壁体を連続して設置。	・地表面から岩盤までの深さ：16.8m ・鋼管杭を根入れ深さ7.0m程度で主にC_M級及びC_H級岩盤に打設し，支持。
⑤-⑤断面	・施設護岸上に鋼管杭4本を標準とした壁体を設置。	・地表面から岩盤までの深さ：12.7m ・鋼管杭を根入れ深さ5.0m程度で主にC_H級岩盤に打設し，支持。 ・東側にサイトバンカ建物が隣接するが，岩盤上に直接基礎形式で設置されており，防波壁変位に対する影響は軽微。
⑥-⑥断面	・施設護岸の背面に，鋼管杭5本程度を標準とした壁体を連続して設置。	・地表面から岩盤までの深さ：9.5m ・鋼管杭を根入れ深さ5.0m程度で主にC_M級及びC_H級岩盤に打設し，支持。

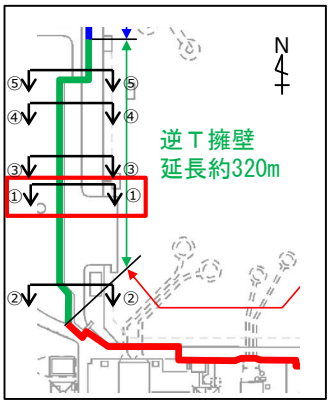
b．防波壁（逆Ｔ擁壁）

防波壁（逆Ｔ擁壁）について，①要求機能，②間接支持する設備，③構造的特徴（上部工及び下部工），④周辺状況（周辺地質）の観点にて構造成立性評価断面候補を整理した結果を第 10-2-3 表に示す。また，評価断面候補地点の平面図及び断面図を第 10-2-4 図及び第 10-2-5 図に，候補地点の概要を第 10-2-4 表に示す。

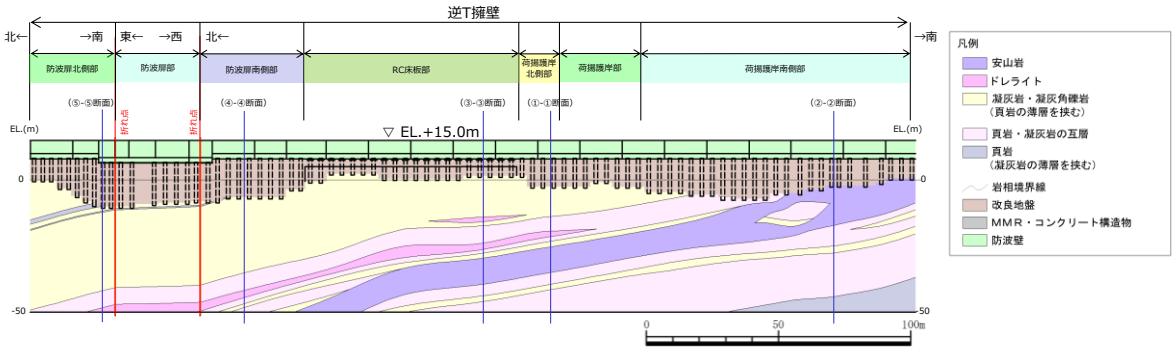
防波壁（逆Ｔ擁壁）は，③構造的特徴（下部工）及び④周辺状況（周辺地質）によって構造成立性評価断面を選定することとする。設置許可段階における構造成立性評価の断面は，「標準断面として①-①断面」を選定する。

第 10-2-3 表 構造成立性評価断面候補の整理（防波壁（逆Ｔ擁壁））

			防波壁（逆T擁壁）	要求機能及び観点による整理
①要求機能			津波防護施設	・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	地上部	構造概要	・線状構造物 ・鉄筋コンクリート構造物	・同一の断面となっており，構造的特徴による断面選定は不要である。
		寸法	・幅8.5m，高さ7.0m～8.5m	
	支持地盤	構造概要	・改良地盤及び鋼管杭（横断方向に2列） ・鋼管杭の根入れ深さ0.5m程度	・位置に応じて岩盤深さが異なるため，候補断面の選定が必要である。
		寸法	・φ1.3m ・岩盤までの深さ：6.3m～16.5m	
④周辺状況（周辺地質）		地質概要	・主にC_M級岩盤またはC_H級岩盤に鋼管杭を打設 ・周辺地質は埋戻土（掘削ズリ）が分布し，防波壁周辺を地盤改良	・位置に応じて岩盤深さ及び施設護岸位置等，周辺状況が異なるため，候補断面の選定が必要である。



第 10-2-4 図 構造成立性評価断面候補地点の平面図
（防波壁（逆Ｔ擁壁））



第 10-2-5 図 構造成立性評価断面候補地点の断面図
（防波壁（逆Ｔ擁壁））

第 10-2-4 表 構造成立性評価断面候補地点の概要
（防波壁（逆Ｔ擁壁））

着目点	構造的特徴	周辺状況
①-①断面	・鋼管杭8本を１ブロックとした壁体を連続して設置。	・地表面から岩盤までの深さ：10.3m ・鋼管杭を根入れ深さ0.5m程度で主にC_M級岩盤に打設。
②-②断面	・鋼管杭6本又は8本を１ブロックとした壁体を連続して設置。	・地表面から岩盤までの深さ：10.0m ・鋼管杭を根入れ深さ0.5m程度で主にC_H級岩盤に打設。
③-③断面	・鋼管杭8本を１ブロックとした壁体を連続して設置。	・地表面から岩盤までの深さ：6.3m ・鋼管杭を根入れ深さ0.5m程度で主にC_M級岩盤に打設。 ・逆T擁壁下部に地盤改良を実施し，その上部にＲＣ床板を設置。
④-④断面	・鋼管杭6本又は8本を１ブロックとした壁体を連続して設置。	・地表面から岩盤までの深さ：14.5m ・鋼管杭を根入れ深さ0.5m程度で主にC_M級岩盤に打設。
⑤-⑤断面	・鋼管杭6本又は10本を１ブロックとした壁体を連続して設置。	・地表面から岩盤までの深さ：16.5m ・鋼管杭を根入れ深さ0.5m程度で主にC_M級岩盤に打設。 ・東側には輪谷湾が近接。

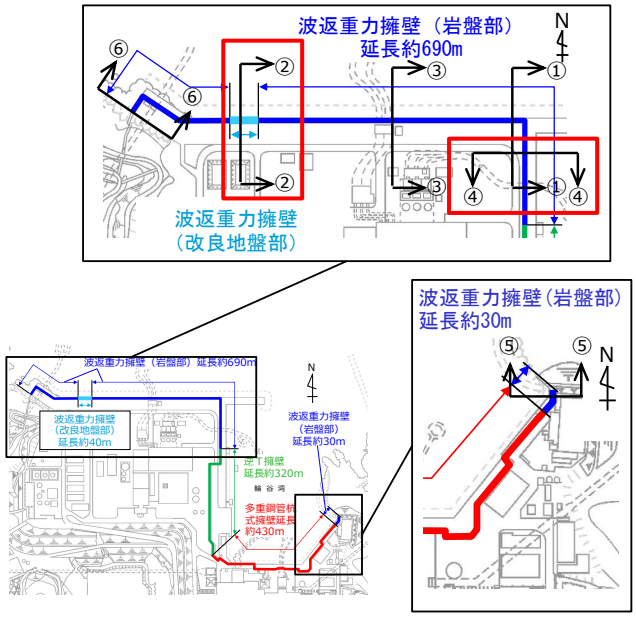
ｃ．防波壁（波返重力擁壁）

防波壁（波返重力擁壁）について，①要求機能，②間接支持する設備，③構造的特徴（上部工及び下部工），④周辺状況（周辺地質）の観点にて構造成立性評価断面候補を整理した結果を第 10-2-5 表に示す。評価断面候補地点の平面図及び断面図を第 10-2-6 図及び第 10-2-7 図に，候補地点の概要を第 10-2-6 表に示す。

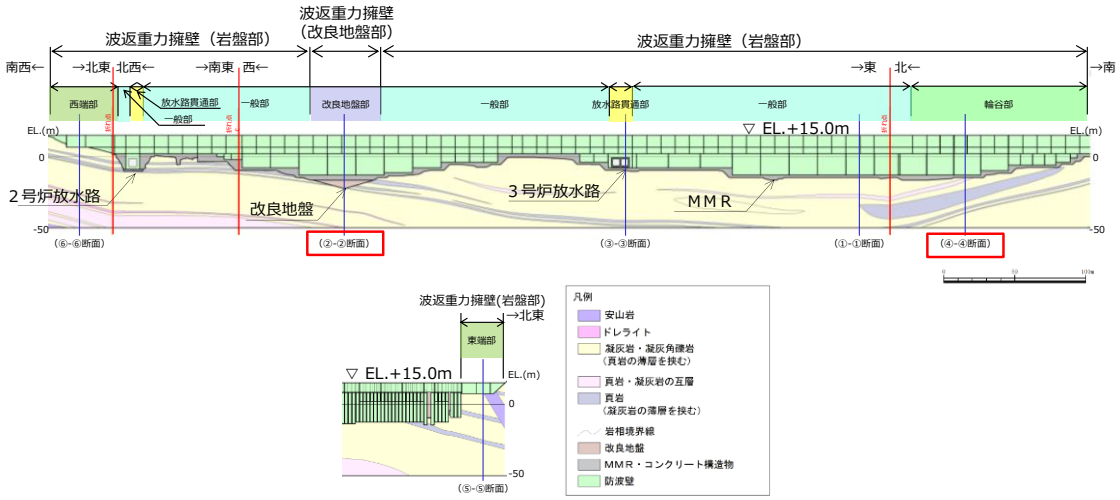
防波壁（波返重力擁壁）は，③構造的特徴（下部工）及び④周辺状況（周辺地質）によって構造成立性評価断面を選定することとする。設置許可段階における構造成立性評価の断面は，「南北方向断面で岩盤が他地点と比較し相対的に最も深部に位置し，改良地盤及び砂礫層が分布する②-②断面」，及び「東西方向断面で岩盤が最も深部に位置する④-④断面」を選定する。

第 10-2-5 表 構造成立性評価断面候補の整理（防波壁（波返重力擁壁））

			防波壁（波返重力擁壁）	要求機能及び観点による整理
①要求機能			津波防護施設	・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（一部で津波監視カメラを支持）	・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	上部工	構造概要	・線状構造物 ・鉄筋コンクリート造 ・一部，端部にかけて岩盤に擦り付く。	・ほぼ同一の断面となっており，構造的特徴による断面選定は不要である。
		寸法	・幅1.50m，高さ6.5m～8.5m（地上部のみ）	
	下部工	構造概要	・ケーソン	・位置に応じてケーソンの有無，高さが異なるため，候補断面の選定が必要である。
		寸法	・幅13m～15m ・岩盤までの深さ：16.3m～29.0m	
④周辺状況（周辺地質）		地質概要	・ケーソンを介して主にC_M級またはC_H級岩盤に支持 ・一部，C_M級またはC_H級岩盤に上部工を直接支持 ・周辺地質は，埋戻土（掘削ズリ）及び砂礫層が分布し，一部，ケーソンの下側を地盤改良	・位置に応じて岩盤深さ，岩級区分，改良地盤の有無等，周辺状況が異なるため，候補断面の選定が必要である。



第 10-2-6 図 構造成立性評価断面候補地点の平面図（防波壁（波返重力擁壁））



第 10-2-7 図 構造成立性評価断面候補地点の断面図（防波壁（波返重力擁壁））

第 10-2-6 表 構造成立性評価断面候補地点の概要（防波壁（波返重力擁壁））

着目点	構造的特徴	周辺状況
①-①断面	・約10mを１ブロックとした鉄筋コンクリート造の壁体を連続で設置。	・地表面から岩盤までの深さ：21.2m ・ケーソンを介して主にC_M級岩盤に支持される。
②-②断面	・約10mを１ブロックとした鉄筋コンクリート造の壁体を連続で設置。	・地表面から岩盤までの深さ：29.0m ・ケーソンを介して主にC_M級岩盤または改良地盤に支持される。 ・高圧噴射撹拌工法により地盤改良を実施している改良地盤部が存在する。 ・周辺に砂礫層が分布している。
③-③断面	・約10mを１ブロックとした鉄筋コンクリート造の壁体を連続で設置。	・地表面から岩盤までの深さ：16.3m ・ケーソンを介して主にC_H級岩盤に支持される。
④-④断面	・約10mを１ブロックとした鉄筋コンクリート造の壁体を連続で設置。	・地表面から岩盤までの深さ：23.2m ・ケーソンを介して主にC_M級岩盤に支持される。
⑤-⑤断面	・約10mを１ブロックとした鉄筋コンクリート造の壁体を連続で設置。 ・端部にかけて岩盤に擦り付く。	・主にC_H級岩盤に直接支持される。
⑥-⑥断面	・約10mを１ブロックとした鉄筋コンクリート造の壁体を連続で設置。 ・端部にかけて岩盤に擦り付く。	・C_M級岩盤に直接支持される。

１０．３　防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造成立性検討

１０．３．１　防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の解析条件

（１）地震時

鋼管杭，被覆コンクリート壁等の施設及び埋戻土，岩盤等の地盤を含めた全体の動的挙動評価を行うとともに，地盤物性及び液状化対象層の影響を考慮するため，２次元動的ＦＥＭ 解析（有効応力解析）を実施する。

以下に地震時の解析条件を示す。

（ａ）解析の目的

・鋼管杭，被覆コンクリート壁等の施設及び埋戻土，岩盤等の地盤を含めた全体の動的挙動評価。
・地盤物性及び液状化対象層を考慮した影響評価。

（ｂ）モデル条件

・鋼管杭は線形はり要素でモデル化する。
・岩盤及び施設護岸は線形平面要素でモデル化する。
・埋戻土（掘削ズリ），埋戻土（粘性土），砂礫層，改良地盤，被覆石及び基礎捨石はマルチスプリング要素でモデル化する。消波ブロックは分布荷重でモデル化する。
・液状化評価対象層である埋戻土（掘削ズリ）及び砂礫層は液状化パラメータを設定する。
・海水は流体要素でモデル化する。
・防波壁と背後地盤など，要素間の滑り・剥離を考慮する箇所は，ジョイント要素でモデル化する。

（ｃ）モデル化領域

・鉛直方向は，下端から十分な距離を確保するため EL.－50m までモデル化する。
・水平方向は，海側，陸側とも十分な領域を確保するよう全幅 220m でモデル化する。

（ｄ）地盤要素の要素高さ

・地盤の要素高さは，最大周波数及び地盤のせん断波速度 Vs より求まる最大要素高さを上回らないように設定する。

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

H_{max}：最大要素高さ(m)
λ　：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(Hz)
m　：分割係数(=5とした)

（ｅ）ジョイント要素

・防波壁と周辺地盤など，施設と地盤の間の滑り・剥離を考慮する箇所は，ジョイント要素を設定する。

（ｆ）境界条件

・動的解析では，半無限地盤へのエネルギー逸散を評価するため，モデル側方及び底面に粘性境界を設ける。

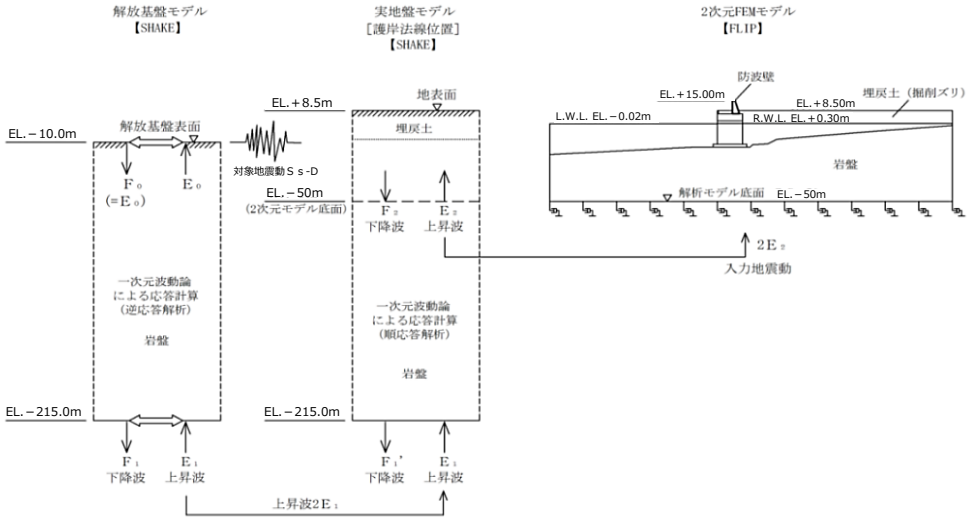
（ｇ）地下水位の設定

・構造成立性評価における地下水位の設定に当たっては，港湾基準に基づく残留水圧を考慮するため，護岸前面は EL.－0.02m，護岸から防波壁までは EL.＋0.14m，防波壁より陸側の地下水位は EL.＋0.3m を設定する。

・詳細設計段階においては，浸透流解析の結果を踏まえ保守性を確認のうえ，設定する。

（ｈ）入力地震動

・入力地震動は，第 10-3-1 図に示すとおり，解放基盤表面で定義される基準地震動Ｓｓ-Ｄ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る。



第 10-3-1 図 入力地震動の設定方法

（ｉ）減衰定数

・減衰特性は，港湾構造物設計事例集に基づき，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（埋戻土（掘削ズリ），埋戻土（粘性土），砂礫層，改良地盤，被覆石及び基礎捨石）は履歴減衰も考慮する。

第 10-3-1 表 解析用物性値

材料種別			物理特性		強度特性			変形特性			設定根拠
			単位体積重量		粘着力 C (kN/m²)	せん断抵抗角 Φ_f (°)	せん断強度 T_f※1, 2 (kN/m²)	せん断弾性係数 G※1, 3, 4 (ヤング率 E) ※5 (kN/m²)	ポアソン比 ν	最大減衰定数 h_{max}	
			飽和，湿潤 γsat,γt (kN/m³)	水中 γ′ (kN/m³)							
地盤	埋戻土（掘削ズリ）	気中	19.6	−	0	39.35	$\sigma'_m \sin 39.35°$	$76570(\sigma'_m/98)^{0.5}$	0.33	0.24	**（単位体積重量）** ・埋戻土（掘削ズリ），砂礫層，改良地盤は現地調査結果により設定 ・埋戻土（粘性土）は『港湾基準』に準拠し設定 **（粘着力）** ・埋戻土（掘削ズリ，粘性土），砂礫層は『設計事例集』に準拠し設定 ・改良地盤は『浸透固化処理工法技術マニュアル』に準拠し設定 **（せん断抵抗角）** ・埋戻土（掘削ズリ）は液状化パラメータ設定支援環境 FLIPSIM(Ver.3.0.1) により算定 ・埋戻土（粘性土）：『設計事例集』に準拠し設定 ・地盤改良は原地盤相当（埋戻土（掘削ズリ））の値を設定 **（せん断強度）** ・『FLIP取扱説明書』に示された定義式に基づき設定 **（せん断弾性係数）** ・液状化パラメータ設定支援環境 FLIPSIM(Ver.3.0.1) により基準せん断弾性係数Gmaを算出し，『FLIP取扱説明書，p.8-2』に示された定義式に基づき設定 **（ポアソン比）** ・『設計事例集』に準拠し設定 **（最大減衰定数）** ・国土技術政策総合研究所HP公開の『一次元FLIP入力データ作成プログラム1D-MAKER 操作マニュアル』に準拠し設定
		水中	20.7	10.6	0	39.35	$\sigma'_m \sin 39.35°$	$76570(\sigma'_m/98)^{0.5}$			
	埋戻土（粘性土）※5（施設護岸～鋼管杭間）	気中	16.7	−	0	30.00	$\sigma'_m \sin 30.00°$	$12750(\sigma'_m/112.3)^{0.5}$		0.20	
		水中	16.7	6.6	0	30.00	$\sigma'_m \sin 30.00°$	$12750(\sigma'_m/141.8)^{0.5}$			
	埋戻土（粘性土）※5（鋼管杭背面）	気中	16.7	−	0	30.00	$\sigma'_m \sin 30.00°$	$12750(\sigma'_m/111.3)^{0.5}$			
		水中	16.7	6.6	0	30.00	$\sigma'_m \sin 30.00°$	$12750(\sigma'_m/140.2)^{0.5}$			
	砂礫層（施設護岸～鋼管杭間）		20.7	10.6	0	38.81	$\sigma'_m \sin 38.81°$	$63390(\sigma'_m/98)^{0.5}$		0.24	
	砂礫層（鋼管杭背面）		20.7	10.6	0	38.81	$\sigma'_m \sin 38.81°$	$63390(\sigma'_m/98)^{0.5}$			
	改良地盤①（砂礫層）		20.7	10.6	1677	38.00	$1677 \cos 38.00° + \sigma'_m \sin 38.00°$	$751900(\sigma'_m/98)^{0.5}$			
護岸構成材	施設護岸（パラペット）		24.0	−	−	−	−	$(E=2.330\times10^7)$	0.20	−	**（単位体積重量）** ・施設護岸は『港湾基準』及び『コンクリート標準示方書』に準拠し設定 ・石材（被覆石，基礎捨石）は『港湾基準』に準拠し設定 **（粘着力）** ・石材（被覆石，基礎捨石）は『港湾基準』に示される 20(kN/m²)を保守的に0と設定。 **（せん断抵抗角）** ・石材（被覆石，基礎捨石）は『港湾基準』に準拠し設定 **（せん断強度）（せん断弾性係数）** ・地盤と同様 **（ポアソン比）** ・石材（被覆石，基礎捨石）は『設計事例集』に準拠し設定 ・護岸は『コンクリート標準示方書』に準拠し設定 **（最大減衰定数）** ・国土技術政策総合研究所HP公開の『一次元FLIP入力データ作成プログラム1D-MAKER 操作マニュアル』に準拠し設定
	施設護岸（上部コンクリート）		22.6	−	−	−	−	$(E=2.040\times10^7)$			
	施設護岸（セルラーブロック）（コンクリート詰）	気中	23.0	−	−	−	−	$(E=2.330\times10^7)$			
		水中	23.0	12.9	−	−	−	$(E=2.330\times10^7)$			
	施設護岸（セルラーブロック）（栗石詰）		22.0	11.9	−	−	−	$(E=2.330\times10^7)$			
	被覆石（捨石を含む）（気中）		18.0	−	0	35.00	$\sigma'_m \sin 35.00°$	$180000(\sigma'_m/98)^{0.5}$	0.33	0.24	
	基礎捨石・被覆石（捨石を含む）（水中）		20.0	9.9	0	35.00	$\sigma'_m \sin 35.00°$	$180000(\sigma'_m/98)^{0.5}$	0.33	0.24	

※1 σ'_mは各要素における平均有効拘束圧
※2 せん断強度式は$\tau_f=\sigma'_m \sin\varphi_f + C\cos\varphi_f$
※3 せん断弾性係数の式は$G=G_{ma}(\sigma'_m/\sigma'_{ma})^{mG}$。ここに$G_{ma}$は基準平均有効拘束圧における基準せん断弾性係数，$\sigma'_{ma}$は基準平均有効拘束圧，mGは拘束圧依存性のパラメータ(標準値=0.5)。
※4 せん断弾性係数を求める際の基準平均有効拘束圧については，粘性土は層中央部における平均有効拘束圧を設定し，粘性土以外については一律98kN/m²(標準値)とする。
※5 線形材料については，変形特性としてヤング率を設定する。

（ｋ）荷重及び荷重の組合せ

・地震時の２次元動的ＦＥＭ解析(有効応力)に用いる荷重の組合せを第10-3-2表に示す。

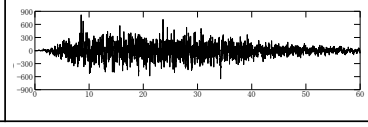
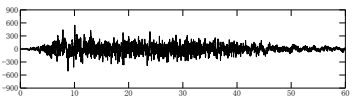
・積雪荷重は0.7kN/m^{2}とし，解析領域表面（海水を除く）に作用させる。

・構造成立性においては，風荷重による影響は軽微であることから，風荷重は考慮しない。

・解析に用いた地震波は，第10-3-2 図に示す（３）で選定したＳｓ－Ｄの１波である。

第10-3-2 表　荷重及び荷重の組合せ（地震時）

検討ケース	常時荷重					短期荷重				
	自重	積雪荷重	風荷重	土圧	水圧	地震荷重	余震荷重	津波荷重	漂流物衝突荷重	動水圧
地震時	○	○	－	○	○	○	－	－	－	○

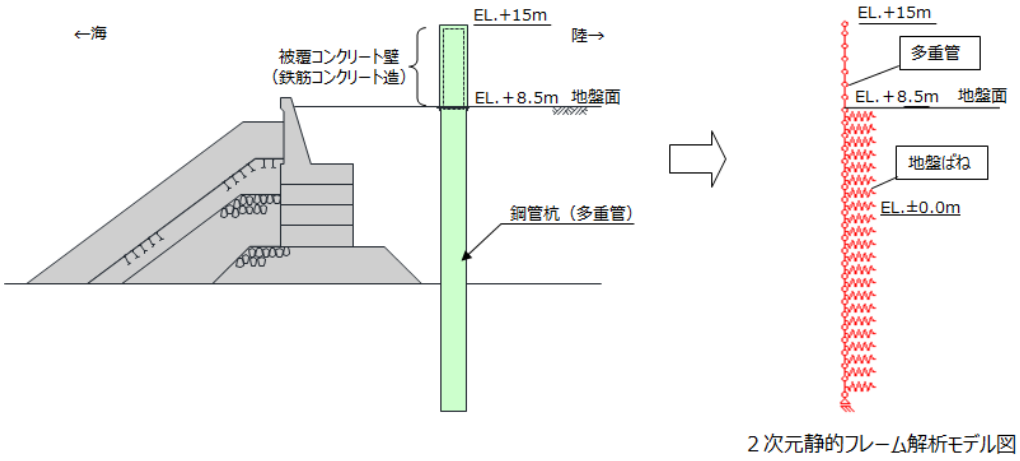
基準地震動		水平方向（NS成分）	水平方向（EW成分）	鉛直方向
Ｓｓ－Ｄ	敷地ごとに震源を特定して策定する地震動による基準地震動 応答スペクトル手法による基準地震動			

※ 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/s^2)，横軸:時間(s)]

第10-3-2 図　解析に用いたＳｓ

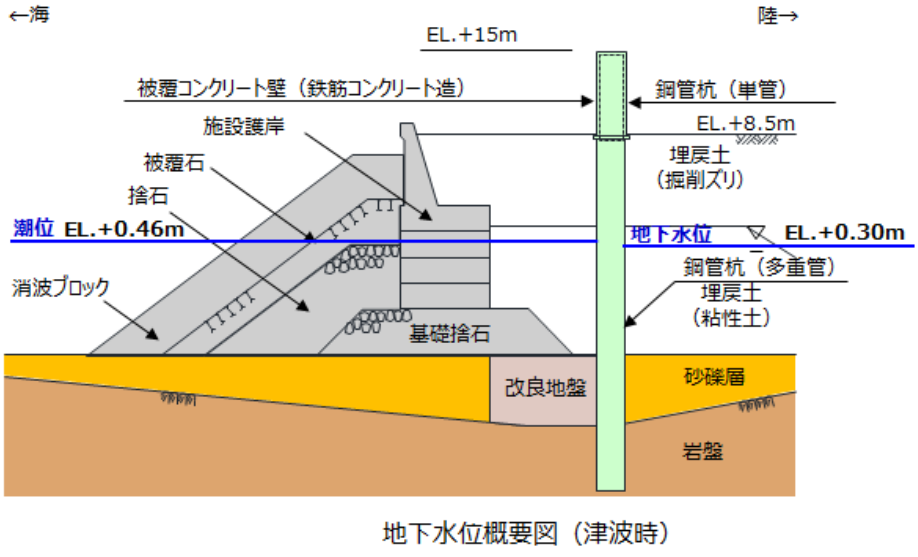
（２）津波時

多重管構造については，２次元静的フレームでモデル化し，１本の梁として計算する。地盤は受働土圧を上限とした線形ばねでモデル化する。被覆コンクリート及び内部の中詰コンクリートの剛性及び強度は考慮しない。多重鋼管杭のモデル図を第 10-3-3 図に示す。



第 10-3-3 図 多重鋼管杭のモデル化（津波時）

・津波荷重の算定潮位及び構造成立性評価における地下水位は，朔望平均満潮位 EL.＋0.46m とする。
・詳細設計段階においては，浸透流解析の結果を踏まえ保守性を確認のうえ，設定する。



第 10-3-4 図 地下水位概要図（津波時）

津波時の２次元静的フレーム解析に用いる荷重の組合せを第 10-3-3 表に示す。

・津波波圧は敷地高以上については入力津波高さの 1/2 を浸水深として朝倉式により算定し，敷地高以深については入力津波高さに基づき谷本式により津波波圧を設定する方針としているが，構造成立性検討に当たっては，施設護岸が損傷する可能性を考慮し，入力津波高さを高潮ハザードの裕度を参照した津波高さ EL.＋12.6m とし，静水面との差の 1/2 を入射津波の静水圧上の高さ（振幅）として，谷本式により算定し，擁壁の海側から作用させる。

$\eta^{※}=3.0\times a_I$

$\eta^{※}$：静水面上の波圧作用高さ(m)

a_I ：入射津波の静水圧上の高さ（振幅）(m)

$P_1=2.2\times \rho g\times a_I$

P_1 ：静水面における波圧強度(kN/m²)

ρg：海水の単位体積重量(kN/m³)

$P_u=P_1$

P_u ：前面下端における揚圧力(kN/m²)

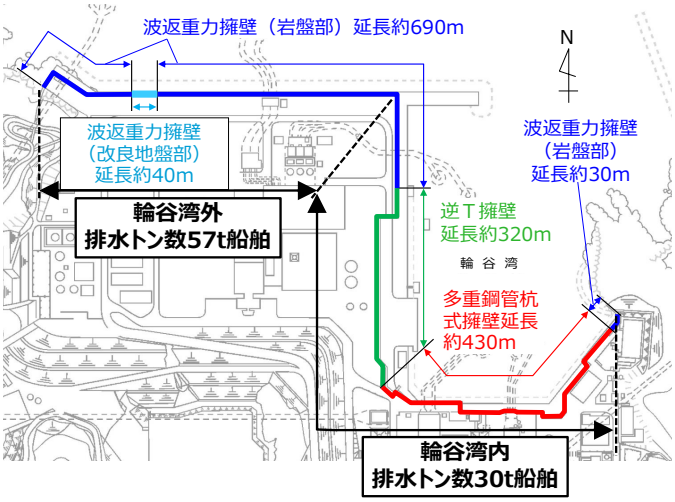
第 10-3-3 表　荷重及び荷重の組合せ（津波時）

検討ケース	常時荷重					短期荷重				
	自重	積雪荷重	風荷重	土圧	水圧	地震荷重	余震荷重	津波荷重	漂流物衝突荷重	動水圧
津波時	○	－※	－※	○	○	－	－	○	○	－

・漂流物衝突荷重については，追加実施した発電所沿岸及び沖合での漁船の操業実績調査も踏まえた漂流物評価結果並びに漂流物衝突荷重算定式に基づき，詳細設計段階において設定するが，構造成立性検討に当たっては，輪谷湾外及び湾内の防波壁各構造形式に対して影響を与える可能性のある最大規模の船舶について，道路橋示方書により算定した漂流物衝突荷重を用いる。
・輪谷湾外の防波壁に対しては，沖合で操業する最大規模の排水トン数 57t 船舶，輪谷湾内の防波壁に対しては，湾内で当社が管理して作業する最大規模の排水トン数 30t 船舶が到達することを仮定し，地盤改良部（②-②断面）において排水トン数 30t 船舶を対象漂流物と設定する（第 10-3-5 図）。
・流速は 10m/s と設定する。

$P=0.1\times W\times v$

P：漂流物衝突荷重（kN/m^2）
W：対象漂流物重量（kN）
v：流速（m/s）



第 10-3-5 図 対象漂流物の設定

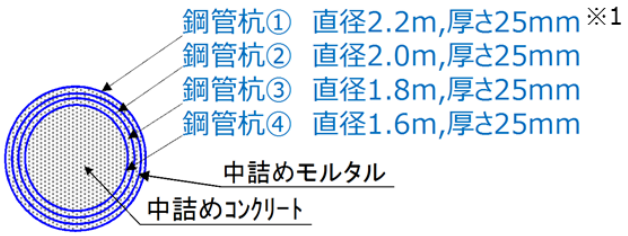
（３）鋼管杭の評価条件

・鋼管杭の照査項目及び許容限界を第 10-3-4 表に示す。多重鋼管杭は，第 10-3-6 図に示すとおり，各鋼管を中詰めコンクリート及びモルタルで充填することにより，一体として挙動し，荷重を分担できる構造とした。

・防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の２次元動的ＦＥＭ解析に当たっては，多重鋼管杭は線形はり要素でモデル化し，単一の断面積及び断面二次モーメント（各管の断面二次モーメントの合計）を設定する。

第 10-3-4 表 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	地震時	２次元動的ＦＥＭ解析（有効応力解析）	曲げ・せん断	（曲げ）降伏モーメント（せん断）せん断応力度	道路橋示方書・同解説 Ⅳ下部構造編（平成14年3月）
	津波時	２次元静的フレーム解析			



※1 最外管については，セメントミルクで周囲を覆われており腐食する環境ではないと判断できるが，保守的に厚さに腐食代１㎜を考慮し，断面積・断面二次モーメントを算定する。ここで，腐食代は，港湾基準に示されている鋼材の腐食速度の標準値(陸側土中部，残留水位より下)を使用し，耐用年数を50年として算出した。

断面二次モーメント $I^{※2} = I_{①} + I_{②} + I_{③} + I_{④}$

断面積 $A^{※2} = A_{①} + A_{②} + A_{③} + A_{④}$

※2 添え字は鋼管杭の番号

第 10-3-6 図 多重鋼管杭の概要

・鋼管杭については，杭に発生する降伏モーメント M_y と最大曲げモーメント M_{max} との比が１以上となることを確認する。また，せん断応力度 τ_y と発生せん断応力度 τ との比が１以上となることを確認する。

【曲げ】

$$\frac{M_y}{M_{max}} \geqq 1$$

M_y ：降伏モーメント（kN･m）

M_{max} ：最大曲げモーメント（kN･m）

【せん断】

$$\frac{\tau_y}{\tau} \geqq 1$$

τ_y ：せん断応力度（N/mm²）

τ ：発生せん断応力度（N/mm²）

（４）改良地盤①（砂礫層）の評価条件

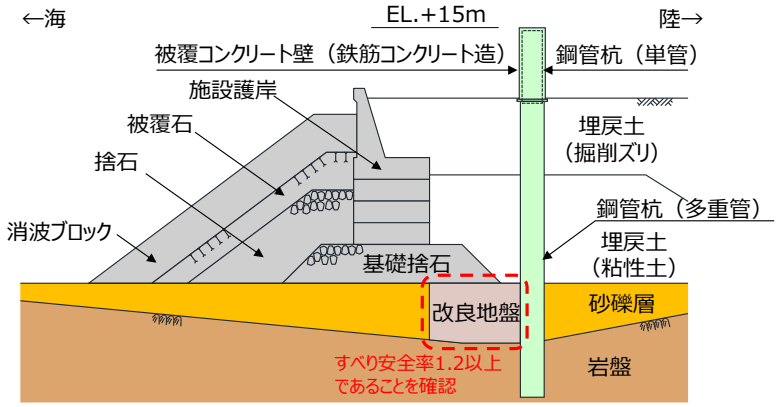
・改良地盤①（砂礫層）は，地震時について耐津波設計に係る工認審査ガイドを準用し，すべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。津波時については，津波荷重は上部工にのみ作用することから，地盤改良部への影響は地震時に比べて小さいと考えられるため，検討を省略する。

・改良地盤①（砂礫層）の照査項目及び許容限界を第 10-3-5 表に，２次元ＦＥＭ解析での確認概要を第 10-3-7 図に示す。

第 10-3-5 表　改良地盤①（砂礫層）の照査項目，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
改良地盤①（砂礫層）	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

※津波荷重は上部工にのみ作用することから，地盤改良部への影響は地震時に比べて小さいと考えられるため，検討を省略する。



第 10-3-7 図　２次元動的ＦＥＭ解析での確認概要

１０．３．２　構造成立性検討結果（断面：地盤改良部）

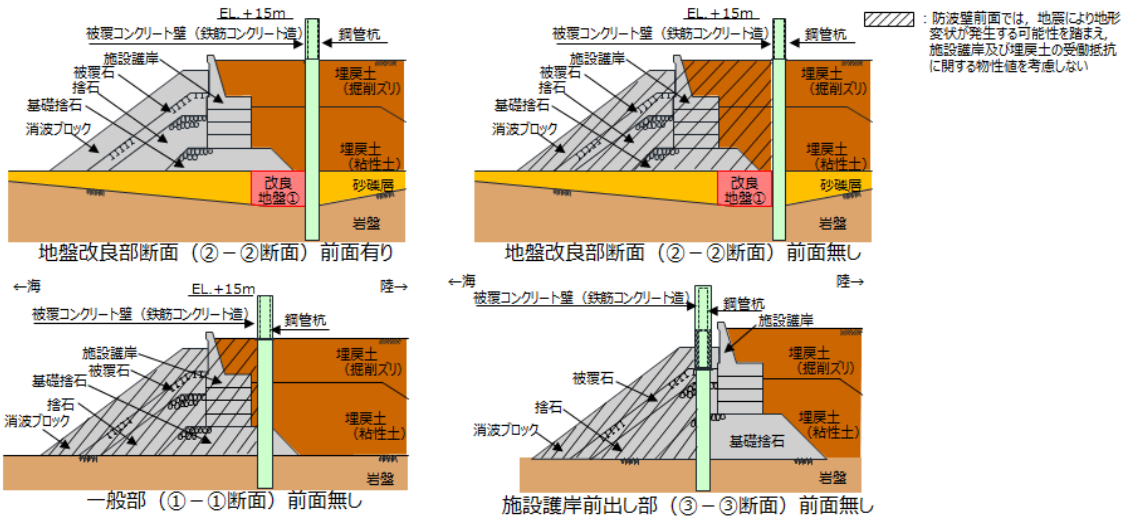
（１）鋼管杭

（ａ）地震

・鋼管杭の照査項目及び許容限界を第 10-3-6 表に，検討ケースを第 10-3-8 図に示す。また，地震時における最小安全率時刻での照査結果を第 10-3-7 表及び第 10-3-8 表に示す。なお，防波壁に近接する施設護岸の損傷を考慮し，防波壁前面の施設護岸及び埋戻土がないと仮定した場合（前面なし）の照査結果も併せて示す。

第 10-3-6 表　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	地震時	２次元動的ＦＥＭ解析 （有効応力解析）	曲げ・ せん断	(曲げ)降伏モーメント (せん断)せん断応力度	道路橋示方書・同解説 Ⅳ下部構造編（平成14年3月）



第 10-3-8 図　検討ケース

第 10-3-7 表　降伏モーメントに対する照査結果（最小安全率時）

ケース	評価部位	最小安全率となる部位	照査項目	地震動	時刻（s）	最大曲げﾓｰﾒﾝﾄ M_{max}(kN･m)	降伏ﾓｰﾒﾝﾄ M_y(kN･m)	最小安全率 M_y/M_{max}	判定（＞1.0）
地盤改良部断面（②－②断面）前面有り	鋼管杭	地中部※【4重管構造】	曲げ	Ｓｓ-D	14.09	15,402	23,692	1.53	OK
地盤改良部断面（②－②断面）前面なし	鋼管杭	地中部※【4重管構造】	曲げ	Ｓｓ-D	17.92	13,153	23,827	1.81	OK
【参考】一般部（①－①断面）前面なし	鋼管杭	地中部※【4重管構造】	曲げ	Ｓｓ-D	17.58	22,036	27,681	1.25	OK
【参考】施設護岸前出し部（③－③断面）前面なし	鋼管杭	地中部※【4重管構造】	曲げ	Ｓｓ-D	17.60	14,407	23,582	1.63	OK

※ 地中部【4重管構造】は，照査値が最も大きくなる外側から2つ目の鋼管杭φ2000(SKK490)の数値を示す。

第 10-3-8 表　せん断応力度に対する照査結果（最小安全率時）

ケース	評価部位	最小安全率となる部位	照査項目	地震動	時刻（s）	発生応力 τ (N/mm²)	せん断応力度 τ_y (N/mm²)	最小安全率 τ_y/τ	判定（＞1.0）
地盤改良部断面（②－②断面）前面有り	鋼管杭	地中部※【4重管構造】	せん断	Ｓｓ-D	16.02	13	182	14.00	OK
地盤改良部断面（②－②断面）前面なし	鋼管杭	地中部※【4重管構造】	せん断	Ｓｓ-D	14.17	12	182	15.16	OK
【参考】一般部（①－①断面）前面なし	鋼管杭	地中部※【4重管構造】	せん断	Ｓｓ-D	17.58	24	182	7.58	OK
【参考】施設護岸前出し部（③－③断面）前面なし	鋼管杭	地中部※【4重管構造】	せん断	Ｓｓ-D	13.74	21	182	8.66	OK

※ 地中部【4重管構造】は，照査値が最も大きくなる外側から2つ目の鋼管杭φ2000(SKK490)の数値を示す。

・以上の結果から，鋼管杭は基準地震動Ｓｓ に対し，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。

（ｂ）津波

・鋼管杭の照査項目及び許容限界を第 10-3-9 表に示す。また，津波時における照査結果を第 10-3-10 表及び第 10-3-11 表に示す。

第 10-3-9 表　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	津波時	２次元静的フレーム解析	曲げ・せん断	(曲げ)降伏モーメント (せん断)せん断応力度	道路橋示方書・同解説 Ⅳ下部構造編（平成14年3月）

第 10-3-10 表　降伏モーメントに対する照査

評価部位	最小安全率となる部位	最大曲げﾓｰﾒﾝﾄ M_{max}(kN･m)	降伏ﾓｰﾒﾝﾄ M_y(kN･m)	最小安全率 M_y/M_{max}	判定（＞1.0）
鋼管杭	地上部 【1重管構造】	4,835	14,530	3.00	OK

第 10-3-11 表　せん断応力度に対する照査

評価部位	最小安全率となる部位	照査項目	発生応力 τ (N/mm^2)	せん断応力度 τ_y (N/mm^2)	最小安全率 τ_y/τ	判定（＞1.0）
鋼管杭	地上部 【1重管構造】	せん断	11	182	16.54	OK

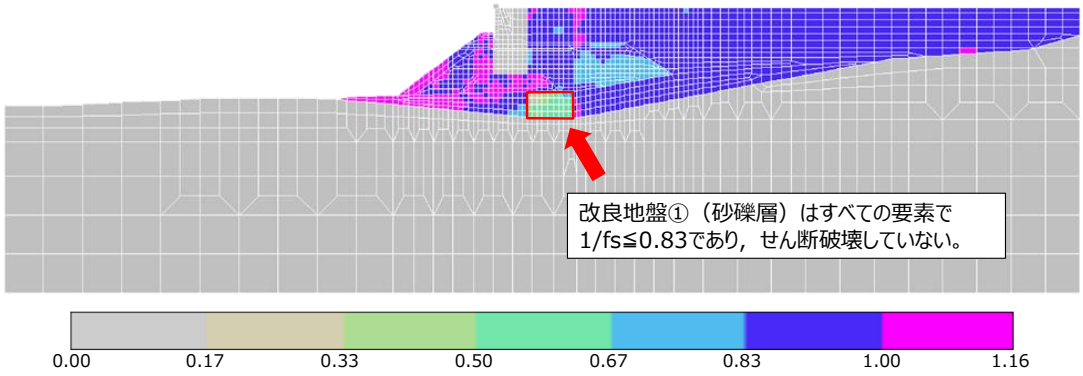
・以上の評価結果から，鋼管杭は基準津波に対し，構造成立性が確保されることを確認した。

（２）改良地盤①（砂礫層）

・改良地盤①（砂礫層）前面有りの照査項目及び許容限界を第 10-3-12 表に示す。改良地盤①（砂礫層）の地震時における全時刻での局所安全率の逆数(1/fs)の分布を第 10-3-9 図に示す。

第 10-3-12 表　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
改良地盤①（砂礫層）	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



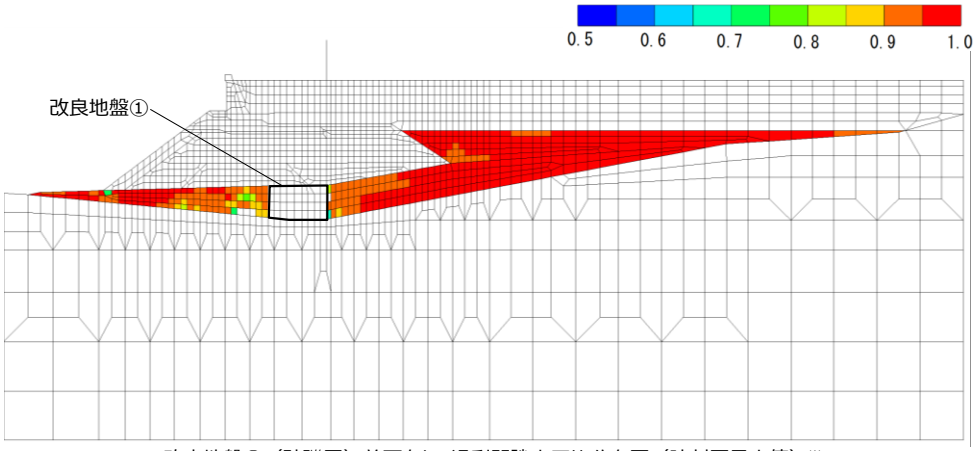
第 10-3-9 図　改良地盤①（砂礫層）前面有りの
全時刻での局所安全率の逆数の分布

・改良地盤①（砂礫層）は，局所安全率の逆数 1/fs がすべての要素で 1/fs≦0.83（fs≧1.2）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。

（３）周辺地盤の液状化状況

・防波壁（多重鋼管杭式擁壁）（地盤改良部）前面有り及びなしの地震時における全時刻での過剰間隙水圧比の分布を第 10-3-10 図及び第 10-3-11 図に示す。

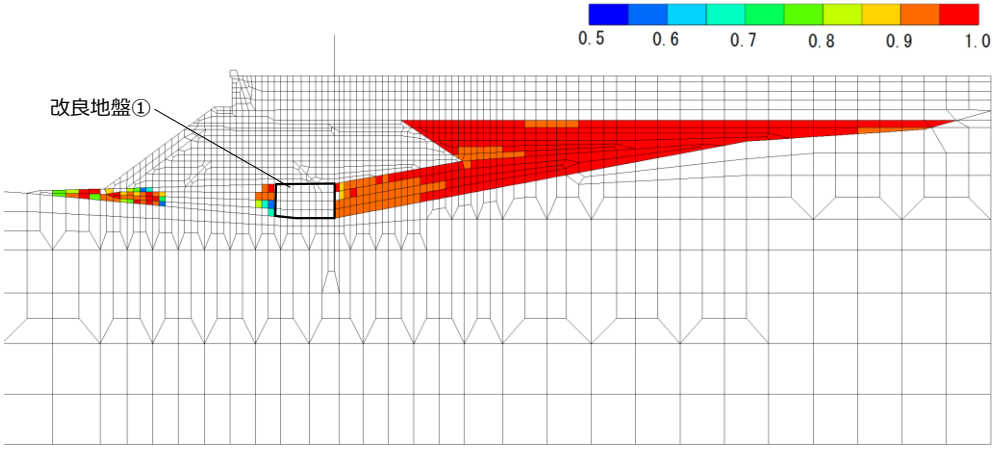
・また，参考として，一般部（①－①断面）及び施設護岸前出し部（③－③断面）の防波壁前面の施設護岸及び埋戻土がないと仮定した場合の地震時における全時刻での過剰間隙水圧比の分布を第 10-3-12 図に示す。



改良地盤①（砂礫層）前面有りの過剰間隙水圧比分布図（時刻歴最大値）※

※過剰間隙水圧比0.95を超えている層で液状化している。

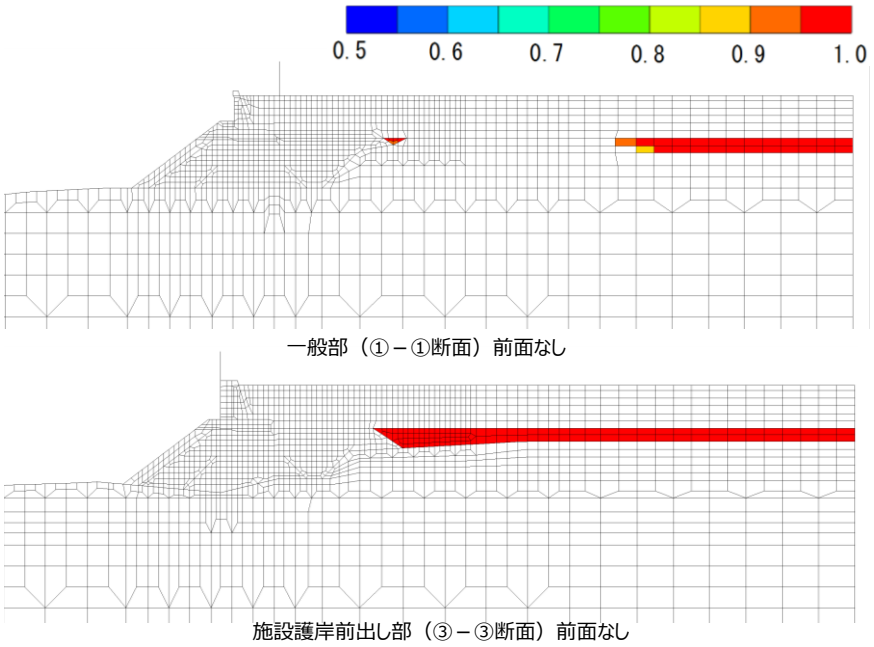
第 10-3-10 図　改良地盤①（砂礫層）前面有りの
全時刻での過剰間隙水圧比の分布



