

- 2. 浸水防護施設に関する補足資料
  - 2.1 防波壁に関する補足説明
    - 2.1.9 防波壁の設計・管理に関する補足説明

## 目 次

1. 防波壁の各部位の性能目標と許容限界	1
1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	1
1.2 防波壁（逆T擁壁）	8
1.3 防波壁（波返重力擁壁）	14
2. 損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮	21
2.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	21
2.2 防波壁（逆T擁壁）	24
2.3 防波壁（波返重力擁壁）	26
3. 止水性に係る検討結果	29
4. 防波壁周辺の屋外施設による波及的影響について	31
4.1 2号機放水路及び3号機放水路	33
4.1.1 概要	33
4.1.2 波及的影響検討	35
4.2 1号機取水管	36
4.2.1 概要	36
4.2.2 波及的影響の検討	37
4.3 屋外排水路	38
4.3.1 概要	38
4.3.2 防波壁（波返重力擁壁）における屋外排水路の影響評価	39
5. 防波壁の保守管理について	41

（参考資料1）基準適合状態維持における漂流物衝突荷重の規模について

## 1. 防波壁の各部位の性能目標と許容限界

### 1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）

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表 1.1-1 に示す。

表 1.1-1 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図 1.1-1 及び表 1.1-2 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。

埋戻土部と鋼管杭間を充填するグラウト材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⑤）を実施する。

漂流物衝突荷重を分散して防波壁に伝達し、防波壁の局所的な損傷を防止することを目的とし、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の一部として漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）を設置する。

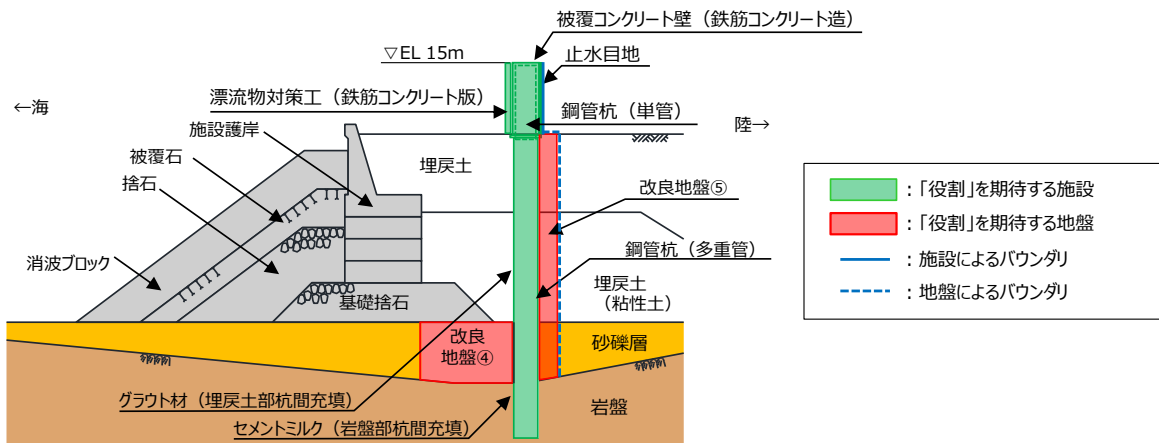
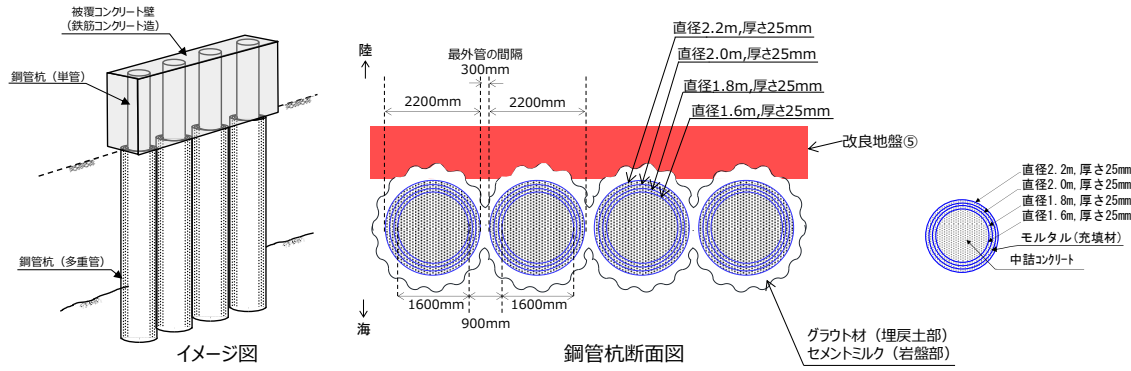


図 1.1-1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の役割を期待する範囲

表 1.1-2 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	・止水目地及び漂流物対策工を支持する。	・止水目地及び漂流物対策工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位に追従する。	・被覆コンクリート壁間の変位に追従し、遮水性を保持する。
	漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版)	・役割に期待しない(解析モデルに重量として考慮し、防波壁(多重鋼管杭式擁壁)への影響を考慮する)。	・衝突荷重を分散して防波壁(多重鋼管杭式擁壁)に伝達する。 ・衝突荷重による防波壁(多重鋼管杭式擁壁)の局所的な損傷を防止する。
地盤	改良地盤④	・鋼管杭の変形を抑制する。	・難透水性を保持する。
	改良地盤⑤	・役割に期待しない(解析モデルに反映し、防波壁(多重鋼管杭式擁壁)への相互作用を考慮する)。	・難透水性を保持する。
	改良地盤⑦	・役割に期待しない(解析モデルに反映し、防波壁(多重鋼管杭式擁壁)への相互作用を考慮する)。	・役割に期待しない(解析モデルに反映し、防波壁(多重鋼管杭式擁壁)への相互作用を考慮する)。
	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, 埋戻土(粘性土), 砂礫層	・役割に期待しない(解析モデルに反映し、防波壁(多重鋼管杭式擁壁)への相互作用を考慮する)。	・防波壁(多重鋼管杭式擁壁)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(解析モデルに反映し、防波壁(多重鋼管杭式擁壁)への波及的影響を考慮する)。	・役割に期待しない(解析モデルに反映し、防波壁(多重鋼管杭式擁壁)への相互作用を考慮する)。
	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 と鋼管杭間に充填)	・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。

注記\*：岩盤部と鋼管杭間に充填するセメントミルクは、岩盤とみなす。(「2.1.1 防波壁(多重鋼管杭式擁壁)の耐震性についての計算書に関する補足説明(参考資料3)セメントミルクの評価方針」参照)

各部位の「施設」と「地盤」を区分するにあたり、改良地盤④及び改良地盤⑤の具体的な役割を表 1.1-3 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（表 1.1-3 中「○」と記載）とする改良地盤④及び難透水性の保持を役割とする改良地盤⑤については、「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を「○」と評価した具体的な考え方を以下に示す。

- ・改良地盤④の役割である耐震性については、鋼管杭の変形を抑制することから「○」とした。
- ・改良地盤④及び改良地盤⑤の役割である耐津波性については、地盤中からの回り込みによる流入を防止することから「○」とした。なお、津波の滞水時間中に敷地に流入しないことを浸透流解析により確認することとし、詳細は「3. 止水性に係わる検討結果」に示す。

表 1.1-3 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の改良地盤の具体的な役割

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	(鋼管杭の変形抑制) 耐震性	(遮水性・難透水性) 耐津波性	
改良地盤④	・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流入を防止する。	-	-	○	○	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⑤	・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、止水目地の下部地盤中からの回り込みによる流入を防止する。	-	-	-	○	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表 1.1-4 に、性能目標を満足するための照査項目と許容限界を表 1.1-5 に示す。岩盤は「鋼管杭の支持」の役割を有していることから、杭前面の岩盤の破壊状態を踏まえた水平支持力の確認も実施する。液状化の影響については有効応力解析により考慮し、埋戻土及び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及び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、影響の程度を検討する。

表 1.1-4 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	すべり安定性	耐震性	耐津波性 (透水性, 難透水性)
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とどまること。	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とどまること。
	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とどまること。	止水目地の支持機能を喪失して被覆コンクリート壁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とどまること。
	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・遮水性を保持すること。
	漂流物対策工(鉄筋コンクリート版)			防波壁（多重鋼管杭式擁壁）から分離しないために、漂流物対策工がおおむね弾性状態にとどまること。	衝突荷重を分散して、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）に伝達するために、鉄筋コンクリート版がおおむね弾性状態にとどまること。
地盤	改良地盤④	—	—	鋼管杭の変形を抑制するため、改良地盤④がすべり破壊しないこと。(内部安定を保持)	地盤中からの回り込みによる流入を防止(難透水性を保持)するため改良地盤④がすべり破壊しないこと。(内的安定を保持)
	改良地盤⑤	—	—	—	地盤中からの回り込みによる流入を防止(難透水性を保持)するため改良地盤⑤がすべり破壊しないこと。(内的安定を保持)
	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。	—	—

注記\*：岩盤部と鋼管杭間に充填するセメントミルクは、岩盤とみなす。（「2.1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明(参考資料3)セメントミルクの評価方針」参照）

表 1.1-5 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 (第4条)	耐津波性*1 (第5条)
施設	鋼管杭	-	-	曲げ・せん断 (降伏モーメント(曲げ)及び短期許容せん断力(せん断))	
	被覆コンクリート壁			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)
	漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版)			引張・せん断 (短期許容応力度以下)	押拔せん断 (短期許容応力度以下)
地盤	改良地盤④	-	-	すべり安全率*3 (1.2以上)	
	改良地盤⑤			すべり安全率*3 (1.2以上)	
	岩盤*4			支持力*5 (極限支持力度)	すべり安全率(基礎地盤)*2 (1.5以上)

注記\*1：設備及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、津波の滞水時間中に流入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。

\*4：岩盤部と鋼管杭間に充填するセメントミルクは、岩盤とみなす。

\*5：杭前面の岩盤の破壊状態を踏まえた水平支持力の確認も実施する。



## 1.2 防波壁（逆T擁壁）

新規制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表 1.2-1 に示す。

表 1.2-1 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。

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図 1.2-1 及び表 1.2-2 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、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。

漂流物衝突荷重を分散して防波壁に伝達し、防波壁の局所的な損傷を防止する又はグラウンドアンカに漂流物が直接衝突しないことを目的とし、防波壁（逆T擁壁）の一部として漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）及び漂流物対策工（鋼材）を設置する。

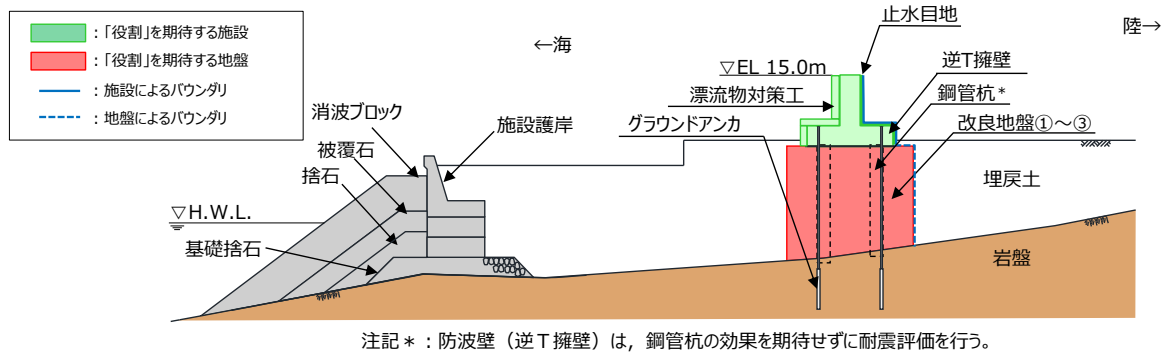


図 1.2-1 防波壁 (逆T擁壁) の役割を期待する範囲

表 1.2-2 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	・止水目地及び漂流物対策工を支持する。	・止水目地及び漂流物対策工を支持するとともに、遮水性を保持する。
	止水目地	・逆T擁壁間の変位に追従する。	・逆T擁壁間の変位に追従し、遮水性を保持する。
	グラウンドアンカ	・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。
	漂流物対策工 （鉄筋コンクリート版）	・役割に期待しない（解析モデルに重量として考慮し、防波壁（逆T擁壁）への影響を考慮する）。	・衝突荷重を分散して防波壁（逆T擁壁）に伝達する。
	漂流物対策工 （鋼材）		・衝突荷重による防波壁（逆T擁壁）の局所的な損傷を防止する。 ・漂流物をグラウンドアンカに衝突させない。
地盤	改良地盤①～③*	・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	・役割に期待しない（解析モデルに反映し、防波壁（逆T擁壁）への相互作用を考慮する）。	・防波壁（逆T擁壁）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（解析モデルに反映し、防波壁（逆T擁壁）への波及的影響を考慮する）。	・役割に期待しない（解析モデルに反映し、防波壁（逆T擁壁）への波及的影響を考慮する）。
	消波ブロック	・役割に期待しない。	・役割に期待しない。

注記\*：RC床版については、保守的に改良地盤として扱う。

各部位の「施設」と「地盤」を区分するにあたり、改良地盤①～③の具体的な役割を表 1.2-3 のとおり整理した。

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。

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。

- ・改良地盤①～③の役割である鉛直支持については、逆T擁壁を鉛直支持することから「○」とした。
- ・改良地盤①～③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ことから「○」とした。
- ・改良地盤①～③の役割である耐津波性については、地盤中からの回り込みによる流入を防止することから「○」とした。なお、津波の滞水時間中に敷地に流入しないことを浸透流解析により確認することとし、詳細は「3. 止水性に係わる検討結果」に示す。

表 1.2-3 防波壁（逆T擁壁）の改良地盤の具体的な役割

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	耐津波性 (差水性・難透水性)	
改良地盤 ①～③*	・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流入を防止する。	○	○	—	○	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。

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

注記\*：RC床版については、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表 1.2-4 に、性能目標を満足するための照査項目と許容限界を表 1.2-5 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、影響の程度を検討する。

表 1.2-4 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	すべり安定性	耐震性	耐津波性 (透水性、難透水性)
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とどまること。	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とどまること。
	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。
	グラウンドアンカ			逆T擁壁及び改良地盤の滑動・転倒抑止のために許容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・転倒抑止のために許容アンカー力を確保すること。
	漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）			防波壁（逆T擁壁）から分離しないために、漂流物対策工がおおむね弾性状態にとどまること。	衝突荷重を分散して、防波壁（逆T擁壁）に伝達するために、鉄筋コンクリート版がおおむね弾性状態にとどまること。
	漂流物対策工（鋼材）				グラウンドアンカに漂流物を直接衝突させないために、鋼材がおおむね弾性状態にとどまること。
地盤	改良地盤 ①～③*	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流入を防止（難透水性を保持）するため改良地盤①～③がすべり破壊しないこと（内的安定を保持）。
	岩盤				—

注記\*：RC床版については、保守的に改良地盤として扱う。

表 1.2-5 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 (第5条)
施設	逆T擁壁	-	-	曲げ・せん断・支圧*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			引張 (設計アンカー力以下)	
	漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版)			引張・せん断 (短期許容応力度以下)	押抜せん断 (短期許容応力度以下)
	漂流物対策工(鋼材)			曲げ・せん断・引張 (短期許容応力度以下)	
	改良地盤①～③*2			支持力	すべり安全率（基礎地盤）*3
岩盤	(極限支持力度)	(1.5以上)	-		

注記\*1：設備及び地盤を含む範囲の浸透流解析により，津波の滞水時間中に流入しないことを確認する。

\*2：RC床版については，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：グラウンドアンカの受圧板からの反力及び隣接する躯体からの荷重による逆T擁壁の照査を併せて実施する。

\*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。

### 1.3 防波壁（波返重力擁壁）

新規制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表 1.3-1 に示す。

表 1.3-1 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図 1.3-1 及び表 1.3-2 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。

漂流物衝突荷重を分散して防波壁に伝達し，防波壁の局所的な損傷を防止することを目的とし，防波壁（波返重力擁壁）の一部として漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）を設置する。

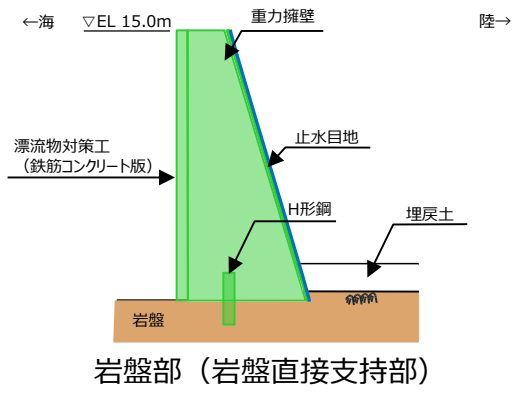
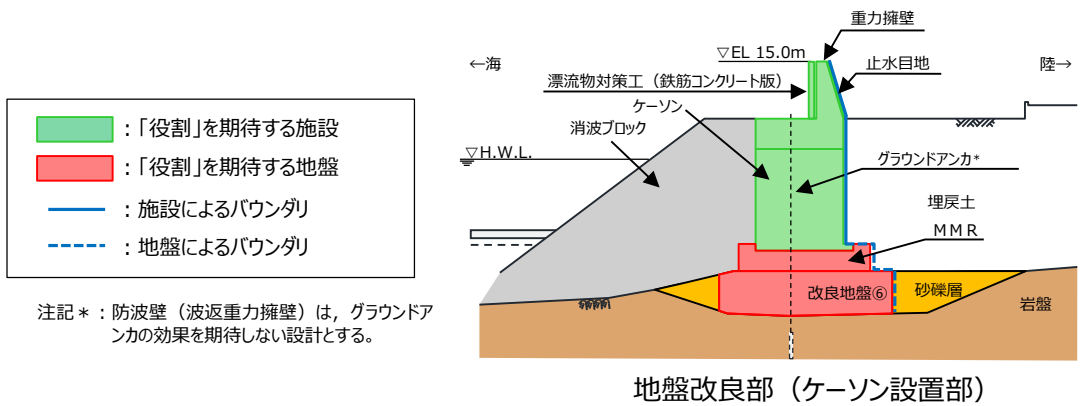


図 1.3-1 防波壁 (波返重力擁壁) の役割を期待する範囲



表 1.3-2 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	・止水目地及び漂流物対策工を支持する。	・止水目地及び漂流物対策工を支持するとともに、遮水性を保持する。	
	止水目地	・重力擁壁間の変位に追従する。	・重力擁壁間の変位に追従し、遮水性を保持する。	
	ケーソン	・重力擁壁及び漂流物対策工を支持する。	・重力擁壁及び漂流物対策工を支持するとともに、遮水性を保持する。	
	放水路 ケーソン	頂版 底版 側壁	・重力擁壁を支持する。	・重力擁壁を支持するとともに、遮水性を保持する。
		隔壁	・重力擁壁を支持する。	・重力擁壁を支持する。
	H形鋼	・重力擁壁を支持する。	・重力擁壁を支持する。	
	漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版)	・役割に期待しない（解析モデルに重量として考慮し、防波壁（波返重力擁壁）への影響を考慮する）。	・衝突荷重を分散して防波壁（波返重力擁壁）に伝達する。 ・衝突荷重による防波壁（波返重力擁壁）の局所的な損傷を防止する。	
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⑥	・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, 砂礫層	・役割に期待しない（解析モデルに反映し、防波壁（波返重力擁壁）への相互作用を考慮する）。	・防波壁（波返重力擁壁）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。	
	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」を区分するにあたり、MMR及び改良地盤⑥の具体的な役割を表 1.3-3 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（表 1.3-3 中「○」と記載）とするMMR及び改良地盤⑥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⑥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ことから「○」とした。
- ・ MMR及び改良地盤⑥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ことから「○」とした。
- ・ MMR及び改良地盤⑥の役割である耐津波性については、地盤中からの回り込みによる流入を防止することから「○」とした。なお、津波の滞水時間中に敷地に流入しないことを浸透流解析により確認することとし、詳細は「3. 止水性に係わる検討結果」に示す。

表 1.3-3 防波壁（波返重力擁壁）のMMR及び改良地盤の具体的な役割

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 (透水性・難透水性)		
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。	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> <li>難透水性を保持することで、遮水性を有する重力擁壁、ケーソン、止水目地の下部地盤中からの回り込みによる流入を防止する。</li> </ul>	○	○	-	○	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。
改良地盤⑥	ケーソン、重力擁壁及びMMRの下方の砂礫層を地盤改良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。	<ul style="list-style-type: none"> <li>ケーソン及び重力擁壁の下方の砂礫層を地盤改良することで防波壁を鉛直支持する。</li> <li>難透水性を保持することで、遮水性を有する重力擁壁、ケーソン、止水目地の下部地盤中からの回り込みによる流入を防止する。</li> </ul>	○	○	-	○	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表 1.3-4 に、性能目標を満足するための照査項目と許容限界を表 1.3-5 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、埋戻土及び砂礫層の変状に伴う施設評価への影響を検討する。

表 1.3-4(1) 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	すべり安定性	耐震性	耐津波性 (透水性, 難透水性)
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とどまること。	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とどまること。
	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とどまること。	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とどまること。
	放水路ケーソン 頂版 底版 側壁			構造部材の健全性を保持するために、放水路ケーソンがおおむね弾性状態にとどまること。	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、放水路ケーソンがおおむね弾性状態にとどまること。
				構造強度を有すること。	構造強度を有すること。
	H形鋼			構造部材の健全性を保持するために、H形鋼がおおむね弾性状態にとどまること。	構造部材の健全性を保持するために、H形鋼がおおむね弾性状態にとどまること。
	漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版)			防波壁（波返重力擁壁）から分離しないために、漂流物対策工がおおむね弾性状態にとどまること。	衝突荷重を分散して、防波壁（波返重力擁壁）に伝達するために、鉄筋コンクリート版がおおむね弾性状態にとどまること。

表 1.3-4(2) 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	すべり 安定性	耐震性	耐津波性 (透水性, 難透水性)
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, 十分なすべり安定性を保持すること。	—	地盤中からの回り込みによる流入を防止(難透水性を保持)するため, MMR及び改良地盤⑥が破壊しないこと(内的安定を保持)。
	改良地盤⑥				
	岩盤				

表 1.3-5 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)		
	放水路ケーソン			頂版, 底版, 側壁	曲げ・せん断 (短期許容応力度, 材料強度以下)	
				隔壁	曲げ・せん断又はひずみ (短期許容応力度, 材料強度又は許容ひずみ以下)	
	H形鋼			せん断 (短期許容応力度以下)		
	漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版)			引張・せん断 (短期許容応力度以下)	押抜せん断 (短期許容応力度以下)	
地盤	MMR	支持力	すべり安全率(基礎地盤)*2 (1.5以上)	すべり安全率*3		
	改良地盤⑥	(極限支持力度, 支圧強度)		(1.2以上)		
	岩盤			—		

注記\*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滞水時間中に流入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。

## 2. 損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

### 2.1 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、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。結果を表 2.1-1 に示す。

表 2.1-1(1) 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

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	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭に発生する応力が許容限界以下であることを確認する。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>	①, ②		○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>	①, ②		○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> <li>杭頭連結材の発生応力度が、許容応力度以下であることを確認する。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>防波壁と干渉する取水路横断面において、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。</li> </ul>	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> <li>取水路横断面では、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。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により、杭前面の岩盤が破壊し、水平支持力を喪失することで、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。</li> </ul>	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> <li>杭前面の岩盤の破壊状態を踏まえた水平支持力の確認を実施する。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震時に施設護岸による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。</li> </ul>	①	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>	②	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震時に施設護岸が損傷し、施設護岸が鋼管杭の変形抑制に寄与せず鋼管杭が損傷し、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。</li> </ul>	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> <li>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。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>法線方向の地震荷重に伴う隣接するブロックからの荷重により、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。</li> </ul>	①	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震荷重については法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とど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。</li> </ul>	○
<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>	②	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>	—	

注記\*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（－）。

表 2.1-1(2) 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

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	鋼管杭の法線直交方向の挙動の差異による被覆コンクリート壁の法線方向のねじれを考慮し、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。	○
	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、竜巻及びその随件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	被覆コンクリート壁の海側に漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）を設置し、津波荷重による押抜きせん断応力に対する健全性を確認する。 漂流物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。	—

注記\*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（—）。

表 2.1-1(3) 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

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
漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）	津波荷重により鉄筋コンクリート版がせん断破壊し、津波荷重が被覆コンクリート壁に直接作用することで、被覆コンクリート壁の遮水性を喪失する。	②	鉄筋コンクリート版に発生する応力が許容限界以下であることを確認する。	○
	地震又は津波荷重により、アンカーボルトが引張破壊又はせん断破壊することで、鉄筋コンクリート版を支持できなくなり、被覆コンクリート壁の遮水性を喪失する。	①, ②	アンカーボルトに発生する応力が許容限界以下であることを確認する。	○

注記\*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（—）。

表 2.1-1(4) 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

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、隅角部及び屈曲部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。 長期的な経年劣化に対して有意な性能低下が生じないことを確認するため、耐候性試験を実施する。	○
	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、竜巻及びその随件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。	—

注記\*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（—）。

表 2.1-1(5) 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

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④	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> <li>地盤中からの回り込みによる流入を防止（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。</li> <li>施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、津波の滞水時間中に敷地に流入しないことを確認する。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>			
	<ul style="list-style-type: none"> <li>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、ポイリング・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。</li> </ul>			
改良地盤⑤	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>	②	<ul style="list-style-type: none"> <li>地盤中からの回り込みによる流入を防止（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。</li> <li>施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、津波の滞水時間中に敷地に流入しないことを確認する。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>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、ポイリング・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。</li> </ul>			

注記\*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（－）。

表 2.1-1(6) 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

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	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>	①	<ul style="list-style-type: none"> <li>すべり安全率が許容値以上であることを確認する。（設置変更許可段階で確認済）</li> </ul>	－
	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>	①	<ul style="list-style-type: none"> <li>杭先端部の最大軸力が地盤の極限支持力度以下であることを確認する。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭及び被覆コンクリート壁を支持するため、杭前面の岩盤の破壊状態を踏まえた水平抵抗力の確認を実施する。</li> </ul>	○

注記\*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（－）。



## 2.2 防波壁（逆T擁壁）

防波壁（逆T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。結果を表 2.2-1 に示す。

表 2.2-1(1) 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

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		○
	グラウンドアンカ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	被覆コンクリート壁の海側に漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）を設置し、津波荷重による押抜きせん断応力に対する健全性を確認する。 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。	—
	隣接する躯体同士からの荷重により、逆T擁壁が損傷し、遮水性を喪失する。	①	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。	○

注記\*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（—）。

表 2.2-1(2) 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

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
漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）	津波荷重により鉄筋コンクリート版がせん断破壊し、津波荷重が逆T擁壁に直接作用することで、逆T擁壁の遮水性を喪失する。	②	鉄筋コンクリート版に発生する応力が許容限界以下であることを確認する。	○
	地震又は津波荷重により、アンカーボルトが引張破壊又はせん断破壊することで、鉄筋コンクリート版を支持できなくなり、逆T擁壁の遮水性を喪失する。	①, ②	アンカーボルトに発生する応力が許容限界以下であることを確認する。	○
漂流物対策工（鋼材）	津波荷重により鋼材が破断し、津波荷重がグラウンドアンカに直接作用することで、逆T擁壁の遮水性を喪失する。	②	鋼材に発生する応力が許容限界以下であることを確認する。	○
	地震又は津波荷重により、アンカーボルトが引張破壊又はせん断破壊することで、鋼材を支持できなくなり、逆T擁壁の遮水性を喪失する。	①, ②	アンカーボルトに発生する応力が許容限界以下であることを確認する。	○

注記\*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（—）。

表 2.2-1(3) 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

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)	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> <li>異種構造形式の境界部、隅角部及び屈曲部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。</li> <li>長期的な経年劣化に対して有意な性能低下が生じないことを確認するため、耐候性試験を実施する。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>	②	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>	—
	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>	—
グラウンドアンカ	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波時に、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。</li> </ul>	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> <li>グラウンドアンカの発生アンカー力が設計アンカー力以下であることを確認する。</li> <li>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。</li> <li>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。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波時に、定着部の地盤が破壊することによりグラウンドアンカ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。</li> </ul>	①, ②		
	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波時に、定着治具が破損することにより、グラウンドアンカ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。</li> </ul>	①, ②		

注記\*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（－）。

表 2.2-1(4) 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

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①～③	<ul style="list-style-type: none"> <li>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擁壁を支持できなくなることで、逆T擁壁の遮水性を喪失する。</li> </ul>	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> <li>地盤中からの回り込みによる流入を防止（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。</li> <li>施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、津波の滞水時間中に敷地に流入しないことを確認する。</li> <li>逆T擁壁からの接地圧が改良地盤の極限支持力度以下であることを確認する。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>			
	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>			
	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>			

注記\*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（－）。

表 2.2-1(5) 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

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	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震時に改良地盤底面のすべりが生じ、逆T擁壁の変形量が大きくなり、逆T擁壁の遮水性を喪失する。</li> </ul>	①	<ul style="list-style-type: none"> <li>すべり安全率が許容値以上であることを確認する。（設置変更許可段階で確認済）</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震時に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。</li> </ul>	①	<ul style="list-style-type: none"> <li>地盤の接地圧が極限支持力度以下であることを確認する。</li> </ul>	○

注記\*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（－）。

### 2.3 防波壁（波返重力擁壁）

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。結果を表 2.3-1 に示す。

表 2.3-1(1) 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

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。	○
	• 津波時の漂流物荷重により、重力擁壁が損傷し、遮水性を喪失する。	②	• 被覆コンクリート壁の海側に漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）を設置し、津波荷重による押抜きせん断応力に対する健全性を確認する。 • 漂流物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、竜巻及びその随件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、重力擁壁が滑動又は転倒し、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。	①, ②	• ケーソンと重力擁壁の境界において、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やジベル筋の打設を行い、一体構造としている。一体性については、ケーソンと重力擁壁の境界部の転倒・滑動・接地圧について確認する。	○
	• 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。	①, ②	• 既設部分と新設部分との付着強度、鉄筋の引抜における破壊形態並びに境界部に起因した部材の破壊及び境界部の破壊状況を確認し、既設と新設コンクリートとの一体性について確認する。	○
	• 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。	—

注記\*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（—）。

表 2.3-1(2) 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

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
漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）	• 津波荷重により鉄筋コンクリート版がせん断破壊し、津波荷重が重力擁壁に直接作用することで、重力擁壁の遮水性を喪失する。	②	• 鉄筋コンクリート版に発生する応力が許容限界以下であることを確認する。	○
	• 地震又は津波荷重により、アンカーボルトが引張破壊又はせん断破壊することで、鉄筋コンクリート版を支持できなくなり、重力擁壁の遮水性を喪失する。	①, ②	• アンカーボルトに発生する応力が許容限界以下であることを確認する。	○

注記\*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（—）。

表 2.3-1(3) 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

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)	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> <li>異種構造形式の境界部、隅角部及び屈曲部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。</li> <li>長期的な経年劣化に対して有意な性能低下が生じないことを確認するため、耐候性試験を実施する。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>	②	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>	—
	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>	—

注記\*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（－）。

表 2.3-1(4) 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

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	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震時又は津波時に、ケーソンが曲げ及びせん断破壊し、遮水性を喪失する。</li> </ul>	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>津波時の漂流物荷重により、ケーソンが損傷し、遮水性を喪失する。</li> </ul>	②	<ul style="list-style-type: none"> <li>ケーソンの海側に漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）を設置し、津波荷重による押抜きせん断応力に対する健全性を確認する。</li> <li>漂流物荷重による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。</li> </ul>	○
放水路ケーソン	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震時又は津波時に、ケーソンの頂版、側壁又は底版が曲げ及びせん断破壊し、遮水性を喪失する。</li> </ul>	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> <li>放水路ケーソンの頂版、側壁及び底版の発生応力度が、許容応力度以下であることを確認する。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震時又は津波時に、ケーソンの隔壁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、遮水性を喪失する。</li> </ul>	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> <li>放水路ケーソンの隔壁の発生応力度又はひずみが、許容応力度又は許容ひずみ以下であることを確認する。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>津波時の漂流物荷重により、放水路ケーソンが損傷し、遮水性を喪失する。</li> </ul>	②	<ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物荷重による放水路ケーソンの発生応力度が許容限界以下であることを確認する。</li> </ul>	○
H形鋼	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震時又は津波時に、H形鋼のせん断破壊により、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。</li> </ul>	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> <li>H形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。</li> </ul>	○

注記\*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（－）。

表 2.3-1(5) 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

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。 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流入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接地圧が支圧強度以下であることを確認する。	○

注記\*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（－）。

表 2.3-1(6) 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

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⑥	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流入を防止（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、津波の滞水時間中に敷地に流入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、ポイリング・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。	○
	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接地圧が極限支持力度以下であることを確認する。	○

注記\*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（－）。

表 2.3-1(7) 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

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	地震時に防波壁（波返重力擁壁）底面のすべりが生じ、重力擁壁の変形量が大きくなり、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。 （設置変更許可段階で確認済）	○
	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、鉛直支持機能を喪失する。	①	防波壁直下又はケーソン直下の地盤の接地圧が極限支持力度以下であることを確認する。	○

注記\*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（－）。

### 3. 止水性に係る検討結果

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、重力擁壁及び止水目地等の施設で津波を遮断（遮水性）し、改良地盤等により地盤中からの回り込みによる流入を防止（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流入防止（難透水性の保持）について、図 3-1 のとおり、2次元浸透流解析により確認する。2次元浸透流解析においては、敷地への浸水経路が短く、地盤における改良地盤の割合が最も支配的となる防波壁（逆T擁壁）を対象とし、以下のとおり保守的な条件により2次元浸透流解析を実施する。

#### [検討条件]

- ・ 津波水位：保守的な水位として防波壁高さ（EL 15.0m）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：津波の継続時間として計算時間を保守的に30分とする。  
（基準津波1の敷地前面における周期は約4分）
- ・ 初期水位：EL 0.14m（港湾基準に準拠した残留水位）
- ・ 透水係数：透水係数は表3-1のとおり、改良地盤については、周辺の埋戻土と同一の透水係数を設定する。

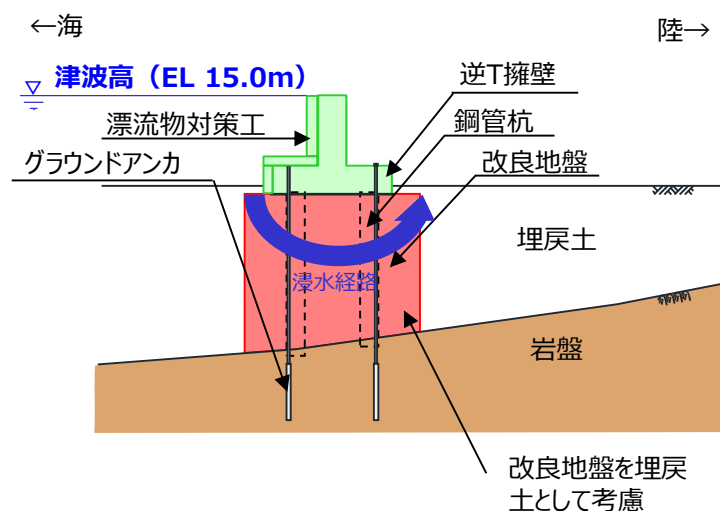


図 3-1 解析条件の概要

表 3-1 透水係数

地盤材料	透水係数(m/s)	摘要
岩盤	$1 \times 10^{-5}$	C <sub>L</sub> 級岩盤と仮定
コンクリート	$1 \times 10^{-11}$	
埋戻土	$2 \times 10^{-3}$	
改良地盤	$2 \times 10^{-3}$	埋戻土と仮定

防波壁（逆T擁壁）の2次元浸透流解析の結果を図3-2に示す。津波来襲より30分経過後においても、防波壁より敷地側への流入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に流入するおそれはない。

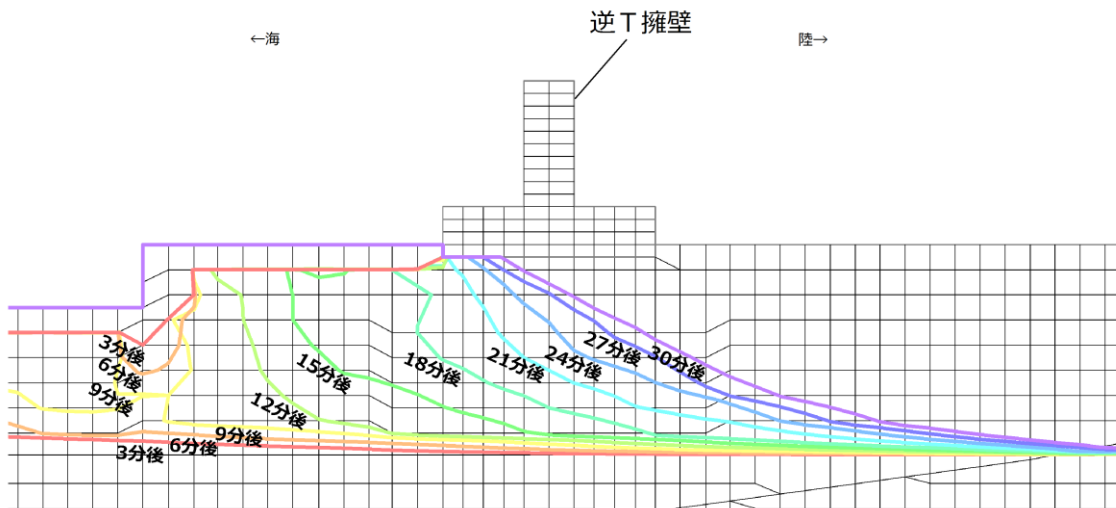


図 3-2 2次元浸透流解析結果

#### 4. 防波壁周辺の屋外施設による波及的影響について

「VI-2-1-5 波及的影響に係る基本方針」において、防波壁に波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設を表 4-1 のとおり整理している。表 4-1 に示す波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設のうち、3号機放水路、2号機放水路及び1号機取水管について、防波壁への波及的影響を確認する。

また、防波壁（波返重力擁壁）のうち重力擁壁の基部コンクリートを構内排水路が貫通している箇所について、防波壁（波返重力擁壁）への影響を確認する。



表 4-1 防波壁に影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設

下位クラス施設	影響を受ける防波壁構造形式	地震に対する評価結果	備考
1号機排気筒	防波壁 (多重鋼管杭式擁壁)	基準地震動S <sub>s</sub> に対する構造健全性評価により、1号機排気筒が上位クラス施設に対して波及的影響を及ぼさないことを確認した。	VI-2-11-2-2「1号機排気筒の耐震性についての計算書」
防波壁（西端部） 周辺斜面	防波壁 (波返重力擁壁)	対策工を実施していることから、対策後の基準地震動S <sub>s</sub> に対する安定解析を実施し、防波壁（西端部）周辺斜面が崩壊するおそれがないことを確認した。	補足-023-03「下位クラス施設の波及的影響の検討について 添付資料3」参照
サイトバンカ建物 (増築部含む)	防波壁 (多重鋼管杭式擁壁)	基準地震動S <sub>s</sub> に対する構造健全性評価により、サイトバンカ建物が上位クラス施設に対して波及的影響を及ぼさないことを確認した。	VI-2-11-2-1-4「サイトバンカ建物の耐震性についての計算書」 VI-2-11-2-1-5「サイトバンカ建物（増築部）の耐震性についての計算書」参照
防波壁（東端部） 周辺斜面	防波壁 (多重鋼管杭式擁壁)	斜面高さ、勾配等から2号機南側切取斜面の安定性評価に代表させる。	補足-023-03「下位クラス施設の波及的影響の検討について 添付資料3」参照
2号機放水路	防波壁 (波返重力擁壁)	2号機放水路の損傷を想定し、防波壁の有する機能を保持するように設計する。	本資料で説明
3号機放水路	防波壁 (波返重力擁壁)	3号機放水路の損傷を想定し、防波壁の有する機能を保持するように設計する。	本資料で説明
1号機取水管	防波壁 (多重鋼管杭式擁壁)	1号機取水管の損傷を想定し、防波壁の有する機能を保持するように設計する。	本資料で説明
施設護岸	防波壁 (多重鋼管杭式擁壁)	施設護岸の損傷を想定し、防波壁の有する機能を保持するように設計する。	「2.1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」参照
屋外排水路	防波壁 (波返重力擁壁)	屋外排水路の損傷を想定し、防波壁の有する機能を保持するように設計する。	本資料で評価

#### 4.1 2号機放水路及び3号機放水路

##### 4.1.1 概要

2号機放水路及び3号機放水路は、放水接合槽、放水路ケーソン及び放水路により構成されており、放水路ケーソンにおいて防波壁（波返重力擁壁）を横断している。2号機放水路接合槽及び3号機放水路接合槽は防波壁（波返重力擁壁）に隣接して設置されている。2号機放水路及び3号機放水路の平面図及び縦断図を図4.1.1-1、図4.1.1-2及び図4.1.1-3に示す。

2号機放水路及び3号機放水路は防波壁（波返重力擁壁）の周辺に位置する下位クラス施設であることから、防波壁（波返重力擁壁）への地震時の波及的影響を検討する。

波及的影響の検討対象については、「1.8 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定」で、「2号機放水路ケーソンは周囲がMMRで埋め戻されており、開口部の面積が3号機放水路ケーソンに比べて狭いことから、評価対象断面に選定せず、3号機放水路ケーソン（放水路貫通部（③-③断面））を評価対象断面に選定する。」としていることから、放水路による波及的影響の検討は3号機放水路に代表させて検討する。

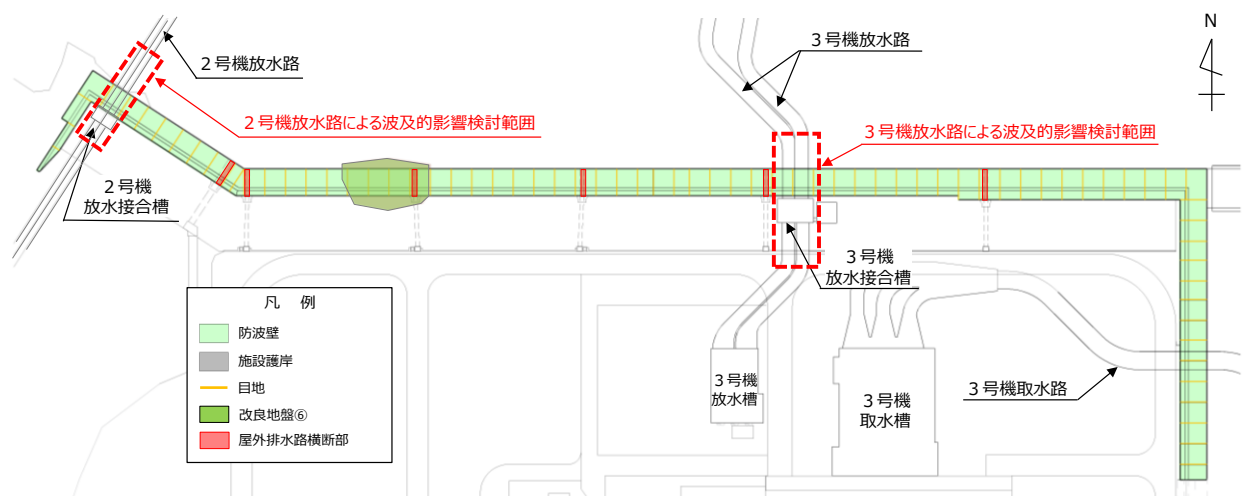


図 4.1.1-1 2号機放水路及び3号機放水路の平面図

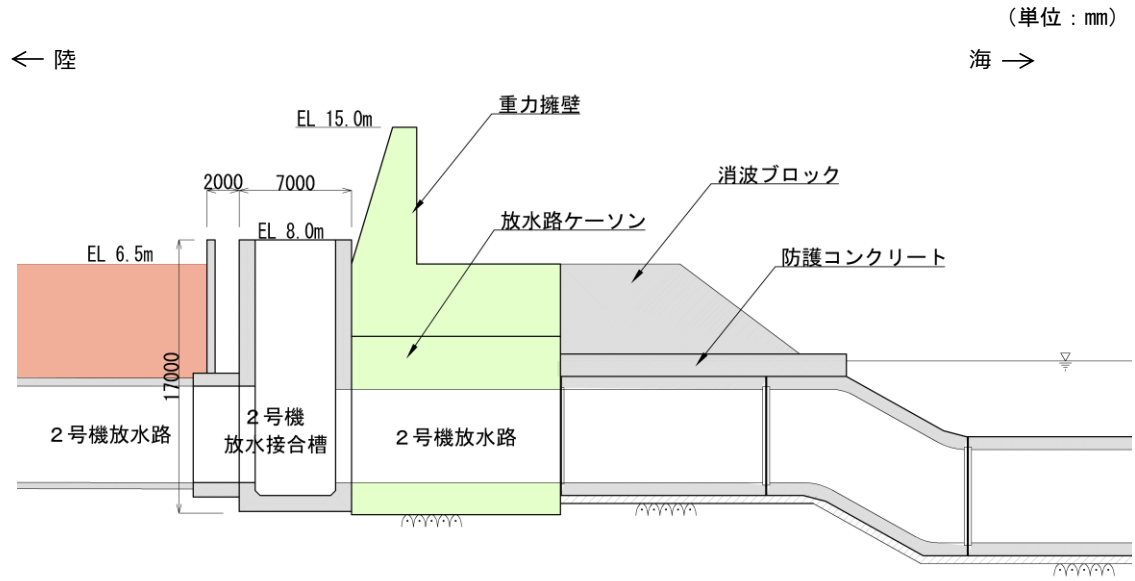


図 4.1.1-2 2号機放水路の縦断図

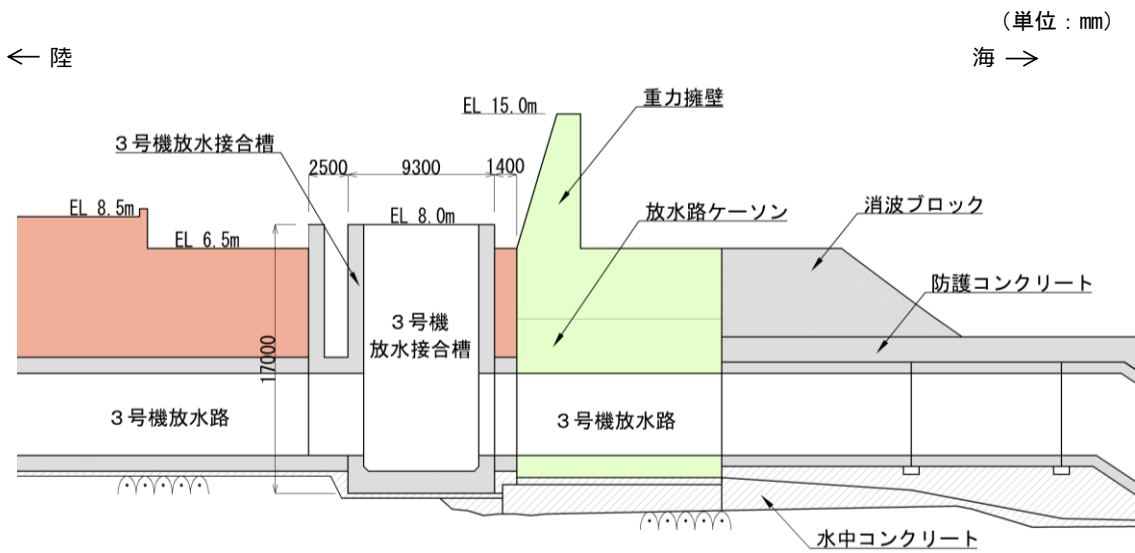


図 4.1.1-3 3号機放水路の縦断図

#### 4.1.2 波及的影響検討

3号機放水接合槽は防波壁（波返重力擁壁）の陸側に隣接して設置されており、波及的影響を及ぼすおそれがあるため、3号機放水接合槽の地震による損傷を考慮し、3号機放水接合槽を埋戻土に置き換え、埋戻土による土圧を作用させた場合の耐震計算により影響を確認する。また、3号機放水路は防波壁の海側に隣接して設置されており、波及的影響を及ぼすおそれがあるため、地震による損傷を考慮し、3号機放水路をモデルに反映しない場合の耐震計算により影響を確認する。

図4.1.2-1に防波壁（波返重力擁壁）の地震応答解析モデル（放水路貫通部（③-③断面））を示す。「2.1.5 防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」に示すとおり、3号機放水接合槽及び3号機放水路の損傷を考慮した耐震計算を実施し、防波壁（波返重力擁壁）が耐震性を有していることを確認している。

以上より、3号機放水路が防波壁（波返重力擁壁）に対して波及的影響を及ぼすおそれはないことから、2号機放水路及び3号機放水路による防波壁（波返重力擁壁）への波及的影響を及ぼすおそれはないことを確認した。

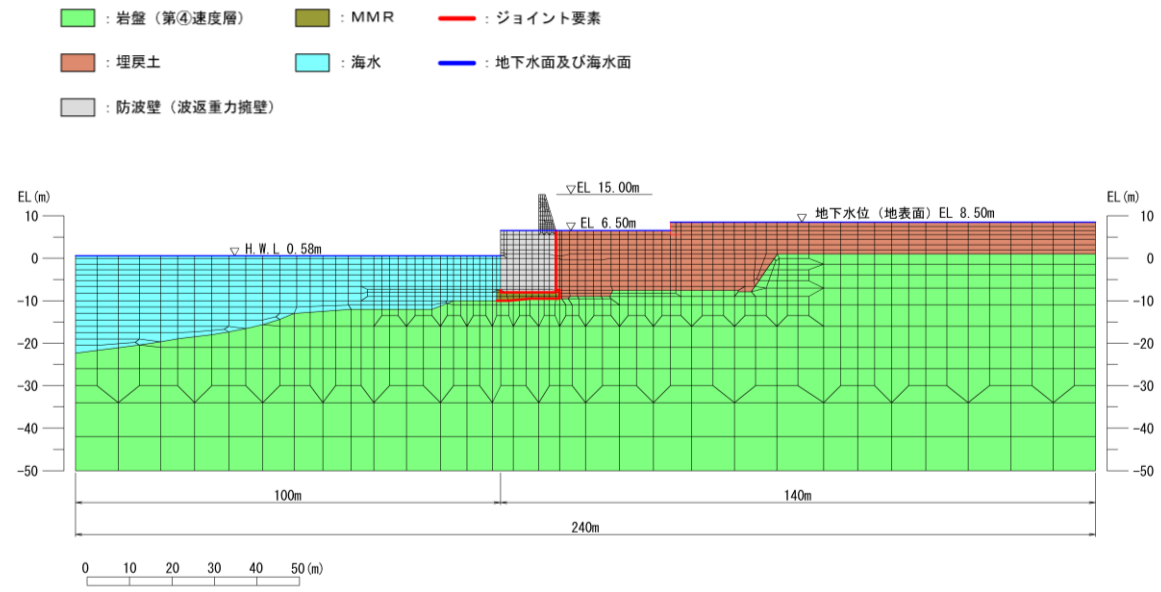


図4.1.2-1 防波壁（波返重力擁壁）の地震応答解析モデル

## 4.2 1号機取水管

### 4.2.1 概要

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）のうち1号機取水管が横断する位置については、鋼管杭を標準的な設置間隔よりも大きな間隔で設置することで、図4.2.1-1及び図4.2.1-2に示すとおり、1号機取水管を横断する構造としている。

一方で、1号機取水管は防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の周辺に位置する下位クラス施設であることから、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）への波及的影響を検討する。

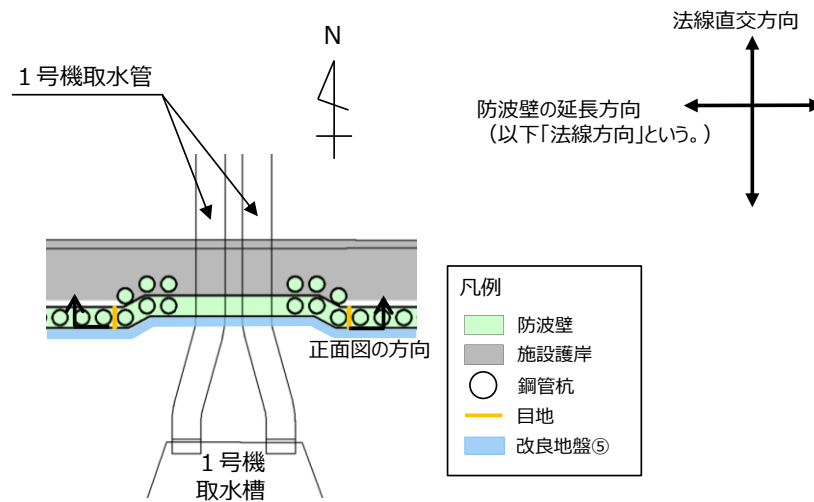


図 4.2.1-1 1号機取水管横断部の平面図

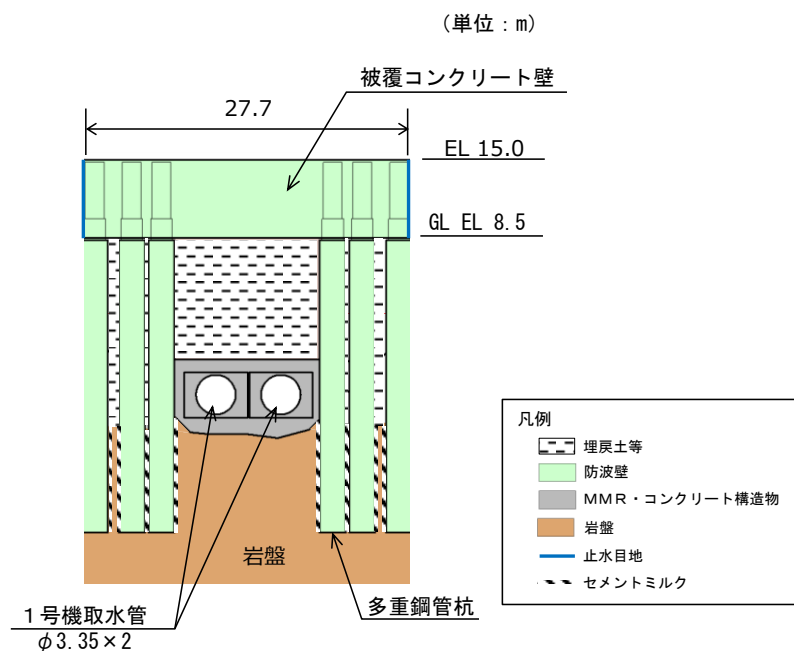


図 4.2.1-2 1号機取水管横断部の正面図

#### 4.2.2 波及的影響の検討

1号機取水管と防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の位置関係から、1号機取水管が防波壁（多重鋼管杭式擁壁）に影響を及ぼす可能性があるのは、地震に伴う防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の法線方向の変位が考えられる。

一方で、1号機取水管は、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）付近において岩盤上においてコンクリートで巻き立てられており、法線方向にはほとんど変位が発生せず、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）に直接影響を与えないと考えられる。

また、「2.1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」のうち「4.2 地震応答解析」に示すとおり、法線方向断面である⑦-⑦断面における防波壁天端の最大水平変位量は11mmであり、法線方向の変位量は十分に小さいことから、同様に1号機取水管は防波壁（多重鋼管杭式擁壁）に直接影響を与えないと考えられる。

以上のことから、1号機取水管は、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）へ波及的影響を及ぼすおそれはない。

#### 4.3 屋外排水路

##### 4.3.1 概要

防波壁（波返重力擁壁）における屋外排水路は、図 4.3.1-1 に示すとおり、防波壁（波返重力擁壁）の基部コンクリート部を横断して設置していることから、防波壁（波返重力擁壁）への影響を検討する。

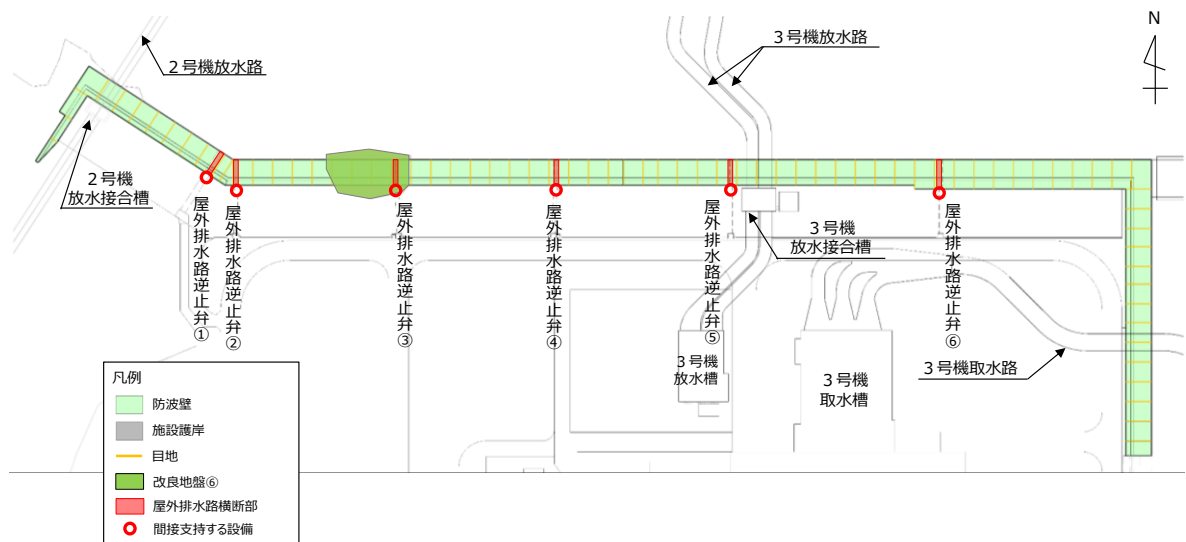


図 4.3.1-1 防波壁（波返重力擁壁）と屋外排水路の位置図

#### 4.3.2 防波壁（波返重力擁壁）における屋外排水路の影響評価

防波壁（波返重力擁壁）における屋外排水路は、ケーソン上部の重力擁壁を貫通しており、開口部（構内排水路）を有するコンクリートへの影響について確認する。

「2.1.5 防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」では3号機放水路による開口部を有する放水路ケーソンの耐震性について説明している。屋外排水路については、重力擁壁に対する屋外排水路による開口率の関係が最も大きい屋外排水路逆止弁①と接続する排水路（内径： ）に代表する。それぞれのコンクリートに対して開口部による開口率を比較したものを表 4.3.2-1 に示す。図 4.3.2-1 に放水路ケーソン（3号機放水路）と重力擁壁（屋外排水路逆止弁①と接続する排水路）の平面位置図及び断面図を示す。放水路ケーソンにおける開口率は、屋外排水路逆止弁①と接続する排水路と比較して大きく、放水路ケーソンの耐震性を確認していることから、屋外排水路による開口が防波壁（波返重力擁壁）へ影響を及ぼすおそれはない。

表 4.3.2-1 断面欠損率の比較

項目	全体 奥行延長 (m)	開口横断 奥行延長 (m)	開口率 (%)
放水路ケーソン (3号放水路)	17.0		
重力擁壁 (屋外排水路逆止弁①と 接続する排水路)	10.0		



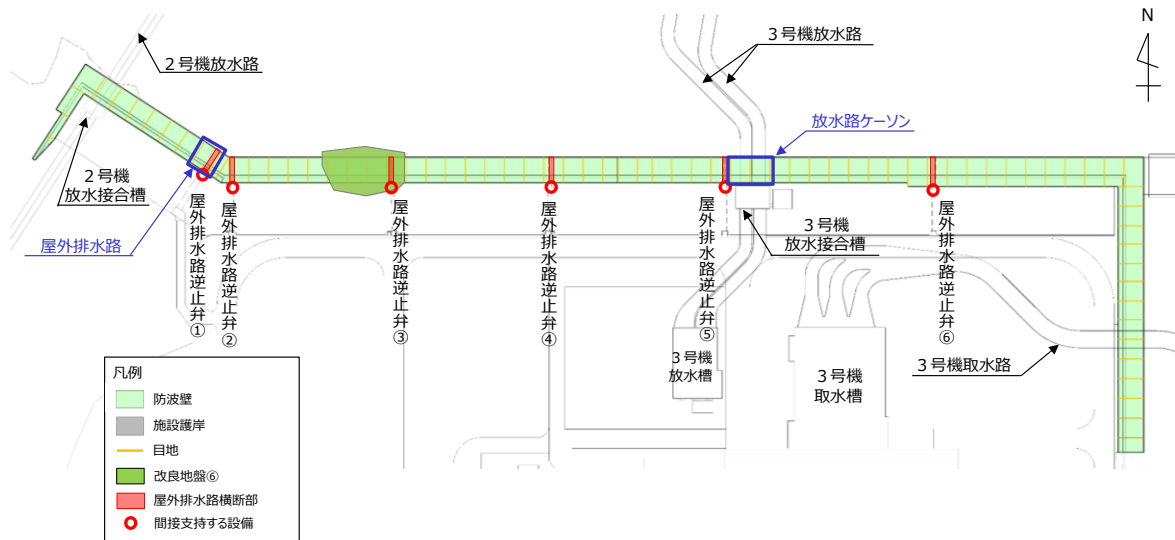


図 4.3.2-1(1) 屋外排水路逆止弁①と接続する屋外排水路と放水路ケーソンの平面位置図

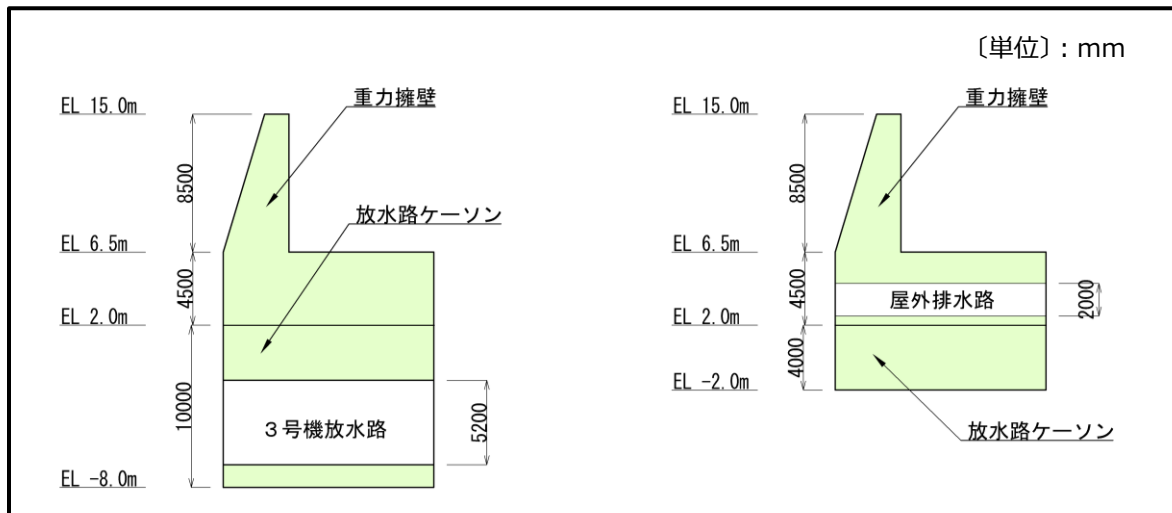


図 4.3.2-1(2) 屋外排水路逆止弁①と接続する屋外排水路と放水路ケーソンの断面図

## 5. 防波壁の保守管理について

防波壁については、津波防護施設としての機能を維持していくため、定期的な点検又は各種試験等により、部材の劣化及び変状等を把握する。また、防波壁に設置する止水目地においては、防波壁近傍に暴露試験体を設置し、暴露試験体による引張試験により、防波壁に設置する止水目地の残存引張強度を把握する。

防波壁の機能に影響を及ぼす部材の劣化及び変状等が確認される場合は、詳細調査を実施し、適切な補修等を講じる。

防波壁の点検内容及び点検頻度を表 5-1 に示す。なお、詳細は別途定める保全計画に基づくものとして保安規定及びQMS 文書に示す。

また、防波壁の基準適合状態維持の観点から、漂流物調査範囲内の人工構造物（漁船を含む）の設置状況を定期的（1回/定期事業者検査）に確認することとしているため、津波防護施設である防波壁及び防波壁通路防波扉における基準適合状態を維持可能な漂流物衝突荷重の規模について、「（参考資料 1）基準適合状態維持における漂流物衝突荷重の規模について」に示す。

表 5-1 防波壁の点検内容及び点検頻度

構造物	点検部材	点検内容	点検頻度
防波壁 (全般)	コンクリート	目視点検によるコンクリートの亀裂、劣化、相対変位の状態等の確認	1回/年
	止水目地	目視点検による止水目地及び暴露試験体の劣化、変状等の確認	1回/年
		暴露試験体の引張試験による引張強度の確認	1回/3年*1 (竣工後 20 年以降)
	防波壁	測量による防波壁の変形や沈下等の確認	1回/年
防波壁 (逆T擁壁)	グラウンドアンカ	アンカー頭部の目視点検による変位、変形、腐食等の確認	1回/年
		全数の 5% を対象として、残存引張力の確認*2	1回/3年*2

注記\*1：「2.1.7 止水目地の補足説明」において、耐候性試験により、耐用年数 38 年（平均気温 30℃において、初期伸び率の残存率 50%を確保）であることを踏まえ、安全側に竣工後 20 年以降に引張強度試験を実施する。

\*2：「グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説（（社）地盤工学会，2012 年）」に準拠

(参考資料 1) 基準適合状態維持における漂流物衝突荷重の規模について

## 1. 概要

津波防護施設の強度評価における漂流物衝突荷重は、「補足-018-02 津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料」の「4.5 漂流物による衝突荷重」により、総トン数 19 トン船舶における衝突解析から算定している。「補足-018-02 津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料」の「4.2 漂流物による影響確認」では、漂流物調査範囲内の人工構造物（漁船を含む）については、基準適合状態維持の観点から、設置状況を定期的（1回/定期事業者検査）に確認することとしているため、津波防護施設である防波壁及び防波壁通路防波扉において、基準適合状態を維持可能な漂流物衝突荷重の規模の検討を行う。

## 2. 評価方法

### 2.1 検討対象構造物の選定

本検討では総トン数 19 トン船舶より大きな船舶を対象とし、防波壁及び防波壁通路防波扉の最大照査値が 1.0 となる漂流物衝突荷重の規模を確認する。

検討対象構造物として、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）、防波壁（逆 T 擁壁）及び防波壁（波返重力擁壁）を選定する。また、防波壁通路防波扉（荷揚場南，3号機東側）は漂流物対策工により漁船等の漂流物が直接衝突しない構造であることから、防波壁通路防波扉（荷揚場南，3号機東側）に設置する漂流物対策工を選定する。なお、防波壁通路防波扉（1号機北側，2号機北側）は、防波壁の壁面（海側）より奥まった狭隘な箇所を設置するため、船舶は衝突しないことから、本検討の対象外とした。

「2.1 防波壁に関する補足説明」及び「2.2 防波壁通路防波扉に関する補足説明」より、総トン数 19 トン船舶衝突時における防波壁及び防波壁通路防波扉の最大照査値を表 2.1-1～表 2.1-4 に示す。本検討では、表 2.1-1～表 2.1-4 に示す最も厳しい照査結果となる部位を対象とする。

表 2.1-1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の最大照査値

対象部位	施設						地盤	
	鋼管杭		被覆コンクリート壁			漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）	改良地盤	岩盤
評価項目	曲げ	せん断	曲げ	引張	せん断	押抜きせん断	すべり	支持力
評価位置又は評価部位	単管	単管	—	—	—	—	改良地盤⑤	—
評価断面	③-③断面	③-③断面	④-④断面	④-④断面	④-④断面	—	③-③断面	④-④断面
最大照査値*1	0.45	0.10	0.16	0.37	0.67	0.53*2	0.47	0.16

注記\*1：赤枠は防波壁（多重鋼管杭式擁壁）における最大照査値を示す。

\*2：漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の端部に漂流物が衝突した場合

表 2.1-2(1) 防波壁（逆T擁壁）の最大照査値

対象部位	施設						グラウンドアンカー	
	逆T擁壁					グラウンドアンカーによる支圧	滑動	転倒
評価項目	曲げ	引張	せん断	グラウンドアンカーによる支圧	滑動	転倒	発生アンカー力	
評価断面	⑤-⑤断面	⑤-⑤断面	⑤-⑤断面	⑤-⑤断面	④-④断面	④-④断面	①-①断面	
最大照査値*1	0.23	0.39	0.53	0.65	0.70	0.29	0.83*2	

注記\*1：赤枠は防波壁（逆T擁壁）における最大照査値を示す。

\*2：発生アンカー力は、初期緊張力（設計アンカー力）に津波時の緊張力増分を加えたものである。許容アンカー力に占める初期緊張力の割合が0.8程度となるように設計しており、津波時の緊張力増分は微小と考えられることから、検討対象外とした。

表 2.1-2(2) 防波壁（逆T擁壁）の最大照査値

対象部位	施設				地盤		
	漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）	漂流物対策工（鋼材）			改良地盤	改良地盤	岩盤
評価項目	押抜きせん断	曲げ	曲げ	引張	すべり	支持力	支持力
評価位置又は評価部位	—	鋼板	補強鋼材	アンカーボルト	—	—	—
評価断面	—	—	—	—	①-①断面	④-④断面 ⑤-⑤断面	⑤-⑤断面
最大照査値	0.53*	0.57	0.64	0.42	0.13	0.29	0.11

注記\*：漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の端部に漂流物が衝突した場合

表 2.1-3(1) 防波壁（波返重力擁壁）の最大照査値

対象部位	施設						
	重力擁壁			ケーソン			
評価項目	曲げ	引張	せん断	曲げ	引張	せん断 (面外)	せん断 (面内)
評価位置又は 評価部位	—	—	—	隔壁	隔壁	底版① 底版②	側壁① 側壁②
評価断面	⑤-⑤ 断面	⑤-⑤ 断面	②-② 断面	③-③ 断面	③-③ 断面	③-③ 断面	③-③ 断面
最大照査値* <sup>1</sup>	0.27	0.47	0.64	0.42	0.62	0.61 (1.76)* <sup>2</sup>	0.54

注記\*1：赤枠は防波壁（波返重力擁壁）における最大照査値を示す。

\*2：括弧内（ ）は応力度平均化前の値を示す。

表 2.1-3(2) 防波壁（波返重力擁壁）の最大照査値

対象部位	施設		地盤				
	H形鋼	漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版)	MMR	改良地盤⑥	MMR	改良地盤 ⑥	岩盤
評価項目	せん断	押抜きせん断	すべり	すべり	支持力	支持力	支持力
評価断面	⑤-⑤ 断面	—	④-④ 断面	②-②断面	②-② 断面	②-② 断面	⑤-⑤ 断面
最大照査値	0.55	0.53*	0.02	0.04	0.04	0.08	0.16

注記\*：漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の端部に漂流物が衝突した場合

表 2.1-4(1) 防波壁通路防波扉（荷揚場南）に設置する漂流物対策工の最大照査値

対象部位	施設						地盤			
	鋼製扉体 戸当り (コンクリート)*	戸当り（RC支柱）			基礎スラブ			MMR	改良地盤	岩盤
評価項目	せん断	曲げ	引張	せん断	曲げ	引張	せん断	支持力	支持力	支持力
最大照査値	0.55	0.09	0.17	0.47	0.06	0.17	0.28	0.03	0.17	0.07

注記\*：漂流物対策工（鋼製扉体）の中で最も厳しい照査結果の部材を示す。

表 2.1-4(2) 防波壁通路防波扉（3号機東側）に設置する漂流物対策工の最大照査値

対象部位	施設						地盤			
	鋼製扉体 戸当り (コンクリート)* <sup>2</sup>	戸当り（RC支柱）			基礎スラブ			MMR	改良地盤	岩盤
評価項目	せん断	曲げ	引張	せん断	曲げ	引張	せん断	支持力	支持力	支持力
最大照査値* <sup>1</sup>	0.87	0.07	0.12	0.53	0.09	0.24	0.32	0.04	0.21	0.08

注記\*1：赤枠は防波壁通路防波扉に設置する漂流物対策工における最大照査値を示す。

\*2：漂流物対策工（鋼製扉体）の中で最も厳しい照査結果の部材を示す。

## 2.2 評価方法

総トン数 19 トン船舶衝突時における防波壁及び防波壁通路防波扉の最大照査値を踏まえ、照査値が 1.0 となる漂流物衝突荷重を算定する。

防波壁及び防波壁通路防波扉の強度評価は、おおむね弾性範囲内に収まっていることから照査結果を線形補間でき、また最大照査値となる評価項目は表 2.1-1～表 2.1-4 のとおり、せん断又は滑動であることから水平荷重が大きく寄与するため、水平荷重のうち主たる遡上津波荷重及び漂流物衝突荷重に着目する。遡上津波荷重は変わらないものとして、「2.1 防波壁における補足説明」及び「2.2 防波壁通路防波扉における補足説明」で用いた水平荷重①（総トン数 19 トン船舶による漂流物衝突荷重＋遡上津波荷重）及び最大照査値より、照査値が 1.0 となる水平荷重②を算定し、遡上津波荷重を減ずることで、照査値が 1.0 となる漂流物衝突荷重（以下「漂流物衝突荷重（限界値）」という。）を算定する。漂流物衝突荷重（限界値）の算定イメージを図 2.2-1 に示す。また、本検討で考慮する漂流物衝突荷重及び遡上津波荷重を図 2.2-2 に示す。

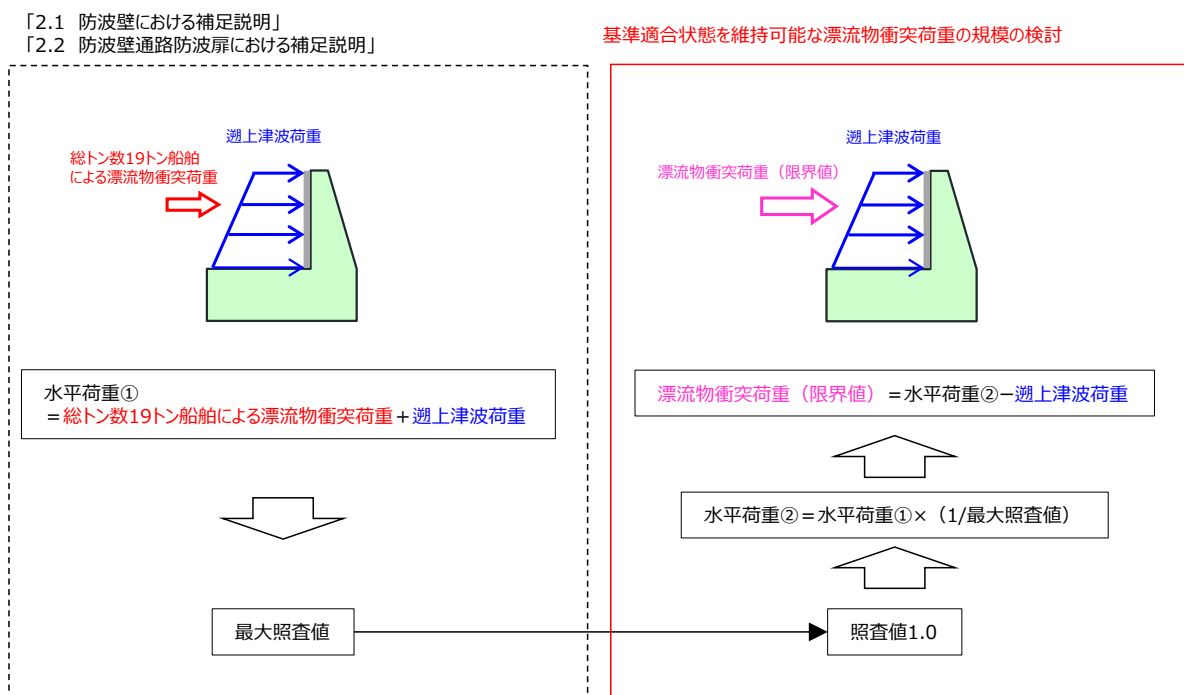
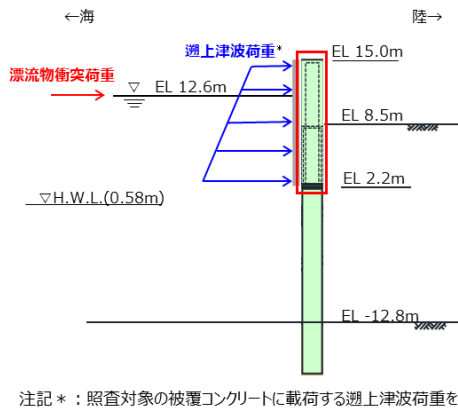
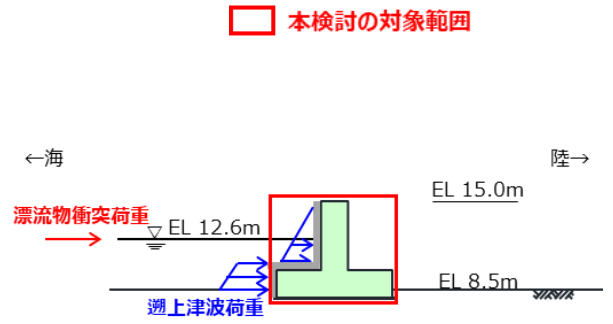


図 2.2-1 漂流物衝突荷重（限界値）の算定イメージ

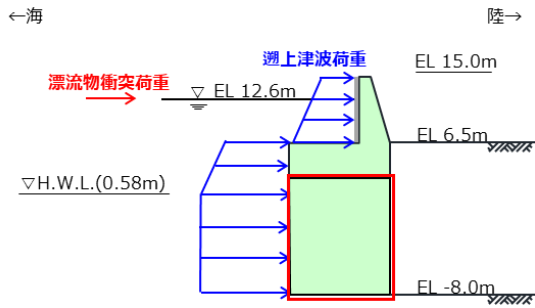


注記\*：照査対象の被覆コンクリートに載荷する遡上津波荷重を考慮

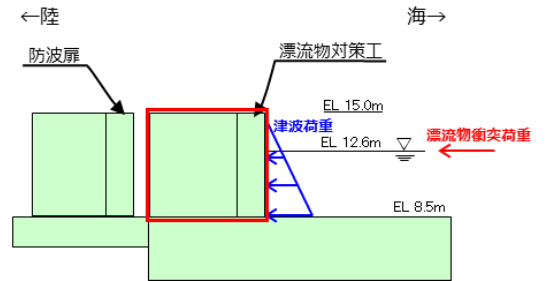
防波壁（多重鋼管杭式擁壁）



防波壁（逆T擁壁）



防波壁（波返重力擁壁）



防波壁通路防波扉に設置する漂流物対策工

図 2.2-2 本検討で考慮する漂流物衝突荷重及び遡上津波荷重

## 2.3 評価結果

防波壁及び防波壁通路防波扉に作用する水平荷重及び漂流物衝突荷重（限界値）を表 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 より、漂流物衝突荷重（限界値）は、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）において約 28764kN、防波壁（逆 T 擁壁）において約 10681kN、防波壁（波返重力擁壁）において約 36748kN となることを確認した。また、防波壁通路防波扉に設置される漂流物対策工において約 6581kN となることを確認した。

表 2.3-1 防波壁及び防波壁通路防波扉に作用する荷重及び漂流物衝突荷重（限界値）

防波壁	防波壁（多重鋼管杭式擁壁） （④-④断面）	防波壁（逆 T 擁壁） （④-④断面）	防波壁（波返重力擁壁） （③-③断面）	防波壁通路防波扉に設置する漂流物対策工
ブロック延長(m)	37.782	16.000	17.000	11.100
(1) 総トン数 19 トン船舶の漂流物衝突荷重(kN)	7440	6560	7650	5450
(2) 遡上津波荷重(kN) *1	35855	3056	37863	2120
水平荷重① (1) + (2)	43295	9616	45513	7570
最大照査値	0.67	0.70	0.61	0.87
(3) 水平荷重② *2	64619	13737	74612	8701
(4) 漂流物衝突荷重(限界値) (3) - (2)	28764	10681	36748	6581
比率 (4)/(1)	3.86	1.62	4.80	1.20

注記\*1：ブロック延長に作用する遡上津波荷重を算定

\*2：水平荷重② = 水平荷重① × (1/最大照査値) より算出

## 3. まとめ

漂流物衝突荷重について、防波壁及び防波壁通路防波扉がどの程度の規模の漂流物衝突荷重に対して基準適合状態を維持することが可能かを確認した。

その結果、漂流物衝突荷重（限界値）は、防波壁では約 10681kN（総トン数 19 トン船舶の漂流物衝突荷重の約 1.62 倍）、防波壁通路防波扉に設置する漂流物対策工は約 6581kN（総トン数 19 トン船舶の漂流物衝突荷重の約 1.20 倍）となることを確認した。

なお、今後定期事業者検査において、総トン数 19 トン船舶より大きな船舶が確認された場合は、詳細検討により基準適合状態を維持できているか確認する。



## 2. 浸水防護施設に関する補足資料

### 2.2 防波壁通路防波扉に関する補足説明

- 2.2.1 防波壁通路防波扉（1号機北側，2号機北側）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 2.2.2 防波壁通路防波扉（1号機北側，2号機北側）の強度計算書に関する補足説明
- 2.2.3 防波壁通路防波扉（荷揚場南）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 2.2.4 防波壁通路防波扉（荷揚場南）の強度計算書に関する補足説明
- 2.2.5 防波壁通路防波扉（3号機東側）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 2.2.6 防波壁通路防波扉（3号機東側）の強度計算書に関する補足説明

（参考資料1）防波扉（1号機北側，2号機北側）の構造変更（小型化）について

（参考資料2）防波扉（荷揚場南）の受枠（RC支柱）の波及的影響について

（参考資料3）防波扉（荷揚場南）における杭頭部の耐震評価について

（参考資料4）漂流物対策工の支承部の構造について

（参考資料5）水密試験について

（参考資料6）漂流物対策工設置による隣接構造物への影響について

（参考資料7）防波扉（荷揚場南）の開時の評価について

（参考資料8）防波扉（3号機東側）の開時の評価について

- 2. 浸水防護施設に関する補足資料
  - 2.2 防波壁通路防波扉に関する補足説明
    - 2.2.1 防波壁通路防波扉（1号機北側，2号機北側）の耐震性についての計算書に関する補足説明

## 目 次

1.	概要	1
2.	一般事項	2
2.1	検討対象防波扉一覧	2
2.2	配置概要	3
2.3	構造計画	7
2.4	評価方針	8
2.5	適用規格・基準等	9
2.6	記号の説明	10
3.	固有値解析	12
3.1	固有振動数の算出方法	12
3.1.1	解析モデルの設定	12
3.2	固有振動数の算出条件等	13
3.2.1	記号の説明	13
3.2.2	固有振動数の算出方法	13
3.2.3	固有振動数の算出条件	14
3.3	固有振動数の算出結果	14
4.	耐震評価	15
4.1	評価対象部位	15
4.2	荷重及び荷重の組合せ	16
4.2.1	荷重の設定	16
4.2.2	荷重の組合せ	16
4.3	許容限界	17
4.3.1	使用材料	17
4.3.2	許容限界	17
4.4	設計用地震力	19
4.5	評価方法	20
4.5.1	応力算定	20
4.5.2	断面検定	26
5.	評価条件	31
6.	評価結果	32

## 1. 概要

本資料は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、津波防護施設である防波壁通路防波扉（以下「防波扉」という。）のうち、防波壁通路防波扉（1号機北側）（以下「防波扉（1号機北側）」という。）及び防波壁通路防波扉（2号機北側）（以下「防波扉（2号機北側）」という。）が、基準地震動 $S_s$ に対して十分な構造強度を有していることを説明するものである。

防波扉に要求される機能の維持を確認するにあたっては、応力評価に基づく、構造部材の健全性評価を行う。

## 2. 一般事項

### 2.1 検討対象防波扉一覧

検討対象の防波扉を表 2.1-1 に示す。

表 2.1-1 検討対象防波扉一覧

扉名称	設置高さ
	EL (m)
防波扉 (1号機北側)	9.5
防波扉 (2号機北側)	9.5

## 2.2 配置概要

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。また、防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）は、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の壁面（海側）より奥まった狭隘な場所に設置し、防波扉に漂流物として船舶が直接衝突しない構造とする。

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の設置位置を図2.2-1に、防波扉（1号機北側）の構造図を図2.2-2に、防波扉（2号機北側）の構造図を図2.2-3に示す。

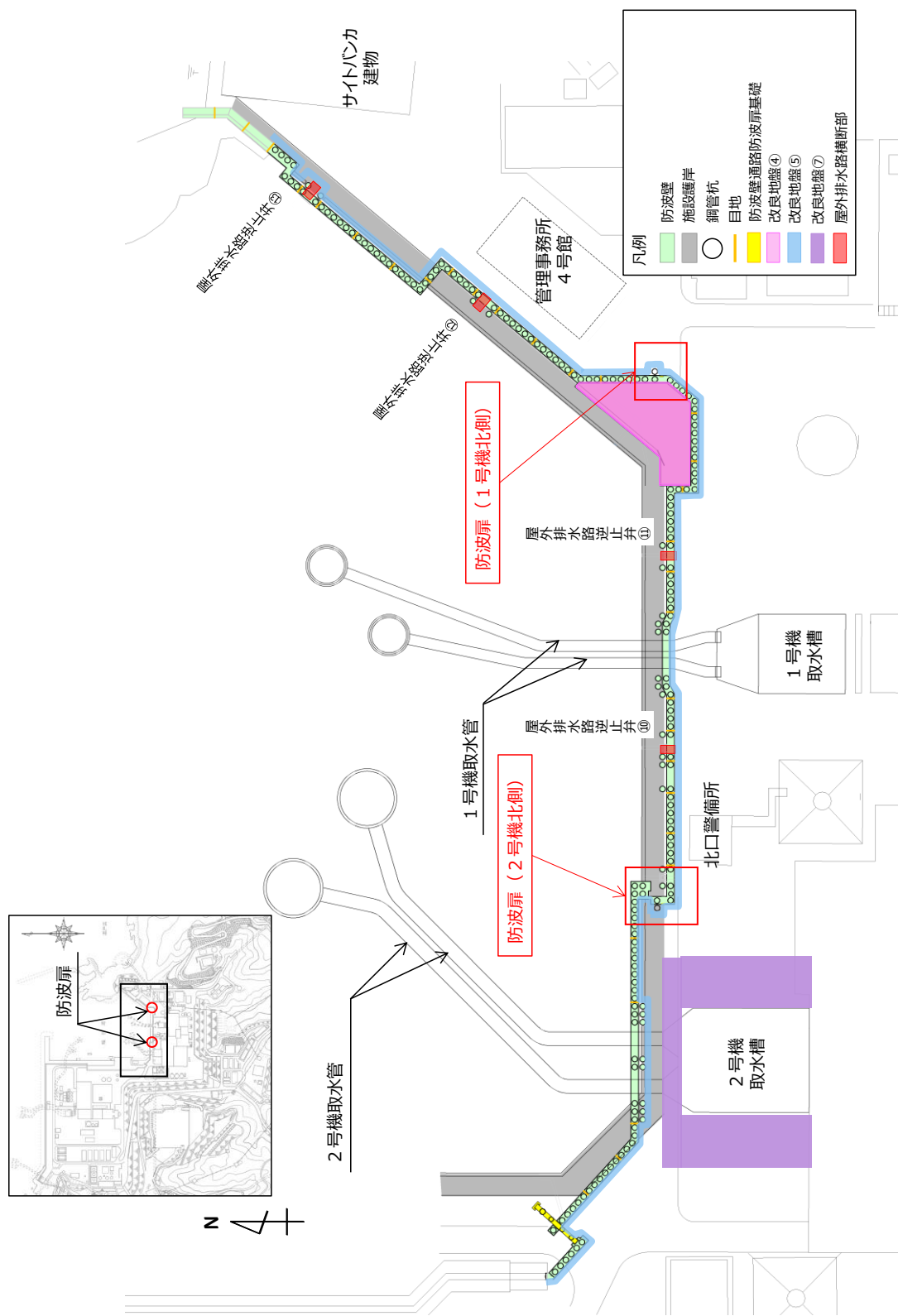
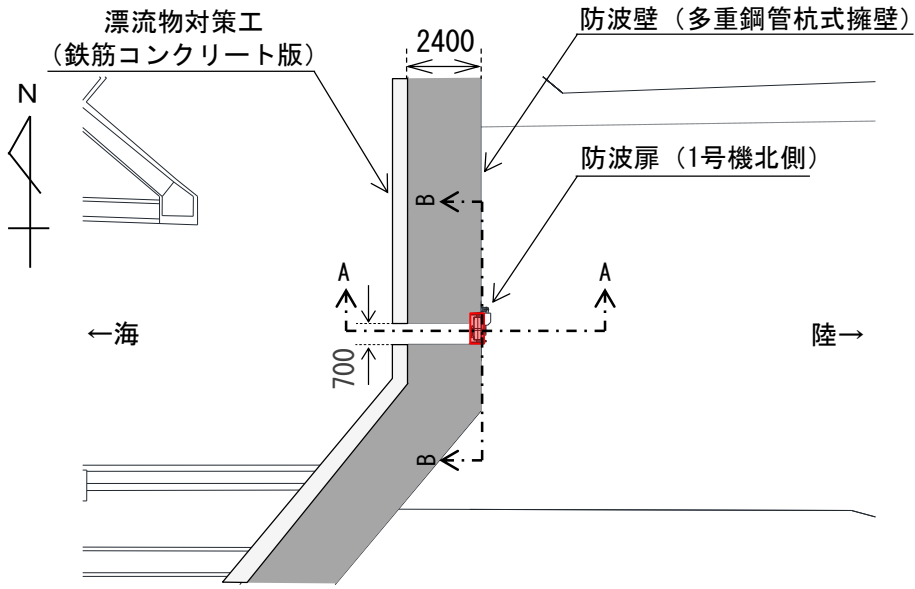
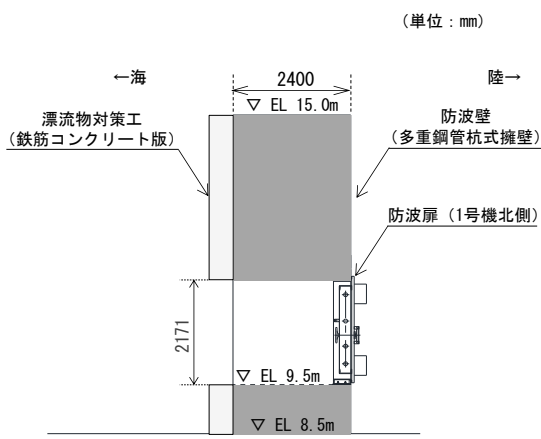


図 2.2-1 防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の位置図

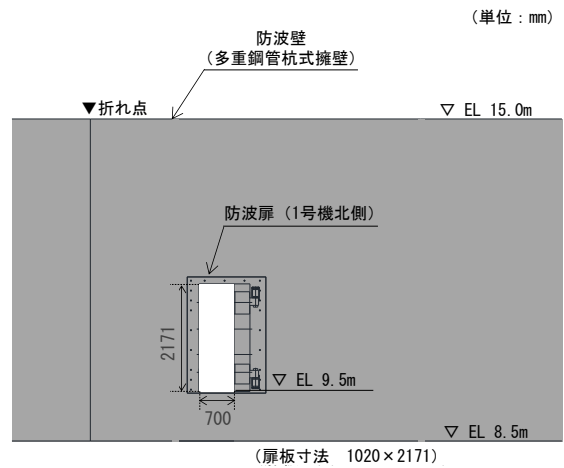
(単位：mm)



(平面図)



A-A断面

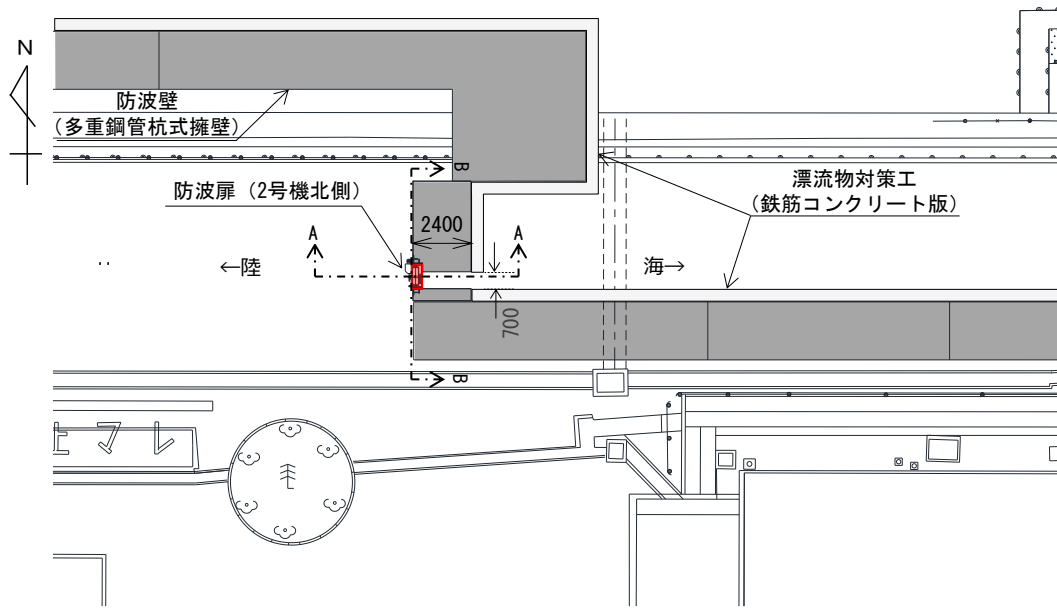


B-B断面

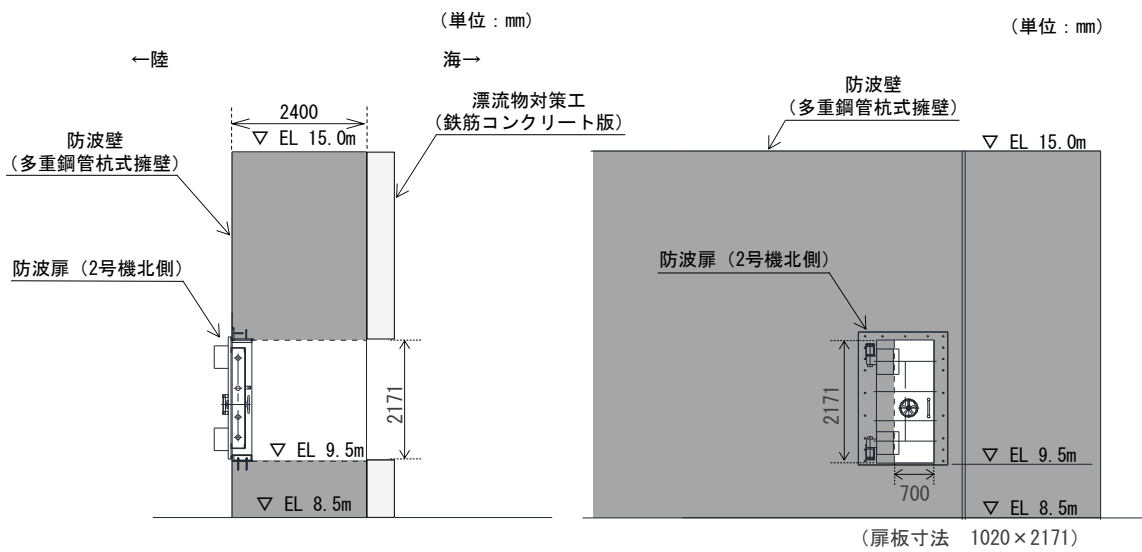
(断面図)

図 2.2-2 防波扉 (1号機北側) 構造概要

(単位：mm)



(平面図)



A-A断面図

B-B断面図

(断面図)

図 2.2-3 防波扉 (2号機北側) 構造概要



### 2.3 構造計画

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の構造計画を表2.3-1に示す。防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）は扉板、芯材、カンヌキ、ヒンジ部（ヒンジ板、ヒンジピン、ヒンジボルト）、扉枠、アンカーボルトにより構成され、アンカーボルトにより躯体へ固定する構造とする。なお、固定する躯体は防波壁（多重鋼管杭式擁壁）である。

表 2.3-1 防波扉の構造計画（防波扉（1号機北側）、防波扉（2号機北側））

計画の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>扉開放時においては、ヒンジにより扉が扉枠に固定され、扉閉止時には、カンヌキ（差込形）により扉と扉枠を一体化する構造とする。扉枠はアンカーボルトにより躯体（防波壁（多重鋼管杭式擁壁））へ固定する構造とする。</p>	<p>片開型の鋼製扉とし、鋼製の扉板に芯材を取付け、扉に設置されたカンヌキ（差込形）を鋼製の扉枠に差込み、扉体と扉枠を一体化させる構造とする。</p> <p>また、扉と躯体の接続はヒンジ部を介する構造とする。</p>	<p>説明図</p> <p>正面図</p> <p>断面図</p>

## 2.4 評価方針

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の耐震評価は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき「2.3 構造計画」に示す防波扉の構造を踏まえ、「4.1 評価対象部位」にて設定する評価部位において、設計用地震力により算出した応力度等が許容限界以下であることを、「4.5 評価方法」に示す方法にて確認する。応力評価の確認結果を「6. 評価条件」にて示す。

耐震評価フローを図 2.4-1 に示す。

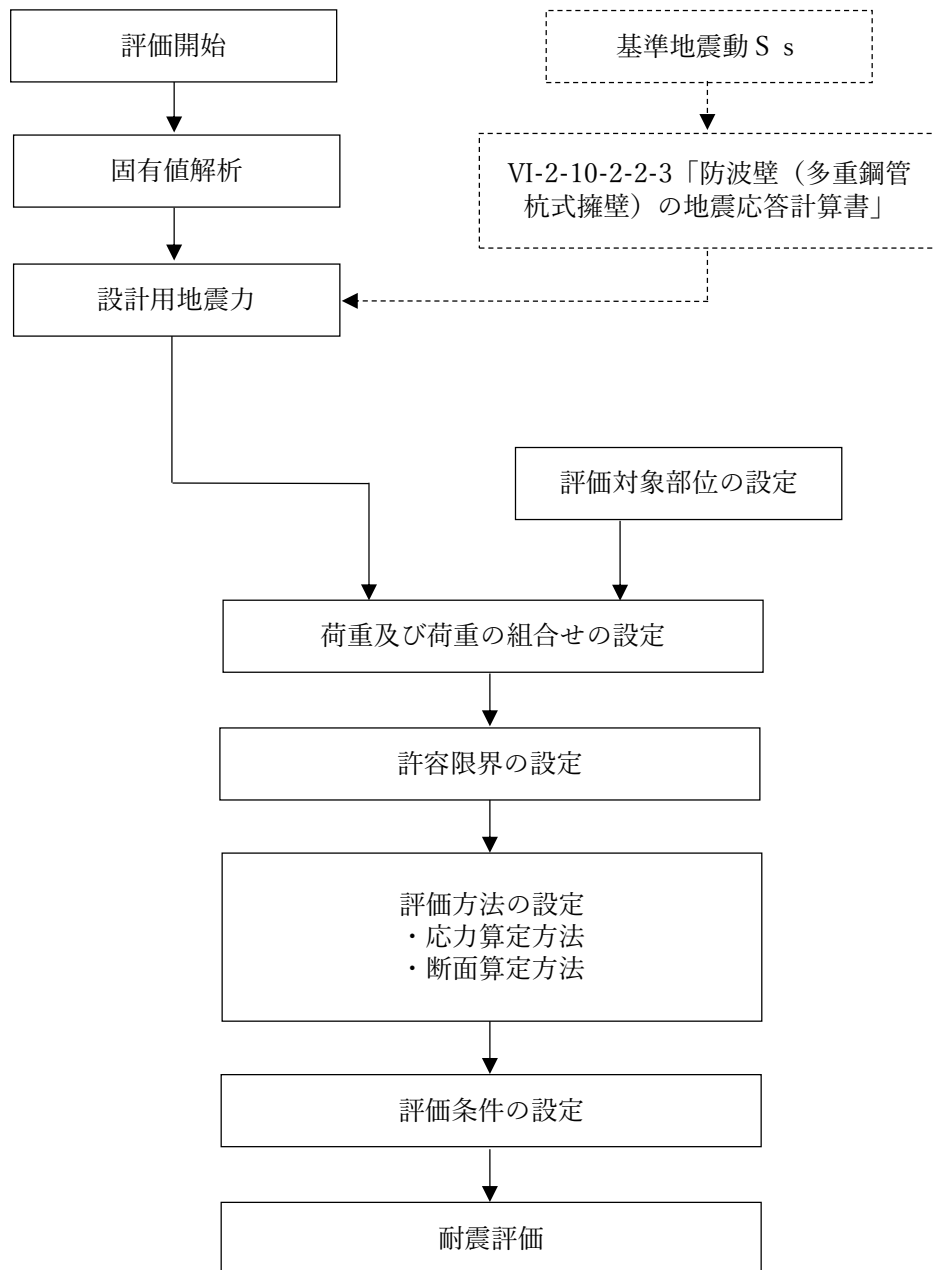


図 2.4-1 防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の耐震評価フロー

## 2.5 適用規格・基準等

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法・同施行令
- ・ 機械工学便覧（（社）日本機械学会）
- ・ 各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年）
- ・ 鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，2005年改定）
- ・ 日本産業規格（JIS）

## 2.6 記号の説明

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の耐震評価に用いる記号を表2.6-1に示す。

表 2.6-1(1) 耐震評価に用いる記号

記号	単位	定義
G	kN	扉の固定荷重
P <sub>k</sub>	kN	風荷重
S <sub>s</sub>	kN	基準地震動S <sub>s</sub> による地震荷重
k	—	設計震度
W <sub>1</sub>	kN	スラスト荷重
k <sub>UD</sub>	—	鉛直震度
F <sub>1</sub>	kN	扉幅方向転倒力
F <sub>2</sub>	kN	扉厚方向転倒力
k <sub>H</sub>	—	水平震度
W <sub>2</sub>	kN/m <sup>2</sup>	風圧力
L <sub>1</sub>	m	扉幅方向の扉重心とヒンジ芯間距離
L <sub>2</sub>	m	扉厚方向の扉重心とヒンジ芯間距離
L <sub>3</sub>	m	ヒンジ芯間距離
L <sub>4</sub>	m	扉幅
L <sub>5</sub>	m	扉高さ
M <sub>1</sub>	kN・m	ヒンジ板の曲げモーメント
L <sub>6</sub>	m	ヒンジ板の2軸間距離
Q <sub>1</sub>	kN	ヒンジ板に生じるせん断力
T <sub>1</sub>	kN	ヒンジ板に生じる引張力
M <sub>2</sub>	kN・m	ヒンジピンの曲げモーメント
L <sub>7</sub>	m	ヒンジ板と受板間距離
Q <sub>2</sub>	kN	ヒンジピンに生じるせん断力
C <sub>1</sub>	kN	ヒンジピンに生じる圧縮力
Q <sub>3</sub>	kN	ヒンジボルト1本あたりに生じるせん断力
n <sub>1</sub>	本	ヒンジボルトの本数
T <sub>2</sub>	kN	ヒンジボルト1本あたりに生じる引張力
R <sub>1</sub>	kN	カンヌキ1本あたりに作用する荷重
n <sub>2</sub>	本	カンヌキの本数
M <sub>3</sub>	kN・m	カンヌキの曲げモーメント

表 2.6-1(2) 耐震評価に用いる記号

記号	単位	定義
$L_8$	m	カンヌキの扉外間距離
$Q_4$	kN	カンヌキに生じるせん断力
$W_{1a}$	kN	扉と扉枠の重量を含んだスラスト荷重
$F_{1a}$	kN	扉と扉枠の重量を含んだ扉幅方向転倒力
$G_a$	kN	ヒンジ側枠の固定荷重
$N$	本	ヒンジ側のアンカーボルト総本数
$T_3$	kN	アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力
$Q_5$	kN	アンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力
$\sigma_1$	N/mm <sup>2</sup>	ヒンジ板に生じる曲げ応力度
$Z_1$	mm <sup>3</sup>	ヒンジ板の断面係数
$\tau_1$	N/mm <sup>2</sup>	ヒンジ板に生じるせん断応力度
$A_1$	mm <sup>2</sup>	ヒンジ板の断面積
$\sigma_{T1}$	N/mm <sup>2</sup>	ヒンジ板に生じる引張応力度
$x_1$	N/mm <sup>2</sup>	ヒンジ板に生じる組合せ応力度
$\sigma_2$	N/mm <sup>2</sup>	ヒンジピンに生じる曲げ応力度
$Z_2$	mm <sup>3</sup>	ヒンジピンの断面係数
$\tau_2$	N/mm <sup>2</sup>	ヒンジピンに生じるせん断応力度
$A_2$	mm <sup>2</sup>	ヒンジピンの断面積
$\sigma_{c1}$	N/mm <sup>2</sup>	ヒンジピンに生じる圧縮応力度
$x_2$	N/mm <sup>2</sup>	ヒンジピンに生じる組合せ応力度
$\tau_3$	N/mm <sup>2</sup>	ヒンジボルトに生じるせん断応力度
$A_3$	mm <sup>2</sup>	ヒンジボルトの断面積
$\sigma_{T2}$	N/mm <sup>2</sup>	ヒンジボルトに生じる引張応力度
$\sigma_3$	N/mm <sup>2</sup>	カンヌキに生じる曲げ応力度
$Z_3$	mm <sup>3</sup>	カンヌキの断面係数
$\tau_4$	N/mm <sup>2</sup>	カンヌキに生じるせん断応力度
$A_4$	mm <sup>2</sup>	カンヌキの断面積
$x_3$	N/mm <sup>2</sup>	カンヌキに生じる組合せ応力度
$T_{3A}$	kN	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容引張力
$Q_{5A}$	kN	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容せん断力

### 3. 固有値解析

#### 3.1 固有振動数の算出方法

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の構造に応じた解析モデルを設定し、1次固有振動数を算出する。

##### 3.1.1 解析モデルの設定

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）は、ヒンジ部及びカンヌキにより扉と扉枠を固定する構造であることから、扉閉止時については両端固定はりに、扉開放時については自由端はりに単純化したモデルとする。モデル化に用い芯材の長さは扉板幅とする。

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の固有値解析モデル図を図3.1-1に示す。

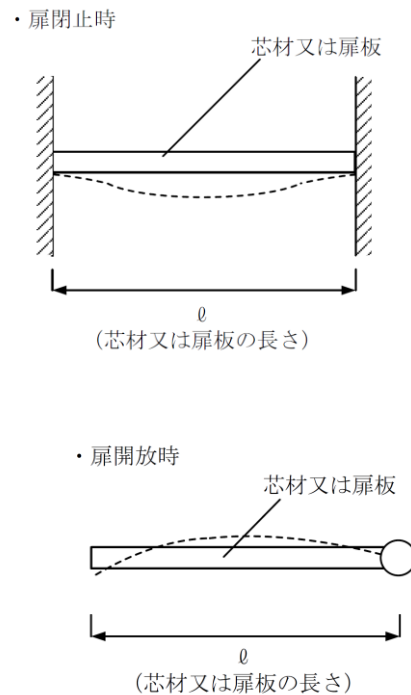


図 3.1-1 防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の固有値解析モデル図

### 3.2 固有振動数の算出条件等

#### 3.2.1 記号の説明

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の固有振動数算出に用いる記号を表3.2-1に示す。

表 3.2-1 防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の固有振動数算出に用いる記号

記号	単位	定義
f	Hz	防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の1次固有振動数
ℓ	mm	モデル化に用いる芯材の長さ
E	N/m <sup>2</sup>	ヤング係数
I	mm <sup>4</sup>	断面二次モーメント
m	kg/m	質量分布

#### 3.2.2 固有振動数の算出方法

1次固有振動数 f を「機械工学便覧（（社）日本機械学会）」に基づき以下の式より計算する。ここで、防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の固有振動数は水平方向（扉体面外方向）について算出するものとし、鉛直方向（扉体面内方向）については、扉に配された鉛直方向の芯材等の軸剛性が、面外方向の剛性に比べて十分に大きいため、固有振動数の算出を省略する。

##### (1) 扉閉止時

$$f = \frac{4.730^2}{2\pi\ell^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}}$$

##### (2) 扉開放時

扉開放時においては、面外方向については剛体モード（固有振動数がほぼゼロ）となり、これに伴う荷重の増幅は生じないが、本評価においては保守的に芯材が自由振動するものとして、下記の評価式にて固有振動数を算出する。

$$f = \frac{3.927^2}{2\pi\ell^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}}$$

### 3.2.3 固有振動数の算出条件

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の固有振動数の算出条件を表3.2-2に示す。

表 3.2-2 固有振動数の算出条件

部位	モデル化に用いる芯材長さ $l$ (mm)	ヤング係数 $E$ (N/m <sup>2</sup> )	断面二次モーメント $I$ (mm <sup>4</sup> )	質量分布 $m$ (kg/m)
防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）	1020	$2.05 \times 10^{11}$	$2260 \times 10^4$	1666.7

### 3.3 固有振動数の算出結果

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の固有振動数の算出結果を表3.3-1に示す。防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の固有振動数は20Hz以上であり、剛構造であることを確認した。

表 3.3-1 固有振動数の算出結果

部位	固有振動数 $f$ (Hz)	
	扉閉止時	扉開放時
防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）	180.50	124.14



#### 4. 耐震評価

##### 4.1 評価対象部位

評価対象部位は「2.3 構造計画」に示す防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の構造上の特徴を踏まえ選定する。

基準地震動  $S_s$  による地震荷重により防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）に生じる慣性力は、ヒンジ部（ヒンジ板、ヒンジピン、ヒンジボルト）及びカンヌキから扉枠に伝わり、扉枠を固定するアンカーボルトを介し、開口部周囲の躯体（防波壁（多重鋼管杭式擁壁））に伝達されることから、評価対象部位をヒンジ部、カンヌキ及びアンカーボルトとする。

図 4.1-1 に防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）閉止時の荷重の作用イメージと評価対象部位を示す。

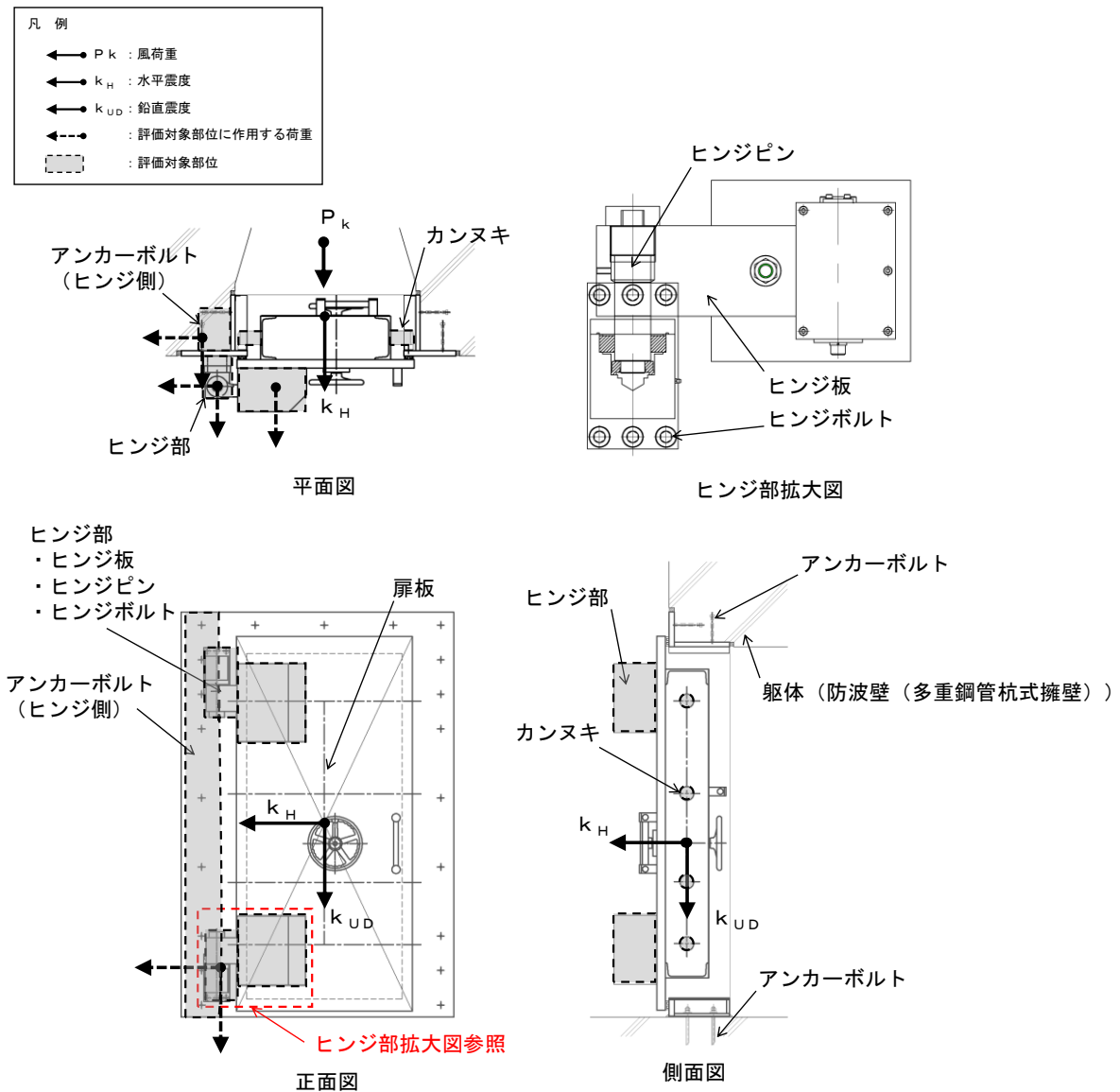


図 4.1-1 防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）閉止時の荷重の作用イメージ図と評価対象部位

## 4.2 荷重及び荷重の組合せ

### 4.2.1 荷重の設定

#### (1) 扉の固定荷重 (G)

固定荷重として防波扉 (1号機北側) 及び防波扉 (2号機北側) の自重を考慮する。

#### (2) 風荷重 (P<sub>k</sub>)

風荷重については、設計基準風速を 30m/s とし、「建築基準法・同施行令」に基づき算定する。

#### (3) 地震荷重 (S<sub>s</sub>)

基準地震動 S<sub>s</sub> による荷重を考慮する。「4.4 設計用地震力」で設定する設計震度を用いて次式により算出する。

$$S_s = G \cdot k$$

ここで、

S<sub>s</sub> : 基準地震動 S<sub>s</sub> による地震荷重 (kN)

G : 扉の固定荷重 (kN)

k : 設計震度

なお、水平及び鉛直地震力による組合せ応力が作用する部位は、水平方向と鉛直方向の地震力が同時に作用するものとして評価する。

### 4.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4.2-1 に示す。

表 4.2-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S <sub>s</sub> )	G + P <sub>k</sub> + S <sub>s</sub>

G : 扉の固定荷重

P<sub>k</sub> : 風荷重

S<sub>s</sub> : 地震荷重 (基準地震動 S<sub>s</sub>)

### 4.3 許容限界

許容限界は V-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

#### 4.3.1 使用材料

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）を構成するヒンジ部、カンヌキ、アンカーボルトの使用材料を表 4.3-1 に示す。

表 4.3-1 使用材料

評価対象部位		材質	仕様
ヒンジ部	ヒンジ板	SS400	PL-70×150
	ヒンジピン	S45C	φ 60
	ヒンジボルト	SCM435	M22
カンヌキ		SUS304	φ 80
アンカーボルト		アルミキルド鋼	φ 16×160

#### 4.3.2 許容限界

##### (1) 鋼材

鋼材の許容限界は「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（（社）日本建築学会，2005 改定）」（以下「S規準」という。）に基づき算定した短期許容応力度とする。表 4.3-2 に値を示す。

表 4.3-2 鋼材の許容限界

材質		短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )			
		引張	曲げ	圧縮	せん断
SS400	$t \leq 40^{*1}$	235	235	235	135
	$40 < t \leq 100^{*1}$	215	215	215	124
SUS304		205	205	205	118
SCM435		651	651	651	375
S45C		345	345	345	199

注記\*1：t は板厚 (mm) を示す。

(2) アンカーボルト

アンカーボルトの許容限界は、「4.1 評価対象部位」に記載したアンカーボルトに作用する荷重の向きを踏まえて、「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年）」（以下「各種合成構造設計指針・同解説」という。）に基づき算定した表4.3-3の値とする。

なお，評価対象部位のアンカーボルトが引張力を受ける場合においては，アンカーボルトの降伏により決まる耐力及び付着力により決まる耐力を比較して，いずれか小さい値を許容限界に設定する。また，評価対象部位のアンカーボルトがせん断力を受ける場合においては，アンカーボルトのせん断強度により決まる耐力，定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる耐力及びコーン状破壊により決まる耐力を比較して，いずれか小さい値を採用する。

表 4.3-3 アンカーボルトの許容限界

材質	許容耐力 (kN/本)	
	引張	せん断
アルミキルド鋼	47	33

#### 4.4 設計用地震力

「3. 固有値解析」に示すとおり，防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の固有振動数が20Hz以上であることを確認したため，防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の耐震計算に用いる設計震度は，VI-2-10-2-2-3「防波壁（多重鋼管杭式擁壁）」の地震応答計算書に示す防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）設置位置の最大応答加速度を踏まえ，安全側に設定した表4.4-1の値とする。

設計震度の設定に当たっては，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の各解析断面の最大応答加速度を参照し，最も大きい②-②断面の防波壁天端における値を適用している。②-②断面の位置を図4.4-1に示す。

表 4.4-1 設計用地震力

設置場所	設置高さ	設計震度	
		水平方向 $k_H$	鉛直方向 $k_{UD}$
防波扉（1号機北側） 及び防波扉（2号機北側）	EL 9.5m	3.5 (2528cm/s <sup>2</sup> ) *	1.0 (746cm/s <sup>2</sup> ) *

注記\*：防波壁（多重鋼管杭式擁壁）（②-②断面）の天端高さ EL 15.0m における最大応答加速度

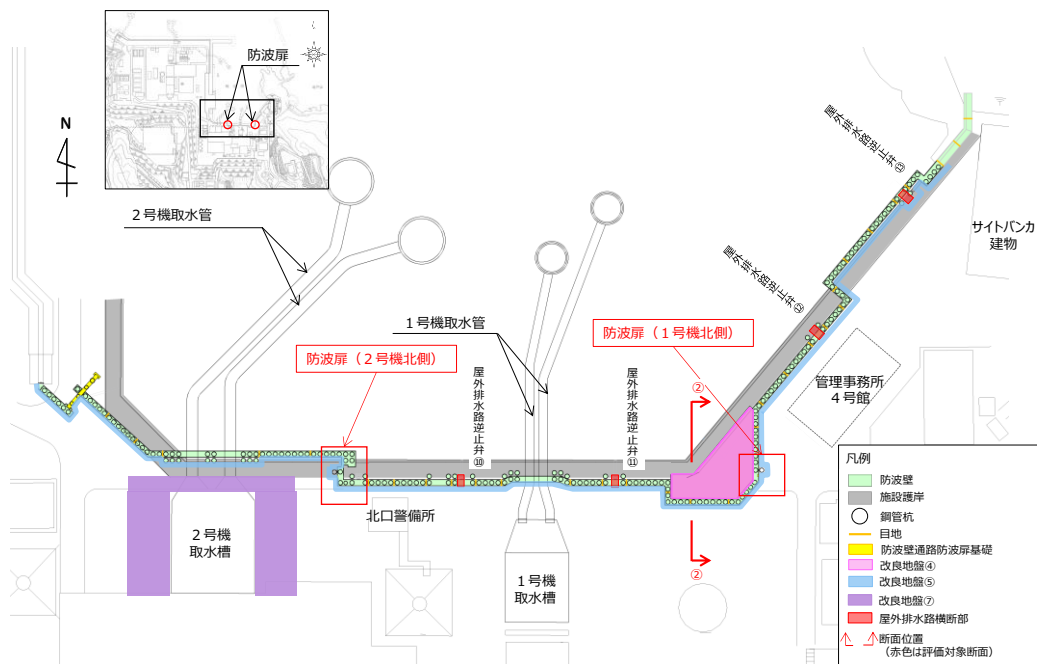


図 4.4-1 ②-②断面位置

## 4.5 評価方法

### 4.5.1 応力算定

#### (1) ヒンジ部

ヒンジ部は、ヒンジ板、ヒンジピン及びヒンジボルトで構成されており、次式により算定するスラスト荷重（回転軸線方向荷重）及び転倒力から、各部材に発生する応力を算定する。ヒンジ部に作用する荷重の例を図4.5-1に示す。

$$W_1 = G + k_{UD} \cdot G$$

$$F_1 = W_1 \cdot L_1 / L_3 + k_H \cdot G / 2$$

$$F_2 = W_1 \cdot L_2 / L_3 + W_2 \cdot L_4 \cdot L_5$$

ここで、

$W_1$  : スラスト荷重 (kN)

$G$  : 扉の固定荷重 (kN)

$k_{UD}$  : 鉛直震度

$F_1$  : 扉幅方向転倒力 (kN)

$F_2$  : 扉厚方向転倒力 (kN)

$k_H$  : 水平震度

$W_2$  : 風圧力 (kN/m<sup>2</sup>)

$L_1$  : 扉幅方向の扉重心とヒンジ芯間距離 (m)

$L_2$  : 扉厚方向の扉重心とヒンジ芯間距離 (m)

$L_3$  : ヒンジ芯間距離 (m)

$L_4$  : 扉幅 (m)

$L_5$  : 扉高さ (m)

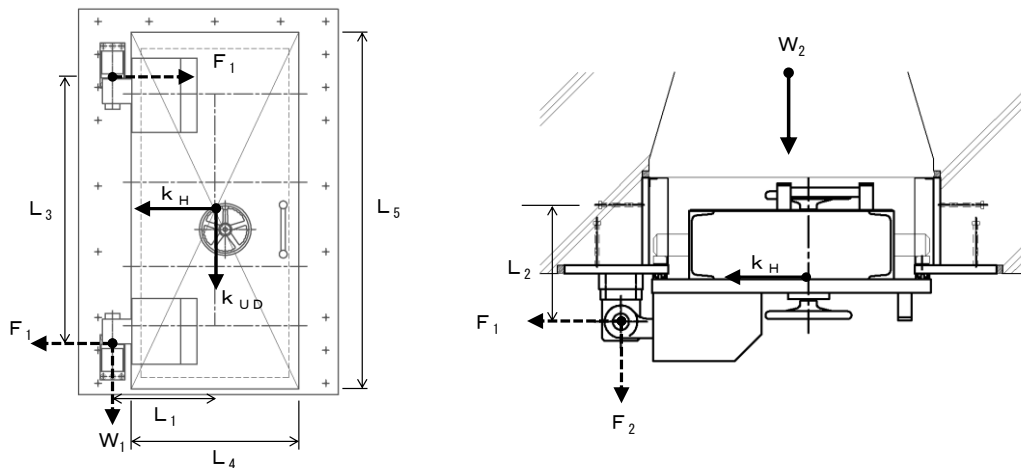


図 4.5-1 ヒンジ部に作用する荷重の例

a. ヒンジ板

ヒンジ板に生じる応力は、次式により算定する。ヒンジ板に作用する荷重の例を図4.5-2に示す。

$$M_1 = W_1 \cdot L_6$$

$$Q_1 = W_1$$

$$T_1 = F_1$$

ここで、

$M_1$  : ヒンジ板の曲げモーメント (kN・m)

$W_1$  : スラスト荷重 (kN)

$L_6$  : ヒンジ板の2軸間距離 (m)

$Q_1$  : ヒンジ板に生じるせん断力 (kN)

$T_1$  : ヒンジ板に生じる引張力 (kN)

$F_1$  : 扉幅方向転倒力 (kN)

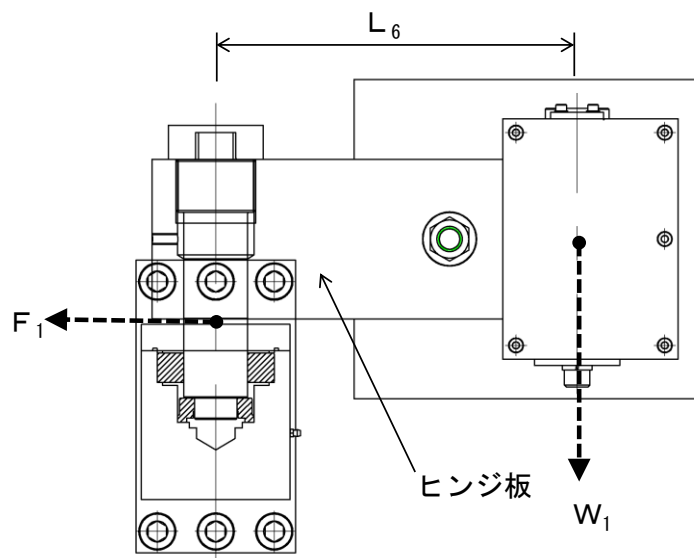


図 4.5-2 ヒンジ板に作用する荷重の例

b. ヒンジピン

ヒンジピンに生じる応力は、次式により算定する。ヒンジピンに作用する荷重の例を図4.5-3に示す。

$$M_2 = \sqrt{F_1^2 + F_2^2} \cdot L_7$$

$$Q_2 = \sqrt{F_1^2 + F_2^2}$$

$$C_1 = W_1$$

ここで、

$M_2$  : ヒンジピンの曲げモーメント (kN・m)

$F_1$  : 扉幅方向転倒力 (kN)

$F_2$  : 扉厚方向転倒力 (kN)

$L_7$  : ヒンジ板と受板間距離 (m)

$Q_2$  : ヒンジピンに生じるせん断力 (kN)

$C_1$  : ヒンジピンに生じる圧縮力 (kN)

$W_1$  : スラスト荷重 (kN)

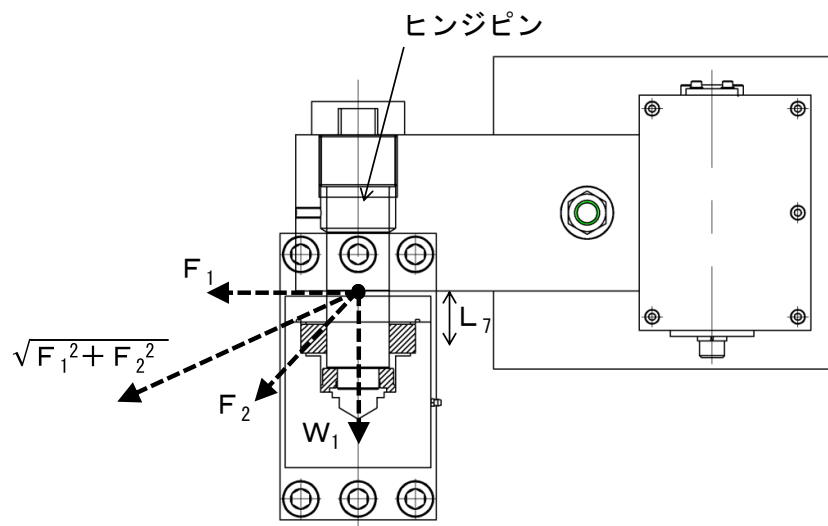


図 4.5-3 ヒンジピンに作用する荷重の例



c. ヒンジボルト

ヒンジボルトに生じる応力は、次式により算定する。ヒンジボルトに作用する荷重の例を図 4.5-4 に示す。

$$Q_3 = \frac{\sqrt{W_1^2 + F_1^2}}{n_1}$$

$$T_2 = F_1 / n_1$$

ここで、

$Q_3$  : ヒンジボルト 1 本あたりに生じるせん断力 (kN)

$W_1$  : スラスト荷重 (kN)

$F_1$  : 扉幅方向転倒力 (kN)

$n_1$  : ヒンジボルトの本数 (本)

$T_2$  : ヒンジボルト 1 本あたりに生じる引張力 (kN)

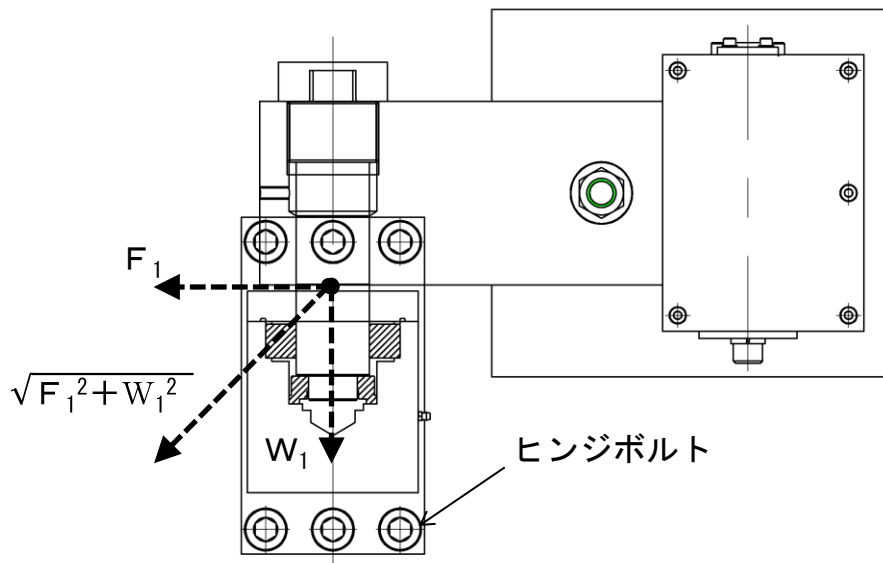


図 4.5-4 ヒンジボルトに作用する荷重の例

(2) カンヌキ

カンヌキに生じる応力は、次式により算定する。カンヌキに作用する荷重の例を図4.5-5に示す。

$$R_1 = k_H \cdot G / n_2$$

ここで、

$R_1$  : カンヌキ1本あたりに作用する荷重 (kN)

$k_H$  : 水平震度

$G$  : 扉の固定荷重 (kN)

$n_2$  : カンヌキの本数 (本)

$$M_3 = R_1 \cdot L_8$$

$$Q_4 = R_1$$

ここで、

$M_3$  : カンヌキの曲げモーメント (kN・m)

$L_8$  : カンヌキの扉外間距離 (m)

$Q_4$  : カンヌキ1本あたりに生じるせん断力 (kN)

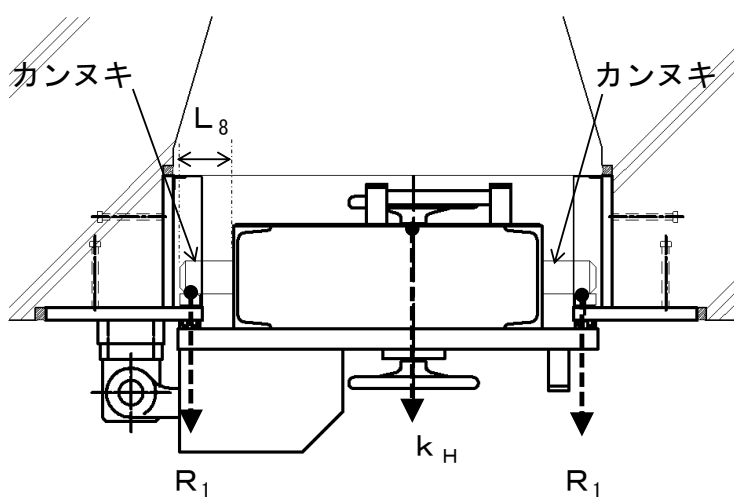


図 4.5-5 カンヌキに作用する荷重の例

(3) アンカーボルト

アンカーボルトに生じる荷重は、ヒンジ側のアンカーボルトで負担するものとして、次式により算出する。ここで、アンカーボルトに作用する荷重は、扉の開閉状況に応じ、せん断又は引張に作用する。アンカーボルトに作用する荷重の例を図 4.5-6 に示す。

$$W_{1a} = (W_1 + k_{UD} \cdot G_a) / N$$

$$F_{1a} = (F_1 + k_H \cdot G_a) / N$$

ここで、

$W_{1a}$  : 扉と扉枠の重量を含んだスラスト荷重 (kN)

$W_1$  : スラスト荷重 (kN)

$F_{1a}$  : 扉と扉枠の重量を含んだ扉幅方向転倒力 (kN)

$F_1$  : 扉幅方向転倒力 (kN)

$G_a$  : ヒンジ側枠の固定荷重 (kN)

$k_{UD}$  : 鉛直震度

$k_H$  : 水平震度

$N$  : ヒンジ側のアンカーボルト総本数 (本)

$$T_3 = Q_5 = \sqrt{W_{1a}^2 + F_{1a}^2}$$

ここで、

$T_3$  : アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力 (kN)

$Q_5$  : アンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力 (kN)

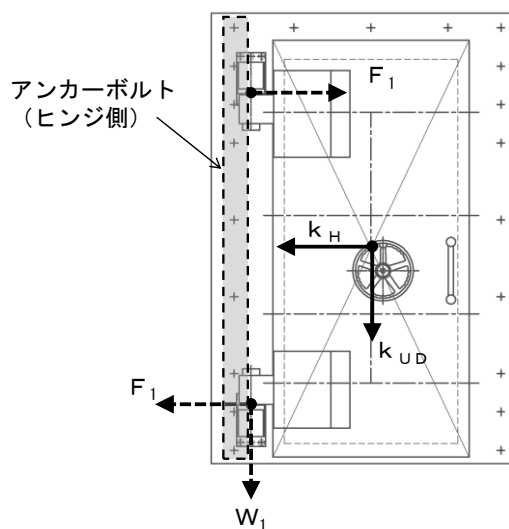


図 4.5-6 アンカーボルトに作用する荷重の例

#### 4.5.2 断面検定

各部材に生じる応力より算定する応力度等が、許容限界以下であることを確認する。  
なお、異なる荷重が同時に作用する部材については、組合せを考慮する。

##### (1) ヒンジ部

###### a. ヒンジ板

ヒンジ板に生じる曲げ応力度及びせん断応力度から、組合せ応力度を「S規準」に基づく次式により算定し、ヒンジ板の短期許容応力度以下であることを確認する。  
また、ヒンジ板に生じる引張応力度が許容引張応力度以下であることを確認する。

###### (a) 曲げ応力度

$$\sigma_1 = M_1 / Z_1$$

ここで、

$\sigma_1$  : ヒンジ板に生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M_1$  : ヒンジ板の曲げモーメント (kN・m)

$Z_1$  : ヒンジ板の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

###### (b) せん断応力度

$$\tau_1 = Q_1 / A_1$$

ここで、

$\tau_1$  : ヒンジ板に生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$Q_1$  : ヒンジ板に生じるせん断力 (kN)

$A_1$  : ヒンジ板の断面積 (mm<sup>2</sup>)

###### (c) 引張応力度

$$\sigma_{T1} = T_1 / A_1$$

ここで、

$\sigma_{T1}$  : ヒンジ板に生じる引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$T_1$  : ヒンジ板に生じる引張力 (kN)

$A_1$  : ヒンジ板の断面積 (mm<sup>2</sup>)

(d) 組合せ応力度

$$x_1 = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2}$$

ここで,

$x_1$ : ヒンジ板に生じる組合せ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_1$ : ヒンジ板に生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_1$ : ヒンジ板に生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

b. ヒンジピン

ヒンジピンに生じる曲げ応力度及びせん断応力度から, 組合せ応力度を「S規準」に基づく次式により算定し, ヒンジピンの短期許容応力度以下であることを確認する。

また, ヒンジピンに生じる圧縮応力度が許容圧縮応力度以下であることを確認する。

(a) 曲げ応力度

$$\sigma_2 = M_2 / Z_2$$

ここで,

$\sigma_2$ : ヒンジピンに生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M_2$ : ヒンジピンの曲げモーメント (kN・m)

$Z_2$ : ヒンジピンの断面係数 (mm<sup>3</sup>)

(b) せん断応力度

$$\tau_2 = Q_2 / A_2$$

ここで,

$\tau_2$ : ヒンジピンに生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$Q_2$ : ヒンジピンに生じるせん断力 (kN)

$A_2$ : ヒンジピンの断面積 (mm<sup>2</sup>)

(c) 圧縮応力度

$$\sigma_{c1} = C_1 / A_2$$

ここで,

$\sigma_{c1}$ : ヒンジピンに生じる圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$C_1$ : ヒンジピンに生じる圧縮力 (kN)

$A_2$ : ヒンジピンの断面積 (mm<sup>2</sup>)

(d) 組合せ応力度

$$x_2 = \sqrt{\sigma_2^2 + 3\tau_2^2}$$

ここで,

$x_2$ : ヒンジピンに生じる組合せ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_2$ : ヒンジピンに生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_2$ : ヒンジピンに生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

c. ヒンジボルト

ヒンジボルトに生じるせん断応力度及び引張応力度を次式により算定し、ヒンジボルトの短期許容応力度以下であることを確認する。

(a) せん断応力度

$$\tau_3 = Q_3 / A_3$$

ここで,

$\tau_3$ : ヒンジボルトに生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$Q_3$ : ヒンジボルト 1 本あたりに生じるせん断力 (kN)

$A_3$ : ヒンジボルトの断面積 (mm<sup>2</sup>)

(b) 引張応力度

$$\sigma_{T2} = T_2 / A_3$$

ここで,

$\sigma_{T2}$ : ヒンジボルトに生じる引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$T_2$ : ヒンジボルト 1 本あたりに生じる引張力 (kN)

$A_3$ : ヒンジボルトの断面積 (mm<sup>2</sup>)

(2) カンヌキ

カンヌキに生じる曲げ応力度及びせん断応力度から、組合せ応力度を「S規準」に基づく次式により算定し、カンヌキの短期許容応力度以下であることを確認する。

a. 曲げ応力度

$$\sigma_3 = M_3 / Z_3$$

ここで、

$\sigma_3$  : カンヌキに生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M_3$  : カンヌキの曲げモーメント (kN・m)

$Z_3$  : カンヌキの断面係数 (mm<sup>3</sup>)

b. せん断応力度

$$\tau_4 = Q_4 / A_4$$

ここで、

$\tau_4$  : カンヌキに生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$Q_4$  : カンヌキに生じるせん断力 (kN)

$A_4$  : カンヌキの断面積 (mm<sup>2</sup>)

c. 組合せ応力度

$$x_3 = \sqrt{\sigma_3^2 + 3\tau_4^2}$$

ここで、

$x_3$  : カンヌキに生じる組合せ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_3$  : カンヌキに生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_4$  : カンヌキに生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

(3) アンカーボルト

アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力及びせん断力が「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき算定したアンカーボルトの短期許容荷重以下であることを確認する。

$$(T_3/T_{3A})^2 + (Q_5/Q_{5A})^2 \leq 1.0$$

$$T_3/T_{3A} \leq 1.0$$

ここで、

$T_3$  : アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力 (kN)

$T_{3A}$  : アンカーボルト 1 本あたりの短期許容引張力 (kN)

$$Q_5/Q_{5A} \leq 1.0$$

ここで、

$Q_5$  : アンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力 (kN)

$Q_{5A}$  : アンカーボルト 1 本あたりの短期許容せん断力 (kN)



5. 評価条件

耐震評価に用いる評価条件を表 5-1 に示す。

表 5-1 耐震評価に用いる評価条件

対象部位	記号	単位	定義	値	
共通	G	kN	扉の固定荷重	16.67	
	$k_{UD}$	—	鉛直震度	1.0	
	$k_H$	—	水平震度	3.5	
	$W_2$	kN/m <sup>2</sup>	風圧力	1.713	
	$L_1$	m	扉幅方向の扉重心とヒンジ芯間距離	0.623	
	$L_2$	m	扉厚方向の扉重心とヒンジ芯間距離	0.407	
	$L_3$	m	ヒンジ芯間距離	1.621	
	$L_4$	m	扉幅	1.02	
	$L_5$	m	扉高さ	2.171	
ヒンジ部	ヒンジ板	$L_6$	m	ヒンジ板の 2 軸間距離	0.34
		$Z_1$	mm <sup>3</sup>	ヒンジ板の断面係数	262500
		$A_1$	mm <sup>2</sup>	ヒンジ板の断面積	10500
	ヒンジピン	$L_7$	m	ヒンジ板と受板間距離	0.046
		$Z_2$	mm <sup>3</sup>	ヒンジピンの断面係数	21210
		$A_2$	mm <sup>2</sup>	ヒンジピンの断面積	2827
ヒンジボルト	$n_1$	本	ヒンジボルトの本数	6	
	$A_3$	mm <sup>2</sup>	ヒンジボルトの断面積	303	
カンヌキ	$n_2$	本	カンヌキの本数	8	
	$L_8$	m	カンヌキの扉外間距離	0.131	
	$Z_3$	mm <sup>3</sup>	カンヌキの断面係数	50270	
	$A_4$	mm <sup>2</sup>	カンヌキの断面積	5027	
アンカーボルト	$G_a$	kN	ヒンジ側枠の固定荷重	8.336	
	N	本	ヒンジ側アンカーボルト総本数	9	

6. 評価結果

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の評価結果を表6-1に示す。各部材の断面検定を行った結果、発生応力度又は荷重が許容限界以下であることを確認した。

表6-1 断面検定結果

扉名称	評価対象部位		単位	分類	発生応力度 又は荷重 (a)	許容 限界 (b)	照査値 (a)/(b)
防波扉 (1号機北側) 及び 防波扉 (2号機北側)	ヒ ン ジ 部	ヒンジ板	N/mm <sup>2</sup>	組合せ	45	215	0.21
				引張	4	215	0.02
		ヒンジピン	N/mm <sup>2</sup>	組合せ	99	345	0.29
				圧縮	12	345	0.04
		ヒンジボルト	N/mm <sup>2</sup>	せん断	30	375	0.08
				引張	24	651	0.04
	カンヌキ	N/mm <sup>2</sup>	組合せ	30	205	0.15	
	アンカーボルト	kN	引張	9	47	0.20	
			せん断	9	33	0.28	

- 2. 浸水防護施設に関する補足資料
  - 2.2 防波壁通路防波扉に関する補足説明
    - 2.2.2 防波壁通路防波扉（1号機北側，2号機北側）の強度計算書に関する補足説明

## 目 次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 検討対象防波扉一覧	2
2.2 配置概要	3
2.3 構造計画	7
2.4 評価方針	8
2.5 適用規格・基準等	9
2.6 記号の説明	10
3. 強度評価	12
3.1 評価対象部位	12
3.2 荷重及び荷重の組合せ	13
3.2.1 荷重の設定	13
3.2.2 荷重の組合せ	15
3.3 許容限界	16
3.3.1 使用材料	16
3.3.2 許容限界	16
3.4 評価方法	18
3.4.1 応力算定	18
3.4.2 断面検定	25
3.4.3 評価条件	28
4. 評価結果	29

## 1. 概要

本資料は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、防波壁通路防波扉のうち、防波壁通路防波扉（1号機北側）（以下「防波扉（1号機北側）」という。）及び防波壁通路防波扉（2号機北側）（以下「防波扉（2号機北側）」という。）が、地震後の繰返しの来襲を想定した津波荷重及び漂流物の衝突を考慮した荷重に対し、施設の構造健全性を保持することを確認するものである。

## 2. 一般事項

### 2.1 検討対象防波扉一覧

検討対象の防波扉を表 2.1-1 に示す。

表 2.1-1 検討対象防波扉一覧

扉名称	設置高さ
	EL (m)
防波扉 (1号機北側)	9.5
防波扉 (2号機北側)	9.5

## 2.2 配置概要

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。また、防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）は、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の壁面（海側）より奥まった狭隘な場所に設置し、防波扉に漂流物として船舶が直接衝突しない構造とする。

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の位置図を図 2.2-1 に、防波扉（1号機北側）の構造図を図 2.2-2 に、防波扉（2号機北側）の構造図を図 2.2-3 に示す。

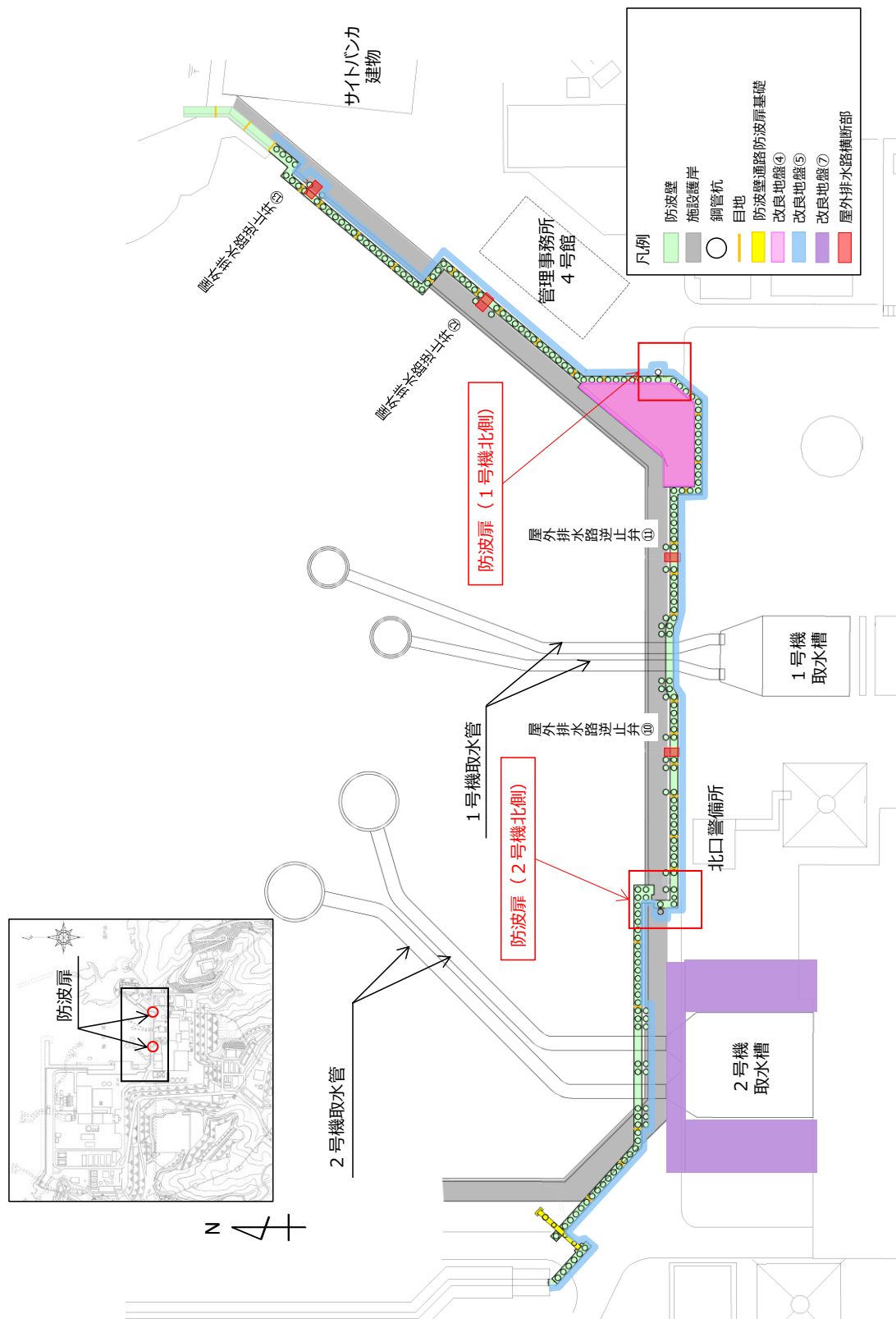
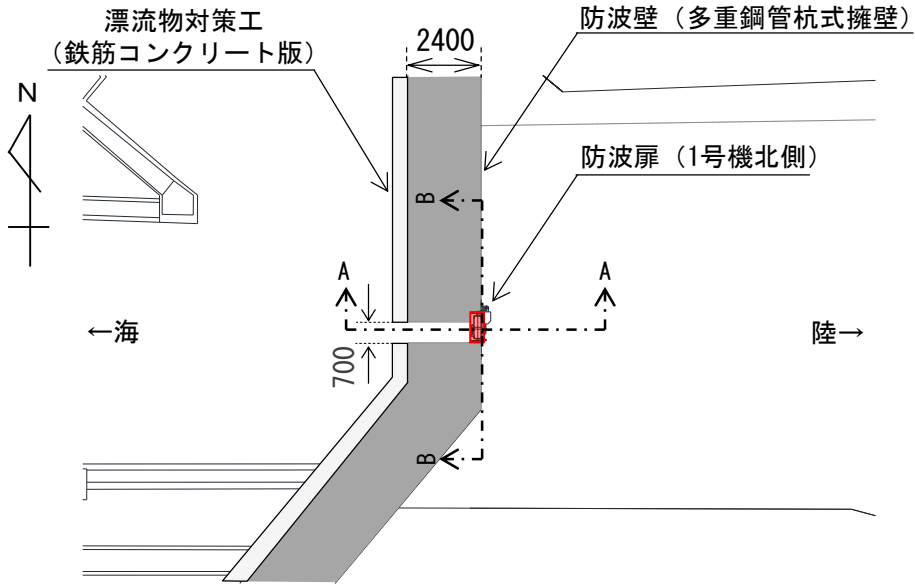
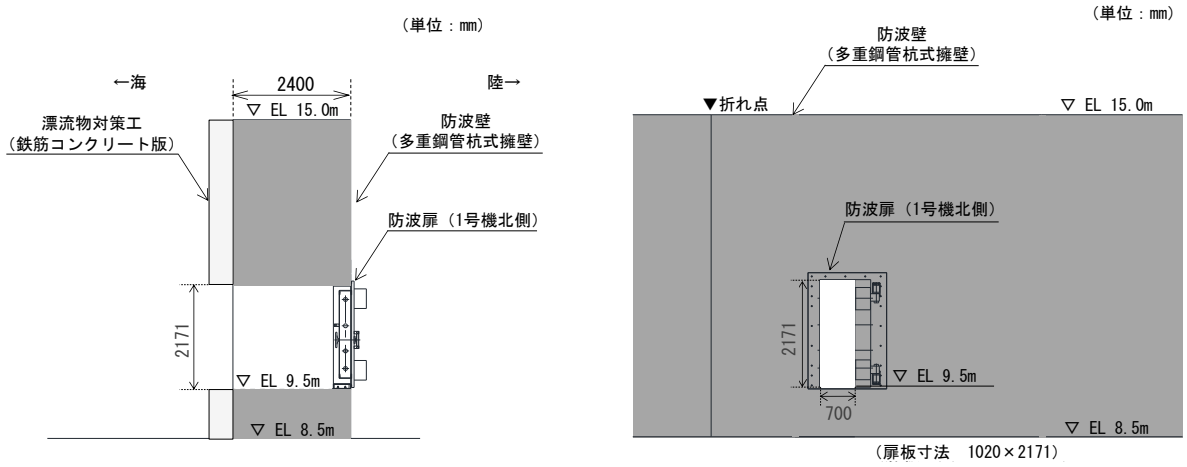


図 2.2-1 防波扉 (1号機北側) 及び防波扉 (2号機北側) の位置図

(単位：mm)



平面図



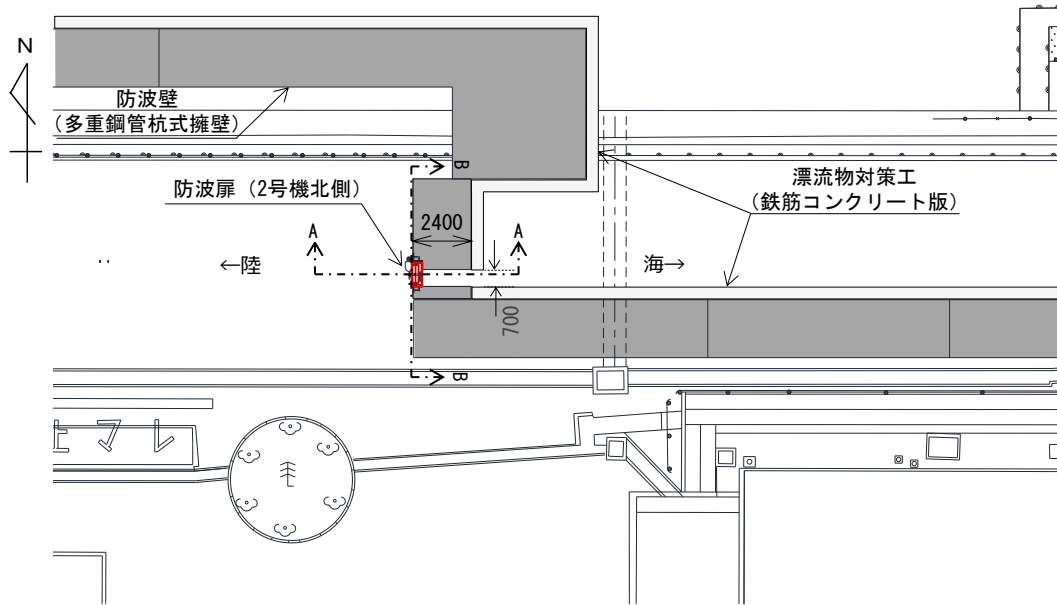
A—A断面

B—B断面

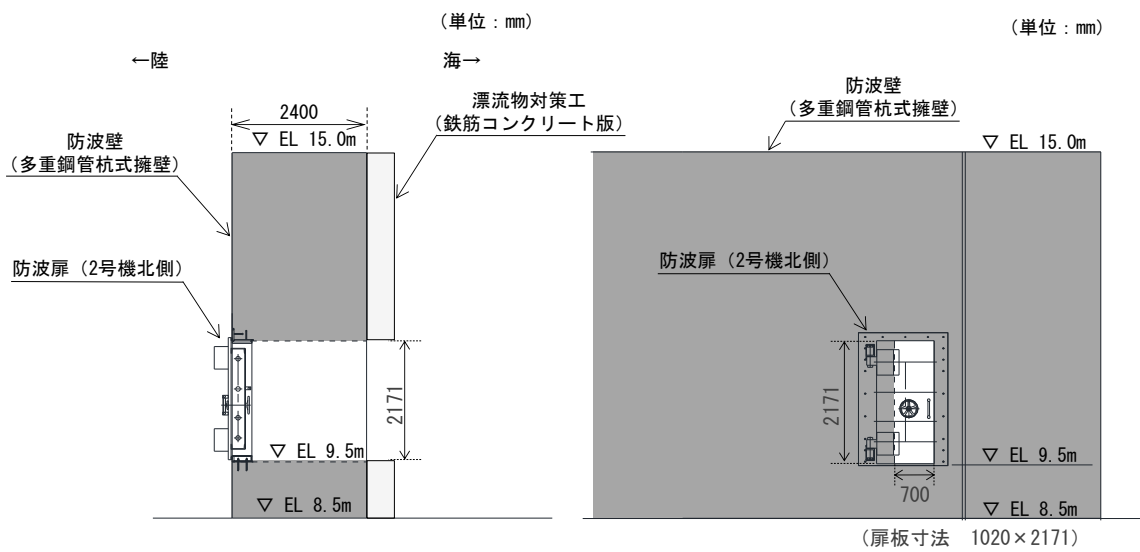
図 2.2-2 防波扉（1号機北側）構造図



(単位：mm)



(平面図)



A-A断面

B-B断面

(断面図)

図 2.2-3 防波扉 (2号機北側) 構造概要

## 2.3 構造計画

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の構造計画を表2.3-1に示す。防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）は扉板、芯材、カンヌキ、ヒンジ部（ヒンジ板、ヒンジピン、ヒンジボルト）、扉枠、アンカーボルトにより構成され、アンカーボルトにより躯体へ固定する構造とする。なお、固定する躯体は防波壁（多重鋼管杭式擁壁）である。

表 2.3-1 防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の構造計画

計画の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>扉開放時においては、ヒンジにより扉が扉枠に固定され、扉閉止時には、カンヌキ（差込形）により扉と扉枠を一体化する構造とする。扉枠はアンカーボルトにより躯体（防波壁（多重鋼管杭式擁壁））へ固定する構造とする。</p>	<p>片開型の鋼製扉とし、鋼製の扉板に芯材を取付け、扉に設置されたカンヌキ（差込形）を鋼製の扉枠に差込み、扉体と扉枠を一体化させる構造とする。</p> <p>また、扉と躯体の接続はヒンジ部を介する構造とする。</p>	<p>説明図</p> <p>正面図</p> <p>断面図</p>

## 2.4 評価方針

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の強度評価は、VI-3-別添3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえ、防波扉の評価対象部位に生じる応力度等が許容限界以下であることを、各設備の「3.4 評価方法」に示す方法により、「3.4.3 評価条件」に示す評価条件を用いて評価し、応力評価の確認結果を「4. 評価結果」にて示す。

なお、強度評価については、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）について評価を実施することとし、津波と余震に伴う荷重が作用する重畳時については、防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の前面の敷地高さ（EL 8.5m）は「海域活断層から想定される地震による津波（津波水位 EL 4.9m）」より高いため、評価を実施しない。

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の強度評価フローを図 2.4-1 に示す。

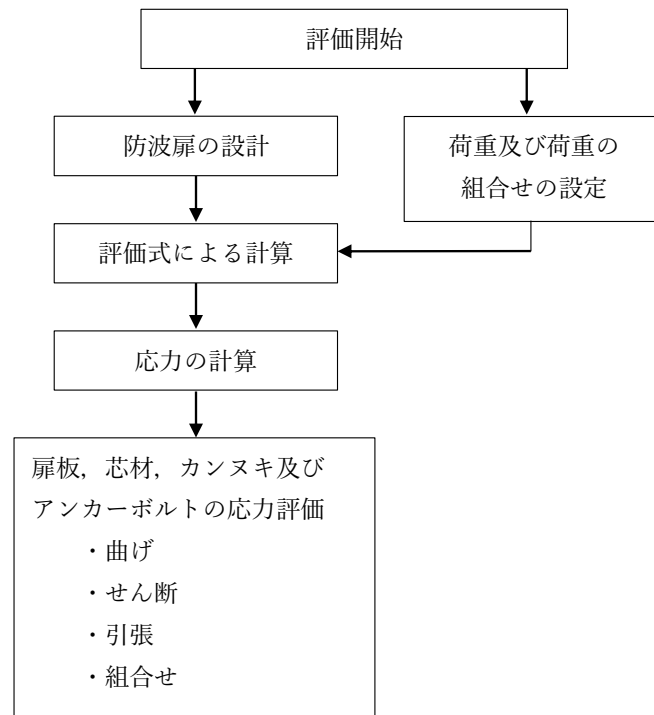


図 2.4-1 防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の強度評価フロー

## 2.5 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 機械工学便覧（（社）日本機械学会）
- ・ 各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年）
- ・ 鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，2005年改定）
- ・ 日本産業規格（JIS）

## 2.6 記号の説明

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の強度評価に用いる記号を表 2.6-1 に示す。

表 2.6-1(1) 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
G	kN	扉の固定荷重
$P_t$	$\text{kN/m}^2$	遡上津波荷重
$P_c$	kN	衝突荷重
$P_1$	$\text{kN/m}$	扉板上端に作用する遡上津波荷重
$\rho$	$\text{t/m}^3$	水の密度
g	$\text{m/s}^2$	重力加速度
$h_1$	m	水頭高さ
$h_2$	m	床面から扉板上端までの高さ
$L_1$	m	扉板の短辺方向の長さ
$P_2$	$\text{kN/m}$	扉板下端に作用する遡上津波荷重
$h_3$	m	床面から扉板下端までの高さ
$L_3$	m	扉板の遡上津波荷重による曲げモーメントが最大となる高さ
$L_2$	m	扉板の長辺方向の長さ
$M_1$	$\text{kN} \cdot \text{m}$	扉板の遡上津波荷重による曲げモーメント
$V_1$	kN	遡上津波荷重により扉上端に生じる反力
$M_2$	$\text{kN} \cdot \text{m}$	扉板の衝突荷重による曲げモーメント
$M_3$	$\text{kN} \cdot \text{m}$	扉板に作用する曲げモーメント
$P_3$	$\text{kN/m}$	芯材上端に作用する遡上津波荷重
$h_4$	m	床面から芯材上端までの高さ
$L_4$	m	芯材の負担幅
$P_4$	$\text{kN/m}$	芯材下端に作用する遡上津波荷重
$h_5$	m	床面から芯材下端までの高さ
$M_4$	$\text{kN} \cdot \text{m}$	芯材の遡上津波荷重による曲げモーメント
$V_2$	kN	遡上津波荷重により芯材上端に生じる反力
$L_6$	m	芯材の遡上津波荷重による曲げモーメントが最大となる高さ
$L_5$	m	芯材の負担長さ
$M_5$	$\text{kN} \cdot \text{m}$	芯材の衝突荷重による曲げモーメント

表 2.6-1(2) 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
$M_6$	kN・m	芯材に作用する曲げモーメント
$Q_1$	kN	芯材に生じるせん断力
$P_5$	kN/m	最下部カンヌキ負担範囲の上端に作用する遡上津波荷重
$L_7$	m	最下部カンヌキ負担高さ
$L_8$	m	開口幅
$P_6$	kN	開口下端に作用する遡上津波荷重
$R_1$	kN	カンヌキ 1 本あたりに作用する遡上津波荷重
$n_1$	本	最下部カンヌキの本数
$M_7$	kN・m	カンヌキ 1 本あたりの曲げモーメント
$L_9$	m	カンヌキの扉外間距離
$Q_2$	kN/本	カンヌキ 1 本当たりに生じるせん断力
$P_7$	kN/m	開口上端に作用する遡上津波荷重
$n_2$	本	引張力を受けるアンカーボルトの本数
$L_{10}$	m	開口高さ
$T_1$	kN	アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力
$\sigma_1$	N/mm <sup>2</sup>	扉板に生じる曲げ応力度
$Z_1$	mm <sup>3</sup>	扉板の断面係数
$\sigma_2$	N/mm <sup>2</sup>	芯材に生じる曲げ応力度
$Z_2$	mm <sup>3</sup>	芯材の断面係数
$\tau_1$	N/mm <sup>2</sup>	芯材に生じるせん断応力度
$A_1$	mm <sup>2</sup>	芯材の断面積
$\sigma_3$	N/mm <sup>2</sup>	カンヌキに生じる曲げ応力度
$Z_3$	mm <sup>3</sup>	カンヌキの断面係数
$\tau_2$	N/mm <sup>2</sup>	カンヌキに生じるせん断応力度
$A_2$	mm <sup>2</sup>	カンヌキの断面積
$\sigma_4$	N/mm <sup>2</sup>	カンヌキに生じる組合せ応力度
$T_{1A}$	kN	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容引張力

### 3. 強度評価

#### 3.1 評価対象部位

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の評価対象部位は、「2.3 構造計画」に示す構造上の特徴を踏まえ選定する。

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）を開く方向に外部から作用する遡上津波荷重及び衝突荷重は、扉板から芯材に伝わり、カンヌキに伝達され、扉枠を固定するアンカーボルトを介し、開口部周囲の防波壁躯体に伝達されることから、評価対象部位は扉板、芯材、カンヌキ及びアンカーボルトとする。

なお、ヒンジ部は遡上津波荷重及び衝突荷重の伝達経路とならないため、評価対象外とする。

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）が開く方向に作用する荷重の作用図を図3.1-1に示す。

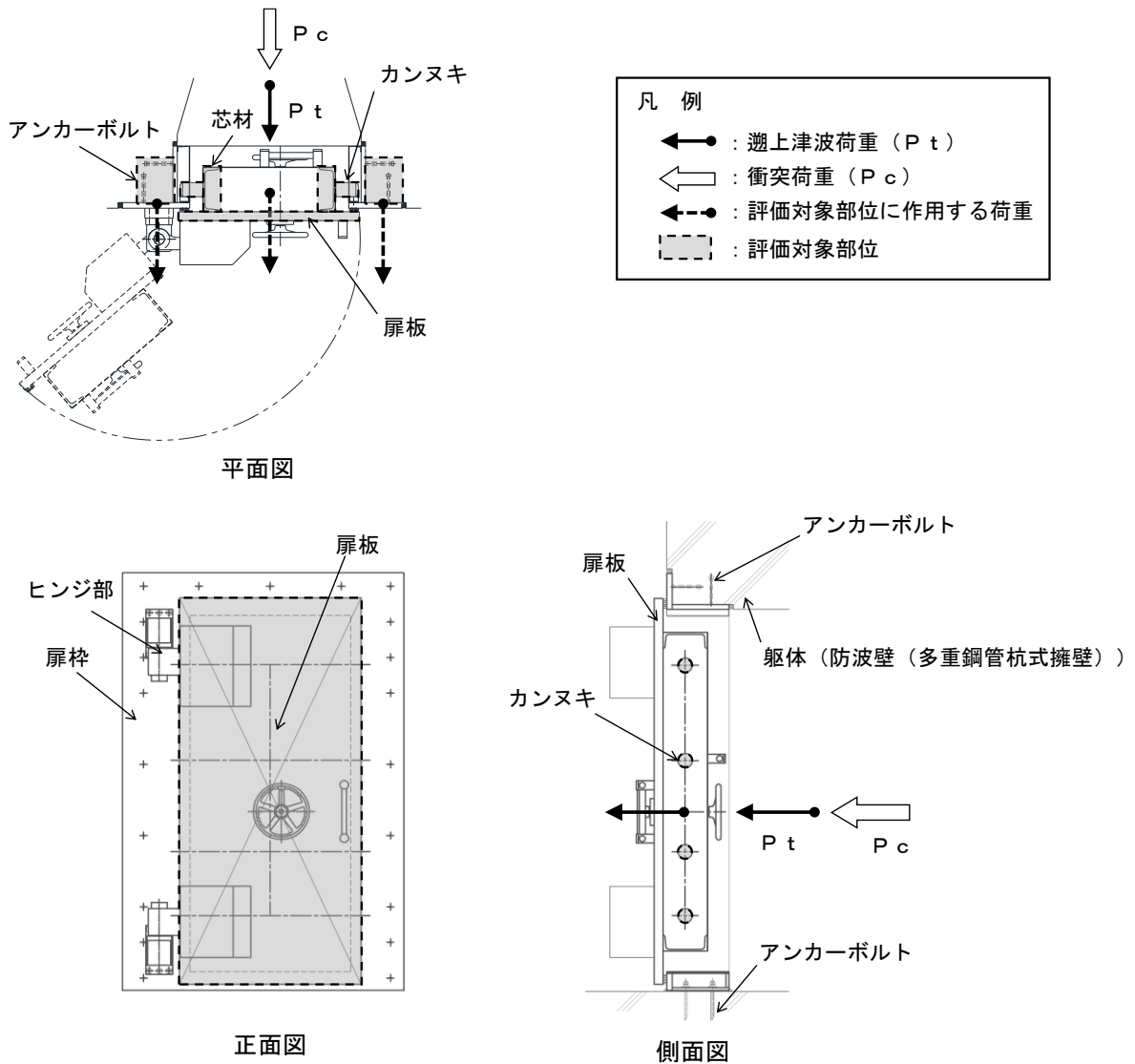


図 3.1-1 防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）が開く方向に作用する荷重の作用図

### 3.2 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏まえて設定する。

#### 3.2.1 荷重の設定

強度評価に用いる荷重を以下に示す。

##### (1) 扉の固定荷重 (G)

固定荷重として防波扉 (1号機北側) 及び防波扉 (2号機北側) の自重を考慮する。

##### (2) 遡上津波荷重 ( $P_t$ )

遡上波により波圧として作用する遡上津波荷重を考慮する。朝倉式により、設計津波水位 (入力津波高さに参照する裕度 (0.64m) を考慮した水位) と防波扉 (1号機北側) 及び防波扉 (2号機北側) の設置高さを用いて算出する。

遡上津波荷重イメージ図を図 3.2-1 に、遡上津波荷重の算定に用いる水頭高さ及び水の密度を表 3.2-1 に示す。

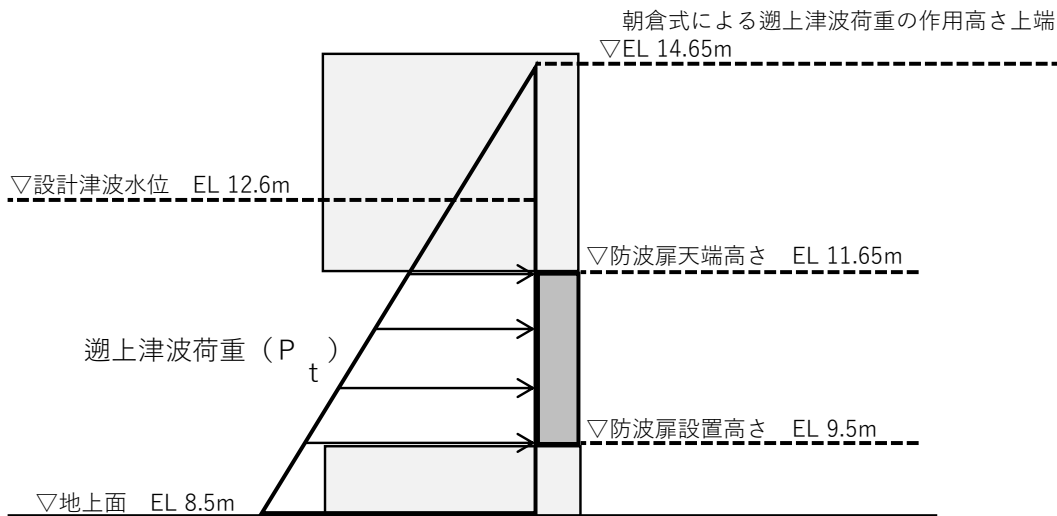


図 3.2-1 遡上津波荷重イメージ図

表 3.2-1 水頭高さ及び水の密度

名称	水頭高さ	水の密度
	$h_1$ (m)	$\rho$ (t/m <sup>3</sup> )
防波扉 (1号機北側) 及び防波扉 (2号機北側)	5.15*	1.03

注記\* : 水頭高さは防波扉設置高さ (EL 9.5m) から、朝倉式による遡上津波荷重の作用高さ上端 (EL 14.65m) の差とする。



(3) 衝突荷重 (P c)

防波扉 (1号機北側) 及び防波扉 (2号機北側) は、防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) の壁面 (海側) より奥まった狭隘な場所に設置することで、漂流物として船舶が衝突しない構造とするため、漂流物として枕木を考慮する。

衝突荷重は、津波荷重により各部材に作用する荷重が最大となる高さに集中荷重として作用するものとし、算定に当たっては既往の算定式の適用性を考慮して、「補足-018-02 津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料 4.5 漂流物による衝突荷重」に基づき、「松富 (1999)」、「FEMA (2012)」及び「有川ほか (2007, 2010)」による結果を比較し、最大のものを衝突荷重として考慮する。

算定に用いた既往の荷重算定式の整理及び結果一覧を表 3.2-2 に示す。

表 3.2-2 衝突荷重算定に用いた算定式及び結果一覧

No	出典	種類	概要
①	松富 (1999) *1	流木	円柱形状の流木が縦向きに衝突する場合の衝突荷重を提案している。 $F_m = 1.6 C_{MA} \{V_{A0} / (gD)^{0.5}\}^{1.2} (\sigma_f / \gamma L)^{0.4} (\gamma D^2 L)$ $F_m$ : 衝突力, $C_{MA}$ : 見かけの質量係数, $v_{A0}$ : 流木の衝突速度, $D$ : 流木の直径, $L$ : 流木の長さ, $\sigma_f$ : 流木の降伏応力, $\gamma$ : 流木の単位体積重量, $g$ : 重力加速度
②	FEMA (2012) *2	流木 コンテナ	$F_i = 1.3 u_{max} \sqrt{km(1+c)}$ $F_i$ : 衝突力, $u_{max}$ : 最大流速, $m$ : 漂流物の質量, $c$ : 付加質量係数, $k$ : 漂流物の有効剛性
③	有川ほか (2007, 2010) *3	コンテナ 流木	コンクリート構造物に鋼製構造物 (コンテナ等) が漂流衝突する際の衝突荷重を提案している。 $F = \gamma_p x^{\frac{2}{5}} \left( \frac{5}{4} m \right)^{\frac{3}{5}} v^{\frac{6}{5}}, \quad x = \frac{4\sqrt{a}}{3\pi} \frac{1}{k_1 + k_2}, \quad k = \frac{(1-v^2)}{\pi E}, \quad m = \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}$ $F$ : 衝突力, $a$ : 衝突面半径の1/2 (コンテナ衝突面の縦横長さの平均の1/4), $E$ : ヤング率, $v$ : ポアソン比, $m$ : 質量, $v$ : 衝突速度, $\gamma_p$ : 塑性によるエネルギー減衰効果 $m$ や $k$ の添え字は衝突体と被衝突体を示す。 また、「①松富 (1999)」にならい、上式において $m = C_{MA} m$ ( $C_{MA}$ : サージタイプの1.7) とすることで、流木のコンクリート版に対する衝突力を評価できるとしている。