改良地盤①（砂礫層）前面なしの過剰間隙水圧比分布図（時刻歴最大値）※

※過剰間隙水圧比0.95を超えている層で液状化している。

第 10-3-11 図　改良地盤①（砂礫層）前面なしの
全時刻での過剰間隙水圧比の分布



【参考】過剰間隙水圧比分布図（時刻歴最大値）※

※過剰間隙水圧比0.95を超えている層で液状化している。

第 10-3-12 図　【参考】全時刻での過剰間隙水圧比の分布

・防波壁周辺の地盤のうち，地下水位以深の埋戻土（掘削ズリ）の一部において液状化をしていることを確認した。
・詳細設計段階においては，浸透流解析の結果を踏まえ保守性を確認のうえ，地下水位を設定する。

１０．４　防波壁（逆Ｔ擁壁）の構造成立性検討

１０．４．１　構造成立性評価における解析条件

（１）地震時

（ａ）解析の目的

・鋼管杭，逆Ｔ擁壁等の施設及び埋戻土，岩盤等の地盤を含めた全体の動的挙動評価。

・地盤物性及び液状化対象層を考慮した影響評価。

（ｂ）モデル条件

・防波壁は線形はり要素でモデル化する。

・鋼管杭は線形はり要素，杭先端は岩盤からのせん断抵抗を考慮しないようにジョイント要素でモデル化する。

・岩盤及び施設護岸は線形平面要素でモデル化する。

・埋戻土（掘削ズリ），改良地盤，被覆石及び基礎捨石はマルチスプリング要素でモデル化する。消波ブロックは分布荷重でモデル化する。

・液状化評価対象層である埋戻土（掘削ズリ）は液状化パラメータを設定する。

・海水は流体要素でモデル化する。

・防波壁と背後地盤など，要素間の滑り・剥離を考慮する箇所は，ジョイント要素でモデル化する。

・グラウンドアンカーの設計アンカー力は，本解析上ではモデル化せず，鋼管杭の照査で軸力として見込む。

（ｃ）モデル化領域

・鉛直方向は，下端から十分な距離を確保するため EL.－50m までモデル化する。

・水平方向は，海側，陸側とも十分な領域を確保するよう全幅 240m でモデル化する。

（ｄ）地盤要素の要素高さ

・地盤の要素高さは，最大周波数及び地盤のせん断波速度 Vs より求まる最大要素高さを上回らないように設定する。

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

H_{max}：最大要素高さ(m)
λ　：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(Hz)
m　：分割係数(=5とした)

（ｅ）ジョイント要素

・鋼管杭の先端，防波壁と周辺地盤など，施設と地盤の間の滑り・剥離を考慮する箇所は，ジョイント要素を設定する。

（ｆ）境界条件

・動的解析では，半無限地盤へのエネルギー逸散を評価するため，モデル側方及び底面に粘性境界を設ける。

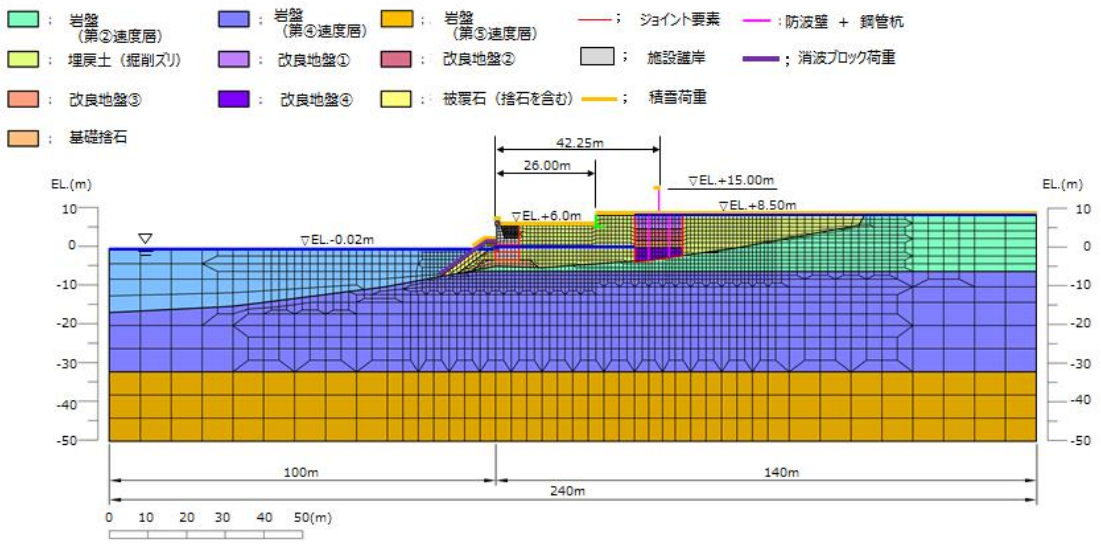
（ｇ）地下水位の設定

・構造成立性評価における地下水位の設定に当たっては，港湾基準に基づく残留水圧を考慮するため，護岸前面は EL.－0.02m，護岸から防波壁まで EL.＋0.14m，防波壁より陸側は地表面とする。

・詳細設計段階においては，浸透流解析の結果を踏まえ保守性を確認のうえ，設定する。

（ｈ）入力地震動

・入力地震動及び減衰係数については，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）と同様に設定する。



第 10-4-1 図 逆Ｔ擁壁の解析モデル（地震時）

第 10-4-1 表　解析用物性値

材料種別			物理特性		強度特性			変形特性			設定根拠
			単位体積重量		粘着力 C (kN/m²)	せん断抵抗角 Φ_f (°)	せん断強度 τ_f※1, 2 (kN/m²)	せん断弾性係数 G※1, 3, 4 (ヤング率 E) ※5 (kN/m²)	ポアソン比 ν	最大減衰定数 h_{max}	
			飽和，湿潤 γsat,γt (kN/m³)	水中 γ′ (kN/m³)							
地盤	埋戻土（掘削ズリ）EL.＋6.0m盤	気中	19.6	－	0	39.35	$\sigma'_m \sin 39.35°$	$76570(\sigma'_m/98)^{0.5}$	0.33	0.24	**（単位体積重量）** ・埋戻土（掘削ズリ），砂礫層，改良地盤は現地調査結果により設定 **（粘着力）** ・埋戻土（掘削ズリ）は『設計事例集』に準拠し設定 ・改良地盤は『浸透固化処理工法技術マニュアル』に準拠し設定 **（せん断抵抗角）** ・埋戻土（掘削ズリ）は液状化パラメータ設定支援環境 FLIPSIM(Ver.3.0.1) により算定 ・地盤改良は原地盤相当（埋戻土（掘削ズリ））の値を設定 **（せん断強度）** ・『FLIP取扱説明書』に示された定義式に基づき設定 **（せん断弾性係数）** ・液状化パラメータ設定支援環境 FLIPSIM(Ver.3.0.1) により基準せん断弾性係数Gmaを算出し，『FLIP取扱説明書』p.8-2に示された定義式に基づき設定 **（ポアソン比）** ・『設計事例集』に準拠し設定 **（最大減衰定数）** ・国土技術政策総合研究所HP公開の『一次元FLIP入力データ作成プログラム1D-MAKER 操作マニュアル』に準拠し設定
		水中	20.7	10.6	0	39.35	$\sigma'_m \sin 39.35°$	$76570(\sigma'_m/98)^{0.5}$			
	埋戻土（掘削ズリ）EL.＋8.5m盤	気中	19.6	－	0	39.35	$\sigma'_m \sin 39.35°$	$76570(\sigma'_m/98)^{0.5}$			
		水中	20.7	10.6	0	39.35	$\sigma'_m \sin 39.35°$	$76570(\sigma'_m/98)^{0.5}$			
	改良地盤①（水中）		20.7	10.6	628	38.00	$628 \cos 38.00° + \sigma'_m \sin 38.00°$	$404600(\sigma'_m/98)^{0.5}$			
	改良地盤②（水中）		20.7	10.6	490	40.54	$490 \cos 40.54° + \sigma'_m \sin 40.54°$	$327900(\sigma'_m/98)^{0.5}$			
	改良地盤③（水中）		20.7	10.6	1140		$1140 \cos 40.54° + \sigma'_m \sin 40.54°$	$742900(\sigma'_m/98)^{0.5}$			
	改良地盤④（水中）		20.7	10.6	1253	38.71	$1253 \cos 38.71° + \sigma'_m \sin 38.71°$	$777300(\sigma'_m/98)^{0.5}$			
護岸構成材	施設護岸（パラペット）		24.0	－	－	－	－	$(E=2.330\times10^7)$	0.20	－	**（単位体積重量）** ・施設護岸は『港湾基準』及び『コンクリート標準示方書』に準拠し設定 **（せん断弾性係数）** ・地盤と同様 **（ポアソン比）** ・護岸は『コンクリート標準示方書』に準拠し設定
	施設護岸（上部コンクリート）		22.6	－	－	－	－	$(E=2.040\times10^7)$			
	施設護岸（セルラーブロック）（コンクリート詰）	気中	23.0	－	－	－	－	$(E=2.330\times10^7)$			
		水中	23.0	12.9	－	－	－	$(E=2.330\times10^7)$			
	施設護岸（セルラーブロック）（栗石詰）		22.0	11.9	－	－	－	$(E=2.330\times10^7)$			

※1 σ'_mは各要素における平均有効拘束圧
※2 せん断強度式は$\tau_f=\sigma'_m \sin\varphi_f + C\cos\varphi_f$
※3 せん断弾性係数の式は$G=G_{ma}(\sigma'_m/\sigma'_{ma})^{mG}$。ここに$G_{ma}$は基準平均有効拘束圧における基準せん断弾性係数，$\sigma'_{ma}$は基準平均有効拘束圧，mGは拘束圧依存性のパラメータ(標準値=0.5)。
※4 せん断弾性係数を求める際の基準平均有効拘束圧については，粘性土は層中央部における平均有効拘束圧を設定し，粘性土以外については一律98kN/m²(標準値)とする。
※5 線形材料については，変形特性としてヤング率を設定する。

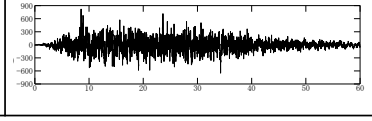
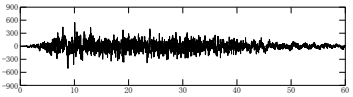
（i）荷重及び荷重の組合せ

地震時の２次元動的ＦＥＭ解析（有効応力）に用いる荷重の組合せを以下に示す。

第 10-4-2 表 荷重及び荷重の組合せ（地震時）

検討ケース	常時荷重					短期荷重				
	自重	積雪荷重	風荷重	土圧	水圧	地震荷重	余震荷重	津波荷重	漂流物衝突荷重	動水圧
地震時	○	○	－	○	○	○	－	－	－	○

・積雪荷重は 0.7kN/m² とし，解析領域表面（海水を除く）に作用させる。
・構造成立性においては，風荷重による影響は軽微であることから，風荷重は考慮しない。
・解析に用いた地震波は，基準地震動Ｓｓ－Ｄである。

基準地震動		水平方向（NS成分）	水平方向（EW成分）	鉛直方向
Ｓｓ－Ｄ	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 応答スペクトル手法による基準地震動			

※ 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)]

第 10-4-2 図 解析に用いたＳｓ

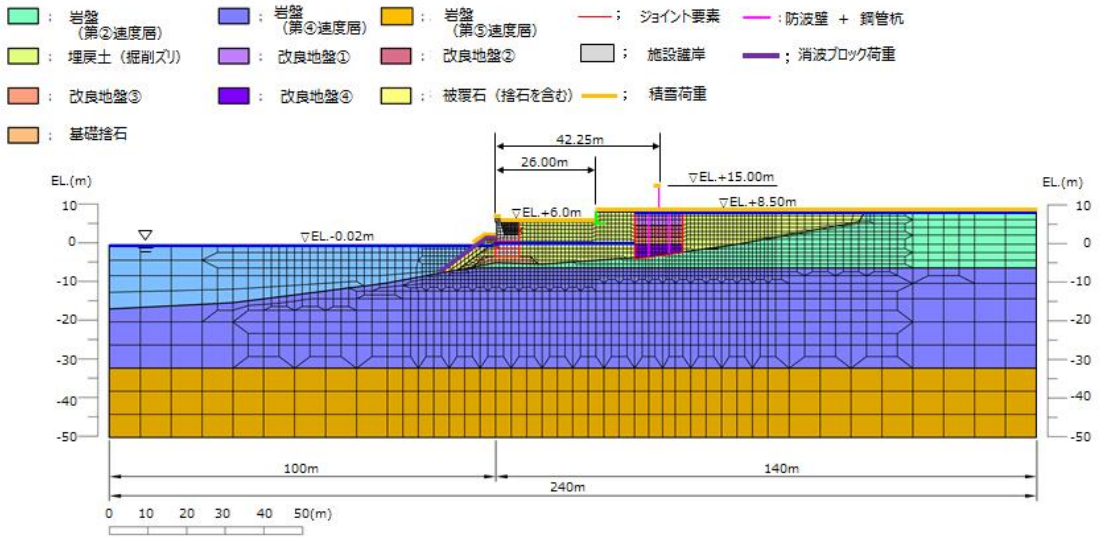
（２）津波時

（ａ）解析の目的（２次元静的ＦＥＭ解析）

・鋼管杭及び逆Ｔ擁壁の静的挙動評価（津波時）

（ｂ）モデル条件

・地震時と同様のモデルを用いる。



第 10-4-3 図 逆Ｔ擁壁の解析モデル（津波時）

（ｃ）荷重及び荷重の組合せ

津波時の２次元静的フレーム解析に用いる荷重の組合せを以下に示す。

第 10-4-3 表 荷重及び荷重の組合せ（津波時）

検討ケース	常時荷重					短期荷重				
	自重	積雪荷重	風荷重	土圧	水圧	地震荷重	余震荷重	津波荷重	漂流物衝突荷重	動水圧
津波時	○	○	－※	○	○	－	－	○	○	－

※ 津波時の風荷重については，影響が軽微のため考慮しない。

・津波波圧は敷地高以上については入力津波高さの 1/2 を浸水深として朝倉式により算定し，敷地高以深については入力津波高さに基づき谷本式により津波波圧を設定する方針としているが，構造成立性検討に当たっては，施設護岸が損傷する可能性を考慮し，入力津波高さを高潮ハザードの裕度を参照した津波高さ EL.＋12.6mとし，静水面との差の 1/2 を入射津波の静水圧上の高さ（振幅）として，谷本式により算定し，擁壁の海側から作用させる。

$\eta^{※}=3.0\times a_I$

$\eta^{※}$：静水面上の波圧作用高さ(m)

a_I ：入射津波の静水圧上の高さ（振幅）(m)

$P_1=2.2\times\rho g\times a_I$

P_1 ：静水面における波圧強度(kN/m^2)

ρg：海水の単位体積重量(kN/m^3)

$P_u=P_1$

P_u ：前面下端における揚圧力(kN/m^2)

・漂流物衝突荷重については，追加実施した発電所沿岸及び沖合での漁船の操業実績調査も踏まえた漂流物評価結果並びに漂流物衝突荷重算定式に基づき，詳細設計段階において設定するが，構造成立性検討に当たっては，輪谷湾外及び湾内の防波壁各構造形式に対して影響を与える可能性のある最大規模の船舶について，道路橋示方書により算定した漂流物衝突荷重を用いる。

・輪谷湾外の防波壁に対しては，沖合で操業する最大規模の排水トン数 57t 船舶，輪谷湾内の防波壁に対しては，湾内で当社が管理して作業する最大規模の排水トン数 30t 船舶が到達することを仮定し，荷揚護岸北側部（①-①断面）において排水トン数 30t 船舶を対象漂流物と設定する（第 10-4-4 図）。

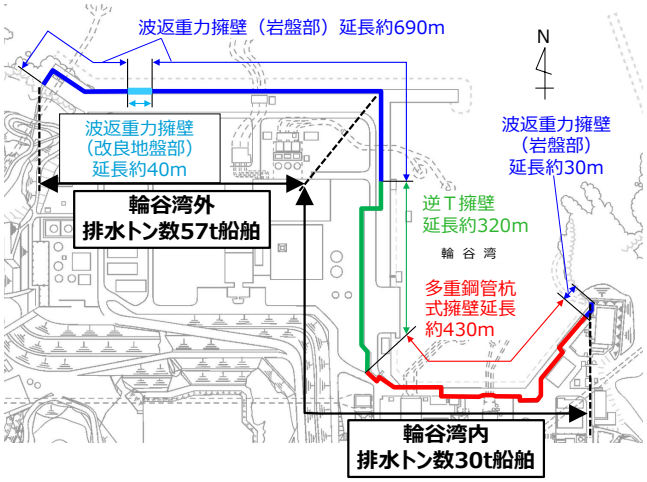
・流速は 10m/s と設定する。

$P=0.1\times W\times v$

P：漂流物衝突荷重（kN/m^2）

W：対象漂流物重量（kN）

v：流速（m/s）



第 10-4-4 図 対象漂流物の設定

（３）鋼管杭の評価条件

・鋼管杭の照査項目及び許容限界を以下に示す。

第 10-4-4 表 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	地震時	２次元動的ＦＥＭ解析（有効応力解析）	曲げ・せん断	（曲げ）降伏モーメント（せん断）せん断応力度	道路橋示方書･同解説 Ⅳ下部構造編（平成14年3月）
	津波時	２次元静的ＦＥＭ解析			

・応力度照査

鋼管杭については，杭に発生する降伏モーメントM_yと最大曲げモーメントM_{max}との比が１以上となることを確認する。また，せん断応力度τ_yと発生せん断応力度τとの比が１以上となることを確認する。

【曲げ】

$$\frac{M_y}{M_{max}} \geqq 1$$

M_y ：降伏モーメント（kN･m）

M_{max} ：最大曲げモーメント（kN･m）

【せん断】

$$\frac{\tau_y}{\tau} \geqq 1$$

τ_y ：せん断応力度（N/mm²）

τ ：発生せん断応力度（N/mm²）

（４）逆Ｔ擁壁の評価条件

・逆Ｔ擁壁の評価条件を以下に示す。

第 10-4-5 表 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
逆T擁壁	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	コンクリート標準示方書，構造性能照査編 2002年制定
	津波時	２次元静的ＦＥＭ解析			

・応力度照査

コンクリートについては，許容曲げ圧縮応力度σ_{ca}と曲げ圧縮応力度σ_cとの比，及び許容せん断応力度τ_aとせん断応力度 τ との比がそれぞれ１以上となることを確認する。

鉄筋については，許容引張応力度σ_{sa}と引張応力度σ_sとの比が１以上となることを確認する。

【コンクリート】

$$\frac{\sigma_{ca}}{\sigma_c} \geqq 1$$

σ_{ca} ：許容曲げ応力度（N/mm²）

σ_c ：曲げ圧縮応力度（N/mm²）

$$\frac{\tau_a}{\tau} \geqq 1$$

τ_a ：許容せん断応力度（N/mm²）

τ ：せん断応力度（N/mm²）

【鉄筋】

$$\frac{\sigma_{sa}}{\sigma_s} \geqq 1$$

σ_{sa} ：許容引張応力度（N/mm² ）

σ_s ：引張応力度（N /mm² ）

・杭頭に対する断面照査

逆Ｔ擁壁の杭頭に対する断面照査は，『杭基礎設計便覧（平成１８年度改訂版)』に従い，せん断力Ｑ及び軸力Ｎが作用する杭頭部での許容応力度と垂直方向と水平方向の支圧応力度（σ_{cv} ，σ_{ch} ）及び押抜きせん断応力度（τ_v，τ_h）との比が１以上であることを確認する。

$$\frac{\sigma_{ba}}{\sigma_{cv}} \geqq 1 \qquad \frac{\sigma_{ba}}{\sigma_{ch}} \geqq 1$$

$$\frac{\tau_{va}}{\tau_v} \geqq 1 \qquad \frac{\tau_{ha}}{\tau_h} \geqq 1$$

σ_{cv} ：杭頭部での垂直方向の支圧応力度（N/mm²）

σ_{ch} ：杭頭部での水平方向の支圧応力度（N/mm²）

σ_{ba} ：杭頭部での許容支圧応力度（N/mm² ）

τ_v ：杭頭部での垂直方向の押抜きせん断応力度（N/mm²）

τ_h ：杭頭部での水平方向の押抜きせん断応力度（N/mm²）

τ_{va} ：杭頭部での垂直方向の許容押抜きせん断応力度（N/mm²）

τ_{ha} ：杭頭部での水平方向の許容押抜きせん断応力度（N/mm²）

（５）グラウンドアンカーの評価条件

・グラウンドアンカーの評価条件を以下に示す。

・地震時及び津波時における，グラウンドアンカーの設計アンカー力を考慮した逆Ｔ擁壁の滑動・転倒照査を実施し，安全率が１以上となり，グラウンドアンカーが構造成立することを確認する。

第 10-4-6 表 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
グラウンドアンカー	地震時	2次元動的ＦＥＭ解析（有効応力解析）	引張	設計アンカー力	「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説（平成24年5月）」
	津波時	静的解析			

・滑動の照査

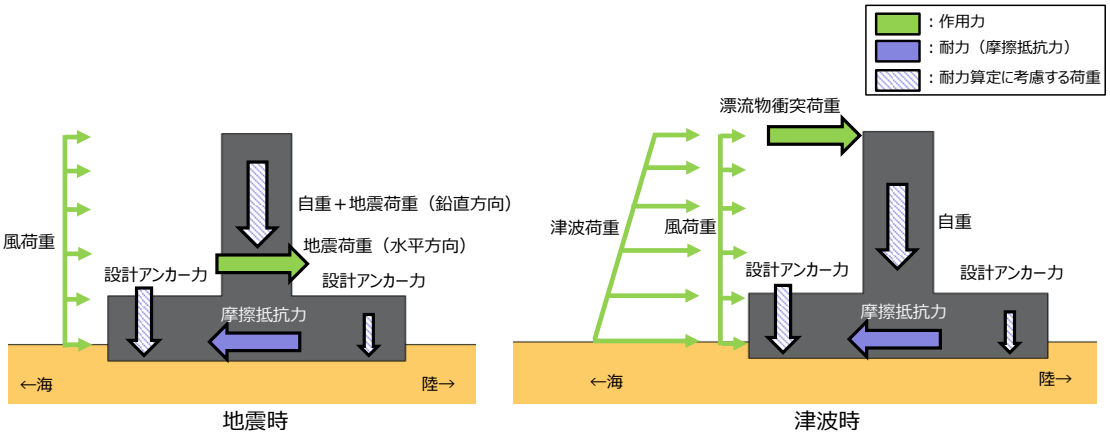
地震時及び津波時における，逆Ｔ擁壁の滑動に対する耐力（摩擦抵抗力）と逆Ｔ擁壁に発生する作用力（地震時は地震荷重等，津波時は津波荷重及び漂流物衝突荷重等の総和）の比が１以上であることを確認する。

$$\frac{\text{耐力}}{\text{作用力}} \geqq 1$$

【地震時】
耐力（摩擦抵抗力）：（耐力算定に考慮する荷重）×静止摩擦係数
作用力　　：地震荷重（水平方向）＋風荷重

【津波時】
耐力（摩擦抵抗力）：（耐力算定に考慮する荷重）×静止摩擦係数
作用力　　：津波荷重＋漂流物衝突荷重＋風荷重

滑動の照査に当たっては，鋼管杭によるせん断抵抗力は考慮しない方針とし，逆Ｔ擁壁と改良地盤の境界部の摩擦係数は，港湾基準に示されるコンクリート同士の摩擦係数 μ =0.5 を準用し，設定する。



第 10-4-5 図 滑動の照査における荷重イメージ

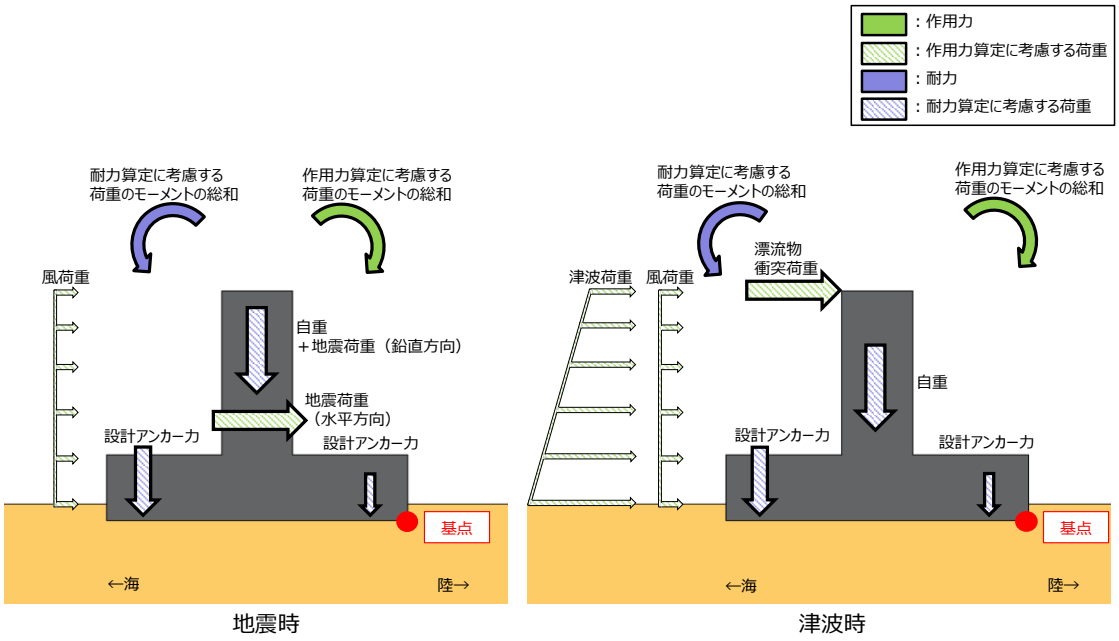
・転倒の照査

地震時及び津波時における，逆Ｔ擁壁の転倒に対する耐力（自重及び設計アンカー力等によるモーメント）と逆Ｔ擁壁に発生する作用力（地震時は地震荷重（水平方向）等によるモーメント，津波時は津波荷重及び漂流物衝突荷重等によるモーメント）の比が１以上であることを確認する。

$$\frac{\text{耐力}}{\text{作用力}} \geqq 1$$

耐力　：耐力算定に考慮する荷重のモーメントの総和
作用力：作用力算定に考慮する荷重のモーメントの総和

なお，転倒の照査に当たっては，鋼管杭による抵抗力は考慮しない。



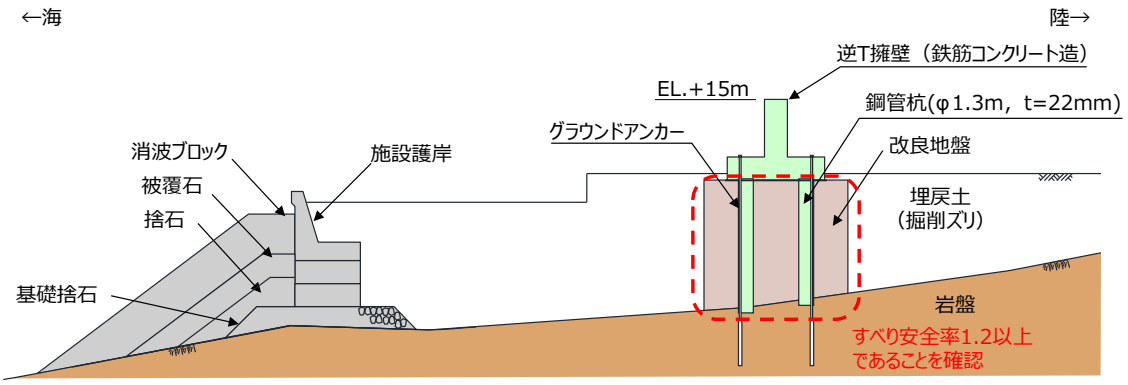
第 10-4-6 図 転倒の照査における荷重イメージ

（６）改良地盤の評価条件

・改良地盤の評価条件を以下に示す。

第 10-4-7 表 応力度照査

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
改良地盤	地震時	2次元動的ＦＥＭ解析（有効応力解析）	すべり安全率 支持力	すべり安全率1.2以上 極限支持力	耐津波設計に係る工認審査ガイド
	津波時	2次元静的ＦＥＭ解析			



2次元動的ＦＥＭ解析での確認内容

第 10-4-7 図 ２次元動的ＦＥＭ解析での確認内容

１０．４．２　構造成立性検討結果（断面：荷揚護岸北側部）

（１）鋼管杭

（ａ）地震時

・防波壁（逆Ｔ擁壁）（荷揚護岸北側部）のうち，鋼管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。

第 10-4-8 表 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	津波時	２次元静的ＦＥＭ解析	曲げ・せん断	(曲げ)降伏モーメント (せん断)せん断応力度	道路橋示方書・同解説 Ⅳ下部構造編（平成14年3月）

第 10-4-9 表 降伏モーメントに対する照査（最小安全率時）

評価部位	地震動	時刻（ｓ）	最大曲げﾓｰﾒﾝﾄ M_{max}(kN･m)	降伏ﾓｰﾒﾝﾄ M_y(kN･m)	最小安全率 M_y/M_{max}	判定（＞1.0）
鋼管杭	Ｓｓ-D	23.93	769	7,820	10.16	OK

第 10-4-10 表 せん断応力度に対する照査（最小安全率時）

評価部位	照査項目	地震動	時刻（ｓ）	発生応力 τ (N/mm²)	せん断応力度 τ_y (N/mm²)	最小安全率 τ_y/τ	判定（＞1.0）
鋼管杭	せん断	Ｓｓ-D	23.92	5	182	36.40	OK

・以上の結果から，鋼管杭に厳しい損傷モード（曲げ，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。

（ｂ）津波時

・防波壁（逆Ｔ擁壁）（荷揚護岸北側部）のうち，鋼管杭の津波時における照査結果を以下に示す。

第 10-4-11 表 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	地震時	２次元静的ＦＥＭ解析	曲げ・せん断	(曲げ)降伏モーメント (せん断)せん断応力度	道路橋示方書・同解説 Ⅳ下部構造編（平成14年3月）

第 10-4-12 表 降伏モーメントに対する照査（最小安全率時）

評価部位	最大曲げﾓｰﾒﾝﾄ M_{max}(kN･m)	降伏ﾓｰﾒﾝﾄ M_y(kN･m)	最小安全率 M_y/M_{max}	判定 (＞1.0)
鋼管杭	135	7,871	58.30	OK

第 10-4-13 表 せん断応力度に対する照査（最小安全率時）

評価部位	照査項目	発生応力 τ (N/mm^2)	せん断応力度 τ_y (N/mm^2)	最小安全率 τ_y/τ	判定 (＞1.0)
鋼管杭	せん断	1	182	182.00	OK

・以上の評価結果から，鋼管杭は津波時においても，構造成立性が確保されることを確認した。

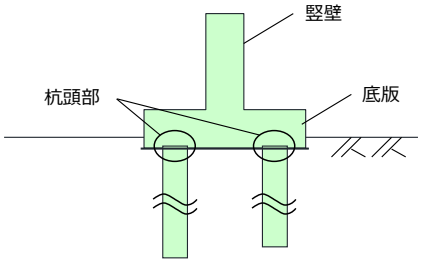
（２）逆Ｔ擁壁

（ａ）地震時

・防波壁（逆Ｔ擁壁）（荷揚護岸北側部）のうち，逆Ｔ擁壁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。

第 10-4-14 表　逆Ｔ擁壁の照査項目，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
逆Ｔ擁壁	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	コンクリート標準示方書，構造性能照査編，2002年制定



逆T擁壁の評価部位

第 10-4-8 図 照査項目，許容限界

第 10-4-15 表　逆Ｔ擁壁の短期許容応力に対する照査（最小安全率時）

評価部位	照査項目	地震動	時刻（ｓ）	発生応力 (N/mm²)		許容応力 (N/mm²)		最小安全率 (許容応力／発生応力)	判定 (＞1.0)
竪壁	曲げ・軸力	Ｓｓ-Ｄ	9.17	曲げ圧縮応力度σ_c	5.6	許容曲げ圧縮応力度σ_{ca}	18	3.21	OK
			9.17	引張応力度σ_s	242.3	許容引張応力度σ_{sa}	323	1.33	OK
	せん断		23.91	せん断応力度τ	0.32	許容せん断応力度τ_a	0.9	2.81	OK
底版	曲げ・軸力		9.17	曲げ圧縮応力度σ_c	5.4	許容曲げ圧縮応力度σ_{ca}	18	3.33	OK
			9.17	引張応力度σ_s	262.8	許容引張応力度σ_{sa}	323	1.22	OK
	せん断		23.91	せん断応力度τ	0.46	許容せん断応力度τ_a	0.9	1.95	OK
杭頭部	押込み力に対する照査		17.76	垂直支圧応力度σ_{cv}	2.2	許容垂直支圧応力度σ_{ba}	14.4	6.54	OK
			17.76	押抜きせん断応力度τ_v	0.17	許容押抜きせん断応力度τ_{va}	0.9	5.29	OK
	水平力に対する照査		9.20	水平支圧応力度σ_{ch}	0.5	許容水平支圧応力度σ_{ba}	14.4	28.80	OK
			9.20	押抜きせん断応力度τ_h	0.04	許容押抜きせん断応力度τ_{ha}	0.9	22.50	OK

・逆Ｔ擁壁に厳しい損傷モード（曲げ，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。

（ｂ）津波時

・防波壁（逆Ｔ擁壁）（荷揚護岸北側部）のうち，逆Ｔ擁壁の津波時における照査結果を以下に示す。

第 10-4-16 表　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
逆Ｔ擁壁	津波時	２次元静的ＦＥＭ解析	曲げ・せん断	短期許容応力度	コンクリート標準示方書，構造性能照査編，2002年制定

第 10-4-17 表 短期許容応力に対する照査

評価部位	照査項目	発生応力 (N/mm²)		許容応力 (N/mm²)		最小安全率 (許容応力／発生応力)	判定 (＞1.0)
竪壁	曲げ・軸力	曲げ圧縮応力度σ_c	3.6	許容曲げ圧縮応力度σ_{ca}	18	5.00	OK
		引張応力度σ_s	168.6	許容引張応力度σ_{sa}	323	1.91	OK
	せん断	せん断応力度τ	0.23	許容せん断応力度τ_a	0.9	3.91	OK
底版	曲げ・軸力	曲げ圧縮応力度σ_c	3.0	許容曲げ圧縮応力度σ_{ca}	18	6.00	OK
		引張応力度σ_s	123.7	許容引張応力度σ_{sa}	323	2.61	OK
	せん断	せん断応力度τ	0.27	許容せん断応力度τ_a	0.9	3.33	OK
杭頭部	押込み力に対する照査	垂直支圧応力度σ_{cv}	2.2	許容垂直支圧応力度σ_{ba}	14.4	6.54	OK
		押抜きせん断応力度τ_v	0.17	許容押抜きせん断応力度τ_{va}	0.9	5.29	OK
	水平力に対する照査	水平支圧応力度σ_{ch}	0.1	許容水平支圧応力度σ_{ba}	14.4	144.00	OK
		押抜きせん断応力度τ_h	0.01	許容押抜きせん断応力度τ_{ha}	0.9	90.00	OK

・以上の結果より，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。

（3）グラウンドアンカー

（a）地震時

・防波壁（逆Ｔ擁壁）（荷揚護岸北側部）のうち，逆Ｔ擁壁の最大変形量となる時刻における地震荷重を用いて実施した滑動･転倒照査結果を以下に示す。

第 10-4-18 表　滑動に対する照査

検討ケース	作用力 (kN)	耐力 (kN)	安全率 （耐力/作用力）	判定 （＞1.0）
滑動	694.3	1,252.8	1.80	OK

第 10-4-19 表　転倒に対する照査

検討ケース	作用力 (kN･m/m)	耐力 (kN･m/m)	安全率 （耐力/作用力）	判定 （＞1.0）
転倒	1,614.4	11,773.8	7.29	OK

・グラウンドアンカーによる耐力については，逆Ｔ擁壁１ブロック当たりに設置するグラウンドアンカーの本数に，１本当たりの設計アンカー力を乗じ，それを単位奥行で割り戻したものを用いる。

・グラウンドアンカーの設計アンカー力を考慮した地震時における滑動･転倒照査の結果, 安全率が１以上となりグラウンドアンカーが構造成立することを確認した。

・なお，詳細設計段階において裕度が確保できなくなった場合には，グラウンドアンカーを追加設置することにより滑動・転倒しないよう対応する。

（ｂ）津波時

・防波壁（逆Ｔ擁壁）（荷揚護岸北側部）のうち，逆Ｔ擁壁の津波時における滑動・転倒照査結果を以下に示す。

第 10-4-20 表　滑動に対する照査

検討ケース	作用力 (kN)	耐力 (kN)	安全率 （耐力/作用力）	判定 （＞1.0）
滑動	674.4	864.0	1.28	OK

第 10-4-21 表　転倒に対する照査

検討ケース	作用力 (kN･m/m)	耐力 (kN･m/m)	安全率 （耐力/作用力）	判定 （＞1.0）
転倒	3,315.8	8,469.0	2.55	OK

・グラウンドアンカーによる耐力については，逆Ｔ擁壁１ブロック当たりに設置するグラウンドアンカーの本数に，１本当たりの設計アンカー力を乗じ，それを単位奥行で割り戻したものを用いる。

・グラウンドアンカーの設計アンカー力を考慮した津波時における滑動・転倒照査の結果，安全率が１以上となりグラウンドアンカーが構造成立することを確認した。

・なお，詳細設計段階において裕度が確保できなくなった場合には，グラウンドアンカーを追加設置することにより滑動・転倒しないよう対応する。

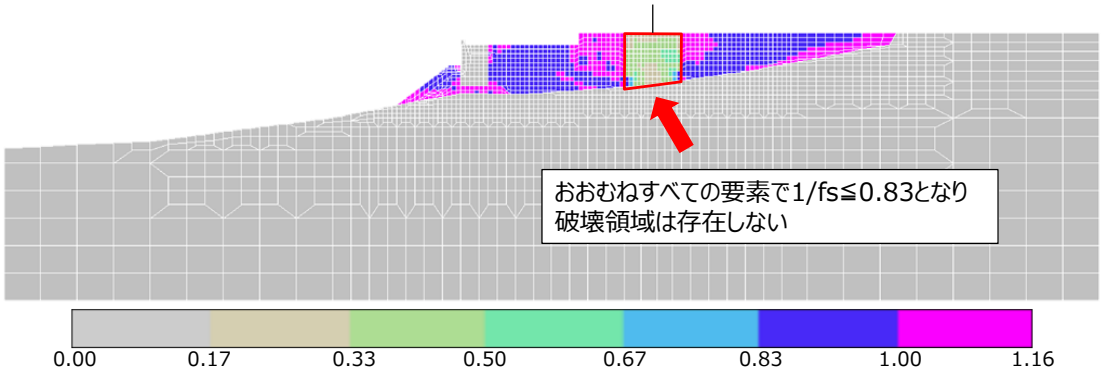
（４）改良地盤

（ａ）地震時

・改良地盤の地震時における全時刻での局所安全率の逆数(1/fs)の分布を以下に示す。

第 10-4-22 表 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
改良地盤	津波時	2次元静的ＦＥＭ解析（有効応力解析）	すべり安全率 支持力	すべり安全率1.2以上 極限支持力	耐津波設計に係る工認審査ガイド



第 10-4-9 図 全時刻での局所安全率の逆数の分布

・改良地盤は，局所安全率の逆数 1/fs がおおむね 1/fs≦0.83（fs≧1.2）となり，また，0.83≦1/fs≦１（1≦fs≦1.2）となる領域はわずかとなっており，破壊領域が存在しないことを確認した。

・改良地盤の地震時における極限支持力に対する照査結果を以下に示す。

第 10-4-23 表 極限支持力に対する照査

評価 部位	接地圧 (N/mm²)	極限支持力 (N/mm²)	最小安全率	判定 (＞1.0)
改良地盤	0.4	1.2	3.00	OK

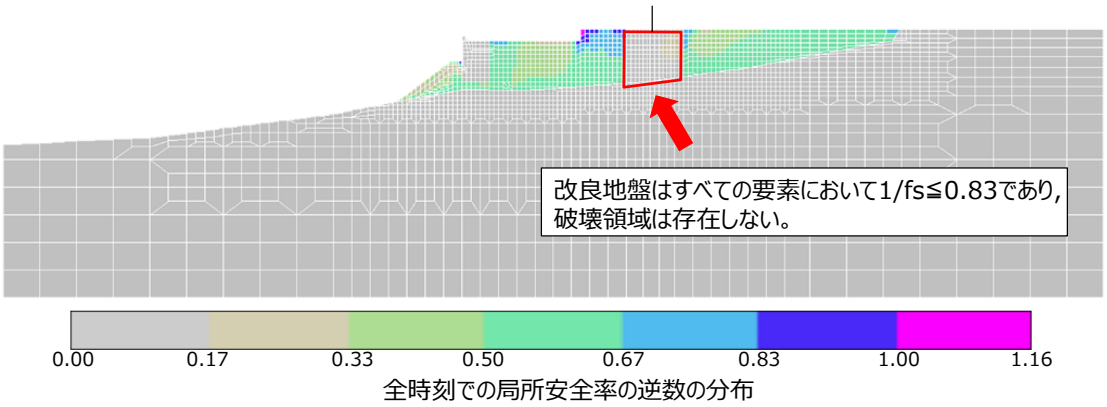
・逆Ｔ擁壁の接地圧は，改良地盤を保守的に埋戻土（掘削ズリ）（極限支持力 1.2N/mm²）と仮定しても，安全率が１以上となることを確認した。

（ａ）津波時

・改良地盤の津波時における全時刻での局所安全率の逆数(1/fs)の分布を以下に示す。

第 10-4-24 表 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
改良地盤	津波時	2次元静的ＦＥＭ解析 （有効応力解析）	すべり安全率 支持力	すべり安全率1.2以上 極限支持力	耐津波設計に係る工認審査ガイド



第 10-4-10 図 全時刻での局所安全率の逆数の分布

・改良地盤は，局所安全率の逆数 1/fs がすべての要素で 1/fs≦0.83（fs≧1.2）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。

・改良地盤の津波時における極限支持力に対する照査結果を以下に示す。

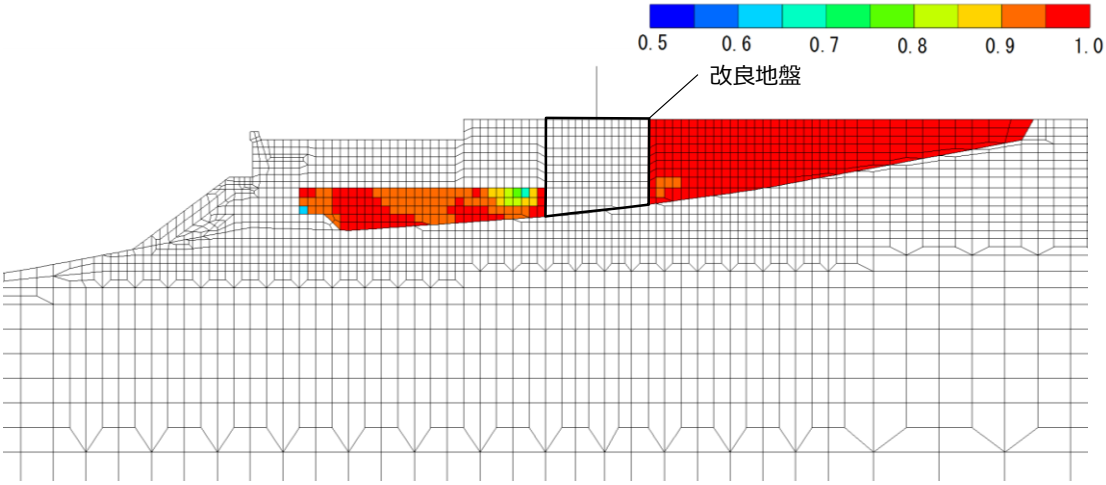
第 10-4-25 表 極限支持力に対する照査

評価 部位	接地圧 (N/mm²)	極限支持力 (N/mm²)	最小安全率	判定 (＞1.0)
改良地盤	0.3	1.2	4.00	OK

・逆Ｔ擁壁の接地圧は，改良地盤を保守的に埋戻土（掘削ズリ）（極限支持力 1.2N/mm²）と仮定しても，安全率が１以上となることを確認した。

（５）周辺地盤の液状化状況

・防波壁（逆Ｔ擁壁）（荷揚護岸北側部）の地震時における全時刻での過剰間隙水圧比の分布を以下に示す。



過剰間隙水圧比分布図（時刻歴最大値）※

※過剰間隙水圧比0.95を超えている層で液状化している。

第 10-4-11 図 全時刻での過剰間隙水圧比の分布

・防波壁周辺の地盤のうち，地下水位以深の埋戻土（掘削ズリ）において液状化をしていることを確認した。

・詳細設計段階においては，浸透流解析の結果を踏まえ保守性を確認のうえ，地下水位を設定する。

１０．５　防波壁（波返重力擁壁）の構造成立性

１０．５．１　防波壁（波返重力擁壁）の解析条件

（１）地震時

（ａ）解析の目的（２次元ＦＥＭ解析（有効応力解析））

・重力擁壁，ケーソン等の施設及び埋戻土，岩盤等の地盤を含めた全体の動的挙動評価。

・地盤物性及び液状化対象層を考慮した影響評価。

（ｂ）モデル条件

・波返重力擁壁はケーソン護岸と一体化した構造のため線形平面要素でモデル化する。

・ケーソンは，中詰材の剛性を期待せずに，ケーソンの躯体のコンクリート強度と構造に応じた剛性を考慮した解析用物性値を設定する。

・岩盤及びＭＭＲは線形平面要素でモデル化する。

・埋戻土（掘削ズリ），砂礫層，改良地盤はマルチスプリング要素でモデル化する。消波ブロックは分布荷重でモデル化する。

・液状化評価対象層である埋戻土（掘削ズリ）及び砂礫層は液状化パラメータを設定する。

・海水は流体要素でモデル化する。

・防波壁と背後地盤など，要素間の滑り・剥離を考慮する箇所は，ジョイント要素でモデル化する。

（ｃ）モデル化領域

・鉛直方向は，下端から十分な距離を確保するため EL.－50m までモデル化する。

・水平方向は，海側，陸側とも十分な領域を確保するよう全幅 240m でモデル化する。

（ｄ）地盤要素の要素高さ

・地盤の要素高さは，最大周波数及び地盤のせん断波速度 Vs より求まる最大要素高さを上回らないように設定する。

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

H_{max}：最大要素高さ(m)
λ　：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(Hz)
m　：分割係数(=5とした)

（ｅ）ジョイント要素

・防波壁と背後地盤など，施設と地盤の間の滑り・剥離を考慮する箇所は，ジョイント要素を設定する。

（ｆ）境界条件

・動的解析では，半無限地盤へのエネルギー逸散を評価するため，モデル側方及び底面に粘性境界を設ける。

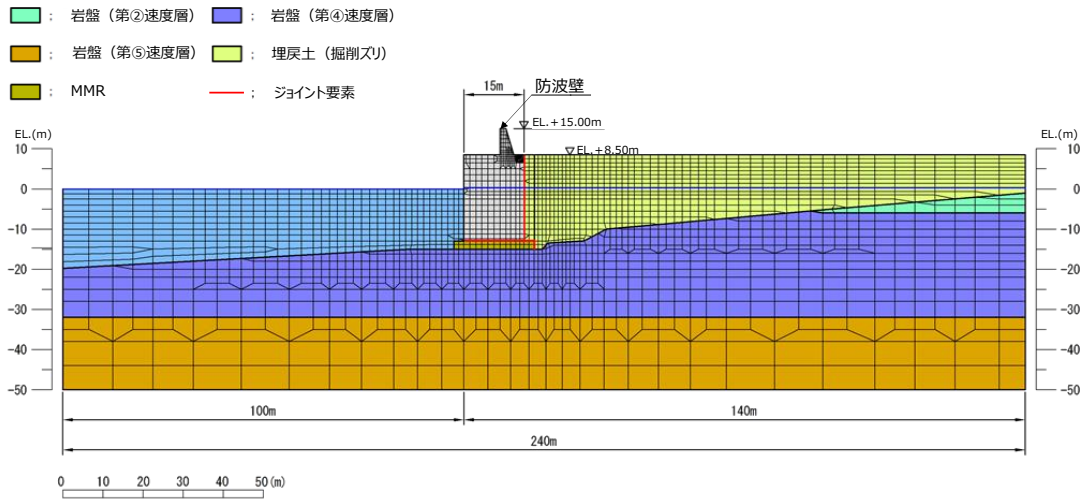
（ｇ）入力地震動及び減衰定数

・入力地震動及び減衰係数については，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）及び防波壁（逆Ｔ擁壁）と同様に設定する。

（ｈ）地下水位の設定

・構造成立性評価における地下水位の設定に当たっては，港湾基準に基づく残留水圧を考慮するため，護岸前面はEL.－0.02mとし，護岸より陸側の地下水位は地表面とする。