注記\*1: 松富英夫 (1999) 流木衝突力の実用的な評価式と変化特性, 土木学会論文集, No621, pp.111-127

\*2: FEMA (2012) Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646

\*3: 有川太郎・大坪大輔・中野史丈・下迫健一郎・石川信隆 (2007) 遡上津波によるコンテナ漂流力に関する大規模実験 海岸工学論文集 第54巻, pp.846-850

### 3.2.2 荷重の組合せ

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の強度評価に用いる荷重の組合せを表 3.2-3 に示す。

表 3.2-3 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
津波時	$G + P_t + P_c$

G : 扉の固定荷重

$P_t$  : 遡上津波荷重

$P_c$  : 衝突荷重

### 3.3 許容限界

許容限界は、「3.1 評価対象部位」にて設定した部位に対し、VI-3-別添3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

#### 3.3.1 使用材料

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）を構成する扉板、芯材、カンヌキ及びアンカーボルトの使用材料を表3.3-1に示す。

表 3.3-1 使用材料

評価対象部位	材質 強度区分	仕様
扉板	SS400	PL-50
芯材	SS400	[-250×90×11×14.5
カンヌキ	SUS304	φ 80
アンカーボルト	アルミキルド鋼	φ 16×160

#### 3.3.2 許容限界

##### (1) 鋼材

鋼材の許容応力度は、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（（社）日本建築学会，2005 改定）」及び「日本産業規格（J I S）」を踏まえて表3.3-2の値とする。

表 3.3-2 鋼材の許容限界

材質	短期許容応力度(N/mm <sup>2</sup> )	
	曲げ・引張	せん断
SS400 (t ≤ 40*)	235	135
SS400 (40 < t ≤ 100*)	215	124
SUS304	205	118

注記\*：tは板厚(mm)を示す。

(2) アンカーボルト

アンカーボルトの許容限界は、「3.1 評価対象部位」に記載したアンカーボルトに作用する荷重の向きを踏まえて、「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年）」（以下「各種合成構造設計指針・同解説」という。）に基づき算定した，表 3.3-3 の値とする。

なお，評価対象部位のアンカーボルトが引張力を受ける場合においては，アンカーボルトの降伏により決まる耐力及び付着力により決まる耐力を比較して，いずれか小さい値を許容限界に設定する。また，評価対象部位のアンカーボルトがせん断力を受ける場合においては，アンカーボルトのせん断強度により決まる耐力，定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる耐力及びコーン状破壊により決まる耐力を比較して，いずれか小さい値を採用する。

表 3.3-3 アンカーボルトの許容限界の算定値

材質	条件	許容耐力 (kN/本)	
		引張	せん断
アンカーボルト (アルミキルド鋼)	アンカーボルトの降伏により定まる場合	<u>47</u>	
	アンカーボルトのせん断強度により定まる場合		<u>33</u>
	定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により定まる場合	87	36
	定着したコンクリート躯体の支圧強度により定まる場合		50

下線部：許容耐力

### 3.4 評価方法

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の強度評価は、VI-3-別添3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している評価式を用いる。

#### 3.4.1 応力算定

##### (1) 扉板

扉板に生じる応力は、等変分布荷重を受ける両端固定支持のはりとして、次式により算定する。

扉板に作用する荷重の例を図3.4-1に示す。

$$P_1 = \rho \cdot g \cdot (h_1 - h_2) \cdot L_1$$

ここで、

$P_1$  : 扉板上端に作用する遡上津波荷重 (kN/m)

$\rho$  : 水の密度 (t/m<sup>3</sup>)

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

$h_1$  : 水頭高さ (m)

$h_2$  : 床面から扉板上端までの高さ (m)

$L_1$  : 扉板の短辺方向の長さ (m)

$$P_2 = \rho \cdot g \cdot (h_1 - h_3) \cdot L_1$$

ここで、

$P_2$  : 扉板下端に作用する遡上津波荷重 (kN/m)

$h_3$  : 床面から扉板下端までの高さ (m)

$$L_3 = (L_2 / (P_2 - P_1)) \cdot \left\{ -P_1 + \sqrt{\frac{1}{3} \cdot (P_1^2 + P_1 \cdot P_2 + P_2^2)} \right\}$$

ここで、

$L_3$  : 扉板の遡上津波荷重による曲げモーメントが最大となる高さ (m)

$L_2$  : 扉板の長辺方向の長さ (m)

$$M_1 = V_1 \cdot L_3 - (P_1 \cdot L_3^2) / 2 - (P_2 - P_1) \cdot L_3^3 / (6 \cdot L_2)$$

ここで、

$M_1$  : 扉板に生じる遡上津波荷重による曲げモーメント (kN・m)

$V_1$  : 遡上津波荷重により扉板上端に生じる反力 (kN)

$$V_1 = L_2 \cdot (2 \cdot P_1 + P_2) / 6$$

$$M_2 = P_c \cdot L_3 \cdot (L_2 - L_3) / L_2$$

ここで、

$M_2$  : 扉板に生じる衝突荷重による曲げモーメント (kN・m)

$P_c$  : 衝突荷重 (kN)

$$M_3 = M_1 + M_2$$

ここで、

$M_3$  : 扉板に生じる曲げモーメント (kN・m)

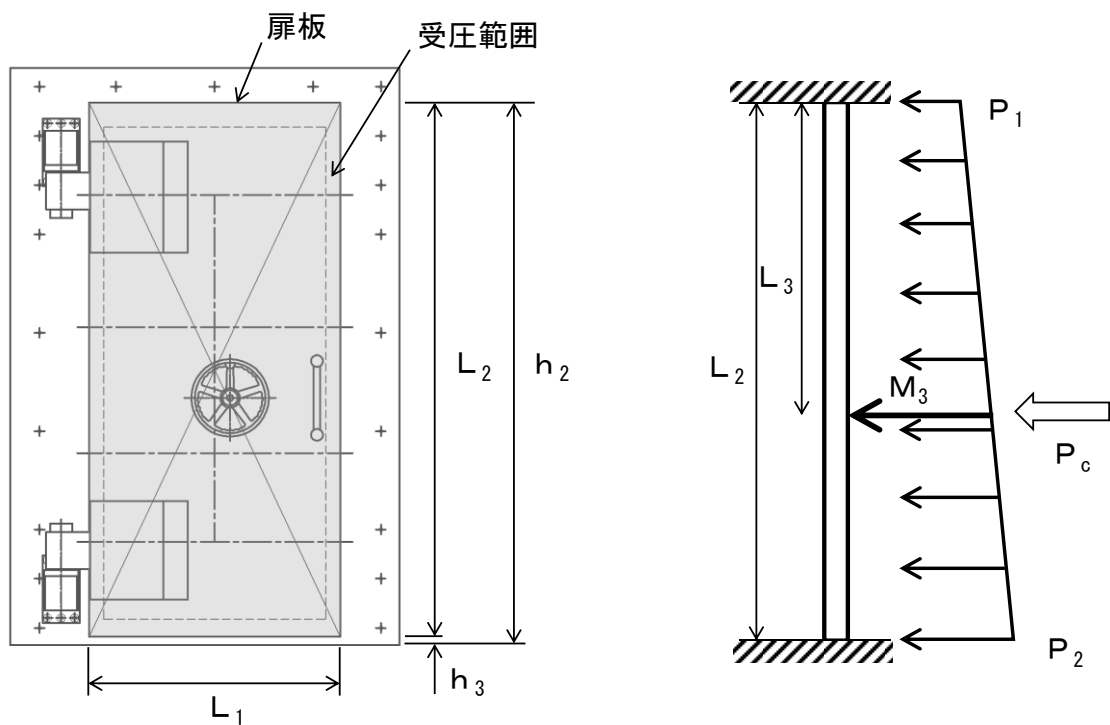


図 3.4-1 扉板に作用する荷重の例

(2) 芯材

芯材に生じる応力は、遡上津波荷重として等変分布荷重を、集中荷重として衝突荷重をそれぞれ受ける両端固定支持のはりとして次式により算定する。芯材に作用する荷重の例を図 3.4-2 に示す。

$$P_3 = \rho \cdot g \cdot (h_1 - h_4) \cdot L_4$$

ここで、

$P_3$  : 芯材上端に作用する遡上津波荷重 (kN/m)

$\rho$  : 水の密度 (t/m<sup>3</sup>)

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

$h_1$  : 水頭高さ (m)

$h_4$  : 床面から芯材上端までの高さ (m)

$L_4$  : 芯材の負担幅 (m)

$$P_4 = \rho \cdot g \cdot (h_1 - h_5) \cdot L_4$$

ここで、

$P_4$  : 芯材下端に作用する遡上津波荷重 (kN/m)

$h_5$  : 床面から芯材下端までの高さ (m)

$$L_6 = (L_5 / (P_4 - P_3)) \cdot \left\{ -P_3 + \sqrt{\frac{1}{3} \cdot (P_3^2 + P_3 \cdot P_4 + P_4^2)} \right\}$$

ここで、

$L_6$  : 芯材に生じる遡上津波荷重による曲げモーメントが最大となる高さ (m)

$L_5$  : 芯材の負担長さ (m)

$$M_4 = V_2 \cdot L_6 - (P_3 \cdot L_6^2) / 2 - (P_4 - P_3) \cdot L_6^3 / (6 \cdot L_5)$$

ここで、

$M_4$  : 芯材に生じる遡上津波荷重による曲げモーメント (kN・m)

$V_2$  : 遡上津波荷重により芯材上端に生じる反力 (kN)

$$V_2 = L_5 \cdot (2 \cdot P_3 + P_4) / 6$$

$$M_5 = P_c \cdot L_6 \cdot (L_5 - L_6) / L_5$$

ここで、

$M_5$  : 芯材に生じる衝突荷重による曲げモーメント (kN・m)

$P_c$  : 衝突荷重 (kN)

$$M_6 = M_4 + M_5$$

ここで、

$M_6$  : 芯材に作用する曲げモーメント (kN・m)

$$Q_1 = (P_3 + P_4) \cdot L_5 / 2 + P_c$$

ここで、

$Q_1$  : 芯材に作用するせん断力 (kN)

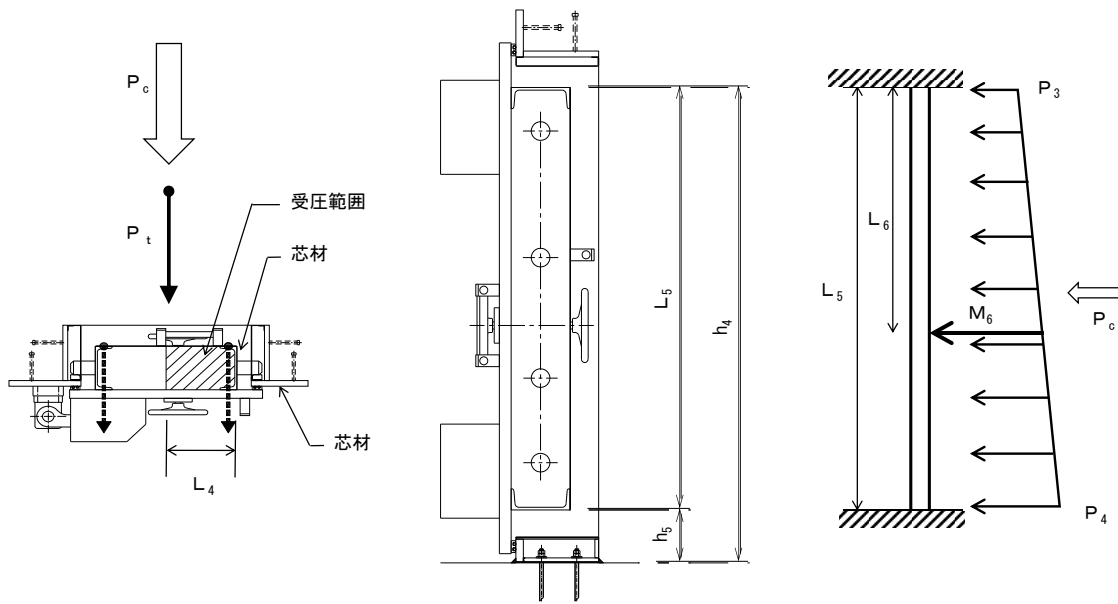


図 3.4-2 芯材に作用する荷重の例



(3) カンヌキ

カンヌキに生じる応力は次式により算定する。カンヌキは、遡上津波荷重及び衝突荷重が均等に作用するとして算定する。

カンヌキに作用する荷重の例を図 3.4-3 に示す。

$$P_5 = \rho \cdot g \cdot (h_1 - L_7) \cdot L_8$$

ここで、

$P_5$  : 最下部カンヌキ負担範囲の上端に作用する遡上津波荷重 (kN/m)

$\rho$  : 水の密度 (t/m<sup>3</sup>)

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

$h_1$  : 水頭高さ (m)

$L_7$  : 最下部カンヌキ負担高さ (m)

$L_8$  : 開口幅 (m)

$$P_6 = \rho \cdot g \cdot h_1 \cdot L_8$$

ここで、

$P_6$  : 開口下端に作用する遡上津波荷重 (kN/m)

$$R_1 = (P_5 + P_6) \cdot L_7 / 2 \cdot n_1$$

ここで、

$R_1$  : カンヌキ 1 本あたりに作用する遡上津波荷重 (kN)

$n_1$  : 最下部カンヌキの本数 (本)

$$M_7 = (R_1 + P_c / n_1) \cdot L_9$$

$M_7$  : カンヌキ 1 本当たりの曲げモーメント (kN・m)

$P_c$  : 衝突荷重 (kN)

$L_9$  : カンヌキの扉外間距離 (m)

$$Q_2 = R_1 + P_c / n_1$$

ここで、

$Q_2$  : カンヌキ 1 本あたりに生じるせん断力 (kN)

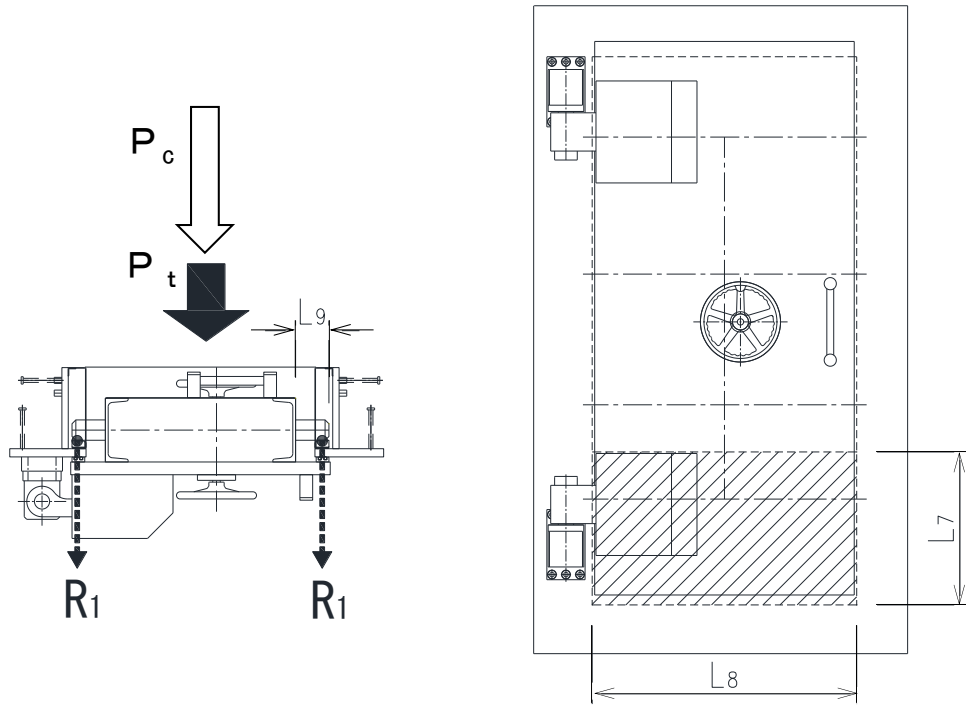


図 3.4-3 カンヌキに作用する荷重の例

(4) アンカーボルト

アンカーボルトに生じる応力は、遡上津波荷重及び衝突荷重を左右若しくは上下に配置されたアンカーボルトに分配したものである。アンカーボルトに作用する荷重の例を図 3.4-4 に示す。

$$P_7 = \rho \cdot g \cdot (h_1 - L_{10}) \cdot L_8$$

ここで、

$P_7$  : 開口上端に作用する遡上津波荷重 (kN/m)

$\rho$  : 水の密度 (t/m<sup>3</sup>)

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

$h_1$  : 水頭高さ (m)

$L_{10}$  : 開口高さ (m)

$L_8$  : 開口幅 (m)

$$T_1 = \{ (P_6 + P_7) \cdot L_{10} / (2 \cdot n_2) \} + P_c / n_2$$

ここで、

$T_1$  : アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力 (kN)

$P_6$  : 開口下端に作用する遡上津波荷重 (kN/m)

$P_c$  : 衝突荷重 (kN)

$n_2$  : 引張力を受けるアンカーボルトの本数 (本)

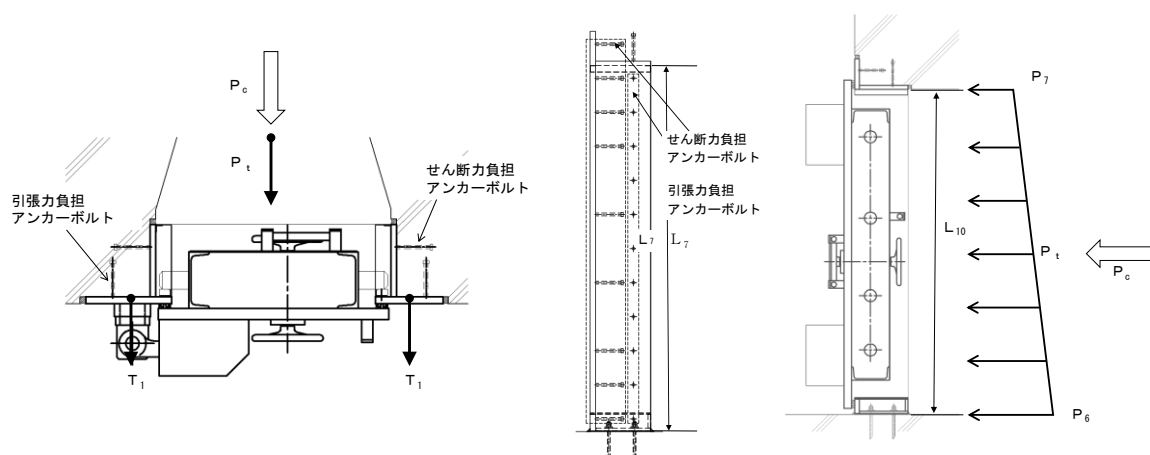


図 3.4-4 アンカーボルトに作用する荷重の例

### 3.4.2 断面検定

評価対象部位に生じる応力より算定する応力度及び荷重が、許容限界以下であることを確認する。

#### (1) 扉板

扉板に生じる曲げ応力度を算定し、扉板の短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma_1 = M_3 / Z_1$$

ここで、

$\sigma_1$  : 扉板に生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M_3$  : 扉板に生じる曲げモーメント (kN・m)

$Z_1$  : 扉板の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

#### (2) 芯材

芯材に生じる曲げ応力度及びせん断応力度から、組合せ応力度を算定し、芯材の短期許容応力度以下であることを確認する。

##### a. 芯材に生じる曲げ応力度

$$\sigma_2 = M_6 / Z_2$$

ここで、

$\sigma_2$  : 芯材に生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M_6$  : 芯材に生じる曲げモーメント (kN・m)

$Z_2$  : 芯材の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

##### b. 芯材に生じるせん断応力度

$$\tau_1 = Q_1 / A_1$$

ここで、

$\tau_1$  : 芯材に生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$Q_1$  : 芯材に生じるせん断力 (kN)

$A_1$  : 芯材の断面積 (mm<sup>2</sup>)

c. 芯材に生じる組合せ応力度

芯材に生じる曲げ応力度及びせん断応力度から、組合せ応力度を「鋼構造設計規  
準—許容応力度設計法—（（社）日本建築学会，2005 改定）（以下「S 規準」と  
いう。）」に基づく次式により算定し，短期許容応力度以下であることを確認する

$$x_1 = \sqrt{(\sigma_2^2 + 3\tau_1^2)}$$

ここで，

$x_1$ ：芯材に生じる組合せ応力度（N/mm<sup>2</sup>）

(3) カンヌキ

カンヌキに生じる曲げ応力度及びせん断応力度から，組合せ応力度を算定し，カン  
ヌキの短期許容応力度以下であることを確認する。

a. カンヌキに生じる曲げ応力度

$$\sigma_3 = M_7 / Z_3$$

ここで，

$\sigma_3$ ：カンヌキに生じる曲げ応力度（N/mm<sup>2</sup>）

$M_7$ ：カンヌキ 1 本あたりに生じる曲げモーメント（kN・m）

$Z_3$ ：カンヌキの断面係数（mm<sup>3</sup>）

b. カンヌキに生じるせん断応力度

$$\tau_2 = Q_2 / A_2$$

ここで，

$\tau_2$ ：カンヌキに生じるせん断応力度（N/mm<sup>2</sup>）

$Q_2$ ：カンヌキ 1 本あたりに生じるせん断力（kN）

$A_2$ ：カンヌキの断面積（mm<sup>2</sup>）

c. カンヌキに生じる組合せ応力度

カンヌキに生じる曲げ応力度とせん断応力度から，組合せ応力度を「S 規準」に  
基づく次式により算定し，短期許容応力度以下であることを確認する。

$$x_2 = \sqrt{(\sigma_3^2 + 3\tau_2^2)}$$

ここで，

$x_2$ ：カンヌキに生じる組合せ応力度（N/mm<sup>2</sup>）

(4) アンカーボルト

アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力が、「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき算定したアンカーボルトの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$T_1 / T_{1A} \leq 1.0$$

ここで、

$T_1$  : アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力 (kN)

$T_{1A}$  : アンカーボルト 1 本あたりの短期許容引張力 (kN)

### 3.4.3 評価条件

強度計算に用いる評価条件を表 3.4-1 に示す。

表 3.4-1 強度評価に用いる条件

対象部位	記号	単位	定義	値
共通	$\rho$	t/m <sup>3</sup>	水の密度	1.03
	g	m/s <sup>2</sup>	重力加速度	9.80665
	$h_1$	m	水頭高さ	5.15
	$P_c$	kN	衝突荷重	6.0
扉板	$h_2$	m	床面から扉板上端までの高さ	2.21
	$h_3$	m	床面から扉板下端までの高さ	0.039
	$L_1$	m	扉板の短辺方向の長さ	1.020
	$L_2$	m	扉板の長辺方向の長さ	2.171
	$L_3$	m	扉板の遡上津波荷重による曲げモーメントが最大となる高さ	1.134
芯材	$V_2$	kN	遡上津波荷重により芯材上端に生じる反力	12.64
	$h_4$	m	床面から芯材上端までの高さ	2.02
	$h_5$	m	床面から芯材下端までの高さ	0.225
	$L_4$	m	芯材の負担幅	0.374
	$L_5$	m	芯材の負担長さ	1.795
	$L_6$	m	芯材の遡上津波荷重による曲げモーメントが最大となる高さ	0.9307
	$Z_2$	mm <sup>3</sup>	芯材の断面係数	374000
	$\tau_1$	N/mm <sup>2</sup>	芯材に生じるせん断応力度	7
	$A_1$	mm <sup>2</sup>	芯材の断面積	5117
カンヌキ	$L_7$	m	最下部カンヌキの負担高さ	0.600
	$L_8$	m	開口幅	1.040
	$L_9$	m	カンヌキの扉外間距離	0.131
	$n_1$	本	最下部カンヌキの本数	2
	$A_2$	mm <sup>2</sup>	カンヌキの断面積	5027
アンカーボルト	$T_{1A}$	kN	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容引張力	47

#### 4. 評価結果

強度評価結果を表 4-1 に示す。防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の各部材の断面検定を行った結果、発生応力度又は荷重は許容限界以下であることを確認した。

表 4-1 断面検定結果

対象評価部材	単位	分類	発生応力度 又は荷重 (a)	許容 限界 (b)	照査値 (a)/(b)
扉板	N/mm <sup>2</sup>	曲げ	66	215	0.31
芯材	N/mm <sup>2</sup>	組合せ	27	235	0.12
カンヌキ	N/mm <sup>2</sup>	組合せ	49	205	0.24
アンカーボルト	KN	引張	11	47	0.24



- 2. 浸水防護施設に関する補足資料
  - 2.2 防波壁通路防波扉に関する補足説明
    - 2.2.3 防波壁通路防波扉（荷揚場南）の耐震性についての計算書に関する補足説明

## 目 次

1.	概要	1
2.	基本方針	2
2.1	位置	2
2.2	構造概要	3
2.3	評価方針	15
2.4	適用規格・基準等	20
3.	固有値解析	22
3.1	解析モデルの設定	22
3.2	記号の説明	23
3.3	固有振動数の計算方法	23
3.4	固有振動数の計算条件	24
3.5	固有振動数の計算結果	24
4.	耐震評価	25
4.1	記号の定義	25
4.2	評価対象断面	37
4.2.1	断面位置	37
4.2.2	評価対象断面	40
4.3	解析方法	49
4.3.1	地震応答解析手法	49
4.3.2	施設	50
4.3.3	地盤物性のばらつき	50
4.3.4	減衰定数	51
4.3.5	解析ケース	52
4.4	荷重及び荷重の組合せ	53
4.4.1	耐震評価上考慮する状態	53
4.4.2	荷重	53
4.4.3	荷重の組合せ	54
4.5	入力地震動	55
4.6	解析モデル及び諸元	68
4.6.1	解析モデル	68
4.6.2	使用材料及び材料の物性値	84

4.6.3	地盤の物性値	85
4.6.4	地下水位	87
4.7	評価対象部位	88
4.7.1	施設・地盤の健全性評価	88
4.7.2	基礎地盤の支持性能評価	88
4.8	許容限界	89
4.8.1	防波扉	89
4.8.2	漂流物対策工	93
4.8.3	基礎地盤	96
4.9	設計用地震力	97
4.10	評価方法	99
4.10.1	防波扉	100
4.10.2	漂流物対策工	115
5.	評価条件	139
6.	耐震評価結果	145
6.1	地震応答解析結果	145
6.1.1	過剰間隙水圧比分布	146
6.1.2	最大せん断ひずみ分布	147
6.2	防波扉	148
6.2.1	防波扉（鋼製扉体）	148
6.2.2	防波扉戸当り（RC支柱）	149
6.2.3	防波扉基礎スラブ	150
6.2.4	防波扉（鋼管杭）	158
6.2.5	改良地盤	162
6.2.6	基礎地盤	166
6.3	漂流物対策工	167
6.3.1	漂流物対策工（鋼製扉体）	167
6.3.2	漂流物対策工戸当り（RC支柱）	169
6.3.3	漂流物対策工基礎スラブ	176
6.3.4	基礎地盤	182

## 1. 概要

本資料は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、防波壁通路防波扉（荷揚場南）（以下「防波扉（荷揚場南）」という。）が基準地震動  $S_s$  に対して十分な構造強度及び止水機能を有していることを確認するものである。

防波扉（荷揚場南）に要求される機能の維持を確認するにあたっては、構造部材の健全性評価では、地震応答解析に基づく施設・地盤の健全性評価を行う。基礎地盤の支持性能評価では、地震応答解析により基礎地盤に発生した接地圧を確認する。

## 2. 基本方針

### 2.1 位置

防波扉（荷揚場南）の位置図を図 2.1-1 に示す。

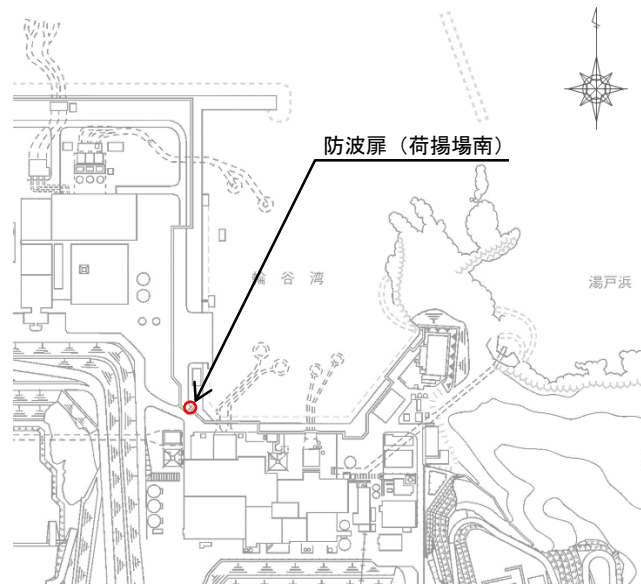


図 2.1-1 防波扉（荷揚場南）の位置図

## 2.2 構造概要

防波扉（荷揚場南）の構造概要図を図 2.2-1 に示す。

防波扉（荷揚場南）は、入力津波高さ（EL 11.9m）に対して、余裕を考慮した天端高さ（EL 15.0m）とする。

防波扉（荷揚場南）は、防波扉及び漂流物対策工から構成される。

防波扉は、岩盤に支持される鋼管（以下「防波扉（鋼管杭）」という。）による杭基礎構造と、防波扉（鋼製扉体）、防波扉戸当り（RC支柱）及び防波扉基礎スラブによる上部構造から構成される。防波扉（鋼製扉体）、防波扉戸当り（RC支柱）及び防波扉基礎スラブの境界部には水密ゴムを設置し、止水性を確保する。

防波扉の構造図を図 2.2-2 に、防波扉戸当り（RC支柱）の概略配筋図を図 2.2-3 に、防波扉基礎スラブの概略配筋図を図 2.2-4 に、水密ゴムの概念図を図 2.2-5 に示す。

漂流物対策工は、漂流物対策工（鋼製扉体）、漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び漂流物対策工基礎スラブから構成され、マンメイドロック（以下「MMR」という。）及び改良地盤を介して岩盤に支持される。

漂流物対策工の構造図を図 2.2-6 に、漂流物対策工戸当り（RC支柱）の概略配筋図を図 2.2-7 に、漂流物対策工基礎スラブの概略配筋図を図 2.2-8 に、漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの接続部における概略配筋図を図 2.2-9 に、漂流物対策工戸当り（RC支柱）のアンカー部付近における概略配筋図を図 2.2-10 に示す。

また、漂流物対策工の支承部の構造及び荷重の伝達経路については「（参考資料4）漂流物対策工の支承部の構造について」に、漂流物対策工設置による隣接構造物への影響については「（参考資料6）漂流物対策工設置による隣接構造物への影響について」に示す。

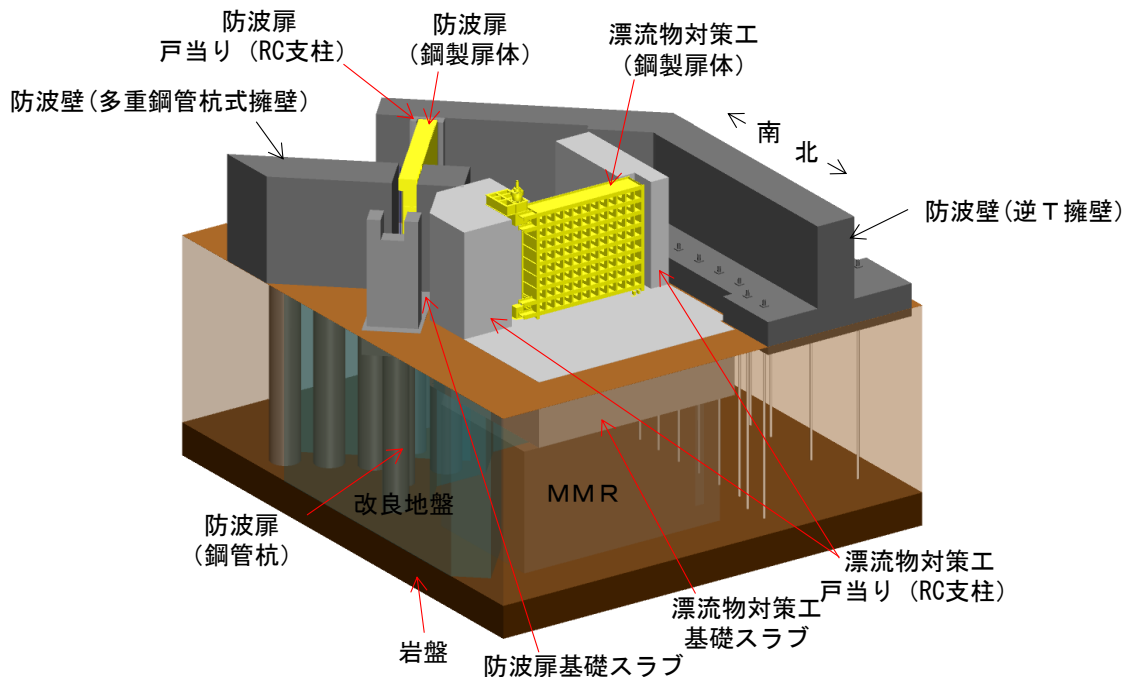


図 2.2-1(1) 防波扉（荷揚場南）の構造概要図（鳥瞰図）

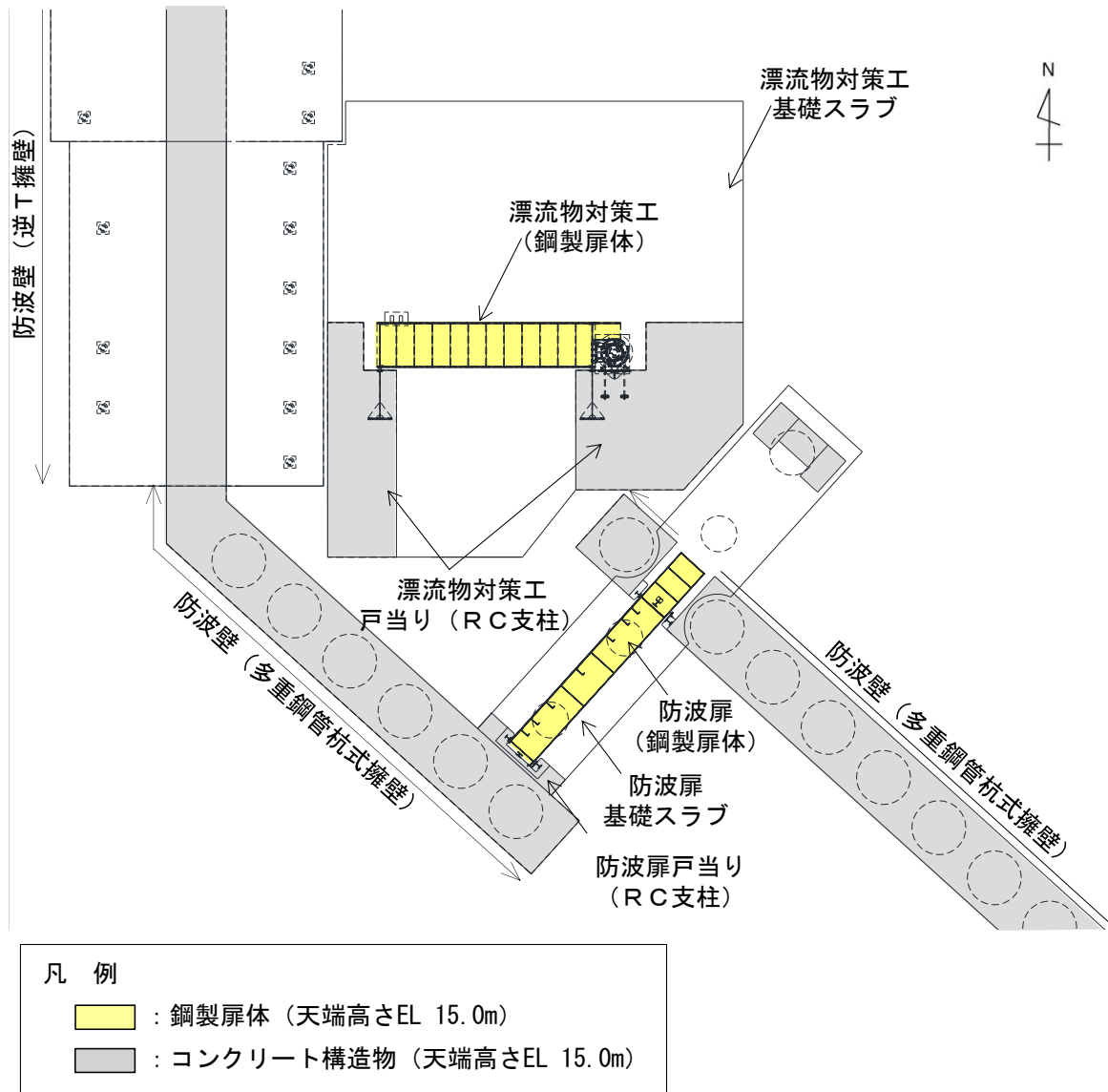


図 2.2-1(2) 防波扉 (荷揚場南) の構造概要図 (平面図)

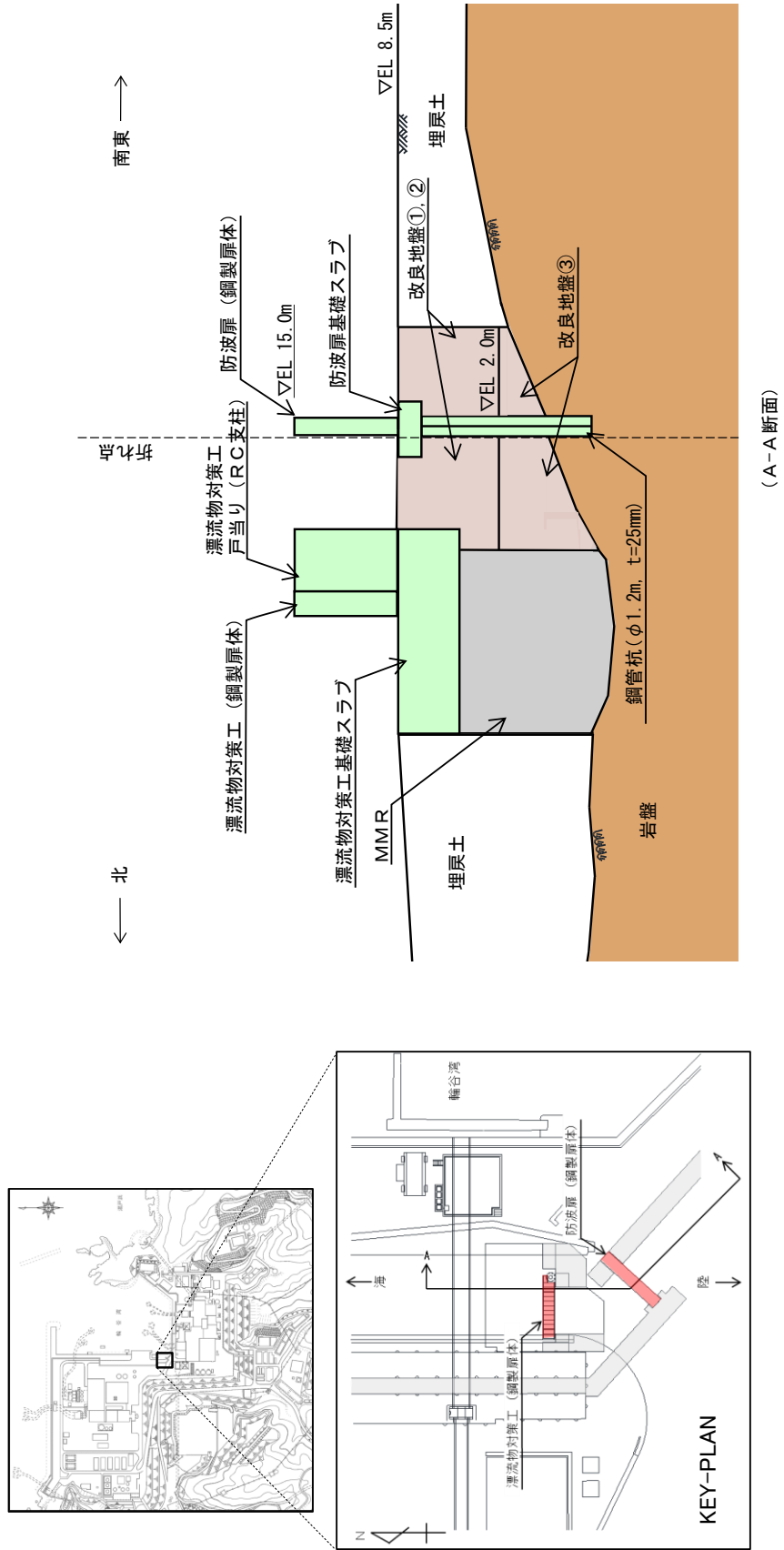
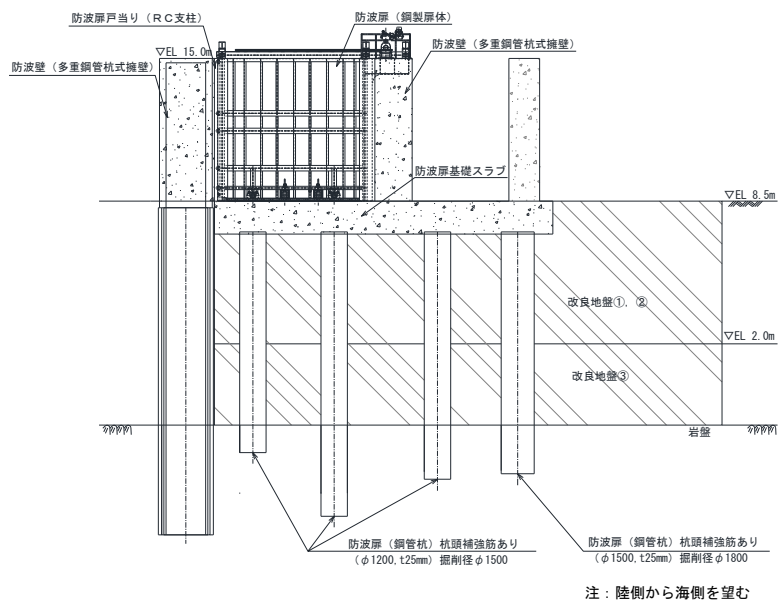
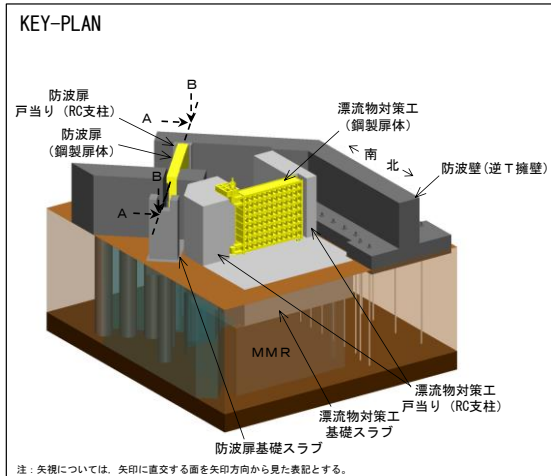
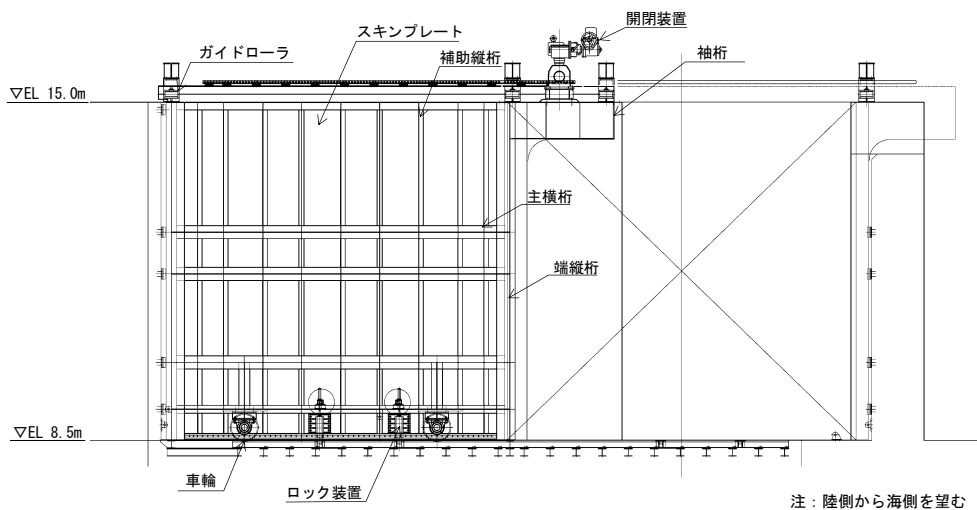


図 2.2-1-1 (3) 防波扉 (荷揚場南) の構造概要図 (断面図)



(全体図)



(防波扉 (鋼製扉体) 拡大図)

図 2.2-2(1) 防波扉の構造図 (A-A断面)



(単位：mm)

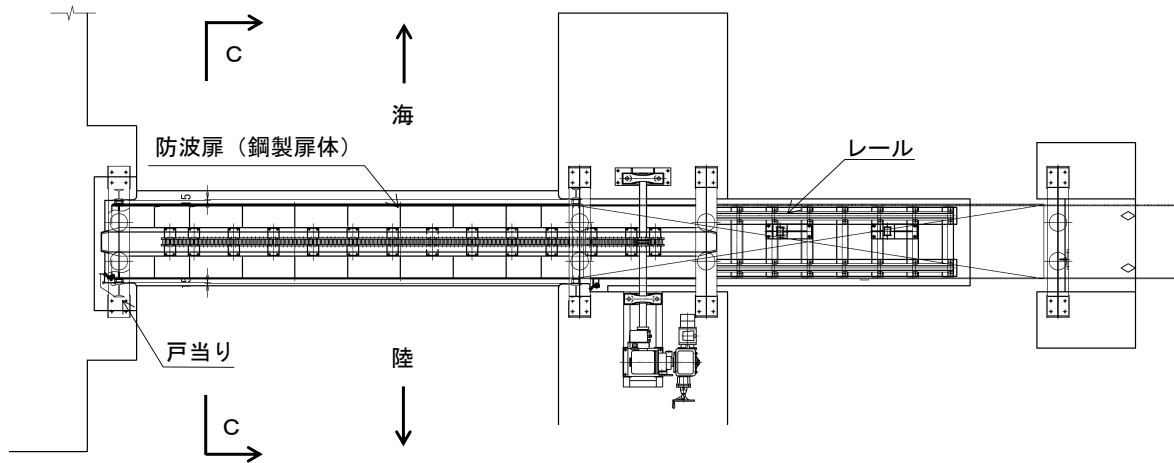


図 2.2-2(2) 防波扉の構造図 (B-B断面)

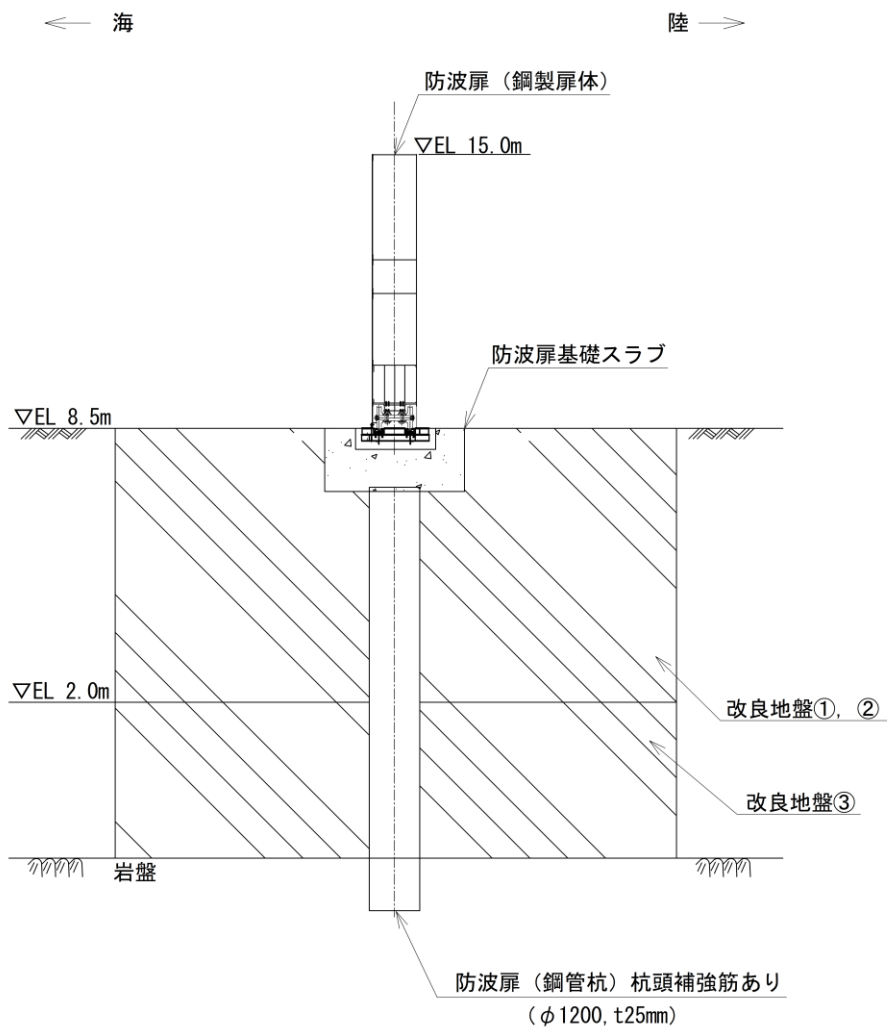


図 2.2-2(3) 防波扉の構造図 (C-C断面)

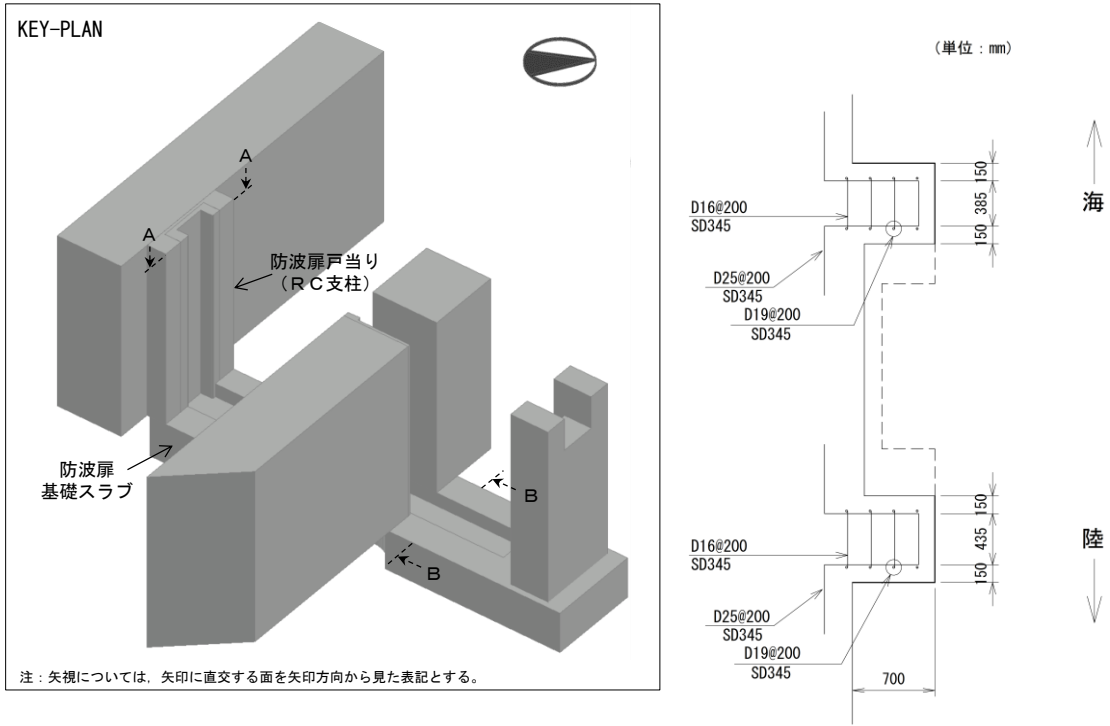


図 2.2-3 防波扉戸当り (RC支柱) の概略配筋図 (A-A断面)

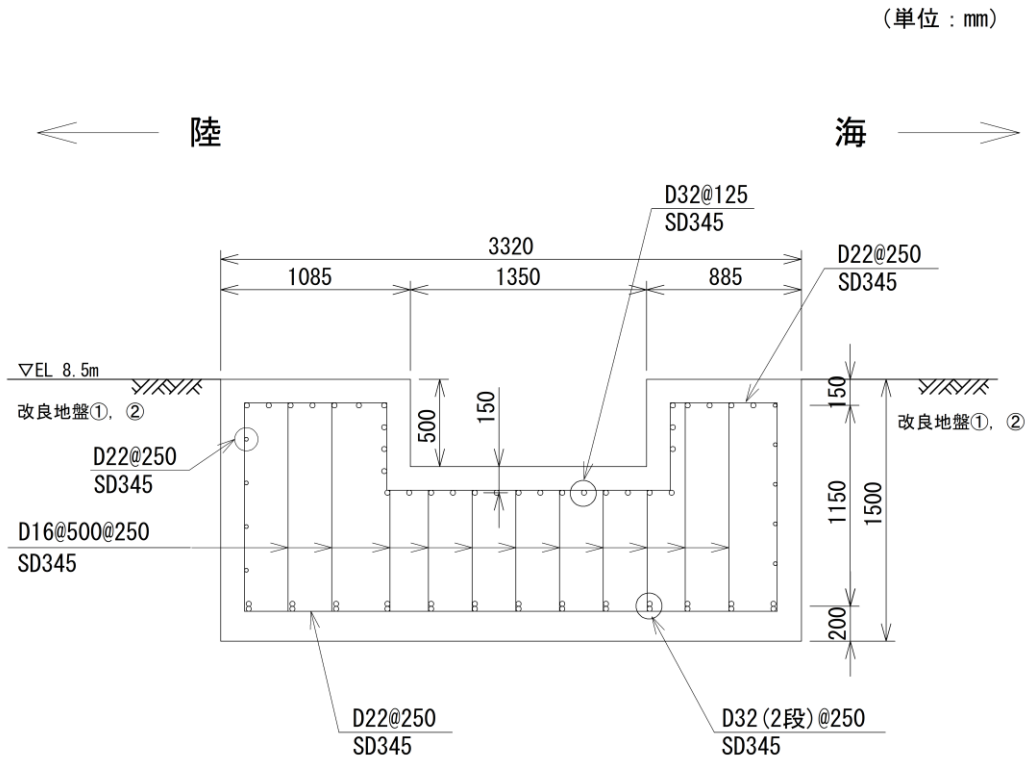
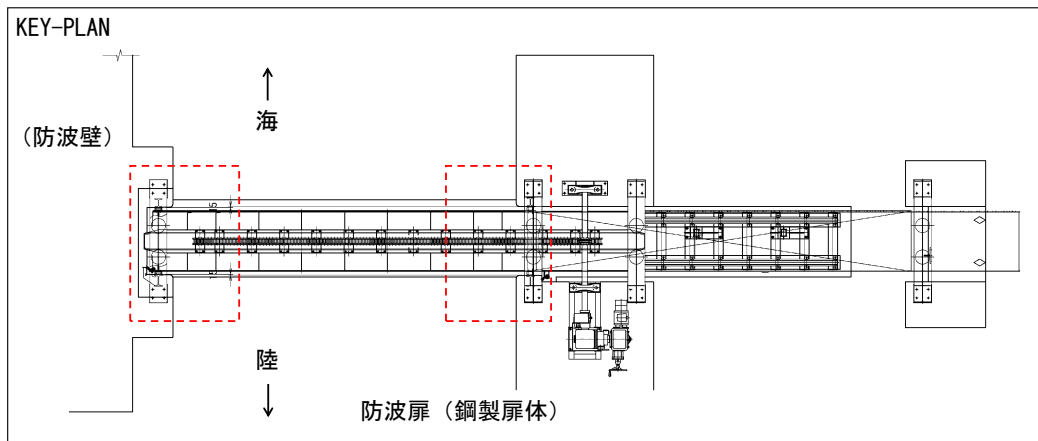
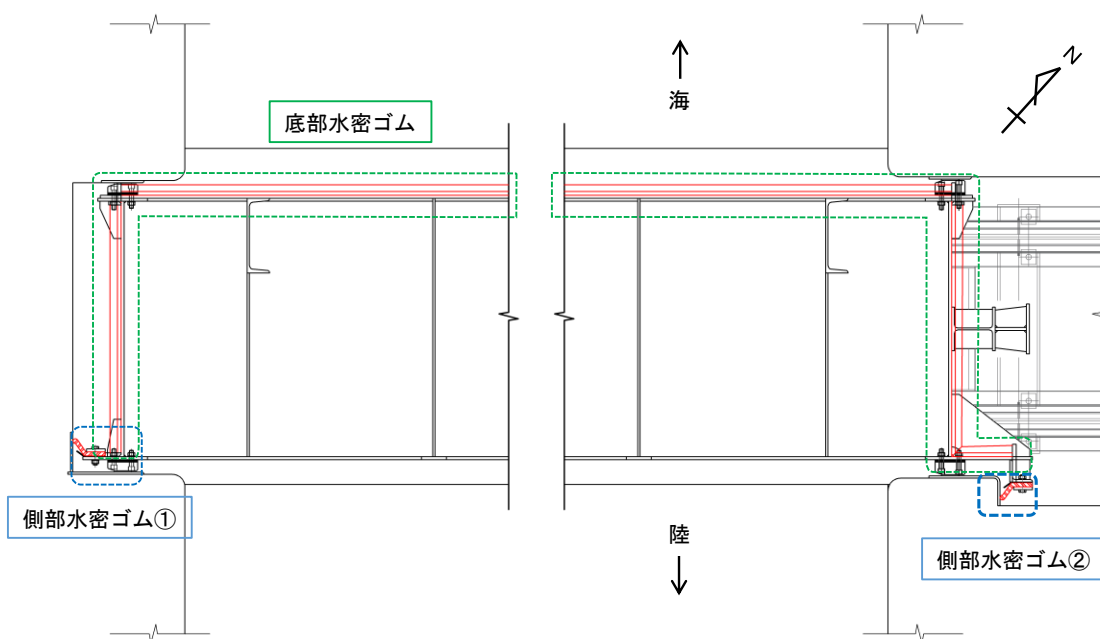


図 2.2-4 防波扉基礎スラブの概略配筋図 (B-B断面)



平面図



防波扉 (鋼製扉体) 平面図

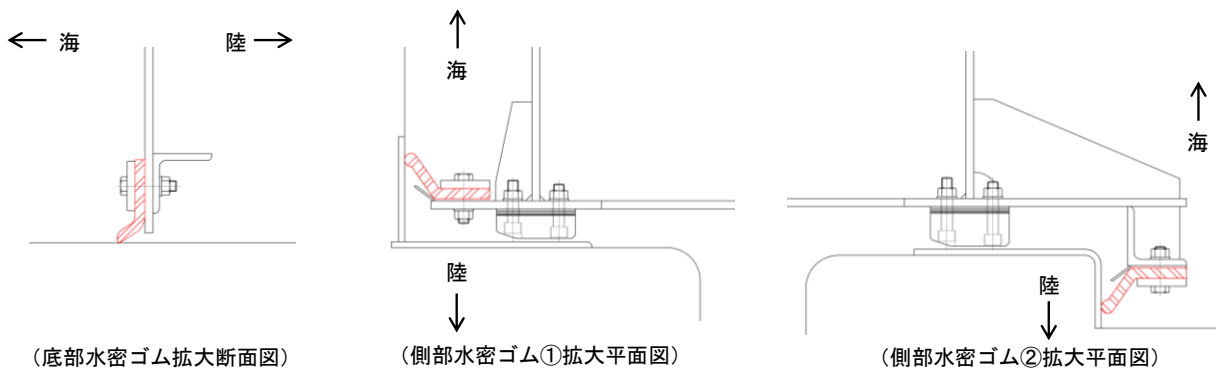


図 2.2-5 水密ゴムの概念図



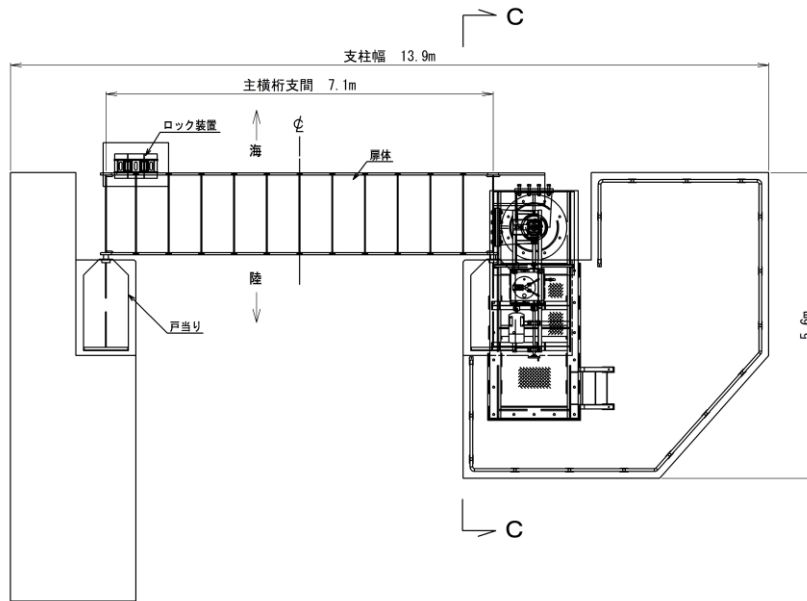


図 2.2-6(2) 漂流物対策工の構造図 (B-B 断面)

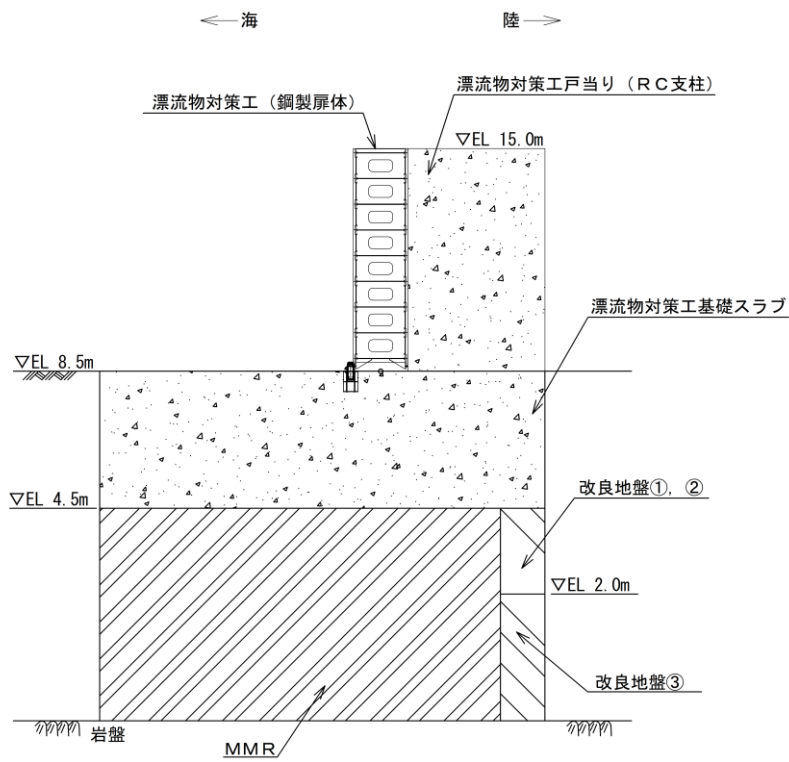


図 2.2-6(3) 漂流物対策工の構造図 (C-C 断面)

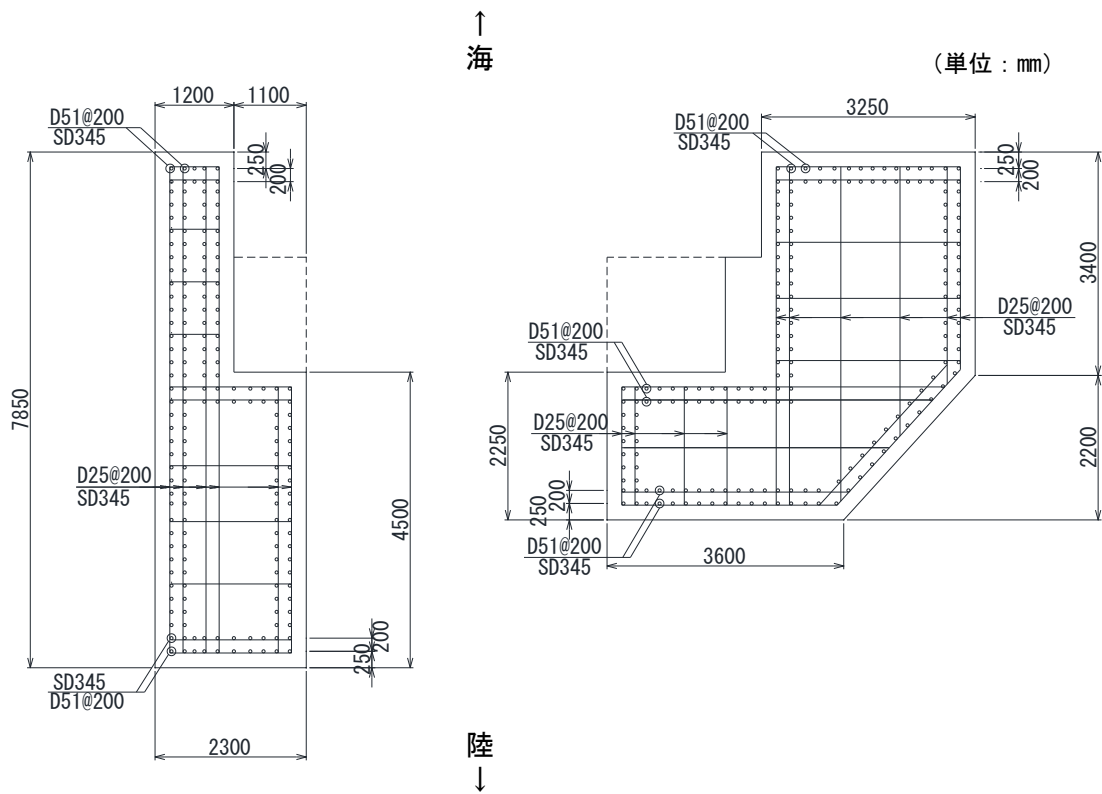
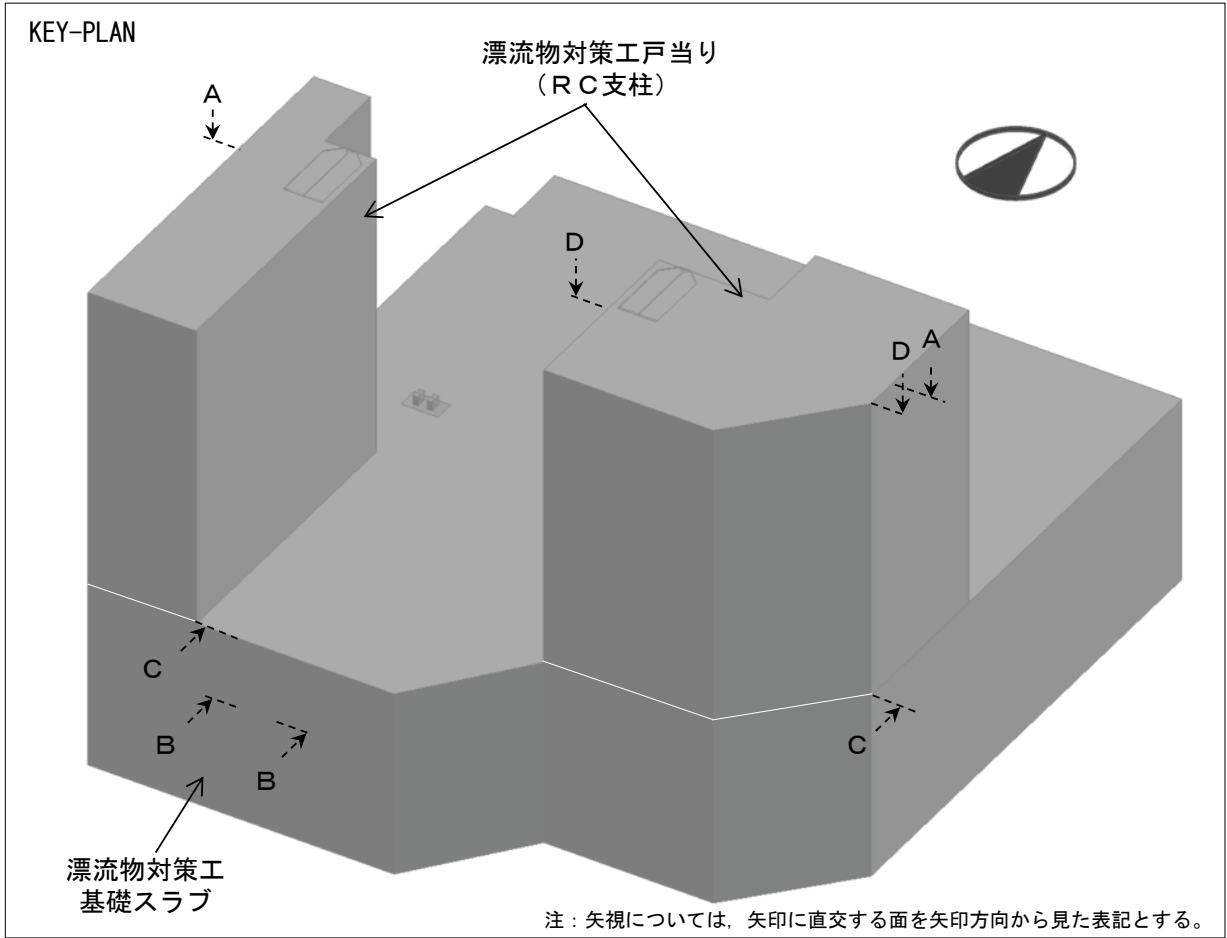


図 2.2-7 漂流物対策工戸当り (RC支柱) の概略配筋図 (A-A断面)

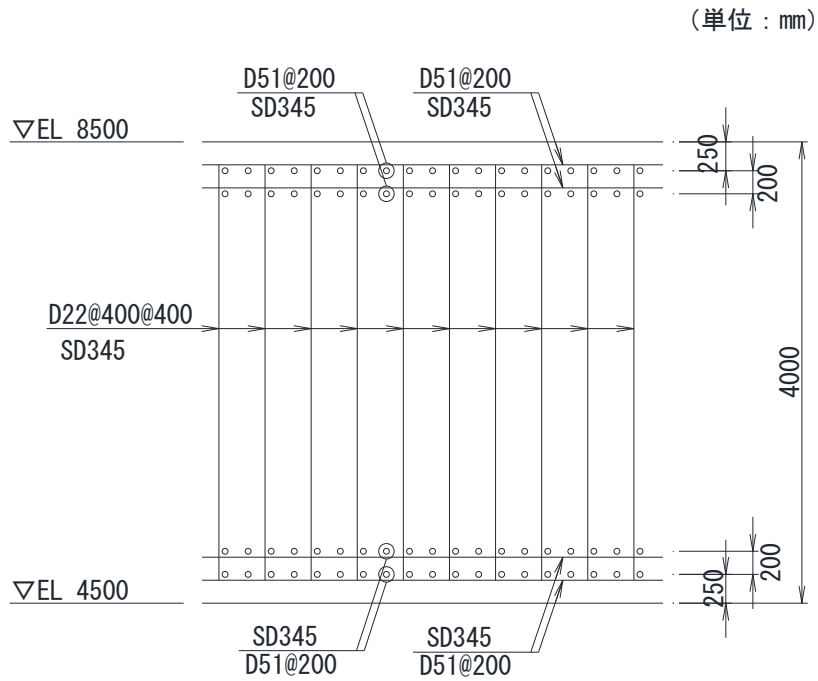


図 2.2-8 漂流物対策工基礎スラブの概略配筋図 (B-B断面)

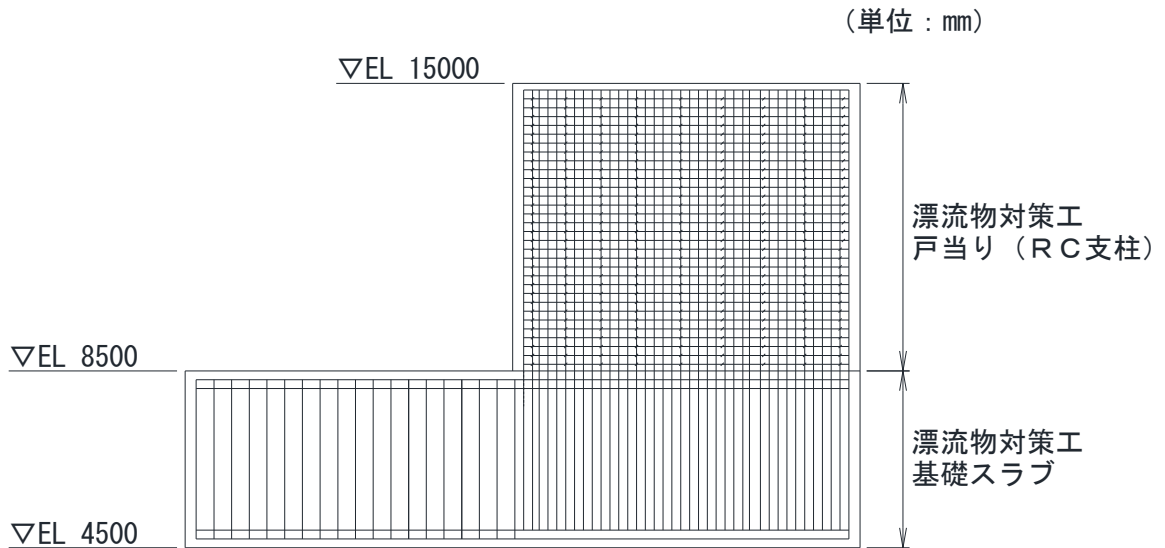


図 2.2-9 漂流物対策工戸当り (RC支柱) 及び基礎スラブの  
接続部における概略配筋図 (C-C断面)

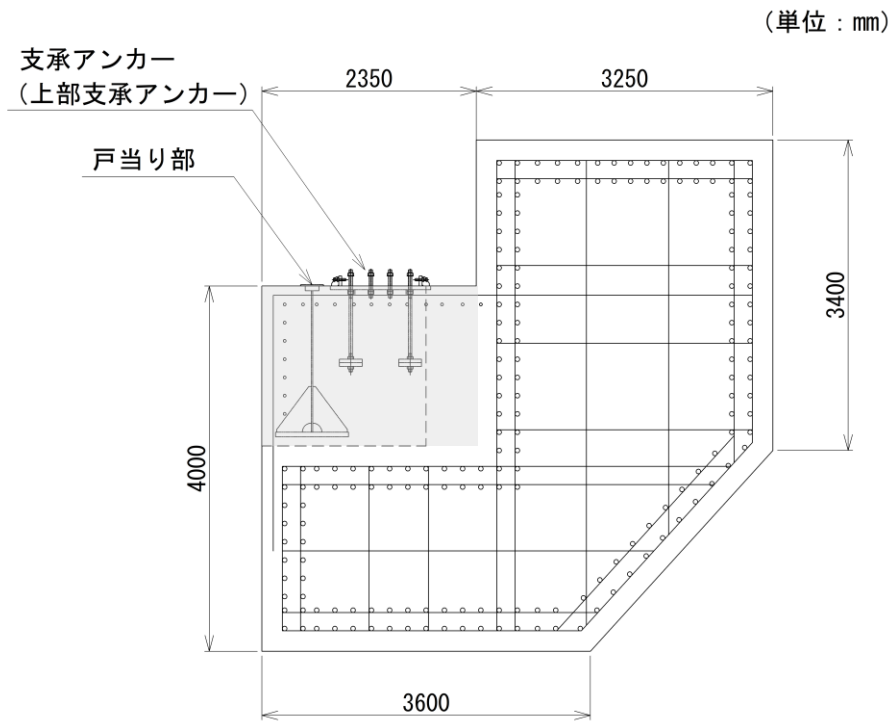


図 2.2-10 漂流物対策工戸当り (RC支柱) のアンカー部付近における概略配筋図 (D-D断面)



## 2.3 評価方針

防波扉（荷揚場南）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。また、漂流物対策工により、津波による漂流物が防波扉に直接衝突しない構造とする。

防波扉（荷揚場南）の各部位の役割及び性能目標を表 2.3-1 及び表 2.3-2 に示す。

防波扉（荷揚場南）の耐震評価は、地震応答解析の結果に基づき、設計基準対象施設として、表 2.3-3 に示すとおり、施設・地盤の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。なお、防波扉及び漂流物対策工は、閉状態を対象に耐震評価を行う。また、防波扉及び漂流物対策工は、手動による開閉操作により、津波が到達するまでに荷揚場作業に係る車両・資機材の退避が可能であることを確認していることから（「補足-018-02 津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料 4.6 荷揚場作業に係る車両・資機材の漂流物評価」参照）、開閉装置の動的機能維持評価は実施しない。防波扉及び漂流物対策工の開時の評価については、「（参考資料7）防波壁通路防波扉（荷揚場南）の開時の耐震性について」に示す。

施設・地盤の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することで、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

施設・地盤の健全性評価については、施設・地盤ごとに定める照査項目（発生応力度、すべり安全率）が許容限界以下であることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価においては、基礎地盤の接地圧が許容限界以下であることを確認する。

防波扉（荷揚場南）の耐震評価フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 防波扉（荷揚場南）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	防波扉 (鋼製扉体)	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>・遮水性を保持する。</li> <li>・津波荷重を基礎に伝達する。</li> </ul>
	防波扉戸当り (RC支柱)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・防波扉（鋼製扉体）を支持する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・防波扉（鋼製扉体）を支持する。</li> <li>・津波荷重を基礎に伝達する。</li> </ul>
	防波扉基礎 スラブ	<ul style="list-style-type: none"> <li>・防波扉（鋼製扉体）及び防波扉戸当り（RC支柱）を支持する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・防波扉（鋼製扉体）及び防波扉戸当り（RC支柱）を支持する。</li> </ul>
	防波扉 (鋼管杭)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・防波扉基礎スラブを支持する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・防波扉基礎スラブを支持する。</li> </ul>
	漂流物対策工 (鋼製扉体)	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>・漁船等の漂流物を防波扉に直接衝突させない。</li> <li>・漂流物の衝突荷重及び津波荷重を基礎に伝達する。</li> </ul>
	漂流物対策工 戸当り (RC支柱)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・漂流物対策工（鋼製扉体）を支持する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・防波扉に漁船等の漂流物を衝突させない。</li> <li>・漂流物対策工（鋼製扉体）を支持する。</li> <li>・漂流物の衝突荷重及び津波荷重を基礎に伝達する。</li> </ul>
	漂流物対策工 基礎スラブ	<ul style="list-style-type: none"> <li>・漂流物対策工（鋼製扉体）及び漂流物対策工戸当り（RC支柱）を支持する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・漂流物対策工（鋼製扉体）及び漂流物対策工戸当り（RC支柱）を支持する。</li> </ul>
地盤	改良地盤 ①～③	<ul style="list-style-type: none"> <li>・鋼管杭の変形を抑制する。</li> <li>・漂流物対策工基礎スラブを鉛直支持する。</li> <li>・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・鋼管杭の変形を抑制する。</li> <li>・漂流物衝突荷重及び津波荷重を岩盤に伝達する。</li> <li>・地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。</li> </ul>
	MMR	<ul style="list-style-type: none"> <li>・漂流物対策工基礎スラブを鉛直支持する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・漂流物の衝突荷重及び津波荷重を岩盤に伝達する。</li> </ul>
	岩盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>・鋼管杭、漂流物対策工基礎スラブ、改良地盤及びMMRを鉛直支持する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・鋼管杭、漂流物対策工基礎スラブ、改良地盤及びMMRを鉛直支持する。</li> </ul>
	埋戻土	<ul style="list-style-type: none"> <li>・役割に期待しない（解析モデルに反映し、防波扉及び漂流物対策工への相互作用を考慮する）。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・役割に期待しない（解析モデルに反映し、防波扉及び漂流物対策工への相互作用を考慮する）。</li> </ul>

表 2.3-2 防波扉（荷揚場南）の各部位の性能目標

性能目標		鉛直支持	すべり安定性	耐震性	耐津波性 (遮水性, 難透水性)		
施設	防波扉 (鋼製扉体)	-	-	構造物材の健全性を保持するために、各部位がおおむね弾性状態に留まること。	防波扉から有意な漏えいを生じさせないために、おおむね弾性状態に留まること。		
	防波扉戸当り (RC支柱)				防波扉の支持機能を喪失して防波扉との間から有意な漏えいを生じさせないために、おおむね弾性状態に留まること。		
	防波扉基礎 スラブ				構造部材の健全性を保持するために、おおむね弾性状態に留まること。		
	防波扉 (鋼管杭)			-	-	-	漁船等の漂流物を防波扉に衝突させないために、各部位がおおむね弾性状態に留まること。
	漂流物対策工 (鋼製扉体)						構造物材の健全性を保持するために、各部位がおおむね弾性状態に留まること。
	漂流物対策工 戸当り (RC支柱)					構造部材の健全性を保持するために、各部位がおおむね弾性状態に留まること。	
	漂流物対策工 基礎スラブ					構造部材の健全性を保持するために、各部位がおおむね弾性状態に留まること。	
地盤	改良地盤 ①～③	漂流物対策工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、十分なすべり安定性を保持すること。	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）。	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（難透水性を維持）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	鋼管杭及び漂流物対策工を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。			-	-	
	MMR	漂流物対策工を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。			-	-	-

表 2.3-3 防波扉（荷揚場南）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	施設・地盤の健全性	防波扉（鋼製扉体）	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防波扉戸当り（RC支柱）	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防波扉基礎スラブ	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防波扉（鋼管杭）	発生する断面力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	降伏モーメント（曲げ・軸力） 短期許容応力度
		漂流物対策工（鋼製扉体）	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		漂流物対策工戸当り（RC支柱）	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		漂流物対策工基礎スラブ	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	改良地盤①～③	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上	
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力度* 支圧強度
止水性を損なわないこと	施設・地盤の健全性	防波扉（鋼製扉体）	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防波扉戸当り（RC支柱）	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防波扉基礎スラブ	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防波扉（鋼管杭）	発生する断面力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	降伏モーメント（曲げ・軸力） 短期許容応力度
		改良地盤①～③	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
		基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認

注記\*：妥当な安全余裕を考慮する。

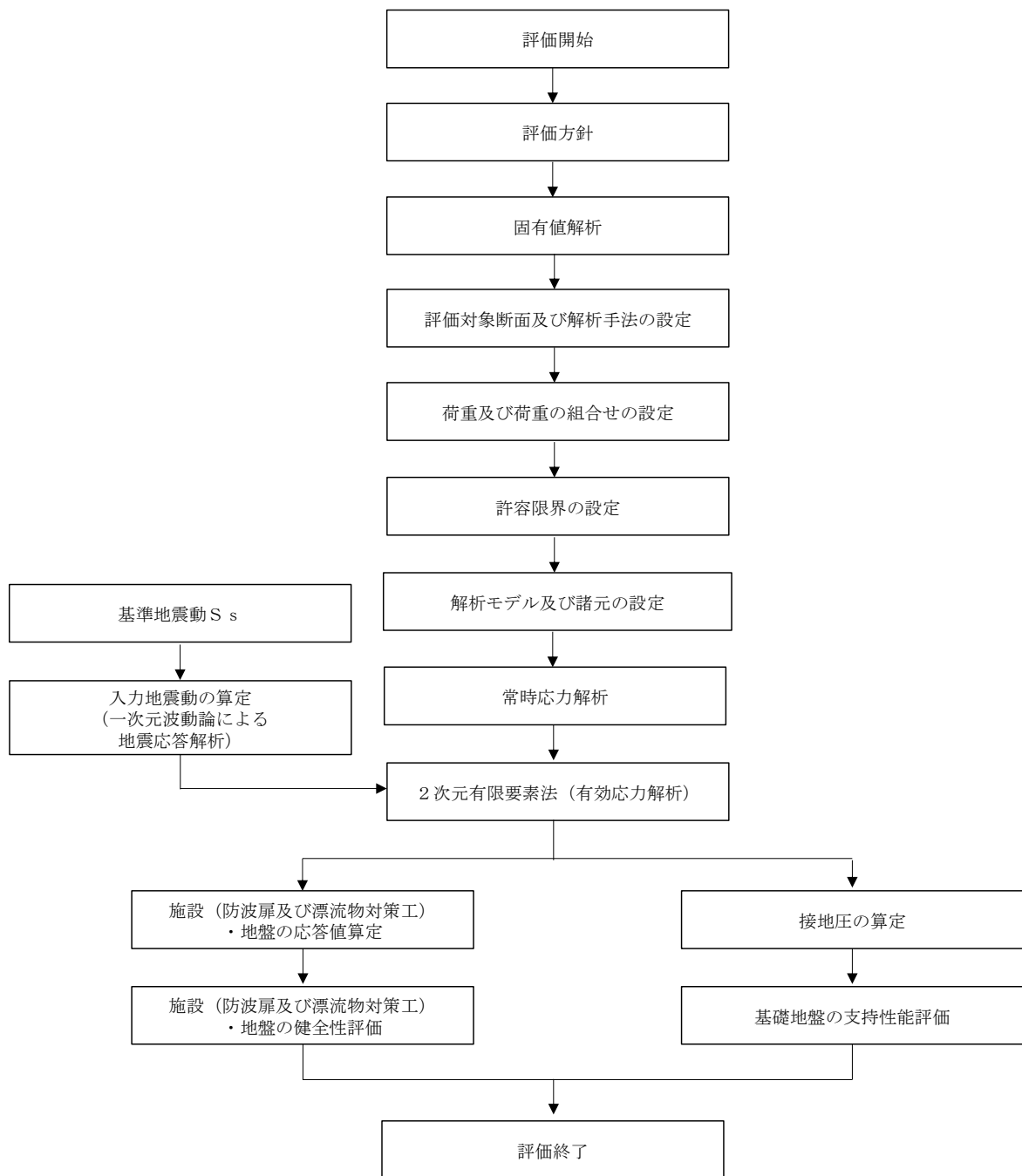


図 2.3-1 防波壁（荷揚場南）の耐震評価フロー

## 2.4 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・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)
- ・機械工学便覧 ( (社) 日本機械学会)
- ・ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) ( (社) ダム・堰施設技術協会, 平成 28 年 3 月)
- ・道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 ( (社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説 (国土交通省港湾局, 2007 年版)
- ・耐津波設計に係る工認審査ガイド (平成 25 年 6 月 19 日原管地発第 1306196 号)
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ( (社) 日本電気協会)
- ・港湾構造物設計事例集 (沿岸技術研究センター, 平成 19 年 3 月)
- ・建築基準法・同施行令

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考	
使用材料及び材料定数	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) 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 ( (社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)	—	
荷重及び荷重の組合せ	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) 建築基準法・同施行令	永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組合せを検討	
固有値解析	機械工学便覧 ( (社) 日本機械学会)	固有振動数の算定式	
許容限界	鋼製扉体	ダム・堰施設技術基準(案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) ( (社) ダム・堰施設技術協会, 平成 28 年 3 月)	曲げ照査及びせん断照査は, 発生応力度が短期許容応力度以下であることを確認
	戸当り (RC 支柱) 及び基礎スラブ	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)	曲げ照査及びせん断照査は, 発生応力度が短期許容応力度以下であることを確認
	鋼管杭	道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 ( (社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)	曲げ照査及びせん断照査は, 発生モーメント又は発生応力度が, 降伏モーメント又は許容せん断応力度以下であることを確認
	改良地盤 ①～③	耐津波設計に係る工認審査ガイド (平成 25 年 6 月 19 日原管地発第 1306196 号)	すべり安全率が 1.2 以上であることを確認
	基礎地盤	道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 ( (社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月) 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)	支持力照査は, 接地圧が極限支持力度又は支圧強度以下であることを確認
地震応答解析	原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987 ( (社) 日本電気協会)	有限要素法による二次元モデルを用いた時刻歴非線形解析	
	港湾の施設の技術上の基準・同解説 ( (社) 国土交通省港湾局, 2007 年版) 港湾構造物設計事例集 (沿岸技術研究センター, 平成 19 年 3 月)	ジョイント要素の物性値の設定	

### 3. 固有値解析

#### 3.1 解析モデルの設定

防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）は、両端のRC支柱により支持する構造であることから、両端ヒンジはりに単純化したモデルとする。固有値解析モデル図を図3.1-1に示す。

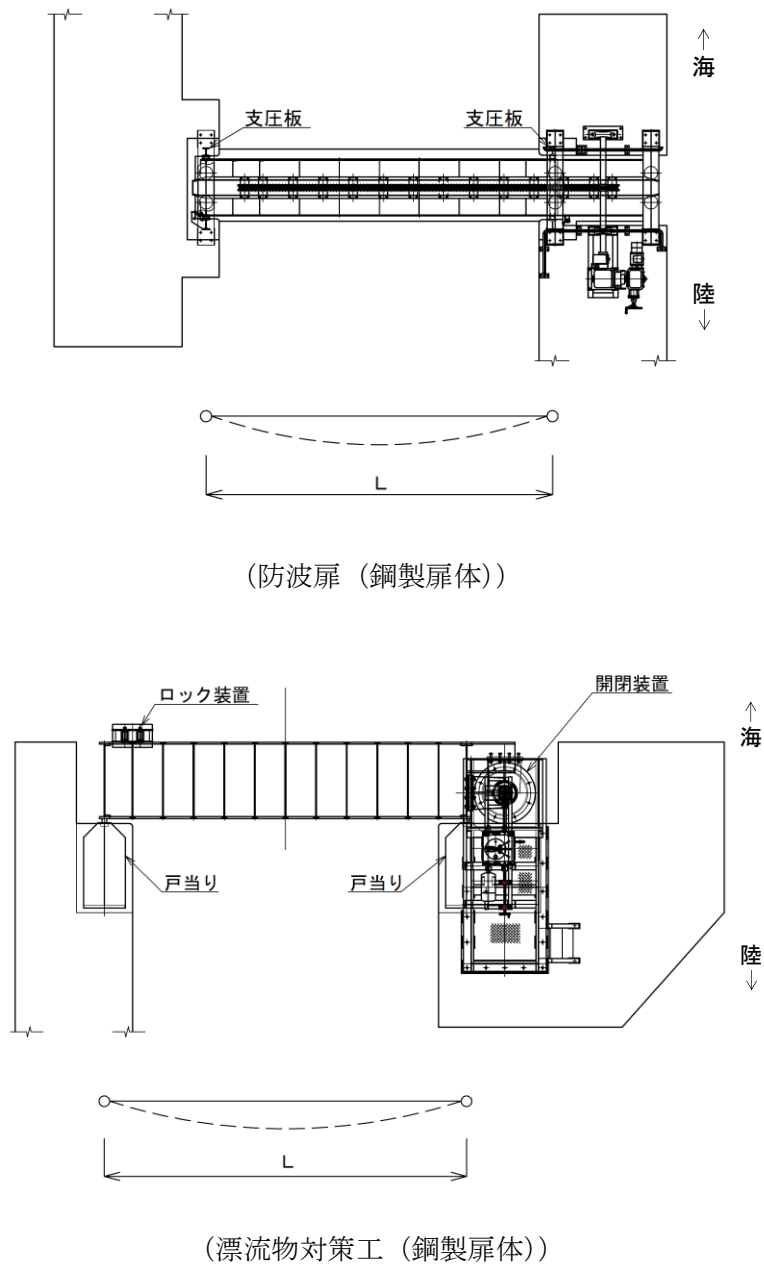


図 3.1-1 固有値解析モデル



### 3.2 記号の説明

防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）の固有振動数の計算に用いる記号を表 3.2-1 に示す。

表 3.2-1 固有振動数の計算に用いる記号

記号	単位	定義
f	Hz	固有振動数
L	m	スパン長
$\lambda$	—	支持条件によって定まる係数
$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	単位体積重量
A	m <sup>2</sup>	断面積
E	kN/m <sup>2</sup>	ヤング係数
I	m <sup>4</sup>	断面 2 次モーメント
g	m/s <sup>2</sup>	重力加速度

### 3.3 固有振動数の計算方法

固有振動数を「機械工学便覧（社）日本機械学会」に基づき以下の式より計算する。

$$f = \frac{\lambda^2}{2\pi L^2} \cdot \sqrt{\frac{EI g}{\gamma A}}$$

### 3.4 固有振動数の計算条件

防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）の固有振動数の計算条件を表 3.4-1 に示す。

表 3.4-1 固有振動数の計算条件

記号	定義	単位	防波扉 (鋼製扉体)	漂流物対策工 (鋼製扉体)
L	スパン長	m	6.7	7.3
$\lambda$	支持条件によって 定まる係数	—	3.14	3.14
$\gamma$	単位体積重量	kN/m <sup>3</sup>	77	77
A	断面積	m <sup>2</sup>	0.165	0.0418
E	ヤング係数	kN/m <sup>2</sup>	2.00×10 <sup>8</sup>	2.00×10 <sup>8</sup>
I	断面 2 次 モーメント	m <sup>4</sup>	0.0238	0.0140
g	重力加速度	m/s <sup>2</sup>	9.80665	9.80665

### 3.5 固有振動数の計算結果

防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）の固有振動数の計算結果を表 3.5-1 に示す。固有振動数は 20Hz 以上であり，防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）は剛構造であることを確認した。

表 3.5-1 固有振動数の計算結果

部位	固有振動数 (Hz)
防波扉（鋼製扉体）	67.2
漂流物対策工（鋼製扉体）	86.1

#### 4. 耐震評価

##### 4.1 記号の定義

耐震評価に用いる記号を表 4.1-1 及び表 4.1-2 に示す。

表 4.1-1(1) 防波扉の耐震評価に用いる記号

評価対象部位		記号	単位	定義
防波扉 (鋼製 扉体)	主横桁	M	kN・m	主横桁に生じる曲げモーメント
		S	kN	主横桁に生じるせん断力
		$\sigma$	N/mm <sup>2</sup>	主横桁に生じる曲げ応力度
		$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	主横桁に生じるせん断応力度
		W	kN/m	主横桁に作用する地震時慣性力
		W'	kN/m	主横桁に作用する風荷重
		L	m	主横桁の支間長
		a	m	主横桁の張出長さ
		L <sub>1</sub>	m	主横桁の水密幅
		Z	mm <sup>3</sup>	主横桁の断面係数
		A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	主横桁腹板の断面積
		$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	許容曲げ応力度
	$\tau_a$	N/mm <sup>2</sup>	許容せん断応力度	
	補助 縦桁	M	kN・m	補助縦桁に生じる曲げモーメント
		S	kN	補助縦桁に生じるせん断力
		$\sigma$	N/mm <sup>2</sup>	補助縦桁に生じる曲げ応力度
		$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	補助縦桁に生じるせん断応力度
		P	kN/m <sup>2</sup>	補助縦桁に作用する地震時荷重（地震時慣性力＋風荷重）
		l	m	主横桁間隔
		m	m	補助縦桁間隔
		Z	mm <sup>3</sup>	補助縦桁の断面係数
		A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	補助縦桁腹板の断面積
$\sigma_{ca}$		N/mm <sup>2</sup>	許容曲げ応力度	
$\tau_a$	N/mm <sup>2</sup>	許容せん断応力度		

表 4.1-1(2) 防波扉の耐震評価に用いる記号

評価対象部位	記号	単位	定義	
防波扉 (鋼製 扉体)	端縦桁	R	kN	端縦桁に生じる支点反力
		$A_q$	mm <sup>2</sup>	補剛材の有効断面積
		$A_w$	mm <sup>2</sup>	端縦桁腹板の有効断面積
		$A_s$	mm <sup>2</sup>	主横桁腹板の有効断面積
		$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	端縦桁に生じる圧縮応力度
		$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	許容圧縮応力度
		$t_w$	mm	端縦桁腹板の厚さ
		$t_s$	mm	主横桁腹板の厚さ
		$b_w$	mm	端縦桁腹板の長さ
		$b_s$	mm	主横桁腹板の長さ
	車輪	F	kN	防波扉（鋼製扉体）に作用する地震時荷重（扉体自重＋積雪荷重＋地震時慣性力）
		$R_1$	kN	海側車輪に作用する荷重
		$R_2$	kN	陸側車輪に作用する荷重
		L	m	車輪荷重の作用位置
		$L_1$	m	海側車輪荷重の作用位置
		$L_2$	m	陸側車輪荷重の作用位置
		P	N	車輪に作用する荷重
		$E_1$	N/mm <sup>2</sup>	車輪の弾性係数
		$E_2$	N/mm <sup>2</sup>	レールの弾性係数
		B	mm	車輪有効踏面幅
		R	mm	車輪半径
		C	mm	接触幅の 1/2
		p	N/mm <sup>2</sup>	接触面圧応力度
		$p_a$	N/mm <sup>2</sup>	許容接触応力度
		M	kN・m	車輪軸に生じる曲げモーメント
		$L_3$	m	張出長さ
		Z	mm <sup>3</sup>	車輪軸の断面係数
		S	kN	車輪軸に生じるせん断力
		A	mm <sup>2</sup>	車輪軸の断面積
		$\sigma$	N/mm <sup>2</sup>	車輪軸に生じる曲げ応力度
		$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	車輪軸に生じるせん断応力度
		$\sigma_a$	N/mm <sup>2</sup>	許容曲げ応力度
		$\tau_a$	N/mm <sup>2</sup>	許容せん断応力度
$R_a$	kN	車輪軸受に作用する荷重		
$C_{cr}$	kN	許容荷重		

表 4.1-1(3) 防波扉の耐震評価に用いる記号

評価対象部位	記号	単位	定義	
防波扉 (鋼製 扉体)	レール	M	kN・m	レールに生じる曲げモーメント
		R <sub>1</sub>	kN	海側車輪に作用する荷重
		L <sub>M</sub>	m	レール基礎材間隔
		S	kN	レールに生じるせん断力
		Z <sub>1</sub>	mm <sup>3</sup>	レールの引張側断面係数
		Z <sub>2</sub>	mm <sup>3</sup>	レールの圧縮側断面係数
		A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	レール(腹板)の断面積
		b <sub>p</sub>	mm	レール(腹板)の受圧幅
		C	mm	接触幅の1/2
		t <sub>w</sub>	mm	レール(腹板)の厚さ
		t <sub>f</sub>	mm	レール踏面板の厚さ
		σ <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	レールに生じる曲げ圧縮応力度
		σ <sub>t</sub>	N/mm <sup>2</sup>	レールに生じる曲げ引張応力度
		τ	N/mm <sup>2</sup>	レールに生じるせん断応力度
		σ <sub>b</sub>	N/mm <sup>2</sup>	レール(腹板)に生じる支圧応力度
		σ <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容曲げ圧縮応力度
		σ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容曲げ引張応力度
		τ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容せん断応力度
		σ <sub>ba</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容支圧応力度
		ロック 装置	P	kN
	F <sub>h</sub>		kN	ロックピンに作用する地震時慣性力
	n		本	ロックピン数
	L		m	ロックピンの突出長さ
	M		kN・m	ロックピンに生じる曲げモーメント
	Z		mm <sup>3</sup>	ロックピンの断面係数
	S		kN	ロックピンに生じるせん断力
	A		mm <sup>2</sup>	ロックピンのせん断面積
	b		mm	ロックピン受圧幅
	h		mm	ロックピン受圧長さ
	σ	N/mm <sup>2</sup>	ロックピンに生じる曲げ応力度	
τ	N/mm <sup>2</sup>	ロックピンに生じるせん断応力度		
σ <sub>b</sub>	N/mm <sup>2</sup>	ロックピンに生じる支圧応力度		
σ <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容曲げ応力度		
τ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容せん断応力度		
σ <sub>ba</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容支圧応力度		

表 4.1-1(4) 防波扉の耐震評価に用いる記号

評価対象部位		記号	単位	定義
防波扉 (鋼製扉体)	支圧板	P	kN	支圧板に作用する地震時荷重 (地震時慣性力+風荷重)
		C	mm	支圧板の有効幅
		L	mm	防波扉 (鋼製扉体) 高さ
		$\sigma_p$	N/mm <sup>2</sup>	支圧板に生じる支圧応力度
		$\sigma_{pa}$	N/mm <sup>2</sup>	許容支圧応力度
	戸当り	P	kN	戸当りに作用する地震時荷重 (地震時慣性力+風荷重)
		L	mm	防波扉 (鋼製扉体) の高さ
		$b_f$	mm	戸当り (底面フランジ) の幅
		$t_f$	mm	戸当り (底面フランジ) の厚さ
		$l_1$	mm	戸当りの埋込深さ
		$l_2$	mm	戸当りのコンクリート側面からの埋込み深さ
		$M_f$	N・mm/mm	戸当り (底面フランジ) に生じる曲げモーメント
		$\Sigma l$	mm	せん断抵抗長さ (= $l_1 + 2l_2$ )
		$\sigma_f$	N/mm <sup>2</sup>	戸当り (底面フランジ) に生じる曲げ応力度
		$\sigma_{cb}$	N/mm <sup>2</sup>	戸当り (コンクリート) に生じる支圧応力度
		$\tau_c$	N/mm <sup>2</sup>	戸当り (コンクリート) に生じるせん断応力度
		$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	許容曲げ応力度
		$\sigma_{cba}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの許容支圧応力度
		$\tau_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの許容せん断応力度
		$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの曲げ圧縮応力度
$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	鉄筋の曲げ引張応力度		
$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	鉄筋の許容曲げ引張応力度		
防波扉戸当り (RC支柱)	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度	
	$\tau_{a1}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの短期許容せん断応力度	
	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	鉄筋の短期許容曲げ引張応力度	

表 4.1-1(5) 防波扉の耐震評価に用いる記号

評価対象部位	記号	単位	定義
防波扉基礎 スラブ	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度
	$\tau_{a1}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの短期許容せん断応力度
	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	鉄筋の短期許容曲げ引張応力度
	M	kN・m	防波扉基礎スラブに生じる曲げモーメント
	N	kN	防波扉基礎スラブに生じる軸力
	Q	kN	防波扉基礎スラブに生じるせん断力
防波扉 (鋼管杭)	$M_y$	kN・m	降伏モーメント
	$f_y$	N/mm <sup>2</sup>	鋼管杭の降伏基準点
	$Z_e$	mm <sup>3</sup>	鋼管杭の断面係数
	N	kN	鋼管杭に生じる軸力
	A	mm <sup>2</sup>	鋼管杭の断面積
	$\tau_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	鋼管杭の短期許容せん断応力度
	M	kN・m	防波扉（鋼管杭）に生じる曲げモーメント
	N	kN	防波扉（鋼管杭）に生じる軸力
	Q	kN	鋼管杭に生じるせん断力
$\tau_s$	N/mm <sup>2</sup>	鋼管杭のせん断応力度	
改良地盤	$F_s$	-	局所安全係数
基礎地盤	$R_u$	N/mm <sup>2</sup>	極限支持力度
	$R_d$	N/mm <sup>2</sup>	鋼管杭下端の軸力により算出される軸応力度
	N	kN	鋼管杭下端に発生する軸力
	A'	mm <sup>2</sup>	鋼管杭下端の断面積

表 4.1-2(1) 漂流物対策工の耐震評価に用いる記号

評価対象部位		記号	単位	定義
漂流物対策工（鋼製扉体）	主横桁	M	kN・m	主横桁（最下段）に生じる曲げモーメント
		S	kN	主横桁（最下段）に生じるせん断力
		W	kN/m	主横桁に作用する地震時慣性力
		W'	kN/m	主横桁に作用する風荷重
		L	m	主横桁の支間長
		a	m	主横桁の張出長さ
		L <sub>1</sub>	m	主横桁の水密幅
		M'	kN・m	主横桁（最上段）に生じる曲げモーメント
		S'	kN	主横桁（最上段）に生じるせん断力
		L'	m	主横桁の突出長さ
		Z	mm <sup>3</sup>	主横桁の断面係数
		A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	主横桁腹板の断面積
		σ	N/mm <sup>2</sup>	主横桁（最下段）に生じる曲げ応力度
		τ	N/mm <sup>2</sup>	主横桁（最下段）に生じるせん断応力度
		σ'	N/mm <sup>2</sup>	主横桁（最上段）に生じる曲げ応力度
		τ'	N/mm <sup>2</sup>	主横桁（最上段）に生じるせん断応力度
	σ <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容曲げ応力度	
	τ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容せん断応力度	
	張出桁	M	kN・m	張出桁に生じる曲げモーメント
		S	kN	張出桁に生じるせん断力
		W	kN/m	張出桁に作用する地震時慣性力
		W'	kN/m	張出桁に作用する風荷重
		L	m	張出長さ
		Z	mm <sup>3</sup>	張出桁の断面係数
		A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	張出桁腹板の断面積
		σ	N/mm <sup>2</sup>	張出桁に生じる曲げ応力度
		τ	N/mm <sup>2</sup>	張出桁に生じるせん断応力度
		σ <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容曲げ応力度
		τ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容せん断応力度
	補助縦桁	M	kN・m	補助縦桁に生じる曲げモーメント
		S	kN	補助縦桁に生じるせん断力
		W	kN/m	補助縦桁に作用する地震時慣性力
		W'	kN/m	補助縦桁に作用する風荷重
		l	m	主横桁の間隔
		Z	mm <sup>3</sup>	補助縦桁の断面係数
		A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	補助縦桁腹板の断面積
σ		N/mm <sup>2</sup>	補助縦桁に生じる曲げ応力度	
τ		N/mm <sup>2</sup>	補助縦桁に生じるせん断応力度	
σ <sub>ca</sub>		N/mm <sup>2</sup>	許容曲げ応力度	
τ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容せん断応力度		



表 4.1-2(2) 漂流物対策工の耐震評価に用いる記号

評価対象部位		記号	単位	定義
漂流物対策工（鋼製扉体）	端縦桁	R	kN	主横桁に生じる支点反力
		$A_q$	mm <sup>2</sup>	補剛材の有効総断面積
		$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	端縦桁に生じる圧縮応力度
		$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	許容圧縮応力度
		$t_w$	mm	端縦桁腹板の厚さ
		$t_{s1}$	mm	主横桁腹板の厚さ
		$t_{s2}$	mm	スチフナの厚さ
		$b_w$	mm	端縦桁腹板の長さ
		$b_{s1}$	mm	主横桁腹板の長さ
		$b_{s2}$	mm	スチフナの長さ
		$A_w$	mm <sup>2</sup>	端縦桁腹板の有効断面積
		$A_{s1}$	mm <sup>2</sup>	主横桁腹板の有効断面積
	$A_{s2}$	mm <sup>2</sup>	スチフナの有効断面積	
	支承部（上部支承軸）	M	kN・m	支承軸（上部支承軸）に生じる曲げモーメント
		$R_H$	kN	支承部（上部支承軸）に作用する水平荷重
		L	m	支承軸支持間隔
		S	kN	支承部（上部支承軸）に生じるせん断力
		Z	mm <sup>3</sup>	支承部（上部支承軸）の断面係数
		A	mm <sup>2</sup>	支承部（上部支承軸）の断面積
		$\sigma$	N/mm <sup>2</sup>	支承部（上部支承軸）に生じる曲げ応力度
		$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	支承部（上部支承軸）に生じるせん断応力度
		$\sigma_a$	N/mm <sup>2</sup>	許容曲げ応力度
	$\tau_a$	N/mm <sup>2</sup>	許容せん断応力度	
	支承部（下部支承軸）	M	kN・m	支承部（下部支承軸）に生じる曲げモーメント
		$R_H$	kN	支承部（下部支承軸）に作用する水平荷重
		L	m	支承部（下部支承軸）の長さ
		S	kN	支承部（下部支承軸）に生じるせん断力
		Z	mm <sup>3</sup>	支承部（下部支承軸）の断面係数
		A	mm <sup>2</sup>	支承部（下部支承軸）の断面積
		$\sigma$	N/mm <sup>2</sup>	支承部（下部支承軸）に生じる曲げ応力度
		$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	支承部（下部支承軸）に生じるせん断応力度
		$\sigma_a$	N/mm <sup>2</sup>	許容曲げ応力度
	$\tau_a$	N/mm <sup>2</sup>	許容せん断応力度	

表 4.1-2(3) 漂流物対策工の耐震評価に用いる記号

評価対象部位	記号	単位	定義
支承部 (下部支承軸受)	$R_v$	kN	支承部（下部支承軸）に作用する鉛直荷重
	$r$	mm	軸受（壺金）の球面の半径
	$E$	N/mm <sup>2</sup>	軸受（壺金）の弾性係数
	$p$	N/mm <sup>2</sup>	軸受（壺金）に生じる支圧応力度
	$p_a$	N/mm <sup>2</sup>	許容接触応力度
支承部 (支承軸受)	$R$	kN	支承部（支承軸受）に作用する荷重
	$R_H$	kN	支承部（上部支承軸）に作用する水平荷重
	$C_{cr}$	kN	許容荷重

表 4.1-2 (4) 漂流物対策工の耐震評価に用いる記号

評価対象部位	記号	単位	定義	
漂流物 対策工 (鋼製 扉体)	支承部 (浮上防 止金物)	M	kN・m	支承部（浮上防止金物）に生じる曲げモーメント
		R <sub>v</sub>	kN	支承部（浮上防止金物）に作用する鉛直上向き荷重
		L	m	支承部（浮上防止金物）の突出長さ
		S	kN	支承部（浮上防止金物）に生じるせん断力
		Z	mm <sup>3</sup>	支承部（浮上防止金物）の断面係数
		A <sub>1</sub>	mm <sup>2</sup>	支承部（浮上防止金物）の断面積
		σ <sub>b</sub>	N/mm <sup>2</sup>	支承部（浮上防止金物）に生じる曲げ応力度
		τ	N/mm <sup>2</sup>	支承部（浮上防止金物）に生じるせん断応力度
		σ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容曲げ圧縮応力度
		τ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容せん断応力度
		F	kN	固定ボルトに生じる軸力
		a, b	mm	支持点からの距離
		A <sub>2</sub>	mm <sup>2</sup>	固定ボルトの有効断面積
		σ <sub>t</sub>	N/mm <sup>2</sup>	固定ボルトに生じる軸方向引張応力度
	σ <sub>ta</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容軸方向引張応力度	
	上部支承 (アンカ ーボル ト), 上部支承 (コンク リート)	F	kN	アンカーボルト 1 本あたりに生じる軸力
		R <sub>H</sub>	kN	支承部（上部支承軸）に作用する水平荷重
		l	mm	支承軸からアンカーボルト固定部までの距離
		m	mm	アンカーボルトの間隔
		n	本	アンカーボルトの片側本数
		A	mm <sup>2</sup>	アンカーボルトの断面積
		d	mm	アンカーボルト埋込深さ
		a, b	mm	アンカープレートの寸法
		c, e	mm	支圧板の寸法
		σ <sub>t</sub>	N/mm <sup>2</sup>	アンカーボルトに生じる軸方向引張応力度
		σ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容軸方向引張応力度
σ <sub>c1</sub>		N/mm <sup>2</sup>	上部支承（コンクリート）に生じる支圧応力度 (アンカープレート)	
σ <sub>c2</sub>	N/mm <sup>2</sup>	上部支承（コンクリート）に生じる支圧応力度 (支圧板)		
τ <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	上部支承（コンクリート）に生じるせん断応力度 (アンカープレート)		

表 4.1-2 (5) 漂流物対策工の耐震評価に用いる記号

評価対象部位	記号	単位	定義	
漂流物 対策工 (鋼製 扉体)	下部支承 (アンカ ーボル ト) , 下部支承 (コンク リート)	$\sigma_{cba}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの許容支圧応力度
		$\tau_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの許容せん断応力度
		F	kN	アンカーボルト 1 本あたりに生じる軸力
		$R_H$	kN	支承部 (下部支承軸) に作用する水平荷重
		L	mm	軸受中心からアンカーボルト固定部までの距離
		2y	mm	アンカーボルトの間隔
		n	本	アンカーボルトの片側本数
		A	mm <sup>2</sup>	アンカーボルトの断面積
		d	mm	アンカーボルト埋込深さ
		a, b	mm	アンカープレートの寸法
		c, e	mm	支圧板の寸法
		$\sigma_t$	N/mm <sup>2</sup>	アンカーボルトに生じる軸方向引張応力度
		$\sigma_a$	N/mm <sup>2</sup>	許容軸方向引張応力度
		$\sigma_{c1}$	N/mm <sup>2</sup>	下部支承 (コンクリート) に生じる支圧応力度 (アンカープレート)
		$\sigma_{c2}$	N/mm <sup>2</sup>	下部支承 (コンクリート) に生じる支圧応力度 (支圧板)
		$\tau_c$	N/mm <sup>2</sup>	下部支承 (コンクリート) に生じるせん断応力度 (アンカープレート)
		$\sigma_{cba}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの許容支圧応力度
		$\tau_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの許容せん断応力度
	ロック 装置	M	kN・m	ロックビームに生じる曲げモーメント
		$R_r$	kN	ロックビームに作用する荷重
		a	m	ロックビームの突出長さ
		n	本	ロックビーム本数
		Z	mm <sup>3</sup>	ロックビームの断面係数
		S	kN	ロックビームに生じるせん断力
		A	mm <sup>2</sup>	ロックビームのせん断面積
		$\sigma$	N/mm <sup>2</sup>	ロックビームに生じる曲げ応力度
$\tau$		N/mm <sup>2</sup>	ロックビームに生じるせん断応力度	
$\sigma_{ca}$		N/mm <sup>2</sup>	許容曲げ応力度	
$\tau_a$	N/mm <sup>2</sup>	許容せん断応力度		

表 4.1-2 (6) 漂流物対策工の耐震評価に用いる記号

部材		記号	単位	定義
漂流物 対策工 (鋼製 扉体)	支圧板 , 戸当 り	W	kN/m	戸当りに作用する地震時荷重 (地震時慣性力+風荷重)
		C	mm	支圧板の有効幅
		L <sub>1</sub>	mm	漂流物対策工 (鋼製扉体) の幅
		L <sub>2</sub>	mm	主横桁の荷重分担長さ
		t <sub>w</sub>	mm	戸当り (腹板) の厚さ
		b <sub>f</sub>	mm	戸当り (底面フランジ) の幅
		t <sub>f</sub>	mm	戸当り (底面フランジ) の厚さ
		l <sub>1</sub>	mm	戸当りの埋込深さ
		l <sub>2</sub>	mm	戸当りのコンクリート側面からの埋込み深さ
		M <sub>f</sub>	N・mm/mm	戸当り (底面フランジ) に生じる曲げモーメント
		Σl	mm	せん断抵抗長さ (=l <sub>1</sub> +2l <sub>2</sub> )
		σ <sub>p</sub>	N/mm <sup>2</sup>	支圧板に生じる支圧応力度
		σ <sub>b</sub>	N/mm <sup>2</sup>	戸当り (腹板) に生じる支圧応力度
		σ <sub>f</sub>	N/mm <sup>2</sup>	戸当り (底面フランジ) に生じる曲げ応力度
		σ <sub>cb</sub>	N/mm <sup>2</sup>	戸当り (コンクリート) に生じる支圧応力度
		τ <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	戸当り (コンクリート) に生じるせん断応力度
		σ <sub>pa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	支圧板の許容支圧応力度
		σ <sub>ba</sub>	N/mm <sup>2</sup>	戸当り (腹板) の許容支圧応力度
		σ <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	戸当り (底面フランジ) の許容曲げ応力度
		σ <sub>cba</sub>	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの許容支圧応力度
τ <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの許容せん断応力度		
σ <sub>sa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	鉄筋の許容曲げ引張応力度		
漂流物対策工 戸当り (RC支柱)		σ <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度
		τ <sub>a1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの短期許容せん断応力度
		σ <sub>sa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	鉄筋の短期許容曲げ引張応力度
		M	kN・m	漂流物対策工戸当り (RC支柱) に生じる曲げモーメント
		N	kN	漂流物対策工戸当り (RC支柱) に生じる軸力
		Q	kN	漂流物対策工戸当り (RC支柱) に生じるせん断力

表 4.1-2 (7) 漂流物対策工の耐震評価に用いる記号

部材	記号	単位	定義
漂流物対策工 基礎スラブ	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度
	$\tau_{a1}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの短期許容せん断応力度
	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	鉄筋の短期許容曲げ引張応力度
	M	kN・m	漂流物対策工基礎スラブに生じる曲げモーメント
	N	kN	漂流物対策工基礎スラブに生じる軸力
	Q	kN	漂流物対策工基礎スラブに生じるせん断力
基礎地盤	$R_u$	N/mm <sup>2</sup>	極限支持力度
	$f'_a$	N/mm <sup>2</sup>	支圧強度
	$R_d$	N/mm <sup>2</sup>	基礎地盤の最大接地圧

## 4.2 評価対象断面

### 4.2.1 断面位置

防波扉（荷揚場南）の評価対象断面は、防波扉（荷揚場南）の構造上の特徴を踏まえ選定する。防波扉及び漂流物対策工の扉体軸方向が強軸方向であるため、弱軸方向である防波扉及び漂流物対策工の扉体直交方向の断面とする。

- ・防波扉及び漂流物対策工の扉体部については、断面係数が相対的に大きい扉体軸方向が強軸方向となる。
- ・防波扉の扉体軸方向は、隣接する防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の強軸方向となる。（図 2.2-1(2) 参照）
- ・漂流物対策工直下のMMRは、東西（扉体軸方向）の両側が改良地盤である。（図 4.2-2 及び図 4.2-3 参照）

防波扉（荷揚場南）の評価対象断面位置図を図 4.2-1 に、縦断面図を図 4.2-2 に、扉体軸方向断面図を図 4.2-3 に示す。

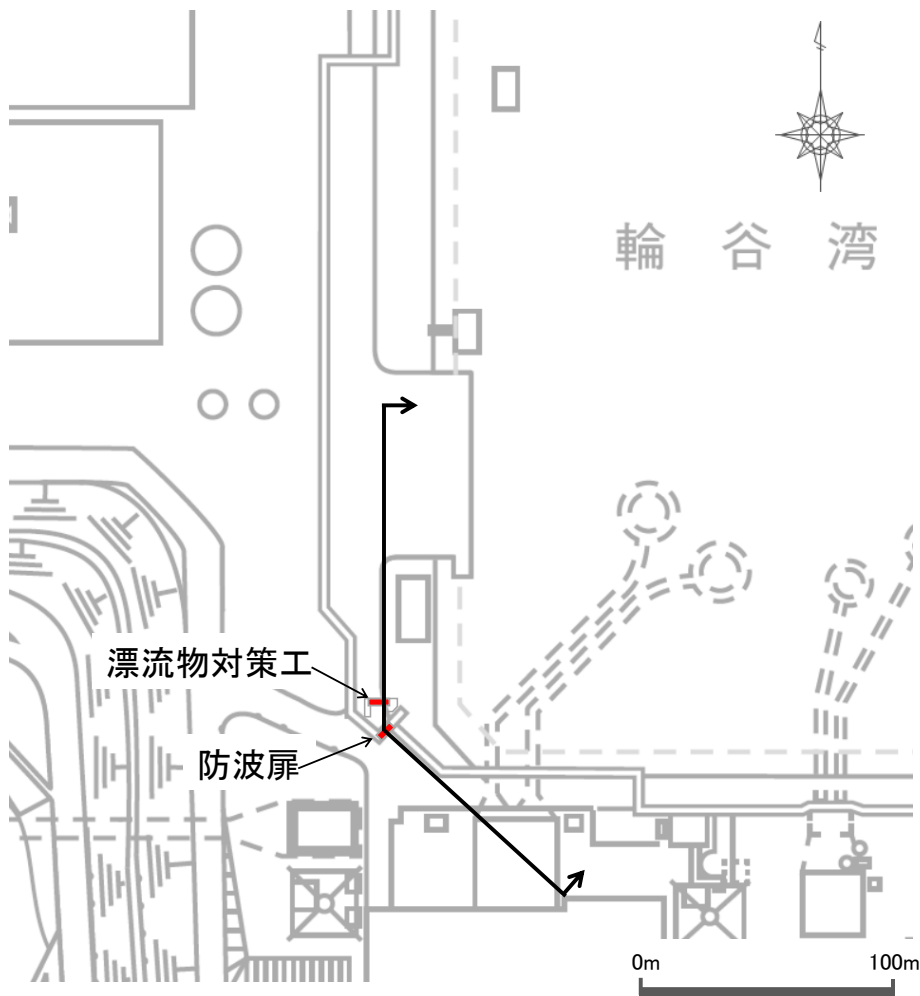


図 4.2-1 防波扉（荷揚場南）の評価対象断面位置図

(単位：m)

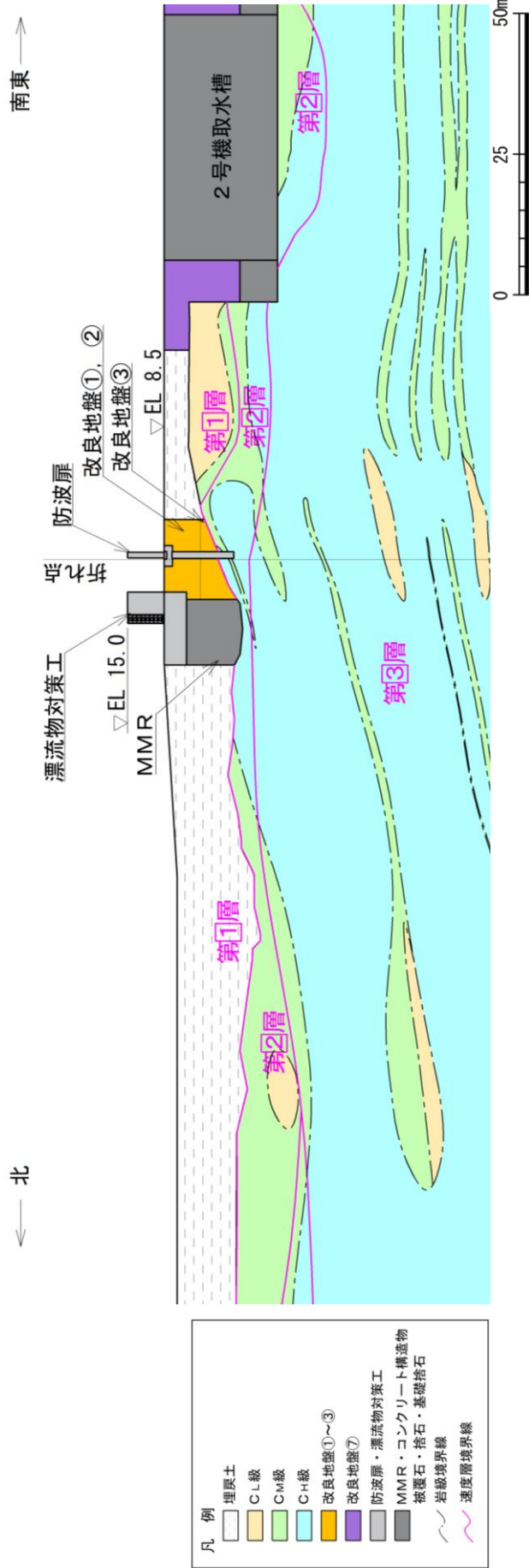


図 4.2-2 防波扉 (荷揚場南) の縦断面図



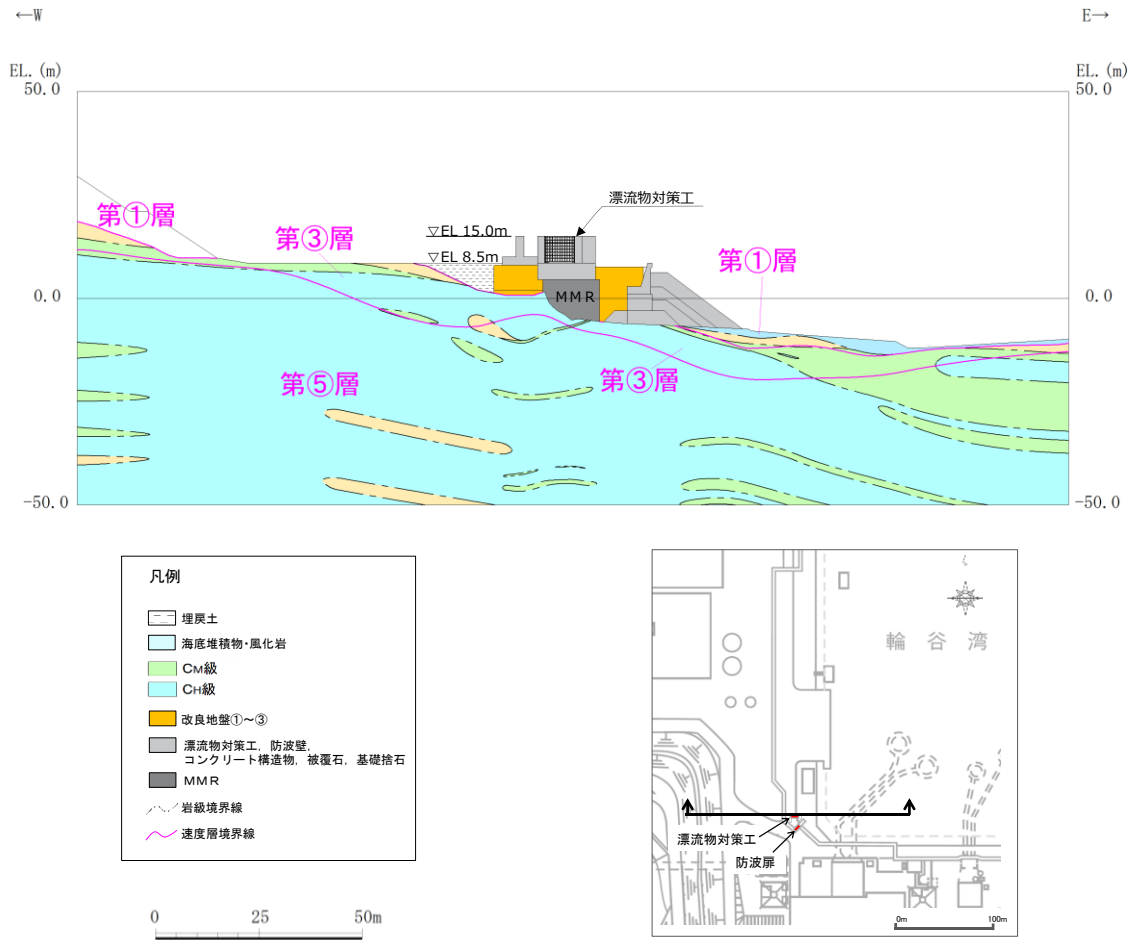


図 4.2-3 漂流物対策工の扉体軸方向断面図

#### 4.2.2 評価対象断面

##### (1) 評価対象断面位置及び作成の観点

防波扉（荷揚場南）の評価対象断面は、防波扉と漂流物対策工の2つの構造物に対して扉体軸直交方向となるように設定する。防波扉と漂流物対策工の扉体軸の方向が異なるため、防波扉の前面で折れ曲がる形状となっている。評価対象断面位置を図4.2-4に示す。

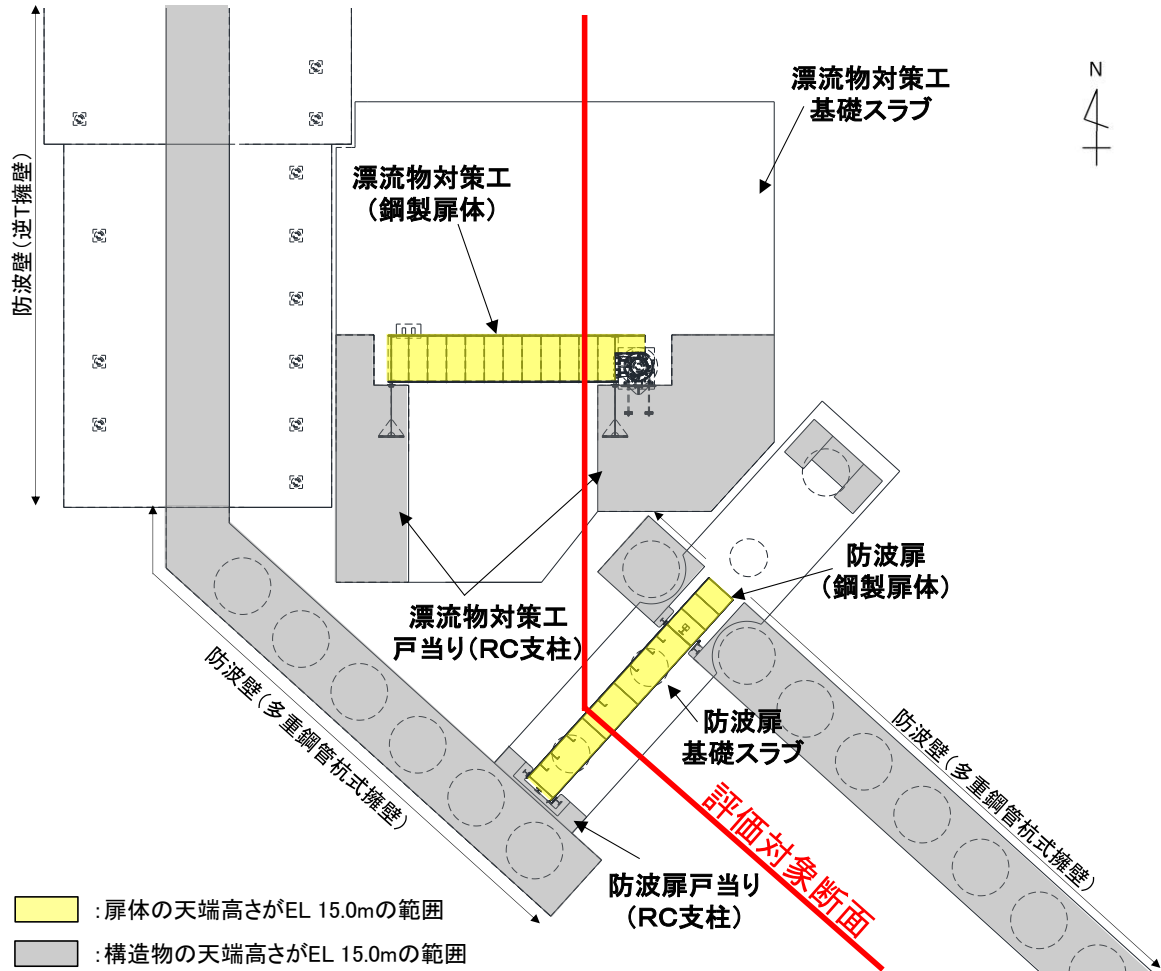


図 4.2-4 評価対象断面位置図（拡大図）

断面が折れ曲がることによる耐震評価への影響を確認するため、防波扉及び漂流物対策工それぞれに直交する線を延長した場合の断面を設定し、折れ点を基点として北側及び南側に分けて評価対象断面を検討した。検討断面の一覧を表4.2-1に、断面位置図を図4.2-5に示す。

なお、評価対象断面の検討に当たっては、以下の観点に基づき各断面の状況を整理した。

- 改良地盤の幅については、防波扉直交方向と漂流物対策工直交方向で縦断方向に幅が異なり、改良地盤の幅が狭いほど地震時応答加速度及び地盤変位が大きくなると考えられるため、検討上の観点とする。
- 岩盤上面の傾斜については、防波扉直交方向と漂流物対策工直交方向で施設直下の傾斜の差異が大きく、傾斜が大きいほど基礎地盤のすべり安定性評価が厳しくなると考えられるため、検討上の観点とする。
- 防波扉（荷揚場南）周辺の埋戻土については、液状化により傾斜方向（海側）に流動化し、防波扉（荷揚場南）の地震応答に影響すると考えられるため、検討上の観点とする。

表 4.2-1 検討断面一覧表

名称	内容
断面①	漂流物対策工に直交する断面（北側）
断面②	漂流物対策工に直交する断面の延長（南側）
断面③	防波扉に直交する断面の延長（北側）
断面④	防波扉に直交する断面（南側）

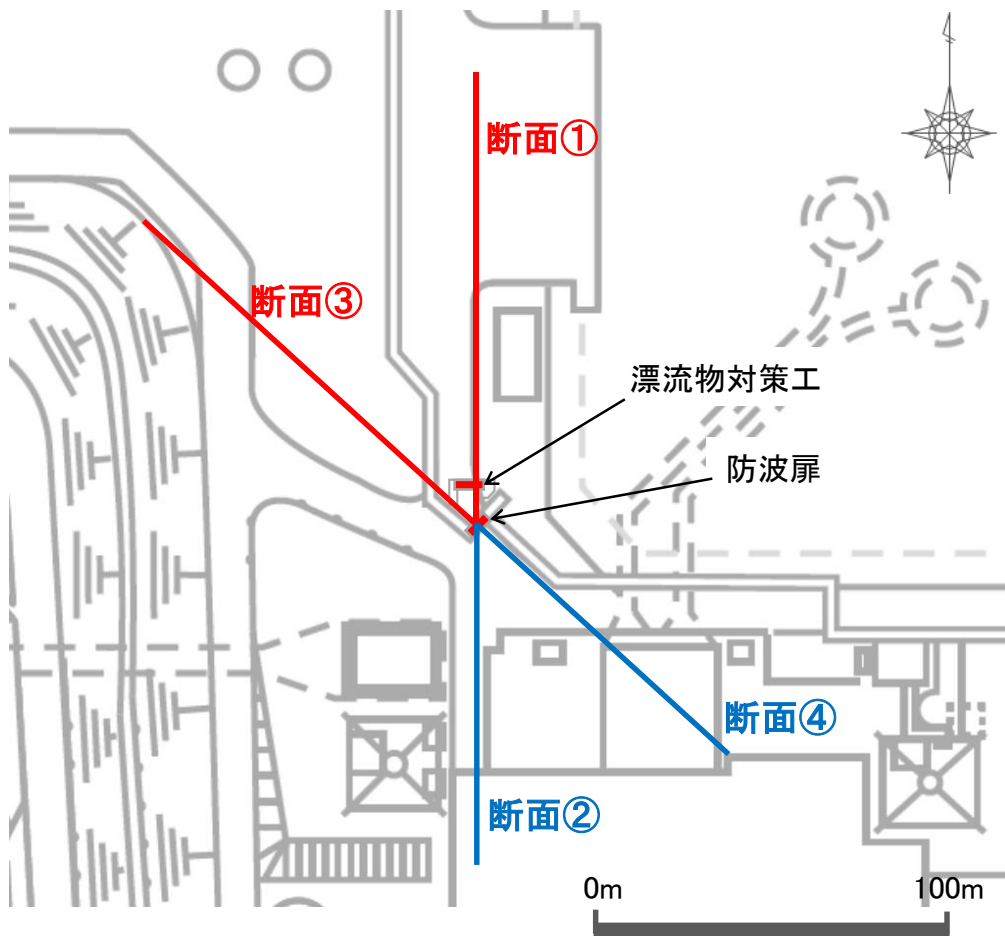


図 4.2-5 検討断面位置図

(2) 北側における断面位置の検討

折れ点より北側の断面位置の検討について、地質状況を平面図で比較した結果を図4.2-6に、地質状況を断面図で比較した結果を図4.2-7に、評価対象断面の検討結果を表4.2-2に示す。

これらの結果より、断面①の方が、改良地盤の幅が狭いこと、埋戻土の幅が広いこと及び岩盤上面の傾斜が大きいことから、耐震評価上厳しい断面であると評価した。

表 4.2-2 評価対象断面（北側）の検討結果

検討断面	検討における観点			該当する観点	選定理由
	I. 液状化への影響		II. 安定性への影響		
	改良地盤の幅	埋戻土の幅	岩盤上面の傾斜		
<p>評価対象断面に選定</p> <p>① (対策工直交断面)</p>	比較的狭い	比較的広い	一部、急勾配 (北に傾斜)	I, II	<ul style="list-style-type: none"> <li>平面図により改良地盤と埋戻土の分布範囲を比較すると、断面位置①の方が断面位置③に比較し、改良地盤の幅が狭く、埋戻土の幅が広いことから液状化影響を受けやすい断面である。</li> <li>断面図により岩盤上面の地形の傾斜を比較すると、断面位置①の方が断面位置③に比較し、急勾配であることから安定性への影響を受けやすい断面である。</li> <li>以上のことから、防波扉より北側の断面位置は、断面①を採用する。</li> </ul>
③	比較的広い	比較的狭い	勾配は緩やか (やや南傾斜)		

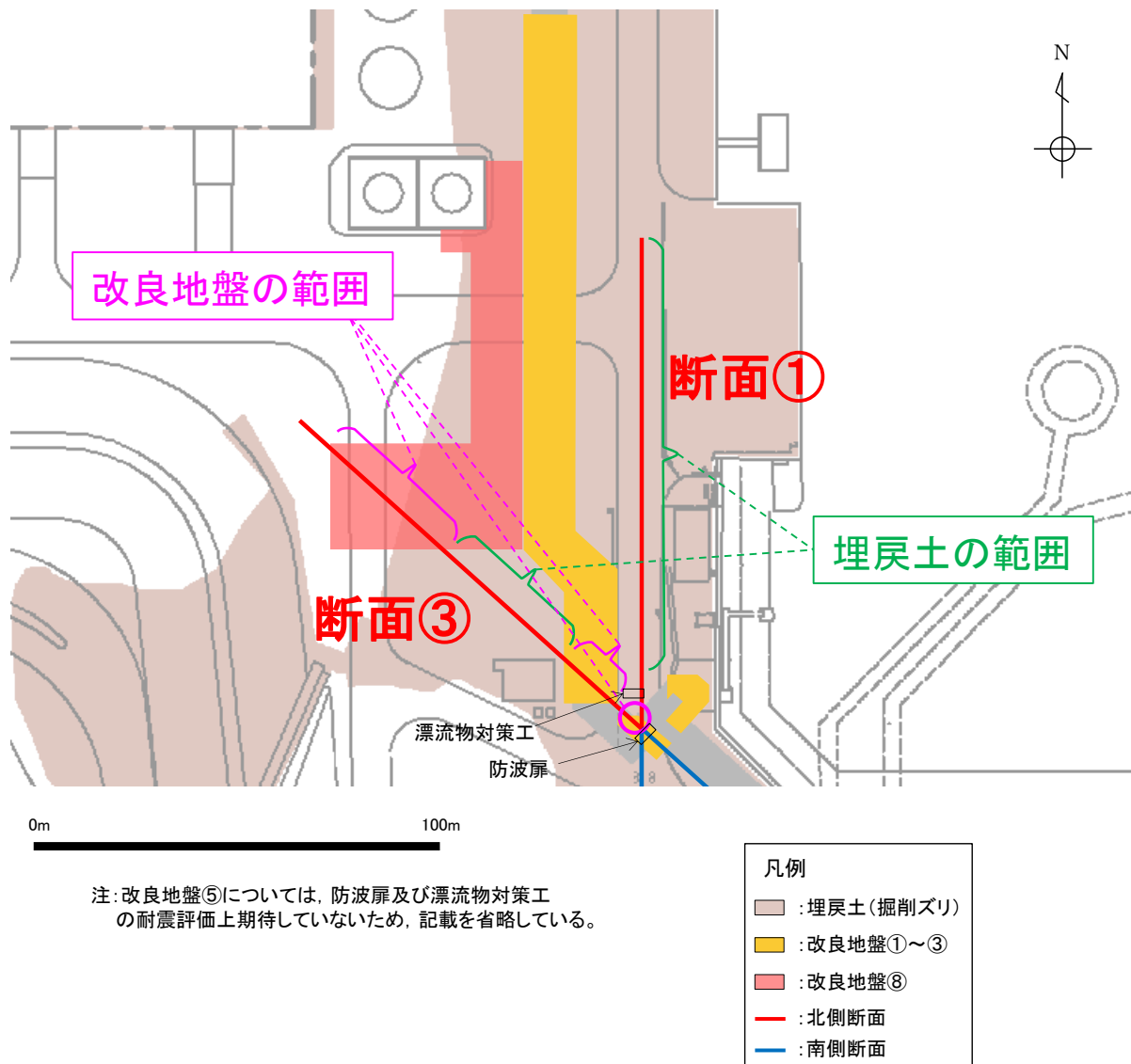


図 4.2-6 評価対象断面（北側）付近における地質状況（平面図）の比較

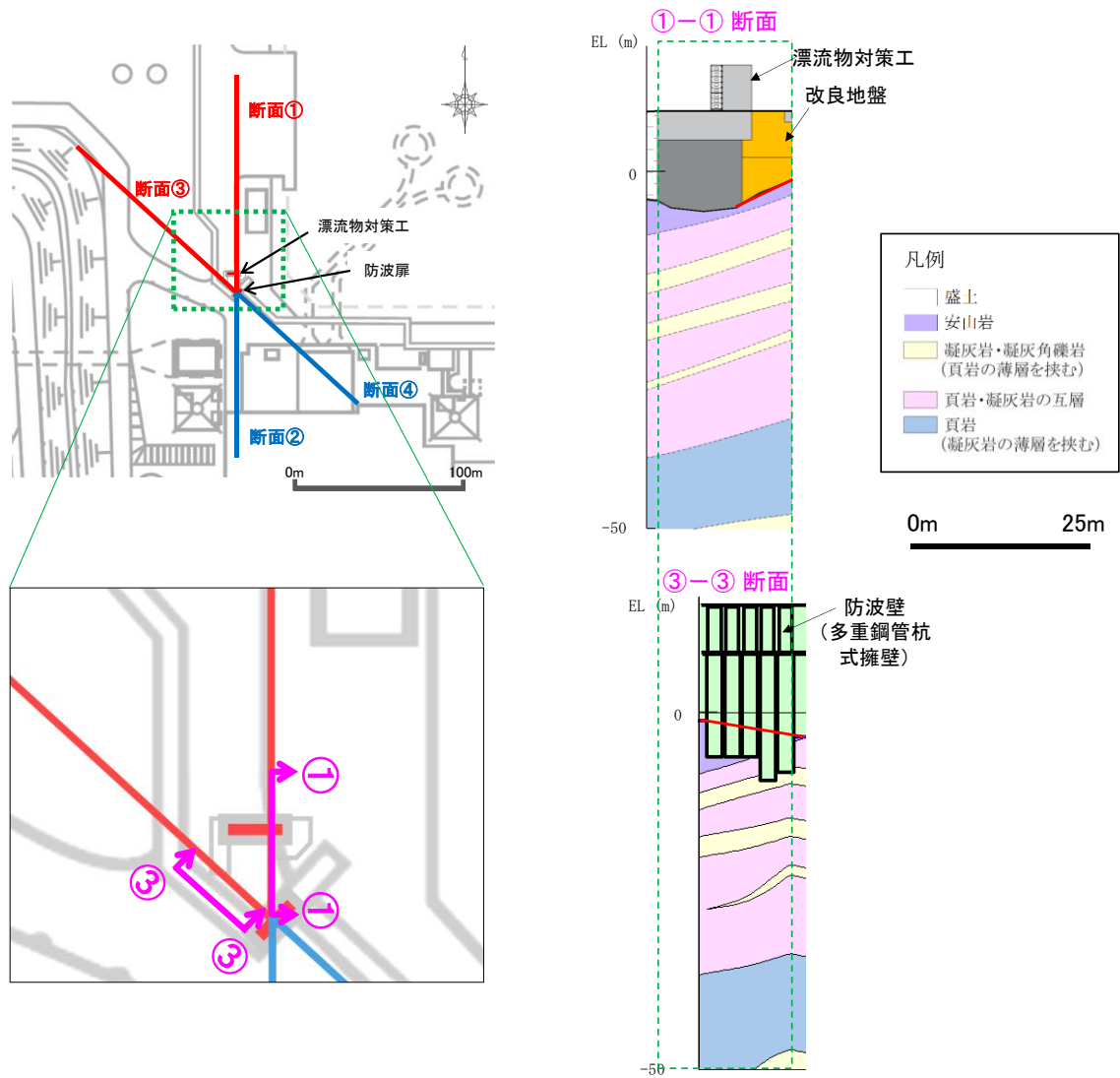


図 4.2-7 評価対象断面（北側）付近における地質状況（断面図）の比較

(3) 南側における断面位置の検討

折れ点より南側の断面位置の検討について、地質状況を平面図で比較した結果を図4.2-8に、断面図で比較した結果を図4.2-9に、評価対象断面の検討結果を表4.2-3に示す。

これらの結果より、断面②及び④については液状化への影響、安定性への影響に大きな差異はない。したがって、防波扉直交断面である断面④の方が、耐震評価上厳しい断面であると評価した。

表 4.2-3 評価対象断面（南側）の検討結果

検討断面	検討における観点			該当する観点	選定理由
	Ⅰ. 液状化への影響		Ⅱ. 安定性への影響		
	改良地盤の幅	埋戻土の幅	岩盤上面の傾斜		
②	防波扉付近に分布	防波扉付近を除き埋戻土が分布	北に傾斜	差異はない。	<ul style="list-style-type: none"> <li>・平面図により改良地盤と埋戻土の分布範囲を比較すると、断面位置②、④ともに改良地盤及び埋戻土の幅は同程度であることから液状化影響に差異は認められない。</li> <li>・断面図により岩盤上面の傾斜を比較すると、断面位置②、④ともに岩盤上面の地形の傾斜は同程度であることから安定性への影響に差異は認められない。</li> <li>・以上のことから、防波扉より南側の断面位置は、液状化、安定性への影響に差異はない。したがって、防波扉直交断面である断面④を採用する。</li> </ul>
④ (防波扉直交断面)	防波扉付近に分布	防波扉付近を除き埋戻土が分布	北に傾斜		



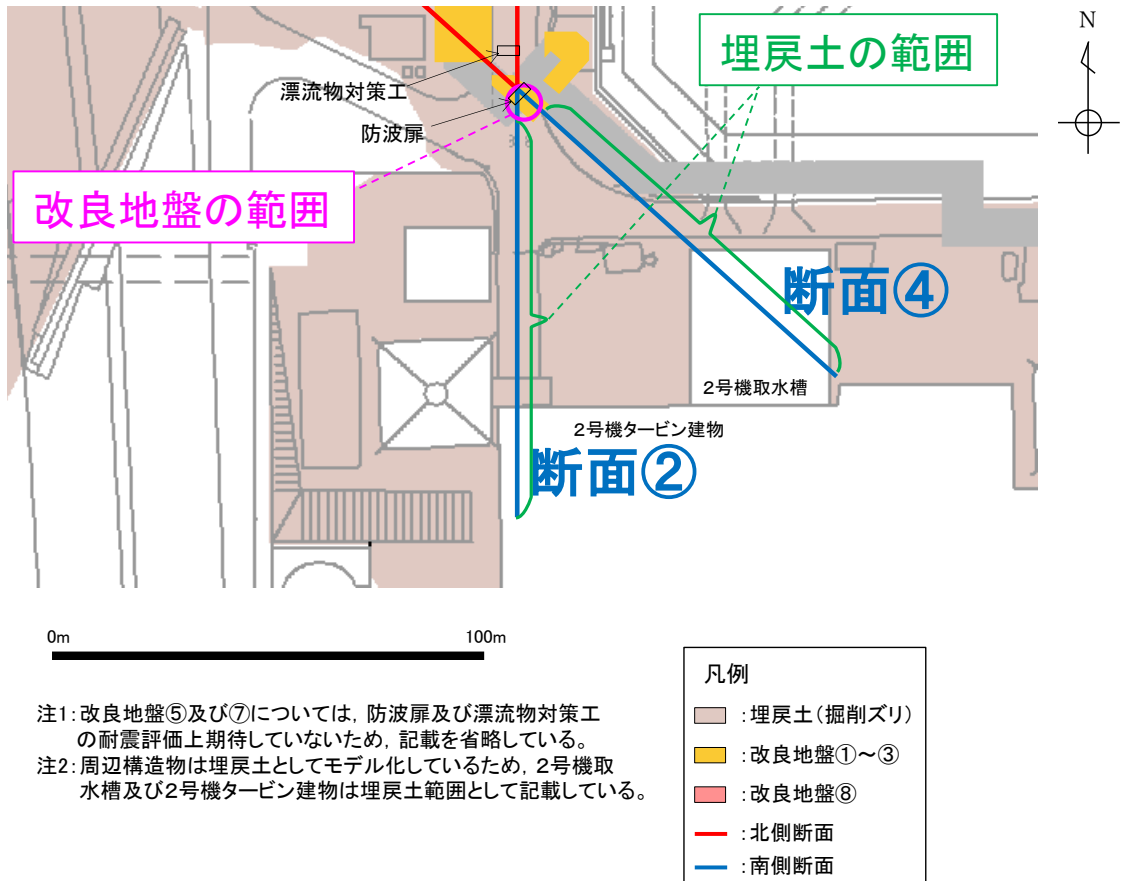


図 4.2-8 評価対象断面（南側）付近における地質状況（平面図）の比較

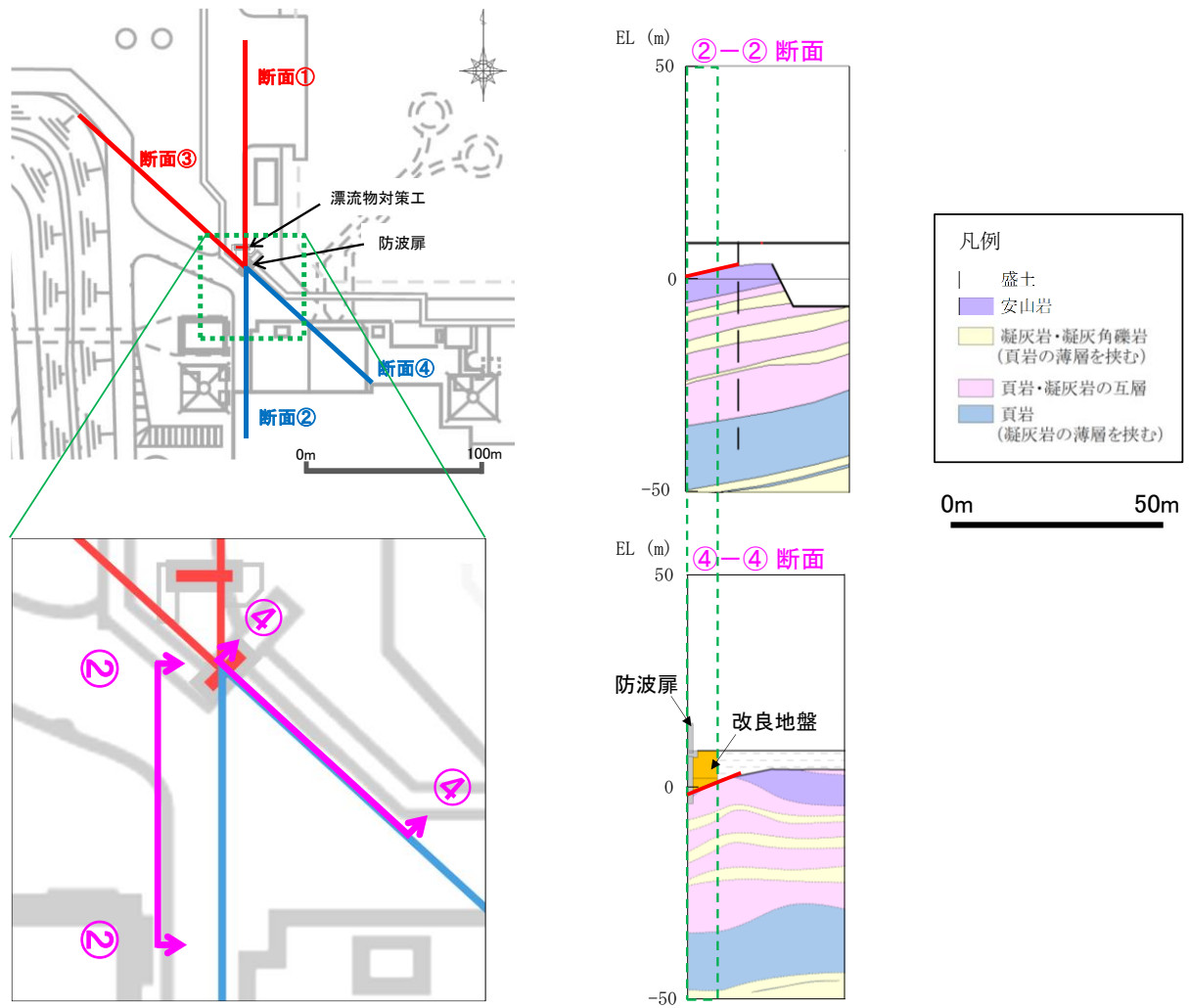


図 4.2-9 評価対象断面（南側）付近における地質状況（断面図）の比較

#### (4) 断面位置の検討のまとめ

以上の北側及び南側の検討結果より、防波扉（荷揚場南）の評価対象断面は、折れ点より北側は断面①，折れ点より南側は断面④を採用することが、耐震評価上保守的な設定であると評価した。

### 4.3 解析方法

防波扉（荷揚場南）の地震応答解析は、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる2次元有限要素法を用いて、基準地震動  $S_s$  に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととする。地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮するため、解析方法は有効応力解析とする。

構造部材については、線形はり要素（ビーム要素）及び線形の平面ひずみ要素でモデル化する。また、地盤については地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようにモデル化する。

地震応答解析については、解析コード「FLIP」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

#### 4.3.1 地震応答解析手法

防波扉（荷揚場南）の地震応答解析は、地盤と構造物の動的相互作用を考慮できる連成系の地震応答解析を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。

地震応答解析手法の選定フローを図4.3.1-1に示す。

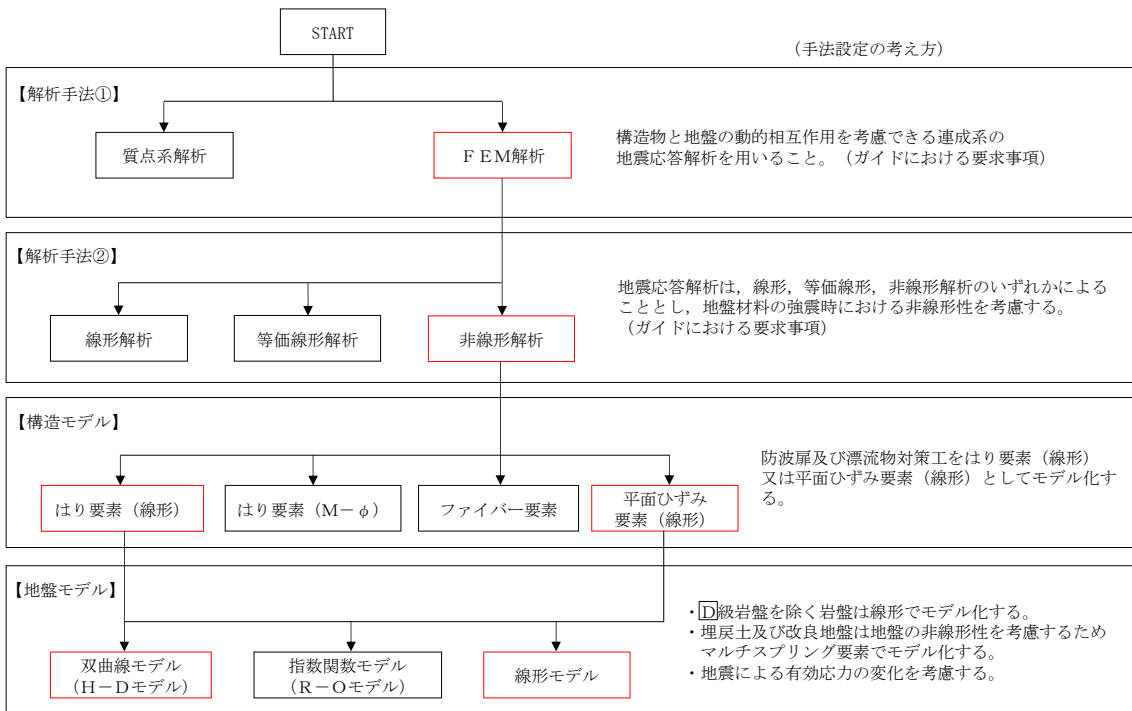


図 4.3.1-1 地震応答解析手法の選定フロー

#### 4.3.2 施設

防波扉基礎スラブ及び防波扉（鋼管杭）は線形はり要素（ビーム要素）でモデル化し、防波扉（鋼製扉体）は付加重量として考慮する。

また、漂流物対策工戸当り（RC支柱）は線形はり要素（ビーム要素）でモデル化し、漂流物対策工（鋼製扉体）は付加重量として考慮する。漂流物対策工基礎スラブは、線形の平面ひずみ要素としてモデル化する。

なお、地震応答解析モデルの奥行きは、防波扉（鋼管杭）の間隔の最大値 4.7m を設定する（図 2.2-4(1)参照）。施設のモデル化の詳細については、「4.6.1 解析モデル」の「(3) 構造物のモデル化」に示す。

#### 4.3.3 地盤物性のばらつき

防波扉（荷揚場南）の地震時の応答は、周辺地盤との相互作用によることから、地盤物性のばらつきの影響を考慮する。地盤物性のばらつきについては、表 4.3.3-1 に示す解析ケースにおいて考慮する。

以下の理由から、防波扉（荷揚場南）の応答に与える影響が大きいと考えられる埋戻土の物性（初期せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

- ・ 広範囲に分布しており、動的変形特性にひずみ依存性があるため、地震時の繰返し载荷により剛性低下することから、剛性の違いが地盤応答に影響し、防波扉（荷揚場南）の応答に影響する。
- ・ 地震時の繰返し载荷により液状化し、有効応力が低下することから、剛性の違いが改良地盤に対する主働土圧に影響し、防波扉（荷揚場南）の応答に影響する。

詳細な解析ケースの考え方は、「4.3.5 解析ケース」に示す。

表 4.3.3-1 解析ケース

解析ケース	地盤物性	
	埋戻土 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	平均値	平均値
ケース②	平均値+ $1\sigma$	平均値
ケース③	平均値- $1\sigma$	平均値

#### 4.3.4 減衰定数

Rayleigh 減衰を考慮することとし，剛性比例型減衰 ( $\alpha=0$ ,  $\beta=0.002$ ) を設定する。

#### 4.3.5 解析ケース

##### (1) 地震応答解析

耐震評価においては、すべての基準地震動  $S_s$  に対し、解析ケース①(基本ケース)を実施する。すべての基準地震動  $S_s$  に対して実施した解析ケース①(基本ケース)において、各照査値が最も厳しい地震動を用いて、解析ケース②及び③を実施する。耐震評価における解析ケースを表 4.3.5-1 に示す。

表 4.3.5-1 耐震評価における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③
		基本 ケース	地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ )を考慮し た解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ )を考慮した 解析ケース
地盤物性		平均値	平均値+1 $\sigma$	平均値-1 $\sigma$
地震動 (位相)	$S_s-D$	(++)*	○	基準地震動 $S_s$ (6波) に位相反転を考慮した地震動 (6波) を加えた全 12 波に対し、ケース①(基本ケース)を実施し、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査の各照査項目ごとに照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい(許容限界に対する裕度が最も小さい)地震動を用いてケース②及び③を実施する。 すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②及び③を実施する。
		(-+)*	○	
		(+-)*	○	
		(--)*	○	
	$S_s-F1$	(++)*	○	
	$S_s-F2$	(++)*	○	
	$S_s-N1$	(++)*	○	
		(-+)*	○	
	$S_s-N2$ (NS)	(++)*	○	
		(-+)*	○	
$S_s-N2$ (EW)	(++)*	○		
	(-+)*	○		

注記\*：地震動の位相について、(++) の左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。

##### (2) 地震応答解析結果に基づいた設計震度による評価

防波扉(鋼製扉体)及び漂流物対策工(鋼製扉体)については、「3. 固有値解析」より剛構造として扱うため、地震応答解析の解析ケース①の結果に基づき、設置床の最大応答加速度から算定した震度に対して十分な安全裕度をもった設計震度を設定し、静的に評価を行う。耐震評価に用いる設計用地震力を「4.9 設計用地震力」に示す。

#### 4.4 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

##### 4.4.1 耐震評価上考慮する状態

防波扉（荷揚場南）の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

###### (1) 運転時の状態

発電用原子炉施設が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

###### (2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

###### (3) 設計用自然条件

積雪荷重及び風荷重を考慮する。

###### (4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

##### 4.4.2 荷重

防波扉（荷揚場南）の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

###### (1) 固定荷重（G）

固定荷重として、躯体自重（鋼製扉体を含む）を考慮する。

###### (2) 積載荷重（P）

積載荷重として、土圧及び水圧を考慮する。

###### (3) 積雪荷重（P<sub>s</sub>）

積雪荷重として、発電所最寄りの気象官署である松江地方気象台（松江市）での観測記録（1941～2018年）より、観測史上1位の月最深積雪100cm（1971年2月4日）に平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮した35.0cmとする。

積雪荷重については、「松江市建築基準法施行細則（平成17年3月31日松江市規則第234号）」により、積雪量1cmごとに20N/m<sup>2</sup>の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

###### (4) 風荷重（P<sub>k</sub>）

風荷重については、設計基準風速を30m/sとし、「建築基準法・同施行令」に基づき算定する。

###### (5) 地震荷重（S<sub>s</sub>）

基準地震動S<sub>s</sub>による荷重を考慮する。

#### 4.4.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4.4.3-1 に示す。

表 4.4.3-1 荷重の組合せ

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

G : 固定荷重

P : 積載荷重

$P_s$  : 積雪荷重

$P_k$  : 風荷重

$S_s$  : 地震荷重 (基準地震動  $S_s$ )



#### 4.5 入力地震動

入力地震動は、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 $S_s$ を一次元波動論により地震応答解析モデル下端位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「7.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

図4.5-1に入力地震動算定の概念図を、図4.5-2～図4.5-13に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、VI-5「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

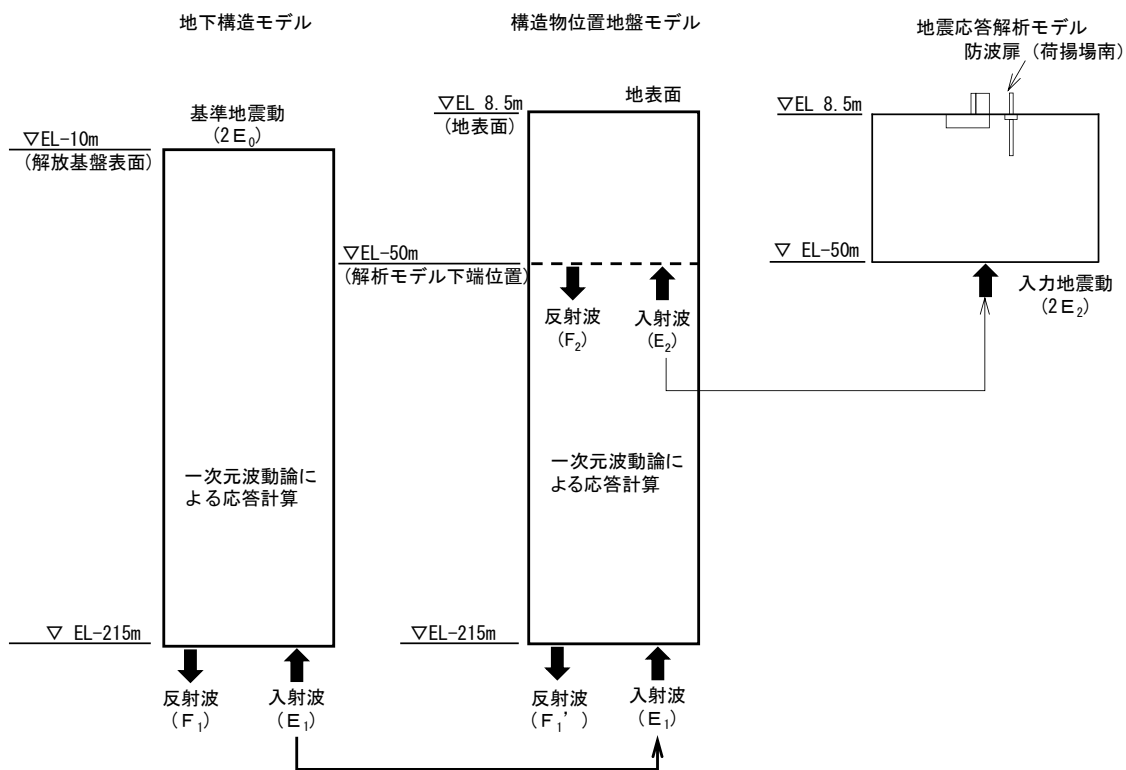


図 4.5-1 入力地震動算定の概念図

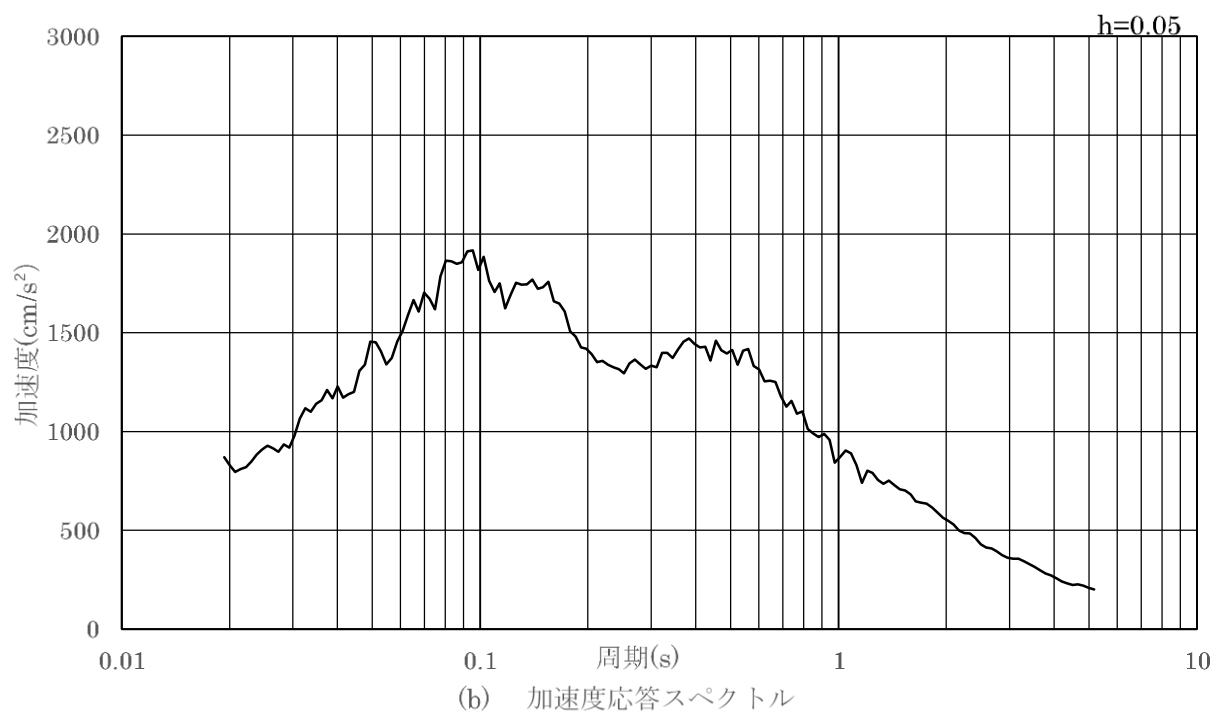
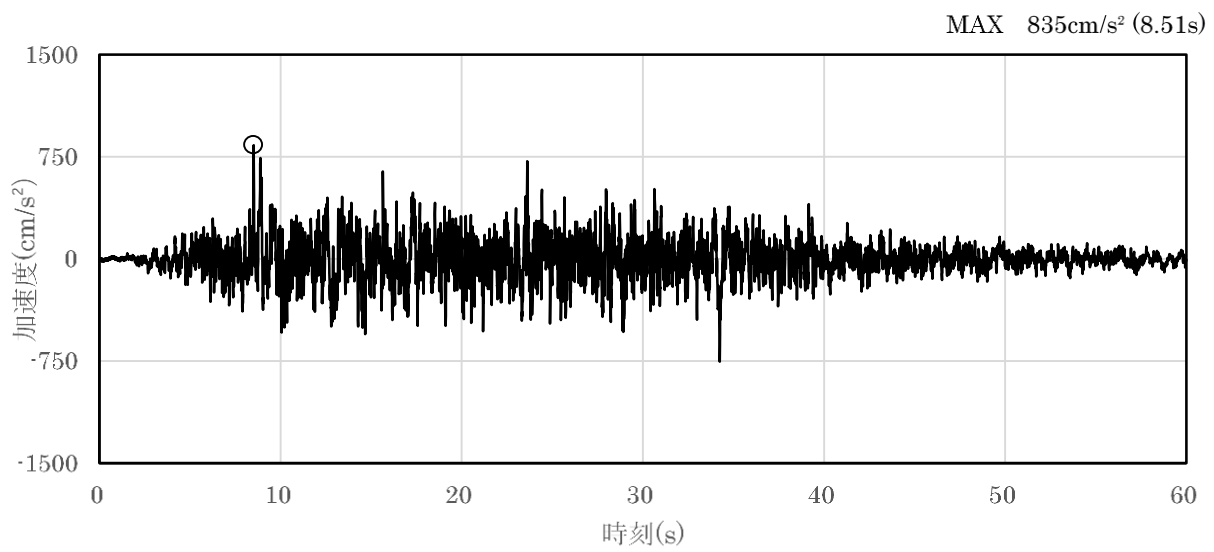
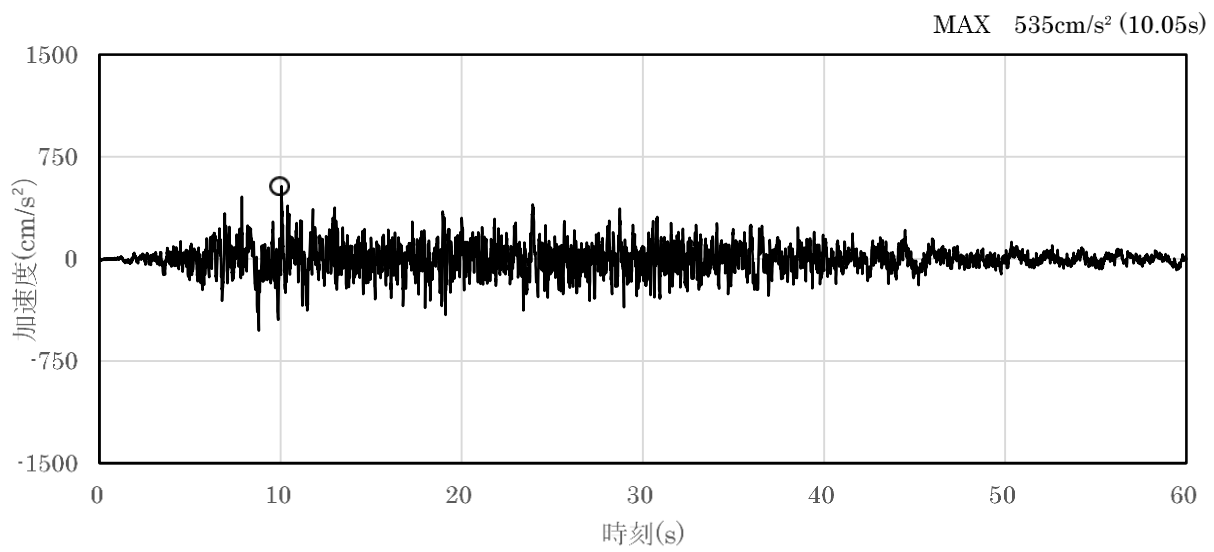
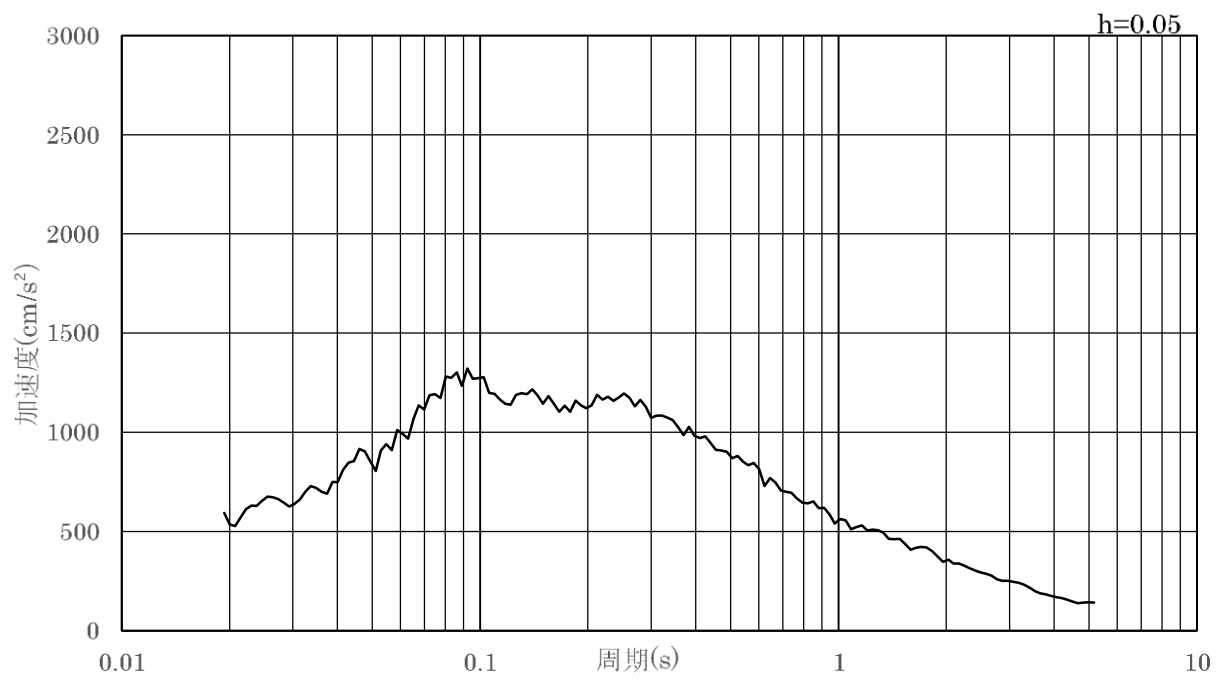


図 4.5-2 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s -D)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-3 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s -D)

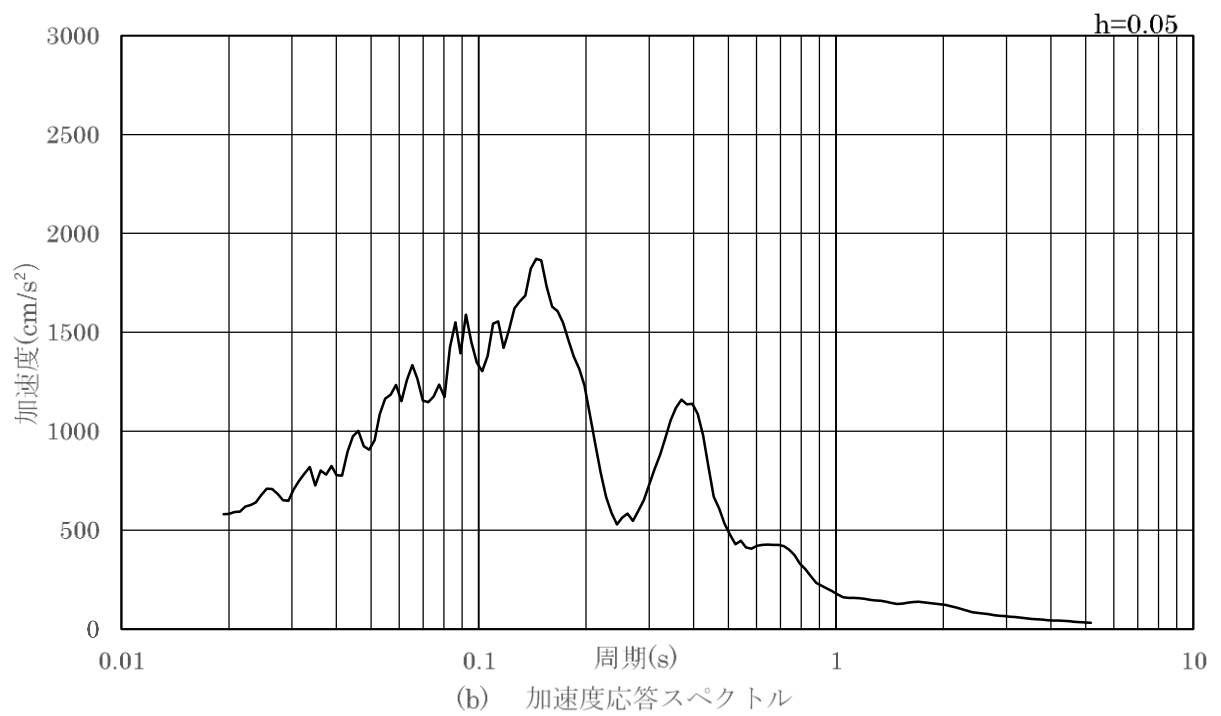
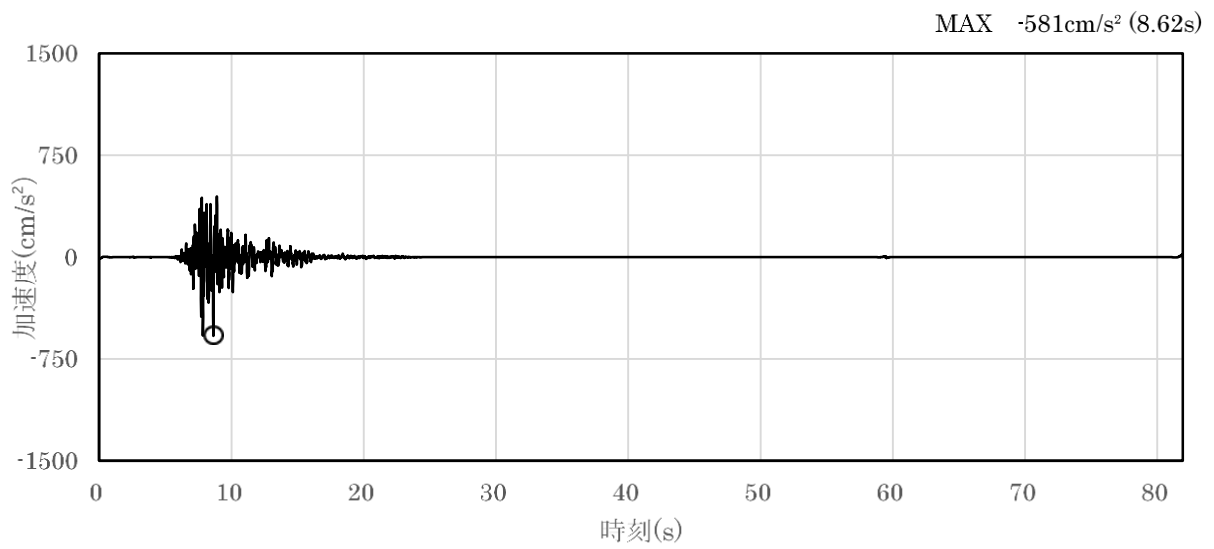
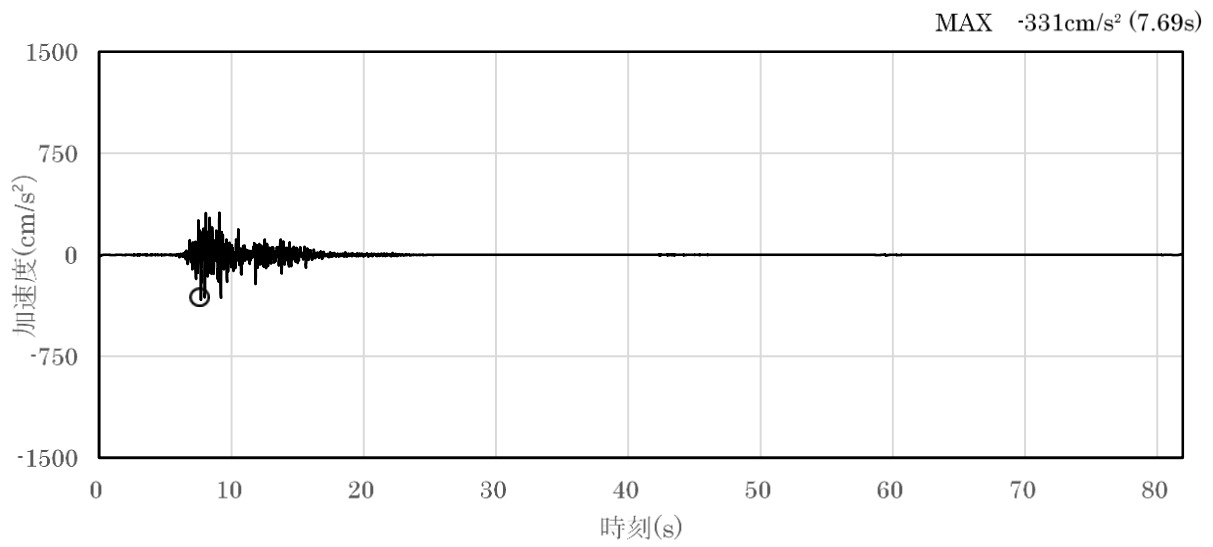
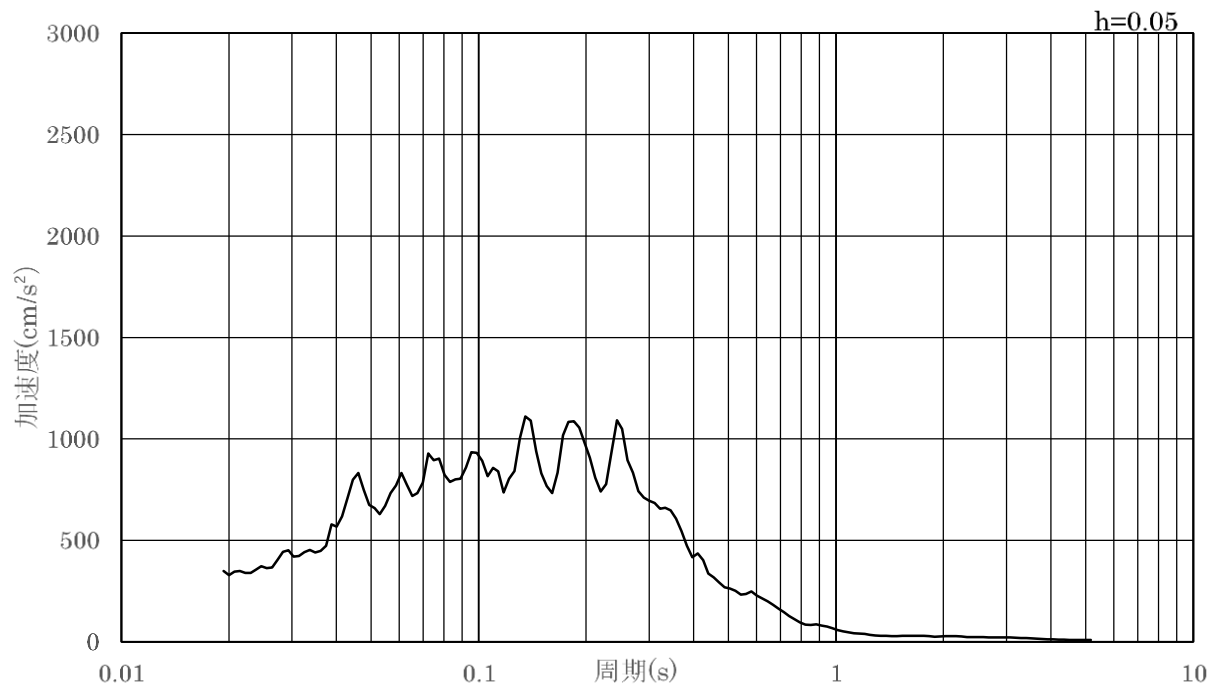


図 4.5-4 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - F 1)

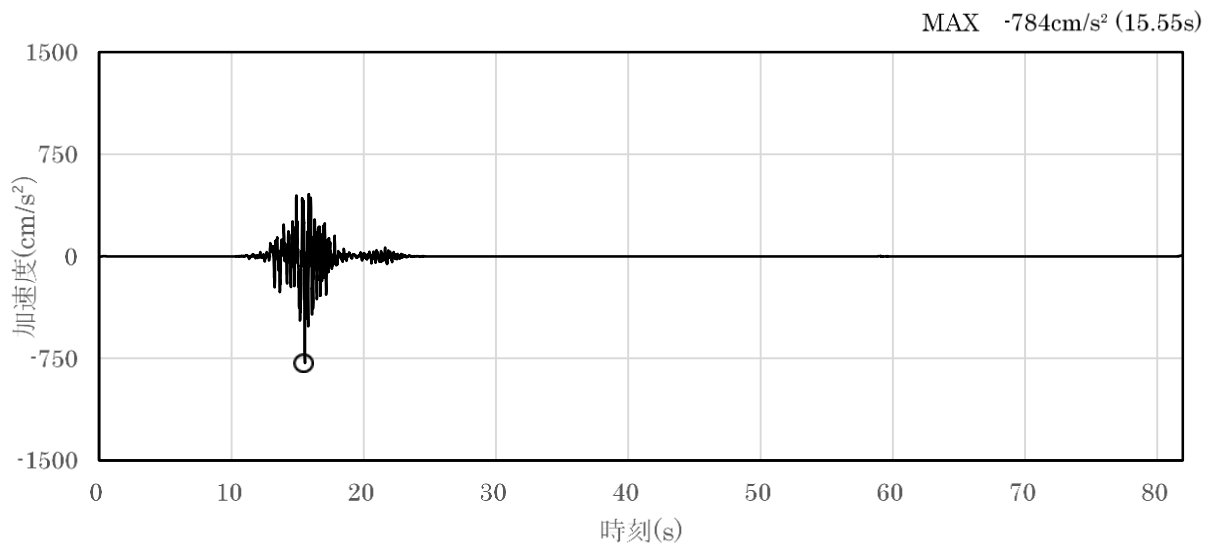


(a) 加速度時刻歴波形

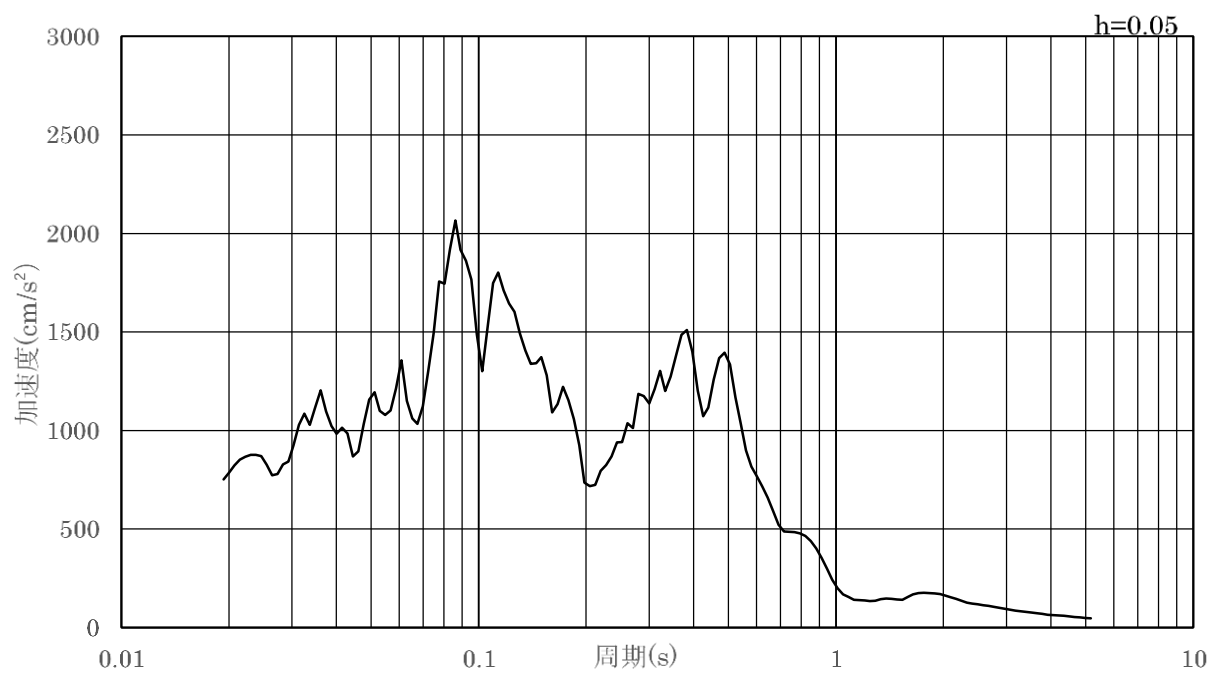


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-5 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - F 1)

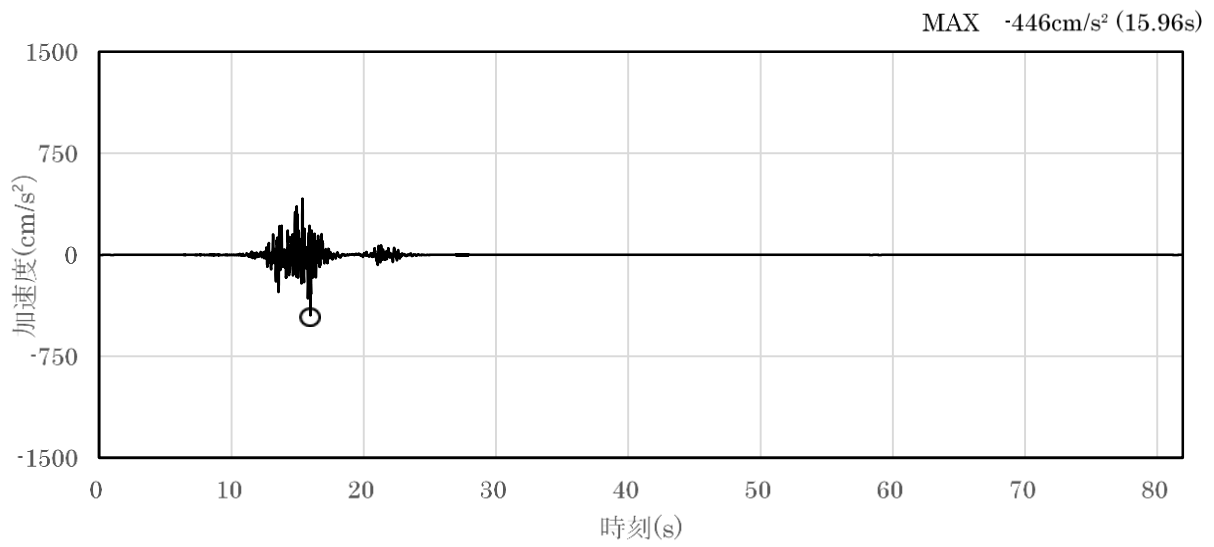


(a) 加速度時刻歴波形

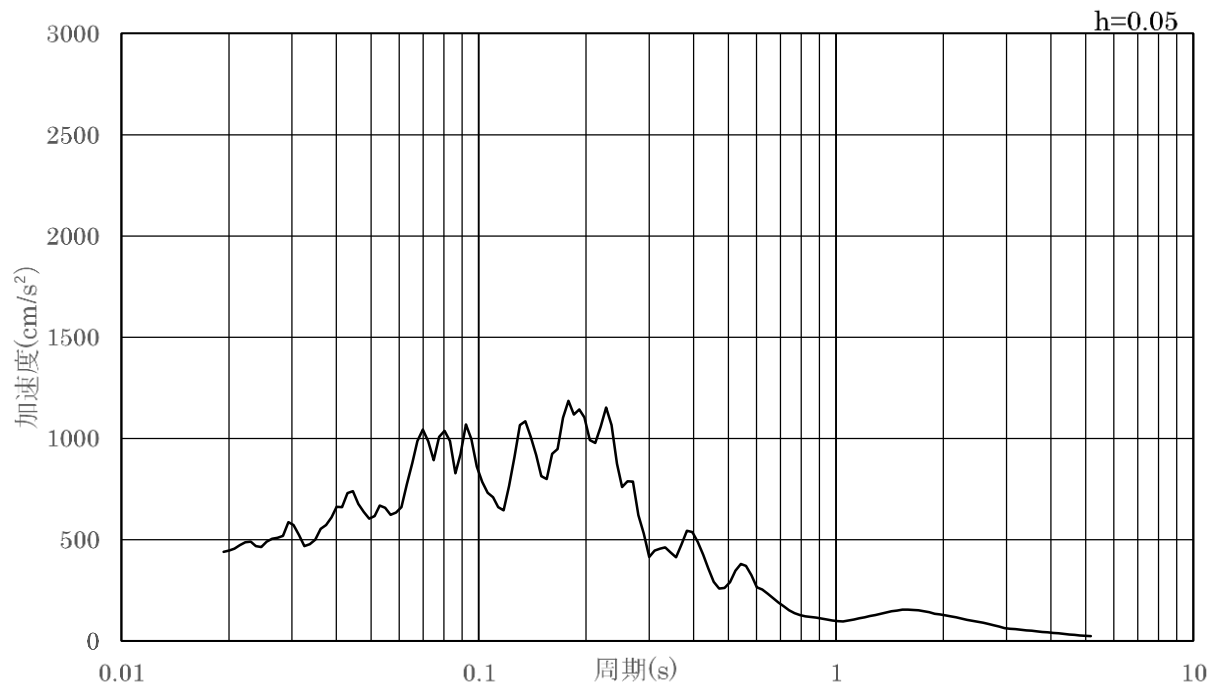


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - F 2)

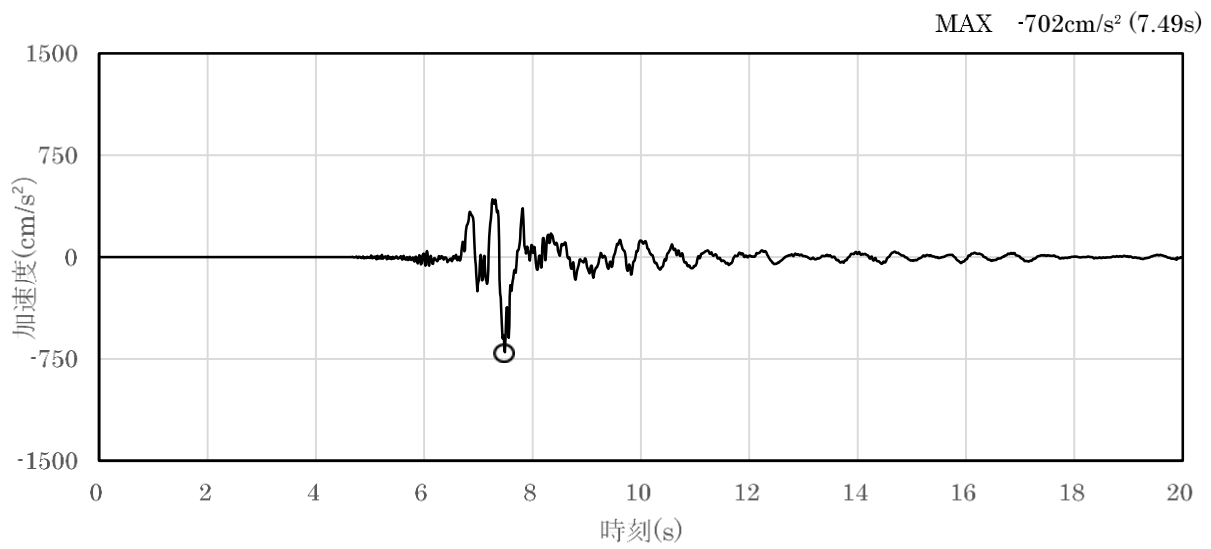


(a) 加速度時刻歴波形

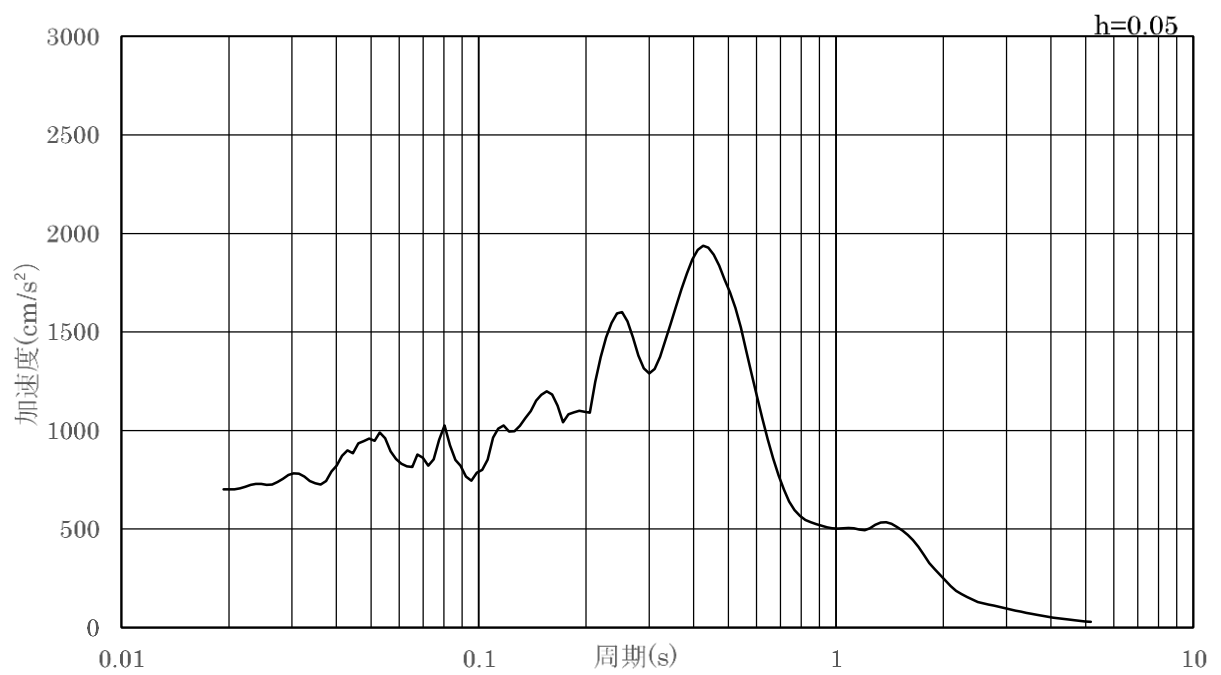


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - F 2)



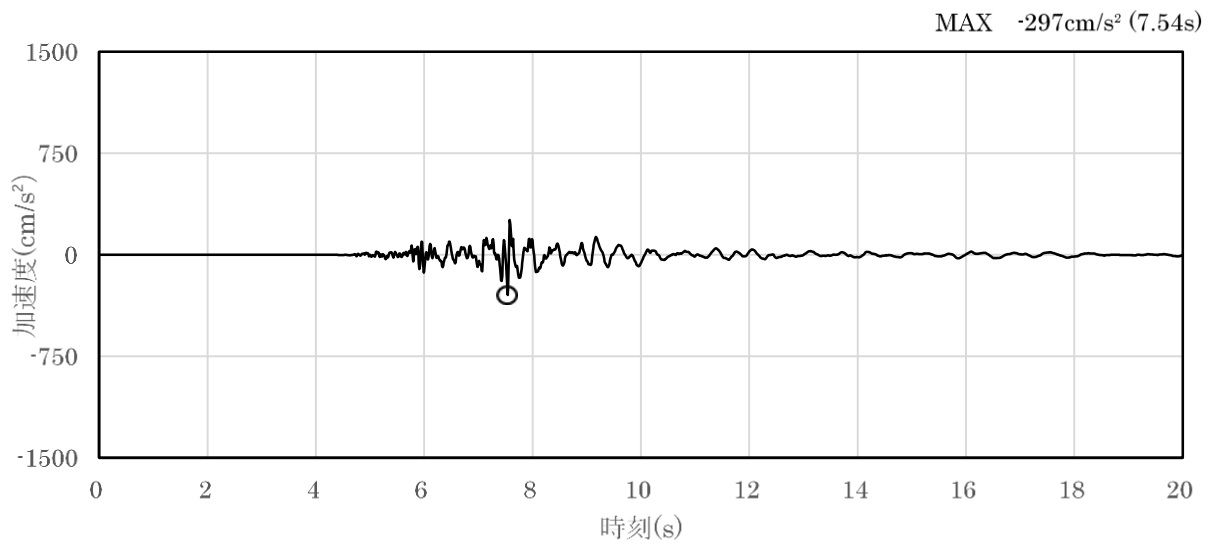
(a) 加速度時刻歴波形



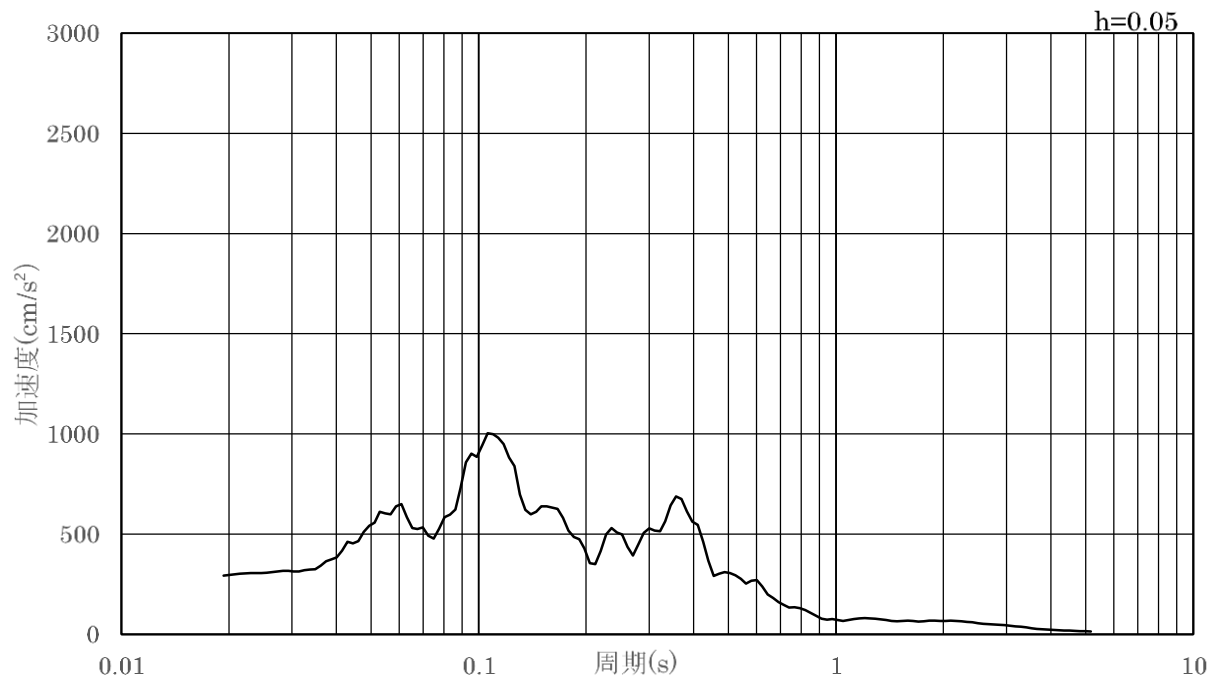
(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - N 1)



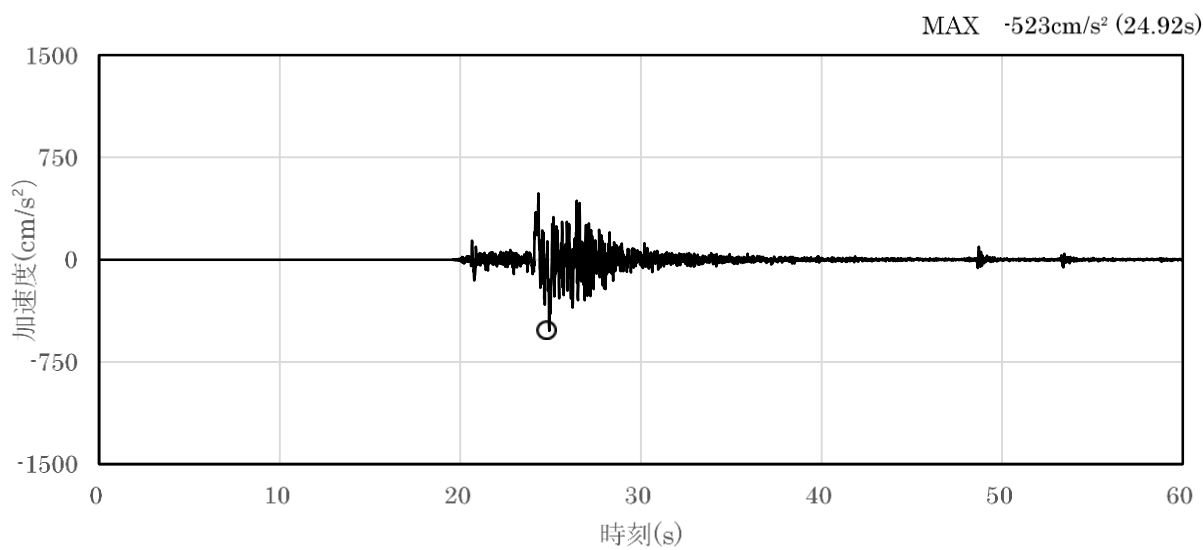


(a) 加速度時刻歴波形

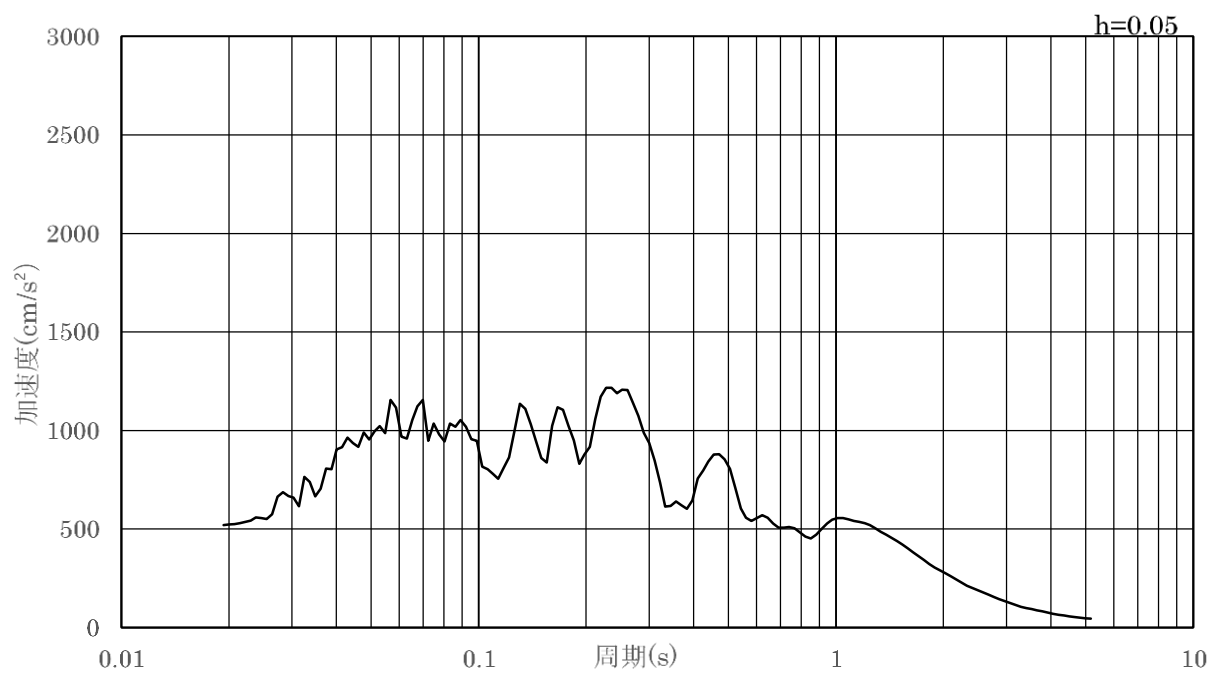


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - N 1)

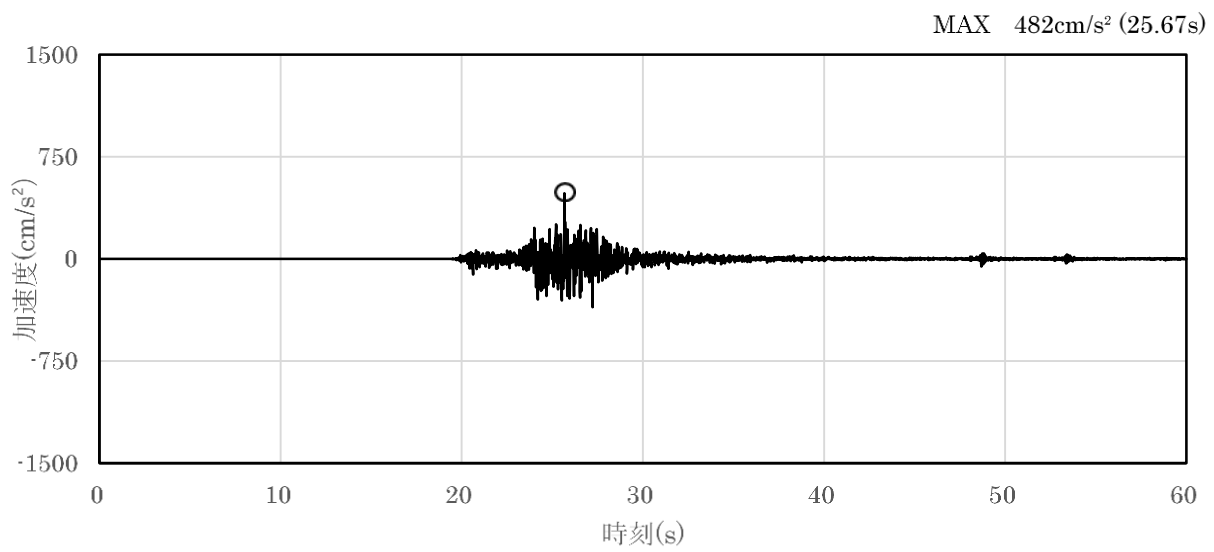


(a) 加速度時刻歴波形

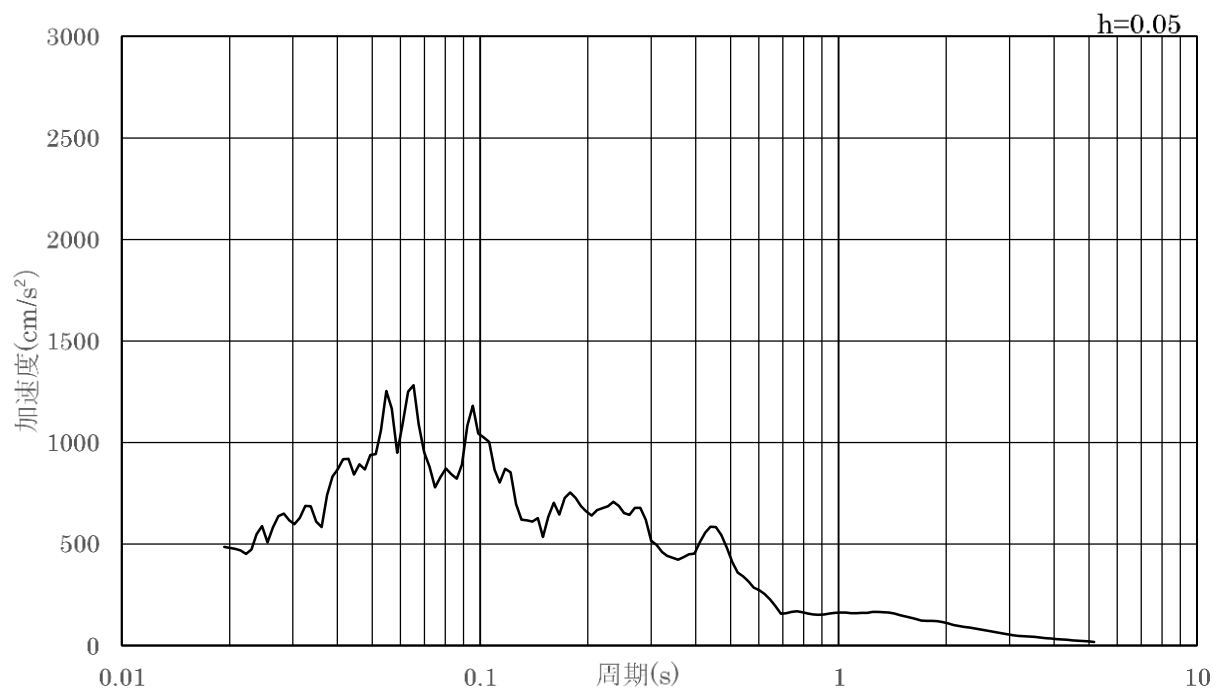


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - N 2 (NS) )

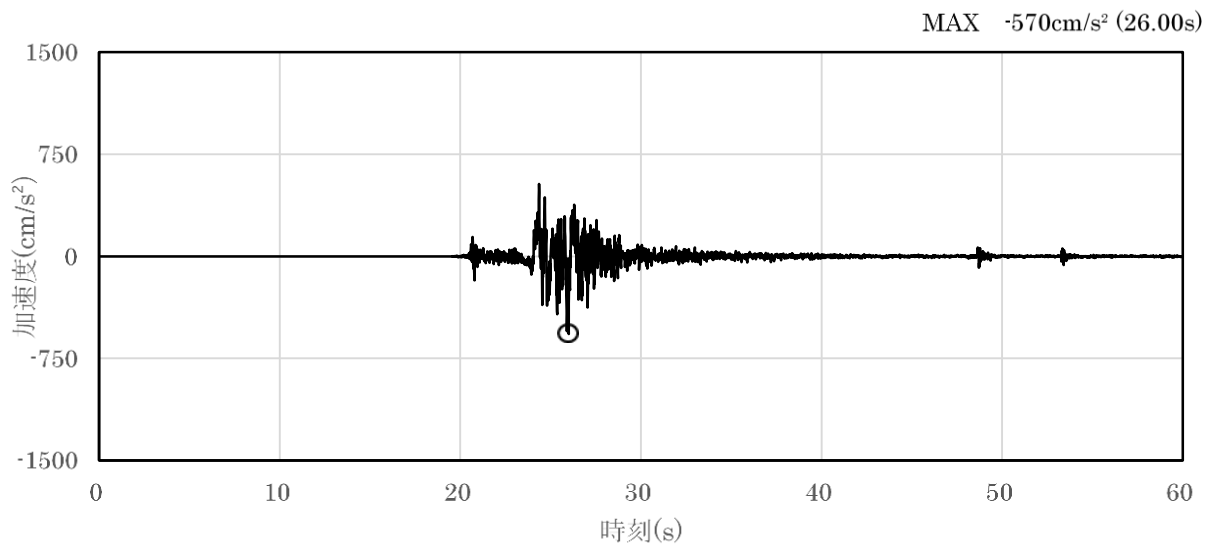


(a) 加速度時刻歴波形

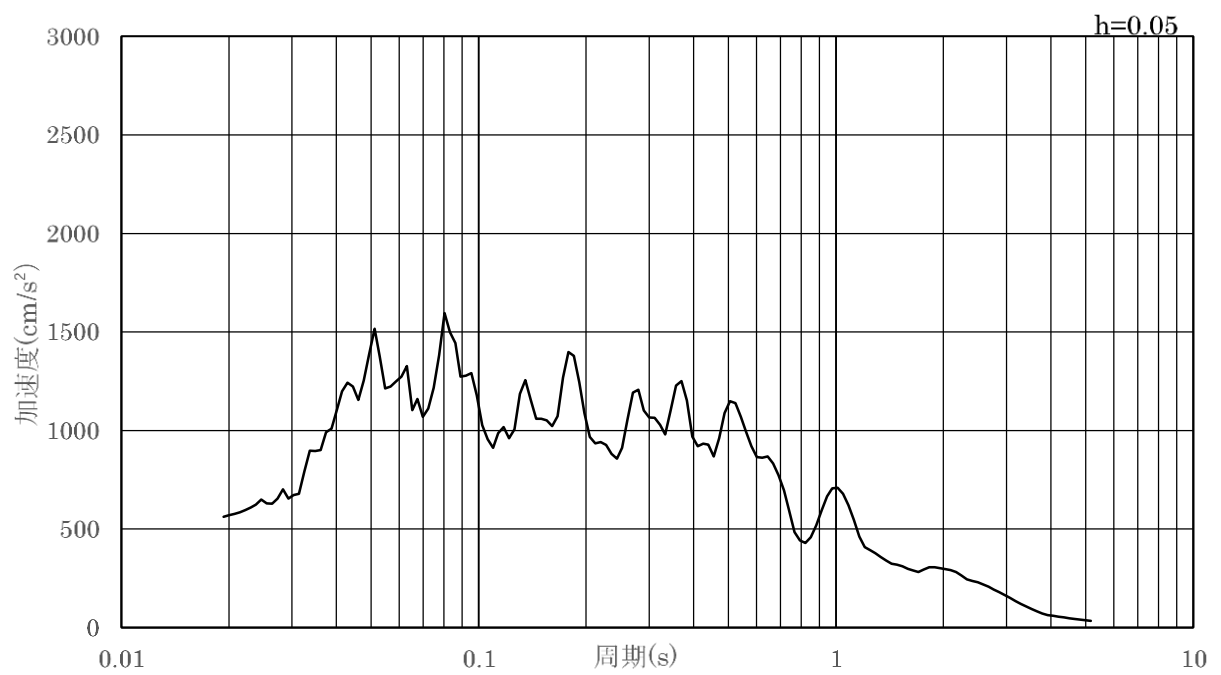


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - N 2 (NS) )

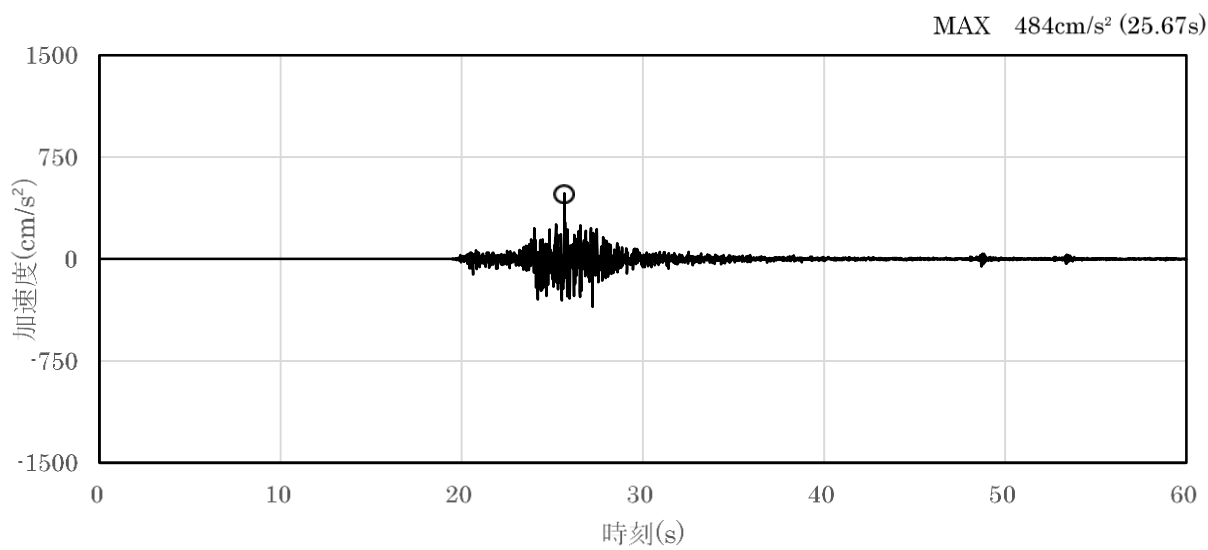


(a) 加速度時刻歴波形

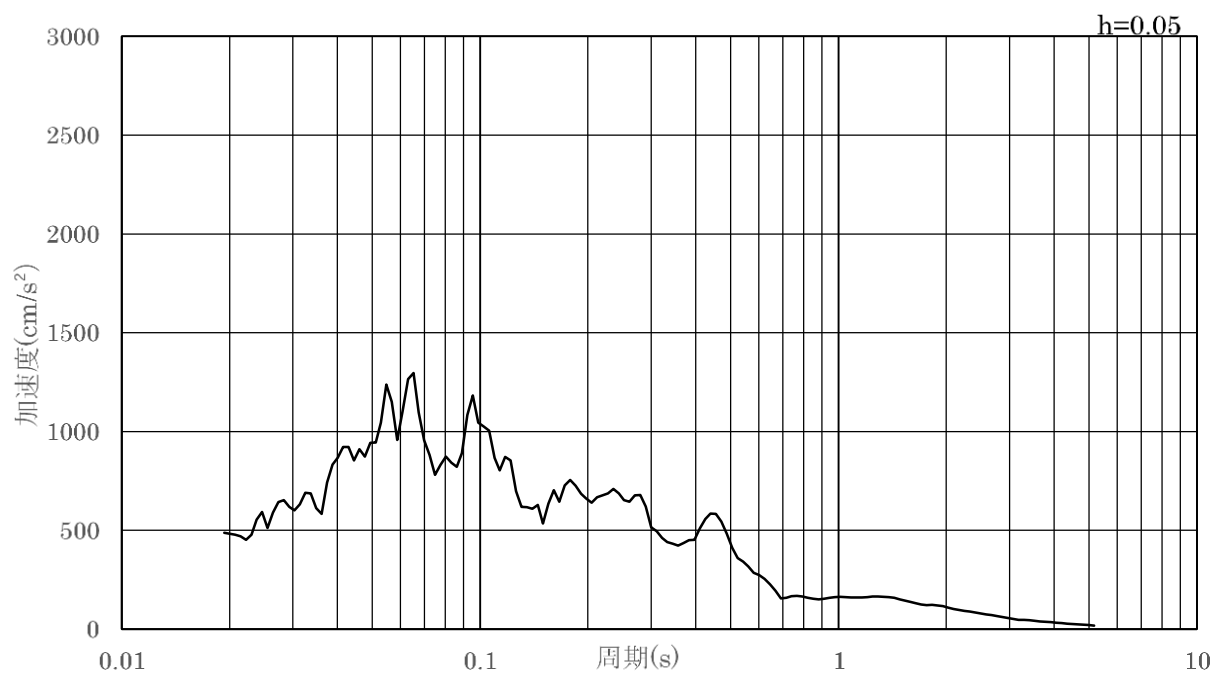


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - N 2 ( E W ) )



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - N 2 (E W) )

## 4.6 解析モデル及び諸元

### 4.6.1 解析モデル

防波扉（荷揚場南）の地震応答解析モデルを図 4.6.1-1 に示す。

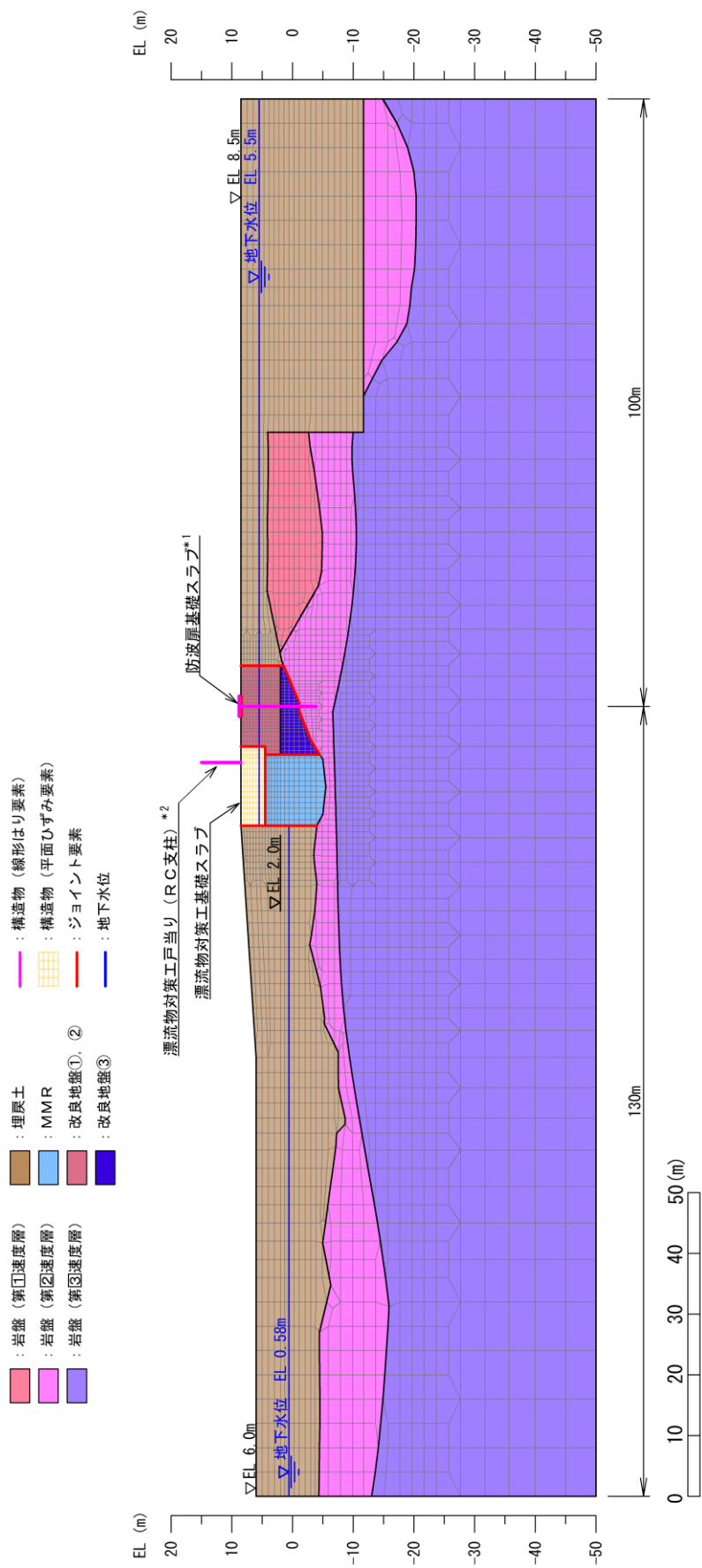
#### (1) 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987（（社）日本電気協会）」を参考に、図 4.6.1-2 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化領域を調整する。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し、要素高さを 1m 程度以下まで細分割して設定する。

解析モデルの下端については、EL-50m までモデル化する。

地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する一次元地盤モデルである。地震応答解析における自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 4.6.1-3 に示す。



注記 \* 1: 鋼管杭との接続位置において、防波扉 (鋼製扉体) を付加質量として考慮する。  
 \* 2: 線形はり要素の上下端において、漂流物対策工 (鋼製扉体) を付加質量として考慮する。

図 4.6.1-1 防波扉 (荷揚場南) の解析モデル (評価対象断面)

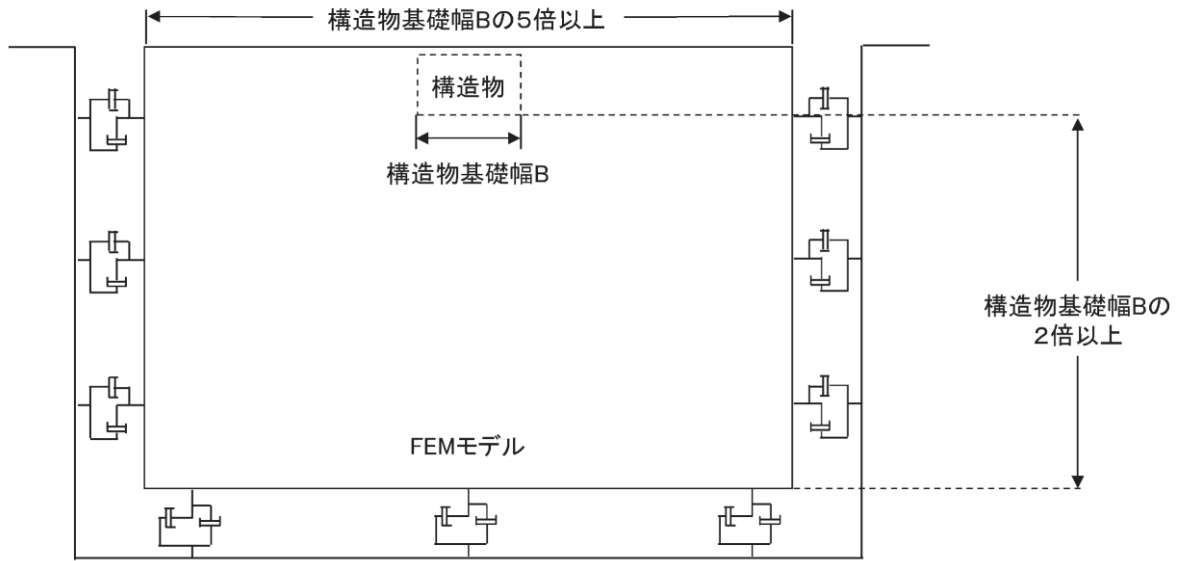


図 4. 6. 1-2 モデル化範囲の考え方

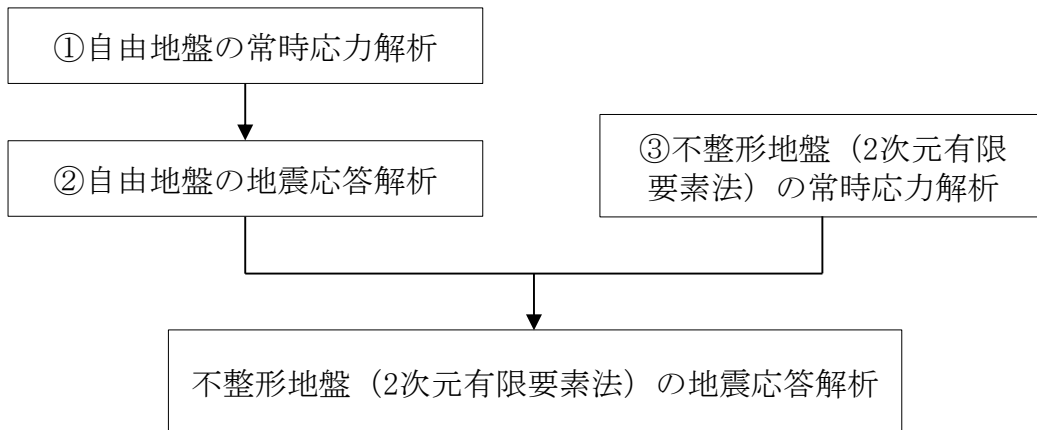


図 4. 6. 1-3 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー



(2) 境界条件

a. 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の応力を算定するために行う。そこで、常時応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 4.6.1-4 に示す。

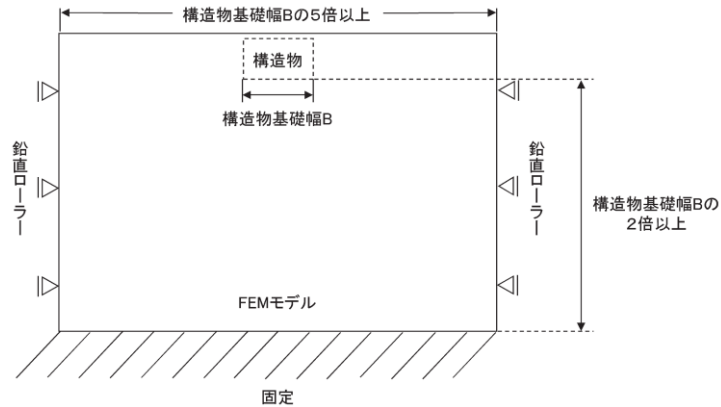


図 4.6.1-4 常時応力解析における境界条件の概念図

b. 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。境界条件の概念図を図 4.6.1-5 に示す。

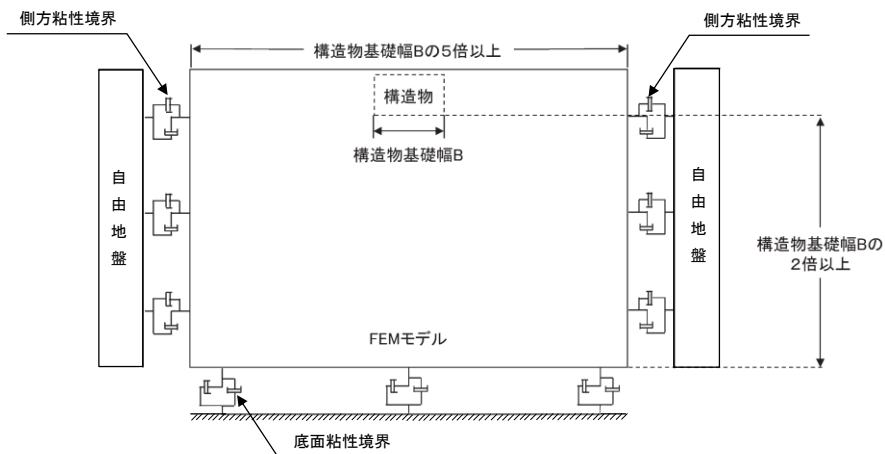


図 4.6.1-5 地震応答解析における境界条件の概念図

### (3) 構造物のモデル化

地震応答解析において、構造物については線形はり要素（ビーム要素）及び線形の平面ひずみ要素でモデル化する。なお、地震応答解析モデルの奥行きは、防波扉（鋼管杭）の間隔の最大値 4.7m を設定する（図 2.2-4(1) 参照）。構造物のモデル化の概念図を図 4.6.1-6 に示す。

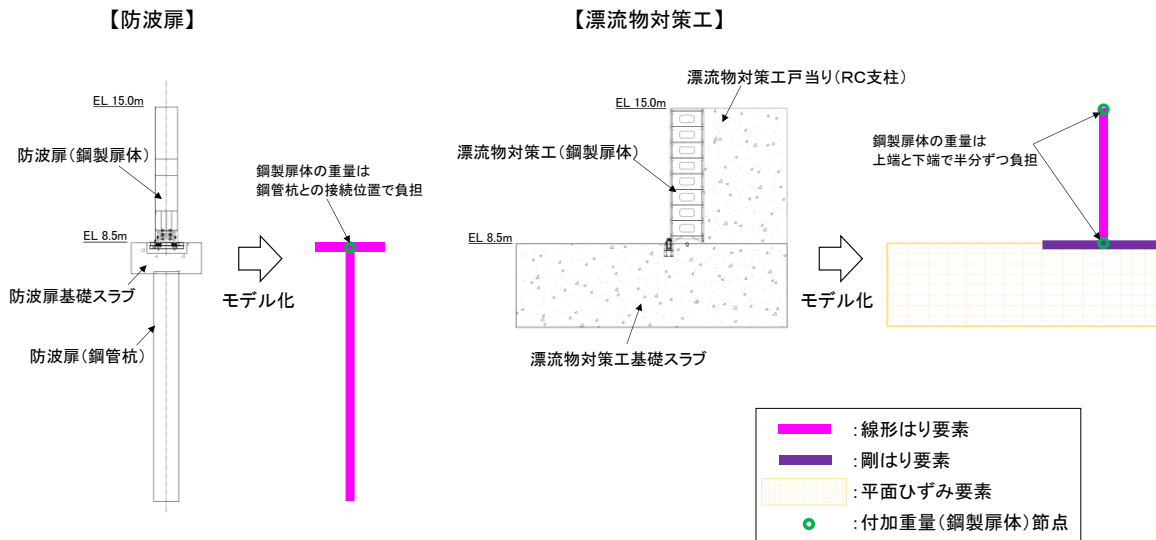


図 4.6.1-6 構造物のモデル化の概念図

#### a. 防波扉

防波扉基礎スラブ及び防波扉（鋼管杭）は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化し、はり要素の交点は剛結合とする。

防波扉（鋼製扉体）については、「3. 固有値解析」より剛構造として扱うことから、防波扉（鋼管杭）との接続位置において付加重量として設定することで、地震時慣性力を考慮する。

#### b. 漂流物対策工

漂流物対策工戸当り（RC支柱）は、図心位置において線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。線形はり要素（ビーム要素）の断面二次モーメントについては、図 4.6.1-7 に示すように、支承部を設けている支柱（東側）の主部全体の断面二次モーメントを求め、支柱幅（5.6m）で除すことで支柱幅 1m 当たりの断面二次モーメントを算出し、その値にモデル奥行き 4.7m（図 2.2-4(1) 参照）を乗じたものを設定値とする。なお、戸当り部については、剛性に寄与しないものと判断し、重量のみ考慮する。（支柱照査用断面は「4.10 評価方法」に示す。）

漂流物対策工（鋼製扉体）は、「3. 固有値解析」より剛構造として扱うこと及び戸当り（RC支柱）に支承部で固定されることから、漂流物対策工戸当り（RC支柱）の上下端の節点において付加重量として設定することで、地震時慣性力を考慮する。

漂流物対策工基礎スラブについては、厚さ 4m の鉄筋コンクリートを地中に設置することから、埋込み効果を適切に考慮するために平面ひずみ要素としてモデル化する。なお、漂流物対策工戸当り（RC支柱）と基礎スラブの境界部については剛はり要素でモデル化する。

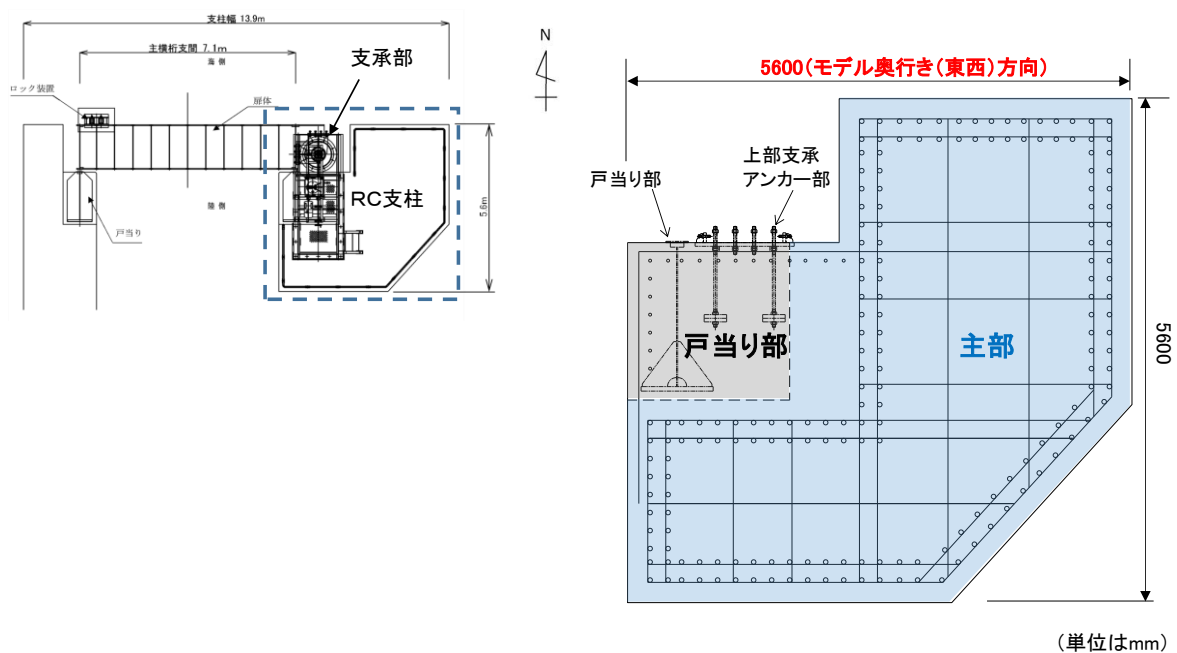


図 4.6.1-7 漂流物対策工（RC支柱）のモデル化範囲

c. 照査範囲を踏まえたモデル化の考え方

漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブに対する照査実施範囲は、曲げについては「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」（図4.6.1-9），せん断については「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）」（図4.6.1-10）に基づき，図4.6.1-8に示すように，支柱と基礎スラブの接続部は照査対象外とし，部材端より外側を対象とする。

照査範囲を踏まえ，漂流物対策工のRC支柱と基礎スラブの接続部の上端は，剛梁要素でモデル化する。

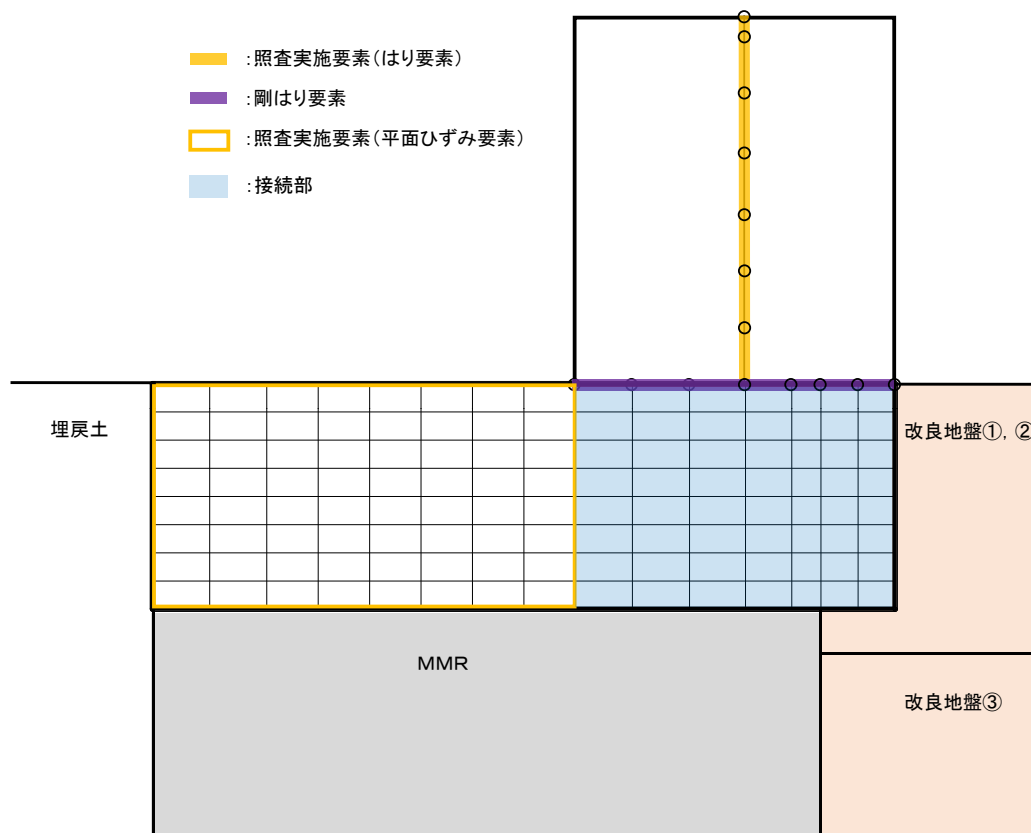


図 4.6.1-8 モデル化の概念図及び照査範囲（漂流物対策工）

5) ラーメン部材節点部の設計曲げモーメントは、図-8.3.2のとおりとする。

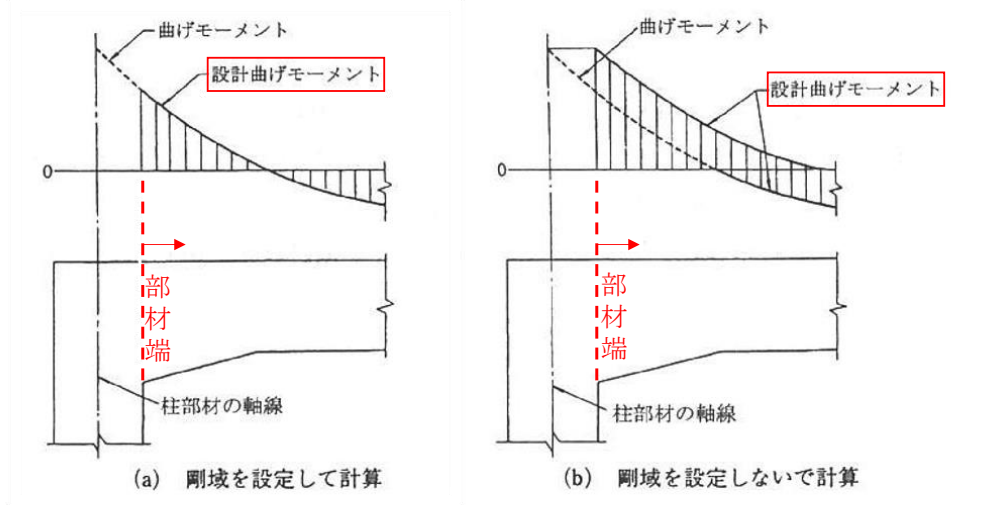


図-8.3.2 ラーメン部材節点部の設計曲げモーメント

図 4.6.1-9 照査に用いる断面力の算定位置の根拠（「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」）

（5）部材端の断面の検討に用いるせん断力は、柱に対してははりの上下面におけるせん断力とし、はりに対しては柱前面から柱前面断面の部材高さの 1/2 だけ離れた位置のせん断力とする。ただし、断面計算において、ハンチは 1:3 より緩やかな部分を有効とする。

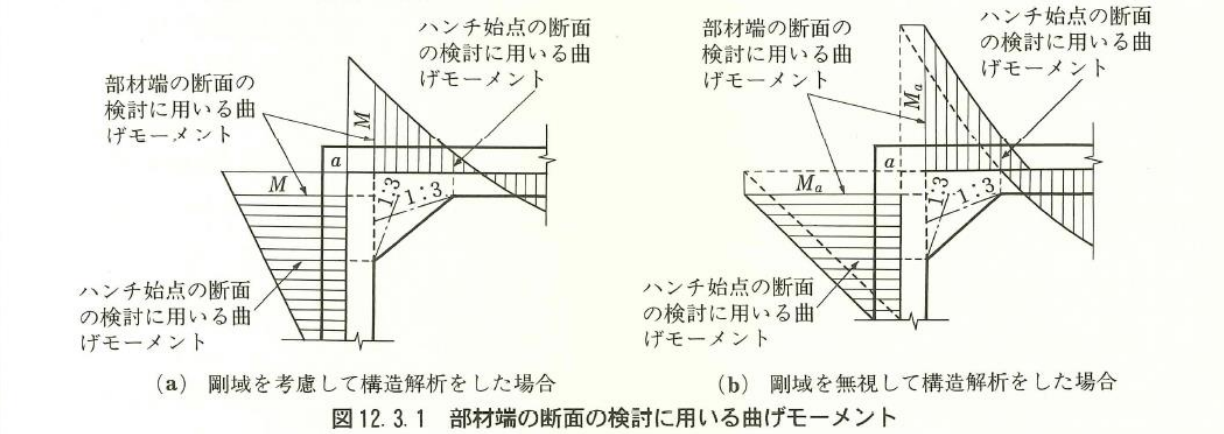


図 12.3.1 部材端の断面の検討に用いる曲げモーメント

図 4.6.1-10 照査に用いる断面力の算定位置の根拠（「コンクリート標準示方書〔構造的な照査編〕（（社）土木学会，2002 年制定）」）

#### (4) 地盤のモデル化

岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。埋戻土及び改良地盤は、地盤の非線形性を考慮するためマルチスプリング要素でモデル化し、地下水位以深の要素は間隙水要素を重ねて定義する。動的変形特性には、双曲線モデル（H-Dモデル）を用いる。そのうち、埋戻土は、液状化パラメータを設定することで、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

#### (5) ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面の法線方向に対して地震時の引張荷重を与えると、地盤は構造体から剥離する特徴がある。また、地盤と構造体の接合面のせん断方向に対して地震時のせん断荷重を与え、せん断ひずみを増加させていくと、地盤及び構造体のせん断応力は上限に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。

時刻歴応答解析では、地震時における実挙動を正確に把握するために、地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設定し、地震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

せん断強度  $\tau_f$  は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。

鉛直方向のジョイント要素の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は、港湾基準（図 4.6.1-11 参照）に準拠し、 $c=0$ 、 $\phi=15^\circ$  に設定する。

水平方向のジョイント要素の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は、「港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター、平成 19 年 3 月）」（以下「港湾構造物設計事例集」とする。）（図 4.6.1-12 参照）に準拠し、静止摩擦係数  $\mu$  から、 $c=0$ 、 $\phi=\tan^{-1}(\mu)$  より設定する。静止摩擦係数  $\mu$  の値は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（国土交通省港湾局、2007 年版）」（以下「港湾基準」という。）（図 4.6.1-13 参照）に準拠し、隣り合う地盤等に応じた静止摩擦係数を用いる。

ジョイント要素の粘着力及び内部摩擦角を表 4.6.1-1 に、ジョイント要素の配置を図 4.6.1-14 に示す。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、

$\tau_f$  : せん断強度

$c$  : 粘着力

$\phi$  : 内部摩擦角

1. 3 地震時土圧

1. 3. 1 砂質土の土圧

構造物の壁面に作用する地震時土圧及び崩壊面が水平面と成す角度は、一般的に次に掲げるところによって算定する。

(1) 主働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

$$p_{ai} = K_{ai} \left[ \sum \gamma h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (1.3.1)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta + \psi - \beta) + \sec(\phi_i + \delta + \psi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta + \theta) \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}} \quad (1.3.2)$$

この場合において、

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

(2) 受働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

$$p_{pi} = K_{pi} \left[ \sum \gamma h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (1.3.3)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = \tan(\phi_i - \delta - \psi + \beta) + \sec(\phi_i - \delta - \psi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta - \theta) \sin(\phi_i - \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}} \quad (1.3.4)$$

この場合において、

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i + \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi - \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi - \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

ここに、 $p_{ai}$ 、 $p_{pi}$ 、 $K_{ai}$ 、 $K_{pi}$ 、 $\zeta_i$ 、 $\omega$ 、 $\gamma$ 、 $h_i$ 、 $\psi$ 、 $\beta$ 、 $\delta$ 及び $\phi_i$ は、1. 2 永続状態における土圧に準じて、1. 2. 1 砂質土の土圧の式(1.2.1)～(1.2.4)と同じ数値を表すものとする。また、 $\theta$ は次の数値を表すものとする。

$\theta$  : 次の(a)又は(b)で表される地震合成角 (°)

(a)  $\theta = \tan^{-1} k$

(b)  $\theta = \tan^{-1} k'$

ここで、 $k$ 及び $k'$ は、それぞれ次の数値を表すものとする。

$k$  : 震度

$k'$  : 見掛けの震度

(3) 見掛けの震度は、1. 3. 3 見掛けの震度による。

(4) 地震時土圧は、物部<sup>1)</sup>・岡部<sup>2)</sup>が提案した理論に基づいたものである。

(5) 壁面摩擦角

一般に、±15°以下とする。裏込材のせん断抵抗角 $\psi$ の1/2程度を目安とすることができる。

(6) 残留水位以下の土圧

一般的に、残留水位以上においては空気中における震度を用いて土圧分布を求め、残留水位以下においては各境界面において1. 3. 3 見掛けの震度を用いて土圧分布を求める。

(7) 土圧係数等

土圧係数と崩壊角の算定図を図-1.3.1に示す。

(8) 上記土圧式は、土と間隙水が一体となって運動すると仮定しており、液状化した土には適用できない。その場合には別途、動的有効応力解析又は模型実験などで、地盤と構造物の地震時安定性を評価すべきである。

図 4.6.1-11 ジョイント要素（鉛直方向）の物性値の設定根拠（「港湾基準」抜粋）

よって、  

$$\phi^{sp}_f = \tan^{-1}(0.838)$$

$$= 40(^{\circ})$$

③ケーソン

図-1.54 にケーソン周辺のモデル化を示す。ケーソンのモデル化は、ケーソン本体、上部コンクリート、フーチング、ケーソン拡張部（陸側フーチング上部地盤）に分けてモデル化した。陸側フーチング上部の裏込石および裏埋土地盤は、剛性をケーソン本体と同じ値を用いて、単位体積重量は裏込石および裏埋土地盤の値を用いる<sup>8)</sup>。表-1.63 にケーソンの入力パラメータを示す。

④ジョイント要素

ケーソン要素と基礎捨石および裏込石との間に生じる滑動と剥離はジョイント要素によりモデル化する<sup>9)</sup>。ジョイント要素は、圧縮側では垂直方向接線剛性  $K_N$  に応じた応力を負担する。せん断方向（滑り方向）は、せん断応力がせん断強度に達するまではせん断方向接線剛性  $K_S$  に応じた力を負担する。せん断強度  $\tau_f$  は垂直方向の有効拘束

圧  $\sigma'_n$  に基づき式(1.62)より求める。剥離状態ではせん断強度は0となる。

$$\tau_f = C_f + \sigma'_n \tan \phi_f \quad (1.62)$$

よって、本事例のジョイント要素のせん断強度に関する定数は以下のとおり設定できる。まず、ケーソン底面と捨石の間の摩擦係数は摩擦増大マットが敷設されていないので  $\mu=0.6$  と設定して、摩擦角  $\phi_f$  は  $\tan^{-1}(0.6)=31^{\circ}$  を用いる。また、ケーソン背面と裏込石の間の摩擦角は  $\phi_f=15^{\circ}$  を用いる。

・ジョイント要素のレーレー減衰の与え方

FLIP 研究会では、ジョイント要素のレーレー減衰の与え方に関する検討が実施された<sup>20)</sup>。従来の解析では、レーレー減衰行列の組立の際に、ジョイント要素の初期接線剛性  $K_S$  や  $K_N$  に全体系の剛性比例係数  $\beta$  を乗じたものを取り込んでいた(従来型)。  $K_S$  や  $K_N$  の値は物理的な根拠に基づいて設定するのではなく、周囲の土の変形よりも大きな変形がジョイント要素の線形部分で生じることのないように、比較的大きな値が指定される。この

図 4.6.1-12 ジョイント要素（水平方向）の物性値の設定根拠（「港湾構造物設計事例集」抜粋）

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。

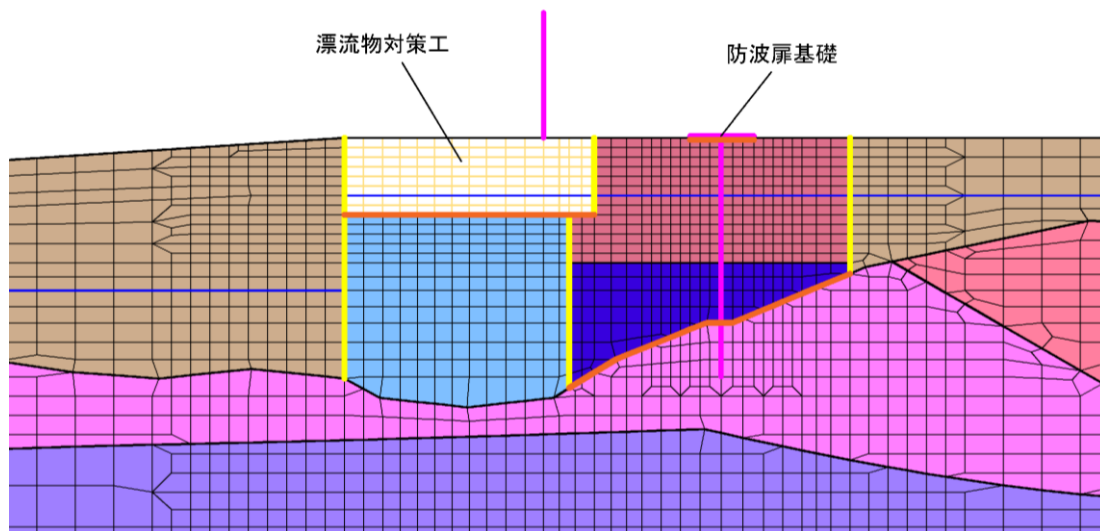
図 4.6.1-13 ジョイント要素（水平方向）の物性値設定に用いる静止摩擦係数（「港湾基準」抜粋）



表 4.6.1-1 ジョイント要素の粘着力と内部摩擦角

接合条件			粘着力 c (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩 擦角 φ (°)	備考	
	材料 1	材料 2				
鉛直方向	境界 1	埋戻土	改良地盤①②	0	15.0	構造物の壁面摩擦角の設定方法を準用し、c=0、φ=15°と設定
			改良地盤③			
			MMR			
			漂流物対策工			
		改良地盤①②	MMR			
			漂流物対策工			
		改良地盤③	MMR			
水平方向	境界 2	改良地盤①②	漂流物対策工	0	26.57	剛性の高い岩盤等の境界であるため、「コンクリートとコンクリート」及び「コンクリートと岩盤」の静止摩擦係数 (μ=0.50) より、φ=tan <sup>-1</sup> (μ)≒26.57°
			防波扉基礎			
		MMR	漂流物対策工			
		岩盤	改良地盤③			

- : 岩盤 (第1速度層)
- : 岩盤 (第2速度層)
- : 岩盤 (第3速度層)
- : 埋戻土
- : MMR
- : 改良地盤①②
- : 改良地盤③
- : 構造物 (線材)
- : 構造物 (平面ひずみ要素)
- : 地下水面
- : ジョイント要素 (境界1)
- : ジョイント要素 (境界2)



項目		粘着力 c (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 φ (°)
鉛直方向	境界 1	0	15.00
水平方向	境界 2	0	26.57

図 4.6.1-14 荷揚場南断面におけるジョイント要素の配置図

ジョイント要素のばね定数は、「港湾構造物設計事例集」を参考に、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に周囲材料の剛性よりも十分に大きな値を設定する。表 4.6.1-2 にジョイント要素のばね定数を示す。

また、ジョイント要素の力学特性を図 4.6.1-15 に示す。

表 4.6.1-2 ジョイント要素のばね定数

項目	せん断剛性 $k_s$ ( $\text{kN/m}^2$ )	圧縮剛性 $k_n$ ( $\text{kN/m}^2$ )
境界 1, 2	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$

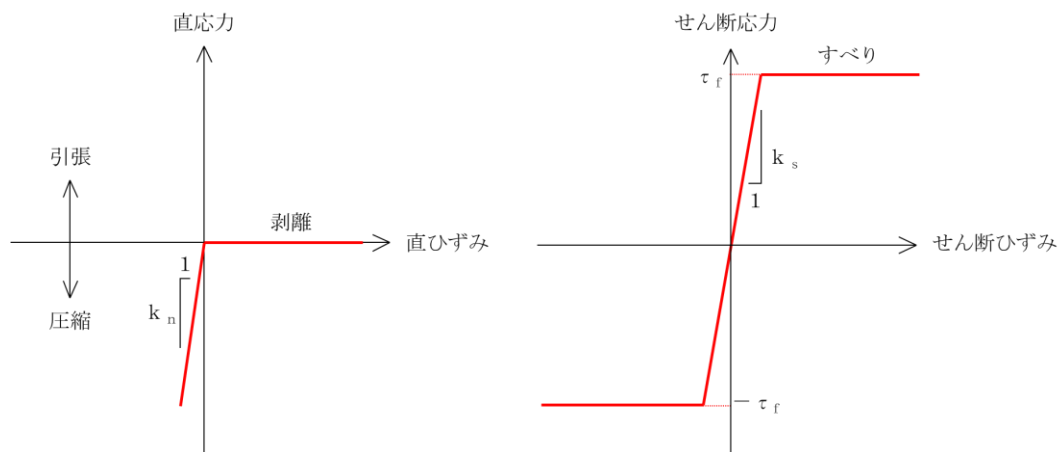


図 4.6.1-15 ジョイント要素の力学特性

(6) 杭―地盤相互作用ばね及び杭下端非線形ばねの設定

地盤と杭が接している箇所の側方境界部に杭―地盤相互作用ばねを設けることにより、地盤と杭の相互作用における3次元効果を2次元モデルで適切に考慮する。

杭―地盤相互作用ばねの杭軸直角方向のばね定数は、「FLIP 研究会 14 年間の検討成果まとめ理論編」に従い、杭径及び杭間隔より設定される値を用いる。また、軸方向では、杭―地盤相互作用ばねはモデル化していない。

杭下端境界部に圧縮応力の上限値を有さない非線形ばねを設けることにより、杭下端における地盤と杭の相互作用を適切に考慮する。

杭下端の杭軸方向について設定する非線形ばねは、常時状態以上の引張が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。

ジョイント要素のばね定数は、「港湾構造物設計事例集」を参考に、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に周囲材料の剛性よりも十分に大きな値を設定する。

図 4.6.1-16 に荷揚場南断面における杭―地盤相互作用ばね及び杭下端非線形ばねの配置図、表 4.6.1-3 に非線形ばね定数、図 4.6.1-17 に非線形ばねの力学特性を示す。

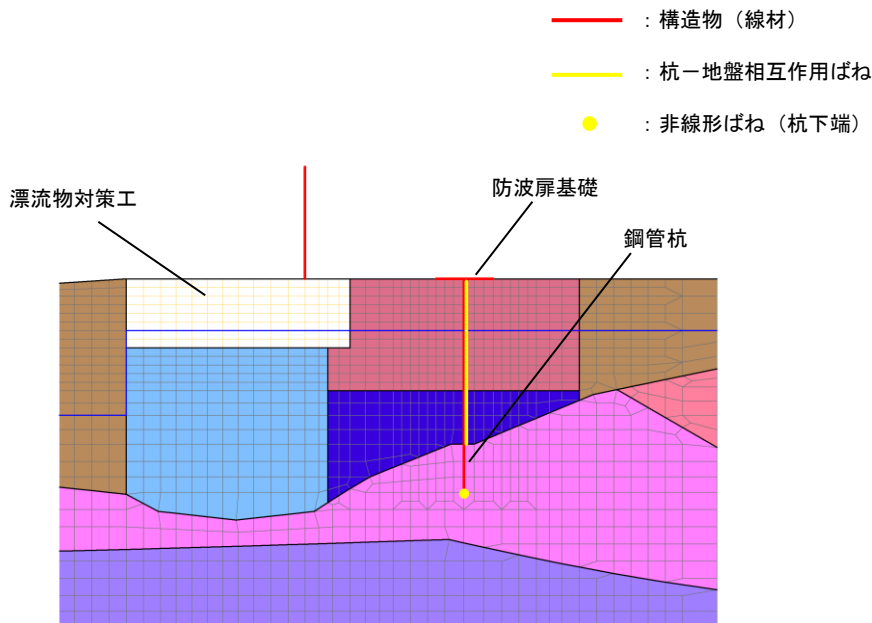


図 4.6.1-16 荷揚場南断面における杭―地盤相互作用ばね及び杭下端非線形ばねの配置図

表 4.6.1-3 非線形ばね定数

項目	圧縮剛性 $k_n$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )
杭下端	$1.0 \times 10^6$

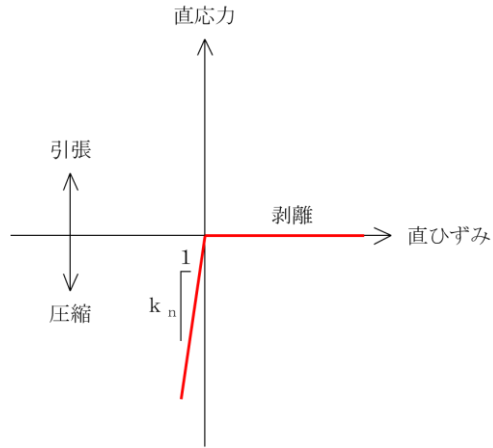


図 4.6.1-17 非線形ばね定数の力学特性

#### 4.6.2 使用材料及び材料の物性値

耐震評価に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。使用材料を表 4.6.2-1 に、材料の物性値を表 4.6.2-2 に示す。

表 4.6.2-1(1) 使用材料 (防波扉)

材料		諸元
防波扉戸当り (RC支柱) 防波扉基礎スラブ	鉄筋	SD345
	コンクリート	設計基準強度 : 24N/mm <sup>2</sup>
防波扉 (鋼製扉体)		SM490, SS400
防波扉 (鋼管杭) *		φ 1200mm (SKK490) t=25mm

注記\* : 「道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 ( (社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月) 」に基づき腐食代 1mm を考慮する。

表 4.6.2-1(2) 使用材料 (漂流物対策工)

材料		諸元
漂流物対策工戸当り (RC支柱) 漂 流物対策工基礎スラブ	鉄筋	SD345
	コンクリート	設計基準強度 : 40N/mm <sup>2</sup>
漂流物対策工 (鋼製扉体)		SBHS700, SM570

表 4.6.2-2(1) 材料の物性値 (防波扉)

材料	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.0 <sup>*1</sup>	2.5×10 <sup>4*1</sup>	0.2 <sup>*1</sup>
鋼管杭	77.0 <sup>*2</sup>	2.0×10 <sup>5*2</sup>	0.3 <sup>*2</sup>

注記\*1 : 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)

\*2 : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 ( (社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)

表 4.6.2-2(2) 材料の物性値 (漂流物対策工)

材料	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.0 <sup>*</sup>	3.1×10 <sup>4*</sup>	0.2 <sup>*</sup>

注記\* : 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)

#### 4.6.3 地盤の物性値

地盤の物性値は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

地盤の物性値を表 4.6.3-1～表 4.6.3-4 に示す。

表 4.6.3-1 地盤の解析用物性値（有効応力解析，液状化検討対象層）

		埋戻土	
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.11 【2.00】	
	間隙率 $n$	0.45	
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	154600	
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	98.00	
	ポアソン比 $\nu$	0.33	
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	0.095	
強度特性	粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	0	
	内部摩擦角 $\phi'$ (°)	40.17	
液状化特性	変相角 $\phi_p$ (°)	28	
	液状化パラメータ	S1	0.005
		w1	4.080
		P1	0.500
		P2	0.990
		C1	2.006

注記\*：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を表す。

動せん断弾性係数，内部摩擦角及び液状化パラメータは代表的な数値を示す。

表 4.6.3-2 地盤の解析用物性値（有効応力解析，改良地盤）

対象施設		防波扉（荷揚場南）	
種別（工法，地盤種別）		改良地盤①，② （薬液注入）	改良地盤③ （薬液注入）
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.11 【2.00】	2.11
	間隙率 $n$	0.45	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	765800	956500
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	98.00	98.00
	ポアソン比 $\nu$	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	0.095	0.095
強度特性	粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	628	1140
	内部摩擦角 $\phi'$ (°)	38.00	40.54

注記\*：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を表す。

動せん断弾性係数，内部摩擦角及び液状化パラメータは代表的な数値を示す。



表 4.6.3-3 改良地盤①～③の残留強度及び引張強度

地盤	残留強度		引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )
	$c'$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\phi'$ (°)	
改良地盤①, ②	0.091	46.08	0.258
改良地盤③	0.205	42.71	0.495

表 4.6.3-4 地盤の解析用物性値  
(有効応力解析 (1, 2号機エリア))

	岩盤① 速度層	岩盤② 速度層	岩盤③ 速度層
P波速度 $V_p$ (m/s)	800	2100	3600
S波速度 $V_s$ (m/s)	250	900	1600
単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	20.6	23.0	24.5
動ポアソン比 $\nu_d$	0.446	0.388	0.377

表 4.6.3-5 MMRのせん断強度及び引張強度

材料		せん断強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
MMR	( $f'_{ck} = 18.0\text{N/mm}^2$ )	3.60	1.57

#### 4.6.4 地下水位

設計地下水位は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計地下水位を表 4.6.4-1 に示す。

表 4.6.4-1 設計地下水位

施設名称	設計地下水位
防波扉 (荷揚場南)	漂流物対策工より陸側 : EL 5.5m 漂流物対策工より海側 : EL 0.58m

#### 4.7 評価対象部位

評価対象部位は、防波扉（荷揚場南）の構造上の特徴を踏まえ設定する。

##### 4.7.1 施設・地盤の健全性評価

###### (1) 防波扉

施設・地盤の健全性評価に係る評価対象部位は、防波扉（鋼製扉体）、防波扉戸当り（RC支柱）、防波扉基礎スラブ、防波扉（鋼管杭）及び改良地盤①～③とする。

###### (2) 漂流物対策工

施設・地盤の健全性評価に係る評価対象部位は、漂流物対策工（鋼製扉体）、漂流物対策工戸当り（RC支柱）、漂流物対策工基礎スラブとする。

##### 4.7.2 基礎地盤の支持性能評価

###### (1) 防波扉

基礎地盤の支持性能評価に係る評価対象部位は、防波扉を支持する基礎地盤（岩盤）とする。

###### (2) 漂流物対策工

基礎地盤の支持性能評価に係る評価対象部位は、漂流物対策工を支持する基礎地盤（MMR、改良地盤及び岩盤）とする。

#### 4.8 許容限界

許容限界は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

##### 4.8.1 防波扉

###### (1) 防波扉（鋼製扉体）

防波扉（鋼製扉体）の許容限界は、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成 28 年 3 月）」に基づき、表 4.8.1-1 に示す短期許容応力度とする

表 4.8.1-1(1) 防波扉（鋼製扉体）の許容限界

部材	材質	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
主横桁	SM490	許容曲げ応力度 $\sigma_{ca}$	160	240
		許容せん断応力度 $\tau_a$	90	135
補助縦桁	SS400	許容曲げ応力度 $\sigma_{ca}$	120	180
		許容せん断応力度 $\tau_a$	70	105
端縦桁	SM490	許容圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	160	240
車輪	SCS3	許容接触応力度 $p_a$	640*	960
車輪軸	S45C-H	許容曲げ応力度 $\sigma_a$	245	367
		許容せん断応力度 $\tau_a$	140	210

注記\*：「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成 28 年 3 月）」に基づきブリネル硬さにより算出する。

表 4.8.1-1(2) 防波扉（鋼製扉体）の許容限界

部材		許容荷重 (kN)
車輪軸受	自動調心ころ軸受	700*

注記\*：「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成 28 年 3 月）」に基づき基本静定格荷重に安全率を考慮する。

表 4.8.1-1(3) 防波扉（鋼製扉体）の許容限界

部材	材質	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
レール	SUS304N2	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	170*	255
	SM490	許容曲げ引張応力度 $\sigma_a$	160	240
		許容せん断応力度 $\tau_a$	90	135
レール(腹板)	SM490	許容支圧応力度 $\sigma_{ba}$	240	360
ロック装置	SUS630	許容曲げ応力度 $\sigma_{ca}$	360*	540
	H1150	許容せん断応力度 $\tau_a$	207*	310
	SUS304	許容支圧応力度 $\sigma_{ba}$	150	225
支圧板	SUS304	許容支圧応力度 $\sigma_{pa}$	150	225
戸当り (底面フランジ)	SS400	許容曲げ応力度 $\sigma_{ca}$	120	180
戸当り (コンクリート)	$f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$	許容支圧応力度 $\sigma_{cba}$	5.9	8.8
		許容せん断応力度 $\tau_{ca}$	0.40	0.60

注記\*：「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成 28 年 3 月）」に基づき，許容曲げ応力度は，降伏点の応力度を安全率 2.0 で除して算出する。また，許容せん断応力度は，許容曲げ応力度を $\sqrt{3}$ で除して算出する。

(2) 防波扉戸当り（RC支柱）及び防波扉基礎スラブ

防波扉戸当り（RC支柱）及び防波扉基礎スラブの許容限界は，「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）」に基づき，表 4.8.1-2 に示す短期許容応力度とする。

表 4.8.1-2 防波扉戸当り（RC支柱）及び防波扉基礎スラブの許容限界

種別	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
コンクリート ( $f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$ )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	9.0	13.5
	許容せん断応力度 $\tau_{a1}$	0.45	0.67
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	196	294

注記\*：短期許容応力度は，「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）」より許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

(3) 防波扉（鋼管杭）

防波扉（鋼管杭）の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」を基に算出した降伏モーメント及び短期許容せん断応力度とする。表4.8.1-3に鋼管杭の許容限界を示す。

降伏モーメントは次式により算定する。

$$M_y = (f_y - \frac{|N|}{A}) Z_e$$

ここで，

$M_y$  : 鋼管杭の降伏モーメント (kN・m)

$f_y$  : 鋼管杭の降伏基準点 (N/mm<sup>2</sup>)

$Z_e$  : 鋼管杭の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$N$  : 鋼管杭に発生する軸力 (kN)

$A$  : 鋼管杭の断面積 (mm<sup>2</sup>)

表 4.8.1-3 防波扉（鋼管杭）の許容限界

杭径	杭板厚	鋼種	降伏 モーメント*2 $M_y$ (kN・m)	短期許容 せん断応力度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )
φ 1.2m	25mm*1	SKK490	7960	157

注記\*1：「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，腐食代1mmを考慮する。

\*2：降伏モーメントは，鋼管杭に発生する軸力を考慮する。

(3) 改良地盤

改良地盤の施設・地盤の健全性に用いる許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド（平成 25 年 6 月 19 日原管地発第 1306196 号）」を準用し、表 4.8.1-4 に改良地盤の許容限界を示す。

表 4.8.1-4 改良地盤の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率 $F_s$	1.2 以上

(4) 基礎地盤

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき設定する。基礎地盤の許容限界を表 4.8.1-5 に示す。

表 4.8.1-5 基礎地盤の許容限界

評価項目	基礎地盤		許容限界 ( $N/mm^2$ )
極限支持力度 $R_u$	岩盤	C <sub>H</sub> 級	9.8
		C <sub>M</sub> 級	

#### 4.8.2 漂流物対策工

##### (1) 漂流物対策工（鋼製扉体）

漂流物対策工（鋼製扉体）の許容限界は、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成28年3月）」に基づき，表4.8.2-1に示す短期許容応力度とする。

表 4.8.2-1 (1) 漂流物対策工（鋼製扉体）の許容限界

部材	材質	許容応力度(N/mm <sup>2</sup> )		短期許容 応力度(N/mm <sup>2</sup> )
主横桁	SBHS700	許容曲げ応力度 $\sigma_{ca}$	350 <sup>*1</sup>	525
	SM570	許容せん断応力度 $\tau_a$	129 <sup>*1</sup>	193
張出桁	SBHS700	許容曲げ応力度 $\sigma_{ca}$	350 <sup>*1</sup>	525
		許容せん断応力度 $\tau_a$	202 <sup>*1</sup>	303
補助縦桁	SM570	許容曲げ応力度 $\sigma_{ca}$	207 <sup>*1, *2</sup>	310
		許容せん断応力度 $\tau_a$	129 <sup>*1</sup>	193
端縦桁	SM570	許容圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	225 <sup>*1</sup>	337

注記\*1：「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成28年3月）」に基づき，許容曲げ応力度は，降伏点の応力度を安全率2.0で除して算出する。また，許容せん断応力度は，許容曲げ応力度を $\sqrt{3}$ で除して算出する。

\*2：補助縦桁に用いる構造用鋼材（SM570）の許容曲げ応力度は，「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成28年3月）」及び「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，横倒れ座屈を考慮する。

表 4.8.2-1 (2) 漂流物対策工（鋼製扉体）の許容限界

部材	材質	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
支承部 (上部支承軸)	SUS630	許容曲げ応力度 $\sigma_a$	360* <sup>1</sup>	540
	H1150	許容せん断応力度 $\tau_a$	207* <sup>1</sup>	
支承部 (下部支承軸)	SUS304N2	許容曲げ応力度 $\sigma_a$	170* <sup>1</sup>	255
		許容せん断応力度 $\tau_a$	98* <sup>1</sup>	147
支承部 (下部支承軸受)	SUS630 H1150	許容接触応力度 $p_a$	1357* <sup>2</sup>	2035
支承部 (浮上防止金物)	SUS304	許容曲げ応力度 $\sigma_a$	100	150
		許容せん断応力度 $\tau_a$	60	90
	SUS304N2	許容軸方向 引張応力度 $\sigma_{ta}$	170* <sup>1</sup>	255
上部支承 (アンカーボルト)	S45C-H	許容軸方向 引張応力度 $\sigma_a$	245	367
下部支承 (アンカーボルト)	S45C-H	許容軸方向 引張応力度 $\sigma_a$	245	367
上部支承 (コンクリート)	$f'_{ck}=40\text{N/mm}^2$	許容支圧応力度 $\sigma_{cba}$	5.9	8.8
		許容せん断応力度 $\tau_{ca}$	0.40	0.60
下部支承 (コンクリート)	$f'_{ck}=40\text{N/mm}^2$	許容支圧応力度 $\sigma_{cba}$	5.9	8.8
		許容せん断応力度 $\tau_{ca}$	0.40	0.60

注記\*1：「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成 28 年 3 月）」に基づき，許容曲げ応力度は，降伏点の応力度を安全率 2.0 で除して算出する。また，許容せん断応力度は，許容曲げ応力度を $\sqrt{3}$ で除して算出する。

\*2：「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成 28 年 3 月）」に基づきブリネル硬さにより算出する。



表 4.8.2-1(3) 漂流物対策工（鋼製扉体）の許容限界

部材	許容荷重 (kN)
支承部（支承軸受）	2140*

注記\*：「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成 28 年 3 月）」に基づき基本静定格荷重に安全係数を考慮し算出する。

表 4.8.2-1(4) 漂流物対策工（鋼製扉体）の許容限界

部材	材質	許容応力度(N/mm <sup>2</sup> )		短期許容 応力度(N/mm <sup>2</sup> )
ロックビーム	SM570	許容曲げ応力度 $\sigma_{ca}$	225*	337
		許容せん断応力度 $\tau_a$	129*	193
支圧板	SUS304	許容支圧応力度 $\sigma_{pa}$	150	225
戸当り（腹板）	SM400	許容支圧応力度 $\sigma_{ba}$	180	270
戸当り （底面フランジ）	SBHS700	許容曲げ応力度 $\sigma_{ca}$	350*	525
戸当り （コンクリート）	$f'_{ck}=40\text{N/mm}^2$	許容支圧応力度 $\sigma_{cba}$	5.9	8.8
		許容せん断応力度 $\tau_{ca}$	0.40	0.60

注記\*：「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成 28 年 3 月）」に基づき，許容曲げ応力度は，降伏点の応力度を安全率 2.0 で除して算出する。また，許容せん断応力度は，許容曲げ応力度を $\sqrt{3}$ で除して算出する。

(2) 漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び漂流物対策工基礎スラブ

漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び漂流物対策工基礎スラブの許容限界は、「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）」に基づき，表4.8.2-2に示す短期許容応力度とする。

表4.8.2-2 漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び漂流物対策工基礎スラブの許容限界

種別	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	コンクリート (f <sub>ck</sub> =40N/mm <sup>2</sup> )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	
許容せん断応力度 $\tau_{a1}$		0.55	0.82
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	196	294

注記\*：短期許容応力度は，「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）」より許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

4.8.3 基礎地盤

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき設定する。基礎地盤の許容限界を表4.8.3-1に示す。

表4.8.3-1 基礎地盤の許容限界

評価項目	基礎地盤		許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
極限支持力度 $R_u$	岩盤	C <sub>H</sub> 級	9.8
		C <sub>M</sub> 級	
	改良地盤		1.4
支圧強度 $f'_a$	MMR		18.0

#### 4.9 設計用地震力

「3. 固有値解析」に示すとおり，防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）の固有振動数が 20Hz 以上であることを確認したため，防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）の耐震計算に用いる設計震度は，防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）設置位置の最大応答加速度に基づき保守的に設定した。

防波扉（鋼製扉体）の耐震評価に用いる設計用地震力を表 4.9-1 に，漂流物対策工（鋼製扉体）に用いる設計用地震力を表 4.9-2 に示す。

表 4.9-1 防波扉（鋼製扉体）の耐震評価に用いる設計用地震力

設置標高	最大応答加速度に基づく震度				設計震度	
EL 8.5m	水平	S <sub>s</sub> -D	(++)	0.96	k <sub>H</sub>	2.4
			(-+)	0.88		
			(+-)	1.00		
			(--)	0.98		
		S <sub>s</sub> -F 1	(++)	1.01		
		S <sub>s</sub> -F 2	(++)	1.09		
		S <sub>s</sub> -N 1	(++)	0.81		
			(-+)	0.88		
		S <sub>s</sub> -N 2 (NS)	(++)	0.63		
			(-+)	0.54		
	S <sub>s</sub> -N 2 (EW)	(++)	0.71			
		(-+)	0.70			
	鉛直	S <sub>s</sub> -D	(++)	0.66	k <sub>V</sub>	1.3
			(-+)	0.68		
			(+-)	0.65		
			(--)	0.69		
		S <sub>s</sub> -F 1	(++)	0.62		
		S <sub>s</sub> -F 2	(++)	0.53		
		S <sub>s</sub> -N 1	(++)	0.40		
			(-+)	0.42		
S <sub>s</sub> -N 2 (NS)		(++)	0.73			
		(-+)	0.78			
S <sub>s</sub> -N 2 (EW)	(++)	0.82				
	(-+)	0.81				

表 4.9-2 漂流物対策工（鋼製扉体）の耐震評価に用いる設計用地震力

設置標高	最大応答加速度に基づく震度			設計震度		
EL 8.5m	水平	S s - D	(++)	1.16	k <sub>H</sub>	2.4
			(-+)	1.19		
			(+-)	1.14		
			(--)	1.14		
		S s - F 1	(++)	1.00		
		S s - F 2	(++)	1.11		
		S s - N 1	(++)	0.81		
			(-+)	0.85		
		S s - N 2 (NS)	(++)	0.57		
			(-+)	0.63		
		S s - N 2 (EW)	(++)	0.75		
			(-+)	0.68		
	鉛直	S s - D	(++)	0.69	k <sub>V</sub>	1.3
			(-+)	0.63		
			(+-)	0.60		
			(--)	0.64		
		S s - F 1	(++)	0.42		
		S s - F 2	(++)	0.52		
		S s - N 1	(++)	0.31		
			(-+)	0.35		
S s - N 2 (NS)		(++)	0.56			
		(-+)	0.65			
S s - N 2 (EW)		(++)	0.74			
		(-+)	0.48			

#### 4.10 評価方法

防波扉（荷揚場南）の耐震評価のうち、防波扉（鋼製扉体）、漂流物対策工（鋼製扉体）及び防波扉戸当り（RC支柱）については、構成する各部材に発生する発生応力度又は作用荷重を算定式より算出し、「4.8 許容限界」で設定した許容限界を満足することを確認する。

また、防波扉（鋼管杭）、防波扉基礎スラブ、漂流物対策工戸当り（RC支柱）、漂流物対策工基礎スラブ、改良地盤及び基礎地盤は、2次元有限要素法より算定した発生応力度又は発生断面力が「4.8 許容限界」で設定した許容限界を満足することを確認する。2次元有限要素法における応力算定には、解析コード「RC断面計算」を使用する。なお、解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

#### 4.10.1 防波扉

##### (1) 防波扉（鋼製扉体）

###### a. 主横桁

主横桁は、戸当りとの接触位置をピン固定とする単純はりでモデル化し、地震時荷重として等分布荷重が作用することで主横桁に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

主横桁の評価対象部を図 4.10.1-1 に、主横桁の評価イメージ図を図 4.10.1-2 に示す。

$$M = \frac{1}{2}(W + W')L_1^2 \left( \frac{a}{L_1} - \frac{1}{4} \right)$$

$$S = \frac{1}{2}(W + W')L$$

$$\sigma = \frac{M \cdot 10^6}{Z}$$

$$\tau = \frac{S \cdot 10^3}{A_w}$$

ここで、

M : 主横桁に生じる曲げモーメント (kN・m)

S : 主横桁に生じるせん断力 (kN)

$\sigma$  : 主横桁に生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : 主横桁に生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

W : 主横桁に作用する地震時慣性力 (kN/m)

W' : 主横桁に作用する風荷重 (kN/m)

L<sub>1</sub> : 主横桁の水密幅 (m)

L : 主横桁の支間長 (m)

a : 主横桁の張出長さ (m)

Z : 主横桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

A<sub>w</sub> : 主横桁腹板の断面積 (mm<sup>2</sup>)

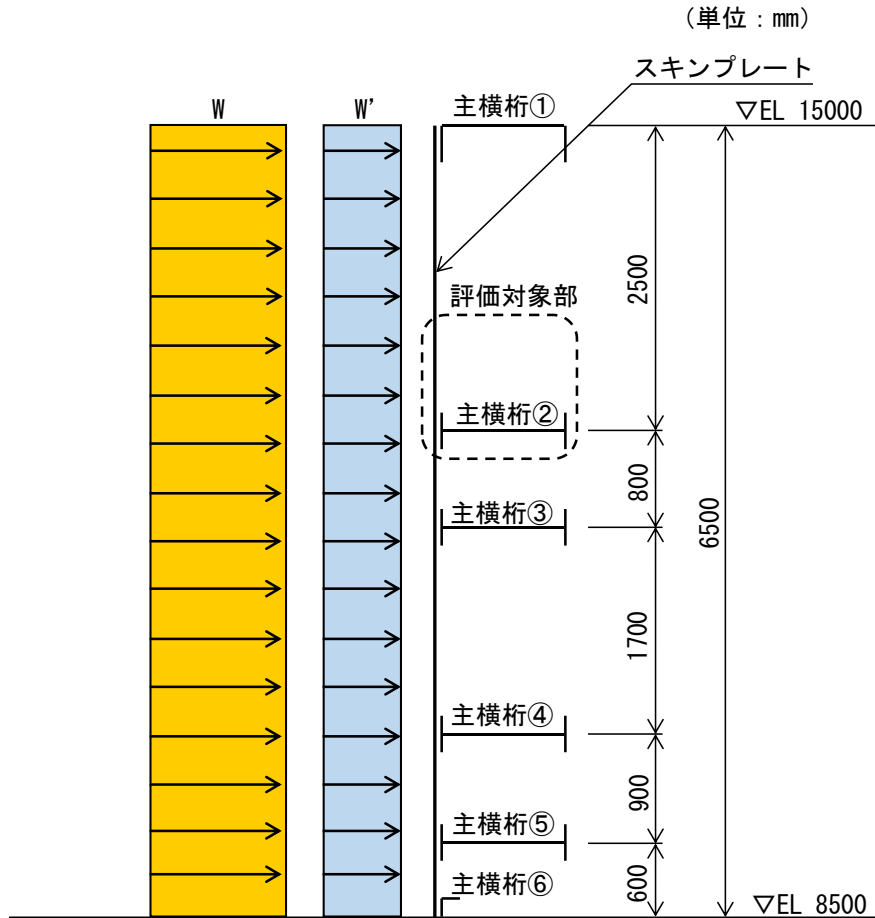


図 4. 10. 1-1 主横桁の評価対象部

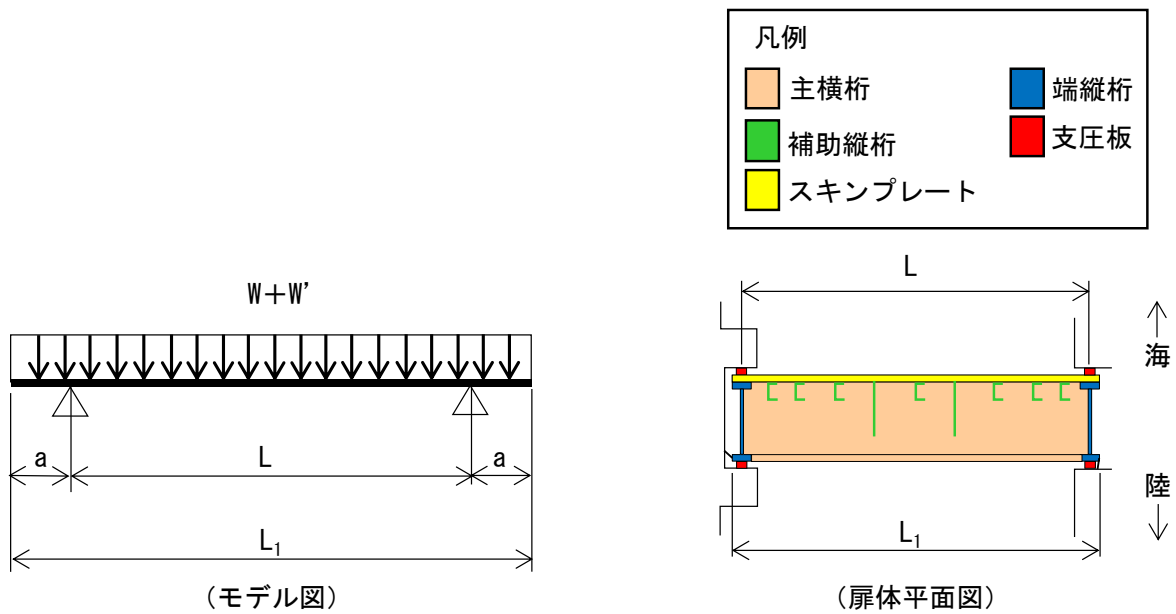


図 4. 10. 1-2 主横桁の評価イメージ図

b. 補助縦桁

補助縦桁は、両端をピン固定とする単純はりでモデル化し、地震時荷重として分布荷重が作用することで補助縦桁に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁の評価イメージ図を図 4. 10. 1-3 に示す。

$$M = \frac{P \cdot m}{24} (3 \cdot l^2 - m^2)$$

$$S = \frac{P \cdot m}{2} \left(1 - \frac{m}{2}\right)$$

$$\sigma = \frac{M \cdot 10^6}{Z}$$

$$\tau = \frac{S \cdot 10^3}{A_w}$$

ここで、

M : 補助縦桁に生じる曲げモーメント (kN・m)

S : 補助縦桁に生じるせん断力 (kN)

$\sigma$  : 補助縦桁に生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : 補助縦桁に生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

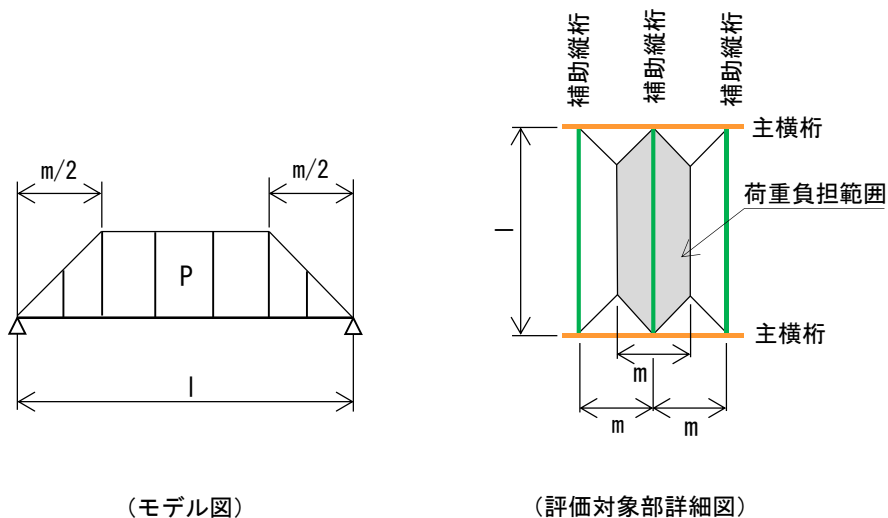
P : 補助縦桁に作用する地震時荷重 (地震時慣性力+風荷重) (kN/m<sup>2</sup>)

l : 主横桁間隔 (m)

m : 補助縦桁間隔 (m)

Z : 補助縦桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

A<sub>w</sub> : 補助縦桁腹板の断面積 (mm<sup>2</sup>)



(モデル図)

(評価対象部詳細図)

図 4. 10. 1-3 補助縦桁の評価イメージ図



c. 端縦桁

端縦桁は、主横桁からの荷重伝達を考慮し、端縦桁と主横桁の接合部に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

端縦桁の評価イメージ図を図 4. 10. 1-4 に示す。

$$\sigma_c = \frac{R \cdot 10^3}{A_q}$$

$$A_q = A_w + A_s \quad \text{ただし, } A_q \leq 1.7A_s$$

$$A_w = b_w \cdot t_w \quad (\text{端縦桁腹板})$$

$$A_s = b_s \cdot t_s \quad (\text{主横桁腹板})$$

ここで、

$\sigma_c$  : 端縦桁に生じる圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

R : 端縦桁に生じる支点反力 (kN)

$A_q$  : 補剛材の有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

$A_w$  : 端縦桁腹板の有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

$A_s$  : 主横桁腹板の有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

$b_w$  : 端縦桁腹板の長さ (mm)

$t_w$  : 端縦桁腹板の厚さ (mm)

$b_s$  : 主横桁腹板の長さ (mm)

$t_s$  : 主横桁腹板の厚さ (mm)

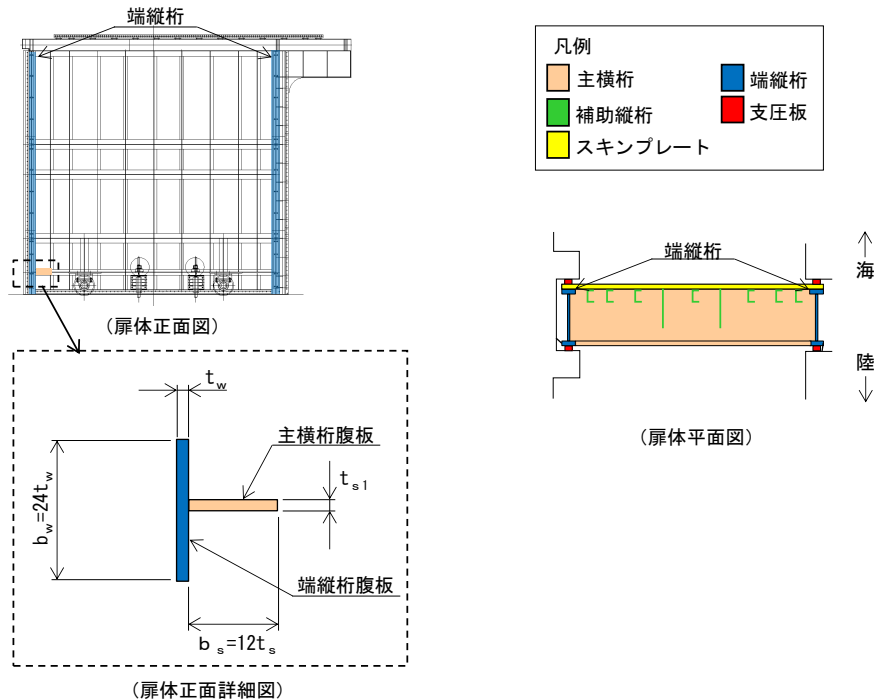


図 4. 10. 1-4 端縦桁の評価イメージ図

d. 車輪，車輪軸及び車輪軸受

車輪は，地震時荷重が作用することで車輪に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

車輪軸は，車輪をピン固定とする単純はりでモデル化し，車輪軸受より伝達される地震時荷重が作用することで車輪軸に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

車輪軸受は，車輪軸受に作用する地震時荷重が許容限界以下であることを確認する。

車輪，車輪軸及び車輪軸受の評価イメージ図を図 4.10.1-5 に示す。

(a) 車輪

$$R_1 = \frac{FL_2}{2L}$$

$$R_2 = \frac{FL_1}{2L}$$

$$p = 0.591 \sqrt{\frac{P_r E_1 E_2}{B_0 R (E_1 + E_2)}}$$

$$C = 1.080 \sqrt{\frac{P_r R (E_1 + E_2)}{B_0 E_1 E_2}}$$

ここで，

$R_1$ ：海側車輪に作用する荷重 (kN)

$R_2$ ：陸側車輪に作用する荷重 (kN)

$p$ ：接触面圧応力度 ( $N/mm^2$ )

$F$ ：防波扉（鋼製扉体）に作用する地震時荷重

（扉体自重＋積雪荷重＋地震時慣性力） (kN)

$L$ ：車輪荷重の作用位置 (m)

$L_1$ ：海側車輪荷重の作用位置 (m)

$L_2$ ：陸側車輪荷重の作用位置 (m)

$P$ ：車輪に作用する荷重 ( $=R_1$ ) (N)

$E_1$ ：車輪の弾性係数 ( $N/mm^2$ )

$E_2$ ：レールの弾性係数 ( $N/mm^2$ )

$B$ ：車輪有効踏面幅 (mm)

$R$ ：車輪半径 (mm)

$C$ ：接触幅の 1/2 (mm)

(b) 車輪軸

$$M = R_1 L_3$$

$$S = R_1$$

$$\sigma = \frac{M \cdot 10^6}{Z}$$

$$\tau = \frac{4S \cdot 10^3}{3A}$$

ここで,

M : 車輪軸に生じる曲げモーメント (kN・m)

S : 車輪軸に生じるせん断力 (kN)

$\sigma$  : 車輪軸に生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : 車輪軸に生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

R<sub>1</sub> : 海側車輪に作用する荷重 (kN)

L<sub>3</sub> : 張出長さ (m)

Z : 車輪軸の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

A : 車輪軸の断面積 (mm<sup>2</sup>)

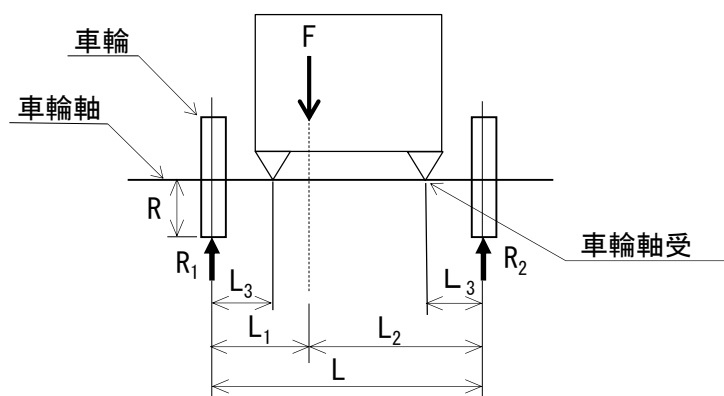
(c) 車輪軸受

$$R_a = R_1$$

ここで,

R<sub>a</sub> : 車輪軸受に作用する荷重 (kN)

R<sub>1</sub> : 海側車輪に作用する荷重 (kN)



(扉体側面図)

図 4. 10. 1-5 車輪, 車輪軸及び車輪軸受の評価イメージ図

e. レール

レール及びレール（腹板）は、両端をピン固定とする単純はりでモデル化し、車両荷重が作用することでレール及びレール（腹板）に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

レール及びレール（腹板）の評価イメージ図を図 4.10.1-6 に示す。

(a) レール

$$M = \frac{R_1 \cdot L_M}{4}$$

$$S = R_1$$

$$\sigma_c = \frac{M \cdot 10^6}{Z_2}$$

$$\sigma_t = \frac{M \cdot 10^6}{Z_1}$$

$$\tau = \frac{S \cdot 10^3}{A_w}$$

ここで、

$M$  : レールに生じる曲げモーメント (kN・m)

$S$  : レールに生じるせん断力 (kN)

$\sigma_c$  : レールに生じる曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_t$  : レールに生じる曲げ引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : レールに生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$R_1$  : 海側車輪に作用する荷重 (kN)

$L_M$  : レール基礎材間隔 (m)

$Z_1$  : レールの引張側断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$Z_2$  : レールの圧縮側断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$A_w$  : レール（腹板）の断面積 (mm<sup>2</sup>)

(b) レール（腹板）

$$\sigma_b = \frac{R_1 \cdot 10^3}{b_p t_w}$$

$$b_p = 2C + 2t_f$$

ここで、

$\sigma_b$  : レール（腹板）に生じる支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$b_p$  : レール（腹板）の受圧幅 (mm)

$R_1$  : 海側車輪に作用する荷重 (kN)

$t_w$  : レール（腹板）の厚さ (mm)

$C$  : 接触幅の 1/2 (mm)

$t_f$  : レール踏面板の厚さ (mm)

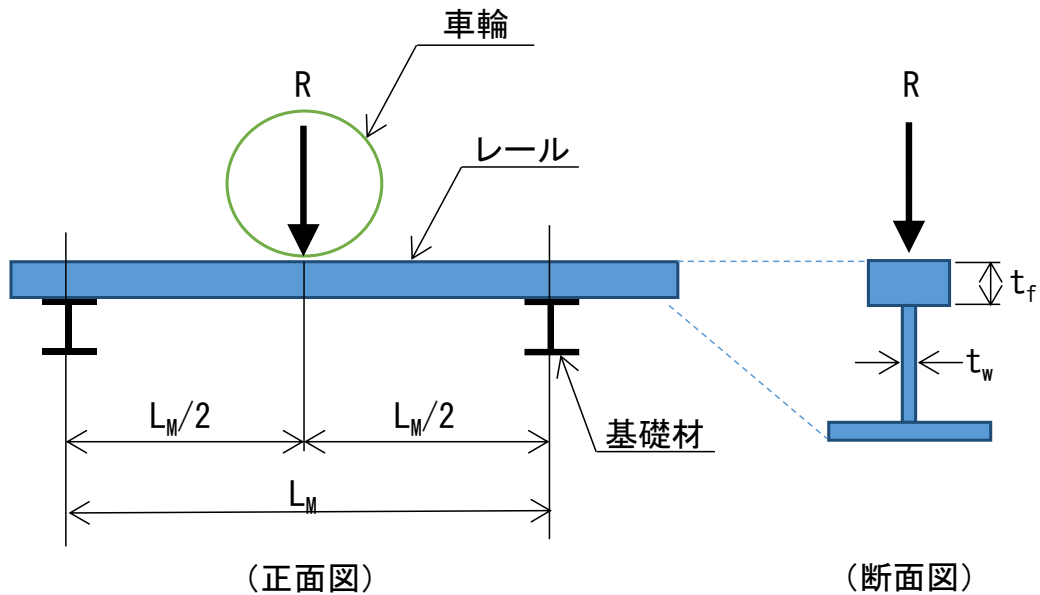


図 4. 10. 1-6 レール及びレール（腹板）の評価イメージ図

f. ロック装置

ロック装置は、片持ちはりモデル化し、地震時荷重が作用することでロックピンに生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

ロック装置の評価イメージ図を図 4.10.1-7 に示す。

$$P = \frac{F_h}{n}$$

$$M = PL$$

$$S = P$$

$$\sigma = \frac{M \cdot 10^6}{Z}$$

$$\tau = \frac{S \cdot 10^3}{A}$$

$$\sigma_b = \frac{P \cdot 10^3}{bh}$$

ここで、

P : ロックピンに作用する荷重 (kN)

M : ロックピンに生じる曲げモーメント (kN・m)

S : ロックピンに生じるせん断力 (kN)

$\sigma$  : ロックピンに生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : ロックピンに生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_b$  : ロックピンに生じる支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$F_h$  : ロックピンに作用する地震時慣性力 (kN)

n : ロックピン数 (本)

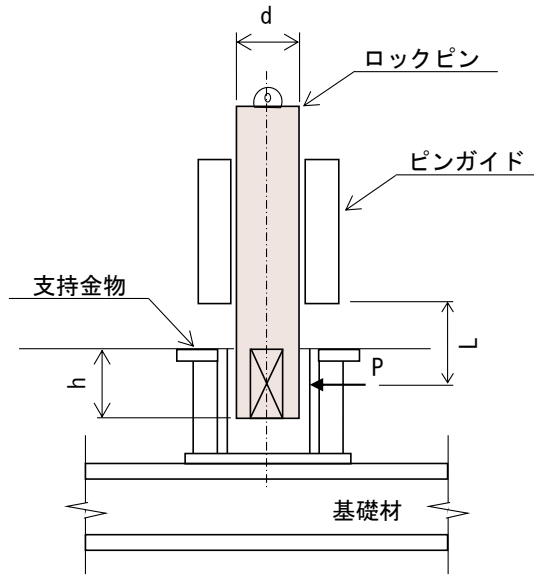
L : ロックピンの突出長さ (m)

Z : ロックピンの断面係数 (mm<sup>3</sup>)

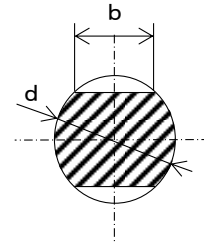
A : ロックピンのせん断面積 (mm<sup>2</sup>)

b : ロックピン受圧幅 (mm)

h : ロックピン受圧長さ (mm)



(ロック装置断面図)



(ロックピン断面図)

図 4.10.1-7 ロック装置の評価イメージ図

g. 支圧板

支圧板は、防波扉（鋼製扉体）から伝達される地震時荷重が作用することで支圧板に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

支圧板の評価イメージ図を図 4. 10. 1-8 に示す。

$$\sigma_p = \frac{P \cdot 10^3}{2CL}$$

ここで、

$\sigma_p$  : 支圧板に生じる支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

P : 支圧板に作用する地震時荷重 (地震時慣性力+風荷重) (kN)

C : 支圧板の有効幅 (mm)

L : 防波扉 (鋼製扉体) の高さ (mm)

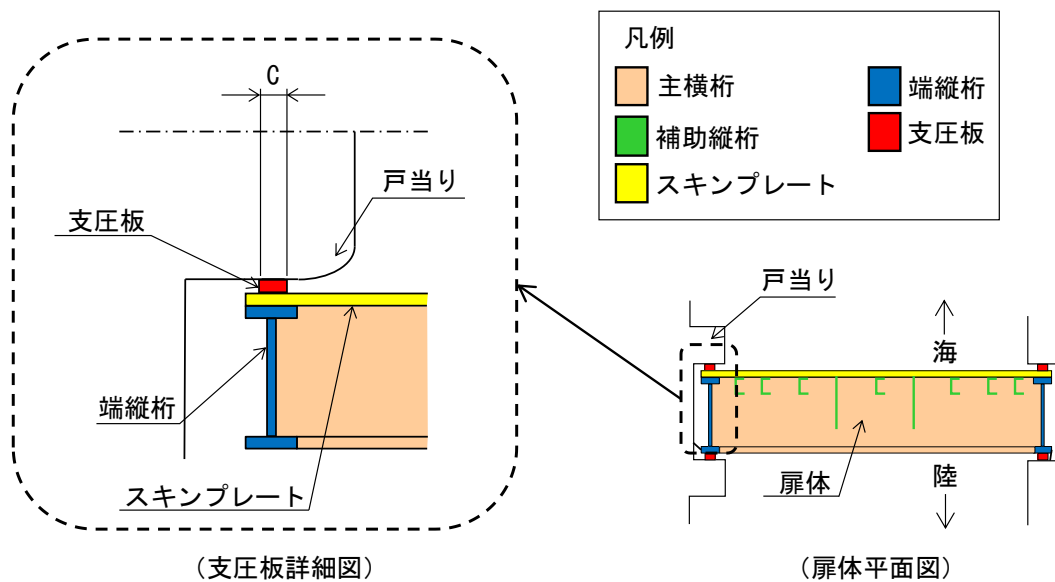


図 4. 10. 1-8 支圧板の評価イメージ図



h. 戸当り（底面フランジ）及び戸当り（コンクリート）

戸当り（底面フランジ）及び戸当り（コンクリート）は、防波扉（鋼製扉体）から伝達される地震時荷重が作用することで戸当り（底面フランジ）及び戸当り（コンクリート）に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

なお、戸当りは、陸側及び海側に設置されるが、地震時荷重の作用面積が小さい海側の戸当りの評価を実施する。

戸当り（底面フランジ）及び戸当り（コンクリート）の評価イメージ図を図 4.10.1-9 に示す。

(a) 戸当り（底面フランジ）

$$\sigma_f = \frac{6M_f}{t_f^2}$$

$$M_f = \frac{\sigma_{cb} b_f^2}{8}$$

ここで、

- $\sigma_f$  : 戸当り（底面フランジ）に生じる曲げ応力度（N/mm<sup>2</sup>）
- $M_f$  : 戸当り（底面フランジ）に生じる曲げモーメント（N・mm/mm）
- $\sigma_{cb}$  : 戸当り（コンクリート）に生じる支圧応力度（N/mm<sup>2</sup>）
- $b_f$  : 戸当り（底面フランジ）の幅（mm）
- $t_f$  : 戸当り（底面フランジ）の厚さ（mm）

(b) 戸当り（コンクリート）

$$\sigma_{cb} = \frac{P \cdot 10^3}{2b_f L}$$

$$\tau_c = \frac{P \cdot 10^3}{2\sum l}$$

ここで、

- $\sigma_{cb}$  : 戸当り（コンクリート）に生じる支圧応力度（N/mm<sup>2</sup>）
- $\tau_c$  : 戸当り（コンクリート）に生じるせん断応力度（N/mm<sup>2</sup>）
- $P$  : 戸当りに作用する地震時荷重（地震時慣性力＋風荷重）（kN）
- $b_f$  : 戸当り（底面フランジ）の幅（mm）
- $L$  : 防波扉（鋼製扉体）の高さ（mm）
- $\sum l$  : せん断抵抗長さ(=  $l_1 + 2l_2$ )（mm）
- $l_1$  : 戸当りの埋込深さ（mm）
- $l_2$  : 戸当りのコンクリート側面からの埋込み深さ（mm）

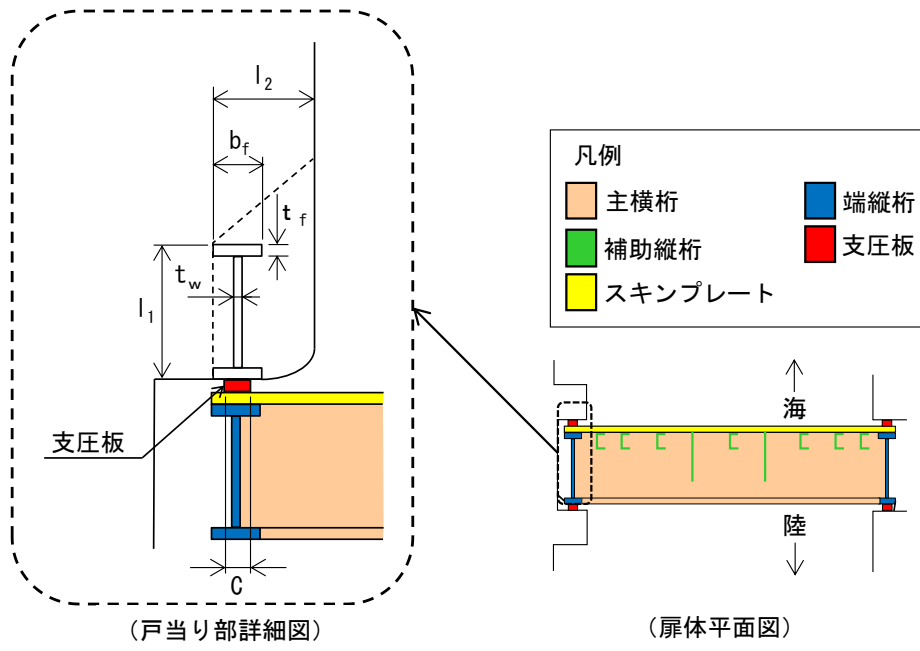


図 4. 10. 1-9 戸当り（底面フランジ）及び戸当り（コンクリート）の評価イメージ図

(2) 防波扉戸当り（RC支柱）

防波扉戸当り（RC支柱）は、防波壁を支点とした片持ちはりでモデル化し、地震時荷重が作用することで防波扉戸当り（RC支柱）に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

なお、防波扉戸当り（RC支柱）は、陸側及び海側に設置されるが、荷重の作用面積が小さい海側の戸当りについて評価を実施する。

防波扉戸当り（RC支柱）の位置図を図 4.10.1-10 に示す。

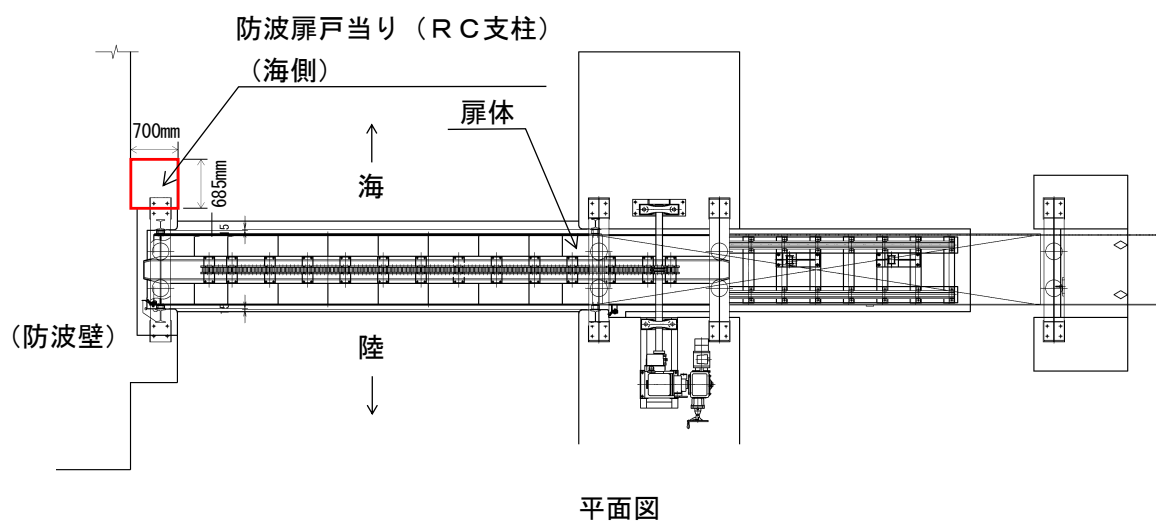


図 4.10.1-10 防波扉戸当り（RC支柱）の位置図

(3) 防波扉基礎スラブ

防波扉基礎スラブに生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

(4) 防波扉（鋼管杭）

鋼管杭の評価は、鋼管杭の曲げモーメント及びせん断力より算定されるせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

a. 曲げ照査

防波扉（鋼管杭）の発生曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。

b. せん断照査

防波扉（鋼管杭）の発生せん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

(5) 改良地盤

改良地盤の評価は、改良地盤を通るすべり面のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。すべり安全率は、想定したすべり面上の応力状態をもとに、すべり面上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値を求め、最小すべり安全率を算定する。

すべり安全率の算定には、解析コード「CPOSTSK」を使用する。なお、解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

(6) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、鋼管杭下端部の軸力を用いて次式により算定される軸応力度が基礎地盤の許容限界以下であることを確認する。

$$R_d = \frac{N}{A'}$$

ここで、

$R_d$  : 鋼管杭下端の軸力より算定される軸応力度 ( $N/mm^2$ )

$N$  : 鋼管杭下端に発生する軸力 (N)

$A'$  : 鋼管杭下端の断面積 ( $mm^2$ )

#### 4.10.2 漂流物対策工

##### (1) 漂流物対策工（鋼製扉体）

漂流物対策工（鋼製扉体）は、図 4.10.2-1 に示すように、主横桁、補助縦桁、端縦桁及び張出桁の 4 種類の桁を溶接により接合した格子状の部材である。戸当り（R C 支柱）に対しては支承部でアンカーにより固定され、漂流物対策工（鋼製扉体）と戸当り（R C 支柱）間には支圧板を設けている。

地震時荷重については、設計震度から算定した地震時慣性力を作用範囲において等分布荷重で設定する。設計震度は、「3. 固有値解析」より漂流物対策工（鋼製扉体）を剛構造として扱うため、鋼製扉体の付加重量を設定している支柱の設置床の節点における地震応答解析による最大応答加速度に基づき、保守的な値を設定する。設計震度の評価結果については、「4.9 設計用地震力」に示す。

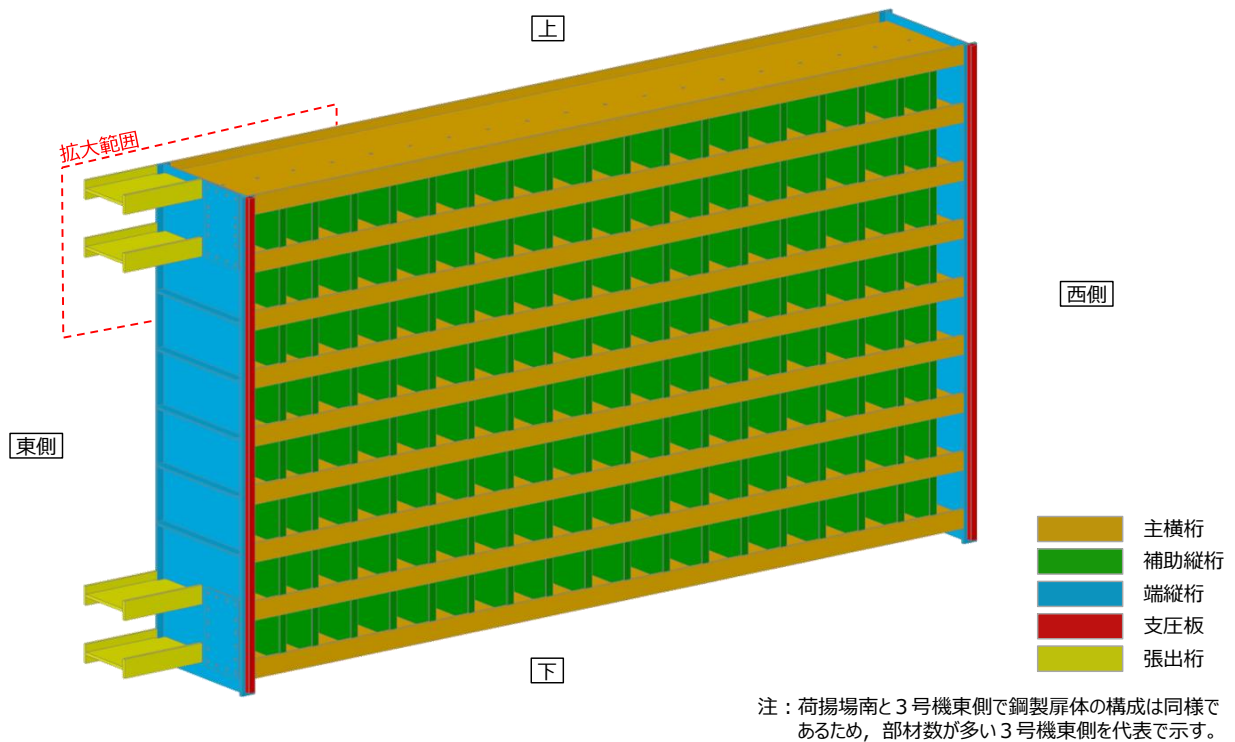


図 4.10.2-1(1) 漂流物対策工（鋼製扉体）の構造図

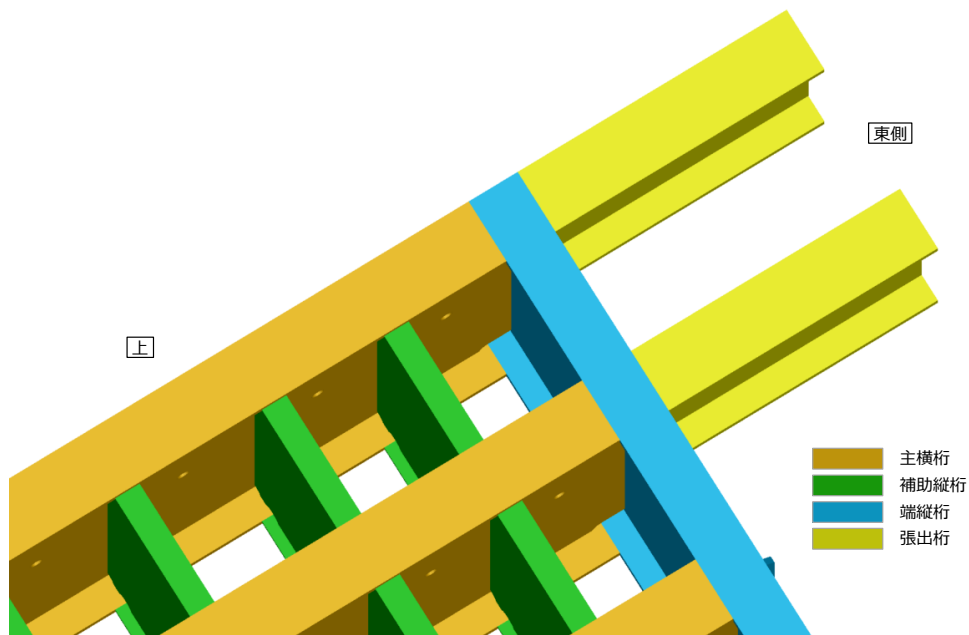


図 4.10.2-1(2) 漂流物対策工（鋼製扉体）の構造図（拡大図）

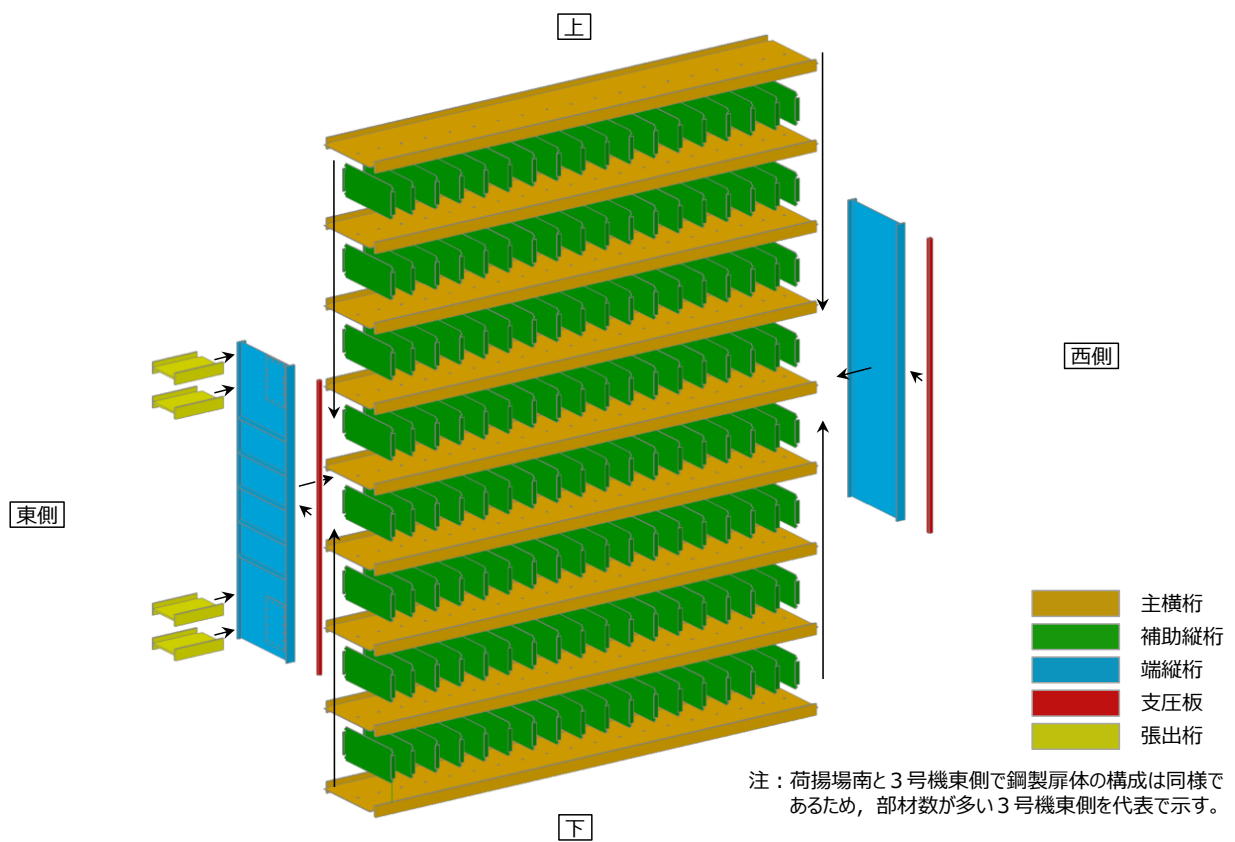


図 4.10.2-1(3) 漂流物対策工（鋼製扉体）の構造図（分解図）

a. 主横桁

主横桁（最下段）は、戸当たりとの接触位置をピン固定とする単純はりでモデル化し、地震時荷重として等分布荷重が作用することで主横桁に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

主横桁（最上段）は、保守的に片持ちはりでモデル化し、主横桁に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

主横桁の評価対象部を図 4.10.2-2 に、主横桁の評価イメージ図を図 4.10.2-3 に示す。

(a) 主横桁（最下段）

$$M = \frac{1}{2}(W + W')L_1^2 \left( \frac{a}{L_1} - \frac{1}{4} \right)$$

$$S = \frac{1}{2}(W + W')L$$

$$\sigma = \frac{M \cdot 10^6}{Z}$$

$$\tau = \frac{S \cdot 10^3}{A_w}$$

ここで、

M	: 主横桁（最下段）に生じる曲げモーメント (kN・m)
S	: 主横桁（最下段）に生じるせん断力 (kN)
$\sigma$	: 主横桁（最下段）に生じる曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
$\tau$	: 主横桁（最下段）に生じるせん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
W	: 主横桁に作用する地震時慣性力 (kN/m)
W'	: 主横桁に作用する風荷重 (kN/m)
a	: 主横桁の張出長さ (m)
L	: 主横桁の支間長 (m)
L <sub>1</sub>	: 主横桁の水密幅 (m)
Z	: 主横桁の断面係数 (mm <sup>3</sup> )
A <sub>w</sub>	: 主横桁腹板の断面積 (mm <sup>2</sup> )

(b) 主横桁（最上段）

$$M' = \frac{1}{2}(W + W')L'^2$$

$$S' = \frac{1}{2}(W + W')L'$$

$$\sigma' = \frac{M' \cdot 10^6}{Z}$$

$$\tau' = \frac{S' \cdot 10^3}{A_w}$$

ここで、

$M'$  : 主横桁（最上段）に生じる曲げモーメント（ $\text{kN}\cdot\text{m}$ ）

$S'$  : 主横桁（最上段）に生じるせん断力（ $\text{kN}$ ）

$\sigma'$  : 主横桁（最上段）に生じる曲げ応力度（ $\text{N}/\text{mm}^2$ ）

$\tau'$  : 主横桁（最上段）に生じるせん断応力度（ $\text{N}/\text{mm}^2$ ）

$W$  : 主横桁に作用する地震時慣性力（ $\text{kN}/\text{m}$ ）

$W'$  : 主横桁に作用する風荷重（ $\text{kN}/\text{m}$ ）

$L'$  : 主横桁の突出長さ（ $\text{m}$ ）

$Z$  : 主横桁の断面係数（ $\text{mm}^3$ ）

$A_w$  : 主横桁腹板の断面積（ $\text{mm}^2$ ）



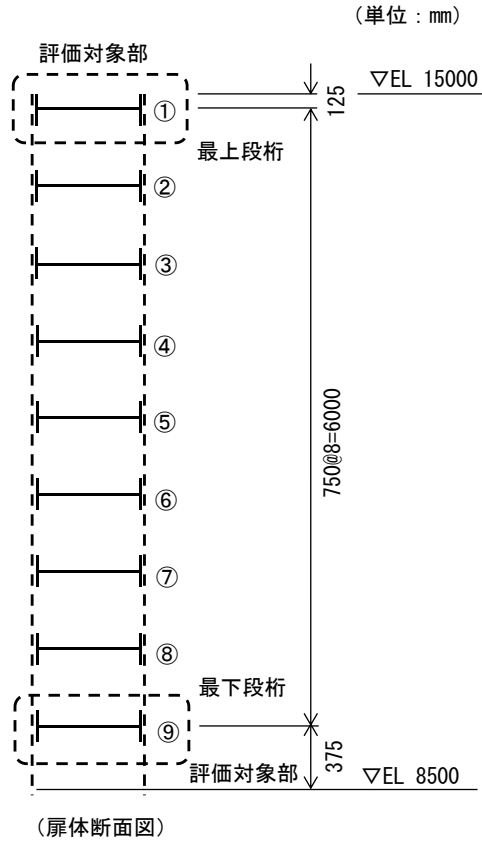


図 4.10.2-2 主横桁の評価対象部

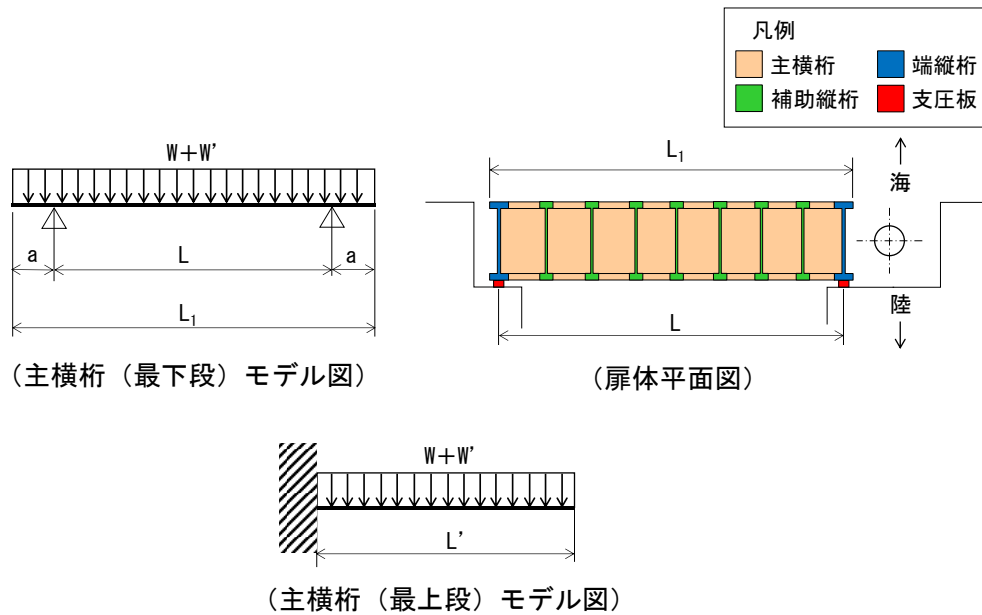


図 4.10.2-3 主横桁の評価イメージ図

b. 張出桁

張出桁は、片持ちはりでモデル化し、地震時荷重として等分布荷重が作用することで張出桁に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

張出桁の評価イメージ図を図 4. 10. 2-4 に示す。

$$M = \frac{1}{2}(W + W')L^2$$

$$S = (W + W')L$$

$$\sigma = \frac{M \cdot 10^6}{Z}$$

$$\tau = \frac{S \cdot 10^3}{A_w}$$

ここで、

M : 張出桁に生じる曲げモーメント (kN・m)

S : 張出桁に生じるせん断力 (kN)

$\sigma$  : 張出桁に生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : 張出桁に生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

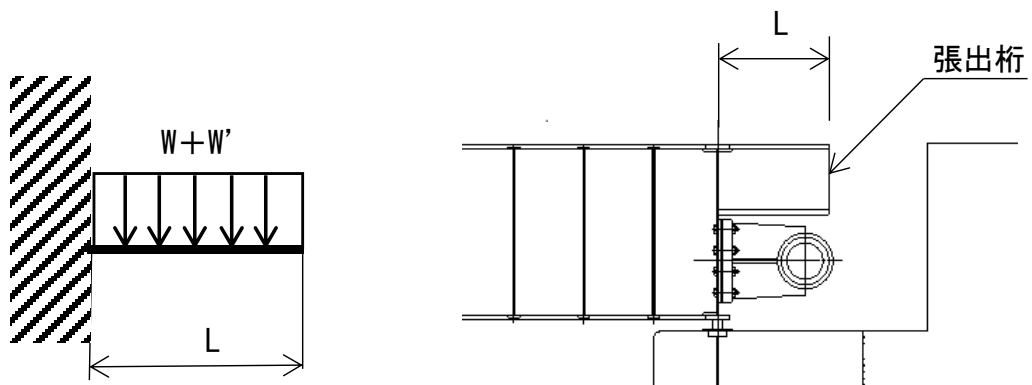
W : 張出桁に作用する地震時慣性力 (kN/m)

W' : 張出桁に作用する風荷重 (kN/m)

L : 張出長さ (m)

Z : 張出桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

A<sub>w</sub> : 張出桁腹板の断面積 (mm<sup>2</sup>)



(張出桁モデル図)

(扉体張出桁平面図)

図 4. 10. 2-4 張出桁の評価イメージ図

c. 補助縦桁

補助縦桁は、主横桁をピン固定とする単純はりでモデル化し、地震時荷重として等分布荷重が作用することで補助縦桁に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁の評価イメージ図を図 4. 10. 2-5 に示す。

$$M = \frac{1}{8}(W + W')l^2$$

$$S = \frac{1}{2}(W + W') l$$

$$\sigma = \frac{M \cdot 10^6}{Z}$$

$$\tau = \frac{S \cdot 10^3}{A_w}$$

ここで、

M : 補助縦桁に生じる曲げモーメント (kN・m)

S : 補助縦桁に生じるせん断力 (kN)

$\sigma$  : 補助縦桁に生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : 補助縦桁に生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

W : 補助縦桁に作用する地震時慣性力 (kN/m)

W' : 補助縦桁に作用する風荷重 (kN/m)

l : 主横桁の間隔 (m)

Z : 補助縦桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

A<sub>w</sub> : 補助縦桁腹板の断面積 (mm<sup>2</sup>)

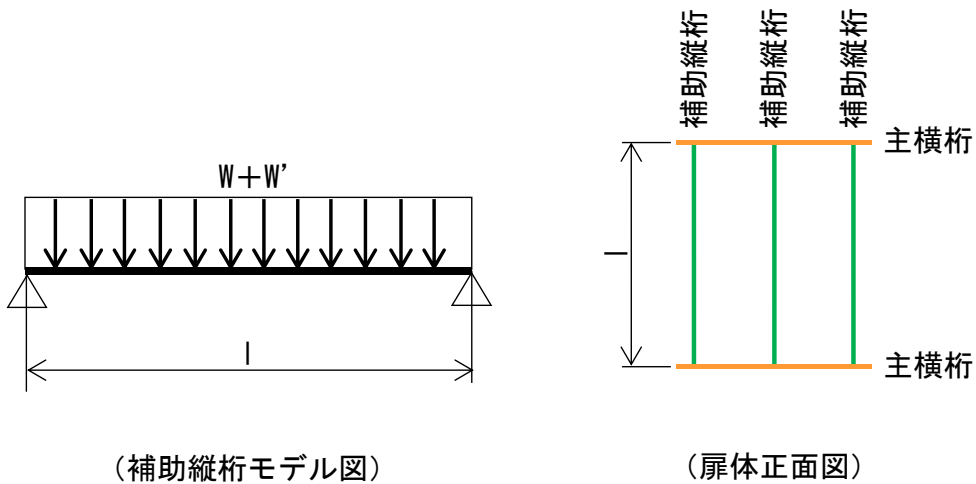


図 4. 10. 2-5 補助縦桁の評価イメージ図

d. 端縦桁

端縦桁は、主横桁からの荷重伝達を考慮し、端縦桁と主横桁の接合部に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

端縦桁の評価イメージ図を図 4. 10. 2-6 に示す。

$$\sigma_c = \frac{R \cdot 10^3}{A_q}$$

$$A_q = A_w + A_{s1} + A_{s2} \quad \text{ただし, } A_q \leq 1.7 (A_{s1} + A_{s2})$$

$$A_w = b_w \cdot t_w \quad (\text{端縦桁腹板})$$

$$A_{s1} = b_{s1} \cdot t_{s1} \quad (\text{主横桁腹板})$$

$$A_{s2} = b_{s2} \cdot t_{s2} \quad (\text{スチフナ})$$

ここで、

$\sigma_c$  : 端縦桁に生じる圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

R : 主横桁に生じる支点反力 (kN)

$A_q$  : 補剛材の有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

$A_w$  : 端縦桁腹板の有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

$A_{s1}$  : 主横桁腹板の有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

$A_{s2}$  : スチフナの有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

$b_w$  : 端縦桁腹板の長さ (mm)

$t_w$  : 端縦桁腹板の厚さ (mm)

$b_{s1}$  : 主横桁腹板の長さ (mm)

$t_{s1}$  : 主横桁腹板の厚さ (mm)

$b_{s2}$  : スチフナの長さ (mm)

$t_{s2}$  : スチフナの厚さ (mm)

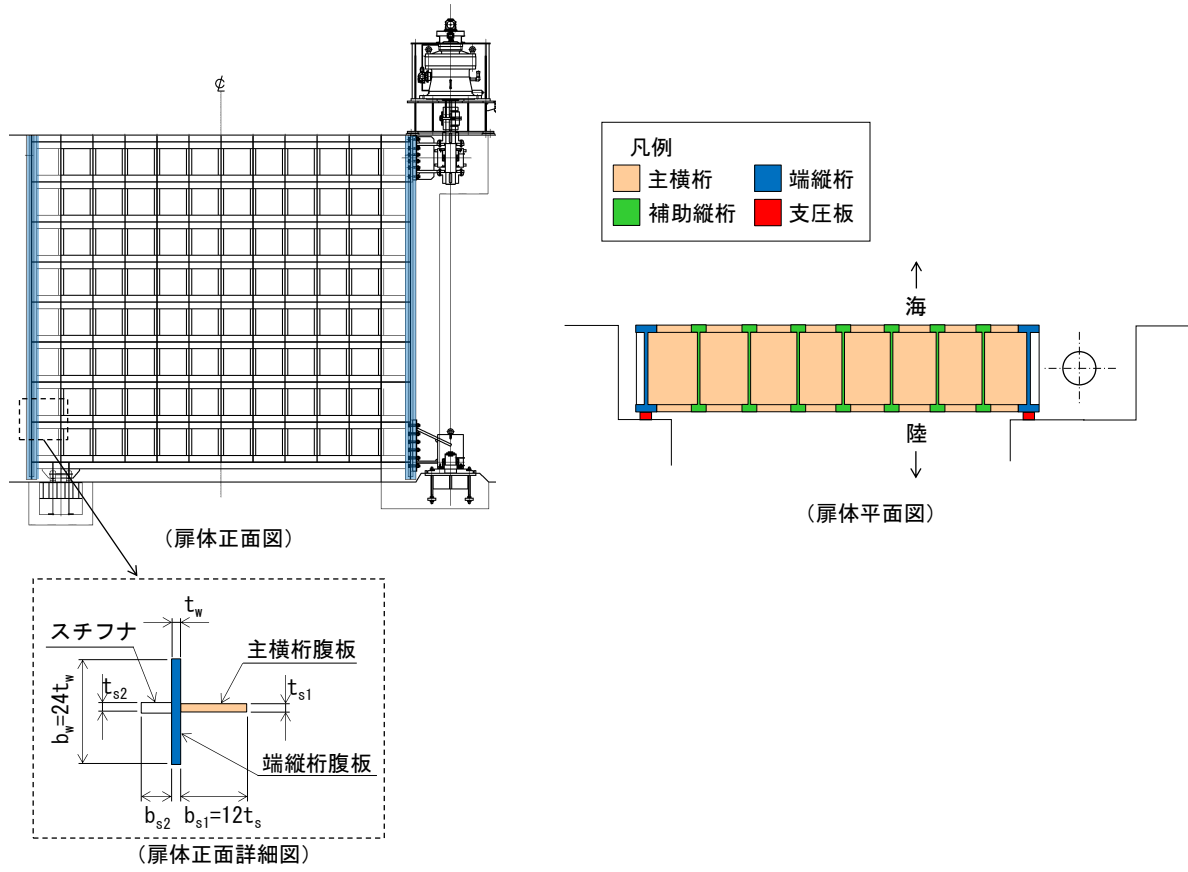


図 4. 10. 2-6 端縦桁の評価イメージ図

e. 支承部

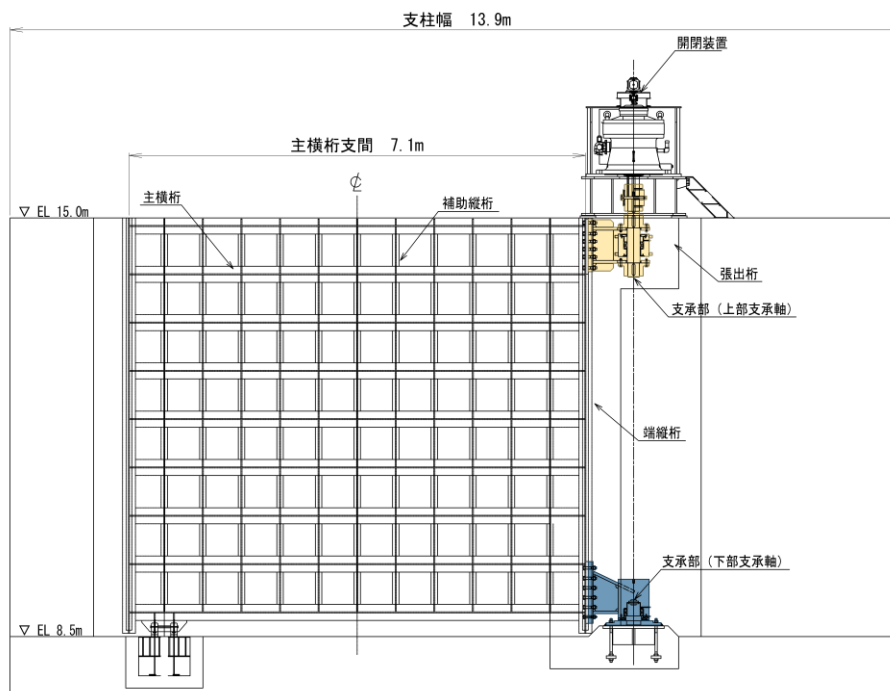
支承部は、水平方向及び鉛直方向の地震荷重が作用することで支承部に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

水平方向及び鉛直方向の地震荷重の組合せは、組合せ係数法により以下のとおり設定する。

組合せ①：1.0×水平方向の地震荷重+0.4×鉛直方向の地震荷重

組合せ②：0.4×水平方向の地震荷重+1.0×鉛直方向の地震荷重

支承部の構造正面図を図 4.10.2-7 に示す。



(正面図)

図 4.10.2-7 支承部の構造正面図

(a) 支承部（上部支承軸）

支承部（上部支承軸）は、両端ピン固定とする単純はりモデル化し、地震時荷重が作用することで支承部（上部支承軸）に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

支承部（上部支承軸）の評価イメージ図を図 4.10.2-8 に示す。

$$M = \frac{R_H L}{4}$$

$$S = R_H$$

$$\sigma = \frac{M \cdot 10^6}{Z}$$

$$\tau = \frac{4S \cdot 10^3}{3A}$$

ここで、

M : 支承部（上部支承軸）に生じる曲げモーメント (kN・m)

S : 支承部（上部支承軸）に生じるせん断力 (kN)

$\sigma$  : 支承部（上部支承軸）に生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : 支承部（上部支承軸）に生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$R_H$  : 支承部（上部支承軸）に作用する水平荷重 (kN)

L : 支承軸支持間隔 (m)

Z : 支承部（上部支承軸）の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

A : 支承部（上部支承軸）の断面積 (mm<sup>2</sup>)

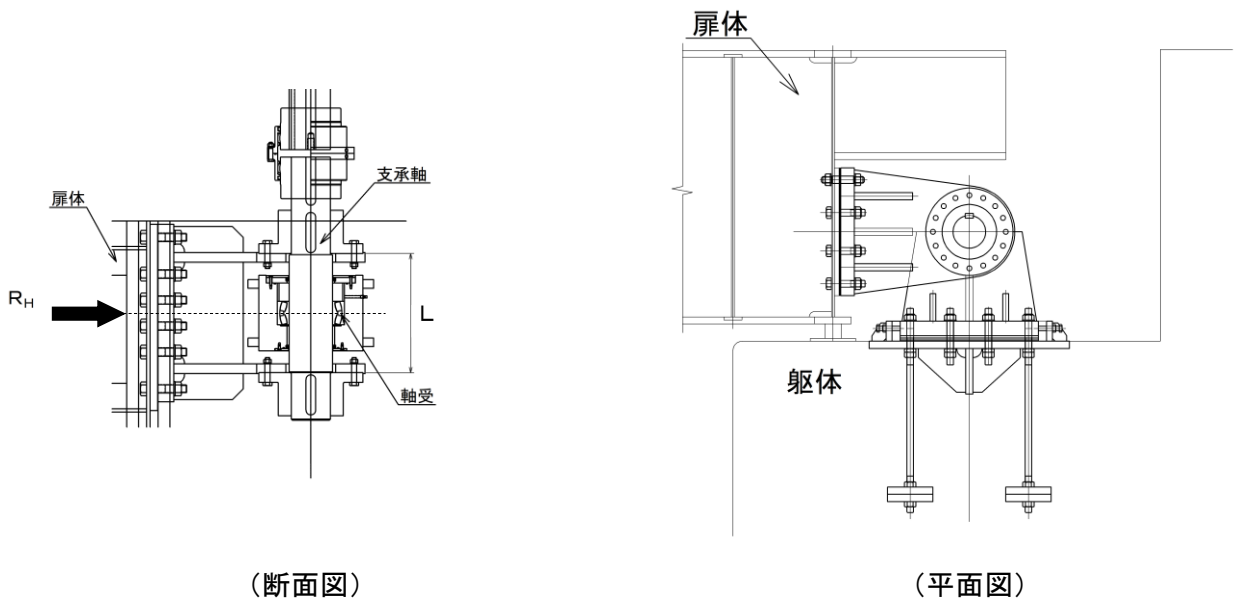


図 4.10.2-8 支承部（上部支承軸）の評価イメージ図

- (b) 支承部（下部支承軸），支承部（下部支承軸受）及び支承部（支承軸受）  
 支承部（下部支承軸）は，片持ちはりモデル化し，地震時荷重が作用することで支承部（下部支承軸）に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。  
 支承部（下部支承軸受）は，鉛直方向の地震時荷重が作用することで軸受（壺金）に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。  
 支承部（支承軸受）は，支承軸受に作用する地震時荷重が許容限界以下であることを確認する。  
 支承部（下部支承軸）の評価イメージ図を図 4.10.2-9 に示す。