・詳細設計段階においては，浸透流解析の結果を踏まえ保守性を確認のうえ，設定する。



第 10-5-1 図 波返重力擁壁（輪谷部）の解析モデル

第 10-5-1 表 解析用物性値

材料種別			物理特性 単位体積重量 飽和，湿潤 γsat,γt (kN/m³)	物理特性 単位体積重量 水中 γ′ (kN/m³)	強度特性 粘着力 C (kN/m²)	強度特性 せん断抵抗角 φf (°)	強度特性 せん断強度 Tf※1, 2 (kN/m²)	変形特性 せん断弾性係数 G※1, 3, 4 (ヤング率 E)※5 (kN/m²)	変形特性 ポアソン比 ν	変形特性 最大減衰定数 h max	設定根拠
地盤	埋戻土（掘削ズリ）（輪谷部）EL.＋8.5m盤	気中	19.6	－	0	39.35	σ′m sin39.35°	76570(σ′m/98)^0.5	0.33	0.24	**（単位体積重量）** ・埋戻土（掘削ズリ）は現地調査結果により設定 ・砂礫層，改良地盤は『港湾基準』に準拠し設定 **（粘着力）** ・埋戻土（掘削ズリ），砂礫層は『設計事例集』に準拠し設定 ・改良地盤は『ジェットグラウト工法 技術資料（第23版），p.21』に準拠し設定 **（せん断抵抗角）** ・埋戻土（掘削ズリ）は液状化パラメータ設定支援環境 FLIPSIM(Ver.3.0.1) により算定 ・撹拌系の改良である高圧噴射撹拌工法による改良のため，安全側である0°に設定 **（せん断強度）** ・『FLIP取扱説明書』に示された定義式に基づき設定 **（せん断弾性係数）** ・液状化パラメータ設定支援環境 FLIPSIM(Ver.3.0.1) により基準せん断弾性係数Gmaを算出し，『FLIP取扱説明書，p.8-2』に示された定義式に基づき設定 **（ポアソン比）** ・『設計事例集』に準拠し設定 **（最大減衰定数）** ・国土技術政策総合研究所HP公開の『一次元FLIP入力データ作成プログラム1D-MAKER 操作マニュアル』に準拠し設定
	埋戻土（掘削ズリ）（輪谷部）EL.＋8.5m盤	水中	20.7	10.6	0	39.35	σ′m sin39.35°	76570(σ′m/98)^0.5			
	埋戻土（掘削ズリ）（地盤改良部）EL.＋6.5m盤	気中	19.6	－	0	39.35	σ′m sin39.35°	76570(σ′m/98)^0.5			
		水中	20.7	10.6	0	39.35	σ′m sin39.35°	76570(σ′m/98)^0.5			
	埋戻土（掘削ズリ）（地盤改良部）EL.＋8.5m盤	気中	19.6	－	0	39.35	σ′m sin39.35°	76570(σ′m/98)^0.5			
		水中	20.7	10.6	0	39.35	σ′m sin39.35°	76570(σ′m/98)^0.5			
	砂礫層		20.7	10.6	0	38.81	σ′m sin38.81°	63390(σ′m/98)^0.5			
	改良地盤		20.7	10.6	500	0	500	93980(σ′m/98)^0.5			
	基礎捨石（水中）		20.0	9.9	0	35.00	σ′m sin35.00°	180000(σ′m/98)^0.5			
施設	重力擁壁（上部）		24.0	－	－	－	－	(E=2.500×10⁷)	0.20	－	**（単位体積重量）** ・構造物は『港湾基準』及び『コンクリート標準示方書』に準拠し設定 **（せん断弾性係数）** ・地盤と同様 **（ポアソン比）** ・構造物は『コンクリート標準示方書』に準拠し設定
	重力擁壁（下部）		22.6	－	－	－	－	(E=2.200×10⁷)			
	ケーソン（地盤改良部）	気中	22.9	－	－	－	－	(E=2.198×10⁶)			
		水中	22.9	12.8	－	－	－	(E=2.198×10⁶)			
	ケーソン（輪谷部）	気中	20.9	－	－	－	－	(E=2.309×10⁶)			
		水中	20.9	10.8	－	－	－	(E=2.309×10⁶)			
	ＭＭＲ		24.0	13.9	－	－	－	(E=2.500×10⁷)			
	消波ブロック（空隙率=50%）		11.3	6.3	－	－	－	(E=1.100×10⁷)			

※1 σ'_mは各要素における平均有効拘束圧
※2 せん断強度式は$\tau_f=\sigma'_m \sin\varphi_f + C\cos\varphi_f$
※3 せん断弾性係数の式は$G=G_{ma}(\sigma'_m/\sigma'_{ma})^{mG}$。ここに$G_{ma}$は基準平均有効拘束圧における基準せん断弾性係数，$\sigma'_{ma}$は基準平均有効拘束圧，mGは拘束圧依存性のパラメータ(標準値=0.5)。
※4 せん断弾性係数を求める際の基準平均有効拘束圧については，粘性土は層中央部における平均有効拘束圧を設定し，粘性土以外については一律98kN/m²(標準値)とする。
※5 線形材料については，変形特性としてヤング率を設定する。

（ｉ）荷重及び荷重の組合せ

・地震時の２次元動的ＦＥＭ解析（有効応力）に用いる荷重の組合せを以下に示す。

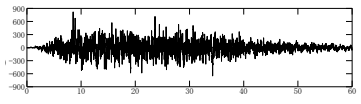
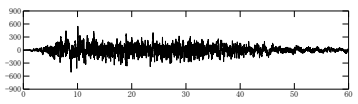
第 10-5-2 表 荷重及び荷重の組合せ（地震時）

検討ケース	常時荷重					短期荷重				
	自重	積雪荷重	風荷重	土圧	水圧	地震荷重	余震荷重	津波荷重	漂流物衝突荷重	動水圧
地震時	○	○	－	○	○	○	－	－	－	○

・積雪荷重は 0.7kN/m² とし，解析領域表面（海水を除く）に作用させる。

・構造成立性においては，風荷重による影響は軽微であることから，風荷重は考慮しない。

・解析に用いた地震波は，基準地震動Ｓｓ－Ｄである。

基準地震動		水平方向（NS成分）	水平方向（EW成分）	鉛直方向
Ｓｓ－Ｄ	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 応答スペクトル手法による基準地震動			

※ 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)]

第 10-5-2 図 解析に用いたＳｓ

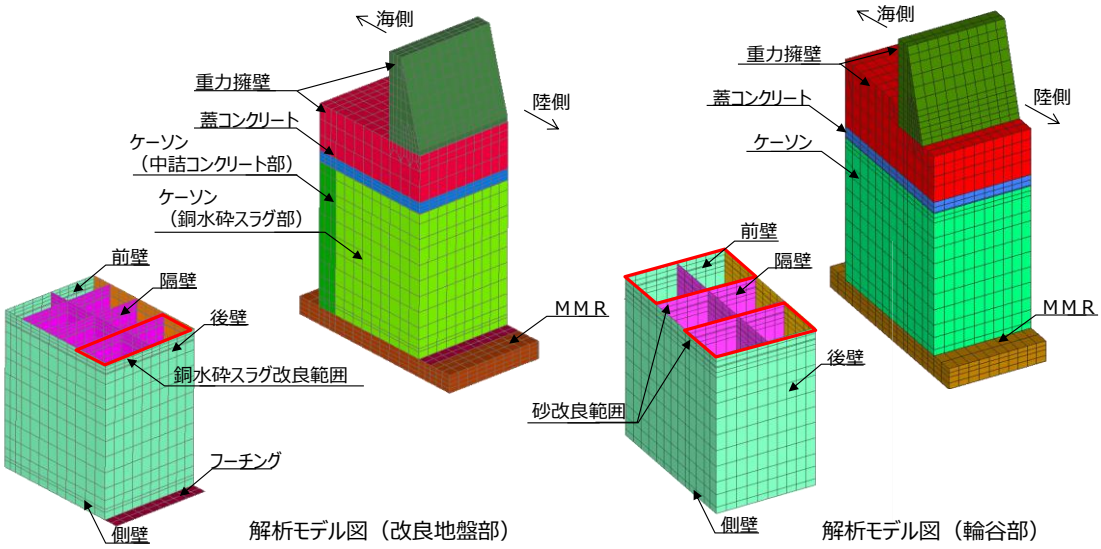
（ｊ）解析の目的（３次元静的ＦＥＭ解析）

・重力擁壁及びケーソンの性能照査に使用する応答値の算出。

（ｋ）モデル条件

・ケーソンはシェル要素でモデル化し，重力擁壁，蓋コンクリート，中詰材（中詰コンクリート，銅水砕スラグ及び砂）及びＭＭＲについては，ソリッド要素でモデル化する。なお，中詰材の一部を改良したものとして構造成立性を検討する。

・ケーソンの奥行方向を半分にした３次元モデルとする。なお，詳細設計段階においては，ケーソン１函分をモデル化して解析を実施する。



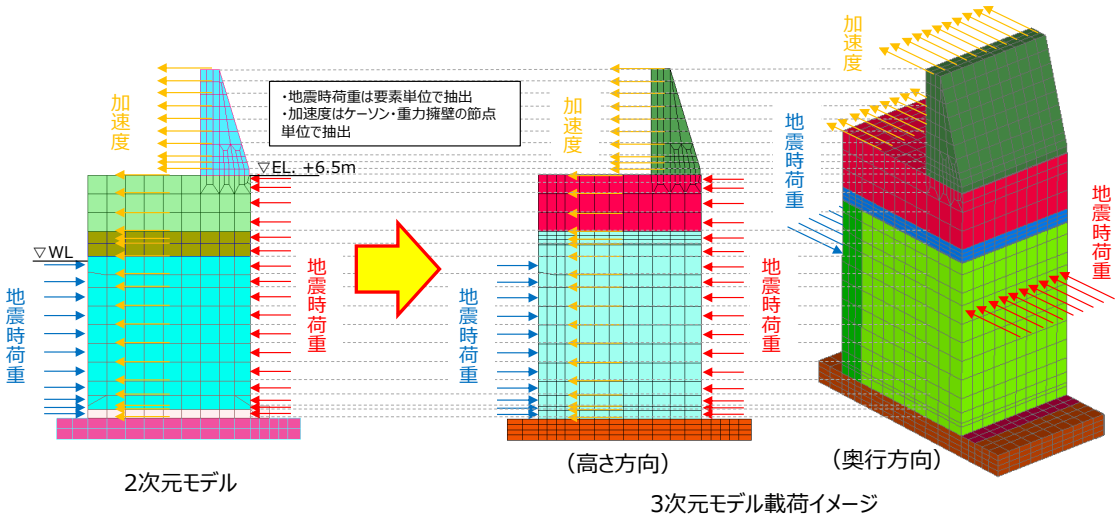
第 10-5-3 図　３次元静的ＦＥＭ解析の解析モデル図

（１）荷重条件

・２次元動的ＦＥＭ解析（有効応力）によるケーソン頂底版間の相対変位が最大となる時刻の地震時荷重（地震時土圧，動水圧）及び加速度を抽出し，３次元モデルに載荷する。なお，地震時荷重等を抽出する２次元動的ＦＥＭ解析（有効応力）では，中詰材の剛性を期待せず，ケーソンの躯体コンクリート強度と構造に応じた剛性を考慮した解析用物性値を設定する。

・３次元モデルの地震時荷重は，２次元モデルにおける抽出要素の中心高さに対応する３次元モデルの要素に載荷する。なお，３次元モデルにおいてメッシュを細分化した要素には，各々同じ地震時荷重を載荷する。

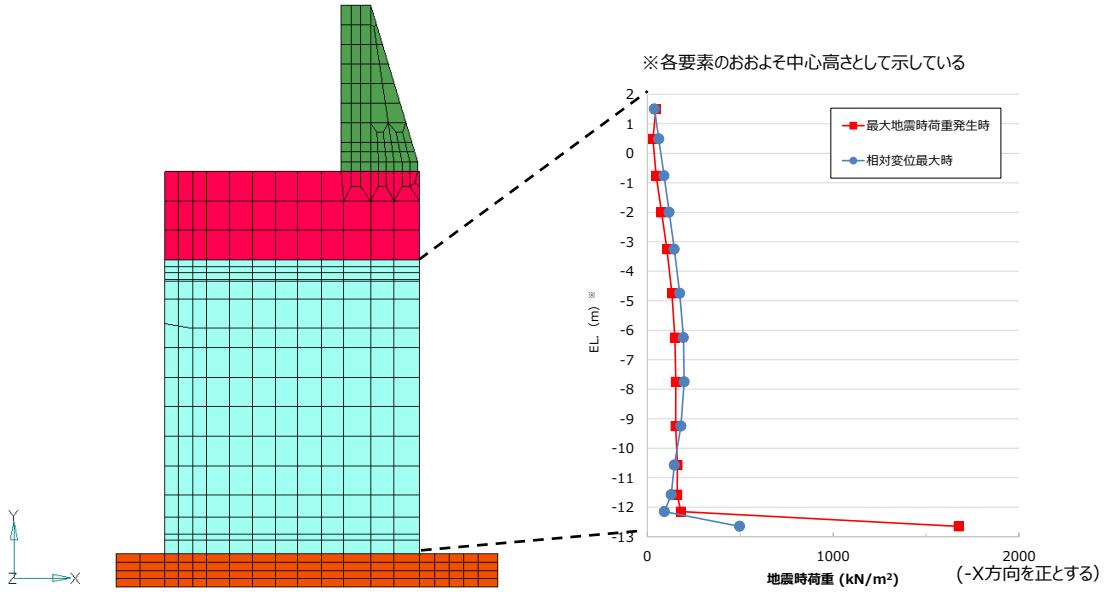
・３次元モデルの加速度は，２次元モデルにおける抽出要素の節点高さに対応する３次元モデルの節点に設定する。なお，３次元モデルにおいてメッシュを細分化した要素には，上下の要素の平均値を設定する。



第 10-5-4 図　３次元モデルにおける地震時荷重等の載荷イメージ

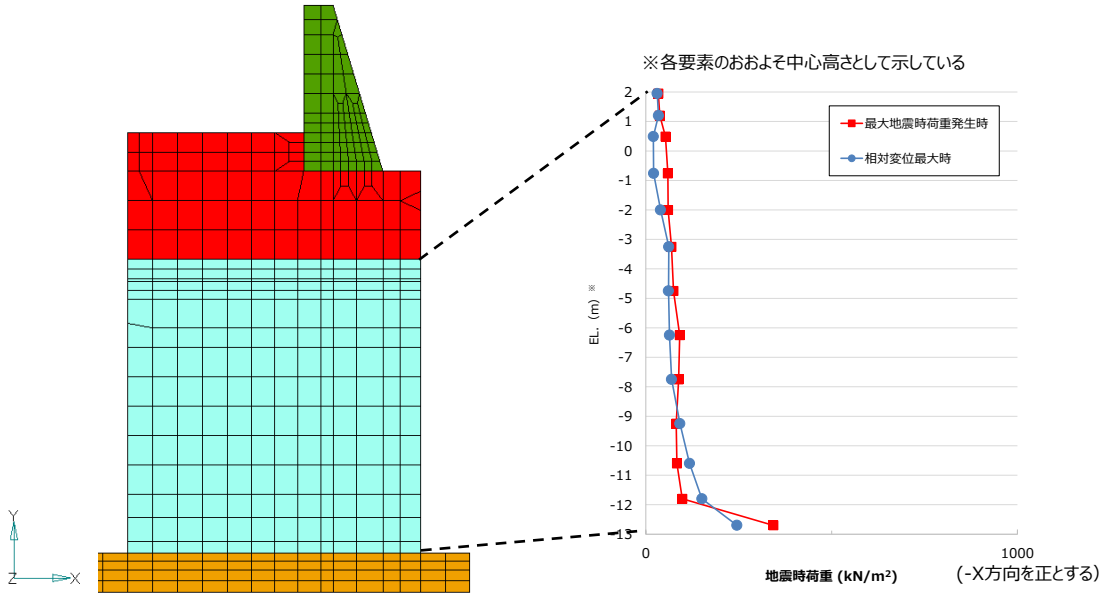
【ケーソンに載荷する地震時荷重)】

・３次元静的ＦＥＭ解析においてケーソンに載荷する荷重のうち，ケーソンの頂底版間の相対変形量が最大となる時刻における地震時荷重（地震時土圧，動水圧）を第 10-5-5 図に示す。また，参考として，ケーソンに載荷する地震時荷重の最大値が発生する時刻における地震時荷重分布も示す。



3次元モデルのケーソンにおける地震時荷重入力位置
（改良地盤部断面）

ケーソンに載荷する地震時荷重分布
（改良地盤部断面）



3次元モデルのケーソンにおける地震時荷重入力位置
（輪谷部断面）

ケーソンに載荷する地震時荷重分布
（輪谷部断面）

第 10-5-5 図 ケーソンに載荷する地震時荷重分布

（m）中詰材の物性値及び境界条件

・３次元静的ＦＥＭ解析における中詰材の物性値を第 10-5-3 表に，境界条件を第 10-5-4 表に示す。なお，銅水砕スラグ及び砂については，剛性に関する物性値は期待しないが，重量は考慮する。

第 10-5-3 表 中詰材の物性値

	単位体積重量 (kN/m^3)	ヤング率 (kN/m^2)	ポアソン比	境界条件
中詰コンクリート	22.6	2.2×10^7	0.20	前壁，側壁，後壁，隔壁，底版，蓋コンクリートと節点共有
銅水砕スラグ	22.6	1.0	0.20	
銅水砕スラグ（改良）※	22.6	9.7×10^6	0.33	
砂	20.0	1.0	0.30	
砂（改良）※	20.0	4.0×10^6	0.33	

※銅水砕スラグ（改良）及び砂（改良）の物性値は，詳細設計段階にて説明する。

第 10-5-4 表 境界条件

部位	境界条件	備 考
前壁	拘束なし	地震時荷重を載荷
側壁（東）	対称条件	ケーソン奥行方向を半分としているため
側壁（西）	拘束なし	－
後壁	拘束なし	地震時荷重を載荷
底版	拘束なし	ＭＭＲと節点共有
ＭＭＲ	固定条件	－

（２）津波時

（ａ）解析の目的

・防波壁の静的挙動評価（津波時）。

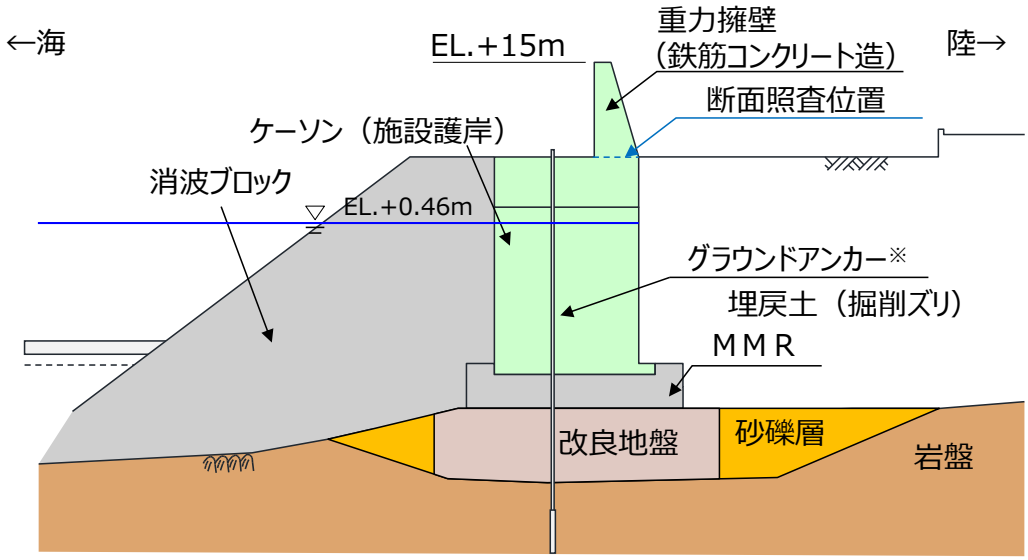
（ｂ）荷重の考慮

・津波防波壁の部材照査は，押波の荷重作用時における波返壁の基部に発生する断面力を計算する。

（ｃ）潮位の設定

・津波荷重の算定潮位 EL.＋0.46m とする。

・詳細設計段階においては，浸透流解析の結果を踏まえ，保守性を確認のうえ，設定する。



※ 防波壁（波返重力擁壁）は，グラウンドアンカーの効果を期待しなくても，耐震・耐津波安全性を担保している。

第 10-5-6 図 地下水位概要図（津波時）

（ｄ）荷重及び荷重の組合せ

・津波時の静的解析に用いる荷重の組合せを以下に示す。

第 10-5-5 表 荷重及び荷重の組合せ（津波時）

検討ケース	常時荷重					短期荷重				
	自重	積雪荷重	風荷重	土圧	水圧	地震荷重	余震荷重	津波荷重	漂流物衝突荷重	動水圧
地震時	○	－※	－※	○	○	－	－	○	○	－

※ 津波時の積雪荷重及び風荷重については，影響が軽微のため考慮しない。

・津波波圧は敷地高以上については入力津波高さの 1/2 を浸水深として朝倉式により算定し，敷地高以深については入力津波高さに基づき谷本式により津波波圧を設定する方針としているが，構造成立性検討に当たっては，ケーソンの評価を実施するため，入力津波高さを高潮ハザードの裕度を参照した津波高さ EL.＋12.6m とし，静水面との差の 1/2 を入射津波の静水圧上の高さ（振幅）として，谷本式により算定し，擁壁の海側から作用させる。

$\eta^{※}=3.0\times a_I$

$\eta^{※}$：静水面上の波圧作用高さ(m)

a_I ：入射津波の静水圧上の高さ（振幅）(m)

$P_1=2.2\times\rho g\times a_I$

P_1 ：静水面における波圧強度(kN/m^2)

ρg：海水の単位体積重量(kN/m^3)

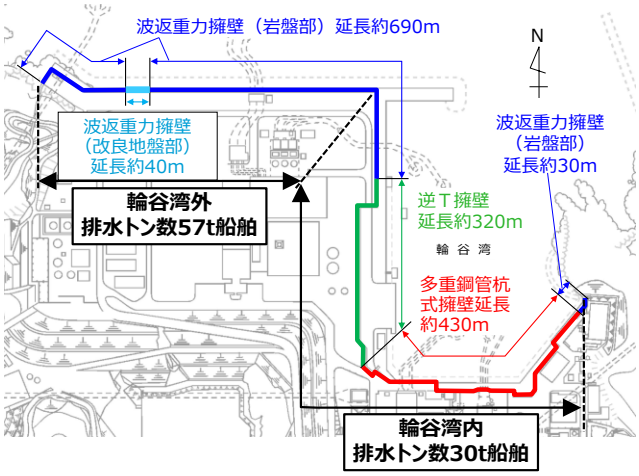
$P_u=P_1$

P_u ：前面下端における揚圧力(kN/m^2)

・漂流物衝突荷重については，追加実施した発電所沿岸及び沖合での漁船の操業実績調査も踏まえた漂流物評価結果並びに漂流物衝突荷重算定式に基づき，詳細設計段階において設定するが，構造成立性検討に当たっては，輪谷湾外及び湾内の防波壁各構造形式に対して影響を与える可能性のある最大規模の船舶について，道路橋示方書により算定した漂流物衝突荷重を用いる。
・輪谷湾外の防波壁に対しては，沖合で操業する最大規模の排水トン数 57t 船舶，輪谷湾内の防波壁に対しては，湾内で当社が管理して作業する最大規模の排水トン数 30t 船舶が到達することを仮定し，改良地盤部（②-②断面）において排水トン数 57t 船舶を，輪谷部（④-④断面）において排水トン数 30t 船舶を対象漂流物と設定する（第 10-5-7 図）。
・流速はいずれも 10m/s と設定する。

$P=0.1\times W\times v$

Ｐ：漂流物衝突荷重（kN/m^2）
Ｗ：対象漂流物重量（kN）
ｖ：流速（m/s）



第 10-5-7 図　対象漂流物の設定

（３）重力擁壁の評価条件

・重力擁壁の照査項目及び許容限界を第 10-5-6 表に示す。

第 10-5-6 表 重力擁壁の照査項目及び許容限界

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
重力擁壁	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	コンクリート標準示方書，構造性能照査編 2002年制定
	津波時	静的解析			

・応力度照査

コンクリートについては，許容曲げ圧縮応力度σ_{ca}と曲げ圧縮応力度σ_cとの比，及び許容せん断応力度τ_aとせん断応力度 τ との比がそれぞれ１以上となることを確認する。

鉄筋については，許容引張応力度σ_{sa}と引張応力度σ_sとの比が１以上となることを確認する。

【コンクリート】

$$\frac{\sigma_{ca}}{\sigma_c} \geqq 1$$

σ_{ca} ：許容曲げ応力度（N/mm²）

σ_c ：曲げ圧縮応力度（N/mm²）

$$\frac{\tau_a}{\tau} \geqq 1$$

τ_a ：許容せん断応力度（N/mm²）

τ ：せん断応力度（N/mm²）

【鉄筋】

$$\frac{\sigma_{sa}}{\sigma_s} \geqq 1$$

σ_{sa} ：許容引張応力度（N/mm² ）

σ_s ：引張応力度（N /mm² ）

（4）ケーソンの評価条件

・ケーソンの照査項目及び許容限界を第 10-5-7 表に示す。

第 10-5-7 表 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
ケーソン（各部材に対して）	地震時	3次元静的FEM解析	曲げ・せん断	短期許容応力度	（曲げ・せん断） コンクリート標準示方書，構造性能照査編，2002年制定 （面内せん断） 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1999年改定
	津波時				

・応力度照査

コンクリートについては，許容曲げ圧縮応力度σ_{ca}と曲げ圧縮応力度σ_cとの比，及び許容せん断応力度τ_aとせん断応力度 τ との比がそれぞれ 1 以上となることを確認する。

鉄筋については，許容引張応力度σ_{sa}と引張応力度σ_sとの比が 1 以上となることを確認する。

【コンクリート】

$$\frac{\sigma_{ca}}{\sigma_c} \geqq 1$$

σ_{ca} ：許容曲げ応力度（N/mm²）

σ_c ：曲げ圧縮応力度（N/mm²）

$$\frac{\tau_a}{\tau} \geqq 1$$

τ_a ：許容せん断応力度（N/mm²）

τ ：せん断応力度（N/mm²）

【鉄筋】

$$\frac{\sigma_{sa}}{\sigma_s} \geqq 1$$

σ_{sa} ：許容引張応力度（N/mm² ）

σ_s ：引張応力度（N /mm² ）

１０．５．２　構造成立性検討結果（地盤改良部）

（１）重力擁壁

（ａ）地震時

・防波壁（波返重力擁壁）（地盤改良部）のうち，重力擁壁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。

第 10-5-8 表 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
重力擁壁	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	コンクリート標準示方書，構造性能照査編，2002年制定

第 10-5-9 表 短期許容応力度に対する照査（最小安全率時）

評価部位	照査項目	地震動	時刻（ｓ）	発生応力 (N/mm²)		許容応力 (N/mm²)		最小安全率（許容応力／発生応力）	判定（＞1.0）
重力擁壁	曲げ・軸力	Ｓｓ-D	10.89	曲げ圧縮応力度σ_c	2.4	許容曲げ圧縮応力度σ_{ca}	18	7.50	OK
			10.89	引張応力度σ_s	102.6	許容引張応力度σ_{sa}	323	3.14	OK
	せん断		34.42	せん断応力度τ	0.36	許容せん断応力度τ_a	0.90	2.50	OK

・以上の結果から，重力擁壁に厳しい損傷モード（曲げ，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。

（ｂ）津波時

・防波壁（波返重力擁壁）（地盤改良部）のうち，重力擁壁の津波時における照査結果を以下に示す。

第 10-5-10 表　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
重力擁壁	津波時	静的解析	曲げ・せん断	短期許容応力度	コンクリート標準示方書，構造性能照査編，2002年制定

第 10-5-11 表 短期許容応力度に対する照査

評価部位	照査項目	発生応力 (N/mm²)		許容応力 (N/mm²)		最小安全率 (許容応力／発生応力)	判定 (＞1.0)
重力擁壁	曲げ・軸力	曲げ圧縮応力度σ_c	4.2	許容曲げ圧縮応力度σ_{ca}	18	4.28	OK
		引張応力度σ_s	178.8	許容引張応力度σ_{sa}	323	1.80	OK
	せん断	せん断応力度τ	0.35	許容せん断応力度τ_a	0.90	2.57	OK

・以上の評価結果から，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。

（2）ケーソン

・防波壁（波返重力擁壁）（地盤改良部）のうち，ケーソンの照査項目，許容限界，評価部位，検討ケース及び解析方法を第 10-5-12 表に示す。

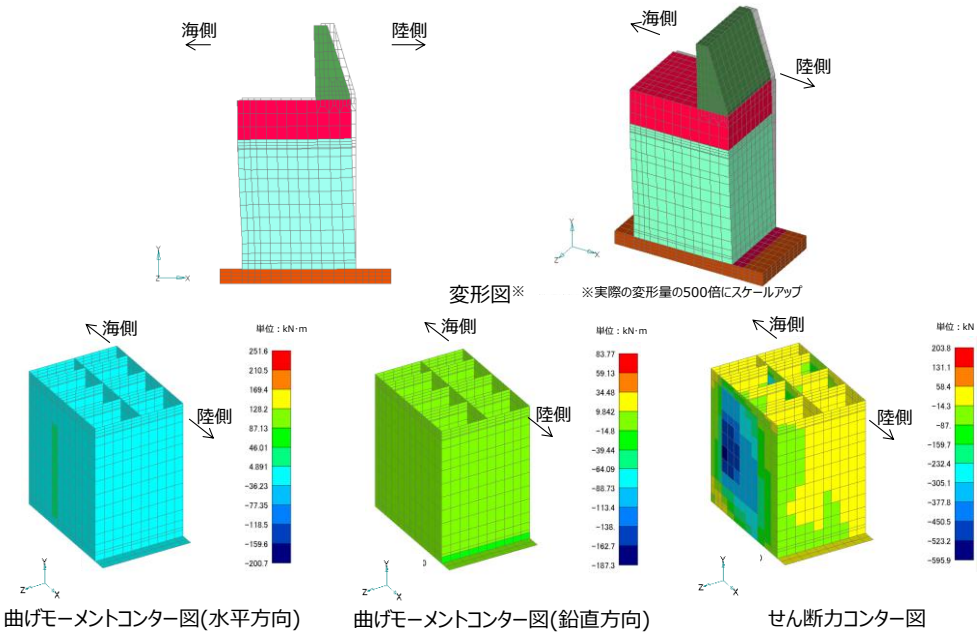
・地盤改良部のケーソンについては，詳細設計段階において実施する照査の結果を踏まえ，中詰材の改良範囲及び仕様を適切に設定して必要な剛性を確保し，ケーソンの構造部材について津波防護施設としての性能を保持させる設計とする。

・なお，本構造成立性資料においては，地震時の照査結果を示し，津波時の照査結果は詳細設計段階において説明する。

第 10-5-12 表 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
前壁	地震時	3次元静的ＦＥＭ解析	曲げ・せん断	短期許容応力度	（曲げ・せん断） コンクリート標準示方書，構造性能照査編，2002年制定 （面内せん断） 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1999年改定
	津波時				
側壁	地震時				
	津波時				
後壁	地震時				
	津波時				
隔壁	地震時				
	津波時				
底版	地震時				
	津波時				
フーチング	地震時				
	津波時				

・ケーソン（陸側１列目の中詰材改良による対策を考慮）の変形図及び断面力図（曲げモーメントコンター図及びせん断力コンター図）を第 10-5-8 図に示す。



第 10-5-8 図　３次元静的ＦＥＭ解析結果（地盤改良部）

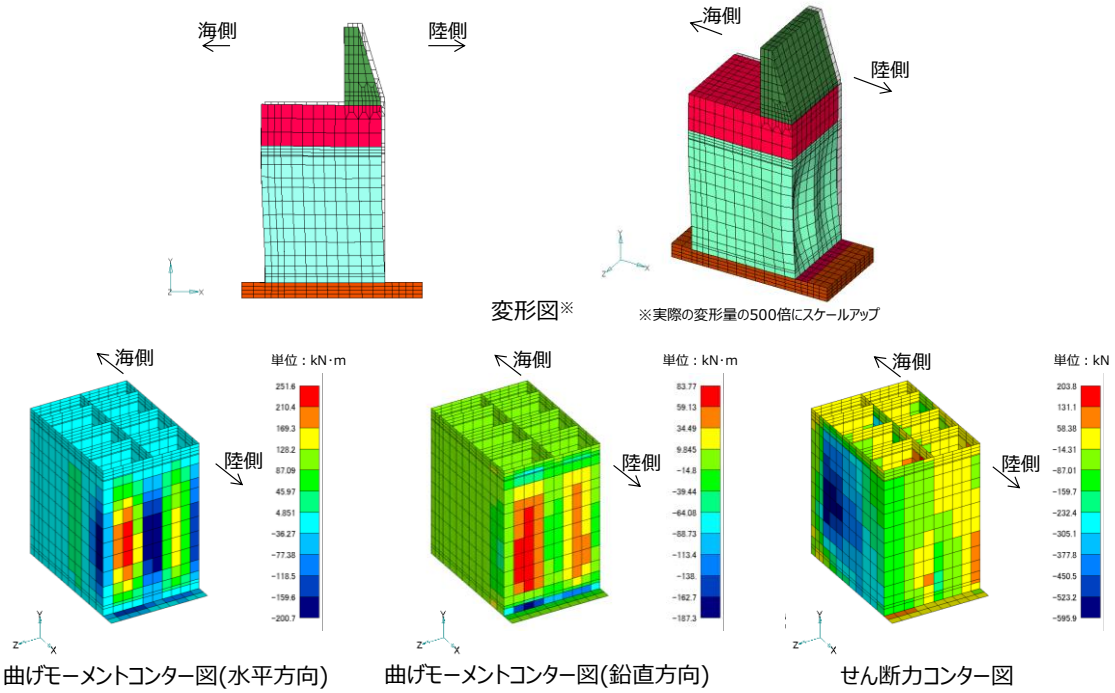
・地震時における地盤改良部のケーソン（陸側１列目の中詰材改良による対策を考慮）の照査結果を第 10-5-13 表に示しており，構造成立性が確保されることを確認した。

第 10-5-13 表 短期許容応力度に対する照査

※：単位(kN)

評価部位	照査項目	地震動	発生応力 (N/mm^2)		許容応力 (N/mm^2)		最小安全率 (許容／発生)	判定 (＞1.0)
前壁	曲げ・軸力	Ｓｓ-D	曲げ圧縮応力度σ_c	1.10	許容曲げ圧縮応力度σ_{ca}	13.5	12.27	OK
			引張応力度σ_s	68.93	許容引張応力度σ_{sa}	294	4.26	OK
	せん断		せん断応力度τ	0.18	許容せん断応力度τ_a	0.675	3.75	OK
側壁	曲げ・軸力		曲げ圧縮応力度σ_c	0.82	許容曲げ圧縮応力度σ_{ca}	13.5	16.46	OK
			引張応力度σ_s	38.72	許容引張応力度σ_{sa}	294	7.59	OK
	せん断		せん断応力度τ	0.07	許容せん断応力度τ_a	0.675	9.64	OK
			面内せん断力N_{xy}※	270.48	許容面内せん断力Q_a※	555	2.05	OK
後壁	曲げ・軸力		曲げ圧縮応力度σ_c	1.75	許容曲げ圧縮応力度σ_{ca}	13.5	7.71	OK
			引張応力度σ_s	103.21	許容引張応力度σ_{sa}	294	2.84	OK
	せん断		せん断応力度τ	0.23	許容せん断応力度τ_a	0.675	2.93	OK
隔壁	曲げ・軸力		曲げ圧縮応力度σ_c	5.18	許容曲げ圧縮応力度σ_{ca}	13.5	2.60	OK
			引張応力度σ_s	115.40	許容引張応力度σ_{sa}	294	2.54	OK
	せん断		せん断応力度τ	0.46	許容せん断応力度τ_a	0.675	1.46	OK
			面内せん断力N_{xy}※	109.26	許容面内せん断力Q_a※	277.5	2.53	OK
底版	曲げ・軸力		曲げ圧縮応力度σ_c	0.70	許容曲げ圧縮応力度σ_{ca}	13.5	19.28	OK
			引張応力度σ_s	25.81	許容引張応力度σ_{sa}	294	11.39	OK
	せん断		せん断応力度τ	0.15	許容せん断応力度τ_a	0.675	4.50	OK
フーチング	曲げ・軸力		曲げ圧縮応力度σ_c	0.41	許容曲げ圧縮応力度σ_{ca}	13.5	32.92	OK
			引張応力度σ_s	25.85	許容引張応力度σ_{sa}	294	11.37	OK
	せん断		せん断応力度τ	0.06	許容せん断応力度τ_a	0.675	11.25	OK

・ケーソン（中詰材改良無し）の変形図及び断面力図（曲げモーメントコンター図及びせん断力コンター図）を第 10-5-9 図に示す。



第 10-5-9 図　３次元静的ＦＥＭ解析結果（地盤改良部）

・ケーソン（中詰材改良無し）への発生断面力に対する各構造部材の照査結果を第 10-5-14 表に示す。前壁，隔壁及び底版は発生応力が許容応力を下回るものの，後壁及び側壁の一部で上回ることを確認した。

第 10-5-14 表 短期許容応力度に対する照査

※：単位(kN)

評価部位	照査項目	地震動	発生応力 (N/mm²)		許容応力 (N/mm²)		最小安全率 (許容／発生)	判定 (＞1.0)
前壁	曲げ・軸力	Ss-D	曲げ圧縮応力度σ_c	1.04	許容曲げ圧縮応力度σ_{ca}	13.5	12.98	OK
			引張応力度σ_s	65.27	許容引張応力度σ_{sa}	294	4.50	OK
	せん断		せん断応力度τ	0.18	許容せん断応力度τ_a	0.675	3.75	OK
側壁	曲げ・軸力		曲げ圧縮応力度σ_c	10.60	許容曲げ圧縮応力度σ_{ca}	13.5	1.27	OK
			引張応力度σ_s	501.23	許容引張応力度σ_{sa}	294	0.58	NG
	せん断		せん断応力度τ	0.22	許容せん断応力度τ_a	0.675	3.06	OK
			面内せん断力N_{xy}※	297.93	許容面内せん断力Q_a※	555	1.86	OK
後壁	曲げ・軸力		曲げ圧縮応力度σ_c	14.50	許容曲げ圧縮応力度σ_{ca}	13.5	0.93	NG
			引張応力度σ_s	856.89	許容引張応力度σ_{sa}	294	0.34	NG
	せん断		せん断応力度τ	1.16	許容せん断応力度τ_a	0.675	0.58	NG
隔壁	曲げ・軸力		曲げ圧縮応力度σ_c	5.79	許容曲げ圧縮応力度σ_{ca}	13.5	2.33	OK
			引張応力度σ_s	120.04	許容引張応力度σ_{sa}	294	2.44	OK
	せん断		せん断応力度τ	0.59	許容せん断応力度τ_a	0.675	1.14	OK
			面内せん断力N_{xy}※	121.20	許容面内せん断力Q_a※	277.5	2.28	OK
底版	曲げ・軸力		曲げ圧縮応力度σ_c	1.19	許容曲げ圧縮応力度σ_{ca}	13.5	11.34	OK
			引張応力度σ_s	45.47	許容引張応力度σ_{sa}	294	6.46	OK
	せん断		せん断応力度τ	0.23	許容せん断応力度τ_a	0.675	2.93	OK
フーチング	曲げ・軸力		曲げ圧縮応力度σ_c	1.85	許容曲げ圧縮応力度σ_{ca}	13.5	7.29	OK
			引張応力度σ_s	115.40	許容引張応力度σ_{sa}	294	2.54	OK
	せん断		せん断応力度τ	0.15	許容せん断応力度τ_a	0.675	4.50	OK

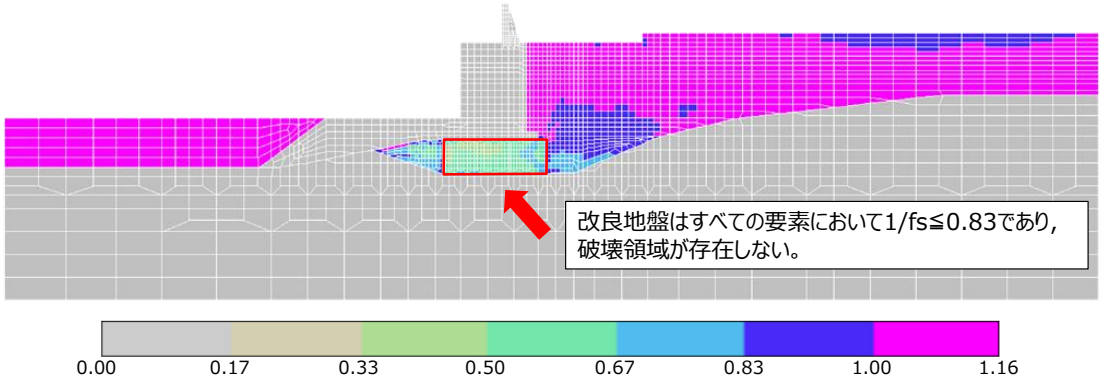
（３）改良地盤

・改良地盤の地震時における全時刻での局所安全率の逆数(1/fs)の分布を以下に示す。

第 10-5-15 表 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
改良地盤	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

※ 地盤改良部への影響は地震時に比べて小さいと考えられるため，津波時の検討を省略する。

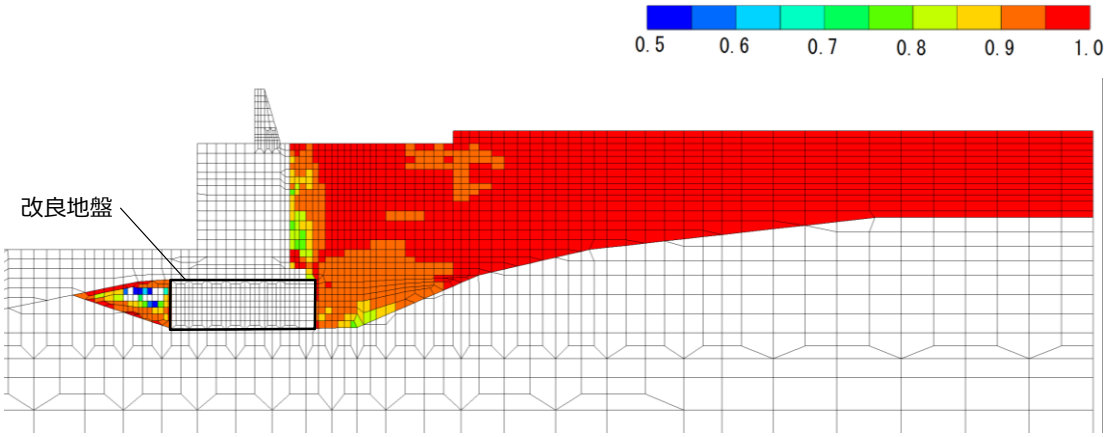


第 10-5-10 図 全時刻での局所安全率の逆数の分布

・改良地盤は，局所安全率の逆数 1/fs がすべての要素で 1/fs≦0.83（fs≧1.2）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。

（４）周辺地盤の液状化状況

・防波壁（波返重力擁壁）（地盤改良部）の地震時における全時刻での過剰間隙水圧比の分布を以下に示す。



第 10-5-11 図 全時刻での過剰間隙水圧比分布

・防波壁周辺の地盤のうち，地下水位以深の埋戻土（掘削ズリ），砂礫層において液状化をしていることを確認した。

・詳細設計段階においては，浸透流解析の結果を踏まえ保守性を確認のうえ，地下水位を設定する。

１０．５．３　構造成立性検討結果（輪谷部）

（１）重力擁壁

（ａ）地震時

・防波壁（波返重力擁壁）（輪谷部）のうち，重力擁壁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。

第 10-5-16 表 照査項目及び許容限界

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
重力擁壁	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	コンクリート標準示方書，構造性能照査編，2002年制定

第 10-5-17 表 照査結果

評価部位	照査項目	地震動	時刻（ｓ）	発生応力 (N/mm²)		許容応力 (N/mm²)		最小安全率 (許容応力／発生応力)	判定 (＞1.0)
重力擁壁	曲げ･軸力	Ｓｓ-D	34.30	曲げ圧縮応力度σ_c	1.2	許容曲げ圧縮応力度σ_{ca}	18	15.00	OK
			34.30	引張応力度σ_s	42.9	許容引張応力度σ_{sa}	323	7.52	OK
	せん断		13.23	せん断応力度τ	0.18	許容せん断応力度τ_a	0.90	5.00	OK

・重力擁壁に厳しい損傷モード（曲げ，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。

（ｂ）津波時

・防波壁（波返重力擁壁）（輪谷部）のうち，重力擁壁の津波時における照査結果を以下に示す。

第 10-5-18 表 照査項目及び許容限界

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
重力擁壁	津波時	静的解析	曲げ・せん断	短期許容応力度	コンクリート標準示方書，構造性能照査編，2002年制定

第 10-5-19 表 照査結果

評価部位	照査項目	発生応力 (N/mm²)		許容応力 (N/mm²)		最小安全率 (許容応力／発生応力)	判定 (＞1.0)
重力擁壁	曲げ･軸力	曲げ圧縮応力度σ_c	2.7	許容曲げ圧縮応力度σ_{ca}	18	6.66	OK
		引張応力度σ_s	118.6	許容引張応力度σ_{sa}	323	2.72	OK
	せん断	せん断応力度τ	0.23	許容せん断応力度τ_a	0.90	3.91	OK

・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。

（2）ケーソン

・防波壁（波返重力擁壁）（輪谷部）のうち，ケーソンの照査項目及び許容限界を第 10-5-20 表に示す。

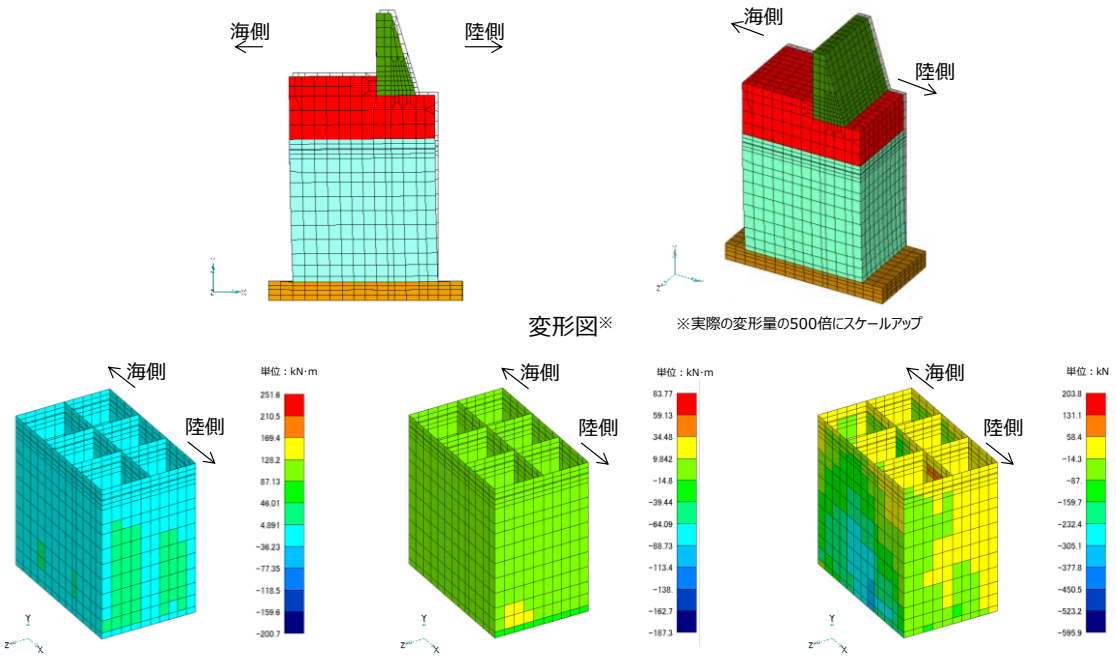
・輪谷部のケーソンについては，詳細設計段階において実施する照査の結果を踏まえ，中詰材の改良範囲及び仕様を適切に設定して必要な剛性を確保し，ケーソンの構造部材について津波防護施設としての性能を保持させる設計とする。

・なお，本構造成立性資料においては，地震時の照査結果を示し，津波時の照査結果は詳細設計段階において説明する。

第 10-5-20 表 照査項目及び許容限界

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
前壁	地震時	3次元静的ＦＥＭ解析	曲げ せん断	短期許容応力度	（曲げ・せん断） コンクリート標準示方書，構造性能照査編，2002年制定 （面内せん断） 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1999年改定
	津波時				
側壁	地震時				
	津波時				
後壁	地震時				
	津波時				
隔壁	地震時				
	津波時				
底版	地震時				
	津波時				

・ケーソン（陸側１列目及び海側１列目の中詰材改良による対策を考慮）の変形図及び断面力図（曲げモーメントコンター図及びせん断力コンター図）を第 10-5-12 図に示す。