イ. 支承部（下部支承軸）

$$M = R_H L$$

$$S = R_H$$

$$\sigma = \frac{M \cdot 10^6}{Z}$$

$$\tau = \frac{4S \cdot 10^3}{3A}$$

ここで，

- M : 支承部（下部支承軸）に生じる曲げモーメント (kN・m)  
 S : 支承部（下部支承軸）に生じるせん断力 (kN)  
 $\sigma$  : 支承部（下部支承軸）に生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\tau$  : 支承部（下部支承軸）に生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $R_H$  : 支承部（下部支承軸）に作用する水平荷重 (kN)  
 L : 支承部（下部支承軸）の長さ (m)  
 Z : 支承部（下部支承軸）の断面係数 (mm<sup>3</sup>)  
 A : 支承部（下部支承軸）の断面積 (mm<sup>2</sup>)

ロ. 支承部（下部支承軸受）

$$p = 0.388 \left( \frac{R_v \cdot 10^3 E^2}{r^2} \right)^{1/3}$$

ここで，

- p : 軸受（壺金）に生じる支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $R_v$  : 支承部（下部支承軸）に作用する鉛直荷重 (kN)  
 E : 軸受（壺金）の弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)  
 r : 軸受（壺金）の球面の半径 (mm)



ハ. 支承部（支承軸受）

$$R = R_H$$

R : 支承部（支承軸受）に作用する荷重（kN）

$R_H$  : 支承部（下部支承軸）に作用する水平荷重（kN）

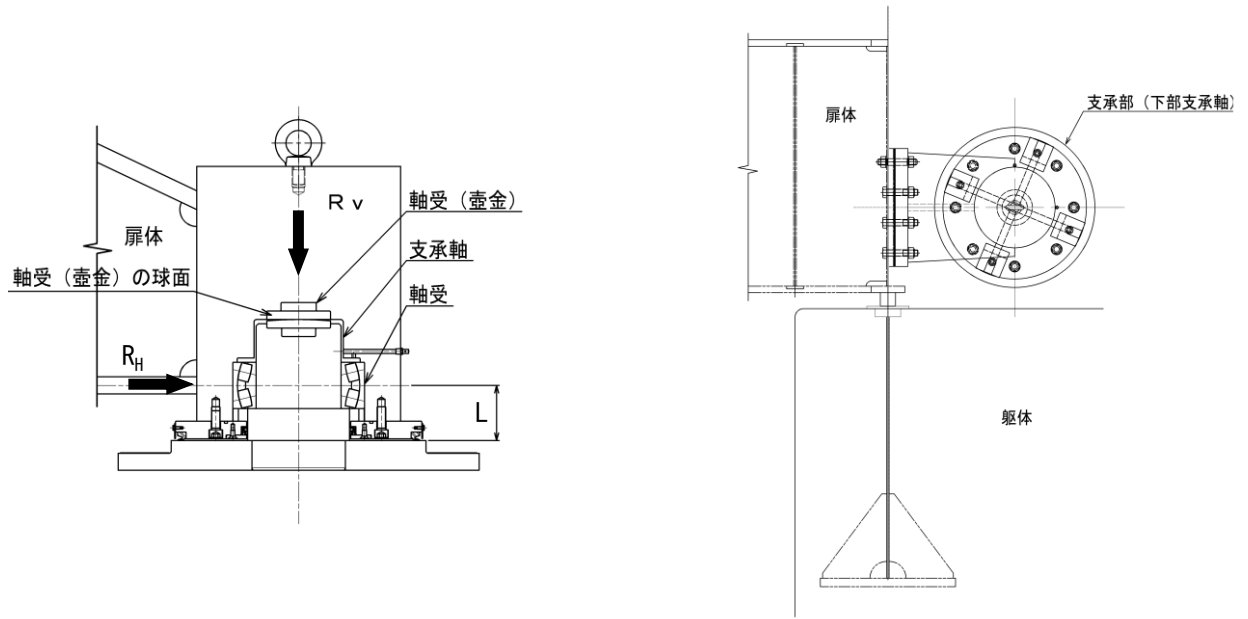


図 4. 10. 2-9 支承部（下部支承軸）の評価イメージ図

(c) 支承部（浮上防止金物）

支承部（浮上防止金物）は、支承部（下部支承軸）から伝達される地震時荷重が作用することで支承部（浮上防止金物）に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

支承部（浮上防止金物）の評価イメージ図を図 4.10.2-10 に示す。

$$M = R_V L / 4$$

$$S = R_V / 4$$

$$\sigma_b = \frac{M \cdot 10^6}{Z}$$

$$\tau = \frac{3S \cdot 10^3}{2A_1}$$

$$F = \frac{aR_V}{4b}$$

$$\sigma_t = \frac{F \cdot 10^6}{A_2}$$

ここで、

M : 支承部（浮上防止金物）に生じる曲げモーメント（kN・m）

S : 支承部（浮上防止金物）に生じるせん断力（kN）

$\sigma_b$  : 支承部（浮上防止金物）に生じる曲げ応力度（N/mm<sup>2</sup>）

$\tau$  : 支承部（浮上防止金物）に生じるせん断応力度（N/mm<sup>2</sup>）

F : 固定ボルトに生じる軸力（kN）

$\sigma_t$  : 固定ボルトに生じる軸方向引張応力度（N/mm<sup>2</sup>）

$R_V$  : 支承部（浮上防止金物）に作用する鉛直上向き荷重（kN）

L : 支承部（浮上防止金物）の突出長さ（m）

Z : 支承部（浮上防止金物）の断面係数（mm<sup>3</sup>）

$A_1$  : 支承部（浮上防止金物）の断面積（mm<sup>2</sup>）

a, b : 支持点からの距離（mm）

$A_2$  : 固定ボルトの有効断面積（mm<sup>2</sup>）

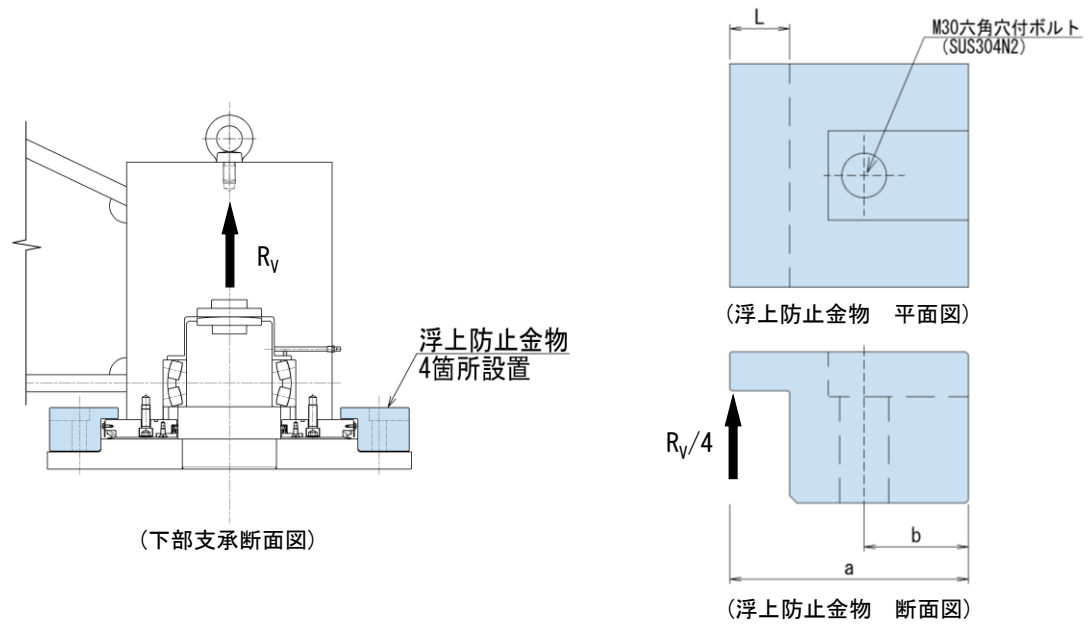


図 4. 10. 2-10 支承部 (浮上防止金物) の評価イメージ図

(d) 上部支承（アンカーボルト）及び上部支承（コンクリート）

上部支承（アンカーボルト）及び上部支承（コンクリート）は、支承軸から伝達される地震時荷重が作用することで上部支承（アンカーボルト）及び上部支承（コンクリート）に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

上部支承（アンカーボルト）及び上部支承（コンクリート）の評価イメージ図を図 4.10.2-11 に示す。

イ. 上部支承（アンカーボルト）

$$F = \frac{R_H \cdot l}{mn}$$

$$\sigma_t = \frac{F \cdot 10^3}{A}$$

ここで、

- F : アンカーボルト 1 本あたりに生じる軸力 (kN)  
 $\sigma_t$  : アンカーボルトに生じる軸方向引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $R_H$  : 支承部（上部支承軸）に作用する水平荷重 (kN)  
l : 支承軸からアンカーボルト固定部までの距離 (mm)  
m : アンカーボルトの間隔 (mm)  
n : アンカーボルトの片側本数 (本)  
A : アンカーボルトの断面積 (mm<sup>2</sup>)

ロ. 上部支承（コンクリート）

$$\sigma_{c1} = \frac{nF \cdot 10^3}{ab}$$

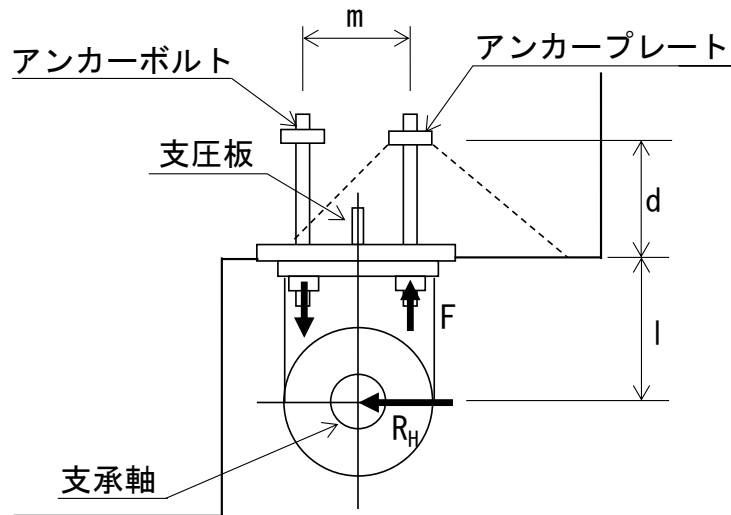
$$\sigma_{c2} = \frac{R_H \cdot 10^3}{ce}$$

$$\tau_c = \frac{nF \cdot 10^3}{2b \cdot 2d}$$

ここで、

- $\sigma_{c1}$  : 上部支承（コンクリート）に生じる支圧応力度  
(アンカープレート) (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{c2}$  : 上部支承（コンクリート）に生じる支圧応力度(支圧板) (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\tau_c$  : 上部支承（コンクリート）に生じるせん断応力度  
(アンカープレート) (N/mm<sup>2</sup>)  
n : アンカーボルトの片側本数 (本)  
F : アンカーボルト 1 本あたりに生じる軸力 (kN)

- a, b : アンカープレートの寸法 (mm)
- $R_H$  : 支承部 (上部支承軸) に作用する水平荷重 (kN)
- c, e : 支圧板の寸法 (mm)
- d : アンカーボルトの埋込深さ (mm)



(平面図)

図 4. 10. 2-11 上部支承 (アンカーボルト) 及び上部支承 (コンクリート) の評価イメージ図

(e) 下部支承（アンカーボルト）及び下部支承（コンクリート）

下部支承（アンカーボルト）及び下部支承（コンクリート）は、支承軸から伝達される地震時荷重が作用することで下部支承（アンカーボルト）及び下部支承（コンクリート）に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

下部支承（アンカーボルト）及び下部支承（コンクリート）の評価イメージ図を図 4.10.2-12 に示す。

イ. 下部支承（アンカーボルト）

$$F = \frac{R_H L}{2yn}$$

$$\sigma_t = \frac{F \cdot 10^3}{A}$$

ここで、

- F : アンカーボルト 1 本あたりに生じる軸力 (kN)  
 $\sigma_t$  : アンカーボルトに生じる軸方向引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $R_H$  : 支承部（下部支承軸）に作用する水平荷重 (kN)  
L : 軸受中心からアンカーボルト固定部までの距離 (mm)  
2y : アンカーボルトの間隔 (mm)  
N : アンカーボルトの片側本数 (本)  
A : アンカーボルトの断面積 (mm<sup>2</sup>)

ロ. 下部支承（コンクリート）

$$\sigma_{c1} = \frac{nF \cdot 10^3}{ab}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{R_H \cdot 10^3}{ce}$$

$$\tau_c = \frac{nF \cdot 10^3}{2b \cdot 2d}$$

ここで、

- $\sigma_{c1}$  : 下部支承（コンクリート）に生じる支圧応力度  
(アンカープレート) (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{c2}$  : 下部支承（コンクリート）に生じる支圧応力度(支圧板) (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\tau_c$  : 下部支承（コンクリート）に生じるせん断応力度  
(アンカープレート) (N/mm<sup>2</sup>)  
n : アンカーボルトの片側本数 (本)  
F : アンカーボルト 1 本あたりに生じる軸力 (kN)  
a, b : アンカープレートの寸法 (mm)

- $R_H$  : 支承部（下部支承軸）に作用する水平荷重（kN）  
 $c, e$  : 支圧板の寸法（mm）  
 $d$  : アンカーボルトの埋込深さ（mm）

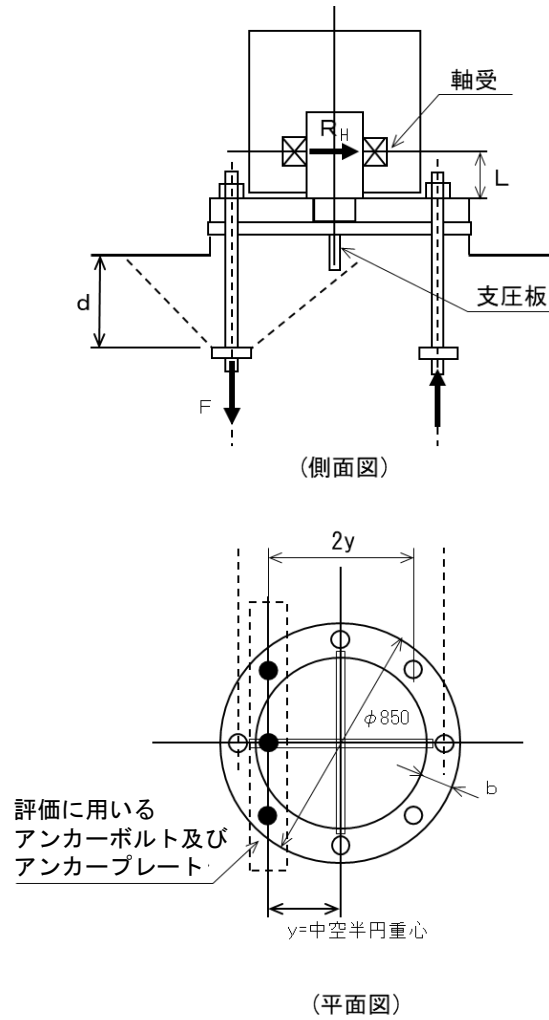


図 4. 10. 2-12 下部支承（アンカーボルト）及び下部支承（コンクリート）の評価イメージ図

f. ロック装置

ロック装置は、片持ちはりモデル化し、地震時荷重が作用することでロックビームに生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

ロック装置の評価イメージ図を図 4.10.2-13 に示す。

$$M = R_r a$$

$$S = R_r$$

$$\sigma = \frac{M \cdot 10^6}{n \cdot Z}$$

$$\tau = \frac{S \cdot 10^3}{n \cdot A}$$

ここで、

M : ロックビームに生じる曲げモーメント (kN・m)

S : ロックビームに生じるせん断力 (kN)

$\sigma$  : ロックビームに生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : ロックビームに生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$R_r$  : ロックビームに作用する荷重 (kN)

a : ロックビームの突出長さ (m)

n : ロックビーム数 (本)

Z : ロックビームの断面係数 (mm<sup>3</sup>)

A : ロックビームのせん断面積 (mm<sup>2</sup>)

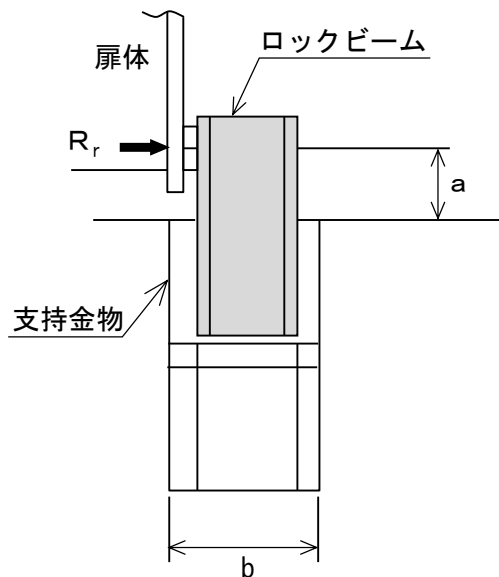


図 4.10.2-13 ロック装置の評価イメージ図



g. 支圧板及び戸当り（腹板，底面フランジ，コンクリート）

支圧板及び戸当り（腹板，底面フランジ，コンクリート）は，漂流物対策工（鋼製扉体）から伝達される地震時荷重が作用することで支圧板，戸当り（腹板），戸当り（底面フランジ）及び戸当り（コンクリート）に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

支圧板及び戸当り（腹板，底面フランジ，コンクリート）の評価イメージ図を図4.10.2-14に示す。

(a) 支圧板

$$\sigma_p = \frac{WL_1}{2CL_2}$$

ここで，

- $\sigma_p$  : 支圧板に生じる支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $W$  : 戸当りに作用する地震時荷重（地震時慣性力＋風荷重） (kN/m)  
 $L_1$  : 漂流物対策工（鋼製扉体）の幅 (mm)  
 $C$  : 支圧板の有効幅 (mm)  
 $L_2$  : 主横桁の荷重分担長さ (mm)

(b) 戸当り（腹板）

$$\sigma_b = \frac{WL_1}{2t_w L_2}$$

ここで，

- $\sigma_b$  : 戸当り（腹板）に生じる支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $W$  : 戸当りに作用する地震時荷重（地震時慣性力＋風荷重） (kN/m)  
 $L_1$  : 漂流物対策工（鋼製扉体）の幅 (mm)  
 $t_w$  : 戸当り（腹板）の厚さ (mm)  
 $L_2$  : 主横桁の荷重分担長さ (mm)

(c) 戸当り（底面フランジ）

$$M_f = \frac{\sigma_{cb} b_f^2}{8}$$

$$\sigma_f = \frac{6M_f}{t_f^2}$$

- $M_f$  : 戸当り（底面フランジ）に生じる曲げモーメント (N・mm/mm)  
 $\sigma_f$  : 戸当り（底面フランジ）に生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{cb}$  : 戸当り（コンクリート）に生じる支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

- $b_f$  : 戸当り（底面フランジ）の幅（mm）  
 $t_f$  : 戸当り（底面フランジ）の厚さ（mm）

(d) 戸当り（コンクリート）

$$\sigma_{cb} = \frac{WL_1}{2b_f L_2}$$

$$\tau_c = \frac{WL_1}{2\Sigma l L_2}$$

ここで、

- $\sigma_{cb}$  : 戸当り（コンクリート）に生じる支圧応力度（N/mm<sup>2</sup>）  
 $\tau_c$  : 戸当り（コンクリート）に生じるせん断応力度（N/mm<sup>2</sup>）  
 $W$  : 戸当りに作用する地震時荷重（地震時慣性力+風荷重）（kN/m）  
 $L_1$  : 漂流物対策工（鋼製扉体）の幅（mm）  
 $b_f$  : 戸当り（底面フランジ）の幅（mm）  
 $L_2$  : 主横桁の荷重分担長さ（mm）  
 $\Sigma l$  : せん断抵抗長さ（= $l_1 + 2l_2$ ）（mm）  
 $l_1$  : 戸当りの埋込深さ（mm）  
 $l_2$  : 戸当りのコンクリート側面からの埋込み深さ（mm）

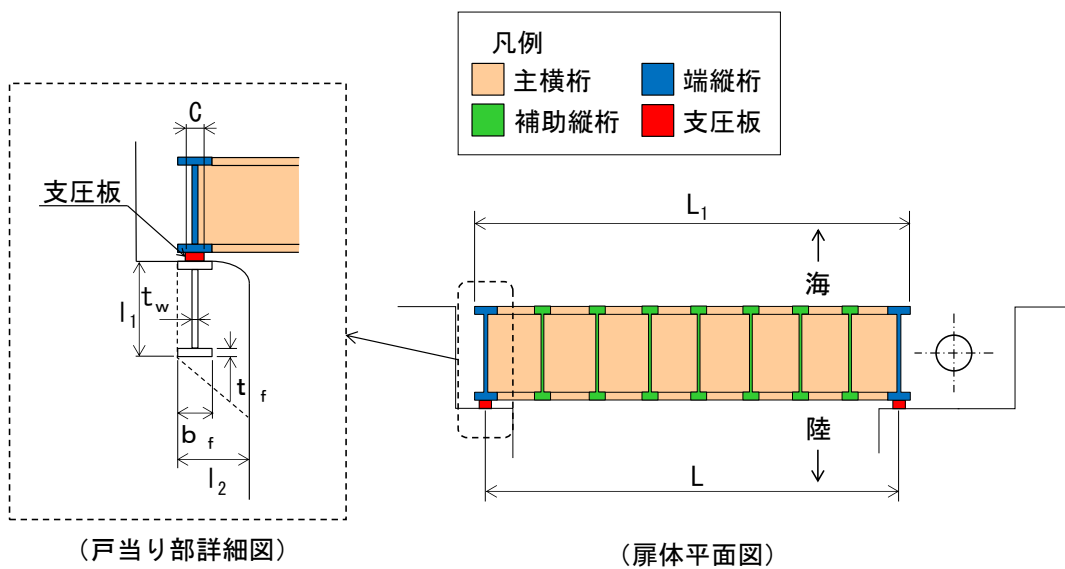
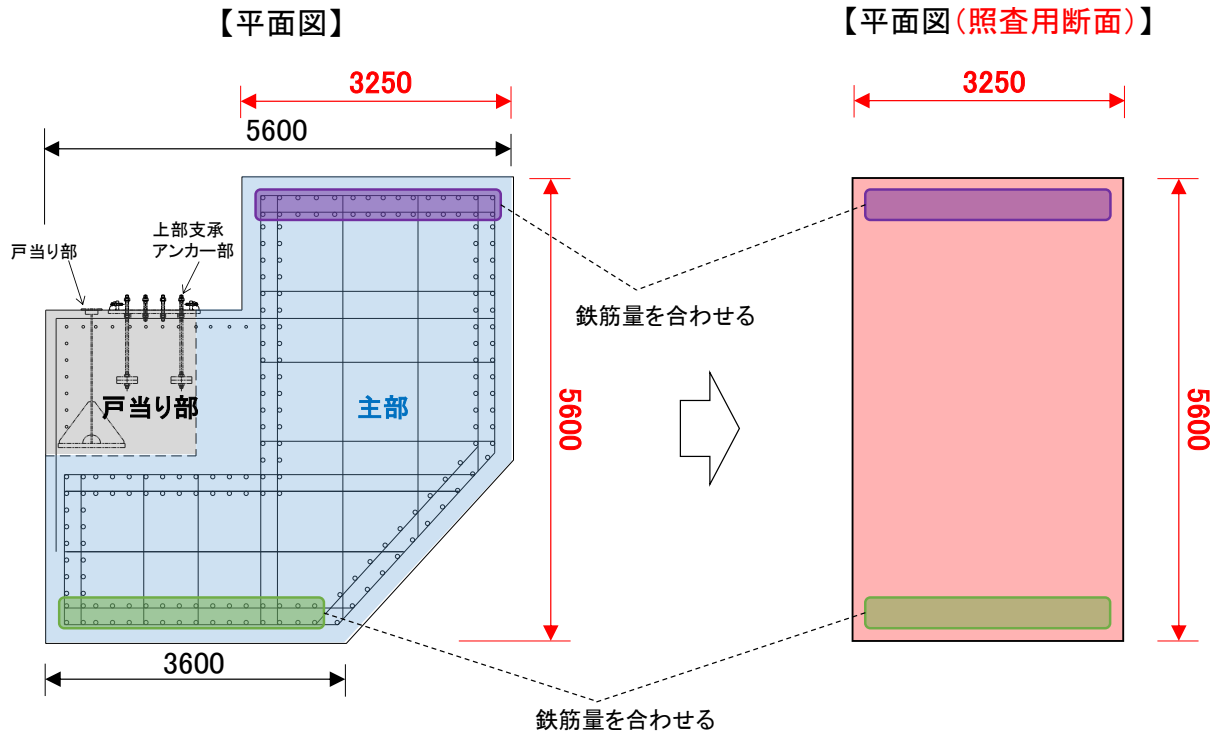


図 4.10.2-14 戸当り（腹板，底面フランジ，コンクリート）の評価イメージ図

(2) 漂流物対策工戸当り (RC支柱)

鉄筋コンクリートの曲げ照査及びせん断照査に対して、2次元有限要素法により算定した応力度が許容限界以下であることを確認する。

漂流物対策工戸当り (RC支柱) については、図 4.10.2-15 に示すように保守的な評価となるように矩形断面を照査用断面として設定し、応力算定を実施する。



注:2次元解析モデルの奥行き(4.7m)に合わせてるように換算する。

図 4.10.2-15 漂流物対策工戸当り (RC支柱) の照査用断面の設定方法

(3) 漂流物対策工基礎スラブ

漂流物対策工基礎スラブに生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

平面ひずみ要素でモデル化している漂流物対策工基礎スラブについては、図 4.9.2-16 に示すように、鉛直方向の全要素の応力から断面力を算定することで照査を実施する。断面力は、要素応力を断面の基礎中心軸回りに積分することにより求める。

照査範囲は、漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び漂流物対策工基礎スラブ基礎スラブの曲げ及びびせん断の「4.6.1 解析モデル (3) 構造物のモデル化」において照査範囲を考慮したモデル化を行うことから、図 4.10.2-16 に示す部材端までとする。

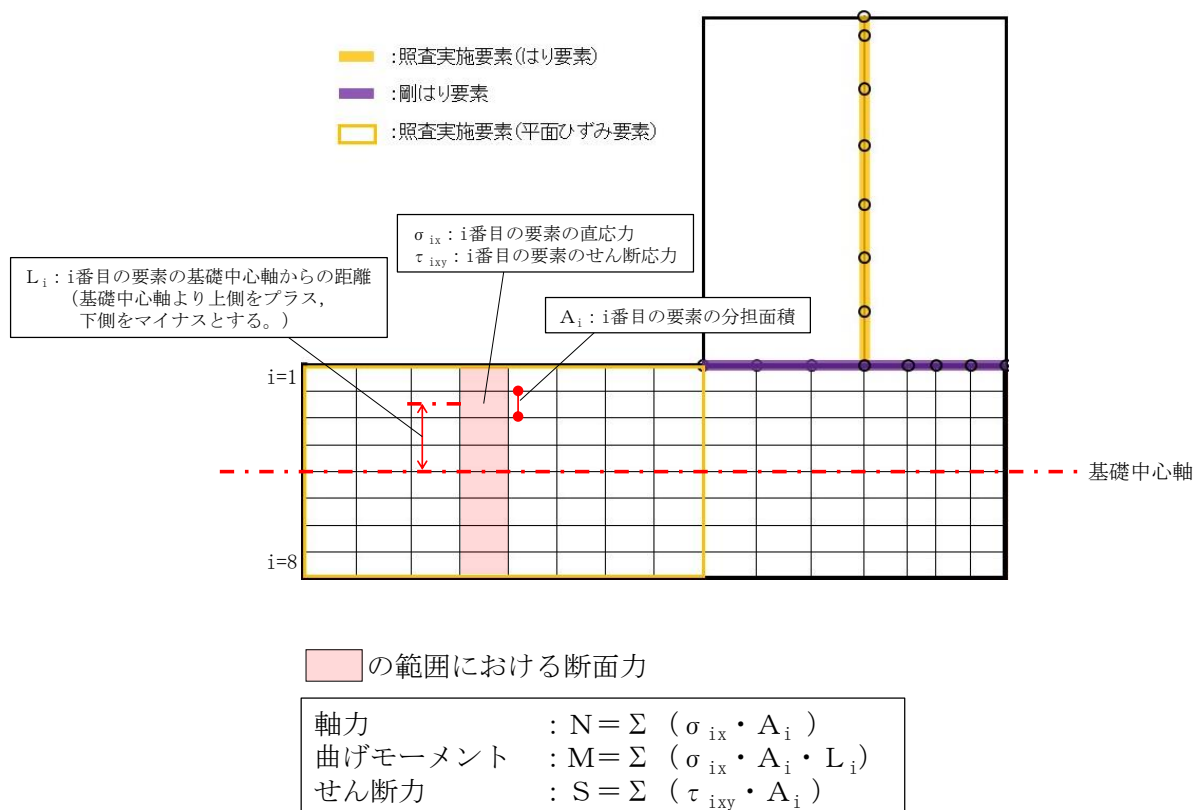


図 4.10.2-16 漂流物対策工基礎スラブの断面力算定方法

(4) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、MMR、改良地盤及び岩盤に生じる最大接地圧が許容限界以下であることを確認する。

また、漂流物対策工直下のMMRについては、基礎地盤の支持性能への影響を評価するため、局所安全係数分布のせん断及び引張の破壊領域が連続的に拡大していないことを確認する。

5. 評価条件

「4. 耐震評価」に用いる評価条件を表5-1及び表5-2に示す。

表5-1(1) 防波扉の耐震評価に用いる条件

部材	記号	定義	数値	単位
主横桁	M	主横桁に生じる曲げモーメント	119.009	kN・m
	S	主横桁に生じるせん断力	73.515	kN
	W	主横桁に作用する地震時慣性力	19.642	kN/m
	W'	主横桁に作用する風荷重	2.978	kN/m
	L	主横桁の支間長	6.500	m
	a	主横桁の張出長さ	0.200	m
	L <sub>1</sub>	主横桁の水密幅	6.900	m
	Z	主横桁の断面係数	5136000	mm <sup>3</sup>
	A <sub>w</sub>	主横桁腹板の断面積	11350	mm <sup>2</sup>
補助縦桁	l	主横桁間隔	2.5	m
	m	補助縦桁間隔	0.7545	m
	P	補助縦桁に作用する地震時荷重（地震時慣性力+風荷重）	13.709	kN/m <sup>2</sup>
	M	補助縦桁に生じる曲げモーメント	7.835	kN・m
	S	補助縦桁に生じるせん断力	10.978	kN
	Z	補助縦桁の断面係数	424000	mm <sup>3</sup>
	A <sub>w</sub>	補助縦桁腹板の断面積	2470	mm <sup>2</sup>
端縦桁	R	端縦桁に生じる支点反力	73.515	kN
	A <sub>q</sub>	補剛材の有効断面積	2938	mm <sup>2</sup>
車輪	F	防波扉（鋼製扉体）に作用する地震時荷重（扉体自重+積雪荷重+地震時慣性力）	497.5	kN
	R <sub>1</sub>	海側車輪に作用する荷重	189.9	kN
	R <sub>2</sub>	陸側車輪に作用する荷重	58.8	kN
	L	車輪荷重の作用位置	0.74	m
	L <sub>1</sub>	海側車輪荷重の作用位置	0.175	m
	L <sub>2</sub>	陸側車輪荷重の作用位置	0.565	m
	P	車輪に作用する荷重	189900	N
	E <sub>1</sub>	車輪の弾性係数	1.93×10 <sup>5</sup>	N/mm <sup>2</sup>
	E <sub>2</sub>	レールの弾性係数	1.93×10 <sup>5</sup>	N/mm <sup>2</sup>
	B	車輪有効踏面幅	60	mm
	R	車輪半径	250	mm
C	接触幅の1/2	3.09	mm	

表 5-1(2) 防波扉の耐震評価に用いる条件

部材	記号	定義	数値	単位
車輪	M	車輪軸に生じる曲げモーメント	38.0	kN・m
	L <sub>3</sub>	張出長さ	0.2	m
	Z	車輪軸の断面係数	130700	mm <sup>3</sup>
	S	車輪軸に生じるせん断力	189.9	kN
	A	車輪軸の断面積	9500	mm <sup>2</sup>
	R <sub>a</sub>	車輪軸受に作用する荷重	189.9	kN
レール	M	レールに生じる曲げモーメント	23.7	kN・m
	R <sub>1</sub>	海側車輪に作用する荷重	189.9	kN
	L <sub>M</sub>	レール基礎材間隔	0.5	m
	S	レールに生じるせん断力	189.9	kN
	Z <sub>1</sub>	レール引張側断面係数	175800	mm <sup>3</sup>
	Z <sub>2</sub>	レール圧縮側断面係数	198800	mm <sup>3</sup>
	A <sub>w</sub>	レール（腹板）の断面積	2020	mm <sup>2</sup>
	b <sub>p</sub>	レール（腹板）の受圧幅	66.18	mm
	C	接触幅の 1/2	3.09	mm
	t <sub>w</sub>	レール（腹板）の厚さ	20	mm
	t <sub>f</sub>	レール踏面板の厚さ	30	mm
ロック装置	P	ロックピンに作用する荷重	259.5	kN
	F <sub>h</sub>	ロックピンに作用する地震時慣性力	519.0	kN
	n	ロックピン数	2	本
	L	ロックピンの突出長さ	0.088	m
	M	ロックピンに生じる曲げモーメント	22.8	kN・m
	Z	ロックピンの断面係数	71569	mm <sup>3</sup>
	S	ロックピンに生じるせん断力	259.5	kN
	A	ロックピンのせん断面積	5100	mm <sup>2</sup>
	b	ロックピン受圧幅	65	mm
h	ロックピン受圧長さ	70	mm	
支圧板	P	支圧板に作用する地震時荷重（地震時慣性力+風荷重）	597.7	kN
	C	支圧板の有効幅	85	mm
	L	防波扉（鋼製扉体）の高さ	6500	mm

表 5-1(3) 防波扉の耐震評価に用いる条件

部材	記号	定義	数値	単位
戸当り（底面フランジ）, 戸当り（コンクリート）	P	戸当りに作用する地震時荷重（地震時慣性力+風荷重）	597.7	kN
	L	防波扉（鋼製扉体）の高さ	6500	mm
	$b_f$	戸当り（底面フランジ）の幅	125	mm
	$t_f$	戸当り（底面フランジ）の厚さ	18.3	mm
	$l_1$	戸当りの埋込深さ	150	mm
	$l_2$	戸当りのコンクリート側面からの埋込み深さ	312.5	mm
	$M_f$	戸当り（底面フランジ）に生じる曲げモーメント	781	N・mm/mm
	$\Sigma l$	せん断抵抗長さ（ $=l_1+2l_2$ ）	775	mm

表 5-2(1) 漂流物対策工の耐震評価に用いる条件

部材	記号	定義	数値	単位
主横桁	M	主横桁（最下段）に生じる曲げモーメント	115.7	kN・m
	S	主横桁（最下段）に生じるせん断力	65.2	kN
	W	主横桁に作用する地震時慣性力	17.015	kN/m
	W'	主横桁に作用する風荷重	1.354	kN/m
	L	主横桁の支間長	7.1	m
	a	主横桁の張出長さ	0.1	m
	L <sub>1</sub>	主横桁の水密幅	7.3	m
	M'	主横桁（最上段）に生じる曲げモーメント	580.5	kN・m
	S'	主横桁（最上段）に生じるせん断力	146.0	kN
	L'	主横桁の突出長さ	7.95	m
	Z	主横桁の断面係数	18674000	mm <sup>3</sup>
	A <sub>w</sub>	主横桁腹板の断面積	21500	mm <sup>2</sup>
張出桁	M	張出桁に生じる曲げモーメント	2.8	kN・m
	S	張出桁に生じるせん断力	5.8	kN
	W	張出桁に作用する地震時慣性力	5.672	kN/m
	W'	張出桁に作用する風荷重	0.451	kN/m
	L	張出長さ	0.95	m
	Z	張出桁の断面係数	6527000	mm <sup>3</sup>
	A <sub>w</sub>	張出桁腹板の断面積	16870	mm <sup>2</sup>
補助縦桁	M	補助縦桁に生じる曲げモーメント	0.2	kN・m
	S	補助縦桁に生じるせん断力	0.9	kN
	W	補助縦桁に作用する地震時慣性力	2.269	kN/m
	W'	補助縦桁に作用する風荷重	0.181	kN/m
	l	主横桁の間隔	0.75	m
	Z	補助縦桁の断面係数	7567000	mm <sup>3</sup>
	A <sub>w</sub>	補助縦桁腹板の断面積	21500	mm <sup>2</sup>
端縦桁	R	主横桁に生じる支点反力	146.0	kN
	A <sub>q</sub>	補剛材の有効断面積	10747	mm <sup>2</sup>
支承部 (上部支 承軸)	M	支承軸（上部支承軸）に生じる曲げモーメント	144.9	kN・m
	R <sub>H</sub>	支承部（上部支承軸）に作用する水平荷重	1053.9	kN
	L	支承軸支持間隔	0.55	m
	S	支承部（上部支承軸）に生じるせん断力	527.0	kN
	Z	支承部（上部支承軸）の断面係数	572600	mm <sup>3</sup>
	A	支承部（上部支承軸）の断面積	25450	mm <sup>2</sup>



表 5-2(2) 漂流物対策工の耐震評価に用いる条件

部材	記号	定義	数値	単位
支承部（下部支承軸）	M	支承部（下部支承軸）に生じる曲げモーメント	137.0	kN・m
	R <sub>H</sub>	支承部（下部支承軸）に作用する水平荷重	1053.9	kN
	L	支承部（下部支承軸）の突出長さ	0.130	m
	S	支承部（下部支承軸）に生じるせん断力	1053.9	kN
	Z	支承部（下部支承軸）の断面係数	1045400	mm <sup>3</sup>
	A	支承部（下部支承軸）の断面積	38010	mm <sup>2</sup>
支承部（下部支承軸受）	R <sub>v</sub>	支承部（下部支承軸）に作用する鉛直荷重	1033	kN
	r	軸受（壺金）の球面の半径	900	mm
	E	軸受（壺金）の弾性係数	1.93×10 <sup>5</sup>	N/mm <sup>2</sup>
支承部（支承軸受）	R	支承部（支承軸受）に作用する荷重	1053.9	kN
支承部（浮上防止金物）	M	支承部（浮上防止金物）に生じる曲げモーメント	1.35	kN・m
	R <sub>v</sub>	支承部（浮上防止金物）に作用する鉛直上向き荷重	135	kN
	L	支承部（浮上防止金物）の突出長さ	0.040	m
	S	支承部（浮上防止金物）に生じるせん断力	33.8	kN
	Z	支承部（浮上防止金物）の断面係数	16900	mm <sup>3</sup>
	A <sub>1</sub>	支承部（浮上防止金物）の断面積	3900	mm <sup>2</sup>
	F	固定ボルトに生じる軸力	77.1	kN
	a, b	支持点からの距離	160, 70	mm
上部支承（アンカーボルト）, 上部支承（コンクリート）	A <sub>2</sub>	固定ボルトの有効断面積	561	mm <sup>2</sup>
	F	アンカーボルト 1 本あたりに生じる軸力	162.1	kN
	R <sub>H</sub>	支承部（上部支承軸）に作用する水平荷重	1053.6	kN
	l	支承軸からアンカーボルト固定部までの距離	600	mm
	m	アンカーボルトの間隔	650	mm
	n	アンカーボルトの片側本数	6	本
	A	アンカーボルトの断面積	865	mm <sup>2</sup>
	d	アンカーボルト埋込深さ	800	mm
a, b	アンカープレートの寸法	250, 800	mm	
c, e	支圧板の寸法	250, 800	mm	

表 5-2(3) 漂流物対策工の耐震評価に用いる条件

部材	記号	定義	数値	単位
下部支承 (アンカー ボルト) , 下部支承 (コンクリ ート)	F	アンカーボルト 1 本あたりに生じる軸力	102.4	kN
	$R_H$	支承部 (下部支承軸) に作用する水平荷重	1053.9	kN
	L	軸受中心からアンカーボルト固定部までの距離	130	mm
	2y	アンカーボルトの間隔	446	mm
	n	アンカーボルトの片側本数	3	本
	A	アンカーボルトの断面積	865	mm <sup>2</sup>
	d	アンカーボルト埋込深さ	300	mm
	a,b c,e	アンカープレートの寸法 支圧板の寸法	150, 850 250, 650	mm
ロック 装置	M	ロックビームに生じる曲げモーメント	60.6	kN・m
	$R_r$	ロックビームに作用する荷重	404.3	kN
	a	ロックビームの突出長さ	0.15	m
	n	ロックビーム本数	2	本
	Z	ロックビームの断面係数	238000	mm <sup>3</sup>
	S	ロックビームに生じるせん断力	404.1	kN
	A	ロックビームのせん断面積	1872	mm <sup>2</sup>
支圧板及び 戸当り	W	戸当りに作用する地震時荷重 (地震時慣性力+風荷重)	18.369	kN/m
	C	支圧板の有効幅	80	mm
	$L_1$	漂流物対策工 (鋼製扉体) の幅	7300	mm
	$L_2$	主横桁の荷重分担長さ	750	mm
	$t_w$	戸当り (腹板) の厚さ	14	mm
	$b_f$	戸当り (底面フランジ) の幅	800	mm
	$t_f$	戸当り (底面フランジ) の厚さ	50	mm
	$l_1$	戸当りの埋込深さ	1650	mm
	$l_2$	戸当りのコンクリート側面からの埋込み深さ	950	mm
	$M_f$	戸当り (底面フランジ) に生じる曲げモーメント	8000	N・mm/mm
$\Sigma l$	せん断抵抗長さ ( $=l_1+2l_2$ )	3550	mm	

## 6. 耐震評価結果

### 6.1 地震応答解析結果

表 6.1-1 に示すとおり，すべての基準地震動  $S_s$  に対して実施するケース①（基本ケース）を対象とした曲げ・軸力系の破壊に対する照査，せん断破壊に対する照査及び基礎地盤の支持性能に対する照査について，すべての照査項目の照査値のいずれも 0.5 以下であったことから，最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）地震動である  $S_s - D$ （-）を用いて追加解析ケース②，③を実施する。

また，地震応答解析結果として，「最大せん断ひずみ分布」及び「最大過剰間隙水圧分布」を記載する。

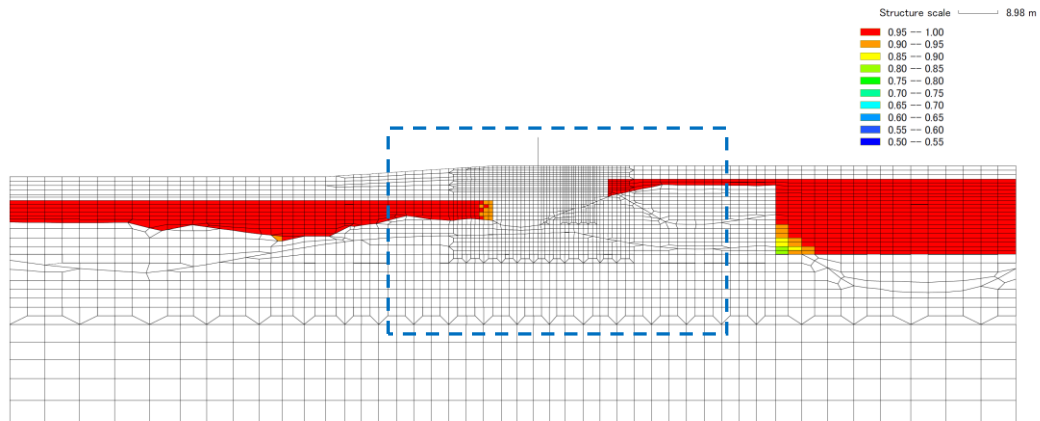
なお，耐震評価において，軸力は引張を正とする。

表 6.1-1 基本ケースにおいて照査値が最も厳しい地震動

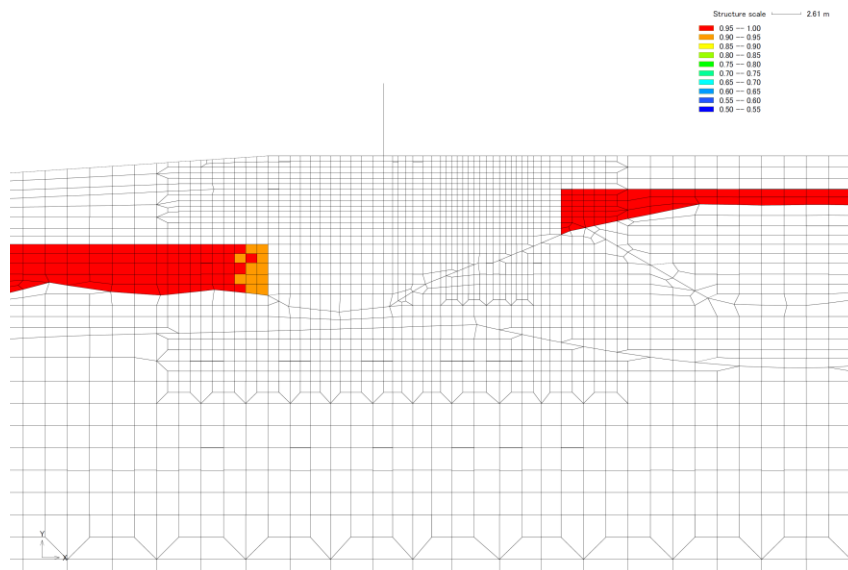
断面	評価項目		
	防波扉，漂流物対策工 (RC支柱，基礎スラブ，鋼管杭)		基礎地盤
	曲げ・軸力系	せん断	
荷揚場南	$S_s - D$ （-+） 0.16（曲げ引張）	$S_s - D$ （--） 0.40	$S_s - D$ （--） 0.35

### 6.1.1 過剰間隙水圧比分布

地盤の液状化対象層に発生した過剰間隙水圧比を確認するため、最大の照査値を示す解析ケースである①の  $S_s - D$  (--) について、地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比の最大値分布図を図 6.1.1-1 に示す。



全体図



構造物周辺拡大図

図 6.1.1-1 過剰間隙水圧比の最大値分布図

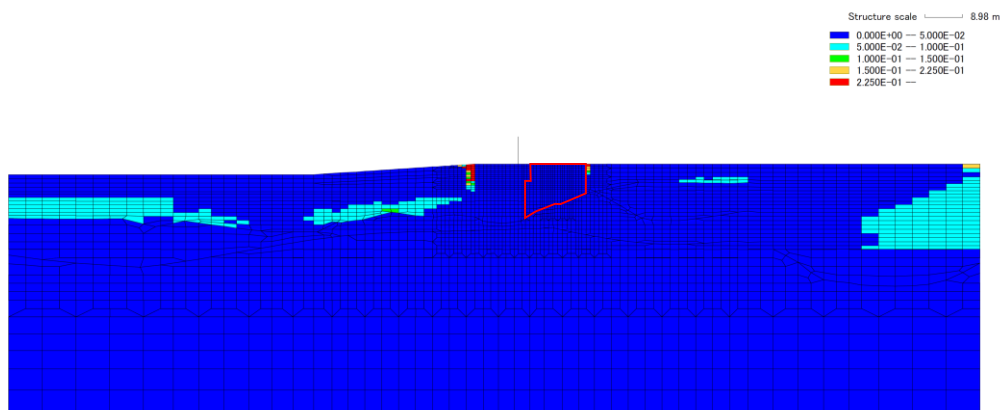
( $S_s - D$  (--))

解析ケース①：基本ケース

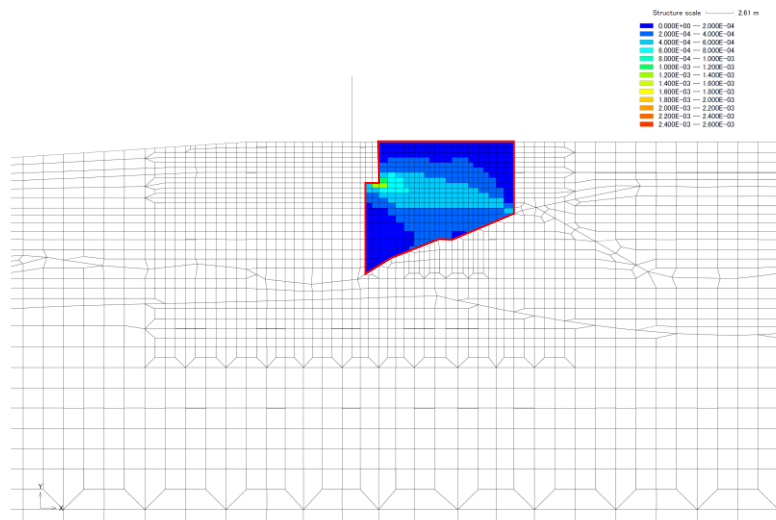
### 6.1.2 最大せん断ひずみ分布

地盤の最大せん断ひずみ分布を確認するため、最大の照査値を示す解析ケースである①のS<sub>s</sub>-D(――)について、地震応答解析の全時刻における最大せん断ひずみ分布図を図6.1.2-1に示す。

VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、改良地盤内の最大せん断ひずみ分布を確認した結果、ひずみ依存特性の試験値範囲であるせん断ひずみ $1.0 \times 10^{-3}$ を超える要素が認められるが、せん断ひずみ $1.6 \times 10^{-3}$ とわずかに超える要素であることから、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に記載のひずみ依存特性を用いて問題ないと判断した。



全体図



構造物周辺拡大図

図 6.1.2-1 最大せん断ひずみ分布図

(S<sub>s</sub>-D(――))

解析ケース①：基本ケース

## 6.2 防波扉

### 6.2.1 防波扉（鋼製扉体）

防波扉（鋼製扉体）の耐震評価結果を表 6.2.1-1 に示す。防波扉（鋼製扉体）の各部材の発生応力度又は作用荷重が許容限界以下であることを確認した。

表 6.2.1-1(1) 防波扉（鋼製扉体）の耐震評価結果

部材		発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
主横桁	曲げ応力度	23	240	0.10
	せん断応力度	6	135	0.05
補助縦桁	曲げ応力度	18	180	0.10
	せん断応力度	4	105	0.04
端縦桁	圧縮応力度	25	240	0.11
車輪	接触応力度	653	960	0.69
車輪軸	曲げ応力度	291	367	0.80
	せん断応力度	27	210	0.13
レール	曲げ圧縮応力度	119	255	0.47
	曲げ引張応力度	135	240	0.57
	せん断応力度	94	135	0.70
レール(腹板)	支圧応力度	143	360	0.40
ロック装置	曲げ応力度	319	540	0.60
	せん断応力度	68	310	0.22
	支圧応力度	57	225	0.26
支圧板	支圧応力度	0.5	225	0.01
戸当り (底面フランジ)	曲げ応力度	14	180	0.08
戸当り (コンクリート)	支圧応力度	0.4	8.8	0.05
	せん断応力度	0.06	0.6	0.10

表 6.2.1-1(2) 防波扉（鋼製扉体）の耐震評価結果

部材	作用荷重 (kN)	許容限界 (kN)	照査値
車輪軸受	189.9	700	0.28

### 6.2.2 防波扉戸当り（RC支柱）

防波扉戸当り（RC支柱）の耐震評価結果を表6.2.2-1に示す。防波扉戸当り（RC支柱）の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 6.2.2-1 防波扉戸当り（RC支柱）の耐震評価結果

部材		発生応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
防波扉戸当り (RC支柱)	曲げ引張応力度	17	294	0.06
	曲げ圧縮応力度	0.5	13.5	0.04
	せん断応力度	0.10	0.67	0.15

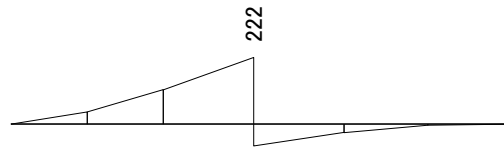
### 6.2.3 防波扉基礎スラブ

#### (1) 曲げ照査

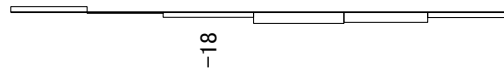
防波扉基礎スラブのコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 6.2.3-1 に、コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 6.2.3-1 に示す。防波扉基礎スラブの鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 6.2.3-2 に、鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 6.2.3-2 に示す。

この結果から、防波扉基礎スラブのコンクリート及び鉄筋の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

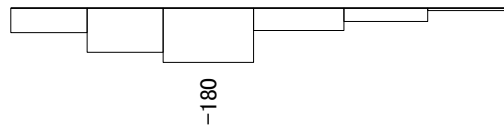




曲げモーメント (kN·m)

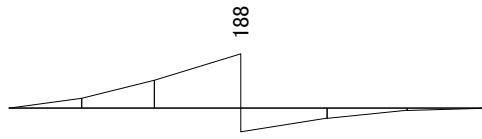


軸力 (kN)

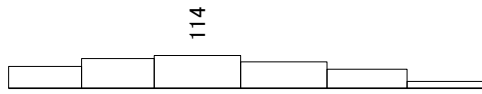


せん断力 (kN)

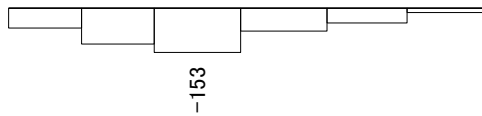
図 6. 2. 3-1 コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大照査値の評価時刻での断面力図  
 (S s - D (+-) , t=8.58s)  
 解析ケース①：基本ケース



曲げモーメント (kN·m)



軸力 (kN)



せん断力 (kN)

図 6.2.3-2 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大照査値の評価時刻での断面力図  
 (S s - D (-+), t=19.18s)  
 解析ケース①：基本ケース

表 6.2.3-1 コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
①	S s - D	(++)	216	22	0.6	13.5	0.05
	S s - D	(-+)	200	80	0.6	13.5	0.05
	S s - D	(+-)	222	18	0.7	13.5	0.05
	S s - D	(--)	199	80	0.6	13.5	0.05
	S s - F 1	(++)	181	17	0.5	13.5	0.04
	S s - F 2	(++)	203	7	0.6	13.5	0.05
	S s - N 1	(++)	140	11	0.4	13.5	0.04
	S s - N 1	(-+)	217	163	0.6	13.5	0.05
	S s - N 2 (NS)	(++)	159	189	0.4	13.5	0.04
	S s - N 2 (NS)	(-+)	156	130	0.5	13.5	0.04
	S s - N 2 (EW)	(++)	195	173	0.6	13.5	0.05
	S s - N 2 (EW)	(-+)	171	164	0.5	13.5	0.04
②	S s - D	(--)	198	80	0.6	13.5	0.05
③	S s - D	(--)	199	80	0.6	13.5	0.05

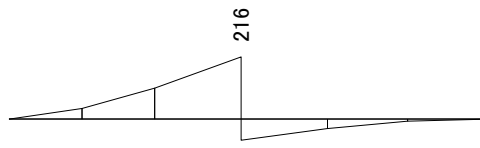
表 6.2.3-2 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
①	S s - D	(++)	204	66	41	294	0.14
	S s - D	(-+)	188	114	41	294	0.15
	S s - D	(+-)	222	18	38	294	0.13
	S s - D	(--)	196	21	33	294	0.12
	S s - F 1	(++)	181	17	33	294	0.12
	S s - F 2	(++)	203	7	35	294	0.12
	S s - N 1	(++)	139	32	27	294	0.10
	S s - N 1	(-+)	197	111	27	294	0.10
	S s - N 2 (NS)	(++)	112	44	23	294	0.08
	S s - N 2 (NS)	(-+)	129	5	23	294	0.08
	S s - N 2 (EW)	(++)	154	22	29	294	0.10
	S s - N 2 (EW)	(-+)	138	27	26	294	0.09
②	S s - D	(--)	196	21	33	294	0.12
③	S s - D	(--)	197	21	33	294	0.12

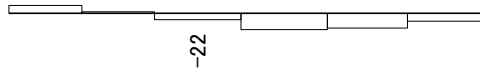
(2) せん断照査

防波扉基礎スラブのコンクリートのせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 6.2.3-3 に、コンクリートのせん断破壊に対する最大照査値を表 6.2.3-3 に示す。

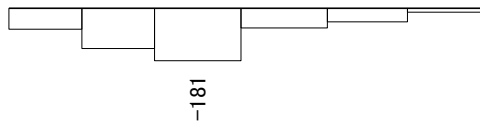
この結果から、防波扉基礎スラブのコンクリートの発生応力度が許容限界以下であることを確認した。



曲げモーメント (kN·m)



軸力 (kN)



せん断力 (kN)

図 6.2.3-3 コンクリートのせん断破壊に対する照査における  
 最大照査値の評価時刻での断面力図  
 (S s - D (++) , t=8.57s)  
 解析ケース①：基本ケース

表 6.2.3-3 コンクリートのせん断照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力	せん断応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{al}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{al}$
			せん断力 Q (kN)			
①	S <sub>s</sub> -D	(++)	181	0.05	0.67	0.08
	S <sub>s</sub> -D	(-+)	165	0.05	0.67	0.08
	S <sub>s</sub> -D	(+-)	180	0.05	0.67	0.08
	S <sub>s</sub> -D	(--)	161	0.05	0.67	0.07
	S <sub>s</sub> -F 1	(++)	146	0.04	0.67	0.07
	S <sub>s</sub> -F 2	(++)	161	0.05	0.67	0.07
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	120	0.03	0.67	0.06
	S <sub>s</sub> -N 1	(-+)	181	0.05	0.67	0.08
	S <sub>s</sub> -N 2 (NS)	(++)	131	0.04	0.67	0.06
	S <sub>s</sub> -N 2 (NS)	(-+)	128	0.04	0.67	0.06
	S <sub>s</sub> -N 2 (EW)	(++)	164	0.05	0.67	0.08
	S <sub>s</sub> -N 2 (EW)	(-+)	139	0.04	0.67	0.07
②	S <sub>s</sub> -D	(--)	161	0.05	0.67	0.07
③	S <sub>s</sub> -D	(--)	161	0.05	0.67	0.07

## 6.2.4 防波扉（鋼管杭）

### (1) 曲げ照査

防波扉（鋼管杭）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 6.2.4-1 に、曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値を表 6.2.4-1 に示す。

この結果から、防波扉（鋼管杭）に発生する断面力が許容限界以下であることを確認した。

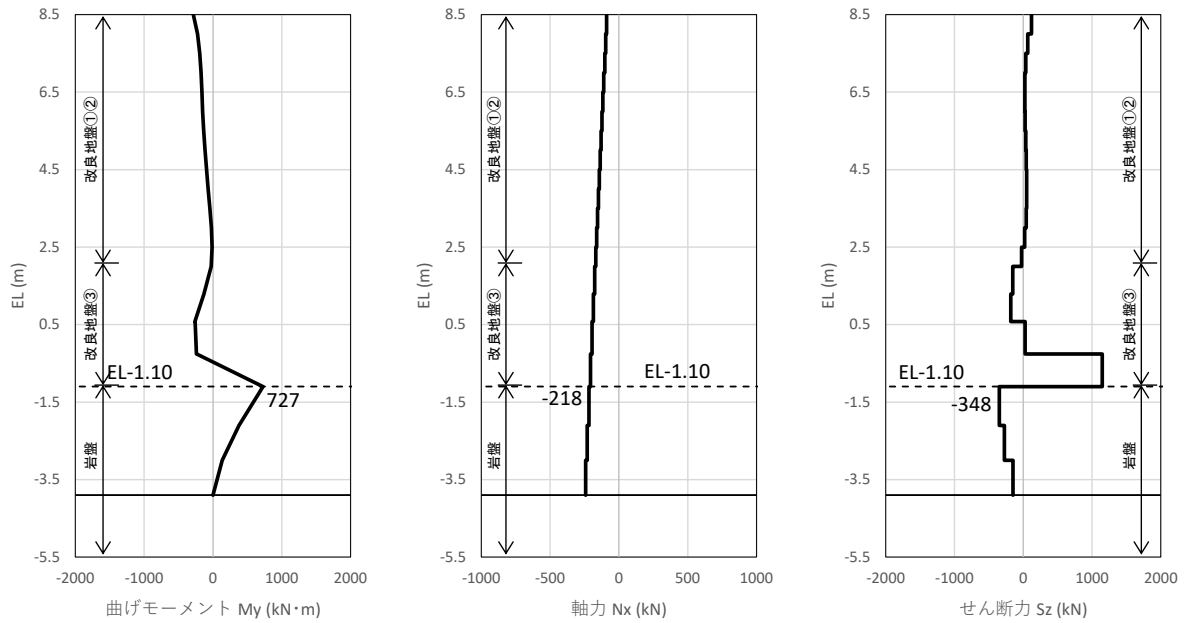


図 6.2.4-1 防波扉（鋼管杭）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
最大照査値の評価時刻での断面力図  
( $S_s - D (+)$  ,  $t=8.57s$ )  
解析ケース①：基本ケース



表 6.2.4-1 防波扉（鋼管杭）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力		降伏モーメント $M_y$ (kN・m)	照査値 $M/M_y$
			曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)		
①	S s-D	(++)	605	23	8016	0.08
	S s-D	(-+)	417	42	8011	0.06
	S s-D	(+-)	727	218	7960	0.10
	S s-D	(--)	469	227	7958	0.06
	S s-F 1	(++)	348	88	7998	0.05
	S s-F 2	(++)	311	130	7986	0.04
	S s-N 1	(++)	230	255	7950	0.03
	S s-N 1	(-+)	441	143	7982	0.06
	S s-N 2 (NS)	(++)	187	31	8014	0.03
	S s-N 2 (NS)	(-+)	196	122	7988	0.03
	S s-N 2 (EW)	(++)	223	137	7984	0.03
	S s-N 2 (EW)	(-+)	267	52	8008	0.04
②	S s-D	(--)	470	226	7958	0.06
③	S s-D	(--)	465	228	7957	0.06

(2) せん断照査

防波扉（鋼管杭）のせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 6.2.4-2 に、せん断破壊に対する最大照査値を表 6.2.4-2 に示す。

この結果から、防波扉（鋼管杭）の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

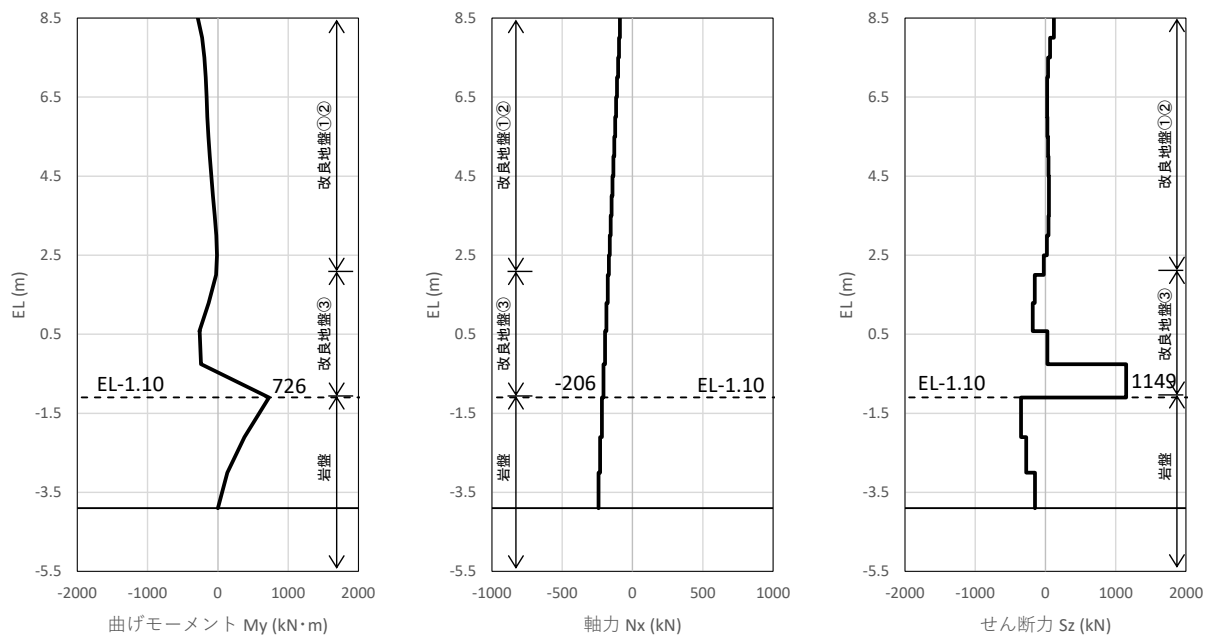


図 6.2.4-2 コンクリートのせん断破壊に対する照査における  
最大照査値の評価時刻での断面力図

(S s - D (+) , t=8.57s)

解析ケース①：基本ケース

表 6.2.4-2 防波扉（鋼管杭）のせん断照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力	せん断応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
			せん断力 Q (kN)			
①	S s - D	(++)	922	21	157	0.14
	S s - D	(-+)	610	14	157	0.09
	S s - D	(+-)	1149	26	157	0.17
	S s - D	(--)	685	15	157	0.10
	S s - F 1	(++)	509	12	157	0.08
	S s - F 2	(++)	297	7	157	0.05
	S s - N 1	(++)	209	5	157	0.04
	S s - N 1	(-+)	685	15	157	0.10
	S s - N 2 (NS)	(++)	261	6	157	0.04
	S s - N 2 (NS)	(-+)	276	6	157	0.04
	S s - N 2 (EW)	(++)	307	7	157	0.05
	S s - N 2 (EW)	(-+)	384	9	157	0.06
②	S s - D	(--)	687	16	157	0.10
③	S s - D	(--)	679	15	157	0.10

## 6.2.5 改良地盤

### (1) すべり安全率による評価

改良地盤におけるすべり安全率による評価結果を表 6.2.5-1 に、最小すべり安全率となる時刻における局所安全係数分布図を図 6.2.5-1 に示す。

これらの結果から、改良地盤のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 6.2.5-1 改良地盤のすべり安全率評価結果

解析 ケース	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
①	S <sub>s</sub> -D	(++)	19.18	3.69
		(-+)	8.58	2.87
		(+-)	25.80	3.75
		(--)	8.58	3.02
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	7.90	3.66
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	15.60	3.09
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	7.50	4.14
		(-+)	7.51	5.16
	S <sub>s</sub> -N2 (NS)	(++)	24.98	5.79
		(-+)	24.39	5.89
	S <sub>s</sub> -N2 (NS)	(++)	25.42	4.87
		(-+)	24.42	5.75
②	S <sub>s</sub> -D	(--)	8.58	3.02
③	S <sub>s</sub> -D	(--)	8.58	3.02

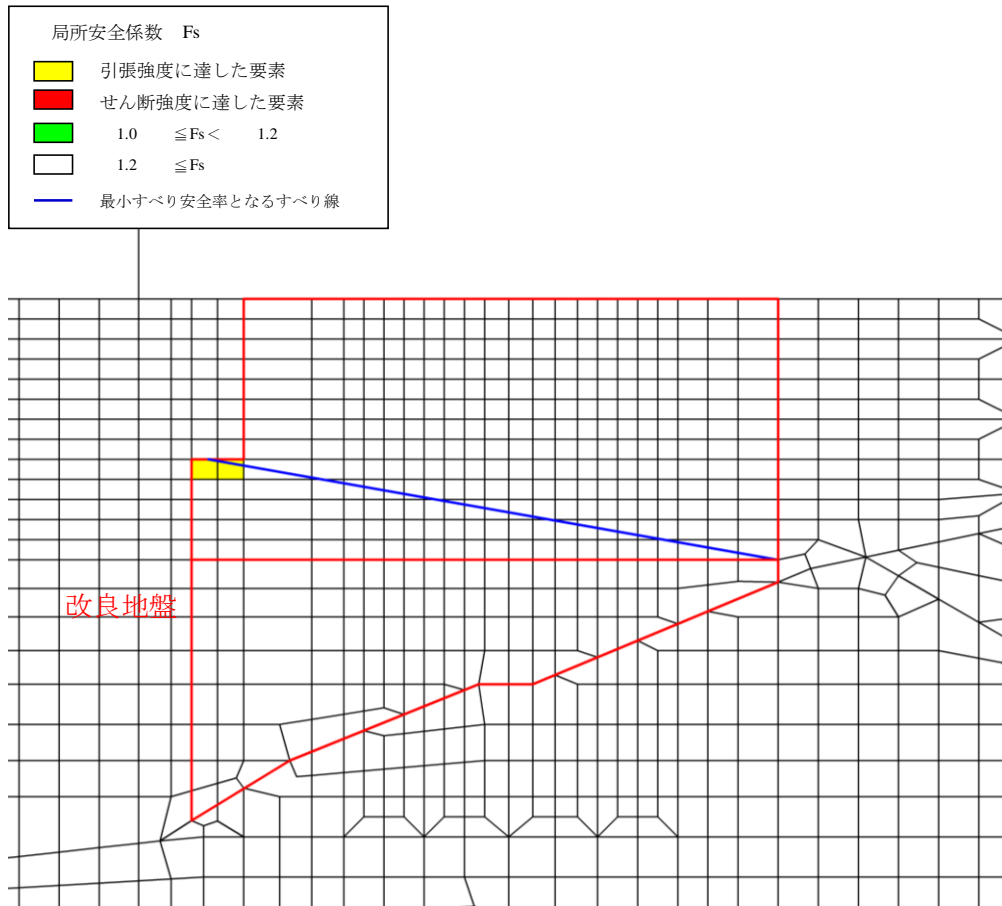


図 6.2.5-1 改良地盤の最小すべり安全率時刻におけるすべり線及び局所安全係数分布図  
 (S s - D (-+), t=8.58s)  
 解析ケース①：基本ケース

(2) 改良地盤の局所破壊が津波防護機能へ及ぼす影響について

局所的な破壊が津波防護機能へ及ぼす影響を確認するため、最小すべり安全率発生時刻において破壊が生じた要素及び全時刻の破壊履歴に着目した改良地盤の健全性評価を実施する。

a. 局所安全係数分布図と検討すべり線の重ね合わせ

改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布に、検討すべり線を重ね合わせた図を図 6.2.5-2 に示す。

これにより、検討すべり線は、引張強度に達した要素をおおむね通過していることが確認できることから、改良地盤の最小すべり安全率時刻において、引張強度に達した要素を考慮し改良地盤の健全性を確保していることを確認した。

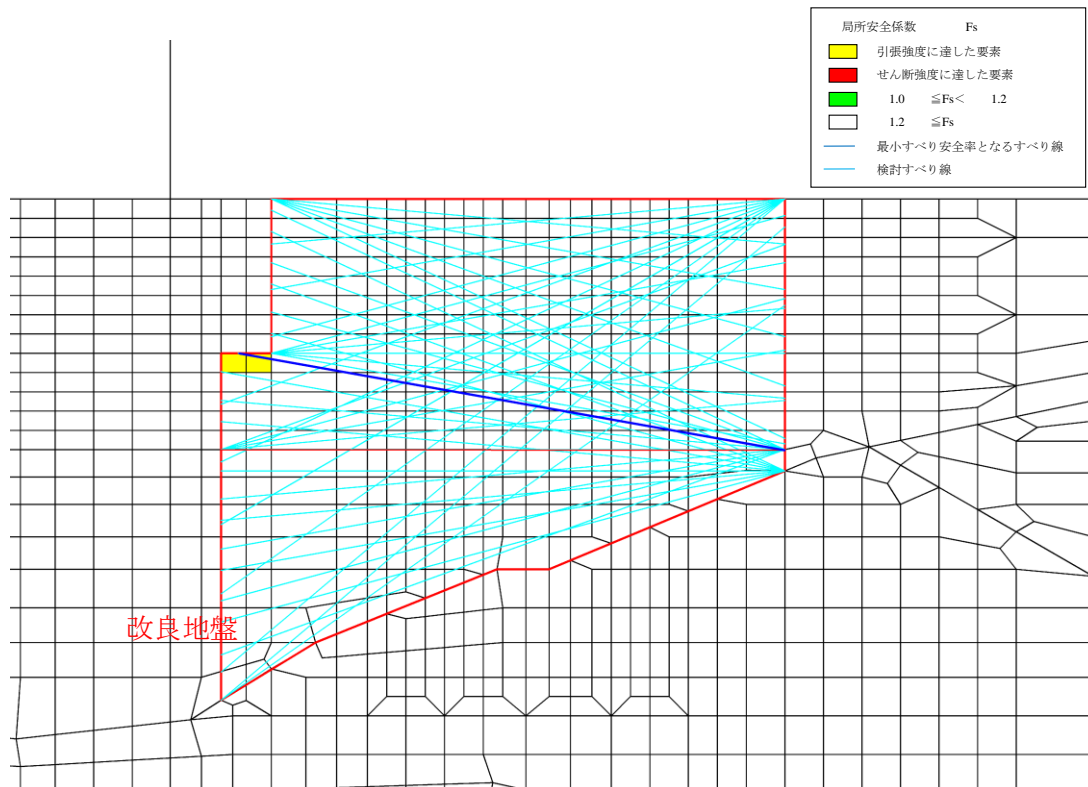


図 6.2.5-2 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布図と  
 検討すべり線の重ね合わせ  
 (S s - D (-+), t=8.58s)  
 解析ケース①：基本ケース

全時刻における破壊履歴図を図 6.2.5-3 に示す。

これにより、せん断破壊に達する要素はなく、引張強度に達する要素は限定的であるため、難透水性の保持に影響するような流入経路は形成されず、改良地盤の健全性を確保していることを確認した。

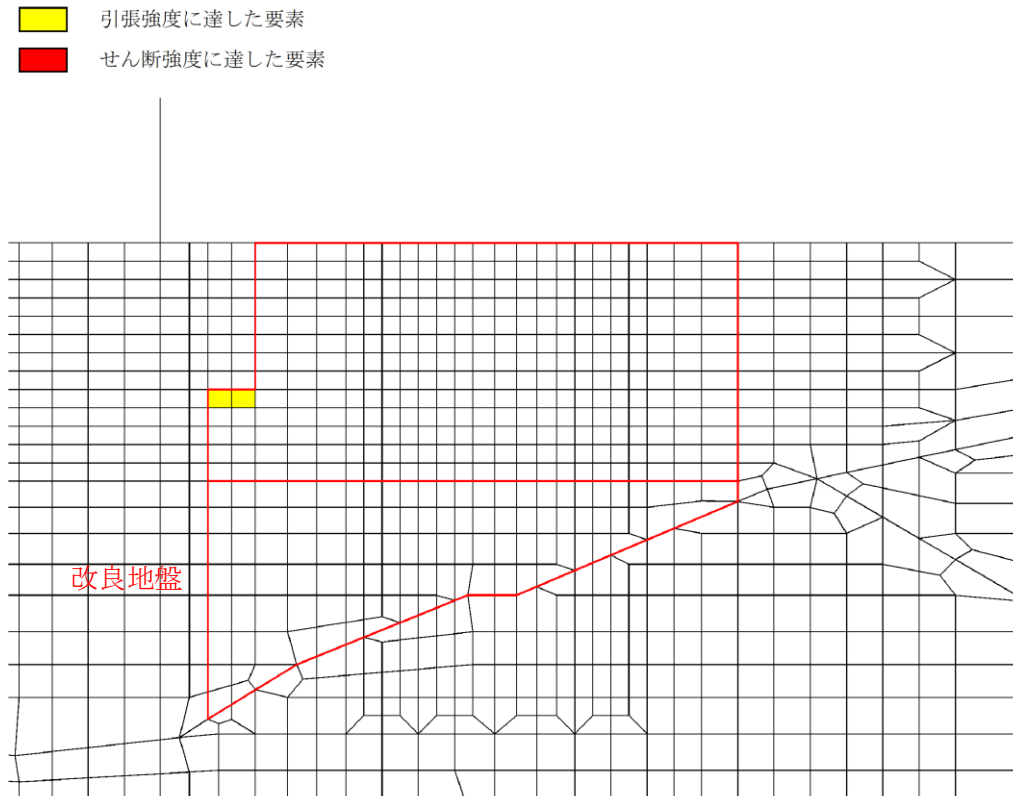


図 6.2.5-3 全時刻における破壊履歴図

(S s - D (-+))

解析ケース①：基本ケース

## 6.2.6 基礎地盤

基礎地盤の支持性能照査結果を表 6.2.6-1 に示す。

防波扉（鋼管杭）の杭下端部に生じる軸応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 6.2.6-1 基礎地盤の支持性能照査結果

解析 ケース	地震動		発生断面力	軸応力度 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力度 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d/R_u$
			軸力 N (kN)			
①	S <sub>s</sub> -D	(++)	434	0.4	9.8	0.04
	S <sub>s</sub> -D	(-+)	391	0.3	9.8	0.04
	S <sub>s</sub> -D	(+-)	494	0.4	9.8	0.05
	S <sub>s</sub> -D	(--)	381	0.3	9.8	0.04
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	342	0.3	9.8	0.04
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	340	0.3	9.8	0.04
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	352	0.3	9.8	0.04
	S <sub>s</sub> -N1	(-+)	255	0.2	9.8	0.03
	S <sub>s</sub> -N2 (NS)	(++)	398	0.4	9.8	0.04
	S <sub>s</sub> -N2 (NS)	(-+)	446	0.4	9.8	0.05
	S <sub>s</sub> -N2 (EW)	(++)	478	0.4	9.8	0.05
	S <sub>s</sub> -N2 (EW)	(-+)	413	0.4	9.8	0.04
②	S <sub>s</sub> -D	(--)	379	0.3	9.8	0.04
③	S <sub>s</sub> -D	(--)	381	0.3	9.8	0.04



### 6.3 漂流物対策工

#### 6.3.1 漂流物対策工（鋼製扉体）

漂流物対策工（鋼製扉体）の耐震評価結果を表 6.3.1-1 に示す。漂流物対策工（鋼製扉体）の各部材の発生応力度又は作用荷重が許容限界以下であることを確認した。

表 6.3.1-1(1) 漂流物対策工（鋼製扉体）の耐震評価結果

部材		発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
主横桁 (最下段)	曲げ応力度	6	525	0.02
	せん断応力度	3	193	0.02
主横桁 (最上段)	曲げ応力度	31	525	0.06
	せん断応力度	7	193	0.04
張出桁	曲げ応力度	0.4	525	0.01
	せん断応力度	0.3	303	0.01
補助縦桁	曲げ応力度	0.03	310	0.01
	せん断応力度	0.04	193	0.01
端縦桁	圧縮応力度	14	337	0.05
支承部（上部支承軸）	曲げ応力度	253	540	0.47
	せん断応力度	28	310	0.10
支承部（下部支承軸）	曲げ応力度	131	255	0.52
	せん断応力度	13	147	0.09
支承部（下部支承軸受）	接触応力度	1405	2035	0.70
支承部 (浮上防止金物)	曲げ応力度	80	150	0.54
	せん断応力度	13	90	0.15
	軸方向引張 応力度	137	255	0.54

表 6.3.1-1(2) 漂流物対策工（鋼製扉体）の耐震評価結果

部材	作用荷重 (kN)	許容限界 (kN)	照査値
支承軸受	1053.9	2140	0.50

表 6.3.1-1(3) 漂流物対策工（鋼製扉体）の耐震評価結果

部材	種別	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
上部支承 (アンカーボルト)	軸方向引張 応力度	187	367	0.51
下部支承 (アンカーボルト)	軸方向引張 応力度	118	367	0.33
上部支承 (コンクリート)	支圧応力度 (アンカープレート)	4.9	8.8	0.56
	支圧応力度 (支圧板)	5.3	8.8	0.61
	せん断応力度	0.38	0.60	0.64
下部支承 (コンクリート)	支圧応力度 (アンカープレート)	2.4	8.8	0.28
	支圧応力度 (支圧板)	6.5	8.8	0.74
	せん断応力度	0.30	0.60	0.50
ロック装置	曲げ圧縮 応力度	127	337	0.38
	せん断応力度	108	193	0.56
支圧板	支圧応力度	1.1	225	0.01
戸当り（腹板）	支圧応力度	6	270	0.03
戸当り (底面フランジ)	曲げ応力度	19	525	0.04
戸当り (コンクリート)	支圧応力度	0.1	8.8	0.02
	せん断応力度	0.03	0.60	0.05

### 6.3.2 漂流物対策工戸当り（RC支柱）

#### (1) 曲げ照査

漂流物対策工戸当り（RC支柱）のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 6.3.2-1 に、コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 6.3.2-1 に示す。漂流物対策工戸当り（RC支柱）の鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 6.3.2-2 に、曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 6.3.2-2 に示す。

この結果から、漂流物対策工戸当り（RC支柱）のコンクリート及び鉄筋の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

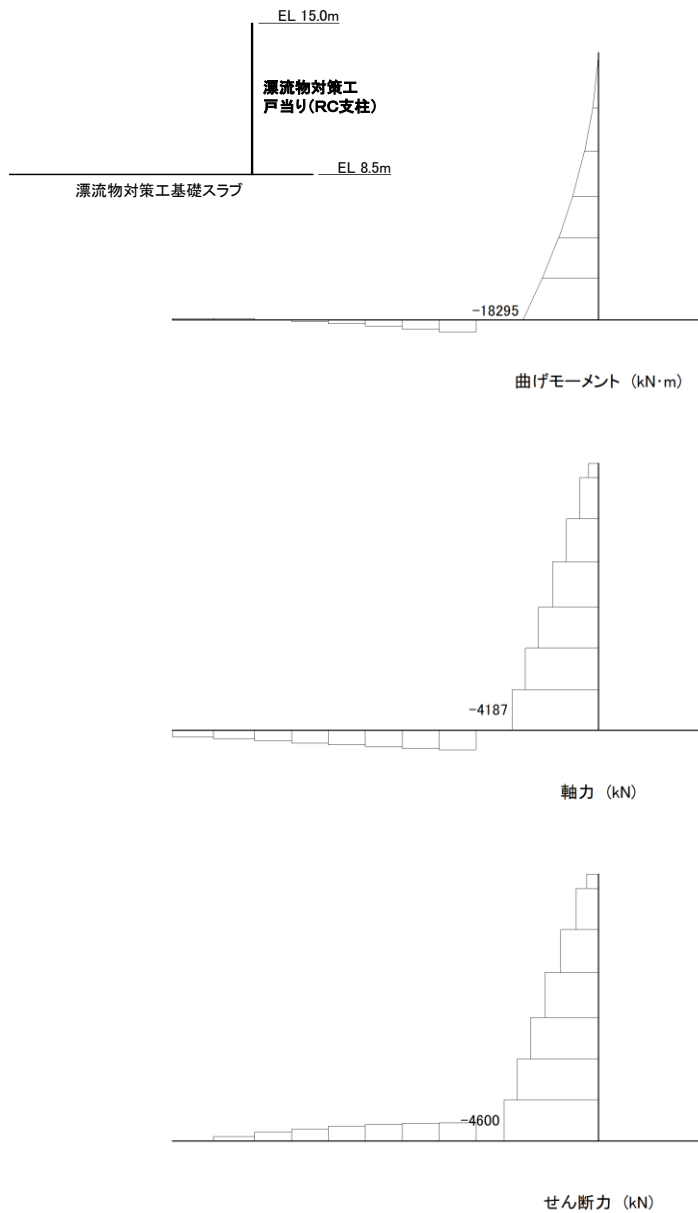


図 6.3.2-1 コンクリートの曲げ・軸力系破壊に対する照査における  
最大照査値の評価時刻での断面力図  
( $S_s - D$  (—),  $t=8.58s$ )

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 +  $1\sigma$ )

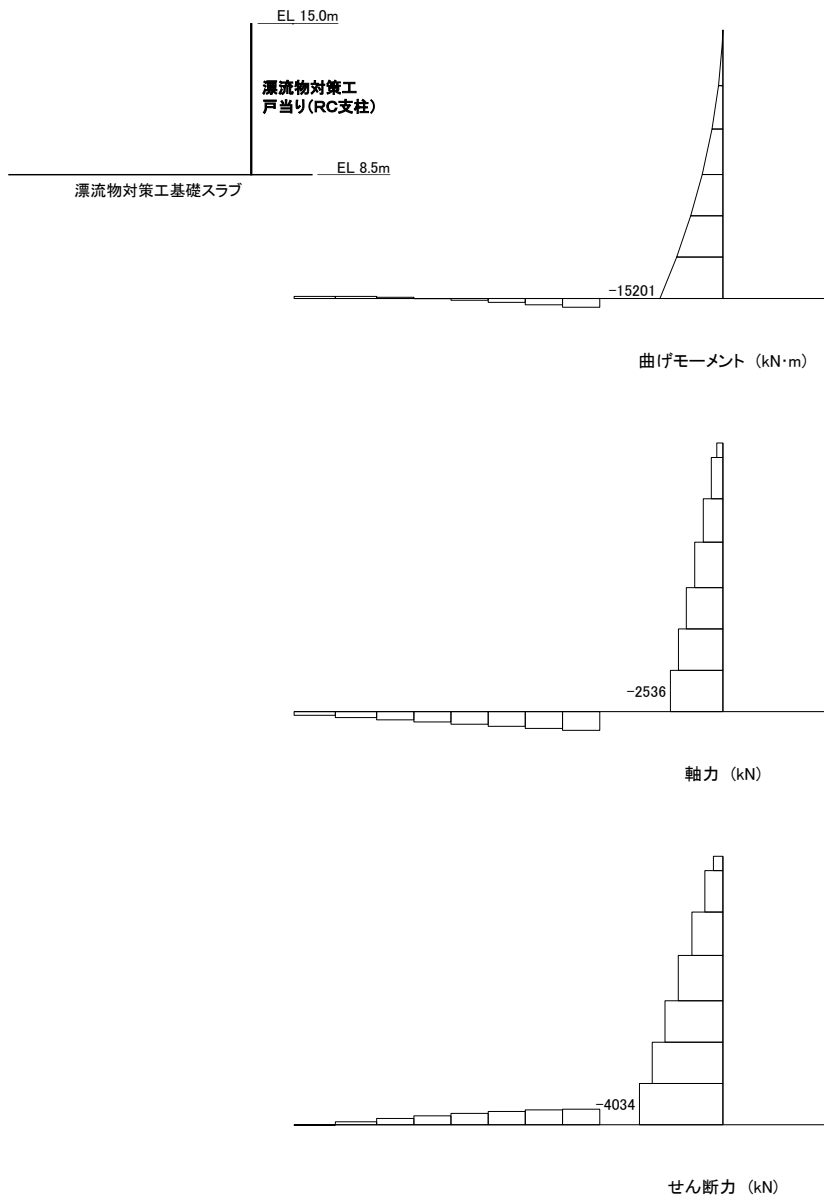


図 6. 3. 2-2 鉄筋の曲げ・軸力系破壊に対する照査における  
最大照査値の評価時刻での断面力図  
(S s - D (-+), t=8.58s)  
解析ケース①：基本ケース

表 6.3.2-1 コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
①	S s - D	(++)	15975	2559	1.5	21.0	0.08
	S s - D	(-+)	15351	3740	1.5	21.0	0.08
	S s - D	(+-)	15669	3795	1.5	21.0	0.08
	S s - D	(--)	18292	4186	1.8	21.0	0.09
	S s - F 1	(++)	13370	3559	1.3	21.0	0.07
	S s - F 2	(++)	16694	3322	1.6	21.0	0.08
	S s - N 1	(++)	11348	3774	1.1	21.0	0.06
	S s - N 1	(-+)	11402	3370	1.1	21.0	0.06
	S s - N 2 (NS)	(++)	10030	3143	1.0	21.0	0.05
	S s - N 2 (NS)	(-+)	9918	2334	1.0	21.0	0.05
	S s - N 2 (EW)	(++)	10502	4400	1.0	21.0	0.05
	S s - N 2 (EW)	(-+)	11049	3741	1.1	21.0	0.06
②	S s - D	(--)	18295	4187	1.8	21.0	0.09
③	S s - D	(--)	18288	4184	1.8	21.0	0.09

表 6.3.2-2 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
①	S s - D	(++)	15346	1839	45	294	0.16
	S s - D	(-+)	15201	2536	46	294	0.16
	S s - D	(+-)	14244	2989	38	294	0.13
	S s - D	(--)	18292	4186	46	294	0.16
	S s - F 1	(++)	13370	3559	29	294	0.10
	S s - F 2	(++)	16694	3322	46	294	0.16
	S s - N 1	(++)	11105	3612	19	294	0.07
	S s - N 1	(-+)	11402	3370	19	294	0.07
	S s - N 2 (NS)	(++)	10030	3143	18	294	0.07
	S s - N 2 (NS)	(-+)	9918	2334	21	294	0.07
	S s - N 2 (EW)	(++)	10037	3763	14	294	0.05
	S s - N 2 (EW)	(-+)	8614	1829	19	294	0.07
②	S s - D	(--)	18295	4187	46	294	0.16
③	S s - D	(--)	18288	4184	46	294	0.16

(2) せん断照査

漂流物対策工戸当り（RC支柱）のコンクリートのせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 6.3.2-3 に、コンクリートのせん断破壊に対する最大照査値を表 6.3.2-3 に示す。

この結果から、漂流物対策工戸当り（RC支柱）のコンクリートの発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

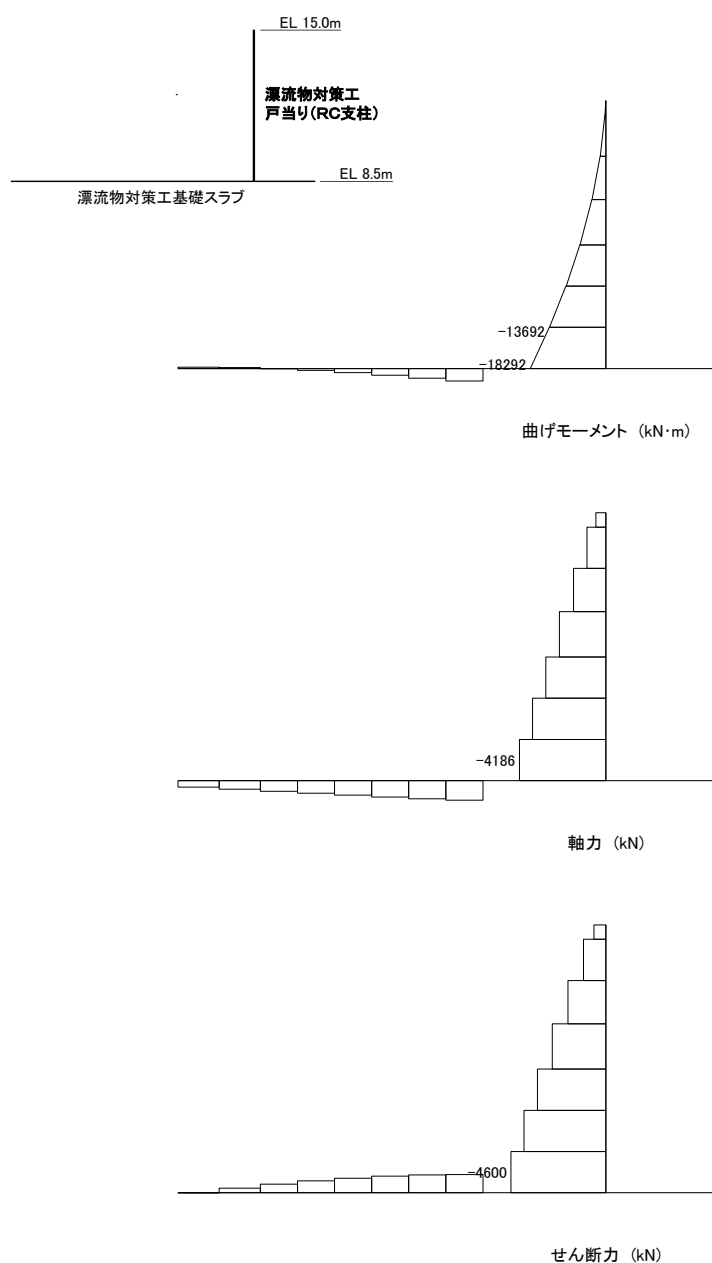


図 6.3.2-3 コンクリートのせん断照査における最大照査値の評価時刻での断面力図  
(S s - D (—) , t=8.58s)  
解析ケース①：基本ケース



表 6.3.2-3 コンクリートのせん断照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力	せん断応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{al}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{al}$
			せん断力 Q (kN)			
①	S s - D	(++)	4067	0.33	0.82	0.40
	S s - D	(-+)	4034	0.32	0.82	0.40
	S s - D	(+-)	4036	0.32	0.82	0.40
	S s - D	(--)	4600	0.37	0.82	0.46
	S s - F 1	(++)	3499	0.28	0.82	0.35
	S s - F 2	(++)	4240	0.34	0.82	0.42
	S s - N 1	(++)	2921	0.23	0.82	0.29
	S s - N 1	(-+)	2871	0.23	0.82	0.29
	S s - N 2 (NS)	(++)	2420	0.19	0.82	0.24
	S s - N 2 (NS)	(-+)	2363	0.19	0.82	0.24
	S s - N 2 (EW)	(++)	2594	0.21	0.82	0.26
	S s - N 2 (EW)	(-+)	2598	0.21	0.82	0.26
②	S s - D	(--)	4600	0.37	0.82	0.46
③	S s - D	(--)	4599	0.37	0.82	0.46

### 6.3.3 漂流物対策工基礎スラブ

#### (1) 曲げ照査

漂流物対策工基礎スラブのコンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 6.3.3-1 に、コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 6.3.3-1 に、漂流物対策工基礎スラブの鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 6.3.3-2 に示す。

この結果から、漂流物対策工基礎スラブのコンクリート及び鉄筋の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

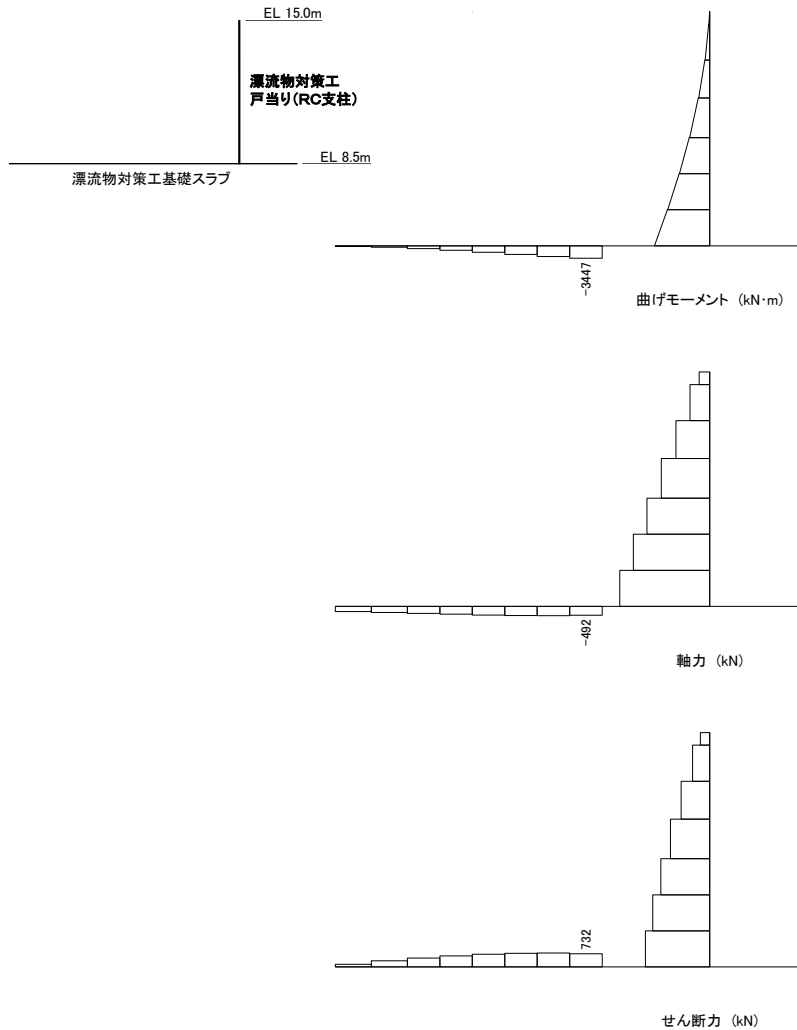


図 6.3.3-1 コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図

(S s - D (+), t=18.93s)

解析ケース①：基本ケース

表 6.3.3-1 コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma / \sigma_{ca}$
			曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
①	S s - D	(++)	2906	543	1.3	21.0	0.07
	S s - D	(-+)	2919	473	1.3	21.0	0.07
	S s - D	(+-)	3447	492	1.5	21.0	0.08
	S s - D	(--)	3010	950	1.4	21.0	0.07
	S s - F 1	(++)	2539	401	1.1	21.0	0.06
	S s - F 2	(++)	2689	742	1.2	21.0	0.06
	S s - N 1	(++)	2090	609	0.9	21.0	0.05
	S s - N 1	(-+)	1823	470	0.8	21.0	0.04
	S s - N 2 (NS)	(++)	1880	393	0.8	21.0	0.04
	S s - N 2 (NS)	(-+)	2177	394	1.0	21.0	0.05
	S s - N 2 (EW)	(++)	2425	501	1.1	21.0	0.06
	S s - N 2 (EW)	(-+)	2218	495	1.0	21.0	0.05
②	S s - D	(--)	3012	947	1.4	21.0	0.07
③	S s - D	(--)	3011	947	1.4	21.0	0.07

表 6.3.3-2 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
①	S s - D	(++)	2919	314	38	294	0.13
	S s - D	(-+)	2919	473	35	294	0.12
	S s - D	(+-)	3447	492	42	294	0.15
	S s - D	(--)	2887	214	40	294	0.14
	S s - F 1	(++)	2458	251	32	294	0.12
	S s - F 2	(++)	2684	603	28	294	0.10
	S s - N 1	(++)	1756	308	20	294	0.07
	S s - N 1	(-+)	1582	289	18	294	0.07
	S s - N 2 (NS)	(++)	1880	393	20	294	0.07
	S s - N 2 (NS)	(-+)	2177	394	25	294	0.09
	S s - N 2 (EW)	(++)	2423	442	28	294	0.10
	S s - N 2 (EW)	(-+)	2187	187	30	294	0.11
②	S s - D	(--)	2905	217	40	294	0.14
③	S s - D	(--)	3078	363	39	294	0.14

(2) せん断照査

漂流物対策工基礎スラブのコンクリートのせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 6.3.3-2 に、コンクリートのせん断破壊に対する最大照査値を表 6.3.3-3 に示す。

この結果から、漂流物対策工基礎スラブのコンクリートの発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

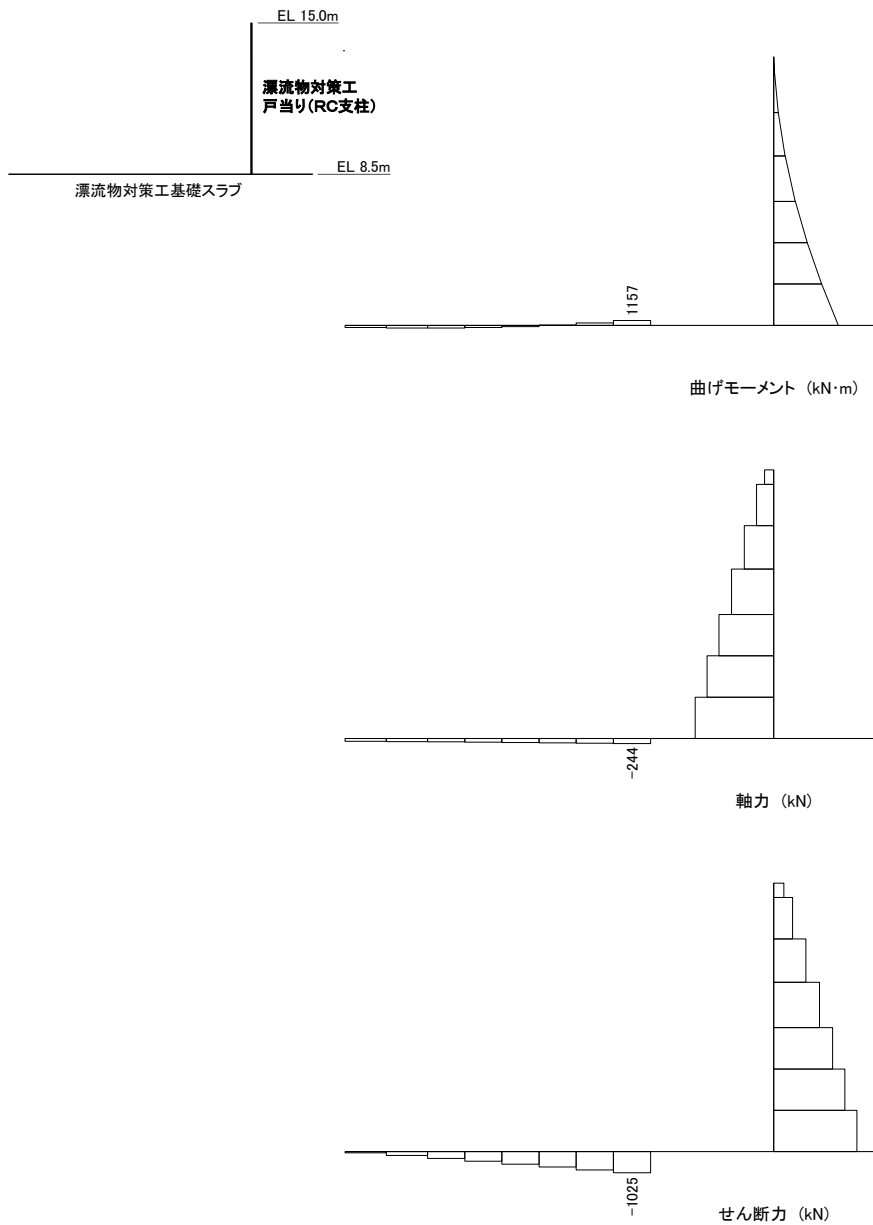


図 6.3.3-2 コンクリートのせん断照査における最大照査値の評価時刻での断面力図  
 (S s - D (+), t=8.58s)  
 解析ケース①：基本ケース

表 6.3.3-3 コンクリートのせん断照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力	せん断応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{al}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{al}$
			せん断力 Q (kN)			
①	S <sub>s</sub> -D	(++)	982	0.31	0.82	0.38
	S <sub>s</sub> -D	(-+)	956	0.30	0.82	0.37
	S <sub>s</sub> -D	(+-)	1025	0.32	0.82	0.40
	S <sub>s</sub> -D	(--)	879	0.28	0.82	0.34
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	820	0.26	0.82	0.32
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	819	0.26	0.82	0.32
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	585	0.18	0.82	0.23
	S <sub>s</sub> -N1	(-+)	766	0.24	0.82	0.30
	S <sub>s</sub> -N2 (NS)	(++)	509	0.16	0.82	0.20
	S <sub>s</sub> -N2 (NS)	(-+)	606	0.19	0.82	0.24
	S <sub>s</sub> -N2 (EW)	(++)	653	0.21	0.82	0.26
	S <sub>s</sub> -N2 (EW)	(-+)	677	0.21	0.82	0.27
②	S <sub>s</sub> -D	(--)	879	0.28	0.82	0.34
③	S <sub>s</sub> -D	(--)	877	0.28	0.82	0.34

### 6.3.4 基礎地盤

#### (1) 支持力照査

基礎地盤の支持性能照査結果を表 6.3.4-1 に、接地圧分布図を図 6.3.4-1 に示す。

漂流物対策工の基礎地盤に生じる最大接地圧が許容限界以下であることを確認した。

表 6.3.4-1(1) 基礎地盤の支持性能照査結果 (MMR)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	支圧強度 $f'_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d / f'_a$
①	S s - D	(++)	0.8	18.0	0.05
	S s - D	(-+)	0.6	18.0	0.04
	S s - D	(+-)	0.8	18.0	0.05
	S s - D	(--)	0.7	18.0	0.04
	S s - F 1	(++)	0.6	18.0	0.04
	S s - F 2	(++)	0.6	18.0	0.04
	S s - N 1	(++)	0.4	18.0	0.03
	S s - N 1	(-+)	0.5	18.0	0.03
	S s - N 2 (NS)	(++)	0.5	18.0	0.03
	S s - N 2 (NS)	(-+)	0.6	18.0	0.04
	S s - N 2 (EW)	(++)	0.6	18.0	0.04
	S s - N 2 (EW)	(-+)	0.5	18.0	0.03
②	S s - D	(--)	0.7	18.0	0.04
③	S s - D	(--)	0.7	18.0	0.04



表 6.3.4-1(2) 基礎地盤の支持性能照査結果 (改良地盤)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力度 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d/R_u$
①	S s - D	(++)	0.4	1.4	0.28
	S s - D	(-+)	0.5	1.4	0.33
	S s - D	(+-)	0.4	1.4	0.29
	S s - D	(--)	0.5	1.4	0.35
	S s - F 1	(++)	0.4	1.4	0.30
	S s - F 2	(++)	0.5	1.4	0.33
	S s - N 1	(++)	0.4	1.4	0.29
	S s - N 1	(-+)	0.3	1.4	0.20
	S s - N 2 (NS)	(++)	0.3	1.4	0.24
	S s - N 2 (NS)	(-+)	0.3	1.4	0.23
	S s - N 2 (EW)	(++)	0.3	1.4	0.25
	S s - N 2 (EW)	(-+)	0.3	1.4	0.24
②	S s - D	(--)	0.5	1.4	0.35
③	S s - D	(--)	0.5	1.4	0.35

表 6.3.4-1(3) 基礎地盤の支持性能照査結果 (岩盤)

解析 ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力度	照査値
			$R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	$R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$R_d/R_u$
①	S s - D	(++)	1.5	9.8	0.16
	S s - D	(-+)	1.9	9.8	0.20
	S s - D	(+-)	1.6	9.8	0.17
	S s - D	(--)	2.0	9.8	0.21
	S s - F 1	(++)	1.5	9.8	0.16
	S s - F 2	(++)	1.7	9.8	0.18
	S s - N 1	(++)	1.7	9.8	0.18
	S s - N 1	(-+)	1.3	9.8	0.14
	S s - N 2 (NS)	(++)	1.3	9.8	0.14
	S s - N 2 (NS)	(-+)	1.4	9.8	0.15
	S s - N 2 (EW)	(++)	1.3	9.8	0.14
	S s - N 2 (EW)	(-+)	1.4	9.8	0.15
②	S s - D	(--)	2.0	9.8	0.21
③	S s - D	(--)	2.0	9.8	0.21

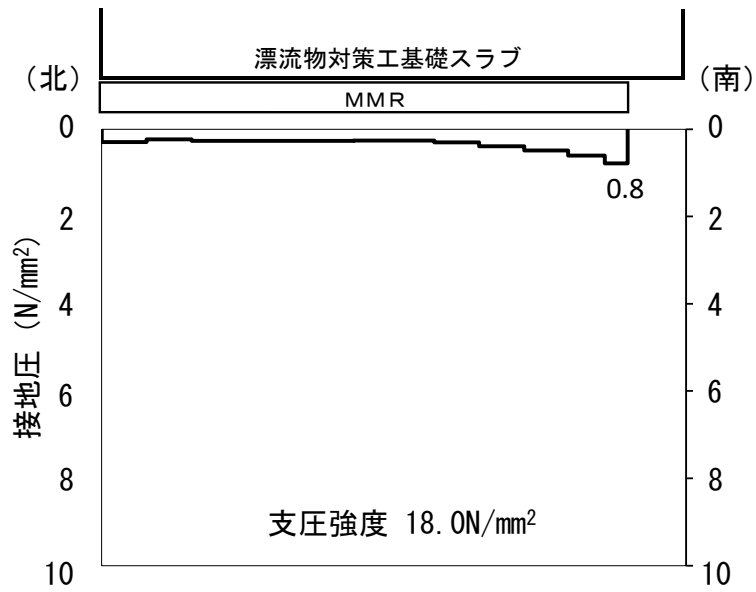


図 6.3.4-1(1) 基礎地盤の接地圧分布図 (MMR)

(S s - D (+ -))

解析ケース①：基本ケース

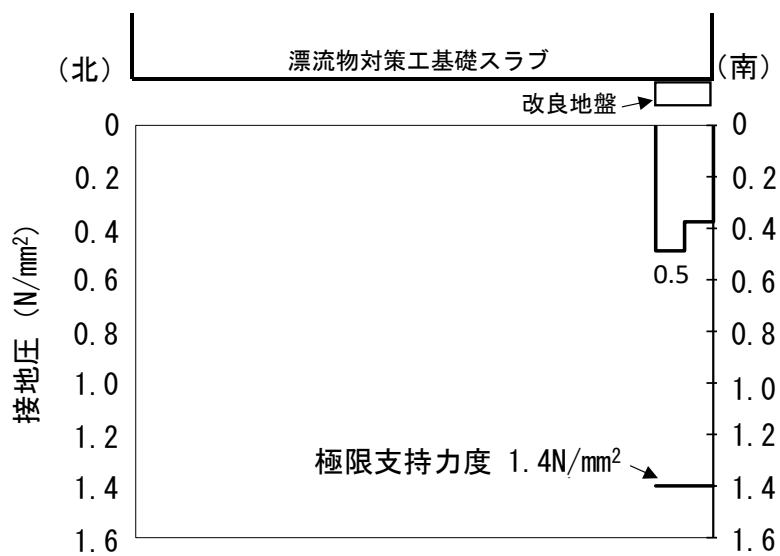


図 6.3.4-1(2) 基礎地盤の接地圧分布図 (改良地盤)

(S s - D (- -))

解析ケース①：基本ケース

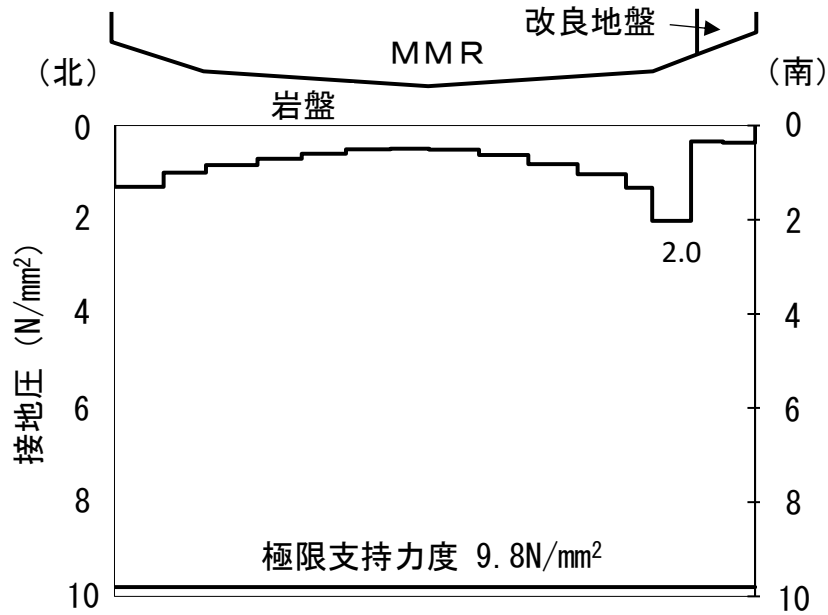


図 6.3.4-1(3) 基礎地盤の接地圧分布図 (岩盤)

(S s - D ( - - ) )

解析ケース①：基本ケース

(2) せん断破壊 (MMR) に対する評価

MMRにおけるせん断及び引張による破壊の影響を確認するため、MMRのせん断破壊及び引張破壊に対する局所安全係数を表 6.3.4-2 に示す。

また、引張破壊に対する局所安全係数が 1.0 を下回るケースについて、最大引張応力発生時刻の局所安全係数分布図を 6.3.4-2 に示す。

$$f_s = \frac{R}{S}$$

ここで、

$f_s$  : 局所安全係数

R : せん断強度又は引張強度

S : 発生せん断応力又は発生引張応力

同表及び同図より、せん断破壊及び引張破壊している要素の分布が極めて局所的で MMR の安全性に影響を及ぼすことはない。

以上から、漂流物対策工直下の MMR の健全性を確認した。

表 6.3.4-2(1) MMRのせん断破壊に対する局所安全係数

解析 ケース	地震動		せん断応力 S (N/mm <sup>2</sup> )	せん断強度 R (N/mm <sup>2</sup> )	局所安全係数 f <sub>s</sub>
①	S <sub>s</sub> -D	(++)	0.99	3.60	3.61
	S <sub>s</sub> -D	(-+)	1.18	3.60	3.06
	S <sub>s</sub> -D	(+-)	1.05	3.60	3.42
	S <sub>s</sub> -D	(--)	1.28	3.60	2.81
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	0.96	3.60	3.75
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	1.06	3.60	3.39
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	1.09	3.60	3.30
	S <sub>s</sub> -N1	(-+)	0.82	3.60	4.39
	S <sub>s</sub> -N2 (NS)	(++)	0.82	3.60	4.39
	S <sub>s</sub> -N2 (NS)	(-+)	0.88	3.60	4.06
	S <sub>s</sub> -N2 (EW)	(++)	0.82	3.60	4.36
	S <sub>s</sub> -N2 (EW)	(-+)	0.85	3.60	4.23
②	S <sub>s</sub> -D	(--)	1.28	3.60	2.81
③	S <sub>s</sub> -D	(--)	1.28	3.60	2.82

表 6.3.4-2(2) MMRの引張破壊に対する局所安全係数

解析 ケース	地震動		せん断応力 S (N/mm <sup>2</sup> )	せん断強度 R (N/mm <sup>2</sup> )	局所安全係数 f <sub>s</sub>
	S <sub>s</sub> -D				
①	S <sub>s</sub> -D	(++)	1.50	1.57	1.04
	S <sub>s</sub> -D	(-+)	2.00	1.57	0.78
	S <sub>s</sub> -D	(+-)	1.51	1.57	1.03
	S <sub>s</sub> -D	(--)	1.99	1.57	0.78
	S <sub>s</sub> -F 1	(++)	1.40	1.57	1.12
	S <sub>s</sub> -F 2	(++)	1.55	1.57	1.01
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	1.66	1.57	0.94
	S <sub>s</sub> -N 1	(-+)	1.19	1.57	1.31
	S <sub>s</sub> -N 2 (NS)	(++)	1.17	1.57	1.34
	S <sub>s</sub> -N 2 (NS)	(-+)	1.37	1.57	1.13
	S <sub>s</sub> -N 2 (EW)	(++)	1.20	1.57	1.30
	S <sub>s</sub> -N 2 (EW)	(-+)	1.13	1.57	1.38
②	S <sub>s</sub> -D	(--)	1.99	1.57	0.78
③	S <sub>s</sub> -D	(--)	1.99	1.57	0.78

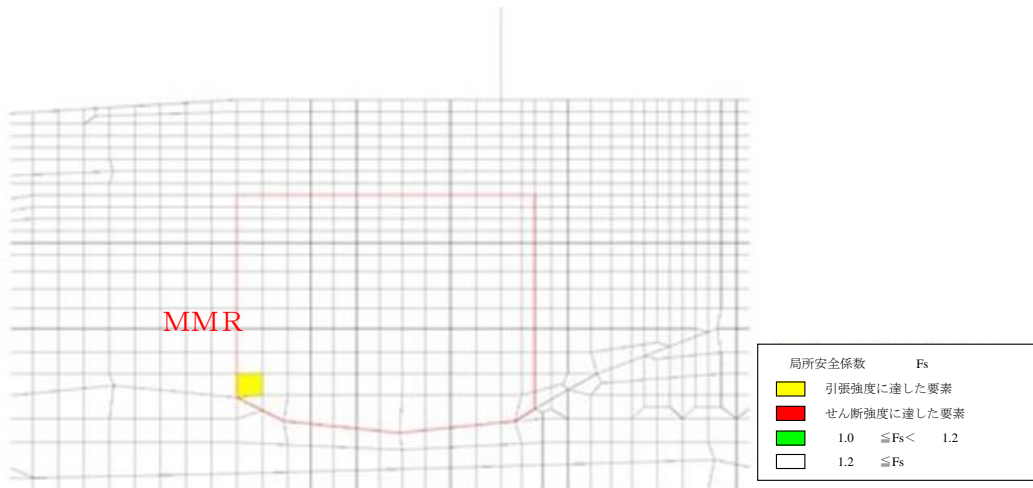


図 6.3.4-2(1) MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数分布図  
 (S s - D (-+), t=8.93s)  
 解析ケース①：基本ケース

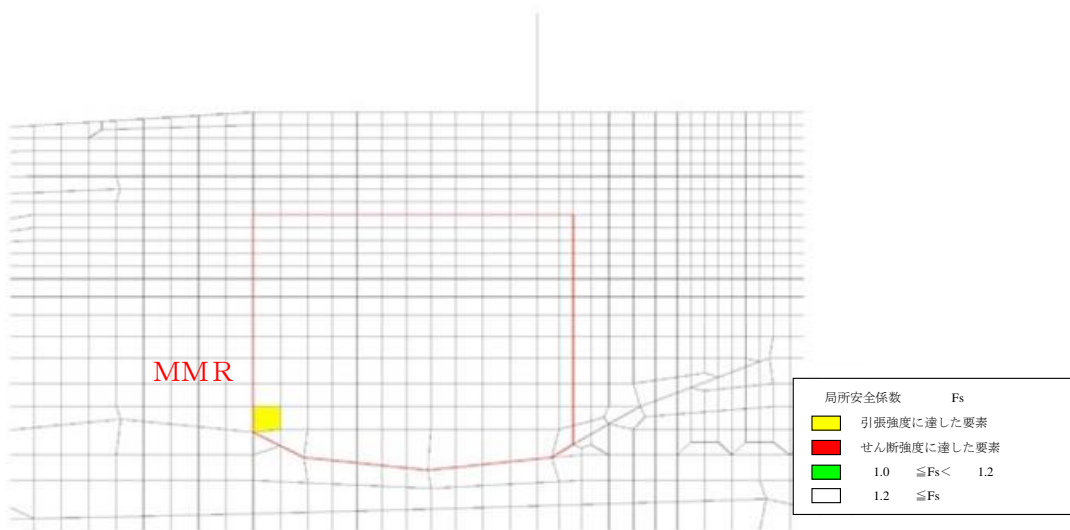


図 6.3.4-2(2) MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数分布図  
 (S s - D (--), t=8.94s)  
 解析ケース①：基本ケース

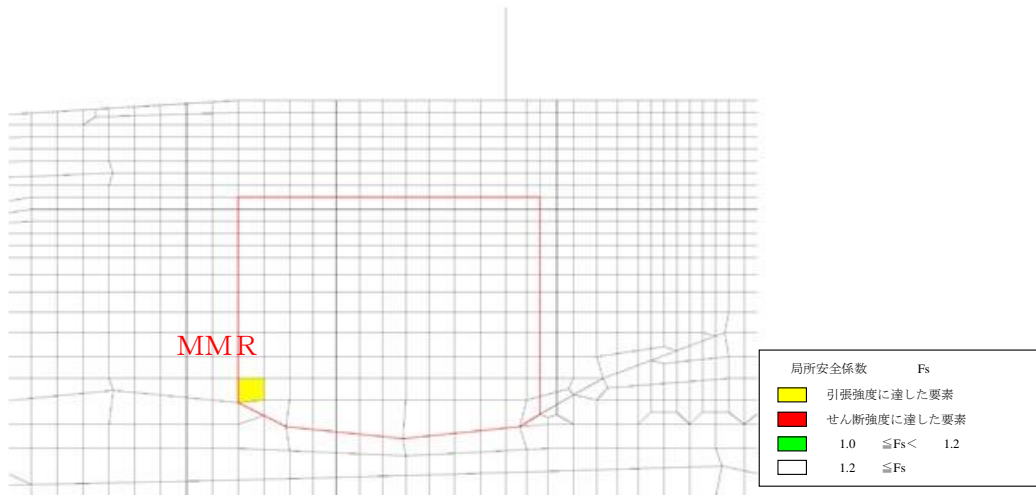


図 6.3.4-2(3) MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数分布図  
 (S s - N 1 (++) , t=7.51s)  
 解析ケース①：基本ケース

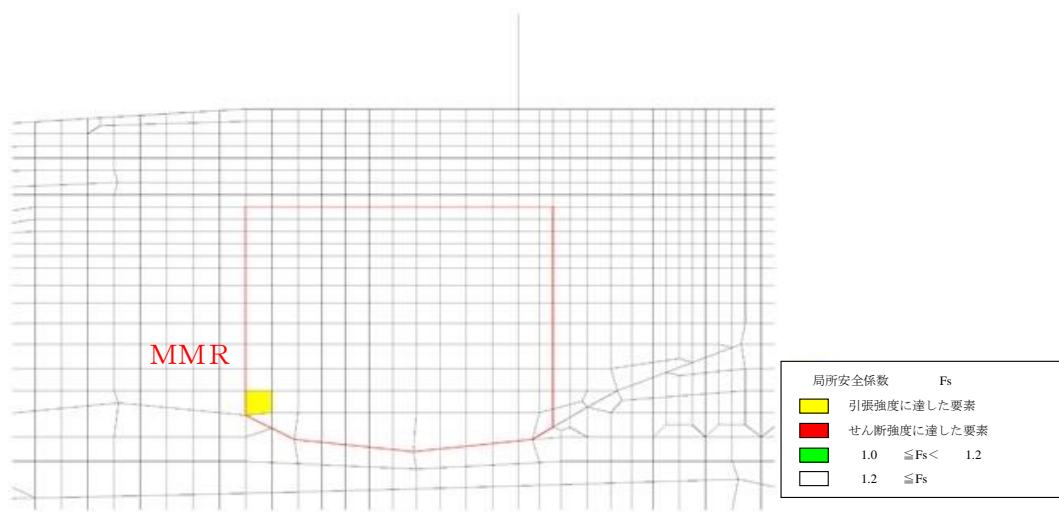


図 6.3.4-2(4) MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数分布図  
 (S s - D (--) , t=8.94s)  
 解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1 σ)



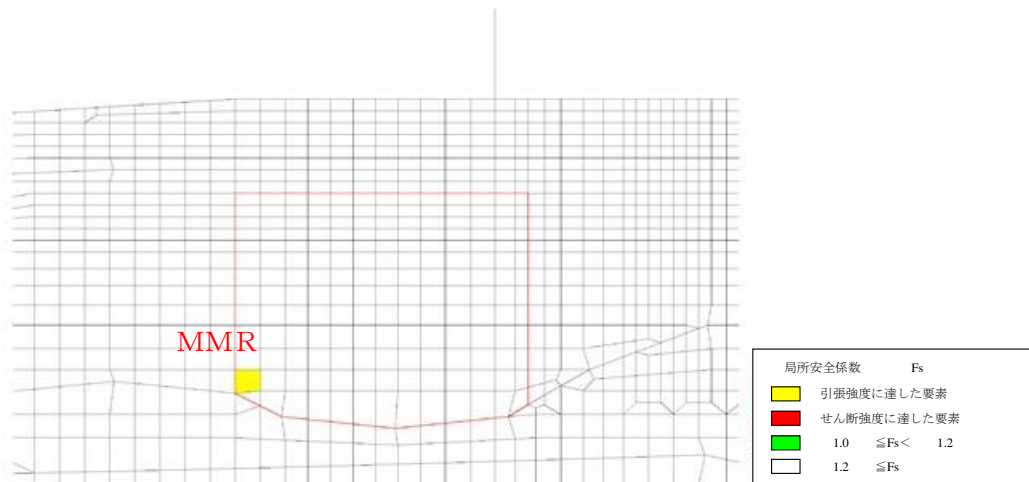


図 6.3.4-2(5) MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数分布図

(S s - D (---), t=8.94s)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1  $\sigma$ )

- 2. 浸水防護施設に関する補足資料
  - 2.2 防波壁通路防波扉に関する補足説明
    - 2.2.4 防波壁通路防波扉（荷揚場南）の強度計算書に関する補足説明

## 目 次

1.	概要	1
2.	基本方針	2
2.1	位置	2
2.2	構造概要	3
2.3	評価方針	15
2.4	適用規格・基準等	20
3.	強度評価	22
3.1	記号の定義	22
3.2	評価対象断面	30
3.3	解析方法	32
3.3.1	応答解析手法	32
3.3.2	地盤物性のばらつき	33
3.4	荷重及び荷重の組合せ	34
3.4.1	荷重	34
3.4.2	荷重の組合せ	40
3.5	解析モデル及び諸元	41
3.5.1	解析モデル	41
3.5.2	使用材料及び材料の物性値	56
3.5.3	地盤の物性値	57
3.5.4	地下水位	59
3.6	評価対象部位	60
3.6.1	施設・地盤の健全性評価	60
3.6.2	基礎地盤の支持性能評価	60
3.7	許容限界	61
3.7.1	防波扉	61
3.7.2	漂流物対策工	65
3.8	評価方法	67
3.8.1	防波扉	68
3.8.2	漂流物対策工	78
4.	評価条件	93
5.	評価結果	97

5.1	防波扉	97
5.1.1	防波扉（鋼製扉体）	97
5.1.2	防波扉戸当り（R C支柱）	97
5.1.3	防波扉基礎スラブ	98
5.1.4	防波扉（鋼管杭）	102
5.1.5	改良地盤	104
5.1.6	基礎地盤	105
5.2	漂流物対策工	106
5.2.1	漂流物対策工（鋼製扉体）	106
5.2.2	漂流物対策工戸当り（R C支柱）	107
5.2.3	漂流物対策工基礎スラブ	111
5.2.4	基礎地盤	115

## 1. 概要

本資料は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、防波壁通路防波扉（荷揚場南）（以下「防波扉（荷揚場南）」という。）が、地震後の繰返しの来襲を想定した津波荷重，漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対して，施設・地盤の構造健全性を保持すること及び十分な支持性能を有する地盤に設置していることを確認するものである。

## 2. 基本方針

### 2.1 位置

防波扉（荷揚場南）の位置図を図 2.1-1 に示す。

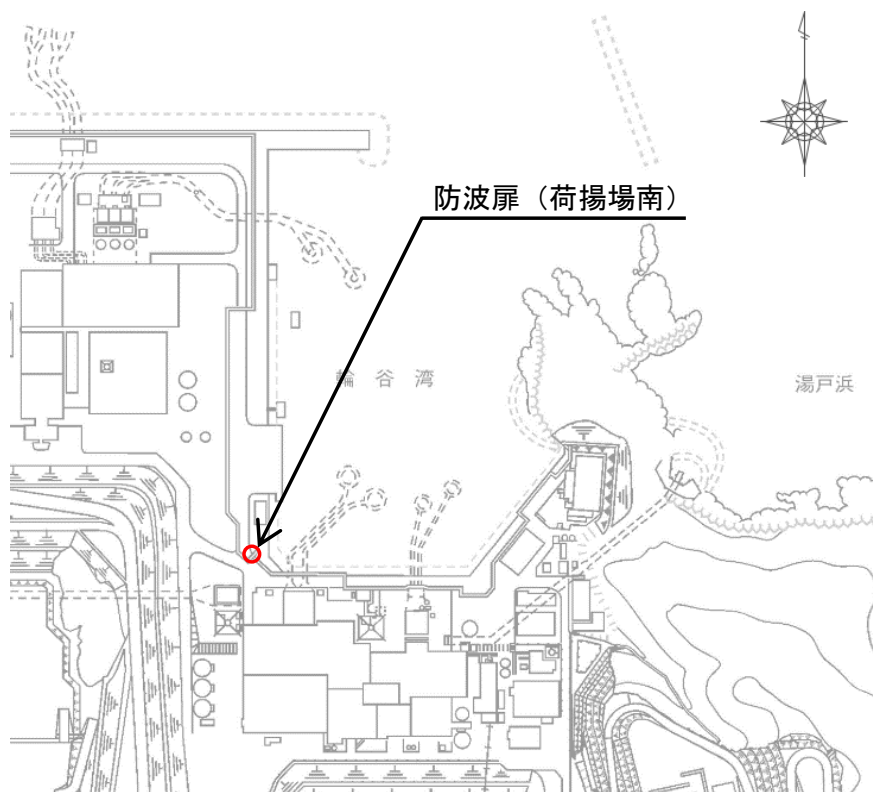


図 2.1-1 防波扉（荷揚場南）位置図

## 2.2 構造概要

防波扉（荷揚場南）の構造概要図を図 2.2-1 に示す。

防波扉は、入力津波高さ（EL 11.9m）に対して、余裕を考慮した天端高さ（EL 15.0m）とする。

防波扉（荷揚場南）は、防波扉及び漂流物対策工から構成される。

防波扉は、岩盤に支持される鋼管（以下「防波扉（鋼管杭）」という。）による杭基礎構造と、防波扉（鋼製扉体）、防波扉戸当り（RC支柱）及び防波扉基礎スラブによる上部構造から構成される。防波扉（鋼製扉体）、防波扉戸当り（RC支柱）及び防波扉基礎スラブの境界部には水密ゴムを設置し、止水性を確保する。

防波扉（荷揚場南）の構造図を図 2.2-2、防波扉戸当り（RC支柱）の概略配筋図を図 2.2-3 に、防波扉基礎スラブの概略配筋図を図 2.2-4 に、水密ゴムの概念図を図 2.2-5 に示す。

漂流物対策工は、漂流物対策工（鋼製扉体）、漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び漂流物対策工基礎スラブから構成され、マンメイドロック（以下「MMR」という。）及び改良地盤を介して岩盤に支持される。

漂流物対策工の構造図を図 2.2-6 に、漂流物対策工戸当り（RC支柱）の概略配筋図を図 2.2-7 に、漂流物対策工基礎スラブの概略配筋図を図 2.2-8 に、漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの接続部における概略配筋図を図 2.2-9 に、漂流物対策工戸当り（RC支柱）のアンカー部付近における概略配筋図を図 2.2-10 に示す。

また、漂流物対策工の支承部の構造及び荷重の伝達経路については「（参考資料 4）漂流物対策工の支承部の構造について」に、漂流物対策工設置による隣接構造物への影響については「（参考資料 6）漂流物対策工設置による隣接構造物への影響について」に示す。

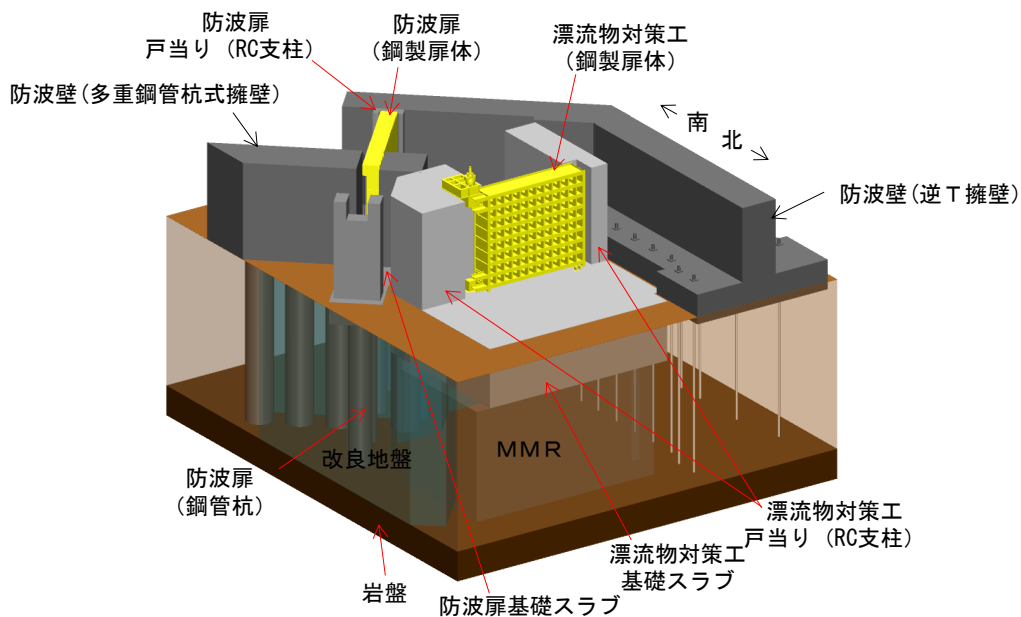


図 2.2-1(1) 防波扉（荷揚場南）の構造概要図

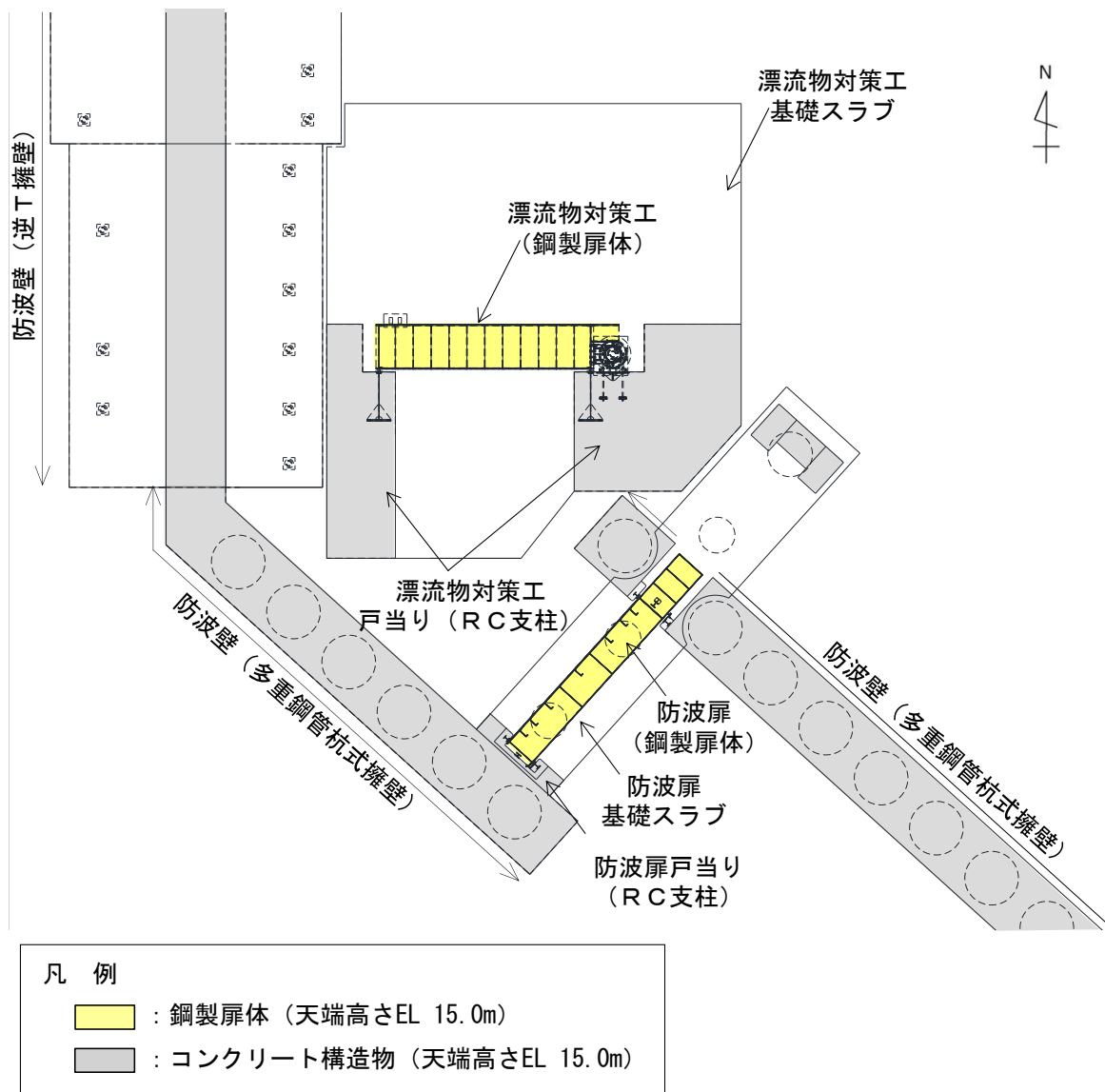


図 2.2-1(2) 防波扉 (荷揚場南) の構造概要図 (平面図)

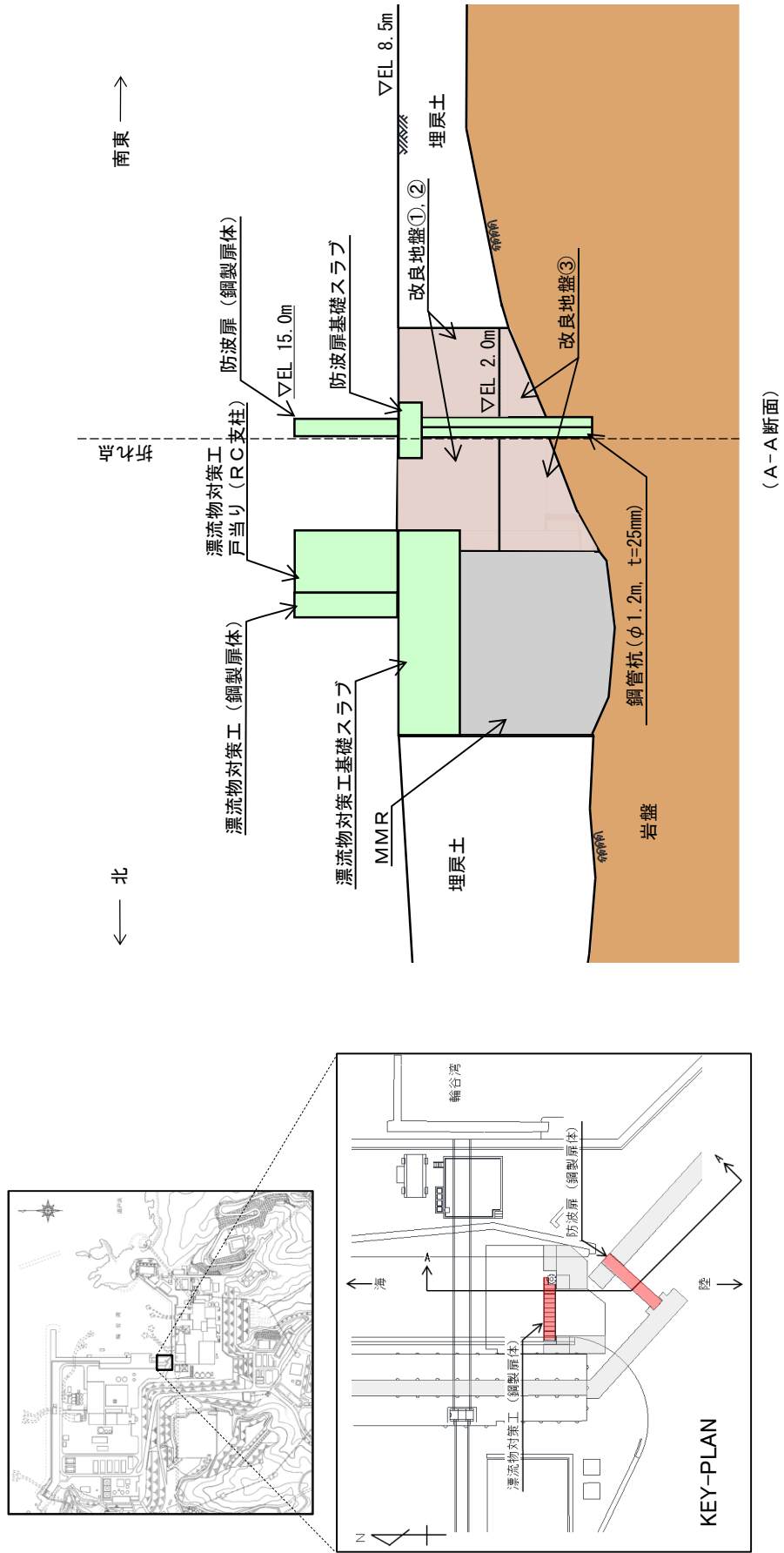
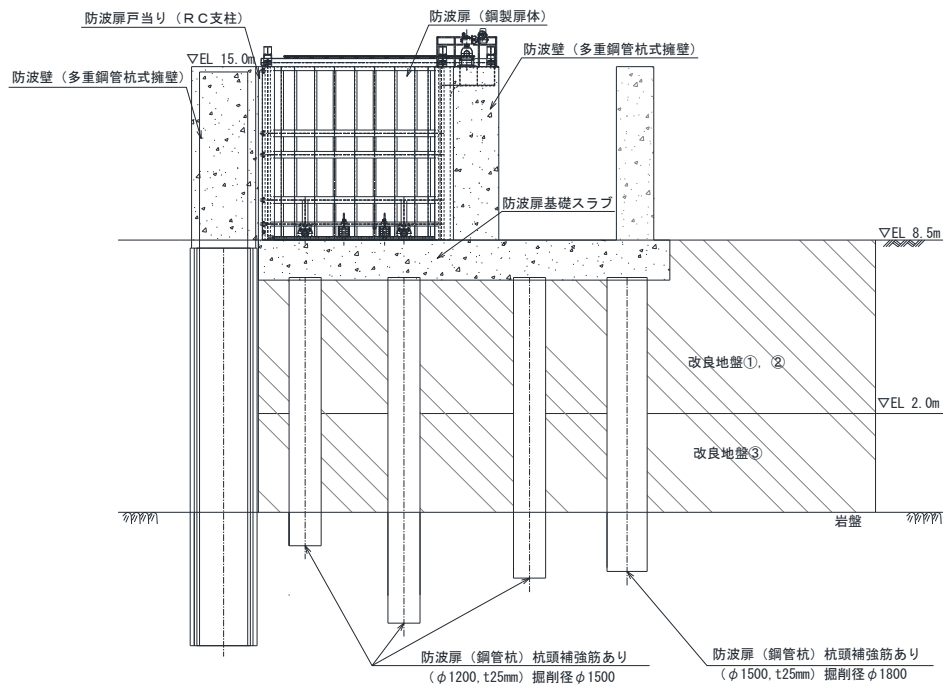
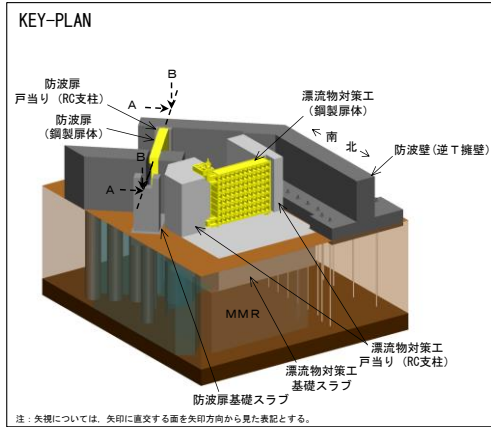


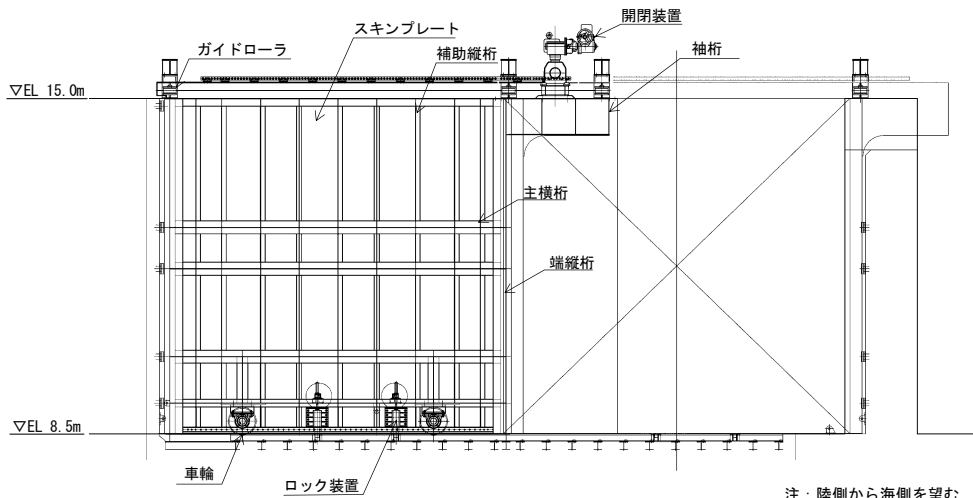
図 2.2-1(3) 防波扉 (荷揚場南) の構造概要図 (断面図)





注：陸側から海側を望む

(全体図)



(正面図)

図 2.2-2(1) 防波扉の構造図 (A-A断面)

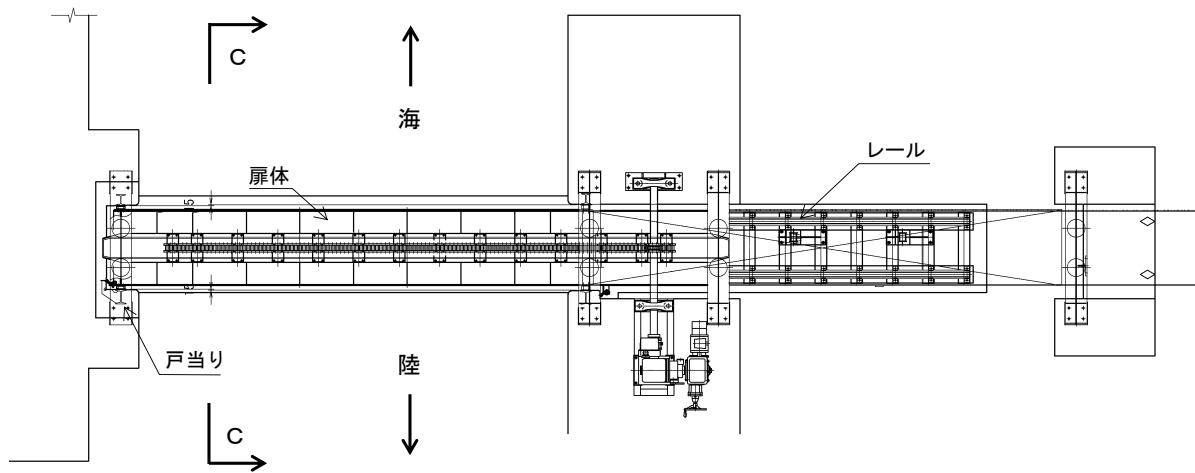


図 2.2-2(2) 防波扉の構造図 (B-B断面)

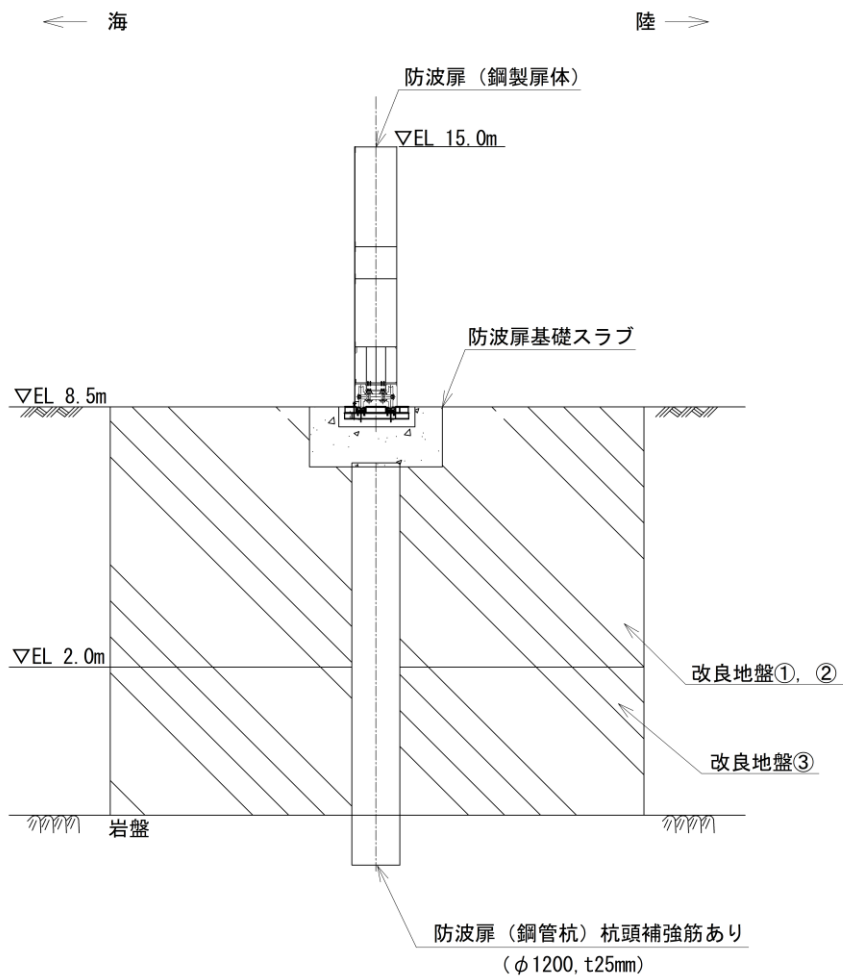


図 2.2-2(3) 防波扉の構造図 (C-C断面)

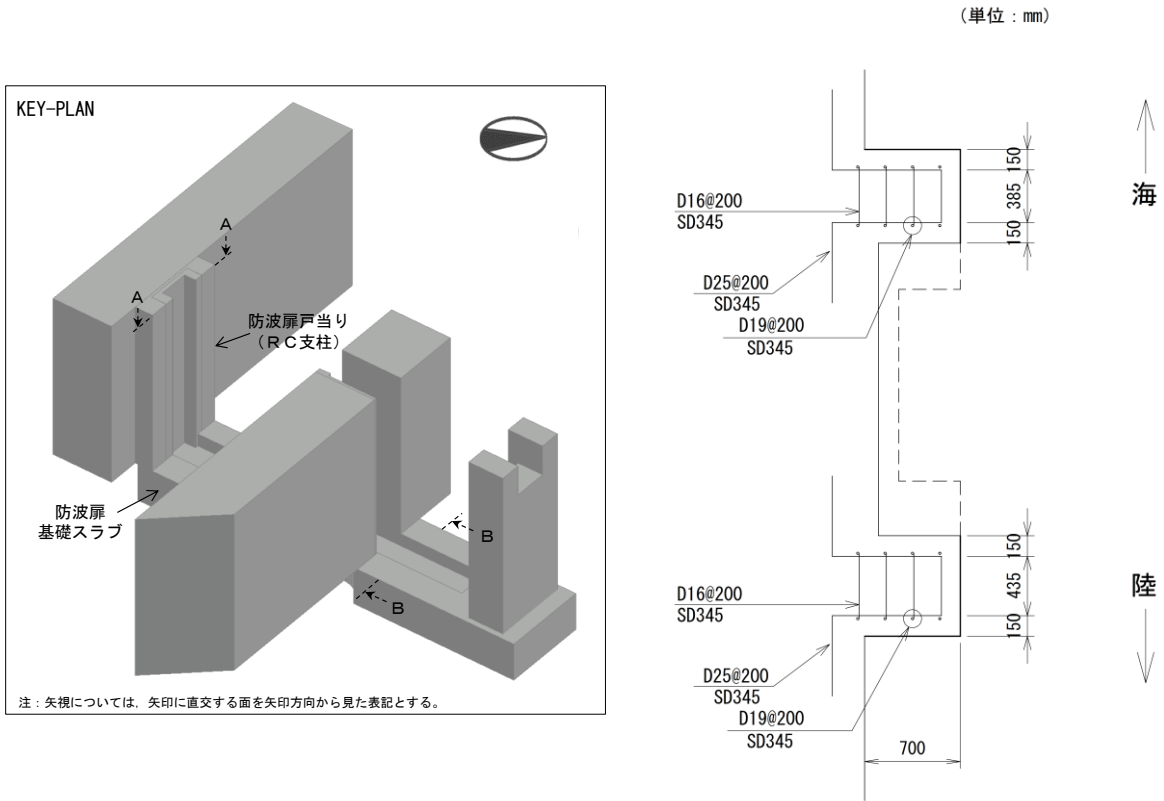


図 2.2-3 防波扉戸当り (RC支柱) の概略配筋図 (A-A断面)

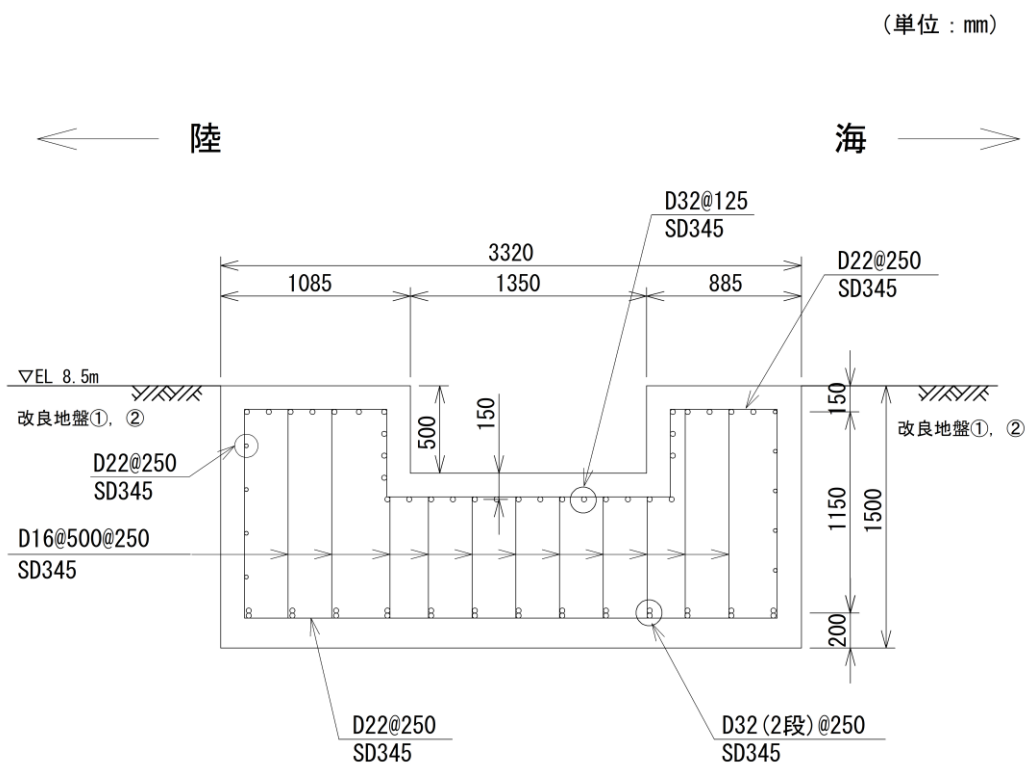
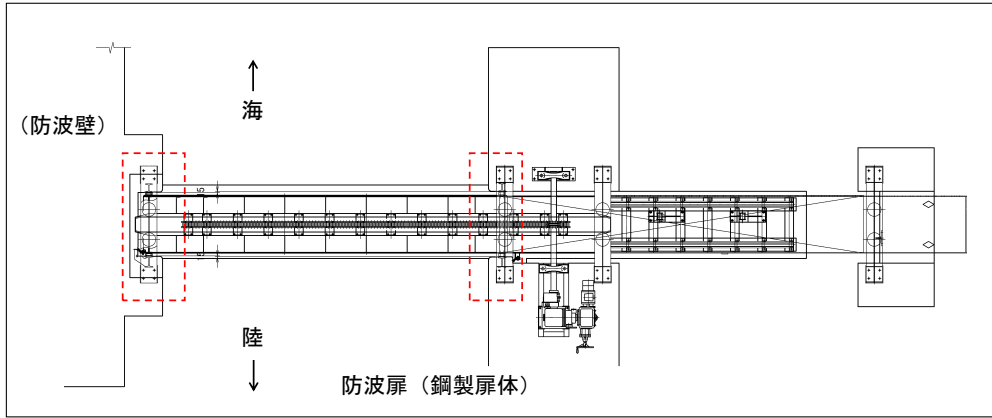
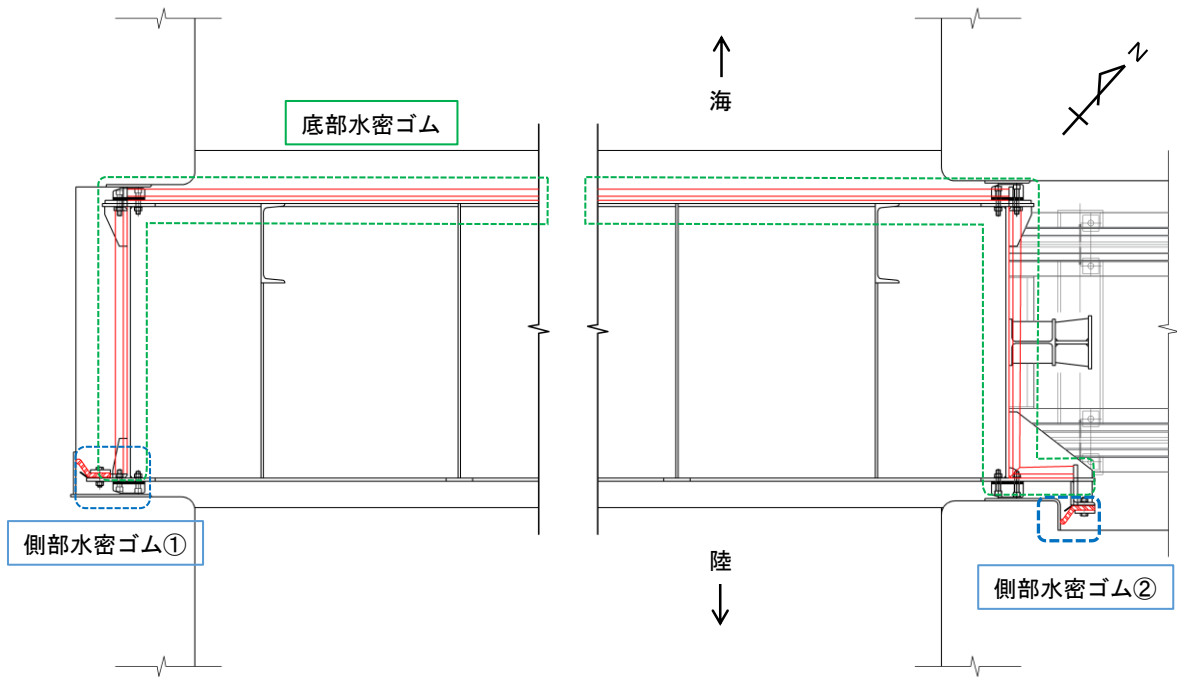


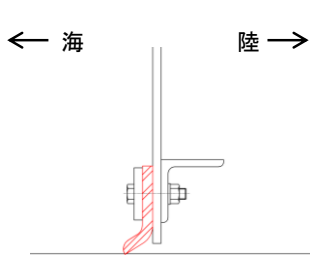
図 2.2-4 防波扉基礎スラブの概略配筋図 (B-B断面)



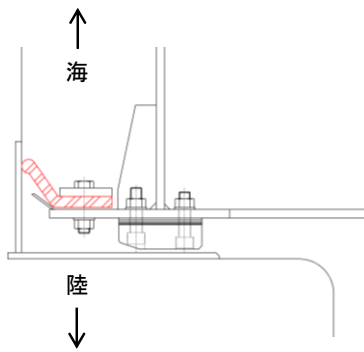
平面図



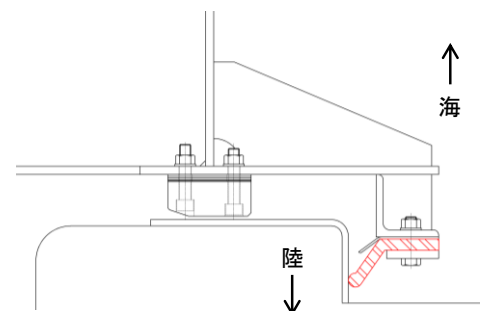
防波扉 (鋼製扉体) 平面図



(底部水密ゴム拡大断面図)

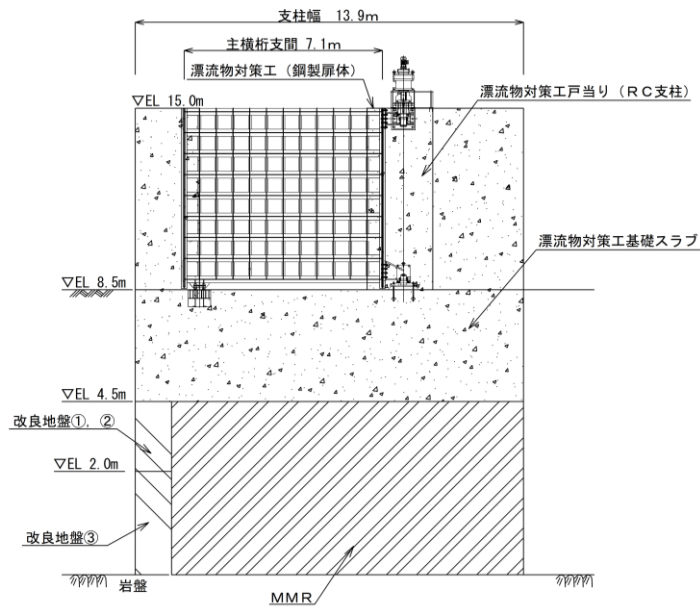
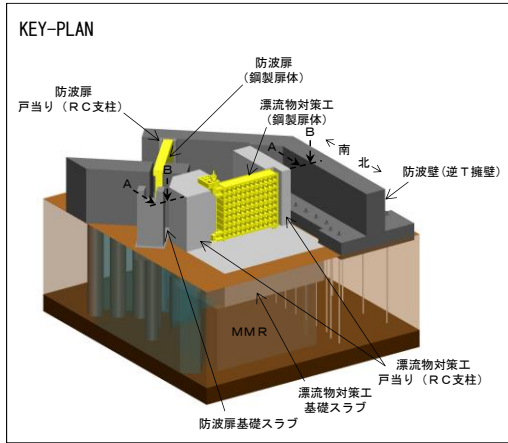


(側部水密ゴム①拡大平面図)



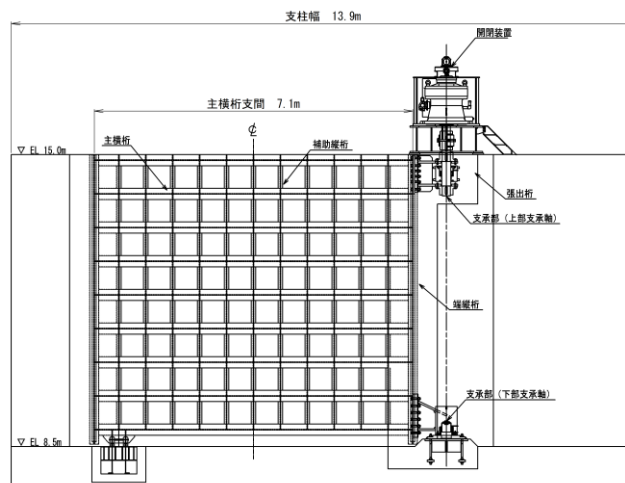
(側部水密ゴム②拡大平面図)

図 2.2-5 水密ゴムの概念図



注：陸側から海側を望む

(全体図)



注：陸側から海側を望む

(防波扉 (鋼製扉体) 拡大図)

図 2.2-6(1) 漂流物対策工の構造図 (A-A 断面)

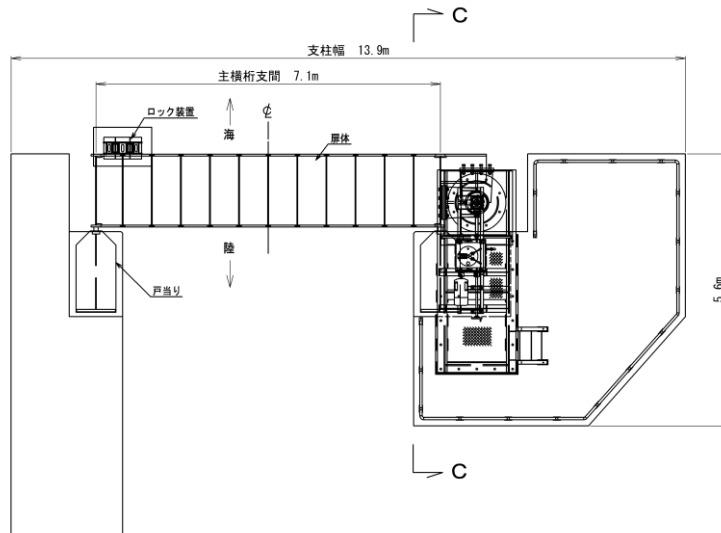


図 2-6(2) 漂流物対策工の構造図 (B-B 断面)

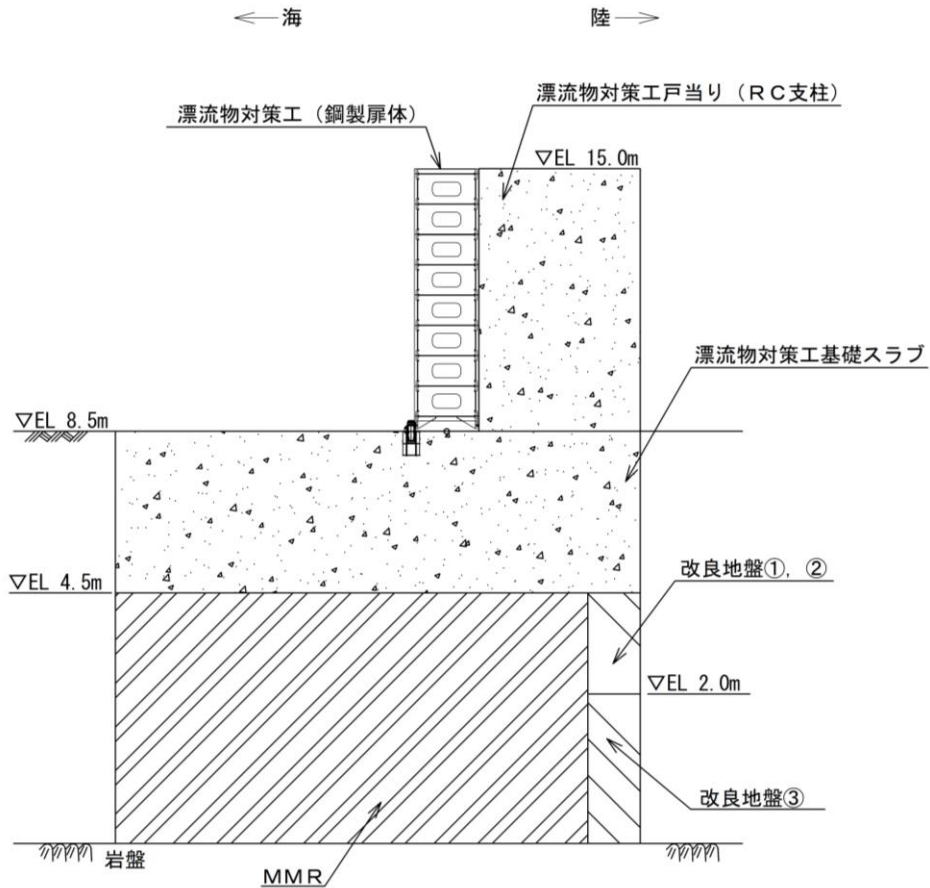


図 2.2-6(3) 漂流物対策工の構造図 (C-C 断面)

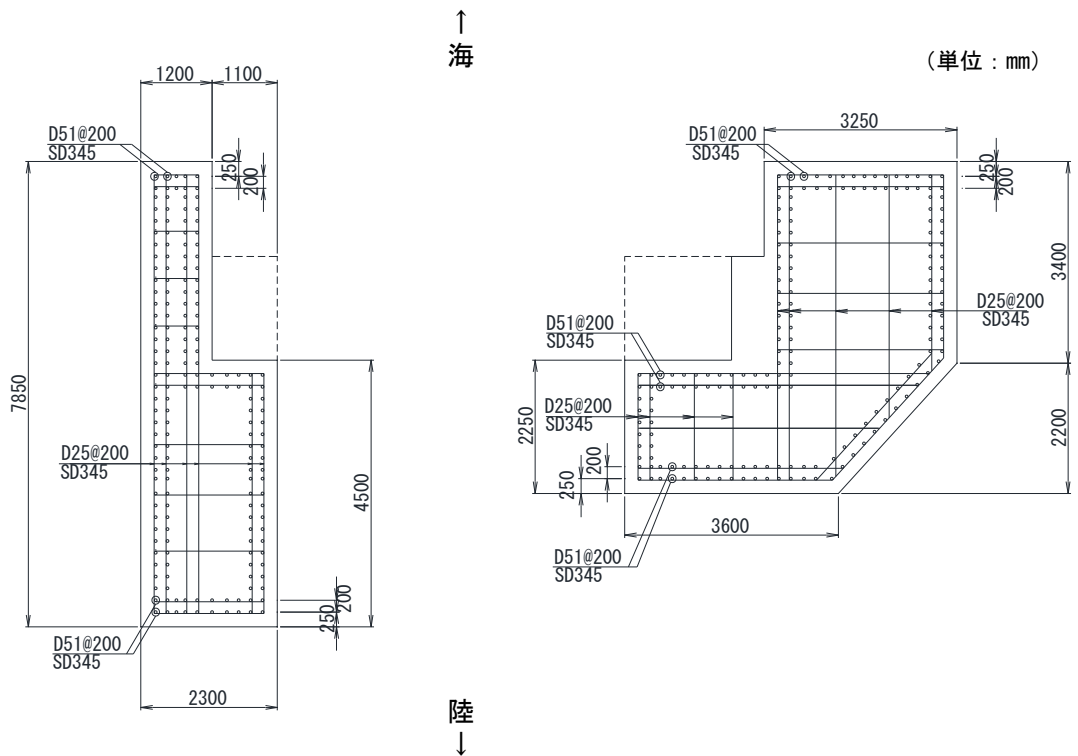
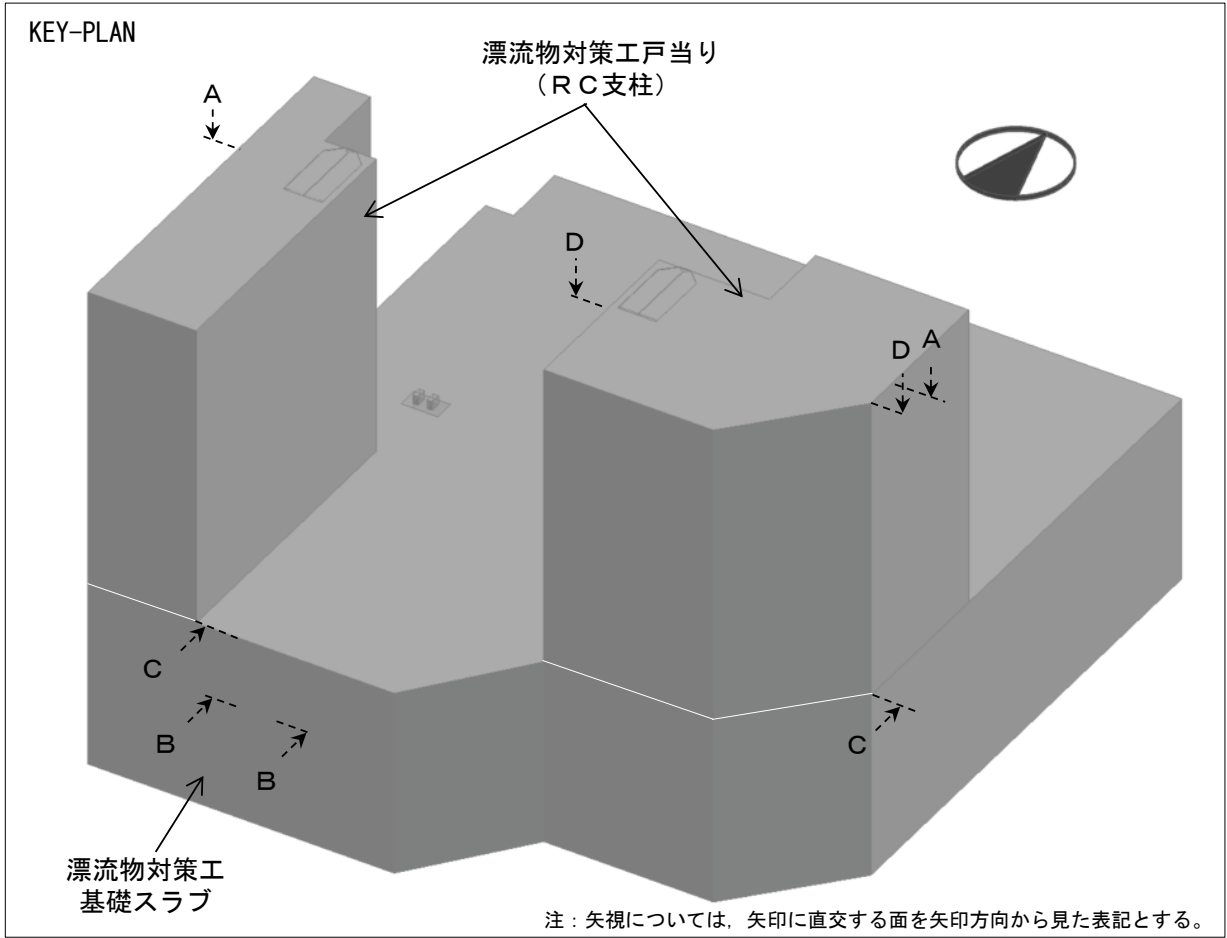