第 10-5-12 図　３次元静的ＦＥＭ解析結果（輪谷部）

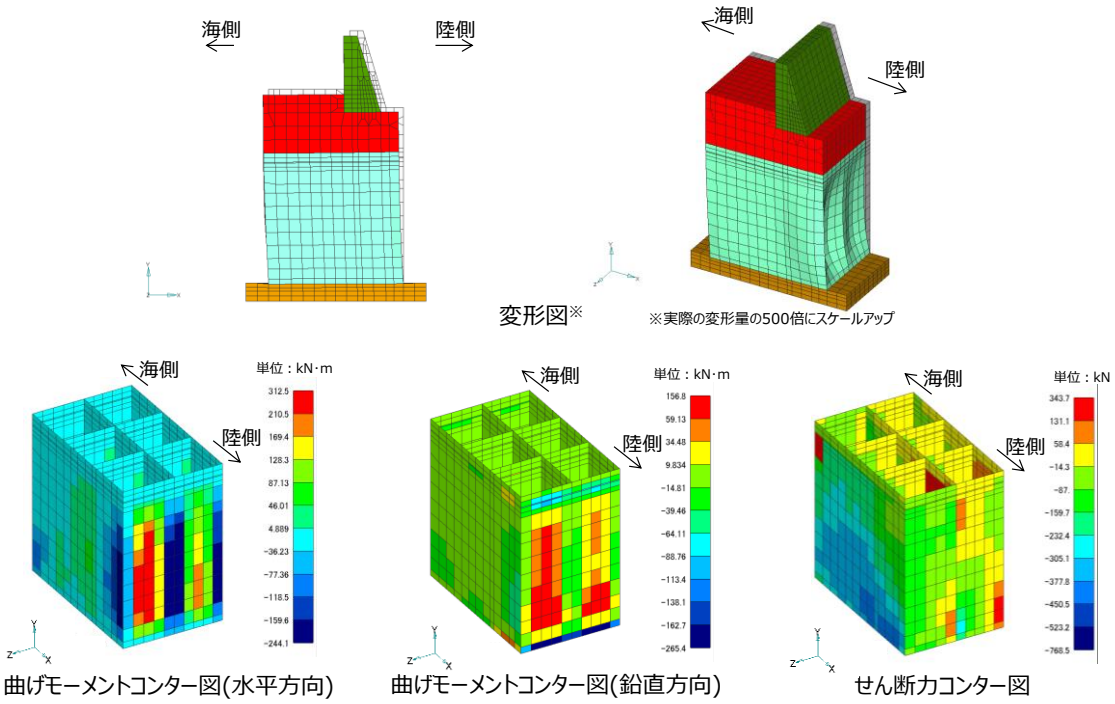
・地震時における輪谷部のケーソン（陸側１列目及び海側１列目の中詰材改良による対策を考慮）の照査結果を第 10-5-21 表に示しており，構造成立性が確保されることを確認した。

第 10-5-21 表 短期許容応力度に対する照査

※：単位(kN)

評価部位	照査項目	地震動	発生応力 (N/mm²)		許容応力 (N/mm²)		最小安全率 (許容／発生)	判定 (＞1.0)
前壁	曲げ・軸力	Ｓｓ-D	曲げ圧縮応力度σ_c	1.69	許容曲げ圧縮応力度σ_{ca}	13.5	7.98	OK
			引張応力度σ_s	72.44	許容引張応力度σ_{sa}	294	4.05	OK
	せん断		せん断応力度τ	0.57	許容せん断応力度τ_a	0.675	1.18	OK
側壁	曲げ・軸力		曲げ圧縮応力度σ_c	0.77	許容曲げ圧縮応力度σ_{ca}	13.5	17.53	OK
			引張応力度σ_s	32.00	許容引張応力度σ_{sa}	294	9.18	OK
	せん断		せん断応力度τ	0.11	許容せん断応力度τ_a	0.675	6.13	OK
			面内せん断力N_{xy}※	160.51	許容面内せん断力Q_a※	555	3.45	OK
後壁	曲げ・軸力		曲げ圧縮応力度σ_c	1.77	許容曲げ圧縮応力度σ_{ca}	13.5	7.62	OK
			引張応力度σ_s	74.05	許容引張応力度σ_{sa}	294	3.97	OK
	せん断		せん断応力度τ	0.37	許容せん断応力度τ_a	0.675	1.82	OK
隔壁	曲げ・軸力		曲げ圧縮応力度σ_c	3.04	許容曲げ圧縮応力度σ_{ca}	13.5	4.44	OK
			引張応力度σ_s	36.75	許容引張応力度σ_{sa}	294	8.00	OK
	せん断		せん断応力度τ	0.52	許容せん断応力度τ_a	0.675	1.29	OK
			面内せん断力N_{xy}※	68.43	許容面内せん断力Q_a※	277.5	4.05	OK
底版	曲げ・軸力		曲げ圧縮応力度σ_c	1.27	許容曲げ圧縮応力度σ_{ca}	13.5	10.62	OK
			引張応力度σ_s	56.06	許容引張応力度σ_{sa}	294	5.24	OK
	せん断		せん断応力度τ	0.16	許容せん断応力度τ_a	0.675	4.21	OK

・ケーソン（中詰材改良無し）の変形図及び断面力図（曲げモーメントコンター図及びせん断力コンター図）を第 10-5-13 図に示す。



第 10-5-13 図　３次元静的ＦＥＭ解析結果（輪谷部）

・ケーソン（中詰材改良無し）への発生断面力に対する各構造部材の照査結果を第 10-5-22 表に示す。側壁及び隔壁は発生応力が許容応力を下回るものの，前壁，後壁及び底版の一部で上回ることを確認した。

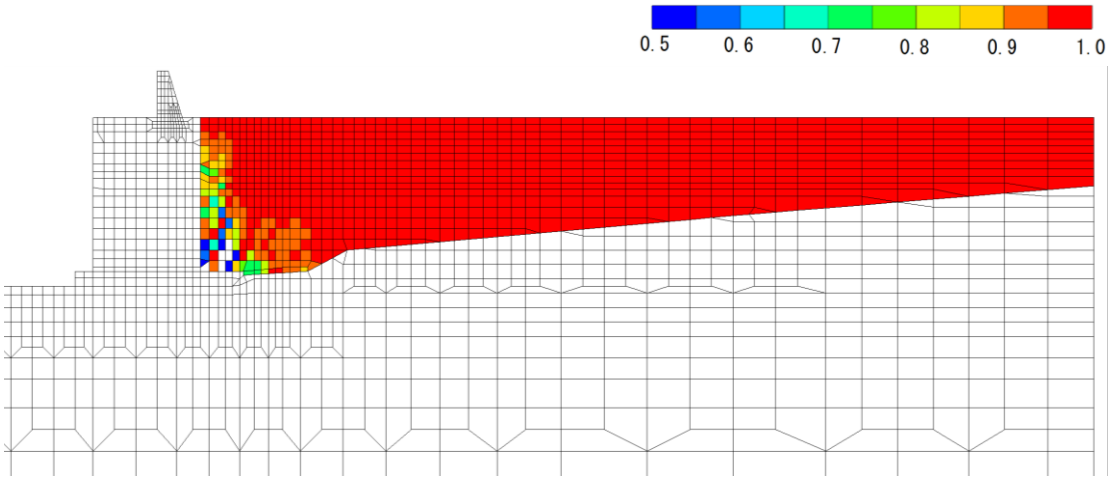
第 10-5-22 表 短期許容応力度に対する照査

※：単位(kN)

評価部位	照査項目	地震動	発生応力 (N/mm^2)		許容応力 (N/mm^2)		最小安全率 (許容／発生)	判定 (＞1.0)
前壁	曲げ・軸力	Ss-D	曲げ圧縮応力度σ_c	7.51	許容曲げ圧縮応力度σ_{ca}	13.5	1.79	OK
			引張応力度σ_s	380.34	許容引張応力度σ_{sa}	294	0.77	NG
	せん断		せん断応力度τ	2.25	許容せん断応力度τ_a	0.675	0.30	NG
側壁	曲げ・軸力		曲げ圧縮応力度σ_c	8.57	許容曲げ圧縮応力度σ_{ca}	13.5	1.57	OK
			引張応力度σ_s	283.09	許容引張応力度σ_{sa}	294	1.03	OK
	せん断		せん断応力度τ	0.33	許容せん断応力度τ_a	0.675	2.04	OK
			面内せん断力N_{xy}※	206.14	許容面内せん断力Q_a※	555	2.69	OK
後壁	曲げ・軸力		曲げ圧縮応力度σ_c	13.89	許容曲げ圧縮応力度σ_{ca}	13.5	0.97	NG
			引張応力度σ_s	612.38	許容引張応力度σ_{sa}	294	0.48	NG
	せん断		せん断応力度τ	1.68	許容せん断応力度τ_a	0.675	0.40	NG
隔壁	曲げ・軸力		曲げ圧縮応力度σ_c	4.57	許容曲げ圧縮応力度σ_{ca}	13.5	2.95	OK
			引張応力度σ_s	70.74	許容引張応力度σ_{sa}	294	4.15	OK
	せん断		せん断応力度τ	0.31	許容せん断応力度τ_a	0.675	2.17	OK
			面内せん断力N_{xy}※	192.13	許容面内せん断力Q_a※	277.5	1.44	OK
底版	曲げ・軸力		曲げ圧縮応力度σ_c	7.04	許容曲げ圧縮応力度σ_{ca}	13.5	1.91	OK
			引張応力度σ_s	311.33	許容引張応力度σ_{sa}	294	0.94	NG
	せん断		せん断応力度τ	0.94	許容せん断応力度τ_a	0.675	0.71	NG

（３）周辺地盤の液状化状況

・防波壁（波返重力擁壁）（輪谷部）の地震時における全時刻での過剰間隙水圧比の分布を以下に示す。



第 10-5-14 図 全時刻での過剰間隙水圧比分布

・防波壁周辺の地盤のうち，地下水位以深の埋戻土（掘削ズリ）において液状化をしていることを確認した。

・詳細設計段階においては，浸透流解析の結果を踏まえ保守性を確認のうえ，地下水位を設定する。

１０．５．４　構造成立性検討結果（断面：東端部，西端部）

（１）防波壁（波返重力擁壁）（東側端部）H鋼

・防波壁（波返重力擁壁）（東側端部）のうち，H鋼の津波時及び地震時における照査結果を以下に示す。

第 10-5-23 表 照査項目及び許容限界

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
H鋼	津波時	静的解析	せん断	せん断応力度	港湾基準
	地震時				

第 10-5-24 表 照査結果

評価部位	検討ケース	照査項目	せん断力Vd (kN/m)	せん断応力度Vsd (kN/m)	最小安全率 (せん断応力度／せん断力)	判定 (＞1.0)
H鋼	津波時	せん断	744.71	2305.33	3.09	OK
	地震時		840.32	2305.33	2.74	OK

・津波時及び地震時においても，構造成立性が確保されることを確認した。

（２）防波壁（波返重力擁壁）（西側端部）H鋼

・防波壁（波返重力擁壁）（西側端部）のうち，H鋼の津波時及び地震時における照査結果を以下に示す。

第 10-5-25 表 照査項目及び許容限界

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
H鋼	津波時	静的解析	せん断	せん断応力度	港湾基準
	地震時				

第 10-5-26 表 照査項目及び許容限界

評価部位	検討ケース	照査項目	せん断力Vd (kN/m)	せん断応力度Vsd (kN/m)	最小安全率 (せん断応力度／せん断力)	判定 (＞1.0)
H鋼	津波時	せん断	1101.04	2095.76	1.90	OK
	地震時		840.32	2095.76	2.49	OK

・津波時及び地震時においても，構造成立性が確保されることを確認した。

１０．６　止水性に係る検討結果（２次元浸透流解析）

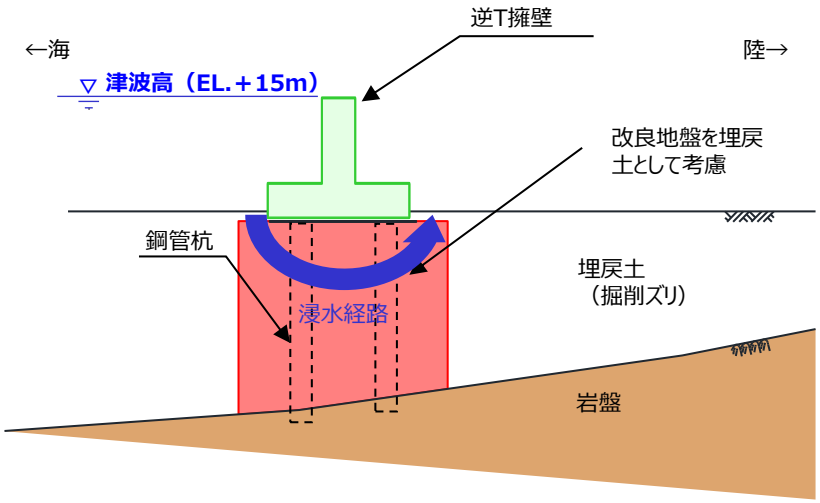
１０．６．１　浸透流解析の概要

防波壁の止水性については，被覆コンクリート壁，逆Ｔ擁壁，重力擁壁，止水目地等の施設で遮水を担保し，改良地盤で地盤中からの回り込みによる浸水を防止（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，２次元浸透流解析により確認する。地盤における改良地盤の割合が最も支配的となる逆Ｔ擁壁を対象とし，保守的な条件により解析を実施する。

[検討条件]
《津波水位》
保守的な水位として防波壁高さ（EL.＋15m）の津波を考慮
《解析手法》
２次元浸透流解析（非定常解析）
《計算時間》
保守的な津波の継続時間※として計算時間を30分とする。
《初期水位》
EL.+0.14m（構造成立性検討と同一の条件）
《透水係数》
透水係数は下表の通り，改良地盤部分については，周辺の埋戻土（掘削ズリ）と同一の透水係数を設定する。

※　基準津波１の敷地前面における周期は約4分

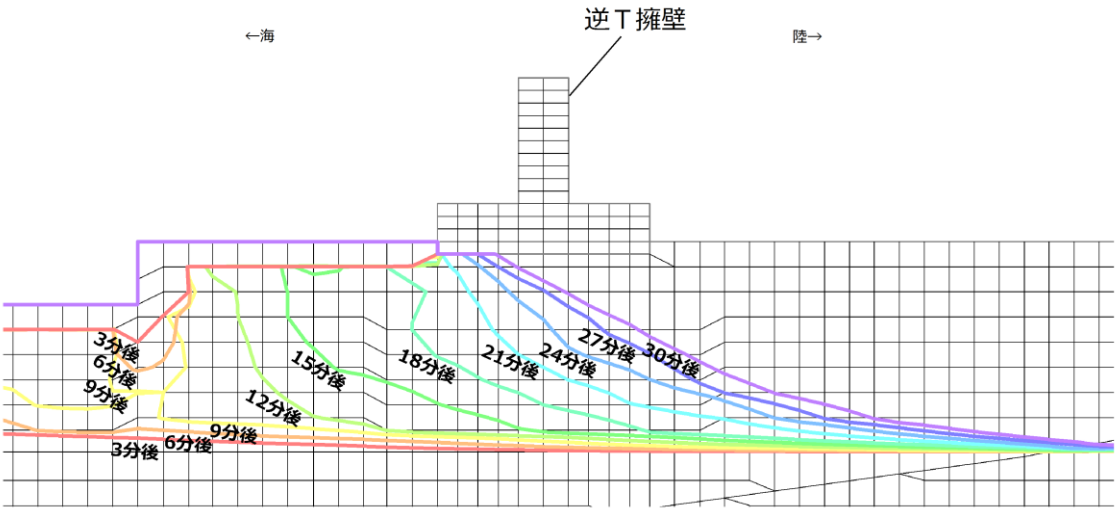


第 10-6-1 図 解析条件の概要

第 10-6-1 表　透水係数（単位：m/s）

地盤材料	透水係数(m/s)	摘要
岩盤	1×10^{-5}	C_L級岩盤と仮定
コンクリート	1×10^{-11}	
埋戻土	2×10^{-3}	
改良地盤	2×10^{-3}	埋戻土と仮定

津波来襲より 30 分経過後においても，防波壁より敷地側に浸水は認められないことから，施設及び地盤を含む範囲について，保守的な条件により２次元浸透流解析を実施した場合においても，地盤中からの回り込みにより敷地が浸水するおそれはない。



第 10-6-2 図　２次元浸透流解析結果

１０．７　まとめ

・島根原子力発電所防波壁の設計方針に基づき，防波壁の構造成立性について確認した。
・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，防波壁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，地震時，津波時において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。
・また，施設及び地盤を含む範囲の２次元浸透流解析を行い，地盤中から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。
・以上の検討から，防波壁は要求性能を喪失せず，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，基礎地盤の安定性評価の審査において説明する。
※２　詳細設計段階で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。

添付資料 26

防波壁及び防波壁通路防波扉における津波荷重の設定方針について

目　次

１．津波荷重の算定式
（１）津波波圧算定式に関する文献の記載
２．検討方針
３．ソリトン分裂波及び砕波の発生，並びに津波波圧への影響
（１）平面二次元津波シミュレーションによる検討
（２）水理模型実験及び断面二次元津波シミュレーションの条件整理
（３）水理模型実験による検討
（４）断面二次元津波シミュレーションによる検討
（５）三次元津波シミュレーションによる検討
４．既往の津波波圧算定式との比較
（１）検討概要
（２）津波波圧検討フロー
（３）朝倉式による津波波圧算定
（４）津波波圧の比較 朝倉式（敷地高以上）
（５）谷本式による津波波圧算定
（６）津波波圧の比較 谷本式（敷地高以深）
（７）まとめ
５．設計で考慮する津波波圧の設定

１．津波荷重の算定式

津波防護施設の津波荷重の算定式は，朝倉ら（2000）の研究を元にした「港湾の津波避難施設の設計ガイドライン（国土交通省港湾局，平成 25 年 10 月）」や「防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成 27 年 12 月一部改訂）」等を参考に設定する。以下に，参考にした文献の津波荷重算定式の考え方と津波防護施設への適用を示す。

（１）津波波圧算定式に関する文献の記載

ａ．東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針（平成 23 年）

構造設計用の進行方向の津波波圧は，次式により算定する。

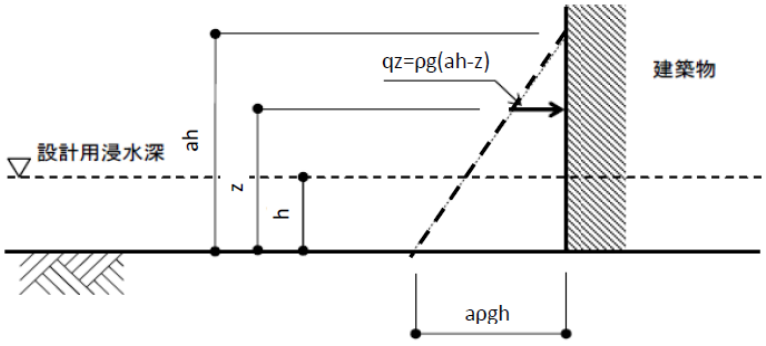
構造設計用の進行方向の津波波圧ｑｚ＝ρｇ（ａｈ－ｚ）　（第１図）

ｈ：設計用浸水深

ｚ：当該部分の地盤面からの高さ（0≦ｚ≦ａｈ）

ａ：水深係数

ρｇ：海水の単位体積重量



第１図　津波波圧算定図

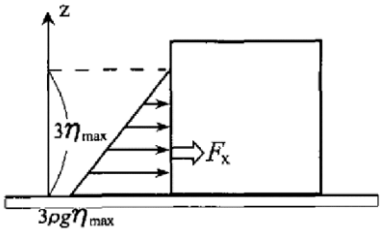
ｂ．港湾の津波避難施設の設計ガイドライン（平成 25 年 10 月）

文献ａ．に基づく。ただし，津波が生じる方向に施設や他の建築物がある場合や，海岸等から 500m以上離れている場合において，水深係数は 3 以下にできるとしている。

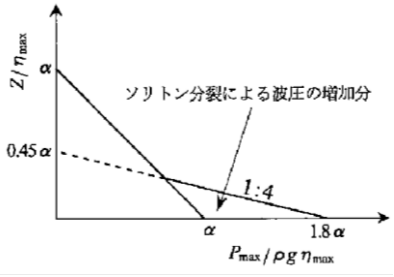
ｃ．朝倉ら(2000)：護岸を越流した津波による波力に関する実験的研究，海岸工学論文集，第 47 巻，土木学会，911-915

直立護岸を越流した津波の遡上特性から護岸背後の陸上構造物に作用する津波波圧について実験水路を用いて検討している。

その結果，非分裂波の場合，フルード数が 1.5 以上では構造物前面に作用する津波波圧分布を規定する水平波圧指標（遡上水深に相当する静水圧分布の倍率）αは最大で 3.0 となるとしている。一方，ソリトン分裂波の場合は，構造物前面に働く津波波圧は，構造物底面近傍で非分裂波のαを 1.8 倍した値となるとしている（第２図及び第３図）。



第２図　非分裂波の場合の
津波水平波圧



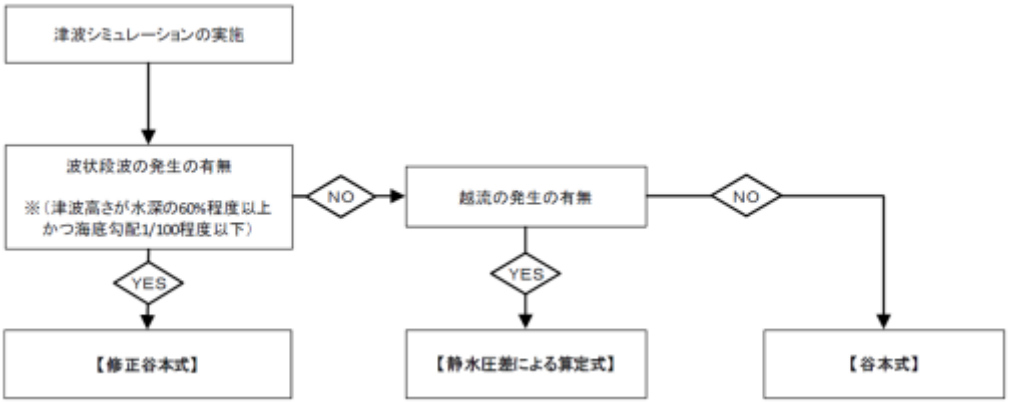
第３図　分裂波の無次元
最大波圧分布

d．ＮＲＡ技術報告「防潮堤に作用する津波波圧評価に用いる水深係数について」（平成 28 年 12 月）

持続波圧を対象としてフルード数が１を超える場合の防潮堤に対する作用波圧の評価方法を明確にするため，水理試験及び解析を実施した結果，従来の評価手法でフルード数が１以下になることが確認できれば，水深係数は 3 を適用できるとされている。

e．防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成 27 年 12 月一部改訂）

防波堤の津波波圧の適用の考え方として，ソリトン分裂波が発生する場合は修正谷本式を，そうでない場合において津波が防波堤を越流する場合には静水圧差による算定式を，越流しない場合は谷本式を用いることとしている。（第４図～第５図）。



第４図　防波堤に対する津波荷重算定手順

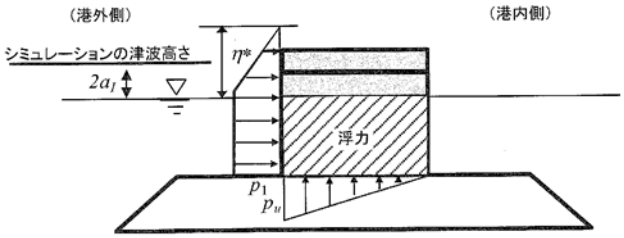
$$\eta^* = 3.0a_I$$

$$p_1 = \begin{cases} 2.2\rho_0 g a_I & : \text{谷本式} \\ 3.0\rho_0 g a_I & : \text{修正谷本式} \end{cases}$$

$$p_2 = \rho_0 g \eta_B$$

$$p_u = p_1$$

$$p_L = p_2$$



η^* ：静水面上の波圧作用高さ（m）
η_B ：直立壁背面で静水面から下がった水位（m）
a_I ：入射津波の静水面上の高さ（振幅）（m）
$\rho_0 g$ ：海水の単位体積重量（kN/m^3）
p_1 ：静水面における波圧強度（kN/m^2）
p_u ：直立壁前面下端における揚圧力（kN/m^2）
p_2 ：直立壁背面における負圧（kN/m^2）
p_L ：直立壁背面下端における揚圧力（kN/m^2）

第５図　谷本式・修正谷本式

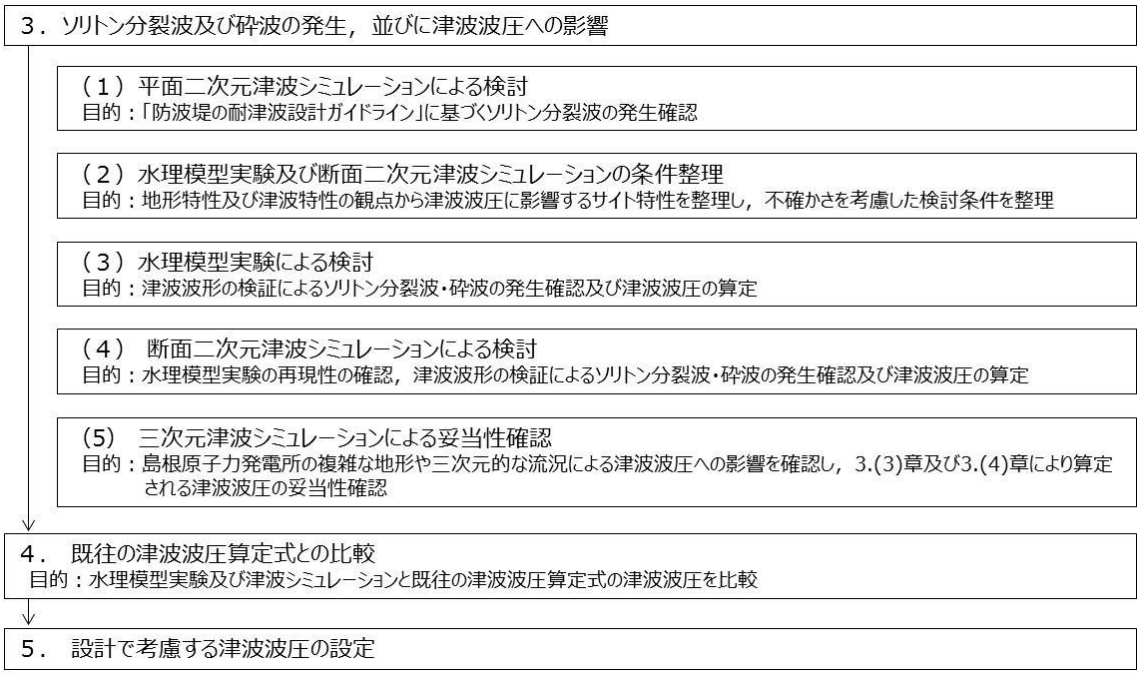
２．検討方針

島根原子力発電所の防波壁等※の設計で考慮する津波荷重は，「水理模型実験及び津波シミュレーションによる津波波圧」と「既往の津波波圧算定式による津波波圧」を比較・検証することで設定する。

既往の津波波圧算定式は，ソリトン分裂波や砕波の発生有無により，算定式の適用性が異なる。そのため，島根原子力発電所における基準津波の特性及び沿岸の陸海域の地形を考慮した科学的根拠に基づく，水理模型実験及び断面二次元津波シミュレーションを実施し，ソリトン分裂波及び砕波の有無を確認する。

また，島根原子力発電所は輪谷湾を中心とした半円状の複雑な地形である。そのため，三次元津波シミュレーションにより，複雑な地形特性を考慮した三次元的な流況による津波波圧への影響を確認し，水理模型実験及び断面二次元津波シミュレーションによる津波波圧の妥当性を確認する。第６図に検討フローを，第１表に検討項目及び検討内容を示す。

※防波壁及び防波壁通路防波扉を「防波壁等」という。



第６図　検討フロー

第１表　検討項目及び検討内容

検討項目		検討内容
３．ソリトン分裂波及び砕波の発生，並びに津波波圧への影響		
	（１） 平面二次元津波シミュレーション による検討	平面二次元津波シミュレーション結果及び海底勾配を用いて，「防波堤の耐津波設計ガイドライン」に基づき，ソリトン分裂波の発生有無を確認する。
	（２） 水理模型実験及び断面二次元津波 シミュレーションの条件整理	水理模型実験及び断面二次元津波シミュレーションの追加実施に当たって，地形特性及び津波特性の観点から津波波圧に影響するサイト特性を整理し，不確かさを考慮した検討条件を設定する。
	（３） 水理模型実験による検討	流体の挙動を直接確認でき，サイト特性に応じた評価が可能となる水理模型実験を追加実施し，水位の時刻歴波形からソリトン分裂波及び砕波の発生有無を確認するとともに，防波壁及び施設護岸位置における津波波圧を算定する。
	（４） 断面二次元津波シミュレーション による検討	水理模型実験結果について，ソリトン分裂波及び砕波を表現可能な断面二次元津波シミュレーション(CADMAS-SURF(Ver.5.1))を追加実施し，再現性を確認するとともに，防波壁及び施設護岸位置における津波波圧を算定する。
	（５） 三次元津波シミュレーションによる検討 による妥当性確認	複雑な地形特性及び津波特性に応じた評価が可能である三次元津波シミュレーションCADMAS-SURF/3D（Ver.1.5）を追加実施し，3.(３)章及び３.(４)章による津波波圧と比較することで妥当性を確認する。
４．既往の津波波圧算定式との比較		敷地高以上の構造物については，津波シミュレーション及び水理模型実験により防波壁に作用する波圧を直接算定し，陸上構造物に作用する津波波圧算定式（朝倉式）により算定した津波波圧と比較する。 敷地高以深の構造物については，津波シミュレーション及び水理模型実験により敷地高以深の構造物に作用する波圧を直接算定し，海中構造物に作用する津波波圧算定式（谷本式）により算定した津波波圧と比較する。
５．設計で考慮する津波波圧の設定		防波壁等について保守的な設計を行う観点から，上記の検討結果を踏まえた設計用津波波圧を設定する。

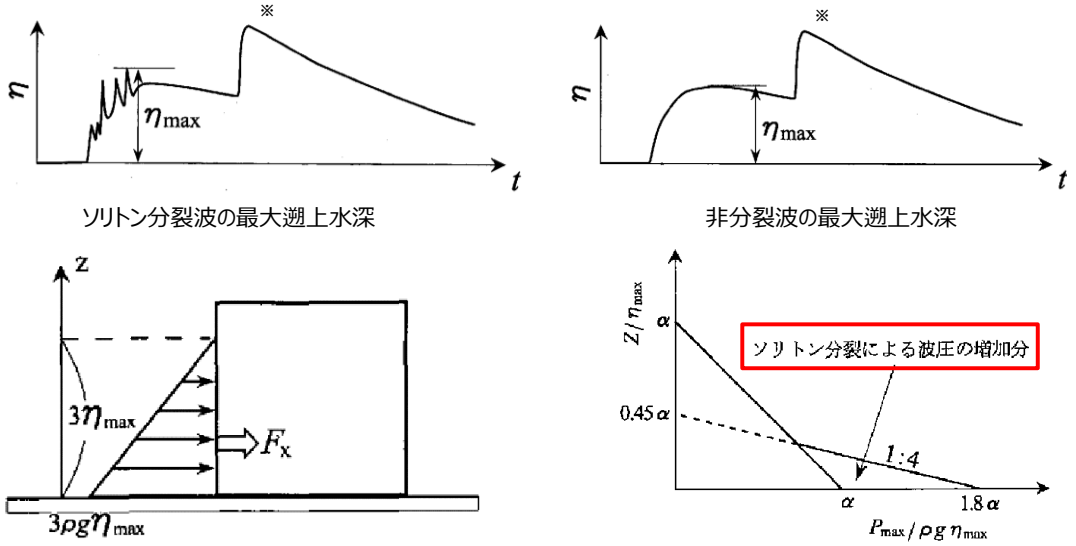
津波シミュレーション及び水理模型実験の長所・短所を整理したうえで，島根原子力発電所におけるソリトン分裂波及び砕波の発生確認，津波波圧の確認に係る検討内容を第２表に示す。

第２表　津波シミュレーション解析及び水理模型実験の長所・短所

解析手法	長所	短所	長所・短所を踏まえた検討内容
平面二次元 津波シミュレーション	・広範囲にわたる地形のモデル化が可能 ・複雑な不規則波形及び平面的な流況の再現が可能 ・解析時間が短い ・審査における実績がある	・ソリトン分裂波及び砕波の発生有無の確認が困難 ・津波波圧の直接評価が不可能	・基準津波の策定 （入力津波高さ・流速） ・「防波堤の耐津波設計ガイドライン」に基づくソリトン分裂波の発生確認
水理模型実験	・ソリトン分裂波及び砕波の発生有無の確認が可能 ・津波波圧を直接評価可能 ・審査における実績がある	・複雑な地形や構造物のモデル化が困難 ・複雑な不規則波形の再現が困難 ・三次元的な流況の再現が不可能 ・実験に時間を要する	・科学的根拠に基づくソリトン分裂波及び砕波の発生確認 ・津波波圧の確認
断面二次元 津波シミュレーション	・複雑な不規則波形の再現が可能 ・ソリトン分裂波及び砕波の発生有無の確認が可能 ・津波波圧を直接評価可能 ・解析時間が短い ・審査における実績がある	・複雑な地形や構造物のモデル化が困難 ・三次元的な流況の再現が不可能	・水理模型実験の再現性確認 ・科学的根拠に基づくソリトン分裂波及び砕波の発生確認 ・津波波圧の確認
三次元 津波シミュレーション	・複雑な地形や構造物のモデル化が可能 ・複雑な不規則波形及び三次元的な流況の再現が可能 ・複雑な地形及び三次元的な流況等を踏まえた津波波圧を直接評価可能	・解析に時間を要する ・計算機能力を踏まえて解析範囲に限界がある ・審査における実績がない	・複雑な地形特性及び津波特性を踏まえた津波波圧の確認

ソリトン分裂波は津波の伝播過程で複数の波に分裂し，波高が増幅する現象である。また，砕波は波が浅海域を進行する際に，波高が高くなると波が砕け，波高が急激に小さくなる現象である。いずれも構造物へ衝撃的な波圧を作用させる可能性がある現象である。第７図にソリトン分裂波及び非分裂波の概要を示す。

非分裂波の場合の構造物に作用する津波波圧分布は，津波高さに依存した直線形状となる。一方，ソリトン分裂波が生じた場合は，構造物の底面近傍では非分裂波を 1.8 倍した波圧が作用し，水平波力は非分裂波に比べて約 20%大きくなる可能性がある。



第７図　ソリトン分裂波及び非分裂波

護岸を越流した津波による波力に関する実験的研究，朝倉ほか(2000)より引用

※η_{max}後の水位の上昇は反射波を示す。

３．ソリトン分裂波及び砕波の発生，並びに津波波圧への影響

（１）平面二次元津波シミュレーションによる検討

沖合から伝播してくる津波が，サイト前面においてソリトン分裂波を伴うか否かの判定に当たっては，「防波堤の耐津波設計ガイドライン」において，以下に示す①かつ②の条件に合致する場合，ソリトン分裂波が発生するとされている。

条件①：津波高さが水深の 60%程度以上
条件②：海底勾配 1/100 程度以下

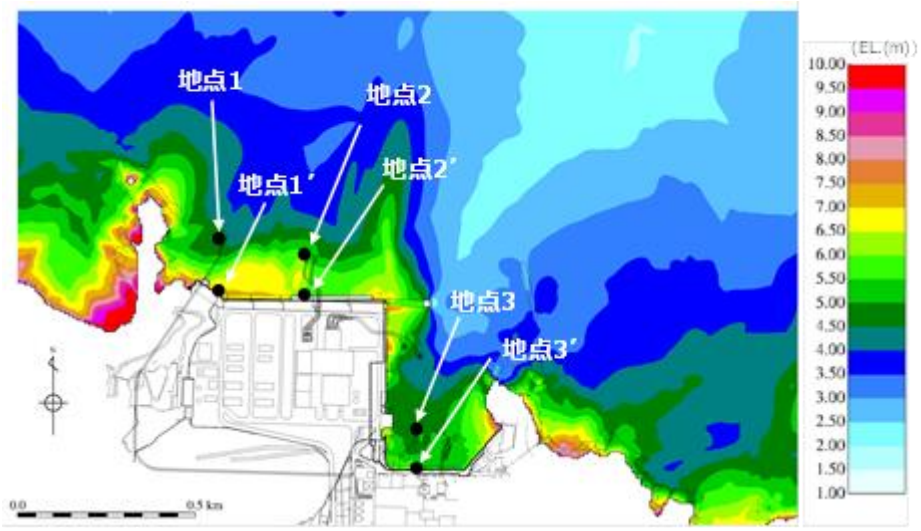
条件①について検討した結果を第３表，第８図及び第９図に示す。地点 1～3 では津波高さは水深の 60%以下となるが，水深が 10ｍよりも浅い地点 1’～3’では護岸の反射波の影響により津波高さが水深の 60%以上となる。

第３表　津波高さと水深の割合

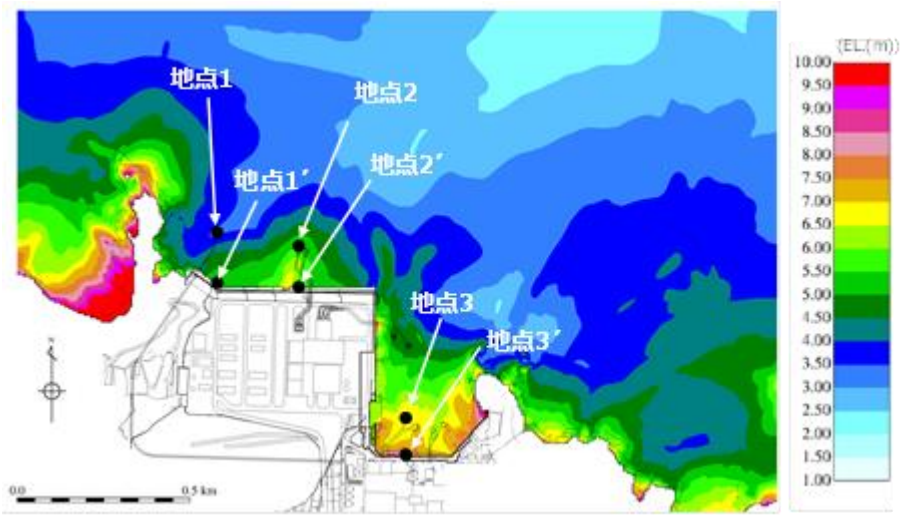
地点	(1)水深	(2)津波高さ※1		(2)/(1)	
		防波堤有	防波堤無	防波堤有	防波堤無
地点1	16m	5.0m	4.0m	31.3%	25.0%
地点2	16m	6.0m	6.0m	37.5%	37.5%
地点3	17m	5.0m	7.0m	29.4%	41.2%

地点※2	(1)水深	(2)津波高さ※1		(2)/(1)	
		防波堤有	防波堤無	防波堤有	防波堤無
地点1‘	4.0m	7.5m	6.0m	187.5%	150.0%
地点2’	6.0m	6.0m	6.0m	100.0%	100.0%
地点3’	5.0m	6.0m	8.0m	120.0%	160.0%

※1　平面二次元津波シミュレーションによる津波高さを保守的に評価した値
※2　地点1～3の南方向における護岸前面位置



第８図　基準津波による最高水位分布
（基準津波１：防波堤有）



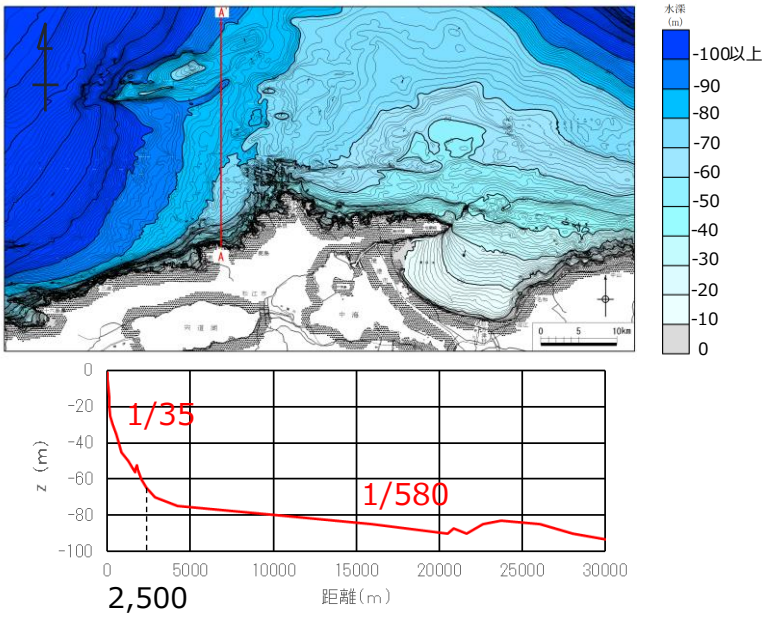
第９図　基準津波による最高水位分布
（基準津波１：防波堤無）

条件②について検討した結果を第１０図及び第１１図に示す。

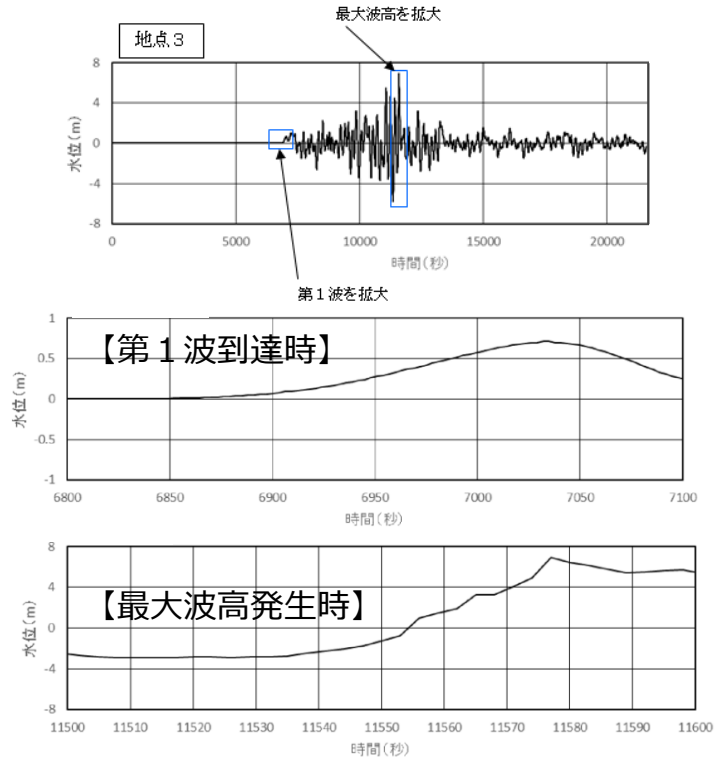
また，平面二次元津波シミュレーションの結果より，津波高さの最大値は EL.+11.13m（基準津波 1）であり，朔望平均満潮位（EL.+0.58m）と潮位のばらつき（0.14m）を考慮した入力津波 EL.+11.9m(≒11.85m)に高潮ハザードの裕度（0.64m）を考慮しても，防波壁の天端高さは EL.+15.0m であるため津波は越流しない。

発電所前面の海底地形として，沖合 2,500m から施設近傍までの平均勾配(A-A 断面)が約 1/35(＞1/100)となった。

また，前項の発電所前面地点 1’～3’から沖合 200m までの海底勾配は最小で約 1/20(＞1/100)となった。



第１０図　海底地形断面図



第１１図　津波高さの時刻歴波形図
（地点３，基準津波１：防波堤無）

「防波堤の耐津波設計ガイドライン」の条件①かつ条件②の条件に合致しないため，ソリトン分裂波が発生しないと考えられるが，砕波発生有無の確認を含めて，科学的根拠に基づいた確認を行うために，水理模型実験及び断面二次元津波シミュレーションを追加実施する。

（２）水理模型実験及び断面二次元津波シミュレーションの条件整理

地形特性及び津波特性の観点から津波波圧に影響するサイト特性を整理し，不確かさを含めて実験条件及び解析条件を設定する。

水理模型実験及び断面二次元津波シミュレーションに使用する基準津波の選定に当たっては，ソリトン分裂波や砕波の発生及び津波波圧への影響要因である津波高さ及び流速を指標とした。

基準津波のうち津波波圧に対して支配的となる水位上昇側の基準津波を対象とし，各防波壁前面位置の結果について整理した。整理結果より，３号炉においては基準津波１(防波堤有)，１，２号炉においては基準津波１(防波堤無)を選定した。基準津波（水位上昇側）における津波高さと流速を第４表に示す。

第４表　基準津波（水位上昇側）における津波高さと流速

基準津波	津波波源	地形変化	津波高さ		流速		備考
		防波堤	最高水位(EL. m)	発生位置	最大流速(m/s)	発生位置	
1	日本海東縁部	有	10.7	３号北側	9.0	３号炉北側	３号炉の検討で選定
		無	11.9	１，２号炉北側	9.8	１，２号炉北側	１･２号炉の検討で選定
2		有	9.0	３号炉東側	5.7	１，２号炉北側	
5		無	11.5	１，２号炉北側	6.2	１，２号炉北側	

基準津波１（防波堤有，防波堤無）による津波高さを防波壁全域において評価するため，水理模型実験及び断面二次元津波シミュレーションにおける津波高さについては，基準津波１よりも大きいケースとして，津波高さが防波壁天端高さである EL.+15.0m となる波圧検討用津波(１５m津波)を設定した。

また，水理模型実験では，防波壁前面での浸水深及びフルード数算定を目的に，防波壁がない状態での津波遡上状況を確認するケースも併せて実施した。津波波圧に影響する不確かさの考慮内容一覧表及び検討ケース一覧表を第５表に示す。

第５表　津波波圧に影響する不確かさの考慮内容一覧表及び検討ケース一覧表

不確かさの考慮内容一覧表（３号炉）

分類	項目	サイト特性	不確かさの考慮内容	比較する検討ケース
地形	周辺地形	防波堤の有無	防波壁周辺の地形変状の不確かさを考慮 ⇒基準津波1(防波堤有)及び基準津波1(防波堤無)	①，②
津波	波形	振幅 （津波高さ）	津波高さの不確かさを考慮 ⇒基準津波１(防波堤有) 及び波圧検討用津波(１５m津波)	①，③
		短周期	津波周期の不確かさを考慮 ⇒基準津波１(防波堤有) 及び基準津波１(防波堤有)の半周期	③，⑥

検討ケース一覧表（３号炉）

検討ケース	津波	波形（周期）	防波堤	敷地護岸	防波壁	水理模型実験	断面二次元津波シミュレーション
ケース①	基準津波１	基準津波１	有	有	有	○	○
ケース②			無	有	有	○	—
ケース③	波圧検討用津波（１５m津波）		有	有	有	○	○
ケース④※			有	有	無	○	—
ケース⑤※			有	無	無	○	—
ケース⑥		基準津波１の半周期	有	有	有	○	—

※通過波計測ケース

不確かさの考慮内容一覧表（１，２号炉）

分類	項目	サイト特性	不確かさの考慮内容	比較する検討ケース
地形	周辺地形	防波堤の有無	１，２号炉前面に位置する防波堤は無いものとして評価するため，地形変状の不確かさは考慮しない	—
津波	波形	振幅 （津波高さ）	津波高さの不確かさを考慮 ⇒基準津波１(防波堤無) 及び波圧検討用津波(１５m津波)	⑦，⑧
		短周期	津波周期の不確かさを考慮 ⇒基準津波１(防波堤無) 及び基準津波１(防波堤無)の半周期	⑧，⑪

検討ケース一覧表（１，２号炉）

検討ケース	津波高さ	波形（周期）	防波堤	敷地護岸	防波壁	水理模型実験	断面二次元津波シミュレーション
ケース⑦	基準津波１	基準津波１	無	有	有	○	○
ケース⑧	波圧検討用津波（１５m津波）		無	有	有	○	○
ケース⑨※			無	有	無	○	—
ケース⑩※			無	無	無	○	—
ケース⑪		基準津波１の半周期	無	有	有	○	—

※通過波計測ケース

【目的及び入射津波の造波】

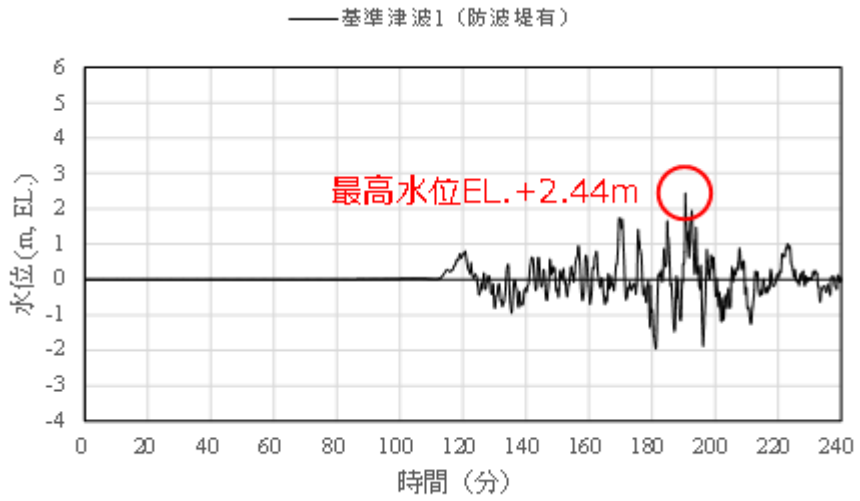
水理模型実験は，ソリトン分裂波や砕波の発生の有無及び防波壁が受ける津波波圧への有意な影響の有無，並びにフルード数の把握を目的に実施する。

水理模型実験における再現範囲は施設護岸から離れた沖合約 2.5km の位置とし，入力津波高さが最大となる基準津波１(防波堤有・無)の平面二次元津波シミュレーションから求めた同地点における津波波形（最大押し波 1 波）を入力する。

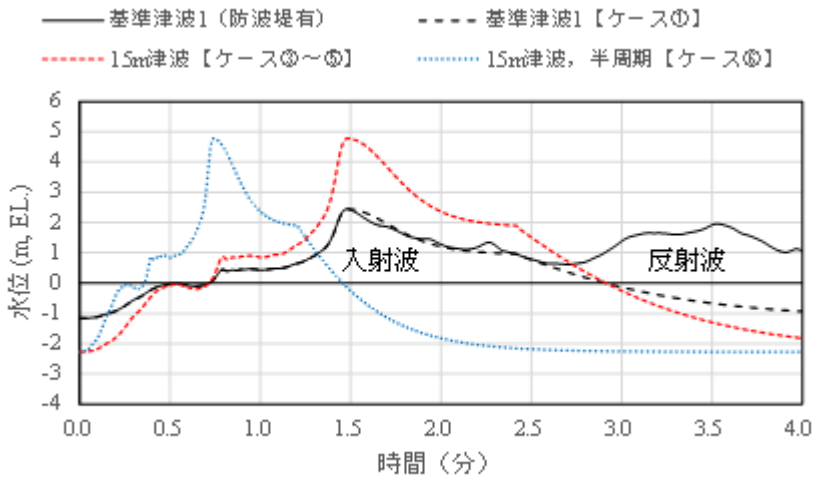
実験における入射津波は，同地点の水位と流速を用いて入射波成分と反射波成分に分離し，入射波成分を造波する。

入射津波高さについては，基準津波１(防波堤有・無)と，不確かさを考慮した波圧検討用津波（１５ｍ津波）を設定する。波圧検討用津波（１５ｍ津波）は，基準津波１(防波堤有・無)と同周期として防波壁前面における反射波を含む遡上高が EL.+15m となるよう振幅を調整する。なお，本波圧検討用津波（１５ｍ津波）は，防波壁等の設計用津波波圧として用いるものではない。

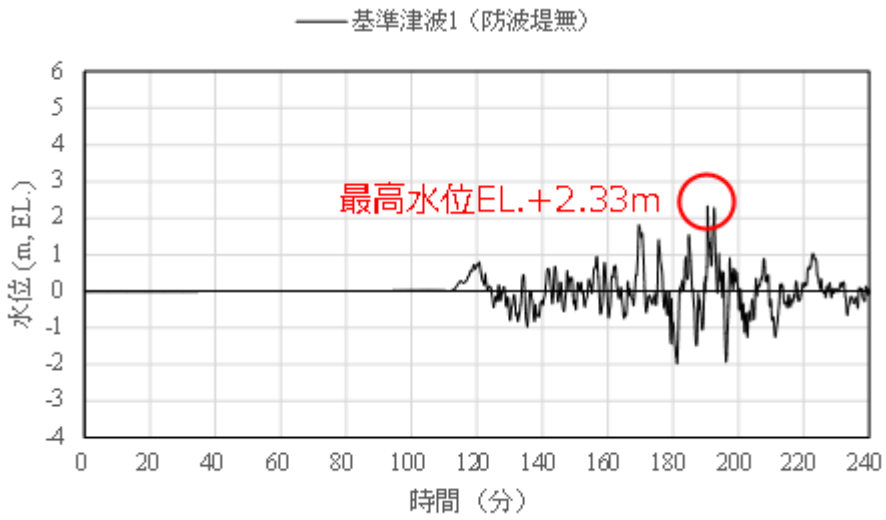
周期については，基準津波１(防波堤有・無)の周期と，不確かさを考慮した基準津波１(防波堤有・無)の半周期を設定する。入射津波の造波波形図を第１２図及び第１３図に示す。



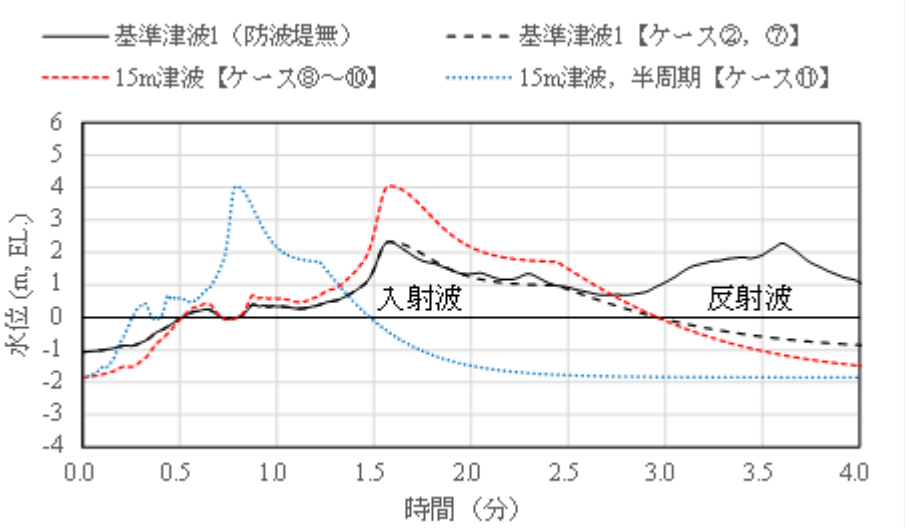
第１２図（１）　入射津波の造波波形図（防波堤有）



第１２図（２）　入射津波の造波波形図（防波堤有）拡大図



第１３図（１）　入射津波の造波波形図（防波堤無）

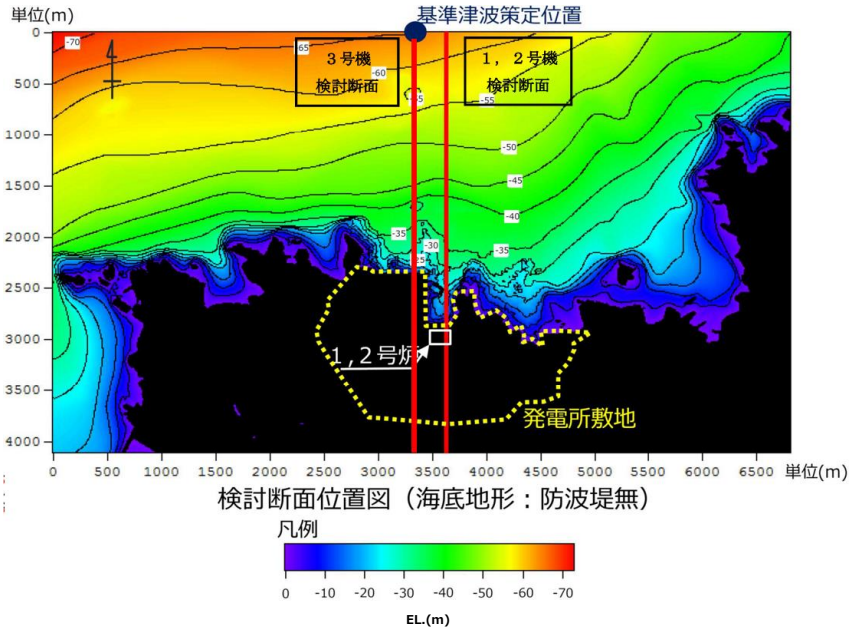


第１３図（２）　入射津波の造波波形図（防波堤無）拡大図

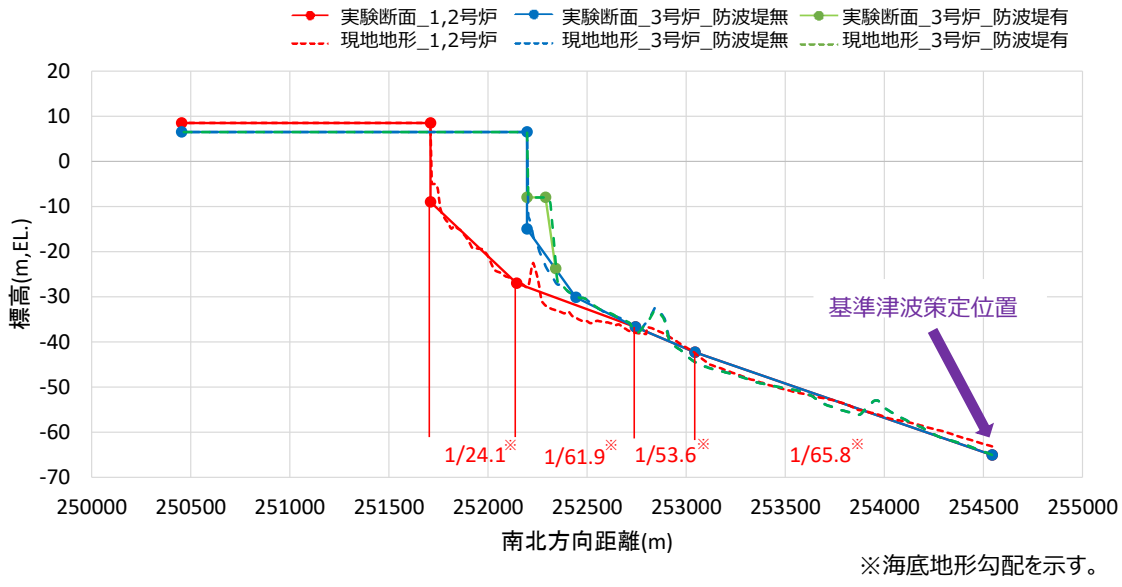
（３）水理模型実験による検討

ａ．検討断面

島根原子力発電所前面の海底地形及び津波の伝播特性を踏まえ，本実験の検討断面は，防波壁の延長方向に直交し，海底地形を示す等水深線ともほぼ直交する南北方向とする。水理模型実験における検討断面位置を第１４図及び第１５図に示す。



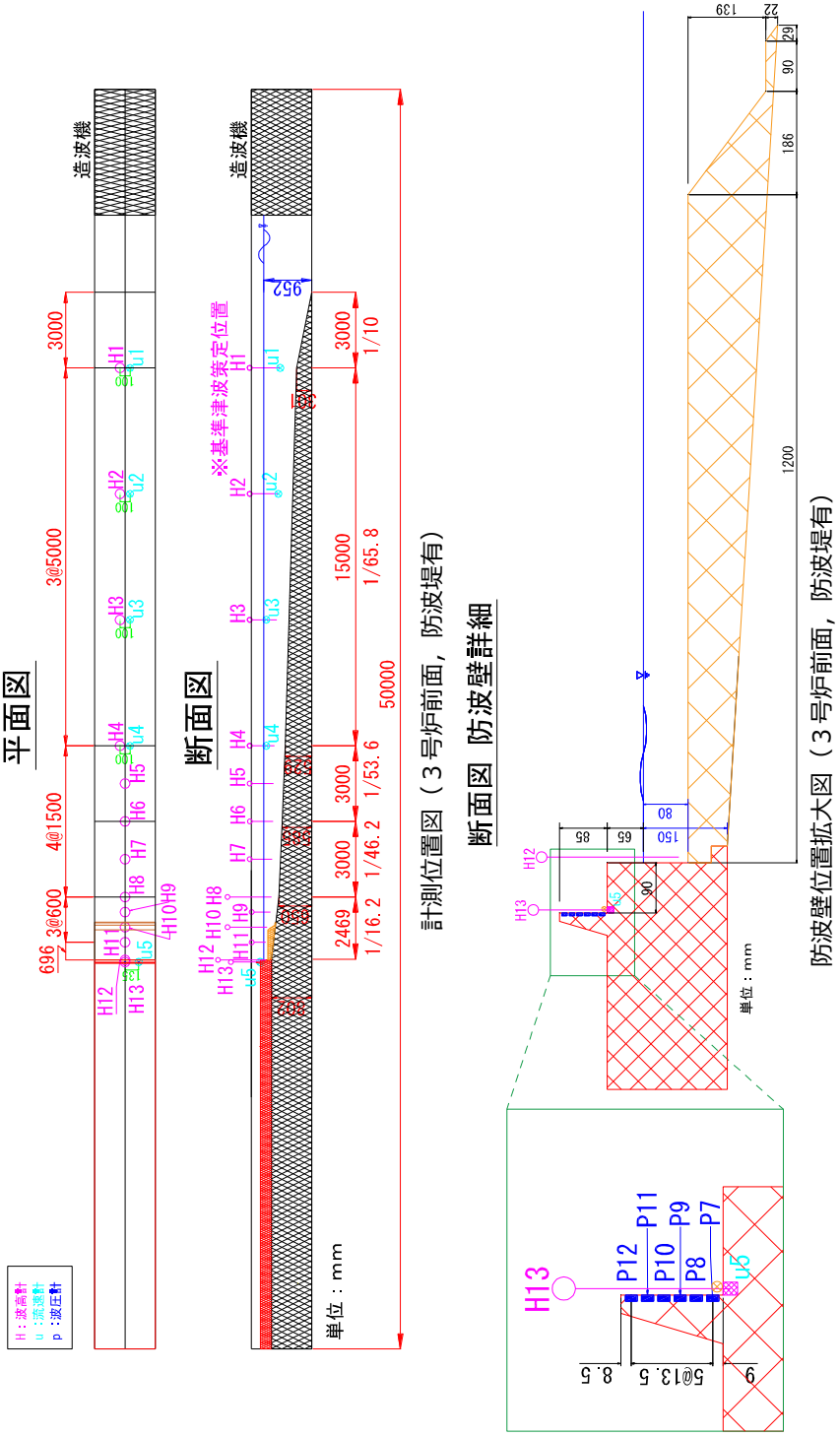
第１４図　検討断面位置図（海底地形：防波堤無）



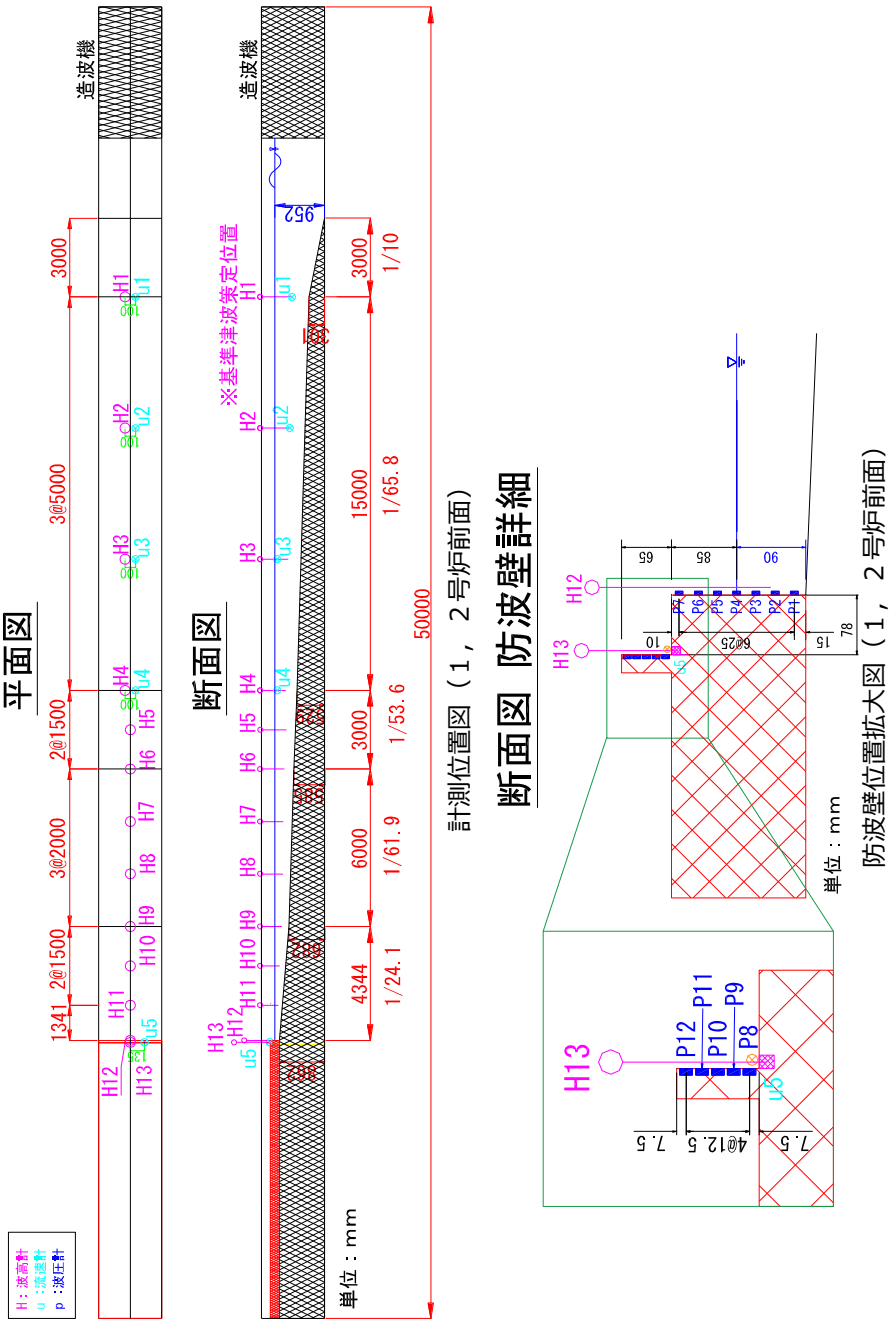
第１５図　検討断面図

b．実験条件

実験施設の水路は，長さ 50m×幅 0.6m×高さ 1.2m とし，沖合約 2.5km から陸側の範囲を再現するために，実験縮尺（幾何縮尺）は 1/100 とする。３号炉側の実験モデル図を第１６図に，１，２号炉側の実験モデル図を第１７図に示す。

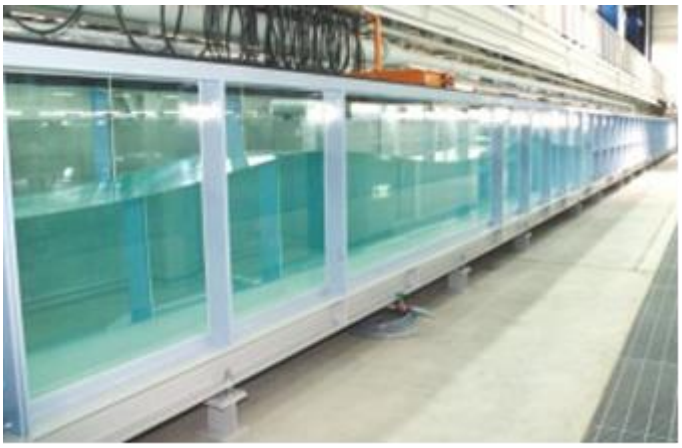


第１６図　実験施設水路（３号炉前面，防波堤有）

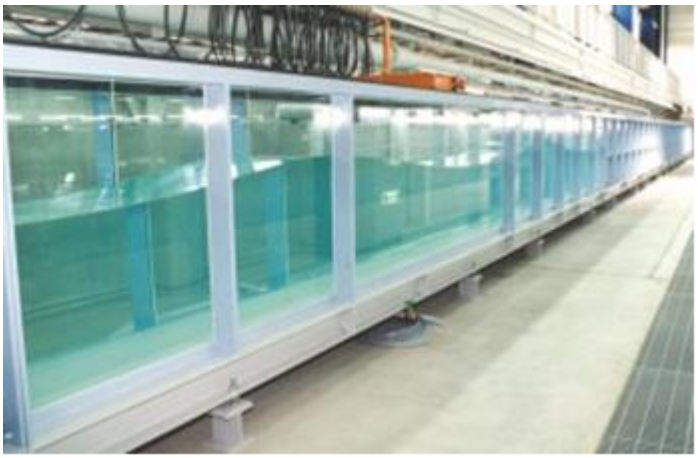


第１７図　実験施設水路（１，２号炉前面）

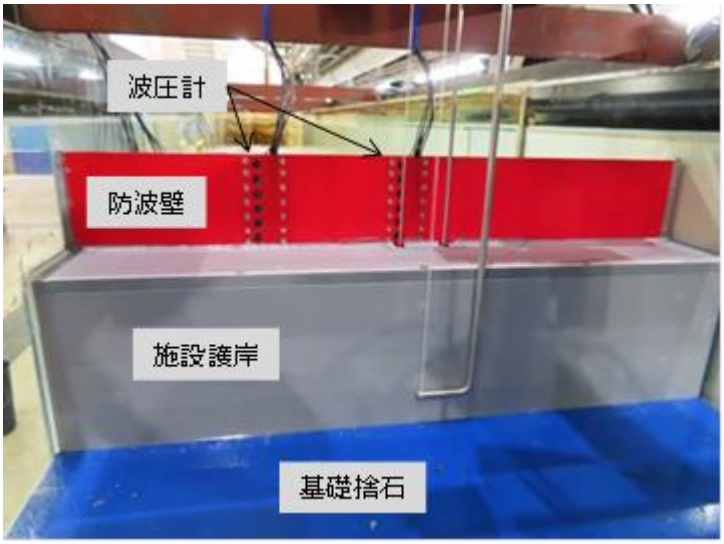
水理模型実験の実験装置例の写真を第１８図及び第１９図に示す。



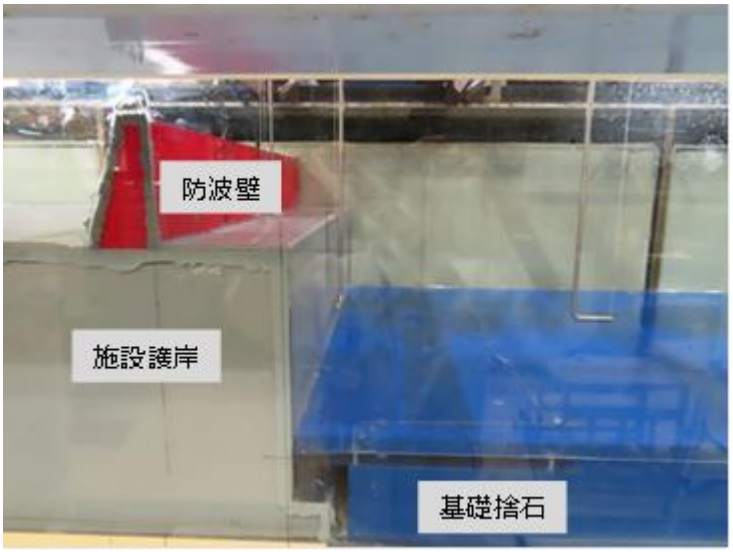
第１８図（１）　実験施設写真（３号炉）



第１８図（２）　実験施設写真（１，２号炉）

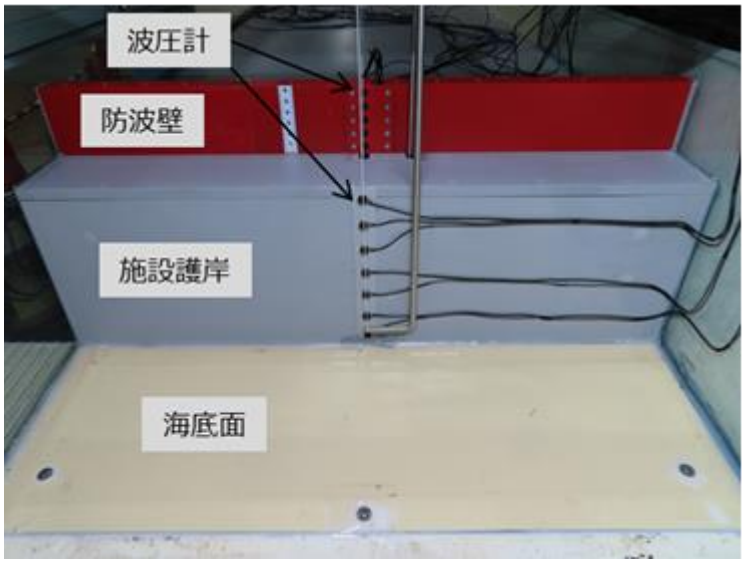


正面より

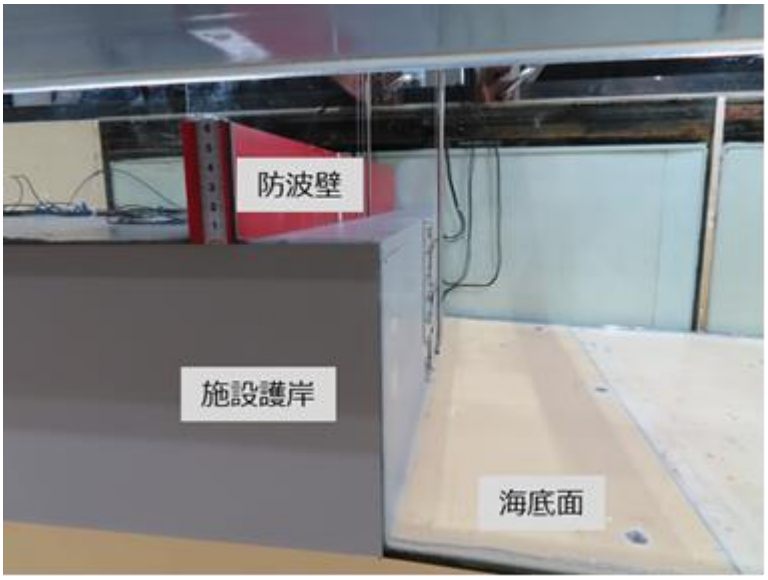


側面より

第１９図（１）　実験模型（３号炉）



正面より



側面より

第１９図（２）　実験模型（１，２号炉）

c．水理模型実験の結果

(a)　ソリトン分裂波及び砕波の確認【ケース①】

発電所沖合から防波壁の近傍において，ソリトン分裂波及び砕波を示す波形がなく，水位は緩やかに上昇していることを確認した（H1～H12 地点）。また，水理模型実験（H10 地点）と同等な水深における平面二次元津波シミュレーション（地点１）の時刻歴波形を比較した結果，同等の津波を再現できていることを確認した。

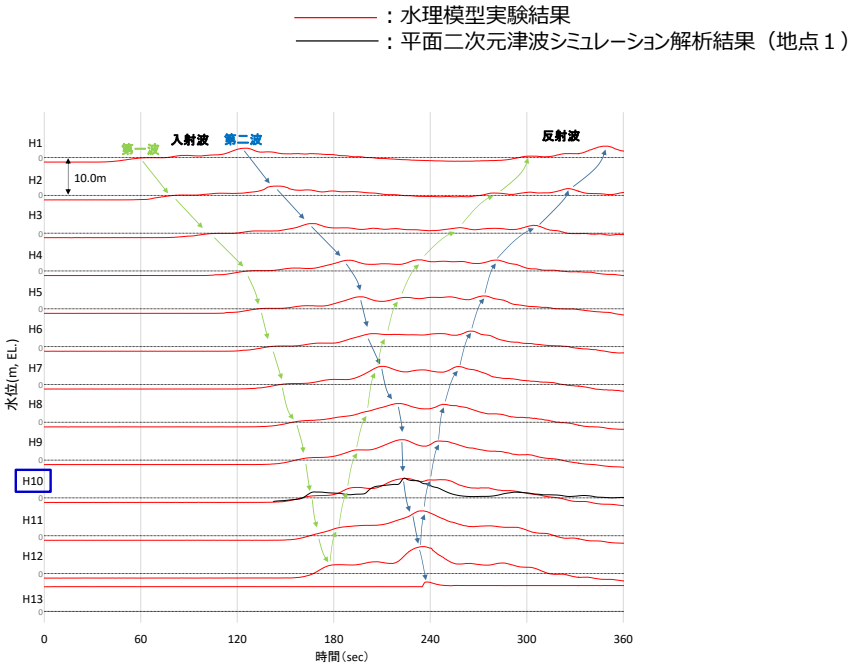
防波壁前面の H13 地点においても，ソリトン分裂波及び砕波は発生しないことを確認した。

また，第一波の反射波と第二波の入射波がぶつかった後の波形について，緩やかに上昇していることを確認した。実験条件を第６表に，時刻歴波形を第２０図に示す。

第６表　実験条件（ケース①）

検討ケース	津波	波形（周期）	防波堤	施設護岸	防波壁
ケース①	基準津波１	基準津波１	有	有	有
ケース②			無	有	有
ケース③	波圧検討用津波（１５m津波）		有	有	有
ケース④※			有	有	無
ケース⑤※			有	無	無
ケース⑥		基準津波１の半周期	有	有	有

※通過波計測ケース



第２０図　水理模型実験における水位の時刻歴波形（ケース①）

（ｂ）　ソリトン分裂波及び砕波の確認【ケース②】

発電所沖合から防波壁の近傍において，ソリトン分裂波及び砕波を示す波形がなく，水位は緩やかに上昇していることを確認した（H1～H12 地点）。

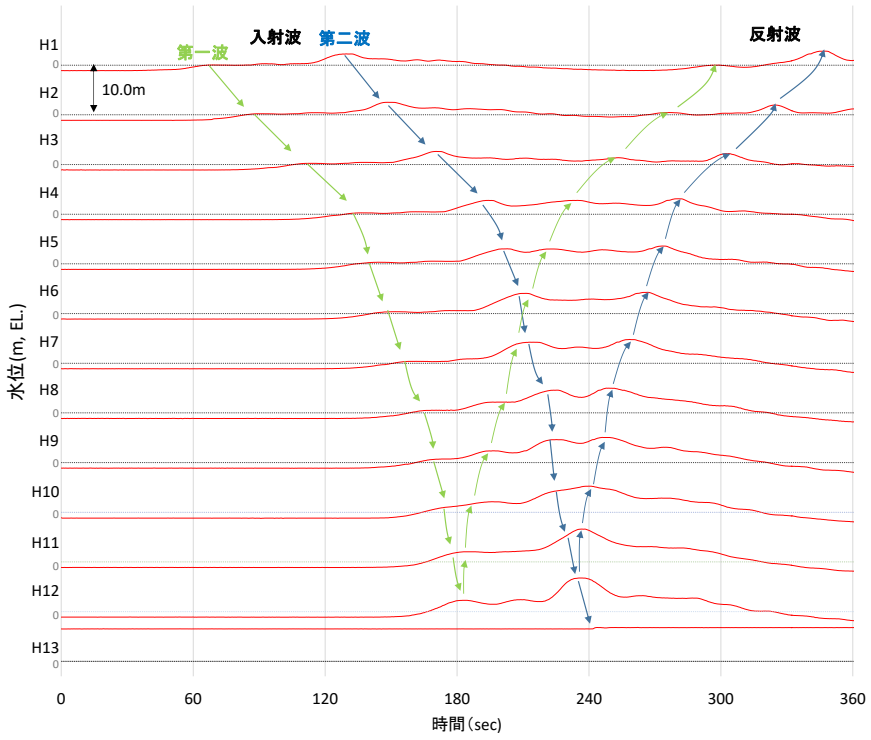
防波壁前面の H13 地点においても，ソリトン分裂波及び砕波は発生しないことを確認した。

また，第一波の反射波と第二波の入射波がぶつかった後の波形について，緩やかに上昇していることを確認した。実験条件を第７表に，時刻歴波形を第２１図に示す。

第７表　実験条件（ケース②）

検討ケース	津波	波形（周期）	防波堤	施設護岸	防波壁
ケース①	基準津波１		有	有	有
ケース②			無	有	有
ケース③	波圧検討用津波（１５ｍ津波）	基準津波１	有	有	有
ケース④※			有	有	無
ケース⑤※			有	無	無
ケース⑥		基準津波１の半周期	有	有	有

※通過波計測ケース



第２１図　水理模型実験における水位の時刻歴波形（ケース②）

（ｃ）　ソリトン分裂波及び砕波の確認【ケース③】

発電所沖合から防波壁の近傍において，ソリトン分裂波及び砕波を示す波形がなく，水位は緩やかに上昇していることを確認した（H1～H12 地点）。

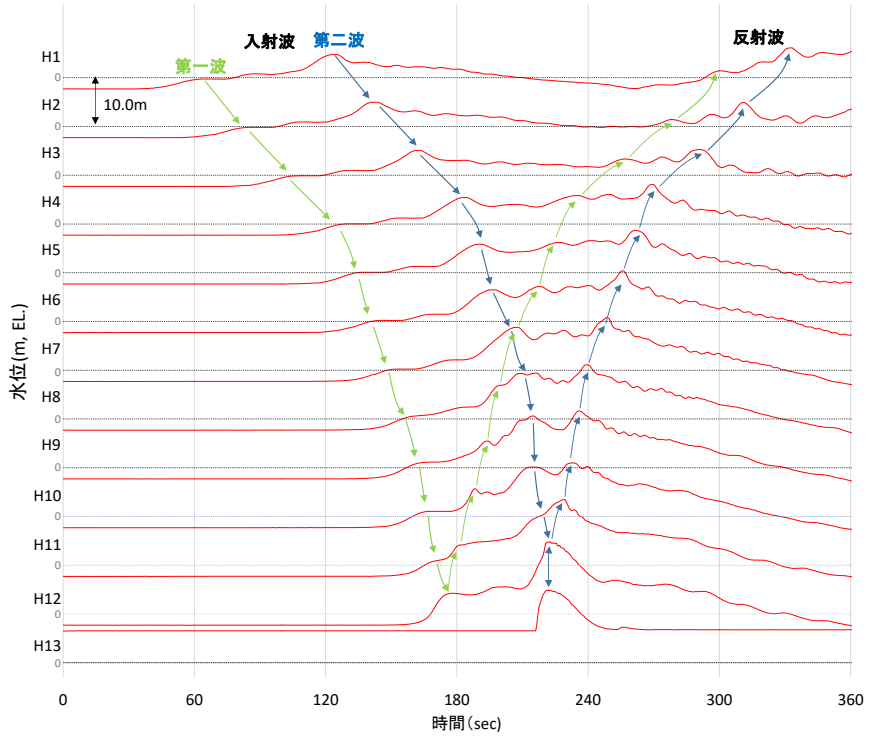
防波壁前面の H13 地点においても，ソリトン分裂波及び砕波は発生しないことを確認した。

また，第一波の反射波と第二波の入射波がぶつかった後の波形について乱れを確認したことから，波圧を算定して影響を確認する。実験条件を第８表に，時刻歴波形を第２２図に示す。

第８表　実験条件（ケース③）

検討ケース	津波	波形（周期）	防波堤	施設護岸	防波壁
ケース①	基準津波１		有	有	有
ケース②			無	有	有
ケース③		基準津波１	有	有	有
ケース④※	波圧検討用津波（１５m津波）		有	有	無
ケース⑤※			有	無	無
ケース⑥		基準津波１の半周期	有	有	有

※通過波計測ケース



第２２図　水理模型実験における水位の時刻歴波形（ケース③）

（ｄ）　ソリトン分裂波及び砕波の確認【ケース④】

防波壁が無い状態での津波遡上状況の把握を目的に，通過波実験を行い，水位・フルード数の確認を行った。

発電所沖合から防波壁の近傍において，ソリトン分裂波及び砕波を示す波形がなく，水位は緩やかに上昇していることを確認した（H1～H12 地点）。

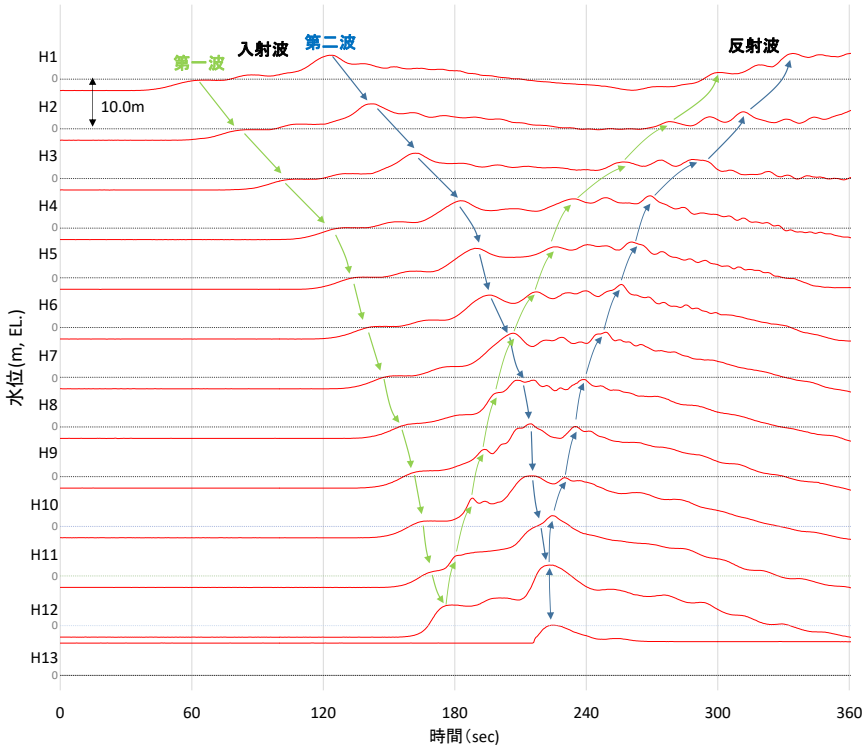
防波壁前面の H13 地点においても，ソリトン分裂波及び砕波は発生しないことを確認した。

また，第一波の反射波と第二波の入射波がぶつかった後の波形について乱れを確認した。実験条件を第９表に，時刻歴波形を第２３図に示す。

第９表　実験条件（ケース④）

検討ケース	津波	波形（周期）	防波堤	施設護岸	防波壁
ケース①	基準津波１	基準津波１	有	有	有
ケース②			無	有	有
ケース③	波圧検討用津波（１５m津波）		有	有	有
ケース④※			有	有	無
ケース⑤※			有	無	無
ケース⑥		基準津波１の半周期	有	有	有

※通過波計測ケース



第２３図　水理模型実験における水位の時刻歴波形（ケース④）

防波壁位置における浸水深及び同時刻におけるフルード数の時刻歴波形を確認した。その結果，越流開始直後の浸水深が浅い時間帯においてはフルード数が大きいが，最大浸水深と同時刻におけるフルード数は１以上となることを確認した。最大浸水深及び同時刻におけるフルード数を第１０表及び第２４図に示す。

朝倉らの研究※によると，津波波圧算定で使用する水深係数（水平波圧指標）について，以下のとおり記載されている。

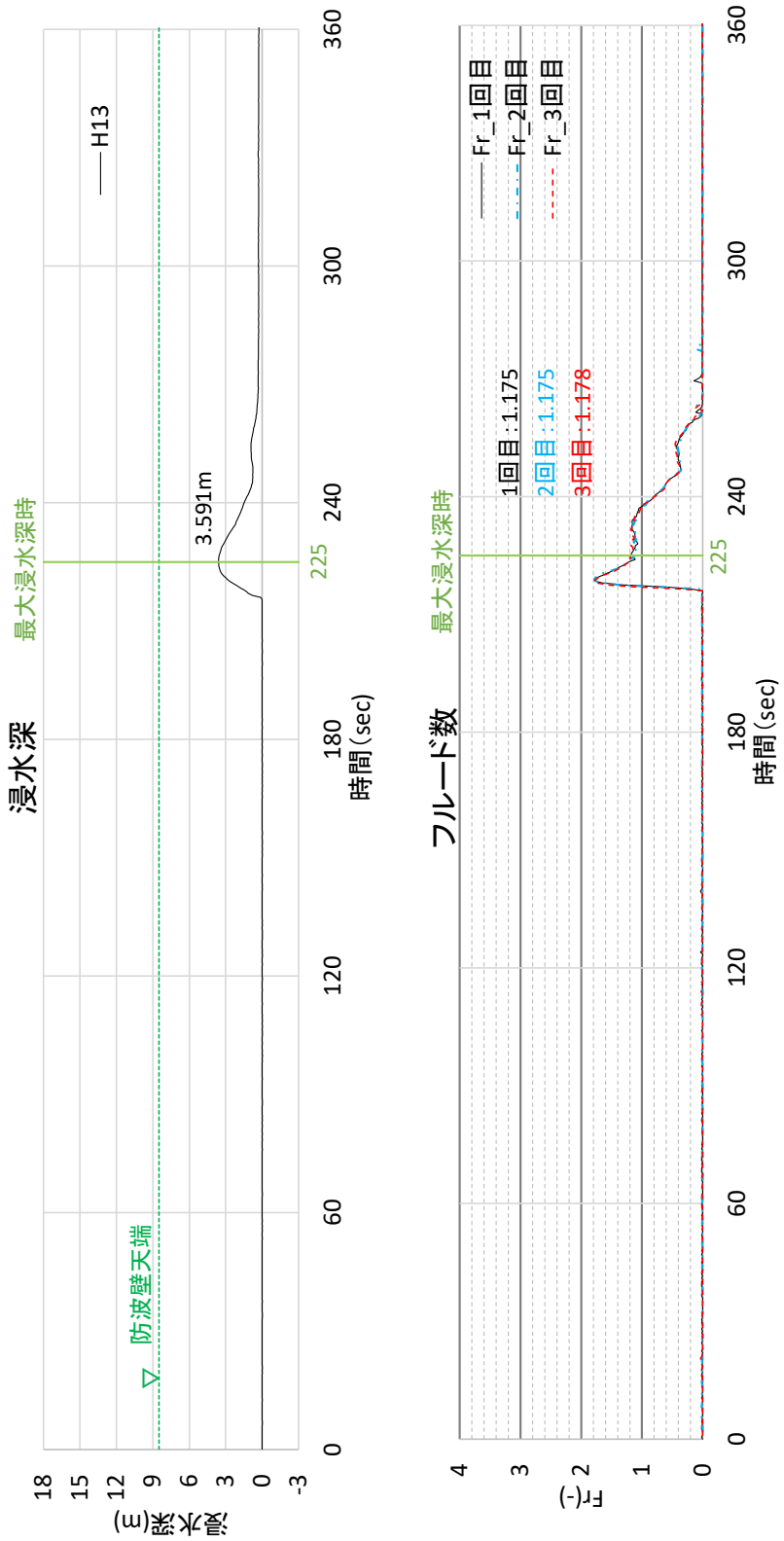
・非分裂波の場合，フルード数が 1.5 以上では陸上構造物前面に作用する津波波圧分布を規定する水平波圧指標（遡上水深に相当する静水圧分布の倍率）は最大で 3.0 となる。

防波壁の構造成立性確認に当たっては，最大浸水深と同時刻におけるフルード数は1.5以下であるが，津波波圧算定で使用する水深係数を3.0とする。

※朝倉ら（2000）：護岸を越流した津波による波圧に関する実験的研究，海岸工学論文集，第 47 巻，土木学会，PP. 911-915

第１０表　最大浸水深と同時刻におけるフルード数

	フルード数 （最大浸水深時）
１回目	1.175
２回目	1.175
３回目	1.178



第２４図　最大浸水深及び同時刻におけるフルード数（進行波成分）の時刻歴波形

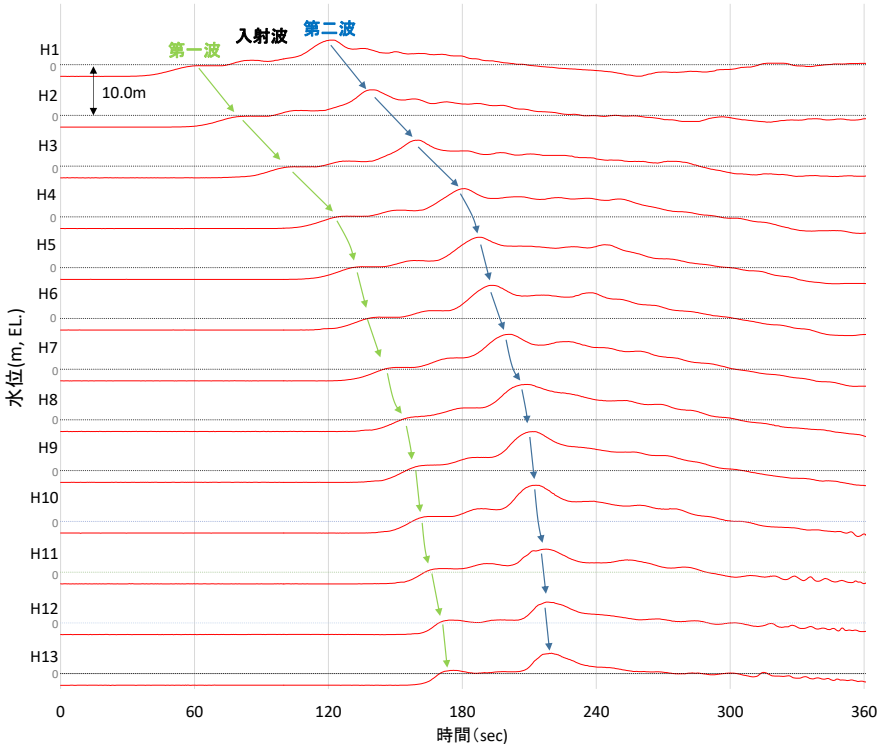
（ｅ）　ソリトン分裂波及び砕波の確認【ケース⑤】

反射波の影響を受けない状態でのソリトン分裂波及び砕波の発生有無の確認のため，施設護岸及び防波壁無による通過波実験を行い，発電所沖合から防波壁の近傍において，ソリトン分裂波及び砕波を示す波形がなく，水位は緩やかに上昇していることを確認した（H1～H12 地点）。実験条件を第１１表に，時刻歴波形を第２５図に示す。

第１１表　実験条件（ケース⑤）

検討ケース	津波	波形（周期）	防波堤	施設護岸	防波壁
ケース①	基準津波１	基準津波１	有	有	有
ケース②			無	有	有
ケース③	波圧検討用津波（１５m津波）		有	有	有
ケース④※			有	有	無
ケース⑤※			有	無	無
ケース⑥		基準津波１の半周期	有	有	有

※通過波計測ケース



第２５図　水理模型実験における水位の時刻歴波形（ケース⑤）

（ｆ）　ソリトン分裂波及び砕波の確認【ケース⑥】

不確かさケースとして，極端に周期を短くした場合の検討（基準津波１の半周期）を実施した。

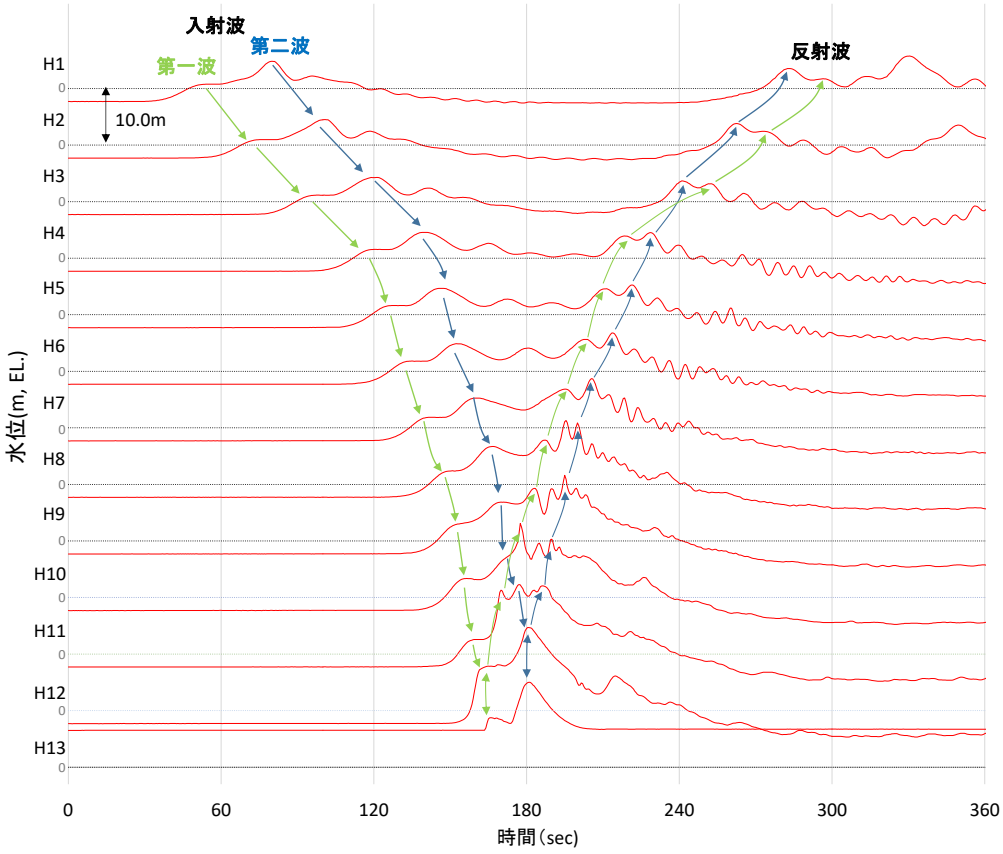
発電所沖合から防波壁の近傍において，ソリトン分裂波を示す波形がなく，水位は緩やかに上昇していることを確認した（H1～H12）。

また，第一波の反射波と第二波の入射波がぶつかった後の波形について乱れを確認したことから，波圧を算定して影響を確認する。実験条件を第１２表に，時刻歴波形を第２６図に示す。

第１２表　実験条件（ケース⑥）

検討ケース	津波	波形（周期）	防波堤	施設護岸	防波壁
ケース①	基準津波１	基準津波１	有	有	有
ケース②			無	有	有
ケース③	波圧検討用津波（１５ｍ津波）		有	有	有
ケース④※			有	有	無
ケース⑤※			有	無	無
ケース⑥		基準津波１の半周期	有	有	有