図 2.2-7 漂流物対策工戸当り (RC支柱) の概略配筋図 (A-A断面)

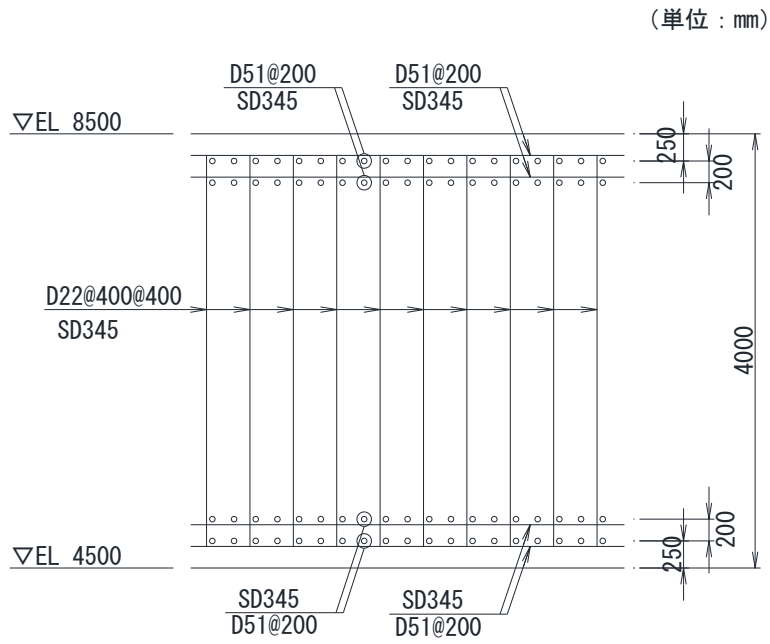


図 2.2-8 漂流物対策工基礎スラブの概略配筋図 (B-B断面)

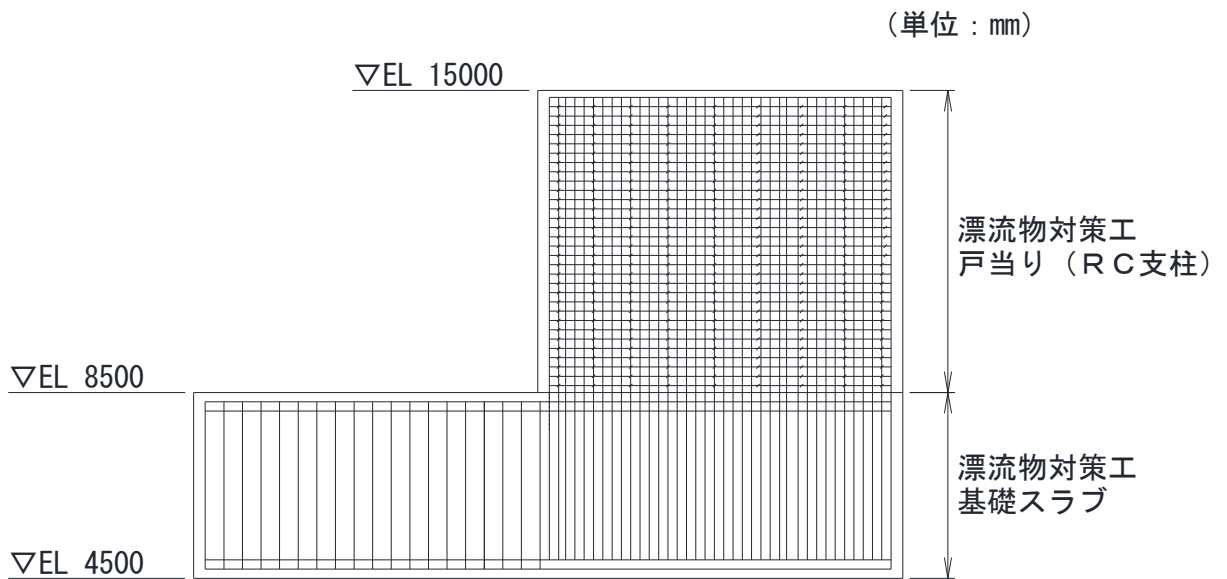


図 2.2-9 漂流物対策工戸当り (RC支柱) 及び基礎スラブの接続部における概略配筋図 (C-C断面)



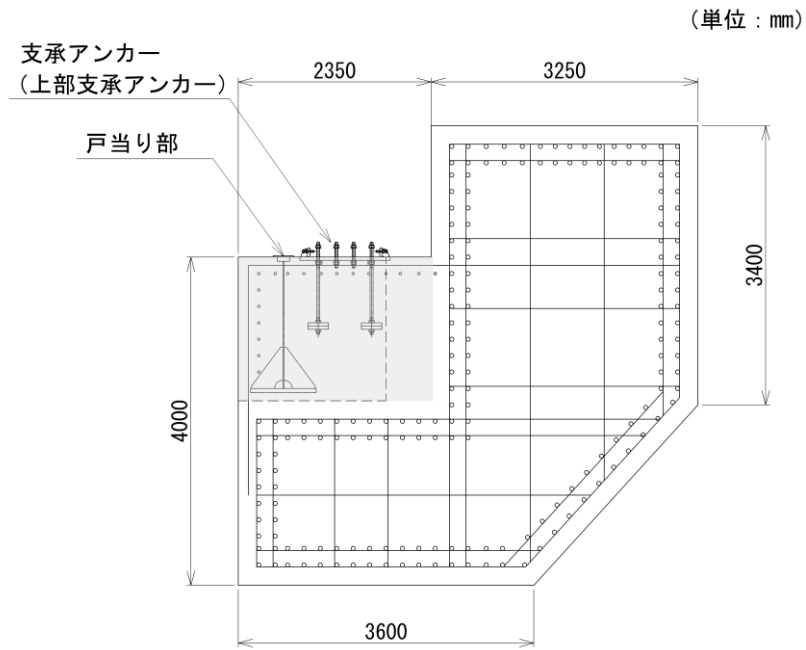


図 2.2-10 漂流物対策工戸当り (RC支柱) のアンカー部付近における概略配筋図 (D-D断面)

## 2.3 評価方針

防波扉（荷揚場南）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。また、漂流物対策工により、防波扉に漁船等の漂流物が直接衝突しない構造とする。

防波扉（荷揚場南）の各部位の役割及び性能目標を表 2.3-1 及び表 2.3-2 に示す。

また、防波扉（荷揚場南）の強度評価は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」において設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて実施する。強度評価では、「3. 強度評価」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて評価し、「5. 評価結果」より、防波扉（荷揚場南）の評価対象部位の発生応力度及びすべり安全率が許容限界を満足することを確認する。

防波扉（荷揚場南）の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）について行う。

なお、津波と余震に伴う荷重が作用する重畳時については、防波扉（荷揚場南）前面の敷地高さ（EL 8.5m）は海域活断層から想定される地震による津波（津波水位 EL 4.9m）より高いため、評価を実施しない。

防波扉（荷揚場南）の強度評価は、設計基準対象施設として表 2.3-3 の防波扉（荷揚場南）の評価項目に示すとおり、施設・地盤の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。なお、防波扉及び漂流物対策工は、閉状態を対象に強度評価を行う。

施設・地盤の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することにより、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

防波扉（荷揚場南）の強度評価フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 防波扉（荷揚場南）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	防波扉 (鋼製扉体)	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>・遮水性を保持する。</li> <li>・津波荷重を基礎に伝達する。</li> </ul>
	防波扉戸当り (RC支柱)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・防波扉（鋼製扉体）を支持する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・防波扉（鋼製扉体）を支持する。</li> <li>・津波荷重を基礎に伝達する。</li> </ul>
	防波扉基礎 スラブ	<ul style="list-style-type: none"> <li>・防波扉（鋼製扉体）及び防波扉戸当り（RC支柱）を支持する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・防波扉（鋼製扉体）及び防波扉戸当り（RC支柱）を支持する。</li> </ul>
	防波扉 (鋼管杭)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・防波扉基礎スラブを支持する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・防波扉基礎スラブを支持する。</li> </ul>
	漂流物対策工 (鋼製扉体)	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>・漁船等の漂流物を防波扉に直接衝突させない。</li> <li>・漂流物の衝突荷重及び津波荷重を基礎に伝達する。</li> </ul>
	漂流物対策工 戸当り (RC支柱)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・漂流物対策工（鋼製扉体）を支持する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・防波扉に漁船等の漂流物を衝突させない。</li> <li>・漂流物対策工（鋼製扉体）を支持する。</li> <li>・漂流物の衝突荷重及び津波荷重を基礎に伝達する。</li> </ul>
	漂流物対策工 基礎スラブ	<ul style="list-style-type: none"> <li>・漂流物対策工（鋼製扉体）及び漂流物対策工戸当り（RC支柱）を支持する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・漂流物対策工（鋼製扉体）及び漂流物対策工戸当り（RC支柱）を支持する。</li> </ul>
地盤	改良地盤 ①～③	<ul style="list-style-type: none"> <li>・鋼管杭の変形を抑制する。</li> <li>・漂流物対策工基礎スラブを鉛直支持する。</li> <li>・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・鋼管杭の変形を抑制する。</li> <li>・漂流物衝突荷重及び津波荷重を岩盤に伝達する。</li> <li>・地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。</li> </ul>
	MMR	<ul style="list-style-type: none"> <li>・漂流物対策工基礎スラブを鉛直支持する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・漂流物の衝突荷重及び津波荷重を岩盤に伝達する。</li> </ul>
	岩盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>・鋼管杭，漂流物対策工基礎スラブ，改良地盤及びMMRを鉛直支持する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・鋼管杭，漂流物対策工基礎スラブ，改良地盤及びMMRを鉛直支持する。</li> </ul>
	埋戻土	<ul style="list-style-type: none"> <li>・役割に期待しない（解析モデルに反映し，防波扉及び漂流物対策工への相互作用を考慮する）。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・役割に期待しない（解析モデルに反映し，防波扉及び漂流物対策工への相互作用を考慮する）。</li> </ul>

表 2.3-2 防波扉（荷揚場南）の各部位の性能目標

性能目標		鉛直支持	すべり安定性	耐震性	耐津波性 (遮水性, 難透水性)		
施設	防波扉 (鋼製扉体)	—	—	構造物材の健全性を保持するために、各部位がおおむね弾性状態に留まること。	防波扉から有意な漏えいを生じさせないために、おおむね弾性状態に留まること。		
	防波扉戸当り (RC支柱)				防波扉の支持機能を喪失して防波扉との間から有意な漏えいを生じさせないために、おおむね弾性状態に留まること。		
	防波扉基礎 スラブ				構造部材の健全性を保持するために、おおむね弾性状態に留まること。		
	防波扉 (鋼管杭)			—	—	—	構造部材の健全性を保持するために、おおむね弾性状態に留まること。
	漂流物対策工 (鋼製扉体)			—	—	—	漁船等の漂流物を防波扉に衝突させないために、各部位がおおむね弾性状態に留まること。
	漂流物対策工 戸当り (RC支柱)			—	—	—	構造部材の健全性を保持するために、各部位がおおむね弾性状態に留まること。
	漂流物対策工 基礎スラブ			—	—	—	構造部材の健全性を保持するために、各部位がおおむね弾性状態に留まること。
地盤	改良地盤 ①~③	漂流物対策工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、十分なすべり安定性を保持すること。	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)。	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(難透水性を維持)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	鋼管杭及び漂流物対策工を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。			—	—	
	MMR	漂流物対策工を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。			—	—	—

表 2.3-3 防波扉（荷揚場南）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	施設・地盤の健全性	防波扉（鋼製扉体）	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防波扉戸当り（RC支柱）	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防波扉基礎スラブ	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防波扉（鋼管杭）	発生する断面力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	降伏モーメント（曲げ・軸力） 短期許容応力度
		漂流物対策工（鋼製扉体）	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		漂流物対策工戸当り（RC支柱）	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		漂流物対策工基礎スラブ	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	改良地盤①～③	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2以上	
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力度* 支圧強度
止水性を損なわないこと	施設・地盤の健全性	防波扉（鋼製扉体）	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防波扉戸当り（RC支柱）	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防波扉基礎スラブ	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防波扉（鋼管杭）	発生する断面力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	降伏モーメント（曲げ・軸力） 短期許容応力度
		改良地盤①～③	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2以上
		基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認

注記\*：妥当な安全余裕を考慮する。

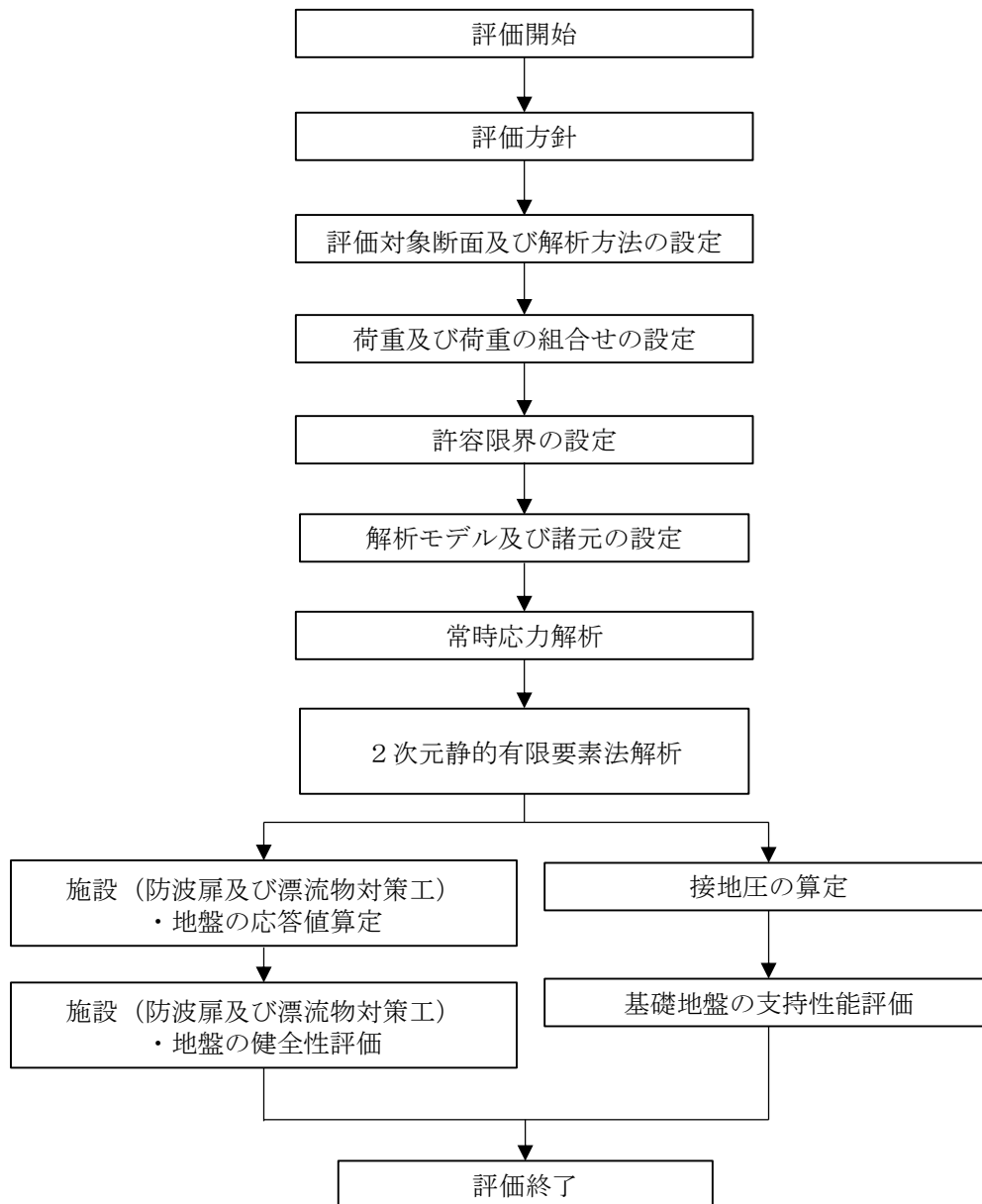


図 2.3-1 防波扉（荷揚場南）の強度評価フロー

## 2.4 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・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)
- ・ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) ( (社) ダム・堰施設技術協会, 平成 28 年 3 月)
- ・道路橋示方書 ( I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 ( (社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説 (国土交通省港湾局, 2007 年版)
- ・耐津波設計に係る工認審査ガイド (平成 25 年 6 月 19 日原管地発第 1306196 号)
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987 ( (社) 日本電気協会)
- ・港湾構造物設計事例集 (沿岸技術研究センター, 平成 19 年 3 月)
- ・建築基準法・同施行令

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考	
使用材料及び材料定数	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) 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 ( (社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)	—	
荷重及び荷重の組合せ	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) 建築基準法・同施行令	永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組合せを検討	
許容限界	鋼製扉体	ダム・堰施設技術基準(案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) ( (社) ダム・堰施設技術協会, 平成 28 年 3 月)	曲げ照査及びせん断照査は，発生応力度が短期許容応力度以下であることを確認
	戸当り (RC 支柱) 及び基礎スラブ	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)	曲げ照査及びせん断照査は，発生応力度が短期許容応力度以下であることを確認
	鋼管杭	道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 ( (社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)	曲げ照査及びせん断照査は，発生モーメント又は発生応力度が，降伏モーメント又は許容せん断応力度以下であることを確認
	改良地盤 ①～③	耐津波設計に係る工認審査ガイド (平成 25 年 6 月 19 日原管地発第 1306196 号)	すべり安全率が 1.2 以上であることを確認
	基礎地盤	道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 ( (社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月) 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)	支持力照査は，接地圧が極限支持力度又は支圧強度以下であることを確認
応答解析	原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ( (社) 日本電気協会)	有限要素法による二次元モデルを用いた時刻歴非線形解析	
	港湾の施設の技術上の基準・同解説 ( (社) 国土交通省港湾局, 2007 年版) 港湾構造物設計事例集 (沿岸技術研究センター, 平成 19 年 3 月)	ジョイント要素の物性値の設定	



### 3. 強度評価

#### 3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3.1-1 及び表 3.1-2 に示す。

表 3.1-1(1) 防波扉の強度評価に用いる記号

評価対象部位	記号	単位	定義	
防波扉 (鋼製扉 体)	スキン プレート	a	mm	スキンプレーートの短辺
		b	mm	スキンプレーートの長辺
		t	mm	スキンプレーートの板厚
		k	-	スキンプレーートの辺長比 (b/a) による係数
		$\beta_1$	-	応力の補正係数
		P	N/mm <sup>2</sup>	スキンプレーートに作用する津波時荷重 (遡上津波荷重+風荷重)
		$\sigma$	N/mm <sup>2</sup>	スキンプレーートに生じる曲げ応力度
		$\sigma_a$	N/mm <sup>2</sup>	許容曲げ応力度
	主横桁	M	kN・m	主横桁に生じる曲げモーメント
		S	kN	主横桁に生じるせん断力
		N	kN	主横桁に生じる軸力
		W	kN/m	主横桁に作用する遡上津波荷重
		W'	kN/m	主横桁に作用する風荷重
		L	m	主横桁の支間長
		a	m	主横桁の張出長さ
		L <sub>1</sub>	m	主横桁の水密幅
		B	m	側部水密幅
		Z	mm <sup>3</sup>	主横桁の断面係数
		A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	主横桁腹板の断面積
		A <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>	主横桁の断面積
		$\sigma$	N/mm <sup>2</sup>	主横桁に生じる曲げ応力度
		$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	主横桁に生じるせん断応力度
		$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	許容曲げ応力度
$\tau_a$	N/mm <sup>2</sup>	許容せん断応力度		

表 3.1-1(2) 防波扉の強度評価に用いる記号

評価対象部位	記号	単位	定義	
防波扉 (鋼製扉体)	補助縦桁	l	m	主横桁間隔
		m	M	補助縦桁間隔
		P	kN/m <sup>2</sup>	補助縦桁に作用する津波時荷重 (遡上津波荷重 + 風荷重)
		M	kN・m	補助縦桁に生じる曲げモーメント
		S	kN	補助縦桁に生じるせん断力
		Z	mm <sup>3</sup>	補助縦桁の断面係数
		A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	補助縦桁腹板の断面積
		σ	N/mm <sup>2</sup>	補助縦桁に生じる曲げ応力度
		τ	N/mm <sup>2</sup>	補助縦桁に生じるせん断応力度
		σ <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容曲げ応力度
	τ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容せん断応力度	
	端縦桁	R	kN	端縦桁に生じる支点反力
		A <sub>q</sub>	mm <sup>2</sup>	補剛材の有効断面積
		σ <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	端縦桁に生じる圧縮応力度
		σ <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容圧縮応力度
		A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	端縦桁腹板の有効断面積
		A <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>	主横桁腹板の有効断面積
		b <sub>w</sub>	mm	端縦桁腹板の幅
		b <sub>s</sub>	mm	主横桁腹板の幅
		t <sub>w</sub>	mm	端縦桁腹板の厚さ
		t <sub>s</sub>	mm	主横桁腹板の厚さ
	支圧板	P	kN/m <sup>2</sup>	支圧板に作用する津波時荷重 (遡上津波荷重 + 風荷重)
		C	mm	支圧板の有効幅
		L	mm	防波扉 (鋼製扉体) の水密幅
		σ <sub>p</sub>	N/mm <sup>2</sup>	支圧板に生じる支圧応力度
		σ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容支圧応力度

表 3.1-1(3) 防波扉の強度評価に用いる記号

評価対象部位		記号	単位	定義
防波扉 (鋼製扉体)	戸当り	P	kN/m <sup>2</sup>	防波扉(鋼製扉体)最下部に作用する津波時荷重(遡上津波荷重+風荷重)
		L <sub>1</sub>	mm	防波扉(鋼製扉体)の水密幅
		b <sub>f</sub>	mm	戸当り(底面フランジ)の幅
		t <sub>f</sub>	mm	戸当り(底面フランジ)の厚さ
		l <sub>1</sub>	mm	戸当りの埋込深さ
		l <sub>2</sub>	mm	戸当りのコンクリート側面からの埋込み深さ
		M <sub>f</sub>	N・mm/mm	戸当り(底面フランジ)に生じる曲げモーメント
		∑l	mm	せん断抵抗長さ(=l <sub>1</sub> +2l <sub>2</sub> )
		σ <sub>f</sub>	N/mm <sup>2</sup>	戸当り(底面フランジ)に生じる曲げ応力度
		σ <sub>cb</sub>	N/mm <sup>2</sup>	戸当り(コンクリート)に生じる支圧応力度
		τ <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	戸当り(コンクリート)に生じるせん断応力度
		σ <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容曲げ応力度
		σ <sub>cba</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容支圧応力度
τ <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容せん断応力度		
防波扉戸当り (RC支柱)		σ <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度
		τ <sub>a1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの短期許容せん断応力度
		σ <sub>sa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	鉄筋の短期許容曲げ引張応力度
防波扉 基礎スラブ		σ <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度
		τ <sub>a1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの短期許容せん断応力度
		σ <sub>sa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	鉄筋の短期許容曲げ引張応力度
		M	kN・m	防波扉基礎スラブに生じる曲げモーメント
		N	kN	防波扉基礎スラブに生じる軸力
		Q	kN	防波扉基礎スラブに生じるせん断力

表 3.1-1(4) 防波扉の強度評価に用いる記号

評価対象部位	記号	単位	定義
防波扉 (鋼管杭)	$M_y$	kN・m	降伏モーメント
	$f_y$	N/mm <sup>2</sup>	鋼管杭の降伏基準点
	$Z_e$	mm <sup>3</sup>	鋼管杭の断面係数
	$N$	kN	鋼管杭に発生する軸力
	$A$	mm <sup>2</sup>	鋼管杭の断面積
	$\tau_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	鋼管杭の短期許容せん断応力度
	$M$	kN・m	防波扉（鋼管杭）に生じる曲げモーメント
	$N$	kN	防波扉（鋼管杭）に生じる軸力
	$Q$	kN	鋼管杭に生じるせん断力
	$\tau_s$	N/mm <sup>2</sup>	鋼管杭に生じるせん断応力度
改良地盤	$F_s$	—	局所安全係数
基礎地盤	$R_u$	N/mm <sup>2</sup>	極限支持力度
	$N$	kN	軸力
	$R_d$	N/mm <sup>2</sup>	軸応力度
	$A'$	mm <sup>2</sup>	鋼管杭下端の断面積

表 3.1-2(1) 漂流物対策工の強度評価に用いる記号

評価対象部位	記号	単位	定義	
漂流物 対策工 (鋼製 扉体)	主横桁	M	kN・m	主横桁に生じる曲げモーメント
		S	kN	主横桁に生じるせん断力
		P	kN/m	主横桁に作用する衝突荷重
		P'	kN/m	船首衝突による衝突荷重
		W	kN/m	主横桁に作用する遡上津波荷重
		W'	kN/m	主横桁に作用する風荷重
		L	m	主横桁の支間長
		a	m	主横桁の張出長さ
		L <sub>1</sub>	m	漂流物対策工（鉄製扉体）の幅
		b	m	船首衝突作用幅
		Z	mm <sup>3</sup>	主横桁の断面係数
		A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	主横桁腹板の断面積
		σ	N/mm <sup>2</sup>	主横桁に生じる曲げ応力度
		τ	N/mm <sup>2</sup>	主横桁に生じるせん断応力度
		σ <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容曲げ応力度
		τ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容せん断応力度
	張出桁	M	kN・m	張出桁に生じる曲げモーメント
		S	kN	張出桁に生じるせん断力
		P	kN	張出桁に作用する衝突荷重
		W	kN/m	張出桁に作用する遡上津波荷重
		W'	kN/m	張出桁に作用する風荷重
		L	m	張出長さ
		Z	mm <sup>3</sup>	張出桁の断面係数
		A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	張出桁腹板の断面積
		σ	N/mm <sup>2</sup>	張出桁に生じる曲げ応力度
		τ	N/mm <sup>2</sup>	張出桁に生じるせん断応力度
		σ <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容曲げ応力度
		τ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容せん断応力度
	補助 縦桁	M	kN・m	補助縦桁に生じる曲げモーメント
		S	kN	補助縦桁に生じるせん断力
		P	kN	補助縦桁に作用する衝突荷重
		W	kN/m	補助縦桁に作用する遡上津波荷重
		W'	kN/m	補助縦桁に作用する風荷重
l		m	主横桁の間隔	

表 3.1-2(2) 漂流物対策工の強度評価に用いる記号

評価対象部位	記号	単位	定義	
漂流物対策工（鋼製扉体）	補助縦桁	$Z$	$\text{mm}^3$	補助縦桁の断面係数
		$A_w$	$\text{mm}^2$	補助縦桁腹板の断面積
		$\sigma$	$\text{N}/\text{mm}^2$	補助縦桁に生じる曲げ応力度
		$\tau$	$\text{N}/\text{mm}^2$	補助縦桁に生じるせん断応力度
		$\sigma_{ca}$	$\text{N}/\text{mm}^2$	許容曲げ応力度
		$\tau_a$	$\text{N}/\text{mm}^2$	許容せん断応力度
	端縦桁	$R$	$\text{kN}$	端縦桁に生じる支点反力
		$A_q$	$\text{mm}^2$	補剛材の有効断面積
		$\sigma_c$	$\text{N}/\text{mm}^2$	端縦桁に生じる圧縮応力度
		$\sigma_{ca}$	$\text{N}/\text{mm}^2$	許容圧縮応力度
		$A_w$	$\text{mm}^2$	端縦桁腹板の有効断面積
		$A_{s1}$	$\text{mm}^2$	主横桁腹板の有効断面積
		$A_{s2}$	$\text{mm}^2$	スチフナの有効断面積
		$t_w$	$\text{mm}$	端縦桁腹板の厚さ
		$t_{s1}$	$\text{mm}$	主横桁腹板の厚さ
		$t_{s2}$	$\text{mm}$	スチフナの厚さ
		$b_w$	$\text{mm}$	端縦桁腹板の長さ
		$b_{s1}$	$\text{mm}$	主横桁腹板の長さ
		$b_{s2}$	$\text{mm}$	スチフナの長さ

表 3.1-2(3) 漂流物対策工の強度評価に用いる記号

評価対象部位	記号	単位	定義	
漂流物 対策工 (鋼製 扉体)	支圧 板, 戸 当り	W	kN/m	戸当りに作用する津波時荷重 (遡上津波荷重+風荷重)
		P	kN/m	戸当りに作用する衝突荷重
		C	mm	支圧板の有効幅
		L <sub>1</sub>	mm	漂流物対策工 (鋼製扉体) の幅
		L <sub>2</sub>	mm	主横桁の荷重分担長さ
		L <sub>4</sub>	mm	衝突荷重分担長さ (鉛直方向に 45° 分散)
		t <sub>w</sub>	mm	戸当り (腹板) の厚さ
		b <sub>f</sub>	mm	戸当り (底面フランジ) の幅
		t <sub>f</sub>	mm	戸当り (底面フランジ) の厚さ
		l <sub>1</sub>	mm	戸当りの埋込深さ
		l <sub>2</sub>	mm	戸当りのコンクリート側面からの埋込み深さ
		M <sub>f</sub>	N・mm/mm	戸当り (底面フランジ) に生じる曲げモーメント
		Σl	mm	せん断抵抗長さ (=l <sub>1</sub> +2l <sub>2</sub> )
		σ <sub>p</sub>	N/mm <sup>2</sup>	支圧板に生じる支圧応力度
		σ <sub>b</sub>	N/mm <sup>2</sup>	戸当り (腹板) に生じる支圧応力度
		σ <sub>f</sub>	N/mm <sup>2</sup>	戸当り (底面フランジ) に生じる曲げ応力度
		σ <sub>cb</sub>	N/mm <sup>2</sup>	戸当り (コンクリート) に生じる支圧応力度
		τ <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	戸当り (コンクリート) に生じるせん断応力度
		σ <sub>pa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	支圧板の許容支圧応力度
		σ <sub>ba</sub>	N/mm <sup>2</sup>	戸当り (腹板) の許容支圧応力度
σ <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	戸当り (底面フランジ) の許容曲げ応力度		
σ <sub>cba</sub>	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの許容支圧応力度		
τ <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの許容せん断応力度		

表 3.1-2(4) 漂流物対策工の強度評価に用いる記号

評価対象部位	記号	単位	定義
漂流物対策工 戸当り (RC支柱)	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度
	$\tau_{a1}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの短期許容せん断応力度
	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	鉄筋の短期許容曲げ引張応力度
	M	kN・m	漂流物対策工戸当り (RC支柱) に生じる曲げモーメント
	N	kN	漂流物対策工戸当り (RC支柱) に生じる軸力
	Q	kN	漂流物対策工戸当り (RC支柱) に生じるせん断力
漂流物対策工 基礎スラブ	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度
	$\tau_{a1}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの短期許容せん断応力度
	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	鉄筋の短期許容曲げ引張応力度
	M	kN・m	漂流物対策工基礎スラブに生じる曲げモーメント
	N	kN	漂流物対策工基礎スラブに生じる軸力
	Q	kN	漂流物対策工基礎スラブに生じるせん断力
基礎地盤	$R_u$	N/mm <sup>2</sup>	極限支持力度
	$f'_a$	N/mm <sup>2</sup>	支圧強度
	R	N/mm <sup>2</sup>	基礎地盤の最大接地圧



### 3.2 評価対象断面

防波扉（荷揚場南）の評価対象断面は、津波荷重の作用方向を踏まえ、防波扉及び漂流物対策工の扉体軸方向が強軸方向であるため、弱軸方向である防波扉及び漂流物対策工の扉体直交方向の断面とする。

防波扉（荷揚場南）の評価対象断面位置図を図 3.2-1 に、縦断面図を図 3.2-2 に示す。

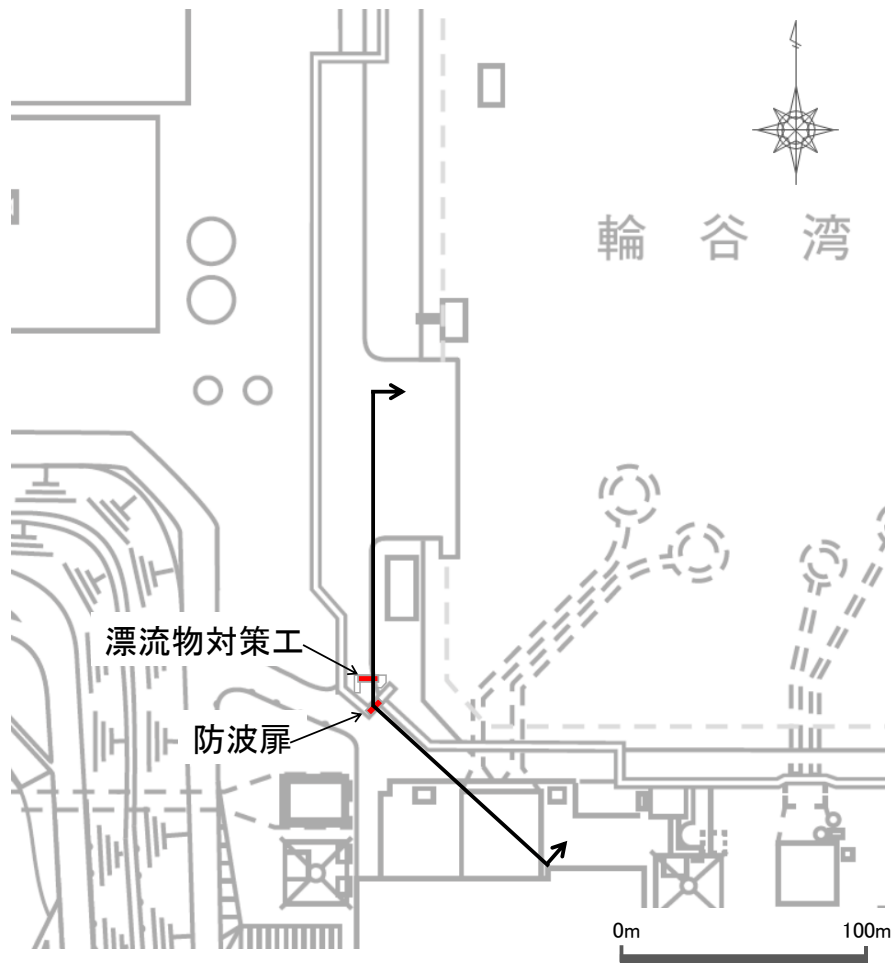


図 3.2-1 防波扉（荷揚場南）の評価対象断面位置図

(単位：m)

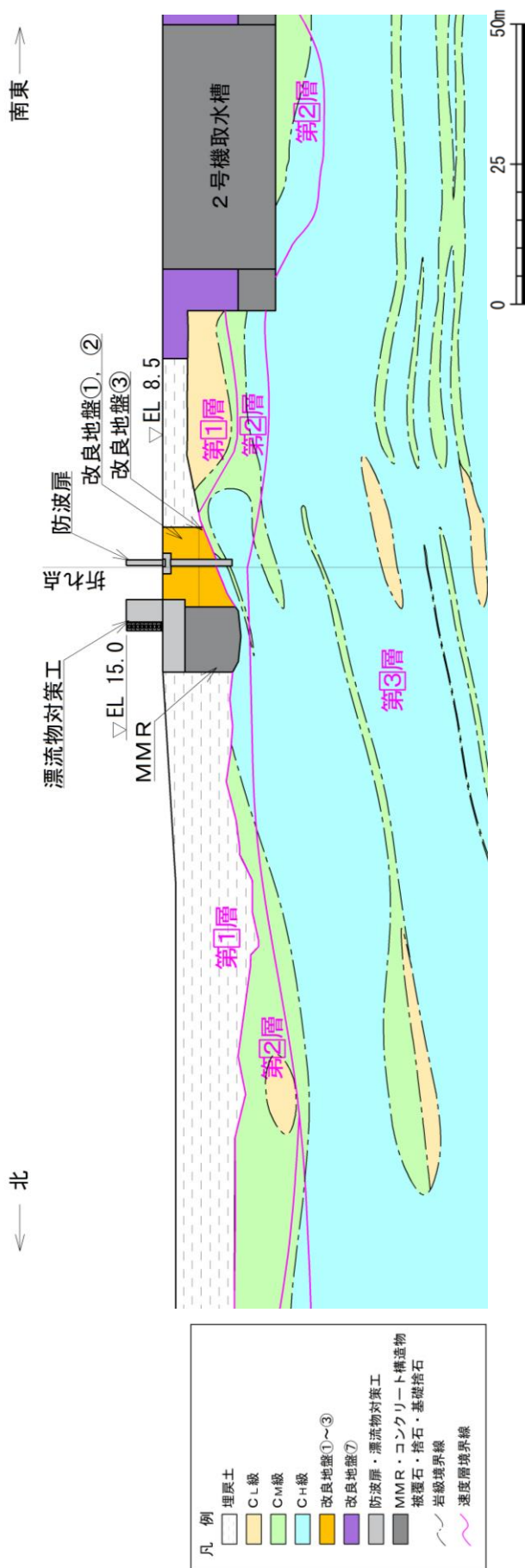


図 3.2-2 防波扉 (荷揚場南) の縦断面図

### 3.3 解析方法

防波扉（荷揚場南）の強度評価は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

津波時に発生する応答値は、「3.4 荷重及び荷重の組合せ」に基づく荷重を作用させて、応力算定式又は2次元有限要素法により算定する。なお、衝突荷重は、入力津波高さ（EL 11.9m）に参照する裕度（0.64m）を加えた高さ（EL 12.6m）に作用させる。

構造物については、線形はり要素（ビーム要素）及び線形の平面ひずみ要素でモデル化する。また、地盤については地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようにモデル化する。

2次元有限要素法については、解析コード「FLIP」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

#### 3.3.1 応答解析手法

防波扉（荷揚場南）の津波時の解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる連成系の応答解析を用いる。

応答解析手法の選定フローを図 3.3.1-1 に示す。

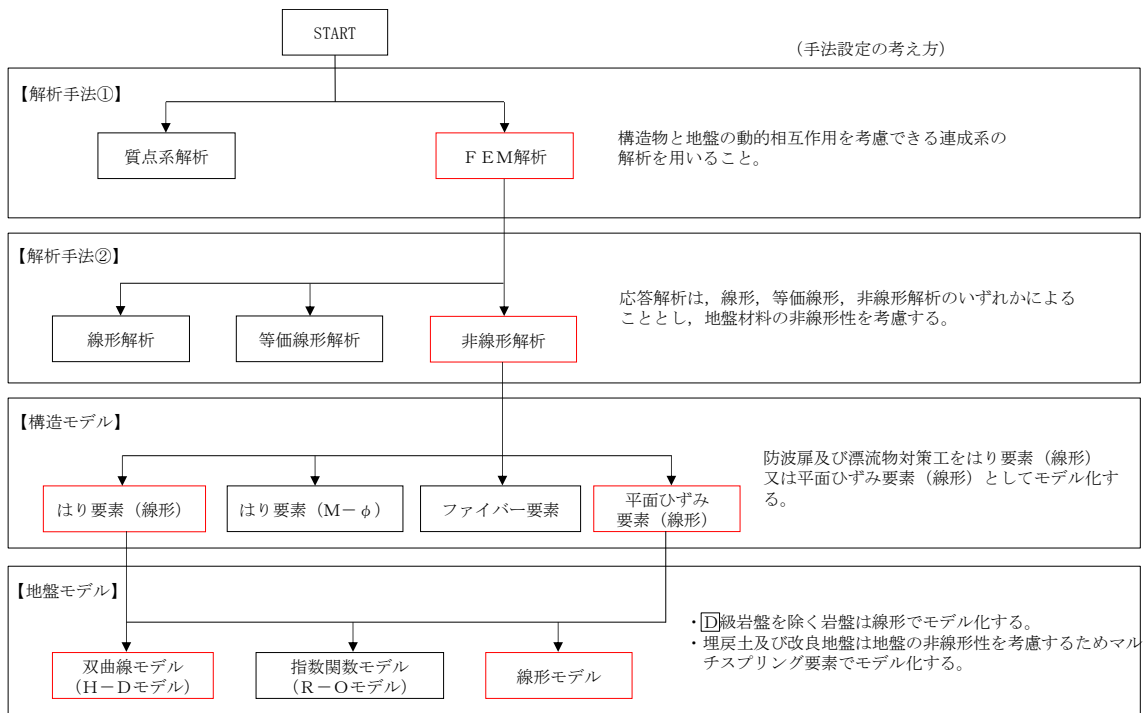


図 3.3.1-1 応答解析手法の選定フロー

### 3.3.2 地盤物性のばらつき

以下の理由から、地盤物性のばらつきによる耐津波解析時の照査値への影響が軽微であると考えられるため、地盤物性のばらつきを考慮しないこととする。

- ・「2.2.3 防波壁通路防波扉（荷揚場南）の耐震性についての計算書に関する補足説明」において、埋戻土の物性（初期せん断弾性係数）のばらつきの影響を考慮した耐震評価を実施した結果、照査値への影響が軽微であることを確認している。
- ・「2.2.3 防波壁通路防波扉（荷揚場南）の耐震性についての計算書に関する補足説明」に示す耐震評価結果と津波による強度評価結果を比較すると、耐震評価時の照査値は強度評価時の照査値をおおむね上回っている。（津波による強度評価結果は後段に示す「5. 評価結果」参照。）

### 3.4 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」のうち、「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏まえて設定する。

#### 3.4.1 荷重

強度評価には、以下の荷重を用いる。

##### (1) 常時作用する荷重 (G)

常時作用する荷重は持続的に生じる荷重であり、固定荷重、土圧及び海中部に対する静水圧（浮力含む。）を考慮する。

##### (2) 遡上津波荷重 (P<sub>t</sub>)

遡上津波荷重は、朝倉式により、防波扉（荷揚場南）の設置高さを考慮し、津波の水位と防波扉（荷揚場南）の設置高さの差分の 1/2 倍を浸水深として、浸水深の 3 倍で作用する水圧として算定する。なお、遡上津波荷重は、防波扉と漂流物対策工の両方に算定した水圧が作用するものとして考慮する。

遡上津波荷重を表 3.4.1-1 に示す。

表 3.4.1-1 遡上津波荷重

防波扉及び漂流物 対策工の天端高 (EL (m))	津波水位 (EL (m))	防波扉及び漂流物 対策工前面の地盤高 (EL (m))	設計用 浸水深 (m)	防波扉及び漂流物 対策工前面の地盤高 での波圧 (kN/m <sup>2</sup> )
15.0	12.6	8.5	2.05	62.12

(3) 衝突荷重 (P c)

衝突荷重については、漂流物対策工により、防波扉に漁船等の漂流物が直接衝突しない構造とすることから、漂流物対策工の強度評価において考慮する。

衝突荷重として考慮する漂流物は、最も重量が大きい総トン数 19 トンの船舶を選定する。

衝突荷重については、構造的特徴を踏まえて、「1.5 浸水防護施設の評価における漂流物衝突荷重、風荷重及び積雪荷重の設定」の整理結果を踏まえ、「施設全体に作用する衝突荷重」、「船首衝突による衝突荷重」又は「局所的な漂流物衝突荷重」を考慮する。

a. 漂流物対策工戸当り (RC支柱) に対する衝突荷重

2次元有限要素法においては、「施設全体に作用する衝突荷重」を漂流物対策工戸当り (RC支柱) に作用させることで構造物及び地盤の強度評価を行う。図 3.4.1-1 に示すように、漂流物対策工の鋼製扉体に作用する荷重を戸当りに負担させるため、負担割合を考慮した換算率を乗じた。表 3.4.1-2 に示す評価対象構造物 14m の設計用平均荷重 (420kN/m) を上回る荷重 (483kN/m) に換算率を乗じた荷重を、戸当り (RC支柱) の EL 12.6m (津波水位) に作用させる。なお、風荷重及び遡上津波荷重についても同様の方法で換算率を乗じて設定する。

漂流物対策工における衝突荷重作用図を図 3.4.1-2 に示す。

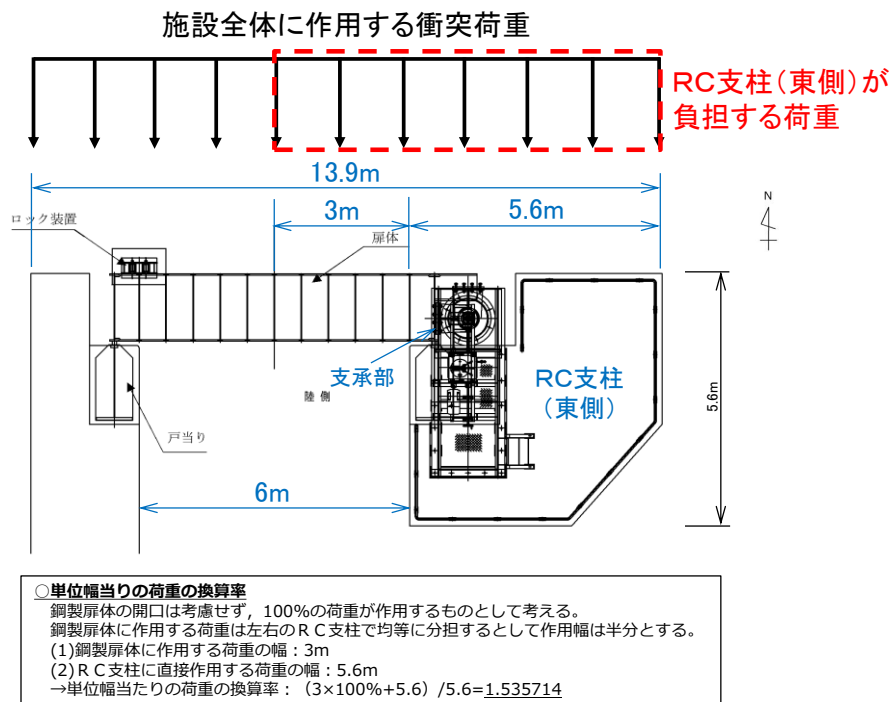


図 3.4.1-1 漂流物対策工戸当り (RC支柱) の荷重換算率の考え方

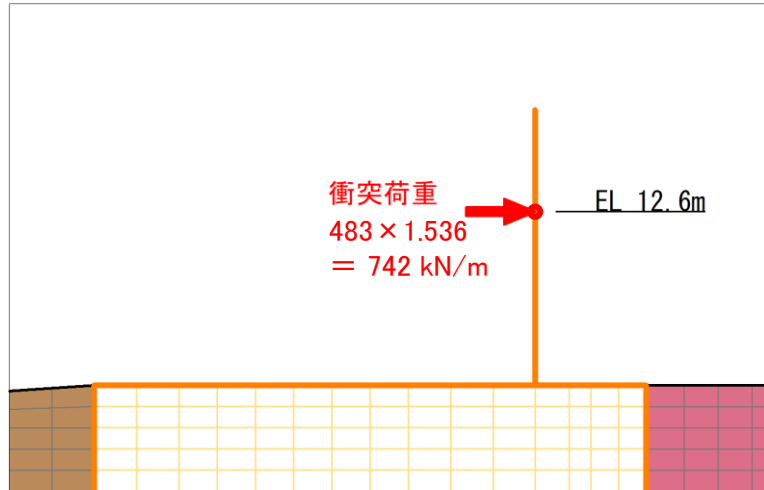


図 3.4.1-2 漂流物対策工における衝突荷重作用図

表 3.4.1-2 評価対象構造物に対する設計用衝突荷重（「補足-018-02 津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料 4.5 漂流物による衝突荷重」参照）

評価対象構造物の延長	m	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
衝突解析から算定される衝突荷重	kN	1,107	2,159	2,654	3,049	3,072	3,078	3,085	3,448	3,859	4,271	4,631	5,082
衝突解析から算定される衝突荷重を評価対象構造物の延長で除した値	kN/m	1,107	1,080	885	762	614	513	441	431	429	427	421	424
設計用平均衝突荷重 (設計用平均衝突荷重×評価対象構造物の延長)	kN/m (kN)	1,200 (1,200)	1,100 (2,200)	890 (2,670)	770 (3,080)	620 (3,100)	520 (3,120)	450 (3,150)	440 (3,520)	430 (3,870)	430 (4,300)	430 (4,730)	430 (5,160)
評価対象構造物の延長	m	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
衝突解析から算定される衝突荷重	kN	5,529	5,816	6,263	6,544	6,776	6,921	7,013	7,045	7,263	7,355	7,387	7,395
衝突解析から算定される衝突荷重を評価対象構造物の延長で除した値	kN/m	425	415	418	409	399	385	369	352	346	334	321	308
設計用平均衝突荷重 (設計用平均衝突荷重×評価対象構造物の延長)	kN/m (kN)	430 (5,590)	420 (5,880)	420 (6,300)	410 (6,560)	400 (6,800)	390 (7,020)	370 (7,030)	360 (7,200)	350 (7,350)	340 (7,480)	330 (7,590)	310 (7,440)

b. 漂流物対策工（鋼製扉体）に対する衝突荷重

漂流物対策工（鋼製扉体）の各部材については、衝突荷重の作用幅に基づき、図 3.4.1-3 に示すように、以下の衝突荷重を考慮する。

(a) 施設全体に作用する衝突荷重

荷重の作用幅が大きな部材（主横桁、端縦桁及び戸当り）については、部材に作用する荷重が大きいほど発生する断面力が大きくなることから、「施設全体に作用する衝突荷重」を考慮する。

漂流物対策工はRC部と鋼材部で構成され、材料の異なる構造物が混在していることから、衝突荷重は、漂流物対策工全体ではなく、鋼材部である主横桁支間長に基づき設定する。主横桁支間長は7.1mであることから、表3.4.1-3に示す評価対象構造物8mの設計用平均荷重（440kN/m）を上回る荷重（483kN/m）を部材幅全体で強度計算において考慮する。

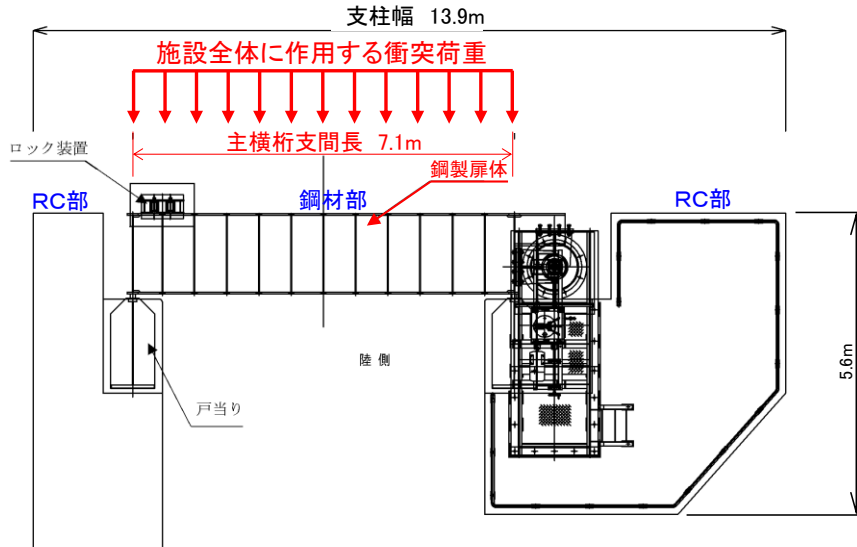
(b) 船首衝突による衝突荷重

鋼製扉体を構成する部材のうち主横桁については、「施設全体に作用する衝突荷重」に加えて、部材幅が船首幅を上回る鋼材であること、また、異なる材料のRC支柱で両端を支持される構造であることを踏まえ、「船首衝突による衝突荷重」として、表3.4.1-3に示す評価対象構造物6mの設計用平均荷重（520kN/m）を、曲げ照査が厳しくなる位置に作用幅6mで強度計算において考慮する。

(c) 局所的な漂流物衝突荷重

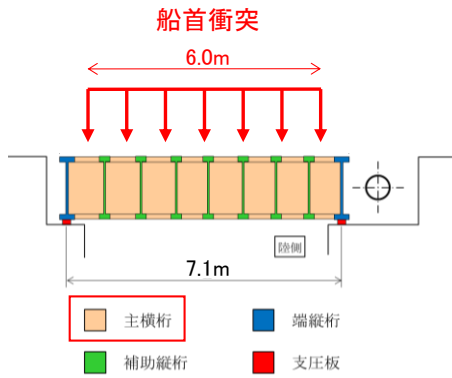
部材幅が1m未満の部材（張出桁及び補助縦桁）については、部材幅のうち最も評価が厳しい作用位置に「局所的な漂流物衝突荷重」である1200kNを強度計算において考慮する。





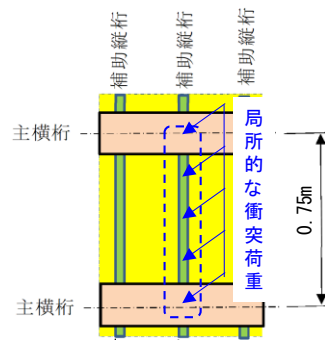
(平面図)

鋼製扉体に作用する衝突荷重



(平面図)

船首衝突を考慮する部材(主横桁)



(正面図)

部材幅が1m未満の部材(補助縦桁)

図 3. 4. 1-3 漂流物対策工 (鋼製扉体) の衝突荷重の载荷イメージ

表 3. 4. 1-3 評価対象構造物に対する設計用衝突荷重 (「補足-018-02 津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料 4.5 漂流物による衝突荷重」参照)

評価対象構造物の延長	m	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
衝突解析から算定される衝突荷重	kN	1,107	2,159	2,654	3,049	3,072	3,078	3,085	3,448	3,859	4,271	4,631	5,082
衝突解析から算定される衝突荷重を評価対象構造物の延長で除した値	kN/m	1,107	1,080	885	762	614	513	441	431	429	427	421	424
設計用平均衝突荷重 (設計用平均衝突荷重×評価対象構造物の延長)	kN/m (kN)	1,200 (1,200)	1,100 (2,200)	890 (2,670)	770 (3,080)	620 (3,100)	520 (3,120)	450 (3,150)	440 (3,520)	430 (3,870)	430 (4,300)	430 (4,730)	430 (5,160)
評価対象構造物の延長	m	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
衝突解析から算定される衝突荷重	kN	5,529	5,816	6,263	6,544	6,776	6,921	7,013	7,045	7,263	7,355	7,387	7,395
衝突解析から算定される衝突荷重を評価対象構造物の延長で除した値	kN/m	425	415	418	409	399	385	369	352	346	334	321	308
設計用平均衝突荷重 (設計用平均衝突荷重×評価対象構造物の延長)	kN/m (kN)	430 (5,590)	420 (5,880)	420 (6,300)	410 (6,560)	400 (6,800)	390 (7,020)	370 (7,030)	360 (7,200)	350 (7,350)	340 (7,480)	330 (7,590)	310 (7,440)

(4) 風荷重 (P<sub>k</sub>)

風荷重については、設計基準風速を 30m/s とし、「建築基準法・同施行令」に基づき算定する。

(5) 積雪荷重 (P<sub>s</sub>)

積雪荷重は、発電所最寄りの気象官署である松江地方気象台（松江市）での観測記録（1941～2018 年）より、観測史上 1 位の月最深積雪 100cm（1971 年 2 月 4 日）に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した 35.0 cm とする。

積雪荷重については、「松江市建築基準法施行細則（平成 17 年 3 月 31 日松江市規則第 234 号）」により、積雪量 1cm ごとに 20N/m<sup>2</sup> の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

### 3.4.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.4.2-1 に、強度評価に用いる荷重の作用図を図 3.4.2-1 に示す。なお、漂流物対策工については、鋼製扉体が格子状の構造を有するが、安全側の評価となるよう格子状の隙間も受圧面として風荷重及び遡上津波荷重を作用させる。

表 3.4.2-1 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
津波時（防波扉）	$G + P_t + P_k + P_s$
津波時（漂流物対策工）	$G + P_t + P_c + P_k + P_s$

- G : 固定荷重
- $P_t$  : 遡上津波荷重
- $P_c$  : 衝突荷重
- $P_k$  : 風荷重
- $P_s$  : 積雪荷重

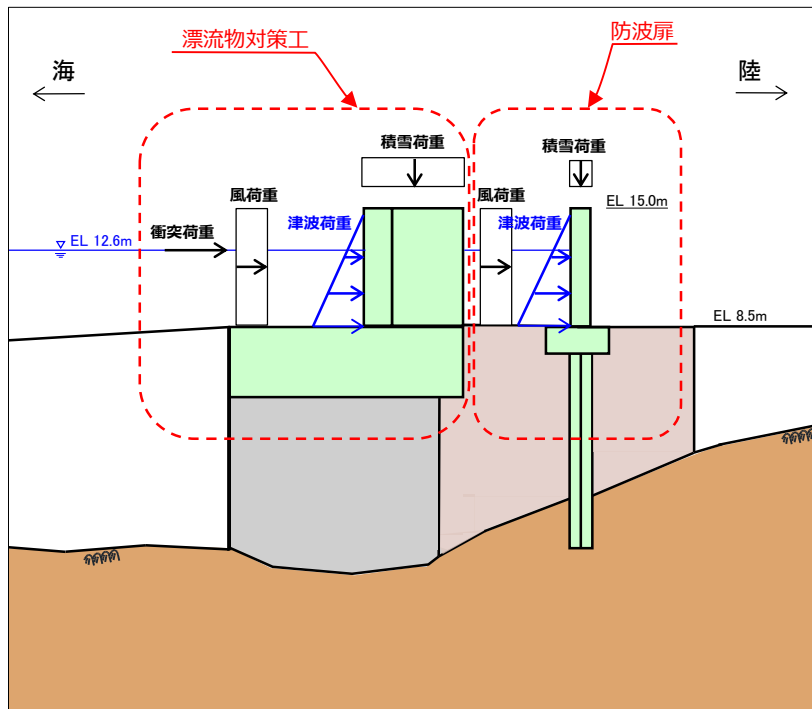


図 3.4.2-1 防波扉（荷揚場南）の荷重作用図（津波時）

### 3.5 解析モデル及び諸元

使用材料及び材料の物性値並びに地下水位については、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」で設定したものをを用いる。解析モデル及び地盤の物性値について、以下に示す。

#### 3.5.1 解析モデル

防波扉（荷揚場南）の解析モデルを図 3.5.1-1 に示す。

##### (1) 解析領域

2次元解析モデルは、「2.2.3 防波壁通路防波扉（荷揚場南）の耐震性についての計算書に関する補足説明」で使用した解析モデルのうち、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤で構成される。

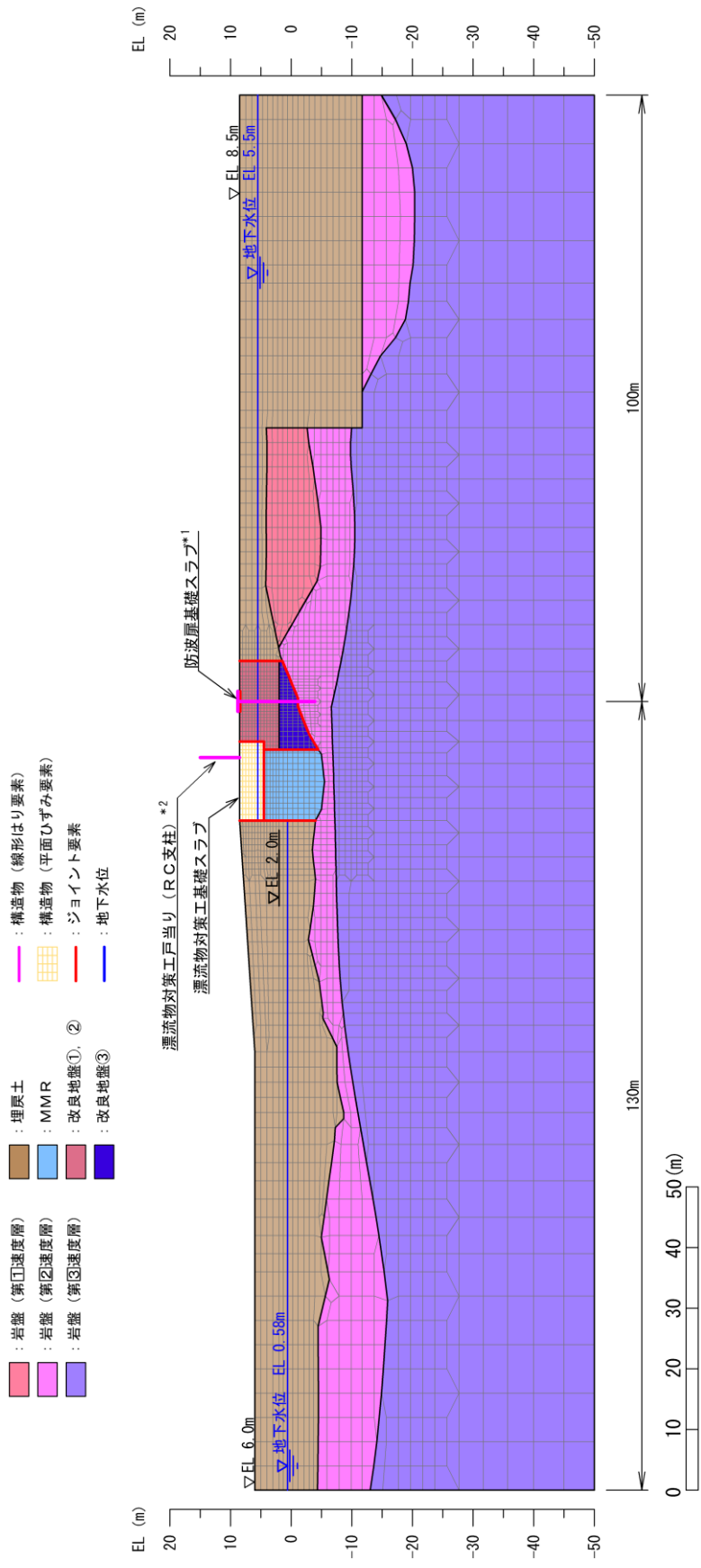
##### (2) 境界条件

###### a. 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。そこで、常時応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5.1-2 に示す。

###### b. 応力解析時

津波時の2次元有限要素法は、津波荷重の静的な荷重を載荷することによる応力を算定するために行う。図 3.5.1-3 のとおり、津波時の2次元有限要素法における境界条件は底面固定及び水平固定とする。



注記 \*1: 鋼管杭との接続位置において、防波扉（鋼製扉体）を付加質量として考慮する。  
 \*2: 線形はり要素の上下端において、漂流物対策工（鋼製扉体）を付加質量として考慮する。

図 3.5.1-1 防波扉（荷揚場南）の解析モデル（評価対象断面）

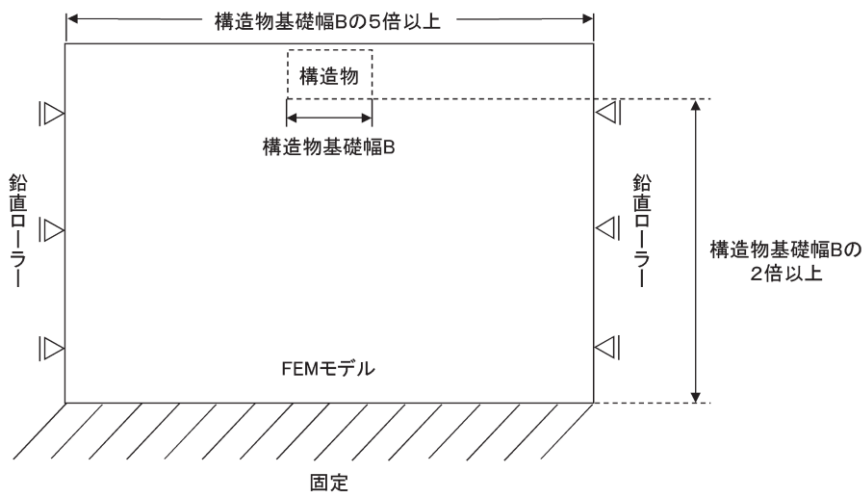


図 3. 5. 1-2 常時応力解析モデル概念図

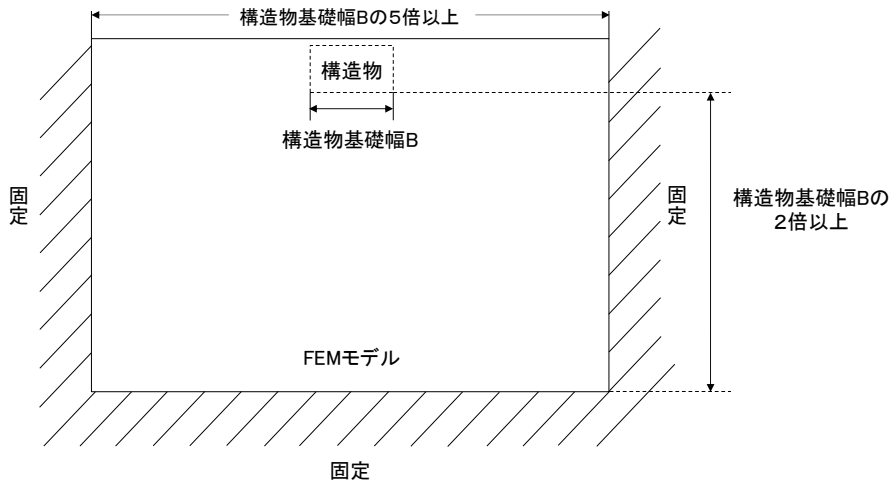


図 3. 5. 1-3 応力解析モデル概念図

### (3) 構造物のモデル化

応答解析において、構造物については線形はり要素（ビーム要素）及び平面ひずみ要素でモデル化する。なお、2次元解析モデルの奥行きは、防波扉基礎である鋼管杭の間隔の最大値 4.7m を設定する（図 2.2-4(1) 参照）。構造物のモデル化の概念図を図 3.5.1-4 に示す。

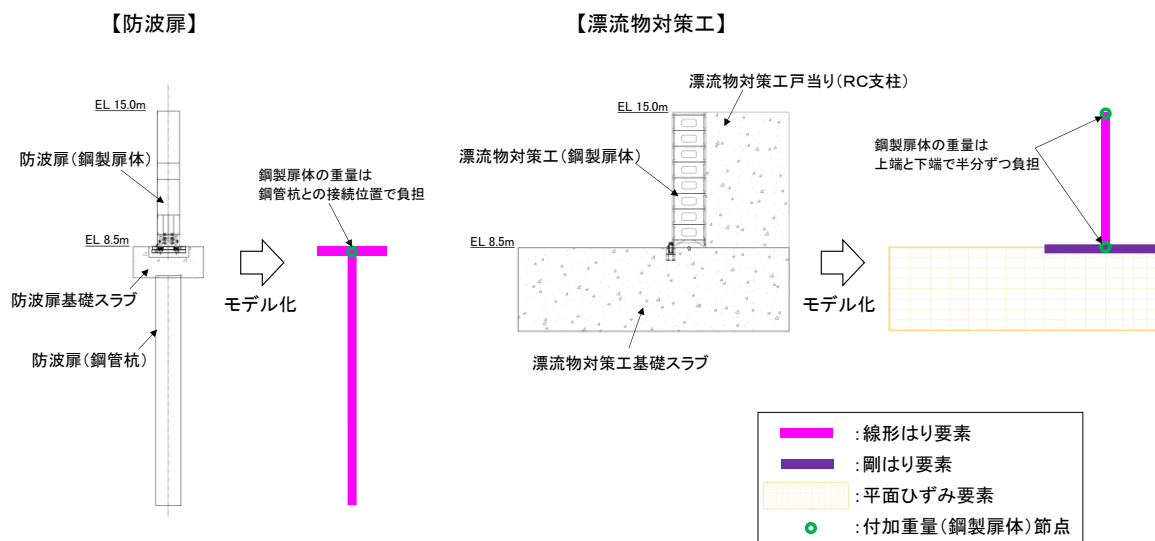


図 3.5.1-4 構造物のモデル化の概念図

a. 防波扉

防波扉基礎スラブ及び防波扉（鋼管杭）は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化し、はり要素の交点は剛結合とする。

防波扉（鋼製扉体）については、剛構造として扱うことから、防波扉基礎スラブの中心の節点において付加重量として設定する。

b. 漂流物対策工

漂流物対策工戸当り（RC支柱）は、図心位置において線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。線形はり要素（ビーム要素）の断面二次モーメントについては、図 3.5.1-5 に示すように、支承部を設けている支柱（東側）の主部全体の断面二次モーメントを求め、支柱幅（5.6m）で除すことで支柱幅 1m 当たりの断面二次モーメントを算出し、その値にモデル奥行き 4.7m（図 2.2-4(1)参照）を乗じたものを設定値とする。なお、戸当り部については、剛性に寄与しないものと判断し、重量のみ考慮する。（支柱照査用断面は「3.8 評価方法」に示す。）

漂流物対策工（鋼製扉体）は、剛構造として扱うこと及び戸当り（RC支柱）に支承部で固定されることから、漂流物対策工戸当り（RC支柱）の上下端の節点において付加重量として設定する。

漂流物対策工基礎スラブについては、厚さ 4m の鉄筋コンクリートを地中に設置することから、埋込み効果を適切に考慮するために平面ひずみ要素としてモデル化する。なお、漂流物対策工戸当り（RC支柱）と基礎スラブの境界部については剛はり要素でモデル化する。

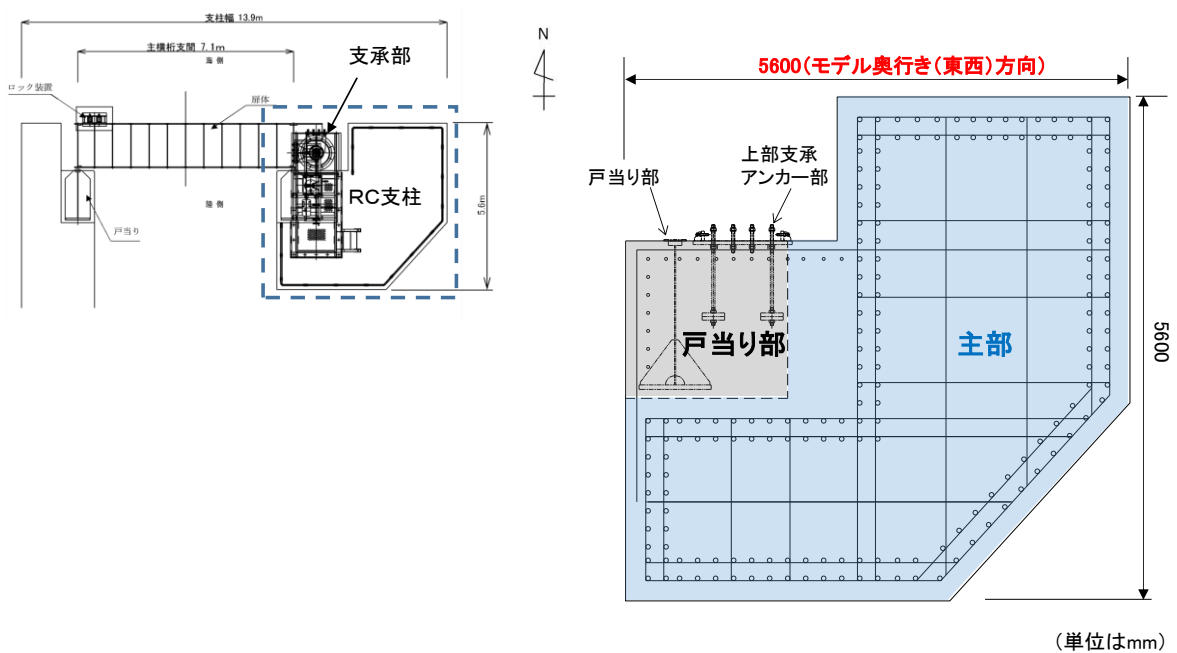


図 3.5.1-5 漂流物対策工（RC支柱）のモデル化範囲



c. 照査範囲を踏まえたモデル化の考え方

漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブに対する照査実施範囲は、曲げについては「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」（図 3.5.1-6 参照），せん断については「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）」（図 3.5.1-7 参照）に基づき，図 3.5.1-6 に示すように，支柱と基礎スラブの接続部は照査対象外とし，部材端より外側を対象とする。

照査範囲を踏まえ，漂流物対策工のRC支柱と基礎スラブの接続部の上端は，剛梁要素でモデル化する。

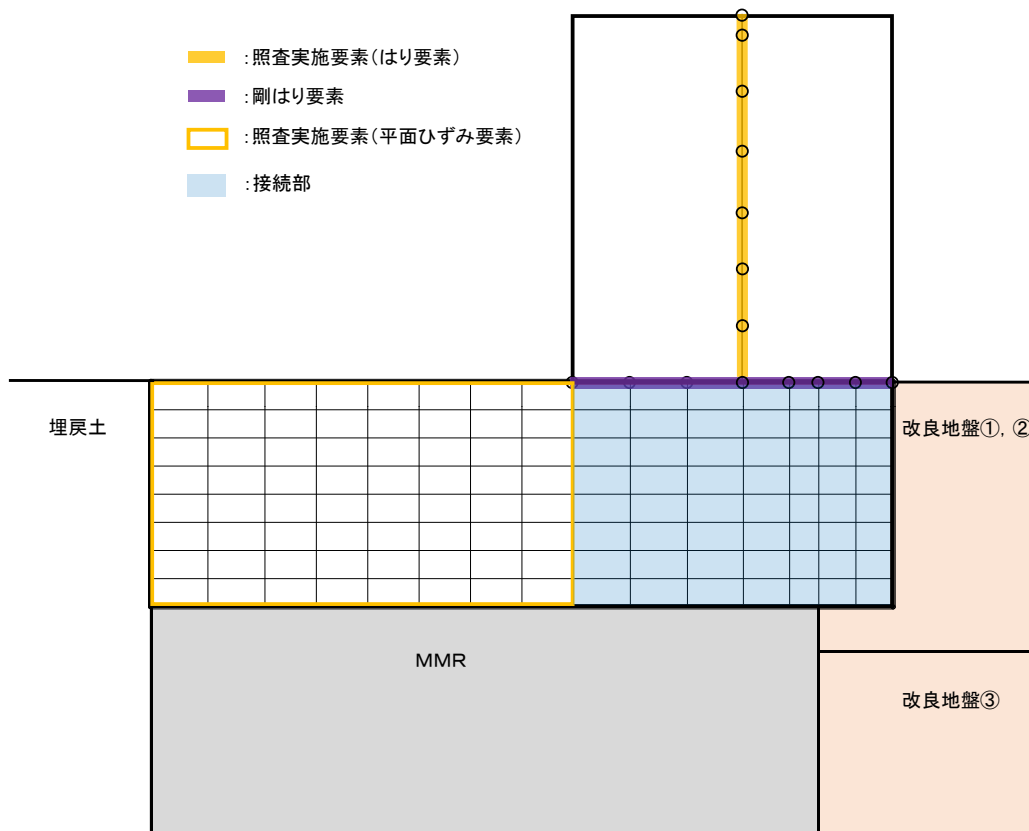


図 3.5.1-6 モデル化の概念図及び照査範囲（漂流物対策工）

5) ラーメン部材節点部の設計曲げモーメントは、図-8.3.2 のとおりとする。

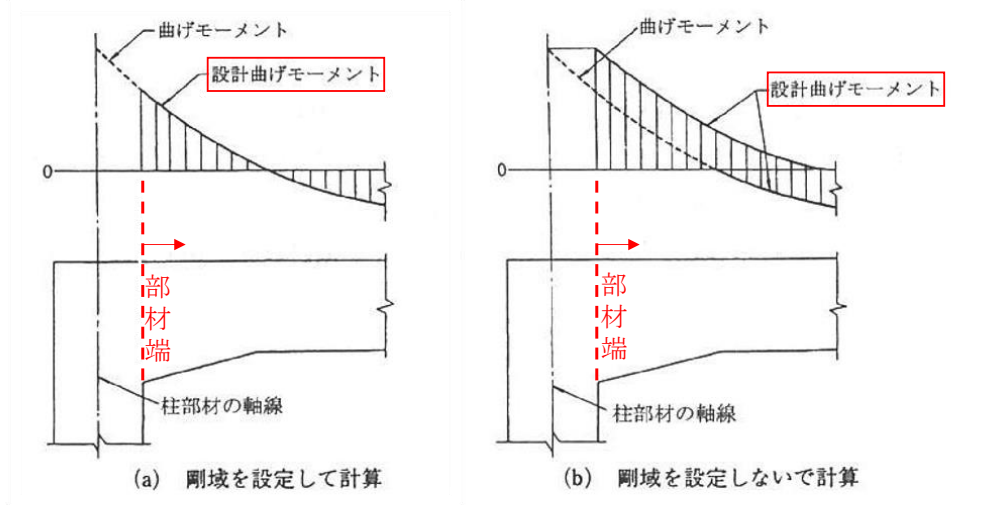


図-8.3.2 ラーメン部材節点部の設計曲げモーメント

図 3.5.1-7 照査に用いる断面力の算定位置の根拠（「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」）

（5）部材端の断面の検討に用いるせん断力は、柱に対してははりの上下面におけるせん断力とし、はりに対しては柱前面から柱前面断面の部材高さの 1/2 だけ離れた位置のせん断力とする。ただし、断面計算において、ハンチは 1:3 より緩やかな部分を有効とする。

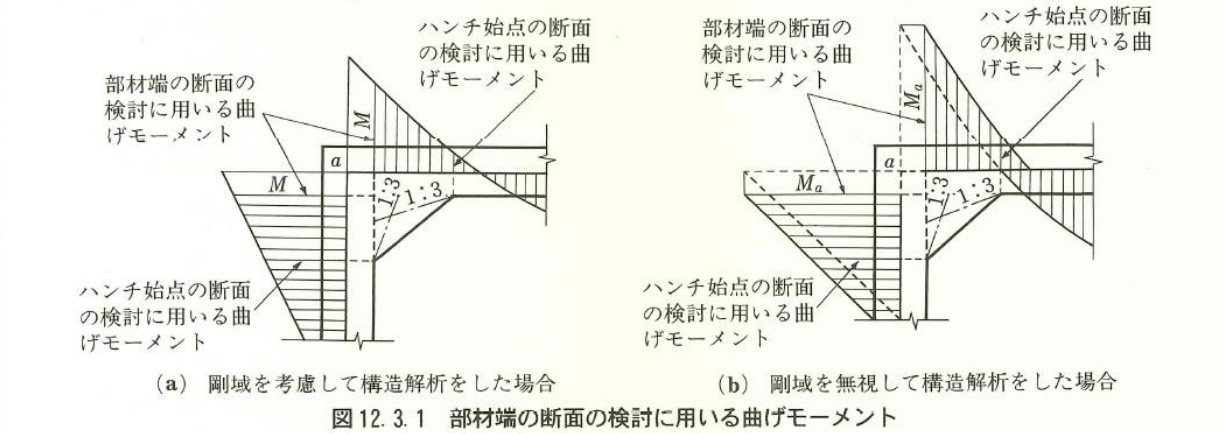


図 12.3.1 部材端の断面の検討に用いる曲げモーメント

図 3.5.1-7 照査に用いる断面力の算定位置の根拠（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））

#### (4) 地盤のモデル化

岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。埋戻土及び改良地盤は、地盤の非線形性を考慮するためマルチスプリング要素でモデル化し、地下水位以深の要素は間隙水要素を重ねて定義する。変形特性には、双曲線モデル（H-Dモデル）を用いる。

#### (5) ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面の法線方向に対して引張荷重を与えると、地盤は構造体から剥離する特徴がある。また、地盤と構造体の接合面のせん断方向に対してせん断荷重を与え、せん断ひずみを増加させていくと、地盤及び構造体のせん断応力は上限に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。

応答解析では、津波時における実挙動を正確に把握するために、地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設定し、津波時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

せん断強度  $\tau_f$  は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。

鉛直方向のジョイント要素の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（国土交通省港湾局，2007年版）」（以下「港湾基準」という。）（図 3.5.1-8 参照）に準拠し、 $c=0$ 、 $\phi=15^\circ$  に設定する。

水平方向のジョイント要素の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は、「港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター，平成 19 年 3 月）」（以下「港湾構造物設計事例集」という。）（図 3.5.1-9 参照）に準拠し、静止摩擦係数  $\mu$  から、 $c=0$ 、 $\phi=\tan^{-1}(\mu)$  より設定する。静止摩擦係数  $\mu$  の値は、「港湾基準」（図 3.5.1-10 参照）に準拠し、隣り合う地盤等に応じた静止摩擦係数を用いる。

ジョイント要素の粘着力及び内部摩擦角を表 3.5.1-1 に、ジョイント要素の配置を図 3.5.1-11 に示す。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、

$\tau_f$  : せん断強度

$c$  : 粘着力

$\phi$  : 内部摩擦角

1. 3 地震時土圧

1. 3. 1 砂質土の土圧

構造物の壁面に作用する地震時土圧及び崩壊面が水平面と成す角度は、一般的に次に掲げるところによって算定する。

(1) 主働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

$$p_w = K_w \left[ \sum \gamma h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (1.3.1)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta + \psi - \beta) + \sec(\phi_i + \delta + \psi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta + \theta) \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}} \quad (1.3.2)$$

この場合において、

$$K_w = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

(2) 受働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

$$p_p = K_p \left[ \sum \gamma h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (1.3.3)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = \tan(\phi_i - \delta - \psi + \beta) + \sec(\phi_i - \delta - \psi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta - \theta) \sin(\phi_i - \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}} \quad (1.3.4)$$

この場合において、

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi_i + \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi - \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi - \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

ここに、 $p_w$ 、 $p_p$ 、 $K_w$ 、 $K_p$ 、 $\zeta_i$ 、 $\omega$ 、 $\gamma$ 、 $h_i$ 、 $\psi$ 、 $\beta$ 、 $\delta$ 及び $\phi_i$ は、1. 2 永続状態における土圧に準じて、1. 2. 1 砂質土の土圧の式(1.2.1)～(1.2.4)と同じ数値を表すものとする。また、 $\theta$ は次の数値を表すものとする。

$\theta$  : 次の(a)又は(b)で表される地震合成角 (°)

(a)  $\theta = \tan^{-1} k$

(b)  $\theta = \tan^{-1} k'$

ここで、 $k$ 及び $k'$ は、それぞれ次の数値を表すものとする。

$k$  : 震度

$k'$  : 見掛けの震度

(3) 見掛けの震度は、1. 3. 3 見掛けの震度による。

(4) 地震時土圧は、物部<sup>1)</sup>・岡部<sup>2)</sup>が提案した理論に基づいたものである。

(5) 壁面摩擦角

一般に、±15°以下とする。裏込材のせん断抵抗角 $\psi$ の1/2程度を目安とすることができる。

(6) 残留水位以下の土圧

一般的に、残留水位以上においては空気中における震度を用いて土圧分布を求め、残留水位以下においては各境界面において1. 3. 3 見掛けの震度を用いて土圧分布を求める。

(7) 土圧係数等

土圧係数と崩壊角の算定図を図-1.3.1に示す。

(8) 上記土圧式は、土と間隙水が一体となって運動すると仮定しており、液状化した土には適用できない。その場合には別途、動的有効応力解析又は模型実験などで、地盤と構造物の地震時安定性を評価すべきである。

図 3.5.1-8 ジョイント要素 (鉛直方向) の物性値の設定根拠 (「港湾基準」抜粋)

よって、  

$$\phi_f^{sp} = \tan^{-1}(0.838)$$

$$= 40(^{\circ})$$

⑧ケーソン  
 図-1.54 にケーソン周辺のモデル化を示す。ケーソンのモデル化は、ケーソン本体、上部コンクリート、フーチング、ケーソン拡張部（陸側フーチング上部地盤）に分けてモデル化した。陸側フーチング上部の裏込石および裏埋土地盤は、剛性をケーソン本体と同じ値を用いて、単位体積重量は裏込石および裏埋土地盤の値を用いる<sup>9)</sup>。表-1.63 にケーソンの入力パラメータを示す。

⑨ジョイント要素  
 ケーソン要素と基礎捨石および裏込石との間に生じる滑動と剥離はジョイント要素によりモデル化する<sup>9)</sup>。ジョイント要素は、圧縮側では垂直方向接線剛性  $K_n$  に応じた応力を負担する。せん断方向（滑り方向）は、せん断応力がせん断強度に達するまではせん断方向接線剛性  $K_s$  に応じた力を負担する。せん断強度  $\tau_f$  は垂直方向の有効拘束

圧  $\sigma_n'$  に基づき式(1.62)より求める。剥離状態ではせん断強度は0となる。

$$\tau_f = C_f + \sigma_n' \tan \phi_f \quad (1.62)$$

よって、本事例のジョイント要素のせん断強度に関する定数は以下のとおり設定できる。まず、ケーソン底面と捨石の間の摩擦係数は摩擦増大マットが敷設されていないので  $\mu=0.6$  と設定して、摩擦角  $\phi_f$  は  $\tan^{-1}(0.6)=31^{\circ}$  を用いる。また、ケーソン背面と裏込石の間の摩擦角は  $\phi_f=15^{\circ}$  を用いる。

・ジョイント要素のレーレー減衰の与え方  
 FLIP 研究会では、ジョイント要素のレーレー減衰の与え方に関する検討が実施された<sup>20)</sup>。従来の解析では、レーレー減衰行列の組立の際に、ジョイント要素の初期接線剛性  $K_s$  や  $K_n$  に全体系の剛性比例係数  $\beta$  を乗じたものを取り込んでいた(従来型)。  $K_s$  や  $K_n$  の値は物理的な根拠に基づいて設定するのではなく、周囲の土の変形よりも大きな変形がジョイント要素の線形部分で生じることないように、比較的大きな値が指定される。この

図 3.5.1-9 ジョイント要素（水平方向）の物性値の設定根拠  
 （「港湾構造物設計事例集」抜粋）

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、傾斜地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。

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。

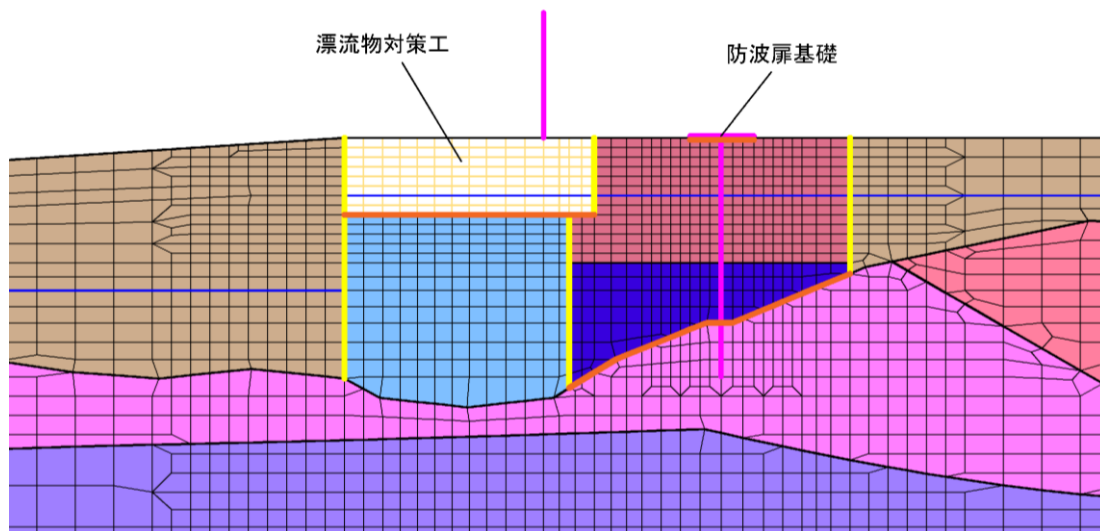
注 2) セルラーブロックの性能照査における摩擦係数は、第 4 編第 5 章 2. 2 重力式係船岸を参照することができる。

図 3.5.1-10 ジョイント要素（水平方向）の物性値設定に用いる静止摩擦係数  
 （「港湾基準」抜粋）

表 3.5.1-1 ジョイント要素の粘着力と内部摩擦角

		接合条件		粘着力 c (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩 擦角 φ (°)	備考
		材料 1	材料 2			
鉛直方向	境界 1	埋戻土	改良地盤①②	0	15.0	構造物の壁面摩擦角の設定方法を準用し、c=0、φ=15° と設定
			改良地盤③			
			MMR			
			漂流物対策工			
		改良地盤①②	MMR			
			漂流物対策工			
改良地盤③	MMR					
水平方向	境界 2	改良地盤①②	漂流物対策工	0	26.57	剛性の高い岩盤等の境界であるため、「コンクリートとコンクリート」及び「コンクリートと岩盤」の静止摩擦係数 (μ=0.50) より、φ=tan <sup>-1</sup> (μ)≒26.57°
			防波扉基礎			
		MMR	漂流物対策工			
		岩盤	改良地盤③			

- : 岩盤 (第1速度層)      ■ : 埋戻土      — : 構造物 (線材)
- : 岩盤 (第2速度層)      ■ : MMR      ■ : 構造物 (平面ひずみ要素)
- : 岩盤 (第3速度層)      ■ : 改良地盤①②      — : 地下水面
- : 改良地盤③      — : ジョイント要素 (境界1)
- : ジョイント要素 (境界2)



項目		粘着力 c (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 φ (°)
鉛直方向	境界 1	0	15.00
水平方向	境界 2	0	26.57

図 3.5.1-11 荷揚場南断面におけるジョイント要素の配置図

ジョイント要素のばね定数は、「港湾構造物設計事例集」を参考に、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に周囲材料の剛性よりも十分に大きな値を設定する。表 3.5.1-2 にジョイント要素のばね定数を示す。

また、ジョイント要素の力学特性を図 3.5.1-12 に示す。

表 3.5.1-2 ジョイント要素のばね定数

項目	せん断剛性 $k_s$ ( $\text{kN/m}^3$ )	圧縮剛性 $k_n$ ( $\text{kN/m}^3$ )
境界 1, 2	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$

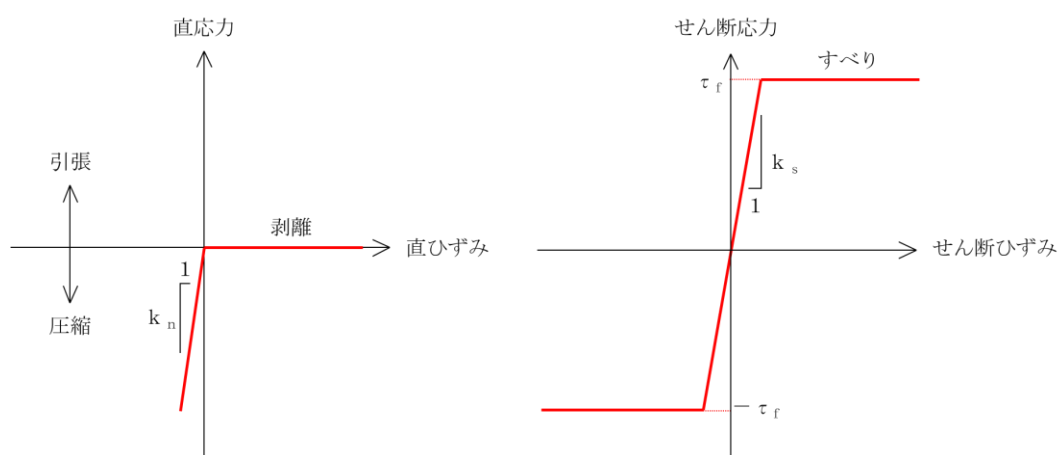


図 3.5.1-12 ジョイント要素の力学特性

#### (6) 海水のモデル化

海水は液体要素でモデル化する。なお、遡上津波荷重は別途考慮する。



(7) 杭—地盤相互作用ばね及び杭下端非線形ばねの設定

地盤と杭が接している箇所の側方境界部に杭—地盤相互作用ばねを設けることにより、地盤と杭の相互作用における3次元効果を2次元モデルで適切に考慮する。

杭—地盤相互作用ばねの杭軸直角方向のばね定数は、「FLIP 研究会 14 年間の検討成果まとめ理論編」に従い、杭径及び杭間隔より設定される値を用いる。また、軸方向では、杭—地盤相互作用ばねはモデル化していない。

杭下端境界部に圧縮応力の上限値を有さない非線形ばねを設けることにより、杭下端における地盤と杭の相互作用を適切に考慮する。

杭下端の杭軸方向について設定する非線形ばねは、常時状態以上の引張が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。

ジョイント要素のばね定数は、「港湾構造物設計事例集」を参考に、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に周囲材料の剛性よりも十分に大きな値を設定する。

図 3.5.1-13 に荷揚場南断面における杭—地盤相互作用ばね及び杭下端非線形ばねの配置図、表 3.5.1-3 に非線形ばね定数、図 3.5.1-14 に非線形ばねの力学特性を示す。

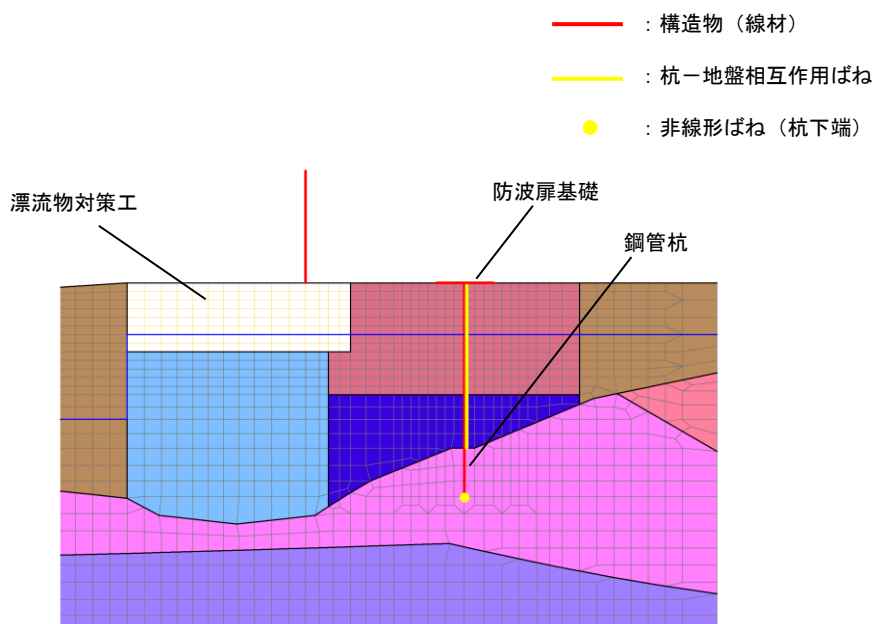


図 3.5.1-13 荷揚場南断面における杭—地盤相互作用ばね及び杭下端非線形ばねの配置図

表 3.5.1-3 非線形ばね定数

項目	圧縮剛性 $k_n$ ( $\text{kN/m}^3$ )
杭下端	$1.0 \times 10^6$

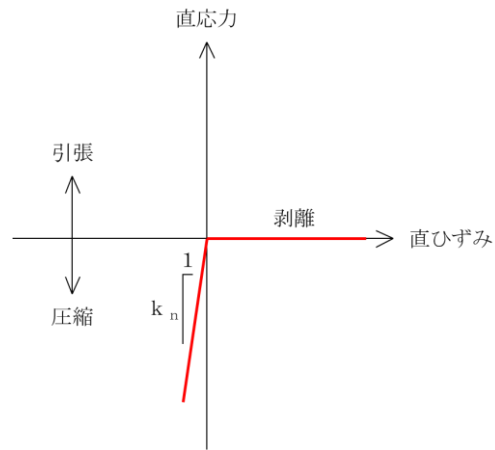


図 3.5.1-14 非線形ばね定数の力学特性

### 3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5.2-1 に、材料の物性値を表 3.5.2-2 に示す。

表 3.5.2-1(1) 使用材料 (防波扉)

材料		諸元
防波扉戸当り (RC支柱) 防波扉基礎スラブ	鉄筋	SD345
	コンクリート	設計基準強度 : 24N/mm <sup>2</sup>
防波扉 (鋼製扉体)		SM490, SS400
防波扉 (鋼管杭) *		φ 1200mm (SKK490) t=25mm

注記\* : 「道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 ( (社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月) 」に基づき腐食代 1mm を考慮する。

表 3.5.2-1(2) 使用材料 (漂流物対策工)

材料		諸元
漂流物対策工戸当り (RC支柱) 漂流物対策工基礎スラブ	鉄筋	SD345
	コンクリート	設計基準強度 : 40N/mm <sup>2</sup>
漂流物対策工 (鋼製扉体)		SBHS700, SM570

表 3.5.2-2(1) 材料の物性値 (防波扉)

材料	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.0* <sup>1</sup>	2.5×10 <sup>4</sup> * <sup>1</sup>	0.2* <sup>1</sup>
鋼管杭	77.0* <sup>2</sup>	2.0×10 <sup>5</sup> * <sup>2</sup>	0.3* <sup>2</sup>

注記\*<sup>1</sup> : 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)

\*<sup>2</sup> : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 ( (社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)

表 3.5.2-2(2) 材料の物性値 (漂流物対策工)

材料	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.0*	3.1×10 <sup>4</sup> *	0.2*

注記\* : 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)

### 3.5.3 地盤の物性値

地盤の物性値は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 3.5.3-1～表 3.5.3-4 に示す。

表 3.5.3-1 地盤の解析用物性値（有効応力解析，液状化検討対象層）

		埋戻土	
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.11 【2.00】	
	間隙率 $n$	0.45	
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	154600	
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	98.00	
	ポアソン比 $\nu$	0.33	
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	0.095	
強度特性	粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	0	
	内部摩擦角 $\phi'$ (°)	40.17	
液状化特性	変相角 $\phi_p$ (°)	28	
	液状化パラメータ	S1	0.005
		w1	4.080
		P1	0.500
		P2	0.990
		C1	2.006

注記\*：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を表す。

動せん断弾性係数，内部摩擦角及び液状化パラメータは代表的な数値を示す。

表 3.5.3-2 地盤の解析用物性値（有効応力解析，改良地盤）

対象施設		防波扉（荷揚場南）	
種別（工法，地盤種別）		改良地盤①，② （薬液注入）	改良地盤③ （薬液注入）
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.11 【2.00】	2.11
	間隙率 $n$	0.45	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	765800	956500
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	98.00	98.00
	ポアソン比 $\nu$	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	0.095	0.095
強度特性	粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	628	1140
	内部摩擦角 $\phi'$ (°)	38.00	40.54

注記\*：動せん断弾性係数，基準平均有効拘束圧及び液状化パラメータは代表的数値を示す。

表 3.5.3-3 改良地盤①～③の残留強度及び引張強度

地盤	残留強度		引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )
	$c'$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\phi'$ (°)	
改良地盤①, ②	0.091	46.08	0.258
改良地盤③	0.205	42.71	0.495

表 3.5.3-4 地盤の解析用物性値  
(有効応力解析 (1, 2号機エリア))

	岩盤 <sup>1</sup> 速度層	岩盤 <sup>2</sup> 速度層	岩盤 <sup>3</sup> 速度層
P波速度 $V_p$ (m/s)	800	2100	3600
S波速度 $V_s$ (m/s)	250	900	1600
単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	20.6	23.0	24.5
動ポアソン比 $\nu_d$	0.446	0.388	0.377

#### 3.5.4 地下水位

設計地下水位は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計地下水位を表 3.5.4-1 に示す。

表 3.5.4-1 設計地下水位

施設名称	設計地下水位
防波扉 (荷揚場南)	漂流物対策工より陸側 : EL 5.5m 漂流物対策工より海側 : EL 0.58m

### 3.6 評価対象部位

評価対象部位は、防波扉（荷揚場南）の構造上の特徴を踏まえ設定する。

#### 3.6.1 施設・地盤の健全性評価

##### (1) 防波扉

施設・地盤の健全性評価に係る評価対象部位は、防波扉（鋼製扉体）、防波扉戸当り（RC支柱）、防波扉基礎スラブ、防波扉（鋼管杭）及び改良地盤①～③とする。

##### (2) 漂流物対策工

施設・地盤の健全性評価に係る評価対象部位は、漂流物対策工（鋼製扉体）、漂流物対策工戸当り（RC支柱）、漂流物対策工基礎スラブとする。

#### 3.6.2 基礎地盤の支持性能評価

##### (1) 防波扉

基礎地盤の支持性能評価に係る評価対象部位は、防波扉を支持する基礎地盤（岩盤）とする。

##### (2) 漂流物対策工

基礎地盤の支持性能評価に係る評価対象部位は、漂流物対策工を支持する基礎地盤（MMR、改良地盤及び岩盤）とする。

### 3.7 許容限界

許容限界は、「3.6 評価対象部位」にて設定した評価対象部位の応力や変形の状態を考慮し、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

#### 3.7.1 防波扉

##### (1) 防波扉（鋼製扉体）

防波扉（鋼製扉体）の許容限界は、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成 28 年 3 月）」（以下，「ダム・堰施設技術基準（案）」という。）に基づき，表 3.7.1-1 に示す短期許容応力度とする。

表 3.7.1-1 防波扉（鋼製扉体）の許容限界

部材	材質	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
スキンプレート	SM490	許容曲げ応力度 $\sigma_{ca}$	160	240
主横桁	SM490	許容曲げ応力度 $\sigma_{ca}$	160	240
		許容せん断応力度 $\tau_a$	90	135
補助縦桁	SS400	許容曲げ応力度 $\sigma_{ca}$	120	180
		許容せん断応力度 $\tau_a$	70	105
端縦桁	SM490	許容圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	160	240
支圧板	SUS304	許容支圧応力度 $\sigma_{pa}$	150	225
戸当り (底面フランジ)	SS400	許容曲げ応力度 $\sigma_{ca}$	120	180
戸当り (コンクリート)	$f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$	許容支圧応力度 $\sigma_{cba}$	5.9	8.8
		許容せん断応力度 $\tau_{ca}$	0.40	0.60



(2) 防波扉戸当り（RC支柱）及び基礎スラブ

防波扉戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの許容限界は、「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）」に基づき，表3.7.1-2に示す短期許容応力度とする。

表 3.7.1-2 防波扉戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの許容限界

種別	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	コンクリート ( $f_{ck}=24\text{N/mm}^2$ )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	9.0
許容せん断応力度 $\tau_{a1}$		0.45	0.67
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	196	294

注記\*：短期許容応力度は，「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）」より許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

(3) 防波扉（鋼管杭）

防波扉（鋼管杭）の許容限界は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基に算出した降伏モーメント及び短期許容せん断応力度とする。表 3.7.1-3 に鋼管杭の許容限界を示す。

降伏モーメントは次式により算定する。

$$M_y = (f_y - \frac{|N|}{A}) Z_e$$

ここで，

$M_y$  : 鋼管杭の降伏モーメント (kN・m)

$f_y$  : 鋼管杭の降伏基準点 (N/mm<sup>2</sup>)

$Z_e$  : 鋼管杭の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$N$  : 鋼管杭に発生する軸力 (kN)

$A$  : 鋼管杭の断面積 (mm<sup>2</sup>)

表 3.7.1-3 防波扉（鋼管杭）の許容限界

杭径	杭板厚	鋼種	降伏 モーメント*2 $M_y$ (kN・m)	短期許容 せん断応力度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )
φ 1.2m	25mm*1	SKK490	7978	157

注記\*1：「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき，腐食代 1mm を考慮する。

\*2：降伏モーメントは，鋼管杭に発生する軸力を考慮する。

(4) 改良地盤

改良地盤の施設・地盤の健全性評価に用いる許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド（平成 25 年 6 月 19 日原管地発第 1306196 号）」を準用し、表 3.7.1-4 に示すすべり安全率を設定する。

表 3.7.1-4 改良地盤の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率 $F_s$	1.2 以上

(5) 基礎地盤

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、設定する。基礎地盤の許容限界を表 3.7.1-5 に示す。

表 3.7.1-5 基礎地盤の許容限界

評価項目	基礎地盤		許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
極限支持力度 $R_u$	岩盤	C <sub>H</sub> 級	9.8
		C <sub>M</sub> 級	

### 3.7.2 漂流物対策工

#### (1) 漂流物対策工（鋼製扉体）

漂流物対策工（鋼製扉体）の許容限界は、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（社）ダム・堰施設技術協会，平成28年3月）」（以下，「ダム・堰施設技術基準（案）」という。）に基づき，表3.7.2-1に示す短期許容応力度とする。

表3.7.2-1 漂流物対策工（鋼製扉体）の許容限界

部材	材質	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
主横桁	SBHS700	許容曲げ応力度 $\sigma_{ca}$	350 <sup>*1</sup>	525
	SM570	許容せん断応力度 $\tau_a$	129 <sup>*1</sup>	193
張出桁	SBHS700	許容曲げ応力度 $\sigma_{ca}$	350 <sup>*1</sup>	525
		許容せん断応力度 $\tau_a$	202 <sup>*1</sup>	303
補助縦桁	SM570	許容曲げ応力度 $\sigma_{ca}$	207 <sup>*1, *2</sup>	310
		許容せん断応力度 $\tau_a$	129 <sup>*1</sup>	193
端縦桁	SM570	許容圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	225 <sup>*1</sup>	337
支圧板	SUS304	許容支圧応力度 $\sigma_{pa}$	150	225
戸当り (腹板)	SM400	許容支圧応力度 $\sigma_{ba}$	180	270
戸当り (底面フランジ)	SBHS700	許容曲げ応力度 $\sigma_{ca}$	350 <sup>*1</sup>	525
戸当り (コンクリート)	$f'_{ck}=40$	許容支圧応力度 $\sigma_{cba}$	5.9	8.8
	N/mm <sup>2</sup>	許容せん断応力度 $\tau_{ca}$	0.40	0.60

注記\*1：「ダム・堰施設技術基準（案）」に基づき，許容曲げ応力度は降伏点の応力度を安全率2.0で割った値とし，また，許容せん断応力度はさらにその値を3の平方根で割った値とした。

\*2：補助縦桁に用いる構造用鋼材（SM570）の許容曲げ応力度は，「ダム・堰施設技術基準（案）」及び「道路橋示方書（I共通編・IV下部構造編）・同解説（社）日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，横倒れ座屈に対する配慮として許容応力度を下記の計算式により算出する。

圧縮フランジがスキンプレート等で固定されていない場合

$$L/b \leq 10/K : \sigma_{ca} = 225 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$10/K < L/B \leq 25 : \sigma_{ca} = 225 - 2.9(KL/b - 10) \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$$

但し， $A_w/A_c < 2$  の場合は  $K=2$  とする

ここに， $L$ ：圧縮フランジの固定点間距離(mm)

$b$ ：圧縮フランジの幅(mm)

$A_w$ ：腹板の総断面積(mm<sup>2</sup>)

$A_c$ ：圧縮フランジの総断面積(mm<sup>2</sup>)

(2) 漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び漂流物対策工基礎スラブ

漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び漂流物対策工基礎スラブの許容限界は、「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）」に基づき，表 3.7.2-2 に示す短期許容応力度とする。

表 3.7.2-2 漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び漂流物対策工基礎スラブの許容限界

種別	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	コンクリート (f' <sub>ck</sub> =40N/mm <sup>2</sup> )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	14.0
許容せん断応力度 $\tau_{a1}$		0.55	0.82
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	196	294

注記\*：短期許容応力度は，「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）」より許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

(3) 基礎地盤

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき，設定する。基礎地盤の許容限界を表 3.7.2-3 に示す。

表 3.7.2-3 基礎地盤の許容限界

評価項目	基礎地盤		許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
極限支持力度 R <sub>u</sub>	岩盤	C <sub>H</sub> 級	9.8
		C <sub>M</sub> 級	
	改良地盤		1.4
支圧強度 f' <sub>a</sub>	MMR		18.0

### 3.8 評価方法

防波扉（荷揚場南）の強度評価のうち，防波扉（鋼製扉体），防波扉戸当り（RC支柱）及び漂流物対策工（鋼製扉体）については，津波荷重により各部材に発生する応力が「3.7 許容限界」で設定した許容限界以下となることを確認する。

また，防波扉基礎スラブ及び漂流物対策工基礎スラブについては，2次元有限要素法に基づいて算定した発生応力度又は発生断面力が「3.7 許容限界」で設定した許容限界以下となることを確認する。応力度の算定には，解析コード「RC断面計算」を使用する。なお，解析コードの検証，妥当性確認等の概要については，VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

### 3.8.1 防波扉

#### (1) 防波扉（鋼製扉体）

##### a. スキンプレート

スキンプレートは、4辺が固定された平板としてモデル化し、津波荷重が作用することでスキンプレートに生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

スキンプレートの評価イメージ図を図 3.8.1-1 に示す。

$$\sigma = \frac{1}{100} k \cdot a^2 \cdot \frac{P}{t^2} \cdot \beta_1$$

ここで、

$\sigma$  : スキンプレートに生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$k$  : スキンプレートの辺長比 (b/a) による係数

$a$  : スキンプレートの短辺 (mm)

$b$  : スキンプレートの長辺 (mm)

$P$  : スキンプレートに作用する津波時荷重 (遡上津波荷重+風荷重)  
(N/mm<sup>2</sup>)

$t$  : スキンプレートの板厚 (mm)

$\beta_1$  : 応力の補正係数

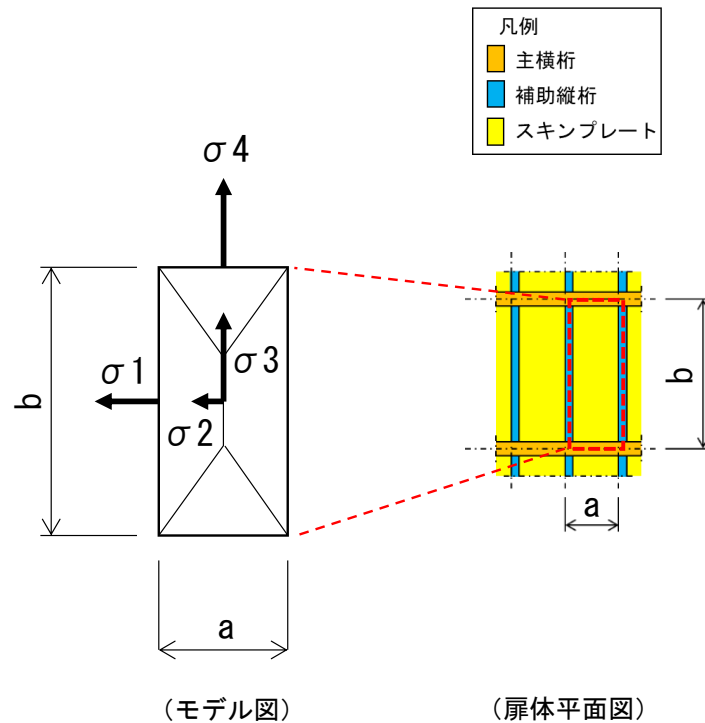


図 3.8.1-1 スキンプレートの評価イメージ図

b. 主横桁

主横桁は、戸当りとの接触位置をピン固定とする単純はりでモデル化し、津波荷重として等分布荷重が作用することで主横桁に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。また、主横桁の側面から作用する津波荷重を軸力として考慮する。

主横桁の評価対象部を図 3.8.1-2 に、主横桁の評価イメージ図を図 3.8.1-3 に示す。

$$M = \frac{1}{2}(W + W')L_1^2\left(\frac{a}{L_1} - \frac{1}{4}\right)$$

$$S = \frac{1}{2}(W + W')L$$

$$N = (W + W')B_1$$

$$\sigma = \frac{M \cdot 10^6}{Z} + \frac{N \cdot 10^3}{A_s}$$

$$\tau = \frac{S \cdot 10^3}{A_w}$$

ここで、

M : 主横桁に生じる曲げモーメント (kN・m)

S : 主横桁に生じるせん断力 (kN)

N : 主横桁に生じる軸力 (kN)

$\sigma$  : 主横桁に生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : 主横桁に生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

W : 主横桁に作用する遡上津波荷重 (kN/m)

W' : 主横桁に作用する風荷重 (kN/m)

L : 主横桁の支間長 (m)

a : 主横桁の張出長さ (m)

L<sub>1</sub> : 主横桁の水密幅 (m)

B : 側部水密幅 (m)

Z : 主横桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

A<sub>s</sub> : 主横桁の断面積 (mm<sup>2</sup>)

A<sub>w</sub> : 主横桁腹板の断面積 (mm<sup>2</sup>)



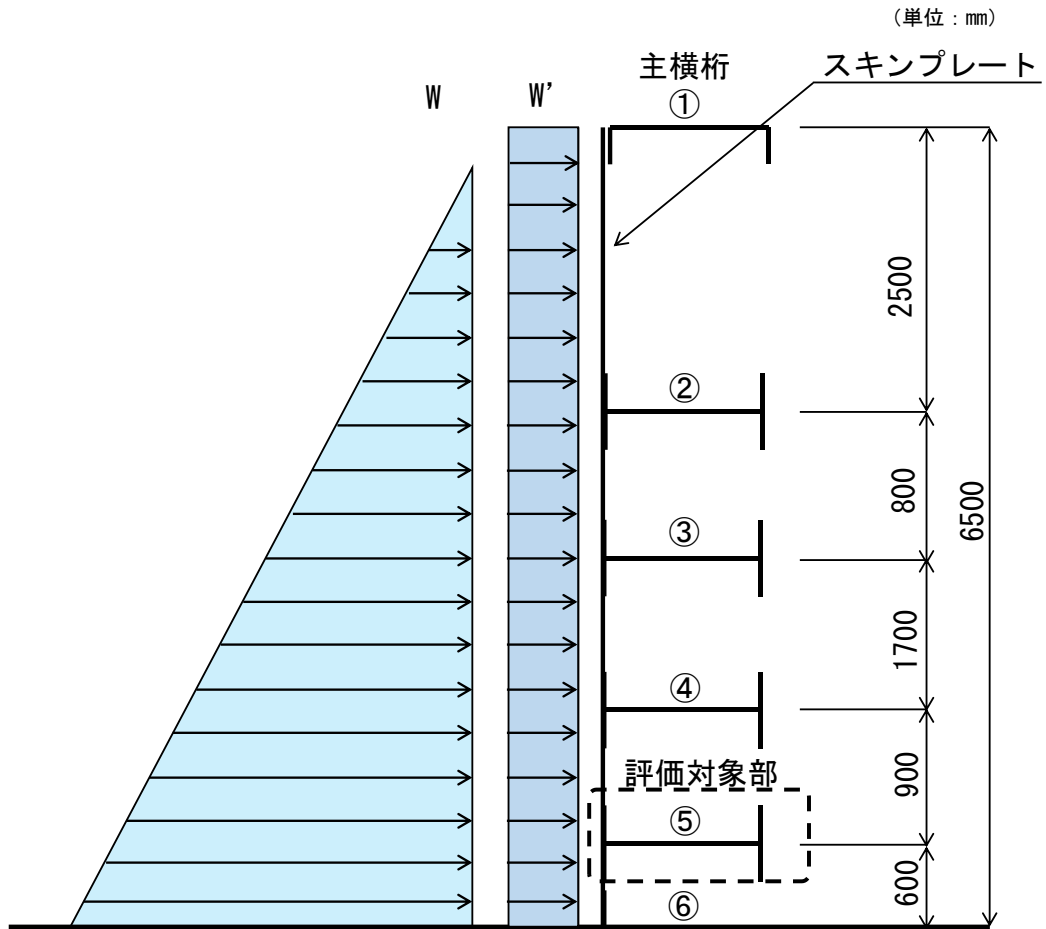


図 3.8.1-2 主横桁の評価対象部

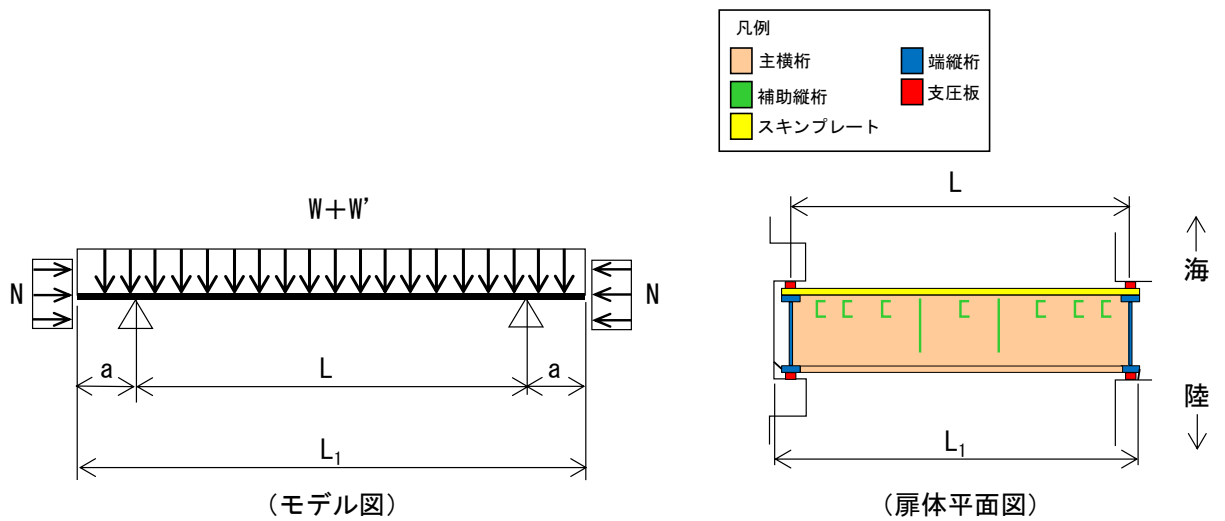


図 3.8.1-3 主横桁の評価イメージ図

c. 補助縦桁

補助縦桁は、主横桁をピン固定とする単純はりでモデル化し、津波荷重として分布荷重が作用することで補助縦桁に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁の評価イメージ図を図 3.8.1-4 に示す。

$$M = \frac{P \cdot m}{24} (3 \cdot l^2 - m^2)$$

$$S = \frac{P \cdot m}{2} \left(1 - \frac{m}{2}\right)$$

$$\sigma = \frac{M \cdot 10^6}{Z}$$

$$\tau = \frac{S \cdot 10^3}{A_w}$$

ここで、

M : 補助縦桁に生じる曲げモーメント (kN・m)

S : 補助縦桁に生じるせん断力 (kN)

$\sigma$  : 補助縦桁に生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : 補助縦桁に生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

P : 補助縦桁に作用する津波時荷重 (遡上津波荷重+風荷重) (kN/m<sup>2</sup>)

m : 補助縦桁間隔 (m)

l : 主横桁間隔 (m)

Z : 補助縦桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

A<sub>w</sub> : 補助縦桁腹板の断面積 (mm<sup>2</sup>)

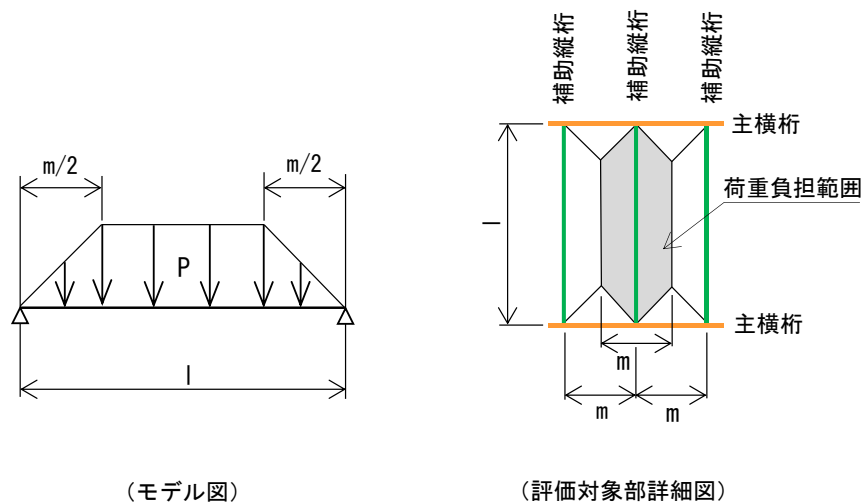


図 3.8.1-4 補助縦桁の評価イメージ図

d. 端縦桁

端縦桁は、主横桁からの荷重伝達を考慮し、端縦桁と主横桁の接合部に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

端縦桁の評価イメージ図を図 3.8.1-5 に示す。

$$\sigma_c = \frac{R \cdot 10^3}{A_q}$$

$$A_q = A_w + A_s \quad \text{ただし, } A_q \leq 1.7A_s$$

$$A_w = b_w \cdot t_w \quad (\text{端縦桁腹板})$$

$$A_s = b_s \cdot t_s \quad (\text{主横桁腹板})$$

ここで、

$\sigma_c$  : 端縦桁に生じる圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

R : 端縦桁に生じる支点反力 (kN)

$A_q$  : 補剛材の有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

$A_w$  : 端縦桁腹板の有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

$A_s$  : 主横桁腹板の有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

$b_w$  : 端縦桁腹板の幅 (mm)

$t_w$  : 端縦桁腹板の厚さ (mm)

$b_s$  : 主横桁腹板の幅 (mm)

$t_s$  : 主横桁腹板の厚さ (mm)

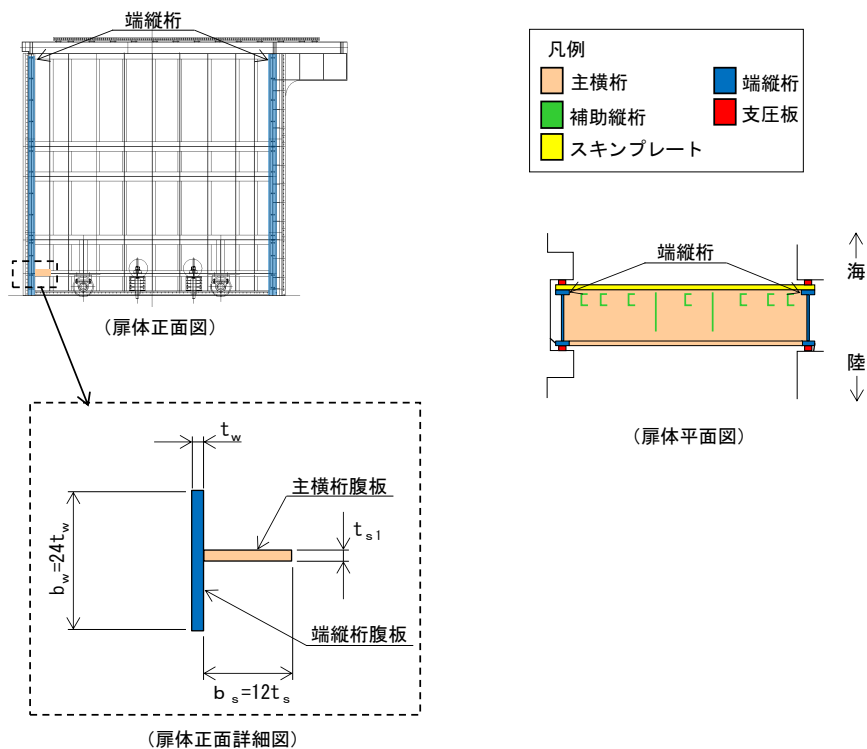


図 3.8.1-5 端縦桁の評価イメージ図

e. 支圧板

支圧板は、防波扉（鋼製扉体）から伝達される津波荷重が作用することで支圧板に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

支圧板の評価イメージ図を図 3.8.1-6 に示す。

$$\sigma_p = \frac{P \cdot L \cdot 10^{-3}}{2 \cdot C}$$

ここで、

$\sigma_p$  : 支圧板に生じる支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

P : 支圧板に作用する津波時荷重 (遡上津波荷重+風荷重) (kN/m<sup>2</sup>)

L : 防波扉（鋼製扉体）の水密幅 (mm)

C : 支圧板の有効幅 (mm)

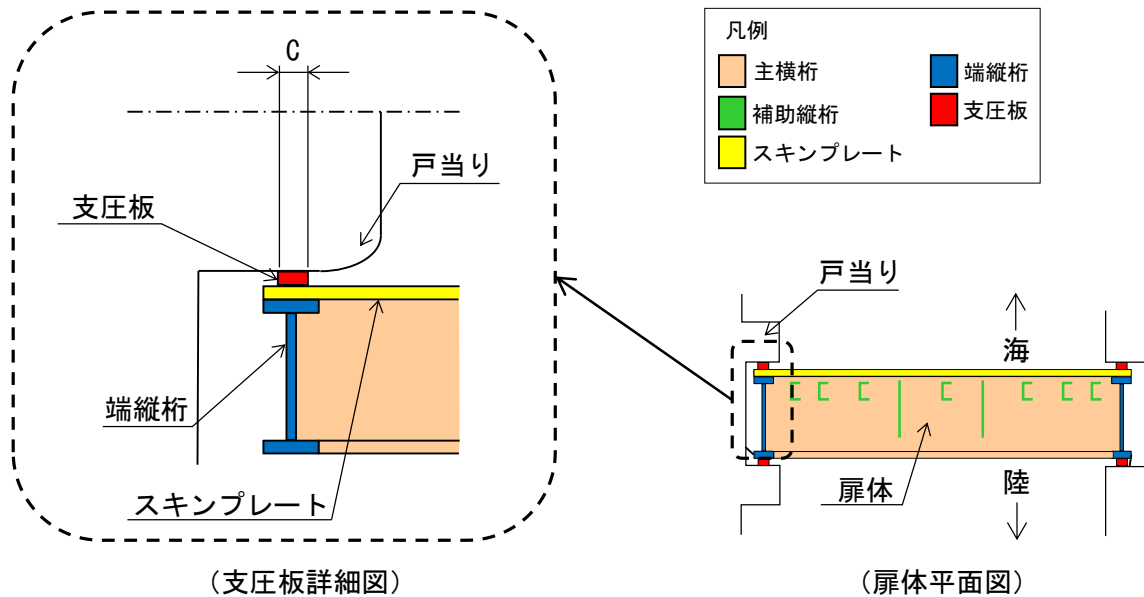


図 3.8.1-6 支圧板の評価イメージ図

f. 戸当り（底面フランジ）及び戸当り（コンクリート）

戸当り（底面フランジ）及び戸当り（コンクリート）は、防波扉（鋼製扉体）から伝達される津波荷重が作用することで戸当り（底面フランジ）及び戸当り（コンクリート）に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当り（底面フランジ）及び戸当り（コンクリート）の評価イメージ図を図 3.8.1-7 に示す。

(a) 戸当り（底面フランジ）

$$M_f = \frac{\sigma_{cb} \cdot b_f^2}{8}$$

$$\sigma_f = \frac{6 \cdot M_f}{t_f^2}$$

ここで、

$M_f$  : 戸当り（底面フランジ）に生じる曲げモーメント (N・mm/mm)

$\sigma_f$  : 戸当り（底面フランジ）に生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{cb}$  : 戸当り（コンクリート）に生じる支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$b_f$  : 戸当り（底面フランジ）の幅 (mm)

$t_f$  : 戸当り（底面フランジ）の厚さ (mm)

(b) 戸当り（コンクリート）

$$\sigma_{cb} = \frac{PL_1 \times 10^{-3}}{2b_f}$$

$$\tau_c = \frac{PL_1 \cdot 10^{-3}}{2\sum l}$$

ここで、

$\sigma_{cb}$  : 戸当り（コンクリート）に生じる支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_c$  : 戸当り（コンクリート）に生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$P$  : 防波扉（鋼製扉体）最下部に作用する津波時荷重  
(遡上津波荷重+風荷重) (kN/m<sup>2</sup>)

$L_1$  : 防波扉（鋼製扉体）の水密幅 (mm)

$b_f$  : 戸当り（底面フランジ）の幅 (mm)

$\sum l$  : せん断抵抗長さ(=  $l_1 + 2l_2$ ) (mm)

$l_1$  : 戸当りの埋込深さ (mm)

$l_2$  : 戸当りのコンクリート側面からの埋込み深さ (mm)

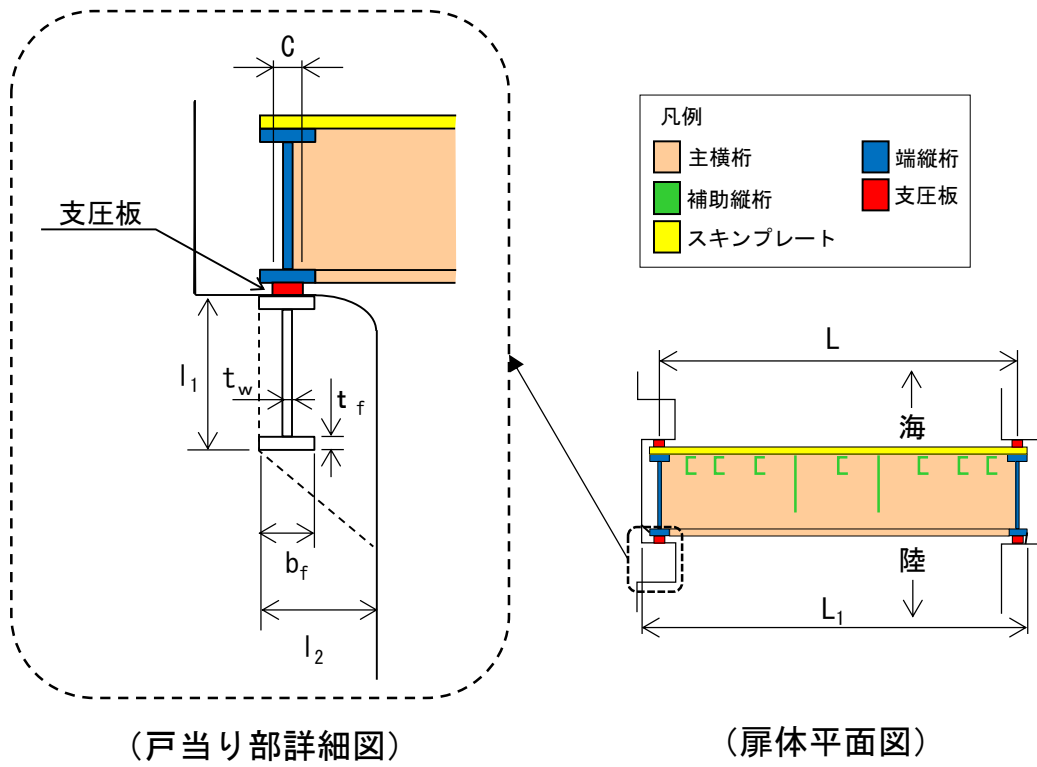


図 3.8.1-7 戸当りの評価イメージ図

(2) 防波扉戸当り (RC支柱)

防波扉戸当り (RC支柱) は、防波壁を支点とした片持ちはりでモデル化し、津波荷重が作用することで防波扉戸当り (RC支柱) に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

防波扉戸当り (RC支柱) の位置図を図 3.8.1-8 に示す。

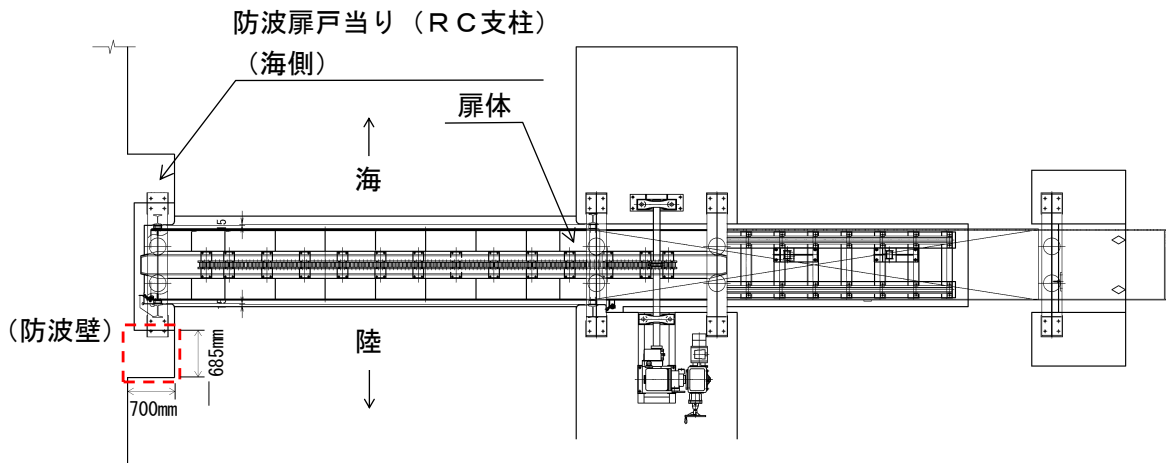


図 3.8.1-8 防波扉戸当り (RC支柱) の位置図

(3) 防波扉基礎スラブ

防波扉基礎スラブに生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

(4) 防波扉（鋼管杭）

鋼管杭の評価は、鋼管杭の曲げモーメント及びせん断力より算定されるせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

a. 曲げ照査

防波扉（鋼管杭）の発生曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。

b. せん断照査

防波扉（鋼管杭）の発生せん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

(5) 改良地盤

改良地盤の評価は、改良地盤を通るすべり面のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。すべり安全率は、想定したすべり面上の応力状態をもとに、すべり面上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値を時々刻々求め、最小すべり安全率を算定する。

また、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示すとおり、改良地盤の解析用物性値のうちせん断強度は、室内配合試験結果よりも保守的な強度を設定していることから、強度特性のばらつきを考慮した評価（平均値－1σ）は実施しない。

すべり安全率の算定には、解析コード「CPOSTSK」を使用する。なお、解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

(6) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、鋼管杭下端部の軸力を用いて次式により算定される軸応力度が基礎地盤の許容限界以下であることを確認する。

$$R_d = \frac{N}{A'}$$

ここで、

$R_d$  : 鋼管杭下端の軸力より算定される軸応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$N$  : 鋼管杭下端に発生する軸力 (N)

$A'$  : 鋼管杭下端の断面積 (mm<sup>2</sup>)



### 3.8.2 漂流物対策工

#### (1) 漂流物対策工（鋼製扉体）

漂流物対策工（鋼製扉体）は、図 3.8.2-1 に示すように、主横桁、補助縦桁、端縦桁及び張出桁の 4 種類の桁を溶接により接合した格子状の部材である。戸当り（R C 支柱）に対しては支承部でアンカーにより固定され、鋼製扉体と戸当り（R C 支柱）間には支圧板を設けている。

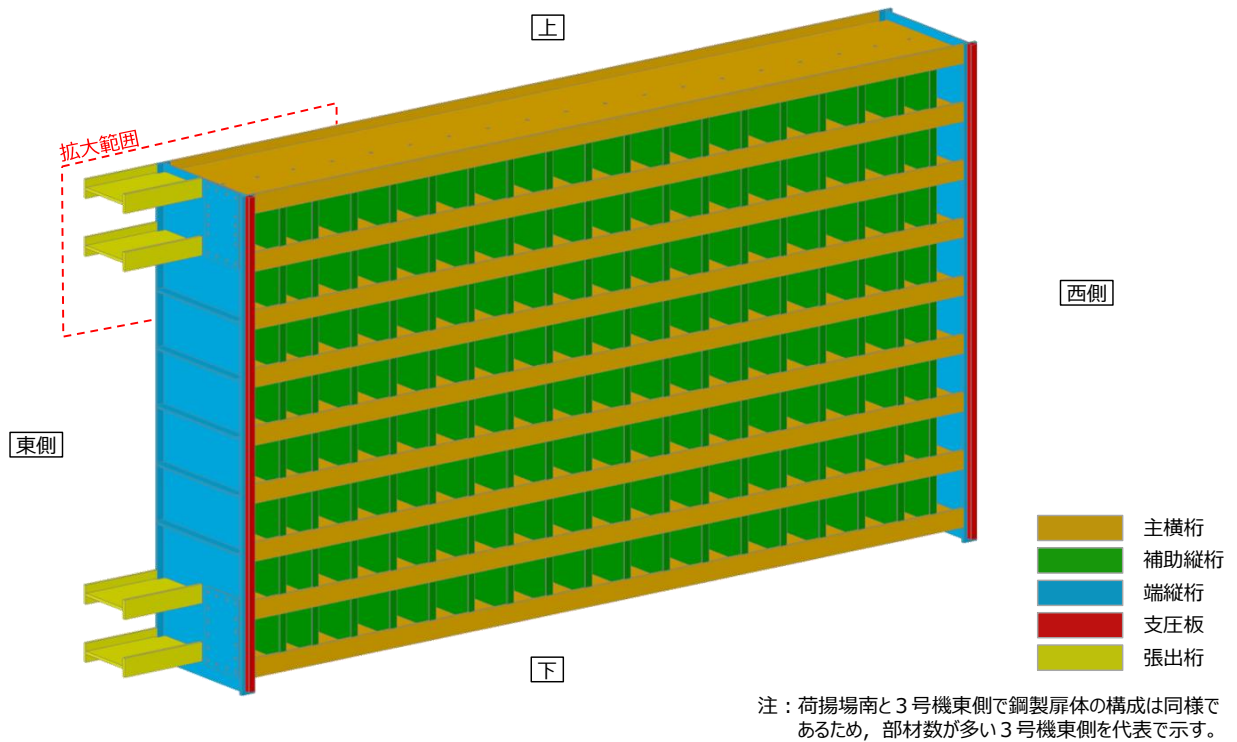


図 3.8.2-1(1) 漂流物対策工（鋼製扉体）の構造図

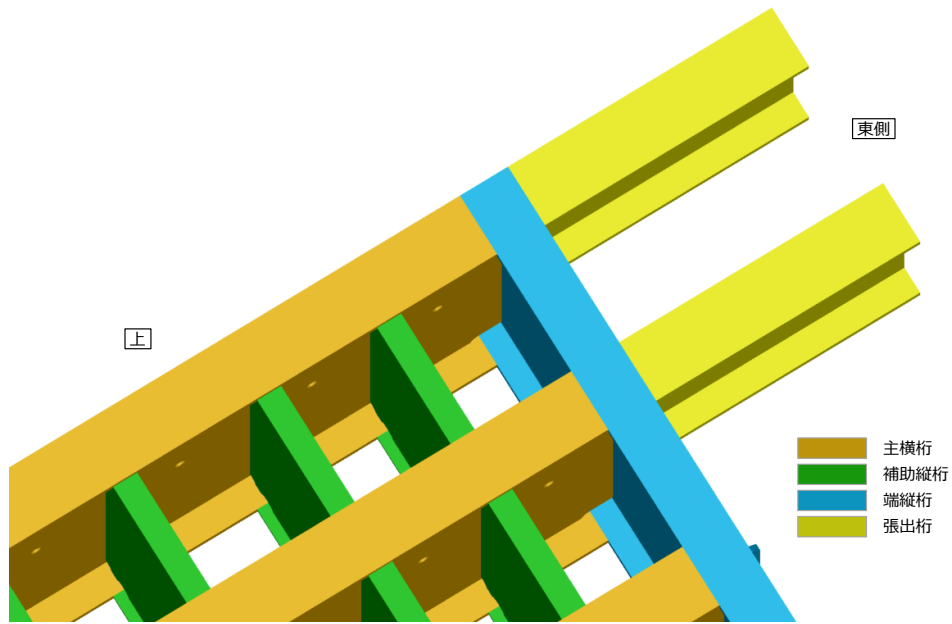


図 3.8.2-1(2) 漂流物対策工（鋼製扉体）の構造図（拡大図）

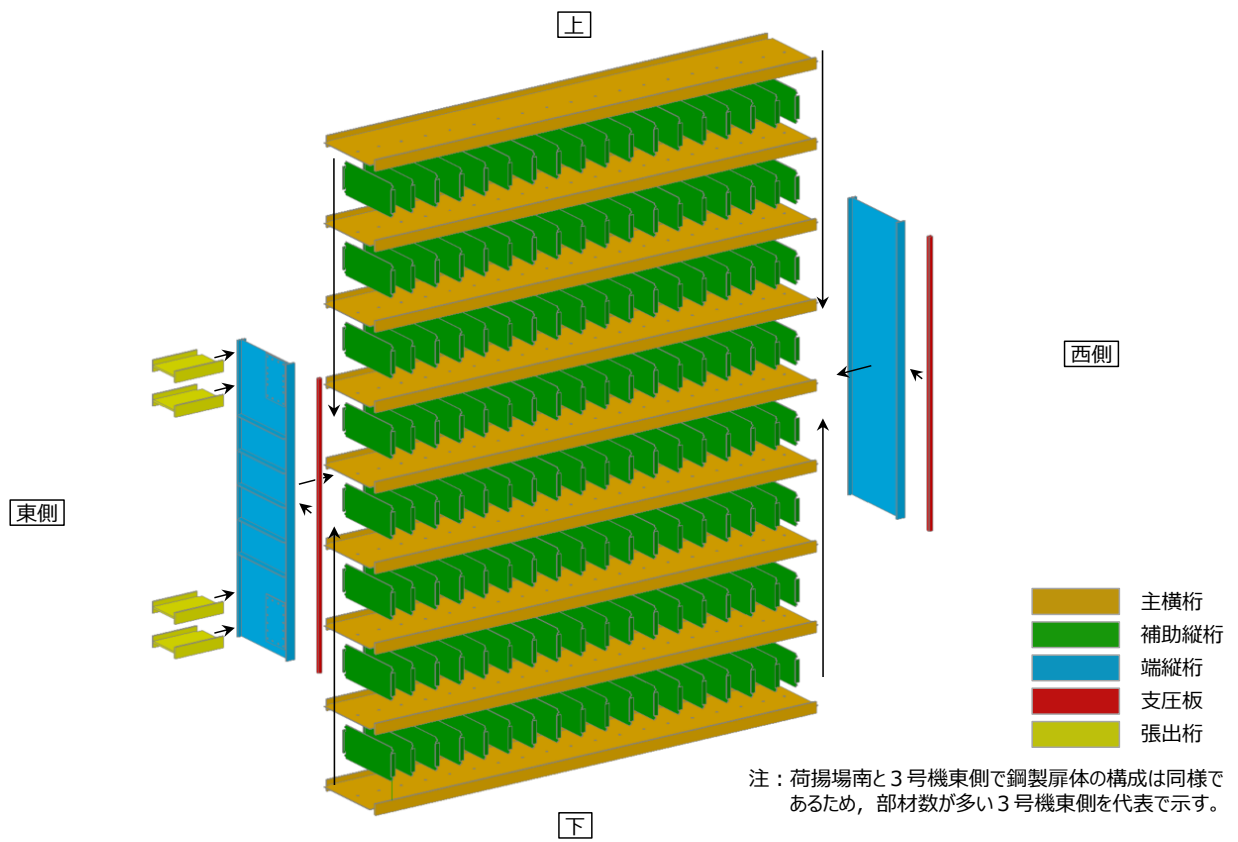


図 3.8.2-1(3) 漂流物対策工（鋼製扉体）の構造図（分解図）

a. 主横桁

主横桁は、戸当りとの接触位置をピン固定とする単純はりでモデル化し、津波荷重として等分布荷重が作用することで主横桁に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。また、主横桁に作用する衝突荷重としては、「施設の延長に応じた衝突荷重」及び「船首衝突による衝突荷重」を考慮する。

主横桁の評価対象部を図 3.8.2-2 に、主横桁の評価イメージ図を図 3.8.2-3 に示す。

(a) 施設の延長に応じた衝突荷重を考慮する場合

$$M = \frac{1}{2}(W + W' + P)L_1^2\left(\frac{a}{L_1} - \frac{1}{4}\right)$$

$$S = \frac{1}{2}(W + W' + P)L$$

$$\sigma = \frac{M \cdot 10^6}{Z}$$

$$\tau = \frac{S \cdot 10^3}{A_w}$$

ここで、

M : 主横桁に生じる曲げモーメント (kN・m)

S : 主横桁に生じるせん断力 (kN)

$\sigma$  : 主横桁に生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : 主横桁に生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

W : 主横桁に作用する遡上津波荷重 (kN/m)

W' : 主横桁に作用する風荷重 (kN/m)

P : 主横桁に作用する衝突荷重 (kN/m)

L<sub>1</sub> : 漂流物対策工 (鋼製扉体) の幅 (m)

a : 主横桁の張出長さ (m)

Z : 主横桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

A<sub>w</sub> : 主横桁腹板の断面積 (mm<sup>2</sup>)

L : 主横桁の支間長 (m)

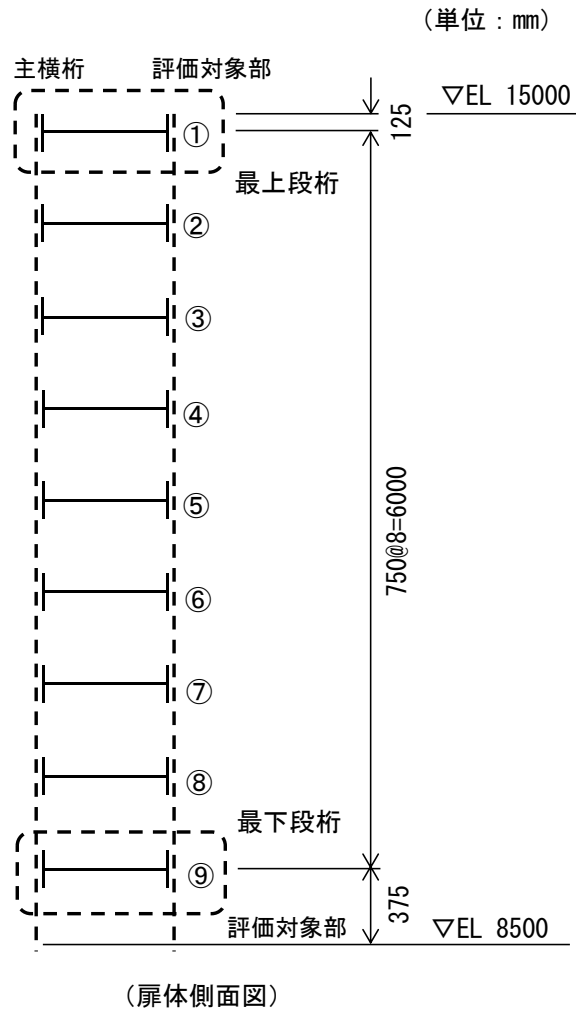


図 3.8.2-2 主横桁の評価対象部

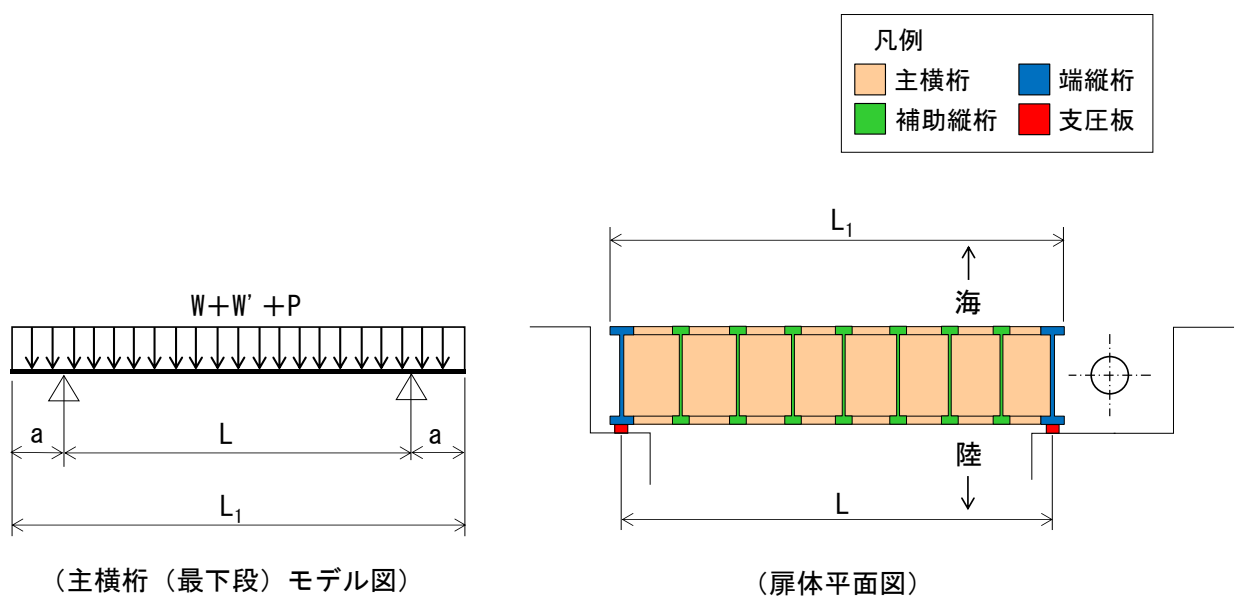


図 3.8.2-3(1) 主横桁の評価イメージ図

(b) 船首衝突による衝突荷重を考慮する場合

$$M = \frac{1}{2}(W + W')L_1^2 \left( \frac{a}{L_1} - \frac{1}{4} \right) + \frac{1}{8}P' \{L^1 - (L^1 - b)^2\}$$

$$S = \frac{1}{2}(W + W')L + \frac{1}{2}P' b$$

$$\sigma = \frac{M \cdot 10^6}{Z}$$

$$\tau = \frac{S \cdot 10^3}{A_w}$$

ここで、

M : 主横桁に生じる曲げモーメント (kN・m)

S : 主横桁に生じるせん断力 (kN)

$\sigma$  : 主横桁に生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : 主横桁に生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

W : 主横桁に作用する遡上津波荷重 (kN/m)

W' : 主横桁に作用する風荷重 (kN/m)

L<sub>1</sub> : 漂流物対策工 (鋼製扉体) の幅 (m)

a : 主横桁の張出長さ (m)

P' : 船首衝突による衝突荷重 (kN/m)

L : 主横桁の支間長 (m)

b : 船首衝突作用幅 (m)

Z : 主横桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

A<sub>w</sub> : 主横桁腹板の断面積 (mm<sup>2</sup>)

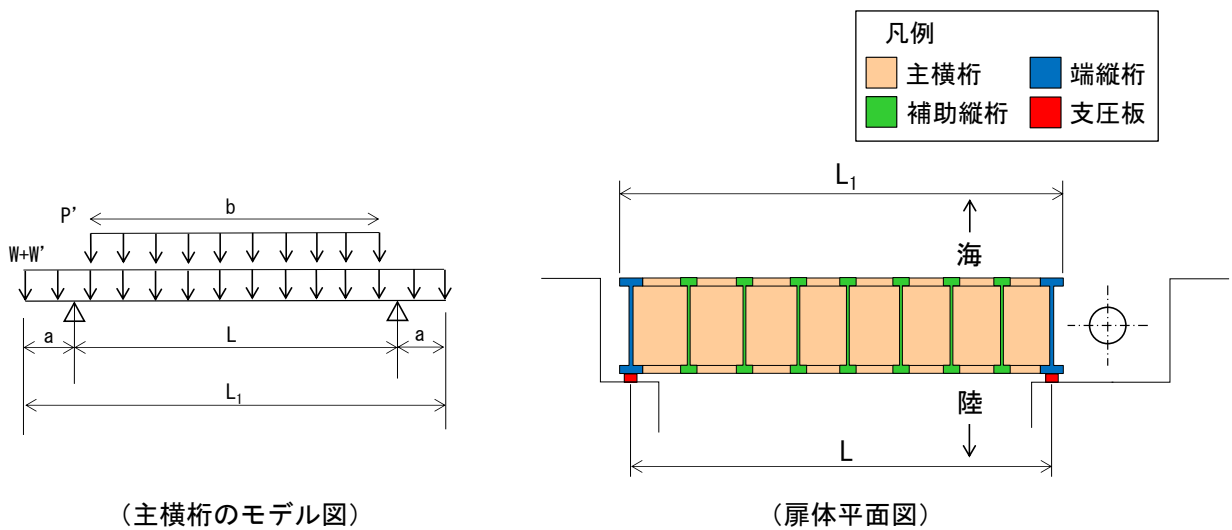


図 3.8.2-3(2) 主横桁の評価イメージ図

b. 張出桁

張出桁は、片持ちはりでモデル化し、津波荷重として等分布荷重が作用することで張出桁に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

なお、主横桁に作用する衝突荷重は、「局所的な漂流物衝突荷重」を考慮する。

張出桁の評価イメージ図を図 3.8.2-4 に示す。

$$M = \frac{1}{2}(W + W')L^2 + PL$$

$$S = (W + W')L + P$$

$$\sigma = \frac{M \cdot 10^6}{Z}$$

$$\tau = \frac{S \cdot 10^3}{A_w}$$

ここで、

M : 張出桁に生じる曲げモーメント (kN・m)

S : 張出桁に生じるせん断力 (kN)

$\sigma$  : 張出桁に生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : 張出桁に生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

W : 張出桁に作用する遡上津波荷重 (kN/m)

W' : 張出桁に作用する風荷重 (kN/m)

L : 張出長さ (m)

P : 張出桁に作用する衝突荷重 (kN)

Z : 張出桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

A<sub>w</sub> : 張出桁腹板の断面積 (mm<sup>2</sup>)

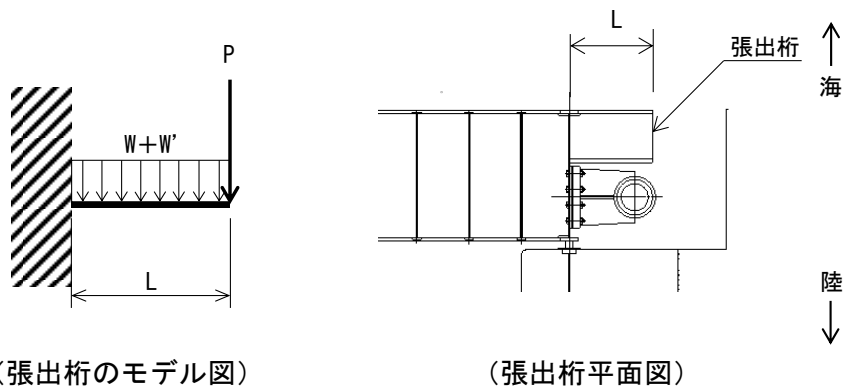


図 3.8.2-4 張出桁の評価イメージ図

c. 補助縦桁

補助縦桁は、主横桁をピン固定とする単純はりでモデル化し、津波荷重として等分布荷重が作用することで補助縦桁に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

なお、補助縦桁に作用する衝突荷重は、「局所的な漂流物衝突荷重」を考慮する。補助縦桁の評価イメージ図を図 3.8.2-5 に示す。

$$M = \frac{1}{8}(W + W')l^2 + \frac{1}{4}P \cdot l$$

$$S = \frac{1}{2}(W + W') l + P$$

$$\sigma = \frac{M \cdot 10^6}{Z}$$

$$\tau = \frac{S \cdot 10^3}{A_w}$$

ここで、

M : 補助縦桁に生じる曲げモーメント (kN・m)

S : 補助縦桁に生じるせん断力 (kN)

$\sigma$  : 補助縦桁に生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : 補助縦桁に生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

W : 補助縦桁に作用する遡上津波荷重 (kN/m)

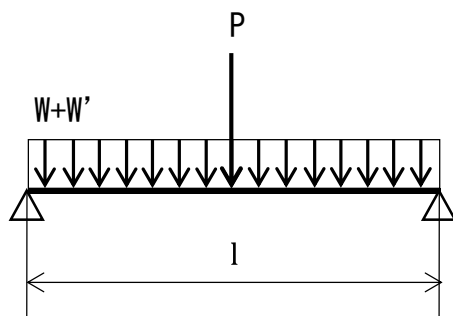
W' : 補助縦桁に作用する風荷重 (kN/m)

P : 補助縦桁に作用する衝突荷重 (kN)

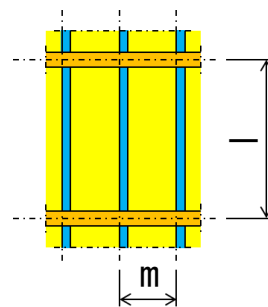
l : 主横桁の間隔 (m)

Z : 補助縦桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

A<sub>w</sub> : 補助縦桁腹板の断面積 (mm<sup>2</sup>)



(補助縦桁のモデル図)



(補助縦桁平面図)

図 3.8.2-5 補助縦桁の評価イメージ図



d. 端縦桁

端縦桁は、主横桁からの荷重伝達を考慮し、端縦桁と主横桁の接合部に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

端縦桁の評価イメージ図を図 3.8.2-6 に示す。

$$\sigma_c = \frac{R \cdot 10^3}{A_q}$$

$$A_q = A_w + A_{s1} + A_{s2} \quad \text{ただし, } A_q \leq 1.7 (A_{s1} + A_{s2})$$

$$A_w = b_w \cdot t_w \quad (\text{端縦桁腹板})$$

$$A_{s1} = b_{s1} \cdot t_{s1} \quad (\text{主横桁腹板})$$

$$A_{s2} = b_{s2} \cdot t_{s2} \quad (\text{スチフナ})$$

ここで,

$\sigma_c$  : 端縦桁に生じる圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

R : 端縦桁に生じる支点反力 (kN)

$A_q$  : 補剛材の有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

$A_w$  : 端縦桁腹板の有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

$A_{s1}$  : 主横桁腹板の有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

$A_{s2}$  : スチフナの有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

$b_w$  : 端縦桁腹板の長さ (mm)

$t_w$  : 端縦桁腹板の厚さ (mm)

$b_{s1}$  : 主横桁腹板の長さ (mm)

$t_{s1}$  : 主横桁腹板の厚さ (mm)

$b_{s2}$  : スチフナの長さ (mm)

$t_{s2}$  : スチフナの厚さ (mm)

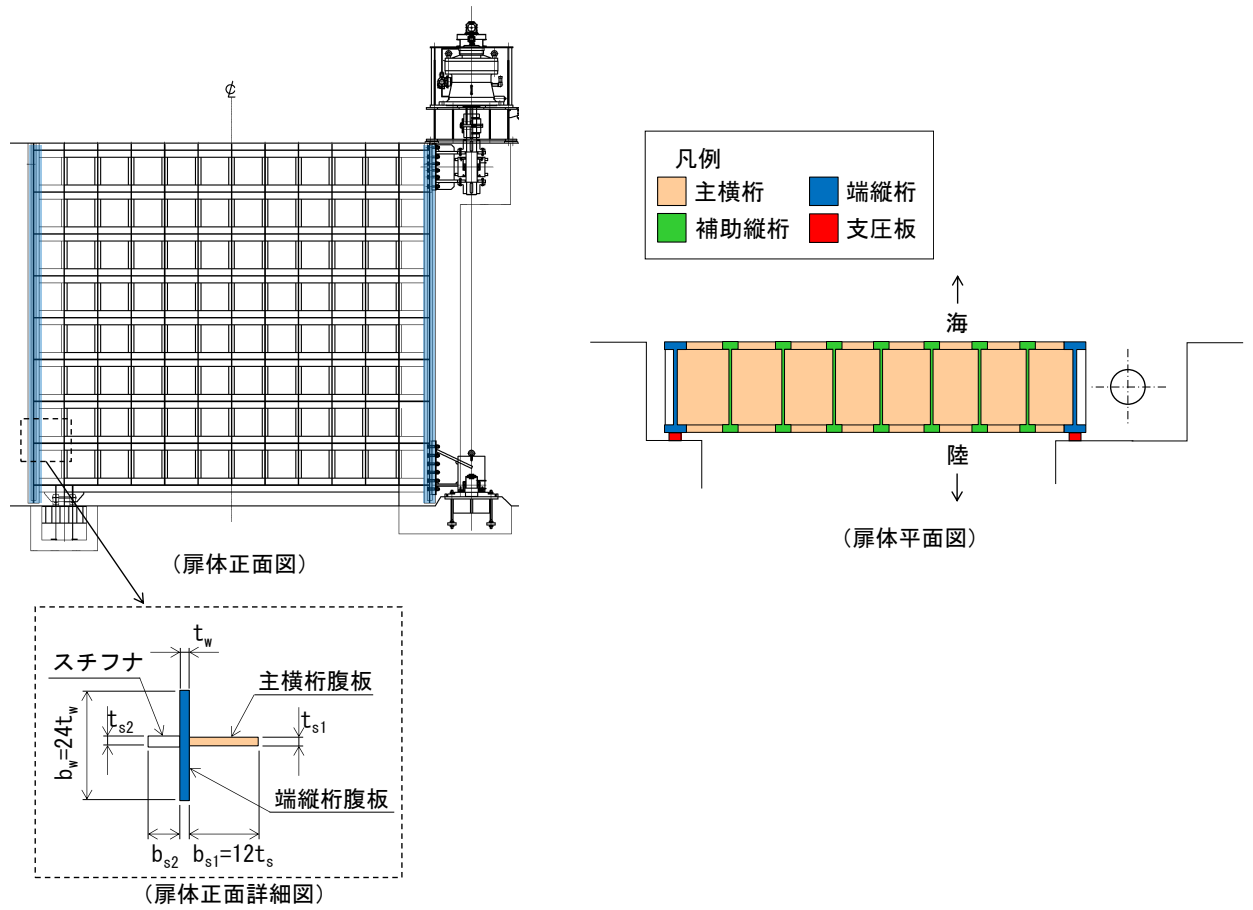


図 3.8.2-6 端縦桁の評価イメージ図

e. 支圧板及び戸当り（腹板，底面フランジ，コンクリート）

支圧板及び戸当り（腹板，底面フランジ，コンクリート）は，漂流物対策工（鋼製扉体）から伝達される津波荷重が作用することで支圧板及び戸当り（腹板，底面フランジ，コンクリート）に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

なお，衝突荷重は，「施設の延長に応じた衝突荷重」を考慮する。

支圧板及び戸当り（腹板，底面フランジ，コンクリート）の評価イメージ図を図 3.8.2-7 に示す。

(a) 支圧板

$$\sigma_p = \frac{WL_1}{2CL_2} + \frac{PL_1}{2CL_4}$$

ここで，

$\sigma_p$  : 支圧板に生じる支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$W$  : 戸当りに作用する津波時荷重（遡上津波荷重＋風荷重） (kN/m)

$P$  : 戸当りに作用する衝突荷重 (kN/m)

$L_1$  : 漂流物対策工（鋼製扉体）の幅 (mm)

$C$  : 支圧板の有効幅 (mm)

$L_2$  : 主横桁の荷重分担長さ (mm)

$L_4$  : 衝突荷重分担長さ（鉛直方向に 45° 分散） (mm)

(b) 戸当り（腹板）

$$\sigma_b = \frac{WL_1}{2t_w L_2} + \frac{PL_1}{2t_w L_4}$$

ここで，

$\sigma_b$  : 戸当り（腹板）に生じる支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$W$  : 戸当りに作用する津波時荷重（遡上津波荷重＋風荷重） (kN/m)

$P$  : 戸当りに作用する衝突荷重 (kN/m)

$L_1$  : 漂流物対策工（鋼製扉体）の幅 (mm)

$t_w$  : 戸当り（腹板）の厚さ (mm)

$L_2$  : 主横桁の荷重分担長さ (mm)

$L_4$  : 衝突荷重分担長さ（鉛直方向に 45° 分散） (mm)

(c) 戸当り (底面フランジ)

$$M_f = \frac{\sigma_{cb} \cdot b_f^2}{8}$$

$$\sigma_f = \frac{6M_f}{t_f^2}$$

ここで,

$M_f$  : 戸当り (底面フランジ) に生じる曲げモーメント (N・mm/mm)

$\sigma_f$  : 戸当り (底面フランジ) に生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{cb}$  : 戸当り (コンクリート) に生じる支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$b_f$  : 戸当り (底面フランジ) の幅 (mm)

$t_f$  : 戸当り (底面フランジ) の厚さ (mm)

(d) 戸当り (コンクリート)

$$\sigma_{cb} = \frac{WL_1}{2b_fL_2} + \frac{PL_1}{2b_fL_4}$$

$$\tau_c = \frac{WL_1}{2\Sigma lL_2} + \frac{PL_1}{2\Sigma lL_4}$$

ここで,

$\sigma_{cb}$  : 戸当り (コンクリート) に生じる支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_c$  : 戸当り (コンクリート) に生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$W$  : 戸当りに作用する津波荷重 (遡上津波荷重+風荷重) (kN/m)

$P$  : 戸当りに作用する衝突荷重 (kN/m)

$L_1$  : 漂流物対策工 (鋼製扉体) の幅 (mm)

$L_2$  : 主横桁の荷重分担長さ (mm)

$L_4$  : 衝突荷重分担長さ (鉛直方向に 45° 分散) (mm)

$b_f$  : 戸当り (底面フランジ) の幅 (mm)

$\Sigma l$  : せん断抵抗長さ (=  $l_1 + 2l_2$ ) (mm)

$l_1$  : 戸当りの埋込深さ (mm)

$l_2$  : 戸当りのコンクリート側面からの埋込み深さ (mm)

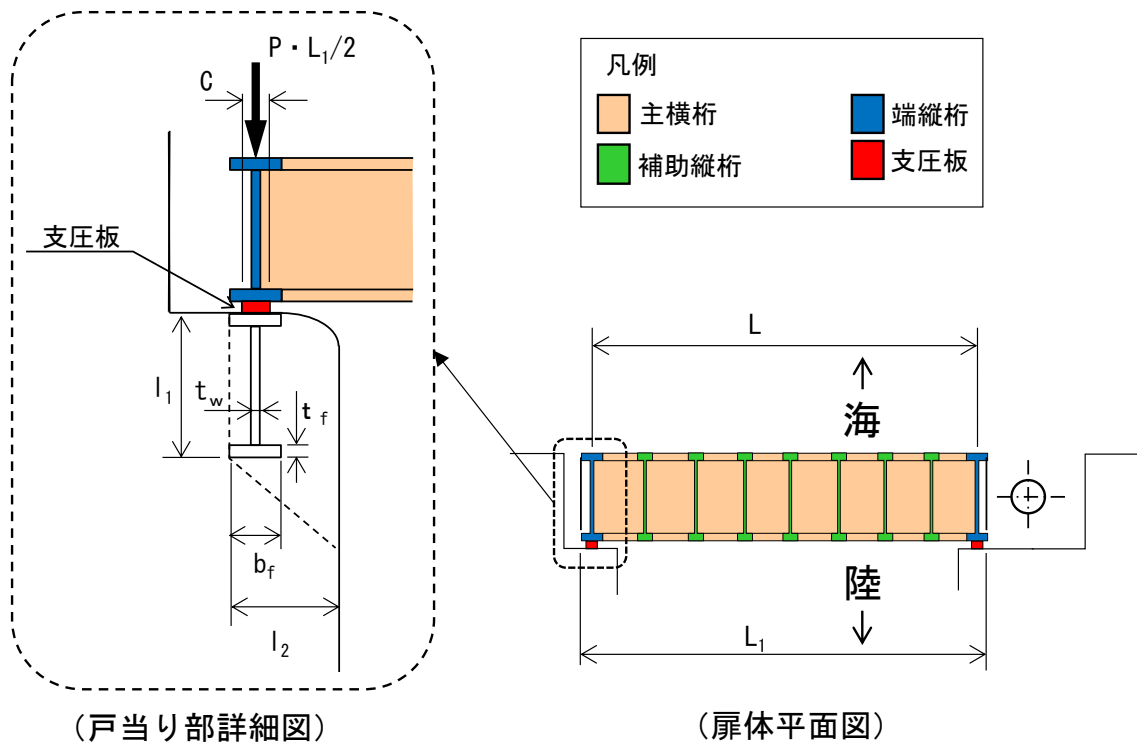
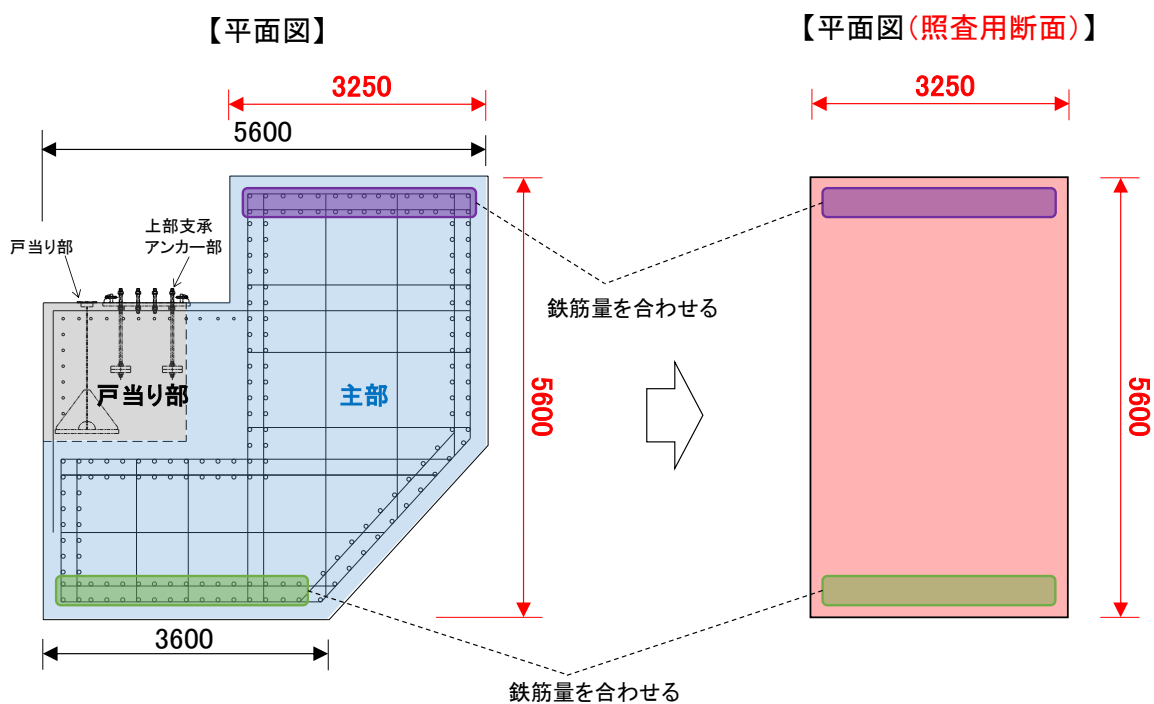


図 3.8.2-7 支圧板及び戸当り（腹板，底面フランジ，コンクリート）の評価イメージ図

(2) 漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び漂流物対策工基礎スラブ

漂流物対策工戸当り（RC支柱）に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

漂流物対策工戸当り（RC支柱）については、図 3.8.2-8 に示すように保守的な評価となるように矩形断面を照査用断面として設定し、応力の算定を実施する。



注:2次元解析モデルの奥行き(4.7m)に合わせてるように換算する。

図 3.8.2-8 漂流物対策工戸当り（RC支柱）の照査用断面の設定方法

(3) 漂流物対策工基礎スラブ

漂流物対策工基礎スラブに生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

平面ひずみ要素でモデル化している漂流物対策工基礎スラブについては、図 3.8.2-8 に示すように、鉛直方向の全要素の応力から断面力を算定することで照査を実施する。断面力は、要素応力を断面の基礎中心軸回りに積分することにより求める。

照査範囲は、漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの曲げ及びせん断の「3.5.1 解析モデル (3) 構造物のモデル化」において照査範囲を考慮したモデル化を行うことから、図 3.8.2-9 に示す部材端までとする。