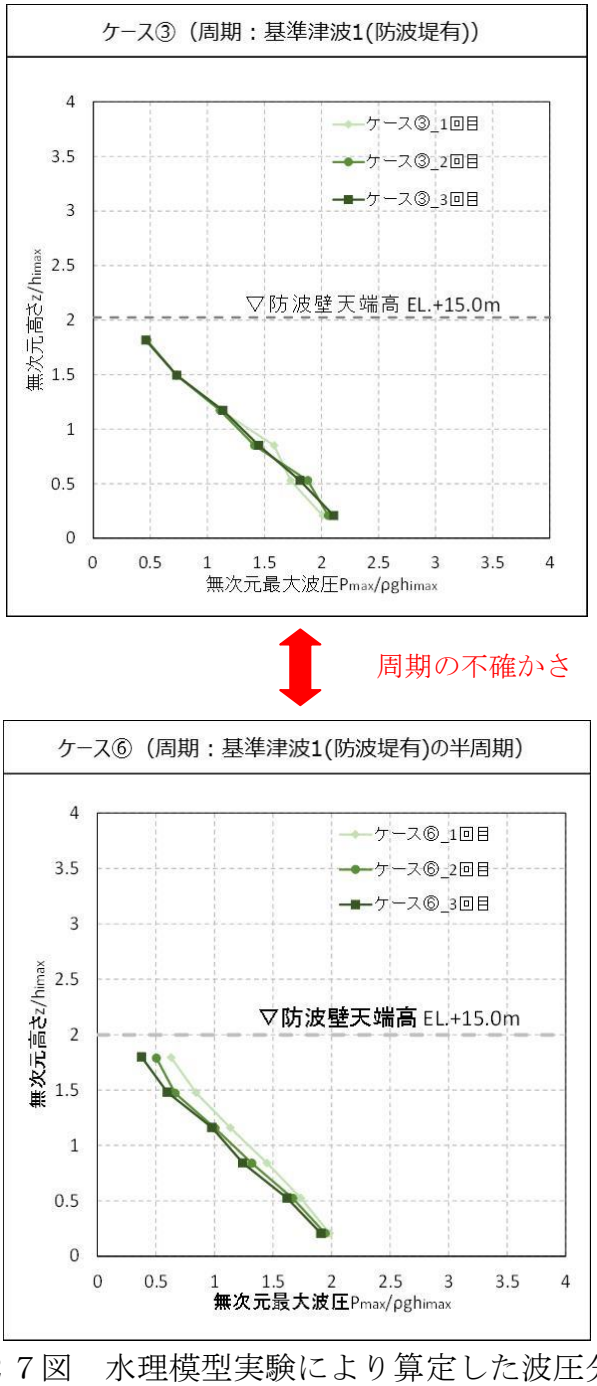
※通過波計測ケース



第２６図　水理模型実験における水位の時刻歴波形（ケース⑥）

（ｇ） 波圧の算定結果

水理模型実験において計測した防波壁に作用する波圧分布を第２７図に示す。なお，第２７図は横軸の波圧と縦軸の標高を津波による浸水深で無次元化を図った。水理模型実験により算定した３号炉前面の防波壁における波圧分布は直線型となり，ソリトン分裂波や砕波発生時にみられる波圧の増加がみられないため，ソリトン分裂波や砕波による津波波圧への有意な影響はないことを確認した。



第２７図　水理模型実験により算定した波圧分布

（ｈ）　ソリトン分裂波及び砕波の確認【ケース⑦】

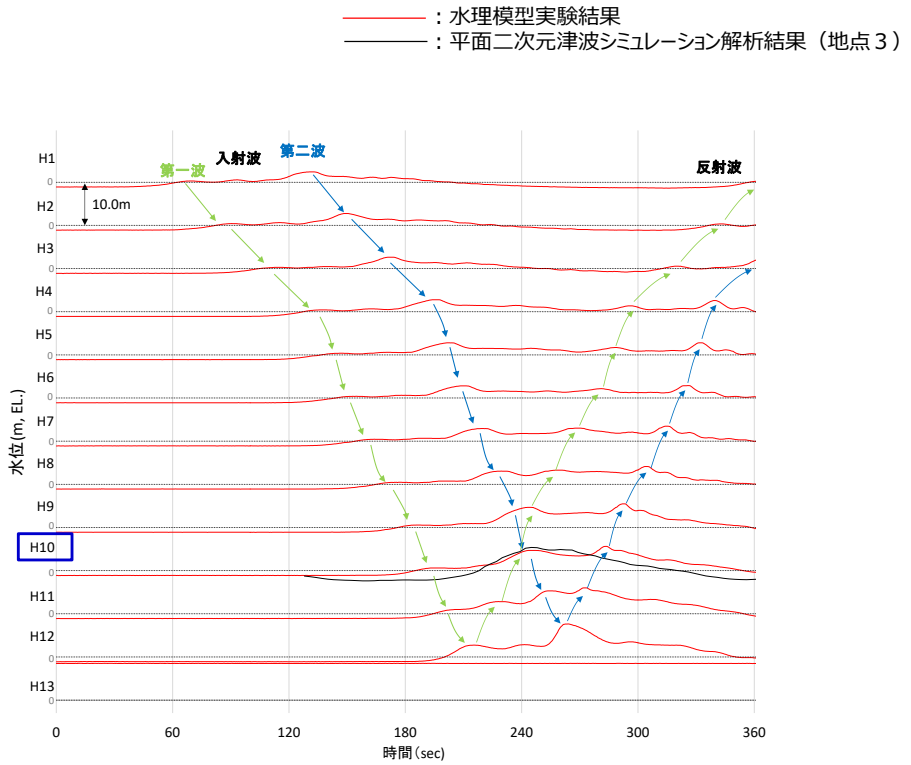
発電所沖合から防波壁の近傍において，ソリトン分裂波及び砕波を示す波形がなく，水位は緩やかに上昇していることを確認した（H1～H12 地点）。また，水理模型実験（H10 地点）と同等な水深における平面二次元津波シミュレーション（地点 3）の時刻歴波形を比較した結果，同等の津波を再現できていることを確認した。

防波壁前面の H13 地点においても，ソリトン分裂波及び砕波は発生しないことを確認した。また，第一波の反射波と第二波の入射波がぶつかった後の波形について，緩やかに上昇していることを確認した。実験条件を第１３表に，時刻歴波形を第２８図に示す。

第１３表　実験条件（ケース⑦）

検討ケース	津波	波形（周期）	防波堤	施設護岸	防波壁
ケース⑦	基準津波１		無	有	有
ケース⑧	波圧検討用津波（１５m津波）	基準津波１	無	有	有
ケース⑨※			無	有	無
ケース⑩※			無	無	無
ケース⑪		基準津波１の半周期	無	有	有

※通過波計測ケース



第２８図　水理模型実験における水位の時刻歴波形（ケース⑦）

（ｉ）　ソリトン分裂波及び砕波の確認【ケース⑧】

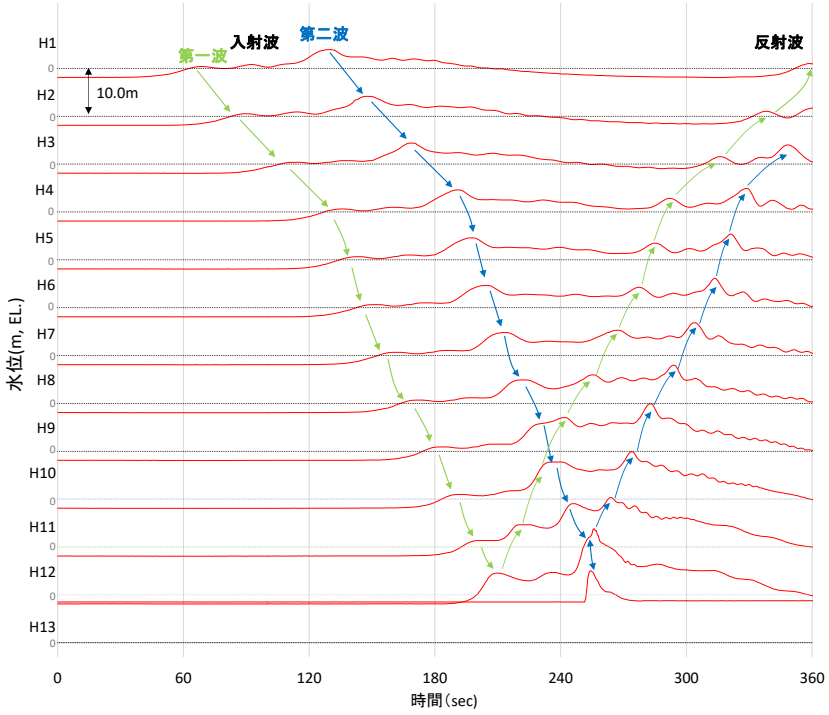
発電所沖合から防波壁の近傍において，ソリトン分裂波及び砕波を示す波形がなく，水位は緩やかに上昇していることを確認した（H1～H12 地点）。

防波壁前面の H13 地点においても，ソリトン分裂波及び砕波は発生しないことを確認した。また，第一波の反射波と第二波の入射波がぶつかった後の波形について乱れを確認したことから，波圧を算定して影響を確認する。実験条件を第１４表に，時刻歴波形を第２９図に示す。

第１４表　実験条件（ケース⑧）

検討ケース	津波	波形（周期）	防波堤	施設護岸	防波壁
ケース⑦	基準津波１		無	有	有
ケース⑧		基準津波１	無	有	有
ケース⑨※	波圧検討用津波（１５m津波）		無	有	無
ケース⑩※			無	無	無
ケース⑪		基準津波１の半周期	無	有	有

※通過波計測ケース



第２９図　水理模型実験における水位の時刻歴波形（ケース⑧）

（ｊ）　ソリトン分裂波及び砕波の確認【ケース⑨】

防波壁がない状態での津波遡上状況の把握を目的に，通過波実験を行い，水位・フルード数の確認を行った。

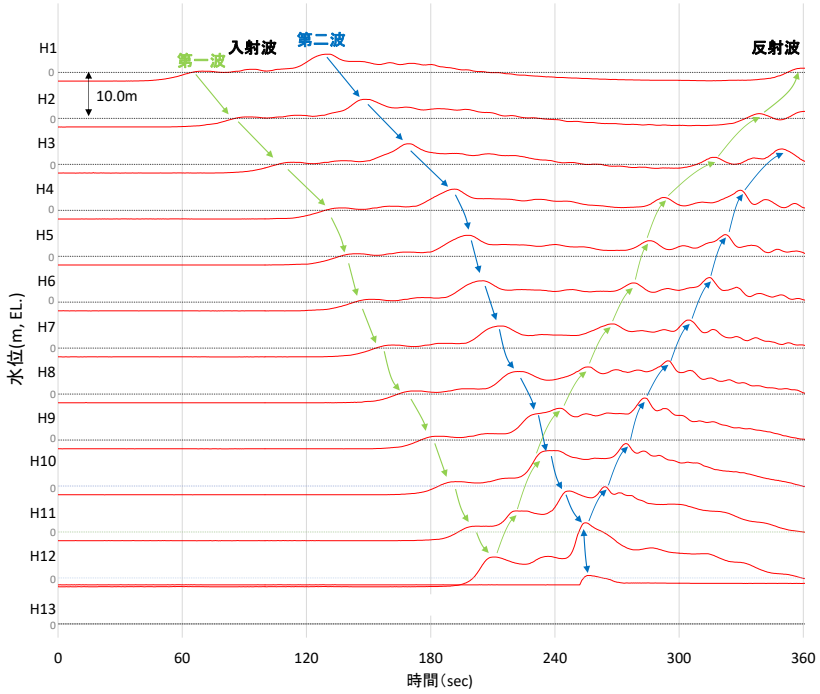
発電所沖合から防波壁の近傍において，ソリトン分裂波及び砕波を示す波形がなく，水位は緩やかに上昇していることを確認した（H1～H12 地点）。

防波壁前面の H13 地点においても，ソリトン分裂波及び砕波は発生しないことを確認した。また，第一波の反射波と第二波の入射波がぶつかった後の波形について乱れを確認した。実験条件を第１５表に，時刻歴波形を第３０図に示す。

第１５表　実験条件（ケース⑨）

検討ケース	津波	波形（周期）	防波堤	施設護岸	防波壁
ケース⑦	基準津波１	基準津波１	無	有	有
ケース⑧	波圧検討用津波（１５m津波）		無	有	有
ケース⑨※			無	有	無
ケース⑩※			無	無	無
ケース⑪		基準津波１の半周期	無	有	有

※通過波計測ケース



第３０図　水理模型実験における水位の時刻歴波形（ケース⑨）

防波壁位置における浸水深及び同時刻におけるフルード数の時刻歴波形を確認した。その結果，越流開始直後の浸水深が浅い時間帯においてはフルード数が大きいが，最大浸水深と同時刻におけるフルード数は 1.5 以上となることを確認した。最大浸水深及び同時刻におけるフルード数を第１６表及び第３１図に示す。

朝倉らの研究※によると，津波波圧算定で使用する水深係数（水平波圧指標）について，以下のとおり記載されている。

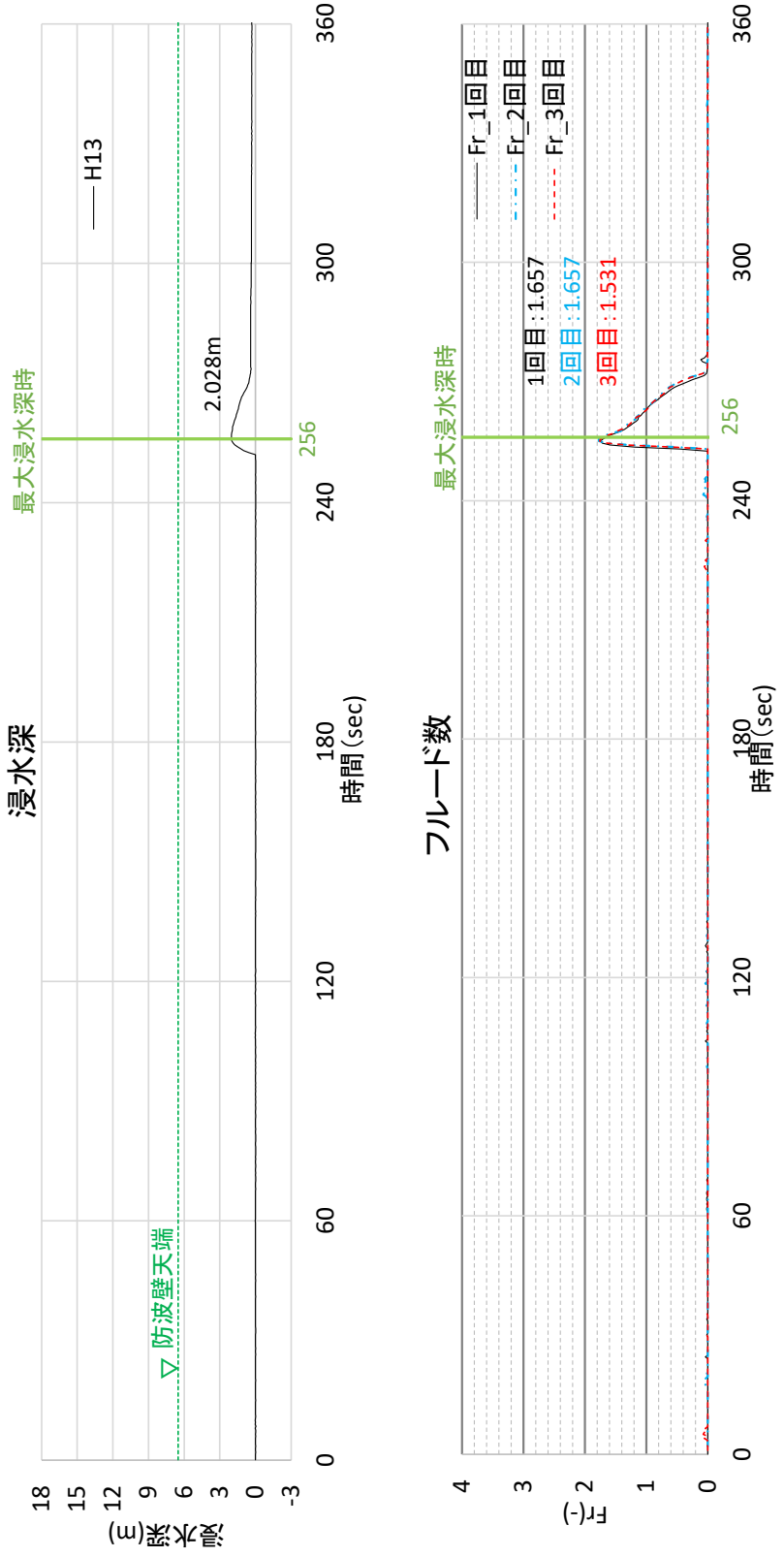
・非分裂波の場合，フルード数が 1.5 以上では陸上構造物前面に作用する津波波圧分布を規定する水平波圧指標（遡上水深に相当する静水圧分布の倍率）は最大で 3.0 となる。

島根原子力発電所においては，最大浸水深と同時刻におけるフルード数は 1.5 以上であることから，津波波圧算定で使用する水深係数を 3.0 とする。

※朝倉ら（2000）：護岸を越流した津波による波圧に関する実験的研究，海岸工学論文集，第 47 巻，土木学会，PP.911-915

第１６表　最大浸水深と同時刻におけるフルード数

	フルード数 （最大浸水深時）
１回目	1.657
２回目	1.657
３回目	1.531



第３１図　最大浸水深及び同時刻におけるフルード数
（進行波成分）の時刻歴波形

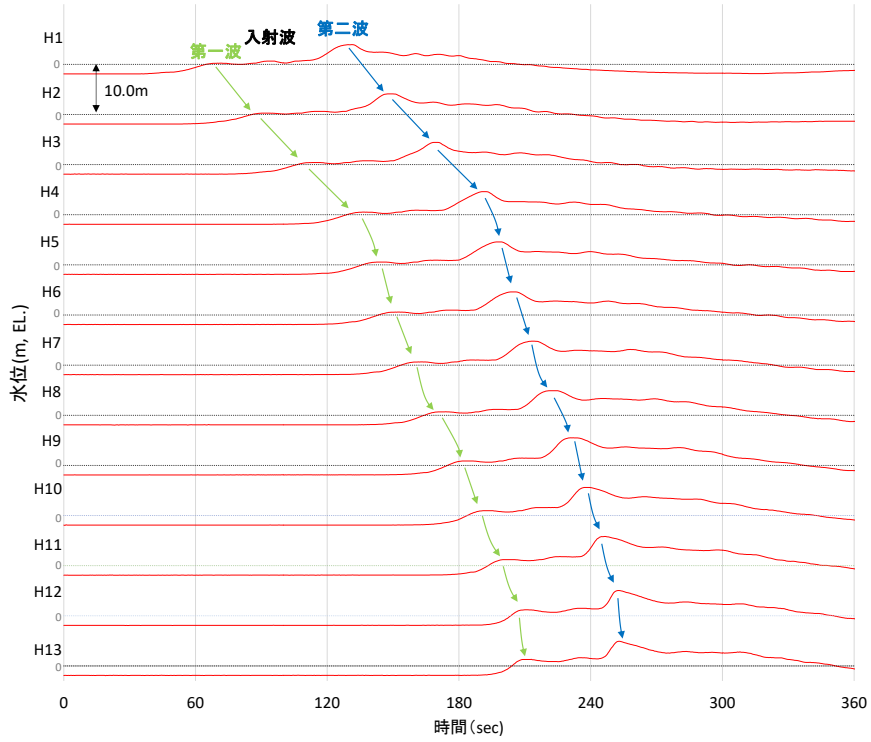
（ｋ）　ソリトン分裂波及び砕波の確認【ケース⑩】

反射波の影響を受けない状態でのソリトン分裂波及び砕波の発生有無の確認のため，施設護岸及び防波壁無による通過波実験を行い，発電所沖合から防波壁の近傍において，ソリトン分裂波及び砕波を示す波形がなく，水位は緩やかに上昇していることを確認した（H1～H12 地点）。実験条件を第１７表に，時刻歴波形を第３２図に示す。

第１７表　実験条件（ケース⑩）

検討ケース	津波	波形（周期）	防波堤	施設護岸	防波壁
ケース⑦	基準津波１	基準津波１	無	有	有
ケース⑧	波圧検討用津波（１５m津波）		無	有	有
ケース⑨※			無	有	無
ケース⑩※			無	無	無
ケース⑪		基準津波１の半周期	無	有	有

※通過波計測ケース



第３２図　水理模型実験における水位の時刻歴波形（ケース⑩）

（１）　ソリトン分裂波及び砕波の確認【ケース⑪】

不確かさケースとして，極端に周期を短くした場合の検討（基準津波１の半周期）を実施した。

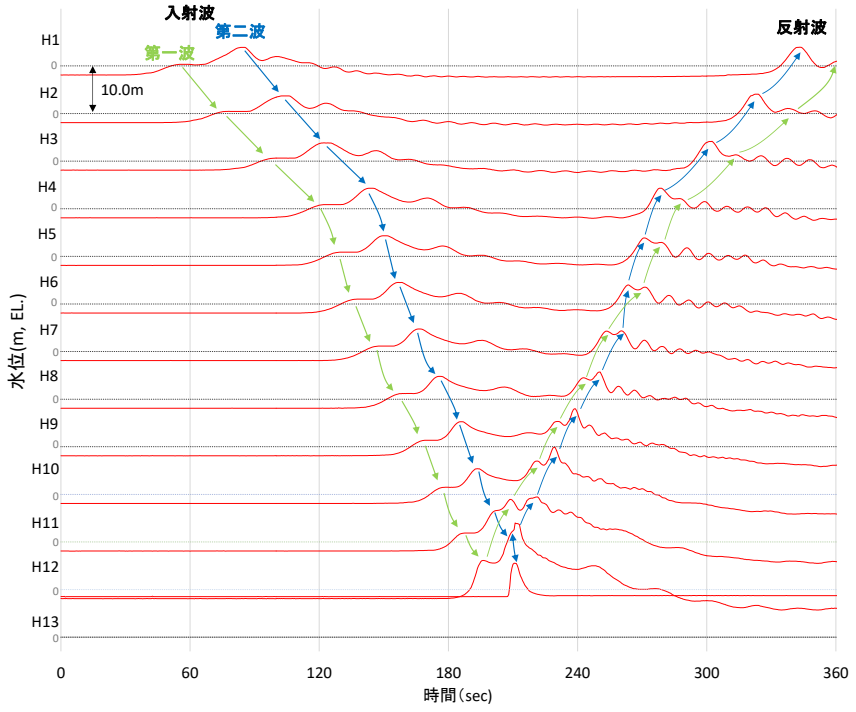
発電所沖合から防波壁の近傍において，ソリトン分裂波を示す波形がなく，水位は緩やかに上昇していることを確認した（H1～H12）。

また，第一波の反射波と第二波の入射波がぶつかった後の波形について乱れを確認したことから，波圧を算定して影響を確認する。実験条件を第１８表に，時刻歴波形を第３３図に示す。

第１８表　実験条件（ケース⑪）

検討ケース	津波	波形（周期）	防波堤	施設護岸	防波壁
ケース⑦	基準津波１	基準津波１	無	有	有
ケース⑧	波圧検討用津波（１５m津波）		無	有	有
ケース⑨※			無	有	無
ケース⑩※			無	無	無
ケース⑪		基準津波１の半周期	無	有	有

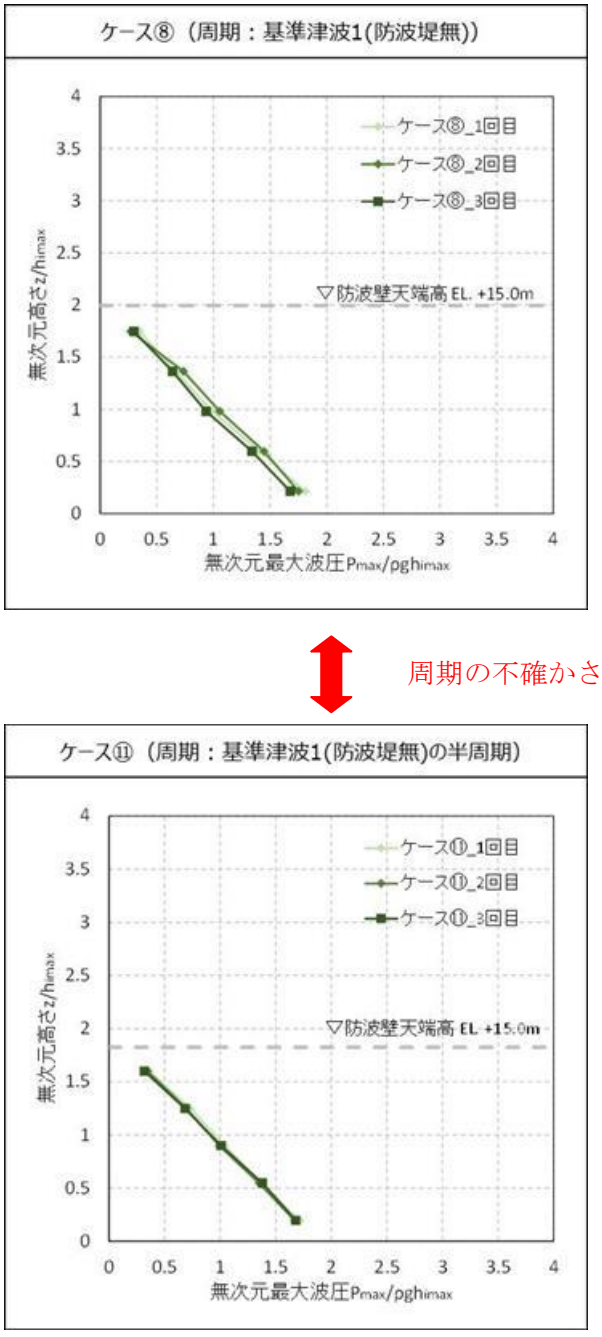
※通過波計測ケース



第３３図　水理模型実験における水位の時刻歴波形（ケース⑪）

（m） 波圧の算定結果

水理模型実験において計測した防波壁に作用する波圧分布を第３４図に示す。水理模型実験により算定した１，２号炉前面の防波壁における波圧分布は，直線型の波圧分布となりソリトン分裂波や砕波発生時にみられる波圧増加がみられないため，ソリトン分裂波や砕波による津波波圧への有意な影響はないことを確認した。



第３４図　水理模型実験により算定した波圧分布

（４）断面二次元津波シミュレーションによる検討

水理模型実験と同じ条件（ケース①，③，⑦及び⑧）について，断面二次元津波シミュレーションを実施した。

（ａ） ソリトン分裂波及び砕波の確認【ケース①】

ケース①の解析結果は，以下のとおり，水理模型実験と同等の津波を再現できていることを確認した（H1～H13 地点）。

・発電所沖合から防波壁の近傍において，ソリトン分裂波及び砕波を示す波形がなく，水位は緩やかに上昇している（H1～H12 地点）。

・防波壁前面の H13 地点においても，ソリトン分裂波及び砕波は発生しない。

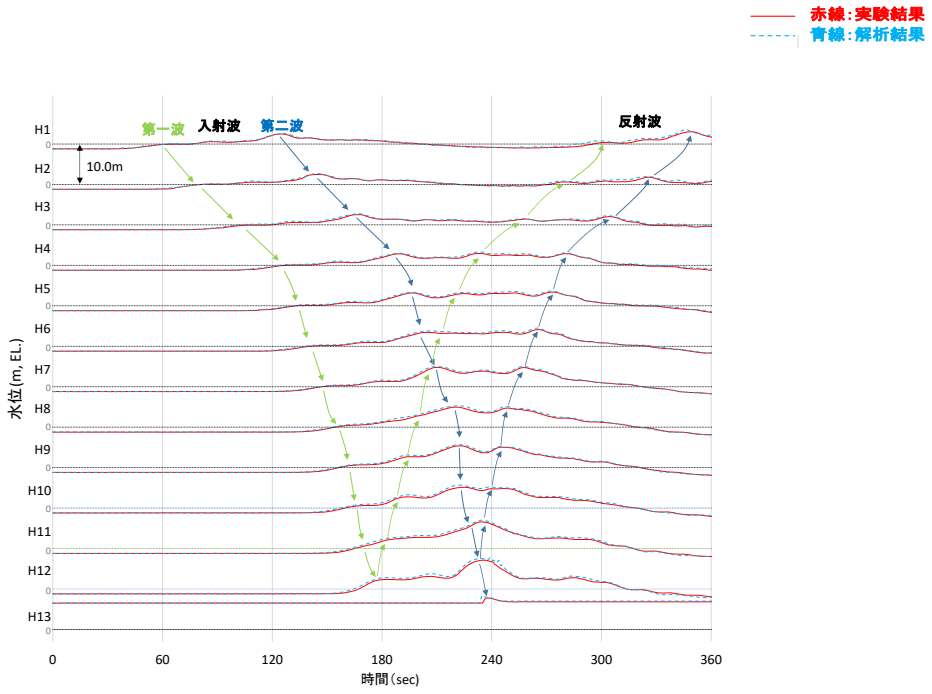
・第一波の反射波と第二波の入射波がぶつかった後の波形について，緩やかに上昇している。

解析条件を第１９表に，時刻歴波形を第３５図に示す。

第１９表　解析条件（ケース①）

検討ケース	津波	波形（周期）	防波堤	施設護岸	防波壁
ケース①	基準津波１	基準津波１	有	有	有
ケース②			無	有	有
ケース③	波圧検討用津波（１５m津波）		有	有	有
ケース④※			有	有	無
ケース⑤※			有	無	無
ケース⑥		基準津波１の半周期	有	有	有

※通過波計測ケース



第３５図　断面二次元津波シミュレーションにおける水位の時刻歴波形（ケース①）

（ｂ）　ソリトン分裂波及び砕波の確認【ケース③】

ケース③の解析結果は，以下のとおり，水理模型実験と同等の津波を再現できていることを確認した（H1～H13 地点）。

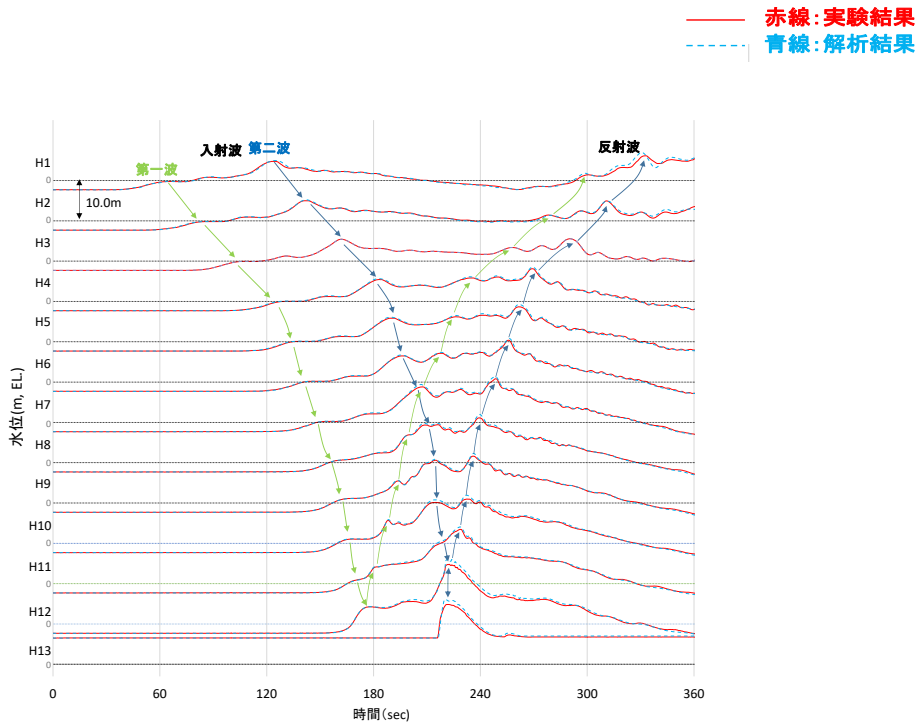
・発電所沖合から防波壁の近傍において，ソリトン分裂波及び砕波を示す波形がなく，水位は緩やかに上昇している（H1～H12）。
・防波壁前面の H13 においても，ソリトン分裂波及び砕波は発生しない。
・第一波の反射波と第二波の入射波がぶつかった後の波形について乱れが確認できる。

解析条件を第２０表に，時刻歴波形を第３６図に示す。

第２０表　解析条件（ケース③）

検討ケース	津波	波形（周期）	防波堤	施設護岸	防波壁
ケース①	基準津波１		有	有	有
ケース②			無	有	有
ケース③		基準津波１	有	有	有
ケース④※	波圧検討用津波（１５m津波）		有	有	無
ケース⑤※			有	無	無
ケース⑥		基準津波１の半周期	有	有	有

※通過波計測ケース



第３６図 断面二次元津波シミュレーションにおける
水位の時刻歴波形（ケース③）

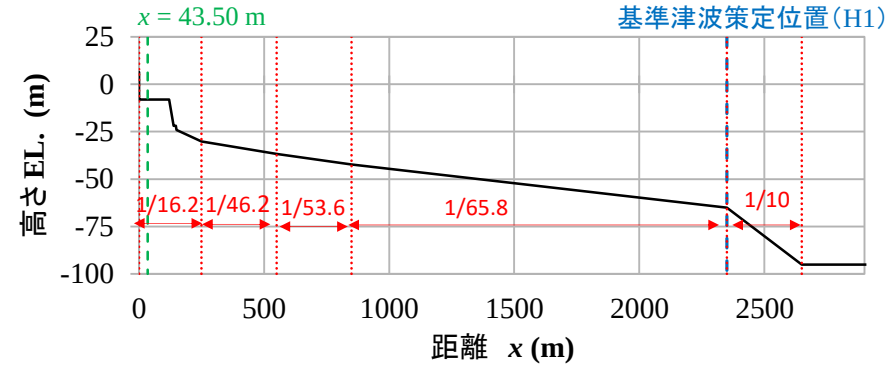
（ｃ） 波形の水面勾配

３号炉の防波壁を対象として，ケース①(基準津波 1(防波堤有)）の断面二次元津波シミュレーション結果を基に波形の水面勾配を確認する。

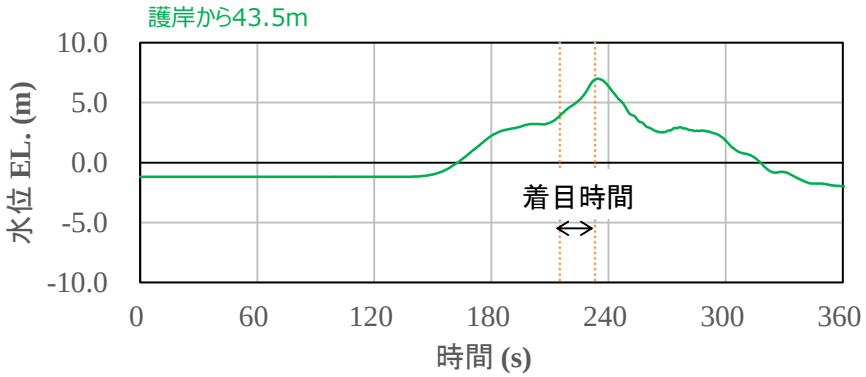
津波の水位時刻歴波形から水位上昇量が大きくなる時刻に着目し，水位分布を確認した結果，水面勾配は最大で 1.40°であり，松山ら(2005)における水面勾配の砕波限界 30°～40°に比べて十分に小さい。

基準津波の時刻歴波形や水位分布からソリトン分裂波や砕波と考えられる挙動は認められない。

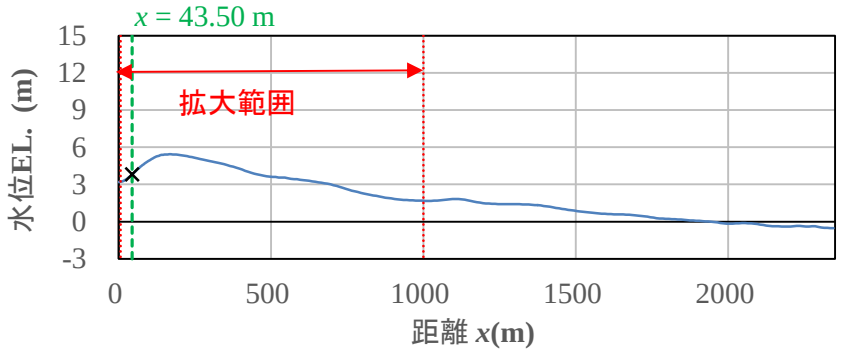
以上より，３号炉護岸前面ではソリトン分裂波及び砕波は発生しない。



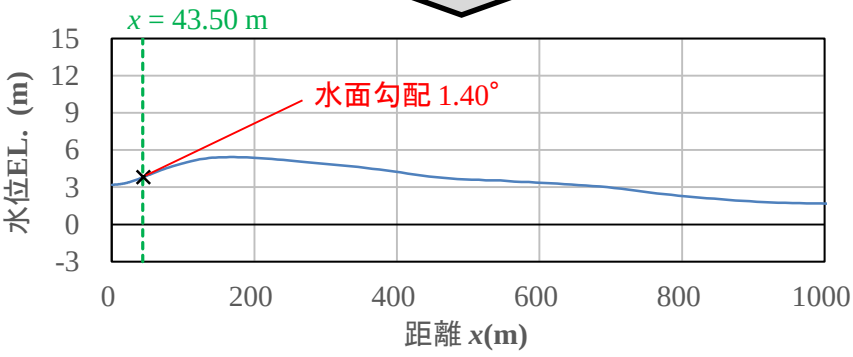
護岸法線部を原点とした海底地形



最大水面勾配が確認された時刻



最大水面勾配が確認された時刻（t=218.1s）の水位分布



水位分布の拡大図（t＝218.1s）

第３７図　最大水面勾配確認結果（３号炉）

（ｄ）　ソリトン分裂波及び砕波の確認【ケース⑦】

ケース⑦の解析結果は，以下のとおり，水理模型実験と同等の津波を再現できていることを確認した（H1～H13 地点）。

・発電所沖合から防波壁の近傍において，ソリトン分裂波及び砕波を示す波形がなく，水位は緩やかに上昇している（H1～H12 地点）。

・防波壁前面の H13 地点においても，ソリトン分裂波及び砕波は発生しない。

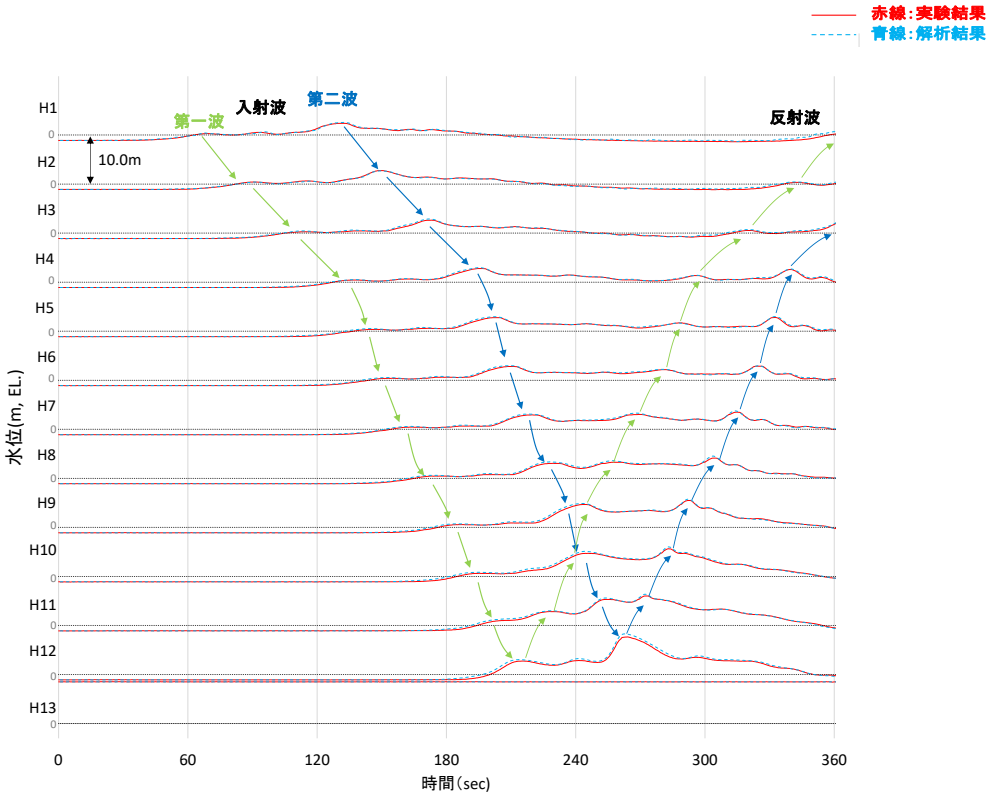
・第一波の反射波と第二波の入射波がぶつかった後の波形について，緩やかに上昇している。

解析条件を第２１表に，時刻歴波形を第３８図に示す。

第２１表　解析条件（ケース⑦）

検討ケース	津波	波形（周期）	防波堤	施設護岸	防波壁
ケース⑦	基準津波１		無	有	有
ケース⑧	波圧検討用津波（１５m津波）	基準津波１	無	有	有
ケース⑨※			無	有	無
ケース⑩※			無	無	無
ケース⑪		基準津波１の半周期	無	有	有

※通過波計測ケース



第３８図　断面二次元津波シミュレーションにおける水位の時刻歴波形（ケース⑦）

（ｅ）　ソリトン分裂波及び砕波の確認【ケース⑧】

ケース⑧の解析結果は，以下のとおり，水理模型実験と同等の津波を再現できていることを確認した（H1～H13 地点）。

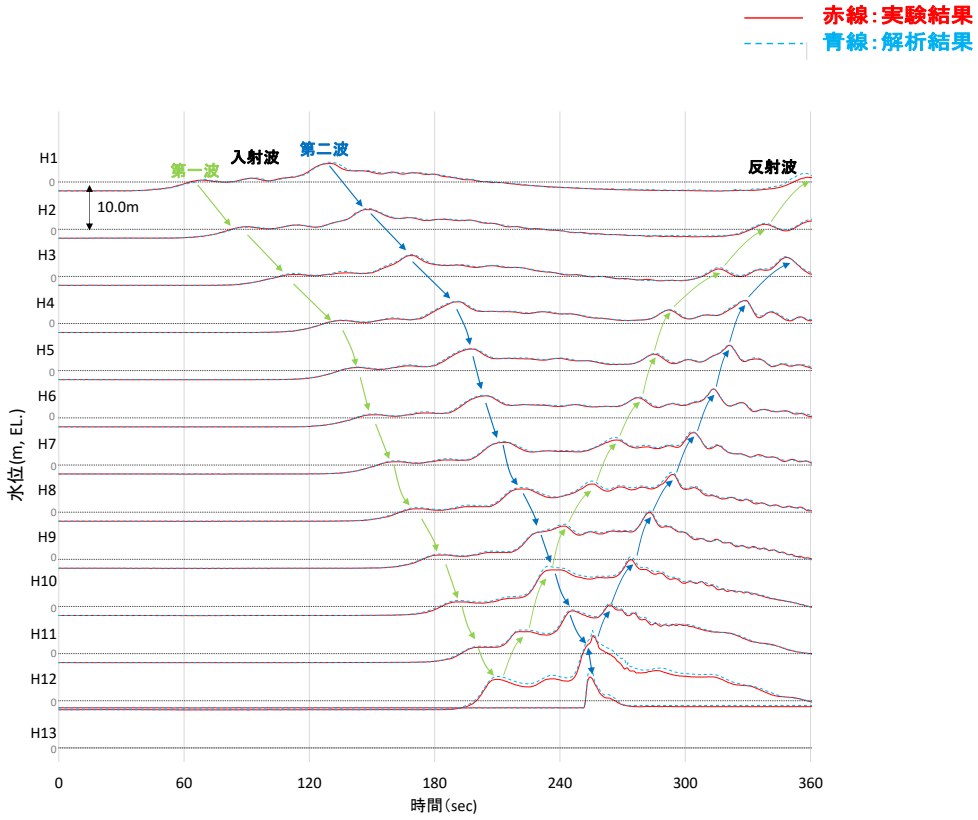
・発電所沖合から防波壁の近傍において，ソリトン分裂波及び砕波を示す波形がなく，水位は緩やかに上昇している（H1～H12）。
・防波壁前面の H13 においても，ソリトン分裂波及び砕波は発生しない。
・第一波の反射波と第二波の入射波がぶつかった後の波形について乱れが確認できる。

解析条件を第２２表に，時刻歴波形を第３９図に示す。

第２２表　解析条件（ケース⑧）

検討ケース	津波	波形（周期）	防波堤	施設護岸	防波壁
ケース⑦	基準津波１		無	有	有
ケース⑧	波圧検討用津波（１５m津波）	基準津波１	無	有	有
ケース⑨※			無	有	無
ケース⑩※			無	無	無
ケース⑪		基準津波１の半周期	無	有	有

※通過波計測ケース



第３９図 断面二次元津波シミュレーションにおける
水位の時刻歴波形（ケース⑧）

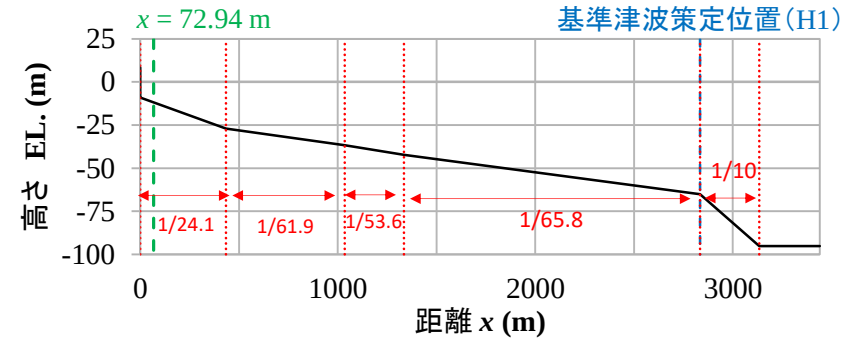
（ｆ） 波形の水面勾配

１，２号炉を対象として，ケース⑦(基準津波 1(防波堤無)) の断面二次元津波シミュレーション結果を基に波形の水面勾配を確認する。

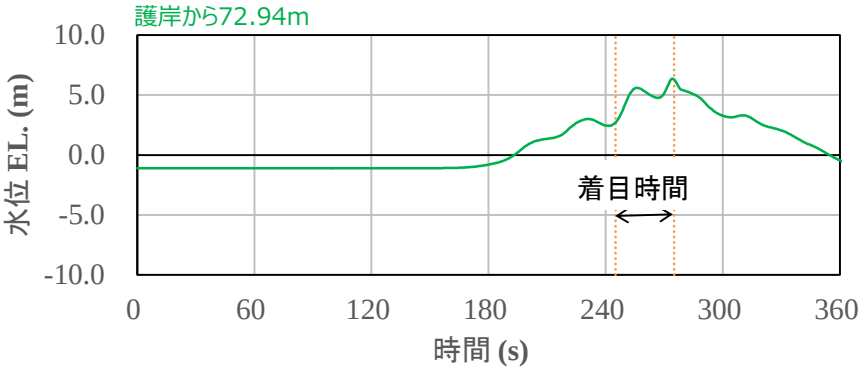
津波の水位時刻歴波形から水位上昇量が大きくなる時刻に着目し，水位分布を確認した結果，水面勾配は最大で 1.83° であり，松山ら(2005)における水面勾配の砕波限界 30° ～40° に比べて十分に小さい。

基準津波の時刻歴波形や水位分布からソリトン分裂波や砕波現象と考えられる挙動は認められない。

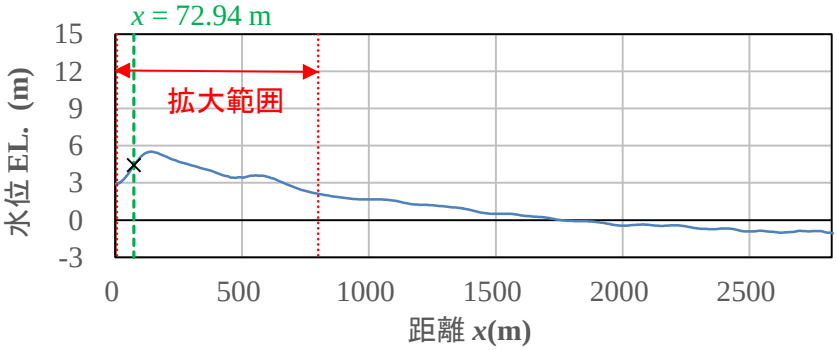
以上より，１，２号炉護岸前面ではソリトン分裂波及び砕波は発生しない。



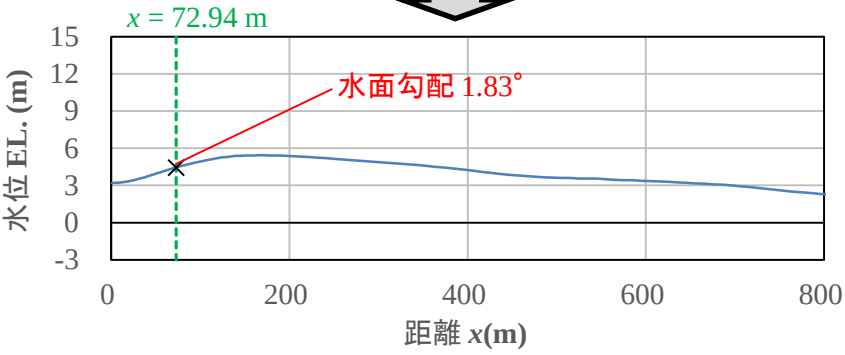
護岸法線部を原点とした海底地形



最大水面勾配が確認された時刻



最大水面勾配が確認された時刻（t =254.4s）の水位分布



水位分布の拡大図（t =254.4s）

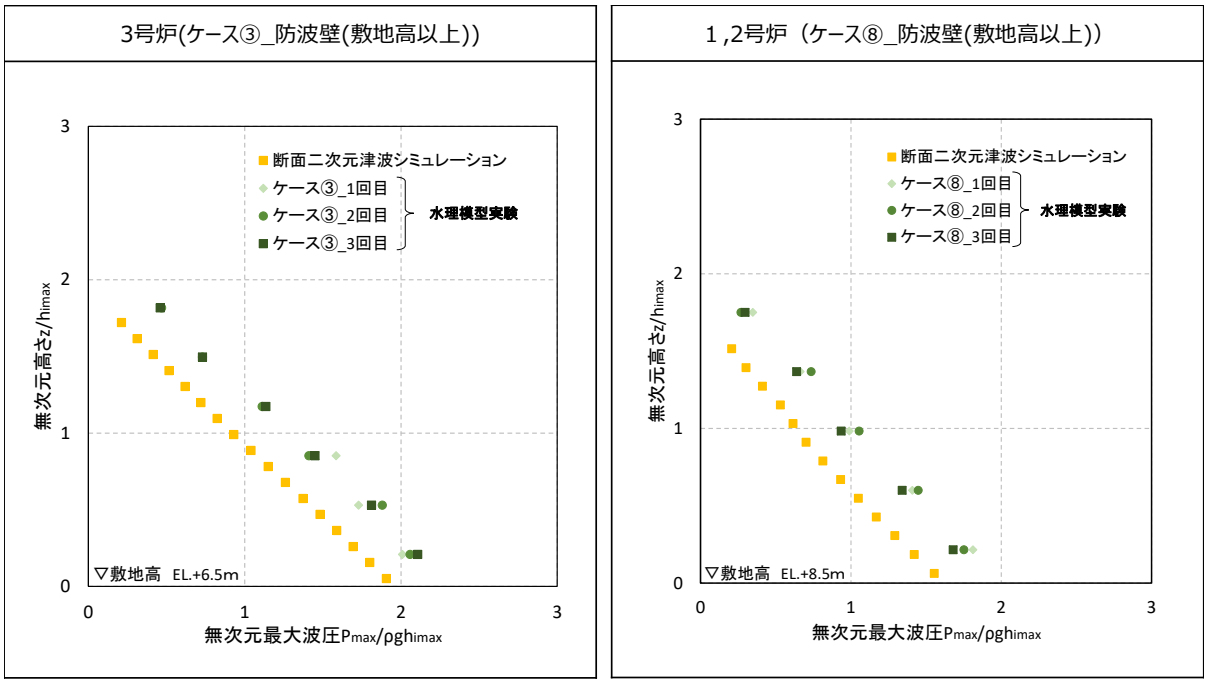
第４０図　最大水面勾配確認結果（１，２号炉）

（ｇ） 波圧の算定結果

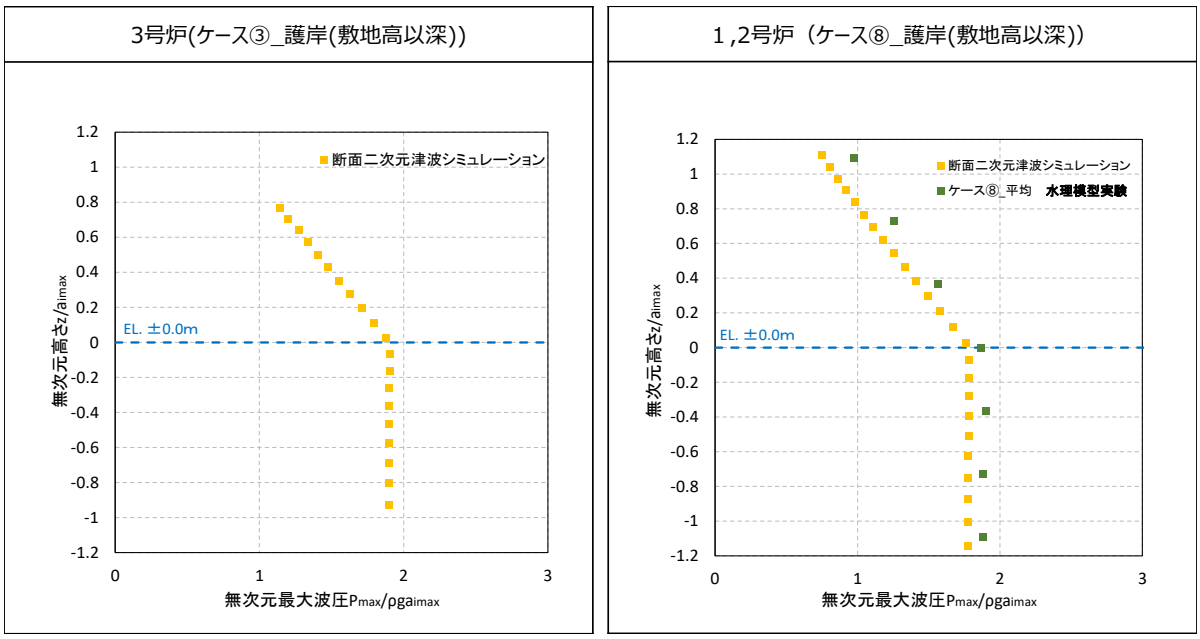
断面二次元津波シミュレーションにより算定した防波壁（敷地高以上）及び施設護岸（敷地高以深）に作用する波圧分布を第４１図に示す。また，比較対象として同じ条件による水理模型実験結果（3 号炉の敷地高以深を除く）による波圧分布も示す。なお，敷地高以深の図については横軸の波圧と縦軸の標高を静水面からの津波高さで無次元化を図った。

断面二次元津波シミュレーションにより算定した波圧分布は，水理模型実験と同等の波圧分布であり，再現性があることを確認した。

直線型の波圧分布となることから，ソリトン分裂波や砕波による津波波圧への有意な影響はないことを確認した。



第４１図（１） 敷地高以上における波圧分布の比較



第４１図（２）　敷地高以深における波圧分布の比較

（５）三次元津波シミュレーションによる検討

（ａ）検討概要

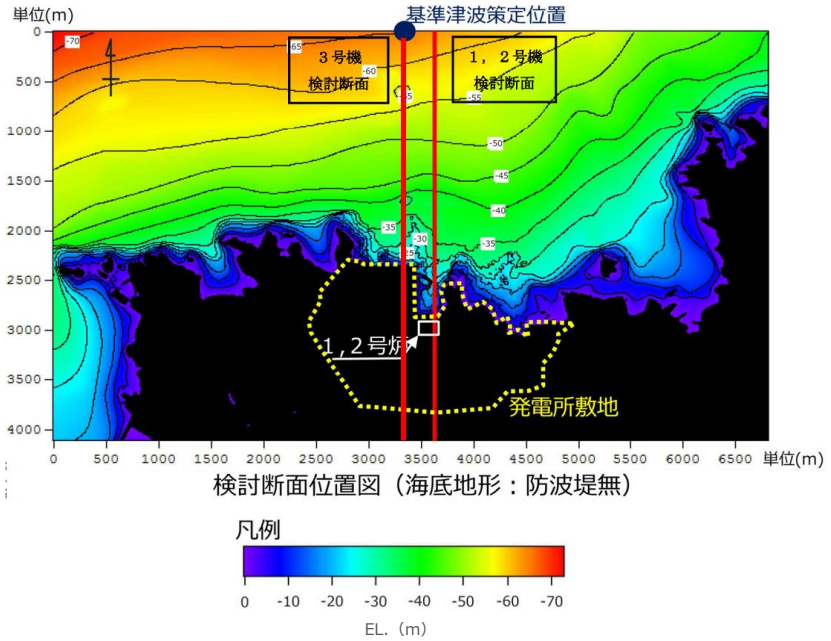
前項で行った水理模型実験及び断面二次元津波シミュレーションでは，島根原子力発電所の代表断面について検討した。島根原子力発電所は輪谷湾を中心とした半円状の複雑な地形であるため，三次元津波シミュレーションを実施して，複雑な地形や三次元的な流況による津波波圧への影響を確認し，水理模型実験及び断面二次元津波シミュレーションによる津波波圧の妥当性を確認する。

入射津波については，基準津波１(防波堤有，防波堤無)の場合，敷地への浸水が局所的であり，防波壁等への津波波圧の影響の確認ができないことから，波圧検討用津波（１５ｍ津波）を設定する。なお，波圧検討用津波（１５ｍ津波）により算定した波圧は，防波壁等の設計用津波波圧として用いるものではない。

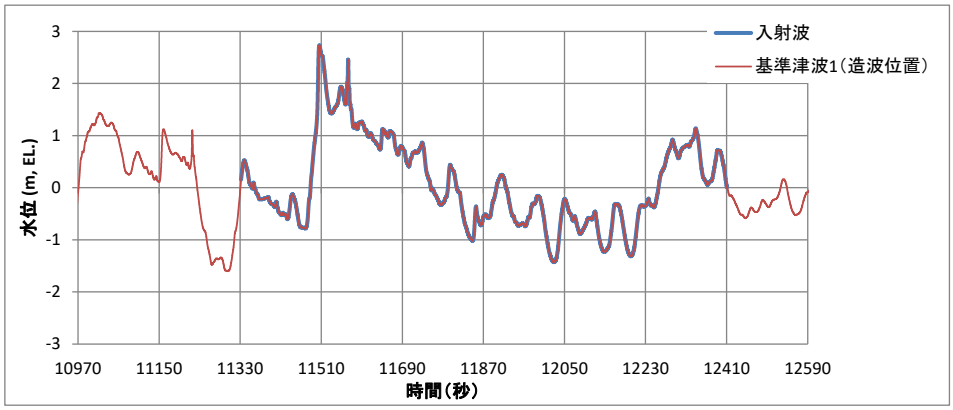
解析モデルについては，島根原子力発電所の陸海域の地形特性を再現したモデルとする。

（ｂ）解析条件等

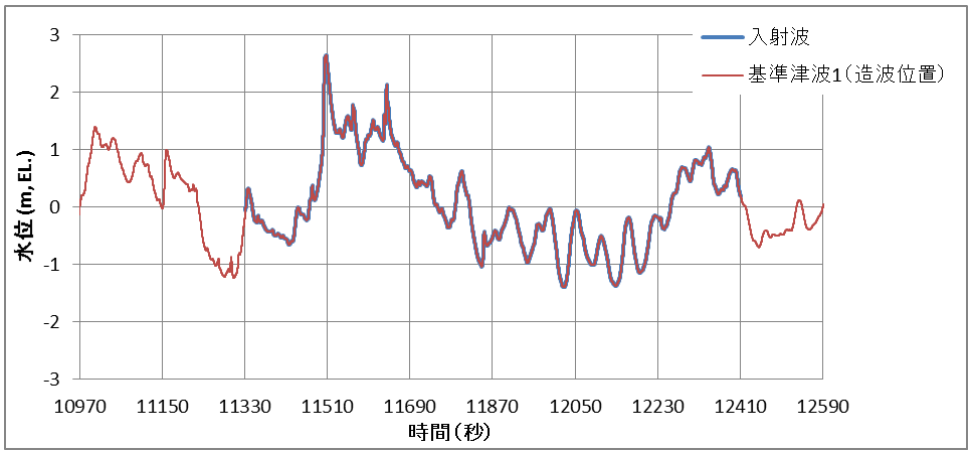
三次元津波シミュレーション概要図を第４２図に示す。



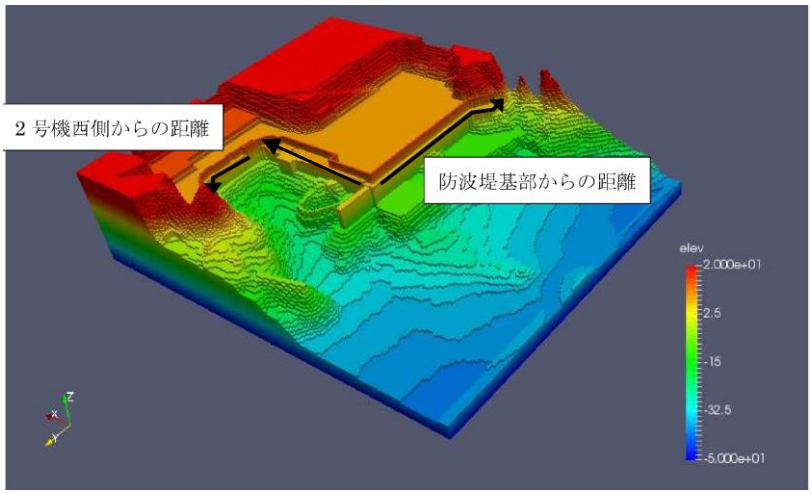
第４２図（１）　発電所前面の海底地形



第４２図（２）　入射津波の造波波形図（防波堤有）



第４２図（３）　入射津波の造波波形図（防波堤無）



第４２図（４）　解析モデル図（防波堤有）の例

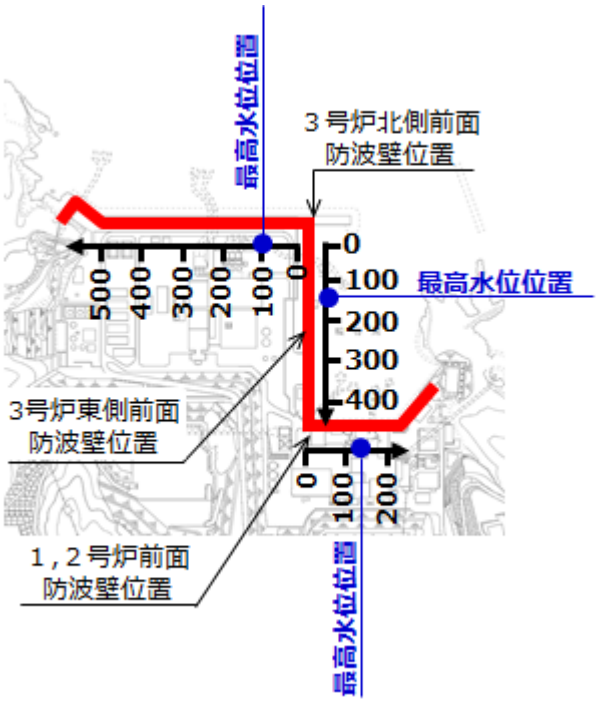
解析モデルについては，防波壁位置における津波高さ及び津波波圧を算定するため，陸海域の地形等の特性（１，２号炉前面が入り組んだ複雑な地形）を再現して海底地形及び敷地をモデル化するとともに，防波壁等の形状及び高さを再現した地形とする。解析条件を第２３表に示す。

第２３表　解析条件

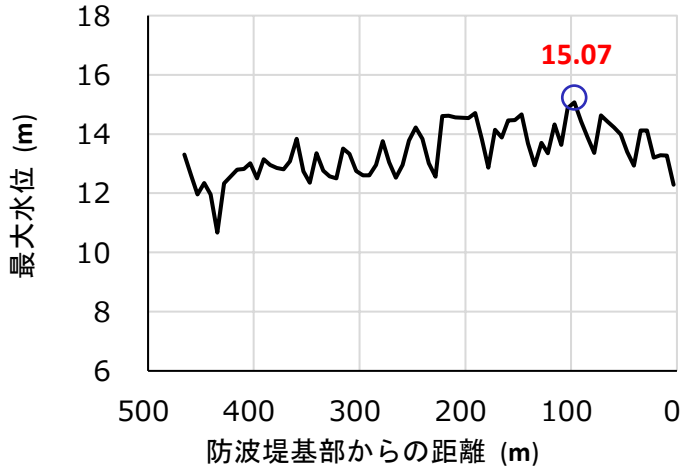
モデル化領域	南北方向：2,175m，東西方向：1,125m
格子間隔	Δx=6.25m，Δy=6.25m，Δz=1.0～2.0m
解析時間	1079秒（基準津波１の押し波最大波）

（ｃ）津波水位

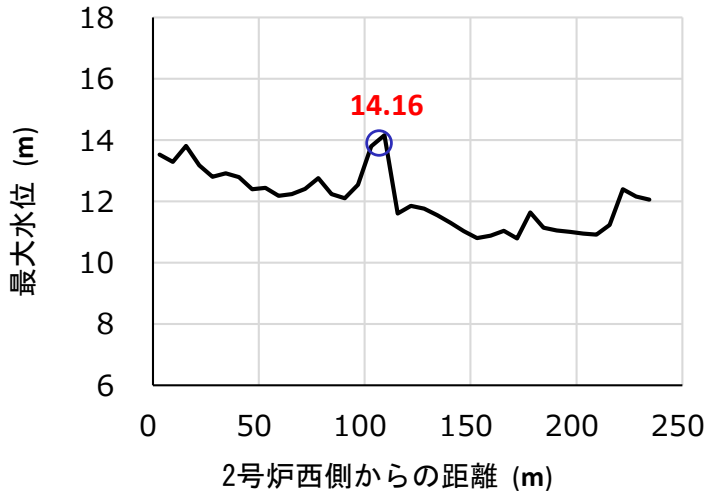
波圧検討用津波（１５ｍ津波）を用いた三次元津波シミュレーションにより抽出された防波壁前面における最高水位位置を第４３図に，最高水位分布を第４４図に示す。なお，代表として防波堤有の結果を示す。



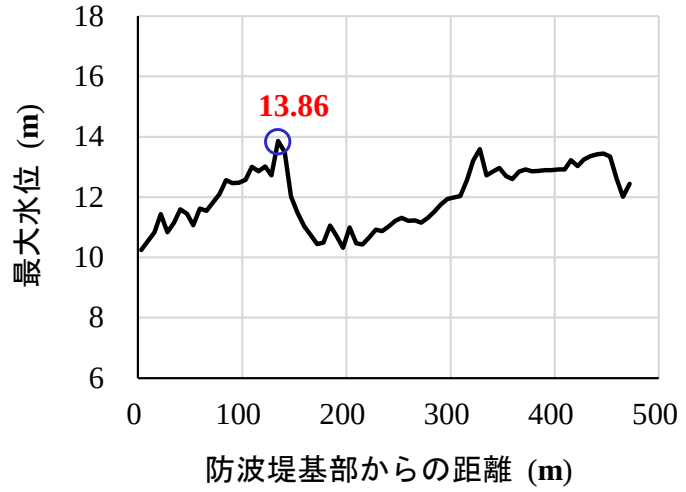
第４３図　三次元津波シミュレーションにおける断面位置及び最高水位位置



第４４図（１）　防波壁前面における最高水位分布（３号炉北側前面）



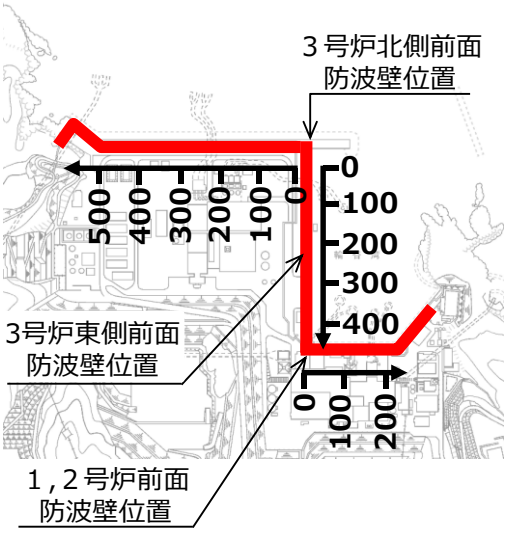
第４４図（２）　防波壁前面における最高水位分布（１，２号炉前面）



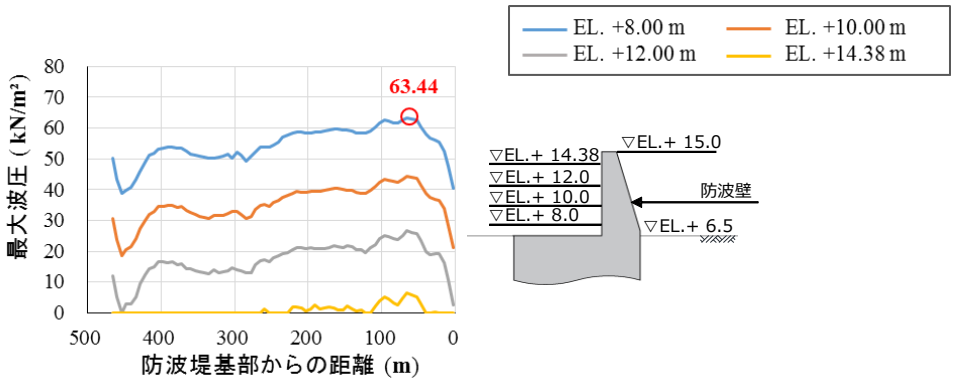
第４４図（３）　防波壁前面における最高水位分布（３号炉東側前面）

（ｄ）津波波圧

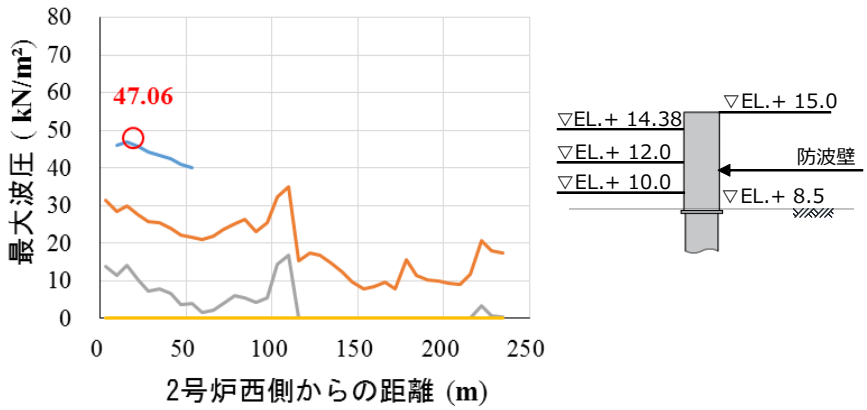
防波壁平面位置を第４５図に，波圧検討用津波（１５ｍ津波）を用いた三次元津波シミュレーションにより直接算定された最大波圧分布を第４６図に示す。



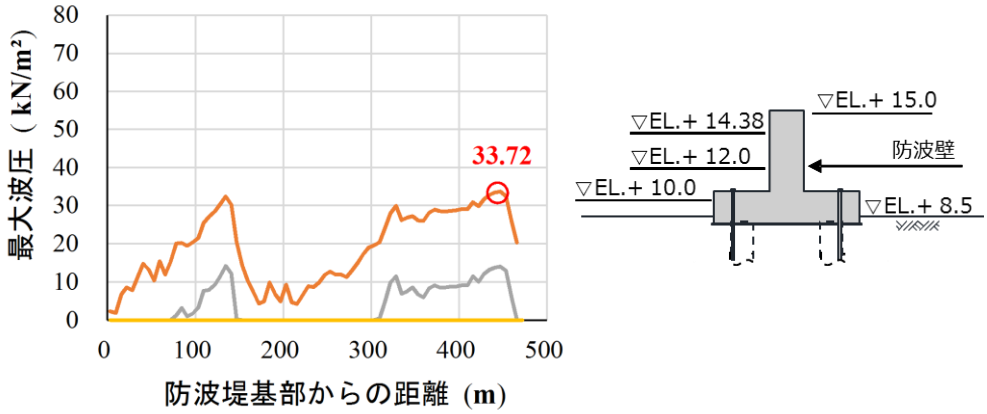
第４５図　防波壁平面位置図



第４６図（１）　防波壁に作用する標高別の最大波圧分布（３号炉北側前面）



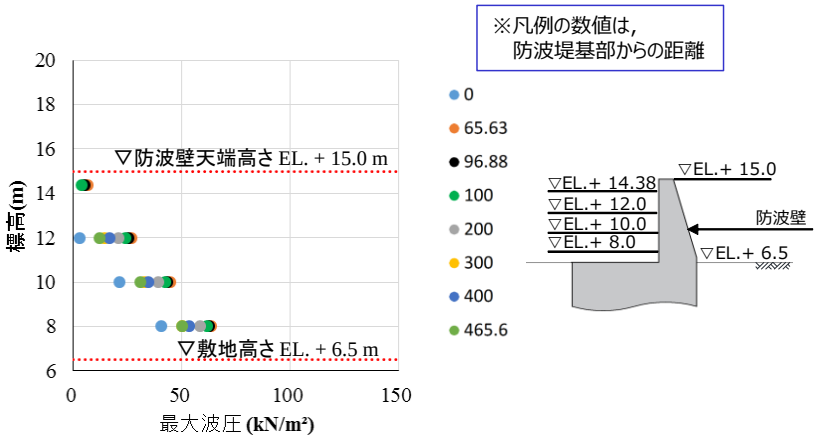
第４６図（２）　防波壁に作用する標高別の最大波圧分布（１，２号炉前面）



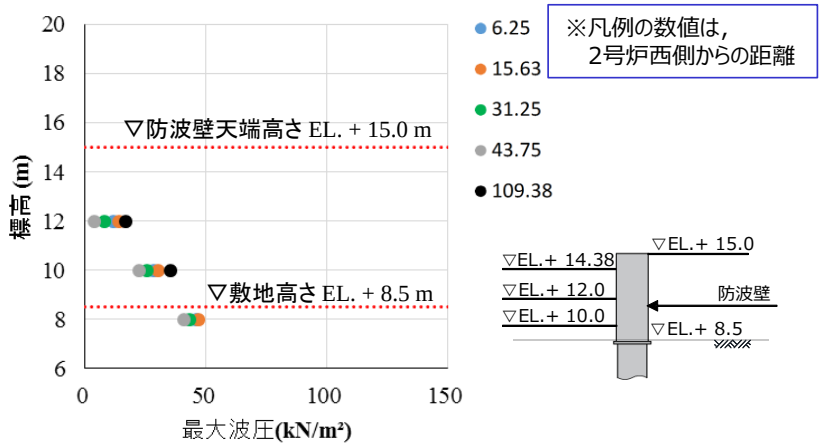
第４６図（３）　防波壁に作用する標高別の最大波圧分布（３号炉東側前面）

（ｅ）津波波圧（標高毎）

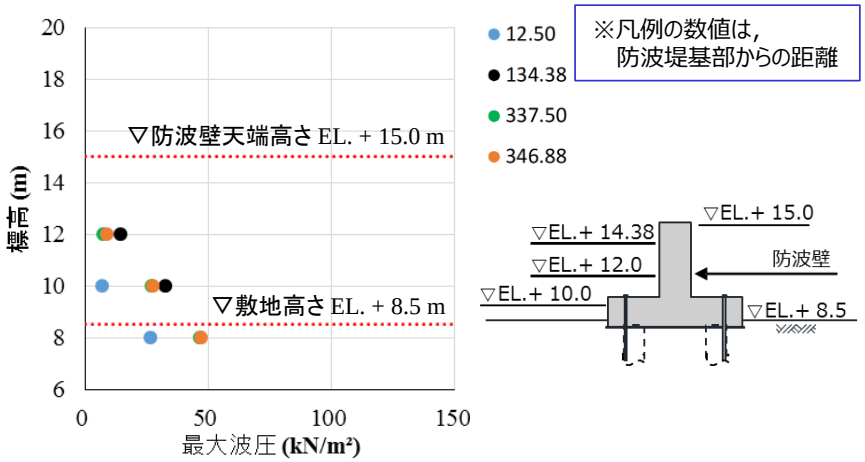
波圧検討用津波（１５ｍ津波）を用いた三次元津波シミュレーションにより防波壁に作用する波圧（標高毎）を直接算定した結果を第４７図に示す。



第４７図（１）　防波壁に作用する波圧分布（３号炉北側前面）



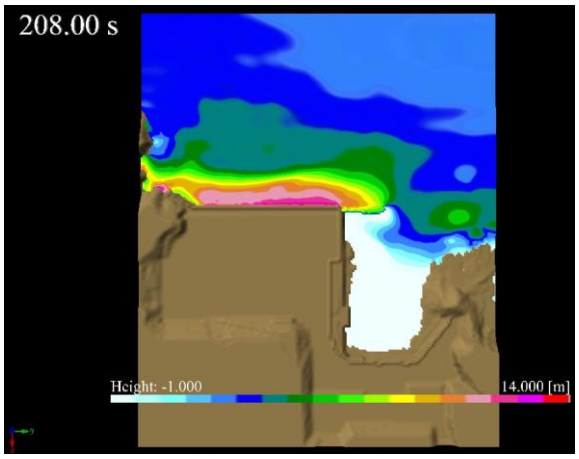
第４７図（２）　防波壁に作用する波圧分布（１，２号炉北側前面）



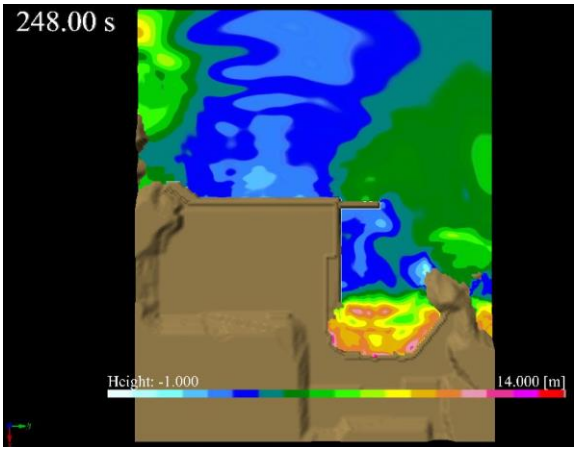
第４７図（３）　防波壁に作用する波圧分布（３号炉東側前面）

（参考）三次元津波シミュレーションによる津波の作用状況

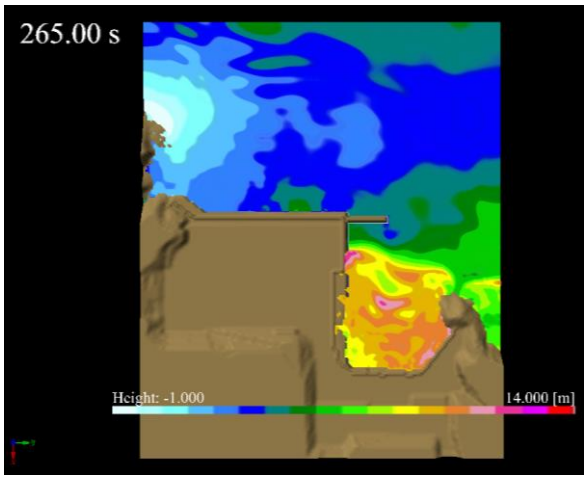
三次元津波シミュレーションによる最大波到達時刻の津波の作用状況を第４８図に示す。



第４８図（１）津波の作用状況（３号炉北側前面最大波到達時刻）



第４８図（２）津波の作用状況（１，２号炉前面最大波到達時刻）

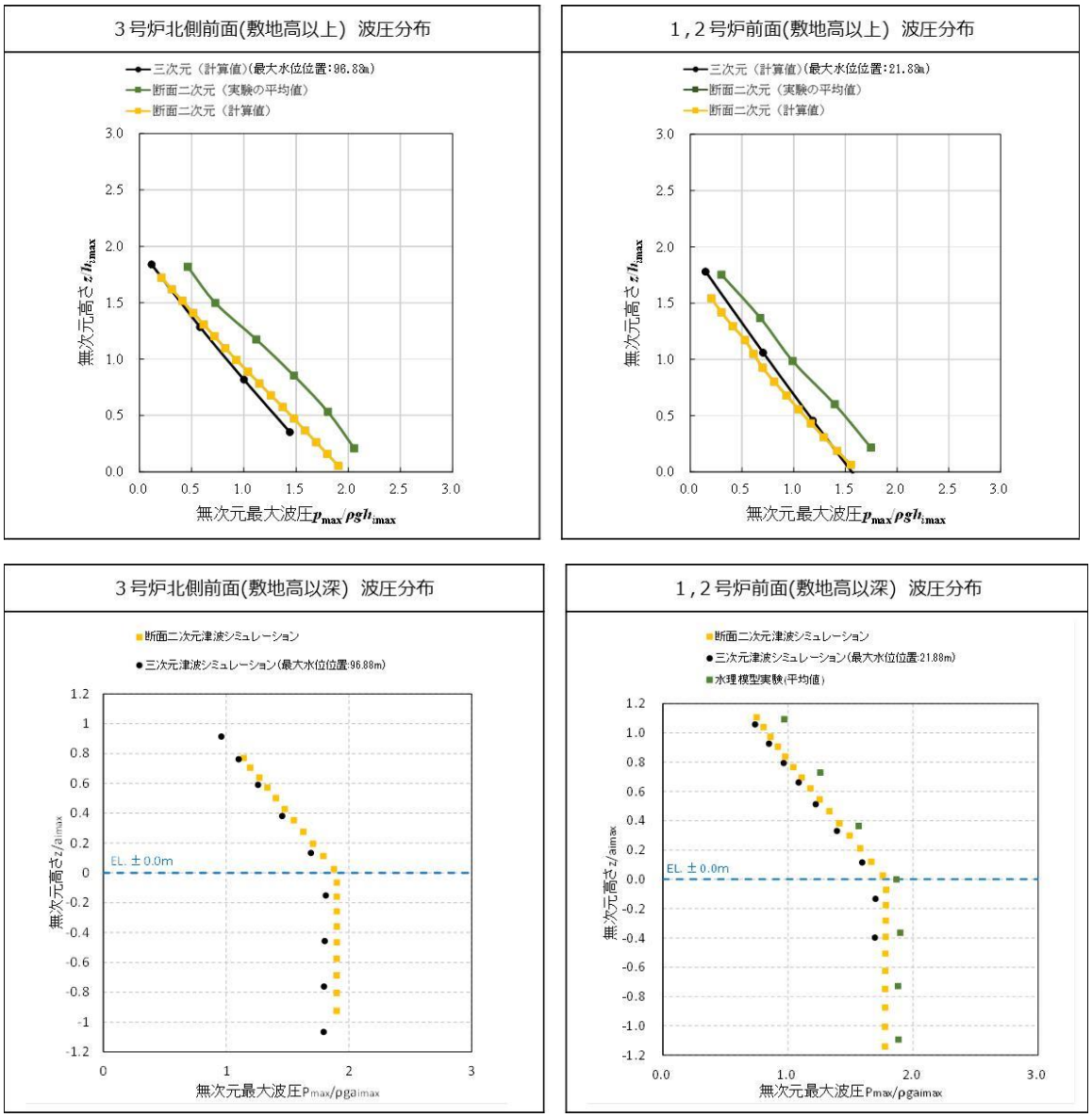


第４８図（３）津波の作用状況（３号炉東側前面最大波到達時刻）

（ｆ）津波波圧比較

3 号炉北側前面及び 1,2 号炉前面の敷地高以上及び敷地高以深における，三次元津波シミュレーション，断面二次元津波シミュレーション及び水理模型実験（3 号炉北側前面の敷地高以深を除く）により算定した波圧分布の比較結果を第４９図に示す。

複雑な地形を考慮した三次元的な流況を評価できる三次元津波シミュレーションの結果を踏まえても，水理模型実験及び断面二次元津波シミュレーションによる津波波圧と同等又は包絡されることを確認した。これらの結果より，島根原子力発電所の複雑な地形や三次元的な流況による影響は認められないため，水理模型実験及び断面二次元津波シミュレーションによる敷地高以上の津波波圧は妥当であると判断した。

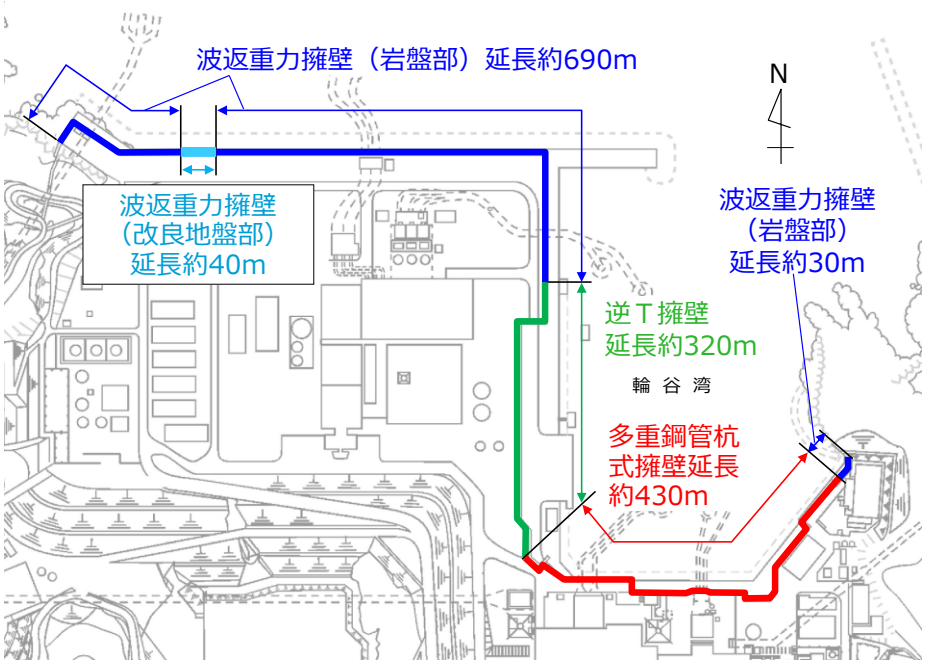


第４９図　敷地高以上及び敷地高以深における波圧分布比較

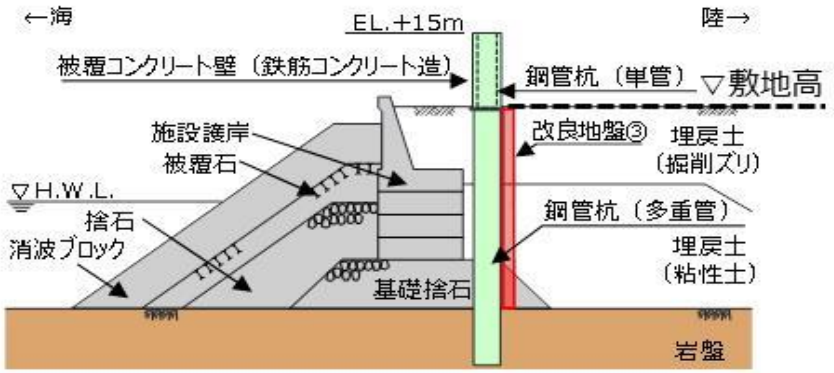
４．既往の津波波圧算定式との比較

（１）検討概要

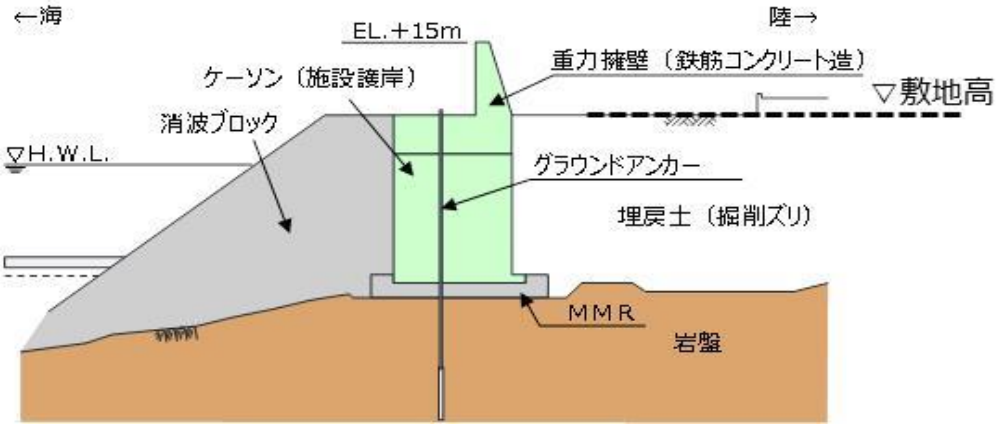
既往の津波波圧算定式の妥当性を確認するため，水理模型実験，断面二次元及び三次元津波シミュレーションによる波圧と比較検討する。なお，津波波圧の算定に当たっては，波圧検討用津波（１５ｍ津波）を用いる。島根原子力発電所の防波壁の位置図を第５０図に，断面図を第５１図に示す。



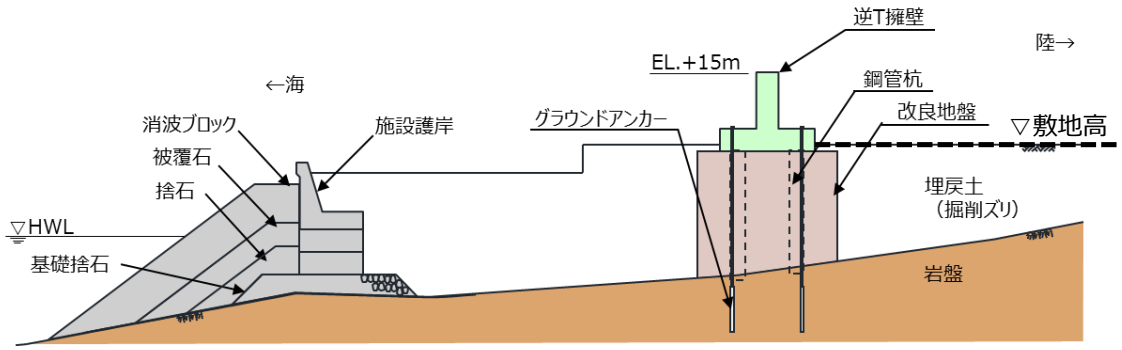
第５０図　防波壁位置図



第５１図（１）　防波壁（多重鋼管杭式擁壁）断面図



第５１図（２）　防波壁（波返重力擁壁）断面図

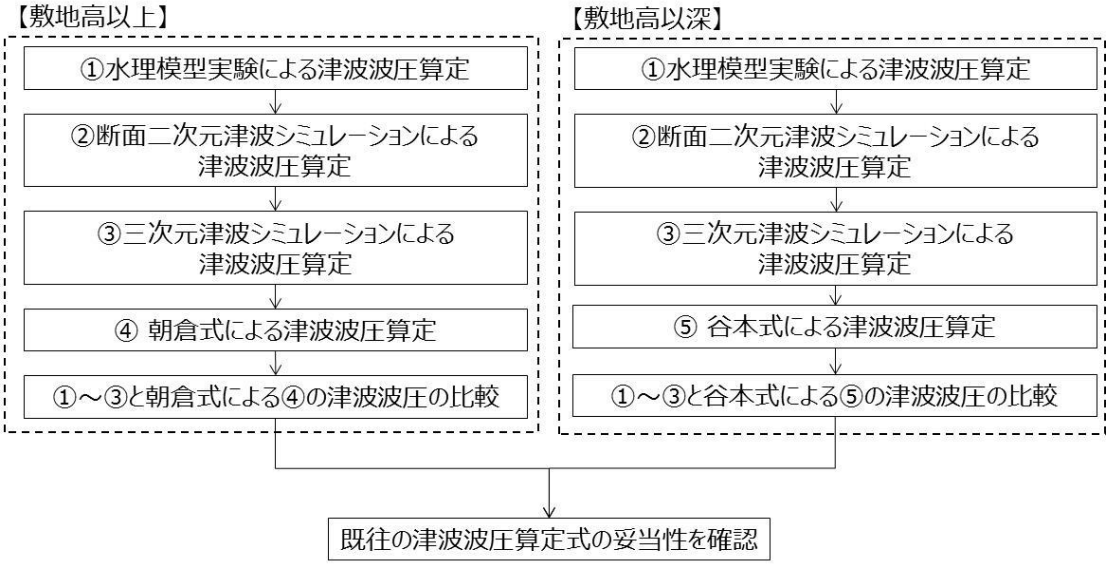


第５１図（３）　防波壁（逆Ｔ擁壁）断面図

（２）津波波圧検討フロー

既往の津波波圧算定式は，第５２図に示すフローにて妥当性を確認する。

水理模型実験，断面二次元及び三次元津波シミュレーションにより防波壁及び施設護岸に作用する波圧を直接算定し，朝倉式（敷地高以上）及び谷本式（敷地高以深）により算定した津波波圧と比較する。



第５２図　検討フロー

（３）朝倉式による津波波圧算定

朝倉式は，津波の通過波の浸水深に応じて波圧を算定する式であり，「通過波の浸水深」を最大浸水深（入力津波高さ－敷地標高）の 1/2 と保守的に仮定して※津波波圧を算定する。

朝倉式の概念図を第５３図に，朝倉式における津波波圧の考え方を第５４図に示す。

朝倉式

$$q_z = \rho g (a\eta - z)$$

ここに，

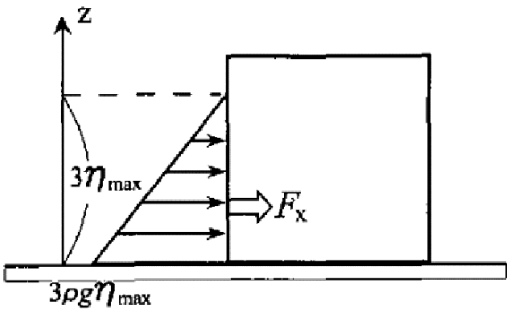
q_z：津波波圧（kN/m^2）

η　：浸水深（通過波の浸水深＝最大浸水深の 1/2）（m）

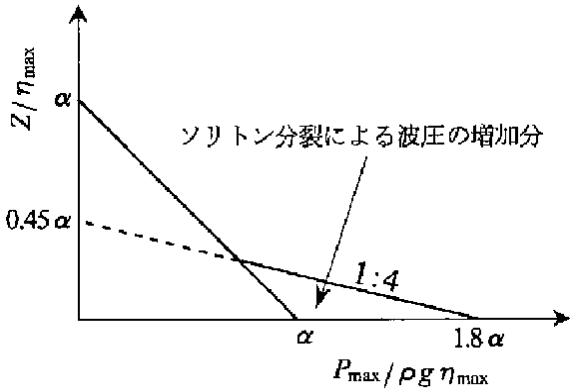
z　：当該部分の地盤面からの高さ(m)（$0 \leqq z \leqq ah$）

a　：水深係数（最大：3）

ρg：海水の単位体積重量（kN/m^3）

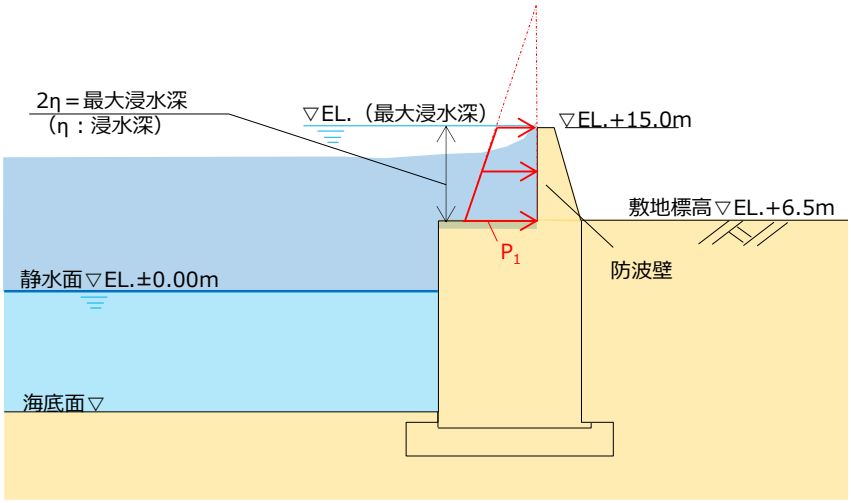


非分裂波の場合の津波水平波圧



分裂波の無次元最大波圧分布

第５３図　朝倉式の概念図



第５４図　朝倉式における津波波圧の考え方

※朝倉式による津波波圧算定（参考）

朝倉式で用いる「通過波の浸水深」と，入力津波高さから敷地標高を引いた「最大浸水深の 1/2」について，水理模型実験から比較した結果を第２４表及び第２５表に示す。

・３号炉の水理模型実験

ケース③：防波壁がある場合の最大浸水深ｈの 1/2

ケース④：防波壁位置の通過波の浸水深

第２４表　保守的な浸水深 η の水理模型実験による確認結果（３号炉）

実験ケース	最大浸水深ｈ	h/2	浸水深η
ケース③	8.397m	4.199m	4.199m （最大浸水深の1/2）
ケース④	—	—	3.643m （通過波の浸水深）

・１，２号炉の水理模型実験

ケース⑧：防波壁がある場合の最大浸水深ｈの 1/2

ケース⑨：防波壁位置の通過波の浸水深

第２５表　保守的な浸水深 η の水理模型実験による確認結果（１，２号炉）

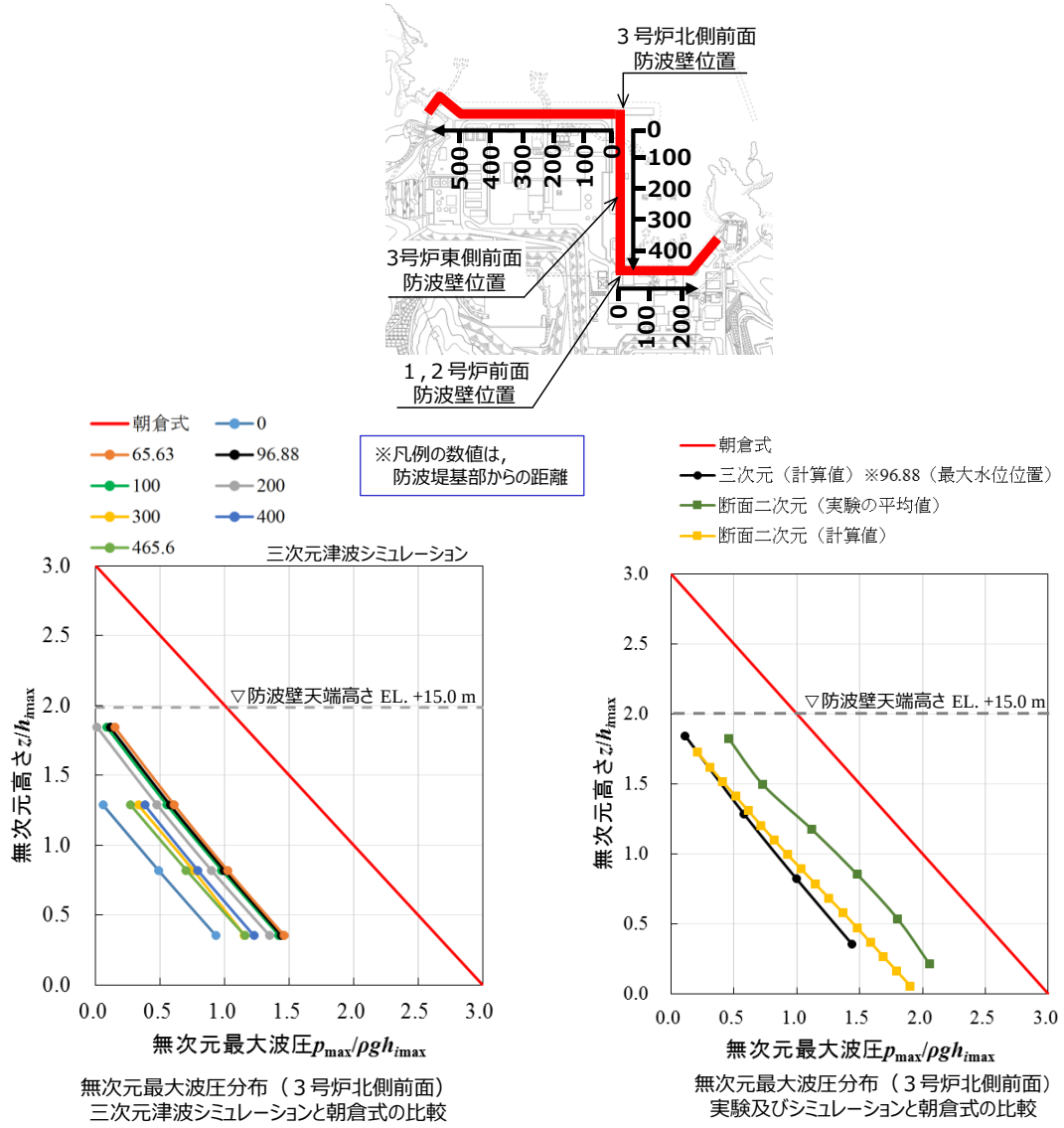
実験ケース	最大浸水深ｈ	h/2	浸水深η
ケース⑧	6.511m	3.256m	3.256m （最大浸水深の1/2）
ケース⑨	—	—	2.015m （通過波の浸水深）