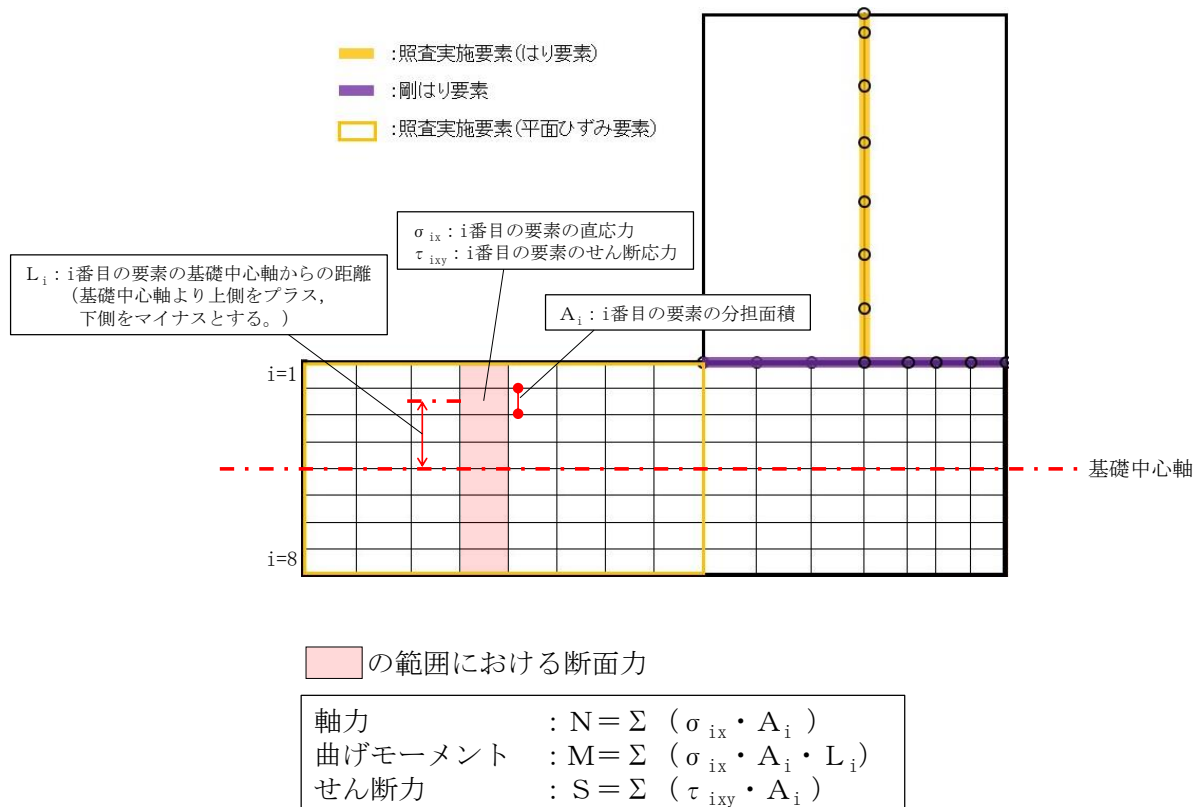


図 3.8.2-9 漂流物対策工基礎スラブの断面力算定方法

(3) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、MMR, 改良地盤及び岩盤に生じる最大接地圧が許容限界以下であることを確認する。

#### 4. 評価条件

「3. 強度評価」に用いる評価条件を表4-1及び表4-2に示す。

表4-1(1) 防波扉の強度評価に用いる条件

部材	記号	定義	数値	単位
スキンプレート	a	スキンプレーートの短辺	754.5	mm
	b	スキンプレーートの長辺	1700	mm
	t	スキンプレーートの板厚	12	mm
	k	スキンプレーートの辺長比 (b/a) による係数	50	-
	$\beta_1$	応力の補正係数	0.8	-
	P	スキンプレーートに作用する津波時荷重 (遡上津波荷重+風荷重)	0.04877	N/mm <sup>2</sup>
主横桁	M	主横桁に生じる曲げモーメント	385.260	kN・m
	S	主横桁に生じるせん断力	237.985	kN
	N	主横桁に生じる軸力	85.821	kN
	W	主横桁に作用する遡上津波荷重	71.331	kN/m
	W'	主横桁に作用する風荷重	1.895	kN/m
	L	主横桁の支間長	6.500	m
	a	主横桁の張出長さ	0.200	m
	L <sub>1</sub>	主横桁の水密幅	6.900	m
	B	側部水密幅	1.172	m
	Z	主横桁の断面係数	3904000	mm <sup>3</sup>
	A <sub>w</sub>	主横桁腹板の断面積	11350	mm <sup>2</sup>
	A <sub>s</sub>	主横桁の断面積	15912	mm <sup>2</sup>
補助縦桁	l	主横桁間隔	1.7	m
	m	補助縦桁間隔	0.7545	m
	P	補助縦桁に作用する津波時荷重 (遡上津波荷重+風荷重)	40.185	kN/m <sup>2</sup>
	M	補助縦桁に生じる曲げモーメント	10.234	kN・m
	S	補助縦桁に生じるせん断力	20.053	kN
	Z	補助縦桁の断面係数	424000	mm <sup>3</sup>
	A <sub>w</sub>	補助縦桁腹板の断面積	2470	mm <sup>2</sup>



表 4-1(2) 防波扉の強度評価に用いる条件

部材	記号	定義	数値	単位
端縦桁	R	端縦桁に生じる支点反力	237.985	kN
	$A_q$	補剛材の有効総断面積	2938	mm <sup>2</sup>
支圧板	P	支圧板に作用する津波時荷重（遡上津波荷重＋風荷重）	63.92	kN/m <sup>2</sup>
	C	支圧板の有効幅	85	mm
	$L_1$	防波扉（鋼製扉体）の水密幅	6900	mm
戸当り （底面 フラン ジ）, 戸当り （コン クリー ト）	P	防波扉（鋼製扉体）最下部に作用する津波時荷重（遡上津波荷重＋風荷重）	63.92	kN/m <sup>2</sup>
	$L_1$	防波扉（鋼製扉体）の水密幅	6900	mm
	$b_f$	戸当り（底面フランジ）の幅	150	mm
	$t_f$	戸当り（底面フランジ）の厚さ	21.2	mm
	$l_1$	戸当り埋込深さ	200	mm
	$l_2$	戸当りのコンクリート側面からの埋込深さ	325	mm
	$M_f$	戸当り（底面フランジ）に生じる曲げモーメント	4219	N・mm/mm
$\Sigma l$	せん断抵抗長さ（= $l_1+2l_2$ ）	850	mm	

表 4-2(1) 漂流物対策工の強度評価に用いる条件

部材	記号	定義	数値	単位
主横桁	M	主横桁に生じる曲げモーメント	3359.5	kN・m
	S	主横桁に生じるせん断力	1894.2	kN
	P	主横桁に作用する衝突荷重	483	kN/m
	P'	船首衝突による衝突荷重	520	kN/m
	W	主横桁に作用する遡上津波荷重	49.214	kN/m
	W'	主横桁に作用する風荷重	1.354	kN/m
	L	主横桁の支間長	7.1	m
	a	主横桁の張出長さ	0.1	m
	L <sub>1</sub>	漂流物対策工（鋼製扉体）の幅	7.3	m
	b	船首衝突作用幅	6.0	m
	Z	主横桁の断面係数	18674000	mm <sup>3</sup>
	A <sub>w</sub>	主横桁腹板の断面積	21500	mm <sup>2</sup>
張出桁	M	張出桁に生じる曲げモーメント	1147.2	kN・m
	S	張出桁に生じるせん断力	1215.2	kN
	P	張出桁に作用する衝突荷重	1200	kN
	W	張出桁に作用する遡上津波荷重	15.529	kN/m
	W'	張出桁に作用する風荷重	0.451	kN/m
	L	張出長さ	0.950	m
	Z	張出桁の断面係数	6527000	mm <sup>3</sup>
	A <sub>w</sub>	張出桁腹板の断面積	16870	mm <sup>2</sup>
補助縦桁	M	補助縦桁に生じる曲げモーメント	228.6	kN・m
	S	補助縦桁に生じるせん断力	1202.4	kN
	P	補助縦桁に作用する衝突荷重	1200	kN
	W	補助縦桁に作用する遡上津波荷重	6.212	kN/m
	W'	補助縦桁に作用する風荷重	0.181	kN/m
	l	主横桁の間隔	0.750	m
	Z	補助縦桁の断面係数	7567000	mm <sup>3</sup>
	A <sub>w</sub>	補助縦桁腹板の断面積	21500	mm <sup>2</sup>
端縦桁	R	端縦桁に生じる支点反力	1894.2	kN
	A <sub>q</sub>	補鋼材の有効断面積	10747	mm <sup>2</sup>

表 4-2(2) 漂流物対策工の強度評価に用いる条件

部材	記号	定義	数値	単位
戸当り	W	戸当りに作用する津波時荷重（遡上津波荷重＋風荷重）	50.568	kN/m
	P	戸当りに作用する衝突荷重	483	kN/m
	C	支圧板の有効幅	80	mm
	L <sub>1</sub>	漂流物対策工（鋼製扉体）の幅	7300	mm
	L <sub>2</sub>	主横桁の荷重分担長さ	750	mm
	L <sub>4</sub>	衝突荷重分担長さ（鉛直方向に 45° 分散）	1875	mm
	t <sub>w</sub>	戸当り（腹板）の厚さ	14	mm
	b <sub>f</sub>	戸当り（底面フランジ）の幅	800	mm
	t <sub>f</sub>	戸当り（底面フランジ）の厚さ	50	mm
	l <sub>1</sub>	戸当りの埋込深さ	1650	mm
	l <sub>2</sub>	戸当りのコンクリート側面からの埋込み深さ	950	mm
	M <sub>f</sub>	戸当り（底面フランジ）に生じる曲げモーメント	120000	N・mm/mm
	Σl	せん断抵抗長さ（=l <sub>1</sub> +2l <sub>2</sub> ）	3550	mm

## 5. 評価結果

### 5.1 防波扉

#### 5.1.1 防波扉（鋼製扉体）

防波扉（鋼製扉体）の強度評価結果を表 5.1.1-1 に示す。この結果から、防波扉（鋼製扉体）の各部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 5.1.1-1 防波扉（鋼製扉体）の強度評価結果

部位	種別	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
スキンプレート	曲げ応力度	77	240	0.33
主横桁	曲げ応力度	104	240	0.44
	せん断応力度	21	135	0.16
補助縦桁	曲げ応力度	24	180	0.14
	せん断応力度	8	105	0.08
端縦桁	圧縮応力度	81	240	0.34
支圧板	支圧応力度	3	225	0.02
戸当り (底面フランジ)	圧縮応力度	56	180	0.32
戸当り (コンクリート)	支圧応力度	1.5	8.8	0.18
	せん断応力度	0.26	0.6	0.44

#### 5.1.2 防波扉戸当り（RC支柱）

防波扉戸当り（RC支柱）の強度評価結果を表 5.1.2-1 に示す。防波扉戸当り（RC支柱）の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 5.1.2-1 防波扉戸当り（RC支柱）強度評価結果

部位	種別	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
防波扉戸当り (RC支柱)	曲げ引張応力度	75	294	0.26
	曲げ圧縮応力度	2.1	13.5	0.16
	せん断応力度	0.43	0.67	0.65

### 5.1.3 防波扉基礎スラブ

#### (1) 曲げ照査

防波扉基礎スラブのコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力図を図 5.1.3-1 に、コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 5.1.3-1 に示す。鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 5.1.3-2 に示す。

この結果から、防波扉基礎スラブのコンクリート及び鉄筋の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

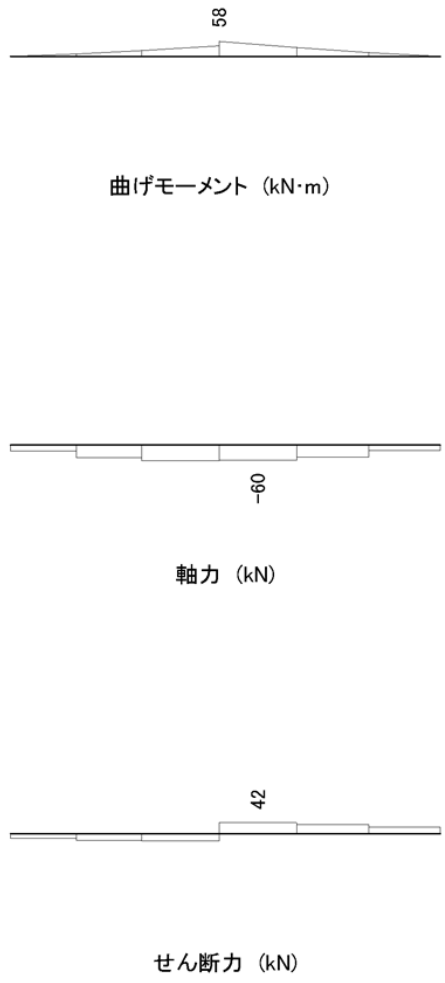


図 5.1.3-1 コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力図

表 5.1.3-1 コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
58	60	0.2	13.5	0.02

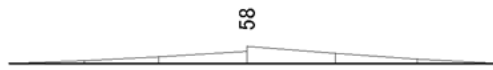
表 5.1.3-2 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
58	60	6	294	0.03

(2) せん断照査

防波扉基礎スラブのコンクリートのせん断破壊に対する照査における断面力図を図 5.1.3-2 に、コンクリートのせん断破壊に対する照査値を表 5.1.3-3 に示す。

この結果から、防波扉基礎スラブのコンクリートの発生応力度が許容限界以下であることを確認した。



曲げモーメント (kN·m)



軸力 (kN)



せん断力 (kN)

図 5.1.3-2 コンクリートのせん断破壊に対する照査における断面力図

表 5.1.3-3 コンクリートのせん断照査における最大照査値

発生断面力 せん断力 (kN)	せん断応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{al}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_s / \tau_{al}$
42	0.01	0.67	0.02



### 5.1.4 防波扉（鋼管杭）

#### (1) 曲げ照査

防波扉（鋼管杭）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力図を図 5.1.4-1 に、曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値を表 5.1.4-1 に示す。

この結果から、防波扉（鋼管杭）に発生する断面力が許容限界以下であることを確認した。

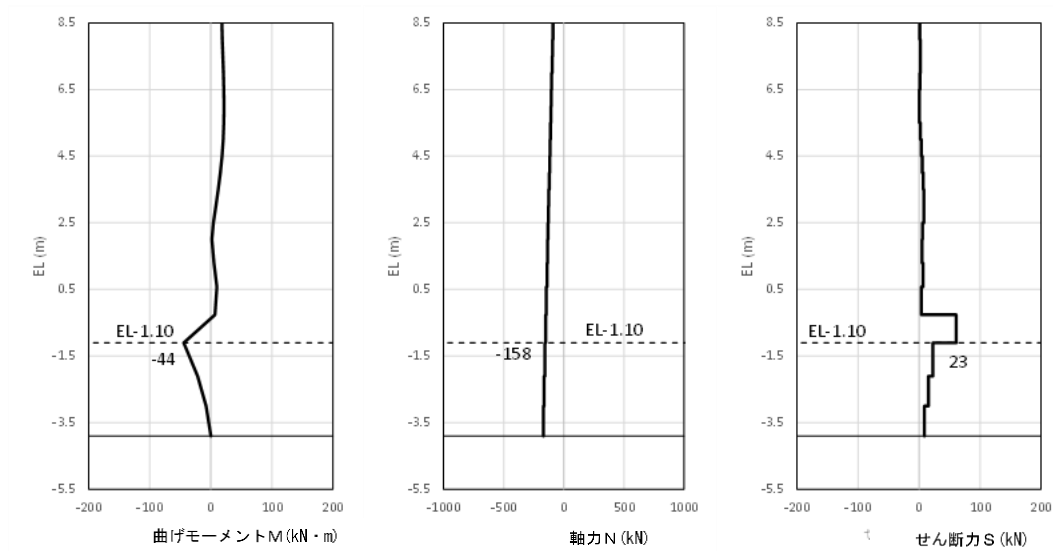


図 5.1.4-1 防波扉（鋼管杭）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力図

表 5.1.4-1 防波扉（鋼管杭）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

発生断面力		降伏モーメント $M_y$ (kN・m)	照査値 $M/M_y$
曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)		
44	158	7978	0.01

(2) せん断照査

防波扉（鋼管杭）のせん断破壊に対する照査における断面力図を図 5.1.4-2 に、せん断破壊に対する照査値を表 5.1.4-2 に示す。

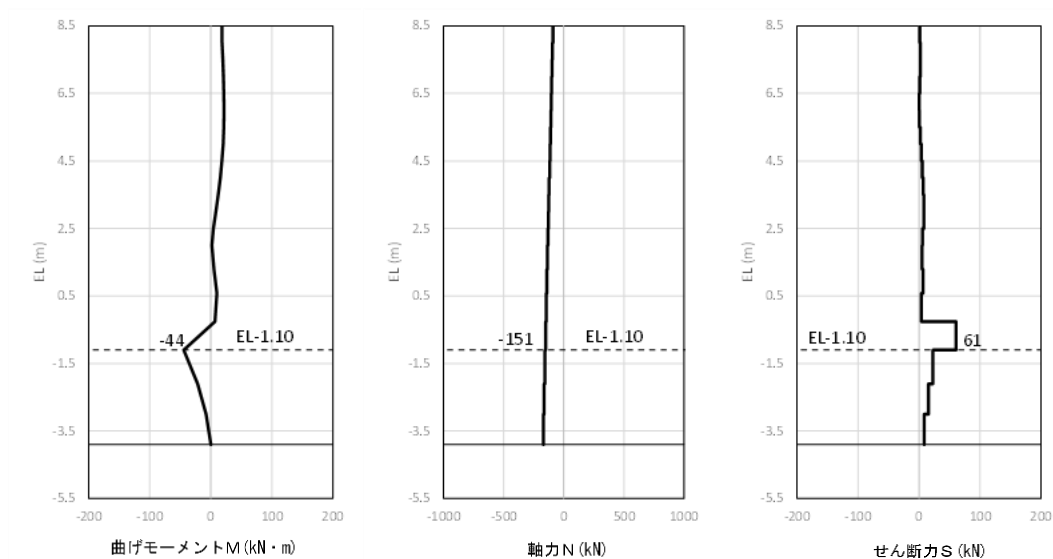


図 5.1.4-2 防波扉（鋼管杭）のせん断破壊に対する照査における断面力図

表 5.1.4-2 防波扉（鋼管杭）のせん断破壊に対する照査における最大照査値

発生断面力	せん断応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
せん断力 Q (kN)			
61	1	157	0.01

### 5.1.5 改良地盤

改良地盤におけるすべり安全率による評価結果を表 5.1.5-1 に、最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図を図 5.1.5-1 に示す。この結果から、改良地盤のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 5.1.5-1 改良地盤のすべり安全率評価結果

最小すべり安全率
14.52

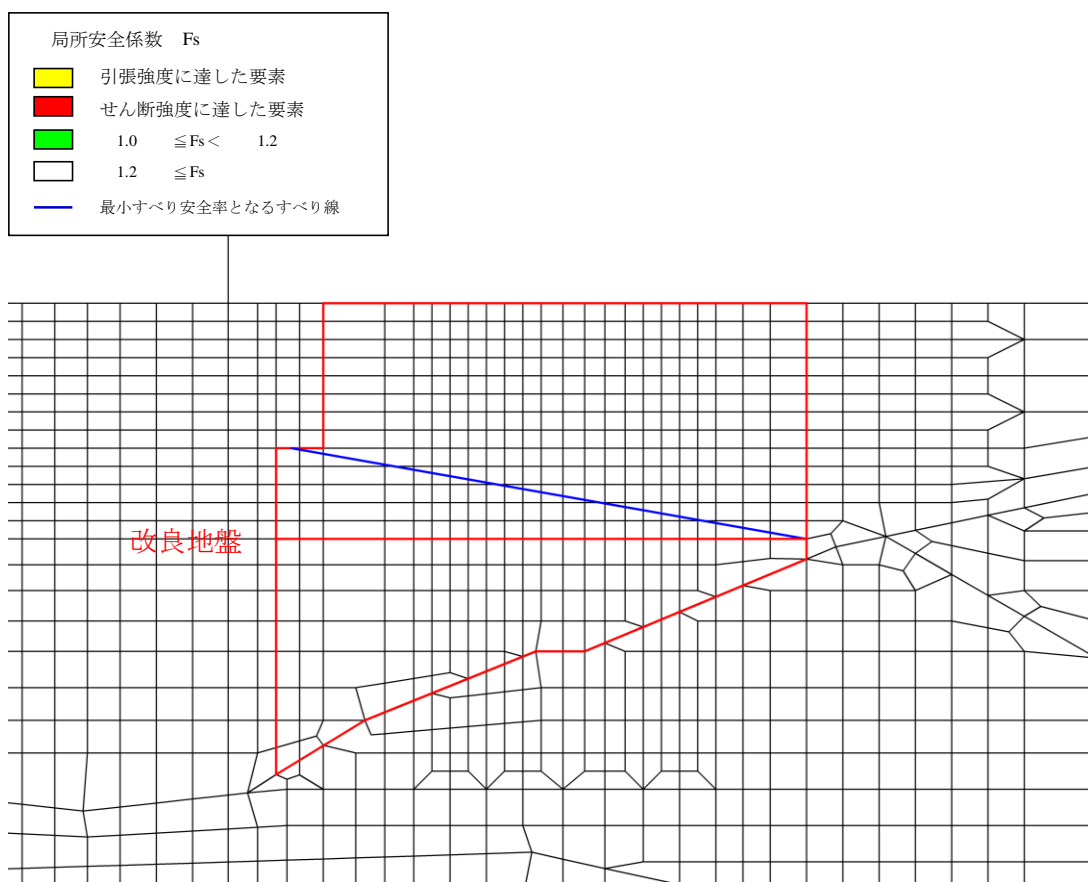


図 5.1.5-1 改良地盤の最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布

### 5.1.6 基礎地盤

基礎地盤の支持性能照査結果を表 5.1.6-1 に示す。

防波扉（鋼管杭）の杭下端部に生じる軸応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 5.1.6-1 基礎地盤の支持性能照査結果

発生断面力 軸力 N (kN)	軸応力度 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力度 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d/R_u$
170	0.151	9.8	0.02

## 5.2 漂流物対策工

### 5.2.1 漂流物対策工（鋼製扉体）

漂流物対策工（鋼製扉体）の強度評価結果を表 5.2.1-1 に示す。この結果から、漂流物対策工（鋼製扉体）の各部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 5.2.1-1 漂流物対策工（鋼製扉体）の評価結果

評価対象部材		応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
主横桁	曲げ応力度	180	525	0.35
	せん断応力度	88	193	0.46
主横桁 (船首衝突)	曲げ応力度	188	525	0.36
	せん断応力度	81	193	0.42
張出桁	曲げ応力度	176	525	0.34
	せん断応力度	72	303	0.24
補助縦桁	曲げ応力度	30	310	0.10
	せん断応力度	56	193	0.30
端縦桁	圧縮応力度	176	337	0.53
支圧板	支圧応力度	15	225	0.07
戸当り (腹板)	支圧応力度	85	270	0.32
戸当り (底面フランジ)	曲げ応力度	288	525	0.55
戸当り (コンクリート)	支圧応力度	1.5	8.8	0.18
	せん断応力度	0.33	0.60	0.55

## 5.2.2 漂流物対策工戸当り（RC支柱）

### (1) 曲げ照査

漂流物対策工戸当り（RC支柱）のコンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力図を図 5.2.2-1 に、コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 5.2.2-1 に示す。漂流物対策工戸当り（RC支柱）の鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を 5.2.2-2 に示す。

この結果から、漂流物対策工戸当り（RC支柱）のコンクリート及び鉄筋の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

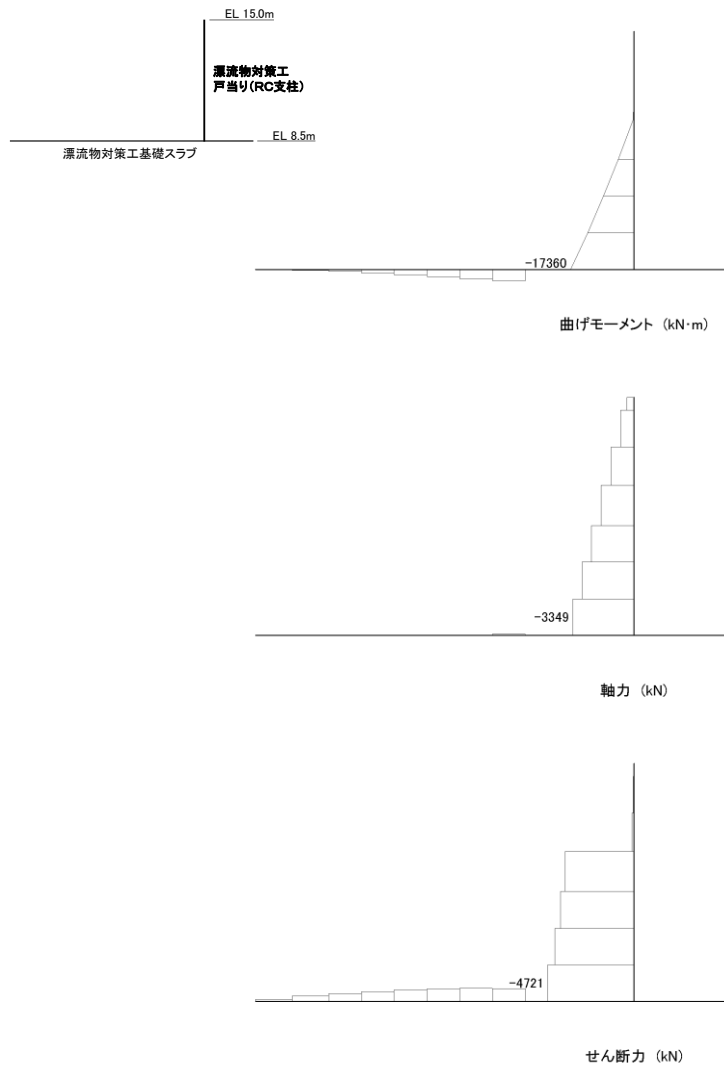


図 5.2.2-1 コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力図

表 5.2.2-2 コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
17360	3349	1.7	21.0	0.09

表 5.2.2-3 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
17360	3349	49	294	0.17

(2) せん断照査

漂流物対策工戸当り（RC支柱）のコンクリートのせん断破壊に対する照査における断面力図を図 5.2.2-2 に、コンクリートのせん断破壊に対する照査値を表 5.2.2-4 に示す。

この結果から、漂流物対策工戸当り（RC支柱）のコンクリートの発生応力度が許容限界以下であることを確認した。



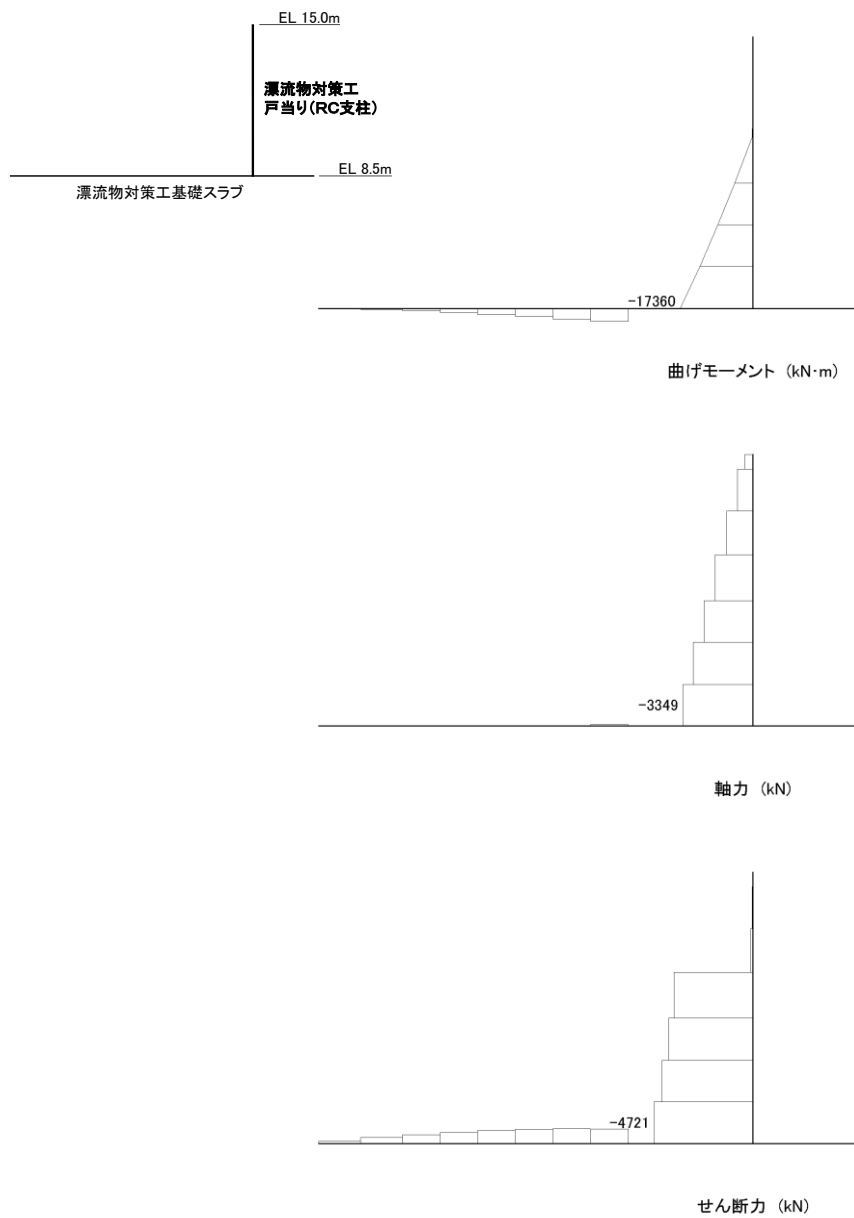


図 5.2.2-2 コンクリートのせん断破壊に対する照査における断面力図

表 5.2.2-4 コンクリートのせん断破壊に対する照査における照査値

発生断面力	せん断応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{al}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{al}$
せん断力 Q (kN)			
4721	0.38	0.82	0.47

### 5.2.3 漂流物対策工基礎スラブ

#### (1) 曲げ照査

漂流物対策工基礎スラブのコンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力図を図 5.2.3-1 に、コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 5.2.3-1 に示す。漂流物対策工基礎スラブの鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 5.2.3-2 に示す。

この結果から、漂流物対策工基礎スラブのコンクリート及び鉄筋の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

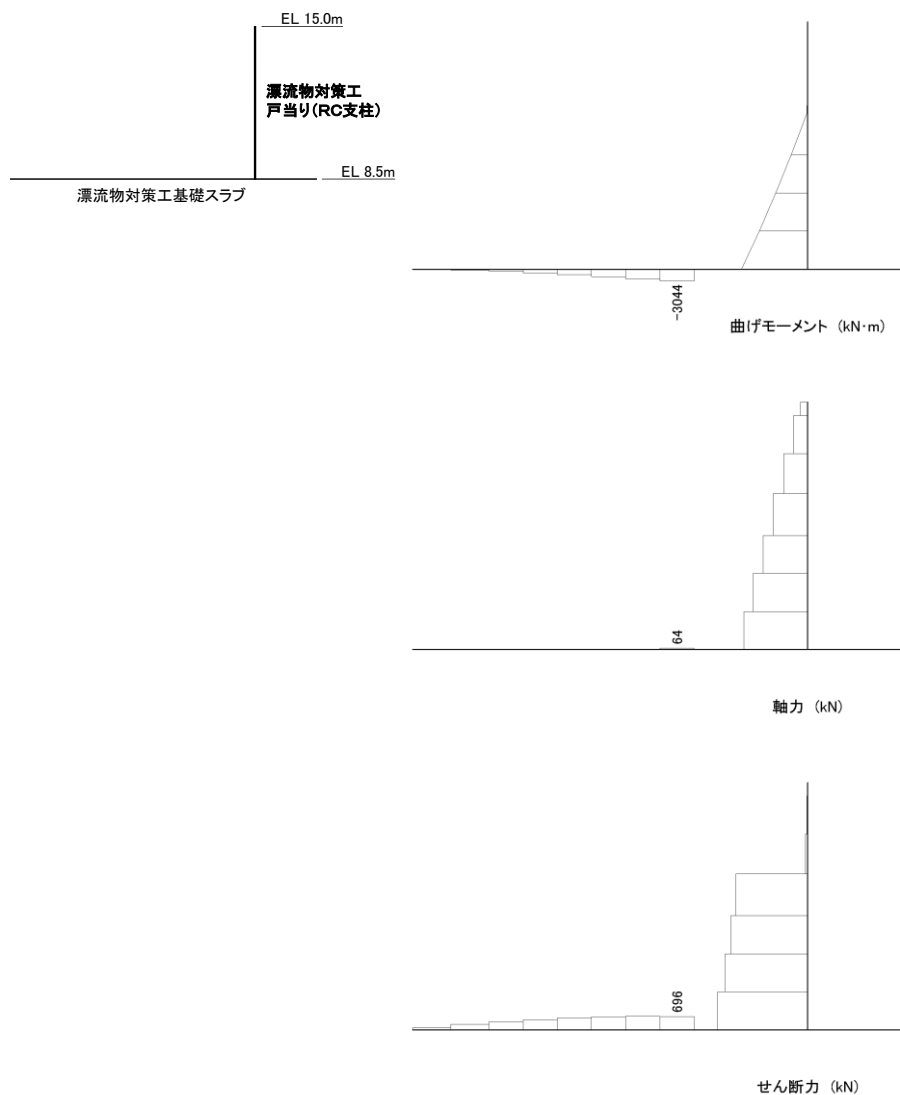


図 5.2.3-1 コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力図

表 5.2.3-1 コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
3044	64	1.2	21.0	0.06

表 5.2.3-2 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
3044	64	49	294	0.17

(2) せん断照査

漂流物対策工基礎スラブのコンクリートのせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 5.2.2-4 に、コンクリートのせん断破壊に対する最大照査値を表 5.2.2-7 に示す。

この結果から、漂流物対策工基礎スラブのコンクリートの発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

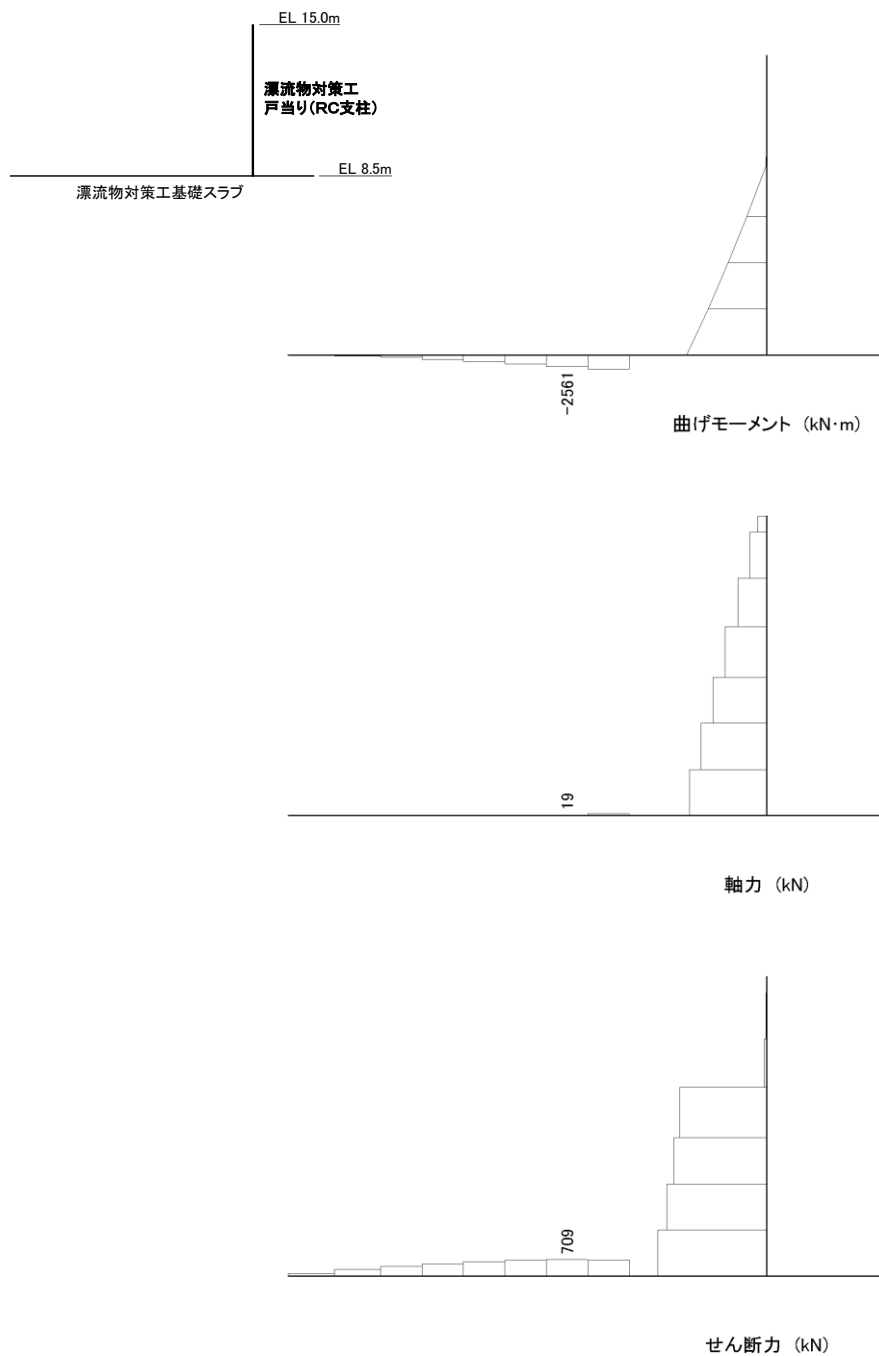


図 5.2.3-2 コンクリートのせん断破壊に対する照査における断面力図

表 5.2.3-3 コンクリートのせん断破壊に対する照査における照査値

発生断面力	せん断応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{a1}$
せん断力 Q (kN)			
709	0.22	0.82	0.28

#### 5.2.4 基礎地盤

基礎地盤の支持性能照査結果を表 5.2.4-1 に、接地圧分布図を図 5.2.4-1 に示す。

漂流物対策工の基礎地盤に生じる最大接地圧が許容限界以下であることを確認した。

表 5.2.4-1(1) 基礎地盤の支持性能照査結果 (MMR)

最大接地圧 R (N/mm <sup>2</sup> )	支圧強度 f' <sub>a</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 R/f' <sub>a</sub>
0.5	18.0	0.03

表 5.2.4-1(2) 基礎地盤の支持性能照査結果 (改良地盤)

最大接地圧 R (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力度 R <sub>u</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 R/R <sub>u</sub>
0.2	1.4	0.17

表 5.2.4-1(3) 基礎地盤の支持性能照査結果 (岩盤)

最大接地圧 R (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力度 R <sub>u</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 R/R <sub>u</sub>
0.7	9.8	0.07

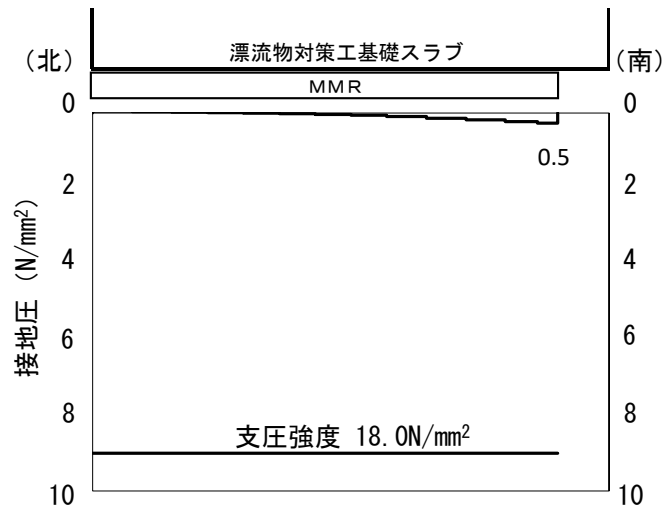


図 5.2.4-1(1) 基礎地盤の接地圧分布図 (MMR)

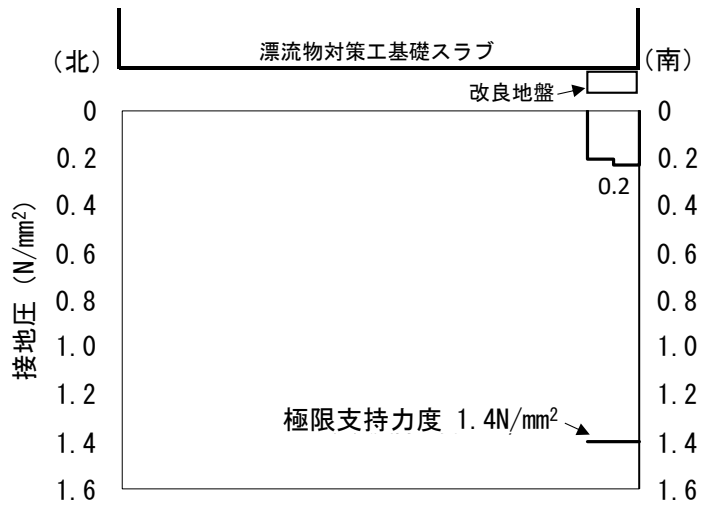


図 5.2.4-1(2) 基礎地盤の接地圧分布図 (改良地盤)

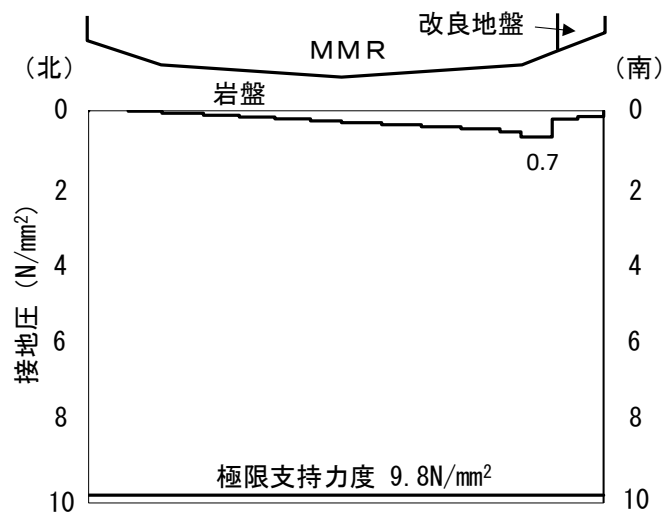


図 5. 2. 4-1 (3) 基礎地盤の接地圧分布図 (岩盤)



- 2. 浸水防護施設に関する補足資料
  - 2.2 防波壁通路防波扉に関する補足説明
    - 2.2.5 防波壁通路防波扉（3号機東側）の耐震性についての計算書に関する補足説明

## 目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	19
2.4 適用規格・基準等	24
3. 固有値解析	26
3.1 解析モデルの設定	26
3.2 記号の説明	27
3.3 固有振動数の計算方法	27
3.4 固有振動数の計算条件	28
3.5 固有振動数の計算結果	28
4. 耐震評価	29
4.1 記号の定義	29
4.2 評価対象断面	41
4.3 解析方法	44
4.3.1 地震応答解析手法	44
4.3.2 施設	45
4.3.3 地盤物性のばらつき	45
4.3.4 減衰定数	46
4.3.5 解析ケース	46
4.4 荷重及び荷重の組合せ	48
4.4.1 耐震評価上考慮する状態	48
4.4.2 荷重	48
4.4.3 荷重の組合せ	49
4.5 入力地震動	50
4.6 解析モデル及び諸元	63
4.6.1 解析モデル	63
4.6.2 使用材料及び材料の物性値	78
4.6.3 地盤の物性値	80
4.6.4 地下水位	82

4.7	評価対象部位	83
4.7.1	施設・地盤の健全性評価	83
4.7.2	基礎地盤の支持性能評価	83
4.8	許容限界	84
4.8.1	防波扉	84
4.8.2	漂流物対策工	87
4.8.3	基礎地盤	90
4.9	設計用地震力	91
4.10	評価方法	93
4.10.1	防波扉	94
4.10.2	漂流物対策工	110
5.	評価条件	135
6.	耐震評価結果	141
6.1	地震応答解析結果	141
6.1.1	過剰間隙水圧比分布	142
6.1.2	最大せん断ひずみ分布	145
6.2	防波扉	148
6.2.1	防波扉（鋼製扉体）	148
6.2.2	防波扉戸当り（RC支柱）	149
6.2.3	防波扉基礎スラブ	157
6.2.4	グラウンドアンカ	167
6.2.5	改良地盤	169
6.2.6	基礎地盤	175
6.3	漂流物対策工	178
6.3.1	漂流物対策工（鋼製扉体）	178
6.3.2	漂流物対策工戸当り（RC支柱）	180
6.3.3	漂流物対策工基礎スラブ	187
6.3.4	基礎地盤	195

## 1. 概要

本資料は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、防波壁通路防波扉（3号機東側）（以下「防波扉（3号機東側）」という。）が、基準地震動 $S_s$ に対して十分な構造強度及び止水機能を有していることを確認するものである。

防波扉（3号機東側）に要求される機能の維持を確認するにあたっては、構造部材の健全性評価では、地震応答解析に基づく施設・地盤の健全性評価を行う。基礎地盤の支持性能評価では、地震応答解析により基礎地盤に発生した接地圧を確認する。

## 2. 基本方針

### 2.1 位置

防波扉（3号機東側）の位置図を図2-1に示す。

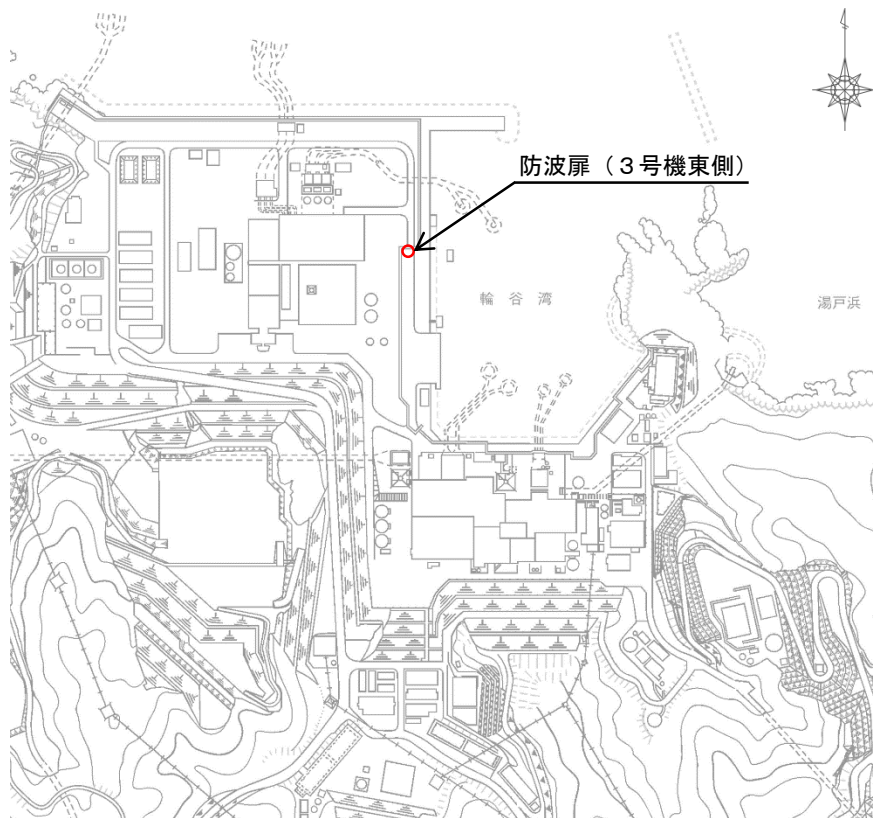


図2-1 防波扉（3号機東側）の位置図

## 2.2 構造概要

防波扉（3号機東側）の構造概要図を図2.2-1に示す。

防波扉（3号機東側）は、入力津波高さ（EL 11.9m）に対して、余裕を考慮した天端高さ（EL 15.0m）とする。

防波扉は、改良地盤を介して岩盤に支持される直接支持構造と、防波扉（鋼製扉体）、防波扉戸当り（RC支柱）及び防波扉基礎スラブによる上部構造から構成される。

防波扉（鋼製扉体）、防波扉戸当り（RC支柱）及び防波扉基礎スラブの境界部には水密ゴムを設置し、止水性を確保する。また、防波扉基礎スラブにはグラウンドアンカを設置する。

防波扉（3号機東側）の構造図を図2.2-2に、防波扉戸当り（RC支柱）及び防波扉基礎スラブ接続部の概略配筋図を図2.2-3に、防波扉戸当り（RC支柱）の概略配筋図を図2.2-4に、防波壁（逆T擁壁）のグラウンドアンカ配置図及び諸元を図2.2-5に、水密ゴムの概念図を図2.2-6に示す。

漂流物対策工は、漂流物対策工（鋼製扉体）、漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び漂流物対策工基礎スラブから構成され、マンメイドロック（以下「MMR」という。）及び改良地盤を介して岩盤に支持される。

漂流物対策工の構造図を図2.2-7に、漂流物対策工戸当り（RC支柱）の概略配筋図を図2.2-8に、漂流物対策工基礎スラブの概略配筋図を図2.2-9に、漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブ接続部の概略配筋図を図2.2-10に、漂流物対策工戸当り（RC支柱）のアンカー部付近の概略配筋図を図2.2-11に示す。

また、漂流物対策工の支承部の構造及び荷重の伝達経路については「（参考資料4）漂流物対策工の支承部の構造について」に、漂流物対策工設置による隣接構造物への影響については「（参考資料6）漂流物対策工設置による隣接構造物への影響について」に示す。

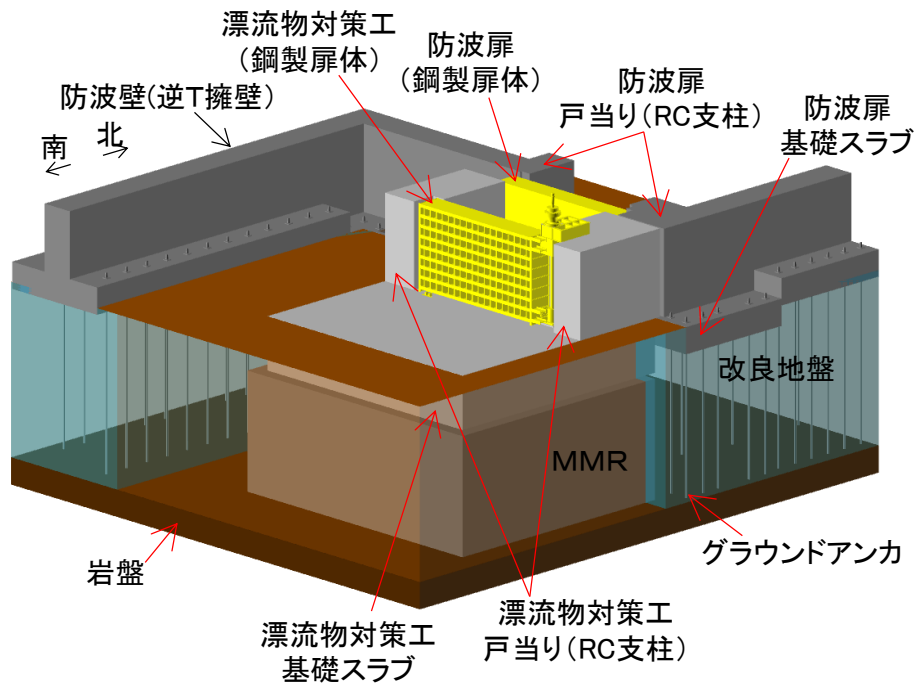
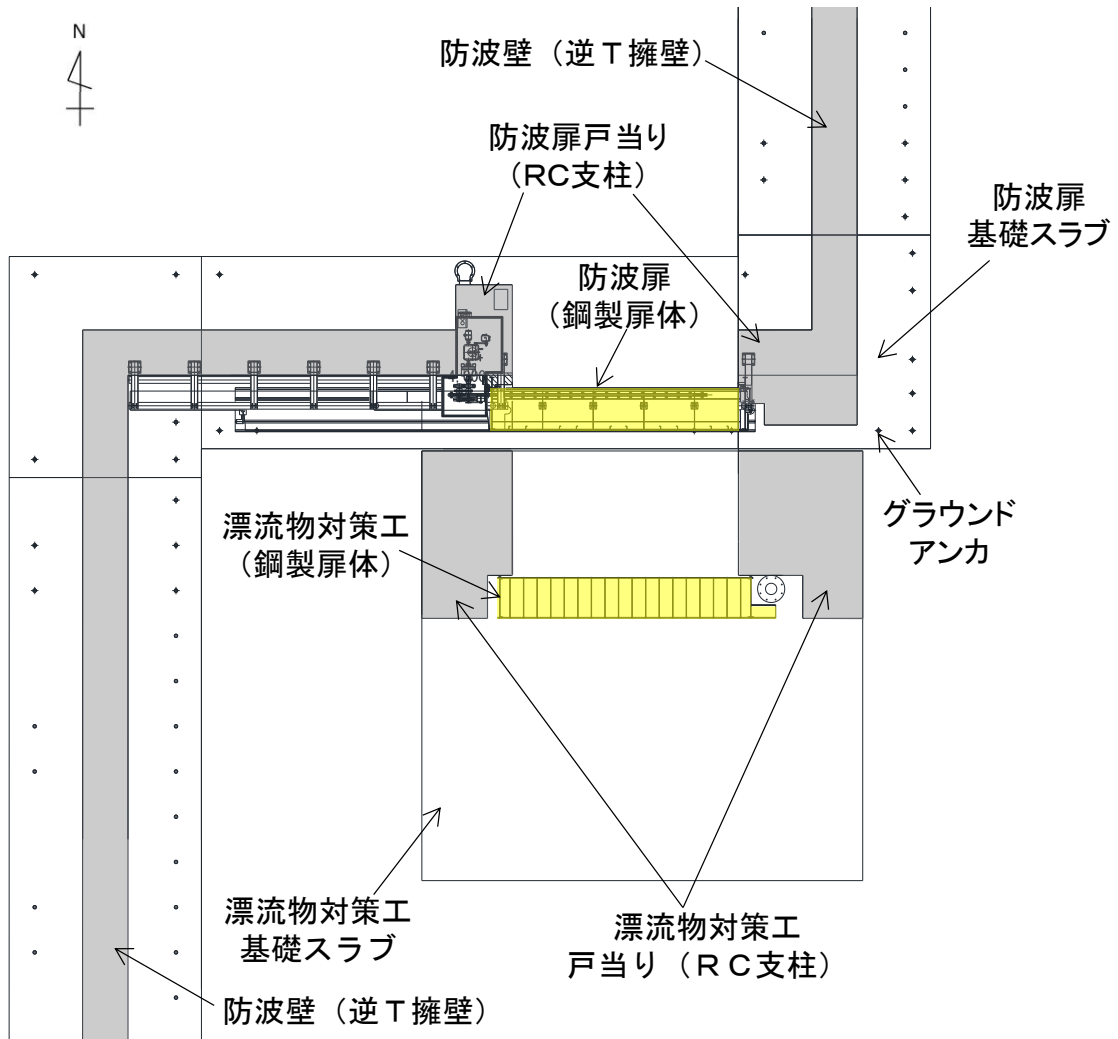


図 2.2-1(1) 防波扉 (3号機東側) の構造概要図 (鳥瞰図)





凡例	
	: 鋼製扉体 (天端高さEL 15.0m)
	: コンクリート構造物 (天端高さEL 15.0m)

図 2.2-1(2) 防波扉 (3号機東側) の構造概要図 (平面図)

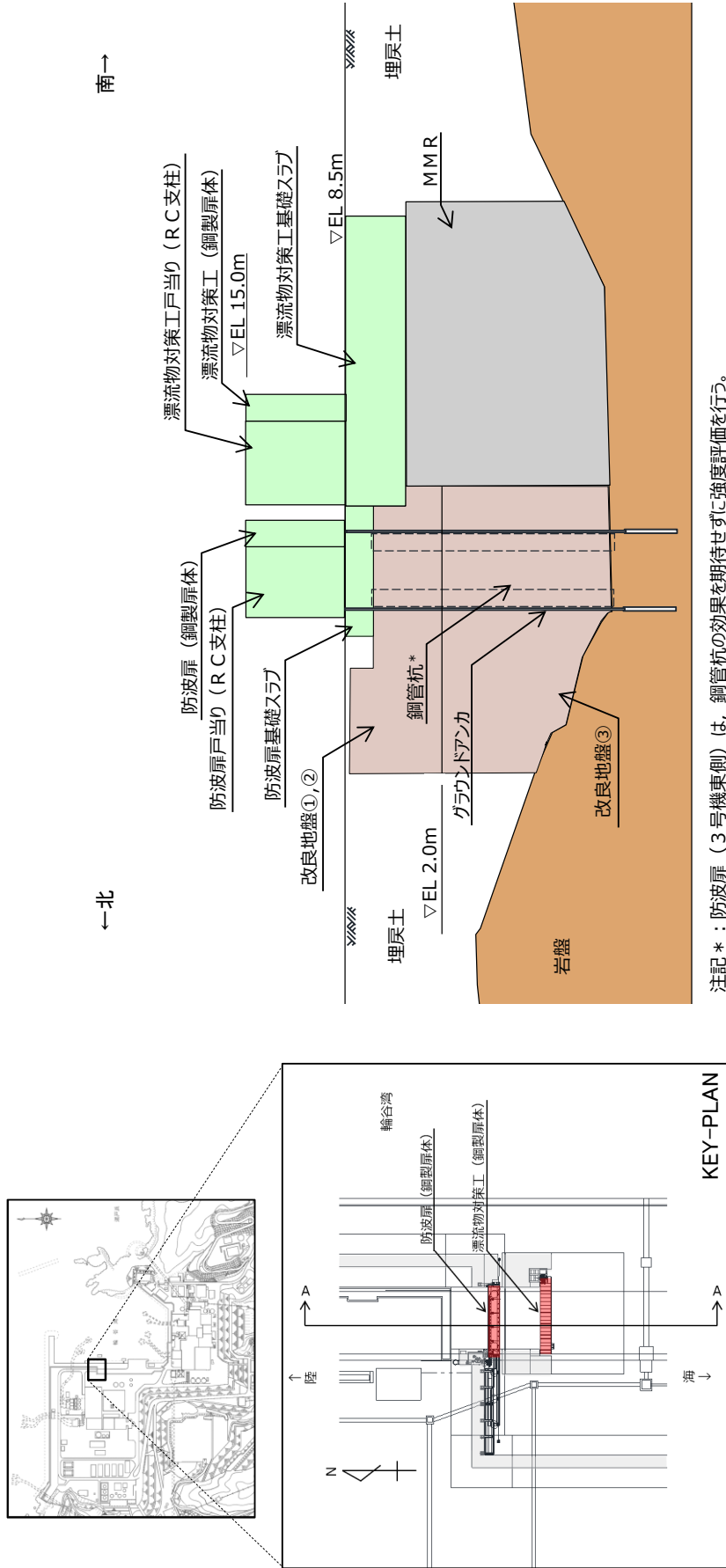
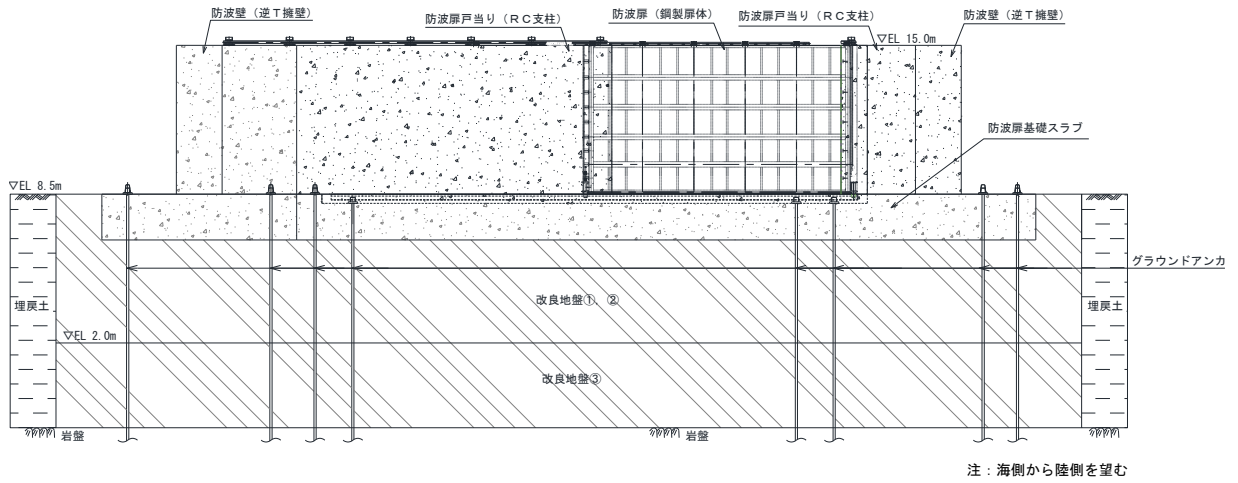
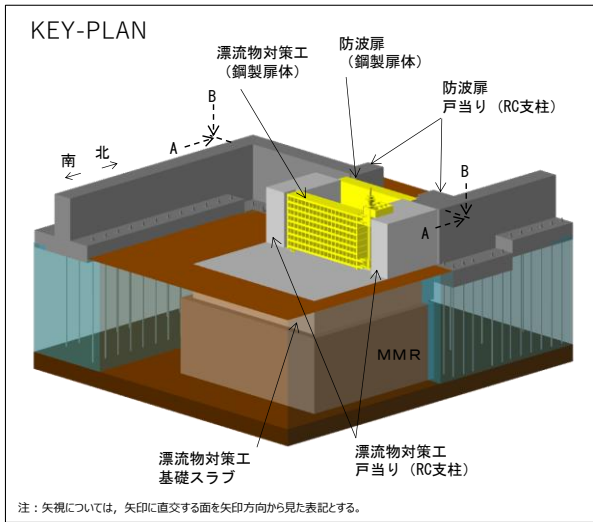
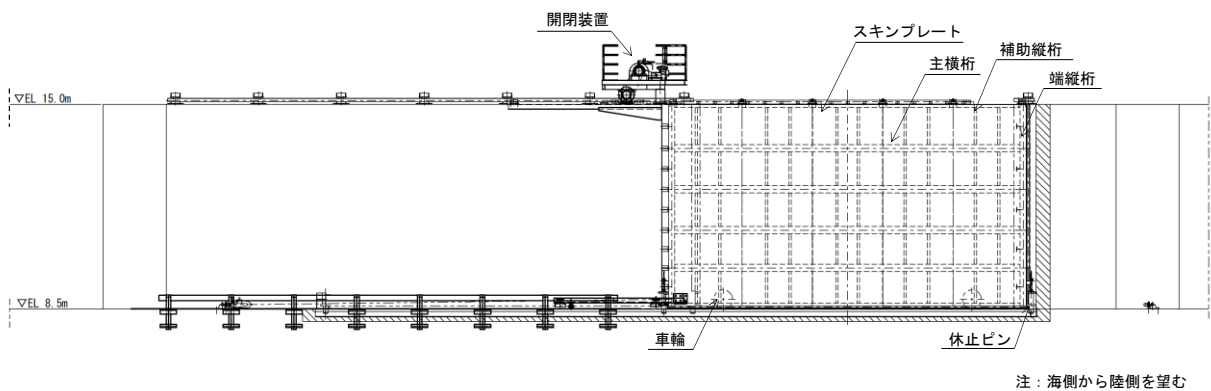


図 2.2-1 (3) 防波扉 (3号機東側) の構造概要図 (断面図)





(全体図)



(防波扉 (鋼製扉体) 拡大図)

図 2.2-2(1) 防波扉の構造図 (A-A断面)

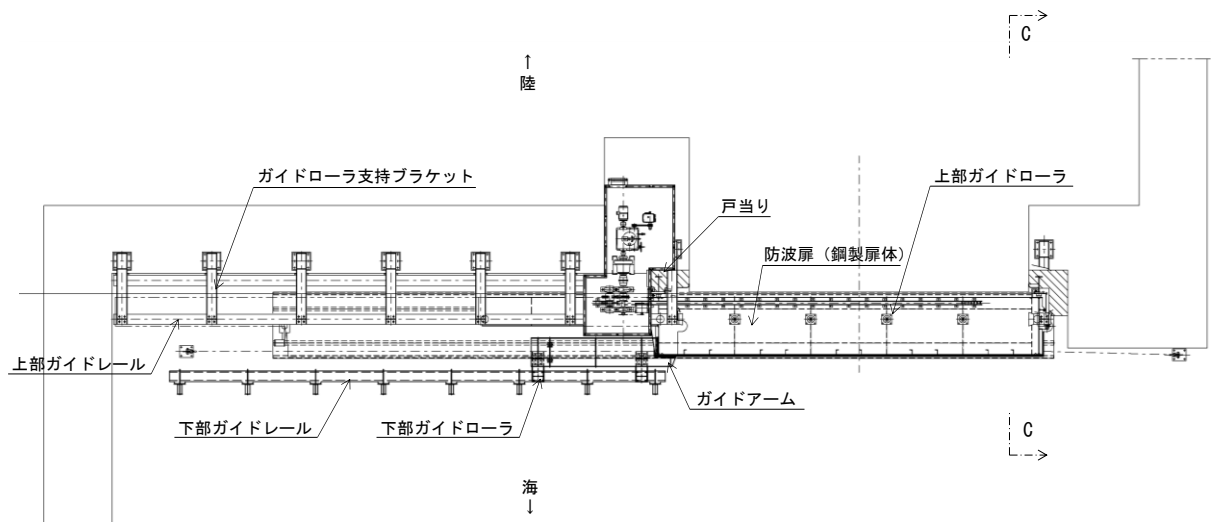


図 2.2-2(2) 防波扉の構造図 (B-B断面)

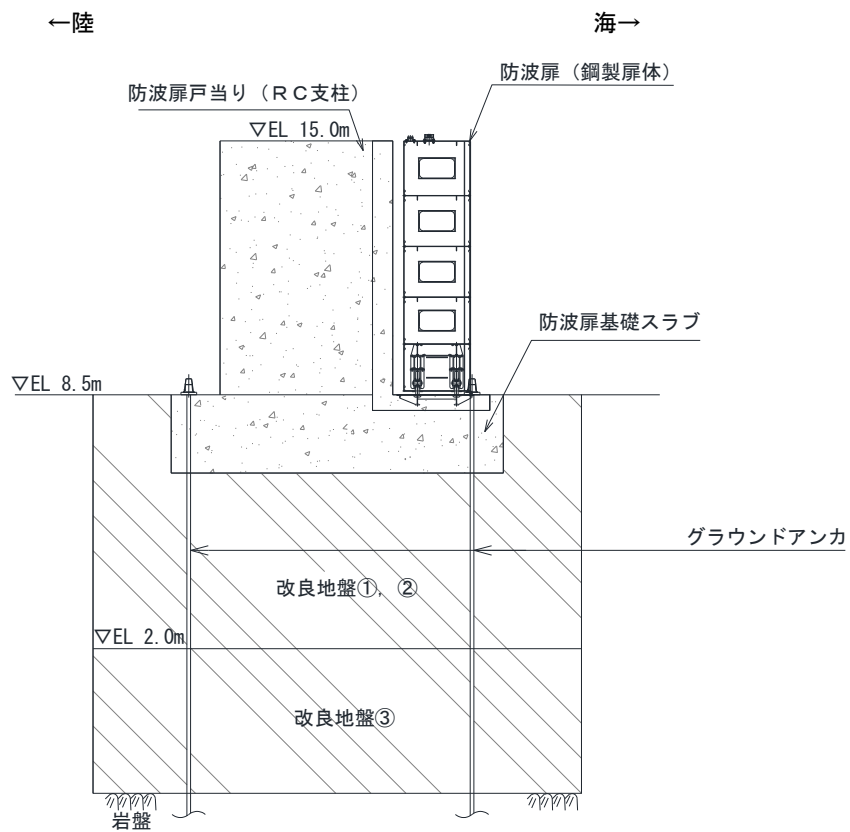


図 2.2-2(3) 防波扉の構造図 (C-C断面)

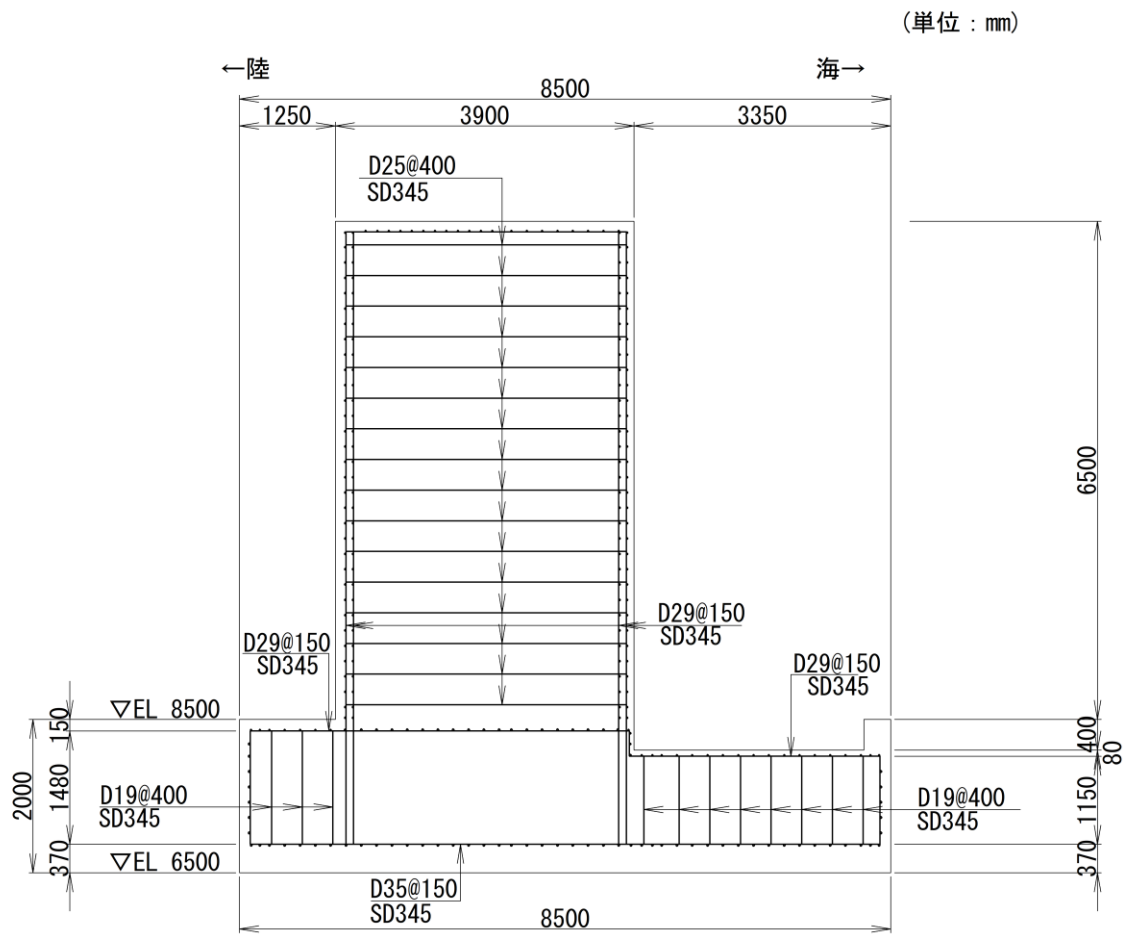
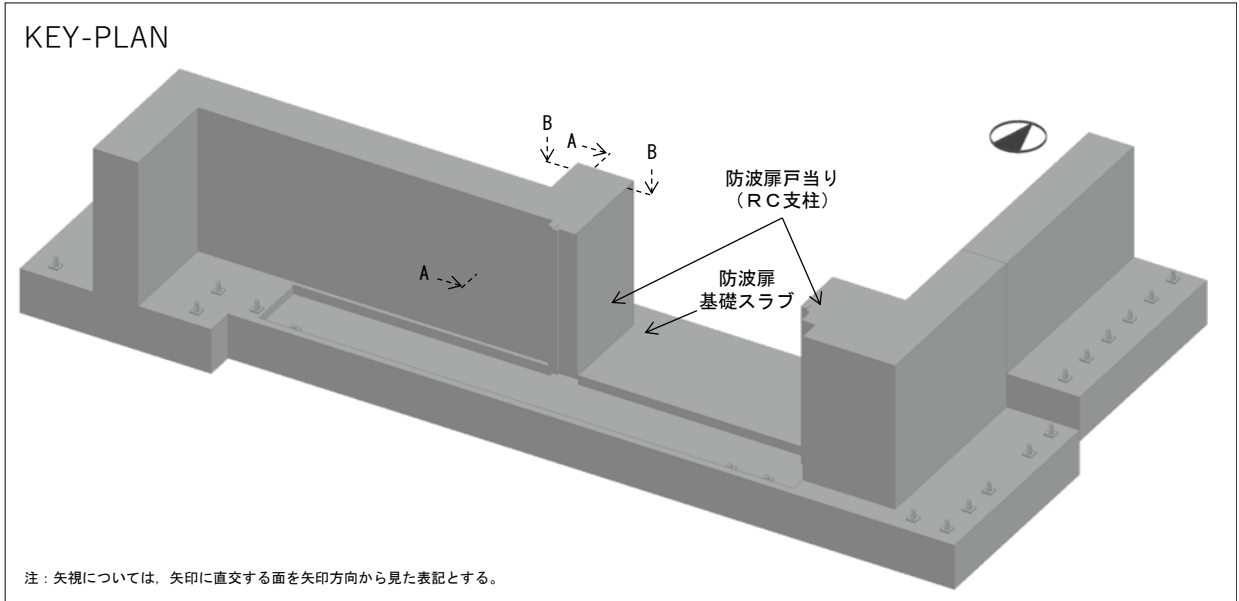


図 2.2-3 防波扉戸当り (RC支柱) 及び防波扉基礎スラブ接続部の概略配筋図 (A-A断面)

(単位 : mm)

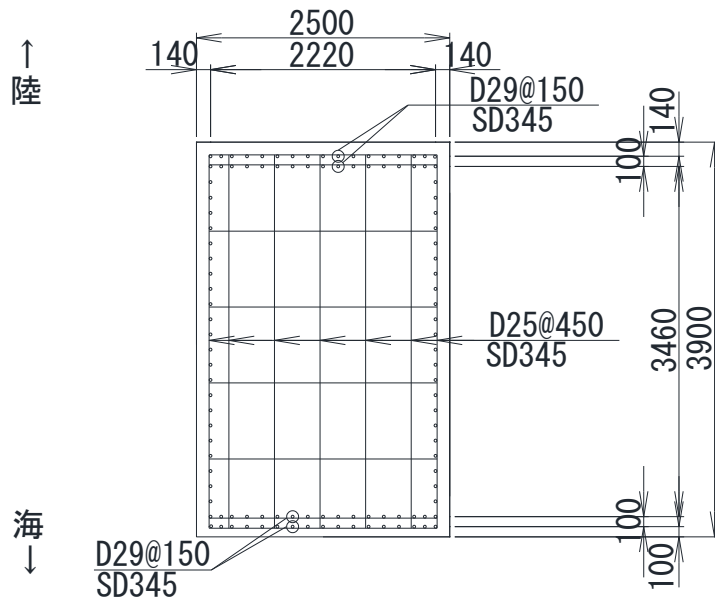
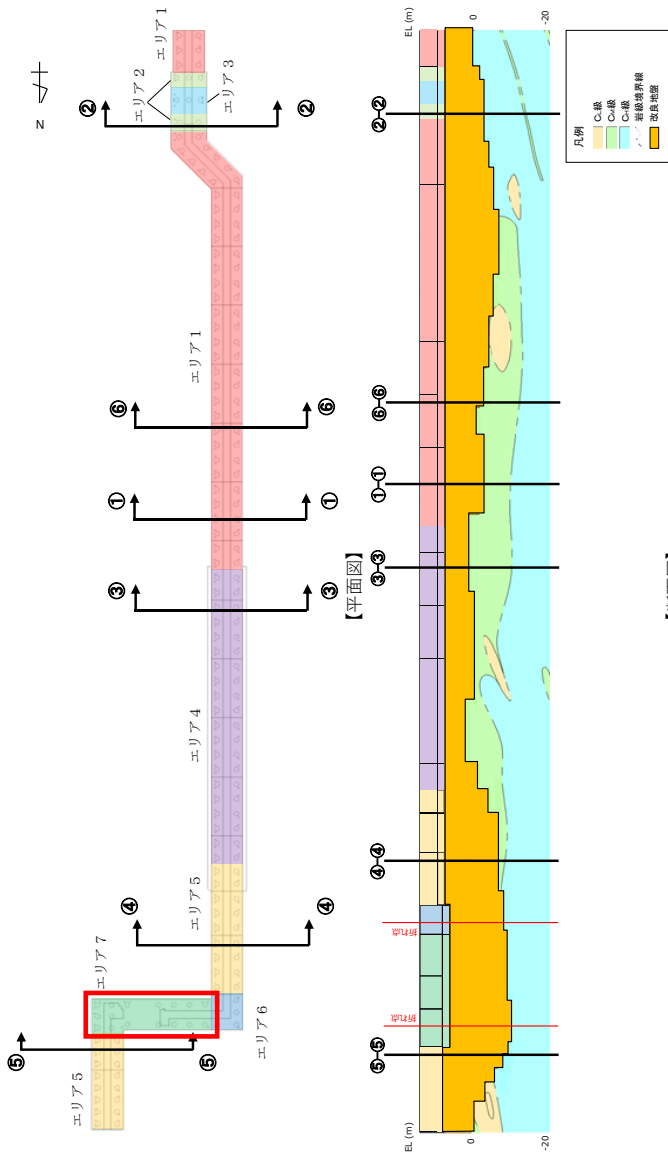


図 2.2-4 防波扉戸当り (RC 支柱) の概略配筋図 (B-B 断面)

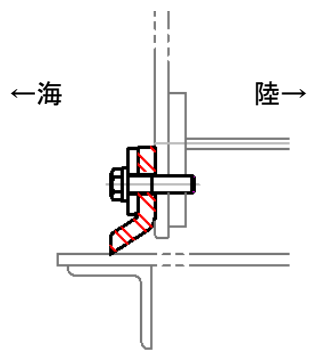
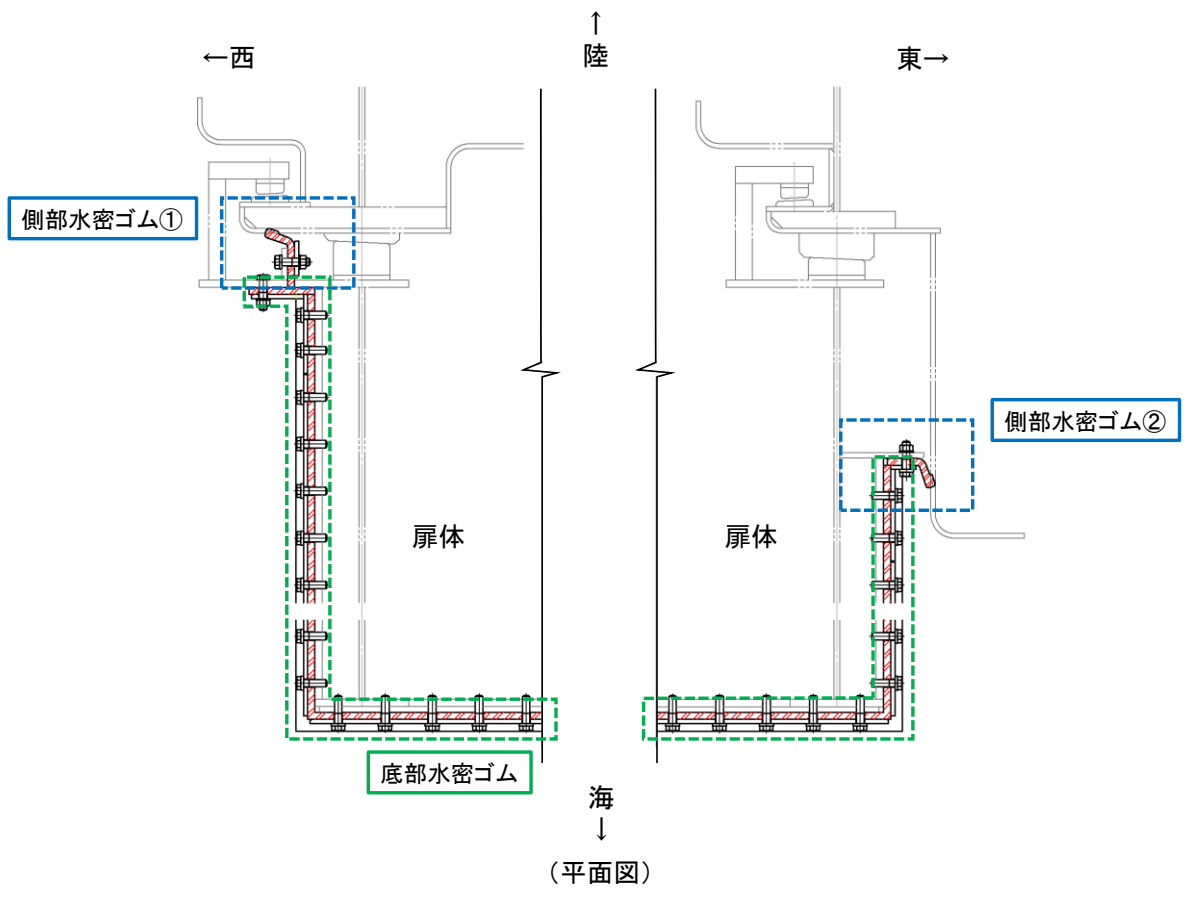
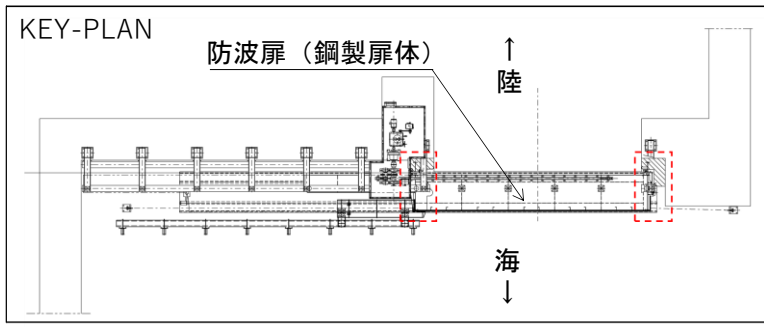




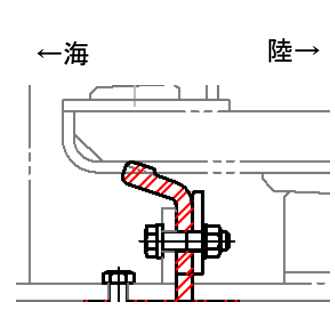
アンカー種別	削孔径 (mm)	PC鋼φ (mm)	PC鋼本数 (本)	アンカー体長 (mm)	アンカー体長 (テンドン拘束長) (mm)	テンドン自由長 (mm)	テンドン本数 (本)	テンドン体長 (mm)	テンドンの極限引張り力 (kN)	テンドンの降伏引張り力 (kN)	テンドンの見かけの周長 (mm)	設計アンカー力 (kN)	許容アンカー力 (kN)	海側のグラウンドアンカー設置間隔 (mm)	設計アンカー力/許容アンカー力
エリア1				8000~18000	8500							1440	1764	2000	0.82
エリア2				11000~13500	10000							1700	2076	1650	0.82
エリア3				12500~13000	9000							1500	1868	1635	0.80
エリア4	135	15.2	11	7000~11500	8500	2800		2400	2400	2800	138.4	1360	1764	2000	0.77
エリア5				10000~20500	7000							1170	1453	1625(北側) 2000(南側)	0.81
エリア6				17000~18500	9500							1550	1972	1650	0.79
エリア7				17500~20000	10000							1650	2076	1650	0.79

注記\*: テンドン自由長はアンカー体が岩盤に確実に確実に定着するよう岩盤上面深さに合わせて長さを調整している。

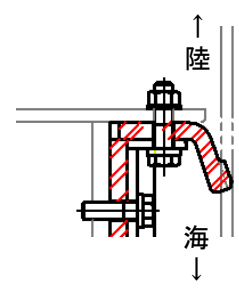
図 2.2-5(2) 逆T擁壁に設置されているグラウンドアンカーの諸元  
 (「2.1.3 防波壁(逆T擁壁)の耐震性についての計算書に関する補足説明」より引用。  
 防波扉(3号機東側)の該当範囲を赤枠で加筆。)



(底部水密ゴム断面図)

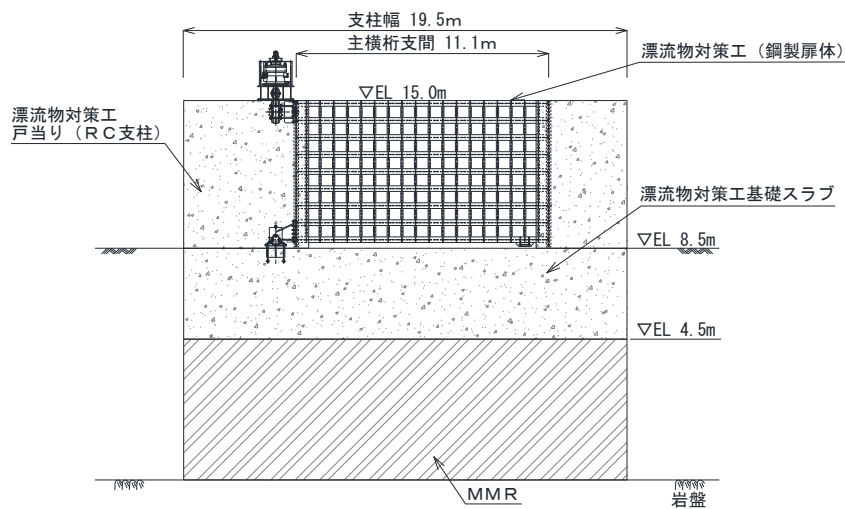
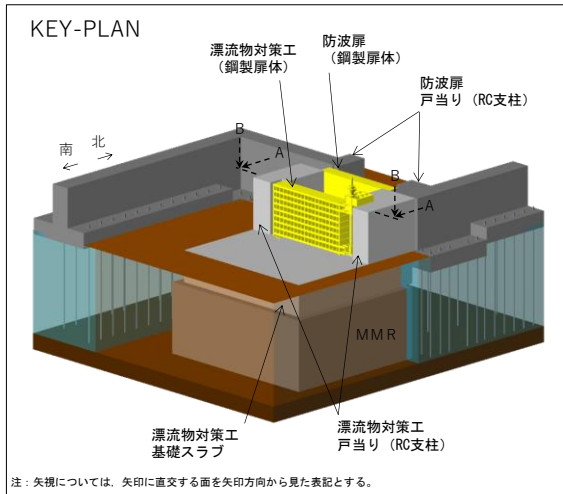


(側部水密ゴム①断面図)



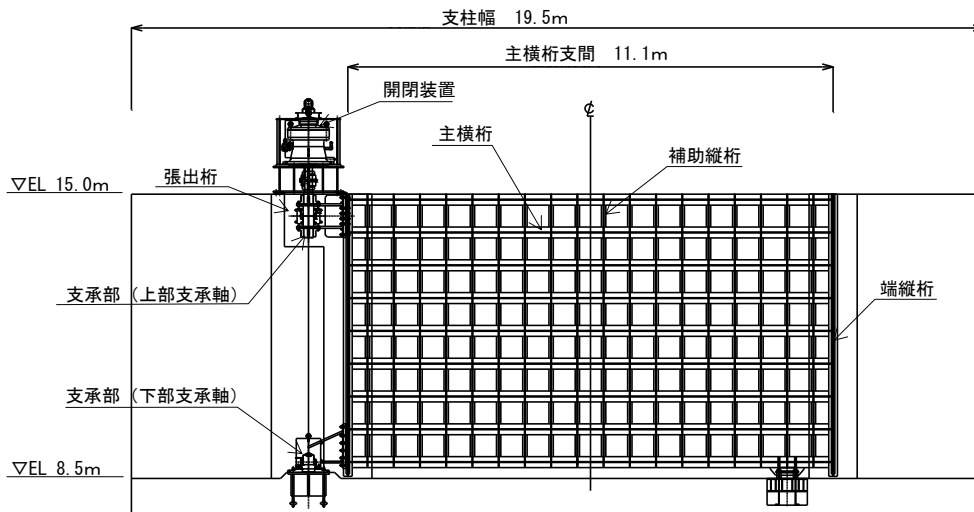
(側部水密ゴム②断面図)

図 2.2-6 防波扉の水密ゴム概念図



注：陸側から海側を望む

(全体図)



注：陸側から海側を望む

(漂流物対策工 (鋼製扉体) 拡大図)

図 2.2-7(1) 漂流物対策工の構造図 (A-A 断面)



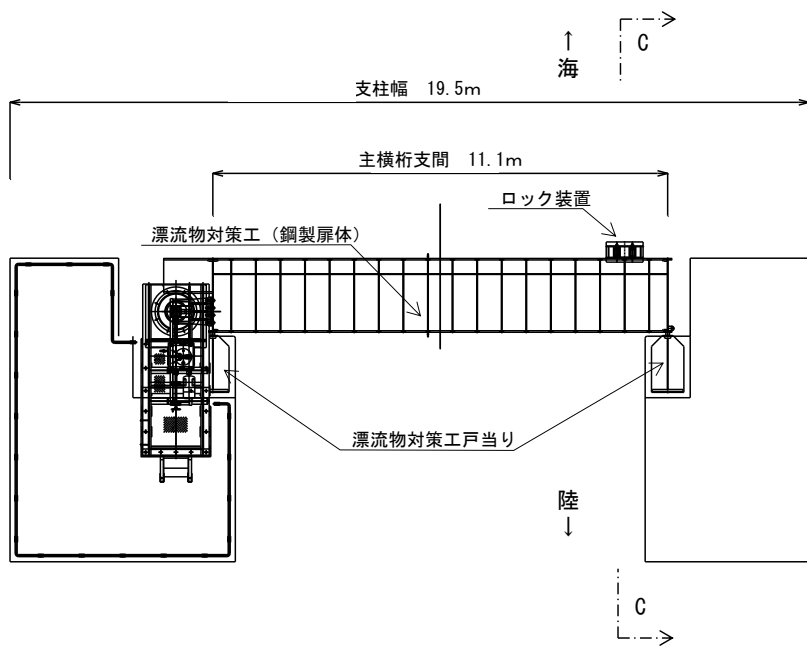


図 2.2-7(2) 漂流物対策工の構造図 (B-B断面)

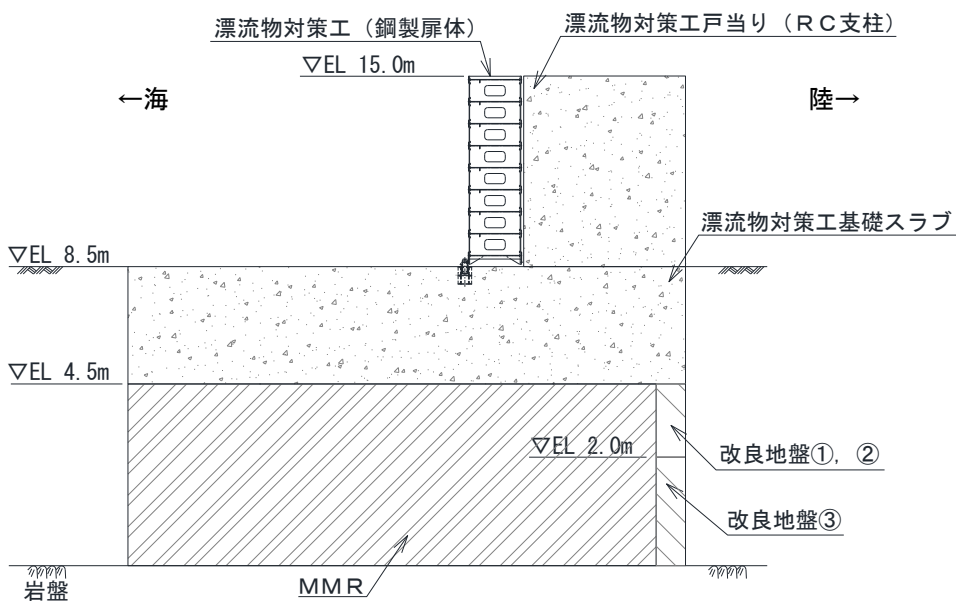
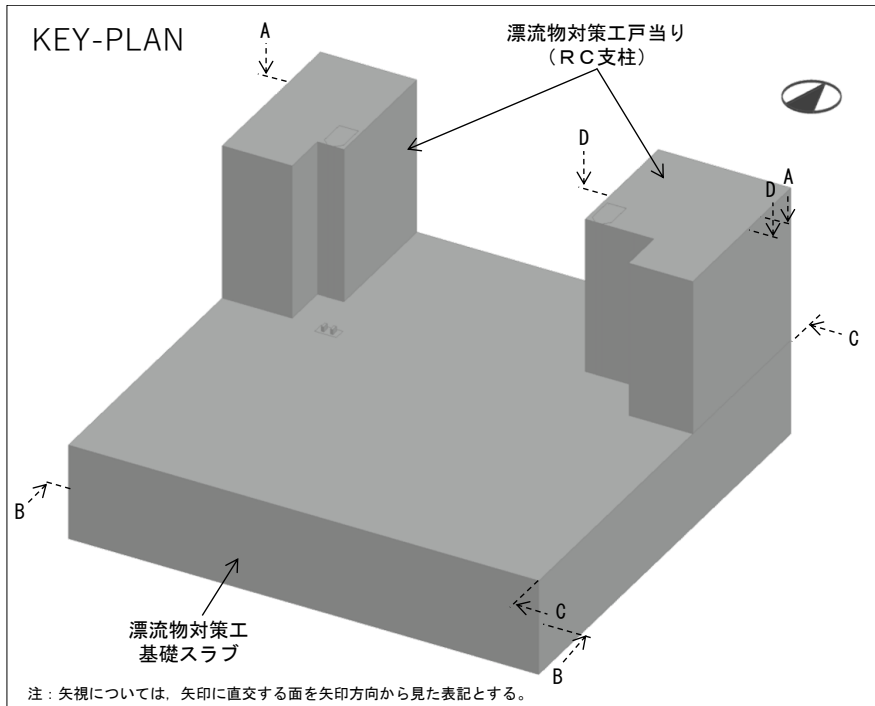


図 2.2-7(3) 漂流物対策工の構造図 (C-C断面)



(単位：mm)

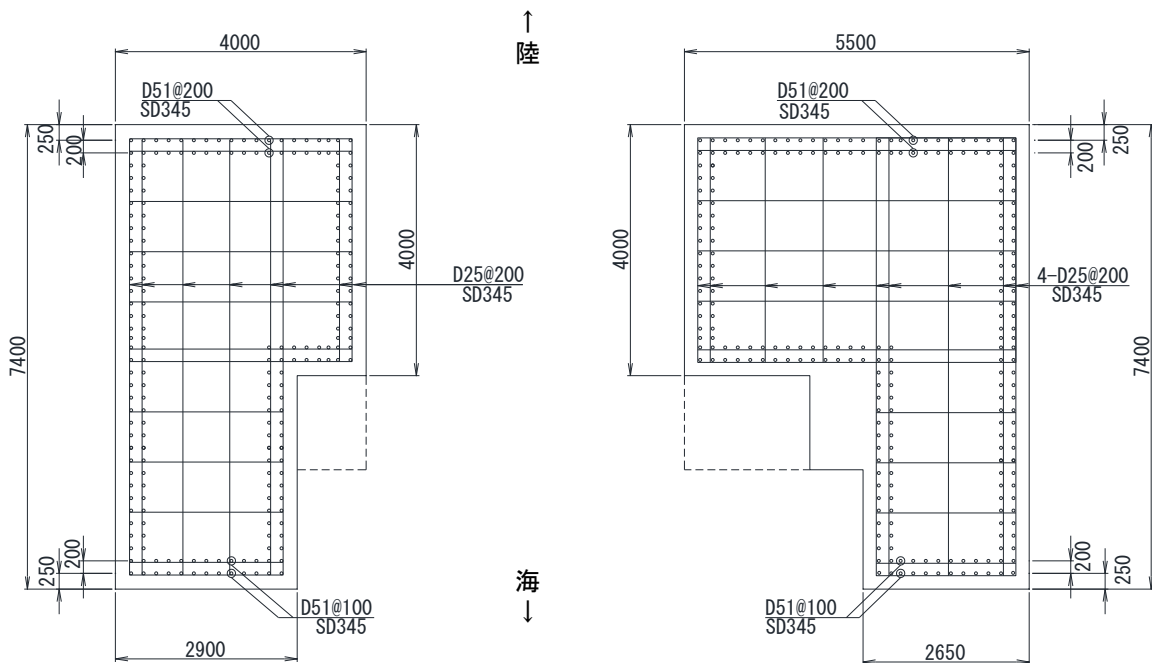


図 2.2-8 漂流物対策工戸当り (RC支柱) の概略配筋図 (A-A断面)

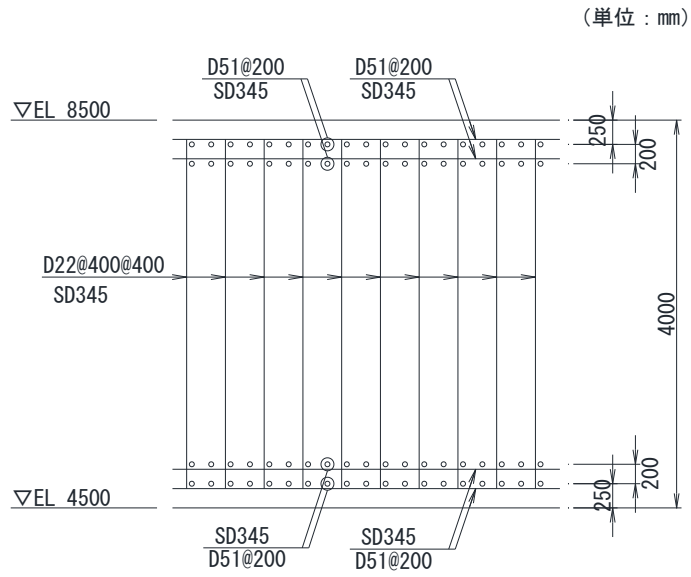


図 2.2-9 漂流物対策工基礎スラブの概略配筋図 (B-B断面)

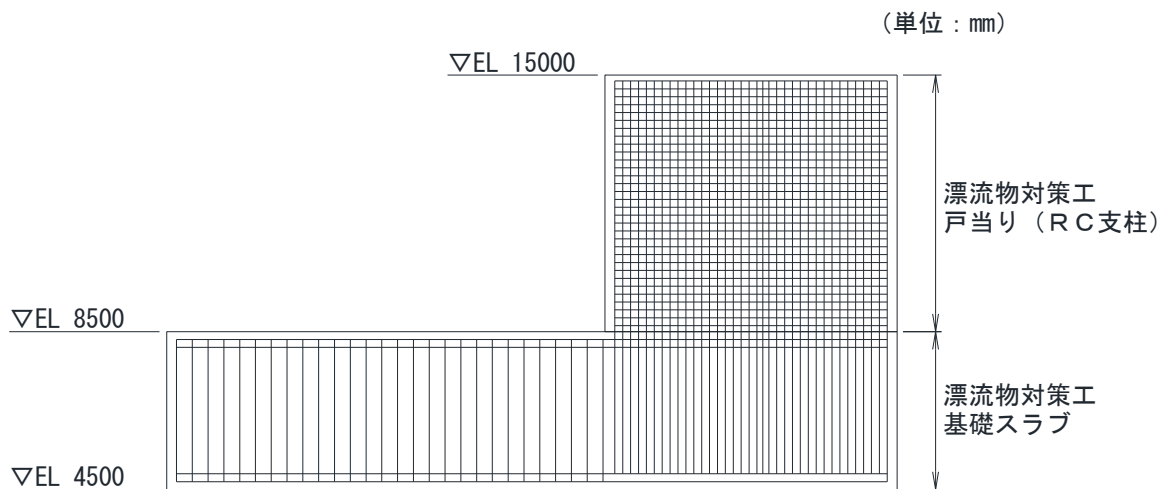
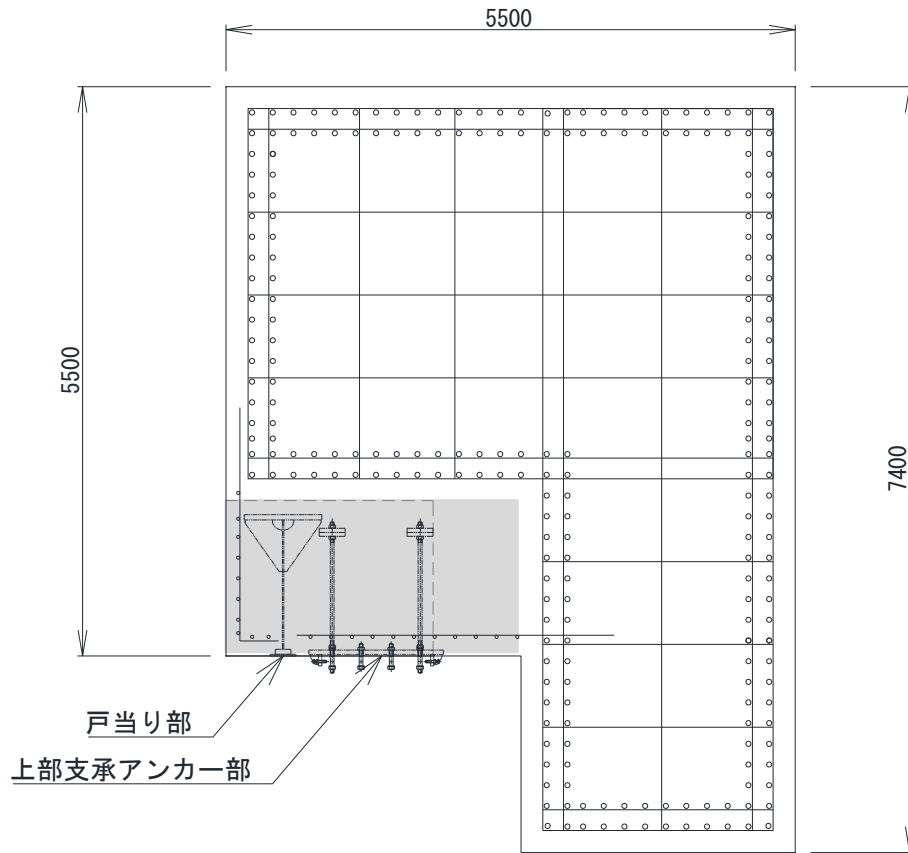


図 2.2-10 漂流物対策工戸当り (RC支柱) 及び基礎スラブ  
接続部の概略配筋図 (C-C断面)

(単位：mm)



注：なお、戸当り部及び上部支承アンカー部には、ひび割れ補強鉄筋を配置する。  
ひび割れ補強鉄筋は構造部材として期待していない。

図 2.2-11 漂流物対策工戸当り (RC支柱) のアンカー部付近の概略配筋図 (D-D 断面)

## 2.3 評価方針

防波扉（3号機東側）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。また、漂流物対策工により、津波による漂流物が直接衝突しない構造とする。

防波扉（3号機東側）の各部位の役割及び性能目標を表2.3-1及び表2.3-2に示す。

防波扉（3号機東側）の耐震評価は、地震応答解析の結果に基づき、設計基準対象施設として、表2.3-3に示すとおり、施設・地盤の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。なお、防波扉及び漂流物対策工は、閉状態を対象に耐震評価を行う。また、防波扉及び漂流物対策工は、手動による開閉操作により、津波が到達するまでに荷揚場作業に係る車両・資機材の退避が可能であることを確認していることから（「補足-018-02 津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料 4.6 荷揚場作業に係る車両・資機材の漂流物評価」参照）、開閉装置の動的機能維持評価は実施しない。防波扉及び漂流物対策工の開時の評価については、「（参考資料8）防波壁通路防波扉（3号機東側）の開時の耐震性について」に示す。

施設・地盤の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することで、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

施設・地盤の健全性評価については、施設・地盤ごとに定める照査項目（発生応力度、すべり安全率）が許容限界以下であることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価においては、基礎地盤の接地圧が許容限界以下であることを確認する。

防波扉（3号機東側）の耐震評価フローを図2.3-1に示す。

表 2.3-1 防波扉（3号機東側）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	防波扉 (鋼製扉体)	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>・遮水性を保持する。</li> <li>・津波荷重を基礎に伝達する。</li> </ul>
	防波扉戸当り (RC支柱)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・防波扉（鋼製扉体）を支持する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・防波扉（鋼製扉体）を支持する。</li> <li>・津波荷重を基礎に伝達する。</li> </ul>
	防波扉 基礎スラブ	<ul style="list-style-type: none"> <li>・防波扉（鋼製扉体）及び防波扉戸当り（RC支柱）を支持する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・防波扉（鋼製扉体）及び防波扉戸当り（RC支柱）を支持する。</li> </ul>
	グラウンド アンカ	<ul style="list-style-type: none"> <li>・防波扉基礎スラブ及び改良地盤の滑動・転倒を抑止する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・防波扉基礎スラブ及び改良地盤の滑動・転倒を抑止する。</li> </ul>
	漂流物対策工 (鋼製扉体)	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>・漁船等の漂流物を防波扉に衝突させない。</li> <li>・漂流物の衝突荷重及び津波荷重を基礎に伝達する。</li> </ul>
	漂流物対策工 戸当り (RC支柱)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・漂流物対策工（鋼製扉体）を支持する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・防波扉に漁船等の漂流物を衝突させない。</li> <li>・漂流物対策工（鋼製扉体）を支持する。</li> <li>・漂流物の衝突荷重及び津波荷重を基礎に伝達する。</li> </ul>
	漂流物対策工 基礎スラブ	<ul style="list-style-type: none"> <li>・漂流物対策工（鋼製扉体）及び漂流物対策工戸当り（RC支柱）を支持する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・漂流物対策工（鋼製扉体）及び漂流物対策工戸当り（RC支柱）を支持する。</li> </ul>
地盤	改良地盤 ①～③	<ul style="list-style-type: none"> <li>・防波扉基礎スラブを鉛直支持する。</li> <li>・漂流物対策工基礎スラブを鉛直支持する。</li> <li>・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・防波扉基礎スラブを鉛直支持する。</li> <li>・漂流物衝突荷重及び津波荷重を岩盤に伝達する。</li> <li>・地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。</li> </ul>
	MMR	<ul style="list-style-type: none"> <li>・漂流物対策工基礎スラブを鉛直支持する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・漂流物の衝突荷重及び津波荷重を岩盤に伝達する。</li> </ul>
	岩盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>・防波扉基礎スラブ、漂流物対策工基礎スラブ、改良地盤及びMMRを鉛直支持する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・防波扉基礎スラブ、漂流物対策工基礎スラブ、改良地盤及びMMRを鉛直支持する。</li> </ul>
	埋戻土	<ul style="list-style-type: none"> <li>・役割に期待しない（解析モデルに反映し、防波扉及び漂流物対策工への相互作用を考慮する）。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・役割に期待しない（解析モデルに反映し、防波扉及び漂流物対策工への相互作用を考慮する）。</li> </ul>

表 2.3-2 防波扉（3号機東側）の各部位の性能目標

性能目標 部位		鉛直支持	すべり安定性	耐震性	耐津波性 (遮水性, 難透水性)		
施設	防波扉 (鋼製扉体)	-	-	構造物材の健全性を保持するために、各部位がおおむね弾性状態に留まること。	防波扉から有意な漏えいを生じさせないために、弾性状態に留まること。		
	防波扉戸当り (RC支柱)				防波扉（鋼製扉体）の支持機能を喪失して防波扉（鋼製扉体）との間から有意な漏えいを生じさせないために、弾性状態に留まること。		
	防波扉 基礎スラブ						
	グラウンド アンカ				防波扉及び改良地盤の滑動・転倒抑止のために許容アンカー力を確保すること。	防波扉及び改良地盤の滑動・転倒抑止のために許容アンカー力を確保すること。	
	漂流物対策工 (鋼製扉体)				-	-	防波扉に漁船等の漂流物を直接衝突させないために、漂流物対策工がおおむね弾性状態に留まること。
	漂流物対策工 戸当り (RC支柱)			-	-	構造物材の健全性を保持するために、各部位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、各部位がおおむね弾性状態に留まること。
	漂流物対策工 基礎スラブ						
地盤	改良地盤 ①～③	防波扉及び漂流物対策工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、十分なすべり安定性を保持すること。	-	地盤中からの回り込みによる浸水を防止（難透水性を維持）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				-		
	MMR				漂流物対策工を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。	-	-

表 2.3-3 防波扉（3号機東側）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	施設・地盤の健全性	防波扉（鋼製扉体）	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防波扉戸当り（RC支柱）	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防波扉基礎スラブ	発生する応力（曲げ応力、せん断応力及びグラウンドアンカによる支圧応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		グラウンドアンカ	発生するアンカー力が許容限界以下であることを確認	許容アンカー力
		漂流物対策工（鋼製扉体）	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		漂流物対策工戸当り（RC支柱）	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		漂流物対策工基礎スラブ	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		改良地盤①～③	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力度* 支圧強度
止水性を損なわないこと	施設・地盤の健全性	防波扉（鋼製扉体）	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防波扉戸当り（RC支柱）	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防波扉基礎スラブ	発生する応力（曲げ応力、せん断応力及びグラウンドアンカによる支圧応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		グラウンドアンカ	発生するアンカー力が許容限界以下であることを確認	許容アンカー力
		改良地盤①～③	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力度* 支圧強度

注記\*：妥当な安全余裕を考慮する。



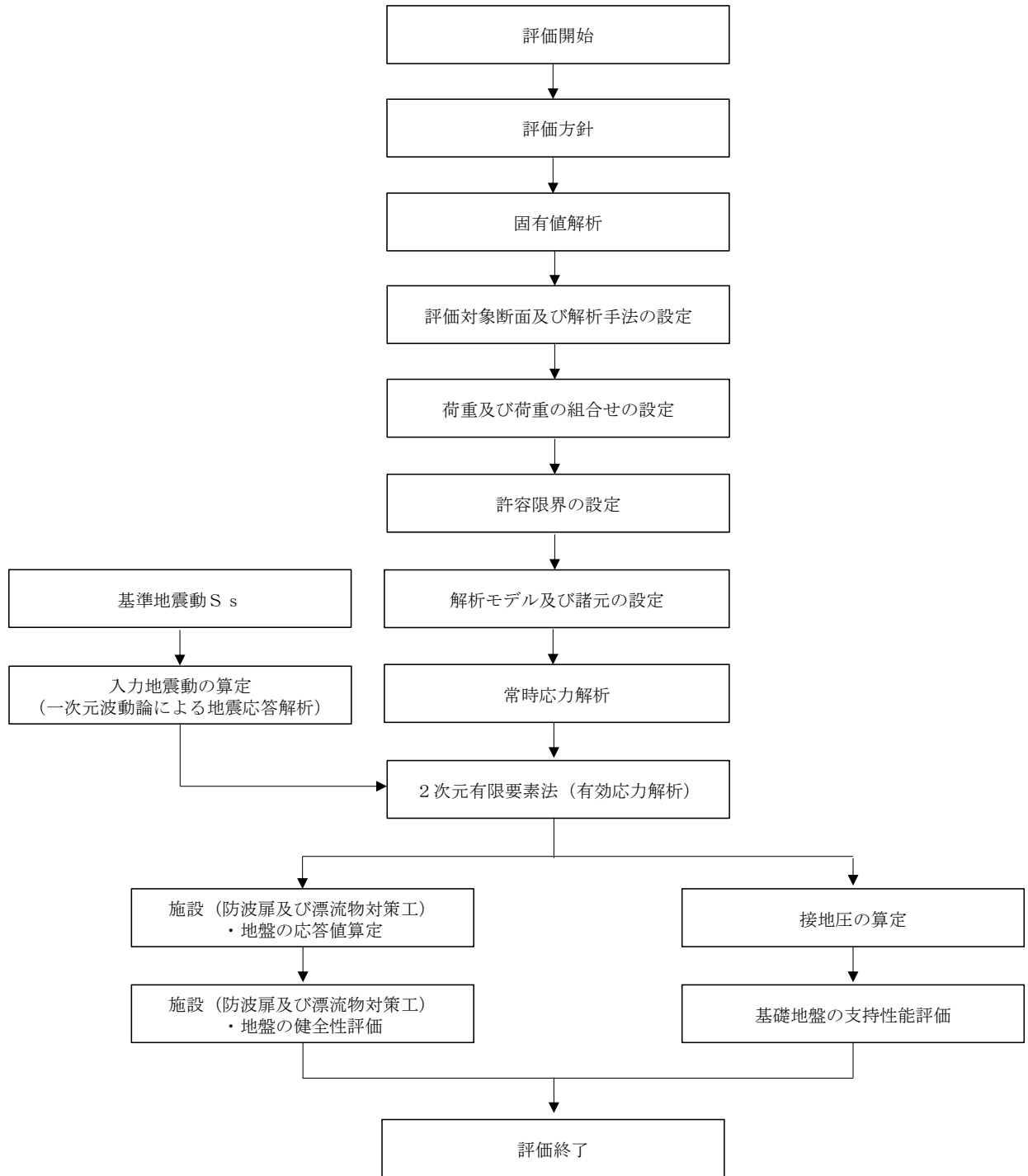


図 2.3-1 防波壁（3号機東側）の耐震評価フロー

## 2.4 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・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)
- ・機械工学便覧 ( (社) 日本機械学会)
- ・ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) ( (社) ダム・堰施設技術協会, 平成 28 年 3 月)
- ・道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 ( (社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)
- ・グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説 ( (社) 地盤工学会, 2012 年)
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説 (国土交通省港湾局, 2007 年版)
- ・耐津波設計に係る工認審査ガイド (平成 25 年 6 月 19 日原管地発第 1306196 号)
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ( (社) 日本電気協会)
- ・港湾構造物設計事例集 (沿岸技術研究センター, 平成 19 年 3 月)
- ・建築基準法・同施行令

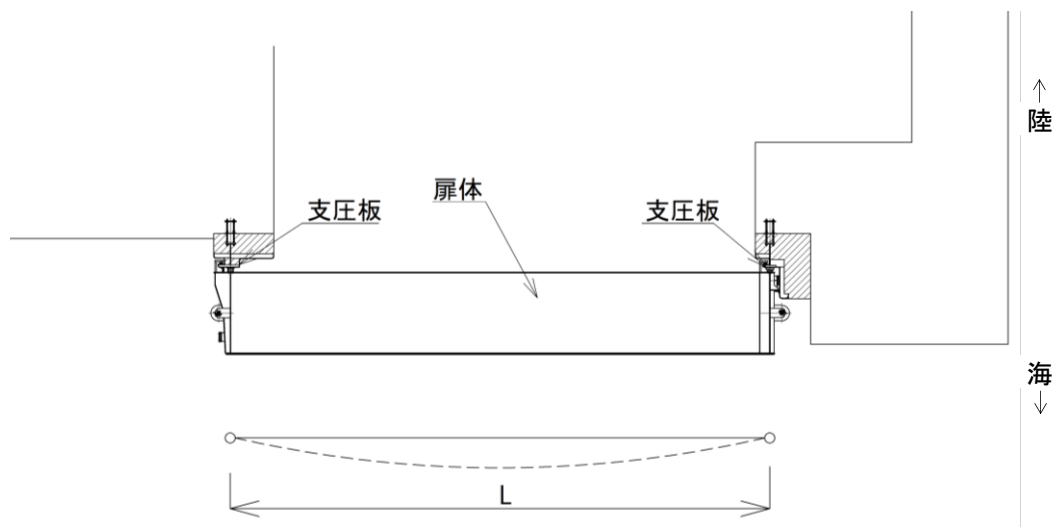
表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考	
使用材料及び材料定数	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) 道路橋示方書(I共通編・IV下部構造編)・同解説(社)日本道路協会，平成14年3月)	—	
荷重及び荷重の組合せ	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) 建築基準法・同施行令	永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組合せを検討	
固有値解析	機械工学便覧(社)日本機械学会)	固有振動数の算定式	
許容限界	鋼製扉体	ダム・堰施設技術基準(案)(基準解説編・設備計画マニュアル編)(社)ダム・堰施設技術基準協会，平成28年3月)	曲げ軸力照査及びせん断力照査は，発生応力度が短期許容応力度以下であることを確認
	戸当り(RC支柱)及び基礎スラブ	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)	曲げ軸力照査及びせん断力照査は，発生応力度が短期許容応力度以下であることを確認
	グラウンドアンカ	グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説(社)地盤工学会，2012年)	発生アンカー力が，許容アンカー力以下であることを確認
	改良地盤①～③	耐津波設計に係る工認審査ガイド(平成25年6月19日原管地発第1306196号)	すべり安全率が1.2以上であることを確認
	基礎地盤	道路橋示方書(I共通編・IV下部構造編)・同解説(社)日本道路協会，平成14年3月) 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)	支持力照査は，接地圧が極限支持力度又は支圧強度以下であることを確認
地震応答解析	原子力発電所耐震設計技術指針J E A G 4 6 0 1-1987(社)日本電気協会)	有限要素法による二次元モデルを用いた時刻歴非線形解析	
	港湾の施設の技術上の基準・同解説(社)国土交通省港湾局，2007年版) 港湾構造物設計事例集(沿岸技術研究センター，平成19年3月)	ジョイント要素の物性値の設定	

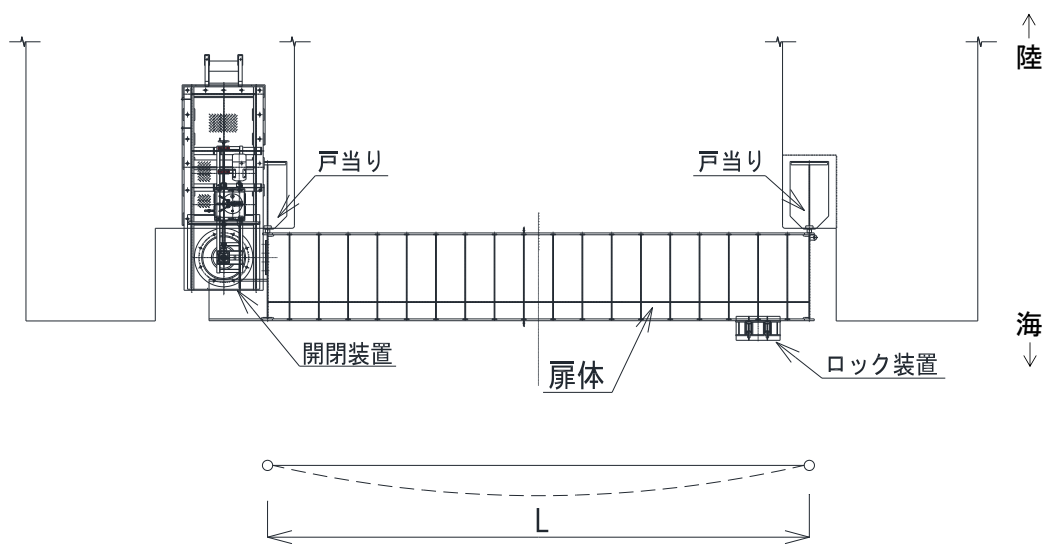
### 3. 固有値解析

#### 3.1 解析モデルの設定

防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）は、両端のRC支柱により支持する構造であることから、両端ヒンジはりに単純化したモデルとする。固有値解析モデル図を図3.1-1に示す。



(防波扉（鋼製扉体）)



(漂流物対策工（鋼製扉体）)

図3.1-1 固有値解析モデル

### 3.2 記号の説明

防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）の固有振動数の計算に用いる記号を表 3.2-1 に示す。

表 3.2-1 固有振動数の計算に用いる記号

記号	単位	定義
f	Hz	固有振動数
L	m	スパン長
$\lambda$	—	支持条件によって定まる係数
$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	単位体積重量
A	m <sup>2</sup>	断面積
E	kN/m <sup>2</sup>	ヤング係数
I	m <sup>4</sup>	断面二次モーメント
g	m/s <sup>2</sup>	重力加速度

### 3.3 固有振動数の計算方法

固有振動数を「機械工学便覧（（社）日本機械学会）」に基づき以下の式より計算する。

$$f = \frac{\lambda^2}{2\pi L^2} \cdot \sqrt{\frac{EI g}{\gamma A}}$$

### 3.4 固有振動数の計算条件

防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）の固有振動数の計算条件を表 3.4-1 に示す。

表 3.4-1 固有振動数の計算条件

記号	定義	単位	防波扉 (鋼製扉体)	漂流物対策工 (鋼製扉体)
L	スパン長	m	11.4	11.3
$\lambda$	支持条件によって 定まる係数	—	3.14	3.14
$\gamma$	単位体積重量	kN/m <sup>3</sup>	77	77
A	断面積	m <sup>2</sup>	0.206	0.0466
E	ヤング係数	kN/m <sup>2</sup>	2.00×10 <sup>8</sup>	2.00×10 <sup>8</sup>
I	断面二次 モーメント	m <sup>4</sup>	0.143	0.0216
g	重力加速度	m/s <sup>2</sup>	9.80665	9.80665

### 3.5 固有振動数の計算結果

防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）の固有振動数の計算結果を表 3.5-1 に示す。固有振動数は 20Hz 以上であり，防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）は剛構造であることを確認した。

表 3.5-1 固有振動数の計算結果

部位	固有振動数 (Hz)
防波扉（鋼製扉体）	50.8
漂流物対策工（鋼製扉体）	42.3

#### 4. 耐震評価

##### 4.1 記号の定義

耐震評価に用いる記号を表 4.1-1 及び表 4.1-2 に示す。

表 4.1-1(1) 防波扉の強度評価に用いる記号

評価対象部位	記号	単位	定義	
防波扉 (鋼製扉体)	主横桁	W	kN/m	主横桁に作用する地震時荷重 (地震時慣性力+風荷重)
		B	m	主横桁の水密幅
		L	m	主横桁の支間長
		M	kN・m	主横桁に生じる曲げモーメント
		S	kN	主横桁に生じるせん断力
		N	kN	主横桁に生じる軸力
		Z	mm <sup>3</sup>	主横桁の断面係数
		D	m	側部水密幅
		A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	主横桁腹板の断面積
		A <sub>g</sub>	mm <sup>2</sup>	主横桁の断面積
		σ	N/mm <sup>2</sup>	主横桁に生じる曲げ応力度
		τ	N/mm <sup>2</sup>	主横桁に生じるせん断応力度
		σ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容曲げ応力度
	τ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容せん断応力度	
	補助縦桁	P	kN/m <sup>2</sup>	補助縦桁に作用する地震時荷重 (地震時慣性力+風荷重)
		a	m	補助縦桁間隔
		b	m	主横桁間隔
		M	kN・m	補助縦桁に生じる曲げモーメント
		S	kN	補助縦桁に生じるせん断力
		Z	mm <sup>3</sup>	補助縦桁の断面係数
		A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	補助縦桁腹板の断面積
		σ	N/mm <sup>2</sup>	補助縦桁に生じる曲げ応力度
		τ	N/mm <sup>2</sup>	補助縦桁に生じるせん断応力度
σ <sub>a</sub>		N/mm <sup>2</sup>	許容曲げ応力度	
τ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容せん断応力度		

表 4.1-1(2) 防波扉の耐震評価に用いる記号

評価対象部位	記号	単位	定義	
防波扉 (鋼製扉体)	端縦桁	R	kN	端縦桁に生じる支点反力
		$A_q$	mm <sup>2</sup>	補剛材の有効断面積
		$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	端縦桁に生じる圧縮応力度
		$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	許容圧縮応力度
		$A_w$	mm <sup>2</sup>	端縦桁腹板の有効断面積
		$A_{s1}$	mm <sup>2</sup>	主横桁腹板の有効断面積
		$A_{s2}$	mm <sup>2</sup>	スチフナの有効断面積
		$t_w$	mm	端縦桁腹板の厚さ
		$t_{s1}$	mm	主横桁腹板の厚さ
		$t_{s2}$	mm	スチフナの厚さ
		$b_w$	mm	端縦桁腹板の幅
		$b_{s1}$	mm	主横桁腹板の幅
		$b_{s2}$	mm	スチフナの幅
	支圧板	$W_{gh}$	kN/m	支圧板に作用する地震時慣性力
		W	kN/mm <sup>2</sup>	支圧板に作用する風荷重
		B	mm	防波扉（鋼製扉体）の水密幅
		b	mm	支圧板の有効幅
		$\sigma_p$	N/mm <sup>2</sup>	支圧板に生じる支圧応力度
		$\sigma_a$	N/mm <sup>2</sup>	許容支圧応力度
	戸当り	P	kN/m	戸当りに作用する地震時荷重（地震時慣性力＋風荷重）
		$b_f$	mm	戸当り（底面フランジ）の幅
		$t_f$	mm	戸当り（底面フランジ）の厚さ
		B	mm	防波扉（鋼製扉体）の水密幅
		h	mm	戸当りの埋込深さ
		L	mm	戸当りのコンクリート側面からの埋込深さ
		$\sigma_b$	N/mm <sup>2</sup>	戸当り（底面フランジ）に生じる曲げ応力度
		$\sigma_k$	N/mm <sup>2</sup>	戸当り（コンクリート）に生じる支圧応力度
		$\tau_c$	N/mm <sup>2</sup>	戸当り（コンクリート）に生じるせん断応力度
		$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	許容曲げ応力度
		$\sigma_{cba}$	N/mm <sup>2</sup>	許容支圧応力度
		$\tau_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	許容せん断応力度



表 4.1-1(3) 防波扉の耐震評価に用いる記号

評価対象部位	記号	単位	定義	
防波扉 (鋼製 扉体)	車輪	$R_1$	kN	海側車輪に作用する荷重
		$R_2$	kN	陸側車輪に作用する荷重
		$K_V$	—	鉛直震度
		$L$	mm	車輪荷重の作用位置
		$L_1$	mm	海側車輪荷重の作用位置
		$L_2$	mm	陸側車輪荷重の作用位置
		$W_g$	kN	防波扉（鋼製扉体）の自重
		$W_{S1}$	kN	防波扉（鋼製扉体）天端に作用する積雪荷重
		$W_{S2}$	kN	ガイドアームに作用する積雪荷重
		$P$	kN	車輪に作用する荷重
		$E_1$	N/mm <sup>2</sup>	車輪の弾性係数
		$E_2$	N/mm <sup>2</sup>	車輪踏面板の弾性係数
		$B$	mm	車輪有効踏面幅
		$R$	mm	車輪半径
		$C$	mm	接触幅の 1/2
		$\sigma_a$	N/mm <sup>2</sup>	許容接触面圧応力度
		$M$	N・mm	車輪軸に生じる曲げモーメント
		$S$	N	車輪軸に生じるせん断力
		$A$	mm <sup>2</sup>	車輪軸の断面積
		$Z$	mm <sup>3</sup>	車輪軸の断面係数
		$L_3$	mm	車輪軸の支持間隔
		$L_4$	mm	車輪受桁の支持間隔
		$a$	mm	車輪受桁の荷重載荷位置から端縦桁までの長さ
		$b$	mm	車輪受桁の荷重載荷位置から補助縦桁までの長さ
		$M_1$	N・mm	車輪受桁に生じる曲げモーメント
		$S_1$	N	車輪受桁に生じるせん断力
		$Z_1$	mm <sup>3</sup>	車輪受桁の断面係数
		$A_w$	mm <sup>2</sup>	車輪受桁腹板の断面積
		$p$	N/mm <sup>2</sup>	接触面圧応力度
		$\sigma$	N/mm <sup>2</sup>	車輪軸に生じる曲げ応力度
		$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	車輪軸に生じるせん断応力度
		$\sigma_1$	N/mm <sup>2</sup>	車輪受桁に生じる曲げ応力度
		$\tau_1$	N/mm <sup>2</sup>	車輪受桁に生じるせん断応力度

表 4.1-1(4) 防波扉の耐震評価に用いる記号

評価対象部位	記号	単位	定義	
防波扉 (鋼製扉体)	車輪戸当り	P	kN	車輪に作用する荷重
		K	N/mm <sup>2</sup>	車輪荷重直下のコンクリートに生じる支圧応力度
		a	mm	コンクリートの応力度の分布長さの 1/2
		M	N・mm	車輪戸当りに生じる曲げモーメント
		S	N	車輪戸当りに生じるせん断力
		I	mm <sup>4</sup>	車輪戸当りの断面 2 次モーメント
		B	mm	車輪戸当り (底面フランジ) の幅
		Z	mm <sup>3</sup>	車輪戸当りの断面係数
		A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	車輪戸当り腹板の断面積
		M <sub>f</sub>	N・mm	車輪戸当り (底面フランジ) に生じる曲げモーメント
		σ	N/mm <sup>2</sup>	車輪戸当りに生じる曲げ応力度
		τ	N/mm <sup>2</sup>	車輪戸当りに生じるせん断応力度
		σ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容曲げ応力度
		τ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容せん断応力度
		σ <sub>f</sub>	N/mm <sup>2</sup>	車輪戸当り (底面フランジ) に生じる曲げ応力度
	t <sub>f</sub>	mm	車輪戸当り (底面フランジ) の厚さ	
	ガイドアーム	P <sub>v</sub>	kN	ガイドアームに作用する地震時鉛直荷重
		W <sub>g</sub>	kN	防波扉 (鋼製扉体) の自重
		W <sub>s</sub>	kN	ガイドアームに作用する積雪荷重
		L	mm	ガイドアームの支間長
		M	kN・m	ガイドアームに生じる曲げモーメント
		S	kN	ガイドアームに生じるせん断力
		Z	mm <sup>3</sup>	ガイドアームの断面係数
		A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	ガイドアーム腹板の断面積
		σ	N/mm <sup>2</sup>	ガイドアームに生じる曲げ応力度
		τ	N/mm <sup>2</sup>	ガイドアームに生じるせん断応力度
K <sub>v</sub>		—	鉛直震度	
σ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容曲げ応力度		
τ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容せん断応力度		

表 4.1-1(5) 防波扉の耐震評価に用いる記号

評価対象部位		記号	単位	定義
防波扉 (鋼製 扉体)	休止 ピン	$P_h$	kN	休止ピンに作用する水平荷重
		$W$	kN	自重 (扉体自重+積雪荷重)
		$K_H$	—	水平震度
		$M$	N・mm	休止ピンに生じる曲げモーメント
		$S$	N	休止ピンに生じるせん断力
		$Z$	mm <sup>3</sup>	休止ピンの断面係数
		$A$	mm <sup>2</sup>	休止ピンの断面積
		$n$	本	休止ピン本数
		$L$	mm	休止ピンの突出長さ
		$d$	mm	休止ピンの径
		$\sigma$	N/mm <sup>2</sup>	休止ピンに生じる曲げ応力度
		$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	休止ピンに生じるせん断応力度
			$\sigma_a$	N/mm <sup>2</sup>
	$\tau_a$	N/mm <sup>2</sup>	許容せん断応力度	
防波扉戸当り (RC支柱)		$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度
		$\tau_{a1}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの短期許容せん断応力度
		$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	鉄筋の短期許容曲げ引張応力度
		$M$	kN・m	防波扉戸当り (RC支柱) に生じる曲げモーメント
		$N$	kN	防波扉戸当り (RC支柱) に生じる軸力
		$Q$	kN	防波扉戸当り (RC支柱) に生じるせん断力
防波扉基礎 スラブ, グラウンドアンカ		$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度
		$\tau_{a1}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの短期許容せん断応力度
		$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	鉄筋の短期許容曲げ引張応力度
		$\sigma_b$	N/mm <sup>2</sup>	グラウンドアンカにより発生する支圧応力度
		$\sigma_{ba}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの短期許容支圧応力度
		$T$	kN	発生アンカー力
		$S$	mm <sup>2</sup>	支圧板の面積
		$T_a$	kN	許容アンカー力
		$M$	kN・m	防波扉基礎スラブに生じる曲げモーメント
		$N$	kN	防波扉基礎スラブに生じる軸力
	$Q$	kN	防波扉基礎スラブに生じるせん断力	

表 4.1-1(6) 防波扉の耐震評価に用いる記号

評価対象部位	記号	単位	定義
改良地盤	$F_s$	-	局所安全係数
基礎地盤	$R_u$	$N/mm^2$	極限支持力度
	$R_d$	$N/mm^2$	基礎地盤の最大接地圧

表 4.1-2(1) 漂流物対策工の耐震評価に用いる記号

評価対象部位	記号	単位	定義	
漂流物 対策工 (鋼製 扉体)	主横桁	M	kN・m	主横桁（最下段）に生じる曲げモーメント
		S	kN	主横桁（最下段）に生じるせん断力
		W	kN/m	主横桁に作用する地震時慣性力
		W'	kN/m	主横桁に作用する風荷重
		L	m	主横桁の支間長
		a	m	主横桁の張出長さ
		L <sub>1</sub>	m	漂流物対策工（鋼製扉体）の幅
		Z	mm <sup>3</sup>	主横桁の断面係数
		A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	主横桁腹板の断面積
		σ	N/mm <sup>2</sup>	主横桁（最下段）に生じる曲げ応力度
		τ	N/mm <sup>2</sup>	主横桁（最下段）に生じるせん断応力度
		L'	m	主横桁の張出長さ
		M'	kN・m	主横桁（最上段）に生じる曲げモーメント
		S'	kN	主横桁（最上段）に生じるせん断力
		σ'	N/mm <sup>2</sup>	主横桁（最上段）に生じる曲げ応力度
		τ'	N/mm <sup>2</sup>	主横桁（最上段）に生じるせん断応力度
		σ <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容曲げ応力度
		τ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容せん断応力度
	張出桁	M	kN・m	張出桁に生じる曲げモーメント
		S	kN	張出桁に生じるせん断力
		W	kN/m	張出桁に作用する地震時慣性力
		W'	kN/m	張出桁に作用する風荷重
		L	m	張出長さ
		Z	mm <sup>3</sup>	張出桁の断面係数
		A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	張出桁腹板の断面積
		σ	N/mm <sup>2</sup>	張出桁に生じる曲げ応力度
		τ	N/mm <sup>2</sup>	張出桁に生じるせん断応力度
		σ <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容曲げ応力度
		τ <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容せん断応力度
	補助 縦桁	M	kN・m	補助縦桁に生じる曲げモーメント
		S	kN	補助縦桁に生じるせん断力
		W	kN/m	補助縦桁に作用する地震時慣性力
		W'	kN/m	補助縦桁に作用する風荷重
l		m	主横桁の間隔	
Z		mm <sup>3</sup>	補助縦桁の断面係数	
A <sub>w</sub>		mm <sup>2</sup>	補助縦桁腹板の断面積	
σ		N/mm <sup>2</sup>	補助縦桁に生じる曲げ応力度	
τ		N/mm <sup>2</sup>	補助縦桁に生じるせん断応力度	
σ <sub>ca</sub>		N/mm <sup>2</sup>	許容曲げ応力度	
τ <sub>ca</sub>		N/mm <sup>2</sup>	許容せん断応力度	

表 4.1-2(2) 漂流物対策工の耐震評価に用いる記号

評価対象部位		記号	単位	定義
漂流物 対策工 (鋼製 扉体)	端縦桁	R	kN	主横桁に生じる支点反力
		$A_q$	mm <sup>2</sup>	補剛材の有効断面積
		$A_w$	mm <sup>2</sup>	端縦桁腹板の有効断面積
		$A_{s1}$	mm <sup>2</sup>	主横桁腹板の有効断面積
		$A_{s2}$	mm <sup>2</sup>	スチフナの有効断面積
		$t_w$	mm	端縦桁腹板の厚さ
		$b_w$	mm	端縦桁腹板の長さ
		$t_{s1}$	mm	主横桁腹板の厚さ
		$t_{s2}$	mm	スチフナの厚さ
		$b_{s1}$	mm	主横桁腹板の長さ
		$b_{s2}$	mm	スチフナの長さ
		$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	端縦桁に生じる圧縮応力度
		$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	許容圧縮応力度
		支承部 (上部支承 軸)	M	kN・m
	$R_H$		kN	支承部(上部支承軸)に作用する水平荷重
	L		m	支承軸支持間隔
	S		kN	支承部(上部支承軸)に生じるせん断力
	Z		mm <sup>3</sup>	支承部(上部支承軸)の断面係数
	A		mm <sup>2</sup>	支承部(上部支承軸)の断面積
	$\sigma$		N/mm <sup>2</sup>	支承部(上部支承軸)に生じる曲げ応力度
	$\tau$		N/mm <sup>2</sup>	支承部(上部支承軸)に生じるせん断応力度
	$\sigma_a$		N/mm <sup>2</sup>	許容曲げ応力度
	$\tau_a$		N/mm <sup>2</sup>	許容せん断応力度
	支承部(下 部支承軸)		M	kN・m
		$R_H$	kN	支承部(下部支承軸)に作用する水平荷重
		L	m	支承部(下部支承軸)の突出長さ
		S	kN	支承部(下部支承軸)に生じるせん断力
		Z	mm <sup>3</sup>	支承部(下部支承軸)の断面係数
		A	mm <sup>2</sup>	支承部(下部支承軸)の断面積
		$\sigma$	N/mm <sup>2</sup>	支承部(下部支承軸)に生じる曲げ応力度
		$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	支承部(下部支承軸)に生じるせん断応力度
		$\sigma_a$	N/mm <sup>2</sup>	許容曲げ応力度
		$\tau_a$	N/mm <sup>2</sup>	許容せん断応力度
支承部(下 部支承軸 受)	$R_v$	kN	支承部(下部支承軸)に作用する鉛直荷重	
	r	mm	軸受(壺金)の球面の半径	
	E	N/mm <sup>2</sup>	軸受(壺金)の弾性係数	
	p	N/mm <sup>2</sup>	軸受(壺金)に生じる支圧応力度	
	$p_a$	N/mm <sup>2</sup>	許容接触応力度	

表 4.1-2(3) 漂流物対策工の耐震評価に用いる記号

評価対象部位		記号	単位	定義
漂流物 対策工 (鋼製 扉体)	支承部 (支 承軸受)	$R_1$	kN	支承部 (支承軸受) に作用する荷重
		$R_H$	kN	支承部 (下部支承軸) に作用する水平荷重
		$C_{cr}$	kN	許容荷重
	支承部 (浮 上防止金 物)	$M$	kN・m	支承部 (浮上防止金物) に生じる曲げモーメント
		$R_v$	kN	支承部 (浮上防止金物) に作用する鉛直上向き荷重
		$L$	m	支承部 (浮上防止金物) の突出長さ
		$S$	kN	支承部 (浮上防止金物) に生じるせん断力
		$Z$	mm <sup>3</sup>	支承部 (浮上防止金物) の断面係数
		$A_1$	mm <sup>2</sup>	支承部 (浮上防止金物) の断面積
		$\sigma_b$	N/mm <sup>2</sup>	支承部 (浮上防止金物) に生じる曲げ応力度
		$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	支承部 (浮上防止金物) に生じるせん断応力度
		$\sigma_a$	N/mm <sup>2</sup>	許容曲げ圧縮応力度
		$\tau_a$	N/mm <sup>2</sup>	許容せん断応力度
		$F$	kN	固定ボルトに生じる軸力
		$a, b$	mm	支持点からの距離
		$A_2$	mm <sup>2</sup>	固定ボルトの有効断面積
		$\sigma_t$	N/mm <sup>2</sup>	固定ボルトに生じる軸方向引張応力度
		$\sigma_{ta}$	N/mm <sup>2</sup>	許容軸方向引張応力度

表 4.1-2(4) 漂流物対策工の耐震評価に用いる記号

評価対象部位	記号	単位	定義	
漂流物 対策工 (鋼製 扉体)	上部支承 (アンカ ーボル ト) , 上部支承 (コンク リート)	F	kN	アンカーボルト 1 本あたりに生じる軸力
		$R_H$	kN	支承部 (上部支承軸) に作用する水平荷重
		l	mm	支承軸からアンカーボルト固定部までの距離
		m	mm	アンカーボルトの間隔
		n	本	アンカーボルトの片側本数
		A	mm <sup>2</sup>	アンカーボルトの断面積
		d	mm	アンカーボルトの埋込深さ
		a, b	mm	アンカープレートの寸法
		c, e	mm	支圧板の寸法
		$\sigma_t$	N/mm <sup>2</sup>	アンカーボルトに生じる軸方向引張応力度
		$\sigma_a$	N/mm <sup>2</sup>	許容軸方向引張応力度
		$\sigma_{c1}$	N/mm <sup>2</sup>	上部支承 (コンクリート) に生じる支圧応力度 (アンカープレート)
		$\sigma_{c2}$	N/mm <sup>2</sup>	上部支承 (コンクリート) に生じる支圧応力度 (支圧板)
		$\tau_c$	N/mm <sup>2</sup>	上部支承 (コンクリート) に生じるせん断応力度 (アンカープレート)
	$\sigma_{cba}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの許容支圧応力度	
	$\tau_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの許容せん断応力度	
	下部支承 (アンカ ーボル ト) , 下部支承 (コンク リート)	F	kN	アンカーボルト 1 本あたりに生じる軸力
		$R_H$	kN	支承部 (下部支承軸) に作用する水平荷重
		L	mm	軸受中心からアンカーボルト固定部までの距離
		y	mm	アンカーボルトの間隔
		n	本	アンカーボルトの片側本数
		A	mm <sup>2</sup>	アンカーボルトの断面積
		d	mm	アンカーボルトの埋込深さ
		a, b	mm	アンカープレートの寸法
		c, e	mm	支圧板の寸法
		$\sigma_t$	N/mm <sup>2</sup>	アンカーボルトに生じる軸方向引張応力度
$\sigma_a$		N/mm <sup>2</sup>	許容軸方向引張応力度	
$\sigma_{c1}$		N/mm <sup>2</sup>	下部支承 (コンクリート) に生じる支圧応力度 (アンカープレート)	
$\sigma_{c2}$	N/mm <sup>2</sup>	下部支承 (コンクリート) に生じる支圧応力度 (支圧板)		
$\tau_c$	N/mm <sup>2</sup>	下部支承 (コンクリート) に生じるせん断応力度 (アンカープレート)		
$\sigma_{cba}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの許容支圧応力度		
$\tau_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの許容せん断応力度		



表 4.1-2(5) 漂流物対策工の耐震評価に用いる記号

評価対象部位	記号	単位	定義	
漂流物 対策工 (鋼製 扉体)	ロック 装置	M	kN・m	ロックビームに生じる曲げモーメント
		R <sub>r</sub>	kN	ロックビームに作用する荷重
		a	m	ロックビームの突出長さ
		n	本	ロックビーム本数
		Z	mm <sup>3</sup>	ロックビームの断面係数
		S	kN	ロックビームに生じるせん断力
		A	mm <sup>2</sup>	ロックビームのせん断面積
		σ	N/mm <sup>2</sup>	ロックビームに生じる曲げ応力度
		τ	N/mm <sup>2</sup>	ロックビームに生じるせん断応力度
		σ <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容曲げ応力度
		τ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	許容せん断応力度
	支圧板, 戸当り	W	kN/m	戸当りに作用する地震時荷重 (地震時慣性力+風荷重)
		C	mm	支圧板の有効幅
		L <sub>1</sub>	mm	漂流物対策工 (鋼製扉体) の幅
		L <sub>2</sub>	mm	主横桁の荷重分担長さ
		t <sub>w</sub>	mm	戸当り (腹板) の厚さ
		b <sub>f</sub>	mm	戸当り (底面フランジ) の幅
		t <sub>f</sub>	mm	戸当り (底面フランジ) の厚さ
		l <sub>1</sub>	mm	戸当りの埋込深さ
		l <sub>2</sub>	mm	戸当りのコンクリート側面からの埋込深さ
		M <sub>f</sub>	N・mm/mm	戸当り (底面フランジ) に生じる曲げモーメント
		Σl	mm	せん断抵抗長さ (=l <sub>1</sub> +2l <sub>2</sub> )
σ <sub>p</sub>	N/mm <sup>2</sup>	支圧板に生じる支圧応力度		
σ <sub>b</sub>	N/mm <sup>2</sup>	戸当り (腹板) に生じる支圧応力度		
σ <sub>f</sub>	N/mm <sup>2</sup>	戸当り (底面フランジ) に生じる曲げ応力度		
σ <sub>cb</sub>	N/mm <sup>2</sup>	戸当り (コンクリート) に生じる支圧応力度		
τ <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	戸当り (コンクリート) に生じるせん断応力度		
σ <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	戸当り (コンクリート) に生じる圧縮応力度		
σ <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	鉄筋に生じる引張応力度		
σ <sub>sa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	鉄筋の許容引張応力度		
σ <sub>pa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	支圧板の許容支圧応力度		
σ <sub>ba</sub>	N/mm <sup>2</sup>	戸当り (腹板) の許容支圧応力度		
σ <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	戸当り (底面フランジ) の許容曲げ応力度		
σ <sub>cba</sub>	N/mm <sup>2</sup>	戸当り (コンクリート) の許容支圧応力度		
τ <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	戸当り (コンクリート) の許容せん断応力度		

表 4.1-2(6) 漂流物対策工の耐震評価に用いる記号

評価対象部位	記号	単位	定義
漂流物対策工 戸当り (RC支柱)	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度
	$\tau_{a1}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの短期許容せん断応力度
	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	鉄筋の短期許容曲げ引張応力度
	M	kN・m	漂流物対策工戸当り (RC支柱) に生じる曲げモーメント
	N	kN	漂流物対策工戸当り (RC支柱) に生じる軸力
	Q	kN	漂流物対策工戸当り (RC支柱) に生じるせん断力
漂流物対策工 基礎スラブ	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度
	$\tau_{a1}$	N/mm <sup>2</sup>	コンクリートの短期許容せん断応力度
	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	鉄筋の短期許容曲げ引張応力度
	M	kN・m	漂流物対策工基礎スラブに生じる曲げモーメント
	N	kN	漂流物対策工基礎スラブに生じる軸力
	Q	kN	漂流物対策工基礎スラブに生じるせん断力
基礎地盤	$R_u$	N/mm <sup>2</sup>	極限支持力度
	$f'_a$	N/mm <sup>2</sup>	支圧強度
	R	N/mm <sup>2</sup>	基礎地盤の最大接地圧

#### 4.2 評価対象断面

防波扉（3号機東側）の評価対象断面は、防波扉（3号機東側）の構造上の特徴を踏まえ、防波扉及び漂流物対策工の扉体軸方向が強軸方向であるため、弱軸方向である防波扉及び漂流物対策工の扉体直交方向の断面とする。

- ・防波扉及び漂流物対策工の扉体部については、断面係数が相対的に大きい扉体軸方向が強軸方向となる。
- ・防波扉の扉体軸方向は、隣接する防波壁（逆T擁壁）の強軸方向となる。（図2.2-1(2)参照）
- ・漂流物対策工は、扉体軸方向の方が扉体軸直交方向と比べてMMRの幅が広い。（図4.2-2及び図4.2-3参照）

防波扉（3号機東側）の評価対象断面位置図を図4.2-1に、縦断面図を図4.2-2に、扉体軸方向断面図を図4.2-3に示す。

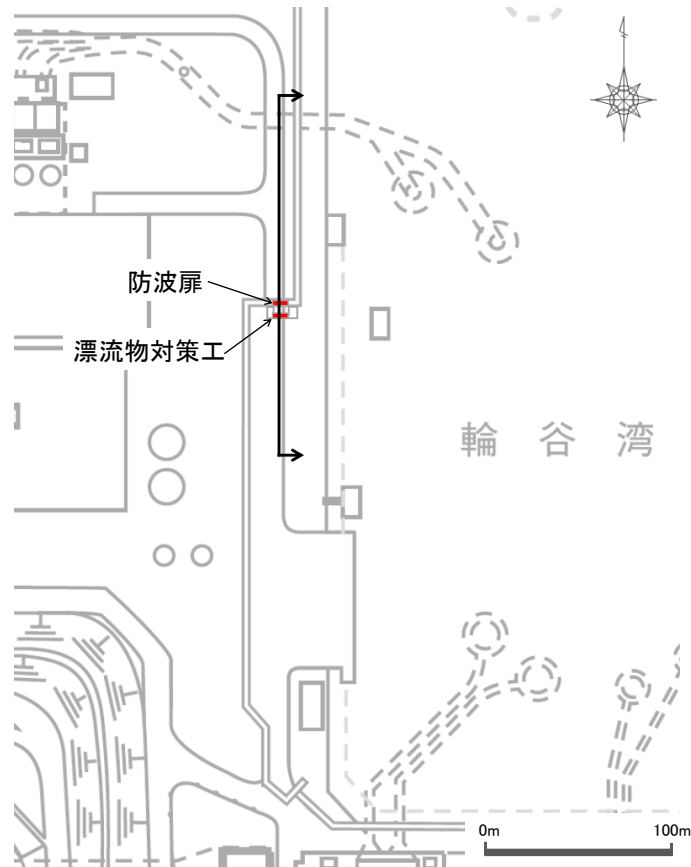


図4.2-1 防波扉（3号機東側）の評価対象断面位置図



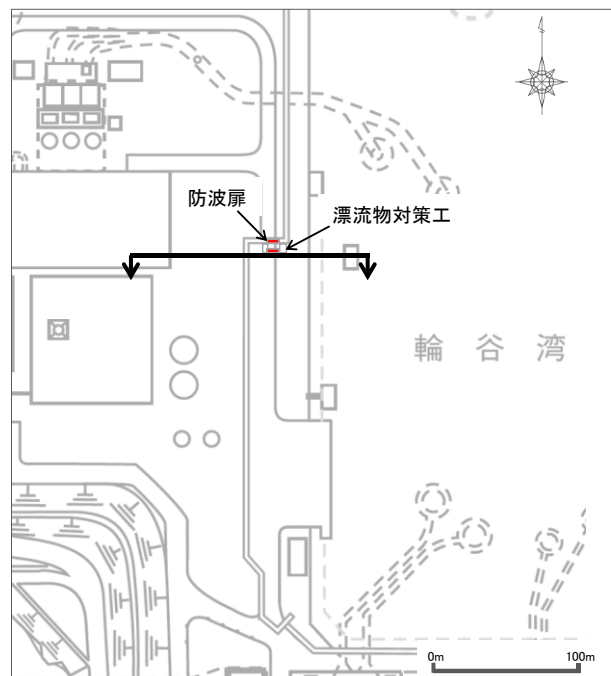
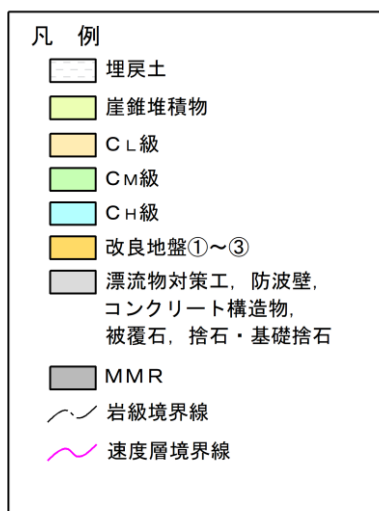
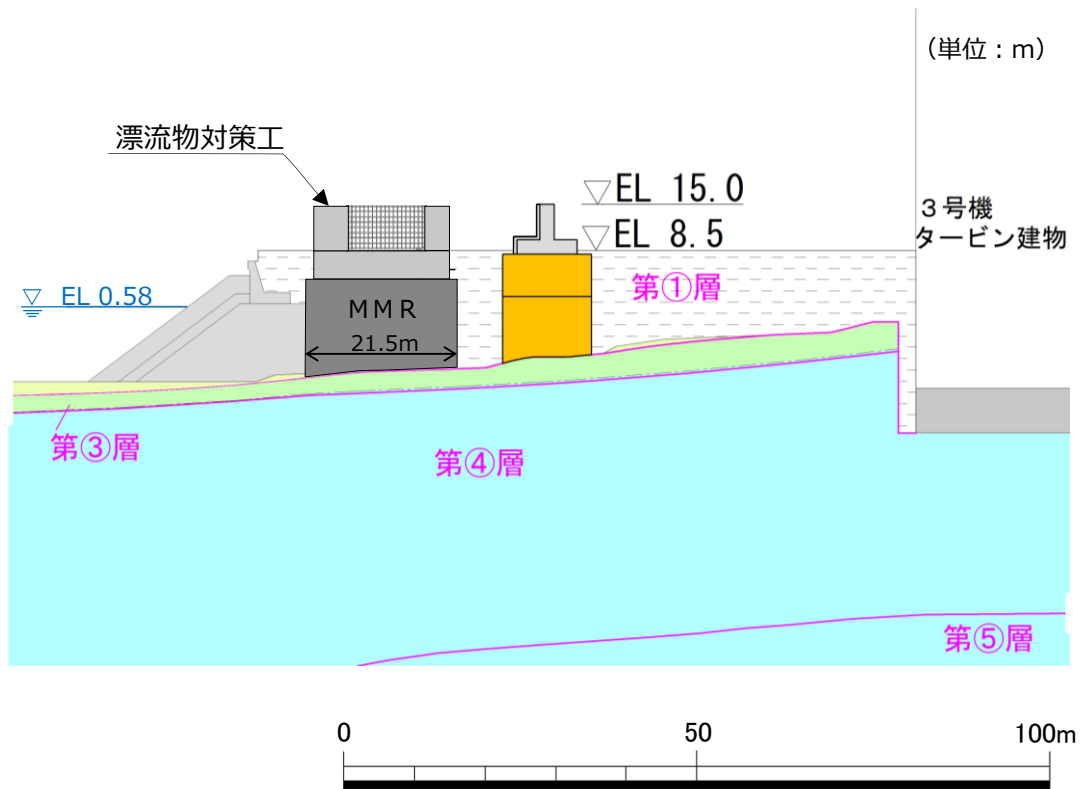


図 4.2-3 漂流物対策工の扉体軸方向断面図

### 4.3 解析方法

防波扉（3号機東側）の地震応答解析は、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる2次元有限要素法を用いて、基準地震動  $S_s$  に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととする。地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮するため、解析方法は有効応力解析とする。

構造部材については、線形はり要素（ビーム要素）、非線形ばね要素及び線形の平面ひずみ要素でモデル化する。また、地盤については地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようにモデル化する。

地震応答解析については、解析コード「FLIP」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

#### 4.3.1 地震応答解析手法

防波扉（3号機東側）の地震応答解析は、地盤と構造物の動的相互作用を考慮できる連成系の地震応答解析を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。

地震応答解析手法の選定フローを図4.3.1-1に示す。

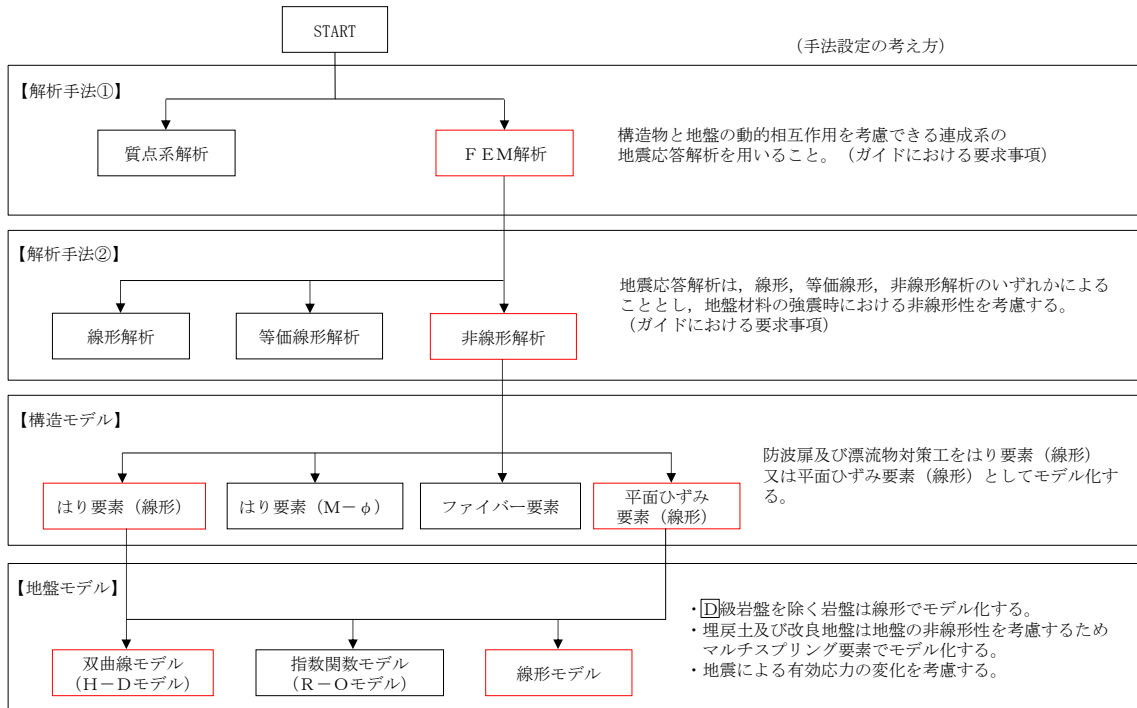


図 4.3.1-1 地震応答解析手法の選定フロー

#### 4.3.2 施設

防波扉戸当り（RC支柱）及び防波扉基礎スラブは線形はり要素（ビーム要素）、グラウンドアンカは非線形ばね要素でモデル化し、防波扉（鋼製扉体）は付加重量として考慮する。

また、漂流物対策工戸当り（RC支柱）は線形はり要素（ビーム要素）でモデル化し、漂流物対策工（鋼製扉体）は付加重量として考慮する。漂流物対策工基礎スラブは、線形の平面ひずみ要素としてモデル化する。

#### 4.3.3 地盤物性のばらつき

防波扉（3号機東側）の地震時の応答は、周辺地盤との相互作用によることから、地盤物性のばらつきの影響を考慮する。地盤物性のばらつきについては、表4.3.3-1に示す解析ケースにおいて考慮する。

図4.2-2に示すとおり、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布しており、これらの地盤のせん断変形が地震時に防波扉（3号機東側）の応答に与える影響が大きいと考えられる。このうち、広範囲に分布しており、応答に与える影響が大きいと考えられる埋戻土の物性(初期せん断弾性係数)のばらつきについて影響を確認する。

- ・広範囲に分布しており、動的変形特性にひずみ依存性があるため、地震時の繰返し载荷により剛性低下することから、剛性の違いが地盤応答に影響し、防波扉（3号機東側）の応答に影響する。
- ・地震時の繰返し载荷により液状化し、有効応力が低下することから、剛性の違いが改良地盤に対する主働土圧に影響し、防波扉（3号機東側）の応答に影響する。

詳細な解析ケースの考え方は、「4.3.5 解析ケース」に示す。

表 4.3.3-1 解析ケース

解析ケース	地盤物性	
	埋戻土 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	平均値	平均値
ケース②	平均値+ $1\sigma$	平均値
ケース③	平均値- $1\sigma$	平均値

#### 4.3.4 減衰定数

Rayleigh 減衰を考慮することとし、剛性比例型減衰 ( $\alpha=0$ ,  $\beta=0.002$ ) を設定する。

#### 4.3.5 解析ケース

##### (1) 地震応答解析

耐震評価においては、すべての基準地震動  $S_s$  に対し、解析ケース①(基本ケース)を実施する。すべての基準地震動  $S_s$  に対して実施した解析ケース①(基本ケース)において、各照査値が最も厳しい地震動を用いて、解析ケース②及び③を実施する。

耐震評価における解析ケースを表 4.3.5-1 に示す。

表 4.3.5-1 耐震評価における解析ケース

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値+1 $\sigma$	平均値-1 $\sigma$
地震動 (位相)	$S_s-D$	(++)*	○	基準地震動 $S_s$ (6 波) に位相反転を考慮した地震動 (6 波) を加えた全 12 波に対し、ケース①(基本ケース)を実施し、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査の各照査項目ごとに照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい(許容限界に対する裕度が最も小さい)地震動を用いてケース②及び③を実施する。 すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②及び③を実施する。	
		(-+)*	○		
		(+-)*	○		
		(--)*	○		
	$S_s-F1$	(++)*	○		
	$S_s-F2$	(++)*	○		
	$S_s-N1$	(++)*	○		
		(-+)*	○		
	$S_s-N2$ (NS)	(++)*	○		
		(-+)*	○		
$S_s-N2$ (EW)	(++)*	○			
	(-+)*	○			

注記\* : 地震動の位相について、(++) の左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。



(2) 地震応答解析結果に基づいた設計震度による評価

防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）については、「3. 固有値解析」より剛構造として扱うため、地震応答解析の解析ケース①の結果に基づき、設置床の最大応答加速度から算定した震度に対して十分な安全裕度をもった設計震度を設定し、静的に評価を行う。耐震評価に用いる設計用地震力を「4.9 設計用地震力」に示す。

#### 4.4 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

##### 4.4.1 耐震評価上考慮する状態

防波扉（3号機東側）の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

###### (1) 運転時の状態

発電用原子炉施設が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

###### (2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

###### (3) 設計用自然条件

積雪荷重及び風荷重を考慮する。

###### (4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

##### 4.4.2 荷重

防波扉（3号機東側）の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

###### (1) 固定荷重（G）

固定荷重として、躯体自重（鋼製扉体を含む）を考慮する。  
また、グラウンドアンカの初期緊張力を考慮する。

###### (2) 積載荷重（P）

積載荷重として、土圧及び水圧を考慮する。

###### (3) 積雪荷重（P<sub>s</sub>）

積雪荷重として、発電所最寄りの気象官署である松江地方気象台（松江市）での観測記録（1941～2018年）より、観測史上1位の月最深積雪100cm（1971年2月4日）に平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮した35.0cmとする。

積雪荷重については、「松江市建築基準法施行細則（平成17年3月31日松江市規則第234号）」により、積雪量1cmごとに20N/m<sup>2</sup>の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

###### (4) 風荷重（P<sub>k</sub>）

風荷重については、設計基準風速を30m/sとし、「建築基準法・同施行令」に基づき算定する。

###### (5) 地震荷重（S<sub>s</sub>）

基準地震動S<sub>s</sub>による荷重を考慮する。

#### 4.4.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4.4.3-1 に示す。

表 4.4.3-1 荷重の組合せ

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

G : 固定荷重

P : 積載荷重

$P_s$  : 積雪荷重

$P_k$  : 風荷重

$S_s$  : 地震荷重 (基準地震動  $S_s$ )

#### 4.5 入力地震動

入力地震動は、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 $S_s$ を一次元波動論により地震応答解析モデル下端位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「7.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

図4.5-1に入力地震動算定の概念図を、図4.5-2～図4.5-13に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、VI-5「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

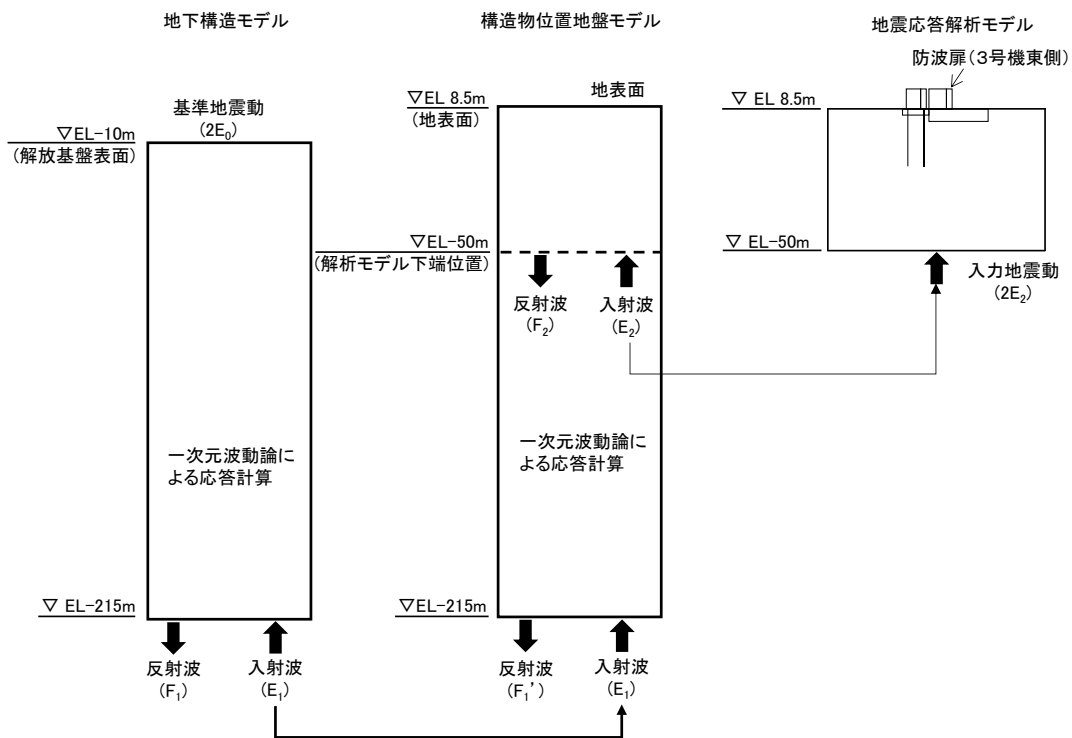


図 4.5-1 入力地震動算定の概念図

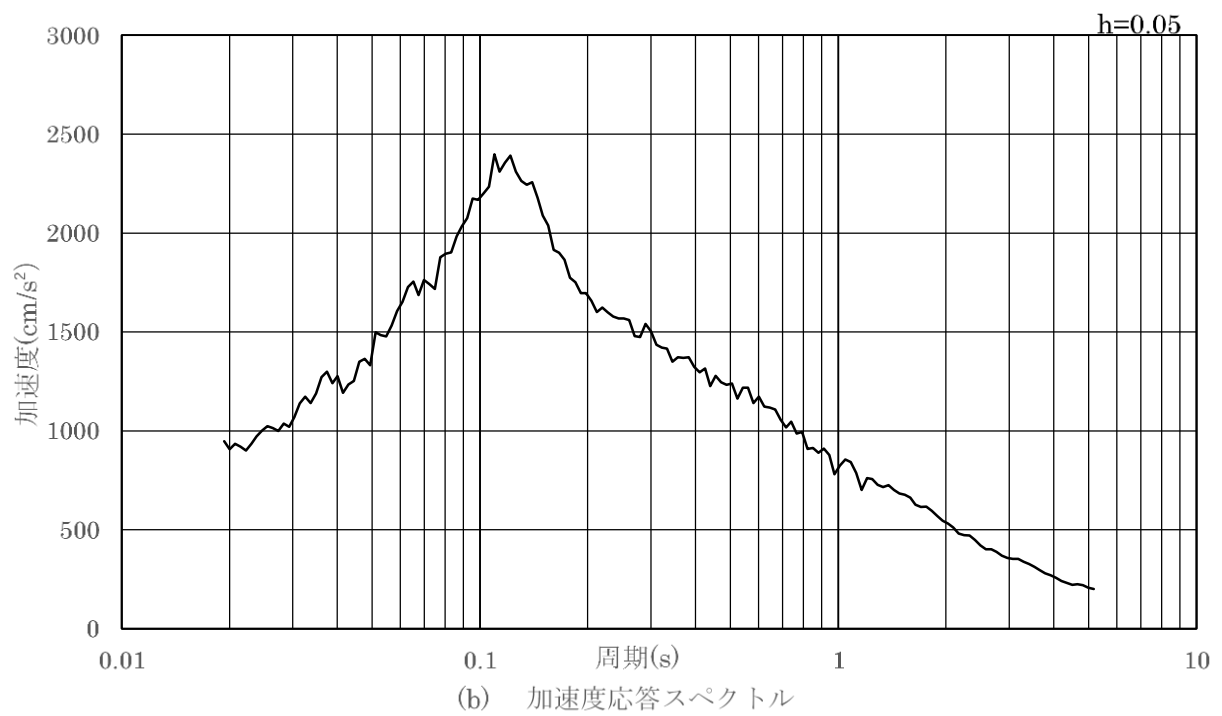
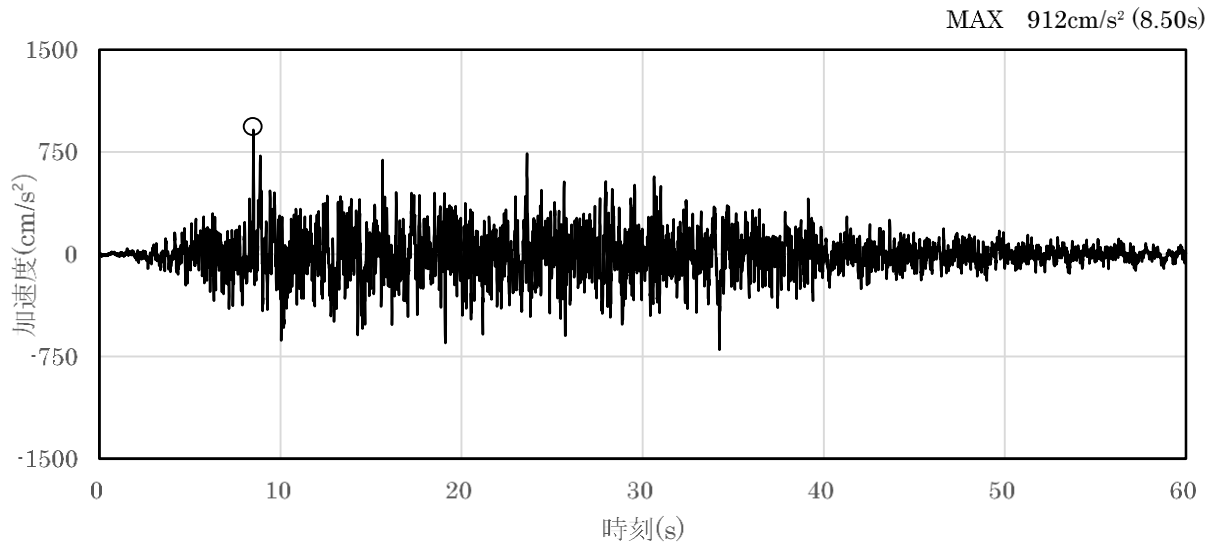
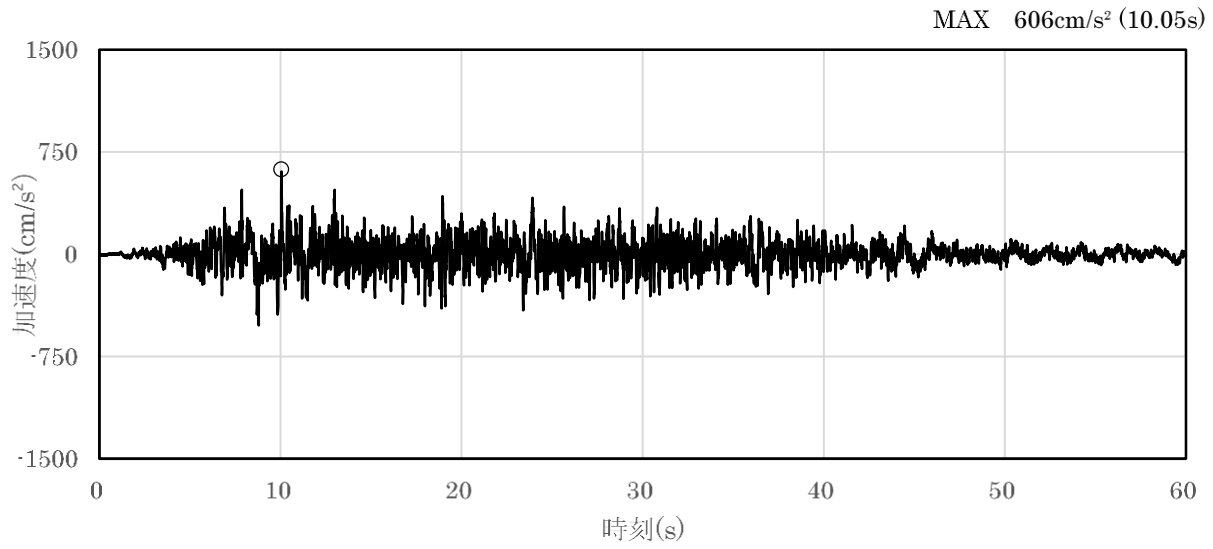
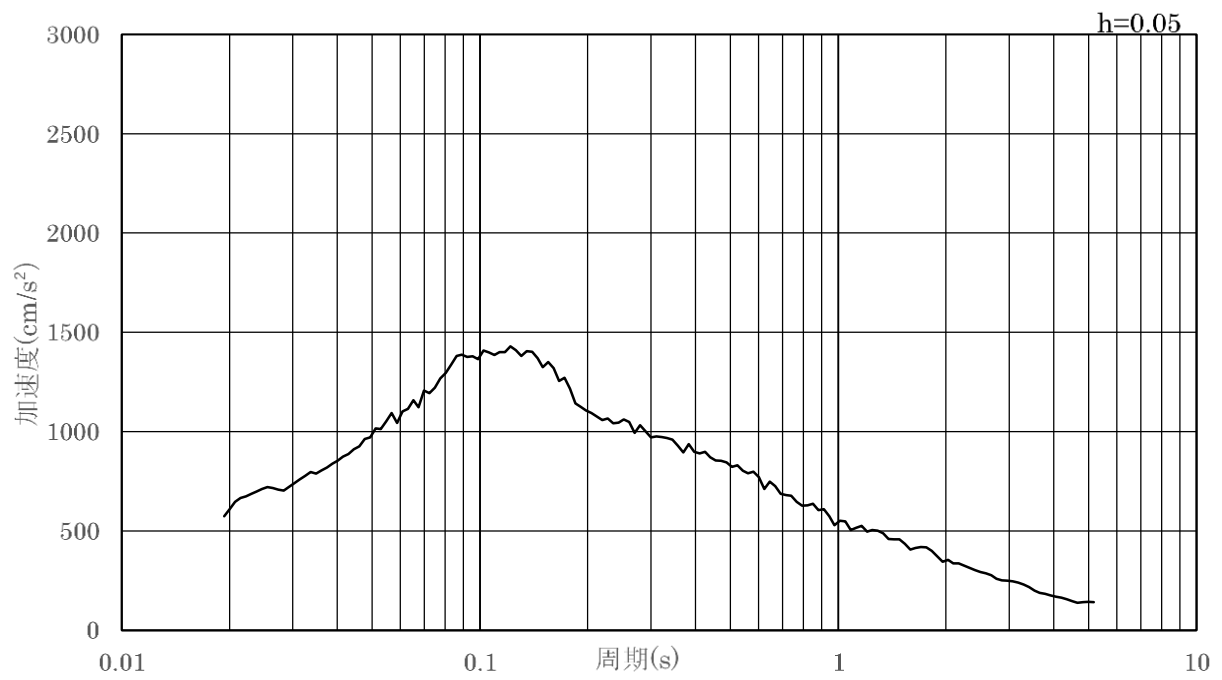