上記より，「最大浸水深の 1/2」が「通過波の浸水深」より保守的な値となることを確認した。

（４）津波波圧の比較 朝倉式（敷地高以上）

３号炉北側前面の敷地高以上における，朝倉式により算定した波圧分布と水理模型実験，断面二次元津波シミュレーション及び三次元津波シミュレーションにより算定した波圧分布の比較結果を第５５図に示す。

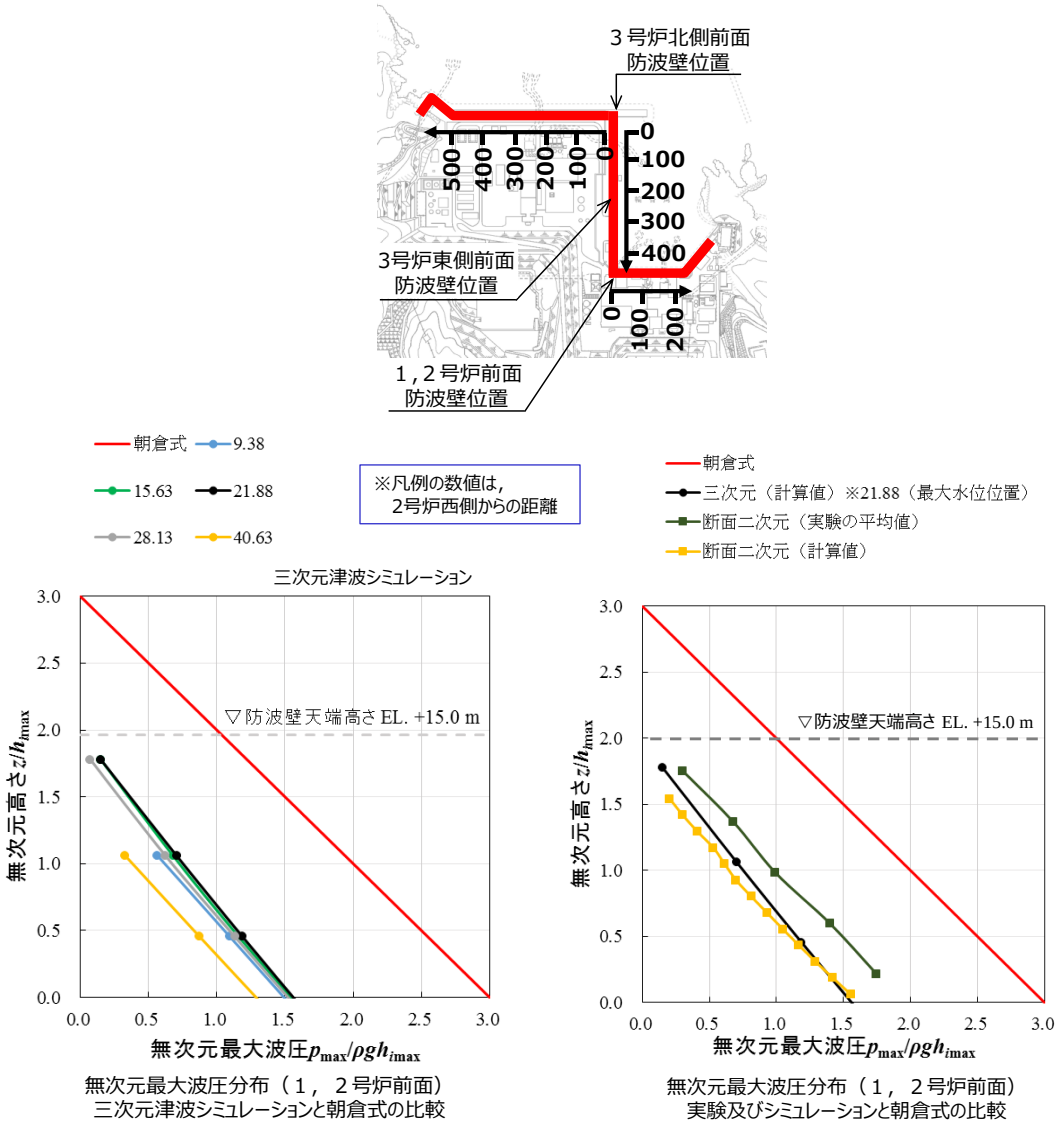
水理模型実験，断面二次元津波シミュレーション及び三次元津波シミュレーションによる波圧分布は，朝倉式による波圧分布に包絡されることを確認した。



第５５図　無次元最大波圧分布（３号炉北側前面）

１，２号炉前面の敷地高以上における，朝倉式により算定した波圧分布と水理模型実験，断面二次元津波シミュレーション及び三次元津波シミュレーションにより算定した波圧分布の比較結果を第５６図に示す。

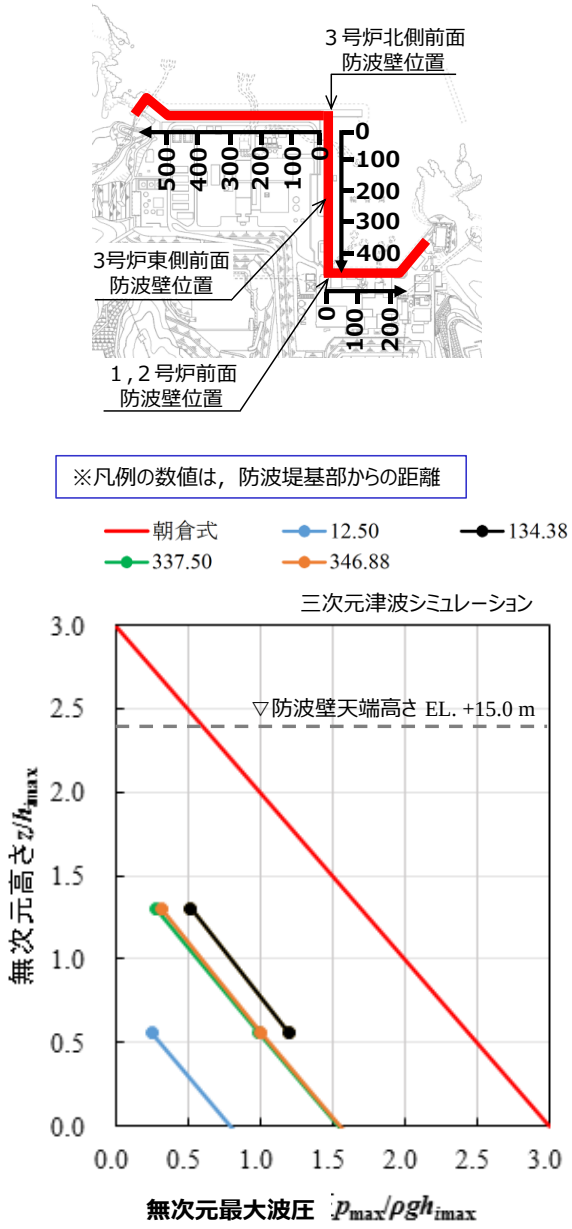
水理模型実験，断面二次元津波シミュレーション及び三次元津波シミュレーションによる波圧分布は，朝倉式による波圧分布に包絡されることを確認した。



第５６図　無次元最大波圧分布（１，２号炉前面）

３号炉東側前面の敷地高以上における，朝倉式により算定した波圧分布と三次元津波シミュレーションにより算定した波圧分布の比較結果を第５７図に参考として示す。

三次元津波シミュレーションによる波圧分布は，朝倉式による波圧分布に包絡されることを確認した。



第５７図　無次元最大波圧分布（３号炉東側前面）

（５）谷本式による津波波圧算定

谷本式は，構造物前面の津波高さ（津波シミュレーション）に応じて波圧を算定する式である。谷本式を以下に示す。

なお，谷本式で使用する入射津波の静水面上の高さ（２ａ$_I$）は，各津波シミュレーションにより抽出された護岸前面の最高水位を使用する。谷本式による波圧分布を第５８図に示す。

【谷本式】

$\eta^* = 3.0 a_I$

$P_1 = 2.2 \rho_0 g a_I$

$Pu = P_1$

ここに，

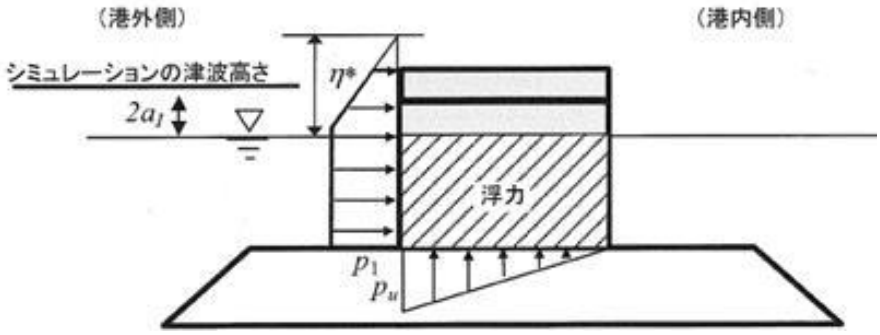
η^*　：静水面上の波圧作用高さ（m）

a_I　：入射津波の静水面上の高さ（振幅）（m）

$\rho_0 g$　：海水の単位体積重量（kN/m^3）

Pu　：直立壁前面下端における揚圧力※（kN/m^2）

※島根原子力発電所の防波壁は，岩盤又は改良地盤により支持されており十分に止水性があるため揚圧力は考慮しない。



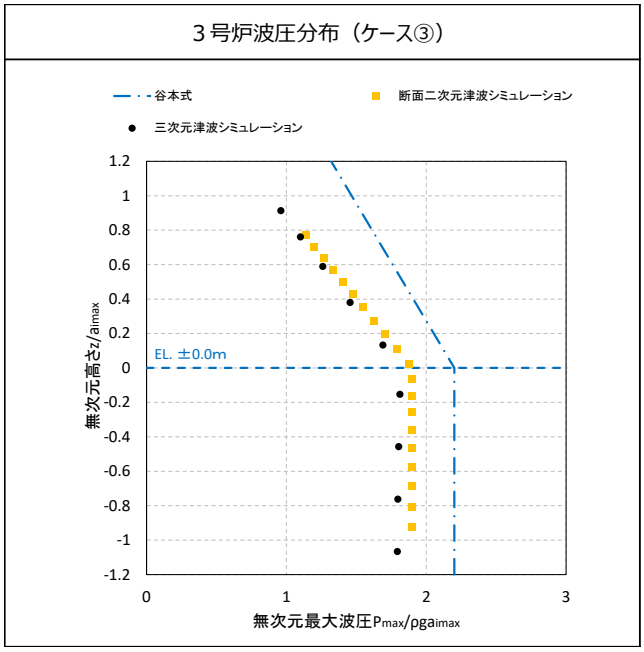
第５８図　谷本式による波圧分布
（背面水位が押し波時に静水面より下がらない場合）

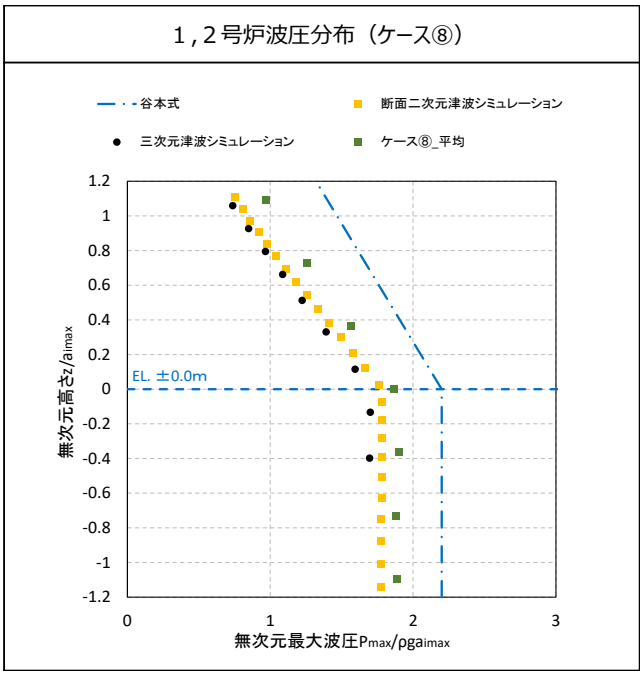
・島根原子力発電所の防波壁背後は敷地であるため，港湾外の波圧を算定した図を引用した。
・なお，「背面水位が押し波時に静水面より下がる場合」でも港外側に作用する津波波圧は同じである。

（６）津波波圧の比較 谷本式（敷地高以深）

敷地高以深における断面二次元津波シミュレーション，三次元津波シミュレーション，水理模型実験（１，２号炉），既往の算定式（谷本式）により算定した波圧分布を第５９図に示す。

３号炉及び１，２号炉の波圧分布の比較結果より，谷本式による波圧分布が全ての波圧を包絡することを確認できたため，敷地高以深の津波波圧算定には谷本式を用いる。





第５９図　断面二次元津波シミュレーション，三次元津波シミュレーション，水理模型実験（１，２号炉），既往の算定式（谷本式）により算定した波圧分布

（7）まとめ

津波は波浪に比べて周期が長いことから，その波力は水位の上昇による静水圧として評価される場合が多い。しかし，実際には流れに伴う動的な影響や作用の継続時間による影響が考えられ，精度よく波力を評価するためには，水理模型実験等を行うことが望ましいため，水理模型実験，断面二次元津波シミュレーション及び三次元津波シミュレーションを実施した。

敷地高以上（防波壁前面）においては，敷地標高や遡上水深等により津波波圧への影響が大きいことから，朝倉式に用いる通過波の浸水深において，最大浸水深（津波高さ－敷地高さ）×1/2 を用いることで，水理模型実験，断面二次元津波シミュレーション及び三次元津波シミュレーションにより算定される波圧に対して保守性を確保している。

敷地高以深（護岸前面）においては，水理模型実験，断面二次元津波シミュレーション及び三次元津波シミュレーションの結果，いずれもばらつきの小さい線形の波圧分布となり，これらの実験や解析手法の差異による波圧分布に有意な差異はない。また，３号炉の水理模型実験では，敷地高以深の波圧を測定できていないが，護岸前面で緩やかな水位上昇を示しており，１，２号炉の津波シミュレーション及び水理模型実験と同様な波圧分布になると考えられることから，いずれも谷本式により算定される波圧分布に包絡されると判断した。以上のことから，津波波圧を谷本式で評価することの保守性を確認した。

５．設計で考慮する津波波圧の設定

水理模型実験の結果，科学的根拠に基づきソリトン分裂波や砕波が発生しないことを確認した。また，津波波圧については，敷地高以上の波圧分布は直線型となり，敷地高以深の波圧分布については海水位までは直線型，静水面以深では一定となり，津波波圧への有意な影響がないことを確認した。

断面二次元津波シミュレーション解析の結果，水理模型実験を再現でき，時刻歴波形，水位分布及び水面勾配からソリトン分裂波や砕波が発生しないことを確認した。また，波圧分布についても水理模型実験と同様に津波波圧への有意な影響はないことを確認した。

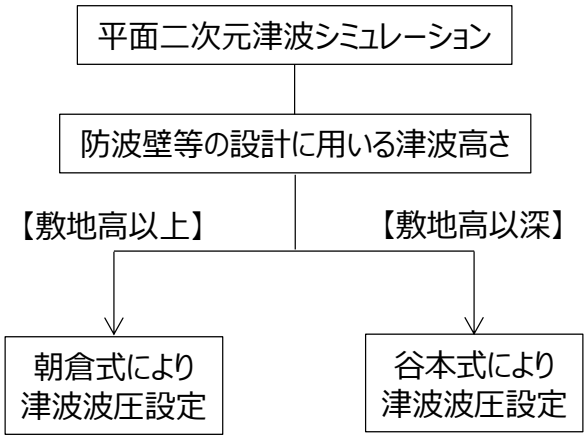
三次元津波シミュレーション解析の結果，水理模型実験及び断面二次元津波シミュレーションによる波圧分布と同等，又は包絡されることを確認した。この結果より，島根原子力発電所の複雑な地形や三次元的な流況による影響は認められないため，水理模型実験及び断面二次元津波シミュレーションによる津波波圧は妥当であると判断した。

水理模型実験及び津波シミュレーション結果による津波波圧は，既往の津波波圧算定式による津波波圧に包絡されることを確認した。

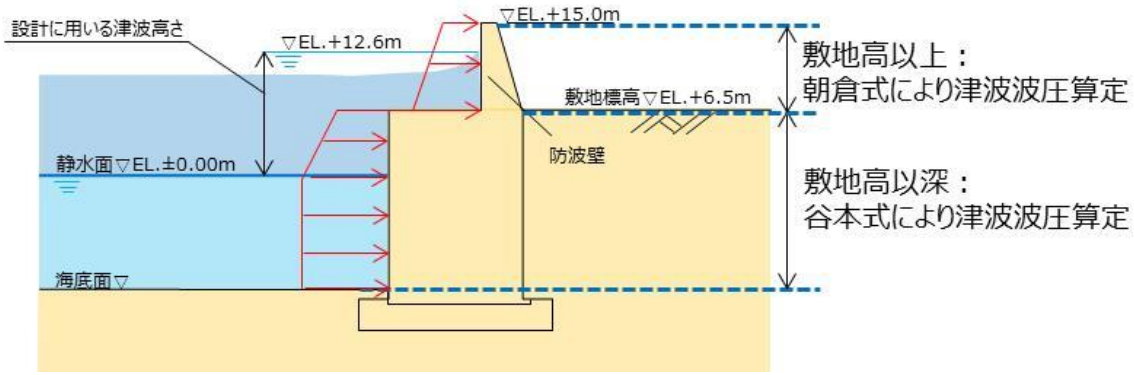
上記検討結果を踏まえ，防波壁等の設計で考慮する津波波圧を以下のとおり設定する。

・敷地高以上については，平面二次元津波シミュレーション解析で設定した入力津波高さに基づき，朝倉式により津波波圧を設定し，敷地高以深については，平面二次元津波シミュレーション解析で設定した入力津波高さに基づき，谷本式により津波波圧を設定する。
・防波壁及び防波壁通路防波扉の設計用津波波圧の算定に用いる津波高さは，平面二次元津波シミュレーション結果による入力津波高さ（EL.+11.9m）に潮位のばらつきを考慮した「EL.+12.6m」を用いる。

津波波圧設定フローを第６０図に，波圧算定イメージ（３号炉前面）を第６１図に示す。



第６０図　津波波圧設定フロー



第６１図　波圧算定イメージ（３号炉前面）

浸水防護重点化範囲内に設置する海域と接続する低耐震クラス機器及び配管の津波流入防止対策について

１．概要

内郭防護においては，海域と接続する低耐震クラス（浸水防止機能を除く）の機器及び配管が地震により損傷して保有水が溢水するとともに，損傷箇所を介して津波が流入する事象を想定する。

ここでは，地震による配管損傷後に津波が襲来した場合の浸水防護重点化範囲への直接的な津波の流入に対する対策について説明する。

２．海域と接続する配管

海域と接続する低耐震クラスの機器及び配管が設置される浸水防護重点化範囲としてタービン建物（耐震Ｓクラスの設備を設置するエリア），取水槽循環水ポンプエリア及び取水槽海水ポンプエリアがある。

浸水防護重点化範囲であるタービン建物（耐震Ｓクラスの設備を設置するエリア），取水槽循環水ポンプエリア及び取水槽海水ポンプエリアに設置される海域と接続する低耐震クラスの機器及び配管を表1，図１に示す。なお，海域と接続する機器及び配管については，外郭防護１の「取水路・放水路等の経路からの津波の流入防止」において耐震Ｓクラスの機器及び配管も含め特定しており，それらの機器及び配管と同じである。

これらの機器及び配管については，地震により損傷した場合には，その後襲来する津波が，損傷箇所を介し浸水防護重点化範囲内に直接流入することから，基準地震動Ｓｓによる地震力に対してバウンダリ機能を保持する等の設計とする。

表１　海域と接続する基準地震動Ｓｓによる地震力に対して
バウンダリ機能を保持する等の設計とする機器及び配管

海域と接続する低耐震クラスの機器及び配管を設置する浸水防護重点化範囲	左記に設置する低耐震クラスの機器及び配管	耐震クラス※
タービン建物（耐震Ｓクラスの設備を設置するエリア）	タービン補機海水系配管	Ｃクラス
	原子炉補機海水系配管（放水配管）	Ｃクラス
	高圧炉心スプレイ補機海水系配管（放水配管）	Ｃクラス
	液体廃棄物処理系配管	Ｃクラス
取水槽循環水ポンプエリア	循環水ポンプ及び配管	Ｃクラス
	タービン補機海水系配管	Ｃクラス
取水槽海水ポンプエリア	タービン補機海水ポンプ及び配管	Ｃクラス
	除じんポンプ及び配管	Ｃクラス

※　浸水防止機能を除く

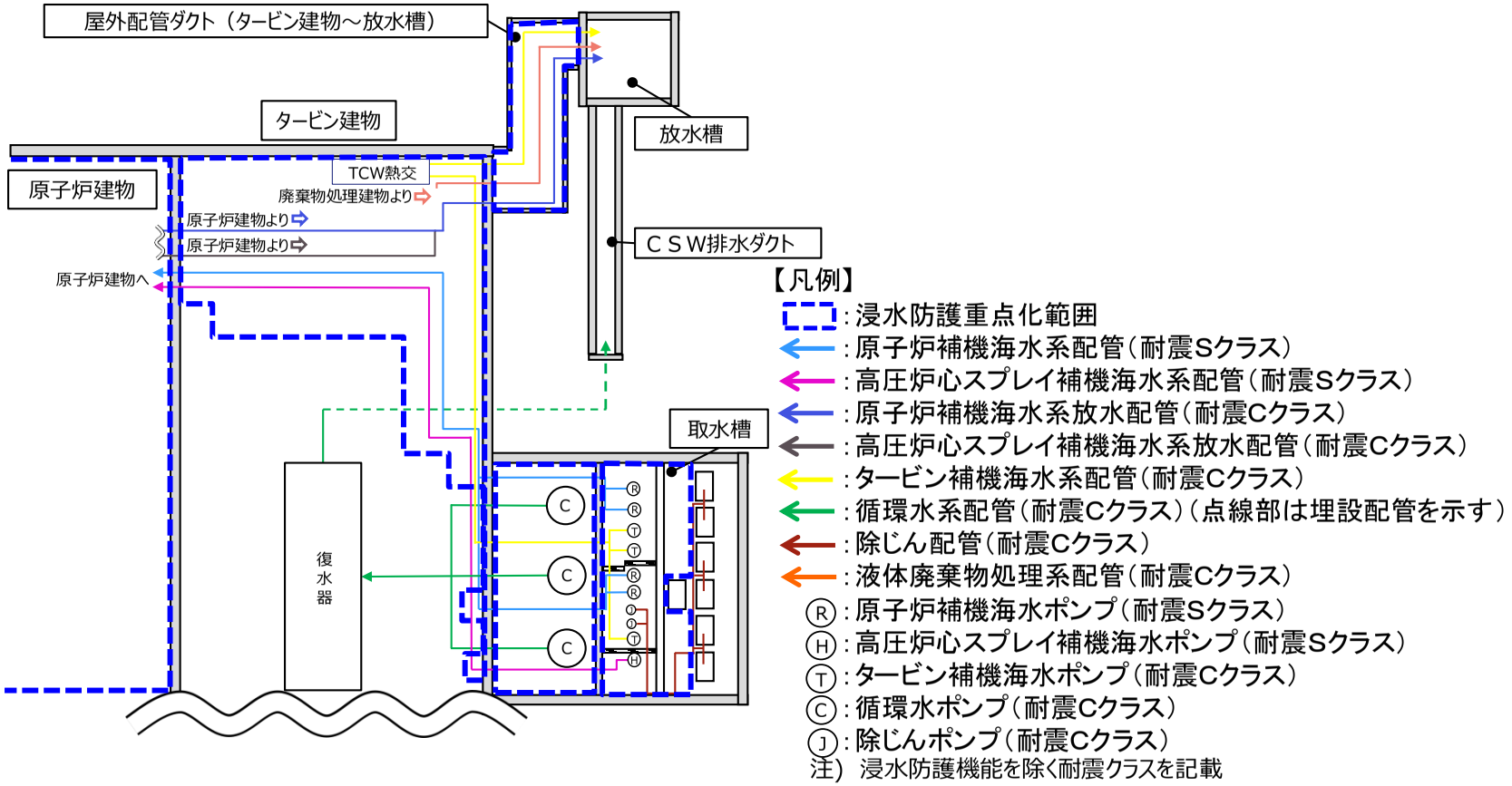


図１　浸水防護重点化範囲内に設置する海域と接続する低耐震クラスの機器及び配管の設置概要

３．津波流入防止対策

循環水系は，基準地震動Ｓｓによる地震力に対してバウンダリ機能を保持する設計とし，津波の流入を防止する。

タービン補機海水系は，インターロックによりポンプ出口弁を閉止し，ポンプ及びポンプからポンプ出口弁までの配管を基準地震動Ｓｓによる地震力に対してバウンダリ機能を保持するとともに，出口側配管の逆止弁及び逆止弁から放水槽までの配管を基準地震動Ｓｓによる地震力に対してバウンダリ機能を保持することにより津波の流入を防止する（図２参照）。海域活断層に想定される地震による津波襲来に係る時系列を図３に，日本海東縁部に想定される地震による津波襲来に係る時系列を図４に示す。

また，インターロックによるポンプ出口弁の閉止については，津波襲来前に確実に閉止するため，多重化・多様化を図る。

液体廃棄物処理系については，出口側配管の逆止弁及び逆止弁から放水槽までの配管を基準地震動Ｓｓによる地震力に対してバウンダリ機能を保持することにより津波の流入を防止する。

原子炉補機海水系配管（放水配管）及び高圧炉心スプレイ補機海水系配管（放水配管）については，基準地震動Ｓｓによる地震力に対してバウンダリ機能を保持する設計とし，津波の流入を防止する。

除じん系については，基準地震動Ｓｓによる地震力に対してバウンダリ機能を保持する設計とし，津波の流入を防止する。

この結果，浸水防護重点化範囲であるタービン建物（耐震Ｓクラス施設を設置するエリア），取水槽循環水ポンプエリア，取水槽海水ポンプエリアにおいて，循環水系，原子炉補機海水系，高圧炉心スプレイ補機海水系及び除じん系の機器及び配管は地震により破損することなく，タービン補機海水系，液体廃棄物処理系については，地震により配管が損傷した後に，津波が襲来した場合でも，タービン建物（耐震Ｓクラスの設備を設置するエリア），取水槽循環水ポンプエリア及び取水槽海水ポンプエリアに流入しない。対策及び取・放水路からの流入防止結果を表２に，対策概要図を図５に示す。

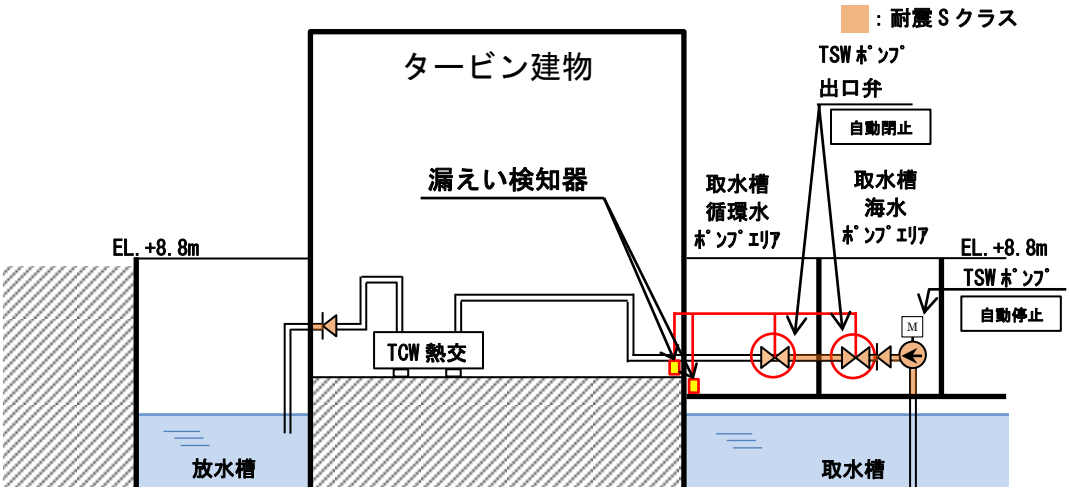


図２　タービン補機海水系　インターロック概要図

時系列	▼地震(海域活断層) ▼溢水発生 ▼海域活断層から想定される地震による津波襲来 約１分　約２分
タービン補機海水系	インターロックによるポンプ停止及び弁閉止 津波流入なし

図３　海域活断層から想定される地震による津波襲来に係る時系列

時系列	▼地震(敷地近傍) ▼溢水発生 ▼地震後点検 ▼日本海東縁部に想定される地震による津波襲来 約１分　１日
タービン補機海水系	インターロックによるポンプ停止及び弁閉止 津波流入なし

図４　日本海東縁部に想定される地震による津波襲来に係る時系列

表２　海域と接続する基準地震動Ｓｓによる地震力に対して
バウンダリ機能を保持する等の設計とする配管に対する対策

浸水防護重点化範囲	機器・配管	対策	流入防止結果	
			取水路	放水路
タービン建物（耐震Ｓクラスの設備を設置するエリア）	タービン補機海水系配管	・インターロックによる電動弁閉止 ・逆止弁閉止 ・基準地震動Ｓｓによる地震力に対してバウンダリ機能を保持	○（インターロックによる隔離，バウンダリ機能を保持）	○（逆止弁による隔離，バウンダリ機能を保持）
	液体廃棄物処理系配管	・逆止弁閉止 ・基準地震動Ｓｓによる地震力に対してバウンダリ機能を保持	－（接続なし）	○（逆止弁による隔離，バウンダリ機能を保持）
	原子炉補機海水系配管（放水配管）	・基準地震動Ｓｓによる地震力に対してバウンダリ機能を保持	○（バウンダリ機能を保持）	○（バウンダリ機能を保持）
	高圧炉心スプレイ補機海水系配管（放水配管）	・基準地震動Ｓｓによる地震力に対してバウンダリ機能を保持	○（バウンダリ機能保持）	○（バウンダリ機能を保持）
取水槽循環水ポンプエリア	循環水ポンプ及び配管	・基準地震動Ｓｓによる地震力に対してバウンダリ機能を保持	○（バウンダリ機能を保持）	○（バウンダリ機能を保持）
	タービン補機海水系配管	・インターロックによる電動弁閉止 ・逆止弁閉止 ・基準地震動Ｓｓによる地震力に対してバウンダリ機能を保持	○（インターロックによる隔離，バウンダリ機能を保持）	○（逆止弁による隔離，バウンダリ機能を保持）
取水槽海水ポンプエリア	タービン補機海水ポンプ及び配管	・基準地震動Ｓｓによる地震力に対してバウンダリ機能を保持 ・逆止弁閉止	○（バウンダリ機能を保持）	○（逆止弁による隔離，バウンダリ機能を保持）
	除じんポンプ及び配管	・基準地震動Ｓｓによる地震力に対してバウンダリ機能を保持	○（バウンダリ機能を保持）	－（接続なし）

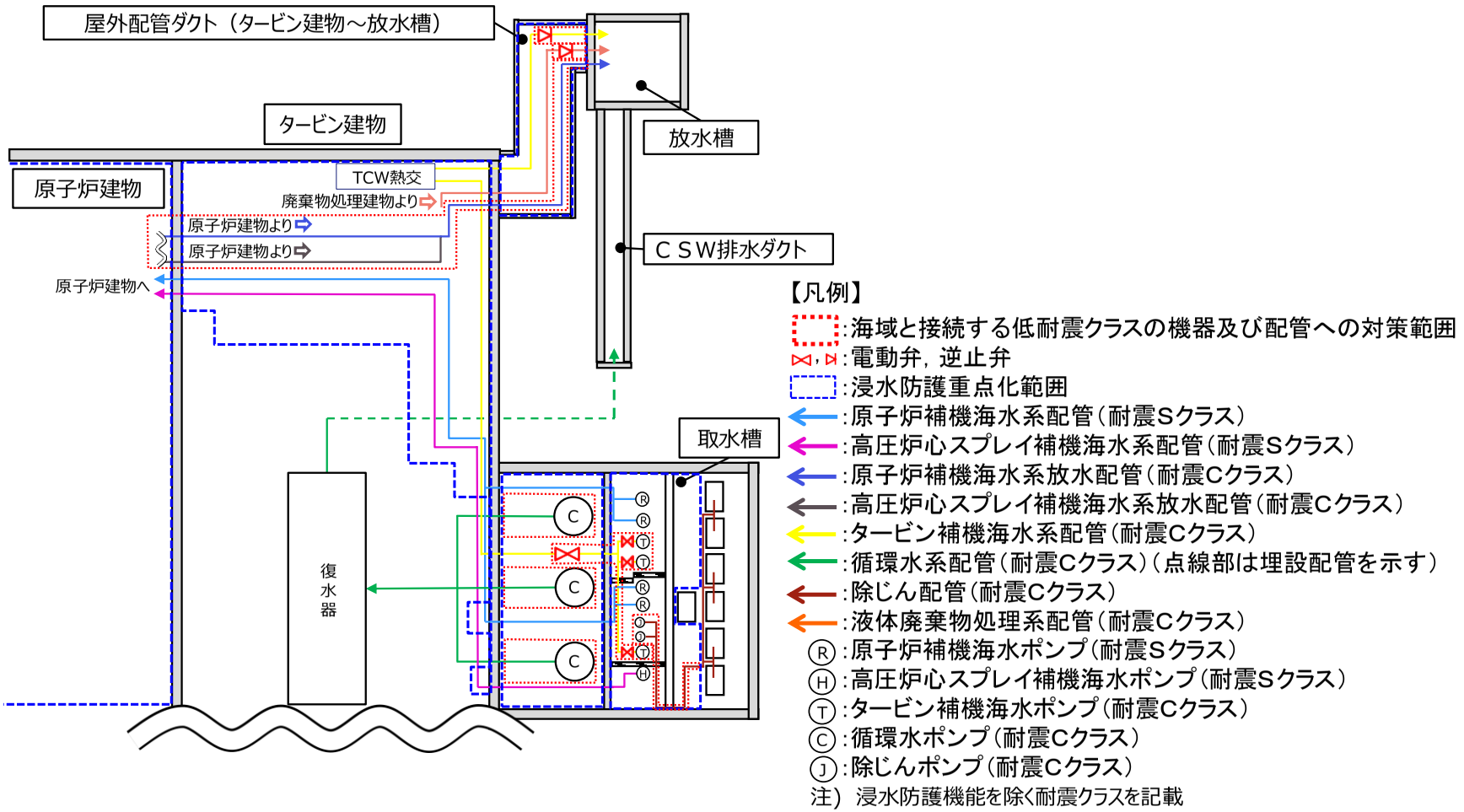


図５　浸水防護重点化範囲内に設置する海域と接続する低耐震クラスの機器及び配管への対策概要図

タービン建物（耐震Ｓクラスの設備を設置するエリア）及び取水槽循環水ポンプエリアに設置する耐震Ｓクラスの設備に対する浸水影響について

1. 概要

耐震Ｓクラスの設備を内包する建物及び区画として，原子炉建物，タービン建物（耐震Ｓクラスの設備を設置するエリア），廃棄物処理建物（耐震Ｓクラスの設備を設置するエリア），制御室建物（耐震Ｓクラスの設備を設置するエリア），取水槽海水ポンプエリア，取水槽循環水ポンプエリア及び屋外配管ダクト（Ｂ－ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物，タービン建物～排気筒，タービン建物～放水槽）並びにＡ，Ｂ－非常用ディーゼル発電機（燃料移送系），高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機（燃料移送系）及び排気筒を設置するエリアがあり，これらの範囲を浸水防護重点化範囲と設定している。

このうち，タービン建物（耐震Ｓクラスの設備を設置するエリア）及び取水槽循環水ポンプエリアについては，海域と接続する低耐震クラスの機器及び配管であるタービン補機海水系等を設置しており，地震時には配管等の破損による保有水の溢水及び破損箇所を介した津波の流入を想定する範囲となる。

そのため，タービン建物（耐震Ｓクラスの設備を設置するエリア）及び取水槽循環水ポンプエリアに設置する耐震Ｓクラスの設備について，地震・津波時の浸水状況を考慮した浸水に対して，同区画に設置される津波防護対象設備の浸水による機能喪失要因の網羅的な抽出を踏まえ，浸水による影響がないことを確認する。タービン建物（耐震Ｓクラスの設備を設置するエリア）及び取水槽循環水ポンプエリアに設置する耐震Ｓクラスの設備を表１に，その配置を図１に示す。

なお，タービン建物（耐震Ｓクラスの設備を設置するエリア）及び取水槽循環水ポンプエリアに設置する耐震Ｓクラスの配管に，電動弁等の浸水により機能喪失する設備は設置していない。

表１　タービン建物（耐震Ｓクラスの設備を設置するエリア）及び取水槽循環水ポンプエリアに設置する耐震Ｓクラスの設備

設置区画	設備	
タービン建物（耐震Ｓクラスの設備を設置するエリア）	原子炉補機海水系	配管・手動弁
		ケーブル
	高圧炉心スプレイ補機海水系	配管・手動弁
		ケーブル
	非常用ディーゼル発電機（燃料移送系）	配管・手動弁
	高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機（燃料移送系）	配管・手動弁
		ケーブル
	非常用ガス処理系	配管・手動弁
取水槽循環水ポンプエリア	原子炉補機海水系	配管・手動弁（ストレーナ含む）
		ケーブル
	高圧炉心スプレイ補機海水系	配管・手動弁（ストレーナ含む）
		ケーブル

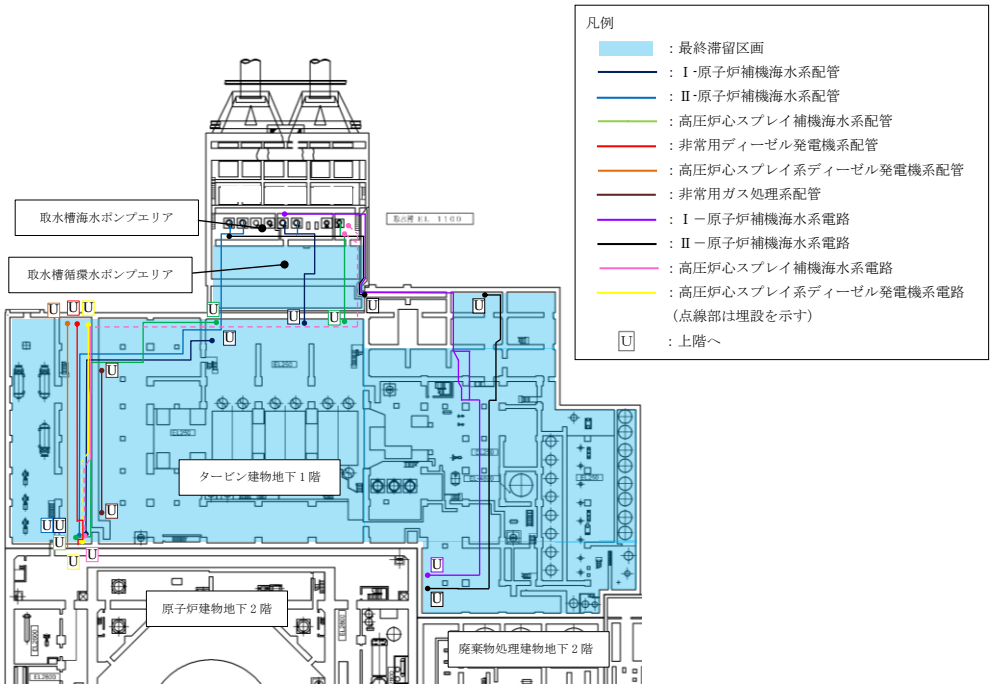


図１　タービン建物（耐震Ｓクラスの設備を設置するエリア）及び取水槽循環水ポンプエリアに設置する耐震Ｓクラスの設備の配置

2. 耐震Ｓクラスの設備に対する浸水による機能喪失要因

抽出された耐震Ｓクラスの設備の浸水による影響有無を評価するため，機能喪失要因を抽出した。

タービン建物（耐震Ｓクラスの設備を設置するエリア）及び取水槽循環水ポンプエリアにおける地震・津波時の浸水状況を踏まえた範囲に設置する耐震Ｓクラスの設備に対する浸水による機能喪失要因を表２に示す。津波流入により生じる漂流物による配管等の損傷の可能性については，タービン建物（耐震Ｓクラスの設備を設置するエリア）及び取水槽循環水ポンプエリアに津波を流入させない対策(添付資料 27 参照)を実施することから，当該エリアに津波の流入はなく，漂流物は生じない。

表２　耐震Ｓクラスの設備に対する浸水による機能喪失要因

設備	設置区画	系統	機能喪失要因	
			水圧による損傷	電気接続部の没水
配管・手動弁(ストレーナ含む)	タービン建物（耐震Ｓクラスの設備を設置するエリア）	原子炉補機海水系	地震･津波時の浸水による水頭圧(外圧）により，配管の構造的損傷の可能性がある。	－
		高圧炉心スプレイ補機海水系		
		非常用ガス処理系		
		非常用ディーゼル発電機（燃料移送系）		
		高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機（燃料移送系）		
	取水槽循環水ポンプエリア	原子炉補機海水系		
		高圧炉心スプレイ補機海水系		
ケーブル	タービン建物（耐震Ｓクラスの設備を設置するエリア）	原子炉補機海水系	地震・津波時の浸水による水頭圧(外圧)により，ケーブルの構造的損傷の可能性がある。	地震・津波時の浸水が電気接続部に接することで，機能喪失する可能性がある。
		高圧炉心スプレイ補機海水系		
		高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機（燃料移送系）		
	取水槽循環水ポンプエリア	原子炉補機海水系		
		高圧炉心スプレイ補機海水系		

3. 機能喪失要因に対する評価

地震・津波時の浸水状況を踏まえ，抽出された機能喪失要因に対する評価を実施した。

(1) 水圧による損傷に対する評価及びケーブルの電気接続部の没水に対する評価

タービン建物（耐震Ｓクラスの設備を設置するエリア）に設置される耐震Ｓクラスの設備の水圧による損傷に対する評価及びケーブルの電気接続部に対する評価については,「第９条　溢水による損傷の防止等　9.4　タービン建物に設置されている防護対象設備について」において説明しており，地震・津波時の浸水による水圧に対して機能喪失しないこと,また電気接続部がないことを確認している。同様に，取水槽循環水ポンプエリアに設置される耐震Ｓクラスの設備の水圧による損傷に対する評価については,「第９条　溢水による損傷の防止等　添付資料１　機能喪失判定の考え方と選定された溢水防護対象設備について」において説明しており，地震・津波時の浸水による水圧に対して機能喪失しないことを確認している。具体的な内容を図２，図３に示す。

(2) 配管及びケーブルの溢水影響について

a. 評価条件について

9.1 項及び 9.2 項の評価より，タービン建物における最大の溢水水位 EL5.9m に相当する水頭圧を外圧条件とした。

b. 評価結果

(a) 配管

没水時の外圧に対する健全性評価の例を表 9-20 に示す。なお，弁は配管に比べ肉厚であるため，配管の評価に包含される。配管の製造最小厚さから外圧に対する許容圧力を算出し，没水時の外圧に対する健全性を確認した。

(b) ケーブル

ケーブルはシース（難燃性特殊耐熱ビニル）で覆った構造であり，非常時の環境条件（静水圧換算：18m 以上）を考慮した設計であるため，没水時の外圧により機能喪失しない。また，海水に対する影響については，海水による浸水試験（試験時間：200 時間）を実施し，外観及び絶縁抵抗に影響がないことを確認している。なお，没水するケーブルについては溢水により機能を喪失する接続部（端子部）がないことを確認した。

表 9-20　タービン建物に敷設される配管の外圧に対する許容圧力

系統	原子炉補機海水系配管	高圧炉心スプレイ補機海水系配管	非常用ディーゼル発電機系配管	高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機系配管	非常用ガス処理系配管
外径 Do[mm]	711.2	267.4	60.5	60.5	406.4
板厚 t[mm]	9.5	9.3	5.5	5.5	9.5
製造上最小厚さ ts[mm]	8.5	8.13	4.81	4.81	8.31
付録材料図 表 Part7 により定まる値 B	9.7	55	110	110	34
材質	SM41C	STPT42	STPT42	STPT42	STPT42
水頭圧[MPa]	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06
許容圧力[MPa]※	0.15	2.22	11.6	11.6	0.92
許容圧力＞水頭圧判定	○	○	○	○	○

※　「発電用原子力設備規格 設計・建設規格 （JSME S NC1-2005/2007）」「PPC-3411 直管 (2) 外圧を受ける直管」を準用した以下の式を用い，製造上の最小厚さから許容圧力を算定した値

$$t_s = \frac{3P_eD_0}{4B}$$

P_e：許容圧力［MPa］
t_s ：製造上の最小厚さ［mm］
D_0：管の外径［mm］
B：付録材料図 表 Part7 により定まる値

9 条-別添 1-9-21

図２　タービン建物（耐震Ｓクラスの設備を設置するエリア）に設置される耐震Ｓクラスの設備の水圧による損傷に対する評価及びケーブルの電気接続部に対する評価

2.3 溢水影響評価の対象外とする理由

(1)「①溢水により機能を喪失しない」による対象外

溢水により機能を喪失しないとした防護対象設備について,没水時の健全性を評価した。表 2-4 に示すように，各建物の最大階高（当該床から上階床までの階高さのうち最大となる値）に相当する水頭圧を外圧条件とした。

表 2-4　各建物の外圧条件

建物	水頭圧[m]	最大階高
原子炉建物	8	3 階～4 階
廃棄物処理建物	7	2 階～3 階
取水槽	10	床～防水壁天端

a. 配管及び弁

配管及び弁の没水時の外圧に対する健全性評価の例を表 2-5 に示す。

「発電用原子力設備規格 設計・建設規格　JSME S NC1-2005/2007」に基づき算出した機器の外圧に対する許容圧力が溢水水位による外圧を上回るため，健全性を維持できる。なお，弁は配管に比べ肉厚であるため，配管の評価に包含される。

表 2-5　配管の没水時の外圧による影響評価結果（代表例）

建物	原子炉建物	廃棄物処理建物	取水槽
代表配管※1	700A-RSW-7A	200A-RCW-61A	700A-RSW-2A
外径 Do[mm]	711.2	216.3	711.2
板厚 t[mm]	9.5	8.2	9.5
製造上最小厚さ ts[mm]	8.5	7.17	8.5
付録材料図 表 Part7 により定まる値 B	15.9	89.5	16.6
材質	SM41C	STPT42	SM41C
許容圧力[MPa]※2	0.25	3.95	0.26
水頭圧[MPa]	0.08	0.07	0.10
許容圧力＞水頭圧判定	○	○	○

※1　評価を実施するにあたり，各建物の対象配管のうち，保守的に外径(Do)/板厚(t)が最大となる配管を代表として選定した。なお，評価では内圧は大気圧とした。

※2　「発電用原子力設備規格 設計・建設規格（JSME S NC1-2005/2007） PPC-3411　直管　(2) 外圧を受ける直管」を準用した以下の式を用い，製造上最小厚さから許容圧力を算定した値

$$t_s = \frac{3P_eD_0}{4B}$$

P_e：許容圧力［MPa］
t_s　：製造上の最小厚さ［mm］
D_0：管の外径［mm］
B：付録材料図 表 Part7 により定まる値

図３　取水槽循環水ポンプエリアに設置される耐震Ｓクラスの設備の水圧による損傷に対する評価