図 4.5-2 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s -D)

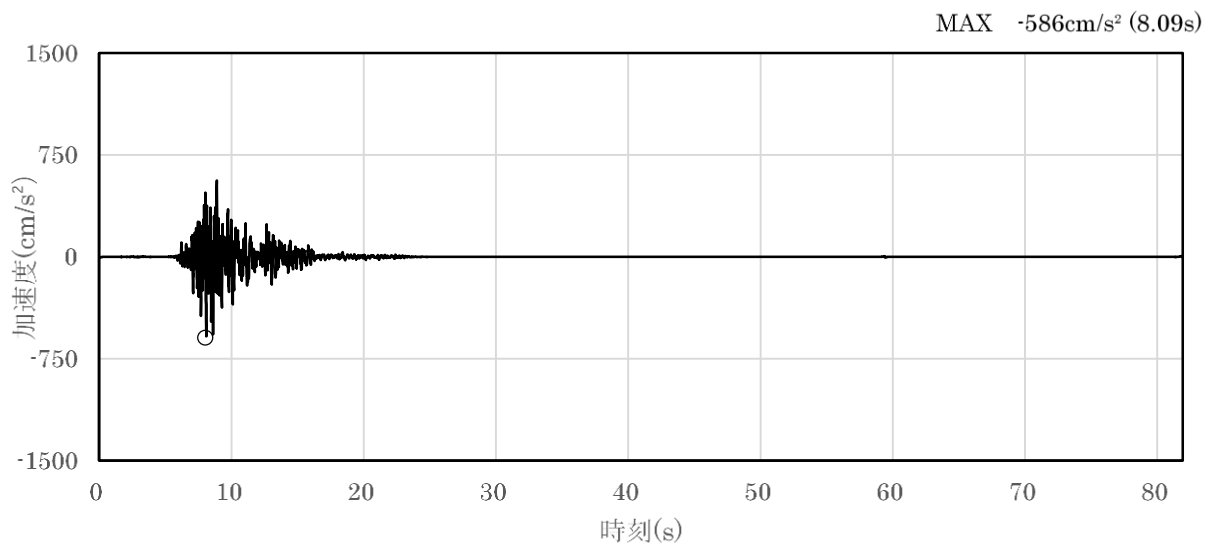


(a) 加速度時刻歴波形

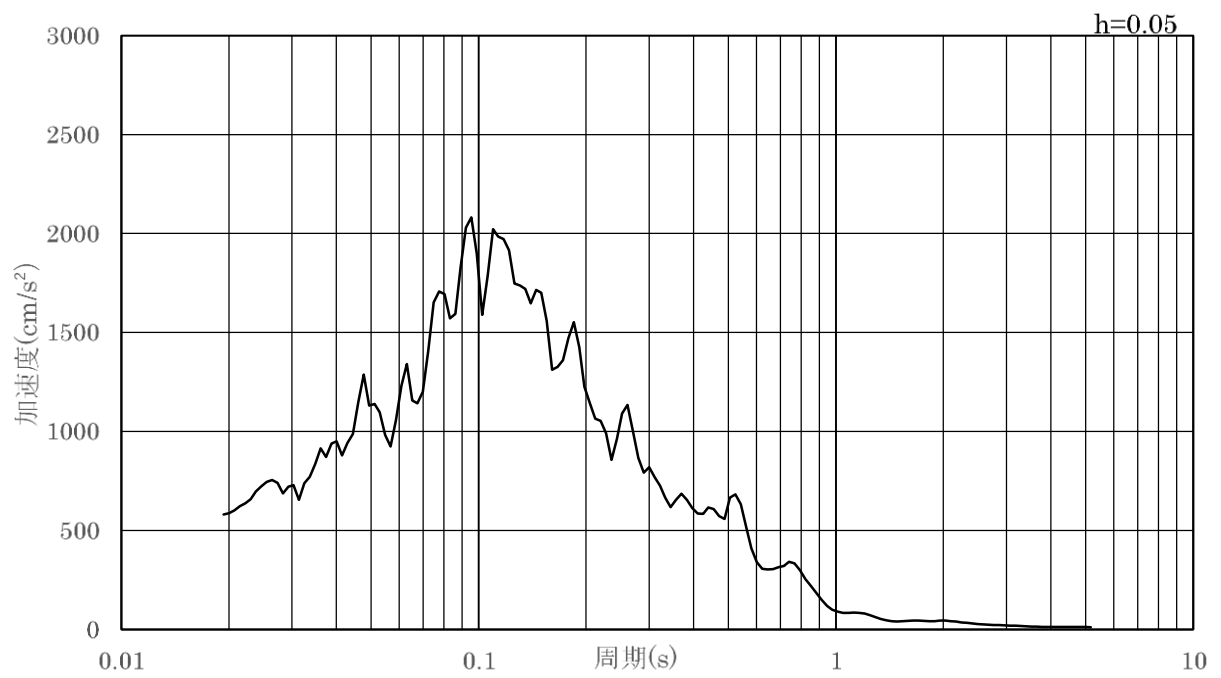


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-3 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s-D)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-4 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - F 1)

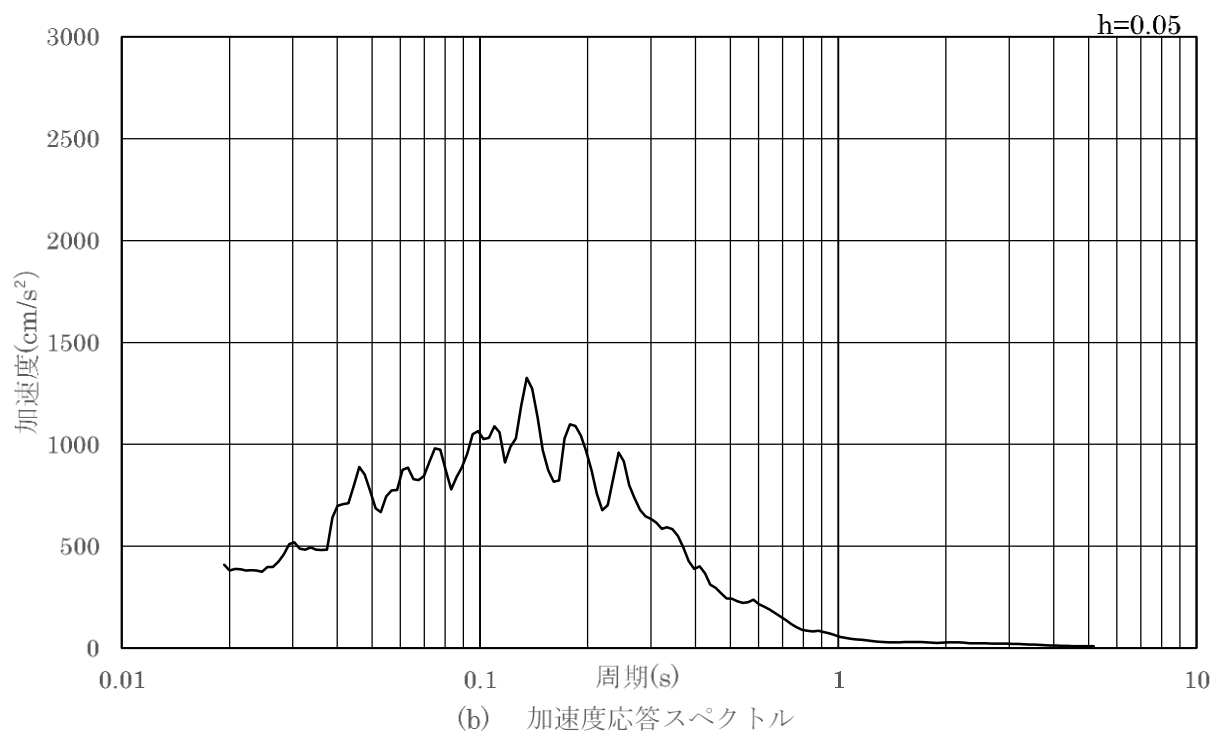
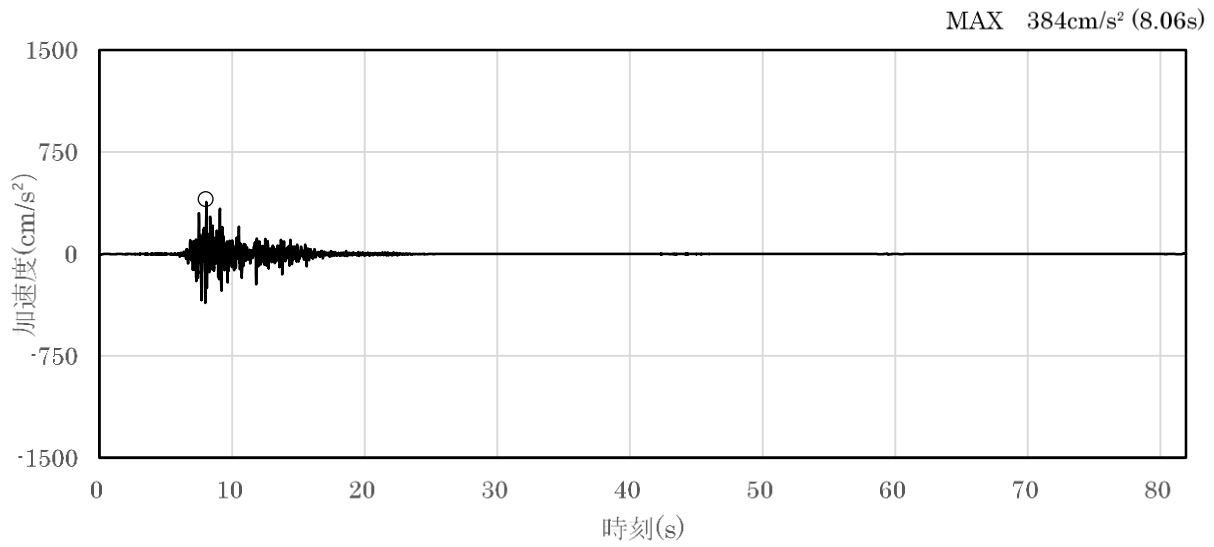
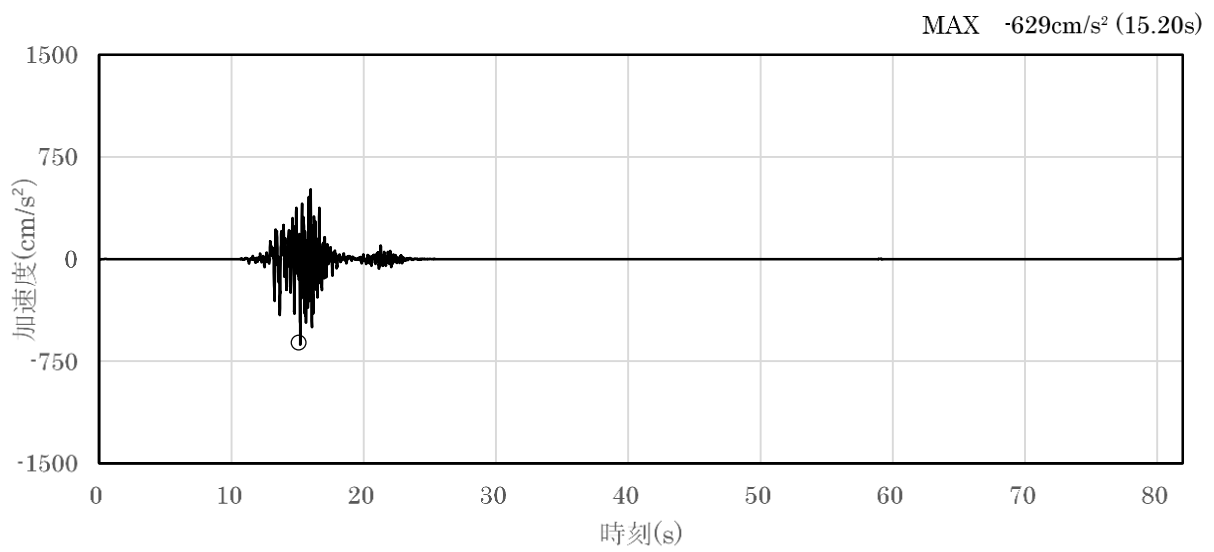
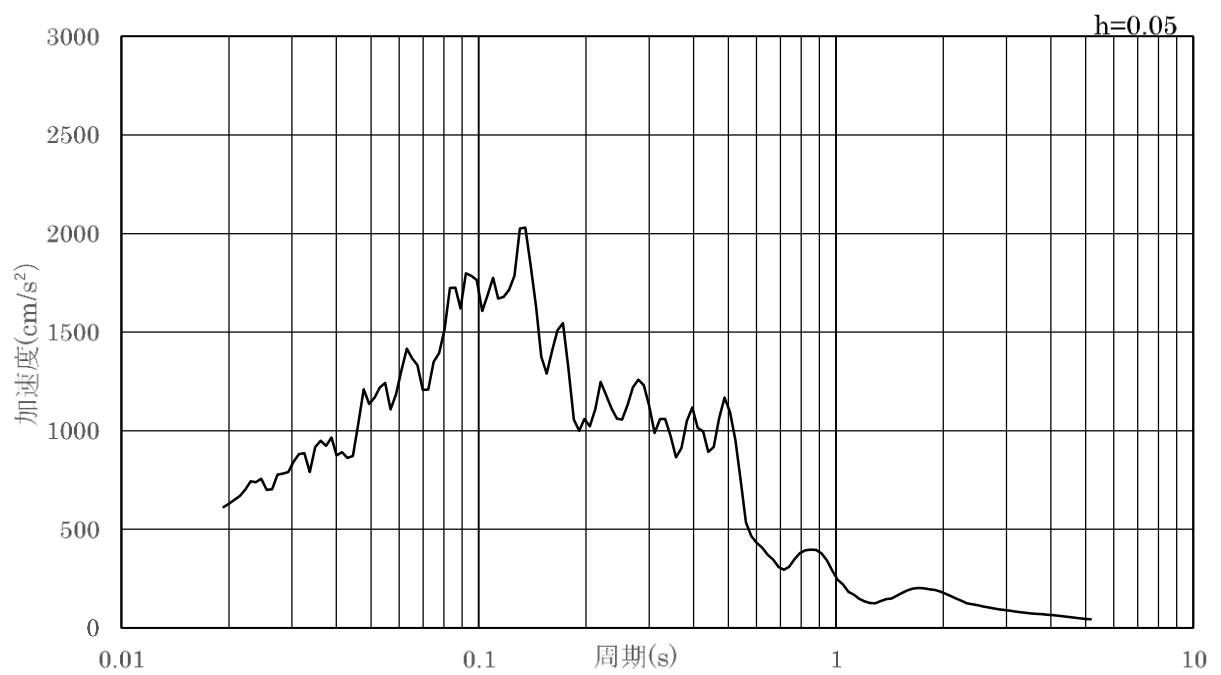


図 4.5-5 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - F 1)



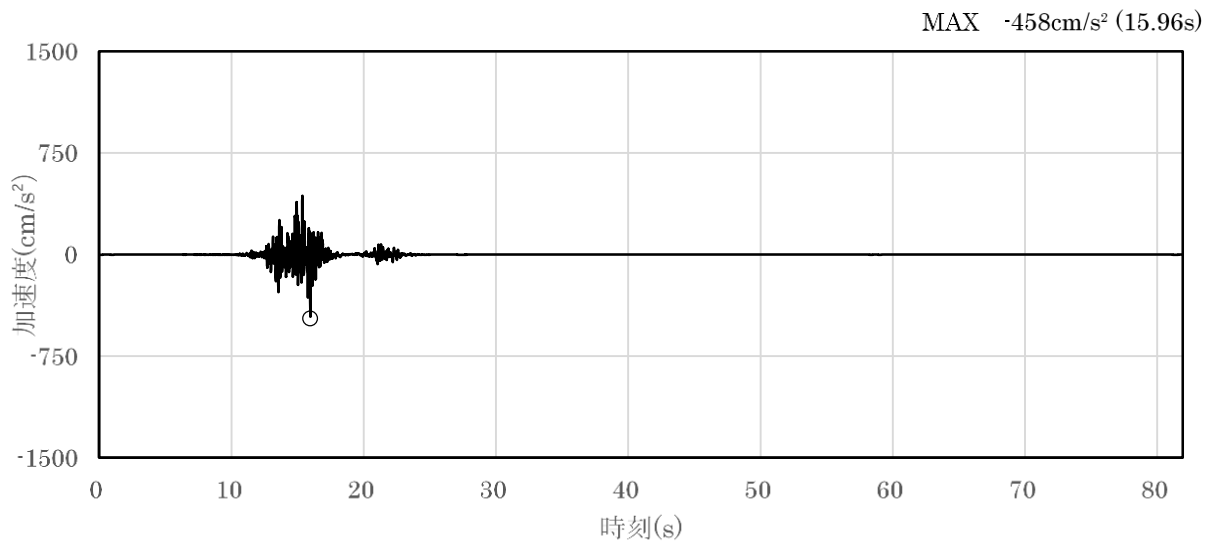


(a) 加速度時刻歴波形

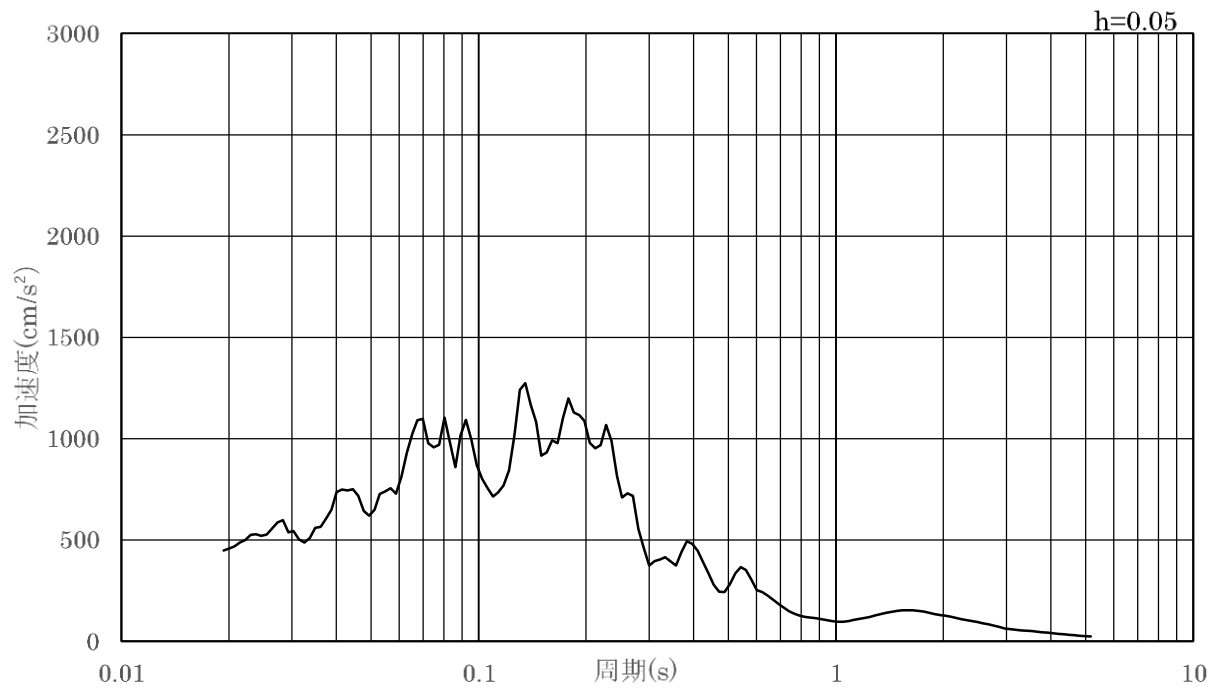


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - F 2)

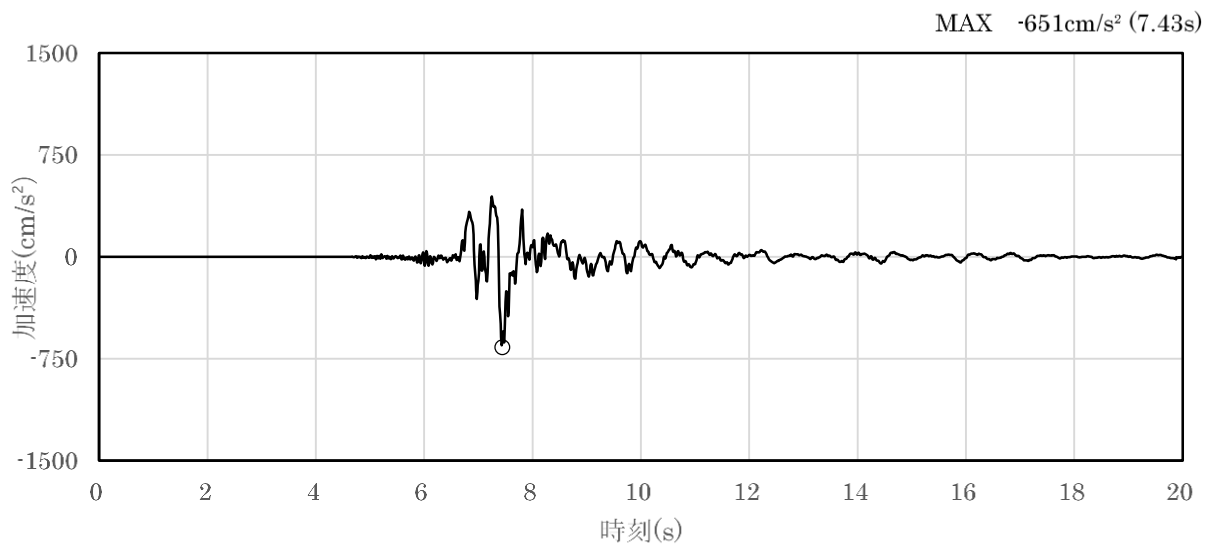


(a) 加速度時刻歴波形

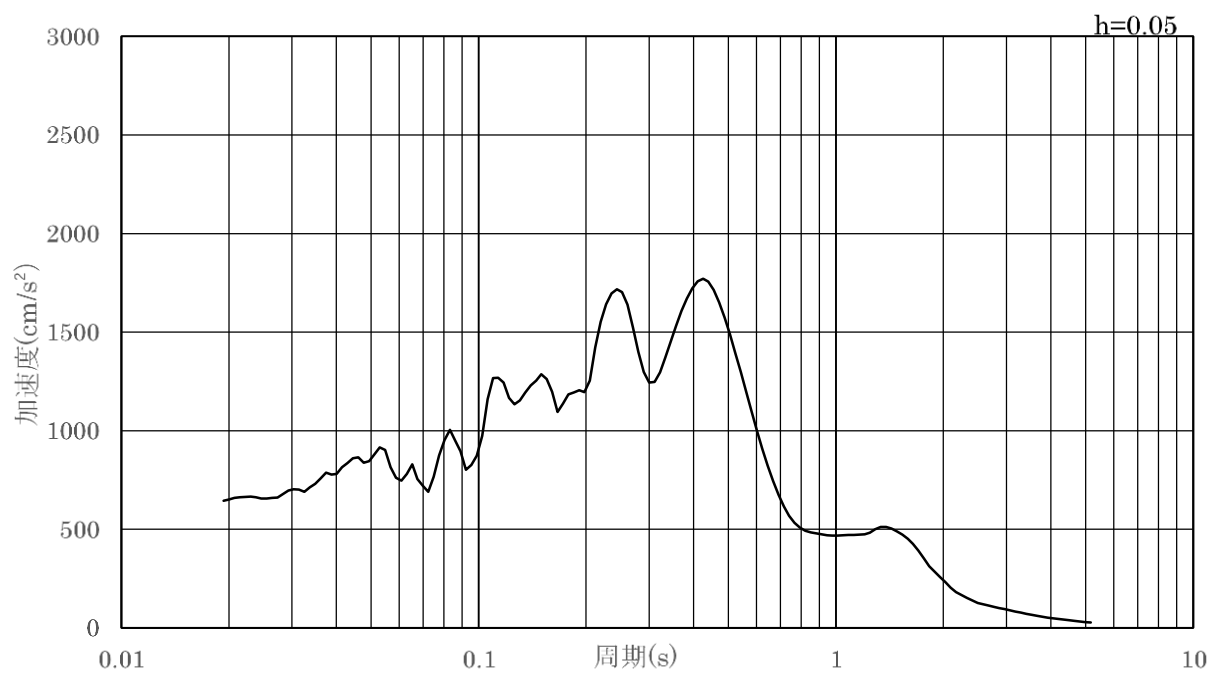


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - F 2)

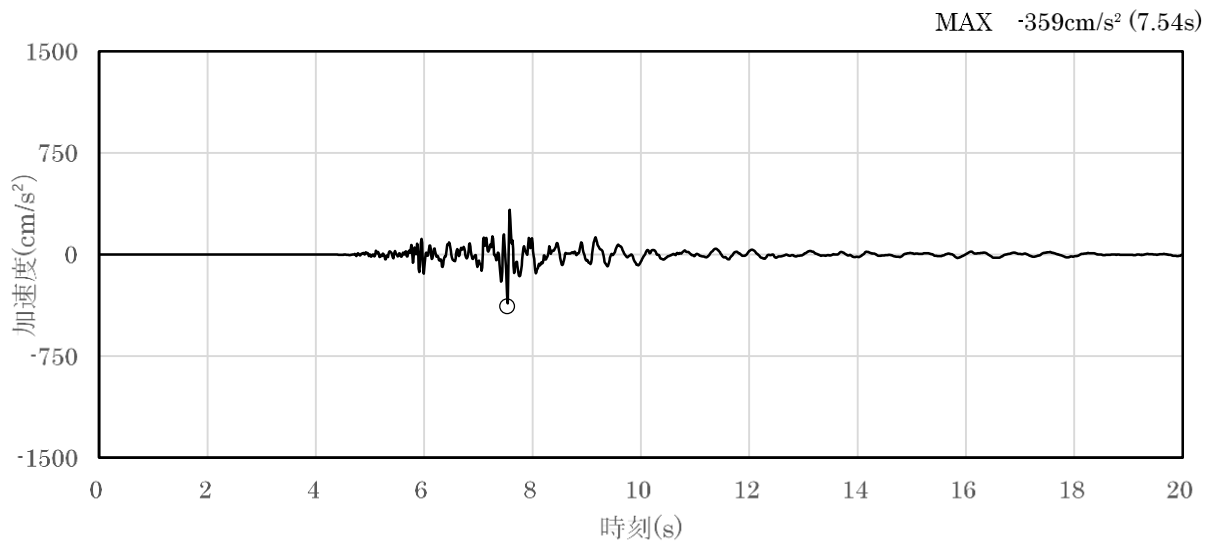


(a) 加速度時刻歴波形

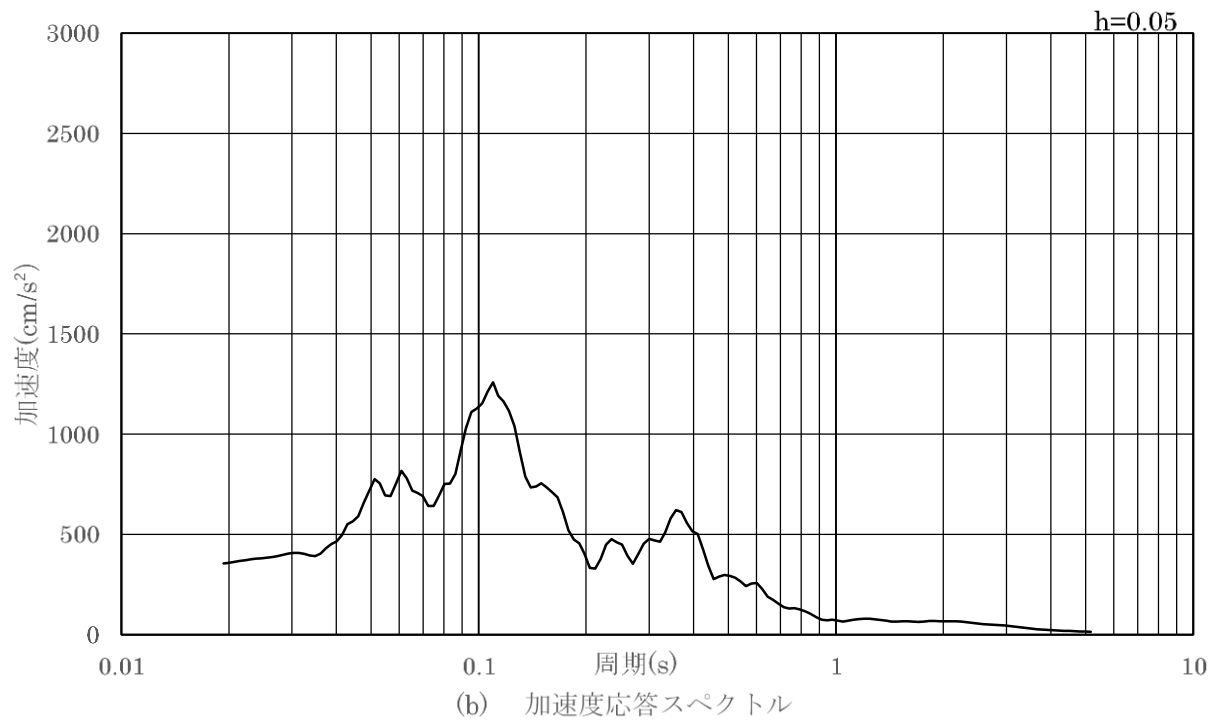


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - N 1)

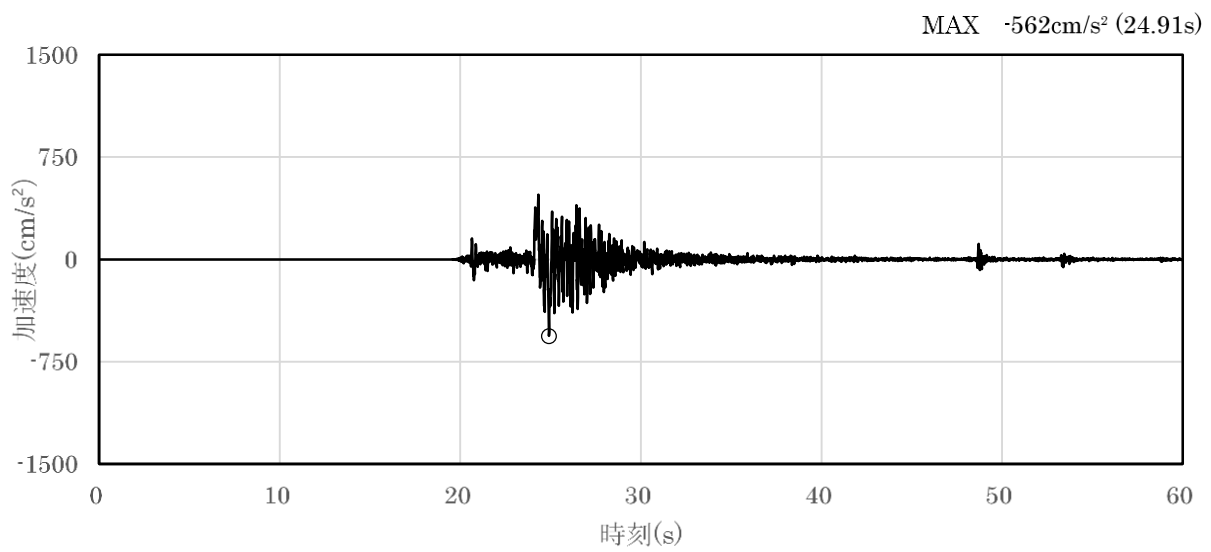


(a) 加速度時刻歴波形

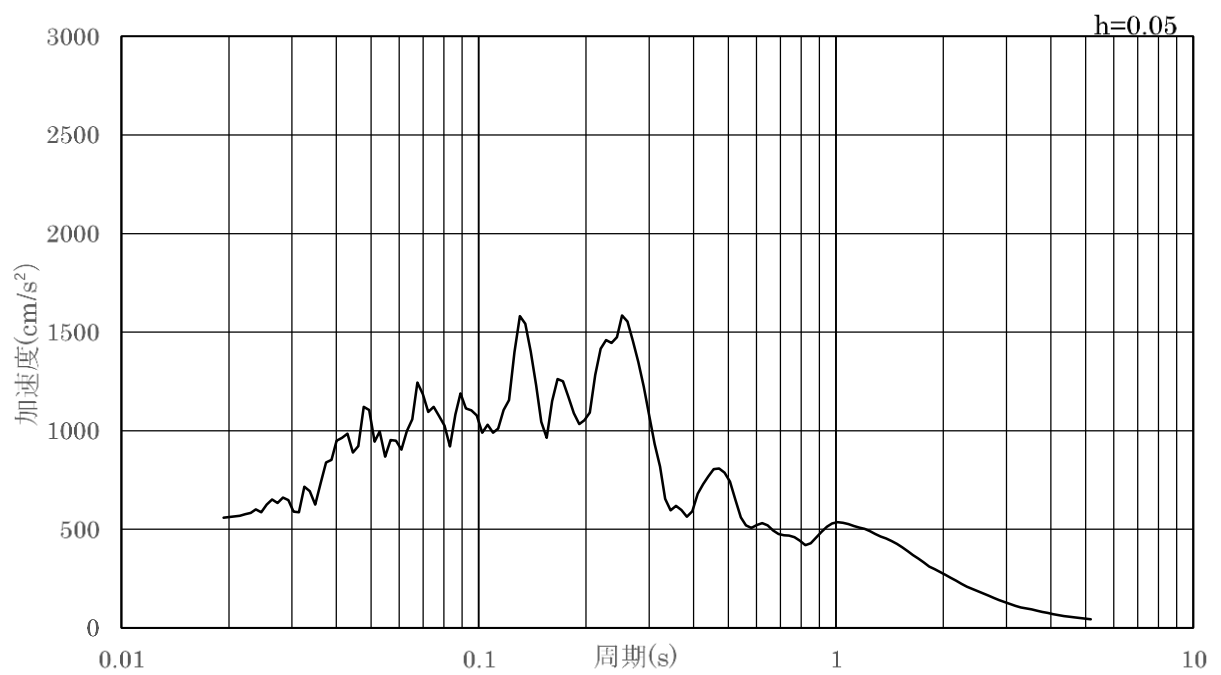


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - N 1)

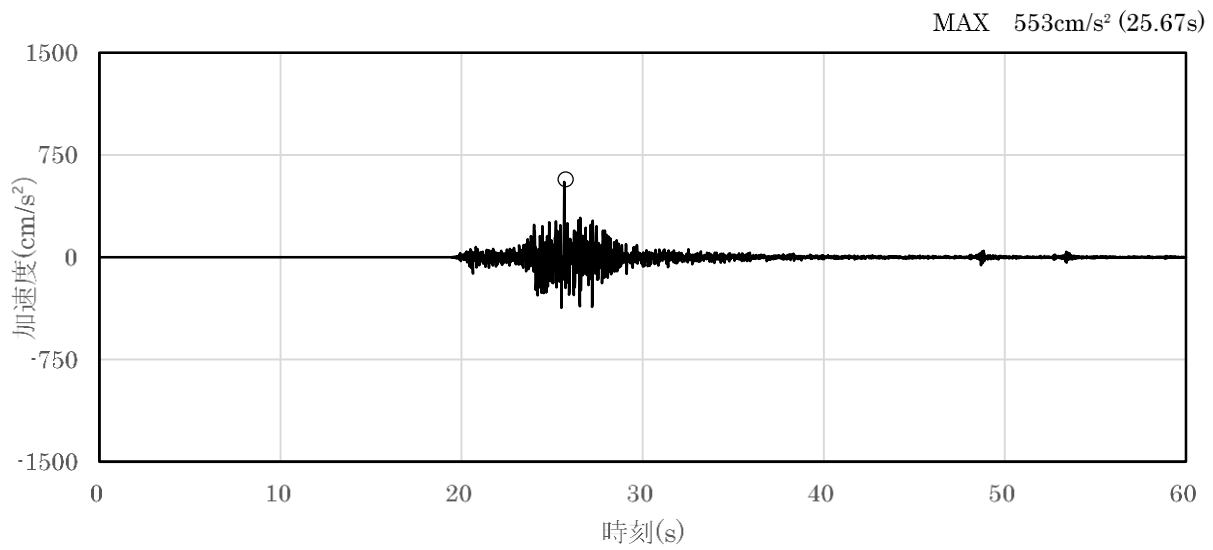


(a) 加速度時刻歴波形

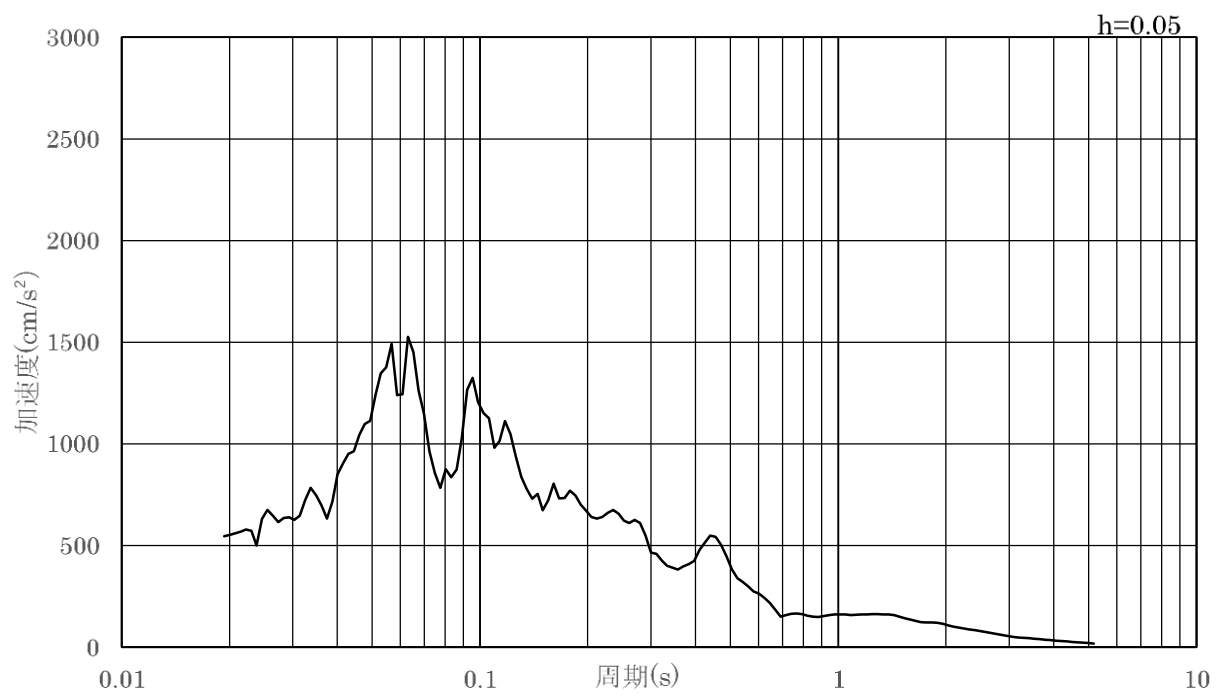


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - N 2 (NS) )

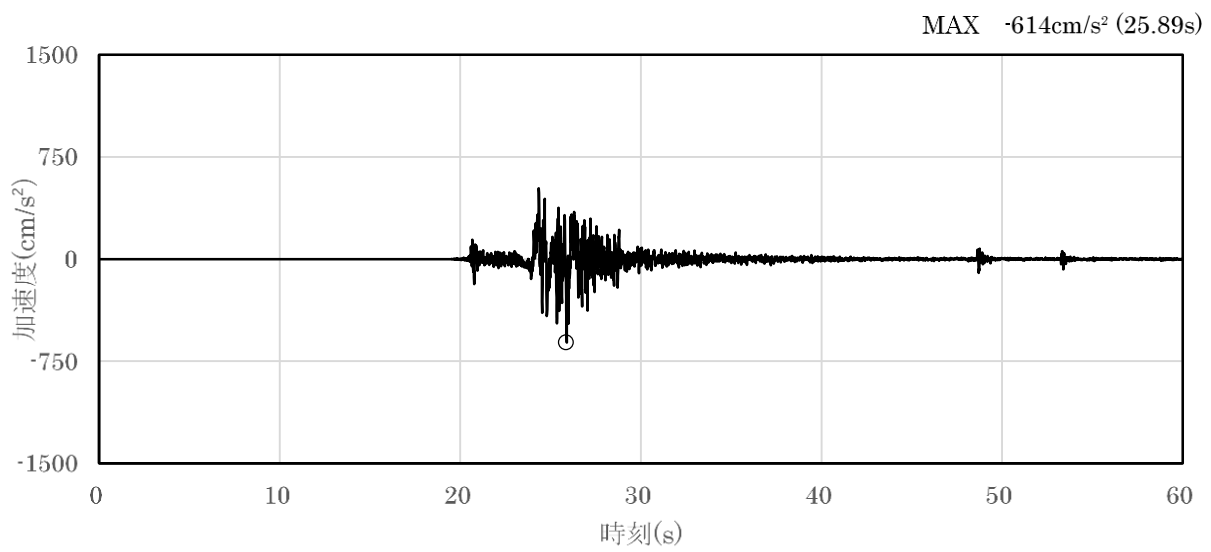


(a) 加速度時刻歴波形

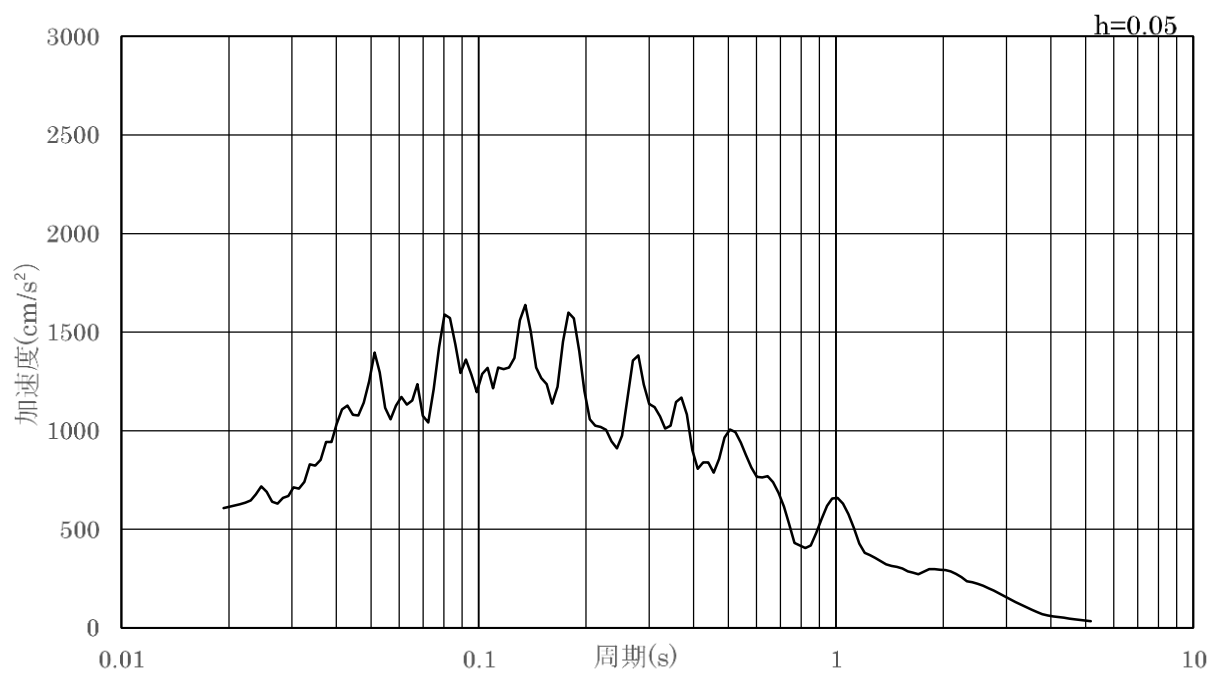


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - N 2 (NS) )

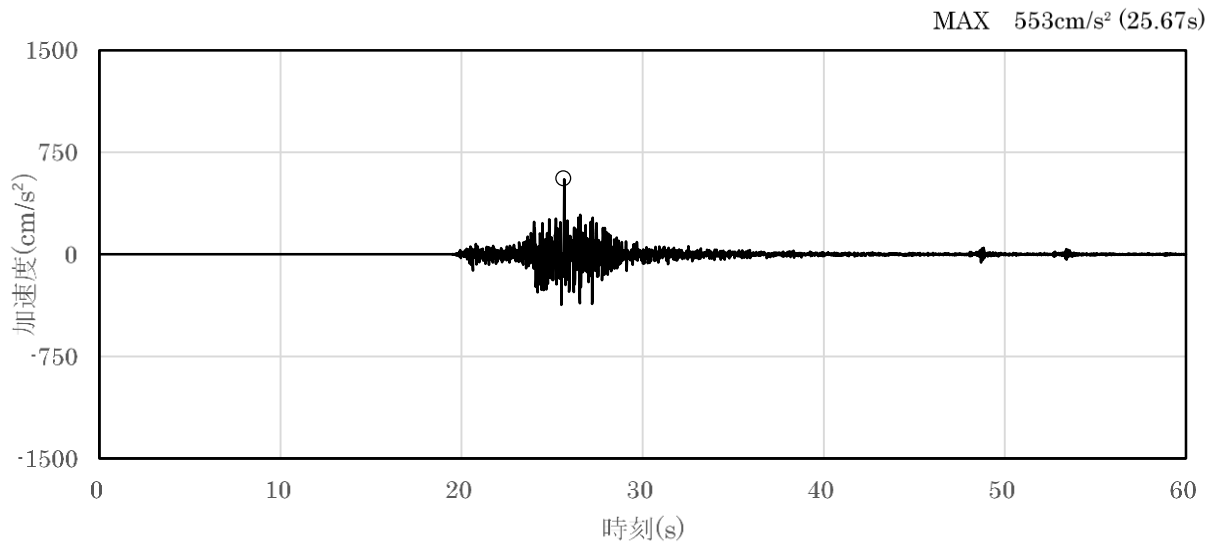


(a) 加速度時刻歴波形

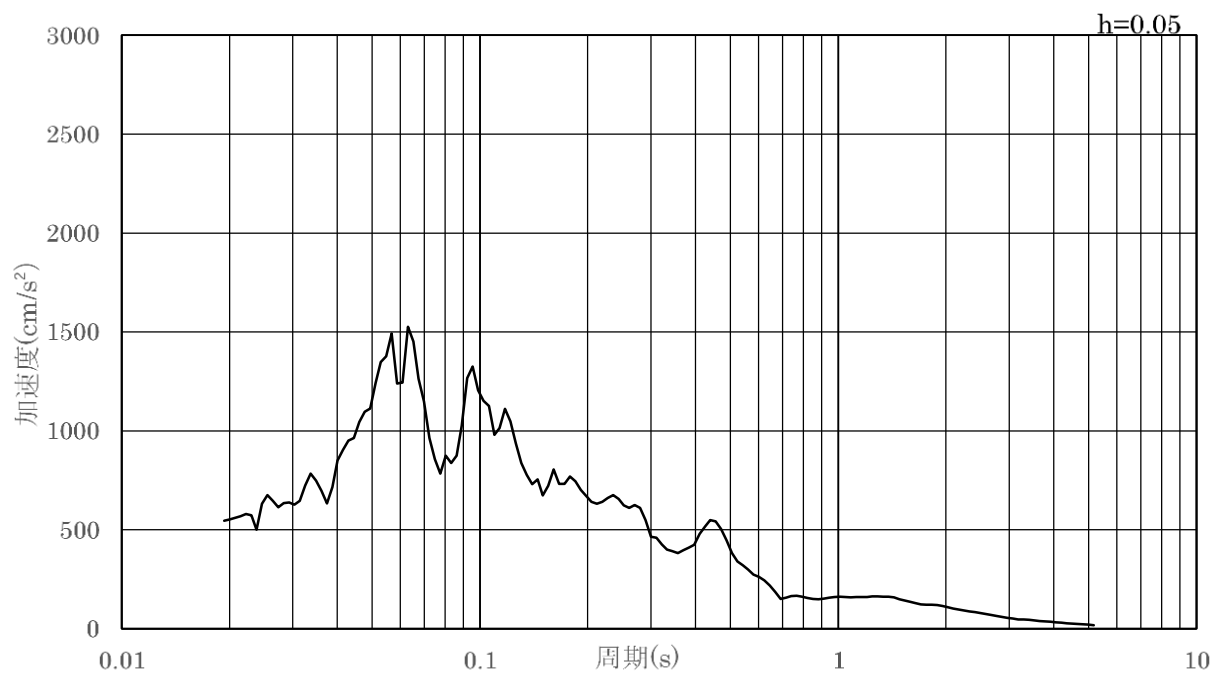


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - N 2 (EW) )



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - N 2 (EW) )



## 4.6 解析モデル及び諸元

### 4.6.1 解析モデル

防波扉（3号機東側）の地震応答解析モデルを図4.6.1-1に示す。

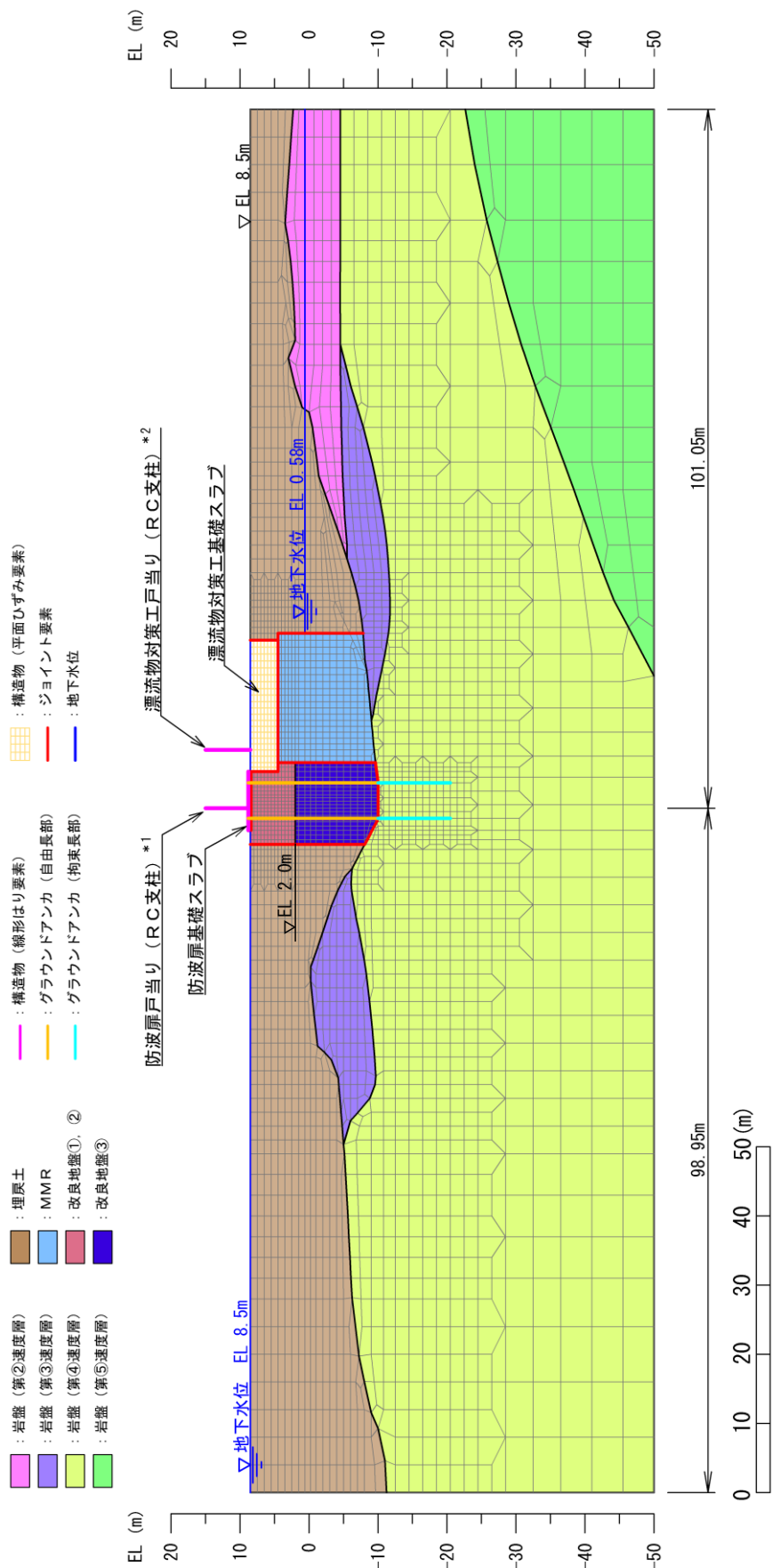
#### (1) 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987（(社)日本電気協会）」を参考に、図4.6.1-2に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の5倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の2倍以上確保する。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化領域を調整する。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長の5分の1程度を考慮し、要素高さを1m程度以下まで細分割して設定する。

解析モデルの下端については、EL -50mまでモデル化する。

地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する一次元地盤モデルである。2次元地震応答解析における自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図4.6.1-3に示す。



注記 \*1: 線形はり要素の全体の節点において、防波扉（鋼製扉体）を付加重量として考慮する。  
 \*2: 線形はり要素の上下端において、漂流物対策工（鋼製扉体）を付加重量として考慮する。

図 4.6.1-1 防波扉（3号機東側）の地震応答解析モデル（評価対象断面）

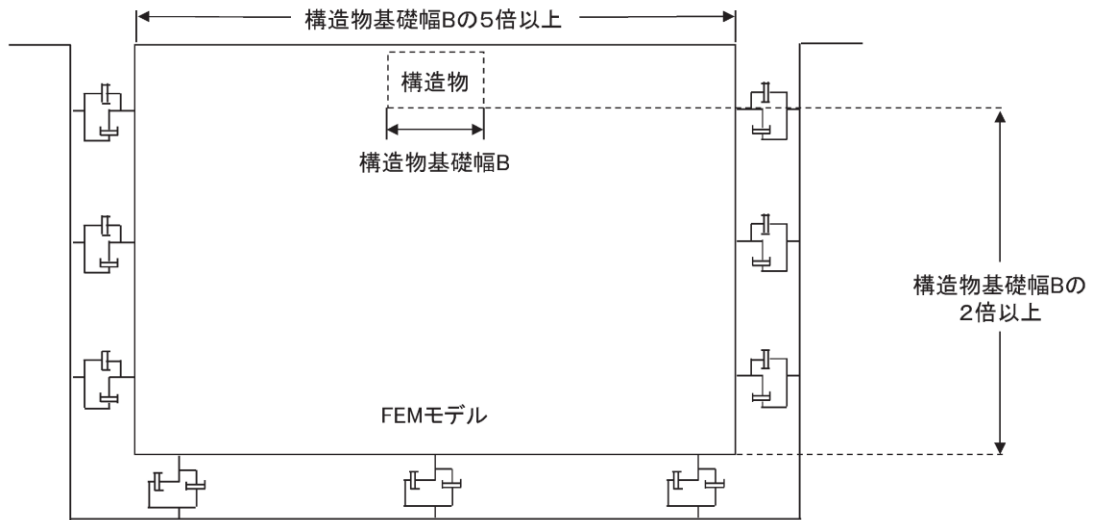


図 4. 6. 1-2 モデル化範囲の考え方

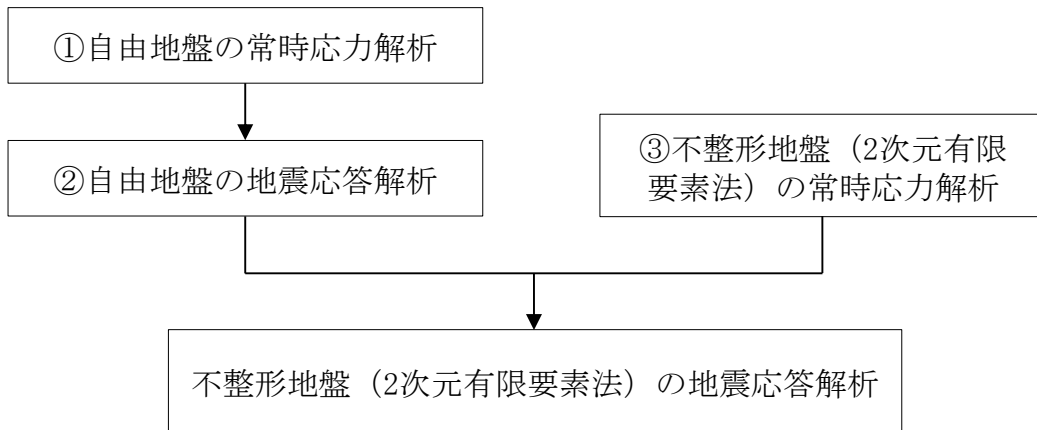


図 4. 6. 1-3 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(2) 境界条件

a. 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の応力を算定するために行う。そこで、常時応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 4.6.1-4 に示す。

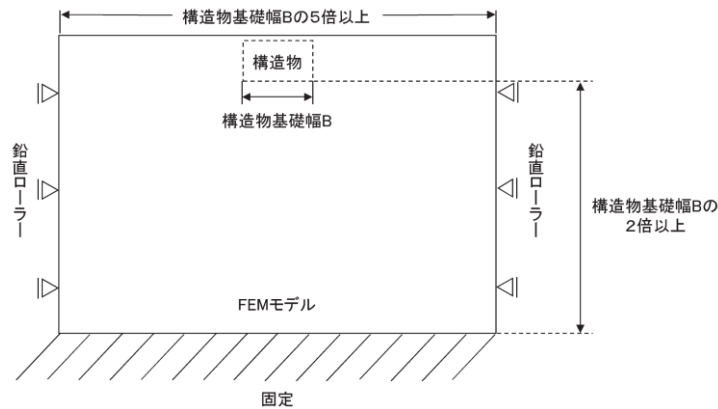


図 4.6.1-4 常時応力解析における境界条件の概念図

b. 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。境界条件の概念図を図 4.6.1-5 に示す。

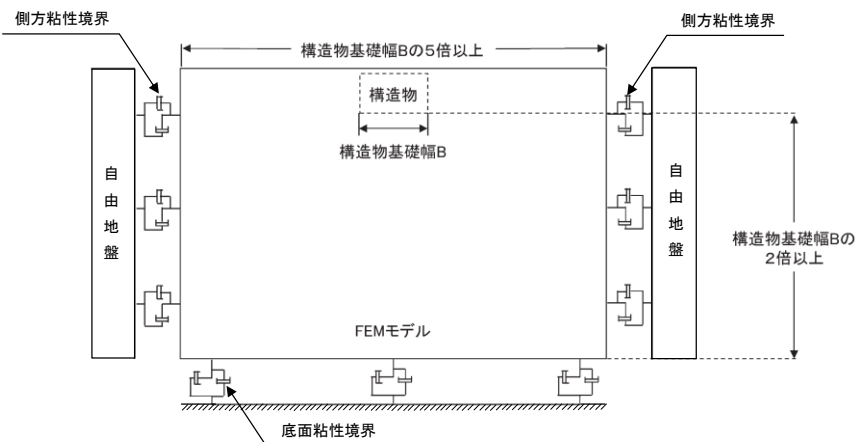


図 4.6.1-5 地震応答解析における境界条件の概念図

### (3) 構造物のモデル化

地震応答解析において、構造物については線形はり要素（ビーム要素）、非線形ばね要素及び平面ひずみ要素でモデル化する。なお、地震応答解析モデルは単位奥行き（1m）とする。構造物のモデル化の概念図を図 4.6.1-6 に示す。

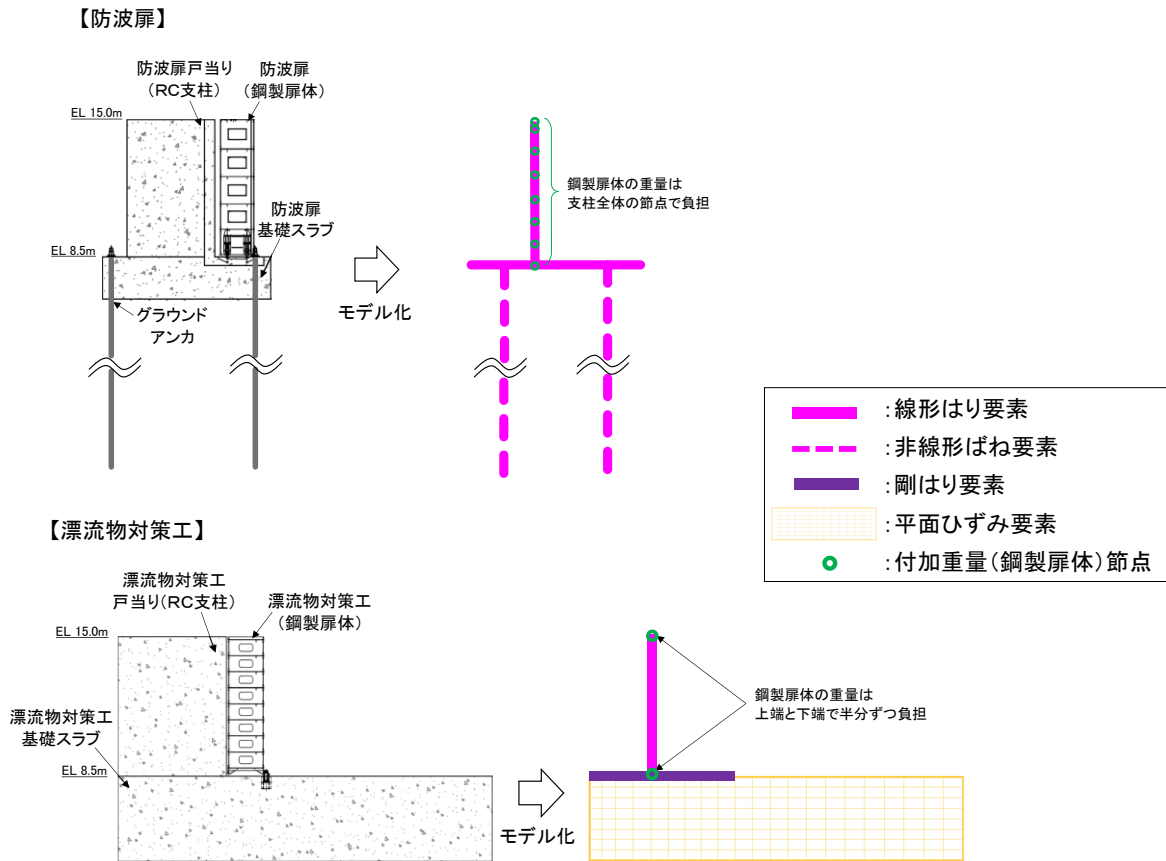


図 4.6.1-6 構造物のモデル化の概念図

#### a. 防波扉

防波扉戸当り（RC支柱）及び防波扉基礎スラブは線形はり要素（ビーム要素）、グラウンドアンカは非線形ばね要素でモデル化する。なお、防波扉戸当り（RC支柱）は図心位置でモデル化する。防波扉（鋼製扉体）については、防波扉戸当り（RC支柱）全体の節点で負担するように付加重量を設定することで、地震時慣性力を考慮する。

また、防波扉基礎スラブにおいては、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会、平成 14 年 3 月）」（図 4.6.1-7 参照）に準拠し、部材端より部材厚さの 1/4 内側から部材中心までを剛域とする（図 4.6.1-9（1）参照）。

なお、グラウンドアンカのモデル化方法及びその妥当性の検証については、「2.1.3 防波壁（逆T擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」において示す。

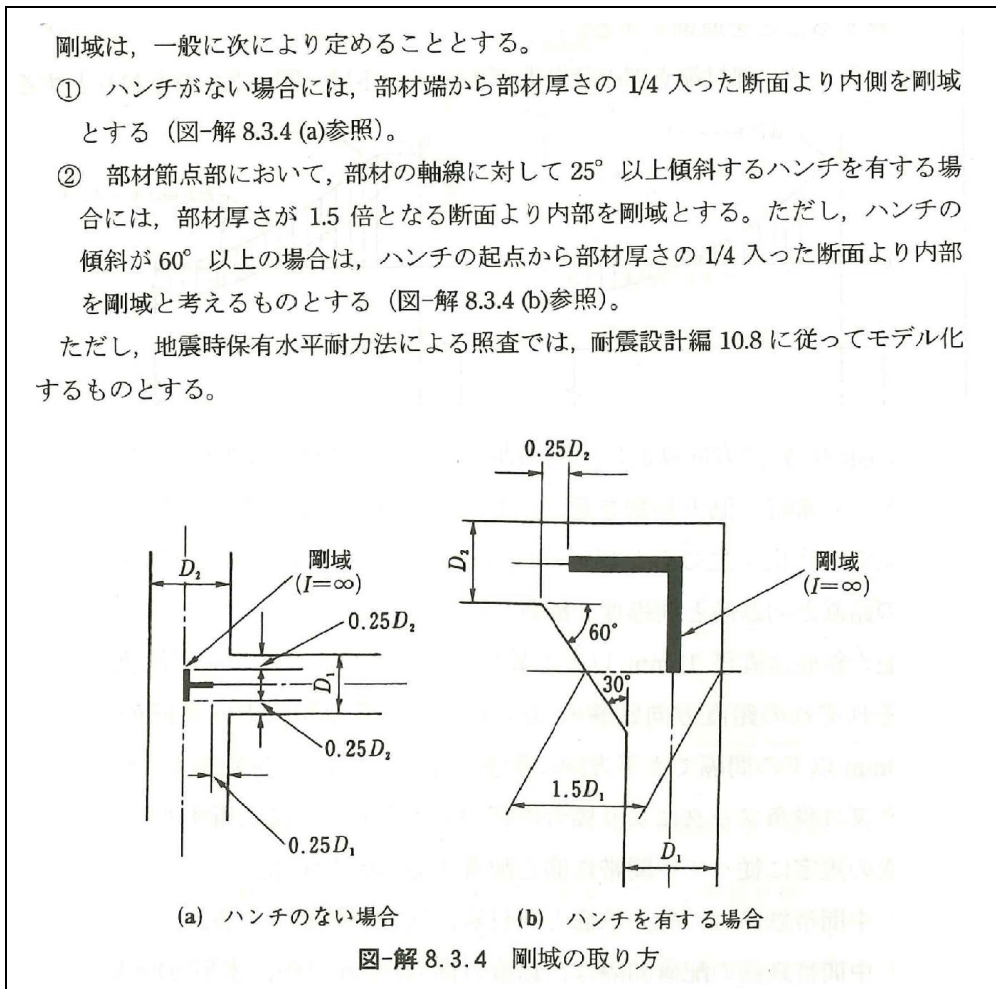


図 4.6.1-7 剛域の設定（「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」抜粋）

b. 漂流物対策工

漂流物対策工戸当り（RC支柱）は線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。線形はり要素（ビーム要素）の断面二次モーメントについては、図 4.6.1-8 に示すように、支承部を設けている支柱（東側）の主部全体の断面二次モーメントを求め、支柱幅（5.5m）で除すことで支柱幅 1m 当たりの断面二次モーメントを算出し、その値を設定値とする。なお、戸当り部については、剛性に寄与しないものと判断し、重量のみ考慮する。（支柱照査用断面は「4.10 評価方法」に示す。）

漂流物対策工（鋼製扉体）は、「3. 固有値解析」より剛構造として扱うこと及び戸当り（RC支柱）に支承部で固定されることから、漂流物対策工戸当り（RC支柱）の上下端の節点において付加重量として設定することで、地震時慣性力を考慮する。

漂流物対策工基礎スラブについては、厚さ 4m の鉄筋コンクリートを地中に設置することから、埋込み効果を適切に考慮するために平面ひずみ要素としてモデル化する。なお、漂流物対策工戸当り（RC支柱）と基礎スラブの境界部については剛はり要素でモデル化する。

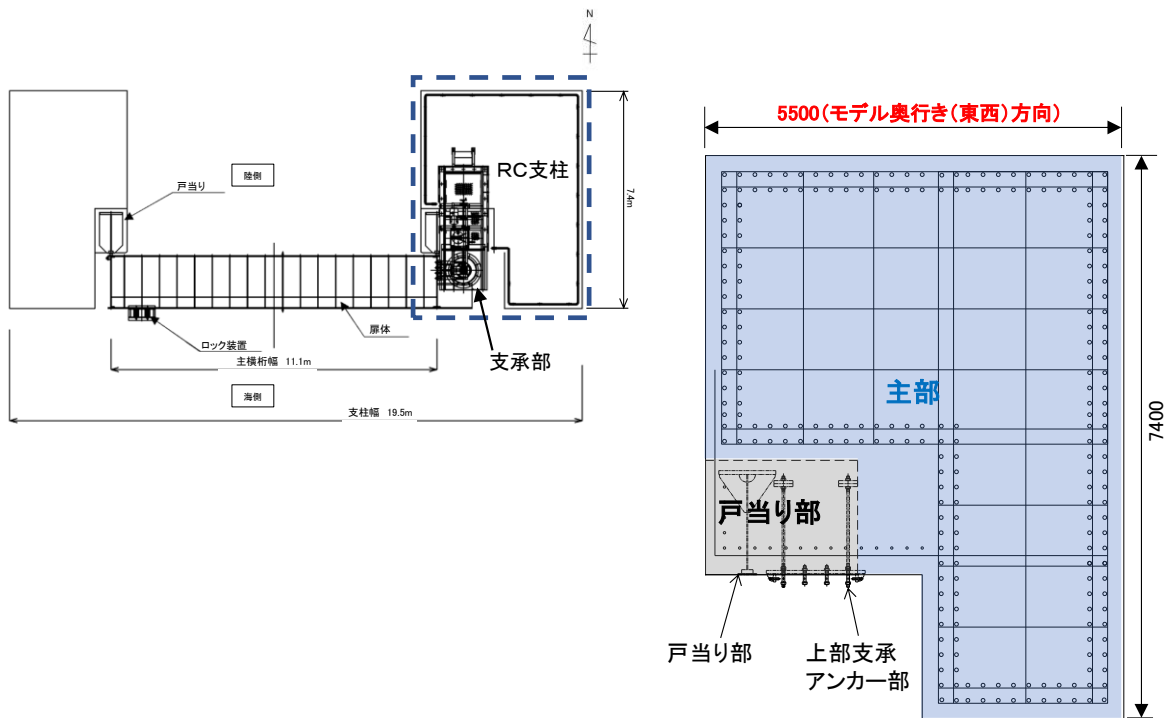


図 4.6.1-8 漂流物対策工（RC支柱）のモデル化範囲

c. 照査範囲を踏まえたモデル化の考え方

防波扉戸当り（RC支柱）及び防波扉基礎スラブ並びに漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブに対する照査実施範囲は、曲げについては「道路橋示方書（I 共通編・IV下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」（図4.6.1-10），せん断については「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）」（図4.6.1-11）に基づき，図4.6.1-9に示すように，支柱と基礎スラブの接合部は照査対象外とし，部材端より外側を対象とする。

照査範囲を踏まえ，漂流物対策工のRC支柱と基礎スラブの接続部の上端は，剛梁要素でモデル化する。

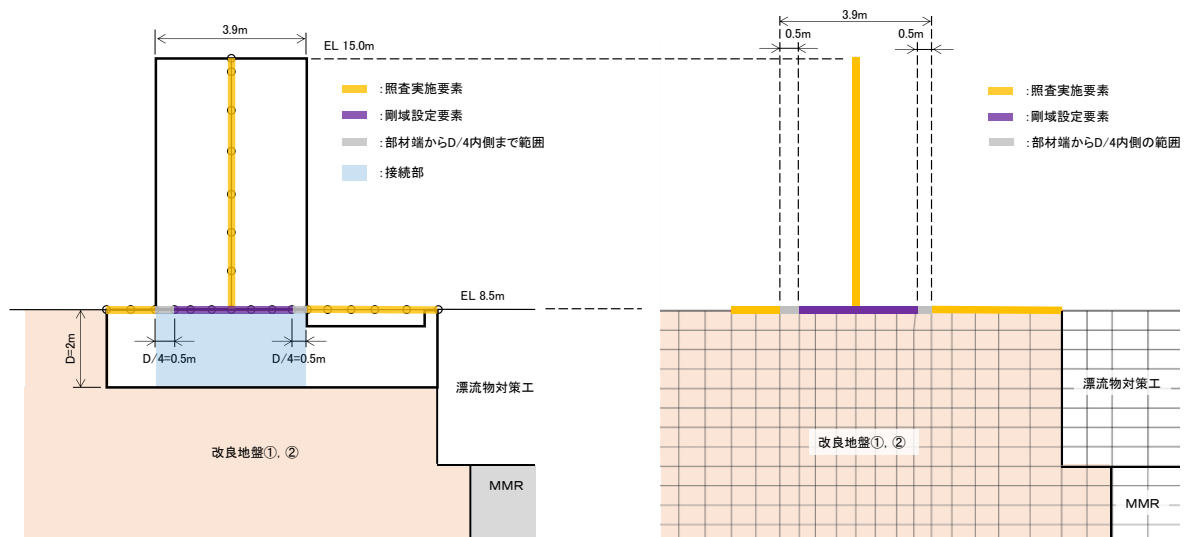


図 4.6.1-9 (1) 剛域設定の概念図及び照査範囲（防波扉）

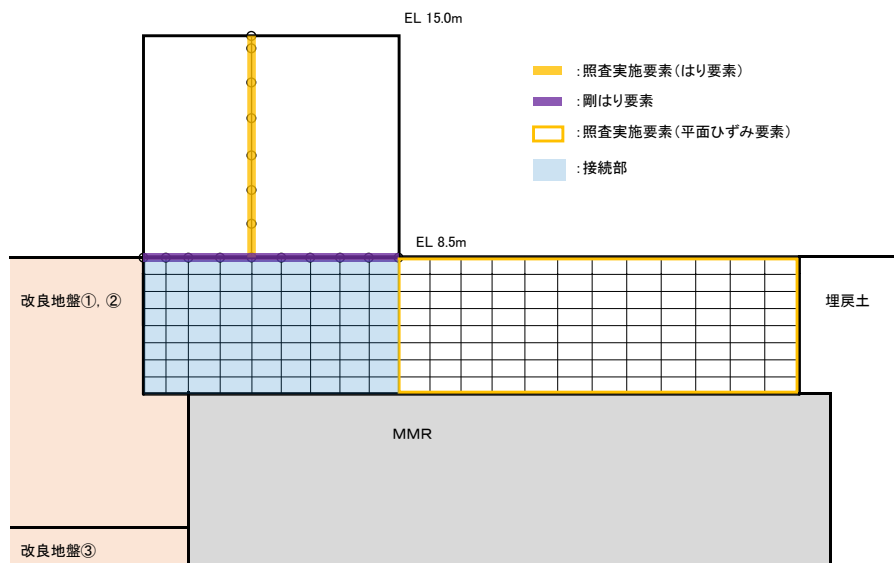


図 4.6.1-9 (2) 剛域設定の概念図及び照査範囲（漂流物対策工）



5) ラーメン部材節点部の設計曲げモーメントは、図-8.3.2のとおりとする。

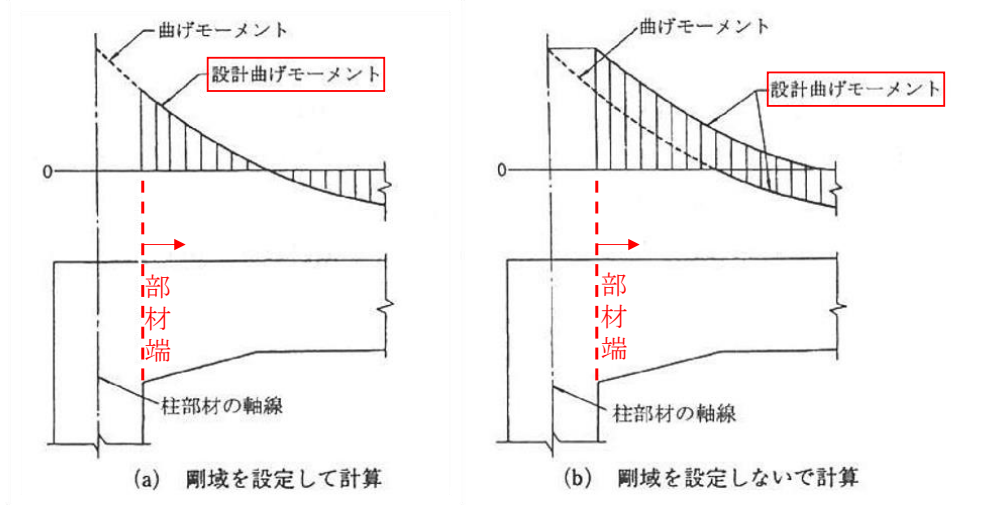


図-8.3.2 ラーメン部材節点部の設計曲げモーメント

図 4.6.1-10 照査に用いる断面力の算定位置の根拠

(「道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 ( (社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」抜粋)

(5) 部材端の断面の検討に用いるせん断力は、柱に対してははりの上下面におけるせん断力とし、はりに対しては柱前面から柱前面断面の部材高さの 1/2 だけ離れた位置のせん断力とする。ただし、断面計算において、ハンチは 1:3 より緩やかな部分を有効とする。

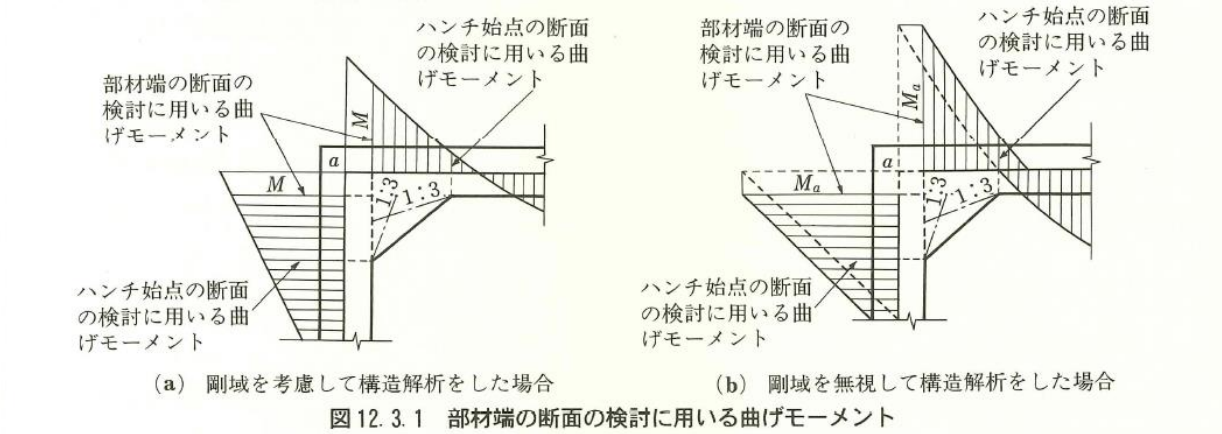


図 12.3.1 部材端の断面の検討に用いる曲げモーメント

図 4.6.1-11 照査に用いる断面力の算定位置の根拠

(「コンクリート標準示方書 [構造的照査編] ( (社) 土木学会, 2002 年制定)」抜粋)

#### (4) 地盤のモデル化

岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。埋戻土及び改良地盤は、地盤の非線形性を考慮するためマルチスプリング要素でモデル化し、地下水位以深の要素は間隙水要素を重ねて定義する。動的変形特性には、双曲線モデル（H-Dモデル）を用いる。そのうち、埋戻土は、液状化パラメータを設定することで、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

#### (5) ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面の法線方向に対して地震時の引張荷重を与えると、地盤は構造体から剥離する特徴がある。また、地盤と構造体の接合面のせん断方向に対して地震時のせん断荷重を与え、せん断ひずみを増加させていくと、地盤及び構造体のせん断応力は上限に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。

時刻歴応答解析では、地震時における実挙動を正確に把握するために、地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設定し、地震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

せん断強度  $\tau_f$  は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。

鉛直方向のジョイント要素の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（国土交通省港湾局，2007年版）」（以下「港湾基準」という。）（図 4.6.1-12 参照）に準拠し、 $c=0$ 、 $\phi=15^\circ$  に設定する。

水平方向のジョイント要素の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は、「港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター，平成 19 年 3 月）」（以下「港湾構造物設計事例集」という。）（図 4.6.1-13 参照）に準拠し、静止摩擦係数  $\mu$  から、 $c=0$ 、 $\phi=\tan^{-1}(\mu)$  より設定する。静止摩擦係数  $\mu$  の値は、「港湾基準」（図 4.6.1-14 参照）に準拠し、隣り合う地盤等に応じた静止摩擦係数を用いる。

ジョイント要素の粘着力及び内部摩擦角を表 4.6.1-1 に、ジョイント要素の配置を図 4.6.1-15 に示す。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、

$\tau_f$  : せん断強度

$c$  : 粘着力

$\phi$  : 内部摩擦角

1. 3 地震時土圧

1. 3. 1 砂質土の土圧

構造物の壁面に作用する地震時土圧及び崩壊面が水平面と成す角度は、一般的に次に掲げるところによって算定する。

(1) 主働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

$$p_w = K_w \left[ \sum \gamma h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (1.3.1)$$

$$\cot(\zeta_1 - \beta) = -\tan(\phi_1 + \delta + \psi - \beta) + \sec(\phi_1 + \delta + \psi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta + \theta) \sin(\phi_1 + \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_1 - \beta - \theta)}} \quad (1.3.2)$$

この場合において、

$$K_w = \frac{\cos^2(\phi_1 - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_1 + \delta) \sin(\phi_1 - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

(2) 受働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

$$p_w = K_w \left[ \sum \gamma h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (1.3.3)$$

$$\cot(\zeta_1 - \beta) = \tan(\phi_1 - \delta - \psi + \beta) + \sec(\phi_1 - \delta - \psi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta - \theta) \sin(\phi_1 - \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_1 + \beta - \theta)}} \quad (1.3.4)$$

この場合において、

$$K_w = \frac{\cos^2(\phi_1 + \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi - \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_1 - \delta) \sin(\phi_1 + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi - \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

ここに、 $p_w$ 、 $p_{pw}$ 、 $K_w$ 、 $K_{pw}$ 、 $\zeta_1$ 、 $\omega$ 、 $\gamma$ 、 $h_i$ 、 $\psi$ 、 $\beta$ 、 $\delta$ 及び $\phi_1$ は、1. 2 永続状態における土圧に準じて、1. 2. 1 砂質土の土圧の式(1.2.1)～(1.2.4)と同じ数値を表すものとする。また、 $\theta$ は次の数値を表すものとする。

$\theta$  : 次の(a)又は(b)で表される地震合成角 (°)

(a)  $\theta = \tan^{-1} k$

(b)  $\theta = \tan^{-1} k'$

ここで、 $k$ 及び $k'$ は、それぞれ次の数値を表すものとする。

$k$  : 震度

$k'$  : 見掛けの震度

(3) 見掛けの震度は、1. 3. 3 見掛けの震度による。

(4) 地震時土圧は、物部<sup>1)</sup>・岡部<sup>2)</sup>が提案した理論に基づいたものである。

(5) 壁面摩擦角

一般に、±15°以下とする。裏込材のせん断抵抗角 $\psi$ の1/2程度を目安とすることができる。

(6) 残留水位以下の土圧

一般的に、残留水位以上においては空気中における震度を用いて土圧分布を求め、残留水位以下においては各境界面において1. 3. 3 見掛けの震度を用いて土圧分布を求める。

(7) 土圧係数等

土圧係数と崩壊角の算定を図-1.3.1に示す。

(8) 上記土圧式は、土と間隙水が一体となって運動すると仮定しており、液状化した土には適用できない。その場合には別途、動的有効応力解析又は模型実験などで、地盤と構造物の地震時安定性を評価すべきである。

図 4.6.1-12 ジョイント要素（鉛直方向）の物性値の設定根拠（「港湾基準」抜粋）

よって、  

$$\phi_f^{sp} = \tan^{-1}(0.838)$$

$$= 40(^{\circ})$$

⑧ケーソン  
 図-1.54 にケーソン周辺のモデル化を示す。ケーソンのモデル化は、ケーソン本体、上部コンクリート、フーチング、ケーソン拡張部（陸側フーチング上部地盤）に分けてモデル化した。陸側フーチング上部の裏込石および裏埋土地盤は、剛性をケーソン本体と同じ値を用いて、単位体積重量は裏込石および裏埋土地盤の値を用いる<sup>9)</sup>。表-1.63 にケーソンの入力パラメータを示す。

⑨ジョイント要素  
 ケーソン要素と基礎捨石および裏込石との間に生じる滑動と剥離はジョイント要素によりモデル化する<sup>9)</sup>。ジョイント要素は、圧縮側では垂直方向接線剛性  $K_n$  に応じた応力を負担する。せん断方向（滑り方向）は、せん断応力がせん断強度に達するまではせん断方向接線剛性  $K_s$  に応じた力を負担する。せん断強度  $\tau_f$  は垂直方向の有効拘束

圧  $\sigma_n'$  に基づき式 (1.62) より求める。剥離状態ではせん断強度は 0 となる。

$$\tau_f = C_f + \sigma_n' \tan \phi_f \quad (1.62)$$

よって、本事例のジョイント要素のせん断強度に関する定数は以下のとおり設定できる。まず、ケーソン底面と捨石の間の摩擦係数は摩擦増大マットが敷設されていないので  $\mu=0.6$  と設定して、摩擦角  $\phi_f$  は  $\tan^{-1}(0.6)=31^{\circ}$  を用いる。また、ケーソン背面と裏込石の間の摩擦角は  $\phi_f=15^{\circ}$  を用いる。

・ジョイント要素のレーレー減衰の与え方  
 FLIP 研究会では、ジョイント要素のレーレー減衰の与え方に関する検討が実施された<sup>20)</sup>。従来の解析では、レーレー減衰行列の組立の際に、ジョイント要素の初期接線剛性  $K_s$  や  $K_n$  に全体系の剛性比例係数  $\beta$  を乗じたものを取り込んでいた（従来型）。 $K_s$  や  $K_n$  の値は物理的な根拠に基づいて設定するのではなく、周囲の土の変形よりも大きな変形がジョイント要素の線形部分で生じることないように、比較的大きな値が指定される。この

図 4.6.1-13 ジョイント要素（水平方向）の物性値の設定根拠（「港湾構造物設計事例集」抜粋）

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、傾斜地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。

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。

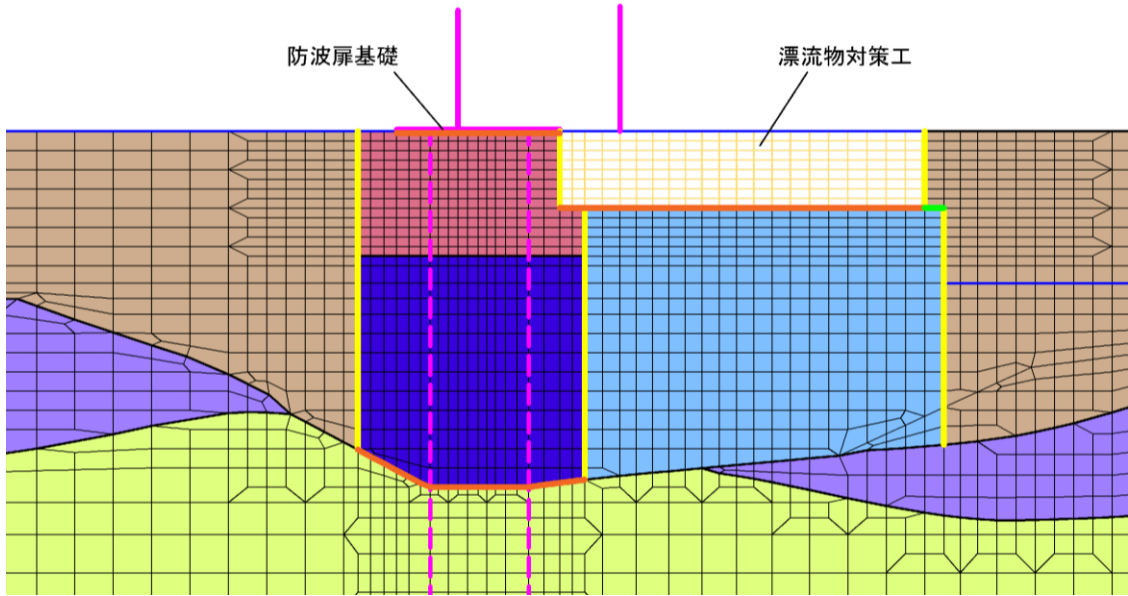
注 2) セルラーブロックの性能照査における摩擦係数は、第 4 編第 5 章 2. 2 重力式係船岸を参照することができる。

図 4.6.1-14 ジョイント要素（水平方向）の物性値設定に用いる静止摩擦係数（「港湾基準」抜粋）

表 4.6.1-1 ジョイント要素の粘着力と内部摩擦角

接合条件			粘着力 c (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩 擦角 φ (°)	備考	
	材料 1	材料 2				
鉛直方向	境界 1	埋戻土	改良地盤①②	0	15.0	構造物の壁面摩擦角の設定方法を準用し, c=0, φ=15° と設定
			改良地盤③			
			MMR			
			漂流物対策工			
		改良地盤①②	MMR			
			漂流物対策工			
改良地盤③	MMR					
水平方向	境界 2	改良地盤①②	漂流物対策工	0	26.57	剛性の高い岩盤等の境界であるため, 「コンクリートとコンクリート」及び「コンクリートと岩盤」の静止摩擦係数 (μ=0.50) より, φ=tan <sup>-1</sup> (μ)≒26.57°
			防波扉基礎			
		MMR	漂流物対策工			
		岩盤	改良地盤③			
	境界 3	MMR	埋戻土	0	30.96	「コンクリートと捨石」の静止摩擦係数 (μ=0.60) より, φ=tan <sup>-1</sup> (μ)≒30.96°

- : 岩盤 (第2速度層)
- : 岩盤 (第3速度層)
- : 岩盤 (第4速度層)
- : 岩盤 (第5速度層)
- : 埋戻土
- : MMR
- : 改良地盤①②
- : 改良地盤③
- : 構造物 (線材)
- : 構造物 (グラウンドアンカ)
- : 構造物 (平面ひずみ要素)
- : 地下水面
- : ジョイント要素 (境界1)
- : ジョイント要素 (境界2)
- : ジョイント要素 (境界3)



項目		粘着力 $c$ ( $N/mm^2$ )	内部摩擦角 $\phi$ ( $^{\circ}$ )
鉛直方向	境界1	0	15.00
水平方向	境界2	0	26.57
	境界3	0	30.96

図 4.6.1-15 3号東断面におけるジョイント要素の配置図

ジョイント要素のばね定数は、「港湾構造物設計事例集」を参考に、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に周囲材料の剛性よりも十分に大きな値を設定する。表 4.6.1-2 にジョイント要素のばね定数を示す。

また、ジョイント要素の力学特性を図 4.6.1-16 に示す。

表 4.6.1-2 ジョイント要素のばね定数

項目	せん断剛性 $k_s$ ( $\text{kN/m}^3$ )	圧縮剛性 $k_n$ ( $\text{kN/m}^3$ )
境界 1, 2, 3	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$

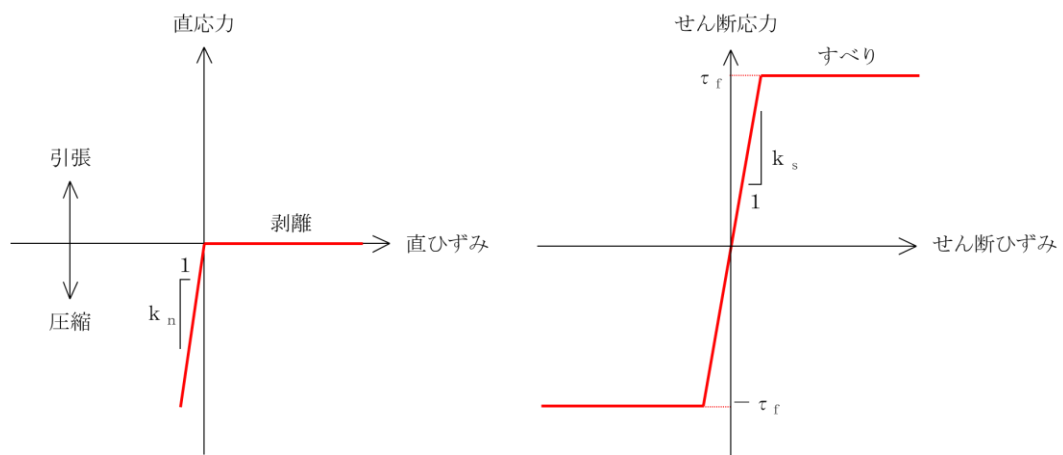


図 4.6.1-16 ジョイント要素の力学特性

#### 4.6.2 使用材料及び材料の物性値

耐震評価に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。使用材料を表 4.6.2-1 に、材料の物性値を表 4.6.2-2 に、グラウンドアンカの非線形ばねモデルの概念図を図 4.6.2-1 に示す。

表 4.6.2-1(1) 使用材料（防波扉）

材料		諸元
防波扉戸当り（RC支柱） 防波扉基礎スラブ	鉄筋	SD345
	コンクリート	設計基準強度：24N/mm <sup>2</sup>
防波扉（鋼製扉体）		SM490, SS400, SUS304
グラウンドアンカ		アンカー長：27.5m～29.5m 極限引張力：2800kN 降伏引張力：2400kN

表 4.6.2-1(2) 使用材料（漂流物対策工）

材料		諸元
漂流物対策工戸当り（RC支柱） 漂流物対策工基礎スラブ	鉄筋	SD345
	コンクリート	設計基準強度：40N/mm <sup>2</sup>
漂流物対策工（鋼製扉体）		SBHS700, SM570

表 4.6.2-2(1) 材料の物性値（防波扉）

材料	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.0*	2.5×10 <sup>4</sup> *	0.2*

注記\*：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）

表 4.6.2-2(2) 材料の物性値（漂流物対策工）

材料	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.0*	3.1×10 <sup>4</sup> *	0.2*

注記\*：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）



表 4.6.2-2(3) 材料の物性値 (グラウンドアンカ)

引張剛性 $k$ (kN/m)	テンドン降伏引張力 (kN)	設計アンカー力 (kN)	初期変位量 (mm)
14777	2400	1650	112

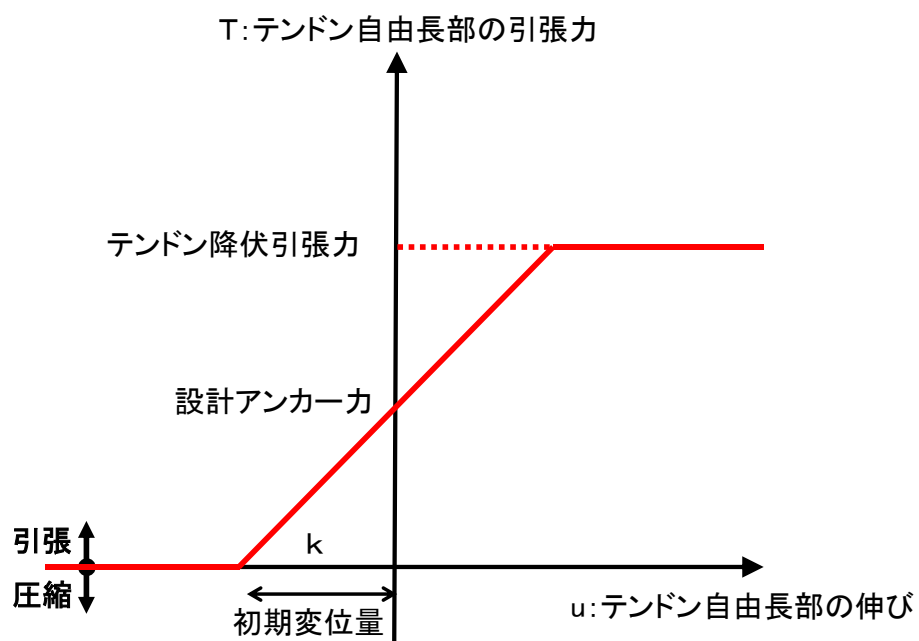


図 4.6.2-1 グラウンドアンカの非線形ばねモデルの概念図

#### 4.6.3 地盤の物性値

地盤の物性値は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

地盤の物性値を表 4.6.3-1～表 4.6.3-5 に示す。

表 4.6.3-1 地盤の解析用物性値（有効応力解析，液状化検討対象層）

		埋戻土	
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.11 【2.00】	
	間隙率 $n$	0.45	
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	154600	
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	98.00	
	ポアソン比 $\nu$	0.33	
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	0.095	
強度特性	粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	0	
	内部摩擦角 $\phi'$ (°)	40.17	
液状化特性	変相角 $\phi_p$ (°)	28	
	液状化パラメータ	S1	0.005
		w1	4.080
		P1	0.500
		P2	0.990
		C1	2.006

注記\*：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を表す。

動せん断弾性係数，内部摩擦角及び液状化パラメータは代表的な数値を示す。

表 4.6.3-2 地盤の解析用物性値 (有効応力解析, 改良地盤)

対象施設		防波扉 (3号機東側)	
種別 (工法, 地盤種別)		改良地盤①, ② (薬液注入)	改良地盤③ (薬液注入)
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.11	2.11
	間隙率 $n$	0.45	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	765800	956500
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	98.00	98.00
	ポアソン比 $\nu$	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	0.095	0.095
強度特性	粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	628	1140
	内部摩擦角 $\phi'$ (°)	38.00	40.54

注記\* : 動せん断弾性係数, 内部摩擦角及び液状化パラメータは代表的な数値を示す。

表 4.6.3-3 改良地盤①～③の残留強度及び引張強度

地盤	残留強度		引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )
	$c'$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\phi'$ (°)	
改良地盤①, ②	0.091	46.08	0.258
改良地盤③	0.205	42.71	0.495

表 4.6.3-4 地盤の解析用物性値（有効応力解析，3号機エリア）

	岩盤② 速度層	岩盤③ 速度層	岩盤④ 速度層	岩盤⑤ 速度層
P波速度 $V_p$ (m/s)	1710	2270	3240	3860
S波速度 $V_s$ (m/s)	620	960	1520	1900
単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	23.3	23.4	24.5	25.2
動ポアソン比 $\nu_d$	0.42	0.39	0.36	0.34

表 4.6.3-5 MMRのせん断強度及び引張強度

材料		せん断強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
MMR	( $f'_{ck}=18.0\text{N/mm}^2$ )	3.60	1.57

#### 4.6.4 地下水位

設計地下水位は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計地下水位を表 4.6.4-1 に示す。

表 4.6.4-1 設計地下水位

施設名称	設計地下水位
防波扉（3号機東側）	漂流物対策工より陸側：EL 8.5m 漂流物対策工より海側：EL 0.58m

#### 4.7 評価対象部位

評価対象部位は、防波扉（3号機東側）の構造上の特徴を踏まえ設定する。

##### 4.7.1 施設・地盤の健全性評価

###### (1) 防波扉

施設・地盤の健全性評価に係る評価対象部位は、防波扉（鋼製扉体）、防波扉戸当り（RC支柱）、防波扉基礎スラブ、グラウンドアンカ及び改良地盤①～③とする。

###### (2) 漂流物対策工

施設・地盤の健全性評価に係る評価対象部位は、漂流物対策工（鋼製扉体）、漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び漂流物対策工基礎スラブとする。

##### 4.7.2 基礎地盤の支持性能評価

###### (1) 防波扉

基礎地盤の支持性能評価に係る評価対象部位は、防波扉を支持する基礎地盤（改良地盤及び岩盤）とする。

###### (2) 漂流物対策工

基礎地盤の支持性能評価に係る評価対象部位は、漂流物対策工を支持する基礎地盤（MMR、改良地盤及び岩盤）とする。

#### 4.8 許容限界

許容限界は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

##### 4.8.1 防波扉

###### (1) 防波扉（鋼製扉体）

防波扉（鋼製扉体）の許容限界は、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成28年3月）」に基づき、表4.8.1-1に示す短期許容応力度とする。

表4.8.1-1 防波扉（鋼製扉体）の許容限界

部材	材質	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期 許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
主横桁	SM490	許容曲げ応力度 $\sigma_a$	160	240
		許容せん断応力度 $\tau_a$	90	135
補助縦桁	SS400	許容曲げ応力度 $\sigma_a$	120	180
		許容せん断応力度 $\tau_a$	70	105
端縦桁	SM490	許容圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	160	240
支圧板	SUS304	許容支圧応力度 $\sigma_a$	150	225
戸当り (底面フランジ)	SM490	許容曲げ応力度 $\sigma_{ca}$	160	240
戸当り (コンクリート)	$f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$	許容支圧応力度 $\sigma_{cba}$	5.9	8.8
		許容せん断応力度 $\tau_{ca}$	0.40	0.60
車輪	SUS304	許容接触面圧応力度 $\sigma_a$	565.8	849
車輪軸	SUS304	許容曲げ応力度 $\sigma_{a1}$	100	150
		許容せん断応力度 $\tau_{a1}$	60	90
車輪受桁	SM490	許容曲げ応力度 $\sigma_{a2}$	160	240
		許容せん断応力度 $\tau_{a2}$	90	135
車輪戸当り	SS400	許容曲げ応力度 $\sigma_a$	120	180
		許容せん断応力度 $\tau_a$	70	105
ガイドアーム	SM490	許容曲げ応力度 $\sigma_a$	160	240
		許容せん断応力度 $\tau_a$	90	135
休止ピン	SUS329J4L	許容曲げ応力度 $\sigma_a$	225	338
		許容せん断応力度 $\tau_a$	130	195

(2) 防波扉戸当り（RC支柱）及び防波扉基礎スラブ

防波扉戸当り（RC支柱）及び防波扉基礎スラブの許容限界は、「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）」に基づき，表4.8.1-2に示す短期許容応力度とする。

表4.8.1-2 防波扉戸当り（RC支柱）及び防波扉基礎スラブの許容限界

種別	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
コンクリート ( $f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$ )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	9.0	13.5
	許容せん断応力度 $\tau_{a1}$	0.45	0.67
	許容支圧応力度 $\sigma_{ba}$	12.0	18.0
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	196	294

注記\*：短期許容応力度は、「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）」より許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

(3) グラウンドアンカ

グラウンドアンカの許容限界は、「グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説（（社）地盤工学会，2012年）」に基づき，テンドンの許容引張力  $T_{as}$ ，テンドンの許容拘束力  $T_{ab}$  及びテンドンの許容引抜力  $T_{ag}$  を表4.8.1-3のとおり設定し，この中で最小であるテンドンの許容拘束力  $T_{ab}$  を許容アンカー力  $T_a$  として採用する。

表4.8.1-3 グラウンドアンカの許容限界

種別	許容値 (kN)
テンドンの許容引張力 $T_{as}$	2160
テンドンの許容拘束力 $T_{ab}$	<u>2076</u> (採用)
テンドンの許容引抜力 $T_{ag}$	2120

(4) 改良地盤

改良地盤の施設・地盤の健全性評価に用いる許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド（平成 25 年 6 月 19 日原管地発第 1306196 号）」を準用し、表 4.8.1-4 に改良地盤の許容限界を示す。

表 4.8.1-4 改良地盤の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

(5) 基礎地盤

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、設定する。基礎地盤の許容限界を表 4.8.1-5 に示す。

表 4.8.1-5 基礎地盤の許容限界

評価項目	基礎地盤		許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
極限支持力度 R <sub>u</sub>	岩盤	C <sub>H</sub> 級	9.8
		C <sub>M</sub> 級	
	改良地盤		1.4



#### 4.8.2 漂流物対策工

##### (1) 漂流物対策工（鋼製扉体）

漂流物対策工（鋼製扉体）の許容限界は、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成28年3月）」に基づき，表4.8.2-1に示す短期許容応力度とする。

表4.8.2-1(1) 漂流物対策工（鋼製扉体）の許容限界

部材	材質	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容 応力度(N/mm <sup>2</sup> )
主横桁	SBHS700	許容曲げ応力度 $\sigma_{ca}$	350 <sup>*1</sup>	525
	SM570	許容せん断応力度 $\tau_a$	129 <sup>*1</sup>	193
張出桁	SBHS700	許容曲げ応力度 $\sigma_{ca}$	350 <sup>*1</sup>	525
		許容せん断応力度 $\tau_a$	202 <sup>*1</sup>	303
補助縦桁	SM570	許容曲げ応力度 $\sigma_{ca}$	204 <sup>*1,*2</sup>	306
		許容せん断応力度 $\tau_a$	129 <sup>*1</sup>	193
端縦桁	SM570	許容圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	225 <sup>*1</sup>	337

注記\*1：「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成28年3月）」に基づき，許容曲げ応力度は，降伏点の応力度を安全率2.0で除して算出する。また，許容せん断応力度は，許容曲げ応力度を $\sqrt{3}$ で除して算出する。

\*2：補助縦桁に用いる構造用鋼材（SM570）の許容曲げ応力度は，「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成28年3月）」及び「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，横倒れ座屈に対する配慮として許容応力度を下式により算出する。

・圧縮フランジがスキンプレート等で固定されていない場合

$$\frac{L}{b} \leq \frac{10}{K} : \sigma_{ca} = 225 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\frac{10}{K} < \frac{L}{b} \leq 25 : \sigma_{ca} = 225 - 2.9 \left( K \frac{L}{b} - 10 \right) \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}} \quad \text{但し， } A_w/A_c < 2 \text{ の場合は } K=2 \text{ とする}$$

ここに，L：圧縮フランジの固定点間距離(mm)

b：圧縮フランジの幅(mm)

$A_w$ ：腹板の総断面積(mm<sup>2</sup>)

$A_c$ ：圧縮フランジの総断面積(mm<sup>2</sup>)

表 4.8.2-1(2) 漂流物対策工（鋼製扉体）の許容限界

部材	材質	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
支承部 (上部支承軸)	SUS630	許容曲げ応力度 $\sigma_a$	360* <sup>1</sup>	540
	H1150	許容せん断応力度 $\tau_a$	207* <sup>1</sup>	
支承部 (下部支承軸)	SUS304N2	許容曲げ応力度 $\sigma_a$	170* <sup>1</sup>	255
		許容せん断応力度 $\tau_a$	98* <sup>1</sup>	147
支承部 (下部支承軸受)	SUS630 H1150	許容接触応力度 $p_a$	1357* <sup>2</sup>	2035
支承部 (浮上防止金物)	SUS304	許容曲げ応力度 $\sigma_a$	100	150
		許容せん断応力度 $\tau_a$	60	90
	SUS304N2	許容軸方向 引張応力度 $\sigma_{ta}$	170* <sup>1</sup>	255
上部支承 (アンカーボルト)	SCM435	許容軸方向 引張応力度 $\sigma_{a1}$	390	585
下部支承 (アンカーボルト)	SCM435	許容軸方向 引張応力度 $\sigma_a$	390	585
上部支承 (コンクリート)	$f'_{ck}=40\text{N/mm}^2$	許容支圧応力度 $\sigma_{cba}$	5.9	8.8
		許容せん断応力度 $\tau_{ca}$	0.40	0.60
下部支承 (コンクリート)	$f'_{ck}=40\text{N/mm}^2$	許容支圧応力度 $\sigma_{cba}$	5.9	8.8
		許容せん断応力度 $\tau_{ca}$	0.40	0.60

注記\*1：「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成 28 年 3 月）」に基づき，許容曲げ応力度は，降伏点の応力度を安全率 2.0 で除して算出する。また，許容せん断応力度は，許容曲げ応力度を $\sqrt{3}$ で除して算出する。

\*2：「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成 28 年 3 月）」に基づき，許容応力度を下式により算出する。

$$p_a = 9.8H_B/2v$$

ここに， $H_B$ ：ローラのブリネル硬さ(277)

$v$ ：安全率（点接触：1.0）

表 4.8.2-1(3) 漂流物対策工（鋼製扉体）の許容限界

部材	許容荷重 (kN)
支承部（支承軸受）	3800*

注記\*：「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成 28 年 3 月）」に基づき，許容荷重は下式により算出し，地震時における補正係数 1.5 倍を考慮する。

$$C_{cr}' = C_{cr}/f$$

ここに， $C_{cr}'$ ：許容荷重（2533kN）

$C_{cr}$ ：基本静定格荷重（3800kN）

$f$ ：安全係数（1.5）

表 4.8.2-1 (4) 漂流物対策工（鋼製扉体）の許容限界

部材	材質	許容応力度(N/mm <sup>2</sup> )		短期許容 応力度(N/mm <sup>2</sup> )
ロックビーム	SM570	許容曲げ応力度 $\sigma_{ca}$	225*	337
		許容せん断応力度 $\tau_a$	129*	
支圧板	SUS304	許容支圧応力度 $\sigma_{pa}$	150	225
戸当り（腹板）	SM400	許容支圧応力度 $\sigma_{ba}$	180	270
戸当り （底面フランジ）	SBHS700	許容曲げ応力度 $\sigma_{ca}$	350*	525
戸当り （コンクリート）	$f'_{ck}=40\text{N/mm}^2$	許容支圧応力度 $\sigma_{cba}$	5.9	8.8
		許容せん断応力度 $\tau_{ca}$	0.40	0.60

注記\*：「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成 28 年 3 月）」に基づき，許容曲げ応力度は，降伏点の応力度を安全率 2.0 で除して算出する。また，許容せん断応力度は，許容曲げ応力度を $\sqrt{3}$ で除して算出する。

(2) 漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び漂流物対策工基礎スラブ

漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び漂流物対策工基礎スラブの許容限界は、「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）」に基づき，表4.8.2-2に示す短期許容応力度とする。

表4.8.2-2 漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び漂流物対策工基礎スラブの許容限界

種別	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	コンクリート (f' <sub>ck</sub> =40N/mm <sup>2</sup> )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	14.0
許容せん断応力度 $\tau_{a1}$		0.55	0.82
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	196	294

注記\*：短期許容応力度は，「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）」より許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

4.8.3 基礎地盤

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき設定する。基礎地盤の許容限界を表4.8.3-1に示す。

表4.8.3-1 基礎地盤の許容限界

評価項目	基礎地盤		許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
極限支持力度 R <sub>u</sub>	岩盤	C <sub>H</sub> 級	9.8
		C <sub>M</sub> 級	
	改良地盤		1.4
支圧強度 f' <sub>a</sub>	MMR		18.0

#### 4.9 設計用地震力

「3. 固有値解析」に示すとおり，防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）の固有振動数が 20Hz 以上であることを確認したため，防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）の耐震計算に用いる設計震度は，防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）設置位置の最大応答加速度に基づき設定した。

防波扉（鋼製扉体）の耐震評価に用いる設計用地震力を表 4.9-1 に，漂流物対策工（鋼製扉体）に用いる設計用地震力を表 4.9-2 に示す。

表 4.9-1 防波扉（鋼製扉体）の耐震評価に用いる設計用地震力

設置標高	最大応答加速度に基づく震度				設計震度	
EL 8.5m	水平	S <sub>s</sub> -D	(++)	0.85	k <sub>H</sub>	2.1
			(-+)	0.77		
			(+-)	0.90		
			(--)	0.81		
		S <sub>s</sub> -F 1	(++)	0.64		
		S <sub>s</sub> -F 2	(++)	0.70		
		S <sub>s</sub> -N 1	(++)	1.08		
			(-+)	0.94		
		S <sub>s</sub> -N 2 (NS)	(++)	0.67		
			(-+)	0.68		
	S <sub>s</sub> -N 2 (EW)	(++)	0.77			
		(-+)	0.72			
	鉛直	S <sub>s</sub> -D	(++)	0.89	k <sub>V</sub>	1.5
			(-+)	0.81		
			(+-)	0.82		
			(--)	0.80		
		S <sub>s</sub> -F 1	(++)	0.58		
		S <sub>s</sub> -F 2	(++)	0.96		
S <sub>s</sub> -N 1		(++)	0.66			
		(-+)	0.48			
S <sub>s</sub> -N 2 (NS)		(++)	0.94			
		(-+)	0.77			
S <sub>s</sub> -N 2 (EW)	(++)	0.78				
	(-+)	1.03				

表 4.9-2 漂流物対策工（鋼製扉体）の耐震評価に用いる設計用地震力

設置標高	最大応答加速度に基づく震度			設計震度		
EL 8.5m	水平	S s - D	(++)	0.83	k <sub>H</sub>	2.1
			(-+)	0.84		
			(+-)	0.83		
			(--)	0.82		
		S s - F 1	(++)	0.55		
		S s - F 2	(++)	0.70		
		S s - N 1	(++)	0.93		
			(-+)	0.88		
		S s - N 2 (NS)	(++)	0.73		
			(-+)	0.76		
		S s - N 2 (EW)	(++)	0.74		
			(-+)	0.66		
	鉛直	S s - D	(++)	0.66	k <sub>v</sub>	1.1
			(-+)	0.55		
			(+-)	0.55		
			(--)	0.66		
		S s - F 1	(++)	0.45		
		S s - F 2	(++)	0.59		
		S s - N 1	(++)	0.49		
			(-+)	0.35		
S s - N 2 (NS)		(++)	0.61			
		(-+)	0.46			
S s - N 2 (EW)		(++)	0.42			
		(+-)	0.61			

#### 4.10 評価方法

防波扉（3号機東側）の耐震評価のうち、防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）については、構成する各部材に発生する発生応力度又は作用荷重を算定式より算出し、「4.8 許容限界」で設定した許容限界を満足することを確認する。

また、グラウンドアンカ、防波扉基礎スラブ、漂流物対策工戸当り（RC支柱）、漂流物対策工基礎スラブ、改良地盤及び基礎地盤は2次元有限要素法より算定した発生応力度又は発生断面力が「4.8 許容限界」で設定した許容限界を満足することを確認する。2次元有限要素法における応力算定には、解析コード「RC断面計算」を使用する。なお、解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

#### 4.10.1 防波扉

##### (1) 防波扉（鋼製扉体）

###### a. 主横桁

主横桁は、戸当りとの接触位置をピン固定とする単純はりでモデル化し、地震時荷重として等分布荷重が作用することで主横桁に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

主横桁の評価対象部を図 4.10.1-1 に、主横桁の評価イメージ図を図 4.10.1-2 に示す。

$$M = \frac{W \cdot B}{8} (2L - B)$$

$$S = \frac{W \cdot B}{2}$$

$$N = W \cdot D$$

$$\sigma = \frac{M \cdot 10^6}{Z} + \frac{N \cdot 10^3}{A_g}$$

$$\tau = \frac{S \cdot 10^3}{A_w}$$

ここで、

M : 主横桁に生じる曲げモーメント (kN・m)

S : 主横桁に生じるせん断力 (kN)

N : 主横桁に生じる軸力 (kN)

$\sigma$  : 主横桁に生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : 主横桁に生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

W : 主横桁に作用する地震時荷重 (地震時慣性力+風荷重) (kN/m)

B : 主横桁の水密幅 (m)

L : 主横桁の支間長 (m)

D : 側部水密幅 (m)

Z : 主横桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$A_g$  : 主横桁の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$A_w$  : 主横桁腹板の断面積 (mm<sup>2</sup>)



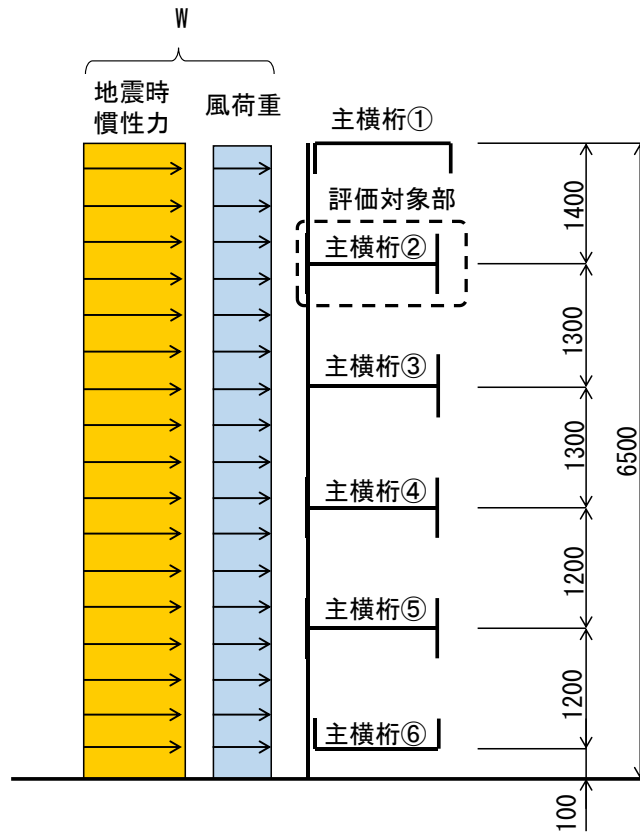


図 4. 10. 1-1 主横桁の評価対象部

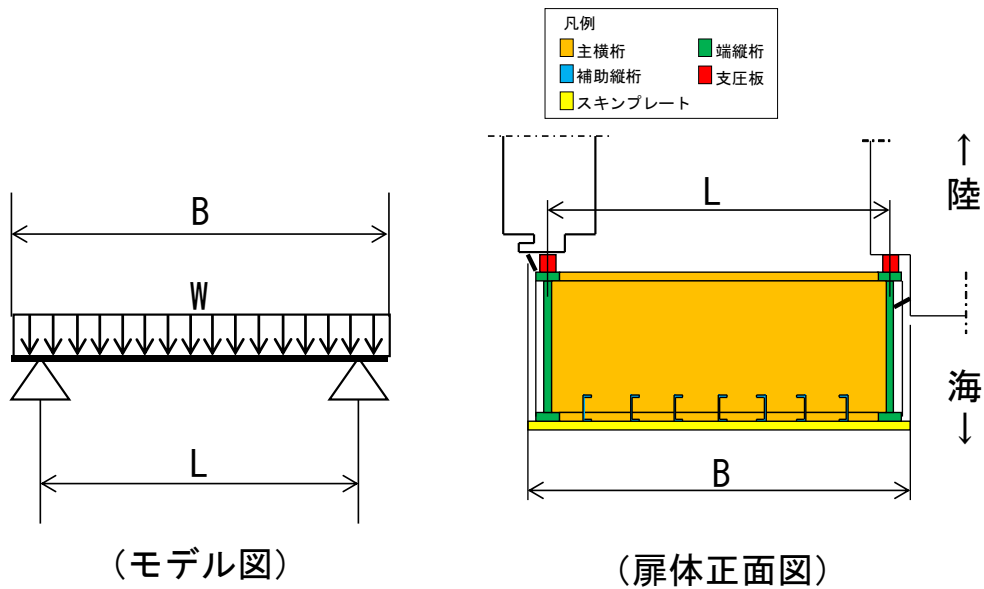


図 4. 10. 1-2 主横桁の評価イメージ図

b. 補助縦桁

補助縦桁は、主横桁をピン固定とする単純はりでモデル化し、地震時荷重として分布荷重が作用することで補助縦桁に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁の評価イメージ図を図 4. 10. 1-3 に示す。

$$M = \frac{P \cdot a}{24} (3b^2 - a^2)$$

$$S = \frac{P \cdot a}{2} \left(b - \frac{a}{2}\right)$$

$$\sigma = \frac{M \cdot 10^6}{Z}$$

$$\tau = \frac{S \cdot 10^3}{A_w}$$

ここで、

- M : 補助縦桁に生じる曲げモーメント (kN・m)
- S : 補助縦桁に生じるせん断力 (kN)
- $\sigma$  : 補助縦桁に生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau$  : 補助縦桁に生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- P : 補助縦桁に作用する地震時荷重 (地震時慣性力+風荷重) (kN/m<sup>2</sup>)
- a : 補助縦桁間隔 (m)
- b : 主横桁間隔 (m)
- Z : 補助縦桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)
- A<sub>w</sub> : 補助縦桁腹板の断面積 (mm<sup>2</sup>)

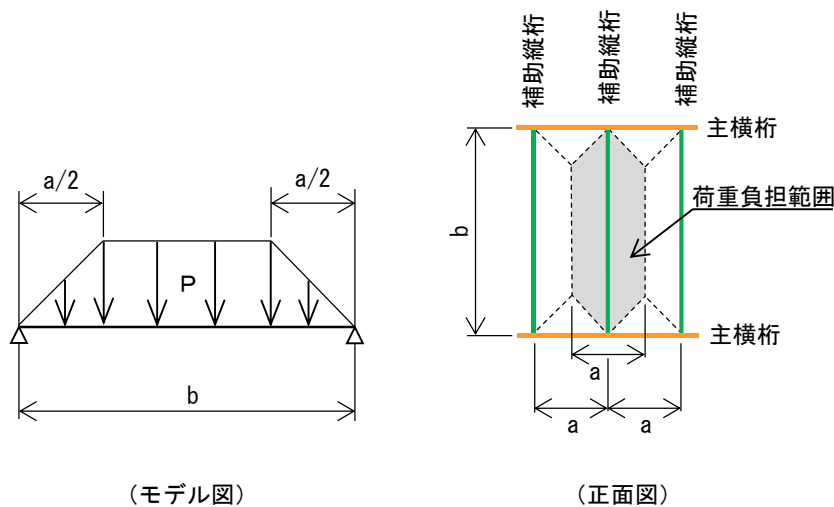


図 4. 10. 1-3 補助縦桁の評価イメージ図

c. 端縦桁

端縦桁は、主横桁からの荷重伝達を考慮し、端縦桁と主横桁の接合部に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

端縦桁の評価イメージ図を図 4. 10. 1-4 に示す。

$$\sigma_c = \frac{R \cdot 10^3}{A_q}$$

$$A_q = A_w + A_{s1} + A_{s2} \quad \text{ただし, } A \leq 1.7 (A_{s1} + A_{s2})$$

$$A_w = 2b_w \cdot t_w \quad (\text{端縦桁腹板})$$

$$A_{s1} = b_{s1} \cdot t_{s1} \quad (\text{主横桁腹板})$$

$$A_{s2} = b_{s2} \cdot t_{s2} \quad (\text{スチフナ})$$

ここで、

$\sigma_c$  : 端縦桁に生じる圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

R : 端縦桁に生じる支点反力 (kN)

$A_q$  : 補剛材の有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

$A_w$  : 端縦桁腹板の有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

$A_{s1}$  : 主横桁腹板の有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

$A_{s2}$  : スチフナの有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

$t_w$  : 端縦桁腹板の厚さ (mm)

$t_{s1}$  : 主横桁腹板の厚さ (mm)

$t_{s2}$  : スチフナの厚さ (mm)

$b_w$  : 端縦桁腹板の幅 (mm)

$b_{s1}$  : 主横桁腹板の幅 (mm)

$b_{s2}$  : スチフナの幅 (mm)

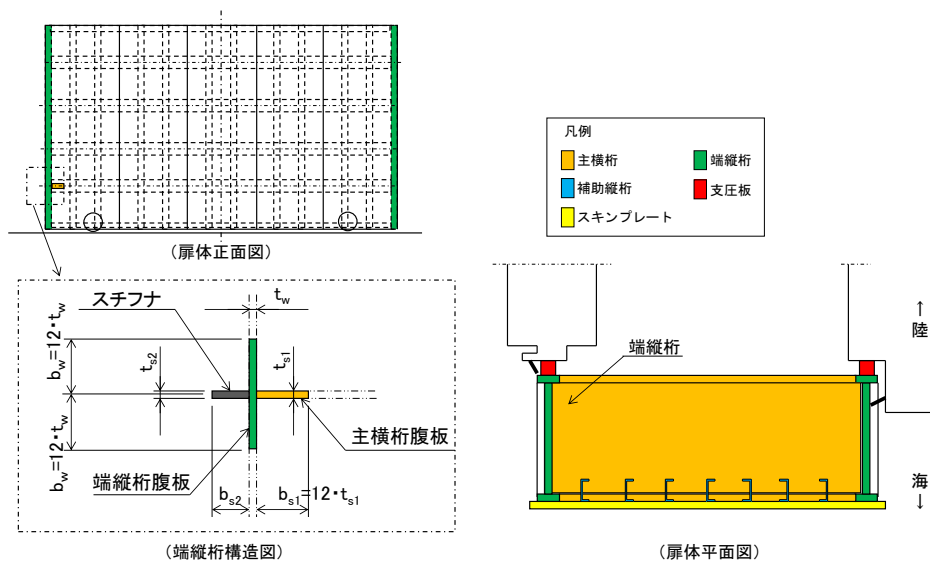


図 4. 10. 1-4 端縦桁の評価イメージ図

d. 支圧板

支圧板は、防波扉（鋼製扉体）から伝達される地震時荷重が作用することで支圧板に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

支圧板の評価イメージ図を図 4. 10. 1-5 に示す。

$$\sigma_p = \frac{(W_{gh} + W \cdot 10^{-3} \cdot B)}{2b}$$

ここで、

$\sigma_p$  : 支圧板に生じる支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$W_{gh}$  : 支圧板に作用する地震時慣性力 (kN/m)

$W$  : 支圧板に作用する風荷重 (kN/mm<sup>2</sup>)

$B$  : 防波扉（鋼製扉体）の水密幅 (mm)

$b$  : 支圧板の有効幅 (mm)

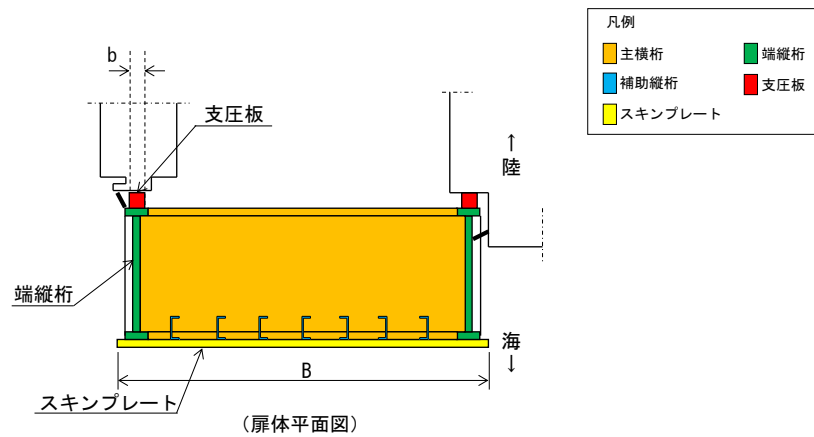


図 4. 10. 1-5 支圧板の評価イメージ図

e. 戸当り（底面フランジ）及び戸当り（コンクリート）

戸当り（底面フランジ）及び戸当り（コンクリート）は、防波扉（鋼製扉体）から伝達される地震時荷重が作用することで戸当り（底面フランジ）及び戸当り（コンクリート）に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

なお、戸当りは、陸側及び海側に設置されるが、地震時荷重の作用面積が小さい海側の戸当りの評価を実施する。

戸当り（底面フランジ）及び戸当り（コンクリート）の評価イメージ図を図 4.10.1-6 に示す。

(a) 戸当り（底面フランジ）

$$\sigma_b = \frac{6\sigma_k b_f^2}{8t_f^2}$$

ここで、

$\sigma_b$  : 戸当り（底面フランジ）に生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_k$  : 戸当り（コンクリート）に生じる支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$b_f$  : 戸当り（底面フランジ）の幅 (mm)

$t_f$  : 戸当り（底面フランジ）の厚さ (mm)

(b) 戸当り（コンクリート）

$$\sigma_k = \frac{PB \cdot 10^3}{2b_f}$$

$$\tau_c = \frac{\sigma_k b_f}{h + 2L}$$

ここで、

$\sigma_k$  : 戸当り（コンクリート）に生じる支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_c$  : 戸当り（コンクリート）に生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$P$  : 戸当りに作用する地震時荷重（地震時慣性力＋風荷重） (kN/m)

$B$  : 防波扉（鋼製扉体）の水密幅 (mm)

$h$  : 戸当りの埋込深さ (mm)

$L$  : 戸当りのコンクリート側面からの埋込深さ (mm)

$b_f$  : 戸当り（底面フランジ）の幅 (mm)

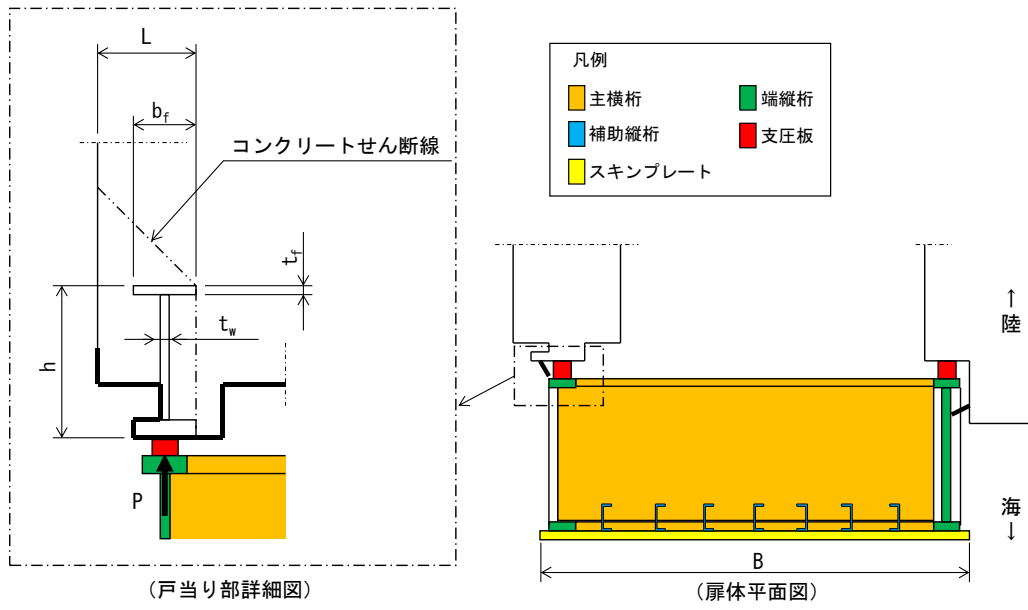


図 4. 10. 1-6 戸当りの評価イメージ図

f. 車輪，車輪軸及び車輪受桁

車輪は，地震時荷重が作用することで車輪に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

車輪軸は，車輪をピン固定とする単純はりでモデル化し，車輪受桁より伝達される地震時荷重が作用することで車輪軸に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

車輪受桁は，車輪受桁に作用する地震時荷重が許容限界以下であることを確認する。

車輪の評価イメージ図を図 4.10.1-7 に，車輪軸の評価イメージ図を図 4.10.1-8 に，車輪受桁の評価イメージ図を図 4.10.1-9 に示す。

(a) 車輪

$$R_1 = \frac{(1+K_V) \cdot W_i \cdot L_2}{2 \cdot L}$$

$$R_2 = \frac{(1+K_V) \cdot W_i \cdot L_1}{2 \cdot L}$$

$$p = 0.591 \cdot \sqrt{\frac{P \cdot E_1 \cdot E_2}{B \cdot R \cdot E_1 + E_2}}$$

$$C = 1.080 \cdot \sqrt{\frac{P \cdot R \cdot (E_1 + E_2)}{B \cdot E_1 \cdot E_2}}$$

ここで，

$R_1$  : 海側車輪に作用する荷重 (kN)

$R_2$  : 陸側車輪に作用する荷重 (kN)

$p$  : 接触面圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$C$  : 接触幅の 1/2 (mm)

$K_V$  : 鉛直震度

$W_i$  : 防波扉 (鋼製扉体) に作用する鉛直荷重 (kN)

$$(W_i = W_g, W_{S1}, W_{S2})$$

$W_g$  : 防波扉 (鋼製扉体) の自重 (kN)

$W_{S1}$  : 防波扉 (鋼製扉体) 天端に作用する積雪荷重 (kN)

$W_{S2}$  : ガイドアームに作用する積雪荷重 (kN)

$L$  : 車輪荷重の作用位置 (mm)

$L_1$  : 海側車輪荷重の作用位置 (mm)

$L_2$  : 陸側車輪荷重の作用位置 (mm)

$P$  : 車輪に作用する荷重 (=  $R_1$ ) (kN)

$E_1$  : 車輪の弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)

- $E_2$  : 車輪踏面板の弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $B$  : 車輪有効踏面幅 (mm)
- $R$  : 車輪半径 (mm)

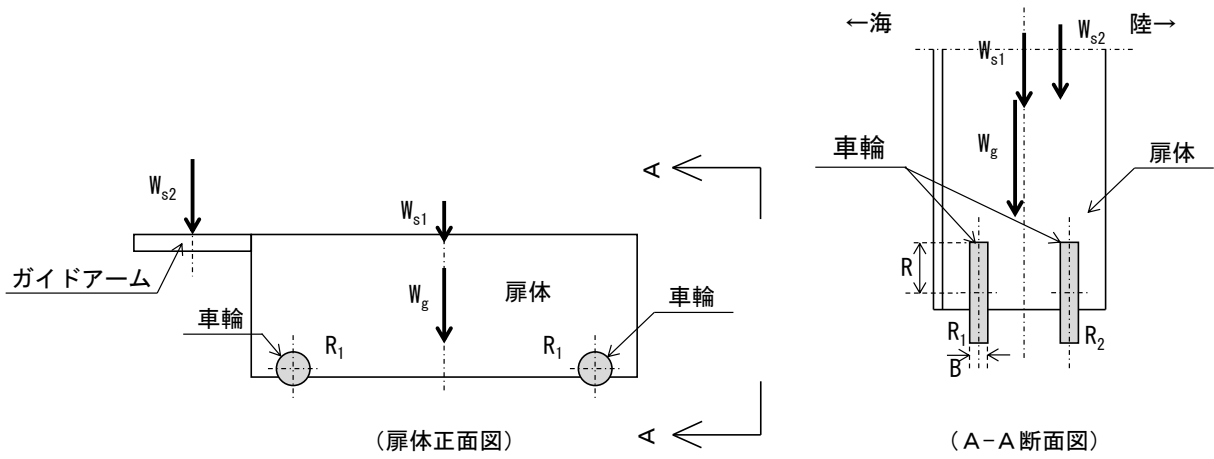


図 4.10.1-7 車輪の評価イメージ図



(b) 車輪軸

$$M = \frac{P \cdot 10^{-3} \cdot L_3}{4}$$

$$S = \frac{P \cdot 10^{-3}}{2}$$

$$\sigma = \frac{M \cdot 10^6}{Z}$$

$$\tau = \frac{4}{3} \cdot \frac{S \cdot 10^3}{A}$$

ここで、

M : 車輪軸に生じる曲げモーメント (N・mm)

S : 車輪軸に生じるせん断力 (N)

$\sigma$  : 車輪軸に生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : 車輪軸に生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

P : 車輪に作用する荷重 (kN)

$L_3$  : 車輪軸の支持間隔 (mm)

Z : 車輪軸の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

A : 車輪軸の断面積 (mm<sup>2</sup>)

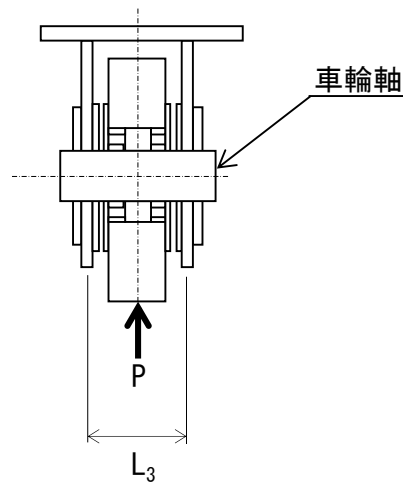


図 4. 10. 1-8 車輪軸の評価イメージ図

(c) 車輪受桁

$$M_1 = \frac{a \cdot b}{L_4} \cdot P \cdot 10^3$$

$$S_1 = \frac{a}{L_4} \cdot P \cdot 10^3$$

$$\sigma_1 = \frac{M_c}{Z_1}$$

$$\tau_1 = \frac{S_b}{A_w}$$

ここで、

$M_1$  : 車輪受桁に生じる曲げモーメント (N・mm)

$S_1$  : 車輪受桁に生じるせん断力 (N)

$\sigma_1$  : 車輪受桁に生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_1$  : 車輪受桁に生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$a$  : 車輪受桁の荷重載荷位置から端縦桁までの長さ (mm)

$b$  : 車輪受桁の荷重載荷位置から補助縦桁までの長さ (mm)

$L_4$  : 車輪受桁の支持間隔 (mm)

$P$  : 車輪に作用する荷重 (kN)

$Z_1$  : 車輪受桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$A_w$  : 車輪受桁腹板の断面積 (mm<sup>2</sup>)

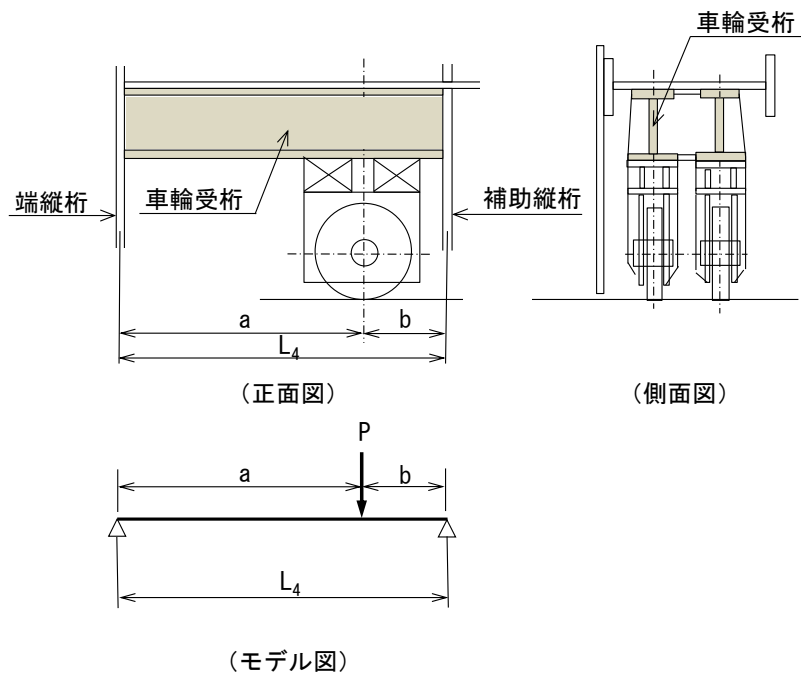


図 4. 10. 1-9 車輪受桁の評価イメージ図

g. 車輪戸当り

車輪戸当りは、車輪から伝達される地震時荷重が作用することで車輪戸当りに生じる応力が許容限界以下であることを確認する。

車輪戸当りの評価イメージ図を図 4. 10. 1-10 に示す。

$$K = 0.0588 \cdot \frac{P \cdot 10^3}{\sqrt[3]{B^2 \cdot I}}$$

$$a = 0.75 \cdot \frac{P}{K \cdot B} \cdot 10^3$$

$$M = \frac{K \cdot a^2 \cdot B}{4}$$

$$S = \frac{P \cdot 10^3}{2}$$

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

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

ここで、

K : 車輪荷重直下のコンクリートに生じる支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

a : コンクリートの応力度の分布長さの 1/2 (mm)

M : 車輪戸当りに生じる曲げモーメント (N・mm)

S : 車輪戸当りに生じるせん断力 (N)

σ : 車輪戸当りに生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

τ : 車輪戸当りに生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

P : 車輪に作用する荷重 (kN)

B : 車輪戸当り (底面フランジ) の幅 (mm)

I : 車輪戸当りの断面 2 次モーメント (mm<sup>4</sup>)

Z : 車輪戸当りの断面係数 (mm<sup>3</sup>)

A<sub>w</sub> : 車輪戸当り腹板の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$$M_f = \frac{KB^2}{8}$$

$$\sigma_f = \frac{6M_f}{t_f^2}$$

ここで、

$M_f$  : 車輪戸当り（底面フランジ）に生じる曲げモーメント（N・mm）

$\sigma_f$  : 車輪戸当り（底面フランジ）に生じる曲げ応力度（N/mm<sup>2</sup>）

$K$  : 車輪荷重直下のコンクリートに生じる支圧応力度（N/mm<sup>2</sup>）

$B$  : 車輪戸当り（底面フランジ）の幅（mm）

$t_f$  : 車輪戸当り（底面フランジ）の厚さ（mm）

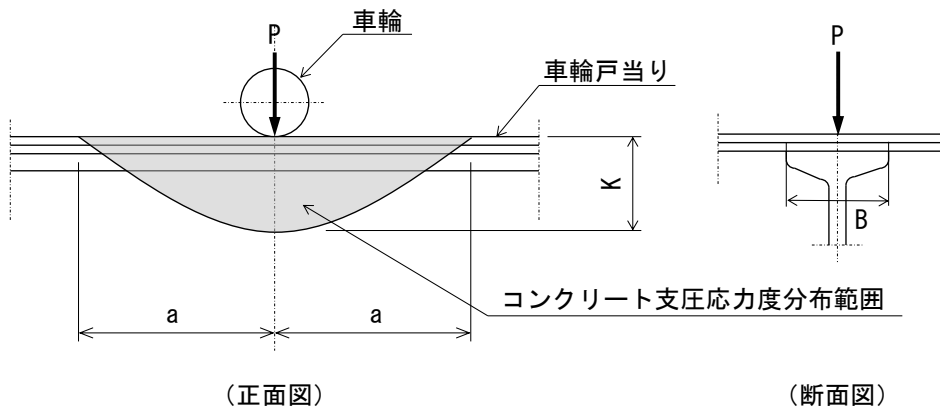


図 4.10.1-10 車輪戸当りの評価イメージ図

h. ガイドアーム

ガイドアームは、地震時荷重が作用することで生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。なお、地震時鉛直荷重は3箇所のガイドローラ部に作用すると仮定する。

ガイドアームの評価イメージ図を図 4. 10. 1-11 に示す。

$$P_v = \frac{(1 - K_v)(W_g + W_s)}{3}$$

$$M = P_v \cdot L \cdot 10^{-3}$$

$$S = P_v$$

$$\sigma = \frac{M \cdot 10^6}{Z}$$

$$\tau = \frac{S \cdot 10^3}{A_w}$$

ここで、

$P_v$  : ガイドアームに作用する地震時鉛直荷重 (kN)

$M$  : ガイドアームに生じる曲げモーメント (kN・m)

$S$  : ガイドアームに生じるせん断力 (kN)

$\sigma$  : ガイドアームに生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : ガイドアームに生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$K_v$  : 鉛直震度

$W_g$  : 防波扉 (鋼製扉体) の自重 (kN)

$W_s$  : ガイドアームに作用する積雪荷重 (kN)

$L$  : ガイドアームの支間長 (mm)

$Z$  : ガイドアームの断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$A_w$  : ガイドアーム腹板の断面積 (mm<sup>2</sup>)

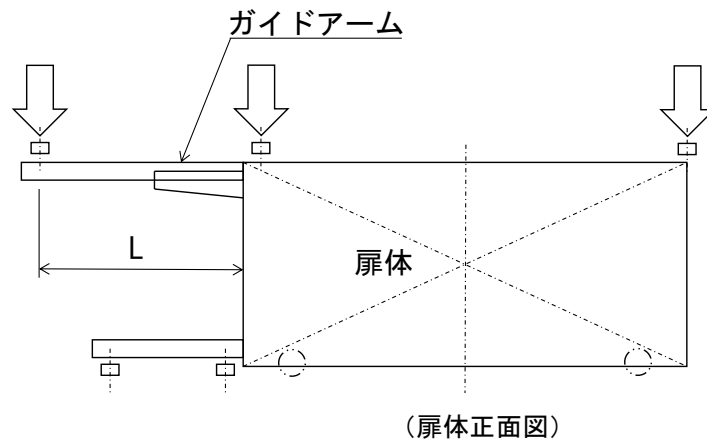


図 4. 10. 1-11 ガイドアームの評価イメージ図

i. 休止ピン

休止ピンは、防波扉（鋼製扉体）から伝達される地震時荷重が作用することで生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

休止ピンの評価イメージ図を図 4. 10. 1-12 に示す。

$$P_h = \frac{K_H W}{n}$$

$$M = P_h L \cdot 10^{-6}$$

$$S = P_h$$

$$A = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$Z = \frac{\pi \cdot d^3}{32}$$

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

$$\tau = \frac{4}{3} \cdot \frac{S}{A}$$

ここで、

$P_h$  : 休止ピンに作用する水平荷重 (kN)

$M$  : 休止ピンに生じる曲げモーメント (N・mm)

$S$  : 休止ピンに生じるせん断力 (N)

$A$  : 休止ピンの断面積 (mm<sup>2</sup>)

$Z$  : 休止ピンの断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$\sigma$  : 休止ピンに生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : 休止ピンに生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$K_H$  : 水平震度

$W$  : 自重 (扉体自重+積雪荷重) (kN)

$n$  : 休止ピン本数 (本)

$L$  : 休止ピンの突出長さ (mm)

$d$  : 休止ピンの径 (mm)

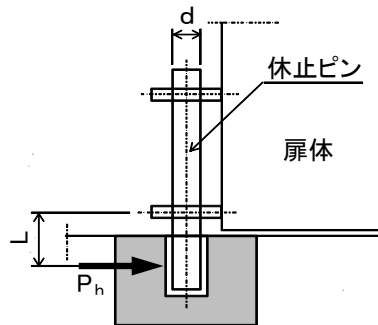


図 4. 10. 1-12 休止ピンの評価イメージ図

(2) 防波扉戸当り (RC支柱)

防波扉戸当り (RC支柱) に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

(3) 防波扉基礎スラブ

防波扉基礎スラブに生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

また、グラウンドアンカによる支圧照査として、発生アンカー力を用いて次式により算定される支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma_b = \frac{T}{S}$$

ここで、

$\sigma_b$  : グラウンドアンカにより発生する支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

T : 発生アンカー力 (N)

S : 支圧板の面積 (mm<sup>2</sup>)

(4) グラウンドアンカ

グラウンドアンカの耐震評価は、地震応答解析に基づいて算定した発生アンカー力が許容限界以下であることを確認する。

(5) 改良地盤

改良地盤の評価は、改良地盤を通るすべり面のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。すべり安全率は、想定したすべり面上の応力状態をもとに、すべり面上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値を求め、最小すべり安全率を算定する。

すべり安全率の算定には、解析コード「CPOSTSK」を使用する。なお、解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

(6) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、改良地盤及び岩盤に生じる最大接地圧が許容限界以下であることを確認する。

#### 4.10.2 漂流物対策工

##### (1) 漂流物対策工（鋼製扉体）

漂流物対策工（鋼製扉体）は、図 4.10.2-1 に示すように、主横桁、補助縦桁、端縦桁及び張出桁の 4 種類の桁を溶接により接合した格子状の部材である。戸当り（R C 支柱）に対しては支承部でアンカーにより固定され、鋼製扉体と戸当り（R C 支柱）間には支圧板を設けている。

地震時荷重については、設計震度から算定した地震時慣性力を作用範囲において等分布荷重で設定する。設計震度は、「3. 固有値解析」より漂流物対策工（鋼製扉体）を剛構造として扱うため、鋼製扉体の付加重量を設定している支柱の設置床の節点における地震応答解析による最大応答加速度に基づき、保守的な値を設定する。設計震度の評価結果については、「4.9 設計用地震力」に示す。

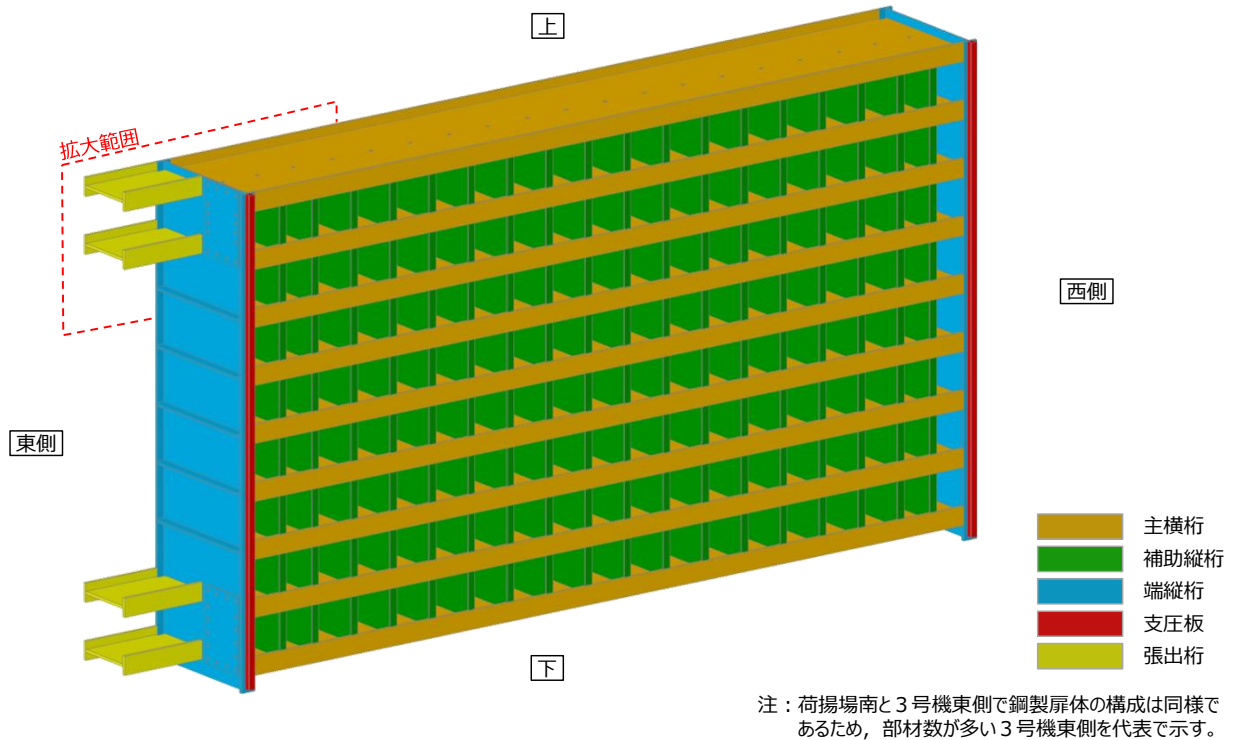


図 4.10.2-1(1) 漂流物対策工（鋼製扉体）の構造図



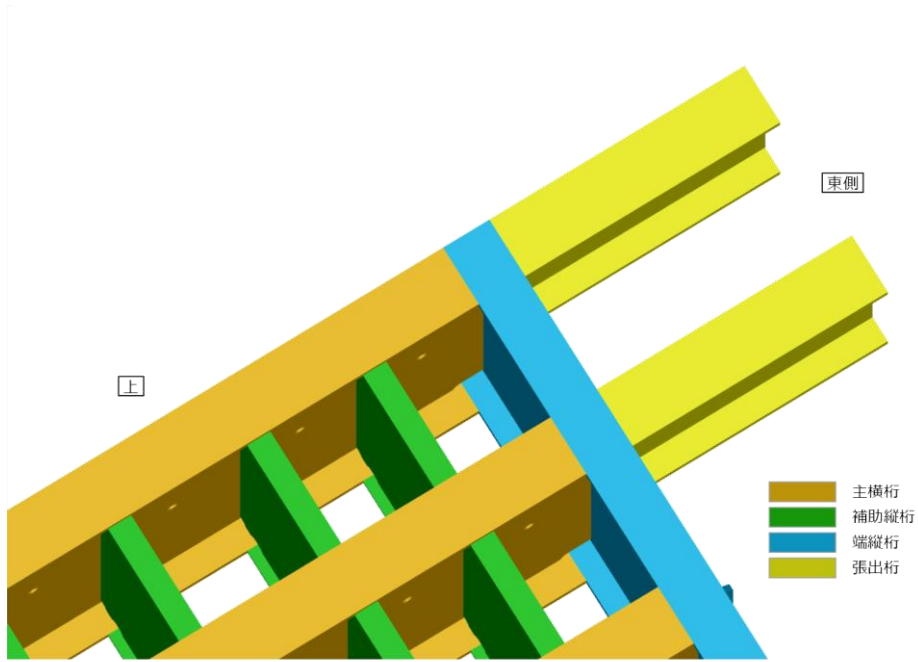


図 4.10.2-1(2) 漂流物対策工（鋼製扉体）の構造図（拡大図）

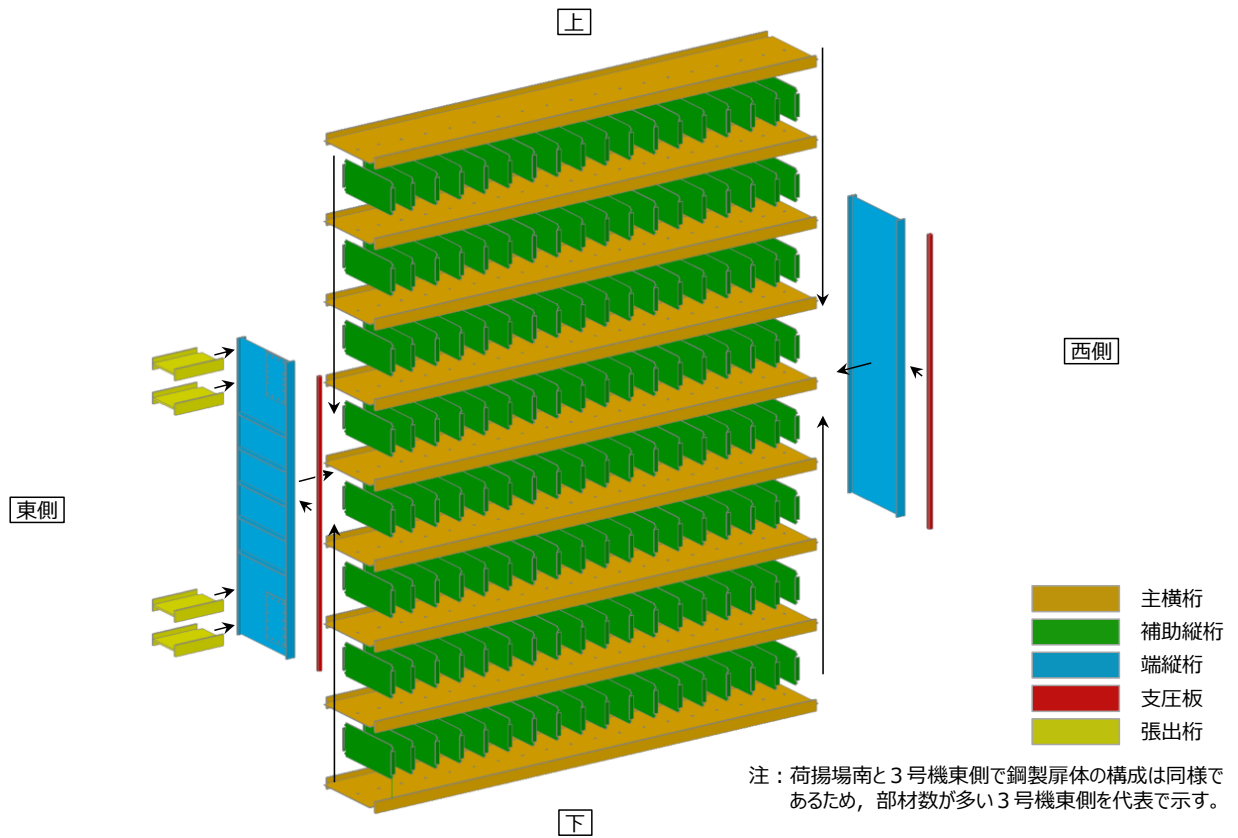


図 4.10.2-1(3) 漂流物対策工（鋼製扉体）の構造図（分解図）

a. 主横桁

主横桁（最下段）は、戸当たりとの接触位置をピン固定とする単純はりでモデル化し、地震時荷重として等分布荷重が作用することで主横桁に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

主横桁（最上段）は、保守的に片持ちはりでモデル化し、主横桁に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

主横桁の評価対象部を図 4.10.2-2 に、主横桁の評価イメージ図を図 4.10.2-3 に示す。

(a) 主横桁（最下段）

$$M = \frac{1}{2}(W + W')L_1^2 \left( \frac{a}{L_1} - \frac{1}{4} \right)$$

$$S = \frac{1}{2}(W + W')L$$

$$\sigma = \frac{M \cdot 10^6}{Z}$$

$$\tau = \frac{S \cdot 10^3}{A_w}$$

ここで、

M : 主横桁（最下段）に生じる曲げモーメント (kN・m)

S : 主横桁（最下段）に生じるせん断力 (kN)

$\sigma$  : 主横桁（最下段）に生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : 主横桁（最下段）に生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

W : 主横桁に作用する地震時慣性力 (kN/m)

W' : 主横桁に作用する風荷重 (kN/m)

L<sub>1</sub> : 漂流物対策工（鋼製扉体）の幅 (m)

a : 主横桁の張出長さ (m)

L : 主横桁の支間長 (m)

Z : 主横桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

A<sub>w</sub> : 主横桁腹板の断面積 (mm<sup>2</sup>)

(b) 主横桁（最上段）

$$M' = \frac{1}{2}(W + W')L'^2$$

$$S' = \frac{1}{2}(W + W')L'$$

$$\sigma = \frac{M' \cdot 10^6}{Z}$$

$$\tau = \frac{S' \cdot 10^3}{A_w}$$

ここで、

$M'$  : 主横桁（最上段）に生じる曲げモーメント (kN・m)

$S'$  : 主横桁（最上段）に生じるせん断力 (kN)

$\sigma$  : 主横桁（最上段）に生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : 主横桁（最上段）に生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

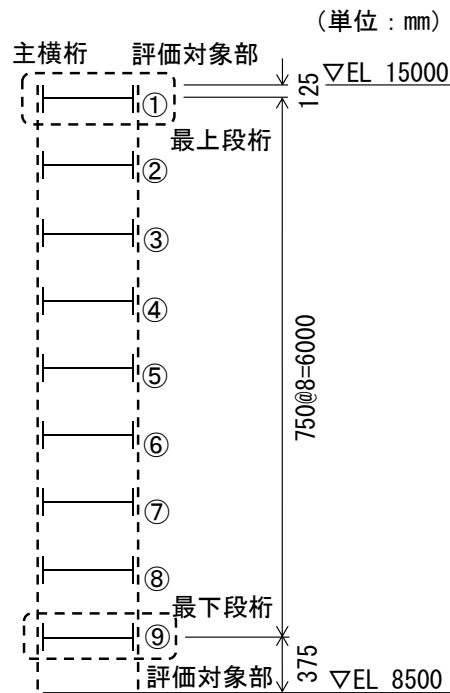
$W$  : 主横桁に作用する地震時慣性力 (kN/m)

$W'$  : 主横桁に作用する風荷重 (kN/m)

$L'$  : 主横桁の張出長さ (m)

$Z$  : 主横桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$A_w$  : 主横桁腹板の断面積 (mm<sup>2</sup>)



(扉体側面図)

図 4. 10. 2-2 主横桁の評価対象部

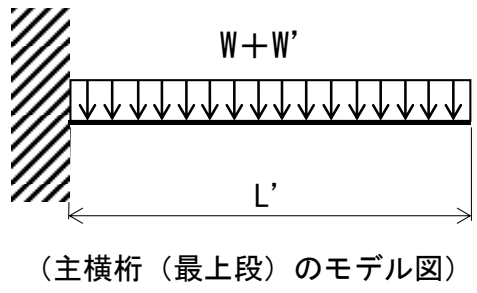
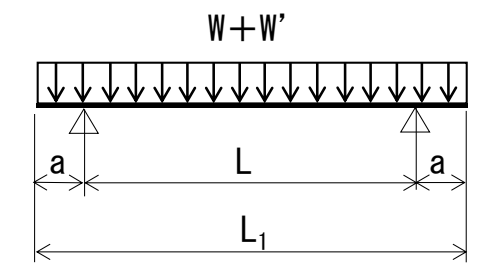
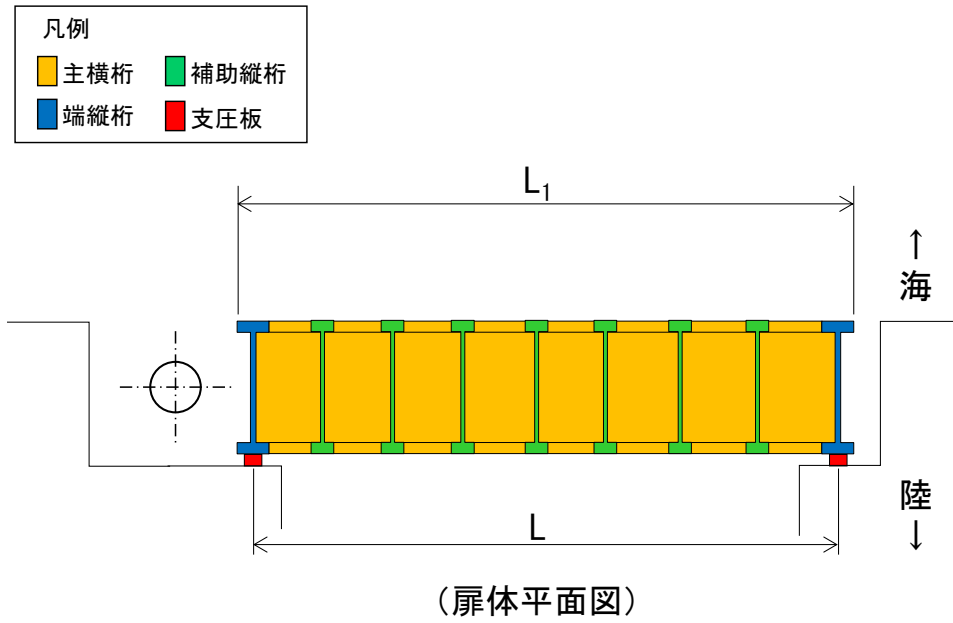


図 4.10.2-3 主横桁の評価イメージ図

b. 張出桁

張出桁は、片持ちはりモデル化し、地震時荷重として等分布荷重が作用することで張出桁に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

張出桁の評価イメージ図を図 4. 10. 2-4 に示す。

$$M = \frac{1}{2}(W + W')L^2$$

$$S = (W + W')L$$

$$\sigma = \frac{M \cdot 10^6}{Z}$$

$$\tau = \frac{S \cdot 10^3}{A_w}$$

ここで、

M : 張出桁に生じる曲げモーメント (kN・m)

S : 張出桁に生じるせん断力 (kN)

$\sigma$  : 張出桁に生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : 張出桁に生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

W : 張出桁に作用する地震時慣性力 (kN/m)

W' : 張出桁に作用する風荷重 (kN/m)

L : 張出長さ (m)

Z : 張出桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

A<sub>w</sub> : 張出桁腹板の断面積 (mm<sup>2</sup>)

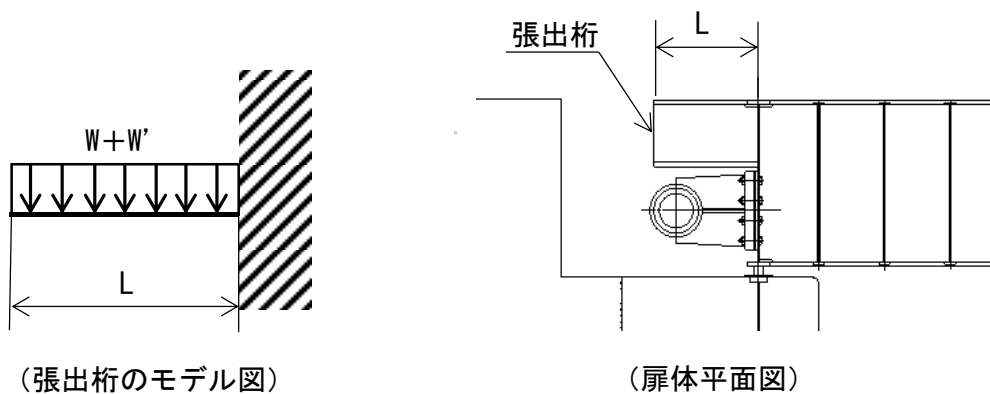


図 4. 10. 2-4 張出桁の評価イメージ図

c. 補助縦桁

補助縦桁は、主横桁をピン固定とする単純はりでモデル化し、地震時荷重として等分布荷重が作用することで補助縦桁に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁の評価イメージ図を図 4. 10. 2-5 に示す。

$$M = \frac{1}{8}(W + W')l^2$$

$$S = \frac{1}{2}(W + W') l$$

$$\sigma = \frac{M \cdot 10^6}{Z}$$

$$\tau = \frac{S \cdot 10^3}{A_w}$$

ここで、

M : 補助縦桁に生じる曲げモーメント (kN・m)

S : 補助縦桁に生じるせん断力 (kN)

$\sigma$  : 補助縦桁に生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : 補助縦桁に生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

W : 補助縦桁に作用する地震時慣性力 (kN/m)

W' : 補助縦桁に作用する風荷重 (kN/m)

l : 主横桁の間隔 (m)

Z : 補助縦桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

A<sub>w</sub> : 補助縦桁腹板の断面積 (mm<sup>2</sup>)

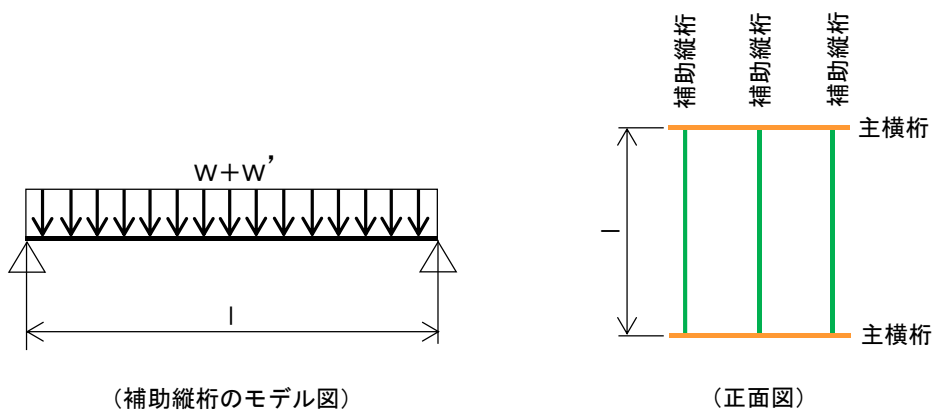


図 4. 10. 2-5 補助縦桁の評価イメージ図

d. 端縦桁

端縦桁は、主横桁からの荷重伝達を考慮し、端縦桁と主横桁の接合部に生じる生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

端縦桁の評価イメージ図を図 4. 10. 2-6 に示す。

$$\sigma_c = \frac{R \cdot 10^3}{A_q}$$

$$A_q = A_w + A_{s1} + A_{s2} \quad \text{ただし, } A_q \leq 1.7(A_{s1} + A_{s2})$$

$$A_w = b_w \cdot t_w \quad (\text{端縦桁腹板})$$

$$A_{s1} = b_{s1} \cdot t_{s1} \quad (\text{主横桁腹板})$$

$$A_{s2} = b_{s2} \cdot t_{s2} \quad (\text{スチフナ})$$

ここで、

$\sigma_c$  : 端縦桁に生じる圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

R : 主横桁に生じる支点反力 (kN)

$A_q$  : 補剛材の有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

$A_w$  : 端縦桁腹板の有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

$A_{s1}$  : 主横桁腹板の有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

$A_{s2}$  : スチフナの有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

$b_w$  : 端縦桁腹板の長さ (mm)

$t_w$  : 端縦桁腹板の厚さ (mm)

$b_{s1}$  : 主横桁腹板の長さ (mm)

$t_{s1}$  : 主横桁腹板の厚さ (mm)

$b_{s2}$  : スチフナの長さ (mm)

$t_{s2}$  : スチフナの厚さ (mm)

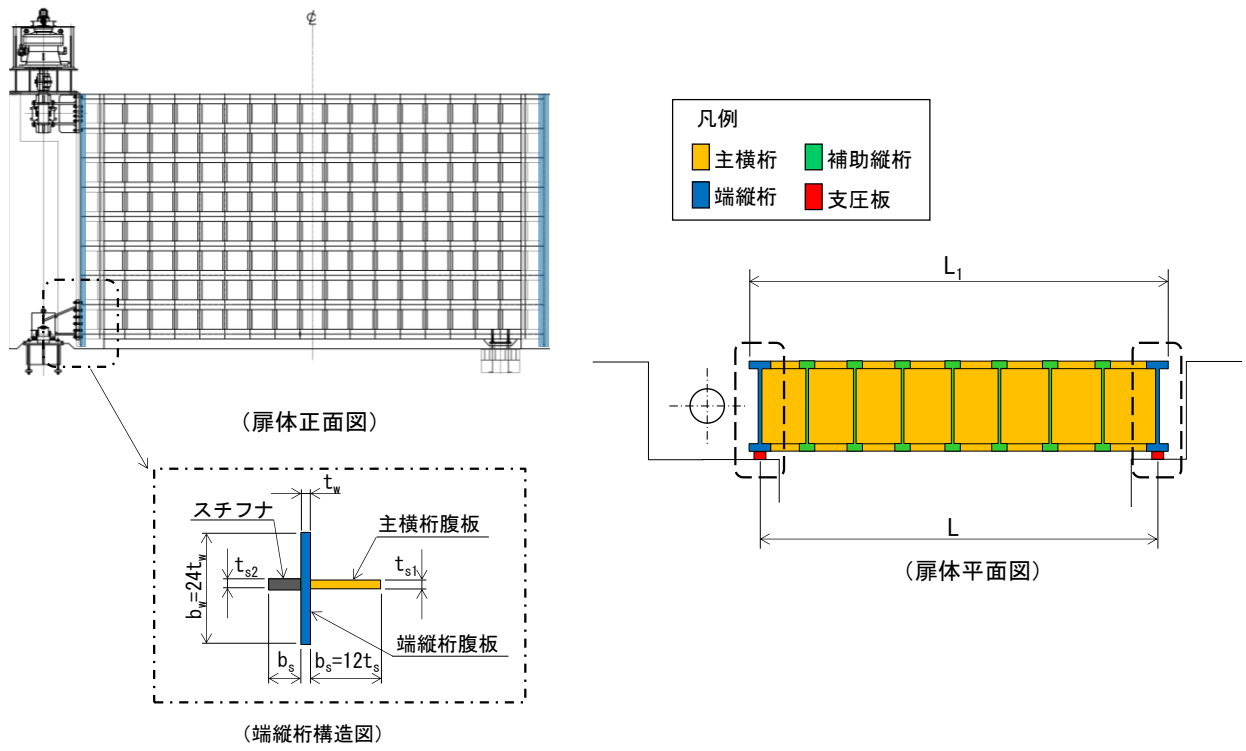


図 4.10.2-6 端縦桁の評価イメージ図



e. 支承部

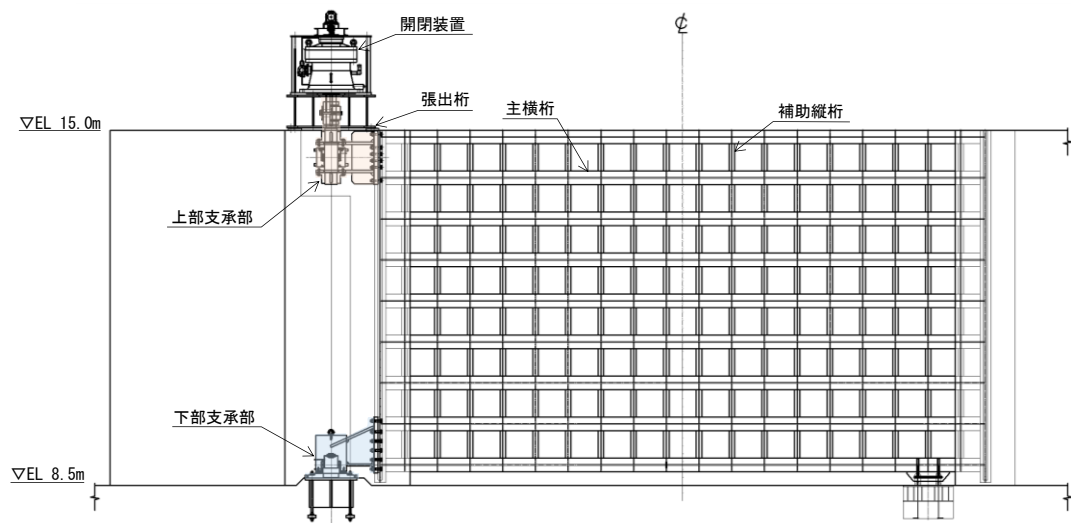
支承部は、水平方向及び鉛直方向の地震荷重が作用することで支承部に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

水平方向及び鉛直方向の地震荷重の組合せは、組合せ係数法により以下のとおり設定する。

組合せ①：1.0×水平方向の地震荷重+0.4×鉛直方向の地震荷重

組合せ②：0.4×水平方向の地震荷重+1.0×鉛直方向の地震荷重

支承部の構造正面図を図4.10.2-7に示す。



(正面図)

図4.10.2-7 支承部の構造正面図

(a) 支承部（上部支承軸）

支承部（上部支承軸）は、両端ピン固定とする単純はりモデル化し、地震時荷重が作用することで支承部（上部支承軸）に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

支承部（上部支承軸）の評価イメージ図を図 4.10.2-8 に示す。

$$M = \frac{R_H L}{4}$$

$$S = R_H$$

$$\sigma = \frac{M \cdot 10^6}{Z}$$

$$\tau = \frac{4S \cdot 10^3}{3A}$$

ここで、

M : 支承部（上部支承軸）に生じる曲げモーメント (kN・m)

S : 支承部（上部支承軸）に生じるせん断力 (kN)

$\sigma$  : 支承部（上部支承軸）に生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : 支承部（上部支承軸）に生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

R<sub>H</sub> : 支承部（上部支承軸）に作用する水平荷重 (kN)

L : 支承軸支持間隔 (m)

Z : 支承部（上部支承軸）の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

A : 支承部（上部支承軸）の断面積 (mm<sup>2</sup>)

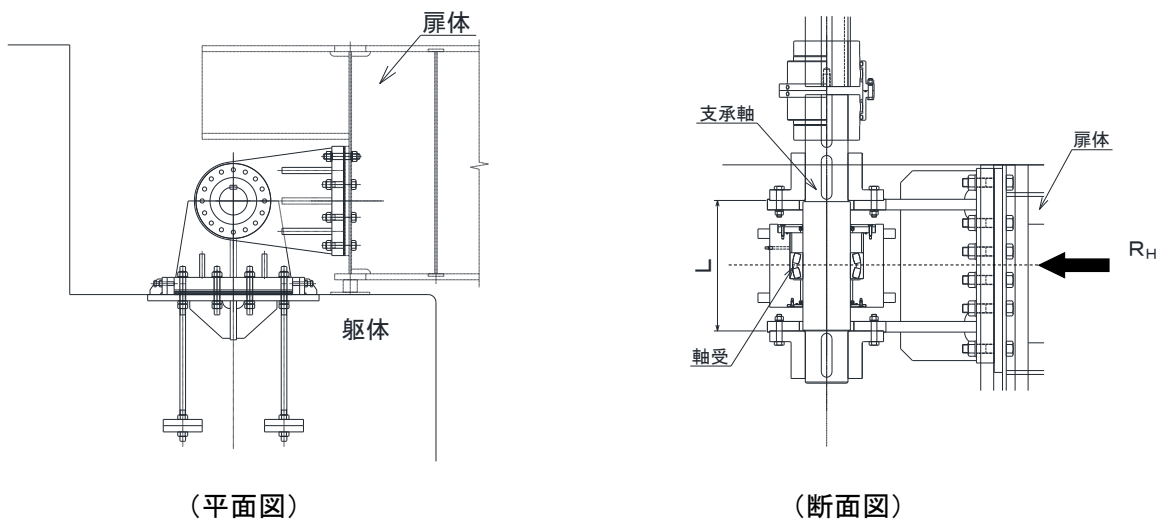


図 4.10.2-8 支承部（上部支承軸）の評価イメージ図

- (b) 支承部（下部支承軸），支承部（下部支承軸受）及び支承部（支承軸受）  
 支承部（下部支承軸）は，片持ちはりモデル化し，地震時荷重が作用することで支承部（下部支承軸）に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。  
 支承部（下部支承軸受）は，鉛直方向の地震時荷重が作用することで軸受（壺金）に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。  
 支承部（支承軸受）は，支承軸受に作用する地震時荷重が許容限界以下であることを確認する。  
 支承部（下部支承軸），支承部（下部支承軸受）及び支承部（支承軸受）の評価イメージ図を図 4.10.2-9 に示す。

イ. 支承部（下部支承軸）

$$M = R_H L$$

$$S = R_H$$

$$\sigma = \frac{M \cdot 10^6}{Z}$$

$$\tau = \frac{4S \cdot 10^3}{3A}$$

ここで，

M : 支承部（下部支承軸）に生じる曲げモーメント (kN・m)

S : 支承部（下部支承軸）に生じるせん断力 (kN)

$\sigma$  : 支承部（下部支承軸）に生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : 支承部（下部支承軸）に生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$R_H$  : 支承部（下部支承軸）に作用する水平荷重 (kN)

L : 支承部（下部支承軸）の突出長さ (m)

Z : 支承部（下部支承軸）の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

A : 支承部（下部支承軸）の断面積 (mm<sup>2</sup>)

ロ. 支承部（下部支承軸受）

$$p = 0.388 \left( \frac{R_v \cdot 10^3 E^2}{r^2} \right)^{1/3}$$

ここで,

$p$  : 軸受（壺金）に生じる支圧応力度（N/mm<sup>2</sup>）

$R_v$  : 支承部（下部支承軸）に作用する鉛直荷重（kN）

$E$  : 軸受（壺金）の弾性係数（N/mm<sup>2</sup>）

$r$  : 軸受（壺金）の球面の半径（mm）

ハ. 支承部（支承軸受）

$$R = R_H$$

ここで,

$R$  : 支承部（支承軸受）に作用する荷重（kN）

$R_H$  : 支承部（下部支承軸）に作用する水平荷重（kN）

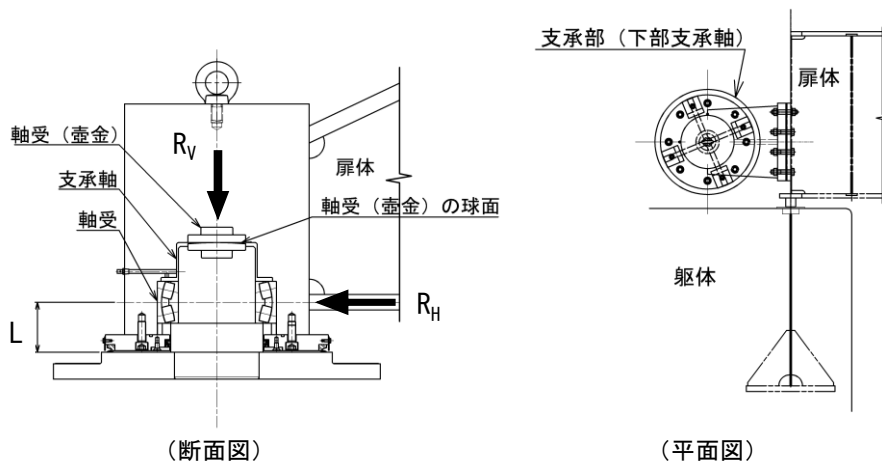


図 4.10.2-9 支承部（下部支承軸），支承部（下部支承軸受）及び  
支承部（支承軸受）の評価イメージ図

(c) 支承部（浮上防止金物）

支承部（浮上防止金物）は、支承部（下部支承軸）から伝達される地震時荷重が作用することで支承部（浮上防止金物）に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

支承部（浮上防止金物）の評価イメージ図を図 4.10.2-10 に示す。

$$M = R_V L / 4$$

$$S = R_V / 4$$

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

$$\tau = \frac{3S \cdot 10^3}{2A_1}$$

$$F = \frac{aR_V}{4b}$$

$$\sigma_t = \frac{F \cdot 10^3}{A_2}$$

ここで、

M : 支承部（浮上防止金物）に生じる曲げモーメント（kN・m）

S : 支承部（浮上防止金物）に生じるせん断力（kN）

$\sigma_b$  : 支承部（浮上防止金物）に生じる曲げ応力度（N/mm<sup>2</sup>）

$\tau$  : 支承部（浮上防止金物）に生じるせん断応力度（N/mm<sup>2</sup>）

F : 固定ボルトに生じる軸力（kN）

$\sigma_t$  : 固定ボルトに生じる軸方向引張応力度（N/mm<sup>2</sup>）

$R_V$  : 支承部（浮上防止金物）に作用する鉛直上向き荷重（kN）

L : 支承部（浮上防止金物）の突出長さ（m）

Z : 支承部（浮上防止金物）の断面係数（mm<sup>3</sup>）

$A_1$  : 支承部（浮上防止金物）の断面積（mm<sup>2</sup>）

a, b : 支持点からの距離（mm）

$A_2$  : 固定ボルトの有効断面積（mm<sup>2</sup>）

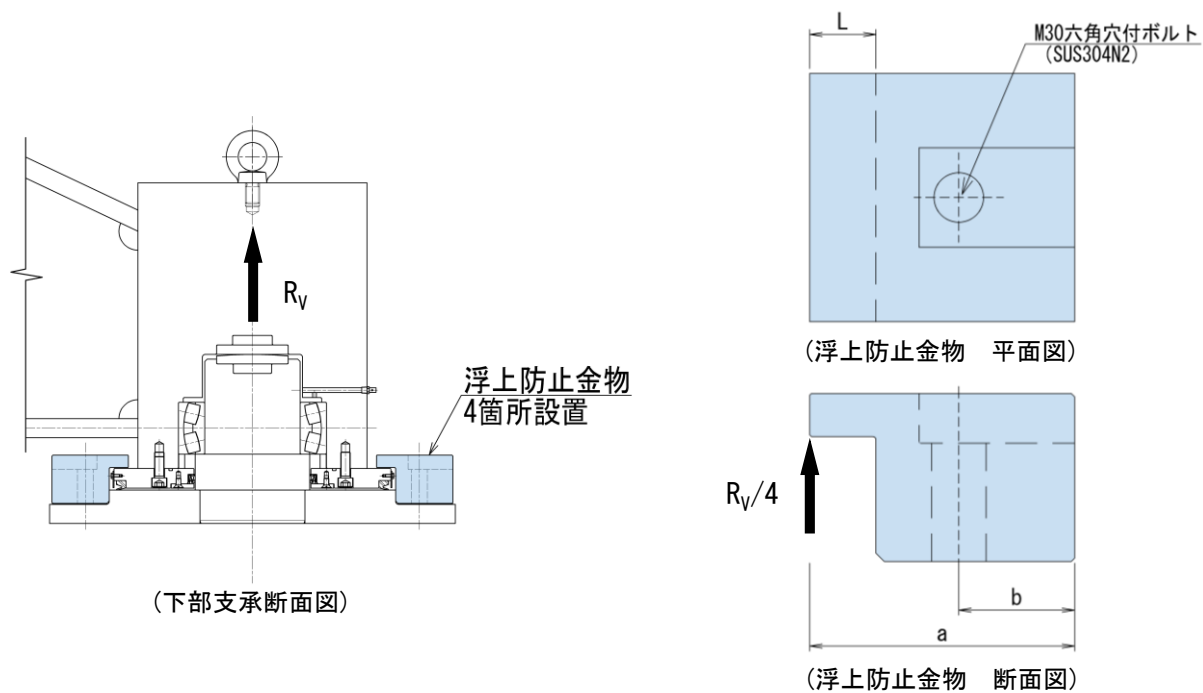


図 4.10.2-10 支承部（浮上防止金物）の評価イメージ図

f. 上部支承（アンカーボルト）及び上部支承（コンクリート）

上部支承（アンカーボルト）及び上部支承（コンクリート）は、支承軸から伝達される地震時荷重が作用することで上部支承（アンカーボルト）及び上部支承（コンクリート）に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

上部支承（アンカーボルト）及び上部支承（コンクリート）の評価イメージ図を図 4.10.2-11 に示す。

(a) 上部支承（アンカーボルト）

$$F = \frac{R_H l}{mn}$$

$$\sigma_t = \frac{F \cdot 10^3}{A}$$

ここで、

F : アンカーボルト 1 本あたりに生じる軸力 (kN)

$\sigma_t$  : アンカーボルトに生じる軸方向引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$R_H$  : 支承部（上部支承軸）に作用する水平荷重 (kN)

l : 支承軸からアンカーボルト固定部までの距離 (mm)

m : アンカーボルトの間隔 (mm)

n : アンカーボルトの片側本数 (本)

A : アンカーボルトの断面積 (mm<sup>2</sup>)

(b) 上部支承（コンクリート）

$$\sigma_{c1} = \frac{nF \cdot 10^3}{ab}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{R_H \cdot 10^3}{ce}$$

$$\tau_c = \frac{nF \cdot 10^3}{2b \cdot 2d}$$

ここで、

$\sigma_{c1}$  : 上部支承（コンクリート）に生じる支圧応力度  
(アンカープレート) (N/mm<sup>2</sup>)

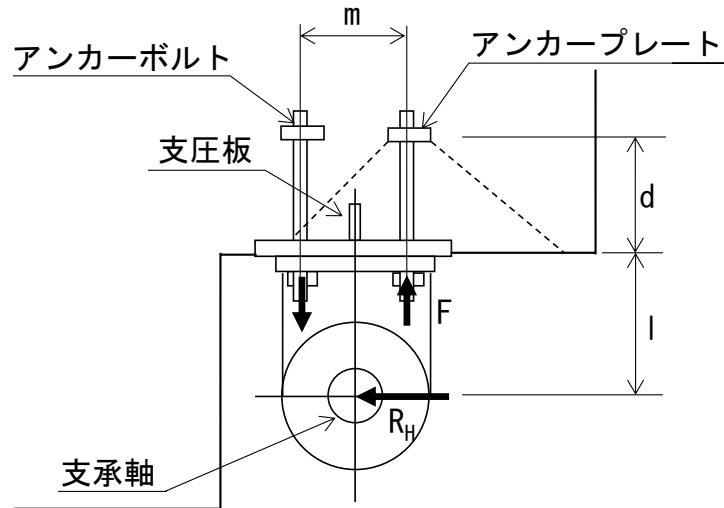
$\sigma_{c2}$  : 上部支承（コンクリート）に生じる支圧応力度（支圧板） (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_c$  : 上部支承（コンクリート）に生じるせん断応力度  
(アンカープレート) (N/mm<sup>2</sup>)

n : アンカーボルトの片側本数 (本)

F : アンカーボルト 1 本あたりに生じる軸力 (kN)

- a, b : アンカープレートの寸法 (mm)
- $R_H$  : 支承部 (上部支承軸) に作用する水平荷重 (kN)
- c, e : 支圧板の寸法 (mm)
- d : アンカーボルトの埋込深さ (mm)



(平面図)

図 4.10.2-11 上部支承 (アンカーボルト) 及び上部支承 (コンクリート) の  
評価イメージ図



g. 下部支承（アンカーボルト）及び下部支承（コンクリート）

下部支承（アンカーボルト）及び下部支承（コンクリート）は、支承軸から伝達される地震時荷重が作用することで下部支承（アンカーボルト）及び下部支承（コンクリート）に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

下部支承（アンカーボルト）及び下部支承（コンクリート）の評価イメージ図を図 4.10.2-12 に示す。

(a) 下部支承（アンカーボルト）

$$F = \frac{R_H L}{yn}$$

$$\sigma_t = \frac{F \cdot 10^3}{A}$$

ここで、

- F : アンカーボルト 1 本あたりに生じる軸力 (kN)  
 $\sigma_t$  : アンカーボルトに生じる軸方向引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $R_H$  : 支承部（下部支承軸）に作用する水平荷重 (kN)  
L : 軸受中心からアンカーボルト固定部までの距離 (mm)  
y : アンカーボルトの間隔 (mm)  
n : アンカーボルトの片側本数 (本)  
A : アンカーボルトの断面積 (mm<sup>2</sup>)

(b) 下部支承（コンクリート）

$$\sigma_{c1} = \frac{nF \cdot 10^3}{ab}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{R_H \cdot 10^3}{ce}$$

$$\tau_c = \frac{nF \cdot 10^3}{2b \cdot 2d}$$

ここで、

- $\sigma_{c1}$  : 下部支承（コンクリート）に生じる支圧応力度  
(アンカープレート) (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{c2}$  : 下部支承（コンクリート）に生じる支圧応力度（支圧板）(N/mm<sup>2</sup>)  
 $\tau_c$  : 下部支承（コンクリート）に生じるせん断応力度  
(アンカープレート) (N/mm<sup>2</sup>)  
n : アンカーボルトの片側本数 (本)  
F : アンカーボルト 1 本あたりに生じる軸力 (kN)

- a, b : アンカープレートの寸法 (mm)
- $R_H$  : 支承部 (下部支承軸) に作用する水平荷重 (kN)
- c, e : 支圧板の寸法 (mm)
- d : アンカーボルトの埋込深さ (mm)

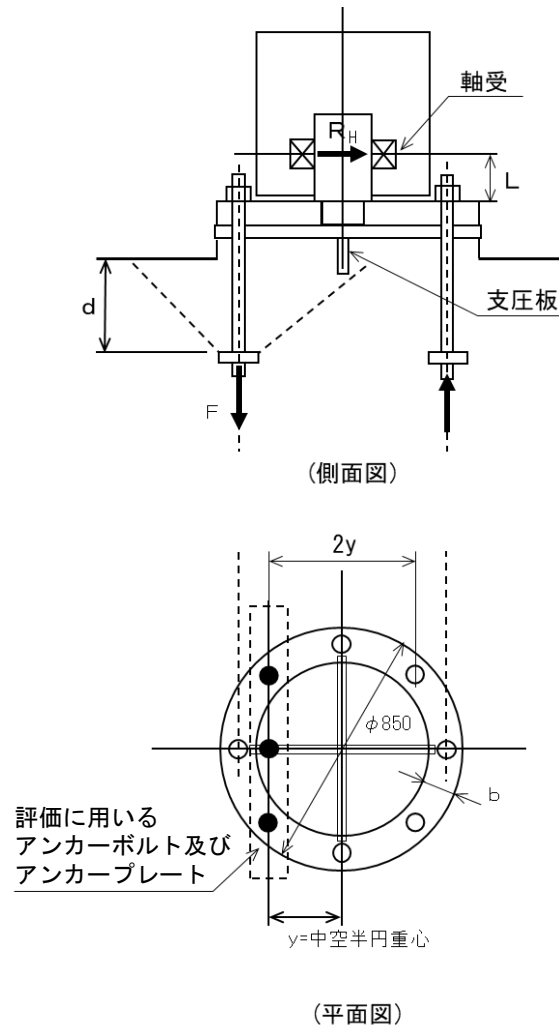


図 4.10.2-12 下部支承 (アンカーボルト) 及び下部支承 (コンクリート) の評価イメージ図

h. ロック装置

ロック装置は、片持ちはりモデル化し、地震時荷重が作用することでロックビームに生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

ロック装置の評価イメージ図を図 4. 10. 2-13 に示す。

$$M = R_r a$$

$$S = R_r$$

$$\sigma = \frac{M \cdot 10^6}{n \cdot Z}$$

$$\tau = \frac{S \cdot 10^3}{n \cdot A}$$

ここで、

$M$  : ロックビームに生じる曲げモーメント (kN・m)

$S$  : ロックビームに生じるせん断力 (kN)

$\sigma$  : ロックビームに生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : ロックビームに生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$R_r$  : ロックビームに作用する荷重 (kN)

$a$  : ロックビームの突出長さ (m)

$n$  : ロックビーム本数 (本)

$Z$  : ロックビームの断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$A$  : ロックビームのせん断面積 (mm<sup>2</sup>)

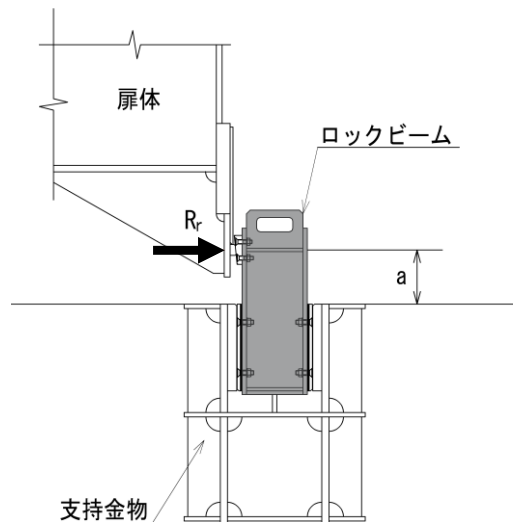


図 4. 10. 2-13 ロック装置の評価イメージ図

i. 支圧板及び戸当り（腹板，底面フランジ，コンクリート）

支圧板及び戸当り（腹板，底面フランジ，コンクリート）は，漂流物対策工（鋼製扉体）から伝達される地震時荷重が作用することで支圧板及び戸当り（腹板，底面フランジ，コンクリート）に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

支圧板及び戸当り（腹板，底面フランジ，コンクリート）の評価イメージ図を図4.10.2-14に示す。

(a) 支圧板

$$\sigma_p = \frac{WL_1}{2CL_2}$$

ここで，

$\sigma_p$  : 支圧板に生じる支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$W$  : 戸当りに作用する地震時荷重（地震時慣性力＋風荷重） (kN/m)

$L_1$  : 漂流物対策工（鋼製扉体）の幅 (mm)

$C$  : 支圧板の有効幅 (mm)

$L_2$  : 主横桁の荷重分担長さ (mm)

(b) 戸当り（腹板）

$$\sigma_b = \frac{WL_1}{2t_w L_2}$$

ここで，

$\sigma_b$  : 戸当り（腹板）に生じる支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$W$  : 戸当りに作用する地震時荷重（地震時慣性力＋風荷重） (kN/m)

$L_1$  : 漂流物対策工（鋼製扉体）の幅 (mm)

$t_w$  : 戸当り（腹板）の厚さ (mm)

$L_2$  : 主横桁の荷重分担長さ (mm)

(c) 戸当り (底面フランジ)

$$M_f = \frac{\sigma_{cb} \cdot b_f^2}{8}$$

$$\sigma_f = \frac{6M_f}{t_f^2}$$

ここで,

$M_f$  : 戸当り (底面フランジ) に生じる曲げモーメント (N・mm/mm)

$\sigma_f$  : 戸当り (底面フランジ) に生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{cb}$  : 戸当り (コンクリート) に生じる支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$b_f$  : 戸当り (底面フランジ) の幅 (mm)

$t_f$  : 戸当り (底面フランジ) の厚さ (mm)

(d) 戸当り (コンクリート)

$$\sigma_{cb} = \frac{WL_1}{2b_fL_2}$$

$$\tau_c = \frac{WL_1}{2\Sigma lL_2}$$

ここで,

$\sigma_{cb}$  : 戸当り (コンクリート) に生じる支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_c$  : 戸当り (コンクリート) に生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$W$  : 戸当りに作用する地震時荷重 (地震時慣性力+風荷重) (kN/m)

$L_1$  : 漂流物対策工 (鋼製扉体) の幅 (mm)

$b_f$  : 戸当り (底面フランジ) の幅 (mm)

$L_2$  : 主横桁の荷重分担長さ (mm)

$\Sigma l$  : せん断抵抗長さ (=  $l_1 + 2l_2$ ) (mm)

$l_1$  : 戸当りの埋込深さ (mm)

$l_2$  : 戸当りのコンクリート側面からの埋込深さ (mm)

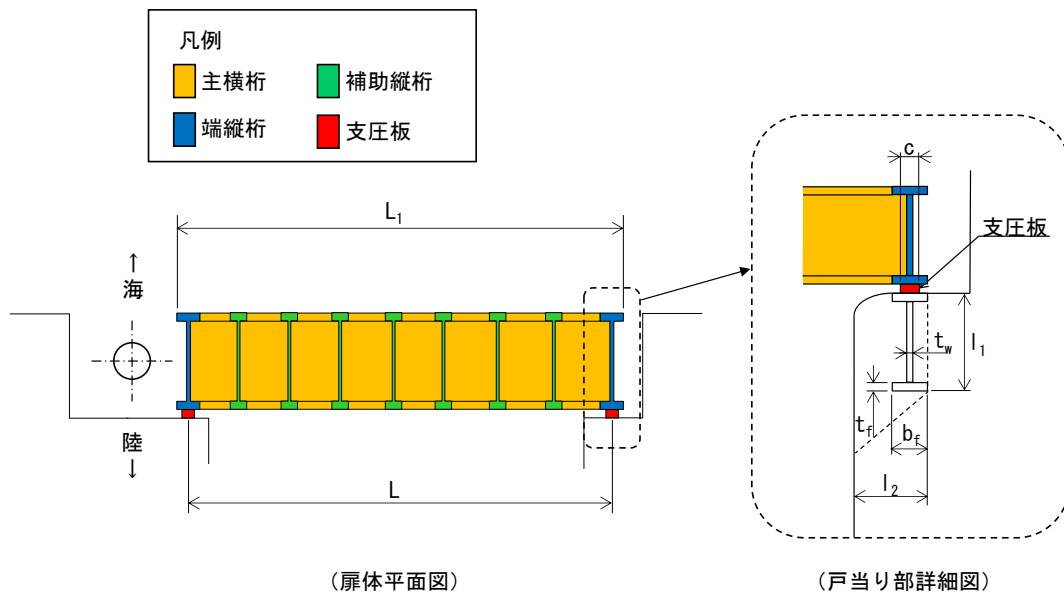
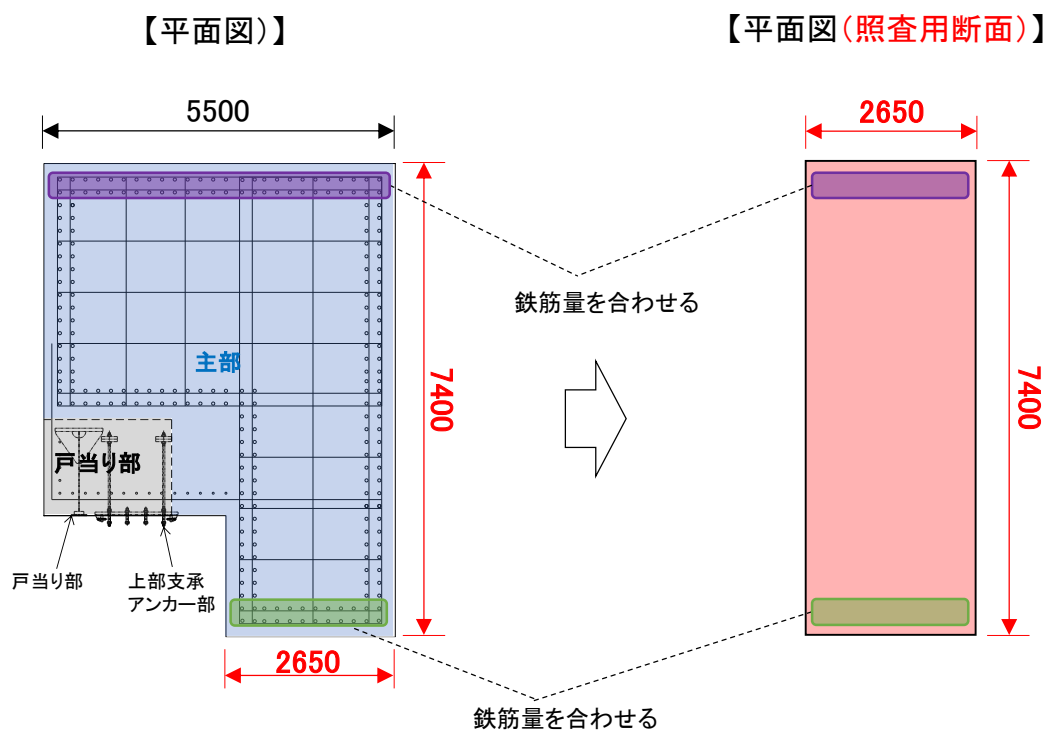


図 4.10.2-14 支圧板及び戸当り（腹板，底面フランジ，コンクリート）  
の評価イメージ図

(2) 漂流物対策工戸当り (RC支柱)

漂流物対策工戸当り (RC支柱) に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

漂流物対策工戸当り (RC支柱) については、図 4.10.2-15 に示すように保守的な評価となるように矩形断面を照査用断面として設定し、応力の算定を実施する。



注:2次元解析モデルの奥行き(1m)に合わせてように換算する。

図 4.9.2-15 漂流物対策工戸当り (RC支柱) の照査用断面の設定方法

(3) 漂流物対策工基礎スラブ

漂流物対策工基礎スラブに生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。

平面ひずみ要素でモデル化している漂流物対策工基礎スラブについては、図 4.10.2-16 に示すように、鉛直方向の全要素の応力から断面力を算定することで照査を実施する。断面力は、要素応力を断面の図心軸回りに積分することにより求める。

照査範囲は、漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの曲げ及びせん断の「4.6.1 解析モデル (3) 構造物のモデル化」において照査範囲を考慮したモデル化を行うことから、図 4.10.2-16 に示す部材端までとする。

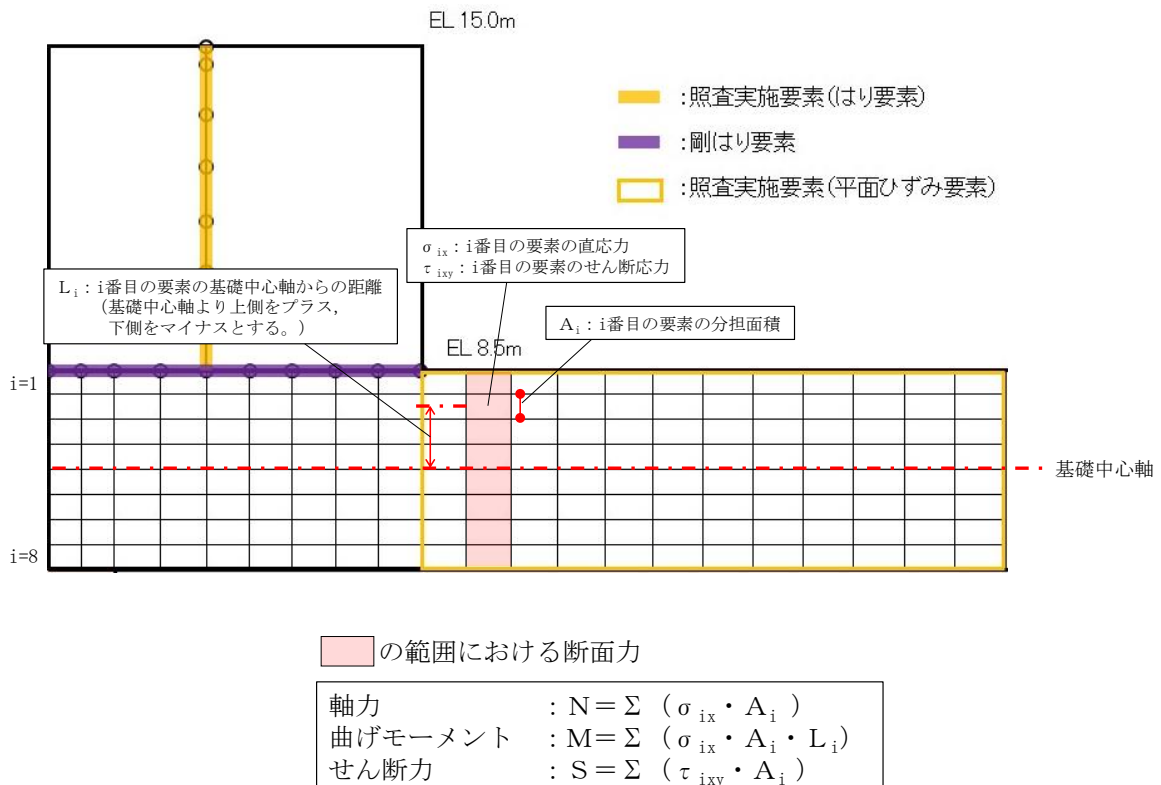


図 4.10.2-16 漂流物対策工基礎スラブの断面力算定方法

(4) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、MMR、改良地盤及び岩盤に生じる最大接地圧が許容限界以下であることを確認する。

また、漂流物対策工直下のMMRについては、基礎地盤の支持性能への影響を評価するため、局所安全係数分布のせん断及び引張の破壊領域が連続的に拡大していないことを確認する。



5. 評価条件

「4. 耐震評価」に用いる条件を表5-1及び表5-2に示す。

表5-1(1) 防波扉の耐震評価に用いる条件

部材	記号	定義	数値	単位
主横桁	W	主横桁に作用する地震時荷重（地震時慣性力+風荷重）	16.967	kN/m
	B	主横桁の水密幅	11.600	m
	L	主横桁の支間長	11.200	m
	M	主横桁に生じる曲げモーメント	265.700	kN・m
	S	主横桁に生じるせん断力	98.407	kN
	N	主横桁に生じる軸力	30.540	kN
	Z	主横桁の断面係数	10767582	mm <sup>3</sup>
	D	側部水密幅	1.800	m
	A <sub>w</sub>	主横桁腹板の断面積	14382	mm <sup>2</sup>
	A <sub>g</sub>	主横桁の断面積	23012	mm <sup>2</sup>
補助縦桁	P	補助縦桁に作用する地震時荷重（地震時慣性力+風荷重）	12.568	kN/m <sup>2</sup>
	a	補助縦桁間隔	0.747	m
	b	主横桁間隔	1.200	m
	M	補助縦桁に生じる曲げモーメント	2.082	kN・m
	S	補助縦桁に生じるせん断力	4.819	kN
	Z	補助縦桁の断面係数	114034	mm <sup>3</sup>
	A <sub>w</sub>	補助縦桁腹板の断面積	611	mm <sup>2</sup>
端縦桁	R	端縦桁に生じる支点反力	98.407	kN
	A <sub>q</sub>	補剛材の有効断面積	2938	mm <sup>2</sup>
支圧板	W <sub>gh</sub>	支圧板に作用する地震時慣性力	124.850	kN/m
	W	支圧板に作用する風荷重	1.805	kN/mm <sup>2</sup>
	B	防波扉（鋼製扉体）の水密幅	11600	mm
	b	支圧板の有効幅	100	mm
戸当り	P	戸当りに作用する地震時荷重（地震時慣性力+風荷重）	145.789	kN/m
	b <sub>f</sub>	戸当り（底面フランジ）の幅	200	mm
	t <sub>f</sub>	戸当り（底面フランジ）の厚さ	22	mm
	B	防波扉（鋼製扉体）の水密幅	11600	mm
	h	戸当りの埋込深さ	510	mm
L	戸当りのコンクリート側面からの埋込深さ	400	mm	

表 5-1(2) 防波扉の耐震評価に用いる条件

部材	記号	定義	数値	単位
車輪	R <sub>1</sub>	海側車輪に作用する荷重	318.653	kN
	R <sub>2</sub>	陸側車輪に作用する荷重	166.486	kN
	W <sub>g</sub>	防波扉（鋼製扉体）の自重	370	kN
	W <sub>S1</sub>	防波扉（鋼製扉体）天端に作用する積雪荷重	13.328	kN
	W <sub>S2</sub>	ガイドアームに作用する積雪荷重	3.112	kN
	P	車輪に作用する荷重	318.653	kN
	E <sub>1</sub>	車輪の弾性係数	193000	N/mm <sup>2</sup>
	E <sub>2</sub>	車輪踏面板の弾性係数	193000	N/mm <sup>2</sup>
	B	車輪有効踏面幅	85	mm
	R	車輪半径	345	mm
	C	接触幅の 1/2	3.954	mm
	M	車輪軸に生じる曲げモーメント	10913881	N・mm
	S	車輪軸に生じるせん断力	159327	N
	A	車輪軸の断面積	9503	mm <sup>2</sup>
	Z	車輪軸の断面係数	130671	mm <sup>3</sup>
	L <sub>3</sub>	車輪軸の支持間隔	137	mm
	L <sub>4</sub>	車輪受桁の支持間隔	2240	mm
	a	車輪受桁の荷重載荷位置から端縦桁までの長さ	1640	mm
	b	車輪受桁の荷重載荷位置から補助縦桁までの長さ	600	mm
	M <sub>1</sub>	車輪受桁に生じる曲げモーメント	139980000	N・mm
S <sub>1</sub>	車輪受桁に生じるせん断力	233300	N	
Z <sub>1</sub>	車輪受桁の断面係数	875000	mm <sup>3</sup>	
A <sub>w</sub>	車輪受桁腹板の断面積	2208	mm <sup>2</sup>	

表 5-1(3) 防波扉の耐震評価に用いる条件

部材	記号	定義	数値	単位
車輪 戸当り	P	車輪に作用する荷重	318.653	kN
	K	車輪荷重直下のコンクリートに生じる支圧 応力度	1.79	N/mm <sup>2</sup>
	a	コンクリートの応力度の分布長さの 1/2	1068	mm
	M	車輪戸当りに生じる曲げモーメント	63817061	N・mm
	S	車輪戸当りに生じるせん断力	159327	N
	I	車輪戸当りの断面 2 次モーメント	73100000	mm <sup>4</sup>
	B	車輪戸当り（底面フランジ）の幅	125	mm
	Z	車輪戸当りの断面係数	585000	mm <sup>3</sup>
	A <sub>w</sub>	車輪戸当り腹板の断面積	2040	mm <sup>2</sup>
ガイド アーム	M <sub>f</sub>	車輪戸当り（底面フランジ）に生じる曲げモ ーメント	3496	N・mm
	P <sub>v</sub>	ガイドアームに作用する地震時鉛直荷重	64.407	kN
	W <sub>g</sub>	防波扉（鋼製扉体）の自重	370	kN
	W <sub>s</sub>	ガイドアームに作用する積雪荷重	16.44	kN
	M	ガイドアームに生じる曲げモーメント	325.254	kN・m
	S	ガイドアームに生じるせん断力	64.407	kN
	Z	ガイドアームの断面係数	1811700	mm <sup>3</sup>
休止 ピン	A <sub>w</sub>	ガイドアーム腹板の断面積	27200	mm <sup>2</sup>
	P <sub>h</sub>	休止ピンに作用する水平荷重	405.762	kN
	W	自重（扉体自重+積雪荷重）	386.44	kN
	M	休止ピンに生じる曲げモーメント	52749060	N・mm
	S	休止ピンに生じるせん断力	405762	N
	Z	休止ピンの断面係数	331340	mm <sup>3</sup>
	A	休止ピンの断面積	17671	mm <sup>2</sup>
	n	休止ピン本数	2	本
	L	休止ピンの突出長さ	130	mm
d	休止ピンの径	150	mm	

表 5-2(1) 漂流物対策工の耐震評価に用いる条件

部材	記号	定義	数値	単位
主横桁	M	主横桁（最下段）に生じる曲げモーメント	268.2	kN・m
	S	主横桁（最下段）に生じるせん断力	96.7	kN
	W	主横桁に作用する地震時慣性力	16.065	kN/m
	W'	主横桁に作用する風荷重	1.354	kN/m
	L	主横桁の支間長	11.100	m
	a	主横桁の張出長さ	0.100	m
	L <sub>1</sub>	漂流物対策工（鋼製扉体）の幅	11.300	m
	M'	主横桁（最上段）に生じる曲げモーメント	1275.2	kN・m
	S'	主横桁（最上段）に生じるせん断力	210.8	kN
	L'	主横桁の張出長さ	12.100	m
	Z	主横桁の断面係数	23979000	mm <sup>3</sup>
	A <sub>w</sub>	主横桁腹板の断面積	26300	mm <sup>2</sup>
張出桁	M	張出桁に生じる曲げモーメント	4.2	kN・m
	S	張出桁に生じるせん断力	7.0	kN
	W	張出桁に作用する地震時慣性力	5.355	kN/m
	W'	張出桁に作用する風荷重	0.451	kN/m
	L	張出長さ	1.200	m
	Z	張出桁の断面係数	10829000	mm <sup>3</sup>
	A <sub>w</sub>	張出桁腹板の断面積	26370	mm <sup>2</sup>
補助縦桁	M	補助縦桁に生じる曲げモーメント	0.2	kN・m
	S	補助縦桁に生じるせん断力	0.9	kN
	W	補助縦桁に作用する地震時慣性力	2.142	kN/m
	W'	補助縦桁に作用する風荷重	0.181	kN/m
	l	主横桁の間隔	0.750	m
	Z	補助縦桁の断面係数	10540000	mm <sup>3</sup>
	A <sub>w</sub>	補助縦桁腹板の断面積	26300	mm <sup>2</sup>
端縦桁	R	主横桁に生じる支点反力	210.8	kN
	A <sub>q</sub>	補剛材の有効断面積	10747	mm <sup>2</sup>

表 5-2(2) 漂流物対策工の耐震評価に用いる条件

部材	記号	定義	数値	単位
支承部 (上部支 承軸)	M	支承部（上部支承軸）に生じる曲げモーメント	291.6	kN・m
	R <sub>H</sub>	支承部（上部支承軸）に作用する水平荷重	2120.5	kN
	L	支承軸支持間隔	0.550	m
	S	支承部（上部支承軸）に生じるせん断力	1060.3	kN
	Z	支承部（上部支承軸）の断面係数	1045400	mm <sup>3</sup>
	A	支承部（上部支承軸）の断面積	38010	mm <sup>2</sup>
支承部 (下部支 承軸)	M	支承部（下部支承軸）に生じる曲げモーメント	330.8	kN・m
	R <sub>H</sub>	支承部（下部支承軸）に作用する水平荷重	2120.5	kN
	L	支承部（下部支承軸）の突出長さ	0.156	m
	S	支承部（下部支承軸）に生じるせん断力	2120.5	kN
	Z	支承部（下部支承軸）の断面係数	2155100	mm <sup>3</sup>
	A	支承部（下部支承軸）の断面積	61580	mm <sup>2</sup>
支承部 (下部支 承軸受)	R <sub>v</sub>	支承部（下部支承軸）に作用する鉛直荷重	1574.7	kN
	r	軸受（壺金）の球面の半径	1150	mm
	E	軸受（壺金）の弾性係数	1.93×10 <sup>5</sup>	N/mm <sup>2</sup>
支承部 (支承 軸受)	R	支承部（支承軸受）に作用する荷重	2025.1	kN
支承部 (浮上防 止金物)	M	支承部（浮上防止金物）に生じる曲げモーメント	0.75	kN・m
	R <sub>v</sub>	支承部（浮上防止金物）に作用する鉛直上向き荷重	75.3	kN
	L	支承部（浮上防止金物）の突出長さ	0.040	m
	S	支承部（浮上防止金物）に生じるせん断力	18.8	kN
	Z	支承部（浮上防止金物）の断面係数	16900	mm <sup>3</sup>
	A <sub>1</sub>	支承部（浮上防止金物）の断面積	3900	mm <sup>2</sup>
	F	固定ボルトに生じる軸力	43.0	kN
	a, b	支持点からの距離	160, 70	mm
A <sub>2</sub>	固定ボルトの有効断面積	561	mm <sup>2</sup>	

表 5-2(3) 漂流物対策工の耐震評価に用いる条件

部材	記号	定義	数値	単位
上部支承 (アンカー ボルト) , 上部支承 (コンクリ ート)	F	アンカーボルト 1 本あたりに生じる軸力	249.5	kN
	R <sub>H</sub>	支承部 (上部支承軸) に作用する水平荷重	2120.5	kN
	l	支承軸からアンカーボルト固定部までの距離	600	mm
	m	アンカーボルトの間隔	850	mm
	n	アンカーボルトの片側本数	6	本
	A	アンカーボルトの断面積	865	mm <sup>2</sup>
	d	アンカーボルトの埋込深さ	1100	mm
	a, b	アンカープレートの寸法	300, 950	mm
	c, e	支圧板の寸法	400, 950	mm
下部支承 (アンカー ボルト) , 下部支承 (コンクリ ート)	F	アンカーボルト 1 本あたりに生じる軸力	247.2	kN
	R <sub>H</sub>	支承部 (下部支承軸) に作用する水平荷重	2120.5	kN
	L	軸受中心からアンカーボルト固定部までの距離	156	mm
	y	アンカーボルトの間隔	446	mm
	n	アンカーボルトの片側本数	3	本
	A	アンカーボルトの断面積	865	mm <sup>2</sup>
	d	アンカーボルトの埋込深さ	550	mm
	a, b	アンカープレートの寸法	150, 850	mm
	c, e	支圧板の寸法	500, 800	mm
ロック 装置	M	ロックビームに生じる曲げモーメント	88.5	kN・m
	R <sub>r</sub>	ロックビームに作用する荷重	590.3	kN
	a	ロックビームの突出長さ	0.150	m
	n	ロックビーム本数	2	本
	Z	ロックビームの断面係数	260000	mm <sup>3</sup>
	S	ロックビームに生じるせん断力	590.3	kN
	A	ロックビームのせん断面積	2128	mm <sup>2</sup>
支圧板, 戸当り	W	戸当りに作用する地震時荷重 (地震時慣性力+風荷重)	17.419	kN/m
	C	支圧板の有効幅	80	mm
	L <sub>1</sub>	漂流物対策工 (鋼製扉体) の幅	11300	mm
	L <sub>2</sub>	主横桁の荷重分担長さ	750	mm
	t <sub>w</sub>	戸当り (腹板) の厚さ	14	mm
	b <sub>f</sub>	戸当り (底面フランジ) の幅	750	mm
	t <sub>f</sub>	戸当り (底面フランジ) の厚さ	50	mm
	l <sub>1</sub>	戸当りの埋込深さ	1350	mm
	l <sub>2</sub>	戸当りのコンクリート側面からの埋込深さ	925	mm
	M <sub>f</sub>	戸当り (底面フランジ) に生じる曲げモーメント	14100	N・mm/mm
Σl	せん断抵抗長さ (=l <sub>1</sub> +2l <sub>2</sub> )	3200	mm	

## 6. 耐震評価結果

### 6.1 地震応答解析結果

表 6.1-1 に示すとおり，すべての基準地震動  $S_s$  に対して実施するケース①（基本ケース）を対象とした曲げ・軸力系の破壊に対する照査，せん断破壊に対する照査及び基礎地盤の支持性能に対する照査目のうち，照査値が 0.5 を超える照査項目について，最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）地震動を用いて追加解析ケース②，③を実施する。

また，地震応答解析結果として，「最大せん断ひずみ分布」及び「最大過剰間隙水圧分布」を記載する。

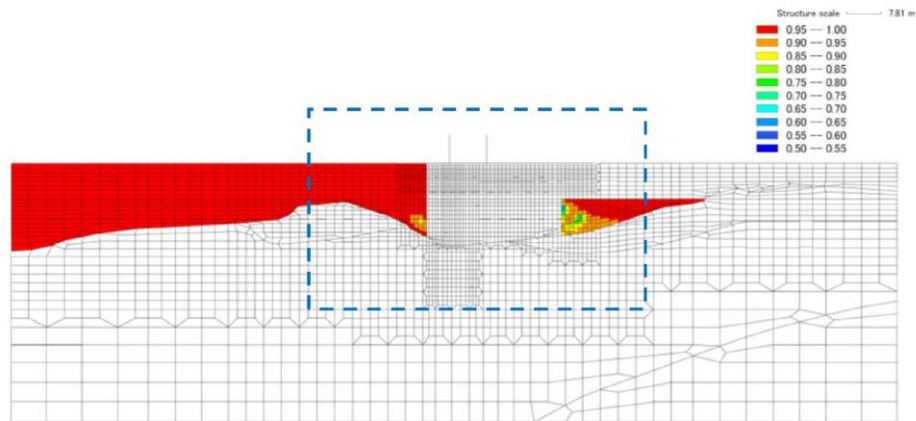
なお，耐震評価において，軸力は引張を正とする。

表 6.1-1 基本ケースにおいて照査値が最も厳しい地震動

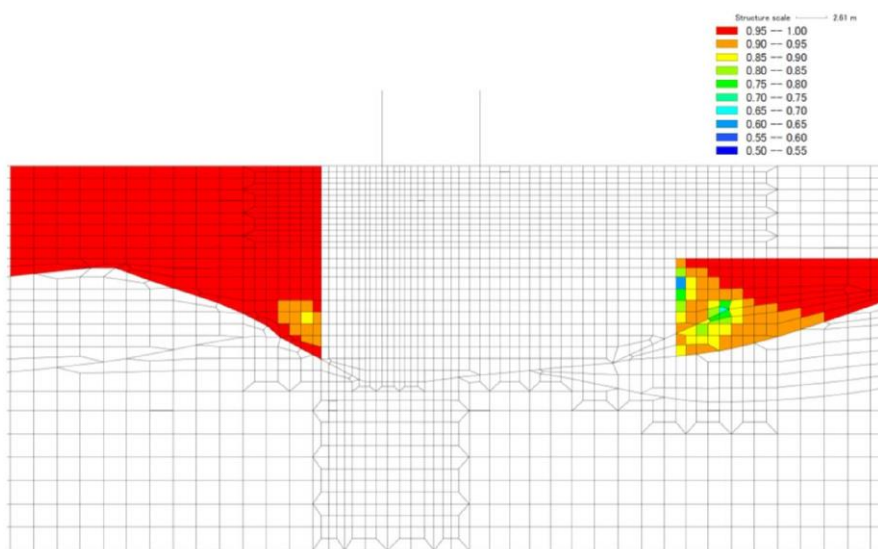
断面	評価項目			
	防波扉，漂流物対策工 (RC支柱，基礎スラブ，鋼管杭)		グラウンド アンカ	基礎地盤
	曲げ・軸力系	せん断		
3号機 東側	$S_s - D$ (--) 0.60 (曲げ引張)	$S_s - D$ (++) 0.84	$S_s - N1$ (++) 0.83	0.5 以下

### 6.1.1 過剰間隙水圧比分布

地盤の液状化対象層に発生した過剰間隙水圧比を確認するため、0.5を超える照査値を示す各評価項目について、最大の照査値を示す解析ケースを対象に、地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比の最大値分布図を図 6.1.1-1 に示す。



全体図



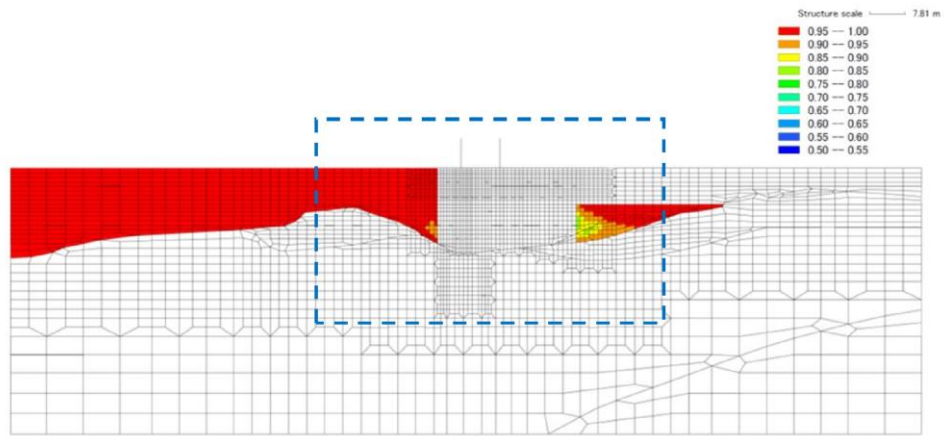
構造物周辺拡大図

図 6.1.1-1(1) 過剰間隙水圧比の最大値分布図

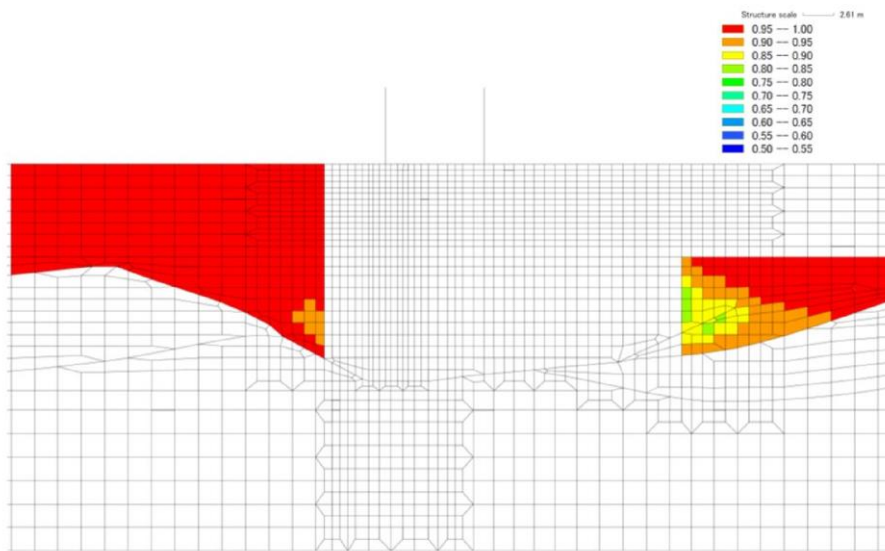
( $S_s - D$  (++) )

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値  $-1\sigma$ )





全体図

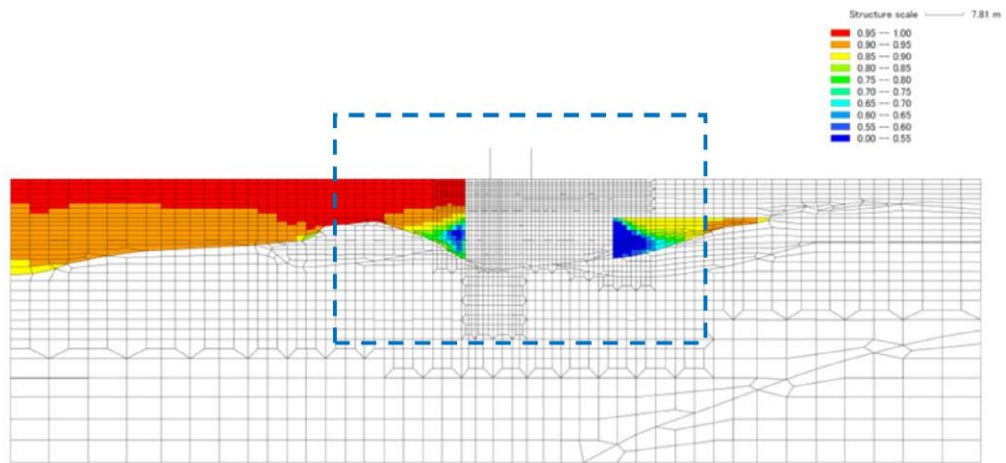


構造物周辺拡大図

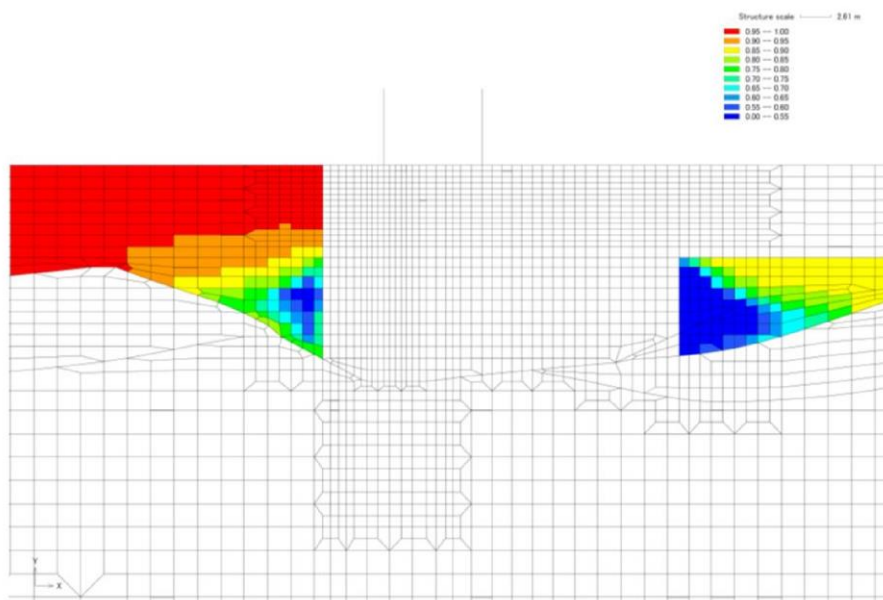
図 6.1.1-1(2) 過剰間隙水圧比の最大値分布図

( $S_s - D$  (---))

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値 -  $1\sigma$ ）



全体図



構造物周辺拡大図

図 6.1.1-1(3) 過剰間隙水圧比の最大値分布図

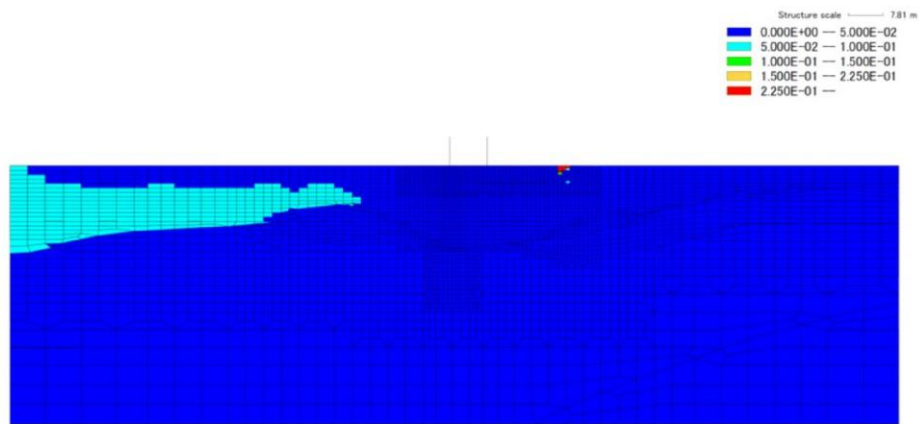
(S s - N 1 (++) )

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値 - 1  $\sigma$ ）

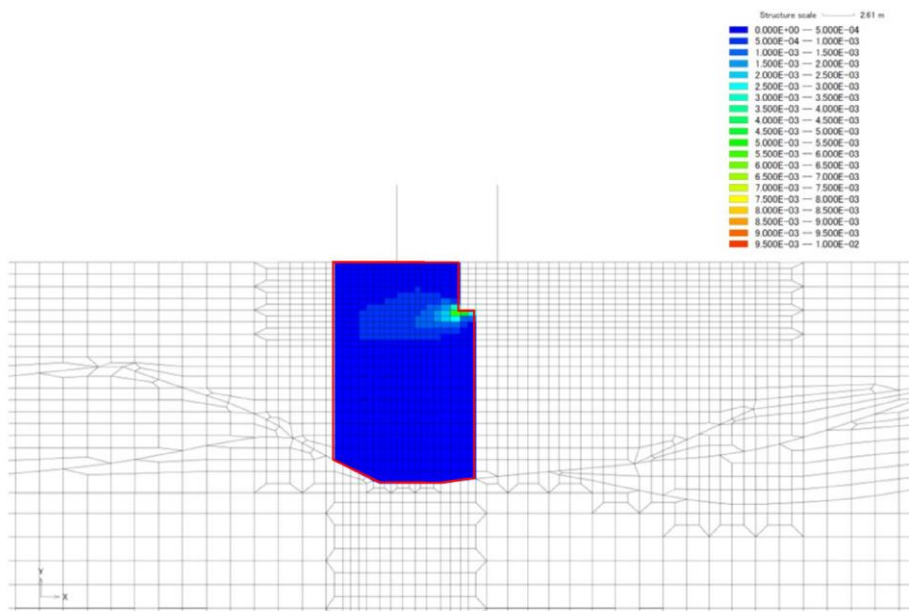
### 6.1.2 最大せん断ひずみ分布

地盤の最大せん断ひずみ分布を確認するため、0.5を超える照査値を示す各評価項目について、最大の照査値を示す解析ケースを対象に、地震応答解析の全時刻における最大せん断ひずみ分布図を図6.1.2-1に示す。

VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、改良地盤内の最大せん断ひずみ分布を確認した結果、ひずみ依存特性の試験値範囲であるせん断ひずみ  $1.0 \times 10^{-3}$  を超える要素（最大値  $1.0 \times 10^{-2}$ ）が一部認められるが、大半の要素が試験値範囲内に収まっていることから、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に記載のひずみ依存特性を用いて問題ないと判断した。



全体図

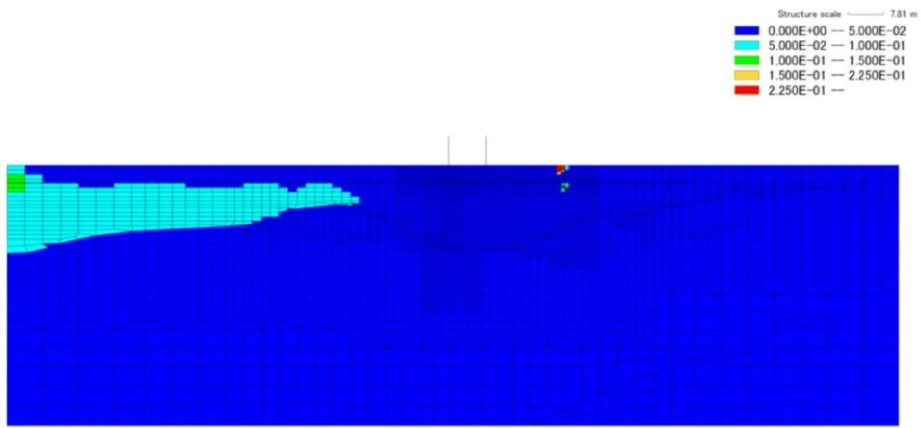


構造物周辺拡大図

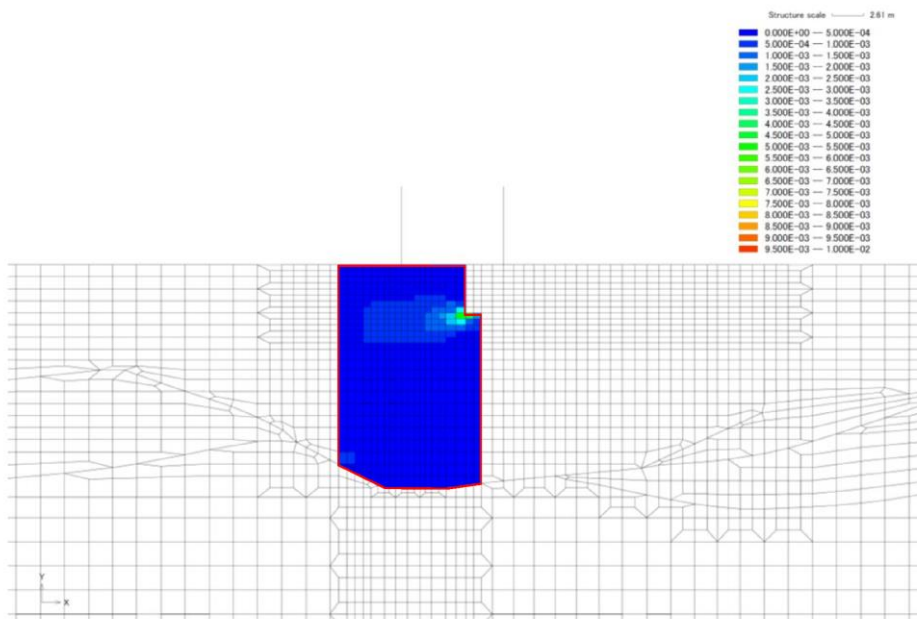
図6.1.2-1(1) 最大せん断ひずみ分布図

(S s - D (++) )

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値 - 1σ）



全体図

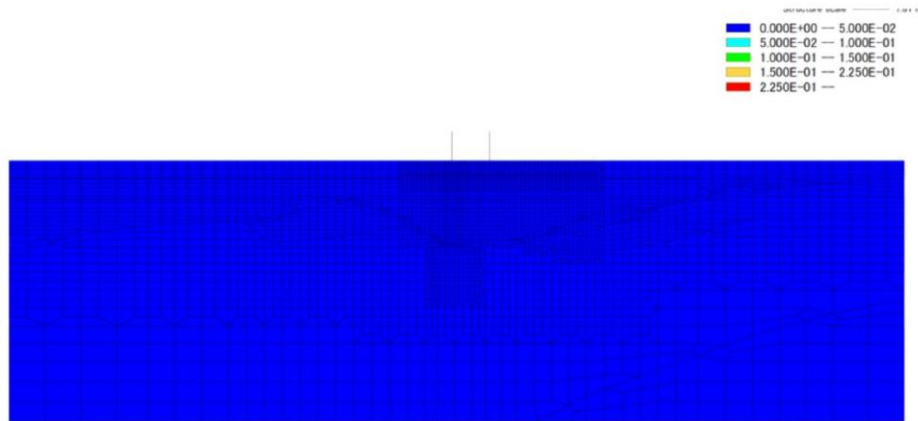


構造物周辺拡大図

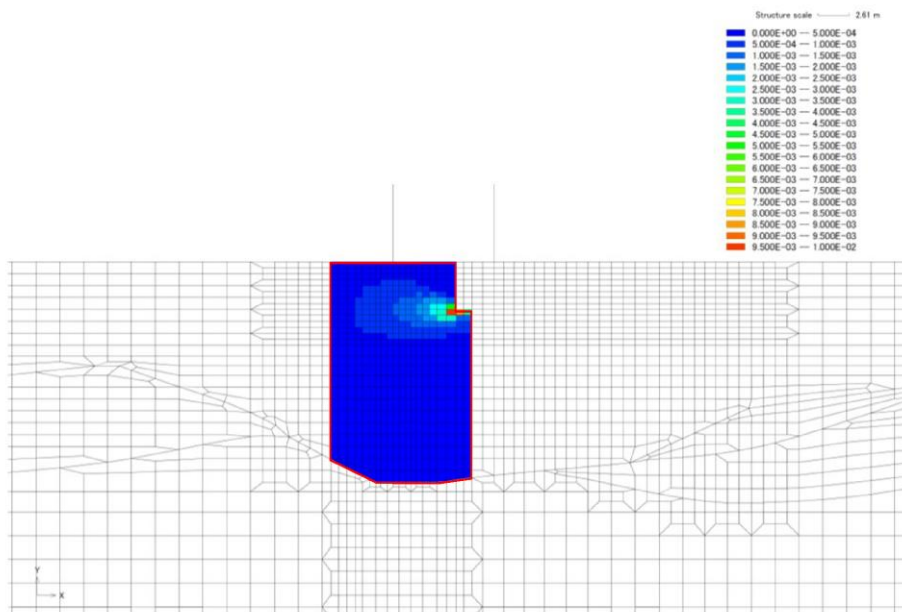
図 6.1.2-1(2) 最大せん断ひずみ分布図

( $S_s - D$  (—))

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1 $\sigma$ )



全体図



構造物周辺拡大図

図 6.1.2-1(3) 最大せん断ひずみ分布図

(S<sub>s</sub>-N1(++) )

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値-1σ）

## 6.2 防波扉

### 6.2.1 防波扉（鋼製扉体）

防波扉（鋼製扉体）の耐震評価結果を表 6.2.1-1 に示す。防波扉（鋼製扉体）の各部材の発生応力度又は作用荷重が許容限界以下であることを確認した。

表 6.2.1-1 防波扉（鋼製扉体）の耐震評価結果

部材		発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
主横桁	曲げ応力度	26	240	0.11
	せん断応力度	6.8	135	0.06
補助縦桁	曲げ応力度	18.3	180	0.11
	せん断応力度	7.9	105	0.08
端縦桁	圧縮応力度	33	240	0.14
支圧板	支圧応力度	0.729	225	0.01
戸当り (底面フランジ)	曲げ応力度	22.6	240	0.10
戸当り (コンクリート)	支圧応力度	0.36	8.8	0.05
	せん断応力度	0.06	0.60	0.10
車輪	接触面圧応力度	605.2	849	0.72
車輪軸	曲げ応力度	83.5	150	0.56
	せん断応力度	22.4	90	0.25
車輪受桁	曲げ応力度	160.0	240	0.67
	せん断応力度	106.0	135	0.79
車輪戸当り	曲げ応力度	109.1	180	0.61
	せん断応力度	78.1	105	0.75
車輪戸当り (底面フランジ)	曲げ応力度	58.1	180	0.33
ガイドアーム	曲げ応力度	180	240	0.75
	せん断応力度	2.4	135	0.02
休止ピン	曲げ応力度	159.2	338	0.48
	せん断応力度	30.6	195	0.16

## 6.2.2 防波扉戸当り（RC支柱）

### (1) 曲げ照査

防波扉戸当り（RC支柱）のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 6.2.2-1 に、コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 6.2.2-1 に示す。防波扉戸当り（RC支柱）の鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 6.2.2-2 に、鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 6.2.2-2 に示す。

この結果から、防波扉戸当り（RC支柱）のコンクリート及び鉄筋の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

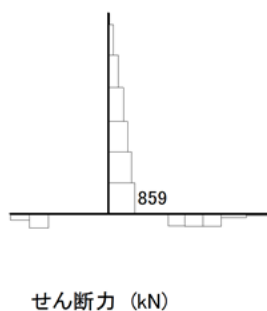
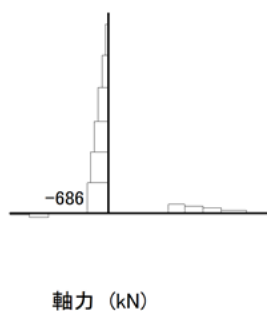
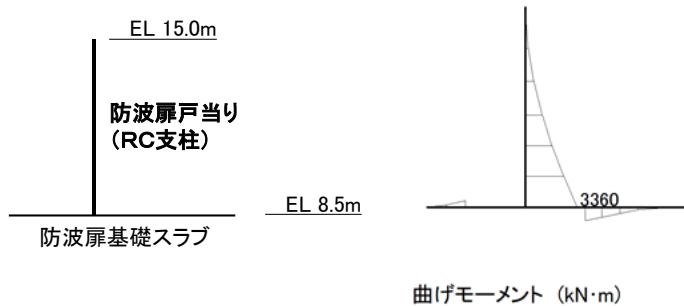


図 6.2.2-1 コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
最大照査値の評価時刻での断面力図  
( $S_s - D$  (—),  $t=19.21s$ )

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 -  $1\sigma$ )



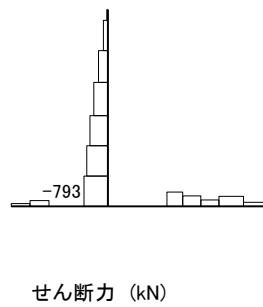
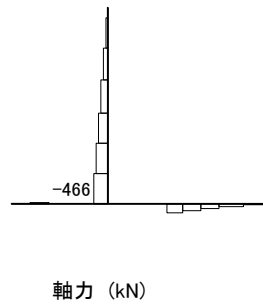
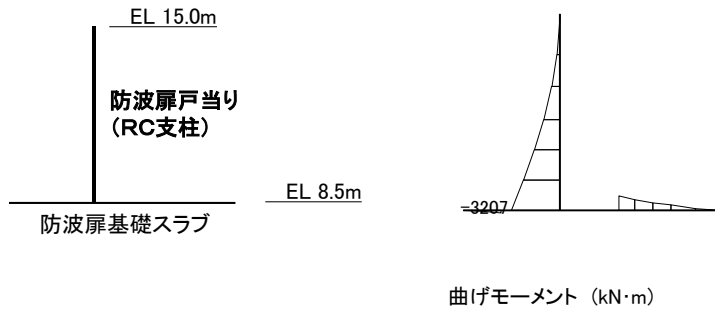


図 6.2.2-2 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大照査値の評価時刻での断面力図  
 (S s - D (-+), t=8.61s)  
 解析ケース①：基本ケース

表 6.2.2-1 コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
①	S s - D	(++)	3235	715	2.0	13.5	0.15
	S s - D	(-+)	3207	466	2.0	13.5	0.15
	S s - D	(+-)	3336	1093	2.1	13.5	0.16
	S s - D	(--)	3326	685	2.1	13.5	0.16
	S s - F 1	(++)	2962	661	1.8	13.5	0.14
	S s - F 2	(++)	2713	808	1.7	13.5	0.13
	S s - N 1	(++)	2861	794	1.8	13.5	0.14
	S s - N 1	(-+)	2903	898	1.8	13.5	0.14
	S s - N 2 (NS)	(++)	2415	960	1.5	13.5	0.12
	S s - N 2 (NS)	(-+)	2285	987	1.4	13.5	0.11
	S s - N 2 (EW)	(++)	2514	660	1.6	13.5	0.12
	S s - N 2 (EW)	(-+)	2245	797	1.4	13.5	0.11
②	S s - D	(++)	3224	716	2.0	13.5	0.15
	S s - D	(--)	3296	686	2.0	13.5	0.16
	S s - N 1	(++)	2853	794	1.8	13.5	0.14
③	S s - D	(++)	3246	715	2.0	13.5	0.15
	S s - D	(--)	3360	686	2.1	13.5	0.16
	S s - N 1	(++)	2870	795	1.8	13.5	0.14

表 6.2.2-2 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
①	S s - D	(++)	3235	715	73	294	0.25
	S s - D	(-+)	3207	466	85	294	0.29
	S s - D	(+-)	3224	792	69	294	0.24
	S s - D	(--)	3326	685	77	294	0.27
	S s - F 1	(++)	2962	661	67	294	0.23
	S s - F 2	(++)	2654	571	61	294	0.21
	S s - N 1	(++)	2427	429	60	294	0.21
	S s - N 1	(-+)	2903	898	53	294	0.19
	S s - N 2 (NS)	(++)	2083	680	37	294	0.13
	S s - N 2 (NS)	(-+)	2037	696	34	294	0.12
	S s - N 2 (EW)	(++)	2406	559	53	294	0.19
	S s - N 2 (EW)	(-+)	2150	388	53	294	0.18
②	S s - D	(++)	3224	716	72	294	0.25
	S s - D	(--)	3296	686	76	294	0.26
	S s - N 1	(++)	2416	429	60	294	0.21
③	S s - D	(++)	3246	715	73	294	0.25
	S s - D	(--)	3360	686	78	294	0.27
	S s - N 1	(++)	2438	430	61	294	0.21

(2) せん断照査

防波扉戸当り（RC支柱）のコンクリートのせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 6.2.2-3 に、コンクリートのせん断破壊に対する最大照査値を表 6.2.2-3 に示す。

この結果から、漂流物対策工戸当り（RC支柱）のコンクリートの発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

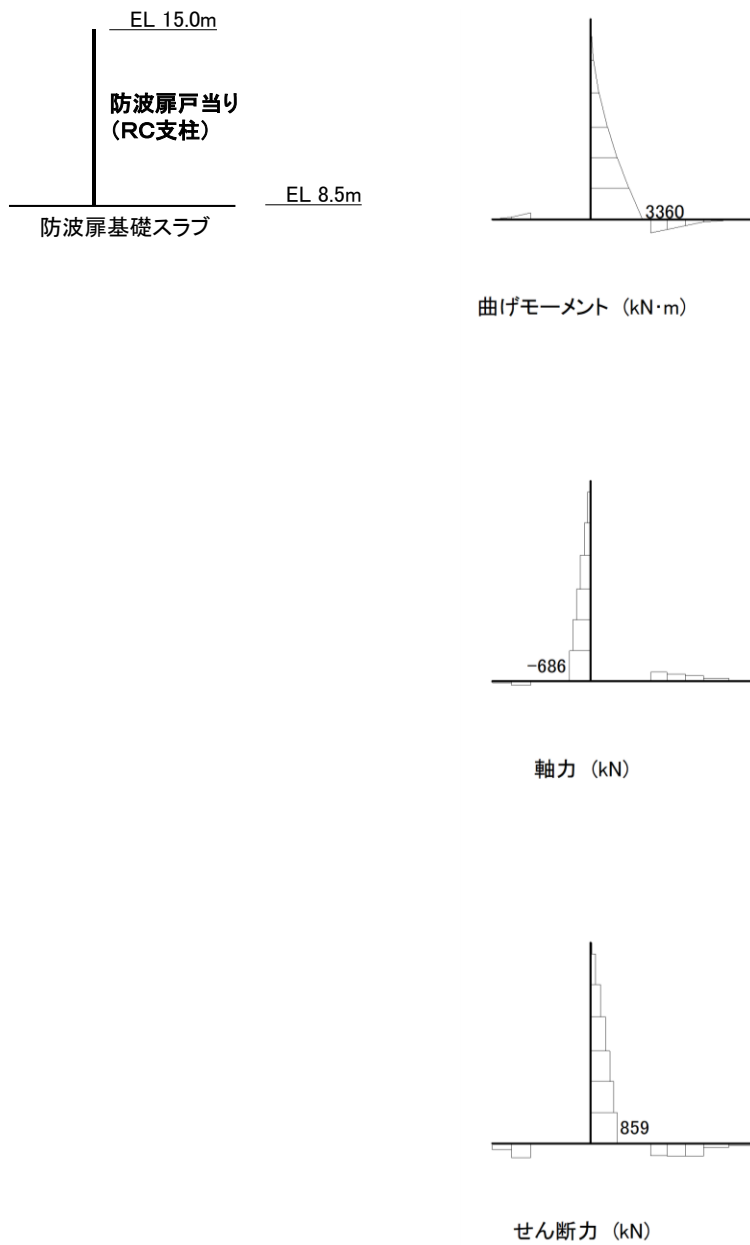


図 6.2.2-3 コンクリートのせん断破壊に対する照査における  
 最大照査値の評価時刻での断面力図  
 (S<sub>s</sub>-D (—), t=19.21s)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

表 6.2.2-3 コンクリートのせん断破壊に対する照査における最大照査値

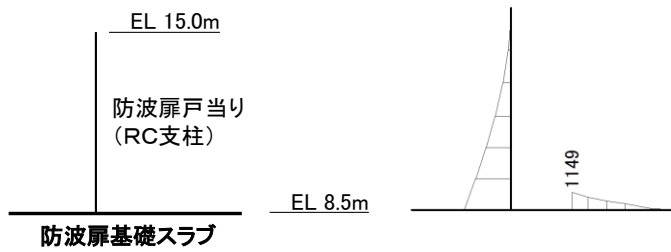
解析 ケース	地震動		発生断面力	せん断応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{a1}$
			せん断力 Q (kN)			
①	S <sub>s</sub> -D	(++)	815	0.25	0.67	0.38
	S <sub>s</sub> -D	(-+)	793	0.25	0.67	0.37
	S <sub>s</sub> -D	(+-)	841	0.26	0.67	0.39
	S <sub>s</sub> -D	(--)	851	0.26	0.67	0.40
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	703	0.22	0.67	0.33
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	693	0.21	0.67	0.33
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	755	0.23	0.67	0.35
	S <sub>s</sub> -N1	(-+)	780	0.24	0.67	0.37
	S <sub>s</sub> -N2 (NS)	(++)	592	0.18	0.67	0.28
	S <sub>s</sub> -N2 (NS)	(-+)	562	0.17	0.67	0.27
	S <sub>s</sub> -N2 (EW)	(++)	637	0.20	0.67	0.30
	S <sub>s</sub> -N2 (EW)	(-+)	607	0.19	0.67	0.29
②	S <sub>s</sub> -D	(++)	812	0.25	0.67	0.38
	S <sub>s</sub> -D	(--)	843	0.26	0.67	0.40
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	753	0.23	0.67	0.35
③	S <sub>s</sub> -D	(++)	818	0.25	0.67	0.38
	S <sub>s</sub> -D	(--)	859	0.27	0.67	0.40
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	757	0.23	0.67	0.36

### 6.2.3 防波扉基礎スラブ

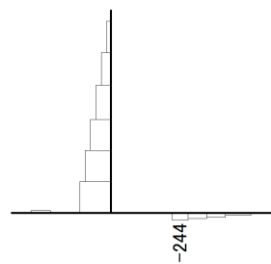
#### (1) 曲げ照査

防波扉基礎スラブのコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 6.2.3-1 に、コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 6.2.3-1 に示す。防波扉基礎スラブの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 6.2.3-2 に、鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 6.2.3-2 に示す。

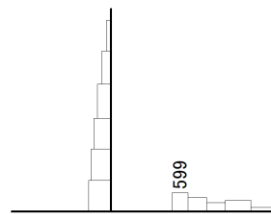
この結果から、防波扉基礎スラブのコンクリート及び鉄筋の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。



曲げモーメント (kN・m)



軸力 (kN)



せん断力 (kN)

図 6.2.3-1 コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
最大照査値の評価時刻での断面力図

( $S_s - D$  (++) ,  $t=28.17s$ )

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 -  $1\sigma$ )



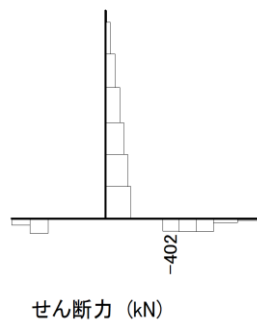
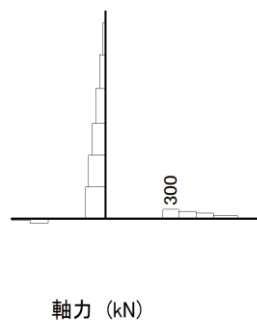
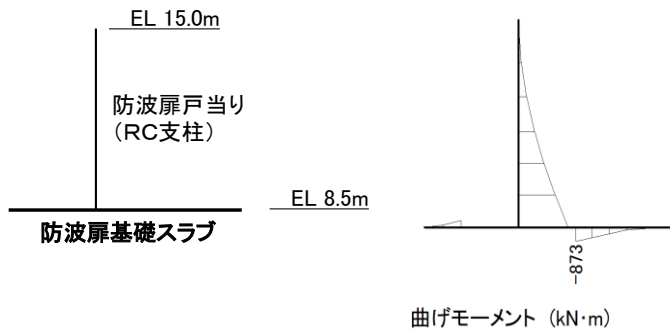


図 6. 2. 3-2 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
最大照査値の評価時刻での断面力図  
(S<sub>s</sub>-D (—), t=19.21s)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値-1σ)

表 6.2.3-1 コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
①	S s - D	(++)	1148	245	4.5	13.5	0.34
	S s - D	(-+)	950	301	3.7	13.5	0.28
	S s - D	(+-)	1093	306	4.3	13.5	0.32
	S s - D	(--)	1053	310	4.1	13.5	0.31
	S s - F 1	(++)	1013	282	4.0	13.5	0.30
	S s - F 2	(++)	939	228	3.7	13.5	0.28
	S s - N 1	(++)	982	292	3.8	13.5	0.29
	S s - N 1	(-+)	803	199	2.9	13.5	0.22
	S s - N 2 (NS)	(++)	966	293	3.8	13.5	0.29
	S s - N 2 (NS)	(-+)	795	242	3.1	13.5	0.24
	S s - N 2 (EW)	(++)	827	277	3.2	13.5	0.24
	S s - N 2 (EW)	(-+)	846	224	3.3	13.5	0.25
②	S s - D	(++)	1147	247	4.5	13.5	0.34
	S s - D	(--)	1051	310	4.1	13.5	0.31
	S s - N 1	(++)	980	292	3.8	13.5	0.29
③	S s - D	(++)	1149	244	4.5	13.5	0.34
	S s - D	(--)	1055	310	4.1	13.5	0.31
	S s - N 1	(++)	985	293	3.9	13.5	0.29

表 6.2.3-2 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
①	S s - D	(++)	860	290	173	294	0.59
	S s - D	(-+)	786	278	160	294	0.55
	S s - D	(+-)	723	333	155	294	0.53
	S s - D	(--)	863	299	175	294	0.60
	S s - F 1	(++)	620	321	136	294	0.47
	S s - F 2	(++)	939	228	111	294	0.38
	S s - N 1	(++)	982	292	112	294	0.39
	S s - N 1	(-+)	803	199	155	294	0.53
	S s - N 2 (NS)	(++)	928	215	111	294	0.38
	S s - N 2 (NS)	(-+)	408	348	104	294	0.36
	S s - N 2 (EW)	(++)	487	247	107	294	0.37
	S s - N 2 (EW)	(-+)	643	271	135	294	0.46
②	S s - D	(++)	856	290	173	294	0.59
	S s - D	(--)	854	299	173	294	0.59
	S s - N 1	(++)	980	292	111	294	0.38
③	S s - D	(++)	863	290	174	294	0.60
	S s - D	(--)	873	300	177	294	0.61
	S s - N 1	(++)	485	307	112	294	0.39

(2) せん断照査

防波扉基礎スラブのコンクリートのせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 6.2.3-3 に、せん断破壊に対する最大照査値を表 6.2.3-3 に示す。

この結果から、防波扉基礎スラブのコンクリートの発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

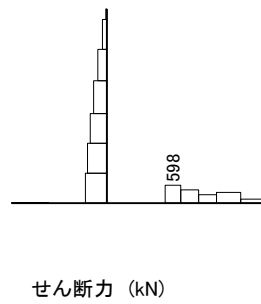
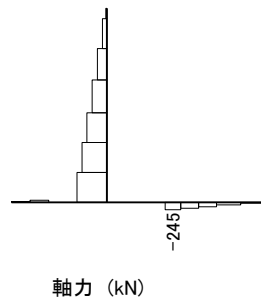
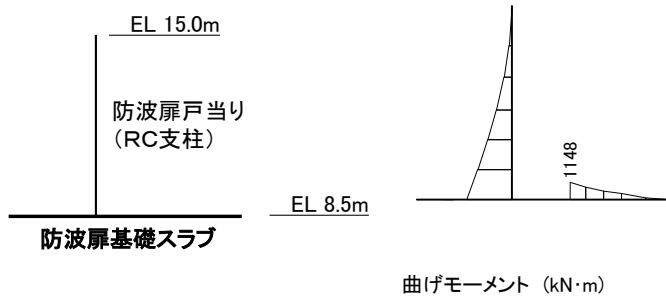


図 6.2.3-3 コンクリートのせん断破壊に対する照査における  
最大照査値の評価時刻での断面力図  
(S s - D (++) , t=28.17s)  
解析ケース①：基本ケース

表 6.2.3-3 コンクリートのせん断破壊に対する照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力	せん断応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{a1}$
			せん断力 Q (kN)			
①	S <sub>s</sub> -D	(++)	598	0.56	0.67	0.84
	S <sub>s</sub> -D	(-+)	481	0.45	0.67	0.68
	S <sub>s</sub> -D	(+-)	563	0.53	0.67	0.79
	S <sub>s</sub> -D	(--)	535	0.50	0.67	0.75
	S <sub>s</sub> -F 1	(++)	517	0.48	0.67	0.73
	S <sub>s</sub> -F 2	(++)	495	0.46	0.67	0.70
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	510	0.48	0.67	0.72
	S <sub>s</sub> -N 1	(-+)	398	0.37	0.67	0.56
	S <sub>s</sub> -N 2 (NS)	(++)	513	0.48	0.67	0.72
	S <sub>s</sub> -N 2 (NS)	(-+)	418	0.39	0.67	0.59
	S <sub>s</sub> -N 2 (EW)	(++)	440	0.41	0.67	0.62
	S <sub>s</sub> -N 2 (EW)	(-+)	444	0.42	0.67	0.62
②	S <sub>s</sub> -D	(++)	598	0.56	0.67	0.84
	S <sub>s</sub> -D	(--)	534	0.50	0.67	0.75
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	509	0.48	0.67	0.72
③	S <sub>s</sub> -D	(++)	599	0.56	0.67	0.84
	S <sub>s</sub> -D	(--)	536	0.50	0.67	0.75
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	511	0.48	0.67	0.72

(3) グラウンドアンカによる支圧照査

防波扉基礎スラブのグラウンドアンカによる支圧に対する照査値を表 6.2.3-4 に示す。

この結果から、防波扉基礎スラブのグラウンドアンカによる支圧応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 6.2.3-4 防波扉基礎スラブのグラウンドアンカによる支圧に対する  
照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		支圧応力度 $\sigma_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ba}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_b / \sigma_{ba}$
①	S s - D	(++)	11.8	18	0.66
	S s - D	(-+)	11.9	18	0.66
	S s - D	(+-)	11.8	18	0.66
	S s - D	(--)	11.8	18	0.66
	S s - F 1	(++)	11.7	18	0.66
	S s - F 2	(++)	11.8	18	0.66
	S s - N 1	(++)	11.9	18	0.67
	S s - N 1	(-+)	11.7	18	0.65
	S s - N 2 (NS)	(++)	11.7	18	0.66
	S s - N 2 (NS)	(-+)	11.7	18	0.65
	S s - N 2 (EW)	(++)	11.8	18	0.66
	S s - N 2 (EW)	(-+)	11.7	18	0.65
②	S s - D	(++)	11.8	18	0.66
	S s - D	(--)	11.8	18	0.66
	S s - N 1	(++)	11.9	18	0.67
③	S s - D	(++)	11.8	18	0.66
	S s - D	(--)	11.8	18	0.66
	S s - N 1	(++)	11.9	18	0.67



#### 6.2.4 グラウンドアンカ

防波扉基礎スラブのグラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査値を表 6.2.4-1 に示す。

この結果から、防波扉基礎スラブのグラウンドアンカの発生アンカー力が許容限界以下であることを確認した。

表 6.2.4-1 防波扉基礎スラブのグラウンドアンカの発生アンカー力に対する  
照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生 アンカー力 T (kN)	許容 アンカー力 T <sub>a</sub> (kN)	照査値 T/T <sub>a</sub>
①	S s - D	(++)	1696	2076	0.82
	S s - D	(-+)	1703	2076	0.83
	S s - D	(+-)	1694	2076	0.82
	S s - D	(--)	1694	2076	0.82
	S s - F 1	(++)	1680	2076	0.81
	S s - F 2	(++)	1690	2076	0.82
	S s - N 1	(++)	1710	2076	0.83
	S s - N 1	(-+)	1677	2076	0.81
	S s - N 2 (NS)	(++)	1683	2076	0.82
	S s - N 2 (NS)	(-+)	1677	2076	0.81
	S s - N 2 (EW)	(++)	1691	2076	0.82
	S s - N 2 (EW)	(-+)	1676	2076	0.81
②	S s - D	(++)	1696	2076	0.82
	S s - D	(--)	1694	2076	0.82
	S s - N 1	(++)	1710	2076	0.83
③	S s - D	(++)	1696	2076	0.82
	S s - D	(--)	1694	2076	0.82
	S s - N 1	(++)	1710	2076	0.83

## 6.2.5 改良地盤

### (1) すべり安全率による評価

改良地盤におけるすべり安全率による評価結果を表 6.2.5-1 に、最小すべり安全率となる時刻における局所安全係数分布図を図 6.2.5-1 に示す。

これらの結果から、改良地盤のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 6.2.5-1 改良地盤のすべり安全率評価結果

解析 ケース	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
	S s - D	(++)		
①	S s - D	(++)	8.94	2.27
	S s - D	(-+)	14.61	2.11
	S s - D	(+-)	8.96	2.57
	S s - D	(--)	14.61	2.35
	S s - F 1	(++)	8.99	3.55
	S s - F 2	(++)	16.08	3.36
	S s - N 1	(++)	7.54	2.18
	S s - N 1	(-+)	7.56	1.65
	S s - N 2 (NS)	(++)	26.69	3.51
	S s - N 2 (NS)	(-+)	24.99	3.40
	S s - N 2 (EW)	(++)	25.98	3.50
	S s - N 2 (EW)	(-+)	25.99	2.68
②	S s - D	(++)	8.94	2.27
	S s - D	(--)	14.61	2.35
	S s - N 1	(++)	7.54	2.19
③	S s - D	(++)	8.94	2.27
	S s - D	(--)	14.61	2.34
	S s - N 1	(++)	7.54	2.18

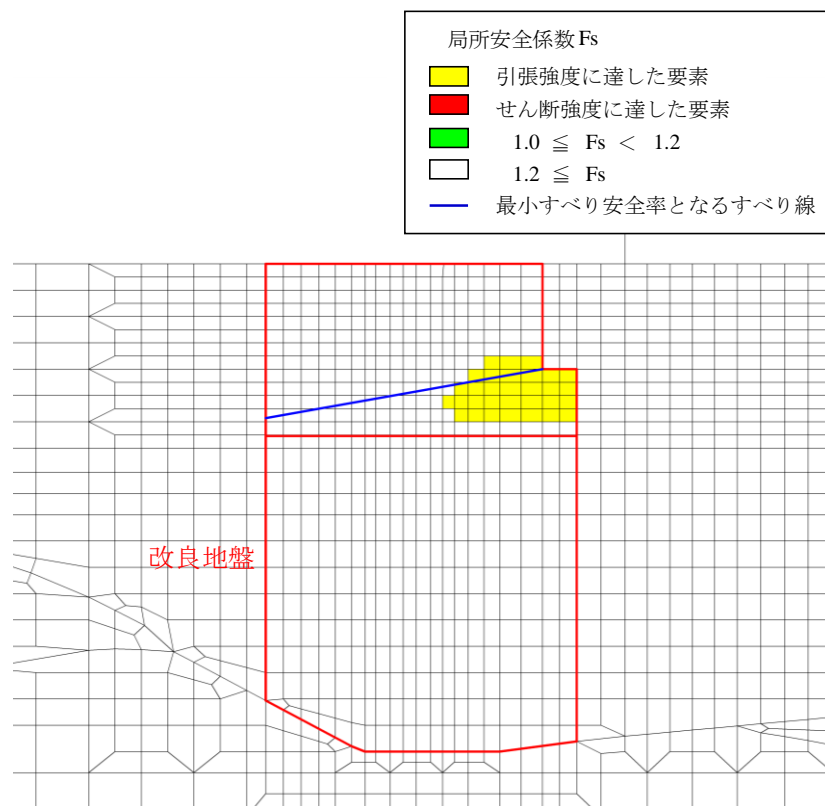


図 6.2.5-1 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布図

(S s - N 1 ( - + ) , t = 7.56s)

解析ケース①：基本ケース

(2) 改良地盤の局所破壊が津波防護機能へ及ぼす影響について

局所的な破壊が津波防護機能へ及ぼす影響を確認するため、最小すべり安全率発生時刻において破壊が生じた要素及び全時刻の破壊履歴に着目した改良地盤の健全性評価を実施する。

a. 局所安全係数分布図と検討すべり線の重ね合わせ

改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布に、検討すべり線を重ね合わせた図を図 6.2.5-2 に示す。

これにより、検討すべり線は、引張強度に達した要素をおおむね通過していることが確認できることから、改良地盤の最小すべり安全率時刻において、引張強度に達した要素を考慮し改良地盤の健全性を確保していることを確認した。

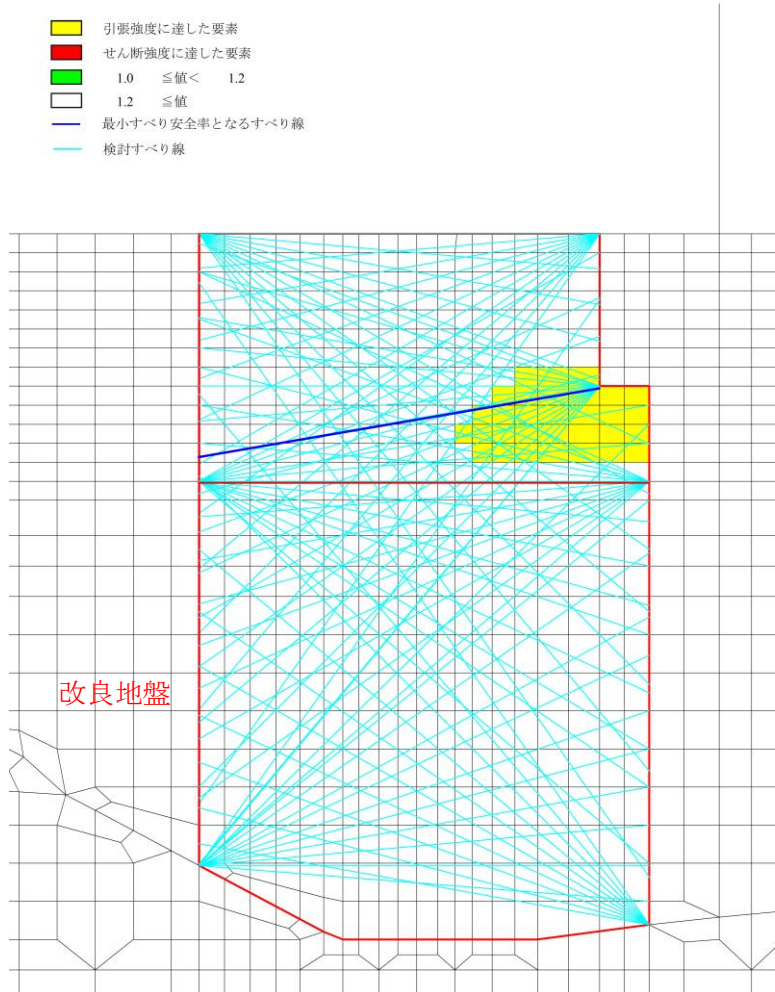


図 6.2.5-2 改良地盤の最小すべり安全率時刻における  
 局所安全係数分布図と検討すべり線の重ね合わせ  
 (S s - N 1 (-+), t=7.56s)  
 解析ケース①：基本ケース

全時刻における破壊履歴図を図 6.2.5-3 に示す。

これにより、せん断破壊に達する要素はなく、引張強度に達する要素は限定的であるため、難透水性の保持に影響するような流入経路は形成されず、改良地盤の健全性を確保していることを確認した。

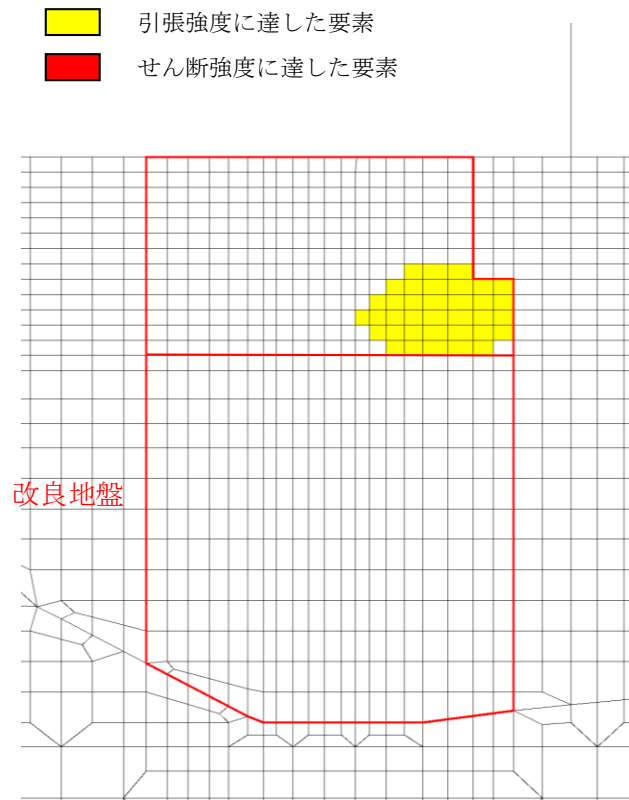


図 6.2.5-3 全時刻における破壊履歴図  
( $S_s - N1$  (一+), 解析ケース①)

b. 応力状態に着目した追加すべり検討

改良地盤に局所的な引張破壊が生じている断面について、引張破壊している要素の応力状態に着目し、引張強度に達した要素を基点とした、クラック方向のすべり線を追加しすべり安全率照査を行う。改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線を図に示す。ここで、クラック方向は、引張強度に達した要素に生じている引張応力の直交方向とする。

図 6.2.5-4 に示した追加すべり線における最小すべり安全率を表 6.2.5-2 に示す。この結果より、引張強度に達した要素を基点とした、クラック方向のすべり線を追加した場合において、改良地盤のすべり安全率は、当初のすべり線でのすべり安全率と比較し同等以上であり、許容限界である 1.2 以上であるため、健全であることを確認した。

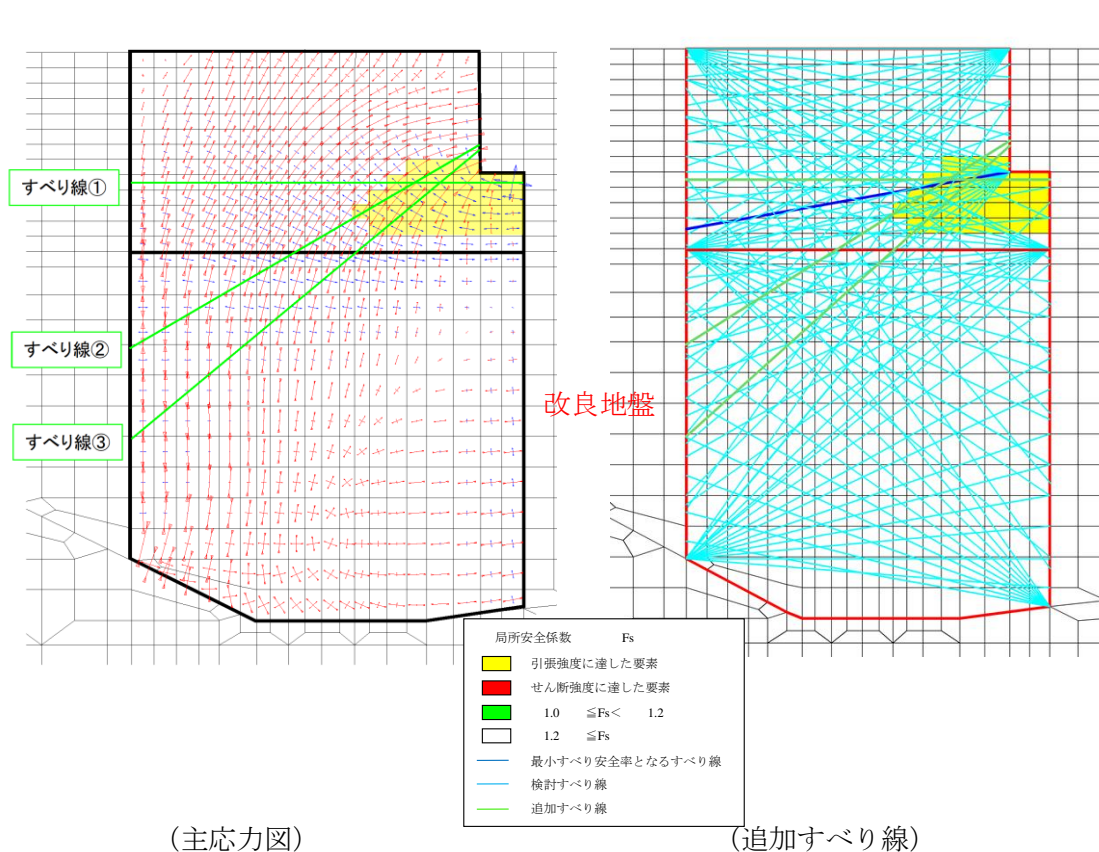


図 6.2.5-4 改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線  
(S s - N1 (-+), 解析ケース①, t=7.56s)

表 6.2.5-2 追加すべり線における最小すべり安全率

追加すべり線	最小すべり安全率	(参考)追加すべり線を除く最小すべり安全率
すべり線①	2.07	1.65

c. まとめ

「a. 局所安全係数分布図と検討すべり線の重ね合わせ」及び「b. 応力状態に着目した追加すべり検討」より、改良地盤に発生している局所的な破壊が津波防護機能へ影響を及ぼさないことを確認した。



## 6.2.6 基礎地盤

基礎地盤の支持性能照査結果を表 6.2.6-1 に、接地圧分布図を図 6.2.6-1 に示す。

防波扉の基礎地盤に生じる最大接地圧が許容限界以下であることを確認した。

表 6.2.6-1(1) 基礎地盤の支持性能照査結果 (改良地盤)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力度 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d/R_u$
①	S s - D	(++)	0.5	1.4	0.34
	S s - D	(-+)	0.5	1.4	0.34
	S s - D	(+-)	0.5	1.4	0.37
	S s - D	(--)	0.5	1.4	0.35
	S s - F 1	(++)	0.4	1.4	0.32
	S s - F 2	(++)	0.5	1.4	0.33
	S s - N 1	(++)	0.4	1.4	0.32
	S s - N 1	(-+)	0.4	1.4	0.33
	S s - N 2 (NS)	(++)	0.4	1.4	0.30
	S s - N 2 (NS)	(-+)	0.4	1.4	0.32
	S s - N 2 (EW)	(++)	0.4	1.4	0.33
	S s - N 2 (EW)	(-+)	0.4	1.4	0.33
②	S s - D	(++)	0.5	1.4	0.34
	S s - D	(--)	0.5	1.4	0.35
	S s - N 1	(++)	0.4	1.4	0.32
③	S s - D	(++)	0.5	1.4	0.34
	S s - D	(--)	0.5	1.4	0.35
	S s - N 1	(++)	0.4	1.4	0.32

表 6.2.6-1(2) 基礎地盤の支持性能照査結果 (岩盤)

解析 ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力度	照査値
			$R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	$R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$R_d/R_u$
①	S <sub>s</sub> -D	(++)	0.9	9.8	0.10
	S <sub>s</sub> -D	(-+)	1.0	9.8	0.11
	S <sub>s</sub> -D	(+-)	1.1	9.8	0.11
	S <sub>s</sub> -D	(--)	1.1	9.8	0.11
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	0.7	9.8	0.08
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	0.8	9.8	0.09
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	0.8	9.8	0.09
	S <sub>s</sub> -N1	(-+)	1.0	9.8	0.11
	S <sub>s</sub> -N2 (NS)	(++)	0.8	9.8	0.08
	S <sub>s</sub> -N2 (NS)	(-+)	0.8	9.8	0.08
	S <sub>s</sub> -N2 (EW)	(++)	0.8	9.8	0.08
	S <sub>s</sub> -N2 (EW)	(-+)	0.8	9.8	0.09
②	S <sub>s</sub> -D	(++)	0.9	9.8	0.10
	S <sub>s</sub> -D	(--)	1.1	9.8	0.11
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	0.8	9.8	0.09
③	S <sub>s</sub> -D	(++)	0.9	9.8	0.10
	S <sub>s</sub> -D	(--)	1.1	9.8	0.11
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	0.8	9.8	0.09

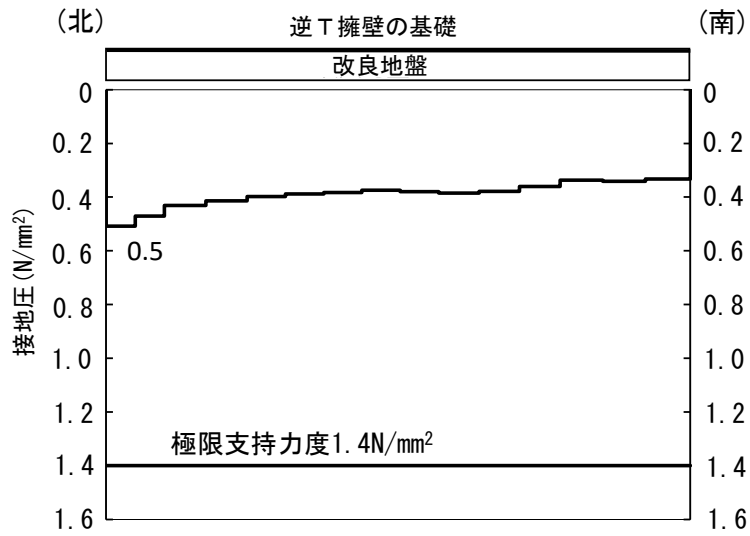


図 6.2.6-1(1) 基礎地盤の接地圧分布図 (改良地盤)

(S s - D (+ -))

解析ケース①：基本ケース

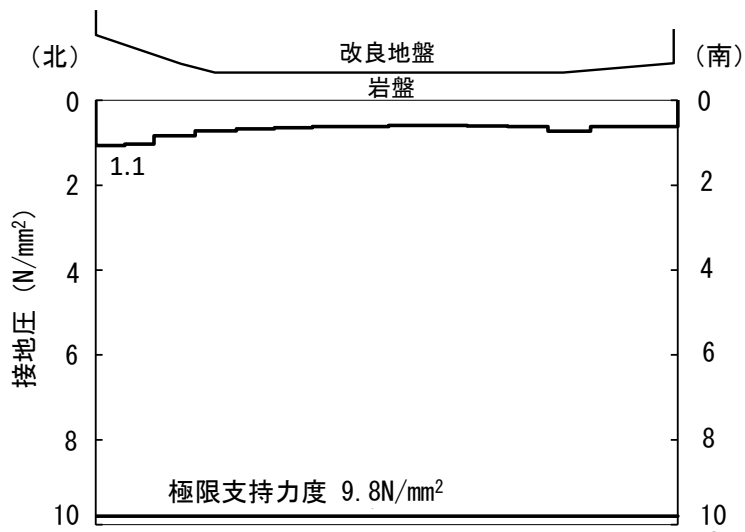


図 6.2.6-1(2) 基礎地盤の接地圧分布図 (岩盤)

(S s - D (+ -))

解析ケース①：基本ケース

### 6.3 漂流物対策工

#### 6.3.1 漂流物対策工（鋼製扉体）

漂流物対策工（鋼製扉体）の耐震評価結果を表 6.3.1-1 に示す。漂流物対策工（鋼製扉体）の各部材の発生応力度又は作用荷重が許容限界以下であることを確認した。

表 6.3.1-1(1) 漂流物対策工（鋼製扉体）の耐震評価結果

部材		発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値	
主横桁	最下段	曲げ応力度	11	525	0.03
		せん断応力度	4	193	0.03
	最上段	曲げ応力度	53	525	0.11
		せん断応力度	8	193	0.05
張出桁		曲げ応力度	0.4	525	0.01
		せん断応力度	0.3	303	0.01
補助縦桁		曲げ応力度	0.02	306	0.01
		せん断応力度	0.03	193	0.01
端縦桁		圧縮応力度	20	337	0.06
支承部 (上部支承軸)		曲げ応力度	279	540	0.52
		せん断応力度	37	310	0.12
支承部 (下部支承軸)		曲げ応力度	153	255	0.60
		せん断応力度	13	147	0.09
支承部 (下部支承軸受)		接触応力度	1373	2035	0.68
支承部 (浮上防止金物)		曲げ応力度	44	150	0.30
		せん断応力度	7	90	0.08
		軸方向引張 応力度	77	255	0.31

表 6.3.1-1(2) 漂流物対策工（鋼製扉体）の耐震評価結果

部材	作用荷重 (kN)	許容限界 (kN)	照査値
支承部（支承軸受）	2025	3800	0.54

表 6.3.1-1(3) 漂流物対策工（鋼製扉体）の耐震評価結果

部材	種別	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
上部支承 (アンカーボルト)	軸方向引張 応力度	288	585	0.50
下部支承 (アンカーボルト)	軸方向引張 応力度	286	585	0.49
上部支承 (コンクリート)	支圧応力度 (アンカープレート)	7.4	8.8	0.85
	支圧応力度 (支圧板)	5.6	8.8	0.64
	せん断応力度	0.36	0.60	0.60
下部支承 (コンクリート)	支圧応力度 (アンカープレート)	5.8	8.8	0.66
	支圧応力度 (支圧板)	5.3	8.8	0.61
	せん断応力度	0.40	0.60	0.67
ロック装置	曲げ圧縮 応力度	170	337	0.51
	せん断応力度	139	193	0.73
支圧板	支圧応力度	2	225	0.01
戸当り (腹板)	支圧応力度	9	270	0.04
戸当り (底面フランジ)	曲げ応力度	34	525	0.07
戸当り (コンクリート)	支圧応力度	0.2	8.8	0.03
	せん断応力度	0.04	0.60	0.07

### 6.3.2 漂流物対策工戸当り（RC支柱）

#### (1) 曲げ照査

漂流物対策工戸当り（RC支柱）のコンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 6.3.2-1 に、コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 6.3.2-1 に、鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 6.3.2-2 に示す。

この結果から、漂流物対策工戸当り（RC支柱）のコンクリート及び鉄筋の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

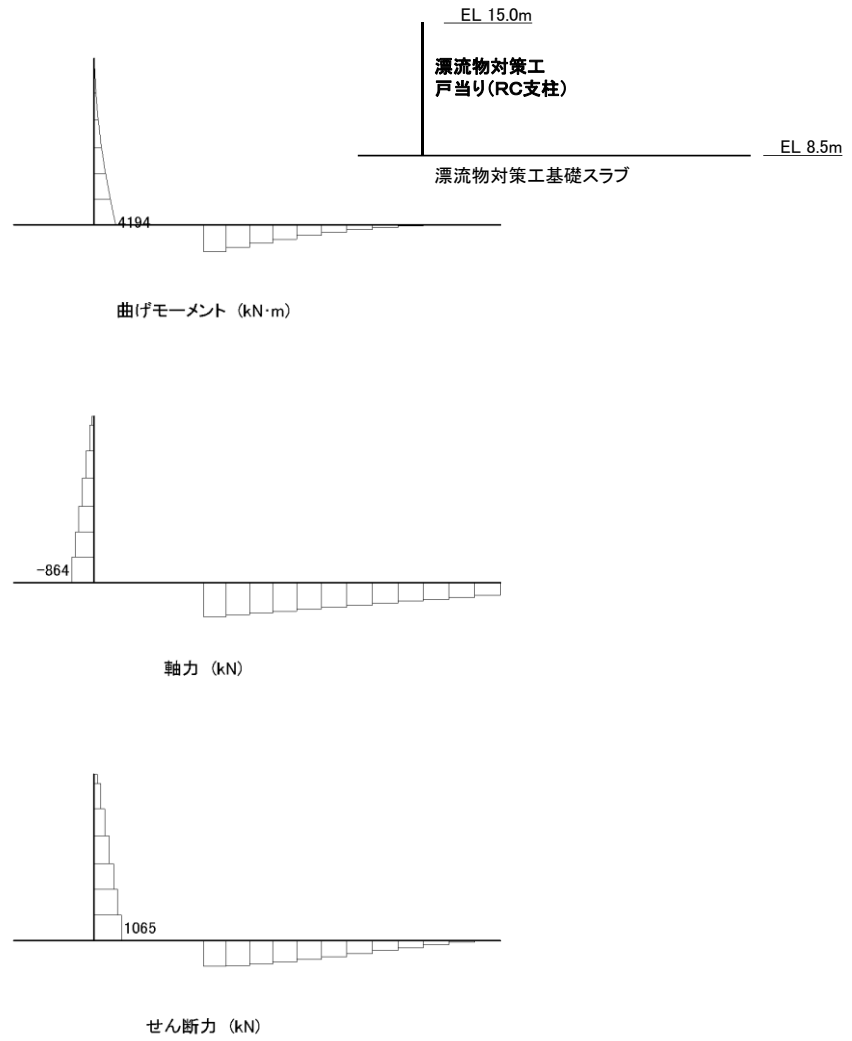


図 6.3.2-1 コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大照査値の評価時刻での断面力図  
 (S s - N 1 (-+), t=7.55s)  
 解析ケース①：基本ケース

表 6.3.2-1 コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
①	S s - D	(++)	3738	972	1.1	21.0	0.06
	S s - D	(-+)	4105	1138	1.2	21.0	0.06
	S s - D	(+-)	4091	1393	1.2	21.0	0.06
	S s - D	(--)	4243	1504	1.2	21.0	0.06
	S s - F 1	(++)	2599	1026	0.8	21.0	0.04
	S s - F 2	(++)	3445	1314	1.0	21.0	0.05
	S s - N 1	(++)	4121	858	1.2	21.0	0.06
	S s - N 1	(-+)	4194	864	1.3	21.0	0.07
	S s - N 2 (NS)	(++)	3769	1107	1.2	21.0	0.06
	S s - N 2 (NS)	(-+)	3777	1116	1.2	21.0	0.06
	S s - N 2 (EW)	(++)	3480	855	1.0	21.0	0.05
	S s - N 2 (EW)	(-+)	3333	931	1.0	21.0	0.05
②	S s - D	(++)	3729	968	1.1	21.0	0.06
	S s - D	(--)	4232	1502	1.2	21.0	0.06
	S s - N 1	(++)	4111	859	1.2	21.0	0.06
③	S s - D	(++)	3746	975	1.2	21.0	0.06
	S s - D	(--)	4251	1506	1.2	21.0	0.06
	S s - N 1	(++)	4131	856	1.2	21.0	0.06



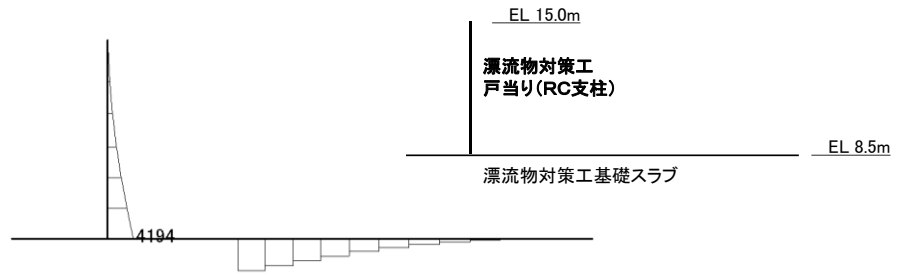
表 6.3.2-2 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
①	S s - D	(++)	3738	972	22	294	0.08
	S s - D	(-+)	3485	865	22	294	0.08
	S s - D	(+-)	3219	992	14	294	0.05
	S s - D	(--)	3665	1137	15	294	0.06
	S s - F 1	(++)	2423	716	7	294	0.03
	S s - F 2	(++)	3423	1270	9	294	0.04
	S s - N 1	(++)	4121	858	18	294	0.07
	S s - N 1	(-+)	4194	864	35	294	0.13
	S s - N 2 (NS)	(++)	3397	1127	12	294	0.05
	S s - N 2 (NS)	(-+)	3777	1116	12	294	0.04
	S s - N 2 (EW)	(++)	3340	744	14	294	0.05
	S s - N 2 (EW)	(-+)	3333	931	17	294	0.06
②	S s - D	(++)	3729	968	22	294	0.08
	S s - D	(--)	3657	1136	15	294	0.06
	S s - N 1	(++)	4111	859	18	294	0.07
③	S s - D	(++)	3746	975	22	294	0.08
	S s - D	(--)	3670	1138	15	294	0.06
	S s - N 1	(++)	4131	856	19	294	0.07

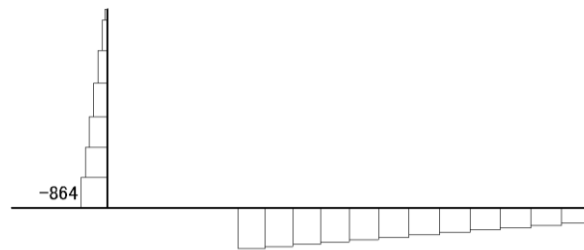
(2) せん断照査

漂流物対策工戸当り（RC支柱）のコンクリートのせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 6.3.2-2 に、コンクリートのせん断破壊に対する最大照査値を表 6.3.2-3 に示す。

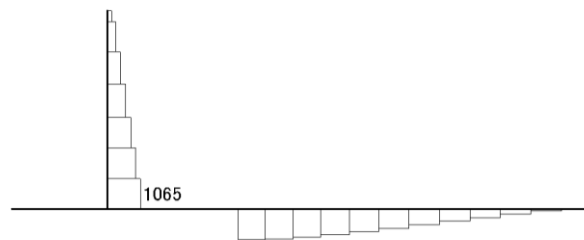
この結果から、漂流物対策工戸当り（RC支柱）のコンクリートの発生応力度が許容限界以下であることを確認した。



曲げモーメント (kN・m)



軸力 (kN)



せん断力 (kN)

図 6.3.2-2 コンクリートのせん断破壊に対する照査における  
 最大照査値の評価時刻での断面力図  
 (S s - N 1 (-+), t=7.55s)  
 解析ケース①：基本ケース

表 6.3.2-3 コンクリートのせん断照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力	せん断応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{a1}$
			せん断力 Q (kN)			
①	S <sub>s</sub> -D	(++)	965	0.33	0.82	0.40
	S <sub>s</sub> -D	(-+)	1030	0.35	0.82	0.43
	S <sub>s</sub> -D	(+-)	1025	0.35	0.82	0.43
	S <sub>s</sub> -D	(--)	1050	0.36	0.82	0.44
	S <sub>s</sub> -F 1	(++)	650	0.22	0.82	0.27
	S <sub>s</sub> -F 2	(++)	869	0.29	0.82	0.36
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	1047	0.35	0.82	0.44
	S <sub>s</sub> -N 1	(-+)	1065	0.36	0.82	0.44
	S <sub>s</sub> -N 2 (NS)	(++)	925	0.31	0.82	0.39
	S <sub>s</sub> -N 2 (NS)	(-+)	933	0.32	0.82	0.39
	S <sub>s</sub> -N 2 (EW)	(++)	870	0.29	0.82	0.36
	S <sub>s</sub> -N 2 (EW)	(-+)	831	0.28	0.82	0.35
②	S <sub>s</sub> -D	(++)	963	0.33	0.82	0.40
	S <sub>s</sub> -D	(--)	1047	0.35	0.82	0.44
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	1045	0.35	0.82	0.44
③	S <sub>s</sub> -D	(++)	968	0.33	0.82	0.40
	S <sub>s</sub> -D	(--)	1052	0.36	0.82	0.44
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	1050	0.36	0.82	0.44

### 6.3.3 漂流物対策工基礎スラブ

#### (1) 曲げ照査

漂流物対策工基礎スラブのコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 6.3.3-1 に、コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 6.3.3-1 に示す。鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 6.3.3-2 に、鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 6.3.3-2 に示す。

この結果から、漂流物対策工基礎スラブのコンクリート及び鉄筋の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

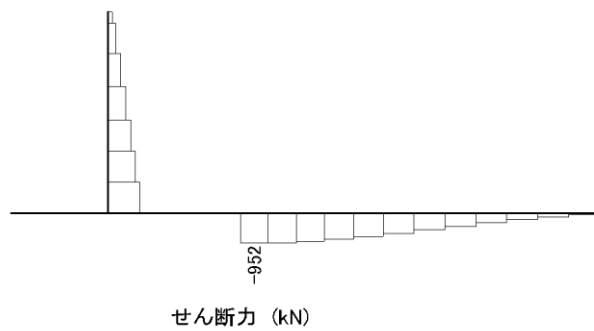
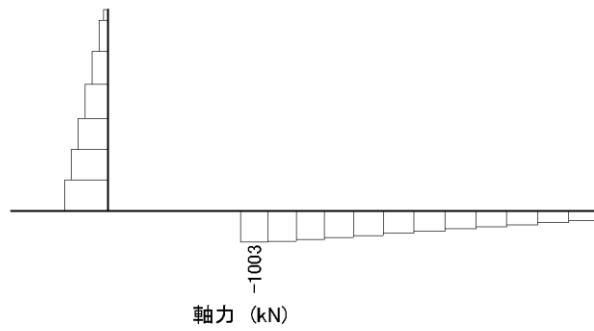
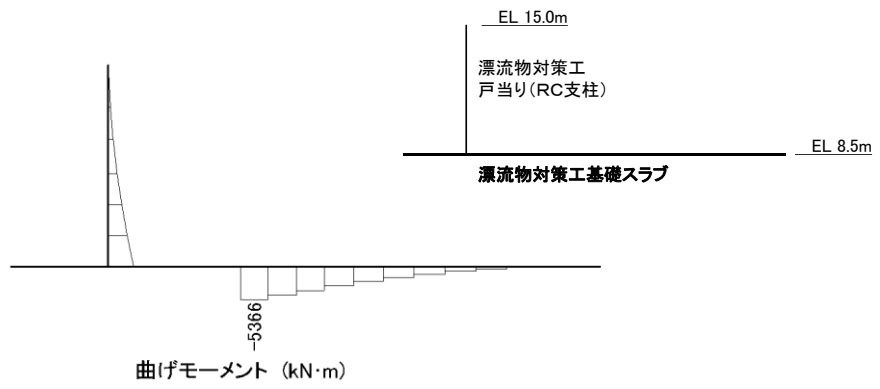


図 6.3.3-1 コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
最大照査値の評価時刻での断面力図  
(S s - D (+), t=8.59s)  
解析ケース①：基本ケース

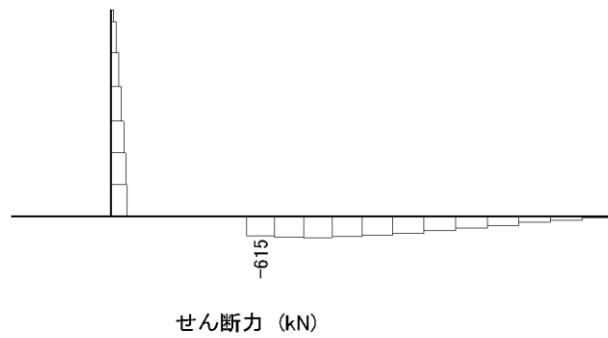
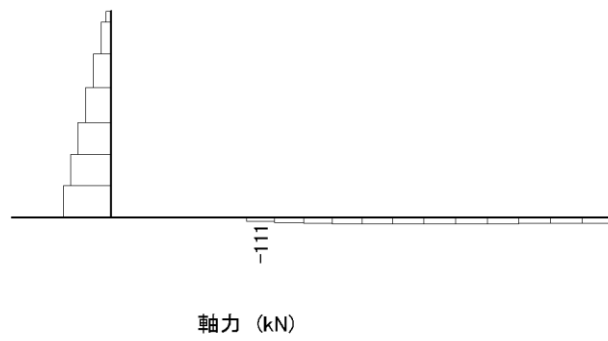
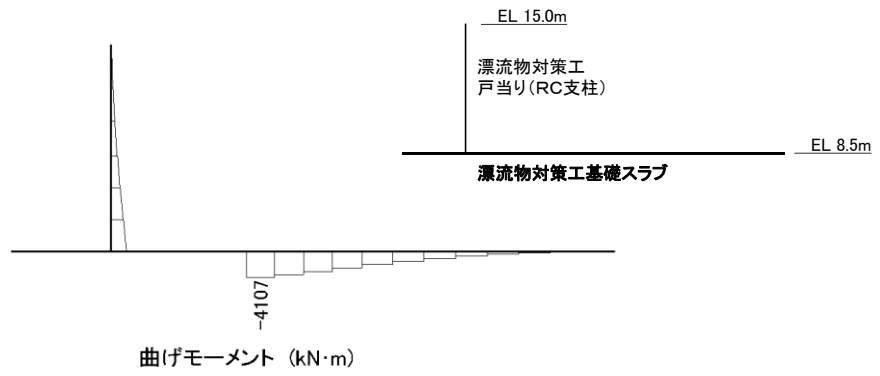


図 6.3.3-2 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
最大照査値の評価時刻での断面力図  
( $S_s - D (+)$ ,  $t=32.48s$ )  
解析ケース①：基本ケース

表 6.3.3-1 コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
①	S s - D	(++)	4500	740	2.0	21.0	0.10
	S s - D	(-+)	4672	1237	2.1	21.0	0.11
	S s - D	(+-)	5366	1003	2.4	21.0	0.12
	S s - D	(--)	5061	1129	2.3	21.0	0.11
	S s - F 1	(++)	3578	172	1.5	21.0	0.08
	S s - F 2	(++)	3996	1015	1.8	21.0	0.09
	S s - N 1	(++)	3356	808	1.5	21.0	0.08
	S s - N 1	(-+)	5237	1325	2.3	21.0	0.12
	S s - N 2 (NS)	(++)	3826	639	1.7	21.0	0.08
	S s - N 2 (NS)	(-+)	3676	796	1.6	21.0	0.08
	S s - N 2 (EW)	(++)	4100	518	1.8	21.0	0.09
	S s - N 2 (EW)	(-+)	3607	592	1.6	21.0	0.08
②	S s - D	(++)	4499	735	2.0	21.0	0.10
	S s - D	(--)	5050	1128	2.3	21.0	0.11
	S s - N 1	(++)	3342	801	1.5	21.0	0.08
③	S s - D	(++)	4504	746	2.0	21.0	0.10
	S s - D	(--)	5074	1137	2.3	21.0	0.11
	S s - N 1	(++)	3370	816	1.5	21.0	0.08



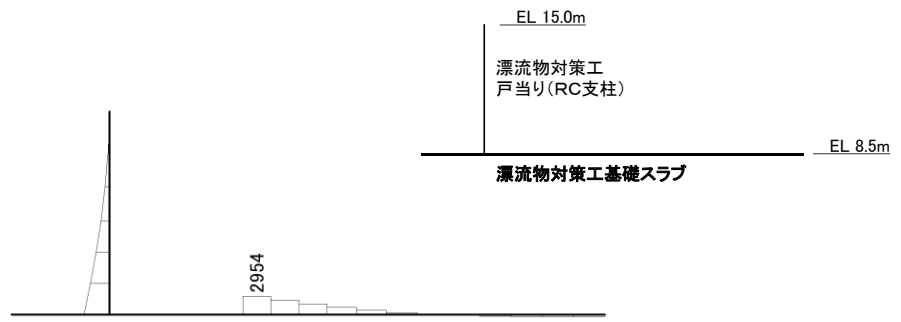
表 6.3.3-2 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
①	S s - D	(++)	4500	740	53	294	0.19
	S s - D	(-+)	4302	677	51	294	0.18
	S s - D	(+-)	4107	111	61	294	0.21
	S s - D	(--)	3659	25	56	294	0.20
	S s - F 1	(++)	3589	104	53	294	0.19
	S s - F 2	(++)	3888	267	54	294	0.19
	S s - N 1	(++)	2452	851	59	294	0.21
	S s - N 1	(-+)	5237	1325	52	294	0.18
	S s - N 2 (NS)	(++)	3227	84	48	294	0.17
	S s - N 2 (NS)	(-+)	3626	238	51	294	0.18
	S s - N 2 (EW)	(++)	3990	339	54	294	0.19
	S s - N 2 (EW)	(-+)	2751	68	44	294	0.16
②	S s - D	(++)	3551	78	53	294	0.19
	S s - D	(--)	3651	26	56	294	0.20
	S s - N 1	(++)	2451	843	59	294	0.20
③	S s - D	(++)	4504	746	53	294	0.19
	S s - D	(--)	3667	30	56	294	0.20
	S s - N 1	(++)	2454	859	59	294	0.21

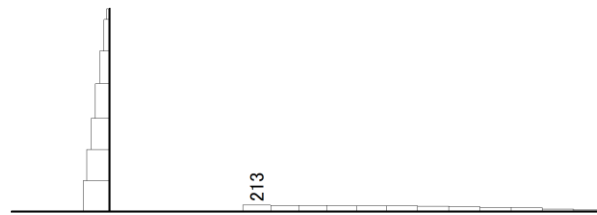
(2) せん断照査

漂流物対策工基礎スラブのコンクリートのせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 6.3.3-3 に、コンクリートのせん断破壊に対する最大照査値を表 6.3.3-3 に示す。

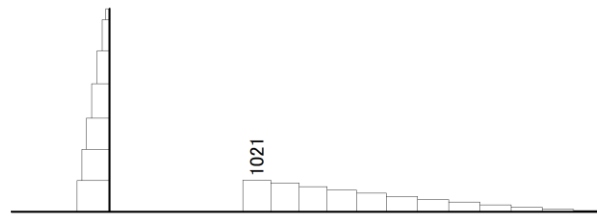
この結果から、漂流物対策工基礎スラブのコンクリートの発生応力度が許容限界以下であることを確認した。



曲げモーメント (kN・m)



軸力 (kN)



せん断力 (kN)

図図 6.3.3-3 コンクリートのせん断破壊に対する照査における  
最大照査値の評価時刻での断面力図  
(S s - N 1 (++) , t=7.53s)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1 σ)

表 6.3.3-3 コンクリートのせん断破壊に対する照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力	せん断応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{a1}$
			せん断力 Q (kN)			
①	S <sub>s</sub> -D	(++)	910	0.29	0.82	0.35
	S <sub>s</sub> -D	(-+)	843	0.27	0.82	0.33
	S <sub>s</sub> -D	(+-)	952	0.30	0.82	0.37
	S <sub>s</sub> -D	(--)	926	0.29	0.82	0.36
	S <sub>s</sub> -F 1	(++)	674	0.21	0.82	0.26
	S <sub>s</sub> -F 2	(++)	754	0.24	0.82	0.29
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	1019	0.32	0.82	0.40
	S <sub>s</sub> -N 1	(-+)	997	0.31	0.82	0.39
	S <sub>s</sub> -N 2 (NS)	(++)	859	0.27	0.82	0.34
	S <sub>s</sub> -N 2 (NS)	(-+)	842	0.27	0.82	0.33
	S <sub>s</sub> -N 2 (EW)	(++)	774	0.24	0.82	0.30
	S <sub>s</sub> -N 2 (EW)	(-+)	665	0.21	0.82	0.26
②	S <sub>s</sub> -D	(++)	907	0.29	0.82	0.35
	S <sub>s</sub> -D	(--)	924	0.29	0.82	0.36
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	1017	0.32	0.82	0.40
③	S <sub>s</sub> -D	(++)	914	0.29	0.82	0.36
	S <sub>s</sub> -D	(--)	928	0.29	0.82	0.36
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	1021	0.32	0.82	0.40

### 6.3.4 基礎地盤

#### (1) 支持力照査

基礎地盤の支持性能照査結果を表 6.3.4-1 に、接地圧分布図を図 6.3.4-1 に示す。

漂流物対策工の基礎地盤に生じる最大接地圧が許容限界以下であることを確認した。

表 6.3.4-1(1) 基礎地盤の支持性能照査結果 (MMR)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	支圧強度 $f'_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d / f'_a$
①	S s - D	(++)	0.7	18.0	0.04
	S s - D	(-+)	0.7	18.0	0.04
	S s - D	(+-)	0.7	18.0	0.05
	S s - D	(--)	0.7	18.0	0.04
	S s - F 1	(++)	0.7	18.0	0.04
	S s - F 2	(++)	0.8	18.0	0.05
	S s - N 1	(++)	0.5	18.0	0.04
	S s - N 1	(-+)	0.7	18.0	0.04
	S s - N 2 (NS)	(++)	0.6	18.0	0.04
	S s - N 2 (NS)	(-+)	0.7	18.0	0.04
	S s - N 2 (EW)	(++)	0.6	18.0	0.04
	S s - N 2 (EW)	(-+)	0.6	18.0	0.04
	②	S s - D	(++)	0.7	18.0
S s - D		(--)	0.7	18.0	0.05
S s - N 1		(++)	0.5	18.0	0.04
③	S s - D	(++)	0.7	18.0	0.04
	S s - D	(--)	0.7	18.0	0.04
	S s - N 1	(++)	0.5	18.0	0.04

表 6.3.4-1(2) 基礎地盤の支持性能照査結果 (改良地盤)

解析 ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力度	照査値
			$R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	$R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$R_d/R_u$
①	S s - D	(++)	0.5	1.4	0.33
	S s - D	(-+)	0.4	1.4	0.29
	S s - D	(+-)	0.5	1.4	0.33
	S s - D	(--)	0.5	1.4	0.33
	S s - F 1	(++)	0.4	1.4	0.28
	S s - F 2	(++)	0.4	1.4	0.32
	S s - N 1	(++)	0.4	1.4	0.31
	S s - N 1	(-+)	0.4	1.4	0.32
	S s - N 2 (NS)	(++)	0.4	1.4	0.31
	S s - N 2 (NS)	(-+)	0.4	1.4	0.32
	S s - N 2 (EW)	(++)	0.4	1.4	0.32
	S s - N 2 (EW)	(-+)	0.4	1.4	0.32
②	S s - D	(++)	0.5	1.4	0.33
	S s - D	(--)	0.5	1.4	0.33
	S s - N 1	(++)	0.4	1.4	0.31
③	S s - D	(++)	0.5	1.4	0.33
	S s - D	(--)	0.5	1.4	0.33
	S s - N 1	(++)	0.4	1.4	0.31

表 6.3.4-1(3) 基礎地盤の支持性能照査結果 (岩盤)

解析 ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力度	照査値
			$R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	$R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$R_d/R_u$
①	S s - D	(++)	2.0	9.8	0.20
	S s - D	(-+)	1.8	9.8	0.19
	S s - D	(+-)	2.3	9.8	0.24
	S s - D	(--)	2.0	9.8	0.21
	S s - F 1	(++)	1.4	9.8	0.14
	S s - F 2	(++)	1.4	9.8	0.15
	S s - N 1	(++)	1.6	9.8	0.17
	S s - N 1	(-+)	2.3	9.8	0.24
	S s - N 2 (NS)	(++)	1.4	9.8	0.15
	S s - N 2 (NS)	(-+)	1.6	9.8	0.17
	S s - N 2 (EW)	(++)	1.3	9.8	0.14
	S s - N 2 (EW)	(-+)	1.5	9.8	0.16
②	S s - D	(++)	2.0	9.8	0.21
	S s - D	(--)	2.0	9.8	0.21
	S s - N 1	(++)	1.6	9.8	0.17
③	S s - D	(++)	1.9	9.8	0.20
	S s - D	(--)	2.0	9.8	0.21
	S s - N 1	(++)	1.6	9.8	0.17

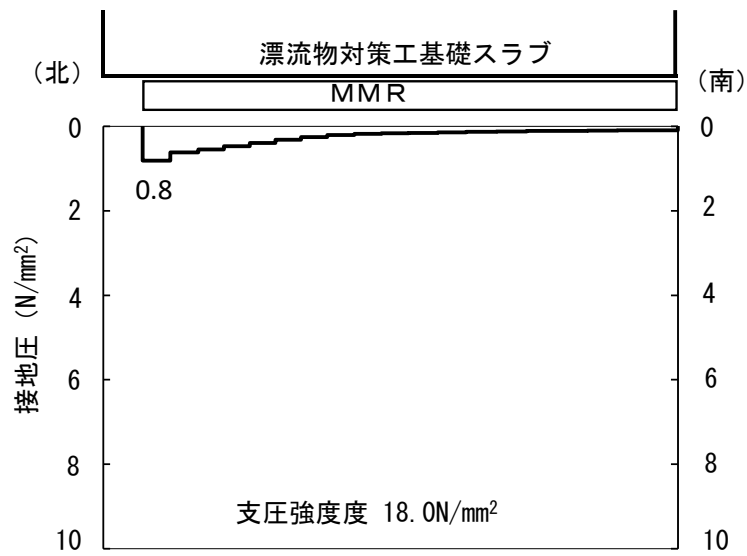


図 6.3.4-1(1) 基礎地盤の接地圧分布図 (MMR)

(S s - F 2 (++) )

解析ケース①：基本ケース

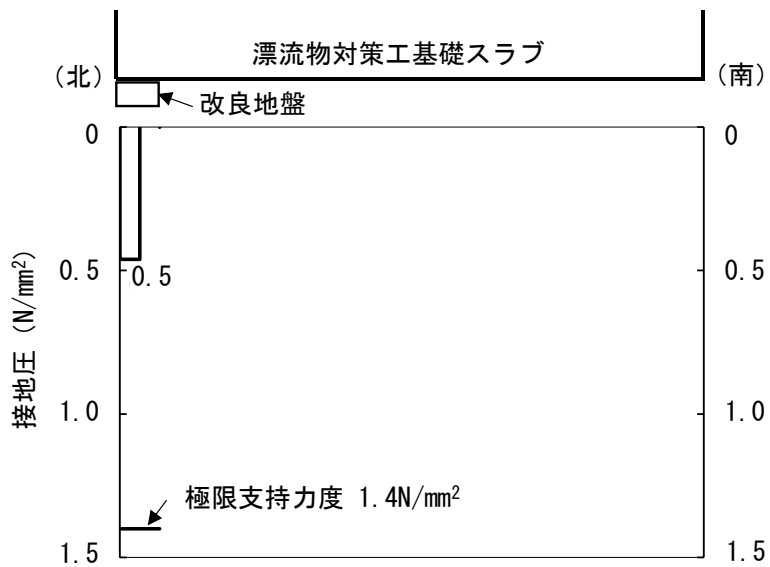


図 6.3.4-1(2) 基礎地盤の接地圧分布図 (改良地盤)

(S s - D (+-) )

解析ケース①：基本ケース



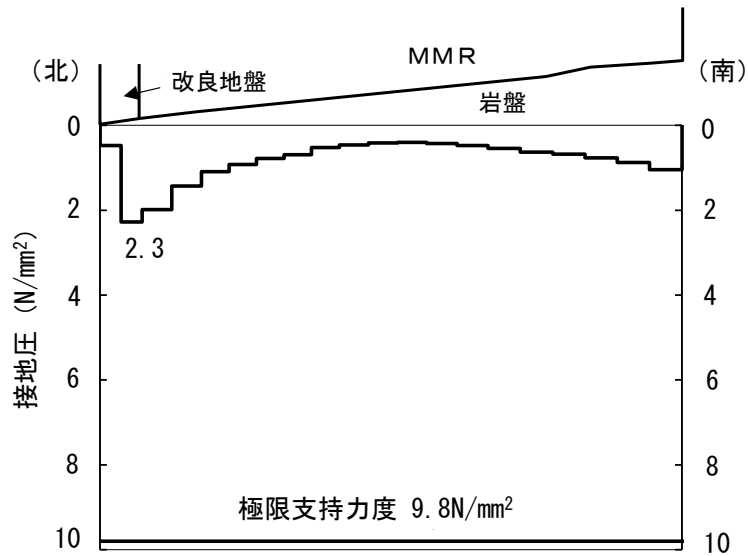


図 6.3.4-1(3) 基礎地盤の接地圧分布図 (岩盤)

(S s - N 1 ( - + ) )

解析ケース①：基本ケース

(2) せん断破壊 (MMR) に対する評価

MMRにおけるせん断及び引張による破壊の影響を確認するため、MMRのせん断破壊及び引張破壊に対する局所安全係数を表 6.3.4-2 に示す。

また、引張破壊に対する局所安全係数が 1.0 を下回るケースについて、最大引張応力発生時刻の局所安全係数分布図を図 6.3.4-2 に示す。

$$f_s = \frac{R}{S}$$

ここで、

$f_s$  : 局所安全係数

R : せん断強度又は引張強度

S : 発生せん断応力又は発生引張応力

同表及び同図より、せん断破壊及び引張破壊している要素の分布が極めて局所的でMMRの安全性に影響を及ぼすことはない。

以上から、漂流物対策工直下のMMRの健全性を確認した。

表 6.3.4-2(1) MMRのせん断破壊に対する局所安全係数

解析 ケース	地震動		せん断応力 S (N/mm <sup>2</sup> )	せん断強度 R (N/mm <sup>2</sup> )	局所安全係数 f <sub>s</sub>
①	S <sub>s</sub> -D	(++)	1.75	3.60	2.06
	S <sub>s</sub> -D	(-+)	1.48	3.60	2.43
	S <sub>s</sub> -D	(+-)	1.85	3.60	1.94
	S <sub>s</sub> -D	(--)	1.52	3.60	2.36
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	0.99	3.60	3.63
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	1.06	3.60	3.39
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	1.55	3.60	2.33
	S <sub>s</sub> -N1	(-+)	1.99	3.60	1.80
	S <sub>s</sub> -N2 (NS)	(++)	1.09	3.60	3.30
	S <sub>s</sub> -N2 (NS)	(-+)	1.27	3.60	2.83
	S <sub>s</sub> -N2 (EW)	(++)	1.06	3.60	3.39
	S <sub>s</sub> -N2 (EW)	(-+)	1.23	3.60	2.92
②	S <sub>s</sub> -D	(++)	1.75	3.60	2.05
	S <sub>s</sub> -D	(--)	1.52	3.60	2.36
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	1.55	3.60	2.33
③	S <sub>s</sub> -D	(++)	1.74	3.60	2.06
	S <sub>s</sub> -D	(--)	1.52	3.60	2.36
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	1.54	3.60	2.33

表 6.3.4-2(2) MMRの引張破壊に対する局所安全係数

解析 ケース	地震動		せん断応力 S (N/mm <sup>2</sup> )	せん断強度 R (N/mm <sup>2</sup> )	局所安全係数 f <sub>s</sub>
①	S <sub>s</sub> -D	(++)	2.88	1.57	0.54
	S <sub>s</sub> -D	(-+)	2.86	1.57	0.54
	S <sub>s</sub> -D	(+-)	2.82	1.57	0.55
	S <sub>s</sub> -D	(--)	2.73	1.57	0.56
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	1.70	1.57	0.92
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	1.56	1.57	1.00
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	3.46	1.57	0.45
	S <sub>s</sub> -N1	(-+)	3.21	1.57	0.48
	S <sub>s</sub> -N2 (NS)	(++)	1.81	1.57	0.86
	S <sub>s</sub> -N2 (NS)	(-+)	1.92	1.57	0.81
	S <sub>s</sub> -N2 (EW)	(++)	1.68	1.57	0.93
	S <sub>s</sub> -N2 (EW)	(-+)	2.17	1.57	0.72
②	S <sub>s</sub> -D	(++)	2.90	1.57	0.54
	S <sub>s</sub> -D	(--)	2.73	1.57	0.56
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	3.46	1.57	0.45
③	S <sub>s</sub> -D	(++)	2.86	1.57	0.54
	S <sub>s</sub> -D	(--)	2.73	1.57	0.56
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	3.45	1.57	0.45

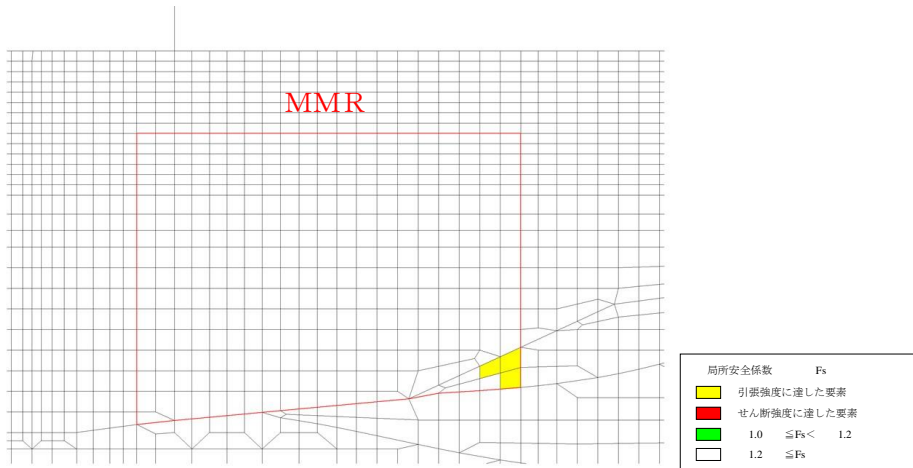


図 6.3.4-2(1) MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数分布図  
 (S s - D (++) , t=8.92s)  
 解析ケース①：基本ケース

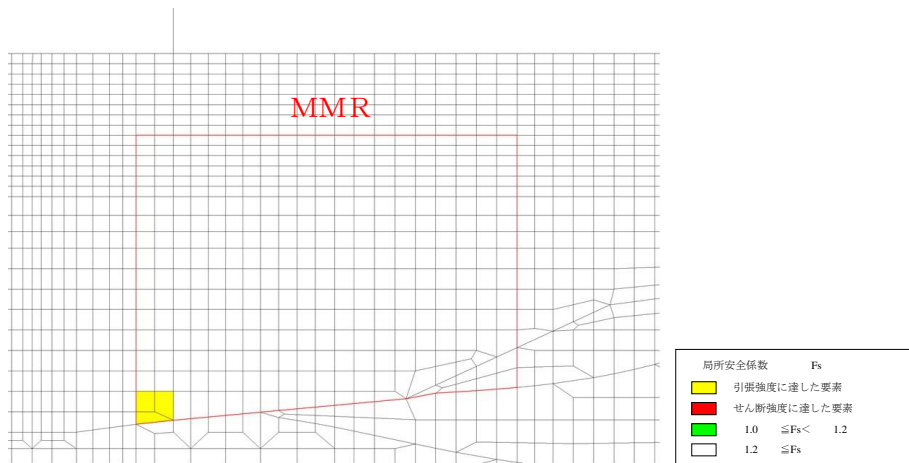


図 6.3.4-2(2) MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数分布図  
 (S s - D (-+) , t=8.92s)  
 解析ケース①：基本ケース

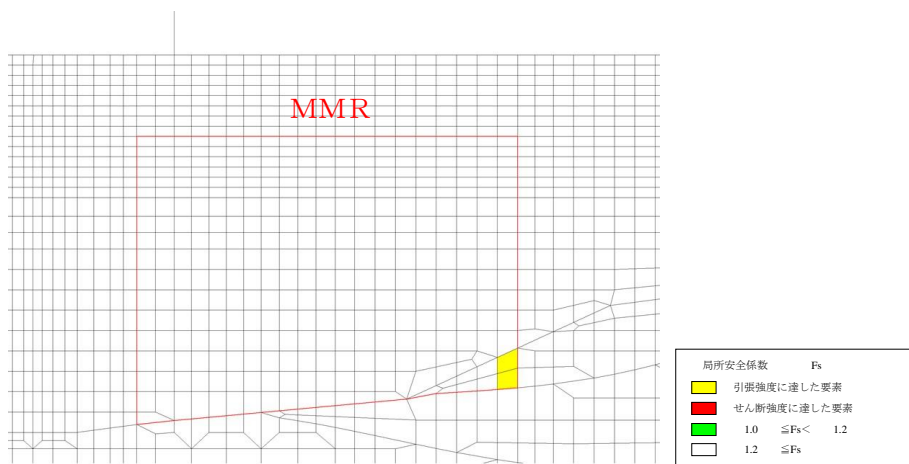


図 6.3.4-2(3) MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数分布図  
 (S s - D (+) , t=8.93s)  
 解析ケース①：基本ケース

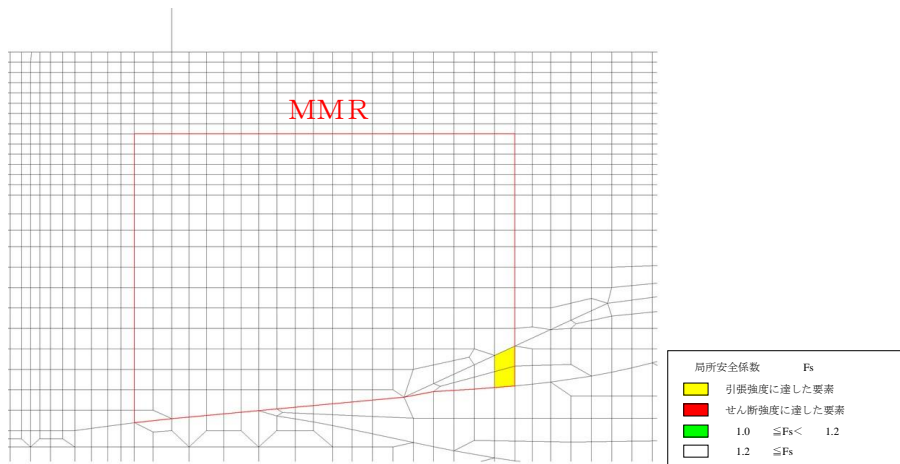


図 6.3.4-2(4) MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数分布図  
 (S s - D (---) , t=14.59s)  
 解析ケース①：基本ケース

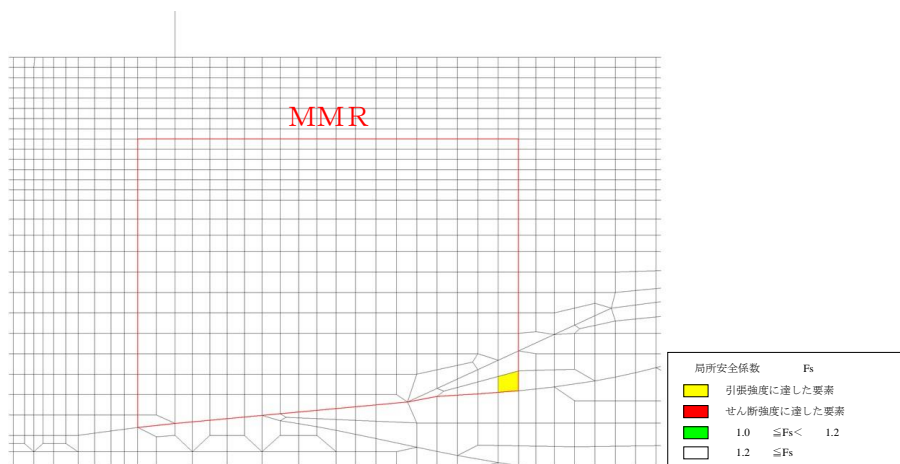


図 6.3.4-2(5) MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数分布図  
 (S s - F 1 (++) , t=8.95s)  
 解析ケース①：基本ケース

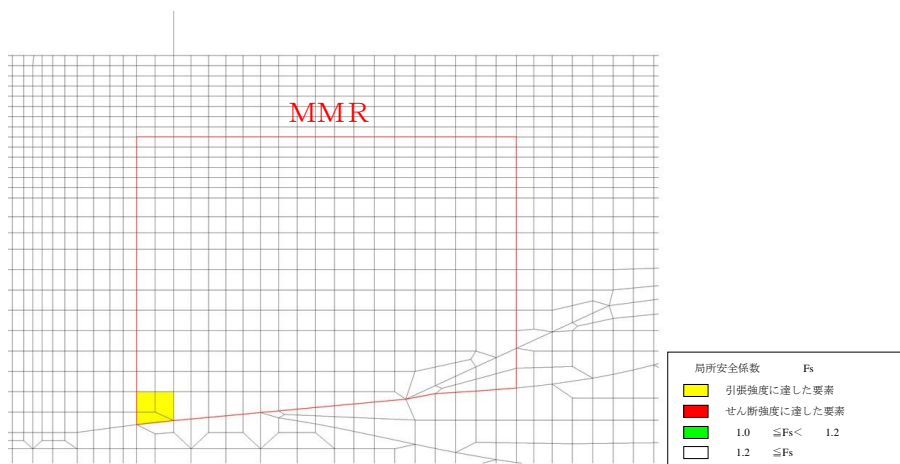


図 6.3.4-2(6) MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数分布図  
 (S s - N 1 (++) , t=7.52s)  
 解析ケース①：基本ケース

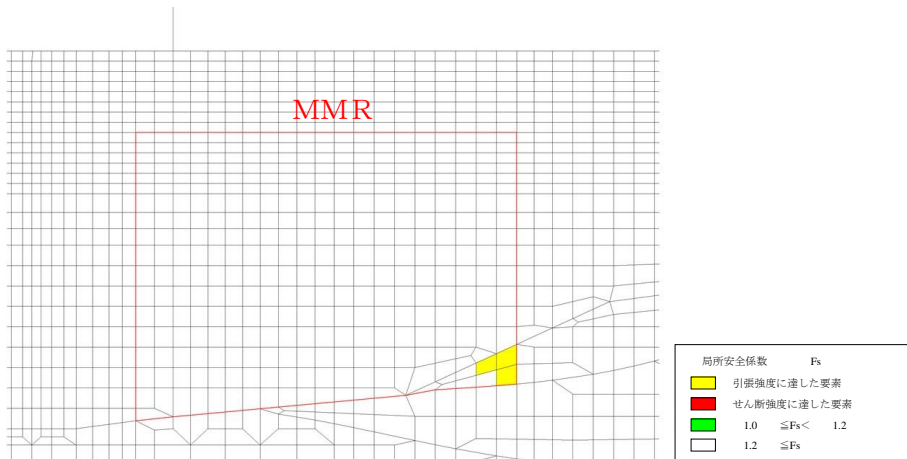


図 6.3.4-2(7) MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数分布図  
 (S s - N 1 (-+), t=7.52s)  
 解析ケース①：基本ケース

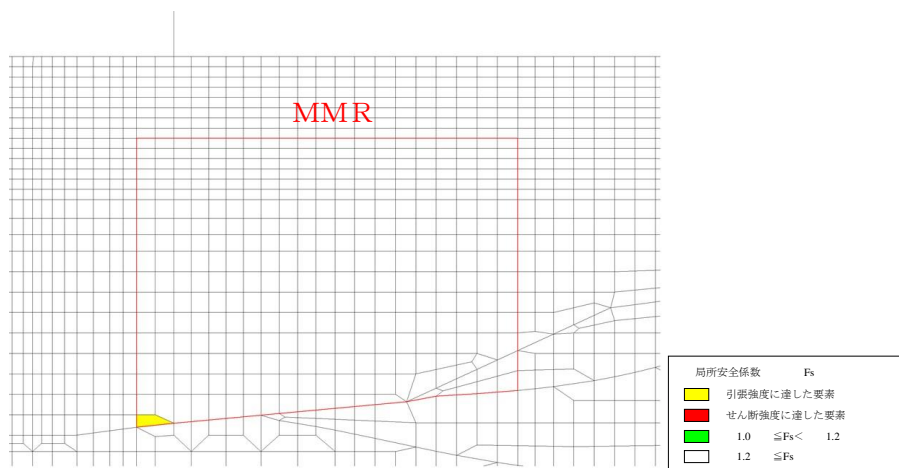


図 6.3.4-2(8) MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数分布図  
 (S s - N 2 (NS) (++) , t=25.00s)  
 解析ケース①：基本ケース

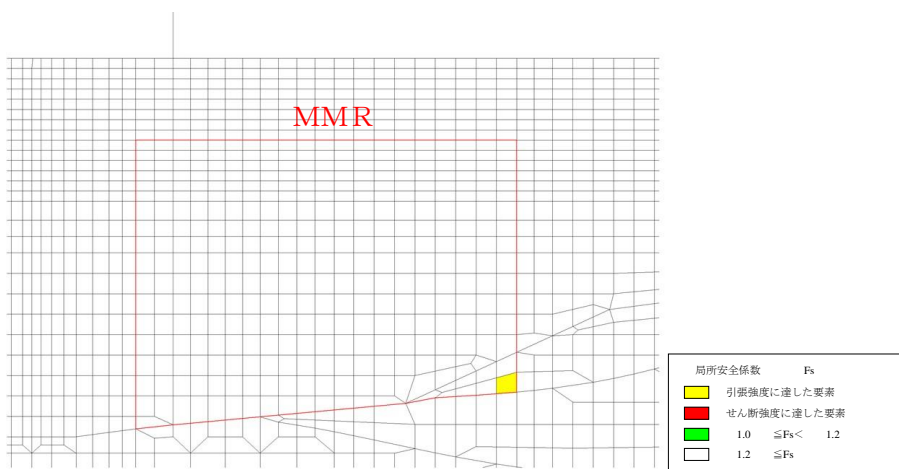


図 6.3.4-2(9) MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数分布図  
 (S s - N 2 (NS) (-+), t=24.96s)  
 解析ケース①：基本ケース

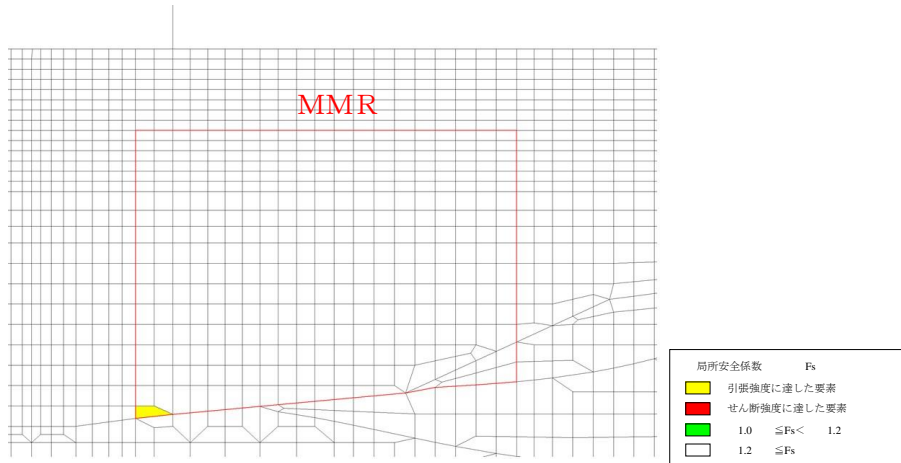


図 6.3.4-2(10) MMRの引張応力最大時刻の局所安全係数分布図

( $S_s - N_2 (EW) (++)$ ,  $t=25.97s$ )

解析ケース①：基本ケース

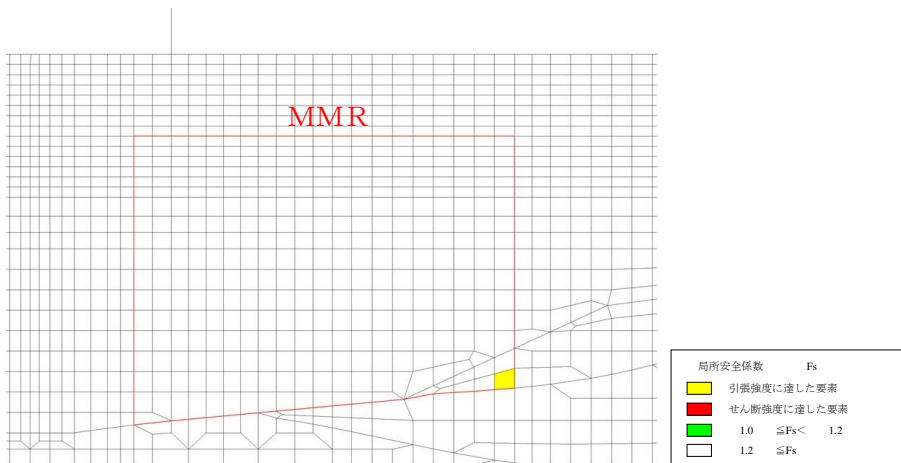


図 6.3.4-2(11) MMRの引張応力最大時刻の局所安全係数分布図

( $S_s - N_2 (EW) (-+)$ ,  $t=25.94s$ )

解析ケース①：基本ケース

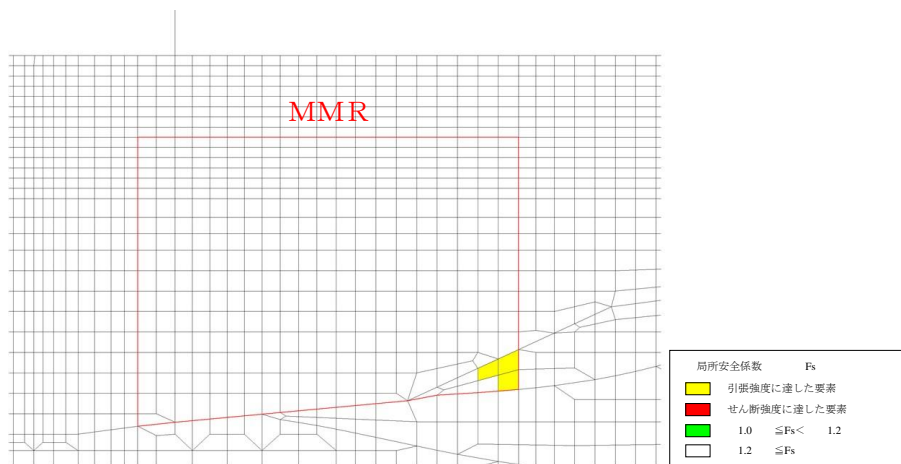


図 6.3.4-2(12) MMRの引張応力最大時刻の局所安全係数分布図

( $S_s - D (++)$ ,  $t=8.92s$ )

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 +  $1\sigma$ )

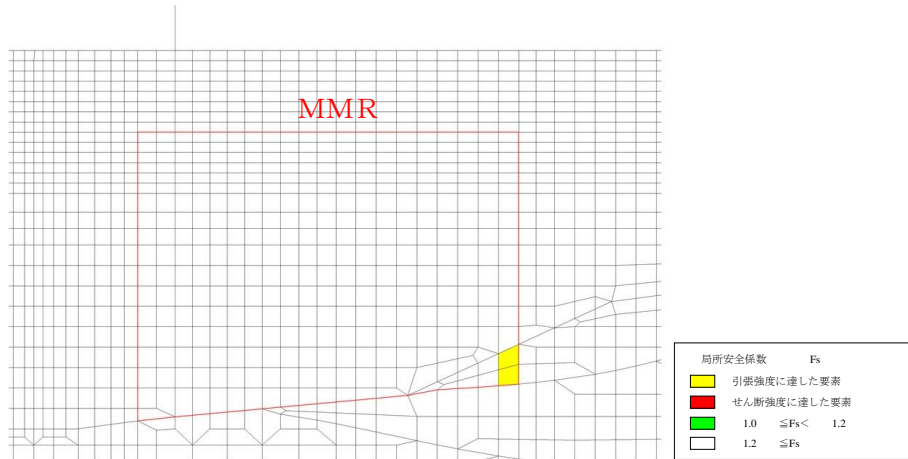


図 6.3.4-2(13) MMRの引張応力最大時刻の局所安全係数分布図  
( $S_s - D$  (---),  $t=14.59s$ )

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1  $\sigma$ )

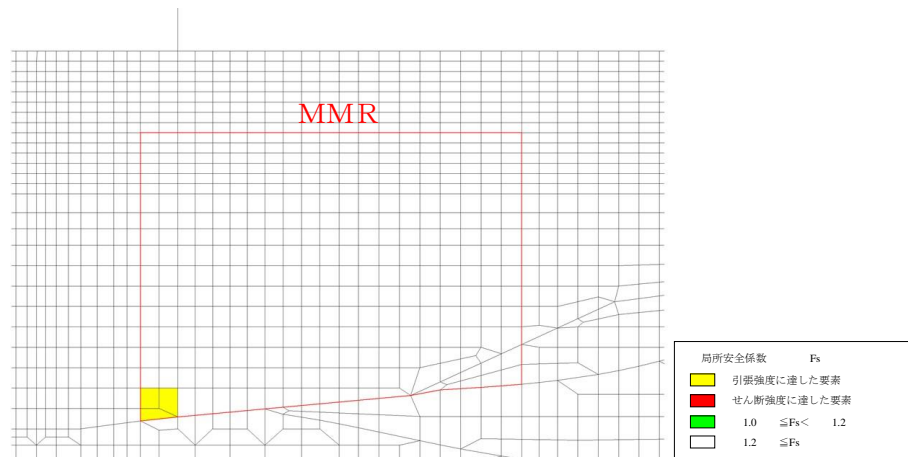


図 6.3.4-2(14) MMRの引張応力最大時刻の局所安全係数分布図  
( $S_s - N1$  (++) ,  $t=7.52s$ )

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1  $\sigma$ )

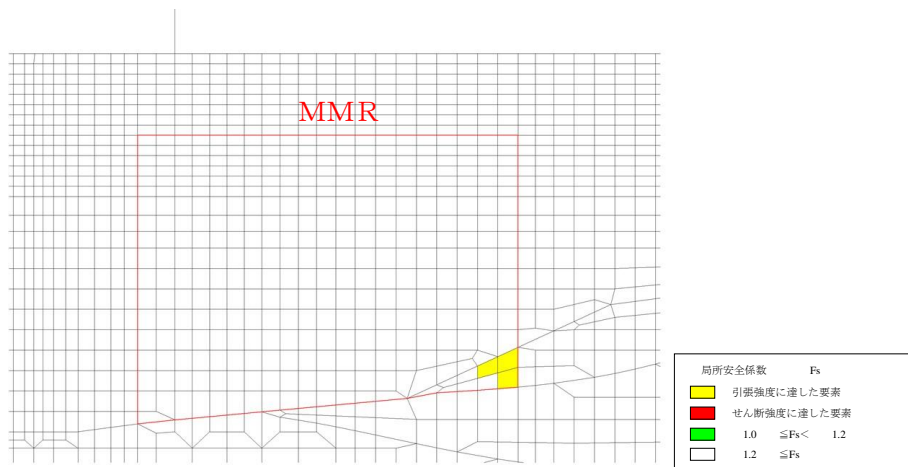


図 6.3.4-2(15) MMRの引張応力最大時刻の局所安全係数分布図  
( $S_s - D$  (++) ,  $t=8.92s$ )

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1  $\sigma$ )



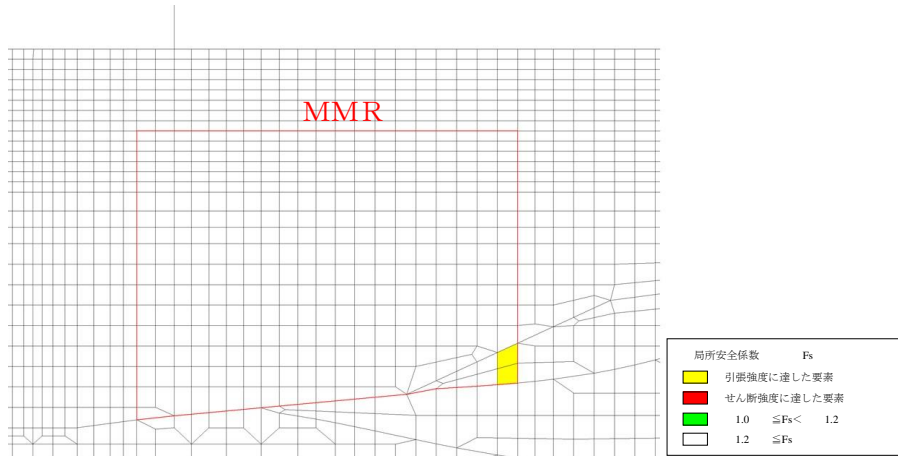


図 6.3.4-2(16) MMRの引張応力最大時刻の局所安全係数分布図  
(S s - D ( - - ), t=14.59s)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値 - 1 σ）

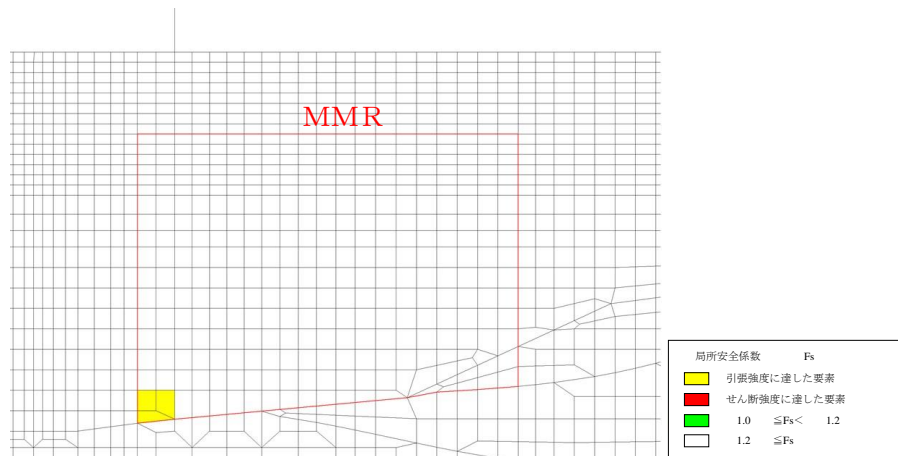


図 6.3.4-2(17) MMRの引張応力最大時刻の局所安全係数分布図  
(S s - N 1 ( + + ), t=7.52s)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値 - 1 σ）